共同研究報告書
整理番号第277号

道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その５)

—評価編—

平成13年３月

国土交通省土木研究所
(財)土木研究センター
石川島建材工業(株)
石川島播磨重工業(株)
川崎重工業(株)
川田工業(株)
基礎地盤コンサルタンツ(株)・(株)エーイーエヌ
(株)酒井鉄工所
ショーボンド建設(株)
新日本製鐵(株)
住友金属工業(株)
大成ロテック(株)
飛島建設(株)・日本カイザー(株)
奈良建設(株)
日本鋼管(株)
(株)富士ピー・エス
マグネ化学(株)
(株)宮地鐵工所・瀧上工業(株)・東海コンクリート工業(株)
(株)横河ブリッジ

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年１月６日付けで国土交通省に再編

共同研究報告書
第277号2001年３月

道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その５)
—評価編—

国土交通省土木研究所
(財)土木研究センター
石川島建材工業㈱
石川島播磨重工業㈱
川崎重工業㈱
川田工業㈱
基礎地盤コンサルタンツ㈱・㈱エーイーエヌ
㈱酒井鉄工所
ショーボンド建設㈱
新日本製鐵㈱
住友金属工業㈱
大成ロテック㈱
飛島建設㈱・日本カイザー㈱
奈良建設㈱
日本鋼管㈱
㈱富士ピー・エス
マグネ化学㈱
㈱宮地鐵工所・瀧上工業㈱・東海コンクリート工業㈱
㈱横河ブリッジ

要　旨

近年、車両の増加・大型化にともなう既設道路橋ＲＣ床版の補強の必要性が高まり、各種補強工法が提案されている。また、コスト縮減、省力化、省人化の要求に応えるための新しい床版構造も提案されているが、これらの工法の有効性についての実験的検証はほとんど行われておらずその有効性を確認する評価手法の確立が望まれている。一方、橋梁研究室では、２台の輪荷重走行試験機を導入し、一般的なＲＣ床版の耐久性に関する評価手法をほぼ確立している。

本研究は、評価手法が十分に確立されていない床版の補強工法及び新形式床版を含む統一的な耐久性に関する評価手法を確立する事を目的として現在開発が進んでいる各種形式の床版について輪荷重走行試験機を用いた疲労耐久性試験を中心とした検討を行ったものである。

キーワード：床版，輪荷重走行試験機，疲労耐久性，評価

目　次

共同研究参加者名簿

1．はじめに …… 1

2．工法の分類 …… 2

3．疲労耐久性試験方法 …… 3
　3．1　輪荷重走行試験機 …… 3
　3．2　供試体の設計条件 …… 4
　3．3　本試験における注意事項 …… 4
　3．4　試験方法 …… 5

4．　疲労耐久性評価手法 …… 9
　4．1　階段状荷重漸増載荷による疲労耐久性評価 …… 9
　4．2　基準床版 …… 11
　4．3　その他性能の評価 …… 17
　4．4　疲労耐久性評価手法の留意事項 …… 17

補修・補強床版編 …… 19

合成床版編 …… 79

コンクリート系床版編 …… 287

共同研究参加者名簿（平成 12 年度）

国土交通省土木研究所	構造橋梁部	部長	岡原　美知夫
	〃　橋梁研究室	室長	西川　和廣
	〃　〃	研究員	内田　賢一
	〃　〃	研究員	川間　重一
(財)土木研究センター		常務理事	佐伯　彰一
	研究開発四部	部長	鷹取　勲
	〃	主任研究員	横幕　清
石川島建材工業（株）	事業本部　第二土木技術部	課長	小野辺良一
	〃　〃	課長代理	中山壮一郎
	〃　〃		黒沢　隆
石川島播磨重工業（株）	橋梁事業部　基本計画部	部長	井元　泉
	〃　〃	技術開発グループ　課長	西土　隆幸
	〃　〃	〃	鈴木　統
	〃　〃	〃	松野　憲司
川崎重工業（株）	橋梁開発部	部長	八部　順一
	〃	グループ長	山本　晃久
	〃	主事	小出　宜央
	市場開発グループ	主事	橋本　靖智
	橋梁開発部		猪本　真
	〃		鹿島　孝之
川田工業（株）	技術部	統括部長	渡辺　滉
	名古屋設計課	課長	武田　芳久
	東京技術部	課長	橘　吉宏
	大阪技術部	課長補佐	街道　浩
基礎地盤コンサルタンツ（株）	設計本部	部長	田島　重男
	技術本部	部長	酒井　運雄
	設計部	課長代	石原　忠

	技術部		課長代	田中　勉
（株）エーイーエヌ	代表取締役			橋本　和夫
	専務取締役			高橋　司
（株）酒井鉄工所	技術開発部		部長	石崎　茂
	設計部	橋梁設計課	課長	田中　俊彦
	技術開発部			久保　圭吾
	設計部	橋梁設計課		興地　正浩
ショーボンド建設（株）	補修工学研究所		技術部長	佐藤　政勝
	〃	構造研究室	課長	加藤　暢彦
	北陸支店	技術部	課長	横山　広
	補修工学研究所	構造研究室		松尾　伸二
新日本製鐵（株）	建材開発技術部	橋梁開発技術グループ	部長	松永　久義
	〃	〃	マネジャー	藤井　康盛
	〃	〃	マネジャー	森　忠彦
住友金属工業（株）	橋梁新製品技術グループ		グループ長	井澤　衛
	〃		副長	中川　敏之
大成ロテック（株）	大成ロテック（株）	技術課長		鍋島　益弘
	東レ・デュポン（株）	ケブラー技術開発部　主幹		角田　敦
	住友ゴム工業（株）	建設品技術部　課長		柑本　哲哉
	三井建設（株）	土木構造グループ主任研究員		三上　浩
	（株）ボー	顧問		小寺　信市
飛島建設（株）	土木事業本部	設計部	課長	岡本　浩
	〃	〃	副課長	小櫃　一巳
	〃	〃	主任	川島知佳夫
日本カイザー（株）	技術部		部長	内藤　雅義
	〃		課長	肥沼　年光
	〃		副課長	平岩　昌久

奈良建設（株）	技術研究所		主任研究員	佐藤　貢一
	グリッド研		研究員	関根　健一
	グリッド研		研究員	財津　公明
	グリッド研		研究員	小林　朗
日本鋼管（株）	橋梁建設部	開発技術室	課長	川畑　篤敬
	〃		次長	加納　勇
	〃		係長	猪村　康弘
	基盤技術研究所	都市工学研究部　土木チーム	主査	長山　秀昭
	〃	〃　耐風・構造チーム	研究員	滝口　伸明
（株）富士ピー・エス	技術本部		部長	岩本　久信
	〃	設計課	課長	堤　　忠彦
	〃	〃		篠原　貴
	大阪支店	技術部　設計課	課長	真鍋　英規
マグネ化学㈱	専務取締役			塚崎　征
	常務取締役			藤巻　正義
	開発室		室長	小田原敏夫
（株）宮地鐵工所	技術本部	技術開発部	部長	能登　宥愿
	〃	〃　技術開発課	課長	太田　貞次
	〃	設計部　設計一課	課長	河西　龍彦
瀧上工業（株）	技術開発部		部長	左合　玄一
	〃	開発課	課長	村田　茂
	〃	技術課	主任	菱川　孝博
東海コンクリート工業（株）	技術開発部	設計グループ	課長	中島　義信
	営業部	開発営業グループ	係長	竹田　憲史
	営業部	第２営業グループ		奥田　潤
（株）横河ブリッジ	技術本部	研究所	統括技師	清田　錬次
	橋梁本部	技術部	課長	高田　和彦
	技術本部	研究所		永田　淳

1．はじめに

近年、車両の増加・大型化にともなう既設道路橋RC床版の補強の必要性が高まり、各種補強工法が提案されている。また、コスト縮減、省力化、省人化の要求に応えるための新しい床版構造も提案されているが、これらの工法の有効性についての実験的検証はほとんど行われておらず、その有効性を確認する評価手法の確立が望まれている。一方、橋梁研究室では、2台の輪荷重走行試験機を導入し、一般的なRC床版の耐久性に関する評価手法をほぼ確立している。

そこで本研究は、評価手法が十分に確立されていない床版の補強工法及び新形式床版を含む統一的な耐久性に関する評価手法を確立する事を目的として現在開発が進んでいる各種形式の床版について輪荷重走行試験機を用いた疲労耐久性試験を中心とした検討を行ったものである。

本報告書は、これまでに行ってきた試験結果[1)2)3)4)]をもとに各種形式の床版に関する疲労耐久性の評価をとりまとめたものである。本報告書の構成は、まず共通的な疲労耐久性試験方法および疲労耐久性評価手法の基本を示し、**2.**に示す工法の分類ごとに**補修・補強床版編**、**合成床版編**、**コンクリート系床版編**としてそれぞれ示した。なお本報告書に示した疲労耐久性評価手法は、今後本検討のほか実施される輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討を積み重ねる中で再度検討されるべき内容を有していることに留意されたい。また本報告書では、今回試験を実施した各種形式の床版について記述されている事項もあり、これを参考に新たな形式の床版の評価を実施する場合には、それら事項について適切に考慮して実施しなければならないことに留意されたい。

本研究は、国土交通省土木研究所橋梁研究室と（財）土木研究センター、石川島建材工業㈱、石川島播磨重工業㈱、川崎重工業㈱、川田工業㈱、基礎地盤コンサルタンツ㈱・㈱エーイーエヌ、㈱酒井鉄工所、ショーボンド建設㈱、新日本製鐵㈱、住友金属工業㈱、大成ロテック㈱、飛島建設㈱・日本カイザー㈱、奈良建設㈱、日本鋼管㈱、㈱富士ピー・エス、マグネ化学㈱、㈱宮地鐵工所・瀧上工業㈱・東海コンクリート工業㈱、㈱横河ブリッジと共同で実施した。

2．工法の分類

検討を実施した各床版は、これまでの研究[1)2)3)4)]と同様に**表－2.1.1**に示す補修・補強グループ、**表－2.1.2**に示す合成床版グループ、**表－2.1.3**に示すコンクリート系床版グループに分類し、それぞれ特有の事項に関して各編にて検討するものとした。

表－２．１．１　補修・補強グループ

工法名	共同研究者
二方向ケブラー製シート工法１	大成ロテック㈱
二方向ケブラー製シート工法２	
ＦＲＰグリット工法１	◎　奈良建設㈱
ＦＲＰグリット工法２	
ＰＳＲ工法１	マグネ化学㈱
ＰＳＲ工法２	

表－２．１．２　合成床版グループ

工法名	共同研究者
トラス型ジベル合成床版	川崎重工業㈱
ＳＣデッキ	川田工業㈱
ＦＲＰ合成床版	㈱酒井鉄工所
ウルトラパネル	ショーボンド建設㈱
Ｉ形鋼格子床版	◎　新日本製鐵㈱
ＴＲＣ床版	住友金属工業㈱
サンドイッチ型複合床版	
Ｕリブ合成床版	日本鋼管㈱
低Ｕリブ床版	
パワースラブ	㈱横河ブリッジ

表－２．１．３　コンクリート系床版グループ

工法名	共同研究者
ＵＩスラブ１	石川島建材工業㈱
ＵＩスラブ２	
リブ付きマッチキャスト床版	石川島播磨重工業㈱
リブ付きプレキャスト床版	
Ｚ床版	基礎地盤コンサルタンツ㈱・㈱エーイーエヌ
ＳＢパネル（その１）	◎　ショーボンド建設㈱
ＳＢパネル（その２）	
ＢＡＲＤ床版Ⅰ	飛島建設㈱・日本カイザー㈱
ＢＡＲＤ床版Ⅱ	
チャンネル形状プレキャストPC床版工法１	㈱富士ピー・エス
チャンネル形状プレキャストPC床版工法２	
トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版	㈱宮地鐵工所・瀧上工業㈱・東海コンクリート工業㈱

◎：各グループの幹事

３．疲労耐久性試験方法

この章では、道路橋床版の疲労耐久性試験に用いる輪荷重走行試験機および供試体の設計条件、輪荷重走行試験とその注意事項そして各工法の試験方法について述べる。なお本試験における輪荷重走行試験は、床版を単純支持した支間の中央を輪荷重が繰り返し走行する試験方法である。したがって床版の橋軸直角方向における輪荷重の分布、連続版の支持げた上およびせん断が卓越する支点付近の走行などにおける影響を考慮することができない。さらに本試験は、供試体を乾燥状態で実施しているために床版の劣化を促進させる湿潤状態での試験を行っていない。従って、これらの影響を考慮する場合は別途、適切な試験方法または検討が必要である。

３．１　輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験機は、実際の輪荷重の走行を再現するため、床版に車輪による荷重を負荷させた状態で載荷位置を移動させる試験機である。輪荷重の走行は、フライホイール（円板）の回転力を輪荷重の往復運動に変換することによって行っている。**図－3.1.1** に試験機の外観図を、**表－3.1.1** に試験機の主要諸元を示す。

輪荷重走行試験機には、24 時間計測が可能となる自動計測システムを採用した。このシステムでは、ひずみ、変位等のデータを随時、自動的にパソコンに取り込むとともに、常時監視、記録することにより床版の破壊寸前のデータを試験終了後に解析することが可能である。また、このシステムは床版下面に発生するひび割れの進行状態を定量的に把握するために CCD カメラを床板下面に設置し、撮影した画像データをパソコンで処理することによりひびわれの幅、長さおよび密度を算出することが可能である。

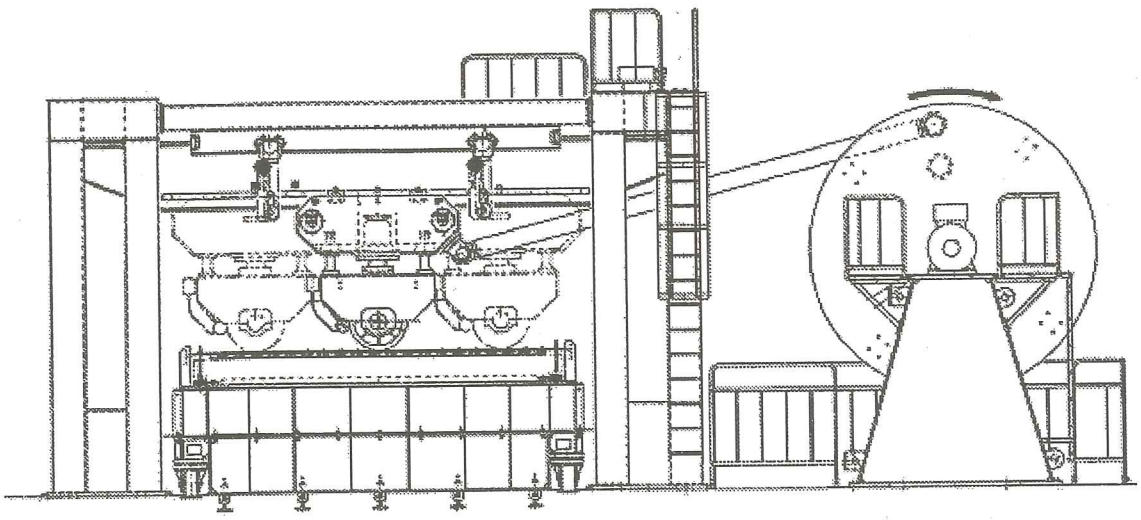


図-3.1.1　輪荷重走行試験機外観図

表－3.1.1　輪荷重走行試験機の主要諸元

項目			仕様
形状・寸法		試験機寸法	フレーム：高さ約 5m×長さ約 8m フライホイール：直径 3.5m、重さ 98kN
		供試体最大寸法	幅 3.0m×長さ 4.5m×厚さ 0.35m（床版） 治具の取り替えにより桁部を含めた実験も可能
		車輪の種類	鉄輪：直径 700mm×幅 300mm 鉄輪：直径 700mm×幅 500mm ゴムタイヤ：9.00-R20-14PR 相当（ダブル）
性能	駆動	走行範囲	±0.5/±1.0/±1.25/±1.5m
		最大回転速度	59.8/42.3/37.8/34.7rpm
	載荷	最大載荷力	走行時：490kN 停止時：981kN
		最大載荷ストローク	200mm
その他		設置台数	２基：１号機（レッド）、２号機（イエロー）
		設置場所	国土交通省　土木研究所　構造力学実験施設

３．２　供試体の設計条件

供試体は、床版支間 3.0m の連続板としてＢ活荷重に対して設計するものとした。しかし供試体は、試験機の制約により単純支持して行う必要があるため、連続板の支間中央の曲げモーメントが同様になる支間 2.5m で単純支持するものとした。さらに供試体は、等分布死荷重として舗装厚さを 10cm とし、1 方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台／日以上を考慮して設計するものとした。なお、供試体の設計において各工法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道路橋示方書（以下：道示）によらずそれに従うものとした。

３．３　本試験における注意事項

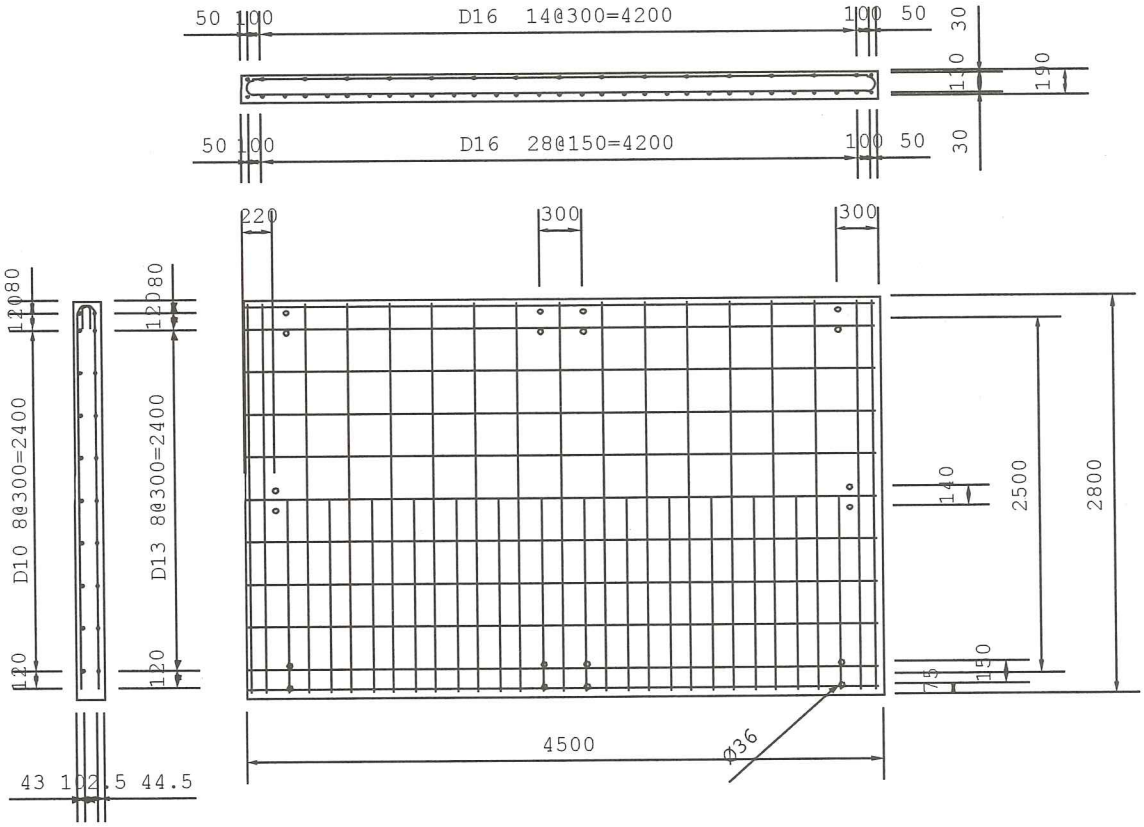
各工法による供試体は、４．４に示す様に供試体の製作においてコンクリート圧縮強度、鋼材の配置位置、床版厚等が設計に対して誤差を生じると、疲労耐久性の評価が困難になるので注意が必要である。また供試体の上面が平滑でないと必要以上に輪荷重の走行による衝撃の影響を受けるので供試体上面は平滑に仕上げなければならない。

3．4　試験方法

（1）補修・補強工法

1）基準供試体の製作

補修・補強工法を施工する基準供試体は、**図－3.4.1** に示す昭和 39 年鋼道路橋設計示方書（以下「昭和 39 年道示」）に準じて設計された長さ 4.5m×幅 2.8m×高さ 19cm の供試体を用いるものとした。なお、供試体には、ハンチを設けていない。使用材料は、鉄筋が SD295A を用い、試験時のコンクリート強度が 25N/mm²～30N/mm² となるように考慮するものとした。



図－3.4.1　基準供試体の形状・寸法（RC39 供試体）（単位：mm）

2）供試体の補強設計

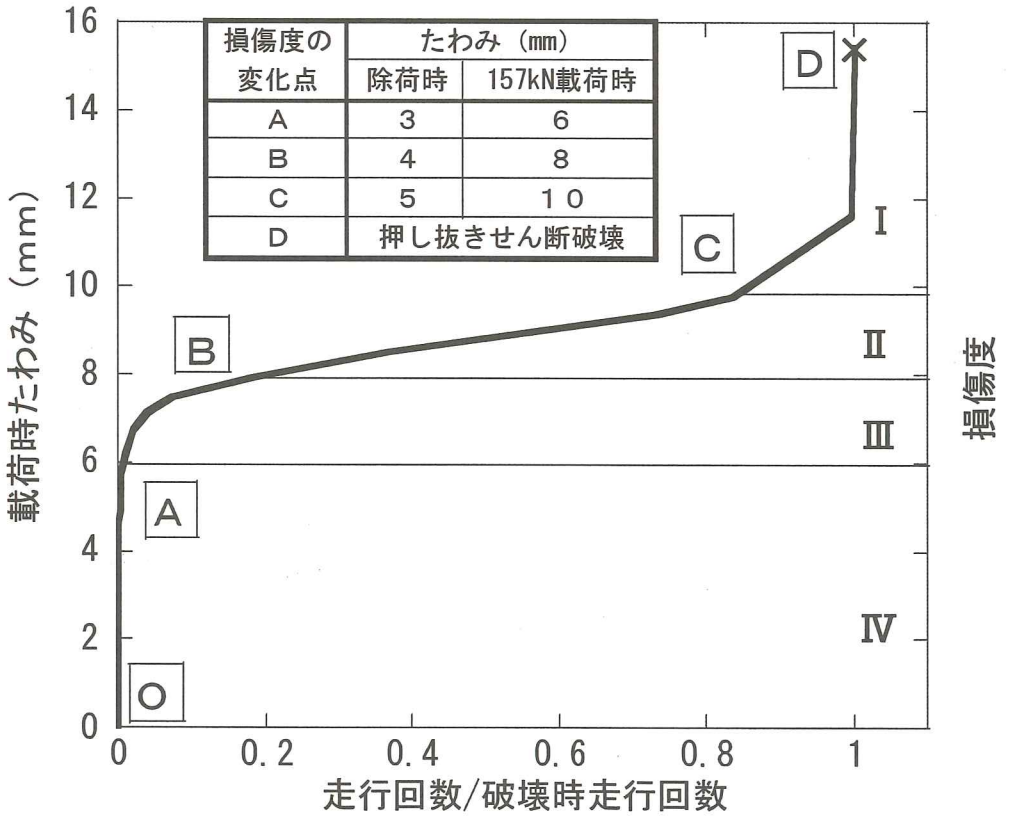
基準供試体は、**3.2** に示すように床版支間 3.0m の連続板として設計したが、連続板の支間中央の曲げモーメントが同様になる 2.5m で単純支持するものとした。したがって供試体の補強設計は、**図－3.4.1** に示す供試体であっても 3.0m の連続版に対する補強量となるようにするものとした。なお、補強設計において各工法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

3）供試体の設置

供試体は、床版支間方向に単純支持、橋軸方向に弾性支持し、回転拘束を与えないように浮き上がりを防止して輪荷重走行試験機に固定した。輪荷重走行試験は、床版供試体上に 500×200 ㎜の載荷ブロックを一列に並べた軌道上を幅 500mm の鉄輪が 3m 往復して走行を行った。

4）初期損傷

補修・補強工法は、基準供試体に対して、補修・補強を実施する前に輪荷重走行試験機を用いた載荷荷重 157kN での初期載荷を行うものとした。**図－3.4.2** に示す RC39 供試体の走行回数－載荷時供試体の中央変位の関係は、土木研究所資料第 2651 号「橋梁点検要領（案）」に準拠し過去に行った同様な輪荷重走行試験結果[5]により求めたものである。なお、このときの供試体のコンクリート圧縮強度は 27N/㎟程度であった。したがって基準供試体のコンクリートの圧縮強度は、27N/㎟程度が望ましいがこれより大きい場合は、図に示すような初期損傷を与えるために長時間を要する可能性が考えられる。よって、この場合は荷重を増加させて、基準供試体の下面および上面のひび割れの進展を指標として初期損傷を決めることが考えられる。なお、荷重を増加させる場合には基準供試体が急激に破壊しないことを確認する必要がある。



図－3.4.2　RC39 供試体の走行回数－載荷時供試体中央変位の関係

（コンクリートの圧縮強度： 27N/㎟）

5）補修・補強の実施

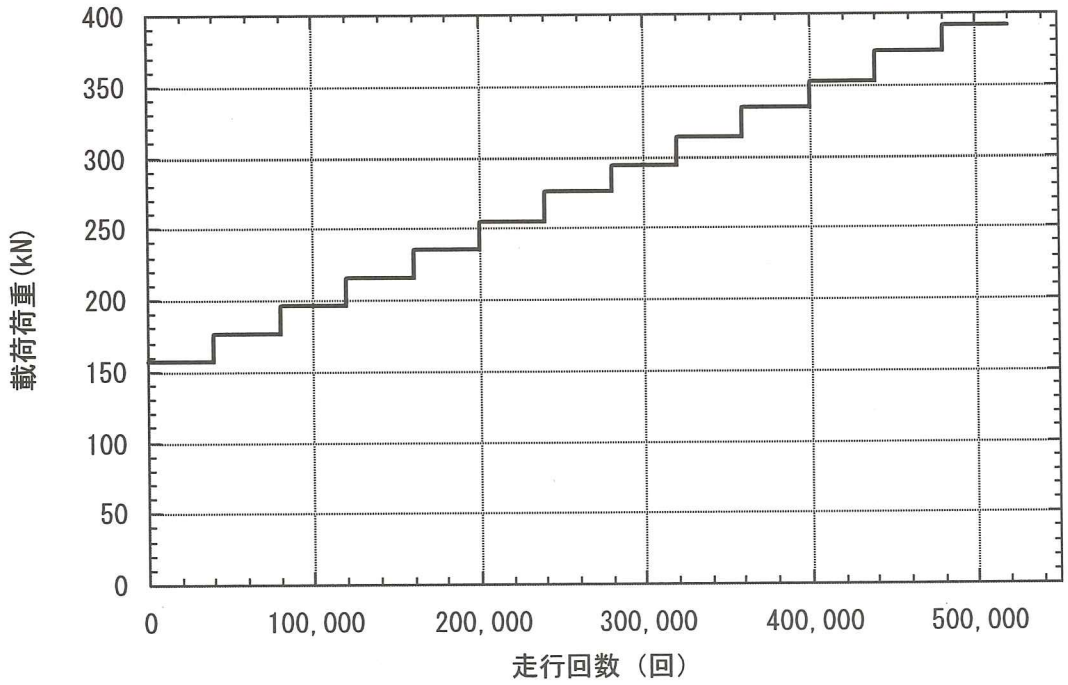
劣化を与えた基準供試体への補修・補強の実施は、各工法の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。なお、補修・補強の実施においては安全のため輪荷重の走行を行わないものとした。

6）補強材料の養生

供用下での施工が可能な工法は、補強材料の養生期間中にも輪荷重の走行を行うことを基準とした。輪荷重の走行は、補修・補強の完了後、計測器を取り付けた後に速やかに実施するものとした。なお、養生期間中の載荷は、供試体の劣化が促進しないように配慮して載荷荷重 69kN で行うものとし、走行スピード20 回／分（約 13,000 回/日）にて 200,000 回の走行を行うものとした。

7）階段状荷重漸増載荷試験

補強材料の養生の終了した供試体は速やかに階段状荷重漸増載荷（以下「階段載荷」）を行うものとした。階段載荷は、**図－3.4.3** に示す初期荷重を 157kN とし、４万回走行毎に約 20kN ずつ荷重を増加させ、供試体が破壊に至るまでもしくは走行回数 520,000 回 392kN まで実施するものとした。



図－3.4.3　階段状荷重漸増載荷

（2）合成床版・コンクリート系床版

1）供試体の設計

供試体は、3.2 に示すように床版支間 3.0m の連続板としてB活荷重に対して設計するものとした。しかし供試体は、試験機の制約により単純支持して行う必要があるため、連続板の支間中央の曲げモーメントが同様になる支間 2.5m で単純支持するものとした。さらに供試体は、等分布死荷重として舗装厚さを 10cm とし、1 方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台／日以上を考慮して設計するものとした。なお、供試体の設計において各工法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

2）供試体の施工

供試体の施工は、各社の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。しかし供試体は、その製作において支持げたによるコンクリートの乾燥収縮の影響や支持する桁の沈下などの支持げたによる影響が考慮されていない。なお実橋において床版下面に鋼板を有する場合や支点上の鋼材の連結が有る場合は、供試体の支点上の構造を実橋の主げた上と同様な構造となるように配慮して供試体を製作するものとした。

3）供試体の設置

供試体は、床版支間方向に単純支持、橋軸方向に弾性支持し、回転拘束を与えないように浮き上がりを防止して輪荷重走行試験機に固定するものとした。輪荷重走行試験は、床版供試体上に 500×200 ㎜の載荷ブロックを一列に並べた軌道上を幅 500㎜ の鉄輪が 3m 往復して走行を行った。

4）階段状荷重漸増載荷試験

供試体は、打設したコンクリートの強度を確認したのち階段載荷を行うものとした。階段載荷は、**図－3.1.4** に示す初期荷重を 157kN とし、４万回走行毎に約 20kN の荷重を増加させるものとした。階段載荷は、供試体が破壊に至るまでもしくは走行回数 520,000 回載荷荷重 392kN まで実施するものとした。

4．　疲労耐久性評価手法

この章では、各工法の供試体について、輪荷重走行試験を用いた階段載荷による疲労耐久性評価手法について述べる。

4．1　階段状荷重漸増載荷による疲労耐久性評価

本研究では、階段載荷による輪荷重走行試験を行っている。階段載荷は走行4万回毎に荷重を増加させ疲労を促進する試験であるために、比較的短期間に試験結果を求めることが可能である。さらに、階段載荷は、載荷荷重を変化させた場合の荷重一定載荷に比較して載荷履歴が同一とすることからその疲労耐久性の評価が容易であることがいえる。

一方、実橋におけるRC床版の破壊メカニズムは、荷重一定載荷による輪荷重走行試験[7]により、その破壊メカニズムが再現できることが確認されている。また、階段載荷によるRC床版の輪荷重走行試験[6]においても、床版下面に格子状のひび割れが生じたあと、床版上面に貫通ひび割れが生じて、押し抜きせん断による破壊形態を示すことが確認されており、一定載荷による試験での損傷過程と同じであることが分かった。

そこで、本試験方法による各供試体の疲労耐久性の評価は、階段載荷を行った各工法の供試体と基準とするRC床版供試体（以下：基準床版）の破壊時走行回数および破壊時載荷荷重の相対的な比較により行うこととした。したがって基準床版との相対的な比較を行う各工法による供試体は、実橋における破壊メカニズムの再現が確認されている必要がある。

図-4.1.1に疲労耐久性の評価手法の概念図を示す。図よりA工法は、実橋で確認された、または想定される破壊性状を示して輪荷重走行試験を終了したとする。よってA工法は、基準床版との相対比較により、基準床版に対して破壊時走行回数および破壊時載荷荷重が上位にあるので疲労耐久性が高いと評価できる。また、同図よりB工法は、実橋で確認されていない、または想定されない破壊性状を示したとする。この場合、破壊メカニズムが再現されていないと考えられるために、輪荷重走行試験から得られるデータをもとに基準床版のデータと比較するなどして適切な評価を行わなくてはならない。本報告書においても各工法の各編にてこれらの事項についての検討を実施した。

なお、本報告書では基準床版として、別途既に実施している平成8年道路橋示方書（以下、「平成8年道示」）に準じて製作した鉄筋コンクリート床版供試体（以下、「RC8供試体」）を用いるものとした。

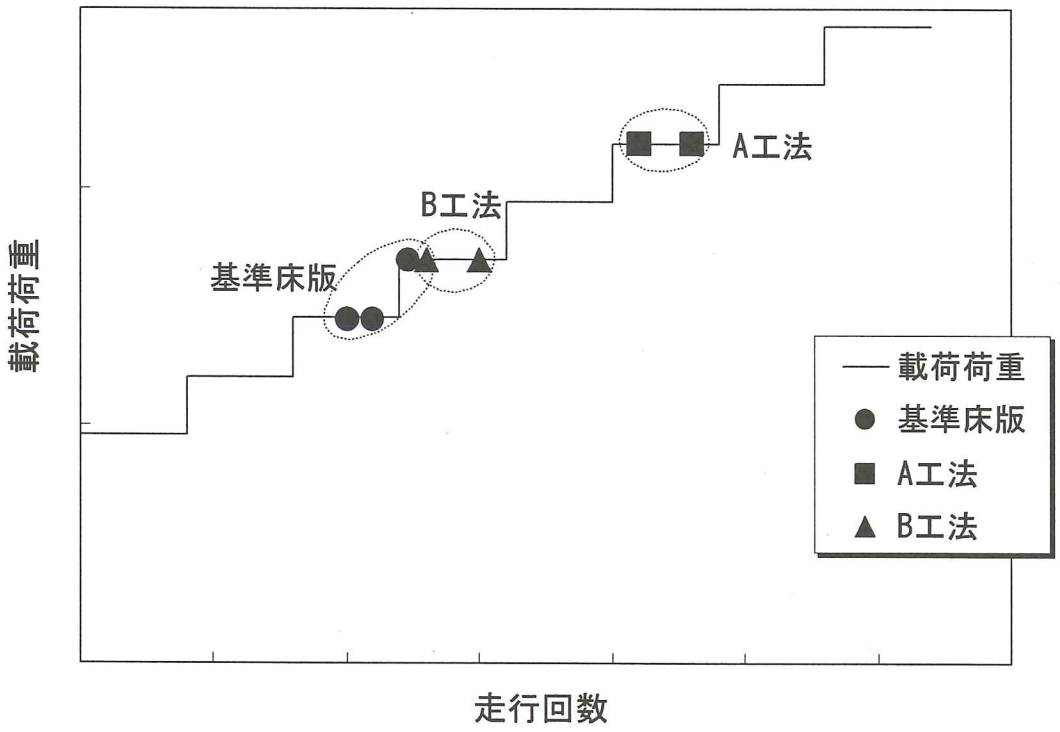


図-4.1.1　階段載荷による疲労耐久性の概念図

さらに本研究において下記に示す事項が確認されたり懸念されたりしたため、それらについての検討も実施している。

補修・補強床版の検討では、基準供試体の初期損傷の程度が、補修・補強による疲労耐久性の評価を実施する上で検討を要することがわかった。

合成床版の検討では、未破壊にて階段載荷を終了していても、長期の繰り返しを考えると床版を構成している鋼部材の溶接部や応力が集中すると思われる部位に疲労の懸念がされた。

コンクリート系床版の検討では、特にプレストレスを導入している工法は設計活荷重程度の荷重では、ひび割れが生じないが、階段載荷による載荷荷重の増加によりひび割れが生じた。

４．２　基準床版

本報告書では、輪荷重走行試験を用いた階段載荷による疲労耐久性の評価において平成８年道路橋示方書によるRC8供試体を用いることとしたがその概要および試験結果さらにその評価について述べる。

（１）供試体の概要

各工法の供試体との比較に用いる基準床版であるRC8供試体の諸元を**表-4.2.1**に示す。なお、使用したコンクリートの設計基準強度は道示に準じて24N/mm²とした。RC8供試体は圧縮側鉄筋の配置方法の異なるRC8o供試体とRC8n供試体をそれぞれ3体ずつ製作した。RC8o供試体の形状・寸法を**図-4.2.1**に同じくRC8n供試体を**図-4.2.2**に示す。

表-4.2.1　RC8供試体諸元

供試体名	寸法 (cm)	支間 (cm)	橋軸直角方向（cm）			橋軸方向（cm）		
			径	有効高さ	間隔	径	有効高さ	間隔
RC8o	280×450×25	250	D19 (D16)	21 (4)	15 (15)	D16 (D13)	19.2 (5.5)	12.5
RC8n			D19 (D19)	21 (4)	15 (30)	D16 (D16)	19.25 (5.75)	12.5 (25)

（ ）内は圧縮側鉄筋の値

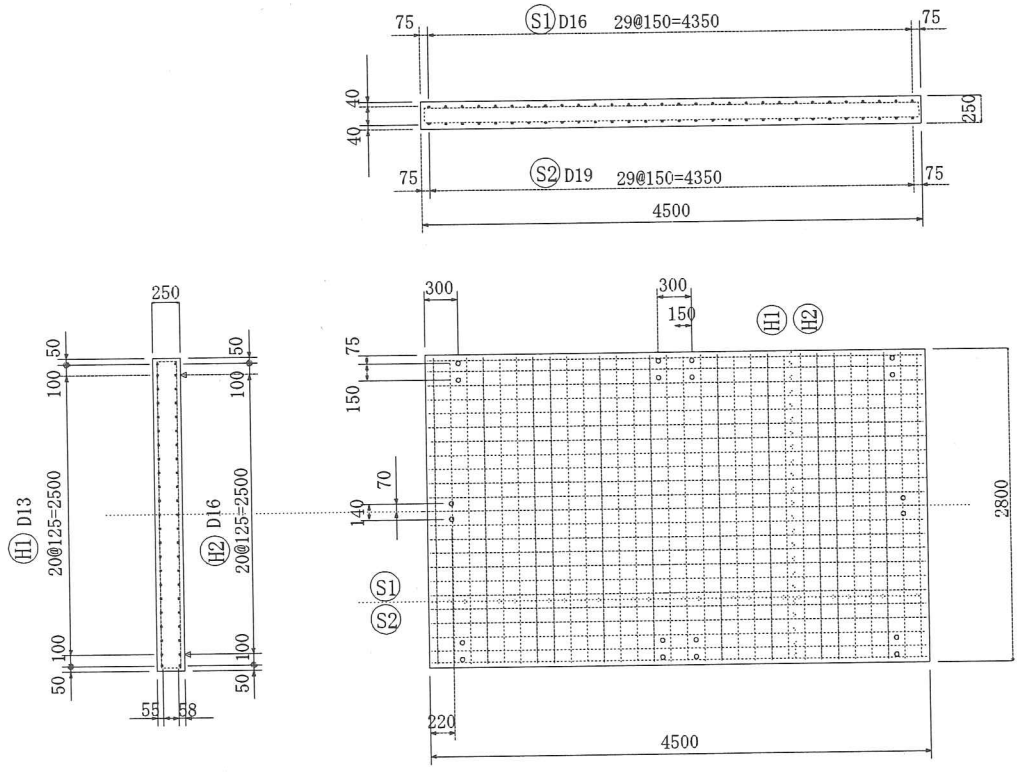


図-4.2.1　RC8o供試体の形状・寸法　（単位：mm）

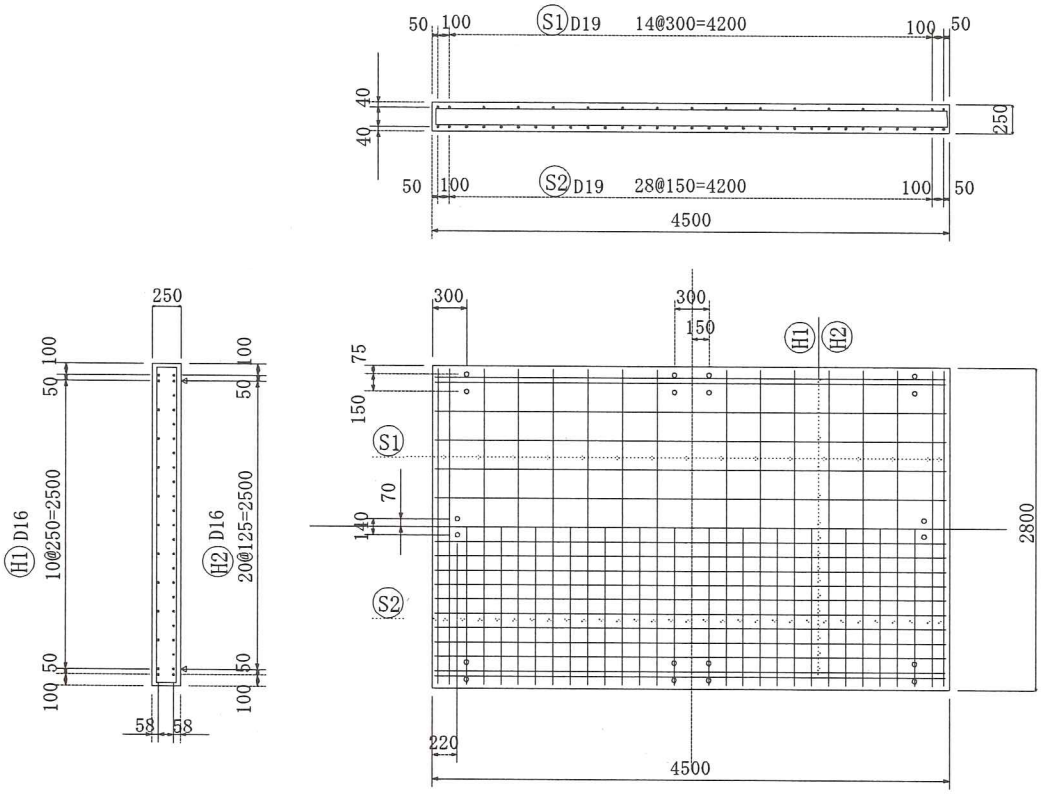


図-4.2.2　RC8n 供試体の形状・寸法　（単位：mm）

（2）試験結果

図-4.2.3 に RC8 供試体の階段載荷における試験終了時の走行回数および載荷荷重の関係を示す。図より、破壊にて試験を終了した供試体は 3 体、未破壊にて試験を終了した供試体は 3 体である。なお、破壊に至った供試体は押し抜きせん断による破壊であった。**表-4.2.2** に RC8 供試体の試験終了時走行回数とコンクリート圧縮強度の関係を示す。表より、コンクリート圧縮強度にばらつきがあることがわかる。また、コンクリート圧縮強度が大きくなると破壊時走行回数が多くなる傾向があることがわかる。**図-4.2.4** に RC8 供試体の破壊状況の例として RC8n-1 供試体の輪荷重走行試験終了後におけるひび割れ図を示す。図より、供試体上面に橋軸直角方向のひび割れが、供試体下面には亀甲状のひび割れが生じていることがわかる。さらに、橋軸方向の供試体断面図より、押し抜きせん断によるひび割れが生じていることがわかる。

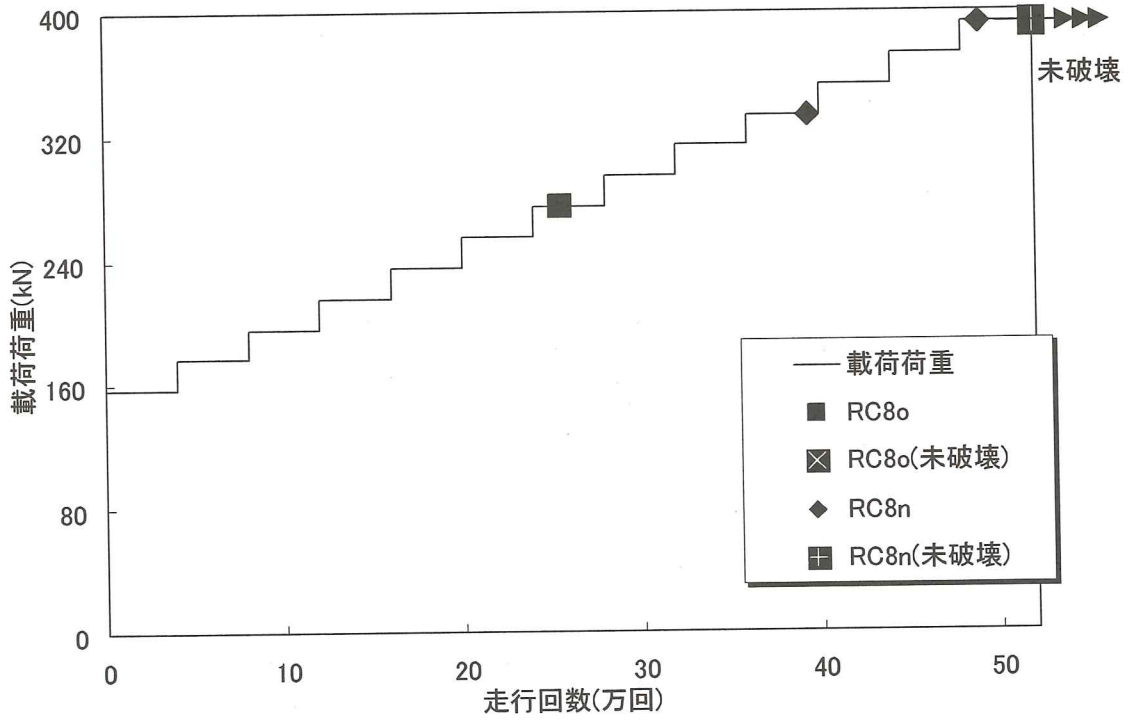
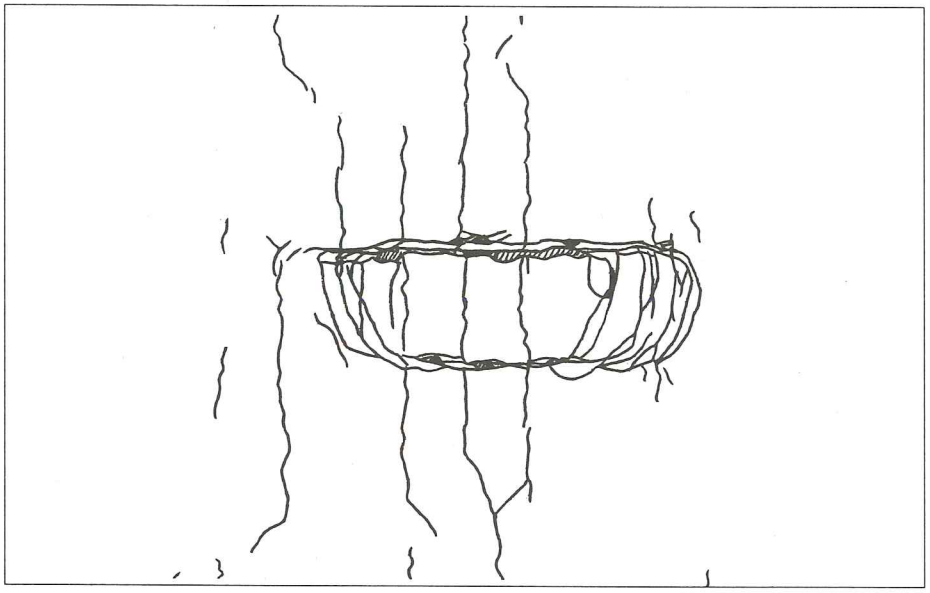


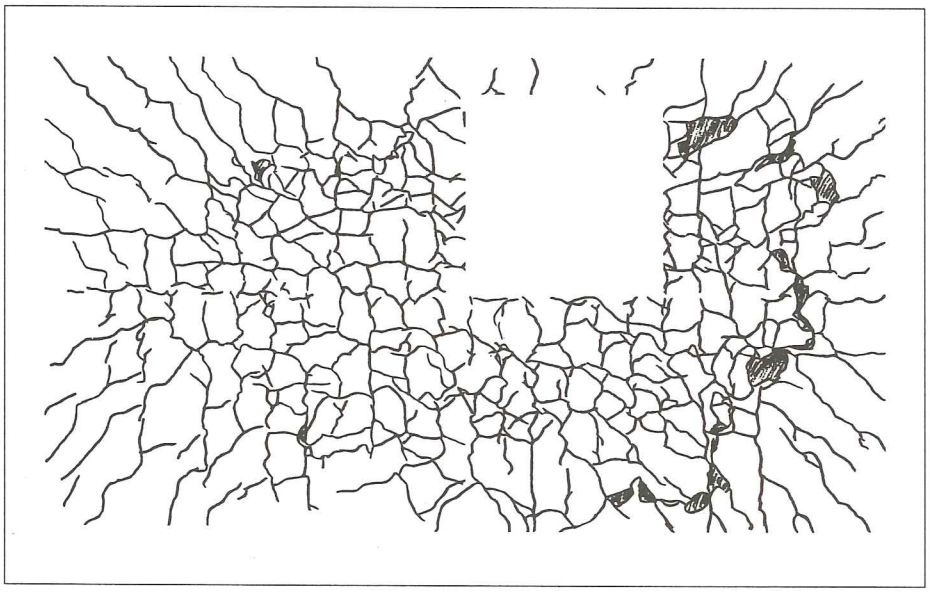
図-4.2.3　試験終了時の走行回数と載荷荷重の関係

表-4.2.2　RC8 供試体の荷重および走行回数とコンクリート材料試験結果の関係

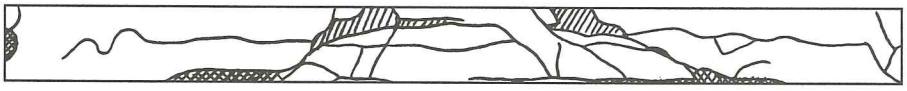
供試体名	RC8o-1	RC8o-2	RC8o-3	RC8n-1	RC8n-2	RC8n-3
走行回数(回)	255,649	520,000	520,000	489,555	394,122	520,000
コンクリート圧縮強度(N/mm^2)	27.07	46.48	45.41	33.05	38.34	37.36
コンクリート引張強度(N/mm^2)	2.34	4.04	3.91	2.64	2.84	3.14
コンクリート弾性係数(kN/mm^2)	24.22	28.83	26.32	27.85	25.69	26.48



(a) 供試体上面ひび割れ図



(b) 供試体下面ひび割れ図



(c) 供試体橋軸方向断面図

図-4.2.4　RC8n-1 供試体ひび割れ図

（3）コンクリート圧縮強度による評価

表-4.2.2 より、RC8 供試体の破壊時走行回数にはコンクリート圧縮強度と関係があることが考えられる。そこでコンクリート圧縮強度のばらつきを設計基準強度である 24N/mm^2 に補正した場合の RC8 供試体の破壊時走行回数に関する検討を実施した。補正に関する検討に先立ち既設 RC 床版に関する S-N 曲線は、例えば松井[7]、園田・堀川[8]らによって提案がなされている。本研究においては、基準床版のコンクリート強度の補正にあたっては、RC8 供試体が松井による以下に示す S-N 曲線[9]に従うものと仮定して行った。

$$\mathrm{Log}(P/P_{sx}) = -0.07835\mathrm{Log}N + \mathrm{Log}1.52 \qquad (4.1)$$

式中、P は載荷荷重、N は走行回数であり、P_{sx} は有効幅 B のはりの押し抜きせん断耐荷力（4．2）で次式のようになる。

$$P_{sx} = 2B\,(\tau_{smax} X_m + \sigma_{tmax} C_m) \qquad (4.2)$$

ここに、X_m、C_m はそれぞれ主鉄筋断面の中立軸深さ(cm)およびかぶり(cm)である。また、τ_{smax}、σ_{tmax} はそれぞれコンクリートの最大せん断応力度(kgf/cm^2)および最大引張応力度(kgf/cm^2)で、以下の式により与えられる。

$$\tau_{smax} = 0.252\,\sigma_{ck} - 0.000246\,\sigma_{ck}^{2} \qquad (4.3)$$

$$\sigma_{tmax} = 0.583\,(\sigma_{ck})^{2/3} \qquad (4.4)$$

ただし、σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度(kgf/cm^2)である。

補正は、まず階段載荷により得られた RC8 供試体の走行回数を一定荷重 P で載荷したときの N に換算した。次にこの N と材料試験結果で求めた P_{sx} および補正するコンクリート強度で求めた P_{sx} の関係から式（4．1）の傾きを用いて、コンクリート強度が補正された N を求めた。更に、先に行った手法の逆の手順でこの N を階段載荷に換算した。補正におけるコンクリート圧縮強度は、道示に規定されている設計基準強度の 24N/mm^2 とした。また、コンクリート圧縮強度を統一するにあたり、RC8 供試体に使用されるコンクリートの材料試験結果から、引張強度は式（4．4）の比率をもって補正し、弾性係数は、道示の弾性係数を直線補間した値と実測値との比がコンクリート強度 24N/mm^2 での道示の弾性係数(2.5×10^5 N/mm^2)と補正値との比が同じになるように求めた。以上より、**図-4.2.5** にコンクリート圧縮強度を補正した階段載荷の試験結果を示す。RC8 供試体は約 22 万回以上の範囲に分布し、僅かではあるが、RC8n が RC8o より、やや多めの走行回数となった。

本報告書では、以上の検討を実施した RC8 供試体を基準床版とし、その破壊時走行回数を、各工法による供試体のそれと、相対的に比較することで疲労耐久性の評価を実施するものとした。

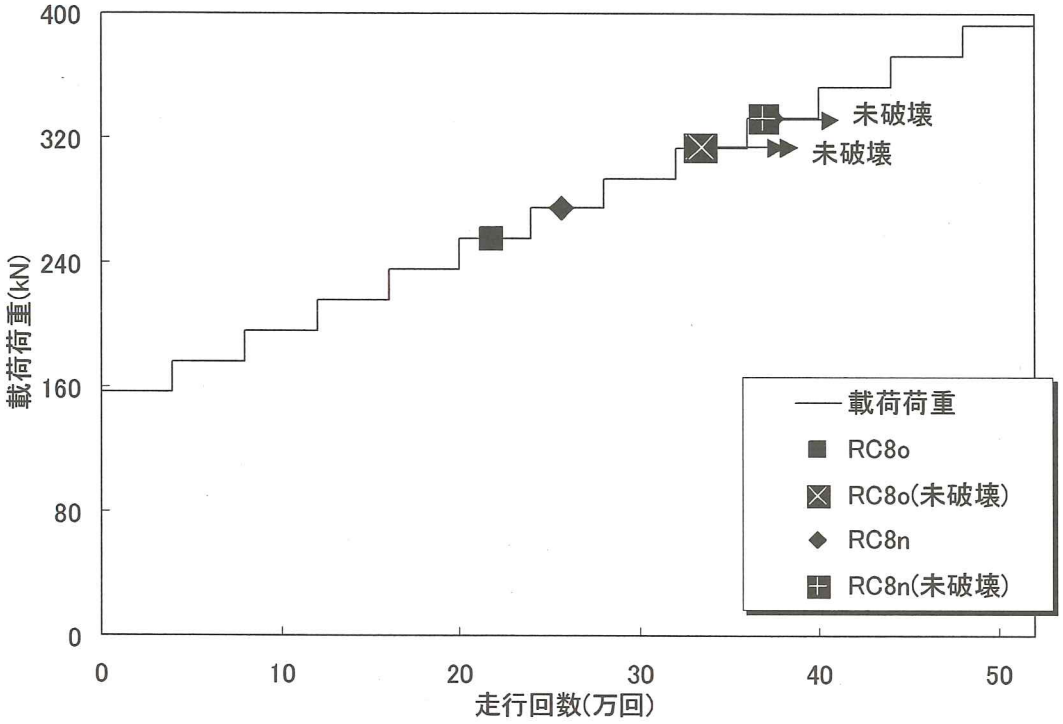


図-4.2.5　コンクリート圧縮強度を補正した走行回数と荷重の関係

４．３　その他性能の評価

輪荷重走行試験は、床版の疲労耐久性の把握を目的に実施されるが、この時得られる床版のたわみ、鉄筋や鋼板のひずみ量およびひび割れ幅などの計測された値により疲労耐久性以外の床版の性能を評価することが出来る場合があると考えられる。ここでこれらの値を用いた床版の疲労耐久性以外のその他性能を評価する場合は、輪荷重走行試験に用いる試験機の特性や階段載荷など試験方法の特性等を適切に考慮した上で評価しなければならない。本報告書では各工法別のそれぞれの章でその評価の例を示している。

４．４　疲労耐久性評価手法の留意事項

原則として階段載荷により疲労耐久性の評価を実施する各供試体は、3.4 に示す設計に準じて製作されなければならない。しかし、供試体の製作においてコンクリート圧縮強度、鋼材の位置、床版厚等は、設計に対しての誤差が生じることがある。したがって、これらの誤差が疲労耐久性の評価において無視できないほど大きいと判断される場合は、それらを適切に評価する必要がある。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室他：共同研究報告書整理番号 221 号　道路橋床版の輪荷重走行試験機における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その１）－標準試験方法および第１回試験報告－，平成 11 年 3 月
2) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室他：共同研究報告書整理番号 233 号　道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その２）－標準試験方法および第２回試験報告－，平成 11 年 10 月
3) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室他：共同研究報告書整理番号 250 号　道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その３）－標準試験方法および第３回試験報告－，平成 12 年 11 月
4) 国土交通省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室他：共同研究報告書整理番号 262 号　道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その４）－標準試験方法および第４回試験報告－，平成 13 年 1 月
5) 建設省土木研究所,炭素繊維補修・補強工法技術研究会：共同研究報告書第 220 号　コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅰ),1999 年 3 月
6) 内田賢一,西川和廣:既設道路橋床版の疲労耐久性に関する検討,第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集,pp.37-42,1998 年 11 月.
7) 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，Vol.9,NO.2,pp627-632,1987 年 7 月.
8) 園田惠一郎,堀川都志夫：輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性,土木学会論文集,第 390 号/V-8,pp.97-106,1988 年 2 月.
9) 阪神道路公団,阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性,1991 年 12 月.

補修・補強床版編

目次

１．補修・補強床版の概要 …… 21
　１．１各工法の概要 …… 21
　１．２試験方法 …… 21
２．初期載荷 …… 22
　２．１基準供試体の初期損傷レベル …… 22
　２．２基準供試体の疲労耐久性評価 …… 24
３．疲労耐久性評価 …… 26
　３．１破壊荷重による評価 …… 26
　３．２供試体２シリーズの再評価 …… 27
４．その他性能の評価 …… 28
　４．１押抜きせん断耐力 …… 28
　４．２たわみ量 …… 29
　４．３ひずみ量 …… 30
　４．４ひび割れによる評価 …… 32
　４．５剥離性状 …… 33
５．疲労耐久性評価手法に関する留意事項 …… 37
　５．１試験の影響 …… 37
　５．２使用材料の影響 …… 38
　５．３おわりに …… 39
６．工法個別の評価 …… 40
　６．１ＦＲＰグリット工法 …… 40
　６．２二方向ケブラー製シート工法 …… 60

1. 補修・補強床版の概要

1.1 各工法の概要

本共同研究において検討の対象とした補修・補強床版の3工法は床版の下面側の補強対策で、以下に示すように大きく2タイプに分類できる。各工法は補強材の材質、使用量、増厚材料(連続繊維の場合は接着材料)、増厚量、アンカーの有無や使用量などが異なっている。

(1)下面増厚工法

下面増厚工法は床版下面に補強筋を配置し、ポリマーセメントモルタル等で増厚し、既設床版と増厚部の合成機能により耐荷力性状・曲げ性状・疲労耐久性状を向上させる工法である。施工方法は床版下面をバキュームブラスト工法により素地調整し脆弱層・油脂分を取り除き、補強鉄筋をコンクリートアンカーで固定し、吹付けもしくはコテぬり工法によりポリマーセメントモルタルを増厚する。

(2)連続繊維シート接着工法

連続繊維シート接着工法は床版下面をショットブラスト工法により下地処理した後、樹脂プライマーを塗布し、床版下面に連続繊維シートを接着し、既設床版と連続繊維シートの合成機能により耐荷力性状・曲げ性状・疲労耐久性状を向上させる工法である。連続繊維シートは炭素繊維、アラミド繊維等の施工実績がある。

1.2 試験方法

補修・補強工法は、まず、劣化した床版を再現するために、昭和39年道示に準じて製作したRC床版供試体(以下「基準供試体」)に対して、輪荷重走行試験により初期損傷を与えた(以下「初期載荷」)。その劣化した床版に対して、各工法で補強し、輪荷重走行試験機により階段載荷を行った。

(1)基準供試体製作

基準供試体はコンクリートプレキャスト工場において、各工法で同一の条件となるように製作した。

(2)初期載荷

基準供試体は予め損傷を与えるために初期載荷を行うが、輪荷重157kNで行うものとし、試験開始前に損傷の程度を選択するものとした。

(3)補修・補強および養生載荷

初期載荷終了後各種工法で床版の補修・補強を行った。補修・補強後B工法は直ちに輪荷重走行試験機による階段載荷を実施した。下面増厚工法はポリマーセメントモルタルの強度が所定強度に達するまで、実験棟内で気中養生を行った。養生期間は3週間とし、養生期間中は輪荷重走行試験機により、載荷荷重 69kN 走行回数20万回を載荷した。C工法は養生期間を4週間とした。

(4)階段載荷

階段載荷は輪荷重走行試験機を用いて荷重を載荷させた。載荷荷重は157kNから40,000回毎に約20kNずつ荷重を増加させ、供試体が破壊するまで荷重を載荷させた。

2. 初期載荷

本研究では、予め基準供試体に対して輪荷重走行試験機により初期載荷を行い、損傷を与えた。この初期載荷により各床版に与えた損傷程度が、補強後の補強効果の評価基準となるため、以下に基準供試体に与えた損傷レベルに関して、荷重履歴、たわみ量、ひび割れ密度から考察する。

2.1 基準供試体の初期損傷レベル

本研究では、各工法それぞれ２体の供試体に対して実験を行ったが、特に断らない限り、１体目の全ての工法に関して記述するときは、供試体１シリーズと総称し、同様に２体目も供試体２シリーズと称することとする。また、例えばＡ工法に限定して記述するときは、１体目をＡ工法１、２体目をＡ工法２と称することとする。本研究の初期損傷の程度は、各工法とも床版下面のみの補強を行うことを考慮し、橋梁点検要領（案）[1]により損傷度Ⅱとなるように劣化を生じさせることとした。損傷度Ⅱは、床版下面に二方向ひび割れが十分に発生し、床版下面から上面に貫通ひび割れが生じる状態であるが、実橋においても損傷度Ⅱと判断された場合、床版下面の補強が必要となる。一方、既往の研究により損傷度を定量的に判断することも可能である。**図-2.1.1** にその一例を示す[2]。この図は基準供試体と諸元が同じ RC 床版供試体に対して、輪荷重 157kN の輪荷重走行試験で得られた載荷時たわみと走行回数の関係図であるが、載荷時たわみが 8mm で損傷度Ⅱとなることが分かった。したがってこれより、載荷時たわみが 8mm になった時点で損傷度Ⅱと定義することも可能であると考えられる。本研究の初期載荷は、基準供試体１シリーズは載荷時たわみが 8mm になった時点でほぼ損傷度Ⅱと判断されたが、基準供試体２シリーズは載荷時たわみが小さく、輪荷重 157kN での載荷では時間を要することが予想されたため、走行回数 40,000 回以降は、劣化を促進させるため輪荷重を 176kN で初期載荷を行い、ひび割れの進行に注意しながら初期損傷を与えた。よって、基準供試体に与えた初期損傷レベルを把握する方法として上記に示すたわみ量、ひび割れの進展等を随時観察し、目標とする損傷度を満たしているか適切に評価する必要がある。

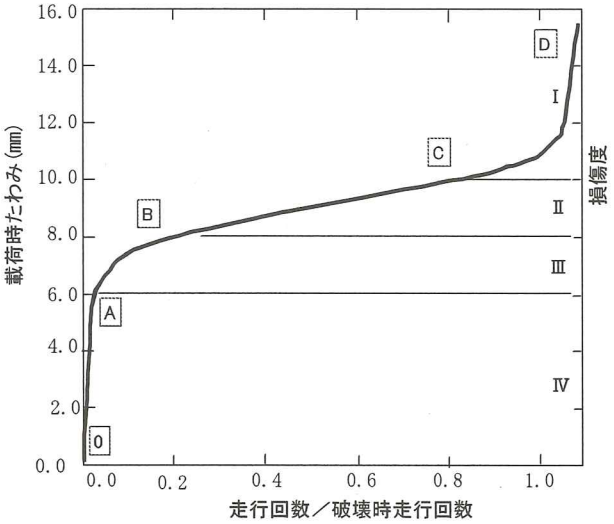


図-2.1.1 初期損傷概念図

表-2.1.1 初期載荷結果

	初期載荷		たわみ量		
	走行回数	載荷荷重	載 荷	除 荷	弾性たわみ
	(回)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)
A工法1	3,411	157	7.965	3.395	4.570
B工法1	90,024	157	7.998	4.098	3.900
C工法1	2,002	157	8.000	3.786	4.214
A工法2	40,011	157	5.636	2.714	2.922
	70,791	176	6.801	3.549	3.252
B工法2	40,010	157	4.581	2.098	2.483
	170,002	176	6.438	3.680	2.758
C工法2	40,010	157	6.021	2.900	3.121
	16,002	176	7.548	3.505	4.043

①たわみ量

表-2.1.1 に示すように基準供試体 1 シリーズは載荷荷重 157kN 総たわみ量 8.00mm、基準供試体 2 シリーズは載荷荷重 176kN で総たわみ量 6.438mm～7.548mm であった。活荷重たわみ量も基準供試体 1 シリーズは載

荷荷重157kN 3.900～4.570mmが基準供試体2シリーズは載荷荷重176kNで2.758mm～4.043mmであった。基準供試体2シリーズは載荷荷重が大きいにもかかわらず、活荷重たわみ量が小さいことから基準供試体2は基準供試体1と比較して曲げ剛性が高いものと考えられる。

②ひび割れ密度

初期載荷後のひび割れの発生状況は各工法間で遜色なく、差は見られなかった。そのため基準供試体1シリーズ、および基準供試体2シリーズのひび割れ発生状況の例としてB工法の初期載荷後の下面ひび割れ状況を**図-2.1.2,3**に示す。基準供試体1シリーズと基準供試体2シリーズのひび割れ発生状況を比較すると基準供試体1シリーズよりも基準供試体2シリーズの方が、若干ひび割れが密に発生していることが分かる。これは、基準供試体2シリーズは目標とする初期損傷に達するまで基準供試体1シリーズに比べ載荷荷重と回数を多く作用させたことが原因と考えられる。床版は損傷の進行と共にひび割れ密度が増加し断面剛性が低下していく。このことから、基準供試体1、2シリーズに与えた初期損傷は作用させた載荷荷重と走行回数は異なるものの、ひび割れ密度は基準供試体2の方が若干密であることから、損傷レベルは同等と判断して良いものと考えられる。

過去の土研実験[2)]では、RC39供試体は157kN 27,392回で破壊し、RC8供試体は275kN 255,649回で破壊している。本実験の基準供試体1シリーズはRC39供試体と比較し疲労耐久性が同等程度であるといえ、基準供試体2シリーズは疲労耐久性が高いものと考えられる。よって、供試体2シリーズは、各工法の補強効果が危険側の評価とならないように考慮する必要がある。

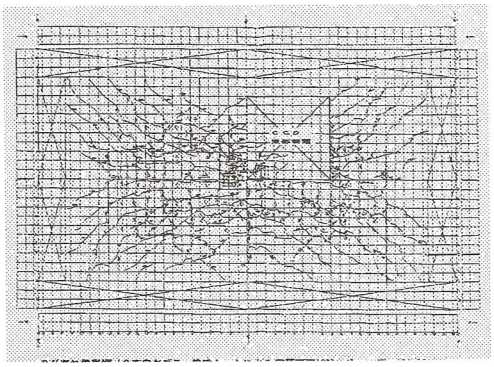


図-2.1.2　初期損傷ひび割れ図（例B工法1）

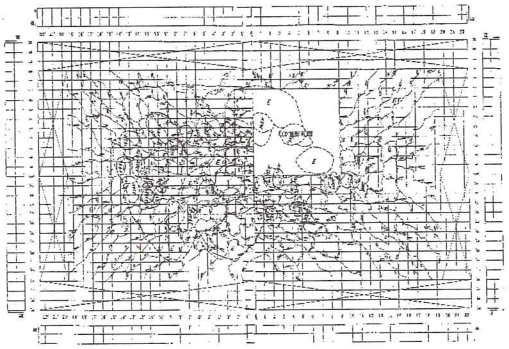


図-2.1.3　初期損傷ひび割れ図（例B工法2）

2.2 基準供試体の疲労耐久性評価

前項で基準供試体 1、2 シリーズに与えた損傷は作用させた載荷荷重と走行回数は異なるものの、ひび割れの観察から損傷レベルは基準供試体 1、2 シリーズ同等と判断された。作用させた載荷荷重と走行回数は個別の基準供試体によって異なることから、各基準供試体の疲労耐久性には差があるものと考えられる。そこで基準供試体の疲労耐久性評価に関し、たわみ性状および押抜きせん断耐力により検討を行った。

(1) たわみ性状に基づく疲労耐久性評価

供試体の実験結果にはコンクリート強度の影響があると思われるが、強度のみの議論で不十分であると思われる。そこで**図－2.2.1** に示す建設省土木研究所で行われた RC39 供試体の輪荷重走行試験の結果[3] から、ほぼ破壊とみなせる状態での平均的な供試体中央たわみ量（10.24mm）と 157kN に換算した破壊時の換算走行回数の平均値（104,104 回）をもとに、基準供試体 2 シリーズの疲労耐久性を推定した。なお、走行回数の換算には次式に示す S-N 曲線の勾配[4] を用いた。ここでは B 工法供試体 2 について説明する。

$$N_i = (S_0 / S_i)^{12.763} \times N_0 \quad \cdots\cdots (2.2.1)$$

N_i：載荷回数（回）　S_0：換算荷重（kN）　S_i：載荷荷重（kN）　N_0：換算回数（回）

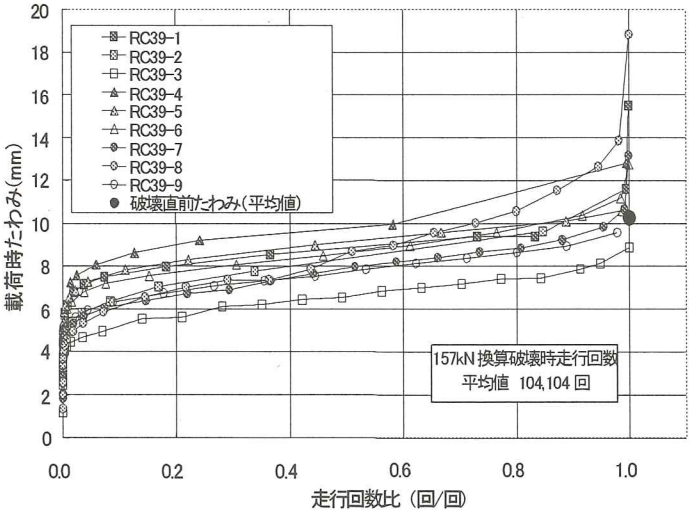
① 初期載荷時のたわみと走行回数の関係から、たわみが 10.24mmになるときの走行回数を算出する。このとき**図－2.2.2** より載荷荷重 176ｋN、走行回数 7,120,000 回であることが分かる。

② 次に、載荷荷重 157ｋN、走行回数 40,000 回が、載荷荷重 176ｋN では走行回数が何回であれば等価となるか算出する。

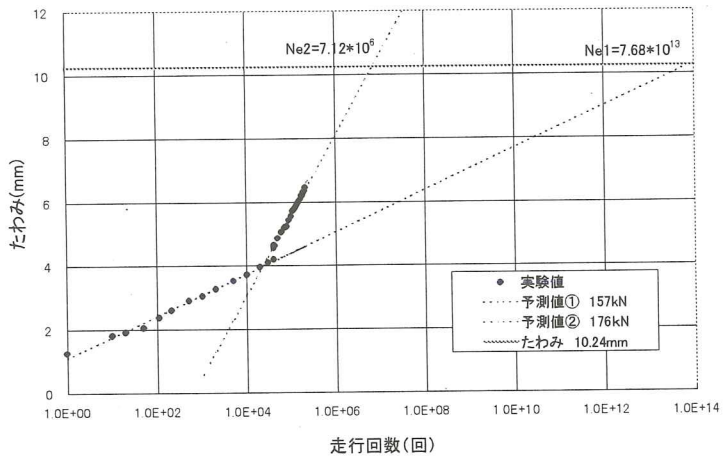
③ ①、②の結果より基準供試体のたわみが 10.24mm になるためには、載荷荷重 176kN で走行回数 7,129,000 回となる。

④ ここで、走行回数 104,104 回で基準供試体が破壊に至るときの載荷荷重を算出すると 245kN となる。

上記手法により推定された基準供試体 2 シリーズの耐荷力を**表－2.2.1** に要約する。



図－2.2.1　RC39 供試体中央の載荷時たわみと走行回数比（走行回数/破壊時走行回数）の関係



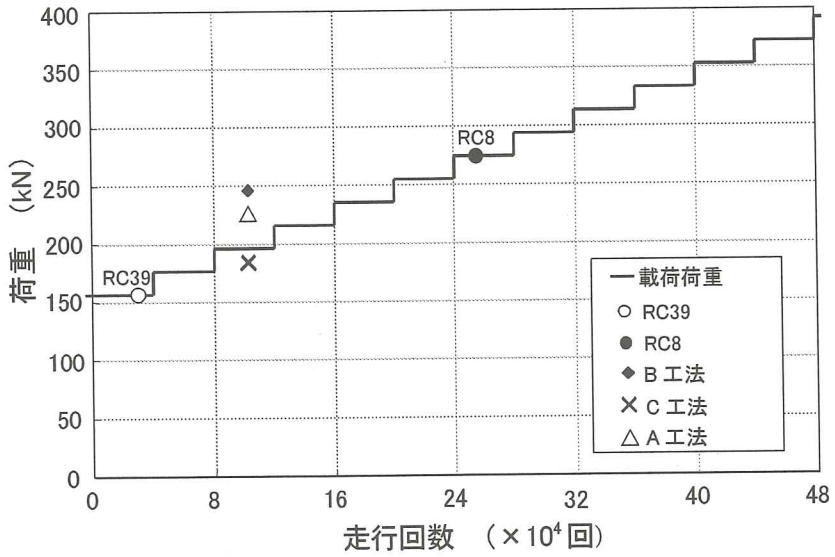
図－2.2.2　初期載荷時のたわみ－走行回数の関係

(B 工法供試体 2)

表－2.2.1　基準供試体 2 シリーズ換算破壊荷重（走行回数 104,104 回、たわみ 10.24mm）

工法名	基準供試体換算破壊荷重（ｋＮ）
B 工法	245
C 工法	182
A 工法	224

基準供試体 2 シリーズの疲労耐久性を荷重－走行回数の関係で位置付けた結果を図－2.2.3 に示す。



図－2.2.3　基準供試体 2 シリーズの疲労耐久性

3. 疲労耐久性評価

3.1 破壊荷重による評価

補強供試体の疲労耐久性評価は、土木研究所でこれまで行った床版供試体の実験データ[3)]と補強供試体の破壊荷重の相対比較を行うことにより行う。

表-3.1.1 に各工法の試験結果を示す。各種工法の初期損傷に達する載荷荷重と走行回数は 157kN 2,002 回～176kN 170,002 回であったが、補強後は 216kN 145,012 回～314kN 346,630 回と疲労耐久性が向上していることが分かる。

文献 3 より RC39、RC8 供試体実験結果を図-3.1.1 に示し、各種補強供試体の実験値を図-3.1.2 に示した。今回の実験結果の範囲では、損傷度Ⅱまで損傷を与えた RC39 供試体床版を補強し、RC8 範囲下から楕円内まで耐荷力が向上することが示された。このことは輪荷重走行下の疲労環境下でも床版補強することにより疲労耐久性が向上し、延命効果を発揮するものであるといえる。

RC39、RC8 供試体実験結果はコンクリート強度を設計基準強度である 24N/mm^2 で補正した結果であるため各供試体のコンクリート強度差による疲労耐久性のばらつきは除かれている。本研究における補強供試体は実験結果を補正せずにプロットしたものである。よって RC39、RC8 供試体と単純に相対比較することは難しいが、鉄筋ひずみ等実験で得られるデータから評価を行うことが必要である。

表-3.1.1　走行回数と載荷荷重一覧表

	初期載荷		階段載荷	
	走行回数 (回)	載荷荷重 (kN)	走行回数 (回)	破壊荷重 (kN)
RC39	－	－	27,392	157
RC8	－	－	255,649	275
A工法1	3,411	157	170,121	235
B工法1	90,024	157	145,012	216
C工法1	2,002	157	172,007	235
A工法2	40,011 70,791	157 176	295,807	294
B工法2	40,010 170,002	157 176	346,630	314
C工法2	40,010 16,002	157 176	242,970	274

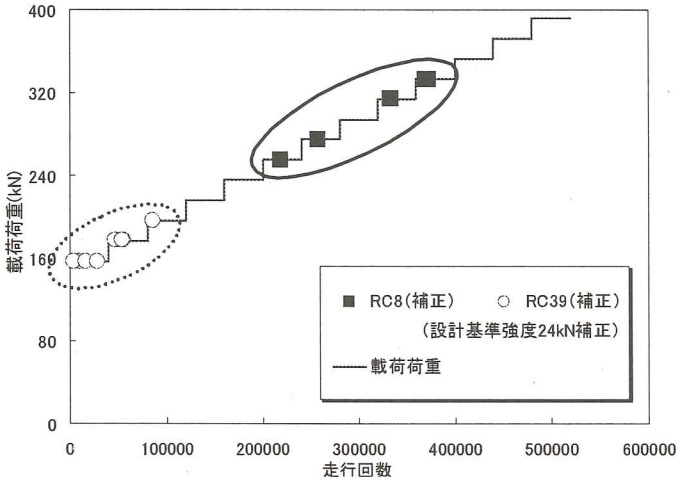


図-3.1.1　載荷荷重と走行回数との関係

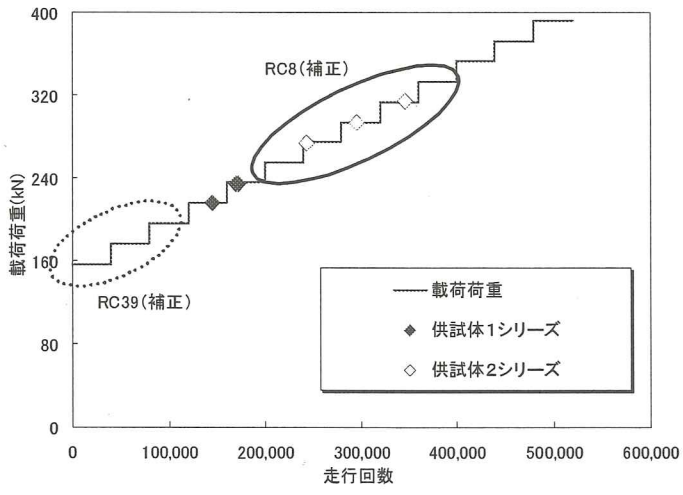


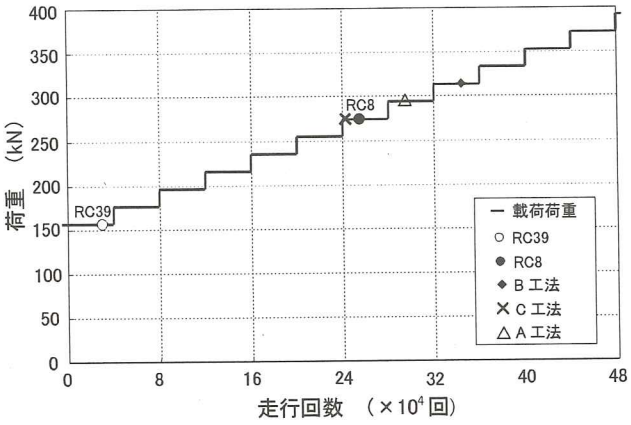
図-3.1.2　載荷荷重と走行回数との関係

3.2 供試体2シリーズの再評価

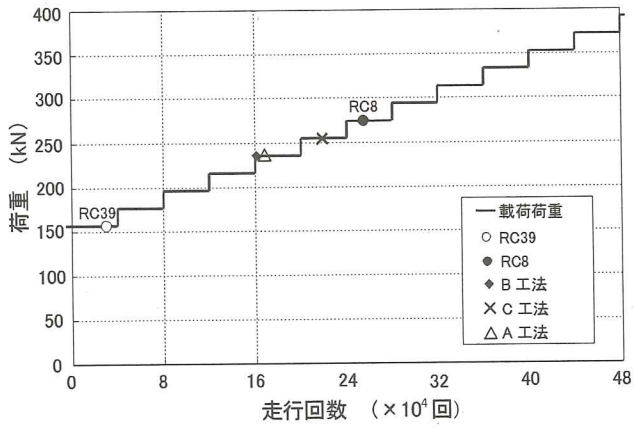
補強供試体の疲労耐久性を評価する場合、基準供試体の損傷レベルと疲労耐久性が補強効果に影響を及ぼすものと考えられる。2.1 で基準供試体の損傷レベルはすべての供試体でほぼ同程度と判断された。一方、2.2 で供試体2シリーズの基準供試体は、供試体1シリーズと比べ初期損傷に至った走行回数が高く、補強供試体の疲労耐久性が安全側に評価されることから、実験結果を補正する必要がある。このことから本項では2.2と同様に基準供試体に載荷した荷重履歴とたわみ量の関係から、基準供試体疲労耐久性評価を行った。

図－3.2.1 に各補強工法で補強した基準供試体2シリーズの破壊時の荷重―走行回数の関係を示す。図に示すように補強後の基準供試体2シリーズが破壊したのは、B工法が走行回数346,630回、荷重314kN、C工法が走行回数242,970回、荷重275kN、A工法が走行回数295,807回、荷重294kNであった。

一方、2. 2の**表－2.2.1**に示したように、基準供試体2シリーズの換算破壊荷重はB工法で245ｋN、C工法で182ｋN、A工法で224ｋNであり、補強によって各々69ｋN、93ｋN、70ｋN程度の耐荷力向上が図られたこととなる。すなわち、157ｋNを基準とするならば、補強後の基準供試体2シリーズの耐荷力はB工法で226kN、C工法で250ｋN、A工法で227ｋNと再評価される。このときの走行回数は19.6kN刻みで4万回載荷する階段載荷であることを考慮し、階段載荷時荷重からの増分荷重と走行回数4万回が線形比例するものと仮定すると、B工法で約18.1万回、C工法で約23万回、A工法で約18.3万回となる。さらに、階段載荷の載荷荷重に合致させて走行回数を**式(2.2.1)**を用いて換算すると、B工法で荷重235ｋN、走行回数約16.2万回、C工法で荷重255ｋN、走行回数21.9万回、A工法で荷重235ｋN、走行回数16.6万回となる。**図－3.2.2**に供試体2シリーズの再評価後の荷重－走行回数の関係を示す。



図－3.2.1　供試体2シリーズの荷重－走行回数の関係



図－3.2.2　供試体2シリーズ再評価後の荷重－走行回数の関係

4. その他性能の評価

4.1 押抜きせん断耐力

RC 床版の疲労破壊は押抜きせん断破壊であり、疲労耐久性も床版の押抜きせん断耐荷力の増加と関係がある。このことから補強床版の性能を載荷荷重履歴と押抜きせん断耐荷力の関係から評価する。

①等価繰返し回数より求めた押抜きせん断耐力

式(4.1.1)を用いて、階段載荷での走行回数を換算荷重 196kN で載荷した場合の等価繰返し回数 N'に換算し、補強後の疲労耐久性の評価を行った。この等価繰返し回数を用いて補強床版の押抜きせん断耐荷力 Psx を **式(4.1.2)**を適用して求めた。**表-4.1.1** に等価繰返し回数 N'と押抜きせん断耐荷力 Psx を示す。

表-4.1.1 各工法の押抜きせん断耐荷力による比較

供試体	載荷荷重 (kN)	走行回数 N	等価繰返し回数 N'	押し抜きせん断耐荷力 Psx(kN)
RC39供試体	157	27,392	1,588	230
RC8供試体	275	255,649	2,882,969	414
A工法1基準供試体	157	3,411	198	195
A工法1補強後	235	170,121	260,137	343
B工法1基準供試体	157	90,024	5,218	252
B工法1補強後	216	145,012	137,163	326
C工法1基準供試体	157	2,002	116	187
C工法1補強後	235	172,007	273,626	344
A工法2基準供試体	176	110,802	20,770	281
A工法2補強後	296	295,807	7,477,896	446
B工法2基準供試体	176	210,012	46,626	299
B工法2補強後	314	346,630	16,446,985	474
C工法2基準供試体	176	56,012	6,491	257
C工法2補強後	274	242,970	1,953,752	401

工法の２段書きは上段が初期載荷時、下段が階段載荷時を表す。

$$N' = \Sigma \left(P_i / P_o \right)^m \times n_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.1)$$

N'：等価繰返し回数（補正回数）、P_i ：載荷荷重(t)、P_o ：換算荷重(t)

m：S-N 曲線傾きの絶対値の逆数 m=12.763　n_i ：走行回数

$$\mathrm{Log}(P / Psx) = -0.07835 \cdot \mathrm{Log}N' + \mathrm{Log}\ 1.520 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.2)$$

Psx：有効幅 B の押抜きせん断耐荷力　P ：換算荷重　N'：等価繰返し回数（補正回数）

等価繰返し回数から算定した押抜きせん断耐荷力 Psx は、RC39 供試体で 230kN、RC8 供試体は 414kN であった。基準供試体は 187kN～299kN の値であった。補強供試体供試体 1 シリーズは 326kN～344kN に向上し、供試体 2 シリーズは 401kN～474kN に向上した。

②材料パラメーターより求めた押抜きせん断耐力

等価繰返し回数より求めた基準供試体押抜きせん断耐力は RC39 が 230kN であるのに対し 187kN～299kN の値でばらつきがあった。そのため補強後の押抜きせん断耐力を基準供試体のばらつき分補正する。補正する方法は補強前の基準供試体押抜きせん断耐荷力 Psx と RC39 供試体との差を補強後の押抜きせん断耐荷力から差し引いて、補強後床版の押抜きせん断耐荷力 Psx'' とした。**表-4.1.2** にせん断耐荷力 Psx と押抜きせん断耐荷力補正値 Psx'' を示す。補正の結果、補強床版の押抜きせん断耐荷力は 304kN～405kN の値となった。この補正押抜きせん断耐荷力は RC39 供試体の 230kN に対して 1.32～1.76 倍に向上し耐荷力が増加したものといえる。RC8 供試体押抜きせん断耐荷力は 414kN で、補強床版の押抜きせん断耐荷力は

表-4.1.2 補強床版の押抜きせん断耐荷力による比較

供試体	押し抜きせん断耐荷力 Psx(kN)	補正押し抜きせん断耐荷力 Psx''(kN)	松井式せん断耐荷力 Psx'(kN)
RC39供試体	230	230	253
RC8供試体	414	414	391
A工法1基準供試体	195	230	269
A工法1補強後	343	377	421
B工法1基準供試体	252	230	280
B工法1補強後	326	304	335
C工法1基準供試体	187	230	282
C工法1補強後	344	387	443
A工法2基準供試体	281	230	280
A工法2補強後	446	395	382
B工法2基準供試体	299	230	282
B工法2補強後	474	405	336
C工法2基準供試体	257	230	283
C工法2補強後	401	375	459

工法の２段書きは上段が初期載荷時、下段が階段載荷時を表す。

より若干低い値となった。

同時に以下に示す松井らの提案する**式(4.1.3)**[5),6),7)]を用いて有効幅Bを有するはりの押抜きせん断耐荷力P_{sx}'を求めた。松井式押抜きせん断耐荷力値を**表-4.1.2**に示す。松井式を用いて算定した押抜きせん断耐荷力P_{sx}'は335kN～459kNの値となった。この押抜きせん断耐荷力P_{sx}'はRC39供試体の230kNに対して1.46～2.00倍の値となり、供試体1シリーズでは補正値と比較し計算値が大きい値を示した。一方供試体2シリーズはA工法、B工法の補正値が計算値を上回り、C工法は補正値と比較し計算値が大きい値を示した。RC39とRC8供試体はP_{sx}とP_{sx}'が近い値となっており、松井式による押抜きせん断耐荷力P_{sx}'は床版のせん断耐荷力を比較的精度良く評価することが可能である。このことから補強後の補正値P_{sx}''はP_{sx}'より小さく評価する傾向がある。

$$P_{sx}' = 2B(\tau_{max} \cdot X_m + \sigma_{max} \cdot C_m) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.3)$$

有効幅B： $B = b + 2d_d$　　X_m：主鉄筋断面の中立軸高さ（cm）　　C_m：主鉄筋断面のかぶり（cm）

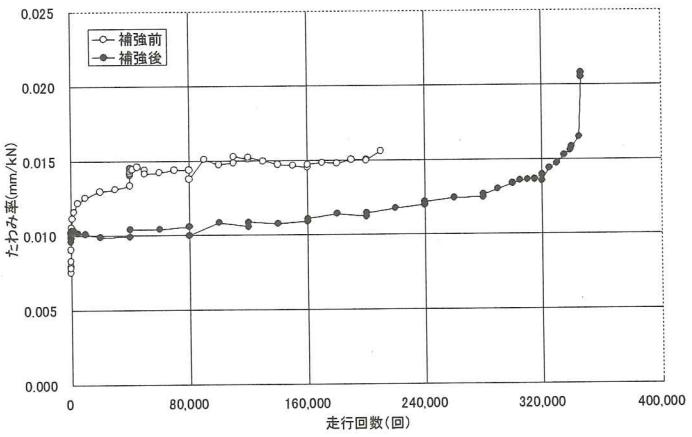
τ_{max}：コンクリートの最大せん断応力度　$\tau_{max} = 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2$ (kgf/cm^2)

σ_{max}：コンクリートの最大引張応力度　$\sigma_{max} = 0.538\sigma_{ck}^{2/3}$ (kgf/cm^2)

4.2 たわみ量

繰返し荷重下における床版の劣化は、ひび割れの進展によりたわみ量が増加していくことが考えられる。したがって走行回数とたわみ量関係を把握することにより補強床版の劣化の進展を評価できると考えられる。

補強効果をB工法供試体2の補強前後の供試体中央活荷重たわみ率をもとに検討する。ここで、活荷重たわみ率とは供試体中央の活荷重たわみ（載荷時たわみ－徐荷時たわみ）を載荷荷重で除した値である。**図－4.2.1**に補強前後のB工法供試体2の活荷重たわみ率と走行回数の関係を示す。なお、補強前の載荷荷重は走行回数4万回までは載荷荷重157kNであるが、その後、載荷荷重177kNの一定値とし、補強後の供試体では階段載荷を行った。図より、補強前の活荷重たわみ率は載荷荷重157kN、走行回数4万回までは増大したが、載荷荷重177kNでは0.015mm/kN程度の一定値を示していることが分かる。一方、補強後の活荷重たわみ率は走行回数28万回程度までほぼ直線的に増加し、その後、走行回数32万回を境にたわみ率が増加して、35万回以降は急増し供試体は破壊に至った。補強前後の活荷重たわみ率を比較すると、補強後は載荷荷重が補強前に比べて大きいにも関わらず小さな値を示しており、たわみ率の抑制効果が現れていることが分かる。また、補強後の供試体は活荷重たわみ率が走行回数32万回程度から急増して破壊に至っていることから、補強後の供試体は走行回数32万回、載荷荷重275kNまで健全であると考えられる。



図－4.2.1　活荷重たわみ率と走行回数の関係

(B工法供試体2)

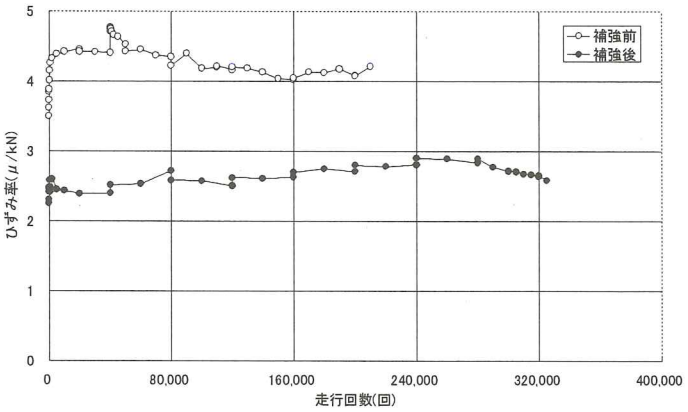
4.3 ひずみ量

基準供試体の鉄筋ひずみは初期載荷での測定値と階段載荷での測定値から補強効果を直接比較することができると考えられる。よって鉄筋のひずみ量を測定し、供試体破壊直前の挙動およびひずみから求まる中立軸の変化を把握することは重要であると考える。そこで本項では、補強前後の基準供試体の鉄筋ひずみと補強材ひずみについて述べる。

(1) 活荷重ひずみ率

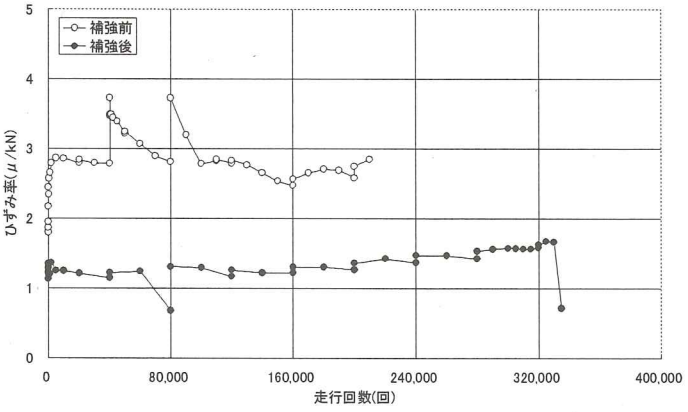
1) 主鉄筋の活荷重ひずみ率

図－4.3.1 に B 工法供試体 2 における補強前後の供試体中央下端主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。ここで、活荷重ひずみ率とは載荷時ひずみから徐荷時ひずみをさし引いた値を載荷荷重で除した値である。また、補強前後の載荷荷重は前節で述べたように走行回数 4 万回までは 157kN、4 万回以降は 177kN で行い、補強後供試体は階段載荷を行なっている。



図－4.3.1　主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(B 工法供試体 2)

図から、補強前の活荷重ひずみ率は走行回数 8 万回までは 4.4μ/kN 程度でほぼ一定であり、その後は若干低下して 4μ/kN 程度で推移していることが分かる。一方、補強後の活荷重ひずみ率は 2.4～2.9μ/kN 程度であり、走行回数 28 万回程度までは緩やかな増加傾向にあるもののその後は多少減少している。このように、補強後の活荷重ひずみ率は走行回数 8 万回までの同一載荷荷重下では補強前に比べて 4 割程度小さく、主鉄筋の活荷重ひずみ率が大幅に低減していることが分かる。



図－4.3.2　配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(B 工法供試体 2)

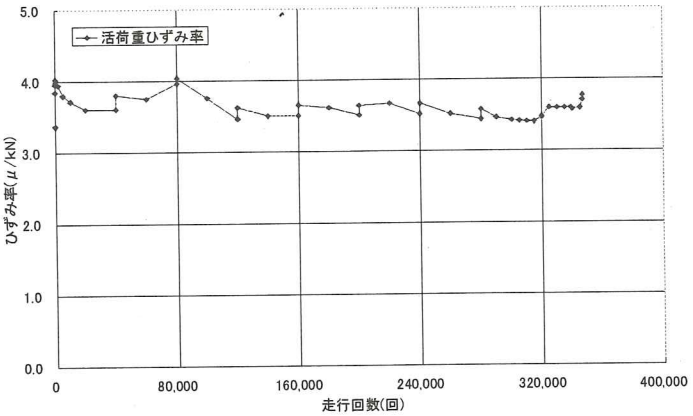
2) 配力筋の活荷重ひずみ率

図－4.3.2 に B 工法供試体 2 における補強前後の配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。

図より、補強前の活荷重ひずみ率には多少の変動が見られるものの概ね 3.0～3.5μ/kN の間で推移していることが分かる。補強後の活荷重ひずみ率は走行回数約 28 万回まで 1.3μ/kN 程度でほぼ一定であり、その後、走行回数の増加とともに若干増大している。これは、配力筋方向の補強効果が走行回数に関わらず終局近傍まで安定していることを示すものである。また、補強前後の活荷重ひずみ率を走行回数 8 万回までの同一載荷荷重下で比較すると、補強後の活荷重たわみ率は補強前に比べて半分以下に低減されていることが分かる。すなわち、補強による鉄筋の活荷重ひずみ率の抑制効果は、主鉄筋よりも配力筋でより顕著に出現している。

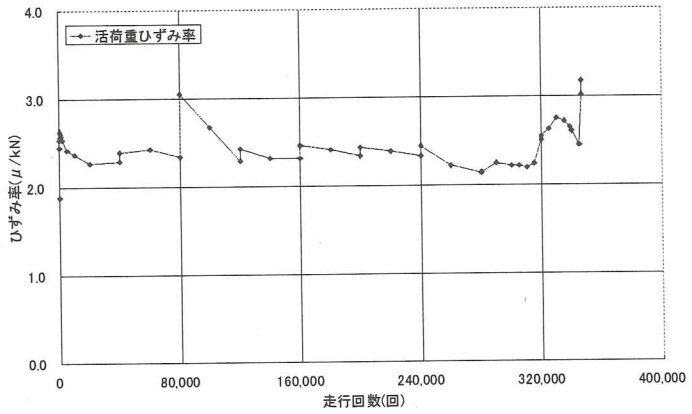
(2) 補強材の活荷重ひずみ率

階段載荷により、各工法供試体の輪荷重走行試験を行うとき、各供試体が破壊に至る直前の挙動を把握することは重要であると考えられる。各工法の補強材の劣化は走行回数及び載荷荷重の増加によって進んでいくが、既設の基準供試体が押抜きせん断により破壊する際、補強材のひずみ値が急増し破壊に至るからである。そこでここでは補強材の活荷重ひずみ率の経時変化の一例を示す。



図－4.3.3　補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(B 工法供試体 2、橋軸直角方向)

図－4.3.3 に B 工法供試体 2 における補強材の橋軸直角方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。図より、走行回数の増加とともに補強材の活荷重ひずみ率は多少低下する傾向にあるものの、概ねひずみ率はほぼ同等であるが、走行回数 35 万回以降、活荷重ひずみ率が急増していることが分かる。



図－4.3.4　補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(B 工法供試体 2、橋軸方向)

一方、**図－4.3.4** に示すように補強材の橋軸方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係においては、走行回数 8 万回で多少の変動が見られるものの活荷重ひずみ率は 32 万回程度までほぼ一定であることが分かる。しかし、走行回数 32 万回以降は橋軸方向の活荷重ひずみ率は増加する傾向にあることが分かる。

以上より、B 工法の活荷重ひずみ率は走行回数 35 万回以降に急増することから、補強材の効果は走行回数 35 万回まで持続するものと考えられる。

4.4 ひび割れによる評価

道路橋床版は輪荷重の繰返し載荷によりひび割れが進展し、床版の劣化が進行する。ひび割れの進展とともに開閉量が増加し、開閉以外に上下方向の段差、ひび割れ面内のずれによりすりみがきも生じ、その結果床版の劣化が加速される。そこで補強床版のひび割れ挙動を考察することにより補強効果とその継続性を評価することができると考えられるため、ここではひび割れの各計測データとスケッチによる考察を行う。

図-4.4.1 はA工法で計測したひび割れのうち、最も大きく開閉していたものを示している。図よりA工法1の補強前のひび割れ開閉量は157kNの載荷荷重下において約0.2mmから0.5mm程度まで増加している。これは157kNの載荷荷重によりひび割れが進展し、開閉量も増加したことを示している。A工法2は約0.2mmから0.4mm程度のひび割れ開閉量の増加であった。一方、A工法1は157kNで0.2mm以下にひび割れ開閉量が抑制され、その後載荷荷重の段階荷重増加でも大きな増加はなく、ひび割れ抑制効果が持続している。A工法2も同様に0.2mm程度にひび割れ開閉量が抑制され、載荷荷重の増加とともに微増し終局的にひび割れ開閉量の増加があり、破壊に至っている。

図-4.4.2 にA工法2のひび割れ3方向の動きを計測した結果を示す。床版は走行回数の増加に伴いひび割れが発達した後、ひび割れ面のすり磨き現象が生じ、床版の劣化が進行する[7),8)]ことが知られている。このひび割れのすり磨き現象はひび割れの開閉のみならず、**図-4.4.3** に示すようにX,Y,Z方向のひび割れ面の動きによるものである。RD1,2のX,Y,Z方向のひび割れ挙動は補強前に対し補強後は抑制された。以上のことからA工法によりひび割れ開閉量やひび割れのすり磨き現象は抑制され、補強効果が発揮・継続されるものと考えられ、疲労耐久性の向上には3方向ひび割れの動きの抑制が必要であるといえる。

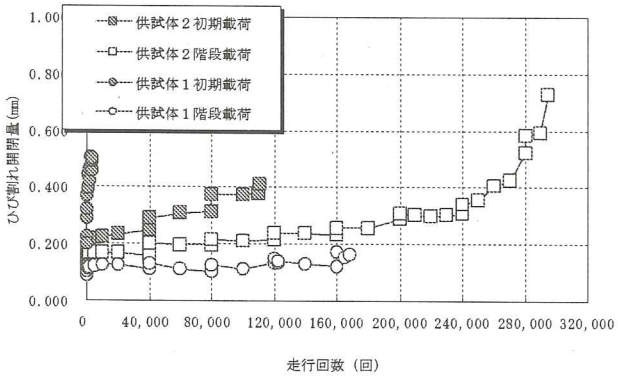
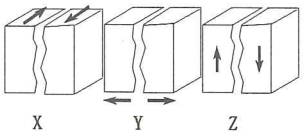


図-4.4.1　ひび割れ開閉量と繰り返し回数



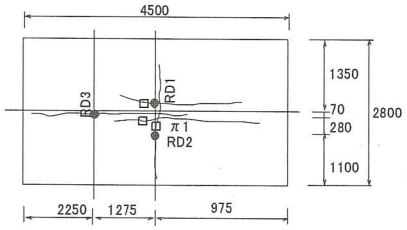


図-4.4.2　ひび割れ量計測位置（単位mm）

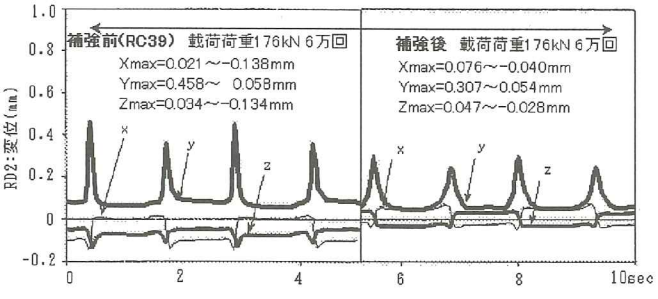


図-4.4.3　ひび割れ量と走行回数の関係

4.5 剥離性状

床版補強工法は基準供試体に補強材を一体化させることにより補強効果を発揮する。このことから本項では基準供試体と補強部の一体性を検討し補強効果とその継続性を考察した。一体性の評価方法として剥離状況、平面保持、剥離荷重の算定に関して検討を行った。

(1) 剥離状況

補修補強床版は、終局的に補強部の剥離を伴う押抜きせん断により破壊している。走行回数の増加とともに補強部と基準供試体の剥離部分が進展する状況を検討することによって、基準供試体と補強部の一体性を考察する。

下面増厚工法の階段載荷終了後のひび割れ状況と各載荷段階において下面増厚部分に生じた浮きの状況を**図-4.5.1**に示す。下面増厚部分の浮きは載荷荷重196kNで輪荷重下に円形状に生じ、その後載荷荷重の増加にともない徐々に広がっていく傾向にある。A工法1,2の実験結果より、下面増厚床版は最終的に押抜きせん断破壊し、押し抜かれた床版の円錐状斜めひび割れ下端の下面増厚部が剥離した。押抜きせん断破壊後の断面図を**図-4.5.2**に示す。断面内に斜めひび割れは複数存在し、斜めひび割れ下端から下面増厚端部に剥離が生じていることが分かる。本実験で見られた剥離の進行過程を**図-4.5.3**に示し、以下に概説する。

①初期載荷：載荷荷重の繰返し作用により曲げひび割れが発生する。曲げひび割れは2方向に発達し、亀甲状に進展し、貫通ひび割れが発生しはり化する。

②補強後：ひび割れの進展が抑制され、疲労耐久性が向上する。

③載荷荷重と走行回数の増加：載荷荷重と走行回数の増加により、斜めひび割れが発生し、この斜めひび割れは床版を貫通していく。この斜めひび割れは破壊後の床版切断面を観察することにより確認でき

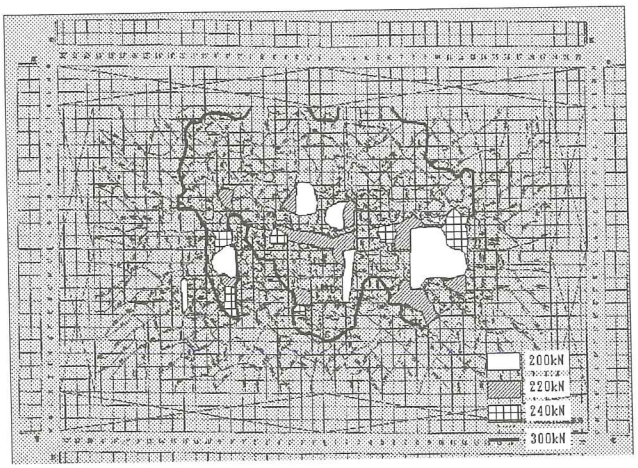


図-4.5.1　ひび割れの進展

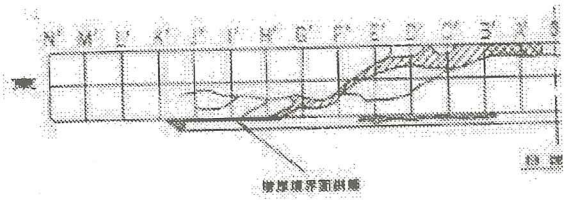


図-4.5.2　ハツリ調査位置ひび割れ状況

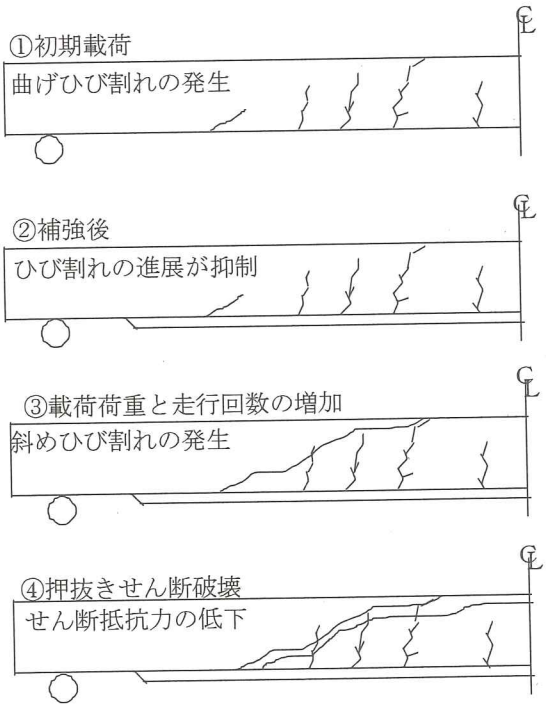


図-4.5.3　ひび割れの進展と付着長

たもので、押抜きせん断破壊を引き起こしている斜めひび割れ以外も観察できた。

④押抜きせん断破壊：斜めひび割れの進展および輪荷重端部からのひび割れの進展により、基準供試体のせん断抵抗力が低下し押抜きせん断破壊に至る。

図-4.5.3 に示すように破壊に至るまでの過程において、剥離は直径 30cm 程度の円形状のものが輪荷重直下等に部分的に発生する。その後、終局段階で基準供試体がせん断抵抗力を失い、鉄筋応力度やたわみ量が増加すると、円錐状となる押抜きせん断面の外側で急激に大きな剥離が発生し破壊する。この大きな剥離が発生した段階で補強床版としての機能を失ったものと判断できる。

(2)　平面保持

補強後床版の圧縮側から補強部までのひずみ分布は基準供試体と補強部が一体化し合成構造として機能している場合、直線的に分布し弾性的な挙動を示す。よって、この分布に変化が生じた場合、基準供試体と補強部の一体性が損なわれるなどの症状が考えられる。ここでは補強床版の一体性を評価する目的で、補強床版のひずみ分布と走行回数の関係を検討する。

図-4.5.4 に A 工法 1 の階段載荷における終局荷重までのひずみ分布を示す。破壊荷重 235kN で破壊した A 工法 1 は破壊直前まで下面増厚断面のひずみ分布が直線的に部分し平面保持が成立していることが分かる。**図-4.5.5** に A 工法 2 の階段載荷における終局荷重までのひずみ分布を示す。A 工法 2 は載荷荷重 274kN まで下面増厚断面のひずみ分布が直線的に分布し、破壊荷重である 294kN で補強筋ひずみが低下した。このとき補強部に若干の剥離箇所が確認されている。図より載荷荷重 274kN までは、基準供試体と補強部が一体化し床版断面のひずみ分布より、平面保持が成立し、合成機能が発揮されているものと考えられる。一方、図より破壊荷重で平面保持が成立しなくなり、合成機能が失われ実際に補強部の剥離が生じていることから補強効果の限界に達したものといえる。

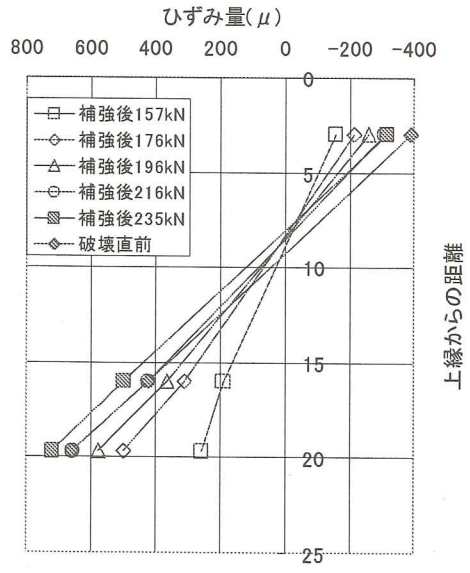


図-4.5.4　平面ひずみ分布（A 工法 1）

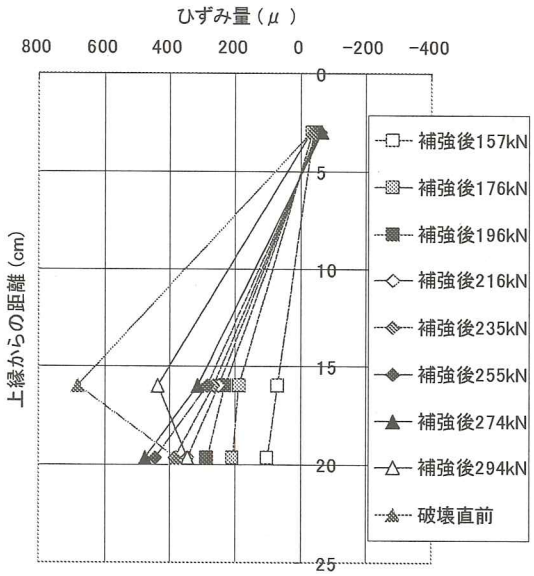


図-4.5.5　平面ひずみ分布（A 工法 2）

(3)剥離荷重の算定

補修補強床版では終局時に補強部の剥離を伴う押抜きせん断により破壊したことがわかった。これは補強部と基準供試体の界面に作用する応力度が増厚材とコンクリートのせん断付着強度に達すると剥離するものと予想される。このことからここでは剥離荷重の算定も行った。

せん断付着応力度の算定は**式(4.5.1)**により、主鉄筋方向断面の平均せん断付着応力度を算定することにより求めた。中立軸からの距離が同程度と考えられる補強筋とモルタルのひずみはほぼ同一と考え、補強部のひずみ量より補強部が負担している引張力を算定する。補強筋ひずみ量の取り方と付着長により以下の 2 種類の平均せん断付着応力度を A 工法 1 を例に算定した。

①**図-4.5.6** に示すように、補強筋ひずみ量は、床版中央部ひずみ ε_f を用い、補強部引張力を補強部全面長さ L で除し、平均せん断応力度を算定する。

②**図-4.5.6** に示すように、終局的に押抜きせん断により破壊する時に生じる斜めひび割れと主鉄筋の交差位置の補強筋ひずみ ε_f' を用い、補強部引張力を終局的に押抜きせん断で破壊した場合の剥離領域長さ L' で除し、平均せん断応力度を算定する。

図-4.5.7 に床版中央部主鉄筋・補強筋ひずみと走行回数との関係を示す。補強筋ひずみ量は、載荷荷重と走行回数の増加と共に増すことがわる。この中央部補強筋ひずみを用い①の手法で界面に作用するせん断応力度を算出した結果を**図-4.5.8** に示す。図より床版中央部の補強筋ひずみ量より算定した平均せん断付着応力度も載荷荷重の増加にともない微増することが分かる。載荷荷重 235kN 時では 0.23N/mm^2 の平均せん断付着応力度が作用していたと推定されるが、剥離が生じる値ではないと考えられる。一方、斜めひび割れが成長し基準供試体がせん断抵抗力を失うと②の斜めひび割れと主鉄筋の交差位置の補強筋ひずみより算定した平均せん断付着

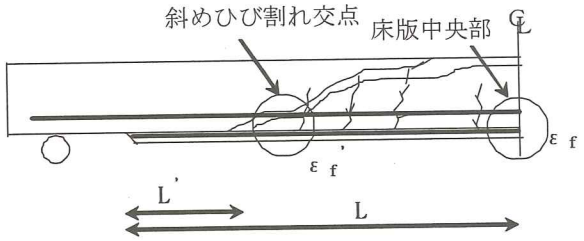


図-4.5.6　せん断付着強度算定のための補強材ひずみ検討位置

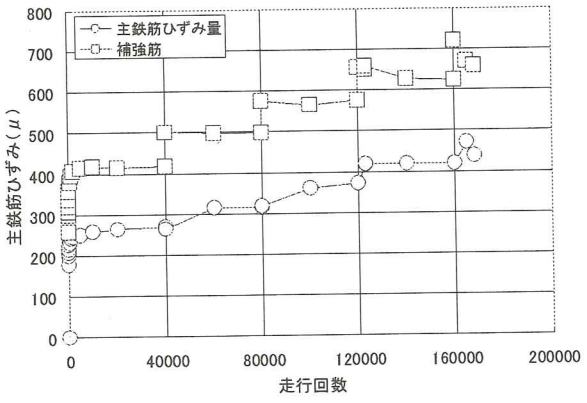


図-4.5.7 床版中央部主鉄筋補強筋ひずみ

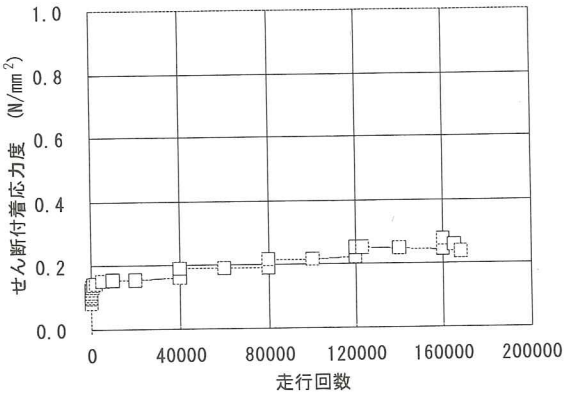


図-4.5.8　せん断付着強度と走行回数の関係

応力度が作用していると考えられる。斜めひび割れ発生位置の主鉄筋・補強筋ひずみと走行回数との関係を図-4.5.9に示す。斜めひび割れと主鉄筋の交差位置の補強筋ひずみは破壊直前で急激に増加している。この②手法による斜めひび割れ発生位置の補強筋ひずみから求めたせん断応力度を算出した結果を図-4.5.10に示す。図より平均せん断付着応力度は載荷荷重235kN時で急激に増加し0.86N/mm²の値となった。この平均せん断付着応力度が輪荷重により繰返し作用し、剥離が生じたものと考えられる。

$$\tau_m = \varepsilon_f \times A_m \times E_m / (L \times 1000mm) \quad \cdots\cdots\cdots (4.5.1)$$

L=1100(mm)：定着長１／２スパン

ε_f：床版中央補強筋ひずみ量

Am=29000 (mm²/m)：下面増厚部断面積

L'=300(mm)：斜めひび割れ位置から下面増厚端部

ε_f'：斜めひび割れ位置補強筋ひずみ量

τ_m：付着応力度(N/mm²)

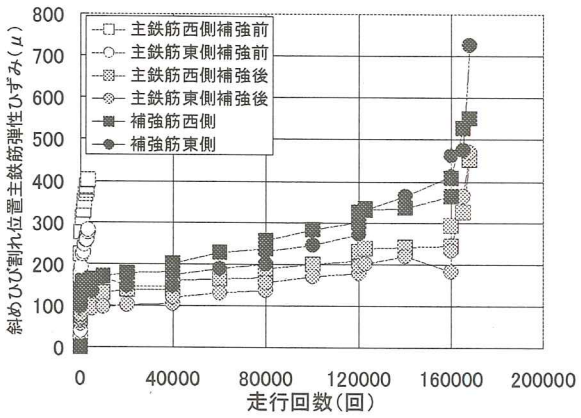


図-4.5.9　斜めひび割れ発生位置部主鉄筋補強筋ひずみ

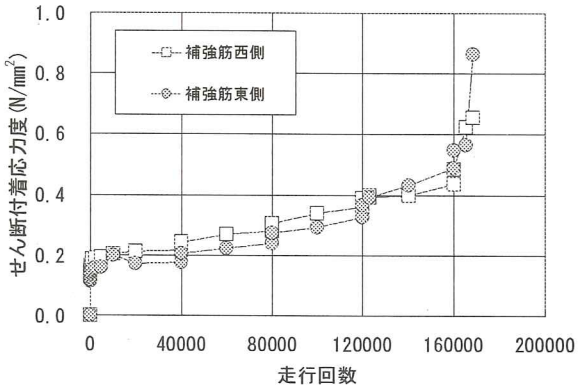


図-4.5.10 主鉄筋ひずみと走行回数の関係

5. 疲労耐久性評価手法に関する留意事項

5.1 試験の影響

輪荷重走行試験により床版の補修補強工法の疲労耐久性を評価する場合，以下に示す項目が試験結果に影響を及ぼすものと考えられる。すなわち，（1）基準供試体の損傷度，基準供試体のねじれや厚さ等の形状と供試体設置状況，基準供試体上面の表面形状，（2）載荷荷重があげられる。以下に各項目毎に本研究に対する影響と留意点を示す。

（1）基準供試体の損傷度

補修補強効果を把握するためには，まず，基準供試体に対して目標とする損傷度を適切に再現する必要がある。本研究においては初期載荷において基準供試体の仕様が同じ供試体１シリーズと供試体２シリーズで目標の初期損傷に達する載荷荷重および走行回数にばらつきが生じた。原因としてコンクリート強度，配筋誤差，床版厚さや形状誤差・ねじれ，供試体設置時の支点や横桁との供試体のなじみの違い等が考えられる。しかし供試体の設置誤差や横桁の影響は，たわみ分布やひずみ分布の測定結果が左右対称であり計測値に異常値が見られないことから，本実験では大きく影響していないと判断できる。一方，基準供試体のコンクリート強度はばらつきが生じており，供試体１シリーズと供試体２シリーズでコンクリート強度が異なっている。基準供試体の疲労耐久性のばらつきはこれらコンクリート強度の違いが影響しているものと考えられる。

（2）載荷荷重

今回実施した輪荷重走行試験は載荷荷重 157kN 走行回数 4 万回から輪荷重を走行回数 4 万回毎に約 20kN 増加させる階段載荷を行った。その結果，実橋では計測されない過大な荷重において疲労試験を行っているといえる。本試験の有効性は限られた時間内に疲労耐久性を確認できることにあるが，荷重を階段載荷により増加させ疲労耐久性が過小評価される懸念や，過大荷重により本来の荷重環境下とは異なる挙動・構造欠陥の発生等が懸念される。以下に載荷荷重の大きさによる疲労耐久性評価手法の妥当性を検討する。

①階段載荷により得られた有効性

本研究で RC39 供試体と同様の基準供試体に初期損傷を与え，輪荷重走行試験を階段載荷にて行ったところ，全工法で疲労耐久性が向上することが示された。また，実橋や他実験では確認できない補強床版の疲労破壊性状の検討も可能であった。載荷荷重を増加することにより，疲労耐久性が明確に判断でき，補強効果の違う工法の評価が可能であると考えられる。

②損傷過程と破壊形態

A 工法供試体の破壊に至る経過を考察すると，載荷荷重の増加によりひび割れが発生し，走行回数の増加により斜めひび割れの貫通に成長し，基準供試体のせん断耐荷力が低下することにより押抜きせん断破壊している。本実験で得られた計測値のたわみ量，ひずみ量の値を荷重で除した値は，載荷荷重が増加しても荷重初期においては，計測値はほぼ一定の値を示している。一方載荷荷重がある荷重値を越すと，たわみ量は急激に増加し破壊に至った。これは補強床版の挙動が荷重の増加により変化したためで，4.5.(3)で述べた基準供試体のせん断抵抗が低下したことを示すものといえる。そのため基準供試体がせん断抵抗を失うと補強効果を発揮することが難しくなるものと考えられる。そのためこれらの工法の補強効果は階段載荷において実交通荷重レベルの荷重範囲で確認することが望ましい。

5.2 使用材料の影響

（1）基準供試体のコンクリート圧縮強度

基準供試体の疲労耐久性に影響を及ぼす使用材料のパラメーターはコンクリート強度であると考えられる。供試体１シリーズ，供試体２シリーズのコンクリート強度をそれぞれ**表-5.2.1**，および**表-5.2.2**に示す。供試体１シリーズ，供試体２シリーズで疲労耐久性に大きく差があるものの，コンクリート強度は，FRP 供試体１以外は両シリーズ共に 35N/mm^2 程度の圧縮強度であった。これらの値からコンクリート強度だけが基準床版供試体の疲労耐久性のばらつき要因とはいえない。しかし，今後基準供試体床版形状の製作誤差を回避するためには，一度に全床版を製作し同一バッチのコンクリート打設を行う等の供試体製作時における供試体誤差が少なくなるよう配慮する必要があるものといえる。

表-5.2.1　基準供試体床版（供試体１シリーズ）コンクリート強度（初期損傷試験開始時平均値）

工法名	試験日	圧縮強度 N/mm^2	静弾性係数 N/mm^2	ポアソン比	引張強度 N/mm^2
A工法1	7月 9日	29.1	2.10 × 10^4	0.157	2.30
B工法1	8月17日	36.0	2.58 × 10^4	0.187	3.03
C工法1	10月15日	37.2	2.42 × 10^4	0.185	3.01

表-5.2.2　基準供試体（供試体２シリーズ）コンクリート強度（初期損傷試験開始時平均値）

工法名	試験日	圧縮強度 N/mm^2	静弾性係数 N/mm^2	ポアソン比	引張強度 N/mm^2
A工法2	4月18日	35.5	2.68 × 10^4	0.161	2.78
B工法2	1月21日	37.6	2.76 × 10^4	0.155	3.00
C工法2	2月28日	38.5	2.71 × 10^4	0.137	4.15

5.3 おわりに

①RC39 供試体と同使用の基準供試体に損傷を与え，A 工法，B 工法，C 工法で補修・補強し，階段載荷により輪荷重走行試験を行った。その結果，たわみ量，基準供試体の鉄筋ひずみ量，ひび割れ開閉量が低減し，疲労耐久性の向上が確認できた。また，本実験により，実橋では確認されたことのない各工法供試体の破壊性状も確認することができた。

②補修補強工法の場合，疲労耐久性の向上は，たわみ量，既設床版の鉄筋ひずみ量，ひび割れ開閉量等が補修補強前に比べて低減していることで，確認できるといえる。

③補修補強効果は基準供試体と補強部とが一体化し平面保持が成立することにより発揮されるものであり，平面保持が成立している間が補修補強の有効寿命であり，疲労限界といえる。

④供試体１シリーズ，供試体２シリーズで基準供試体に与える初期損傷で疲労耐久性に差が生じた。この基準供試体の疲労耐久性の違いに関して，破壊時のたわみ量に達する疲労回数による補正，初期損傷度に達する走行回数を用いた押抜きせん断耐荷力による補正を試みた。以上の補正により基準供試体の疲労耐久性のばらつきを補正し補強床版の補強効果を評価することができたと考えられる。

⑤基準供試体の疲労耐久性のばらつきは，基準供試体のコンクリート圧縮強度，配筋誤差，供試体形状誤差，供試体のねじれ，表面形状に原因があると考えられる。今後の実験では基準供試体の製作条件が一定となるよう，供試体製作条件を設定するなどの配慮が必要である。

⑥下面増厚工法や連続繊維シート接着工法は基準供試体のたわみ量・鉄筋応力度・ひび割れ挙動といった曲げ性状の改善が補強効果の主たる要因である。そのため載荷荷重の増加により，基準供試体のせん断抵抗力が低下し，これら工法の補強効果を発揮できない。このことから，時間的に恵まれた試験環境が整えば、実交通荷重レベルでの輪荷重走行試験が望ましい。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所：橋梁点検要領（案），土木研究所資料第 2651 号，昭和 63 年 7 月

2) 建設省土木研究所，炭素繊維補修・補強工法技術研究会：共同研究報告書第 220 号　コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅰ），1999 年 3 月

3) 川間重一・内田賢一・西川和廣：既設 RC 床版の階段状荷重漸増載荷における疲労耐久性評価手法に関する研究，土木学会第 55 回年次学術講演会，CS-257，2000.10

4) 阪神高速道路公団・阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性，1991 年 12 月

5) 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荷力の評価式，土木学会論文集，No. 348/V-1，pp. 133-141，1984 年 4 月

6) 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，No. 374/I-6，pp. 419-426，1986 年 10 月

7) 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，Vol. 9，No. 2，pp. 627～632，1987 年 6 月

8) 松井繁之・太田孝二・西川和廣：RC 床版とその損傷（その２），橋梁と基礎，pp. 47～50，1998 年 6 月

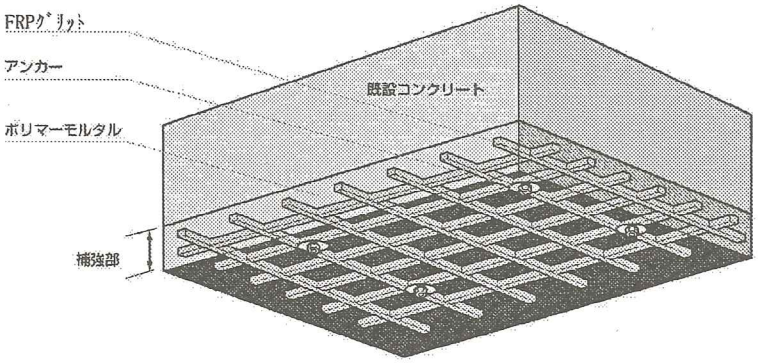
6. 工法個別の評価

6.1 FRP グリット工法

（1）FRP グリット工法の輪荷重走行試験概要

1）工法の概要

FRP グリット床版補強工法（以下 FRP グリット工法と略す）は新素材である FRP 格子筋と吹き付けポリマーセメントモルタルを用いて、既設道路橋床版の補修・補強を行う工法である。本工法は新素材である FRP 格子を補強筋に用いることにより、従来使用されてきた鉄筋に対し、高強度化、高弾性化、高耐久性化、軽量化、工場製品化を図ったものである。基準供試体と補強筋である FRP グリットの一体化を図るポリマーセメントモルタルは、吹き付け工法により施工する工法を用い，さらなる施工の合理化を進めている。**図−6.1.1** にグリット工法の概要を示し，**表−6.1.1** に基準供試体１シリーズ，基準供試体２シリーズの補強断面の違いを示す。



図−6.1.1 グリット工法概要

表−6.1.1 基準供試体シリーズ１，２概要

シリーズ	補強筋方向	繊維断面積 mm^2 1本当たり	最大引張荷重 kN	引張強度 N/mm^2	繊維弾性係数 $\times 10^5$ N/mm^2	間隔 mm	増厚量 mm
1	主鉄筋方向	45	128.9	2864	3.9	75	29
	配力鉄筋方向	30	83.5	2782	3.9	100	
2	主鉄筋方向	15	53.8	2864	3.9	75	22
	配力鉄筋方向	15	53.8	2782	3.9	75	

2）試験方法

①基準供試体製作

基準供試体は RC39 供試体と同仕様の形状を採用し，製作はコンクリートプレキャスト工場で行った。

②初期載荷

基準供試体に予め損傷を与える目的で，輪荷重走行試験機を用いて初期載荷を行った。損傷度は**図-6.1.2** に示す B を目標に基準供試体に 157kN の輪荷重を載荷させた（基準供試体 1 シリーズ）。基準供試体 2 シリーズは各工法ともに総たわみ量 8.00mm 以下となり，目標損傷度に達するまで時間を要することが予想されたため，たわみ量を指標とせず載荷荷重を 176kN に上げ貫通ひび割れが発生した段階を目標損傷度とした。

③補修・補強および養生載荷

初期載荷後各種工法で床版の補修・補強を行った。養生期間は３週間とし，養生期間中は輪荷重走行試験機により，載荷荷重 69kN 走行回数 20 万回を載荷した。

④階段載荷

階段載荷は輪荷重走行試験機を用いて荷重を載荷させた。載荷荷重は 157kN から 40,000 回毎に約 20kN ずつ荷重を増加させ，供試体が破壊するまで荷重を載荷させた。

（2）初期載荷

1）基準供試体の初期損傷レベル

初期損傷は図-6.1.2のBを目標に基準供試体に輪荷重を載荷させた。B は床版中央部総たわみ量 8mm に達する段階で，損傷度Ⅱランクである。輪荷重は 157kN から段階的に荷重を載荷した。本実験で行った供試体1シリーズを FRP グリット工法 1，供試体2シリーズを FRP グリット工法 2 とする。表-6.1.2 に示されるように FRP グリット工法 1 は載荷荷重 157kN 走行回数 3411 回で目標損傷度Bに達した。一方 FRP グリット工法 2 は載荷荷重 157kN 走行回数 40,000 回・総たわみ量 5.16mm で，目標損傷度 B に達するまで時間を要することから，載荷荷重を 176kN に上げ 2 方向ひび割れが十分に発生し貫通ひび割れが発生した段階を目標損傷度とし，走行回数 110,802 回まで荷重を載荷した。この段階の総たわみ量は 6.80mm であった。FRP グリット工法 2 のひび割れ密度は 12.0m/m² で FRP グリット工法 1 の 9.5m/m² より高く，与えた損傷はBランクと同等と判断して良いものと考えられる（図-6.1.3）。

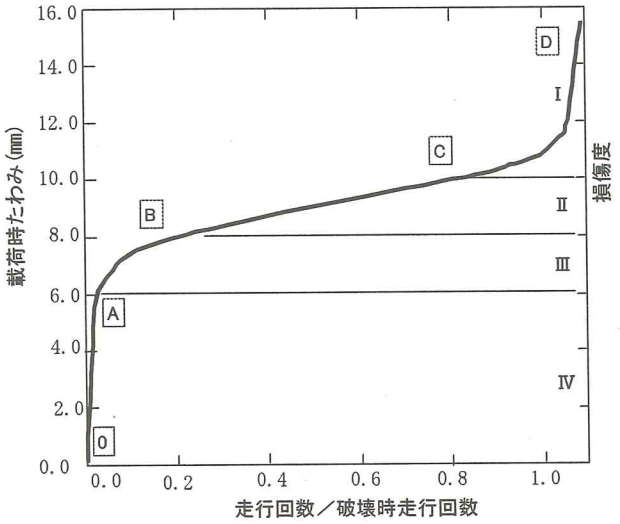
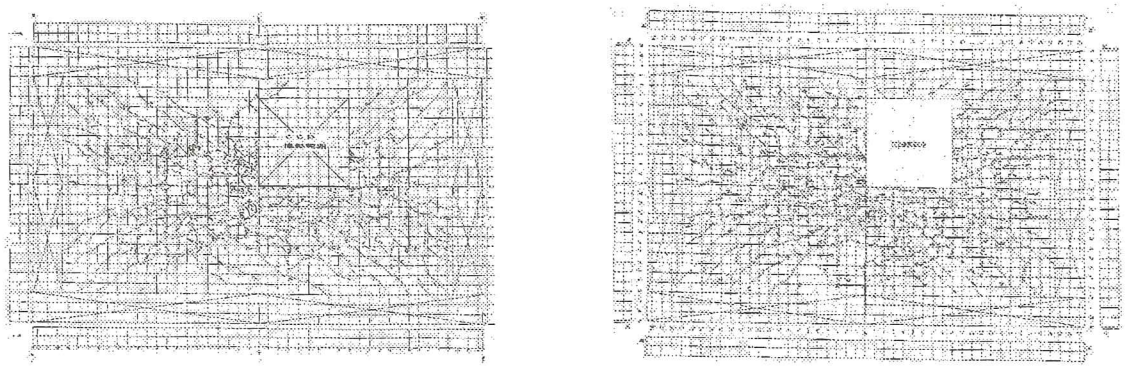


図-6.1.2　初期損傷概念図

表-6.1.2　初期損傷結果

供試体	終局荷重 (kN)	総繰り返し回数 N
FRPグリット工法1		
（補強前）	157	3411
FRPグリット工法2	157	40011
（補強前）	176	110802

過去の土研実験では RC39 供試体と RC8 供試体の実験が行われており，RC39 供試体は載荷荷重 157kN 走行回数 27,392 回で破壊し，RC8 供試体は載荷荷重 275 kN 走行回数 255,649 回で破壊している。これらと比較すると本実験の FRP グリット工法1は RC39 供試体と比較し疲労耐久性が低く，FRP グリット工法2は疲労耐久性が高いものと考えられる。以下にこれら基準供試体の疲労耐久性評価を述べる。



a）FRP グリット工法 1　　b）FRP グリット工法 2

図-6.1.3　初期損傷図

2）基準供試体疲労耐久性評価

①たわみ性状に基づく疲労耐久性

FRP グリット工法 2 における初期載荷時のたわみと走行回数の関係から、たわみが 10.24mmになるときの走行回数は、176 k N、2, 200, 000 回であることが分かる（**図－6. 1. 4**）。

a. 157 k N、4 万回が 176 k N の約 9, 000 回であり、初期載荷時における 176 k N の載荷回数は

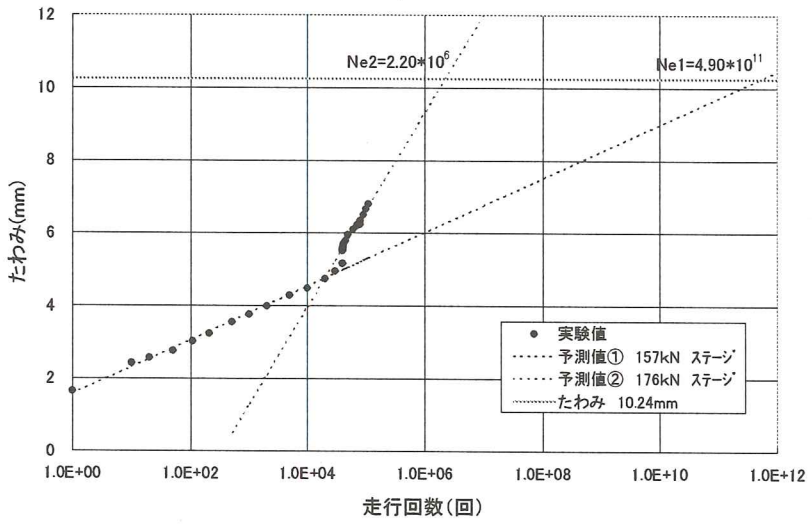
2, 200, 000+9, 000＝2, 209, 000 回となる。

b. 上記基準供試体が仮に 104, 104 回で破壊する場合の荷重を式（1）を用いて算定する。

$$2,209,000 = (P_0 / 176)^{12.763} \times 104,104$$

これより、P_0は 224 k N となる。

以上から、FRP グリット工法 2 に用いた基準供試体 2 の耐荷力は 224kN 程度と推察される。



図－6. 1. 4　初期損傷時のたわみ－走行回数の関係（FRP グリット工法 2）

②押抜きせん断耐荷力による評価

土研における RC 床版の輪荷重走行試験結果[1]では，総たわみ量が 8mm を越えた後，たわみ量は急激に増加し，破壊に至っている。このことから初期損傷で与えた載荷荷重と走行回数は，破壊荷重とほぼ同等のものとして基準供試体疲労耐久性の評価を行う。本実験では階段載荷により輪荷重を載荷したため，基準供試体に与えた初期損傷レベルを同一荷重 196kN で載荷した場合に補完する。輪荷重走行試験において，複数の載荷荷重と等価繰返し回数との関係は**式(6.1.1)**で示すことができる。本計算では m の値を既往の松井らの研究[2]によって得られた値を用いた。

$$N_{eq} = \Sigma \left(P_i / P_o \right)^m \times n_i \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.1.1)$$

N_{eq} ：補正回数　　P_i ：載荷荷重(tf)　　P_o ：補正荷重(tf)

m：S-N 曲線傾きの絶対値の逆数　　n_i ：載荷回数

式(6.1.1)を用いて，階段載荷により載荷した輪荷重を換算荷重 196kN で載荷した場合と等価な走行回数に換算した結果を**表-6.1.3，図-6.1.5** に示す。損傷度 B に達する FRP グリット工法 1 の換算走行回数は 198 回だったのに対し，FRP グリット工法 2 は換算走行回数 73,120 回であった。一方，RC39 供試体の破壊は換算走行回数 1,588 回であった。このことから RC39 供試体と比較して FRP グリット工法 1 は疲労耐久性が低く FRP グリット工法 2 は疲労耐久性が高いものといえる。

表-6.1.3　基準供試体の初期損傷結果の補完

供試体	載荷荷重 (kN)	走行回数 N	換算回数 N'	押抜きせん断耐荷力 Psx(kN)
RC39	157	27,392	1,588	230
RC8	275	255,649	2,882,969	414
FRPグリット工法1	157	3,411	198	195
FRPグリット工法2	176	110,802	73,120	310

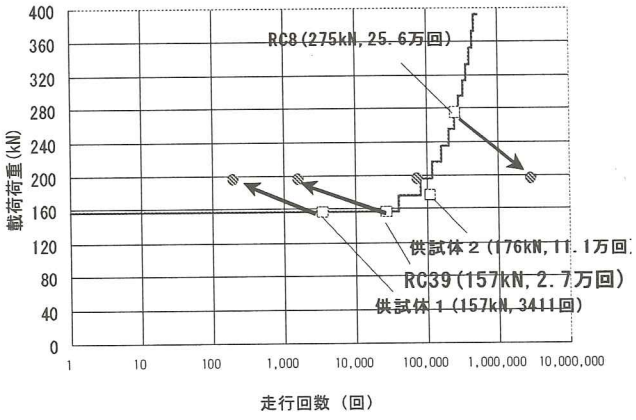


図-6.1.5　初期損傷結果の補完

a. 等価繰返し回数より求めた押抜きせん断耐力

初期損傷の疲労耐久性と同様に，補強後の階段載荷を換算荷重 196kN で載荷した場合の等価繰返し回数に補正した。床版の疲労耐久性は押抜きせん断耐荷力と相関関係があり，等価繰返し回数から**式(6.1.2)**を用いて有効幅 B を有するはりの押抜きせん断耐荷力を算定できる（**表-6.1.3**）。この押抜きせん断耐荷力を求めることにより補強床版の疲労耐久性の向上を検討することとする。

$$\mathrm{Log}(P / Psx) = -0.07835 \cdot \mathrm{Log}N' + \mathrm{Log}\ 1.520 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.1.2)$$

ただし

Psx：有効幅Bの押抜きせん断耐荷力　　P ：換算荷重　　N’：等価繰返し回数（補正回数）

等価繰返し回数から算定した有効幅Bを有するはりの押抜きせん断耐荷力は，RC39供試体は230kN，RC8供試体は414kN，FRPグリット工法1補強前195kN，FRPグリット工法2補強前310kNであった。このことから基準供試体の換算回数から求めた押抜きせん断耐荷力はFRPグリット工法1に対しFRPグリット工法2は115kN，程度高かったものといえる。

b.材料パラメーターより求めた押抜きせん断耐力

表-6.1.4には松井式**式(6.1.3)**による押抜きせん断耐荷力の計算結果を付記した。FRPグリット工法1は補強前後ともに実験値が計算値より低くなり，FRPグリット工法2は補強前後ともに実験値が計算値より高くなる結果となった。

$$Psx'' = 2B(\tau max \cdot Xm + \sigma max \cdot Cm) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.1.3)$$

ただし

有効幅B：$B = b + 2d_d$　　Xm：主鉄筋断面の中立軸高さ（cm）　　Cm：主鉄筋断面のかぶり（cm）

τmax ：コンクリートの最大せん断応力度　$\tau max = 0.252\ \sigma ck - 0.000246\ \sigma ck^2$ (kgf/cm^2)

σmax：コンクリートの最大引張応力度　　$\sigma max = 0.538\ \sigma ck^{2/3}$ (kgf/cm^2)

表-6.1.4　基準供試体との疲労耐久性の比較

供試体	押抜き せん断耐荷力 Psx(kN)	松井式 せん断耐荷力 Psx’(kN)
RC39	230	253
RC8	414	391
FRPグリット工法1	195	269
FRPグリット工法2	310	280

（3）疲労耐久性評価

1）　破壊荷重による評価

表-6.1.5 に基準となる RC39 供試体, RC8 供試体と本実験で行った FRP グリット工法 1, 2 の耐荷力一覧表を示す。FRP グリット工法 1, 2 の初期損傷に達する載荷荷重と走行回数は FRP グリット工法 1 で載荷荷重 157kN 走行回数 3, 411 回と FRP グリット工法 2 で載荷荷重 176kN 走行回数 110, 802 回であったが, 補強後の破壊時荷重, 走行回数は FRP グリット工法 1 は載荷荷重 235kN 走行回数 170, 121 回, FRP グリット工法 2 は載荷荷重 294kN 走行回数 295, 807 回と疲労耐久性が向上していることが分かる。

すでに述べたように本実験において FRP グリット工法 1, 2 の初期損傷に達する載荷荷重と走行回数は FRP グリット工法 1 と FRP グリット工法 2 で差がある。従って, 基準床版である RC8 供試体と単純に比較できない。このことから過去の RC39 供試体, RC8 供試体実験結果を図-6.1.6 と, 図-6.1.7 に楕円で示し, FRP グリット工法 1, 2 の補強後を図中に示した。本実験結果は供試体数が 2 体と少ないが, RC39 供試体を補強し RC8 供試体の楕円下から中央まで疲労耐久性が向上したものといえる。

これらの FRP グリット工法による補強床版の疲労耐久性向上は床版たわみ量, 基準供試体の鉄筋ひずみ量やひび割れ幅の低減効果によるものと考えられる。以下にこれらの効果を示す。

表-6.1.5　走行回数と破壊荷重

	初期載荷		階段載荷	
	走行回数 (回)	載荷荷重 (kN)	走行回数 (回)	破壊荷重 (kN)
RC39	—	—	27, 392	157
RC8	—	—	255, 649	275
FRPグリット1	3, 411	157	170, 121	235
FRPグリット2	40, 011 70, 791	157 176	295, 807	294

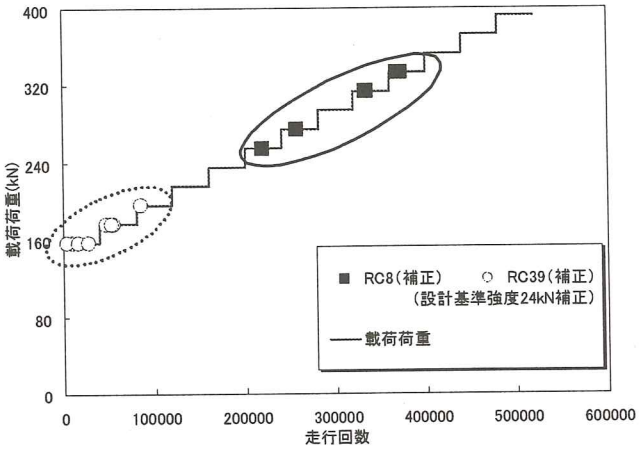


図-6.1.6　走行回数と破壊荷重（RC39, RC8）

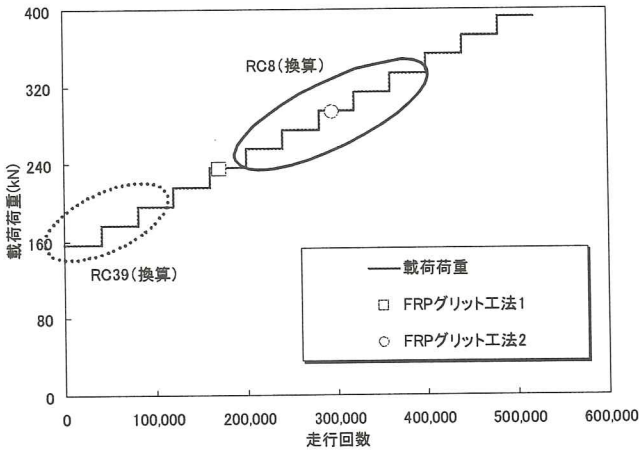


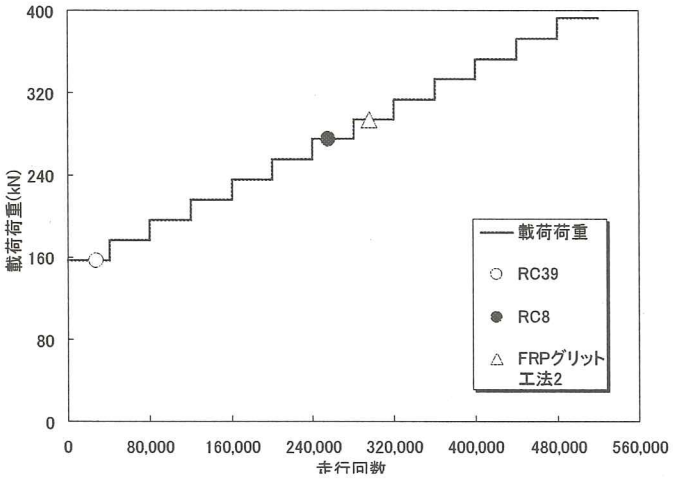
図-6.1.7　走行回数と破壊荷重（FRP グリット工法 1, 2）

2）　供試体2シリーズの再評価

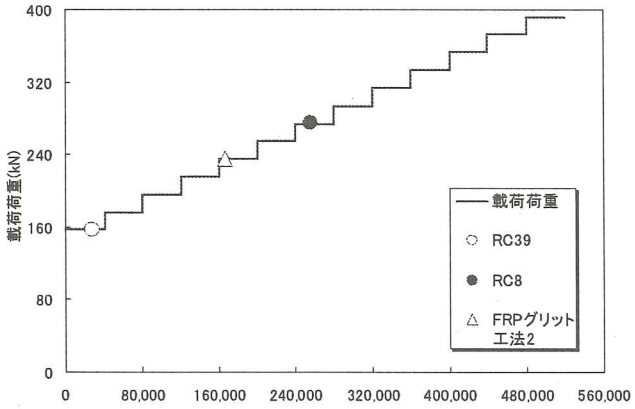
供試体2シリーズの基準供試体は，供試体1シリーズやRC39供試体と比べて耐荷力が大きかったため，安全側に評価するためには実験結果を補正する必要がある。

図－6.1.8 にFRPグリット工法2で補強した基準供試体2シリーズの破壊時の荷重―走行回数の関係を示す。図に示すように補強後の基準供試体2シリーズが破壊したのは，走行回数295,807回，荷重294kNであった。

一方，（2）初期載荷2）①たわみ性状に基づく疲労耐久性評価に示すように，基準供試体2シリーズの換算破壊荷重はFRPグリット工法2で224ｋNであり，補強によって70ｋN程度の耐荷力向上が図られたこととなる。すなわち，157ｋNを基準とするならば，補強後の基準供試体2シリーズの耐荷力は227ｋNと再評価される。このときの走行回数は19.6kN刻みで4万回載荷する階段載荷であることを考慮し，階段載荷時荷重からの増分荷重と走行回数4万回が線形比例するものと仮定すると，FRPグリット工法2で約18.3万回となる。さらに，階段載荷の載荷荷重に合致させて走行回数を，式(2.2.1)を用いて換算すると，FRPグリット工法2で荷重235ｋN，走行回数16.6万回となる。**図－6.1.9** にFRPグリット工法2の再評価後の荷重－走行回数の関係を示す。



図－6.1.8　FRPグリット工法2の荷重－走行回数の関係



図－6.1.9　FRPグリット工法2再評価後の荷重－走行回数の関係

（4）その他性能の評価

1）押抜きせん断耐荷力による評価

本実験では階段載荷により輪荷重を載荷したため，基準供試体に与えた初期損傷レベルを同一荷重196kNで載荷した場合に補完する。輪荷重走行試験において，複数の載荷荷重と等価繰返し回数との関係は**式(6.1.1)**で示すことができ，換算した結果を**表-6.1.6**に示す。

表-6.1.6　補強供試体の階段載荷試験結果の補完

供試体	破壊時荷重 (kN)	走行回数 N	等価繰返し回数 N'	押抜きせん断耐荷力 Psx(kN)
RC39	157	27,392	1,588	230
RC8	275	255,649	2,882,969	414
FRPグリット工法1	235	170,121	260,137	343
FRPグリット工法2	274	242,970	1,953,752	446

①等価繰返し回数より求めた押抜きせん断耐力

初期損傷の疲労耐久性と同様に，補強後の階段載荷を換算荷重196kNで載荷した場合の等価繰返し回数に補正した。床版の疲労耐久性は押抜きせん断耐荷力と相関関係があり，等価繰返し回数から**式(6.1.2)**を用いて有効幅Bを有するはりの押抜きせん断耐荷力を算定できる（**表-6.1.6**）。等価繰返し回数から算定した有効幅Bを有するはりの押抜きせん断耐荷力は，RC39供試体は230kN，RC8供試体は414kN，FRPグリット工法1補強後は343kN，FRPグリット工法2補強後446kNであった。

表-6.1.7　補強供試体の疲労耐久性の比較

供試体	押抜きせん断耐荷力 Psx(kN)	補正押抜きせん断耐荷力 Psx''(kN)	松井式せん断耐荷力 Psx'(kN)
RC39	230	230	253
RC8	414	414	391
FRPグリット工法1	343	377	421
FRPグリット工法2	446	395	382

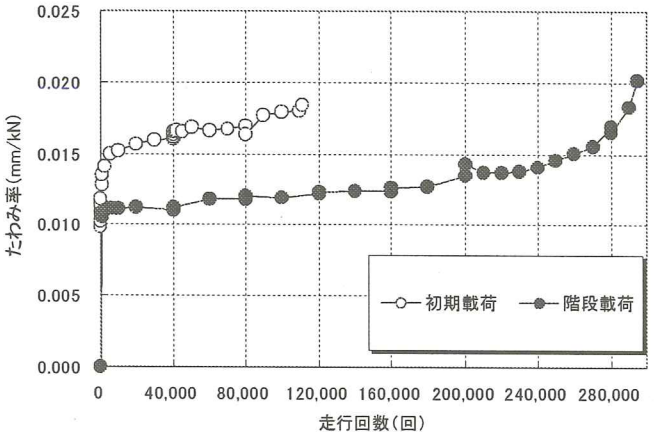
②材料パラメーターより求めた押抜きせん断耐力

表-6.1.7には松井式**式(6.1.3)**による押抜きせん断耐荷力の計算結果を付記した。FRPグリット工法1は補強前後ともに実験値が計算値より低くなり，FRPグリット工法2は補強前後ともに実験値が計算値より高くなる結果となった。

補強前の基準供試体押抜きせん断耐荷力とRC39供試体との差を補強後の押抜きせん断耐荷力から差引いて，補強後の床版の押抜きせん断耐荷力を補正したPsx''（**表-6.1.7**）。その結果，補強床版の押抜きせん断耐荷力はFRPグリット工法1は377kN，FRPグリット工法2は395kN，となる。この補正押抜きせん断耐荷力は414kNのRC8供試体より若干低い値となるが，RC39供試体の230kNに対して1.64，1.72倍に向上し耐荷力が増加したものといえる。

2）　たわみ量による評価

図－6.1.10 に補強前後の FRP グリット工法 2 の活荷重たわみ率と走行回数の関係を示す。ここで，活荷重たわみ率とは供試体中央の活荷重たわみ（載荷時たわみ－徐荷時たわみ）を載荷荷重で除した値である。また，補強前後の載荷荷重は走行回数 8 万回までは同一荷重の階段載荷であるが，その後，補強前の供試体の載荷荷重は一定値（176kN）とし，補強後の供試体では階段載荷を継続した。図より，補強前の活荷重たわみ率は走行回数の増加と共に増大し，載荷荷重 157kN ですでに 0.015mm/kN を越えている。一方，補強後の活荷重たわみ率は走行回数 26 万回程度までほぼ直線的に増加し，その後，走行回数の増加とともに急増して，終局では 0.02mm/kN を越えた。補強前後の活荷重たわみ率を比較すると，補強後は載荷荷重が補強前に比べて大きいにも関わらず小さな値を示しており，たわみ率の抑制効果が現れていることが分かる。また，補強後の供試体は活荷重たわみ率が 0.015mm/kN 程度から急増して破壊に至っていることから，補強後の供試体が健全である活荷重たわみ率の限界は 0.015mm/kN 程度であると考えられる。



図－6.1.10　活荷重たわみ率と走行回数の関係
(FRP グリット工法 2)

図－6.1.11 に補強前後の FRP グリット工法の走行回数 4 万回（157kN），8 万回（176kN）および初期載荷終了時である走行回数 12 万回（補強前は 12 万回のデータがないので 110,802 回とした）における活荷重たわみ率を示す。図より，いずれの走行回数でも補強後は補強前に比べてわみ率が小さくなっていることが分かる。載荷荷重は走行回数 8 万回までは補強前後で同一であるが，走行回数 12 万回では補強後の方が補強前に比べて 20kN 大きい。

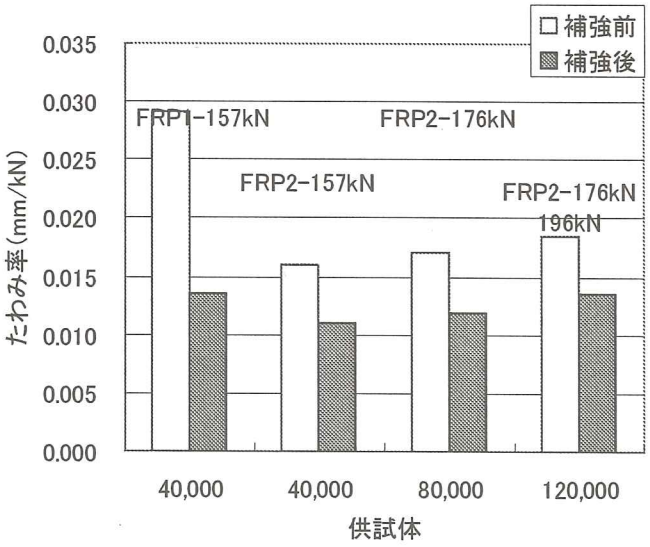


図-6.1.11　補強前後のたわみ率の比較

床版中央活荷重たわみ量と走行回数との関係を図-6.1.12 に示す。荷重載荷時から除荷時の値を引いた値を弾性たわみ量としている。

FRP グリット工法１は，載荷荷重 157kN 走行回数 3,400 回で初期載荷を中止し，弾性たわみ量 4.57㎜であった。補強後は，載荷荷重 157kN 走行回数 40,000 万回の間，床版中央たわみ量は増加せず弾性たわみ量 2.13㎜であった。載荷荷重 157kN 時の床版中央たわみ量の補強前後を比較すると 4.57㎜から 2.13㎜に 47%に低減した。FRP グリット工法２は載荷荷重 157kN 走行回数 40,000 回で弾性たわみ量 2.516㎜，載荷荷重 176kN 走行回数 110,802 回で 3.252㎜，補強後は載荷荷重 157kN 走行回数 40,000 万回で弾性たわみ量 1.736㎜，載荷荷重 176kN 走行回数 80,000 回で 2.087㎜であった。たわみ量の低減効果は載荷荷重 157kN で 69%，載荷荷重 176kN で 64%に低減した。たわみ量の低減効果が FRP グリット工法２の方が小さいのは，補強前のたわみ量が FRP グリット工法１より小さく補強後のたわみ量までの差が小さくなったためと考えられる。

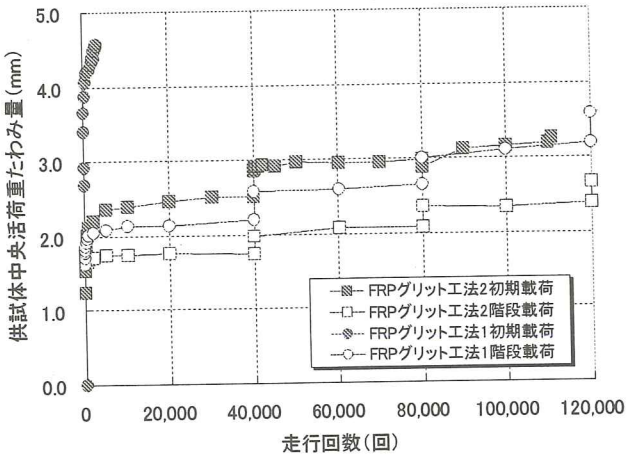


図-6.1.12　床版中央活荷重たわみ量と走行回数の関係

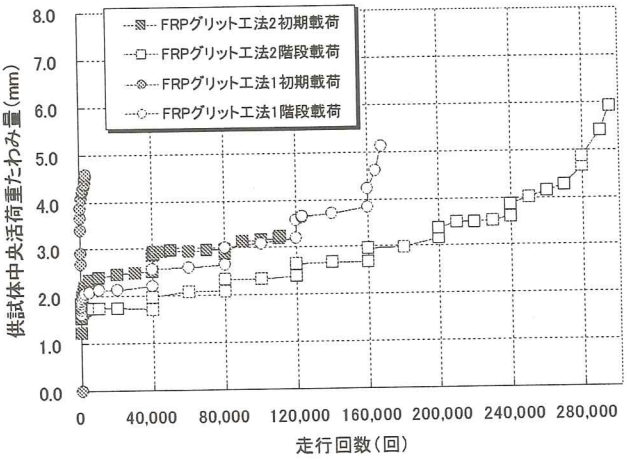


図-6.1.13　床版中央活荷重たわみ量と走行回数の関係

図-6.1.13 に全走行回数における床版中央活荷重たわみ量と走行回数との関係を示す。FRP グリット工法１の床版中央たわみ量は終局時 235kN で急激に増加し，押抜きせん断により破壊した。輪荷重の増加に伴い載荷荷重 216kN までたわみ量は弾性的に増加している。FRP グリット工法２の床版中央たわみ量は載荷荷重 294kN で急激に増加し，押抜きせん断により破壊した。両供試体ともに終局荷重までたわみ量は弾性的に増加しており，急激な増加や異常値は見られない。このことから FRP グリット工法で補強し破壊に至るまで補強効果が継続していたものと考えられる。弾性たわみ量が 4～5㎜に達すると，総たわみ量が 8㎜を超え押抜きせん断により破壊した（図-6.1.13）。FRP グリット工法１と２を比較すると，早期に破壊した FRP グリット工法１は補強後のたわみ量の低減率は大きいが，たわみ量も大きい。FRP グリット工法２は，たわみ量の低減率は小さいが補強後のたわみ量は小さく，載荷荷重が増加しても FRP グリット工法１に対したわみ量は小さく推移している。このことから本工法により補強し，疲労耐荷力が向上する要因となる補強効果はたわみ量の抑制が大きいものと考えられる。

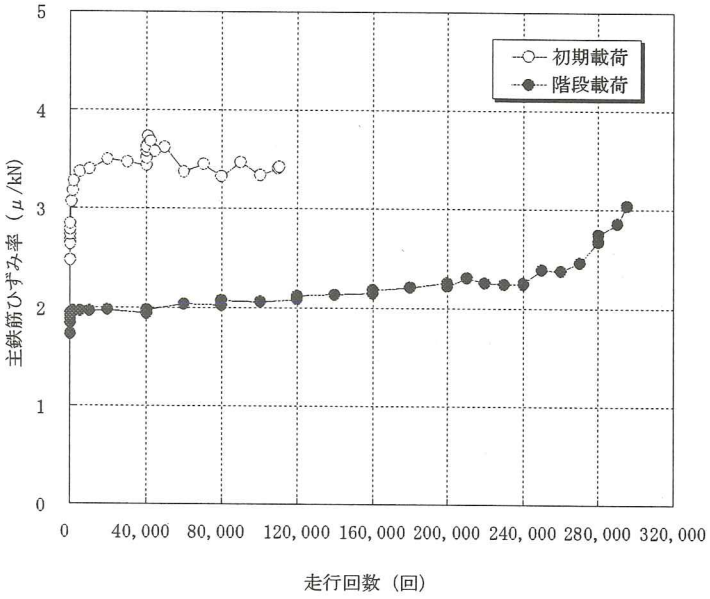
3）ひずみ量による評価

①基準供試体補強前後の活荷重ひずみ率

ａ．主鉄筋の活荷重ひずみ率

図－6.1.14 にFRPグリット工法2における補強前後の供試体中央下端主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。ここで，活荷重ひずみ率とは載荷時ひずみから徐荷時ひずみを差し引いた値を載荷荷重で除した値である。

図から，補強前の活荷重ひずみ率は走行回数8万回までは3.5μ/kN程度でほぼ一定で推移していることが分かる。一方，補強後の活荷重ひずみ率は2.0～2.5μ/kN程度でで推移し，走行回数26万回程度を越え大きく増加した。補強後の主鉄筋の活荷重ひずみ率は走行回数11万回まで60%程度に大幅に低減されていることが分かる。

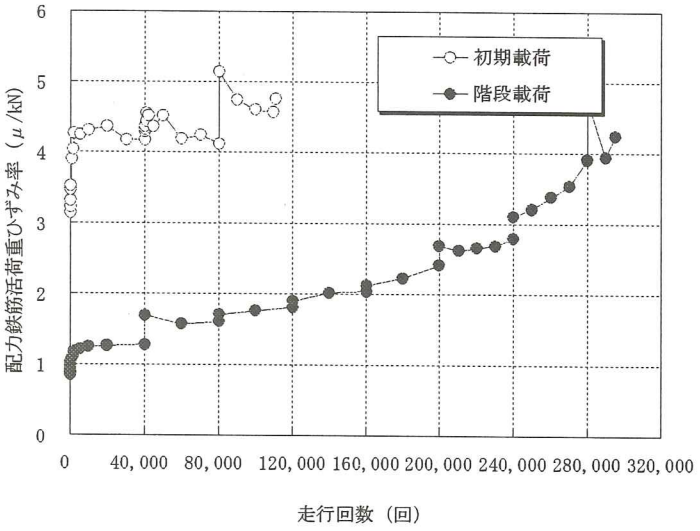


図－6.1.14　主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(FRPグリット工法2)

ｂ．配力筋の活荷重ひずみ率

図－6.1.15 にFRPグリット工法2における補強前後の配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。

補強前の活荷重ひずみ率は4.0～5.0μ/kNの間で推移している。補強後の活荷重ひずみ率は走行回数初期段階より破壊に至るまで一様に増加している。これは，配力筋方向の応力負担が走行回数の増加と共に減少したことが原因と考えられる。補強前後の活荷重ひずみ率を走行回数8万回までの同一載荷荷重下で比較すると，補強後の活荷重たわみ率は補強前に比べて40%程度に低減されていることが分かる。このことから配力鉄筋方向のひずみ量低減率は走行回数の増加と共に低下しているものの補強効果は発揮されているといえる。



図－6.1.15　配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(FRPグリット工法2)

ｃ．活荷重ひずみ率の比較

図－6.1.16 にFRPグリット工法の走行回数4万回，8万回，12万回における供試体中央下端主鉄筋の補強前後の活荷重ひずみ率を示す。

補強前の主鉄筋の活荷重ひずみ率はFRPグリット工法1で5μ/kN程度であり，FRPグリット工法2で3.5μ/kN程度であった。FRPグリット工法1に対してFRPグリット工法2はひずみ率が小さい。補強前は走行回数の増加に対してひずみ率はほぼ一定で推移している。一方，補強後の主鉄筋の活荷重ひずみ率は走行回数4万回でFRPグリット工法1，2ともに2.0μ/kN程度であり，FRPグリット工法2は走行回数4万回以降，走行回数が増加するに従って増加している。補強による主鉄筋の活荷重ひずみ率の低減割合は，FRPグリット工法1が40%程度に低減し，FRPグリット工法2が60%程度に低減しFRPグリット工法1の方が低減率は高い。これは補強善における基準供試体のひずみ率が高いことと補強筋量が多いことが原因と考えられる。

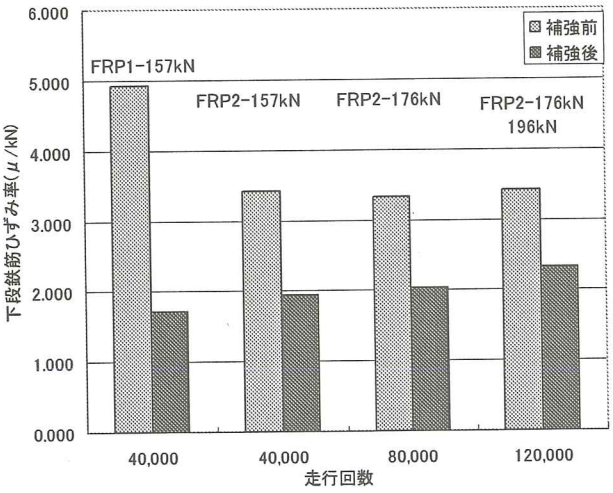
図－6.1.17にFRPグリット工法の走行回数4万回，8万回，12万回における供試体中央下端配力筋の補強前後の活荷重ひずみ率を示す。

配力筋の補強前の活荷重ひずみ率は4.0～4.8μ/kN前後である。一方，補強後の活荷重ひずみ率は走行回数の増加と共に増大しした。FRPグリット工法1はひずみ率がもっとも小さく走行回数4万回で0.35μ/Knである。FRPグリット工法2は4万回で1.2μ/kNと大きい。さらに，補強による配力筋の活荷重ひずみ率の低減割合は主鉄筋に比べて大きい。

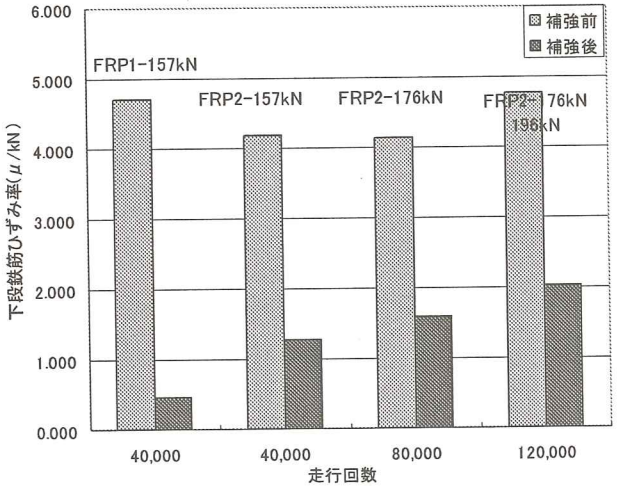
②補強材の活荷重ひずみ率

図－6.1.18にFRPグリット工法2における補強材の主鉄筋方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。

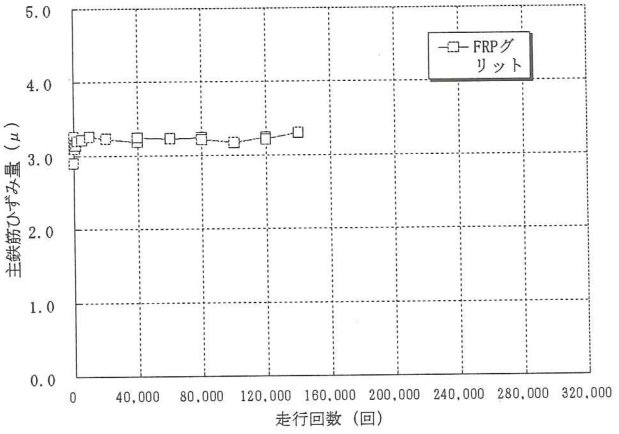
走行回数が増加してもFRPグリットのひずみ率は一定である。FRPグリット工法のひずみ率が14万回までなのはこの時点でひずみゲージが切れ計測できていないためである。このことから主鉄筋方向のFRPグリットの応力負担は一定で補強効果



図－6.1.16　補強前後の活荷重ひずみ率の比較（主鉄筋）



図－6.1.17　補強前後の活荷重ひずみ率の比較（配力筋）



図－6.1.18　補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係（FRPグリット工法2・主鉄筋方向）

が継続しているものと考えられる。

図－6.1.19にFRPグリット工法2における補強材の配力鉄筋方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。図中には補強筋の継ぎ手位置である床版中央配力筋と床版中央より600mm移動したB点の配力筋ひずみを示す。

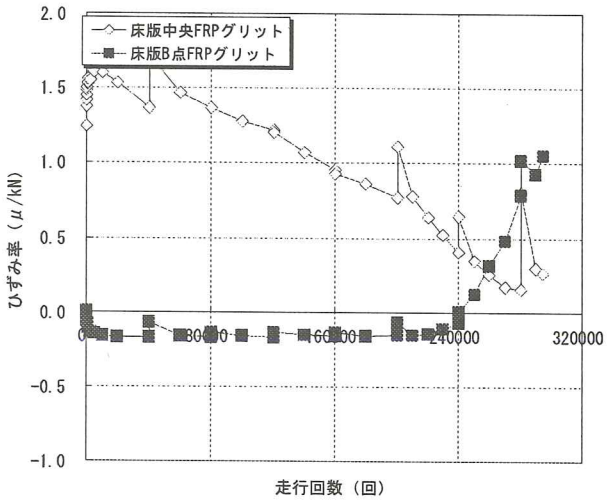
走行回数の増加とともに補強筋の継ぎ手位置である床版中央部ひずみ率が漸増する傾向にあることが分かる。一方継ぎ手位置から離れているB点のひずみは，ほぼ一定である。このことから継ぎ手近傍では荷重の増加と共に応力負担率が低下しているものと推定できる。なお，橋軸直角方向の補強材の活荷重ひずみ率は全般的に橋軸方向よりも大きい。

(3) 鉄筋および補強材の張力率

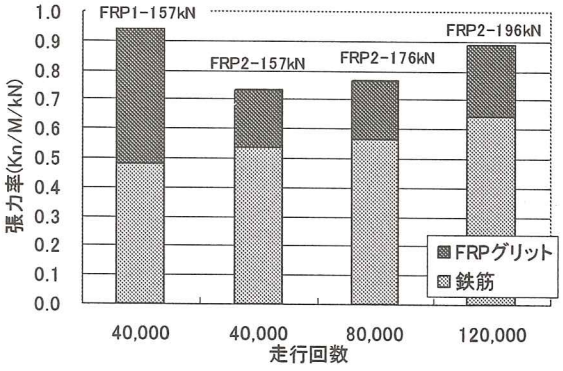
図－6.1.20にFRPグリット工法の走行回数4万回，8万回，12万回における供試体中央下端主鉄筋主鉄筋方向方向補強材の張力率を示す。なお，張力率は供試体中央の計測ひずみが単位幅(m)に分布すると仮定して求めた張力をその時の載荷荷重で除した値である。

主鉄筋の張力率は0.48～0.65kN/m/kNであり，走行回数の増加に伴い増加する傾向にあることが分かる。一方，主鉄筋方向の補強材の張力率はFRPグリット工法1で0.47kN/m/kN程度で，FRPグリット工法2は0.2～0.25kN/m/kNほぼ一定でFRPグリット工法2の方が小さい。これはFRPグリット工法2の方が補強筋量が少ないことが原因であると考えられる。FRPグリット工法2の張力率は走行回数が増加してもほぼ一定である。

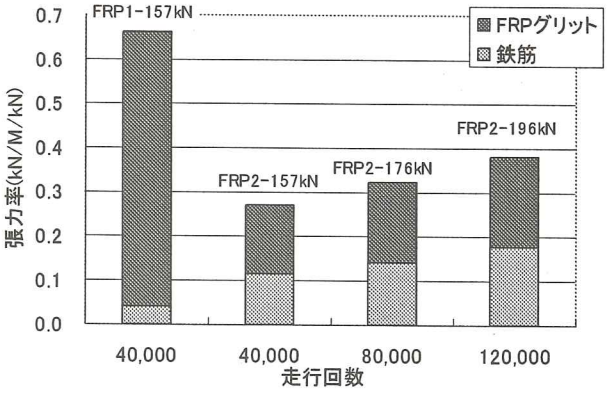
図－6.1.21にFRPグリット工法配力筋および配力筋方向補強材の張力率を示す。FRPグリット工法1の張力負担率は他と比較し大きい。また，FRPグリット工法2は走行回数の増加と共に配力筋および補強材の張力負担率が増加している。



図－6.1.19　補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
(FRPグリット工法2・配力鉄筋方向)



図－6.1.20　鉄筋および補強材の張力率
(FRPグリット工法、主鉄筋方向)



図－6.1.21　鉄筋および補強材の張力率
(FRPグリット工法、配力鉄筋方向)

4）　ひび割れ幅による評価

図-6.1.22 は計測した DR1～DR3 のひび割れ 3 方向の動きを示す。RD1, 2 の X, Y, Z 方向のひび割れ挙動は補強前に対し補強後は抑制された。このことから FRP グリット工法によりひび割れ開閉量やひび割れのすり磨き現象は抑制され，補強効果が発揮・継続されるものと考えられる。

図-6.1.23 はπケージにより計測したひび割れの開閉量のうち，最も大きく開閉していたものを示している。FRP グリット工法 1 補強前のひび割れ開閉量は載荷荷重 157kN において約 0.2mm から 0.5mm 程度まで増加している。これは載荷荷重 157kN によりひび割れが進展し，開閉量も増加したものと考えられる。FRP グリット工法 2 は約 0.2mm から 0.4mm 程度の増加であった。一方補強後は FRP グリット工法 1 は載荷荷重 157kN で 0.2mm 以下にひび割れ開閉量が抑制され，その後輪荷重の段階荷重増加でも大きな増加はない。FRP グリット工法 2 も同様に 0.2mm 程度にひび割れ開閉量が抑制され，終局的にひび割れ開閉量の増加があり，破壊に至っている。このことから FRP グリット補強工法によりひび割れ開閉量は拘束され，補強効果が発揮されるものと考えられる。

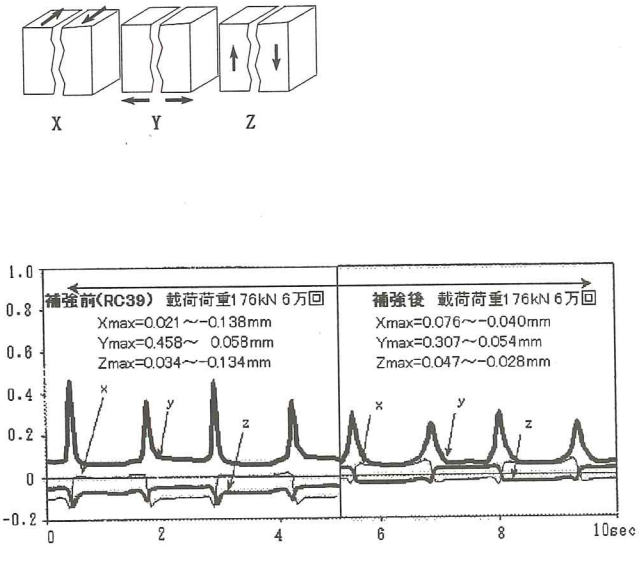
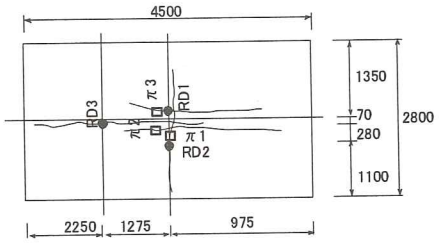


図-6.1.22　3 方向ひび割れ量



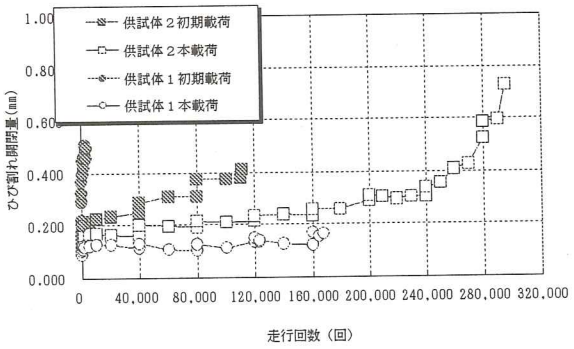


図-6.1.23　ひび割れ量と走行回数の関係

５）剥離性状による評価

①剥離状況

ａ．一体性の確認（実験終了床版の状況）

損傷した床版の補強効果を評価するに当たり，FRP グリット工法では既設床版と補強部との一体性の性状を把握することが重要であると考えられる。その一体性の検討項目として補強部と既設床版との界面状況に着目し，輪荷重走行試験下での剥離領域の進展や，試験後に界面をハツリだし観察を行った。以下に検討結果を示す。

ｂ．補強部と既設床版界面（FRP グリット工法 1）

i 荷重と剥離の進展状況

補強後の輪荷重走行試験中に床版下面をたたき検査し，剥離領域の有無及び進展状況の調査を行った。**図-6.1.24, 25** に調査結果を示す。剥離進展図は補強後ひび割れ状況と比較が可能であることから，補強床版が破壊した後のひび割れ図に剥離範囲を追記した。

図-6.1.24 のハッチに示すように剥離箇所は載荷荷重 196kN で 0.3㎡の範囲で発生した。その後走行回数と載荷荷重の増加により，剥離領域は徐々に拡大し，載荷荷重 216kN から 235kN で破壊する段階まで**図-6.1.25** に示すような剥離範囲が確認された。基準供試体の初期損傷で導入したひび割れと剥離箇所との相関関係は本実験では確認されなかった。また，FRP グリットの重ね継ぎ手位置や FRP グリット定着用のコンクリートアンカー位置と剥離箇所も一致していない。

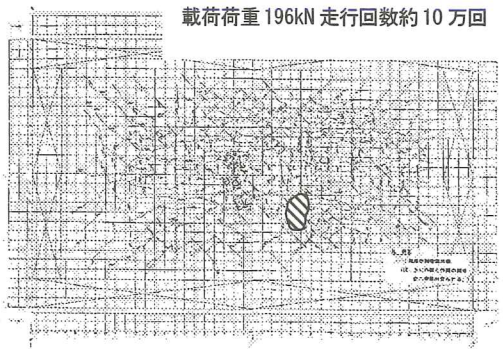


図-6.1.24　下面増厚部剥離進展状況 196kN
（破壊後ひび割れに浮き箇所を追記）

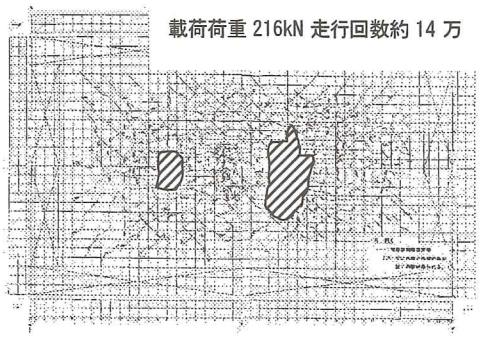


図-6.1.25　下面増厚部剥離進展状況 216kN
（破壊後ひび割れに浮き箇所を追記）

ii 剥離部の状況

写真-6.1.1 はFRPグリット工法1北側端部の下面増厚部剥離部の状況である（実験後雨水の浸入により変色している部分）。剥離部界面は既設床版のコンクリートを伴っており，コンクリート面のせん断付着剥離と考えられる。

また，**写真-6.1.1** 右側は，基準供試体をハツリ取り接着界面を露出させたものである。この位置は補強供試体破壊後も補強部と基準供試体が一体化していた箇所である。この位置においても接着界面はコンクリートを伴っており，モルタルとコンクリート間の付着は良好であっとものと考えられる。

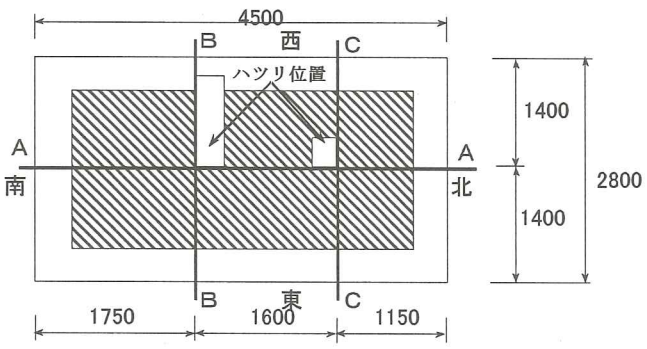


図-6.1.26　ハツリ調査位置

iii 補強筋の状況

写真-6.1.1 に示す補強部を観察後，補強部のモルタ

ルをハツリ取り，内部の FRP グリットの様子を観察した。FRP グリット部には繰り返し荷重の載荷による疲労破断やアンカー接触位置の損傷等は観察されなかった。本実験において，FRP グリットは引張剛性（弾性係数 E_f×断面積 A_f）に着目し補強筋として高弾性の炭素繊維を必要面積配置している。このことから FRP グリットの引張破断強度は作用した応力度より高く FRP グリットの損傷がなかったものと考えられる。

また，FRP グリットと吹付けモルタルの抜出しや，ひび割れ，割列等の剥離現象は発生しなかった。**表-6.1.8** に FRP グリットと吹付けモルタルの付着力を示す[3]。この FRP グリットと吹付けモルタルの付着試験データは横方向グリットを取り除いた（断面高さ 8mm× 8mm）軸方向筋のみの値であり，付着強度は 1.89N/mm² である。本実験では FRP グリットは格子形状のものを使用しており，本実験の範囲では付着強度は 1.89N/mm² 以上の値となるものと推定できるが，終局状態まで FRP グリットと吹付けモルタルの抜け出しは生じなかったものと言える。

iv FRP グリット継ぎ手

写真-6.1.2 は FRP グリット工法 1 の FRP グリット筋の重ね継ぎ手部をハツリだし状況である。写真より重継ぎ手部は，ずれ，抜け出し，剥離等の損傷は観察されなかった。よって，重ね継ぎ手方法で要求される継ぎ手機能を満足するものと考えられる。

v アンカーの状況

FRP グリットを固定していたアンカーは抜け出しや変形はなく，またアンカーとモルタル境界にひびわれも発生していなかった。このことから FRP グリット，増厚モルタル，アンカーが一体となって機能し，基準供試体と合成していたものと思われる。

vi 残存付着力

輪荷重走行試験後の補強床版下面増厚部分で接着している箇所をたたき検査により把握し，**図-6.1.29** に示す a, b, c において建研式付着強度試験により増厚部と既設供試体の残存付着力を確認した。**写真**

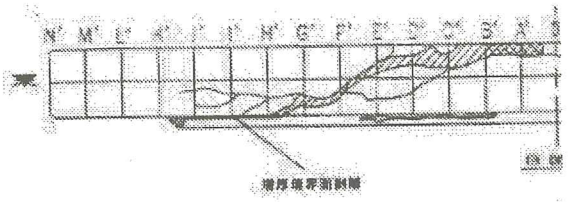


図-6.1.27　ハツリ調査位置ひび割れ状況

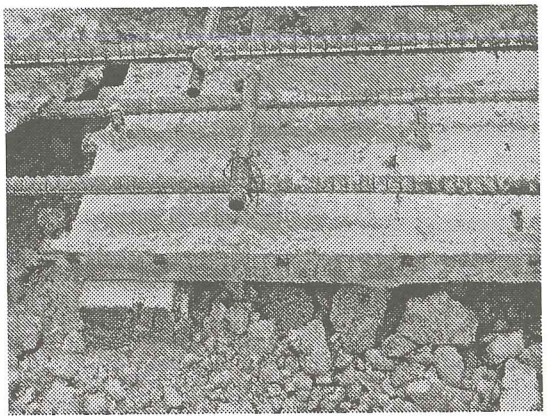


写真-6.1.1　FRP グリット補強供試体接着界面状

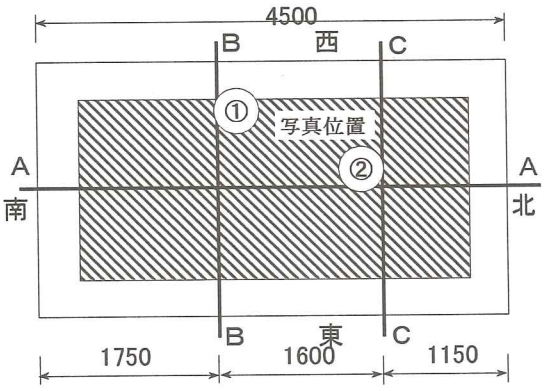


図-6.1.28　ハツリ調査位置

表-6.1.8　FRP グリットと吹き付けモルタル付着

モルタル強度		かぶり厚さ	FRPｸﾞﾘｯﾄ寸法	付着強度
曲げ強度 (N/mm²)	圧縮強度 (N/mm²)	(cm)	(mm)	(N/mm²)
12.5	41.5	10	8 × 8	1.89
引き抜き試験概要				

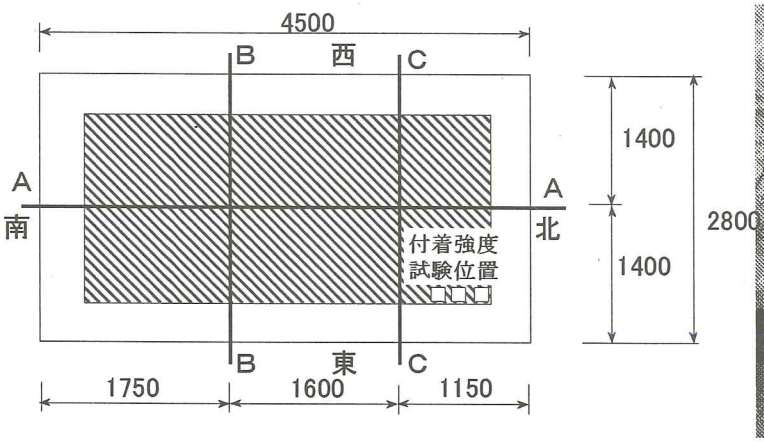


図-6.1.29　建研式付着強度試験位置



写真-6.1.2　FRP グリットハツリ出し後

-6.1.3 に示すように破壊面は全て既設床版のコンクリートを伴う母材破壊であった。破壊強度は a，b，c それぞれ 0.87N/mm^2，1.18N/mm^2，計測不能であり，付着強度は低い値を示した。この付着強度の低下は，補強床版に対し高荷重の輪荷重を繰り返し走行させ終局状態まで実験していることから，基準供試体と補強部の界面の付着強度が低下したものと考えられる。

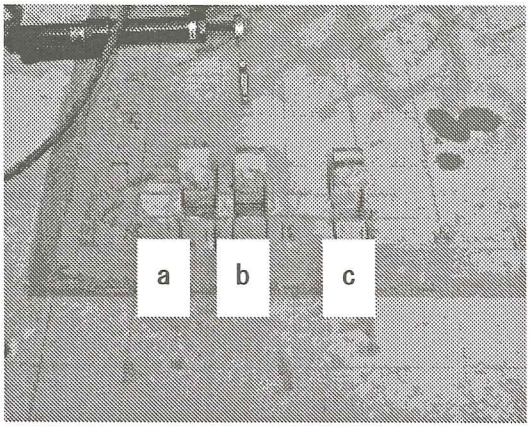


写真-6.1.3　建研式付着強度試験状況

表-6.1.9　建研式付着強度試験:結果

材　例	付着	
	付着強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	剥離位置
σ_{22} 階段載荷日	3.49 (35.6)	母材破壊100%(3/5試料) 付着面95%母材5%(1/5試料) 付着面80%母材20%(1/5試料)
σa 実験終了後	1.03 (10.5)	母材破壊100% 母材破壊100% 母材破壊100%

②剥離荷重の算定

FRP グリット工法１および FRP グリット工法２の破壊形状は押抜きせん断破壊であり，押抜かれた床版の斜めひび割れ下端の下面増厚部が剥離していることが確認できた。この剥離は床版の押抜きせん断により生じたものと考えられるが，終局状態に至るまでの新旧床版の界面に作用していたせん断付着強度を把握し，付着性状を検討する。**図-6.1.30** は FRP グリット工法で見られたひび割れの進行状況と破壊後の断面図から推定したひび割れの進展推定図である。また，図中にはせん断付着応力度を算定する際に必要な付着長も示している。せん断付着応力度の算定は次頁に示す式により，主鉄筋方向断面の平均せん断付着応力度を算定することにより求めた。中立軸からの距離が同程度と考えられる FRP グリット補強筋とモルタルのひずみはほぼ同一と考え，補強部のひずみ量より補強部が負担している引張力を算定する。FRP グリットひずみ量の取り方と付着長により以下の２種類の平均せん断付着応力度を算定した。

a. FRP グリットひずみ量は，床版中央部ひずみ（ε_f）を用い，補強部引張力を補強部全面長さ（L）で除し，平均せん断応力度を算定する。（**図-6.1.30** ε_f）

b. 終局的に押抜きせん断により破壊する時に生じる斜めひび割れと主鉄筋の交差位置の補強筋ひずみ（ε_f'）を用い，補強部引張力を終局的に押抜きせん断で破壊した場合の剥離領域長さ（L’）で除し，平均せん断応力度を算定する（**図-6.1.30** ε_f'）。

図-6.1.31 に供試体中央部の FRP グリットひずみ量を示す。FRP グリットひずみ量は，輪荷重の増加と共に増加する。**図-6.1.32** に斜めひび割れ位置の FRP グリットひずみ量を示す。斜めひび割れ位置のひずみ量は破壊直前に増加している。**図-6.1.33** に供試体中央部の FRP グリットひずみ量より求めた平均せん断応力度と走行回数との関係を示す。a. の供試体中央部の FRP グリットひずみ量より算定した平均せん断付着応力度も荷重の階段載荷と共に増加し，載荷荷重 235kN 時では

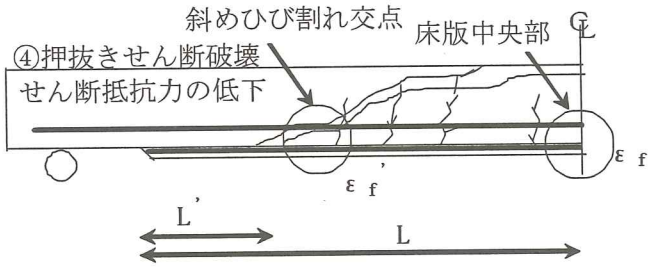


図-6.1.30　ひび割れの進展と付着長

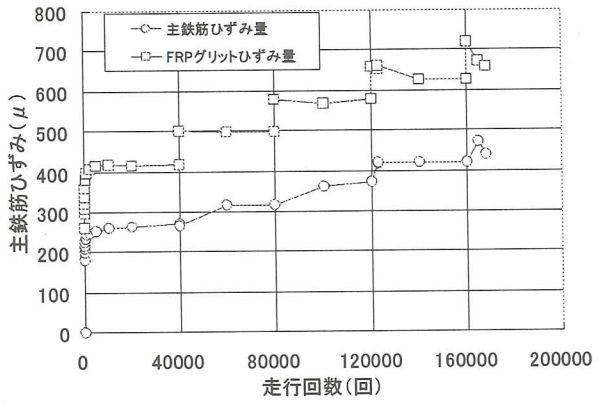


図-6.1.31　床版中央部主鉄筋補強筋ひずみ

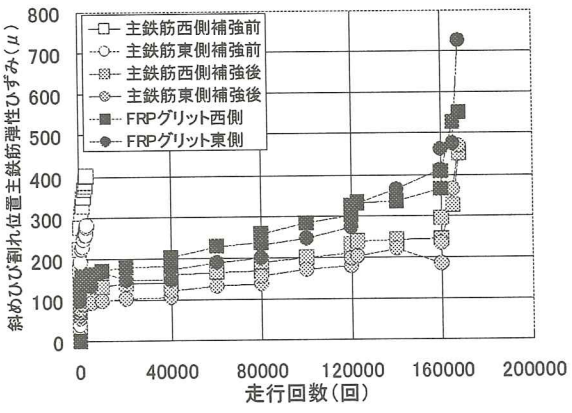


図-6.1.32　斜めひび割れ発生位置部主鉄筋補強筋ひずみ

0.23N/mm^{2}の平均せん断付着応力度が作用していたものと考えられる。図-6.1.34 に斜めひび割れ位置の FRP グリットひずみ量より求めた平均せん断応力度と走行回数との関係を示す。斜めひび割れが成長し基準供試体がせん断抵抗力を失うと b. の斜めひび割れと主鉄筋の交差位置の補強筋ひずみより算定した平均せん断付着応力度が作用しているものと考えられる。この b. の平均せん断付着応力度は輪荷重 235kN 時で急激に増加し 0.86N/mm^{2}の値となる。このことから斜めひび割れが成長し基準供試体がせん断抵抗を失うと，平均せん断付着応力度は下面増厚端部で急激に増加し剥離が生じたものと考えられる。

表-6.1.10　せん断付着強度と走行回数の関係

載荷荷重 (kN)	ε_f (μ)	ε_f' (μ)	A_m (mm^2)	E_m (N/mm^2)	L (mm)	τ_m (N/mm^2)	L' (mm)	τ_m' (N/mm^2)
157	418	165	29000	1.23×10^4	1100	0.14	300	0.20
176	497	218	29000	1.23×10^4	1100	0.16	300	0.26
196	577	288	29000	1.23×10^4	1100	0.19	300	0.34
216	625	331	29000	1.23×10^4	1100	0.20	300	0.39
235	721	727	29000	1.23×10^4	1100	0.23	300	0.86

$$\tau_m = \varepsilon_f \times A_m \times E_m / (L \times 1000\text{mm}) \quad \cdots\cdots\cdots (6.1.4)$$

L　：定着長　(m)1／2スパン

ε_f　：床版中央補強筋ひずみ量

A_m　：下面増厚部断面積(mm^2/m)

L'　：斜めひび割れ位置から下面増厚端部　(m)

ε_f'　：斜めひび割れ位置補強筋ひずみ量

τ_m　：付着応力度(N/mm^2)

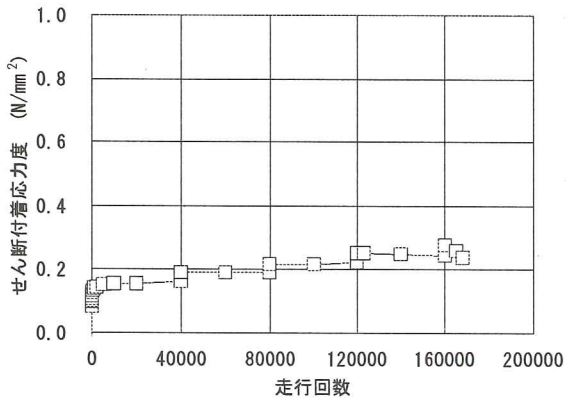


図-6.1.33　せん断付着強度と走行回数の関係
（床版中央ひずみ，算定①）

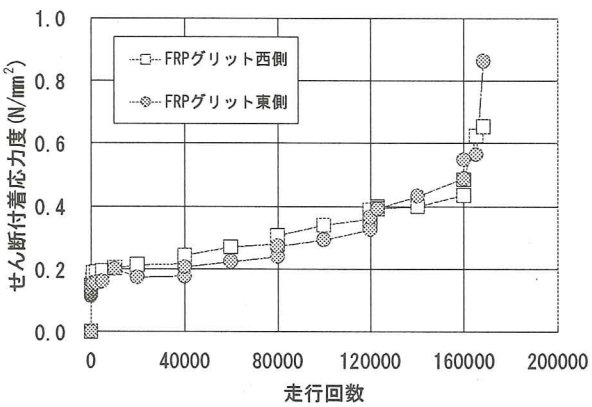


図-6.1.34　せん断付着強度と走行回数の関係
（斜めひび割れ位置ひずみ，算定②）

（5）　まとめ

①階段載荷を行った結果，損傷を与えた基準供試体に対してFRPグリット工法で補強した供試体は，たわみ量，既設床版の鉄筋ひずみ量，ひび割れ開閉量が補強前と比較して低減し，疲労耐久性が向上することが確認できた。また，本実験により，実橋では確認されたことのない補強床版の破壊性状も確認することができた。

②FRPグリット工法の場合，疲労耐久性の向上は，たわみ量，既設床版の鉄筋ひずみ量，ひび割れ開閉量の低減という曲げ性状の補強効果が疲労寿命の延命効果につながったものといえる。

③本実験では実橋で計測される最大に近い輪荷重からさらに高い荷重まで輪荷重を載荷し，補強性状を評価した。補修・補強効果を評価する方法としてそのような載荷荷重の増加や走行回数の増加に対し，たわみ・鉄筋応力度・ひび割れ等の曲げ性状の改善効果と持続性を検討することにより確認できた。また，破壊に至るまで補強筋のずれや抜けだし，重ね継ぎ手部の抜け出し等が無く，補強部の異常が見られなかった。

④補強効果は基準供試体と補強部とが一体化し平面保持が成立することにより発揮されることが分かった。

⑤FRPグリット工法の疲労耐久性を確認する場合，曲げ性状の改善効果と持続性を検討することにより確認できるものといえる。

【参考文献】

1)川間重一・内田賢一・西川和廣：既設RC床版の階段状荷重漸増載荷における疲労耐久性評価手法に関する研究，土木学会第55回年次学術講演会，CS-257，2000.10

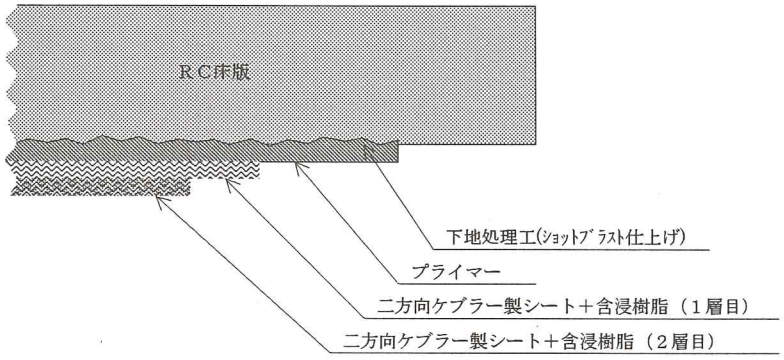
2)前田幸雄・松井繁之・：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文集，No.348/V-1，pp.133-141，1984年4月

3)FRPグリット研究会「ポリマーセメントモルタルに対するCFRPグリットの付着強度実験結果」，ネフコム（株），旭硝子マテックス（株），平成１１年４月

6.2　二方向ケブラー製シート工法

(1)　工法の概要

図－6.2.1 に二方向ケブラー製シート工法の標準断面図を示す。図に示すように、本工法は繊維束を直交二方向に編上げた二方向ケブラー製シートを床版下面に接着するもので、従来の繊維シート工法と異なり一回の施工で二方向補強が可能となるため施工期間が短くなるという特徴がある。さらに、硬化時間の早い含浸樹脂を使用しているため特別な養生期間を必要としないなどの特徴を併せ持っている。また、繊維束を直交二方向にて直接床版下面に接着できるため、優れた接着性能および応力分配性能が期待できるものと考えられる。なお、実験では 2 体の基準供試体に対してシートの貼付方法を変えて補強を行っており、供試体 1 は従来通りの貼付方法とし、供試体 2 は繊維シートに予め樹脂を含浸させた後に床版下面に貼付する「事前含浸法」とした。



図－6.2.1　二方向ケブラー製シート工法の標準断面

(2)　試験方法

基準供試体 2 における実験のフローを図－6.2.2 に示す。予め基準供試体に与える初期損傷のレベルは損傷度Ⅱとし、基準供試体上面に貫通ひびわれが発生したことで確認するものとした。また、試験中は適時たわみや鉄筋および二方向ケブラー製シートのひずみを計測し、併せて剥離状況を打音検査にて確認した。

基準供試体製作	昭和 39 年道示に準じて設計した基準供試体を製作する。
↓	
輪荷重走行試験初期載荷	輪荷重走行試験により初期損傷を与える。
↓	
シート補強	損傷した供試体に二方向ケブラー製シートにより補強を行う。1 日 1 層の手順で 2 層を貼付する。
↓	
養生 計測機器の設置	供用開始は、樹脂が硬化する施工後 6 時間を目標としている。このため、硬化後の養生期間は計測機器の設置作業に必要な時間のみ。
↓	
輪荷重走行試験階段載荷	輪荷重走行試験は、荷重 157kN(16tf)から 4 万回走行ごとに 20kN(2tf)づつ荷重を増加させて破壊に至るまで行う。
↓	
試験終了	

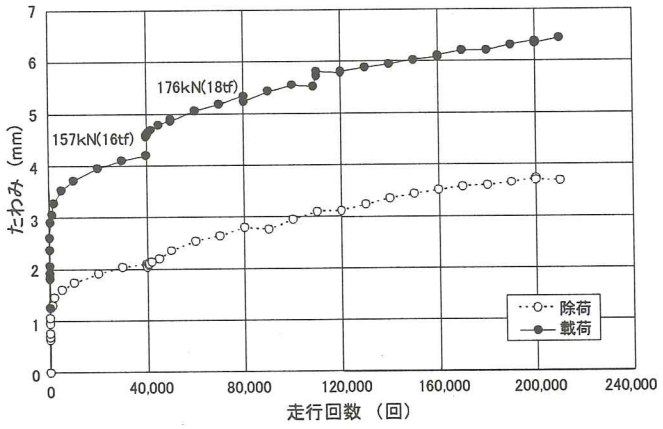
図－6.2.2　実験フロー

(3)　初期載荷

1) 基準供試体の初期損傷レベル

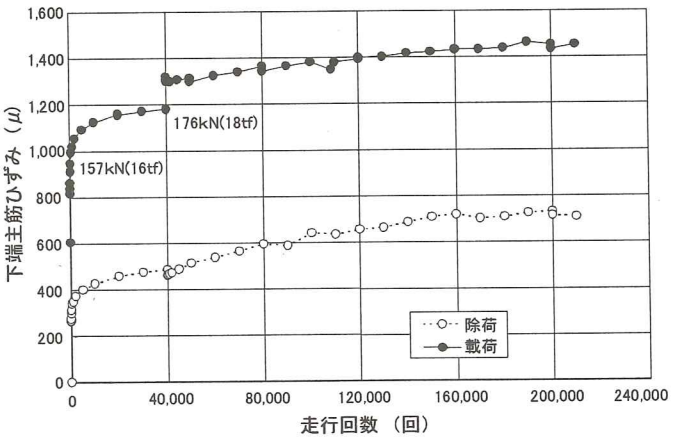
図－6.2.3 に初期載荷における供試体 2 中央部のたわみと走行回数の関係を示す。図より、初期載荷時のたわみは試験開始後から走行回数 2000 回にかけて急増していることが分かる。この載荷初期のたわみの急増は、曲げひびわれの発生・進展によるものと推察される。

しかしながらたわみレベルは小さく、157kN の輪荷重走行試験では目標のたわみ（8mm）に至るまでの走行回数が極めて多くなることが予測された。そこで、走行回数 4 万回以降は載荷荷重を 176kN として試験時間を短縮することとし、供試体 2 上面に貫通ひびわれが発生したときを損傷度 II とした。その結果、載荷荷重 157kN で走行回数 4 万回、載荷荷重 176kN で走行回数 17 万回の計 21 万回の走行により貫通ひびわれが発生した。



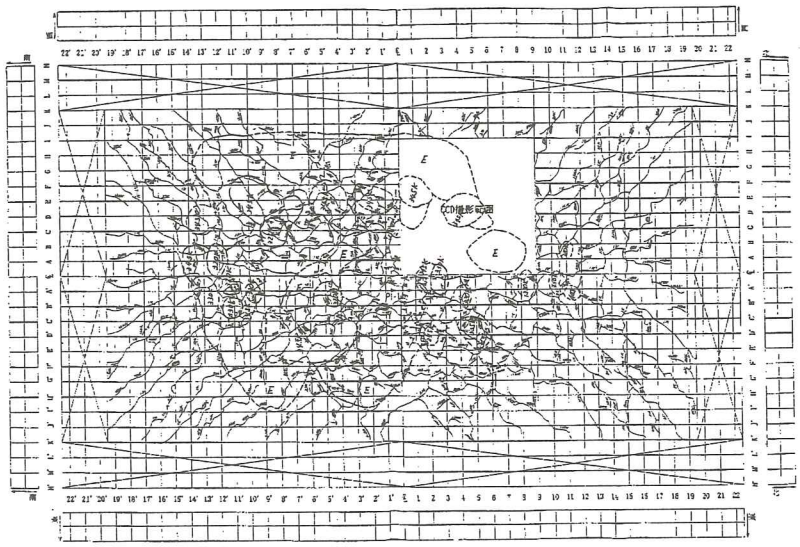
図－6.2.3　初期載荷時のたわみと走行回数の関係

図－6.2.4 に初期載荷におけると供試体 2 中央下端主鉄筋ひずみと走行回数の関係を示す。下端主鉄筋ひずみはたわみと同様に試験開始後から走行回数 2000 回にかけて急増した。載荷荷重を 176kN に増加した時点でひずみは増加したもののその後の増加率は緩やかとなっている。



図－6.2.4　初期載荷時の主鉄筋ひずみと走行回数の関係

図－6.2.5 に初期載荷終了時の供試体下面のひびわれ状況を示す。図より、供試体下面のひびわれは亀甲状を呈し、供試体 2 下面全域に多数発生していることが分かる。

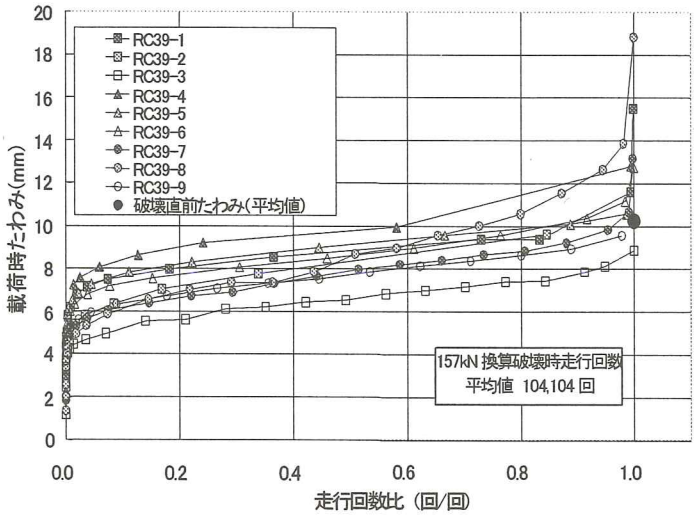


図－6.2.5　初期載荷時のひびわれ発生状況（供試体下面）

2) 基準供試体疲労耐久性評価

①たわみ性状に基づく疲労耐久性評価

床版の実験結果にはコンクリート強度の影響があると思われるが、強度のみの議論で十分であるかは不明である。そこで図－6.2.6に示す建設省土木研究所で行われた RC39 供試体の輪荷重走行試験の結果[1]から、ほぼ破壊とみなせる状態での供試体中央たわみ量の平均値である 10.24mm と 157kN に換算した破壊時の換算走行回数の平均値 104,104 回をもとに、以下に示す方法で基準供試体 2 の疲労耐久性を推定した。なお、走行回数の換算には次式に示す阪神高速道路公団の S-N 曲線の勾配[2]を用いた。



図－6.2.6 RC39 供試体中央の載荷時たわみと走行回数比（走行回数/破壊時走行回数）の関係

$$N_i = (S_0 / S_i)^{12.763} \times N_0 \quad \cdots\cdots\cdots\

に進行し破壊に至る。このことから初期載荷で与えた荷重と繰り返し回数は，破壊荷重とほぼ同等のものとして基準供試体の疲労耐久性評価を行う。本実験では階段載荷により輪荷重を載荷したため，基準供試体に与えた初期損傷レベルを同一荷重 196kN(20tf)で載荷した場合に補正する。輪荷重走行試験において，複数の載荷荷重と等価繰り返し回数との関係[2]は**式（6.2.2）**で示すことができる。

$$N_{eq} = \Sigma \left(P_i / P_o \right)^m \times n_i \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.2.2)$$

N_{eq} ：補正回数(回)　　P_i ：載荷荷重(kN)　　P_o ：補正荷重(kN)

m：S-N 曲線傾きの絶対値の逆数　　n_i ：載荷回数(回)

式（6.2.2）を用いて，階段載荷により載荷した輪荷重を換算荷重 196kN(20tf)で載荷した場合と等価な走行回数N’に換算した結果を**表-6.2.1**に示す。表より、供試体の疲労耐久性は押し抜きせん断耐荷力と相関関係があり，等価繰り返し回数から以下に示す**式（6.2.3）**を用いて有効幅 B の押し抜きせん断耐荷力 Psx を**表－6.2.2** のように算定できる。この押し抜きせん断耐荷力を求めることにより基準供試体の疲労耐久性を検討した。同時に以下に示す松井らの提案する**式（6.2.4）**[3]を用いて算出した有効幅 B を有する梁の押し抜きせん断耐荷力 Psx’を**表-6.2.2** に付記する。

$$\mathrm{Log}\left(P / Psx \right) = -0.07835 \cdot \mathrm{Log}N' + \mathrm{Log}\ 1.520 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.2.3)$$

Psx：有効幅 B の押し抜きせん断耐荷力(kN)　P ：換算荷重（kN）　N’：等価繰り返し回数（回）

$$Psx' = 2\,B\left(\tau_{max} \cdot Xm + \sigma_{max} \cdot Cm \right) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.2.4)$$

Psx’：有効幅 B を有する梁の押し抜きせん断耐荷力(kN)　有効幅 B：$B = b + 2\,d_d$ (cm)

Xm：主鉄筋断面の中立軸高さ（cm）　Cm：主鉄筋断面のかぶり（cm）

τ_{max} ：コンクリートの最大せん断応力度　$\tau_{max} = 0.252\ \sigma_{ck} - 0.000246\ \sigma_{ck}^2$ (kgf/cm^2)

σ_{max}：コンクリートの最大引張応力度　$\sigma_{max} = 0.538\ \sigma_{ck}^{2/3}$ (kgf/cm^2)

表-6.2.2　初期損傷結果の補正

供試体	押し抜きせん断耐荷力 Psx (kN)	押し抜きせん断耐荷力 Psx’ (kN)
RC39	230	253
RC8	414	391
供試体 1	252	280
供試体 2	299	282

表-6.2.2 から、押し抜きせん断耐荷力 Psx と Psx’は各供試体でほぼ対応していることが分かる。基準供試体 1 の押し抜きせん断耐荷力は RC39 供試体の 1.1 倍程度であり、基準供試体 2 の押し抜きせん断耐荷力は RC39 供試体の 1.1～1.3 倍程度である。押し抜きせん断耐荷力の若干の増加が疲労寿命を大きく向上させることから、基準供試体 2 は基準供試体 1 や RC39 供試体と比較して疲労耐久性が高いものと考えられる。

(4) 疲労耐久性評価

1)破壊荷重による評価

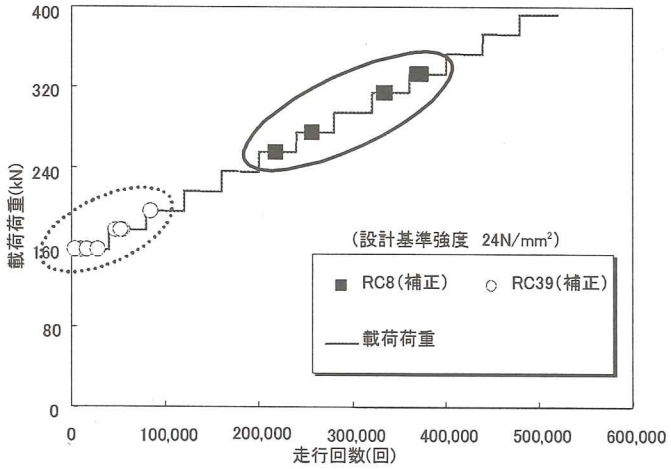
表-6.2.3 に各供試体の試験結果を示す。供試体 1、2 が初期損傷に達する載荷荷重と走行回数は 157kN 90,024 回～176kN 170,002 回であったが，補強後の破壊時における載荷荷重と走行回数は 216kN 145,012 回～314kN 346,630 回と疲労耐久性が向上していることが分かる。

表-6.2.3　走行回数－載荷荷重一覧表

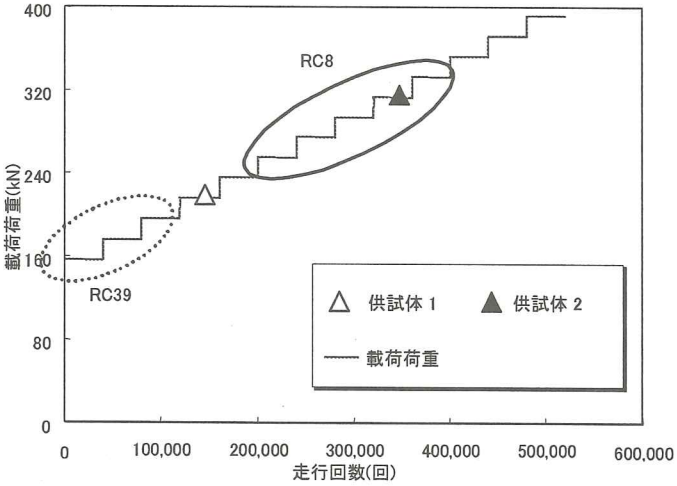
	初期載荷		階段載荷	
	走行回数 (回)	載荷荷重 (kN)	走行回数 (回)	破壊荷重 (kN)
RC39	－	－	27,392	157
RC8	－	－	255,649	275
供試体 1	90,024	157	145,012	216
供試体 2	40,010 170,002	157 176	346,630	314

すでに述べたように本実験において基準供試体 1，2 の初期損傷に達する載荷荷重と走行回数には大きな差がある。従って、比較用供試体である RC39 供試体や RC8 供試体と単純に比較できない。このことから RC39 供試体(9 体)、RC8 供試体(6 体)の実験結果より、コンクリート強度を設計基準強度である 24N/mm² に補正した結果を**図-6.2.8** に示す。また、供試体 1、2 の実験値を**図-6.2.9** に示した。

図より、損傷度Ⅱとなった RC39 供試体を補強することで RC8 の範囲近く(供試体 1)および範囲内(供試体 2)まで耐荷力が向上することが分かる。このことは輪荷重走行時の疲労環境下においても二方向ケブラー製シートで補強することにより疲労耐久性が向上し，延命効果を発揮できることを示すものといえる。



図－6.2.8　載荷荷重と走行回数の関係



図－6.2.9　載荷荷重と走行回数の関係

2)　基準供試体の強度による再評価

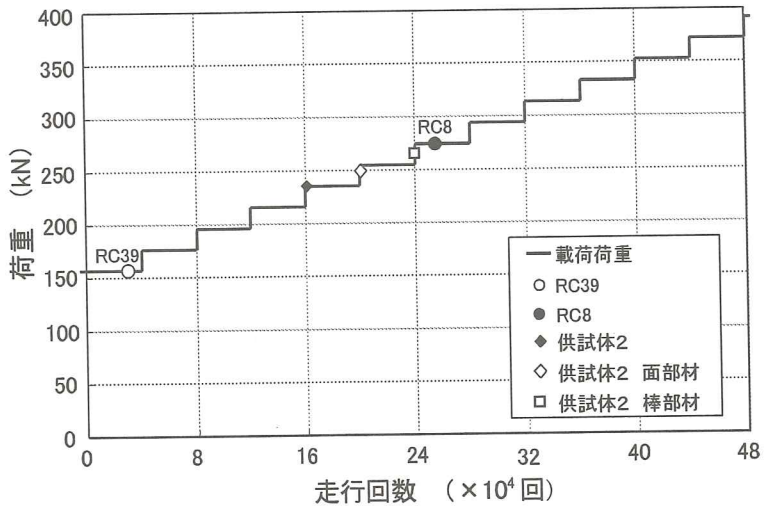
基準供試体2は、基準供試体1やRC39供試体と比べて耐荷力が大きかったため、安全側に評価するためには実験結果を補正する必要がある。

補強後の基準供試体2が破壊したのは、走行回数346,630回、荷重314kNであった。一方、基準供試体2の換算破壊荷重は(3)2)①の算出結果より245ｋNであり、補強によって69ｋN程度の耐荷力向上が図られたこととなる。すなわち、157ｋNを基準とするならば、補強後の基準供試体2の耐荷力は226kNと再評価される。このときの走行回数は19.6kN刻みで4万回載荷する階段載荷であることを考慮し、階段載荷時荷重からの増分荷重と走行回数4万回が線形比例するものと仮定すると、約18.1万回となる。さらに、階段載荷の載荷荷重に合致させて走行回数を式(6.2.1)を用いて換算すると、235ｋN、走行回数約16.2万回となる。図－6.2.10に再評価後の荷重と走行回数の関係を◆で示す。

一方、コンクリート標準示方書[3]によれば、鉄筋コンクリート部材の静的押し抜きせん断耐荷力および棒部材の静的せん断耐荷力はコンクリート強度に依存する。ここで、輪荷重走行による供試体の破壊形式を面部材の押し抜きせん断破壊あるいは梁状化した後の梁のせん断破壊と考えると、コンクリート標準示方書式に準拠してせん断耐荷力に与えるコンクリート強度の影響を推定できる。ただし、上式は静的荷重載荷時における設計式であり、疲労耐荷力の設計式でないことに留意が必要である。

コンクリート標準示方書の耐荷力式でコンクリート強度に依存する項は、面部材の場合は$\sqrt{f'cd}$、棒部材の場合は$\sqrt[3]{f'cd}$である。ここで、f'cdはコンクリートの設計基準強度で単位はN/mm²である。

設計基準強度24 N/mm²を標準とすると、基準供試体2のコンクリート強度は約38 N/mm²であったことから、面部材としては1.26倍、棒部材としては1.17倍程度、標準的なコンクリート強度を用いた場合よりも耐荷力が高いことが考えられる。すなわち、実験結果の耐荷力は314kNであったので、補正した耐荷力は面部材としては314/1.26＝249kN、棒部材としては314/1.17＝268kNと推定される。本再評価結果を図－6.2.10に併せて示した。



図－6.2.10　供試体2再評価後の荷重－走行回数の関係

(5)　その他性能の評価

4)　押し抜きせん断耐荷力による耐荷力評価

式(6.2.2)を用いて，階段載荷での走行回数を換算荷重196kNで載荷した場合の等価繰り返し回数N'に換算し，補強後の疲労耐久性の評価を行った（**表-6.2.4**）。この等価繰り返し回数を用いて補強床版の押し抜きせん断耐荷力〔**式(6.2.3)**，**式(6.2.4)**〕を算定し基準供試体の初期強度差を補正する。

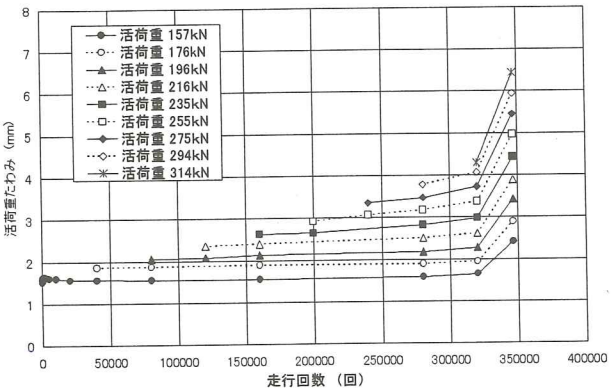
等価繰り返し回数から算定した押し抜きせん断耐荷力は，RC39供試体は230kN，RC8供試体は414kNであった。補強供試体1は326kNに向上し，補強供試体2は474kNに向上した。補強前の基準供試体押し抜きせん断耐荷力とRC39供試体との差を補強後の押し抜きせん断耐荷力から差し引いて，補強後の床版の押し抜きせん断耐荷力を補正した（**表-6.2.4**）。その結果，補強床版の押し抜きせん断耐荷力は304kN～405kNの値となる。この補正押し抜きせん断耐荷力は414kNのRC8供試体より若干低い値となるが，RC39供試体の230kNに対して1.32～1.76倍に向上し耐荷力が増加したものといえる。**式(6.2.4)**を用いて算定した押し抜きせん断耐荷力供試体1は補正値と比較し計算値が大きい値を示した。一方供試体2は補正値が計算値を上回る値を示した。

表－6.2.4　押し抜きせん断耐荷力による比較

供試体	破壊時荷重 (kN)	走行回数 N	等価繰返し回数 N'	押し抜きせん断耐荷力 Psx (kN)	補正押し抜きせん断耐荷力 Psx' (kN)	松井式せん断耐荷力 Psx" (kN)
RC39	157	27,392	1,588	230	230	253
RC8	275	255,649	2,882,969	414	414	391
供試体1	216	145,012	137,163	326	304	335
供試体2	314	346,630	16,446,985	474	405	336

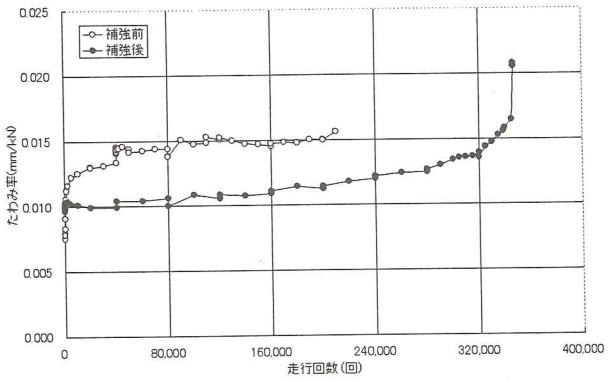
5)　たわみ量による評価

図－6.2.11に供試体2における各載荷荷重段階の活荷重たわみと走行回数の関係を示す。図より,157kNでの活荷重たわみは,載荷初期から走行回数32万回まで,ほぼ1.6mm程度で一定であったことが分かる。また,載荷荷重が176kNにおいても活荷重たわみ2mm弱でほぼ一定であった。しかし,載荷荷重196kN以降では、載荷荷重および走行回数が増加すると活荷重たわみも徐々に大きくなる傾向を示している。

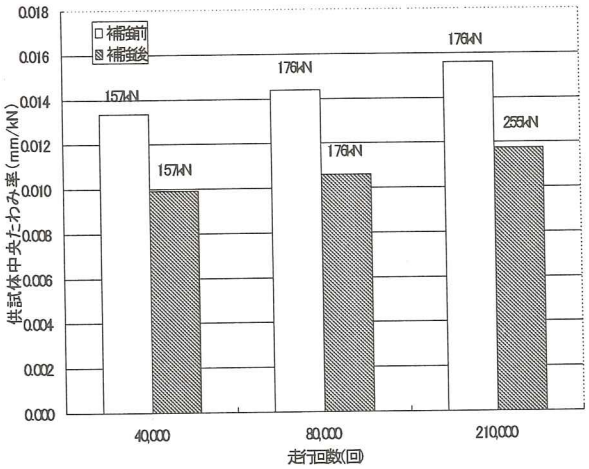


図－6.2.11　各荷重段階での活荷重たわみと走行回数の関係(供試体2)

図－6.2.12に補強前後の供試体2の活荷重たわみ率と走行回数の関係を示す。ここで、活荷重たわみ率とは供試体中央の活荷重たわみ（載荷時たわみ－徐荷時たわみ）を載荷荷重で除した値である。また、補強前後の載荷荷重は走行回数8万回までは同一荷重の階段載荷であるが、その後、補強前の供試体の載荷荷重は一定値（176kN）とし、補強後の供試体では階段載荷を継続した。図より、補強前の活荷重たわみ率は載荷荷重157kNの走行回数4万回までは増大したが、載荷荷重176kNでは0.015mm/kN程度の一定値を示していることが分かる。一方、補強後の活荷重たわみ率は走行回数28万回程度までほぼ直線的に増加し、その後、走行回数の増加とともに急増して、終局では0.02mm/kN程度を示している。補強前後の活荷重たわみ率を比較すると、補強後は載荷荷重が補強前に比べて大きいにも関わらず小さな値を示しており、たわみ率の抑制効果が現れていることが分かる。また、補強後の供試体は活荷重たわみ率が0.015mm/kN程度から急増して破壊に至っていることから、補強後の供試体が健全である活荷重たわみ率の限界は0.015mm/kN程度であると考えられる。



図－6.2.12　活荷重たわみ率と走行回数の関係(供試体2)



図－6.2.13　補強前後のたわみ率の比較(供試体2)

図－6.2.13に補強前後の供試体2の走行回数4万回（157kN）、8万回（176kN）および初期載荷終了時である走行回数21万回（補強後は21万回のデータがないので22万回とした）における活荷重たわみ率を示す。図より、いずれの走行回数でも補強後は補強前に比べて25%程度たわみ率が小さくなっていることが分かる。載荷荷重は走行回数8万回までは補強前後で同一であるが、走行回数21万回では補強後の方が補強前に比べて79kN大きい。このように、補強によるたわみ率の抑制効果は載荷荷重が79ｋN大きくとも、

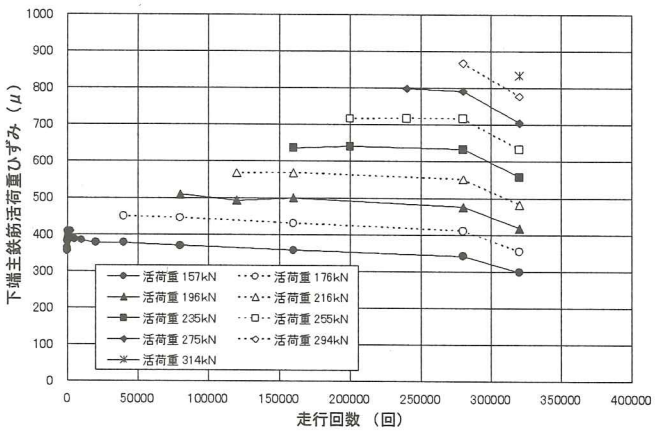
同一の載荷荷重下と同等に現れている。

6)　ひずみ量による評価

①　供試体補強前後のひずみ量

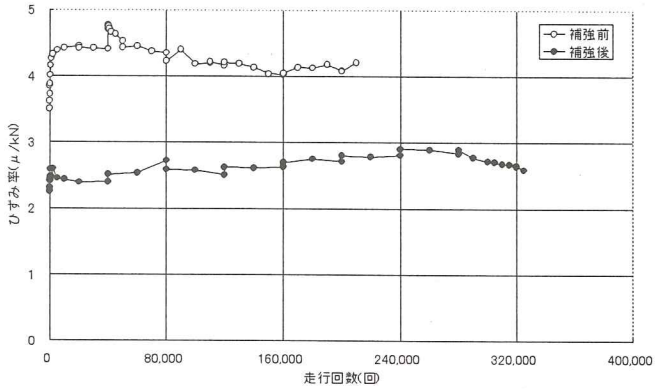
①－1 主鉄筋ひずみ

図－6.2.14 に各載荷荷重段階における供試体 2 中央下端主鉄筋の活荷重ひずみと走行回数の関係を示す。図より載荷荷重が 216kN 程度までは,載荷初期から走行回数が 28 万回まで,活荷重ひずみは幾分減少する傾向にある。一方,載荷荷重が 235kN 以上では,走行回数が 28 万回までは活荷重ひずみはほぼ一定である。なお,走行回数 28 万回以上では,載荷荷重の大きさによらず活荷重ひずみが大きく低下している。



図－6.2.14 各荷重段階での主鉄筋の活荷重ひずみと走行回数の関係(供試体 2)

図－6.2.15 に供試体 2 における補強前後の供試体中央下端主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。ここで、活荷重ひずみ率とは載荷時ひずみから徐荷時ひずみを差し引いた値を載荷荷重で除した値である。また、補強前後の載荷荷重は前節で述べたように走行回数 8 万回までは同一であり、以後、補強前供試体は定荷重載荷、補強後供試体は階段載荷を行なっている。

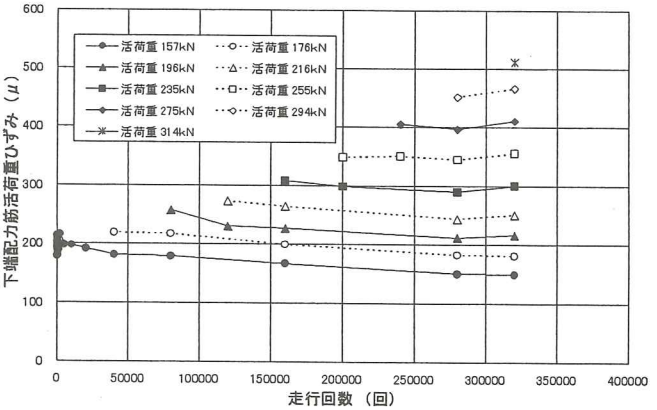


図－6.2.15　主鉄筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係

図から、補強前の活荷重ひずみ率は走行回数 8 万回までは 4.4μ/kN 程度でほぼ一定であり、その後は若干低下して 4μ/kN 程度で推移していることが分かる。一方、補強後の活荷重ひずみ率は 2.4～2.9μ/kN 程度であり、走行回数 28 万回程度までは緩やかな増加傾向にあるもののその後は多少減少している。このように、補強後の活荷重ひずみ率は走行回数 8 万回までの同一載荷荷重下では補強前に比べて 4 割程度小さく、主鉄筋の活荷重ひずみ率が大幅に抑制されていることが分かる。

①－2 配力鉄筋ひずみ

図－6.2.16 に各載荷荷重段階における供試体 2 中央下端配力筋の活荷重ひずみと走行回数の関係を示す。図より活荷重ひずみは載荷初期に若干増加し, 載荷荷重が 235kN, 走行回数 28 万回まではひずみが若干低下している。載荷荷重が 255kN 以上では, 走行回数 28 万回までほぼ同様な活荷重ひず

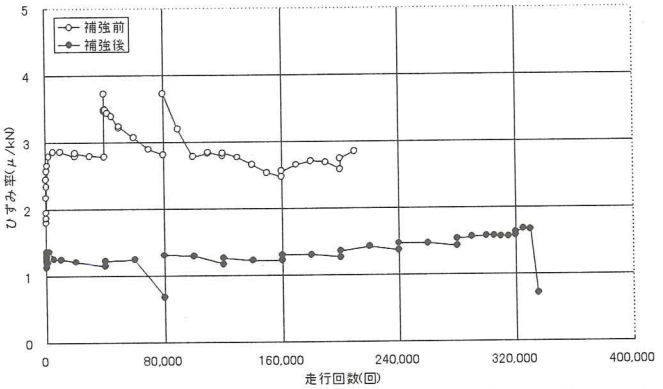


図－6.2.16 各荷重段階での配力鉄筋の活荷重ひずみと走行回数の関係

みを示している。なお，載荷荷重196kN以上，走行回数が28万回以上でひずみは増加し，その傾向は載荷荷重が大きくなるほど顕著である。

図－6.2.17に供試体2における補強前後の配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。

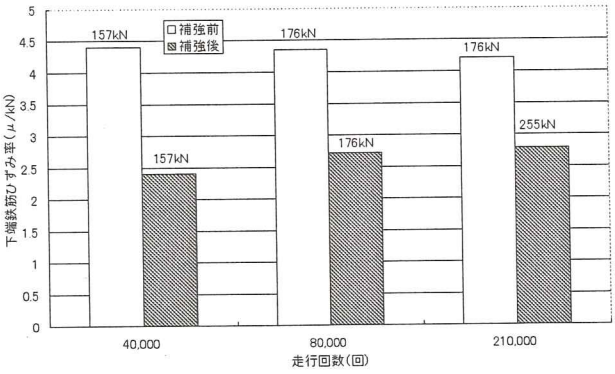
図より、補強前の活荷重ひずみ率には多少の変動が見られるものの概ね3.0～3.5μ/kNの間で推移していることが分かる。補強後の活荷重ひずみ率は走行回数約28万回まで1.3μ/kN程度でほぼ一定であり、その後、走行回数の増加とともに若干増大している。これは、配力筋方向の補強効果が走行回数に関わらず終局近傍まで安定していることを示すものである。また、補強前後の活荷重ひずみ率を走行回数8万回までの同一載荷荷重下で比較すると、補強後の活荷重たわみ率は補強前に比べて半分以下に低減されていることが分かる。すなわち、補強による鉄筋の活荷重ひずみ率の抑制効果は、主鉄筋よりも配力筋でより顕著に出現している。



図－6.2.17　配力筋の活荷重ひずみ率と走行回数の関係

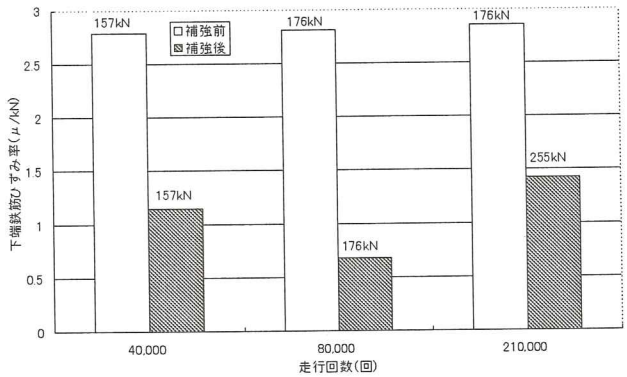
①－3 活荷重ひずみ率の比較

図－6.2.18に供試体2の走行回数4万回、8万回、21万回における供試体中央下端主鉄筋の補強前後の活荷重ひずみ率を示す。図より、補強前の主鉄筋の活荷重ひずみ率は4.2～4.4μ/kN程度であり、走行回数4万回で最も大きく、8万回、21万回と走行回数が増加するに従い減少していることが分かる。一方、補強後の主鉄筋の活荷重ひずみ率は2.4～2.8μ/kN程度であり、走行回数4万回で最も小さく、走行回数が増加するに従って増大している。補強による主鉄筋の活荷重ひずみ率の低減割合は30～45%程度であり、載荷初期ほど大きく載荷荷重や走行回数の増加に伴い減少する傾向が見られる。



図－6.2.18　補強前後の活荷重ひずみ率の比較
（供試体2、主鉄筋）

図－6.2.19に供試体2の走行回数4万回、8万回、21万回における供試体中央下端配力筋の補強前後の活荷重ひずみ率を示す。図より、配力筋の補強前の活荷重ひずみ率は2.8μ/kN前後でほぼ一定であることが分かる。一方、補強後の活荷重ひずみ率は走行回数4万回、8万回、21万回でそれぞれ1.2、0.7、1.4μ/kN程度であり、8万回の計測値が特異な

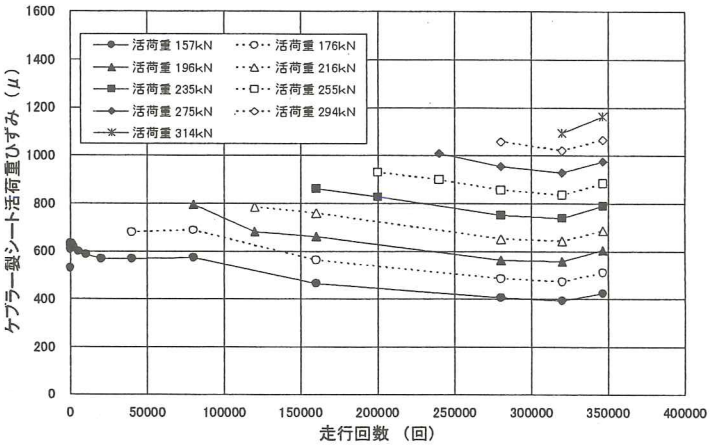


図－6.2.19　補強前後の活荷重ひずみ率の比較
（供試体2、配力筋）

ため除外しても、補強による活荷重ひずみ率の低減割合は50～60%程度である。このように、補強による配力筋の活荷重ひずみ率の低減割合は主鉄筋に比べて大きい。

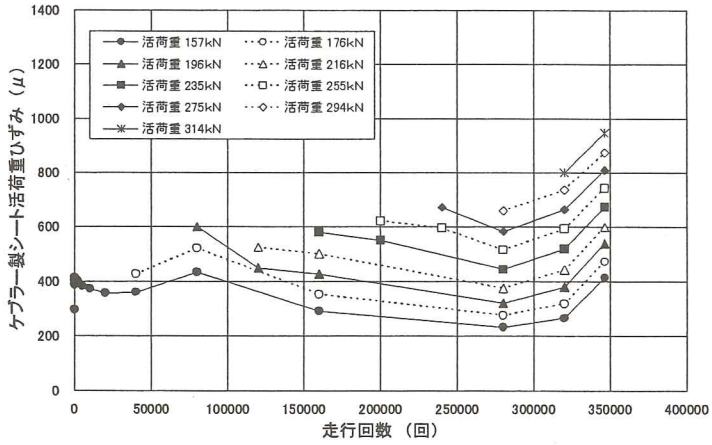
②補強材の活荷重ひずみ率

図－6.2.20 に各載荷荷重段階での供試体2中央における二方向ケブラー製シートの橋軸直角方向の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ - 徐荷時ひずみ）と走行回数の関係を示す。図より活荷重ひずみはいずれの載荷荷重でも,32 万回走行時まで走行回数の増加にともなって低下する傾向を示している。また,32 万回走行後は活荷重ひずみが増加していることが分かる。なお,各荷重段階で荷重の増加に対応してほぼ一様にひずみは大きくなっている。



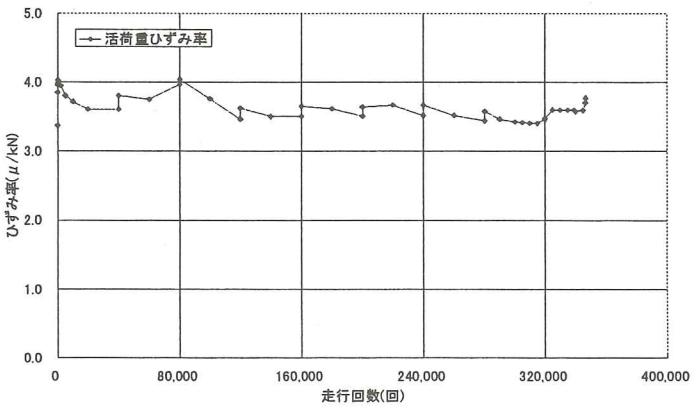
図－6.2.20 各荷重段階での二方向ケブラー製シートの活荷重ひずみと走行回数の関係(供試体2、橋軸直角方向)

図－6.2.21 に各載荷荷重段階での供試体2中央における二方向ケブラー製シートの橋軸方向の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ - 徐荷時ひずみ）と走行回数の関係を示す。図より,試験開始直後から走行回数 8 万回程度までの間に載荷時のひずみが若干増加したため,活荷重ひずみも若干増大していることが分かる。その後,走行回数28万回までひずみは減少傾向を示し,28 万回走行後はいずれの荷重レベルでも活荷重ひずみが大きく増加する傾向を示している。特に走行回数 32 万回～34 万回での増加傾向は橋軸直角方向のそれよりも顕著である。なお,ひずみは走行回数に関わらず載荷荷重の増加に伴ってほぼ一様に増加している。



図－6.2.21 各荷重段階での二方向ケブラー製シートの活荷重ひずみと走行回数の関係(供試体2、橋軸方向)

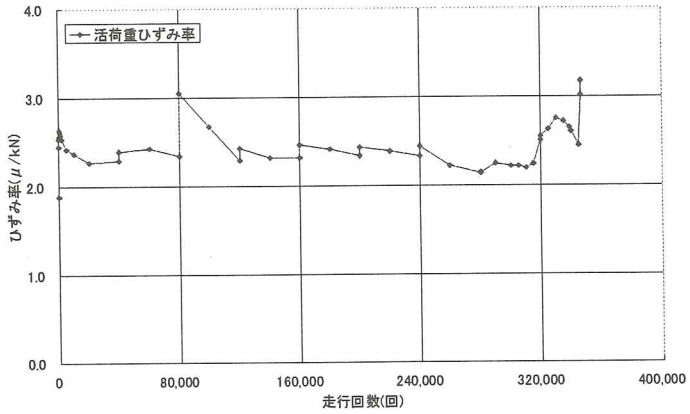
図－6.2.22に供試体2における補強材の橋軸直角方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。図より、走行回数の増加とともに補強材の活荷重ひずみ率は多少低下する傾向にあるものの概ねひずみ率は走行回数によらずほぼ同等であることが分かる。すなわち、補強材の橋軸



図－6.2.22 補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係(供試体2、橋軸直角方向)

直角方向の補強効果は走行回数に関わらず安定している。

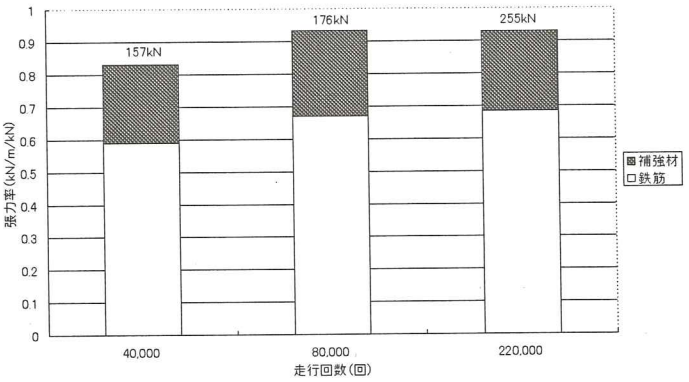
図－6.2.23 に供試体 2 における補強材の橋軸方向の活荷重ひずみ率と走行回数の関係を示す。図より、走行回数 8 万回で多少の変動が見られるものの活荷重ひずみ率は 32 万回程度までほぼ一定であることが分かる。すなわち、補強材の橋軸方向の補強効果は走行回数 32 万回程度まで安定している。その後、載荷荷重の増加に伴い橋軸方向の活荷重ひずみ率は若干増加する傾向にある。なお、橋軸直角方向の補強材の活荷重ひずみ率は全般的に橋軸方向よりも大きい。



図－6.2.23　補強材の活荷重ひずみ率と走行回数の関係
（供試体 2、橋軸方向）

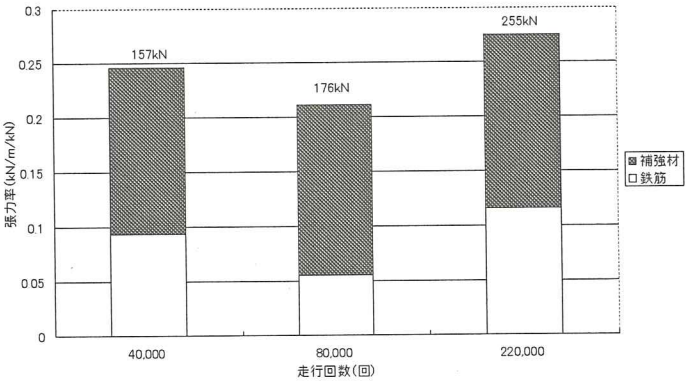
③　鉄筋および補強材の張力率

図－6.2.24 に供試体 2 の走行回数 4 万回、8 万回、22 万回における供試体中央下端主鉄筋および橋軸直角方向補強材の張力率を示す。なお、張力率は供試体中央の計測ひずみが単位幅(m)に分布すると仮定して求めた張力をその時の載荷荷重で除した値である。図より、主鉄筋の張力率は 0.6～0.7kN/m/kN 程度であり、走行回数の増加に伴い増加する傾向にあることが分かる。一方、橋軸直角方向の補強材の張力率は走行回数に関わらず 0.25kN/m/kN 程度でほぼ一定である。そのため、補強材の張力負担率は全体の 30%弱～25%強へと走行回数の増加に伴い若干減少する傾向にある。



図－6.2.24　鉄筋および補強材の張力率
（供試体 2、橋軸直角方向）

図－6.2.25 に供試体 2 の走行回数 4 万回、8 万回、22 万回における供試体中央下端配力筋および橋軸方向補強材の張力率を示す。図より、配力筋の張力率は走行回数 4 万回、8 万回、22 万回においてそれぞれ 0.09、0.06、0.12kN/m/kN 程度であり、8 万回の張力率が他に比べてやや



図－6.2.25　鉄筋および補強材の張力率
（供試体 2、橋軸方向）

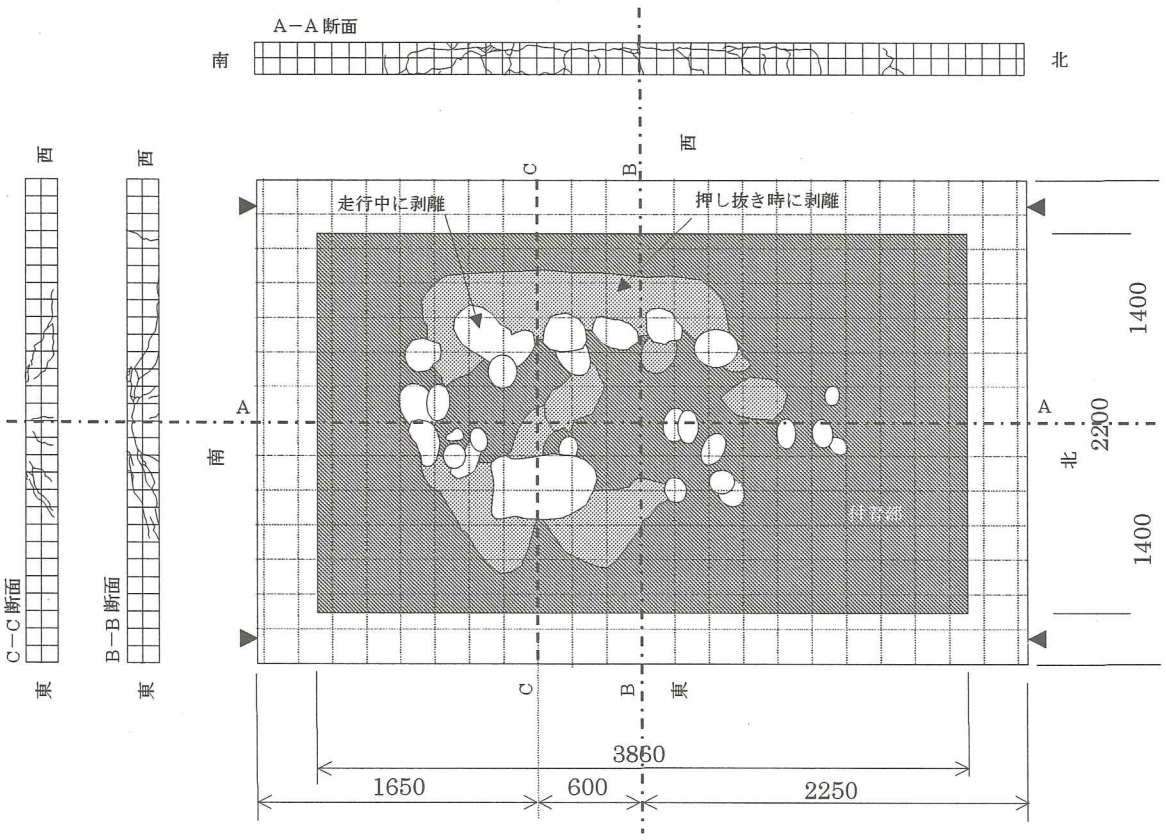
小さい。一方、橋軸方向の補強材の張力率は 0.15kN/m/kN 程度でほぼ一定である。なお、8 万回の場合を除いた補強材の張力負担率は全体の 65%弱～60%弱であり、橋軸直角方向の補強材の負担率に比べて 2 倍程度大きい。

7) 剥離性状による評価

① 剥離性状

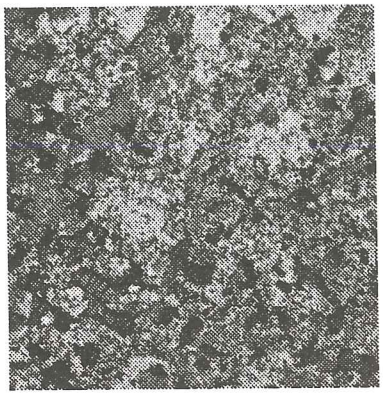
供試体 2 の二方向ケブラー製シートの剥離状況ならびに試験終了後切断した際の供試体 2 切断面の状況を**図－6.2.26** に示す。供試体 2 は,走行回数 30 万回（載荷荷重 294kN）で始めて円形状のシート剥離が見られ,その後走行回数（載荷荷重）の増加に伴って剥離箇所は増大し,輪荷重走行範囲内に広く分布・散在した。その後,約 34,7 万回（載荷荷重 314kN）で押し抜きせん断破壊により耐荷力を失い,その際に輪荷重走行部でシートの剥離が連結する傾向が見られた。なお,B-B および C-C 切断面の状況から,輪荷重走行範囲で押し抜きせん断破壊している状況が確認できる。この様に,供試体 2 の二方向ケブラー製シートとコンクリートの接着は破壊直前まで極めて良好であった。

前年度実験を行なった供試体 1 は,最終的に 216kN で押し抜きせん断破壊が発生し,同時に健全であった供試体端部の二方向ケブラー製シートも剥離して耐荷力を完全に失った。破壊が急激に進行し,供試体の損傷が著しいため,その後の切断作業においてもコンクリート欠落領域が大きく十分な観察を行なうことが難しい状態であった。このため, 二方向ケブラー製シートの付着状況の検討は,試験終了後に剥離したシートの一部を切り出し,コンクリート／シートの界面を観察することで行った。観察に際しては,シート表面に付着していた汚れやコンクリート塊を除去する処理を行なった。剥離が生じた供試体 1 中央部の表面状態と試験終了まで付着が良好だった供試体 1 周辺部の表面状態を従来法と称して**写真－6.2.2** に示す。

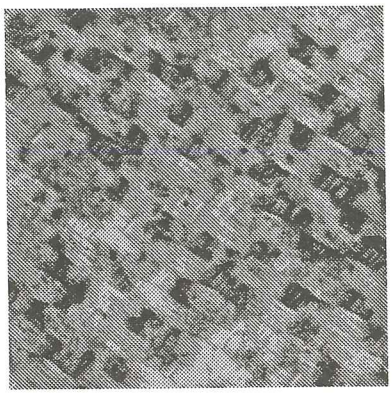


供試体1：下塗り 800 g／m² および上塗り 350 g／m²

供試体2：二方向ケブラー製シートに樹脂を 600 g／m² 事前含浸し、下塗り 600 g／m²、上塗り 200g／m² として設計量の樹脂を使用した場合

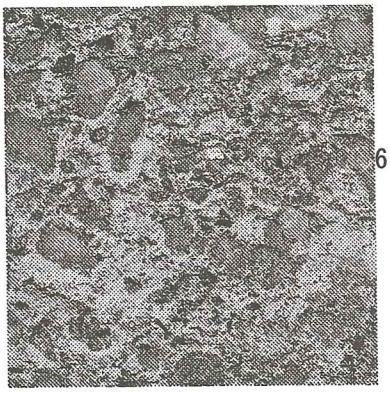


周辺部



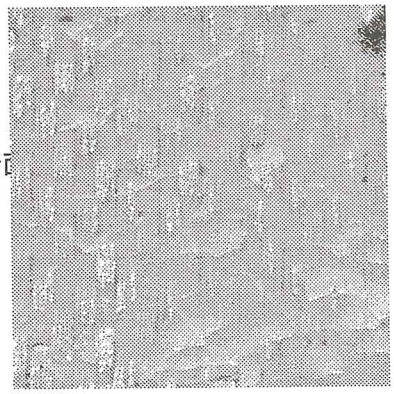
中央部

写真－6.2.1　供試体1のシート／コンクリート界面



コンクリート塊除去前

6 剥離状況および切断面



コンクリート塊除去後

写真－6.2.2　供試体2のシート／コンクリート界面

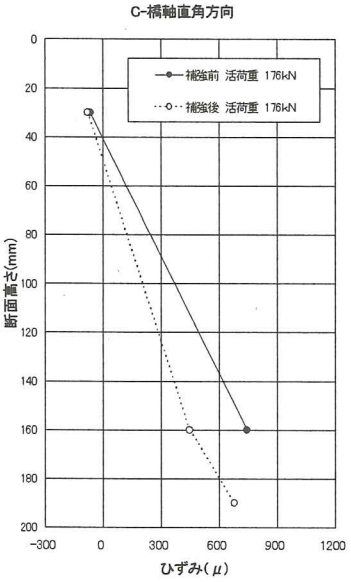
その結果、157kN の載荷荷重で剥離が生じた供試体1中央部については、ほとんど樹脂が表面に残っていないことが確認された。一方、コンクリート塊が良好に付着した供試体1端部周辺のシートには、比較的多くの樹脂が残っていた。このように、コンクリートとシートの接着界面に接着樹脂が残っていなかったことが供試体1の二方向ケブラー製シートの早期剥離の原因と考えられた。供試体1の二方向ケブラー製シート補強は、過去の一方向ケブラー製シートの目付量と含侵樹脂量の関係を基に下塗り 800g／m²、上塗り 600g／m² の樹脂量を設計値とした。しかしながら、実際の使用量は下塗り樹脂がシートに吸収されるために上塗り樹脂がシートに含侵し難いことも有り、下塗り 800g／m²、上塗り 350g／m² 程度であった。

そこで、二方向ケブラー製シート供試体2では、事前含浸法によって接着界面に必要な樹脂量が確保できる様に施工を行った。事前含浸法による貼付けで製作した場合の接着界面の状況を**写真－6.2.2** に示す。な

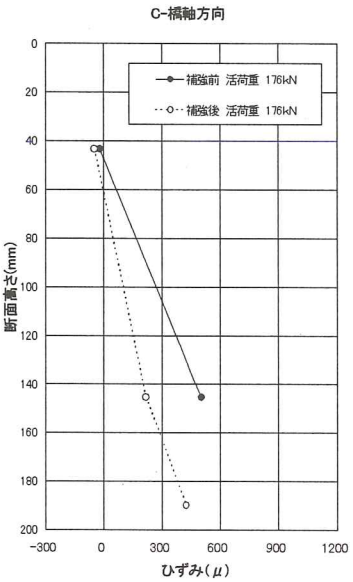
お、写真は試験終了後一部の二方向ケブラー製シートを切断して、切断面を約 15 倍に拡大して撮影している。これから、コンクリートとシートの界面で明瞭な接着樹脂層が形成されており、事前含浸法によって接着界面の早期剥離を十分抑制できることが分かった。

① 平面保持

図－6.2.27に供試体2中央における橋軸直角方向活荷重ひずみの断面内分布を上端主筋、下端主筋、二方向ケブラー製シートの3測点の数値を用いて示す。図より、 補強後の供試体 2 中央の橋軸直角方向における下端主鉄筋のひずみは約 450μであり、補強前に比して 300μ程度減少していることが分かる。一方、二方向ケブラー製シートのひずみは 700μ程度である。また、補強することで中立軸の位置が下がっていることが分かる。

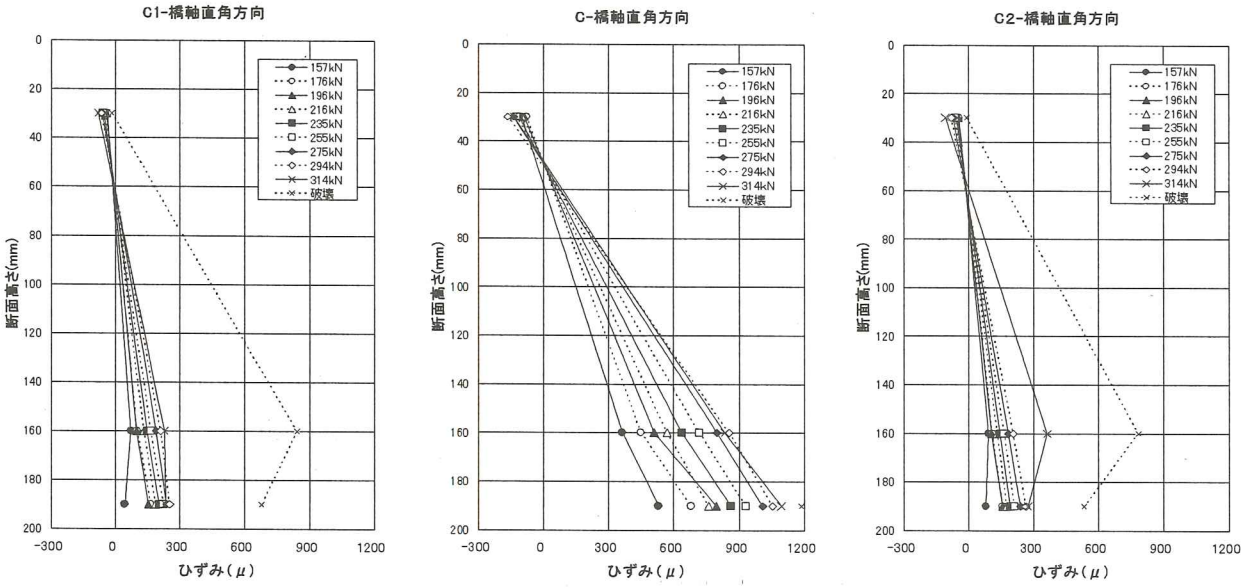


図－6.2.27 橋軸直角方向ひずみの断面内分布



図－6.2.28 橋軸方向ひずみの断面内分布

図－6.2.28に供試体2中央の橋軸方向活荷重ひずみの断面内分布を上端配力筋、下端配力筋、二方向ケブラー製シートの3測点の数値を用いて示す。図より、補強後の供試体2中央における橋軸方向の下端配力筋ひずみは200μ程度であり、補強前の500μに比して300μ程度減少していることが分かる。一方、二方向ケブラー製シートのひずみは450μ程度であった。また、補強することで教示区直角方向と同様に中立軸の位置が下がっていることが分かる。

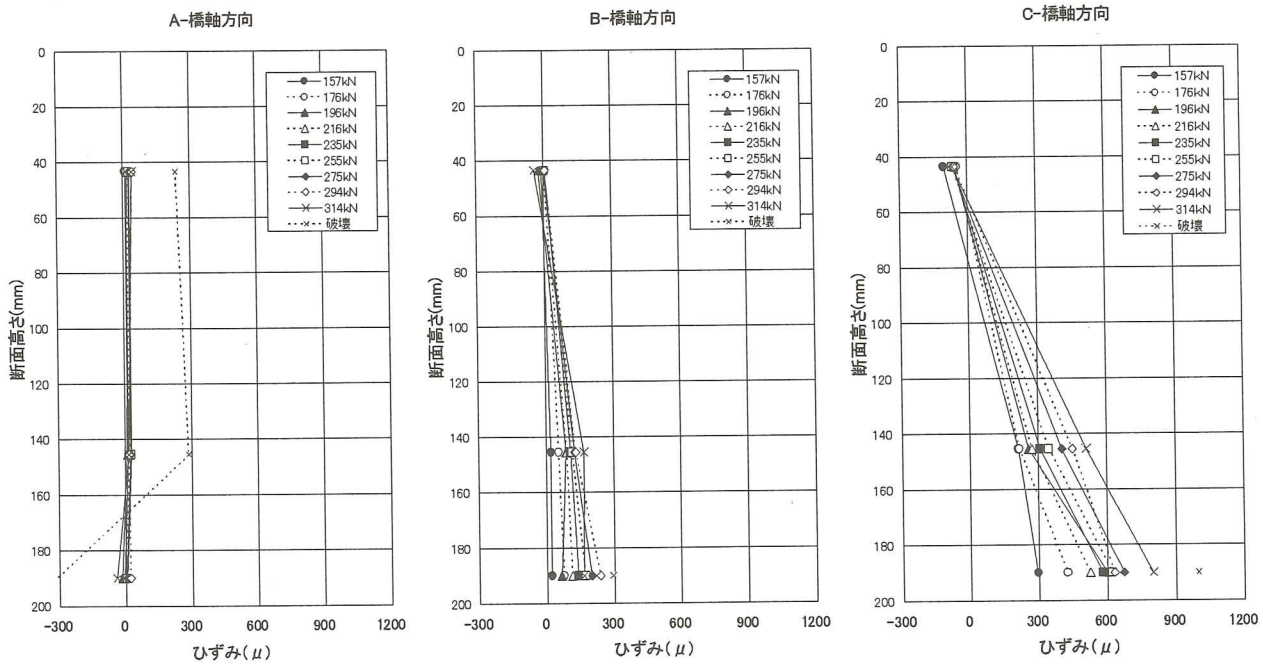


E ← ＋600mm ← 供試体中央 → －600mm → W

図－6.2.29 各計測点の断面内ひずみ分布 （橋軸直角方向）

図－6.2.29に供試体2中央断面の橋軸直角方向の各計測点における橋軸直角方向活荷重ひずみの断面内分布を示す。図より、供試体中央のひずみ分布は、載荷荷重が増大するにつれて主鉄筋および二方向ケブラー製シートのひずみがほぼ一様に増加し、載荷荷重 176kN 以降破壊直前までほぼ平面保持が成立していることが分かる。なお、破壊時の二方向ケブラー製シートひずみの増分はわずかであった。一方、E 方向および W 方向の計測点では 294kN まではほぼ平面保持の仮定が成立しているが、それ以上の載荷荷重では主鉄筋のひずみよりも二方向ケブラー製シートのひずみが若干小さくなり、平面保持が成立していない。なお、両方向ともに主鉄筋および二方向ケブラー製シートの破壊時におけるひずみは急増し、特に主鉄筋のひずみレベルは平面保持が成立していた時点の 3～4 倍を示している。なお、破壊時の二方向ケブラー製シートのひずみ増加は供試体中央でわずかであったのに対して E および W 方向の両計測点で大きいのは、破壊が供試体中央ではなく両計測点付近で生じたことを示すものと考えられる。

図－6.2.30に供試体2中央断面の橋軸方向の各計測点における橋軸方向ひずみの断面内分布を示す。供試体中央においては、載荷荷重の増加に伴い下端配力筋のひずみが増加し、それ以上に二方向ケブラー製シートのひずみが増大している。なお、破壊直前の二方向ケブラー製シートのひずみは 800μ 程度であった。一方、供試体中央から 600mm 離れた計測点でのひずみ分布はほぼ平面保持が成立していることが分かる。なお、ひずみは最大でも 200μ 程度であり、断面中央が 800μ 程度であったのに対して 1/4 程度と小さい。供試体中央から 1200mm 離れた計測点の二方向ケブラー製シートのひずみはほぼ 0 であり、この部分ではほとんど張力が作用していないことが分かる。



図－6.2.30　各計測点の断面内ひずみ分布　（橋軸方向）

② 平均付着応力

図－6.2.31に供試体2における二方向ケブラー製シートとコンクリート界面の平均付着応力と走行回数の関係を示す。平均付着応力は、付着長さをシート接着長さの 1/2 として式(6.2.5)により計算した。

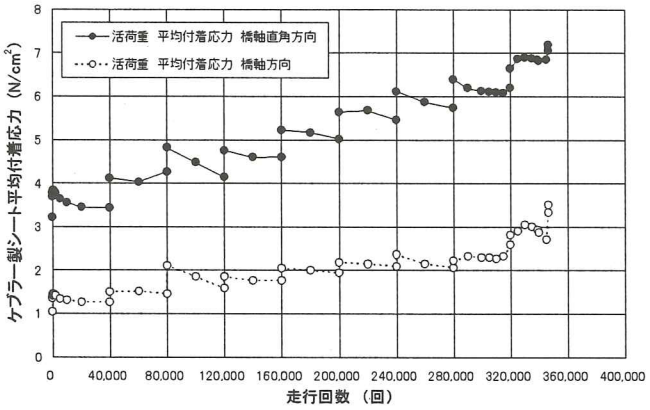
$$\tau b = Pfi / L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.2.5)$$

τb：平均付着応力　(N/cm²)

Pfi：単位幅 1cm あたりの繊維シートの張力　(N)

L ：付着長さ　(cm)

（シート貼付長さの 1/2）



図－6.2.31 二方向ケブラー製シートの平均付着応力

図より、橋軸直角方向および橋軸方向の二方向ケブラー製シートの平均付着応力は、破壊直前の走行回数32万回までほぼ線形に増加していることが分かる。なお、橋軸直角方向の付着応力は載荷初期に 4N/cm² 程度であったが走行回数 32 万回では 7N/cm² 程度に増加した。一方、橋軸方向の付着応力は載荷初期に 1N/cm² 強であったが走行回数 32 万回では 3N/cm² 程度に増加している。このように、二方向ケブラー製シートの平均付着応力は全般的に橋軸直角方向が橋軸方向よりも大きい。

(5)　疲労耐久性評価手法に関する留意事項

1) 試験の影響

輪荷重走行試験により床版補修補強工法の疲労耐久性を評価する場合、以下に示す試験の影響を考慮すべきであると考える。すなわち、基準供試体の耐荷力の整合および再評価と階段載荷の影響に留意する必要がある。

① 基準供試体の耐荷力の整合および再評価

補修補強は基準供試体に対して行い、その効果を輪荷重走行試験で評価するため、基準供試体の耐荷力は各供試体で同等であることが望ましい。しかし、種々の理由によって必ずしも基準供試体の耐荷力は同等とならない。そのため、基準供試体の耐荷力を再評価し、その結果を踏まえて補強後の供試体の性能を安全側に再評価する必要が生じる。

しかし、再評価はあくまでも再評価であり、これが妥当であるとの結論は容易には見出せない。その理由として、既往の文献に示されているS-N曲線の傾きを再評価に用いたが、その結果は土木研究所の試験装置を用いて得られたものではなく、また、補強していない供試体の実験結果を基にしたものであり、それらが補強後の供試体に適用可能であるかは、補強供試体のS-N曲線が得られない限り不明である。

以上の観点から、本報告では実験結果の再評価を種々の観点から行い、ある範囲を持たせて再評価を行うこととしたが、今後の実験結果の蓄積やその他の再評価手法を適用するなどして、より精度の高い再評価を実施することが重要と考える。

② 階段載荷の影響

階段載荷は限られた時間の中で結果を出すことができる合理的な載荷方法である。しかし、この載荷方法が全ての供試体に対して十分な精度で適用できるかは不明である。すなわち、疲労耐久性は載荷荷重と走行回数の両者に依存する性状であり、どちらか一方、例えば、載荷荷重が支配的であった場合は、その疲労耐久性を的確に評価したことにはならない。二方向ケブラー製シート工法の場合、シートの剥離は供試体中央のたわみの増加や破壊に密接に関連している。一方、各載荷荷重段階でのたわみやひずみの計測値から、シートの剥離は走行回数よりも載荷荷重の大きさに強く影響されている。

したがって、シート補強工法などの評価を行うにあたっては、階段載荷は疲労破壊までの疲労耐久性を厳密に評価できない可能性があることに留意する必要がある。ただし、破壊に至るまでの疲労耐久性の評価は階段載荷で十分合理的に可能であることから、ある指標を基に限界を定め、それ以降は定荷重載荷を行うことがより合理的と考える。なお、指標としては活荷重たわみ率が考えられ、補強後供試体のたわみ率が0.013mm/kN程度を限界として定荷重載荷を行うことでより合理性が高まるものと考える。

2) 使用材料の影響

使用材料として最も変動が大きく影響の強いものはコンクリートであり、その力学的特性が最も重要であると推察される。二方向ケブラー製シートで補強した供試体 1、2 のコンクリートの圧縮強度は各々36.0、37.6N/mm² であった。一方、損傷度Ⅱ到達までの初期載荷の載荷荷重及び走行回数は供試体 1 で 157kN、約 9 万回、供試体 2 で 157kN の 4 万回と 176kN の 17 万回の合計 21 万回であった。このように、コンク

リートの圧縮強度が 5%も違わないのに初期載荷の結果が大きく異なっていることから、圧縮強度のみが支配的であるとは考えられない。

一方、コンクリートの引張強度や弾性係数も供試体のたわみなどの耐荷性状に影響を与えるのは当然であるが、供試体 1、2 の引張強度は同程度であり、弾性係数も約 7%供試体 2 が大きい程度であった。すなわち、コンクリートの力学的特性の微妙な相違が初期載荷結果の大きな違いをもたらすとすれば、物理的にこの程度の初期載荷結果の相違は許容せざるを得ないものであり、前節で示した再評価手法を確立することが重要と考えられる。

3) おわりに

① RC39 と同仕様の基準供試体に損傷を与え、二方向ケブラー製シートで補強し、階段載荷により輪荷重走行試験を行った。その結果、たわみ量、鉄筋のひずみ量が低減し、疲労耐久性が向上することを確認できた。また、補強供試体がシートの剥離を伴いながら押し抜きせん断破壊することが明らかとなった。

② 各載荷荷重段階のたわみやひずみ性状および打音検査によるシートの剥離状況から、補強供試体の破壊は載荷荷重の大きさに強く影響されていることが分かった。

③ 補強供試体の鉄筋ひずみは橋軸直角方向が橋軸方向よりも大きく、当初設計で推定された結果とは逆の傾向を示した。なお、二方向ケブラー製シートの補強効果は橋軸方向が橋軸直角方向よりも顕著であった。

④ 基準供試体の疲労耐久性の違いを考慮し、その結果を反映させて補強供試体の疲労耐久性の評価を試みた。その結果、ある範囲を持って実験結果を安全側に評価できたものと考えるが、評価精度については今後さらなる改善、向上が必要と考える。

【参考文献】

1) 道路橋床版の新技術と性能照査型設計, 社団法人土木学会鋼構造委員会・鋼橋床版の調査研究小委員会, 平成 12 年 10 月

2) 道路橋 RC 床版のひびわれ損傷と耐久性, 阪神高速道路公団, 財団法人阪神高速道路管理技術センター, 平成 3 年 12 月

3) 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工学論文報告集, Vol9, No.2 1988 年 2 月

合成床版編

目次

1．試験概要 …… 81
　1．1　各工法の概要 …… 81
　1．2　試験結果 …… 82
　1．3　試験条件 …… 84
2．疲労耐久性評価 …… 86
　2．1　疲労耐久性評価手法 …… 86
　2．2　コンクリート系床版の疲労照査手法に準じた評価 …… 89
　2．3　構成部材の鋼構造物の疲労照査手法に準じた評価 …… 90
　2．4　試験条件の影響の考慮 …… 101
　2．5　基準床版との相対比較 …… 103
3．その他性能評価 …… 105
　3．1　耐荷力評価 …… 105
　3．2　たわみによる剛性評価 …… 105
　3．3　ひび割れ評価 …… 108
　3．4　継手部の評価 …… 111
4．疲労耐久性試験手法に関する留意事項 …… 114
　4．1　試験方法に関する事項 …… 114
　4．2　試験条件のバラツキを考慮した試験結果の補正に関する事項 …… 115
5．まとめ …… 117
6．工法個別の評価 …… 118
　6．1　Ｉ形鋼格子床版 …… 118
　6．2　ＳＣデッキ …… 141
　6．3　ＴＲＣ床版 …… 168
　6．4　Ｕリブ合成床版 …… 184
　6．5　低Ｕリブ床版 …… 193
　6．6　パワースラブ …… 207
　6．7　トラス型ジベル合成床版 …… 222
　6．8　サンドイッチ型複合床版 …… 240
　6．9　ウルトラパネル …… 256
　6．10　ＦＲＰ合成床版 …… 270

1．　試験概要

1．1　各工法の概要

本共同研究において検討の対象とした床版はⅠ編2.1工法の分類に示したように分類できる。この分類の中の合成床版をさらに細分化すると、**表－1.1.1** に示すように形鋼埋込み型床版、鋼板・コンクリート合成床版鋼板1枚型および鋼板2枚型、その他の合成床版の4タイプに分類することができる。合成床版の各タイプおよび基準床版の概要を以下に示す。

（1）形鋼埋込み型床版

形鋼と形鋼のウエブに設けたパンチ孔に差し込んだ異形鉄筋とからなる鋼格子骨組みとコンクリートを合成した形式である。形鋼の下フランジにスポット溶接した底板はコンクリート打設用の型枠であり、構造部材としては考慮していない。

（2）鋼板・コンクリート合成床版鋼板1枚型

床版下面に配置した鋼板（4.5～9㎜程度）とコンクリートとをジベルにより合成した形式である。ジベルの種類としては、スタッド・トラス鉄筋・Uリブ・孔明きリブ・トラス型ジベルなどが適用されている。鋼板はコンクリート打設時の型枠としての役割と、コンクリート硬化後の下側鉄筋としての役割を兼ね備えている。

（3）鋼板・コンクリート合成床版鋼板2枚型

床版の上下面に鋼板（6～9㎜程度）を配置した鋼殻にコンクリートを充填する形式である。上下面の鋼板の間隔保持材として、ＣＴ形鋼や高力ボルトなどが適用されている。通常、充填するコンクリートには高流動コンクリートを採用している。

（4）その他の合成床版

その他の合成床版としては鉄筋以外の鋼材を用いないＦＲＰを用いた合成床版がある。ＦＲＰパネルは底板とリブから構成されており、鋼材に比較して軽量であるとともに耐食性に優れるという特徴がある。コンクリートとの合成形式としては、鋼板・コンクリート合成床版鋼板1枚型に類似するものである。

（5）基準床版の概要

平成8年度の道路橋示方書に準じて製作された鉄筋コンクリート床版であり、床版厚は25cm、コンクリート設計基準強度は24N/㎟である。

表－1.1.1　各工法の分類

分類			工法名	合成部材	床版厚(mm)			コンクリート種類・設計基準強度 混和剤・混和材	継手方法
					コンクリート	鋼板	全厚		
合成床版	鋼埋込み形床版		A	I形鋼	220	1	221	普通・24N/mm²	押え金具＋鉄筋
	鋼板・コンクリート合成床版	鋼板1枚	B1	鋼板＋スタッド	200	9	209	普通・30N/mm²	高力ボルト継手（摩擦接合）
			B2	鋼板＋トラス鉄筋	200	6	206	普通・30N/mm²	ネジスタッド継手＋鉄筋
			B3	鋼板＋Uリブ	200	4.5	204.5	普通・27N/mm² 高性能AE減水剤	ネジスタッド継手＋鉄筋
			B4	鋼板＋低Uリブ＋砂接着	200	6	206	普通・30N/mm² 高性能AE減水剤 膨張材	ネジスタッド継手＋鉄筋
			B5	鋼板＋孔明きリブ	200	6	206	普通・30N/mm² 流動化剤・膨張材	ﾈｼﾞｽﾀｯﾄﾞ継手+鉄筋 高力ﾎﾞﾙﾄ継手+鉄筋（摩擦接合）
			B6	鋼板＋トラス型ジベル	200	6	206	普通・30N/mm²	ネジスタッド添接＋鉄筋
		鋼板2枚	C1	ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ＋底鋼板＋CT形鋼	200	ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ9 底鋼板9	218	普通・35N/mm² 実橋は高流動	高力ボルト継手（引張接合）
			C2	上下鋼板＋高力ボルト	150	上鋼板6 下鋼板6	162	高流動・27N/mm² 高性能AE減水剤 増粘剤	高力ボルト継手（摩擦接合）
	その他の合成床版		D	FRPパネル＋砂接着	225	5	230	普通・30N/mm²	接着＋鉄筋
基準床版			RC8	－	250		250	普通・24N/mm²	－

1．2　試験結果

各工法の試験結果のうち、試験終了時の載荷荷重と走行回数を表－1.2.1、図－1.2.1に示す。表より合成床版10工法のうち、破壊したものは3工法であり、残りの7工法は破壊には至らなかった。

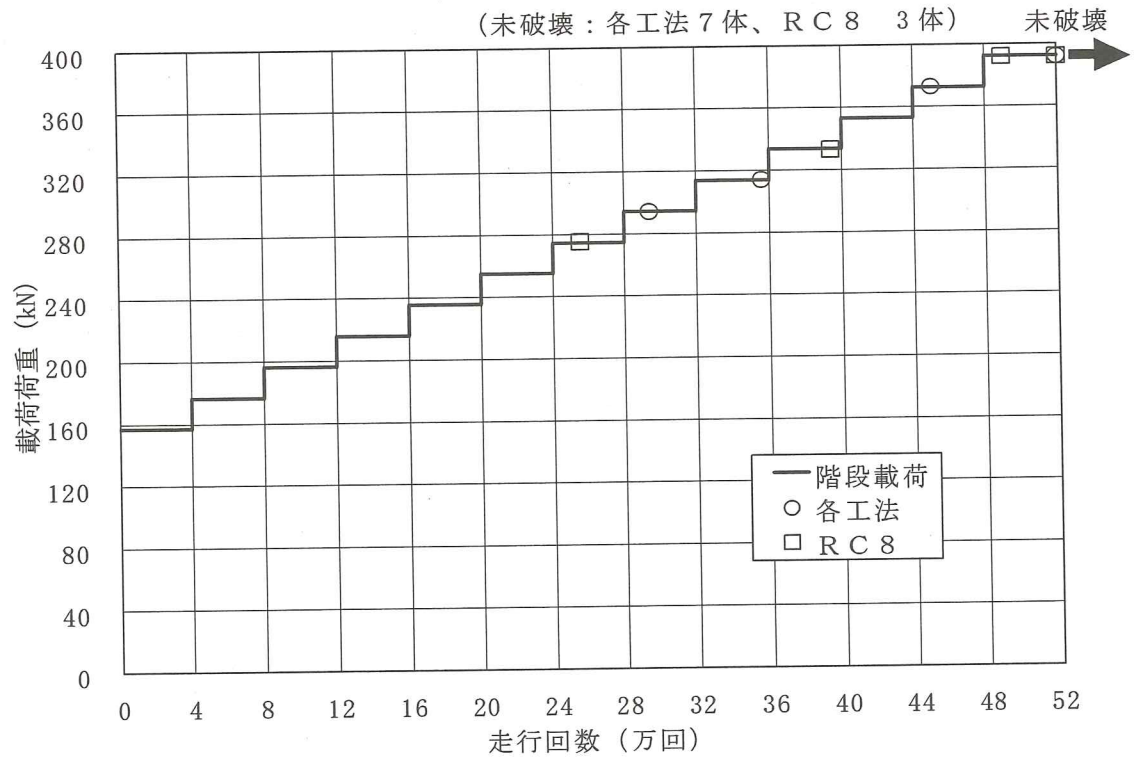
破壊した工法のうち、コンクリートの押し抜きせん断により破壊に至ったものが2工法、鋼部材の破断に至ったものが1工法である。

破壊に至らなかった工法の試験終了時の状態は、切断面においてリブに沿って水平方向のひび割れが発生しているものが3工法、切断面の鋼板とコンクリートの界面付近に水平方向ひび割れ発生しているものが2

工法、切断面の下側に水平方向のひび割れが発生しているものが１工法、供試体側面に鉛直方向ひび割れが発生しているものが１工法であった。

表－1.2.1　各工法の試験結果

走行回数（万回）	基準床版ＲＣ８	各工法の試験終了時の載荷荷重（kN）									
0～4											
4～8											
8～12											
12～16											
16～20											
20～24											
24～28	275										
28～32										294	
32～36					314						
36～40	333										
40～44											
44～48		373									
48～52	392 破壊１体 未破壊３体		392 未破壊	392 未破壊		392 未破壊	392 未破壊	392 未破壊	392 未破壊		392 未破壊



図－1.2.1　各工法の試験結果

１．３　試験条件

試験条件のうち試験結果に大きな影響を与えるものと考えられる、載荷荷重の大きさ、使用材料の強度、供試体の寸法について、試験条件と供試体の設計値との差異を以下に述べる。

（１）載荷荷重の大きさ

１）載荷荷重

階段載荷試験における載荷荷重は157～392kNであり、設計荷重である100kNおよび実交通において観測される荷重に比較してかなり大きいものである。このため、試験におけるひび割れ発生状況や破壊形態が実際の床版とは異なる場合もあることが予想されることから、疲労耐久性の評価についてはそれらの影響について十分に留意する必要がある。

２）衝撃

試験における衝撃の影響は、静的載荷と動的載荷との供試体の応答を比較することにより検討することができる。一例として、Ｂ１工法に関する供試体中央のたわみの比較を**表－1.3.1** に示す。表より静的載荷と動的載荷との最大たわみを比較すると、動的載荷の方が載荷の初期において40%程度、載荷の後期において10%程度大きい。

表－1.3.1　静的載荷と動的載荷との最大たわみの比較

載荷荷重 kN	157	177	196	216	235	255	275	294	314	334	353	373	392
①静的最大たわみ mm	0.596	0.684	0.850	0.977	1.230	1.465	1.768	2.080	2.402	2.969	3.477	3.906	4.531
②動的最大たわみ mm	0.850	0.957	1.074	1.299	1.572	1.846	2.178	2.529	2.900	3.457	3.750	4.453	5.127
②／①	1.426	1.399	1.264	1.330	1.278	1.260	1.232	1.216	1.207	1.164	1.079	1.140	1.132

（２）使用材料の強度

１）鋼材

各供試体に使用した鋼板、形鋼、鉄筋など鋼材の引張強度公称値の下限値と計測値との比較を**表－1.3.2** に示す。両者の差は、最大で117N/mm²、最小で35N/mm²であり、計測値は公称値の下限値に対して十分に余裕のある値であることが分かる。

なお、一般に鋼材の強度のばらつきが鋼部材の疲労特性に影響を与えることは少ないことが知られており、床版の疲労耐久性に及ぼす影響も少ないものといえる。

表－1.3.2　鋼材の引張強度の差（計測値－公称値）

	最大（N/mm²）	最小（N/mm²）
鋼板、形鋼など	+114	+35
鉄筋	+117	+45

2）コンクリート

各供試体におけるコンクリートの圧縮強度の設計値と計測値との比較を**表－1.3.3** に示す。両者の差は、最大で 19.1N/mm^2、最小で 3.2N/mm^2 であり、計測値が設計値を下回るものはなかった。

表－1.3.3　コンクリートの圧縮強度の差（計測値－設計値）

	最大　N/mm^2	最小　N/mm^2
合成床版の全供試体	+19.1	+3.2
コンクリート部が破壊した供試体	+10.7	+10.6
鋼部材が破壊した供試体および未破壊の供試体	+19.1	+3.2

（3）供試体の寸法

床版の厚さ（コンクリート厚さ）および構成部材の配置等の調査を、コンクリート打設前あるいは試験終了後に行った。鋼材等の配置は、コンクリート打設前に調査を行い、設計値通りであることを確認している。

多くの合成床版は、支持桁上に架設後コンクリートを打設するため、コンクリートの自重により、供試体中央部でたわみが発生する。その時の全供試体たわみ量は、最小 1.0mm、最大 4.7mm 程度であった。

試験終了後に供試体の切断を行い、その切断面において床版の厚さ（コンクリート厚さ）の計測を行った。設計値とその時の計測値との差を**表－1.3.4** に示す。全ての供試体床版厚さの計測値は、設計値に対して最大＋15mm、最小－9mm であった。このうち、コンクリート部が破壊した供試体は、最大+6mm、最小-3mm、鋼部材が破壊した供試体および未破壊の供試体は、最大+15mm、最小-9mm であった。なお、輪荷重走行試験では、荷重が供試体中央を走行しているため、供試体中央部の厚さは疲労耐久性に影響を及ぼすと考えられるが、供試体の中央付近は、コンクリートにひび割れ等が生じていたため、僅かの箇所しか計測できなかった。

表－1.3.4　床版厚の差（計測値－設計値）

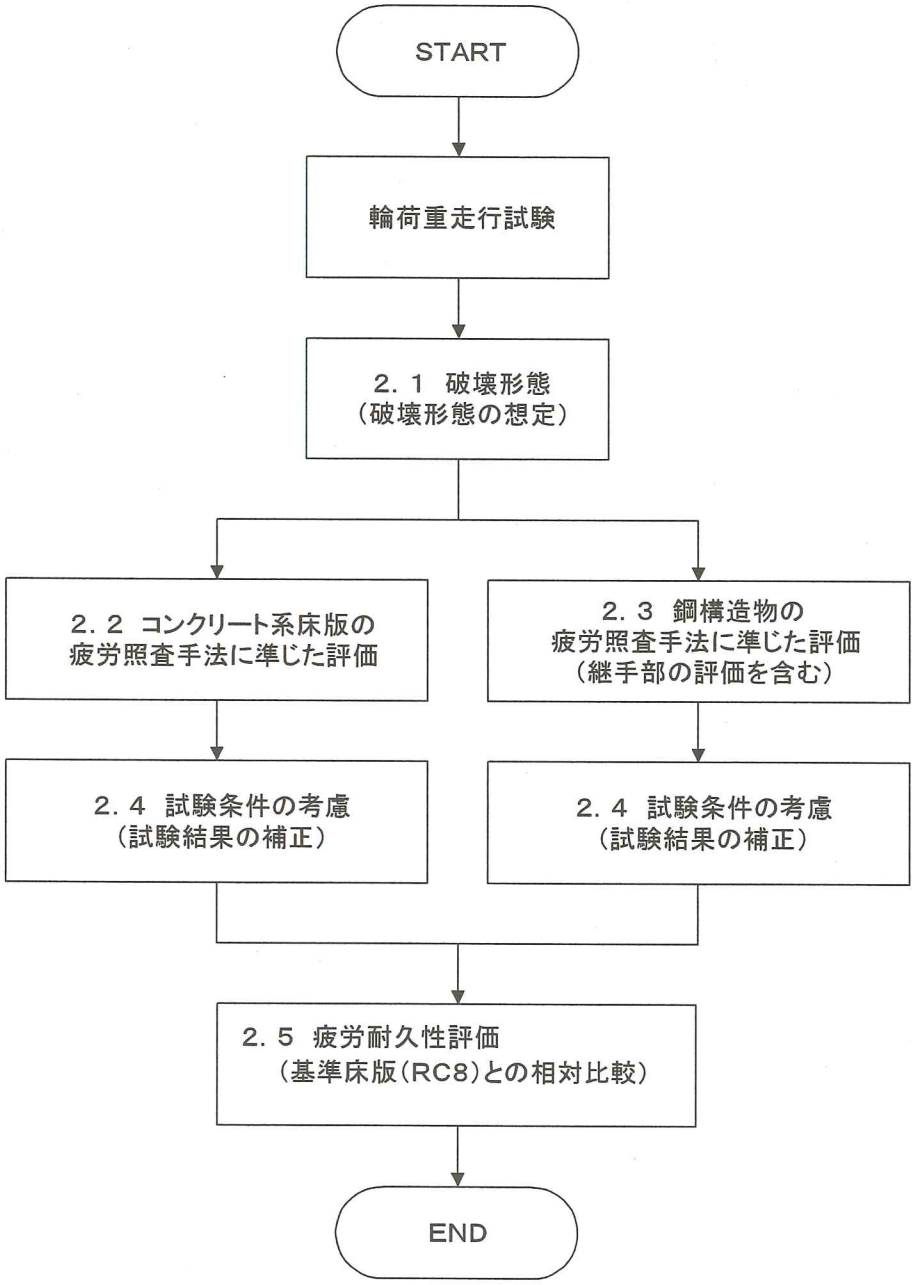
	最大（mm）	最小（mm）
合成床版の全供試体	+15	-9
コンクリート部が破壊した供試体	+6	-3
鋼部材が破壊した供試体および未破壊の供試体	+15	-9

2．疲労耐久性評価

2．1　疲労耐久性評価手法

（1）疲労耐久性評価の検討手順

ここに示す疲労耐久性評価手法は、輪荷重走行試験の結果および破壊形態（未破壊の場合は破壊形態の想定）をもとに、床版の一般部および継手部を対象として、疲労照査の対象部位の決定および照査検討を行い、さらに試験条件の影響を補正したのち、基準床版との相対比較を行うものである。この疲労耐久性評価の検討手順を図－2.1.1に示す。



図－2.1.1　疲労耐久性評価の検討手順

（2）各工法の破壊形態および破壊形態の想定

本共同研究において検討した合成床版には種々の工法があり、工法ごとに破壊形態も大きく異なる。ここでは、各工法の破壊形態（未破壊の場合は破壊形態の想定）について以下に示す。

1）形鋼埋込み型床版（A工法）

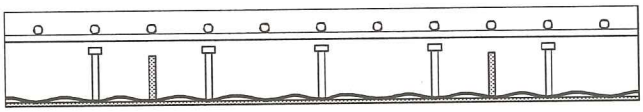
I形鋼がウェブのパンチ孔隅角部で疲労き裂が発生し、荷重の繰り返しにつれて疲労き裂が下フランジまで進展して最終的に破断に至った。載荷の終盤でI形鋼が降伏したことに伴い、コンクリートのひび割れ進展と剛性低下が起こり、I形鋼の荷重負担が急増したため、I形鋼の疲労破壊が早まったと考えられる。

2）鋼板・コンクリート合成床版鋼板1枚型（B工法）

鋼板･コンクリート合成床版鋼板1枚型の合成床版は､ほとんどの工法において破壊には至っていないが､試験終了後に行った床版の切断面の確認や過去における研究の成果などをふまえると､代表的な破壊形態は､「ずれ止めおよび鋼部材の損傷（継手部の損傷を含む）」ないし「コンクリート内部の損傷」が発生し、これに伴って「コンクリートの押し抜きせん断破壊」に至るという形態をとるものと想定される。破壊形態の具体的な概念図および内容について以下に示す。

①合成部材の損傷

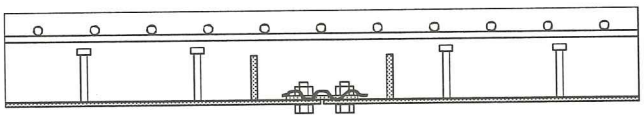
鋼板とコンクリートを合成する合成部材（ずれ止め）の損傷の概念図を**図－2.1.2** に示す。これは合成部材が損傷することにより、鋼板とコンクリートが分離し、別々に挙動する状況を示している。



図－2.1.2　合成部材の損傷

②継手部の損傷

鋼板の継手部の損傷の概念図を**図－2.1.3** に示す。これは鋼板の継手部が損傷することにより、継手部の開閉量が増加し、床版の剛性が低下する状況を示している。

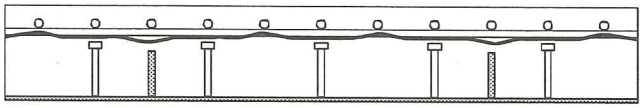


図－2.1.3　継手部の損傷

③コンクリート内部の損傷

コンクリート内部の損傷の概念図を**図－2.1.4** に示す。これは合成部材や上側鉄筋などを起点としてひび割れが発生することにより、コンクリートが上下に分離し、別々に挙動する状況を示している。

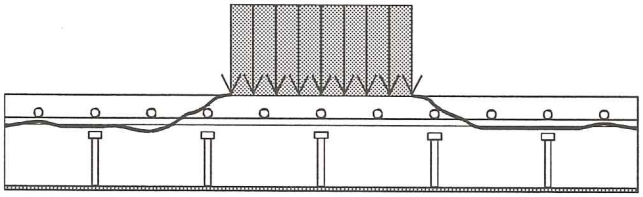
コンクリート内部の損傷を防止するためには、合成部材の大きさ・形状・高さなどに関して、コンクリートにひび割れや分離が発生しにくい構造のものを選択することが有効である。



図－2.1.4　コンクリート内部の損傷

④コンクリートの押し抜きせん断破壊

コンクリートの押し抜きせん断破壊の概念図を図－2.1.5に示す。コンクリートの押し抜きせん断破壊は、合成部材の損傷による鋼板とコンクリートの分離、ないし、コンクリート内部の損傷によるコンクリートの上下の分離が発生し、床版の剛性が低下したあとに起こる現象であり、床版上面から上側鉄筋位置までせん断破壊し、上側鉄筋位置においてはく離破壊する状況を示している。



図－2.1.5　コンクリート版の押し抜きせん断破壊

3）鋼板・コンクリート合成床版鋼板２枚型（Ｃ工法）

鋼板・コンクリート合成床版鋼板２枚型の合成床版には、Ｃ１工法およびＣ２工法がある。破壊形態が両者において異なることが想定されることから、それぞれの工法に関し破壊形態について以下に示す。

①Ｃ１工法

ａ）デッキプレートとＣＴ形鋼のフランジとの隅肉溶接部の破断

橋軸方向曲げモーメントにより、応力と直角方向となる隅肉溶接部に繰り返し荷重が作用する。この繰り返し荷重により、溶接部が疲労破壊することにより、デッキプレートがＣＴ形鋼フランジから離れ、床版剛性が低下する。

ｂ）デッキプレートとコンクリート界面の空隙の影響によるデッキプレートの破断

デッキプレートの空隙部直上を繰り返し荷重が作用する。この繰り返し荷重により、デッキプレートが疲労破壊することにより、床版剛性が低下する。

②Ｃ２工法

Ｃ２工法は、載荷時のたわみが25㎜に達したため試験を終了した。載荷初期に鋼板とコンクリートの付着切れが発生していた。試験終了後に床版を切断した結果、コンクリート部に押し抜きせん断による斜めひび割れが発生していることが分かった。

4）その他の合成床版（D工法）

その他の合成床版としてD工法を以下に示す。

D工法は、載荷初期の全断面有効の等方性版としての挙動から、ひび割れの進展により異方性化し、載荷回数の増加と共に異方性度が増し直交異方性版システムに移行するものの、ＦＲＰパネルの拘束効果によりひび割れの進展が抑制されるため、剛性の低下速度は緩慢となる。しかしながら、載荷荷重が大きくなると、ＦＲＰリブ上面でＦＲＰとコンクリートが剥離すると共にこれが上面鉄筋面のひび割れに進展し、ＦＲＰパネル継手部の下面からの引張ひび割れと連結する。

このことより、破壊形態は、ＦＲＰパネル幅に梁状化して押し抜きせん断破壊となるものと推定できる。

２．２　コンクリート系床版の疲労照査手法に準じた評価

現在、合成床版のコンクリート部が疲労破壊した事例が無く、その評価手法は確立されていない。ここでは、コンクリート部がＲＣ床版と類似した押抜きせん断型で破壊することを想定して、ＲＣ床版の疲労照査手法を適用してみることにした。以下、現在提案されている２つのＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線を紹介する。

ＲＣ床版の疲労耐力は、せん断力に対する有効幅を持つＲＣはりとして評価することができる[1)、2)]。また、ＲＣ床版の疲労寿命の推定式は、松井[1)]および園田・堀川[2)]らによって与えられている。

以下に、松井や園田・堀川のＳ－Ｎ曲線の関係式を示す。

（１）松井によるＳ－Ｎ曲線[1)]

$$\log(P/P_{SX}) = -0.07835 \times \log N + \log 1.51965 \quad \text{（乾燥状態）} \tag{2.2.1}$$

ここに、　P　：作用荷重　(tf)

P_{SX}　：幅 B をもつはりのせん断耐力　(tf)

$$P_{SX} = 2\tau_{smax} x_m B + 2\sigma_{tmax} c_m B \tag{2.2.2}$$

B　：はりの有効幅　(cm)

$$B = b + 2d_d \tag{2.2.3}$$

t_{smax}　：コンクリートの最大せん断応力度　(kgf/cm^2)

$$\tau_{smax} = 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2 \tag{2.2.4}$$

σ_{tmax}　：コンクリートの最大引張応力度　(kgf/cm^2)

$$\sigma_{tmax} = 0.583\sigma_{ck}^{2/3} \tag{2.2.5}$$

σ_{ck}　：コンクリートの圧縮強度　(kgf/cm^2)

x_m　：主鉄筋断面の中立軸の位置　(cm)

c_m　：主鉄筋のかぶり厚さ　(cm)

b　：輪荷重の進行方向の接地幅　(cm)

d_d　：配力鉄筋の有効高さ　(cm)

N　：走行回数　(回)

（2）園田・堀川によるＳ－Ｎ曲線[2)]

$$\frac{P}{P_{S0}}=1-\frac{\log N}{11} \qquad (2.2.6)$$

ここに、　$P_{S0}=2V_{cd}$

V_{cd}　：有効幅 b_{e0} によるはりのせん断耐力　(tf)

$V_{cd}=0.9\,\beta_d\,\beta_p\,\beta_n\,b_{e0}\,d(f'_{cd})^{1/3}$

β_d、β_p、β_n、d、f'_{cd}：コンクリート標準示方書による　(2.2.7)

b_{e0}　：有効幅　(cm)

$b_{e0}=[b_e]_{x=u/2+d}$　(2.2.8)

u　：載荷面の幅　(cm)

d　：有効高さ　(cm)

$$b_e=\frac{2}{Q_{x,max}}\int_0^{b/2}Q_x\,dy \qquad (2.2.9)$$

b　　：床版の橋軸方向の長さ　(cm)

Q_x　　：荷重中心から橋軸直角方向の距離 x でのせん断力　(tf)

$Q_{x,max}$　：y=0（中心線上）での Q_x の値　(tf)

N　：走行回数　(回)

２．３　構成部材の鋼構造物の疲労照査手法に準じた評価

（1）検討の考え方について

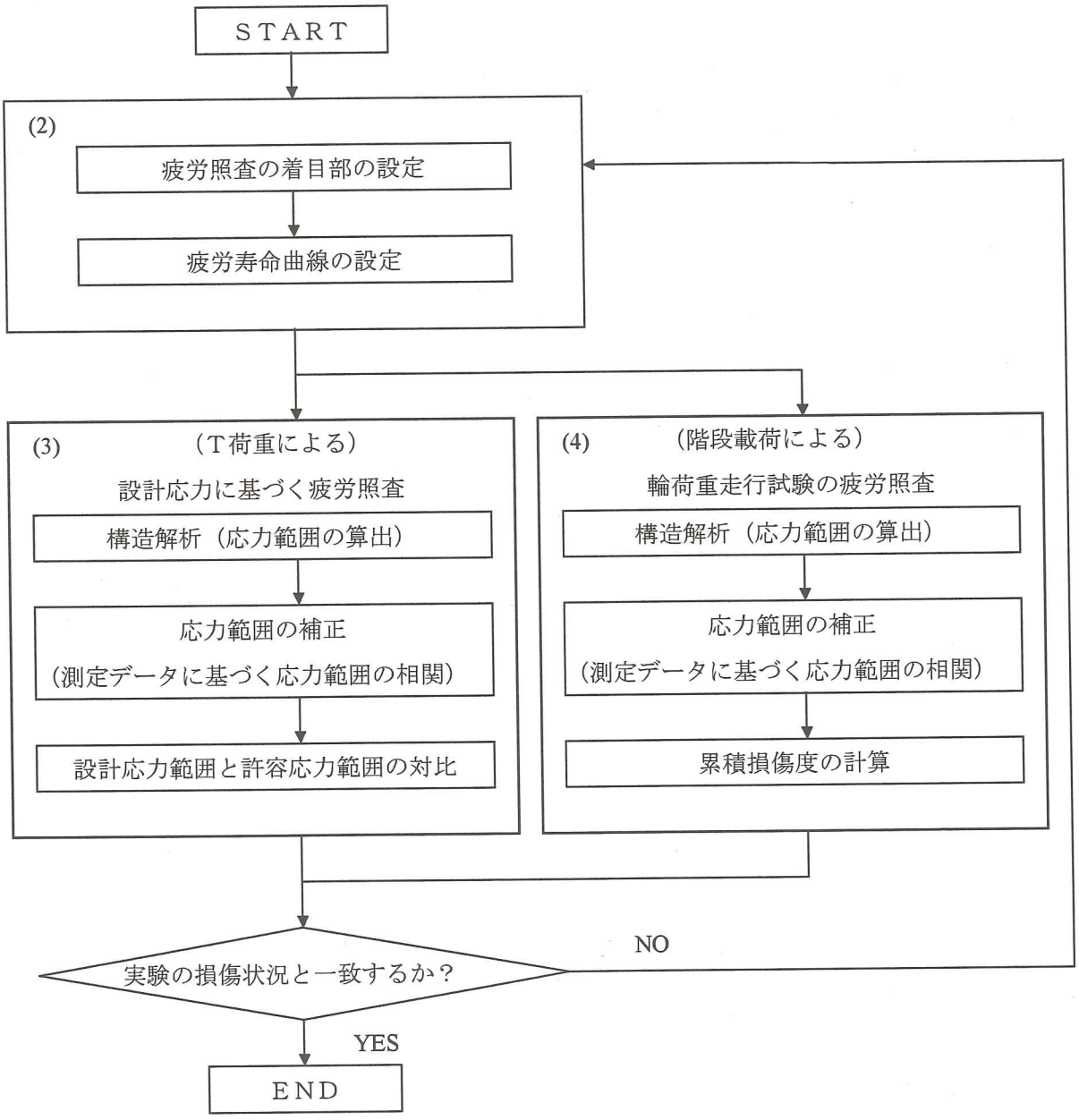
合成床版の場合、鋼部材の疲労照査が要点となる。今回の試験において非破壊で試験を終了した合成床版についても鋼部材の疲労に対する安全性を検討しておく必要がある。

合成床版の鋼部材の疲労照査法については、鋼構造物の疲労照査に準じた評価手法を適用することが考えられる。なお、鋼部材の疲労挙動は、疲労試験方法の違いにより破壊形式が異なったり、疲労寿命に大きな差異が生ずることがある。道路橋床版については自動車の走り抜けが床版の疲労破壊性状を特徴付けることから、輪荷重走行試験において疲労挙動を確認しておくことが望ましい。

構成部材の疲労照査の検討フローを図－2.3.1に示す。疲労照査の着目点の疲労寿命曲線に関して、鋼構造物の疲労設計指針[3)]の強度等級に該当しない場合は、個別に疲労寿命曲線を提示して照査することも考えられる。

設計応力に基づく疲労照査については、今回道示Ｔ荷重１輪による着目点の設計応力を実測データに基づく応力範囲の相関により補正した応力範囲と許容応力範囲と対比して行う。

一方、輪荷重走行試験の疲労照査は、階段載荷による着目点の疲労損傷度を計算する方法である。設計応力範囲と許容応力範囲の対比、および疲労損傷度計算結果が実験の損傷状況と一致していればよいが、不一致の場合は疲労照査の着目部と疲労寿命曲線の見直しが必要である。



図－2.3.1　構成部材の疲労照査の検討フロー

（２）構成部材の疲労照査着目部と疲労寿命曲線について

１）構成部材の疲労照査着目部

合成床版は各工法で構造的な特徴が多岐にわたっており、**表－2.3.1**、**表－2.3.2**に示すように構成部材の想定される破壊モードと疲労照査着目部も様々である。このため、疲労照査着目部の設定にあたっては、各床版構造の疲労特性や過去における実験データなどを十分考慮して定める必要がある。

表－2.3.1　想定される破壊モードと構成部材の疲労照査着目部

分類	想定される破壊モード	構成部材の疲労照査着目部
a	形鋼ウェブ開口部における疲労亀裂発生	形鋼パンチ孔隅角部
b	底鋼板とスタッドジベルの溶接部の疲労破断	鋼板とジベルの溶接部
c	横リブを連続すみ肉溶接された底鋼板の疲労破断	連続すみ肉溶接された底鋼板
d	底鋼板とジベルのすみ肉溶接部の疲労破断	底鋼板とジベルの溶接部
e	鋼板の重ね継手の前面すみ肉溶接部の疲労破断	形鋼とデッキプレートの溶接部

表－2.3.2　上記の疲労照査着目部に破壊モードが支配される理由・根拠

分類	疲労照査着目部に破壊モードが支配される理由・根拠
a	鋼部材の応力集中部。過去に実施した試験において確認した破壊モード。
b	過去に実施した試験において確認した破壊モード
c	横リブが底鋼板に連続すみ肉溶接されており、この部分が疲労強度上の弱点と考えられる。
d	底鋼板とジベルの溶接部は側面すみ肉溶接で溶接されており、この部分が疲労強度上の弱点と考えられる。
e	デッキプレートと形鋼の溶接部は荷重伝達型すみ肉溶接で溶接されており、この部分が疲労強度上の弱点と考えられる。

２）疲労寿命曲線の設定について

疲労照査を行うにあたって、合成床版の各工法について構成部材の疲労照査部位についての疲労寿命曲線（Ｓ－Ｎ曲線）および疲労強度の設定を行う必要がある。例えば、疲労照査位置に直応力またはせん断応力が支配的に繰り返し作用する場合には、鋼構造物の疲労設計指針により疲労照査部位についての疲労寿命曲線および疲労強度を設定することが可能である。また、疲労照査着目点が鋼構造物の疲労設計指針に記載されている強度等級にあてはまらない場合には、疲労試験結果がある場合にはそのデータ、あるいは新たに疲労試験を行い、その結果に基づいて適切な疲労寿命曲線および疲労強度を定めることも考えられる。

表－2.3.3　疲労照査部位についての疲労寿命曲線（S-N曲線）および疲労強度の設定

分類	疲労寿命曲線（S-N曲線）および疲労強度	S-N曲線のm値
a	Ｉ型鋼パンチ孔隅角部の疲労亀裂発生に関する疲労寿命曲線	7.1
b	疲労強度[4]　$\tau_f=50N/mm^2$	19.3
c	「縦方向溶接継手　すみ肉溶接継手」の疲労強度Ｄ等級[3]	3
d	「重ね継ぎ手　側面すみ肉溶接のど断面破壊」の疲労強度Ｓ等級[3]	5
e	「重ね継手前面すみ肉溶接のど断面破壊」の疲労強度Ｈ等級[3]	3

表－2.3.4　上記の疲労寿命曲線および疲労強度の設定根拠

分類	疲労寿命曲線および疲労強度の設定根拠
a	形鋼単体疲労試験におけるパンチ孔隅角部における応力振幅と疲労亀裂発生までの応力繰り返し回数のデータをもとに設定
b	スタッドの各種疲労試験結果をもとに設定
c	リブ－底鋼板溶接継手部における疲労寿命曲線
d	ジベルと底鋼板との側面すみ肉溶接部における疲労寿命曲線
e	デッキプレートと形鋼とのすみ肉溶接部における疲労寿命曲線

（3）設計応力範囲に基づく疲労照査

構成部材における鋼構造物の疲労照査を簡便に行い、詳細な疲労照査の参考とするため、設計応力範囲に基づく疲労照査を行う。

1）疲労強度特性値と対比するための応力範囲

疲労強度特性値と対比するための応力範囲の算出については、設計荷重レベル（Ｂ活荷重）によって評価着目点に生じる応力度を設計応力範囲として算出する。例えば、道示もしくは鋼構造物設計指針 PART B[4]などから設計活荷重断面力を算出し、着目部材に発生する応力度を求める。しかし、これらの算出方法では、鋼構造物の疲労設計指針に記載された疲労設計荷重に比べ、Ｔ荷重の載荷方法が異なり、安全側に設定される。また、断面定数として引張側コンクリートや非構造材を無視したりするなど、安全側の仮定を行っているため、疲労照査の設計応力範囲としては安全側に多くとった設計応力になる可能性があると考えられる。このため、安全側に偏りすぎた設定とならないように、これらの計算応力に対しては、別途の検討を行い、補正が可能であれば補正した応力範囲$\Delta\sigma$を用いる。

表－2.3.5　応力範囲

分類	疲労照査の内容	応力範囲Δσ（MPa）
a	形鋼ウェブ開口部における疲労亀裂発生	76
b	底鋼板とスタッドジベルの溶接部の疲労破断	43.5
c	横リブを連続すみ肉溶接された底鋼板の疲労破断	36.2
d	底鋼板とジベルのすみ肉溶接部の疲労破断	18.6～45.9
e	鋼板の重ね継手の前面すみ肉溶接部の疲労破断	20.3

2）許容応力範囲との対比

許容応力範囲としては、要求される疲労耐久性によって異なるが、基本応力範囲、一定振幅応力打ち切り限界、変動振幅応力打ち切り限界などをあげている。これは合成床版の各工法で提案されている疲労寿命曲線の式、または鋼構造物の疲労設計指針の疲労強度等級に基づいてＳ－Ｎ曲線を設定して、疲労の許容応力範囲を設定しているが、その設定方法についてもまだ検討の余地がある。

しかし、これらの方法により照査し、許容応力範囲以下であれば、評価着目点に生じる発生応力は小さいと考えられ、疲労に対して安全側であるといえる。

表－2.3.6　許容応力範囲

分類	繰り返し数　N	許容応力範囲（MPa）	備　考
a	2.0×10^6	232	
b	－	50	
c	2.0×10^6	100	基本応力範囲
	3.4×10^6	84	一定振幅応力打ち切り限界
d	2.0×10^6	80	基本応力範囲
	5.0×10^6	67	一定振幅応力打ち切り限界
e	2.0×10^6	40	基本応力範囲
	1.0×10^7	23	一定振幅応力打ち切り限界

（4）輪荷重走行試験における累積損傷度検討

1）応力範囲の算定方法

①構造解析

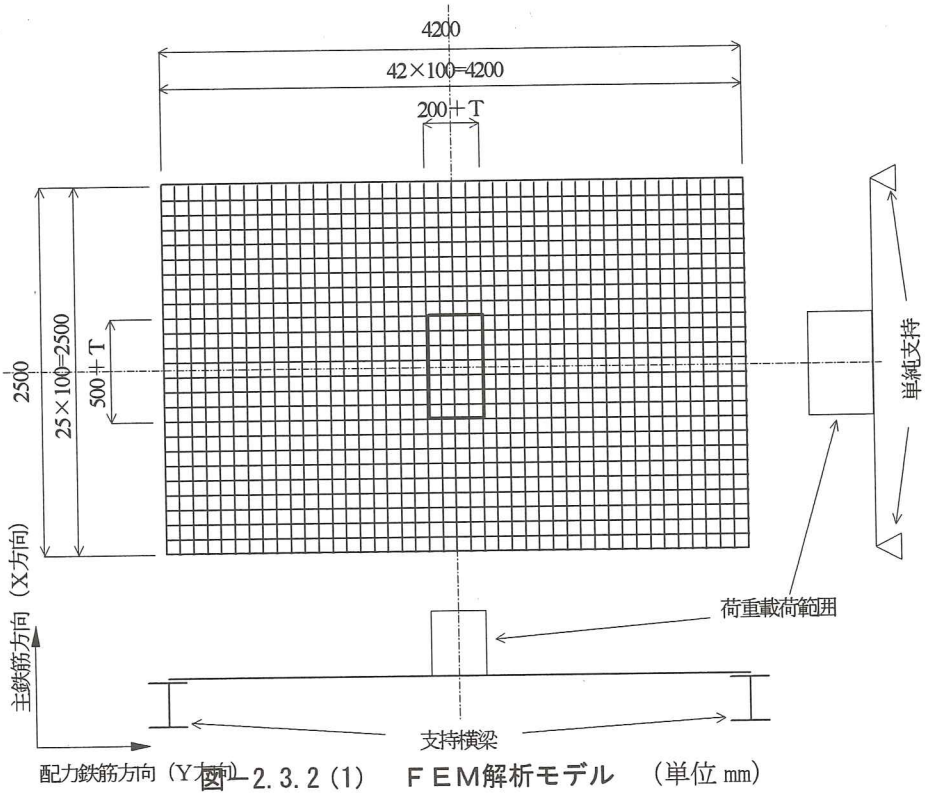
各工法構造解析を行い、たわみ及び断面力の理論値を求める。各工法における構造解析手法と、材料特性値及び構造系変化（全断面有効、コンクリート引張領域無視）の扱いについて以下にまとめる。

・解析条件：ＦＥＭ解析基本モデルを図－2.3.2(1)に示す。

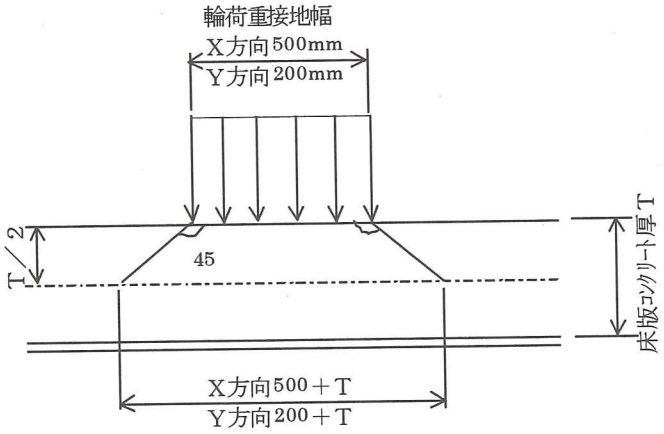
・支持条件：配力鉄筋方向（Ｙ方向）4200mm 弾性支持（棒部材－Ｉ=2.02×10^4 cm^4、鋼）

主鉄筋方向　（Ｘ方向）2500mm 単純支持

・載荷荷重：図－2.3.2(2)に示すように載荷荷重は載荷板（20cm×50cm）から等分布荷重が、床版厚の 1/2 の面まで 45 度の角度で分散するとしてモデル化する。



図－2.3.2（1）　ＦＥＭ解析モデル　（単位 mm）



図－2.3.2(2)　輪荷重の接地幅

・その他条件

その他解析条件、解析ケースの代表的な条件例を表－2.3.7　に列挙する。

表－2.3.7　その他条件

条件		解析ケース
有効断面		・代表的なケースとして、引張側コンクリートを無視、全断面有効の２ケースを実施。 ・工法によっては、底鋼板を無視したケース、リブを無視したケースを実施。
材料特性値	ヤング係数比	・代表的なケースとしては、ｎ＝7、10 の２ケースを実施。 ・工法によっては、ｎ＝15 のケースも実施。
	ポアソン比	・等方性板と見なせる工法は　ν＝0.167 ・直交異方性板となる工法は、曲げ剛性をコンクリート断面の曲げ剛性に換算しポアソン比を算出
その他		・工法によっては継手部の異方性を考慮

各工法、上記の解析条件よりたわみ及び断面力を算出し、実験結果の測定値と整合する解析ケースを求め、断面定数に用いる解析ケースを判断する。

②断面力分布

・輪荷重による断面力

各工法の曲げ剛性比（Iy/Ix）、ずれ止め剛性比（Ks）を列挙し、曲げモーメント（Mx、My、Mx/My）、鉛直せん断力（Qx、Qy、Qx/Qy）を算定し、異方性度の違いによる断面力分布を検証する。表－2.3.8 に異方性度の違いによる断面力の比較を記載する

表－2.3.8　断面力の比較

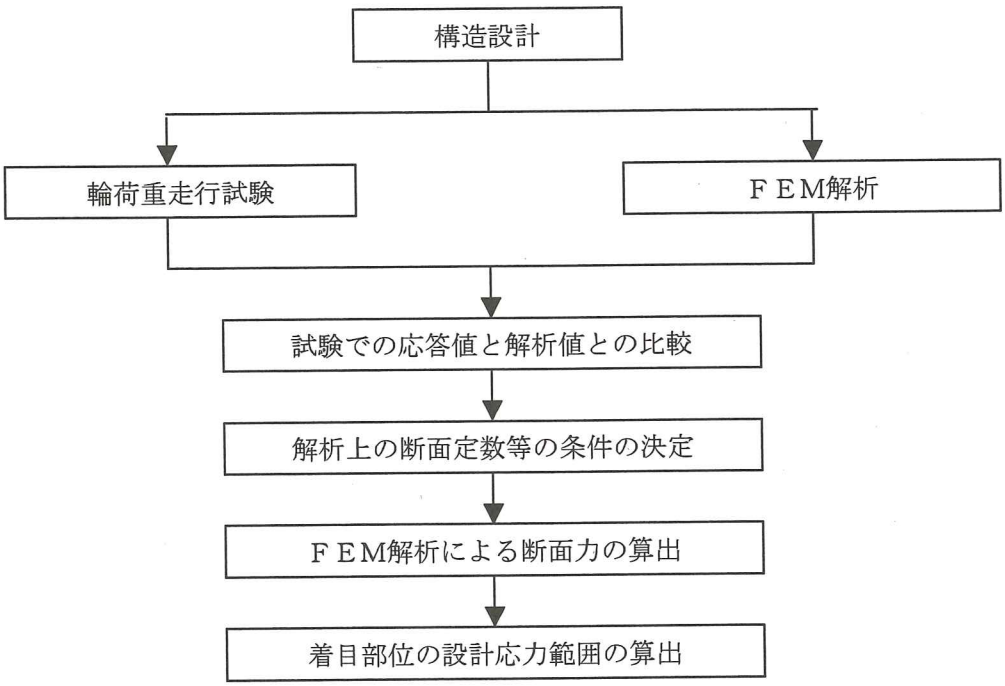
工法名	Iy/Ix	My/Mx	Qy/Qx
異方性度の違いに着目したＹ方向／Ｘ方向の断面力比	0.707	0.623	0.821
	0.810	0.671	0.857
	0.940	0.785	－

異方性度の違いに着目した場合の断面力は、曲げ剛性比が比較的異方性度の大きい Iy/Ix=0.707 からほぼ等方性版と言える 0.940 へと 0.23 程度変動することで、橋軸方向と橋軸直角方向の曲げモーメントの比（My/Mx）で 0.16 程度の差が確認でき、異方性度の違いにより橋軸方向および橋軸直角方向の曲げモーメント（Mx、My）の値は変化する。また鉛直せん断力に関しても、曲げモーメント分布と同様に異方性度の違いによりその値は変化する。

③応力範囲の算定

図－2.3.1 の構成部材疲労照査の検討フローにおいて、設計応力に基づく疲労照査を実施するにあたり、応力範囲の算定方法を以下に述べる。

構成部材の疲労照査着目部を照査する際、各工法において曲げモーメントにより着目部材に発生する垂直応力度を設計応力範囲とするケースと、鉛直せん断力により着目部材に発生するせん断応力度を設計応力範囲とするケースが挙げられる。**図－2.3.3** に設計応力範囲の算定フローを示す。曲げモーメントに着目するケースでは、輪荷重走行試験でのたわみとひずみの応答値と、ＦＥＭ解析にて算出されるたわみと曲げモーメントを対比することにより、解析上のヤング係数比、支持条件、荷重条件などの整合を図り、設計応力範囲を算出する際の断面定数に用いる値を決定する。鉛直せん断力に着目するケースでは、応答値としてひずみの対比が困難であるため、輪荷重走行試験でのたわみの応答値とＦＥＭ解析にて算出されるたわみを対比する。また、断面力算出においてはＦＥＭ解析にて算出される鉛直せん断力と土木学会鋼構造物設計指針[4]の算出式との比較を行う。



図－2.3.3　設計応力範囲の算定フロー

２）応力範囲の補正方法

①静的載荷時の計算応力と実応力の対比

合成床版の鋼部材の応力については、一般的に引張側コンクリート、および、コンクリート打設時の底板型枠機能に必要となる部材で本設構造では応力負担を期待しない部材（非構造材）を無視する安全側の条件で算定される。非構造材の例を**表－2.3.9**に示す。実際には、引張側コンクリートおよび非構造材はある程度有効であるため疲労照査着目点の応力範囲は計算値よりもかなり小さい。

従って、試験における累積損傷度を計算するためには実測の活荷重ひずみ（静的載荷時ひずみ－除荷時ひずみ）に基づき算定した実応力と構造解析にて求めた計算応力を対比して、応力範囲を補正することが必要である。実応力の計算応力に対する比率ｋは次式のように表現される。

k＝（実測活荷重ひずみに基づき算定した応力）／（計算応力）　(2.3.1)

疲労照査着目点の応力を直接的に計測できない場合は、ひずみ計測と応力計算が比較的容易な箇所における実応力の計算応力に対する比率から間接的に求める。

表－2.3.9　合成床版の非構造材の例

分類	応力算定上無視する部材	内容等
a	型枠底板	底板厚1mm
b	底板の補剛材	横リブ、トラス鉄筋
c	スタッドボルト接合される継手底板	パネル間は配力鉄筋にて応力伝達
d	樹脂接着される底板継手	ＦＲＰ材料

表－2.3.10　計算応力と実応力の対比方法

対象	計算応力と実応力の対比方法
鋼部材の開口応力集中部の応力計算	ひずみ計測・応力算定が容易な箇所についての計算応力と実応力の対比に基づき疲労照査着目部の計算応力を補正する。
鋼板とスタッドジベルの溶接部に作用するせん断力の計算	床版のたわみ、および、ひずみ測定データより算出した曲げモーメントとの比較により走行試験に整合するＦＥＭ解析モデルを構成し、このモデルを用いて床版に作用する最大せん断力を算出する。次いで、この最大せん断力からスタッドに作用する水平せん断力を算出する。
底板およびリブ材の応力計算	底板あるいはリブ材のひずみ測定データより算出した実応力と、引張コンクリート無視のＦＥＭ解析による計算応力を対比する。

②荷重移動の影響について

供試体上を輪荷重が往復移動することに伴い、供試体のたわみとひずみの動的変動範囲は静的載荷時に比べて大きくなる。試験における累積損傷度を計算するためには、荷重移動の影響を考慮して静的載荷条件で求めた応力範囲を補正する必要がある。

動的ひずみの変動範囲$\Delta\varepsilon_D$（５分間計測の最大値－最小値）と静的載荷ひずみ範囲$\Delta\varepsilon_S$（載荷時ひずみ－除荷時ひずみ）から、荷重移動の影響による静的ひずみの増加率i_dは次式のように表せる。但し、検討箇所は、ひずみが最大になるときの輪荷重位置が静的載荷時の輪荷重位置（供試体中央）と一致する箇所に限定される。

$$i_d=(\Delta\varepsilon_D-\Delta\varepsilon_S)/\Delta\varepsilon_S \quad (2.3.2)$$

動的ひずみの変動範囲$\Delta\varepsilon_D$と静的載荷ひずみ範囲$\Delta\varepsilon_S$との差（$\Delta\varepsilon_D-\Delta\varepsilon_S$）は階段状荷重漸増載荷の進行に対してあまり増加せず、おおむね一定の範囲に収まる傾向がある。換言すれば、荷重移動の影響による静的ひずみの増加率i_dは荷重の増加につれて低減する傾向にある。

表－2.3.11　荷重移動の影響による静的ひずみの増加率 i_d

部材	荷重移動の影響による静的ひずみの増加率 i_d												
	載荷荷重（kN）												
	157	177	196	216	235	255	275	294	314	333	353	373	392
コンクリート埋め込み鋼材	～ 0.68	～ 0.45	～ 0.40	～ 040	～ 0.36	～ 0.31	～ 0.26	～ 0.23	～ 0.20	～ 0.18	～ 0.14	～ 0.12	－
底板 a	1.23	1.75	1.33	1.14	0.80	0.77	0.72	0.82	0.91	0.79	0.76	0.74	0.82
底板 b	～ 0.52	～ 0.51	～ 0.36	～ 0.41	～ 0.39	～ 0.34	～ 0.31	～ 0.34	計測データ不良				
底板 c	0.39	0.12	0.10	0.10	0.07	0.09	0.08	0.05	0.05	0.08	0.09	0.12	0.13

③応力範囲の補正

試験における累積損傷度を計算するための応力範囲$\Delta\sigma_f$を次式のように補正する。

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{max} \cdot k \cdot (1 + i_d) \qquad (2.3.3)$$

ここで、σ_{max}：引張側コンクリートおよび非構造材を無視した条件で算定される静的載荷時の着目点の最大応力度

k　：実応力の計算応力に対する比率

i_d：荷重移動の影響を考慮した係数

3）累積損傷度の検討

①検討方法

マイナーの累積被害則により、着目点に作用する２つの応力σ_0、σ_1とし、それに対応する疲労寿命をN_o、N_1とすると次式が成立する。

$$\log\sigma_0 = -k\log N_o + k\log C \qquad (2.3.4)$$

$$\log\sigma_1 = -k\log N_1 + k\log C$$

$$N_0 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{\frac{1}{k}} \cdot N_1 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_o}\right)^{m} \cdot N_1 \qquad (2.3.5)$$

但し、m＝１／k

階段載荷における各荷重での応力範囲$\Delta\sigma_i$を計算し、式（2.3.6）により累積損傷度Dを算出し、着目点で疲労損傷を生じた載荷時点でD≧１が成立しているかどうかを検討する。

$$D = \Sigma Di = \Sigma(ni/Ni) \qquad (2.3.6)$$

ここに、Di：応力範囲$\Delta\sigma_i$がn_i回繰り返されたときの損傷度

N_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$に対応する疲労寿命　（$\Delta\sigma_i^m \cdot N_i = C$）

n_i：応力の繰り返し数

②累積損傷度と試験結果の対比

各工法の累積損傷度（D）と試験結果を**表－2.3.12**に示す。鋼板・コンクリート合成床版における底鋼板の溶接継手については、今回の試験条件では底鋼板の発生応力度が小さく累積損傷度は十分に小さい値となっている。底鋼板のずれ止めについては、計算上D＞1となっても、非破壊で試験を終了し、解体調査でもずれ止めに異常が認められなかった場合がある。また、形鋼ウェブ開口部については、亀裂発生が推定される載荷段階において計算上D＜1であるが、着目点の応力範囲が降伏点レベルに達していたと推定され、塑性域での繰り返しの影響が考えられる。

本研究の床版について、累積損傷度判定と試験の損傷状況が大きく乖離する場合は、疲労設計が過剰に安全側あるいは危険側となっていないか、応力範囲算定方法や疲労寿命曲線の設定などを見直す余地があると考えられる。

表－2.3.12　各工法の累積損傷度計算値と試験結果

疲労照査の内容	累積損傷度　D	試験結果	備考
形鋼ウェブ開口部における疲労亀裂発生	D＜1	着目点ひずみ急変段階でD＜1	載荷終盤で鋼部材が降伏
底鋼板とスタッドジベルの溶接部の疲労破断	D＞1	非破壊にて試験終了	回転せん断試験
底鋼板とジベルの断続すみ肉溶接部の疲労破断	D＞1	非破壊にて試験終了	
横リブを連続すみ肉溶接された底鋼板の疲労破断	D＜1	非破壊にて試験終了	応力方向はすみ肉溶接部に平行方向
鋼板の重ね継手の前面すみ肉溶接部の疲労破断	D＜1	非破壊にて試験終了	応力方向はすみ肉溶接部に直交方向

２．４　試験条件の影響の考慮

2.2 および 2.3 に示した疲労照査手法に試験条件の影響を考慮するためには、疲労照査結果を補正する必要がある。補正の方法は、コンクリート系床版の疲労照査手法に準ずる場合と鋼構造物の疲労照査手法に準ずる場合とでは異なることから、それぞれについて以下に示す。

（１）コンクリート系床版の疲労照査手法に準ずる場合

各供試体の疲労耐久性の評価を行う場合、試験条件の影響について補正を行う必要がある。コンクリート部がＲＣ床版と類似した押抜きせん断型で破壊することを想定して、ＲＣ床版の疲労照査手法を適用してみることにした。ここでは、使用材料の影響としてコンクリートの圧縮強度、寸法の影響として床版厚さに着目した。

１）式(2.2.1)を適用する場合

$$\log(P/P_{SX})=-0.07835\times\log N+\log 1.51965 \qquad \text{（乾燥状態）}$$

補正方法は、まず各供試体の載荷荷重および走行回数を、式(2.2.1)の傾きを用いたマイナー則を適用し、一定荷重 P で載荷した時の走行回数Ｎに換算する。次に輪荷重走行試験開始時のコンクリート強度 σ_{ck} を設計基準強度に補正し、P_{SX} を算出し、コンクリート強度を補正した走行回数 N を求める。さらに、この走行回数 N を式（2.2.1）の傾きを用いて階段載荷に換算する。また、床版厚の誤差についても、コンクリート強度と同様に、床版厚さに関係する中立軸、かぶり厚さおよび有効高さを補正した P_{SX} を算出し、補正する。

２）式(2.2.6)を適用する場合

$$\frac{P}{P_{S0}}=1-\frac{\log N}{11}$$

補正方法は、１）と同様に、まず各供試体の載荷荷重および走行回数を、式(2.2.6)の傾きを用いたマイナー則を適用し、一定荷重 P で載荷した時の走行回数 N に換算する。次に輪荷重走行試験開始時のコンクリートの f'_{cd} を設計基準強度に補正し、V_{cd} を算出し、コンクリート強度を補正した走行回数 N を求める。さらに、この走行回数 N を式（2.2.6）の傾きを用いて階段載荷に換算する。また、床版厚の誤差についても、コンクリート強度と同様に、床版厚さに関係する有効高さを補正した V_{cd} を算出し、補正する。

（２）構成部材の鋼構造物の疲労照査手法に準ずる場合

まず、試験条件と供試体の設計値の差異を考慮し、疲労照査手法と同様な方法により補正した着目部位の応力範囲を算出する。一例として、Ｂ１工法の場合においてコンクリートの圧縮強度を補正し、頭付きスタッドに作用するせん断応力を算出した結果を**表－2.4.1**に示す。

表－2.4.1　頭付きスタッドに作用するせん断応力の比較

			設計基準強度	圧縮強度試験結果
コンクリートの圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30.0	37.6
コンクリートのヤング係数	E_c	〃	28,000	28,800
ヤング係数比	n		7.500	7.292
作用せん断力	S	kN/m	59.2	59.2
荷重倍率（98kN）			1.0	1.0
荷重作用の分担率	k		0.5	0.5
鋼板の断面一次モーメント	Q	mm^3	727,400	731,700
床版の断面二次モーメント	I	mm^4	170,710,000	173,672,600
スタッドの断面積	A_s	mm^2	201.1	201.1
〃　の主鉄筋方向ピッチ	p_g	mm	250.0	250.0
〃　の配力鉄筋方向ピッチ	p_p	〃	250.0	250.0
〃　の配力鉄筋方向本数	n	本	4.0	4.0
〃　に作用するせん断応力度	$\Delta\tau$	N/mm^2	39.2	38.7
〃　の疲労強度	$\Delta\tau_f$	〃	50.0	50.0

ここで、補正前の応力と疲労寿命をσ_0およびN_0とし、補正後の応力と疲労寿命をσ_1およびN_1とすると、マイナーの線形被害則により次式が成立する。

$$N_1／N_0＝（\sigma_1／\sigma_0）^{-m} \qquad (2.4.1)$$

ただし、m＝1／k

ここで、kはS－N曲線の傾き

式(2.4.1)にN_0、σ_0およびσ_1を代入し、補正後の疲労寿命N_1を算出する。

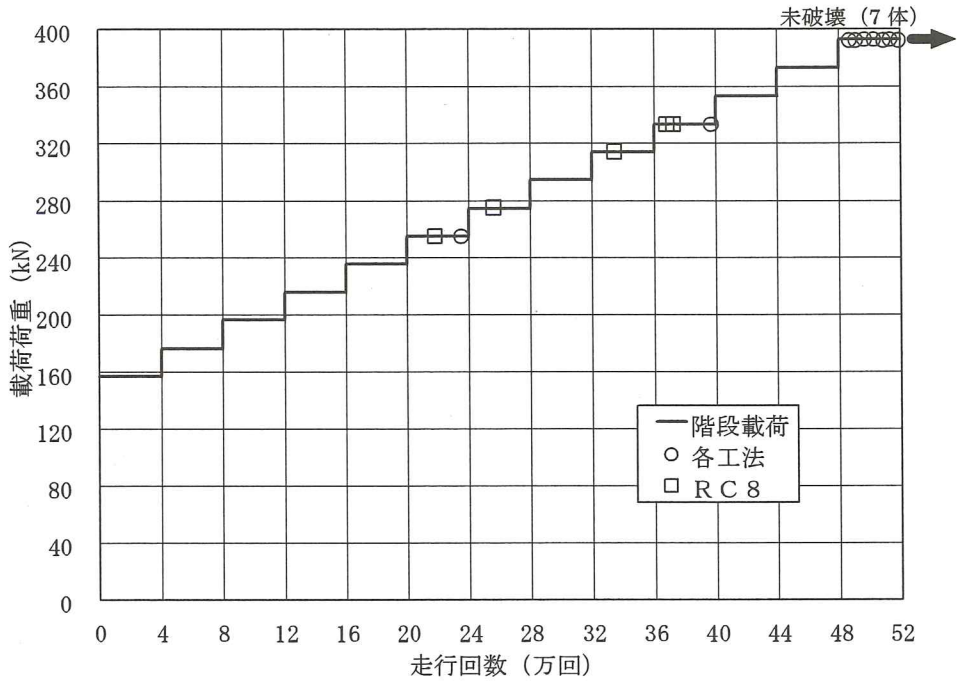
２．５　基準床版との相対比較

試験条件の補正を行った後の基準床版と各工法の試験結果の相対比較を**表－2.5.1、図－2.5.1** に示す。なお、基準床版であるＲＣ８は供試体６体の結果をまとめたものであり、補正後の載荷荷重は 255～333kN、走行回数は 21.8～37.3 万回である。

表－2.5.1　基準床版との相対比較

走行回数（万回）	基準床版 ＲＣ８	各工法の試験終了時の載荷荷重 (kN)									
0～4											
4～8											
8～12											
12～16											
16～20											
20～24	255									255	
24～28	275										
28～32					295						
32～36	314 未破壊										
36～40	333 破壊１体 未破壊２体	(333)									
40～44											
44～48											
48～52			392 未破壊	392 未破壊		392 未破壊	392 未破壊	392 未破壊	392 未破壊		392 未破壊
補正項目 コンクリート強度	○	○	○	○	○	○	○			○	○
補正項目 床版厚								○	○		
補正項目 その他											

注：（　）内は使用限界として鋼材の疲労亀裂発生に対応する荷重を示す。



図－2.5.1　基準床版との相対比較

３．その他性能評価

３．１ 耐荷力評価

今回の階段載荷による輪荷重走行試験では、多くの供試体が破壊までいたらなかったこと、また、過大な荷重下での繰返し載荷のため実際と異なる破壊モードとなった可能性があるため、試験で得られた結果から直接的に耐荷力を評価できない。そこで、床版支間3mに対して設計された各種供試体の曲げおよびせん断破壊に対する安全性という形で、耐荷力を評価する。**表－3.1.1** に設計での曲げモーメントとせん断力、試験で作用した最大の曲げモーメントとせん断力を示す。試験で作用した最大せん断と最大曲げモーメントは、FEM解析より試算した。

表より、試験で作用した最大曲げモーメントは、いずれの合成床版供試体でも設計曲げモーメントの2倍以上であり、設計曲げモーメントに対して2倍以上の曲げ耐荷力を有していることがわかる。せん断力に関しては設計せん断力が規定されていないため、試験で作用したせん断力を直接評価できないが、設計曲げモーメントの算出に用いる輪荷重100kN作用時のせん断力との比較では、各供試体とも3倍程度以上の耐荷力を有していることがわかる。これより、設計曲げモーメントに対して設計された供試体は、曲げとせん断に対して十分な安全性を有するといえる。

表－3.1.1　各種床版の耐荷力

	設計曲げモーメント M1 (kN･m/m)	試験での最大載荷荷重 (kN)	試験で作用した最大曲げモーメント*3 M2 (kN･m/m)	設計荷重レベル (100kN) でのせん断力*3 Q1 (kN/m)	試験で作用した最大せん断力*3 Q2 (kN/m)
ＲＣ８供試体	34.4*1	275	61.9	50	138
工法A	41.3*2	373	89.2	45	124
工法B3	34.4*1	314	71.0	50	158
工法C2	34.4*1	294	66.5	50	148
その他の工法	34.4*1	未破壊 (395以上)	88.6以上	50	198

*1：(0.12 L+0.07)P×0.8、P=100kN、L=3 m

*2：1.2×(0.12 L+0.07)P×0.8、P=100kN、L=3 m

*3：それぞれの荷重での橋軸直角方向の作用せん断力と曲げモーメント。FEMより試算。

３．２ たわみによる剛性評価

（１）活荷重たわみ

各床版タイプの静的載荷試験のたわみ値－走行回数の関係から、合成床版の疲労による剛性変化を調べる。

ここで、たわみ値は、各走行回数時の床版に初期載荷荷重157kNを静的に載荷したとして評価する。実験で得られた各たわみ値に以下の変換を行うことで、換算活荷重たわみを得ることが出来る。

$$\text{換算活荷重たわみ：}\ \delta a_{N1} = \frac{\text{弾性たわみ（}N\text{回）}\times 157kN}{\text{静的載荷荷重（}N\text{回）}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.1)$$

ここで、弾性たわみ(N回)：走行回数N回後の静的載荷による弾性たわみ（総たわみ－残留たわみ）
静的載荷荷重(N回)：走行回数N回の静的載荷の荷重値

各供試体におけるδs_Nの値の変化の状況を**図－3.2.1**に示す。各供試体の換算たわみの性状を、基準床版であるＲＣ８供試体のたわみ性状と比較すると以下の３タイプに分類することができる。

分類 a：最終走行時まで破壊せず、ＲＣ８供試体より剛性の低下が小さい（換算たわみ－走行回数の関係の傾きが小さい）。6mm以上の底板をずれ止めによりコンクリートと一体化させたものであり、ほとんどの合成床版はこの分類に属する。

分類 b：剛性の低下はＲＣ８供試体より小さいが、最終走行時以前で破壊したもの。底板が薄いタイプであり、主にコンクリート内に埋め込んだ鋼主部材をコンクリートと合成させることで剛性を確保する。

分類 c：剛性の低下および破壊に至った走行回数がＲＣ８供試体と同程度のもの。ＲＣ床版と同等の耐久性をねらい、他の合成床版供試体やＲＣ８供試体より床版厚を薄くしている。

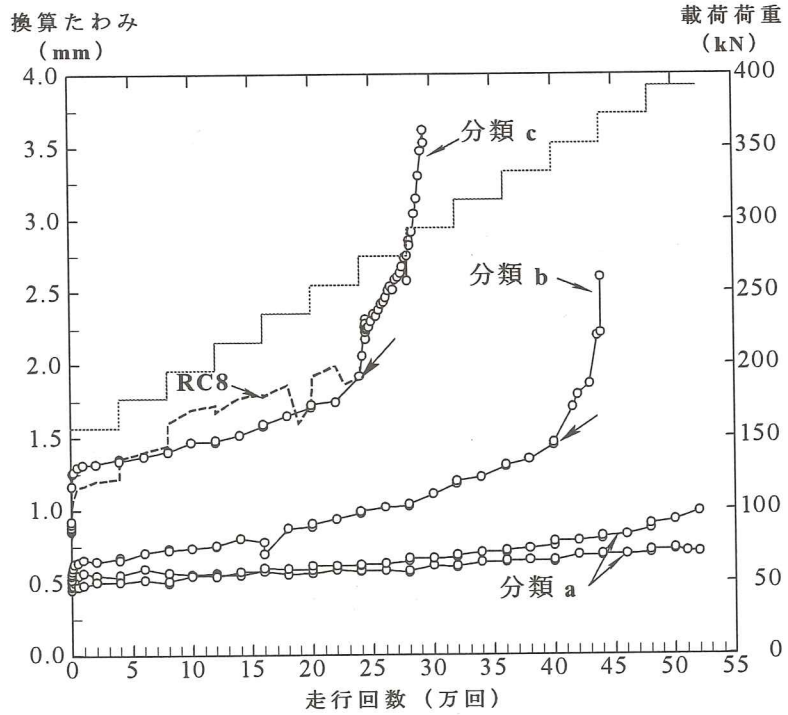
図－3.2.1より、分類a、b、cの供試体のいずれも走行回数4万回までの初期の段階ではほぼ一定の換算たわみを示す。分類b、cは、その後、走行回数が増すと24万回程度までほぼ線形的に換算たわみが増加する。ただし、走行回数4万回以後は、載荷荷重が実交通の輪荷重より大きいことから、通常のそれぞれの床版劣化パターンとは異なった損傷を受けている可能性がある。100kN～160kNという実橋レベルの荷重でのたわみは、載荷荷重157kN、走行回数4万回までの値といえる。走行回数4万回までの換算たわみは、分類a、b、cの順に大きくなるが、分類a、bはほぼ同じ換算たわみ値を示し、分類cは分類a、bの約2倍である。ＲＣ８供試体との比較では、分類cはほぼ同等、分類a、bは約1/2である。分類cの換算たわみが大きいのは、ＲＣ床版と同等の耐久性をねらい、分類a、bより床版厚を薄くしたためである。走行回数4万回まで分類a、b、cの供試体の換算たわみが一定であるのに対して、ＲＣ８供試体は走行回数の増加とともに換算たわみが増加している。このことから、実橋レベルでの荷重では、分類a、b、cはＲＣ８供試体よりも走行回数に対する疲労損傷の進行が遅いことがわかる。

分類aの供試体は、走行回数の増加に対して剛性の低下が非常に小さく、また、最終走行回数52万回時での換算たわみも1mm程度である。今回の階段載荷における過大な荷重が剛性に与えた影響は小さいといえる。理由として、コンクリート合成床版の特徴である底板により、床版下側の引張り応力作用部分のコンクリートのひび割れが制限されることが考えられる。載荷時に一端ひび割れが生じても、底板のひずみが弾性域にある限り除荷時にはひび割れは閉じることでコンクリートの劣化がおさえられる。分類aのコンクリートと底板間のずれ止めは、載荷終了時にも機能を有していると考えられ、ずれ止めの耐久性を確保すれば合成床

版の剛性低下を小さくすることができると考えられる。

分類ｂは、走行回数24万回程度までは換算たわみ曲線の傾きは小さい。走行回数24万回までの換算たわみ曲線の傾きが分類ａより大きいのは、底板が薄いため、下側コンクリートひび割れの抑制作用が分類ａより小さいためと考えられる。ただし、走行回数24万回における分類ｂの換算たわみは、初期時の換算たわみの約1.9倍であり、ＲＣ８供試体の走行回数24万回における換算たわみが初期時の換算たわみの約2.5倍であることから、ＲＣ８供試体に比べて剛性を保持する機能は十分大きい。この分類の供試体は、さらに走行回数と載荷荷重が増加すると底板とコンクリートの付着切れが進み、初期換算たわみの約2.8倍の換算たわみで鋼材が降伏し破壊した。今回の載荷荷重は通常の車両荷重に比べて過大であったために鋼材の局部的な破壊が全体の破壊へと進んだ。通常の荷重載荷状態では鋼材の局部的な降伏は起こらず、また、底板に発生する応力も小さくコンクリートひび割れを抑える機能も長く維持すると考えられることから、通常の荷重下では今回の実験結果以上の剛性保持機能を有することが期待できると考えられる。

分類ｃの走行回数4万回以後の換算たわみの増加は、ＲＣ８供試体とほぼ同程度である。分類ｃは、走行回数24万回程度で損傷が進み換算たわみが急増するが、ＲＣ８供試体が走行回数25.5万回でコンクリートの押抜きせん断による脆性的な破壊を起こしたのに対して、分類ｃはＲＣ８供試体の破壊時の換算たわみの2倍近いたわみとなっても抜け落ち現象は見られず、合成床版の破壊時の特徴を示しているといえる。



（注）→：たわみ急変点

図－3.2.1 換算活荷重たわみと走行回数の関係

（２）残留たわみ

次に、残留たわみ量に関する評価を行った。残留たわみは、各走行回数での除荷時のたわみ値として表される。

$$\delta r_{N1} = \delta_{N:\text{除荷時}} \quad \cdots\cdots\cdots\

底板の剥離を確認することは可能である。合成床版の場合、底板とコンクリートがずれ止めにより結合されているため、剥離が生じた場合でも剛性にほとんど影響はないものと考えられる。ただし、ずれ止めの剛性が低下するとき、ずれ止め近傍に剥離が生じることも考えられるので、剥離位置、範囲を十分調査する必要がある。また、上面からの雨水が浸透した場合、剥離が生じているとその部分に滞水しやすくなり、底板が腐食する可能性があるため、特に、底板を合成断面に算入するのでは床版上面に防水層を施すなどの配慮が必要である。

ここで、今回の合成床版での底板とコンクリートとの合成に関して、以下の３種類に大別した。

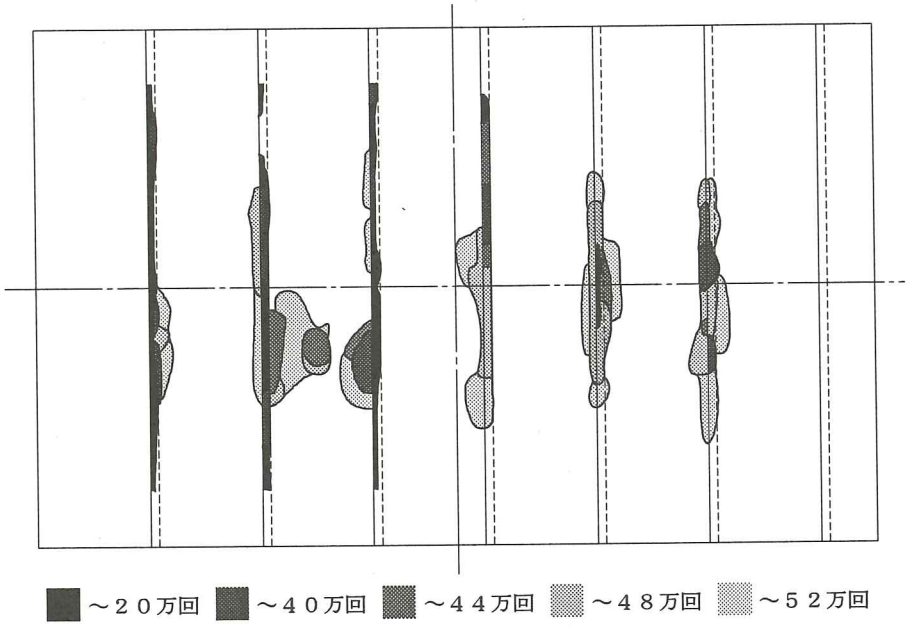
ｉ）底板を断面に算入しないもの

ii）底板とコンクリートをずれ止めにより合成するもの

iii）底板とコンクリートを、ずれ止めに加えて底板とコンクリートとの付着も期待するもの

これらのうち、タイプiii)については、ほとんど最終段階まで剥離が生じないが、タイプｉ)、ii)では走行回数の４万回程度の早い段階で剥離が生じるものも見られた。しかし、今回の試験は、392kN までの階段載荷であり、実際の交通荷重よりもかなり大きい荷重を載荷しているため、剥離を評価する際には荷重レベルについて考慮する必要がある。

図－3.3.1 にタイプiii)の底板とコンクリートの剥離状況を調べた結果の一例を示す。この図より載荷終了まで大きな剥離は生じていないことが確認できる。しかし、353kN、40 万回以降の剥離が若干多い傾向が見られる。これは、荷重が通常の荷重と比べかなり大きいことに起因するものと思われる。剥離している領域がひろがっていることで床版の劣化の進行が推定できると考えられる。床版の剥離領域を把握することは上記の理由から維持管理上の意義があると考えられる。



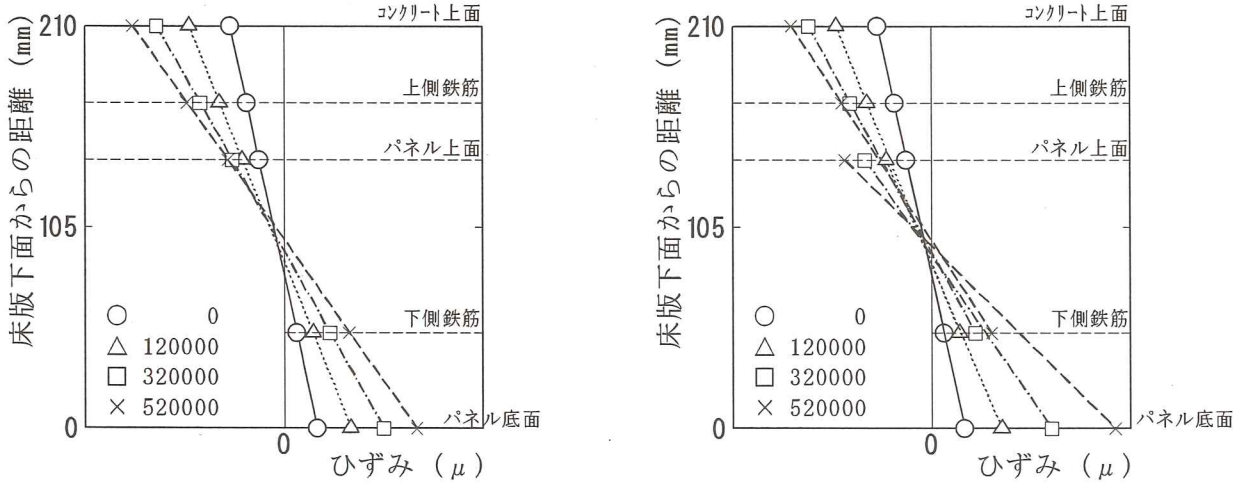
図－3.3.1　底板とコンクリートの剥離の一例

（2）中立軸位置によるコンクリート内部のひび割れの推定

床版のひび割れ状況を確認する方法として、断面内の維ひずみ分布により推定する方法が考えられる。

これは、同一位置の断面内に貼付したひずみゲージ等により、その断面でのひずみ分布を調べ、このときの中立軸位置と、計算上の中立軸と対比する事によりひび割れがどの程度まで生じているかを推定する方法である。

図－3.3.1に断面内維ひずみ分布の一例を示す。タイプａの場合、断面内でひずみは直線分布している。このような場合、断面内の中立軸位置によりひびわれ量を推定する事が可能である。一方、タイプｂでは、ひずみ分布にずれが見られる。これは、底板とコンクリートの剥離等により、パネル部とＲＣ部がずれ止めにより弾性結合された挙動をすることに起因するものと考えられ、中立軸を算定する際は注意が必要である。また、載荷部ではコンクリート上面のひずみは計測できないうえ、合成床版では底板を抵抗断面とし下側鉄筋を省略しているものが多いため、断面内のひずみ分布がわかりにくいので十分な検討が必要である。



図－3.4.1　走行回数毎の断面内ひずみ分布

３．４　継手部の評価

（１）継手構造の分類

今回試験を行った合成床版の継手構造を分類すると、鉄筋の重ね継手（6床版）、高力ボルト摩擦接合継手（3床版）、高力ボルト引張接合継手（1床版）、およびスタッドボルト継手（1床版）の4種類である。合成床版の試験体数は10体であるが、1つの床版に2種類の継手を設けているものがあるため、上記（　）内の床版の合計は11体となっている。

（２）継手部と一般部との構造一体性

図－3.4.1に床版の弾性たわみを157kNに換算（以下、換算弾性たわみという）して、橋軸方向の分布を各種類ごとに代表して示す。同図は破壊に至らなかった床版のデータであるが、いずれのタイプも、継手部のたわみが局所的に大きくなる傾向は見られない。今回の試験においていずれの継手構造も剛性が一般部に比べて低下せず、一般部との構造一体性が保持されたものと評価できる。

（３）継手部の耐久性

継手部の疲労耐久性について、疲労損傷の蓄積に伴う現象と考えられるコンクリートひびわれや、鋼材の残留ひずみ、底板継目の残留開閉量等に着目して検討する。

試験にて破壊に至った合成床版は3体であったが、全て継手部以外の位置で破壊に至っている。これらの継手構造は、高力ボルト摩擦接合継手と鉄筋の重ね継手である。高力ボルト摩擦接合継手の場合は、床版が破壊するまで継手部には外観上変状が見られなかった。

破壊に至らなかった床版については、実験途中でコンクリートにひび割れが発生したものがあるが、そのひび割れは継手部には発生せず一般部に発生した。

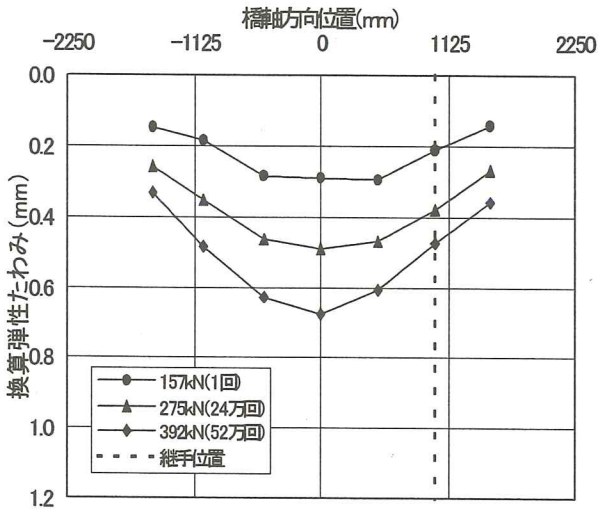
図－3.4.2に継手部鉄筋の残留ひずみと走行回数の関係、または底板継目の残留開閉量と走行回数の関係を、各種類ごとに代表して示す。

底板継目の残留開閉量が最も大きかった場合について見ると、スタッドボルト継手の場合で0.095㎜程度である。この値は通常では起こり得ない392 kNの荷重を作用させた段階での除荷時におけるものであり、非常に過酷な条件の試験結果である。設計活荷重が100kNであること、また、ＲＣ床版およびＰＣ床版におけるコンクリートひび割れ幅の許容値が0.1～0.2㎜であることを考慮すると、十分に小さな値であると評価できる。

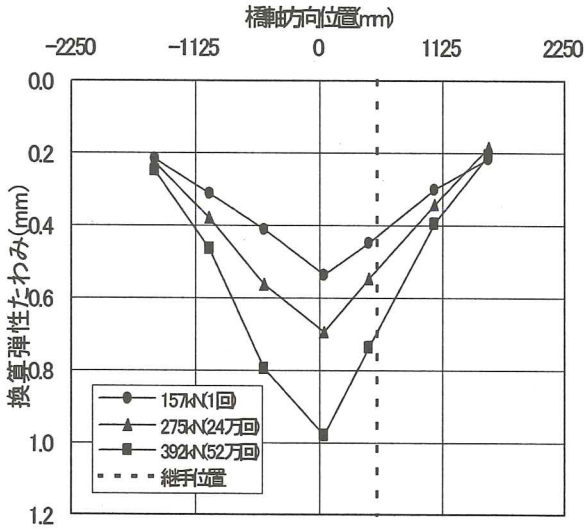
鉄筋重ね継手の残留ひずみについて見ると、ほぼ圧縮側のひずみで推移しており、試験終了時でも-153 μ 程度、応力度に換算して32N/㎟程度である。ＲＣ床版およびＰＣ床版におけるコンクリートの許容ひび割れ幅に対するひび割れ位置での鉄筋応力度が110～230N/㎟程度であることに比べて十分に小さな値である。

もとより合成床版の継手には底板継目板が設けられており、底板の防食が維持されれば床版下面でコンクリートが露出することはないので、継手部コンクリートの中性化等の問題はほとんど生じない。

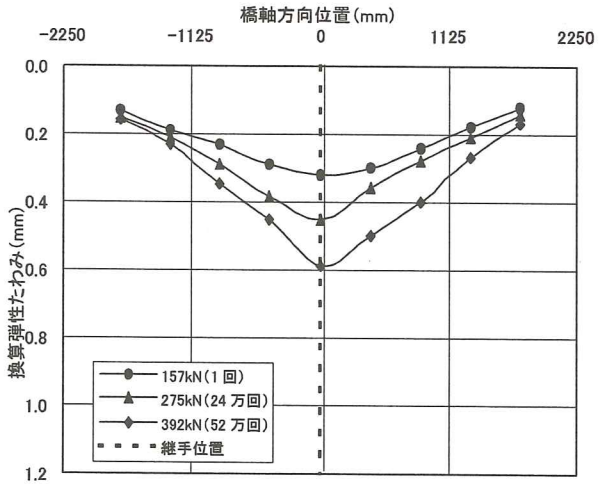
以上から、今回の試験で扱った床版の継手構造に関しては一般部と比べて耐久性の面で弱点とならないと考えられる。



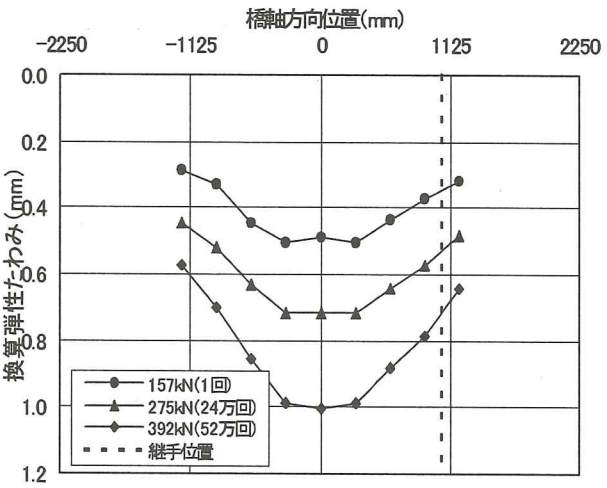
a) 鉄筋継手



b) 高力ボルトによる摩擦接合継手

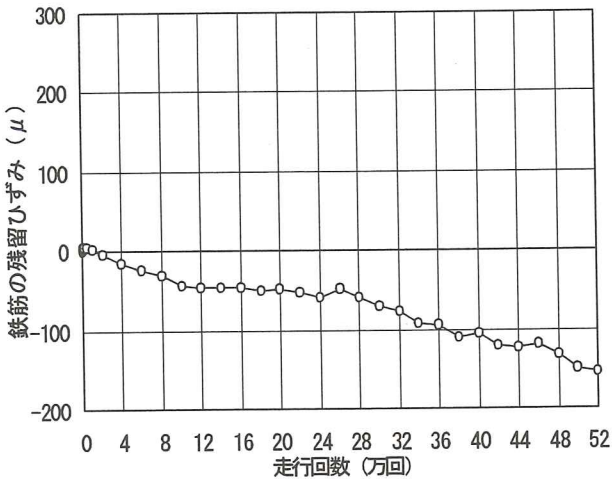


c) 高力ボルトによる引張接合継手

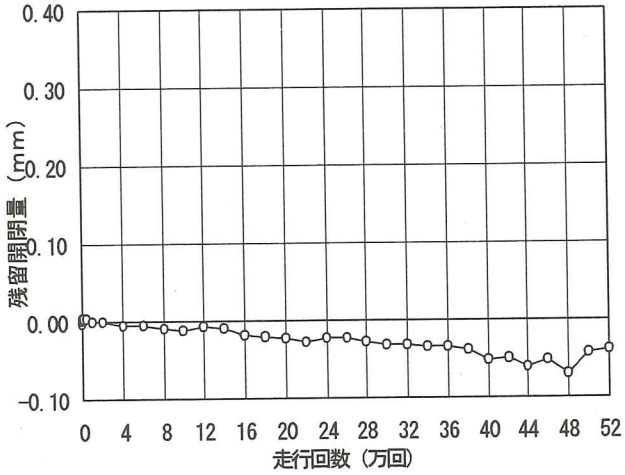


d) スタッドボルト継手

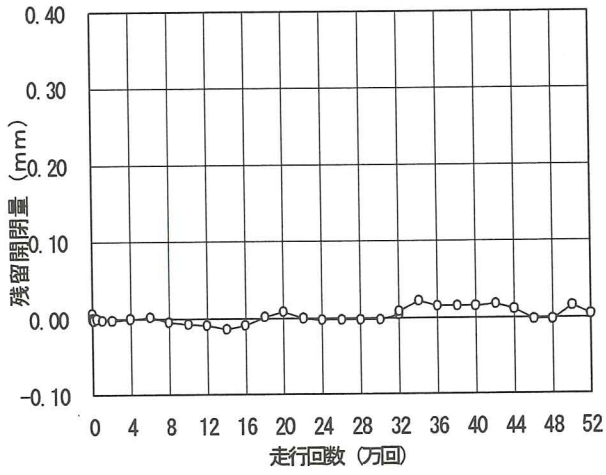
図－3.4.1 各継手構造の橋軸方向の換算弾性たわみ分布



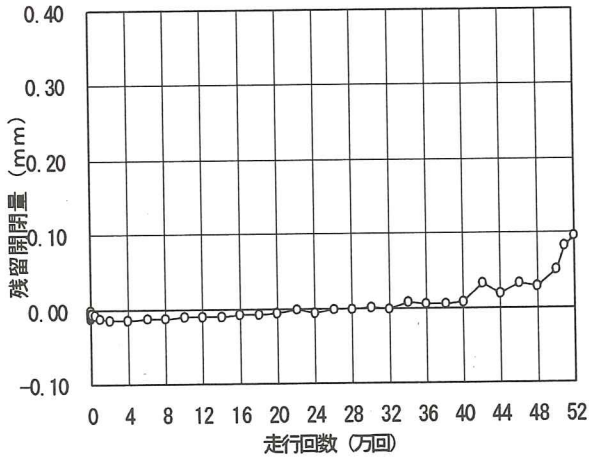
a）鉄筋重ね継手



b）高力ボルトによる摩擦接合継手



c）高力ボルトによる引張接合継手



d）スタッドボルト継手

図－3.4.2 各継手構造の継手部挙動（ひずみ、あるいは開閉量）の残留成分と走行回数の関係

4．疲労耐久性試験手法に関する留意事項

4．1　試験方法に関する事項

（1）載荷荷重について

1）載荷荷重の大きさ

階段載荷による輪荷重走行試験では、載荷の初期から設計活荷重の1.6倍にあたる荷重を載荷し、載荷の終盤においては設計活荷重の4倍という大きな荷重が載荷される。

大きな荷重が載荷される場合の評価としては、

①設計活荷重レベルの載荷では小さなひび割れが分散して発生し除々に進展するが、大きな荷重を載荷すると実際とは異なるひび割れ状況を呈することが考えられ、鋼材の疲労現象が支配的となる場合や界面の付着が問題となる下面補強の場合は、実際と異なる破壊モードになっていないか注意する必要がある。

②階段載荷は大きな荷重でひび割れの発生状況、疲労耐久性が決まってしまうことから、100～160kNという設計荷重レベルでの評価を困難にしてしまう危険性がある。設計荷重レベルでの評価を行うためにマイナー則を適用した場合、階段載荷では大きな荷重の影響が非常に大きくなるので、構造物の疲労耐久性を過小に評価する恐れがある。そのため、一つの手法として鋼部材に対して疲労照査3)を行うことが考えられる。

③過大な試験荷重には耐えられずに鋼部材がコンクリートと剥離してしまうことや、主部材が部分降伏することがある。このような構造系の変化に伴いコンクリートのひび割れ進展と剛性低下が起こり、鋼部材の荷重負担が相対的に急増して疲労破壊が早まることが考えられる。

以上のことから、合成床版は、階段載荷による輪荷重走行試験により、破壊メカニズムの確認と載荷荷重レベルに留意が必要である。

2）衝撃について

衝撃の影響が大きいと、輪荷重走行試験における床版の疲労耐久性は低下することが考えられる。従って、供試体製作時に床版上面の仕上げには十分注意をする必要がある。

（2）供試体の支点構造

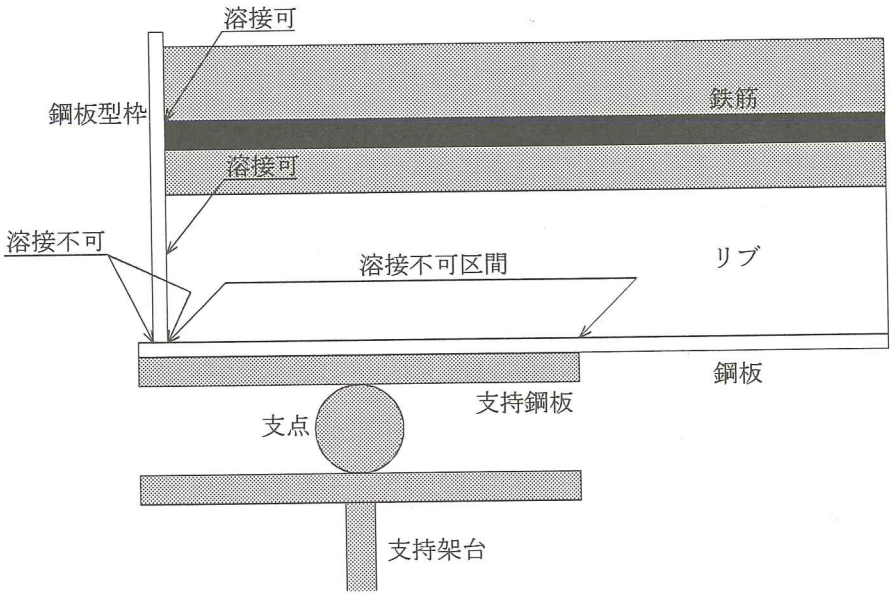
供試体を支持する支点部分については、構造詳細の違いが試験結果に与える影響を無視できないことが予想される。このため、供試体の支点構造については、実際の床版の構造詳細にできるだけ近い構造を採用することを目的として、以下のような対処方法を採用した。

1）支持鋼板上の処理

実際の床版において、支持桁の上フランジ上の全般に鋼板を延長しない場合は、**図－4.1.1** に示すように支持鋼板上の鋼板とリブを溶接しないとともに、支持鋼板上の鋼板にずれ止めを配置しないものとした。また、上記の構造を採用しない場合は、支持鋼板上において鋼板を連続させない構造を採用するものとした。

2）鋼板型枠の処理

供試体の側面にコンクリートの型枠として鋼板型枠を設置する場合は、**図－4.1.1** に示すように鋼板型枠と鋼板を溶接しないものとした。なお、実際の床版において、支持桁上でリブおよび鉄筋が連続する場合は、鋼板型枠とリブおよび鉄筋を溶接してもよいものとした。



図－4.1.1　供試体の支点構造

4．2　試験条件のバラツキを考慮した試験結果の補正に関する事項

（1）使用材料の強度

1）コンクリート強度の影響

鉄筋コンクリート床版は、コンクリートの押し抜きせん断により破壊することが知られており、鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断強度はコンクリート強度に大きな影響を受ける[1)]。そのため、コンクリート強度のばらつきは鉄筋コンクリート床版の疲労耐久性に大きな影響を与える。

一方、合成床版については、鋼部材とコンクリートを機械的なずれ止めによって一体化させた構造であり、コンクリート、鋼部材、およびずれ止めのうち最も疲労耐久性の低い部位から疲労損傷が生じると考えられる。コンクリート強度の疲労耐久性に与える影響は、鉄筋コンクリート床版と比較して緩和されていると考えられる。そのため、コンクリート強度が合成床版の疲労耐久性に与える影響については、合成床版の各部位ごとに考えられる影響を検討することとした。

2）混和材料の影響

一部の工法では、乾燥収縮によるひび割れを抑える目的で膨張材を使用している。

膨張材を使用した供試体では、未破壊で試験を終了した後にもひび割れの発生がほとんどなく、膨張材によるひび割れ抑制が疲労耐久性の向上に効果があるものと考えられる。乾燥収縮以外にも複数の要因を考慮しなければならないが、他の未破壊供試体のひび割れ性状と比較して、膨張材を使用した供試体はひび割れが

少なかった。

（2）供試体の寸法

1）供試体寸法の誤差が床版の疲労耐久性に及ぼす影響

多くの合成床版は、支持桁上に架設後、コンクリートを打設するため、コンクリートの自重により、供試体中央部ではたわみが発生する。供試体製作時には、寸法の管理に注意が必要である。輪荷重走行試験を行う供試体の疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）において、床版の厚さ等が設計値より厚くなった場合、試験結果を補正する必要が生じる。

今回、試験を行った供試体の床版厚さの測定値は、設計値に対して最大＋15mm、最小－9mm であった。寸法の誤差を考慮した試験結果の補正は、適切な方法により行う必要がある。

その他、寸法に関する留意点を以下に述べる。

鋼材の位置は、設計で指定された位置に正確に配置しなければならない。鋼材の有効高さおよび配置間隔の誤差が、床版コンクリートおよび鋼材の応力度に及ぼす影響は大きい。特に、鋼材の有効高さが不足した場合は、コンクリートおよび鋼材の応力度増加が著しく、疲労耐久性に影響を及ぼすため、配筋にあたっては精度の確保に十分注意しなければならない。

2）構成部材の設計寸法が床版の疲労耐久性に及ぼす影響

今回、試験を行った供試体と比較し、コンクリート厚さや鋼材の寸法・配置方法が異なった場合、疲労耐久性は大きく異なることが考えられる。

RC 床版の場合、床版の厚さが厚くなると、疲労耐久性は向上する。合成床版でも同様に疲労耐久性は向上することが考えられる。本共同研究では、床版厚さは 16.2～23.0cm の範囲であったが、例えば、床版の厚さを現行道示のＲＣ８供試体と同等の 25.0cm にした場合、各工法の床版の疲労耐久性はさらに向上することが考えられる。

したがって、合成床版を構成するコンクリートの厚さや鋼材の寸法・配置間隔等は、要求性能に応じた疲労耐久性、施工性、経済性等を検討し、適切に設計する必要がある。

5．まとめ

道路橋床版に適用する合成床版の疲労耐久性評価手法について、階段載荷による輪荷重走行試験を行い、以下の事項について検討した。

①基準床版との相対比較による疲労耐久性評価

・破壊時走行回数（荷重）について試験条件を考慮した補正方法を検討

・構成部材（鋼部材）についての疲労照査手法を検討

②その他性能評価

・輪荷重走行試験の測定データを用いて、耐荷力、たわみ（剛性）、ひび割れを評価する方法を検討

③疲労耐久性試験手法に関する留意事項

・試験方法として、載荷荷重および供試体の支点構造に関する留意事項を取り上げ、特に、載荷荷重の大きさについては、合成床版の形式によっては過大な荷重によって構造系が変化して実際と異なる破壊モードを生ずることがあり荷重の増加の影響を受けると考察した。

・試験条件のバラツキに関する留意事項を取り上げ、特に、コンクリートの強度および床版厚については、設計値との誤差を考慮して試験結果を補正する必要があると考察した。

今後の課題として以下の事項が考えられる。

①疲労耐久性試験方法について

・荷重の増加の影響を受ける床版については載荷荷重の大きさの上限値

②合成床版のコンクリート部に対する疲労照査手法

③ずれ止めに関する適切な疲労寿命曲線の設定

＜参考文献＞

1)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、Vol9、No.2、pp.627-632、1987年7月

2)園田恵一郎・堀川都志雄：輪荷重の反復作用下での道路橋ＲＣ床版の低サイクル疲労特性、土木学会論文集、第390号／Ｖ-8、pp.97-106、1988年2月

3)（社）日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993年4月

4)（社）土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物　平成９年版

5)前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式、土木学会論文集、第348号／Ｖ－１、pp.133-141、1984年8月

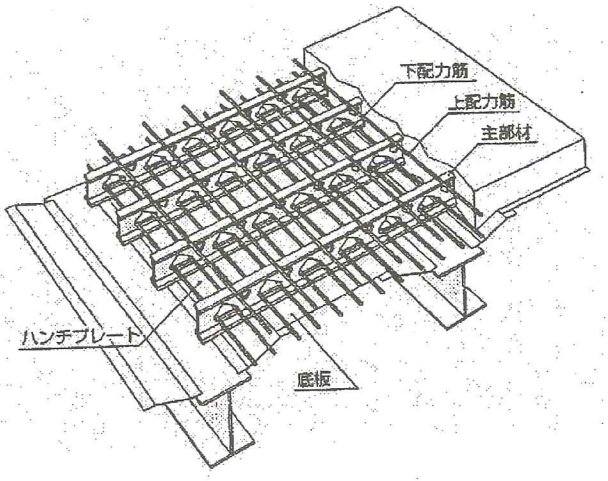
６．工法個別の評価

６．１　Ｉ形鋼格子床版

（１）概要

１）供試体の概要

Ｉ形鋼格子床版は、構造的にＩ形鋼と異形棒鋼を交差配置した鋼格子骨組みとコンクリートとの合成床版である。鋼格子骨組みの下面に型枠用鋼板を溶接したプレハブパネルが型枠支保工を兼ね、一般的ＲＣ床版と比べ仮設工事の削減による安全施工と工期短縮、床版厚の低減による死荷重軽減のメリットがある。



図－6.1.1　Ｉ形鋼格子床版の概要

①試験の着目点

本床版の疲労耐久性は既往の研究[1)2)]により、

・コンクリートがＩ形鋼に拘束されて抜け落ちずにＩ形鋼の疲労破断により終局状態に至ること、

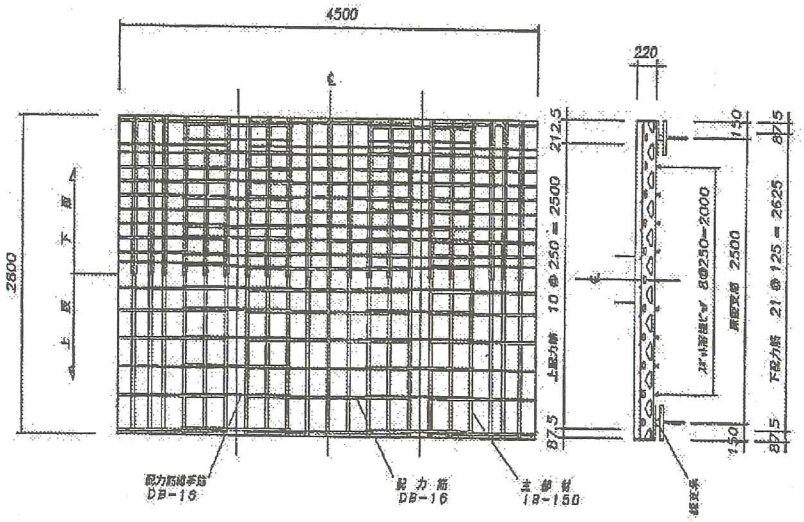
・配力筋を通すためＩ形鋼のウェブに打ち抜いた孔（パンチ孔）部に疲労亀裂を生じ、載荷繰り返しに伴いその亀裂が下側フランジに進展することにより最終的にＩ形鋼が破断に至ること、

・製作・輸送上パネルの形状保持のためにＩ形鋼と配力筋がある間隔で交点溶接されているが、下配力筋はパンチ孔隅角部で交点溶接されるため、この部分が特に弱点となること、が指摘されている。

本試験では、Ｉ形鋼と下配力筋の交点溶接部に着目し、床版中央の静的載荷点直下に位置するＩ形鋼については下配力筋との交点を全点溶接した。また、設計上非強度部材である底板がどの程度寄与しているかについても調査を行うこととした。

②供試体概要

供試体の設計概要を**図－6.1.2**、**表－6.1.1**に、寸法諸元・材料試験結果を**表－6.1.2**に示す。床版の設計は鋼道路橋設計便覧[3)]に基づき、床版の異方性を考慮した設計曲げモーメントに対して、Ｉ形鋼のパンチ孔部分、引張側コンクリートならびに底板を無視した断面計算により、配筋量を決定する。プレハブパネル間の継手は輪荷重走行範囲に２箇所配置した。



（単位：mm）

図－6.1.2　供試体の概要図

表－6.1.1　設計概要

項　目	内　容	
設計条件	床版支間３ｍの連続版、Ｂ活荷重、大型車日交通量2000台以上	
設計荷重	主部材方向の曲げモーメント	合成前(M1)= 5.15 kN･m/m、合成後(M2)=44.20 kN･m/m
	配力筋方向の曲げモーメント	合成後(M3)=24.01 kN･m/m
設計応力度（n=15）	Ｉ形鋼	圧縮縁 34.8 N/mm^2、引張縁 123.1 N/mm^2（活荷重分 105.3 N/mm^2）
	配力筋	圧縮縁 7.5 N/mm^2 、引張縁99.2 N/mm^2
	コンクリート	主部材方向圧縮縁 5.0 N/mm^2、配力筋方向圧縮縁4.3 N/mm^2

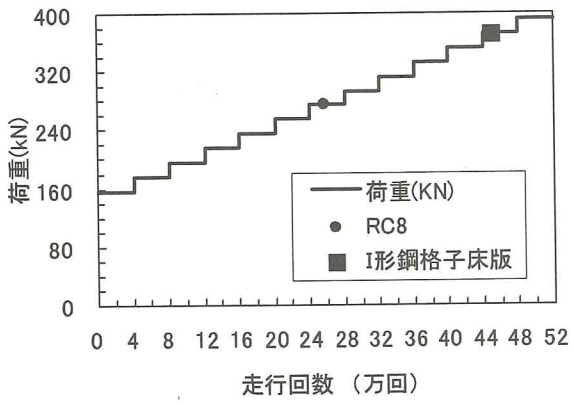
表－6.1.2　供試体諸元と材料試験結果

供　試　体　諸　元		材　料　試　験　結　果		
供試体寸法	幅2.8ｍ×長4.5ｍ×厚22cm	項目	公称値 (N/mm^2)	実験値 (N/mm^2)
床版支間	2.5ｍ（単純版）			
Ｉ形鋼	SS400、Ｉ-150@220mm	降伏点　σy	245以上	374.6
		引張強さ　σ_B	400～510	434.6
配力筋	SD295A、上側D16@250mm、下側D16@125mm	降伏点　σ_y	295以上	374.2
		引張強さ　σ_B	440～600	550.1
底板	SGCC、1mm	降伏点　σ_y	205以上	252.7
		引張強さ　σ_y	270以上	331.1
コンクリート	普通、σ_{28}=24 N/mm^2	圧縮強度	24以上	43.1
		弾性係数　E_c		3.04×10^4

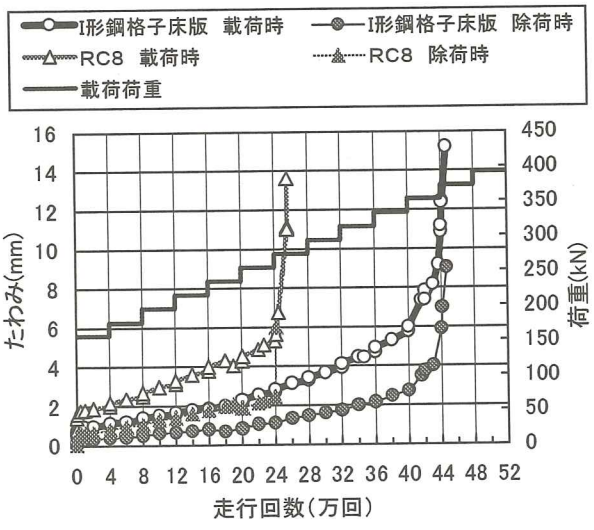
２）試験結果の概要

①階段載荷における破壊時走行回数

載荷荷重・走行回数の関係を図－6.1.3に、たわみ～走行回数の関係を図－6.1.4に基準床版の結果とあわせて示す。Ｉ形鋼格子床版のたわみは、載荷時、除荷時とも荷重と走行回数の増加につれて漸増する傾向にあるが、その絶対値はＲＣ８供試体（25cm厚）の概ね半分程度と小さい。走行回数40万回（353kN）以降繰り返し載荷に伴うたわみの増加率が増え始め、走行回数43万回程度から更に増大した。最終的に走行回数45万回（373kN）で変位計測が不可能になり試験を終了した。



図－6.1.3 走行回数と載荷荷重の関係

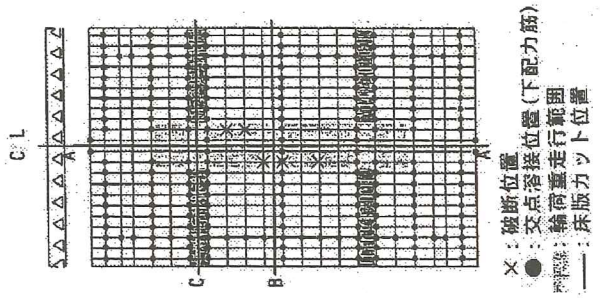


図－6.1.4　床版中央たわみと走行回数の関係

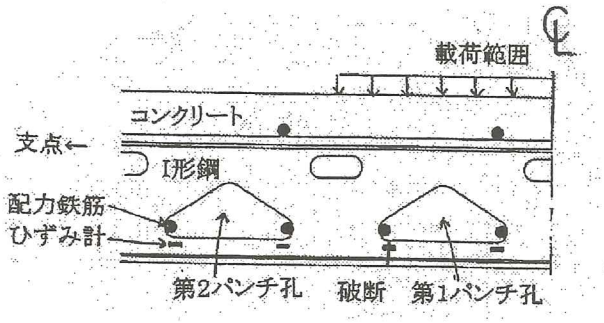
②破壊形態

a）疲労破壊モード

輪荷重走行試験後に解体調査を行ったが、I形鋼について図－6.1.5～6に示すように載荷点直下から支点側に第1番目のパンチ孔（第1パンチ孔と呼ぶ）の支点側隅角部で疲労亀裂が発生し、それが下フランジまで進展し破断していた。破断は配力筋との交点溶接がある中央のI形鋼に1箇所、交点溶接のないI形鋼4本に各1箇所生じていた。他のパンチ孔では亀裂は認められなかった。



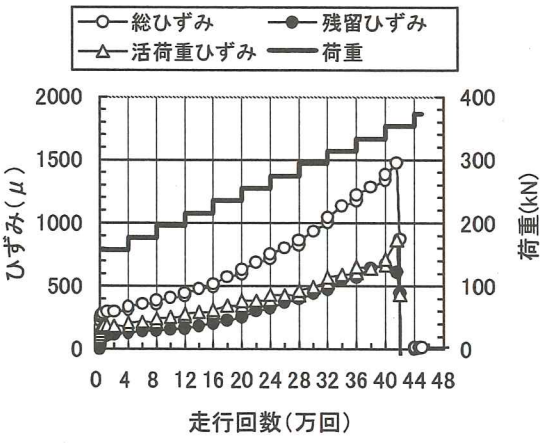
図－6.1.5　I形鋼の破断位置（平面）



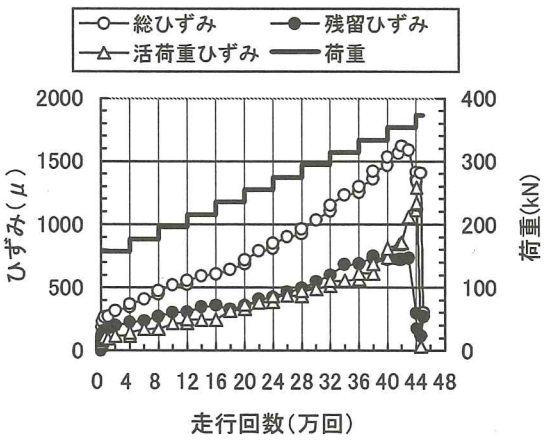
図－6.1.6　I形鋼の破断位置（断面）

b）着目点（パンチ孔隅角部）のひずみ

床版中央に配置されたI形鋼パンチ孔支点側隅角部近傍（パンチ孔下6mm）のひずみについて、破断した第1パンチ孔と亀裂のない第2パンチ孔の測定結果を図－6.1.7～8に示す。両図より第1および第2のパンチ孔のひずみは載荷時（総ひずみ）、除荷時（残留ひずみ）とも載荷の進行につれて漸増するが、走行回数42万回（353kN）段階で急変した。第1パンチ孔の活荷重ひずみ（載荷時－除荷時）は走行回数42万回段階で急減したが、同段階で第2パンチ孔の活荷重ひずみの変化は殆どなく、走行回数 43 万回段階で急増した。走行回数42万回段階以降のひずみ急変は第1パンチ孔の急変の影響と考えられる。



図－6.1.7　第1パンチ孔近傍ひずみ
（IW19 破断位置）



図－6.1.8　第2パンチ孔近傍ひずみ
（IW23 亀裂なし）

③ひび割れ

床版上面のひびわれは、走行回数 20 万回（235kN）までは発生せず、走行回数 24 万回時点で支点側において支間方向ひびわれが 1 箇所発生し、走行回数 30～34 万回にかけて、支点側から支間方向ひびわれが 7 箇所発生した。走行回数 40 万回時点で既に発生したひび割れが中央側進展するとともに新たに支間方向ひびわれが 2 箇所発生した。走行回数 44 万回時点で支点側から中央側に支間方向ひびわれが多数発生した。

④底鋼板のはがれ

底板はＩ形鋼にスポット溶接により取り付けられているが、走行回数 8～10 万回で支間中央部のスポット溶接部において剥離を生じた。

（2）疲労耐久性評価

1）Ｉ形鋼格子床版の疲労耐久性評価手法

Ｉ形鋼格子床版については、コンクリートがＩ形鋼に拘束されて抜け落ちずにＩ形鋼の疲労破断により終局状態に至ることから、鋼構造物の疲労照査法に準じた評価を行う。

①構成部材の着目点

Ｉ形鋼の疲労亀裂は、曲げモーメントによる軸方向応力 σ_M とせん断力による二次曲げ応力 σ_Q の合成応力が最大となるパンチ孔隅角部に生じる。従って、Ｉ形鋼パンチ孔隅角部を疲労照査着目点とする。

②疲労寿命曲線（Ｓ－Ｎ曲線）の提示

a）Ｉ形鋼の疲労亀裂発生点の応力表現式

Ｉ形鋼の疲労亀裂発生点の応力表現式として式（6.1）が提案されている。

$$\sigma_x = \alpha \frac{Y_W \mathrm{M}}{I_V} + \beta \frac{y_W}{I_t} \frac{A_S}{\left(B \frac{X_n}{n} + A_S\right)} \frac{I_{tl}}{(I_{tl} + I_{tu})} l_1 \mathrm{Q} \qquad (6.1)$$

ここに、Ｍ：曲げモーメント、Ｑ：せん断力（Ｉ形鋼１本当たり）

α，β：パンチ孔形状による応力集中係数

Ｙｗ：合成断面の中立軸から着目点までの距離

Ｉｖ：Ｉ形鋼１本当たり鋼換算での合成断面の断面２次モーメント

Ｂ：コンクリートの梁幅（Ｉ形鋼間隔）

Ｉｔ：着目点における引張側Ｔ断面部分の断面２次モーメント

Ａｓ：せん断力による二次曲げモーメントの変曲点を通る断面におけるＩ形鋼だけの断面積

Ｘｎ：コンクリートの有効厚（床版圧縮縁より中立軸までの距離）

ｎ：鋼とコンクリートの弾性係数比（Ｅｓ／Ｅｃ）

I_{tl}：開口部の中央部分の引張側Ｔ断面部分の２次曲げモーメント

I_{tu}：開口部の中央部分の圧縮側Ｔ断面部分の２次曲げモーメント

l_1：開口部引張側Ｔ断面部分の２次曲げスパン

ｙｗ：着目点をとおる引張側Ｔ断面の中立軸から着目点までの距離

b）疲労寿命曲線（S－N曲線）

Ｉ形鋼単体の疲労試験結果から疲労寿命曲線（S－N曲線）が提案されている。応力範囲は亀裂発生点のものであり、繰り返し回数は亀裂が発見されるまでの載荷回数である。なお、応力範囲は、ＦＥＭ解析より求めたゲージ貼付位置とパンチ孔隅角部の応力関係を用いて、実測ひずみより得られたゲージ貼付位置応力から亀裂発生点での応力を推定している。Ｉ形鋼（Ｉ-130、150）の疲労試験データを図－6.1.9 に示す。これら全てのデータ対象として最小２乗法を適用し以下のＳ－Ｎ曲線を得た。

・50%非破壊確率：

$\log(\Delta\sigma) = -0.1408 \log N + 3.3557$ (6.2)

・95%非破壊確率：

$\log(\Delta\sigma) = -0.1408 \log N + 3.2524$ (6.3)

Ｓ－Ｎ曲線の傾きの逆数m＝1/0.1408＝7.1であり、鋼構造では一般に用いられている３より大きい。これについては、曲げモーメントとせん断力が生ずるＩ形鋼のウェブパンチ孔の疲労という特殊な条件で行った一つの実験結果と考えられる。

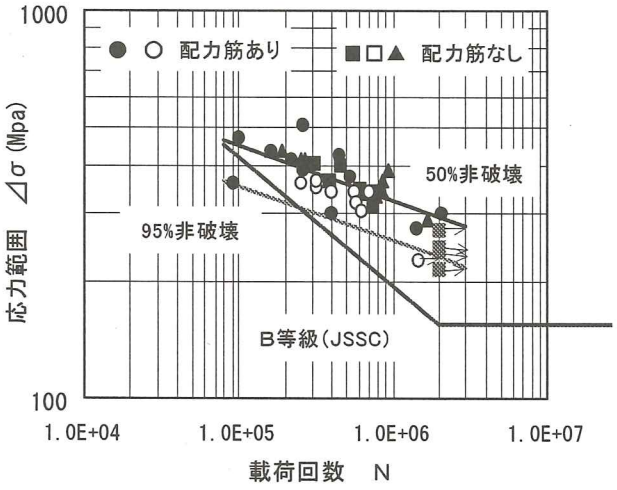


図-6.1.9　Ｉ形鋼単体疲労試験データ

③疲労照査の検討手順

輪荷重走行試験におけるＩ形鋼の疲労照査の検討手順を図－6.1.10 に示す。

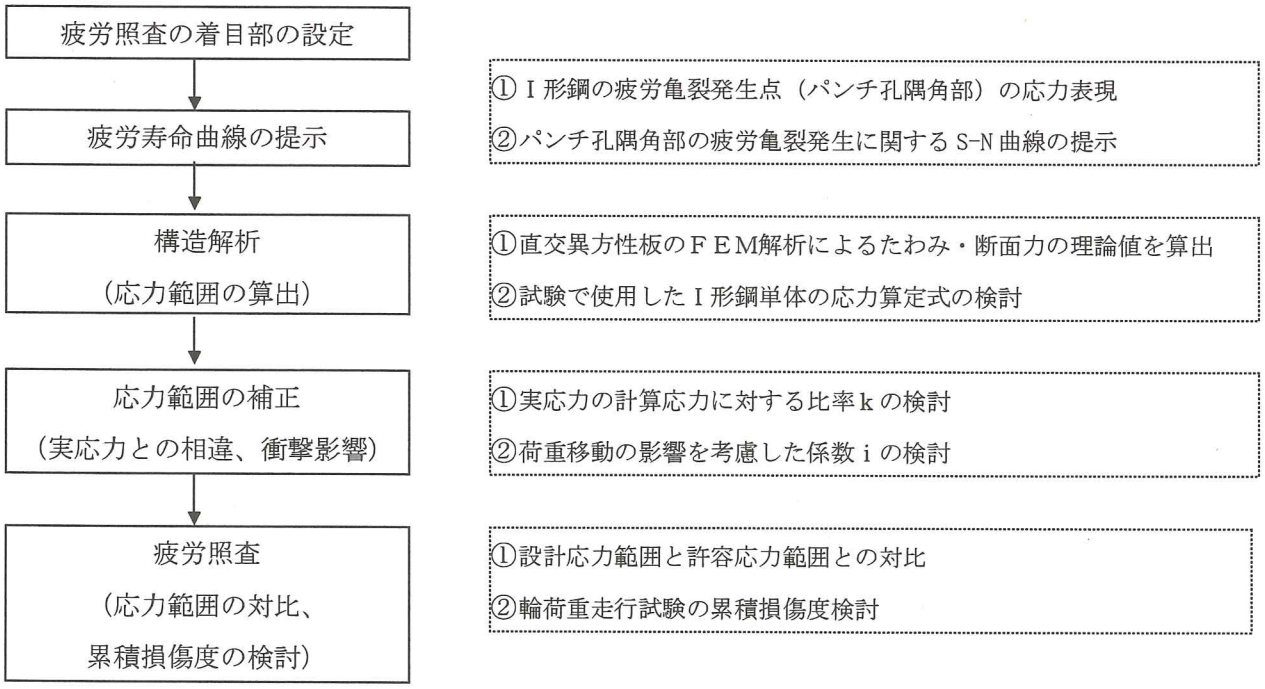


図-6.1.10　Ｉ形鋼格子床版の疲労照査の検討手順

2）構造解析について

①解析方法

ＦＥＭによる直交異方性板解析を行い、たわみと断面力の理論値を求めた。板剛性の算定はHuber 式を適用し、**表－6.1.3** に示すケースについて、**図－6.1.11** のようにＩ形鋼格子床版を弾性係数を調整した全断面有効の直交異方性板としてモデル化した。

一般に直交異方性板の挙動を表す微分方程式は以下で表される。

$$D_x\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2H\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+D_y\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=q\ (x,\ y) \qquad (6.4)$$

ここに、$D_x=\dfrac{Ec}{1-\nu_c^2}\{I_{cx}+n I_{sx}\}$、　$D_y=\dfrac{Ec}{1-\nu_c^2}\{I_{cy}+n I_{sy}\}$

$H=D_1+2D_{xy}$　、$D_1=\nu_c\sqrt{D_xD_y}$、　$D_{xy}=\dfrac{1-\nu c}{2}\sqrt{D_xD_y}$

Ｅｃ：コンクリートのヤング係数、νｃ：コンクリートのポアソン比

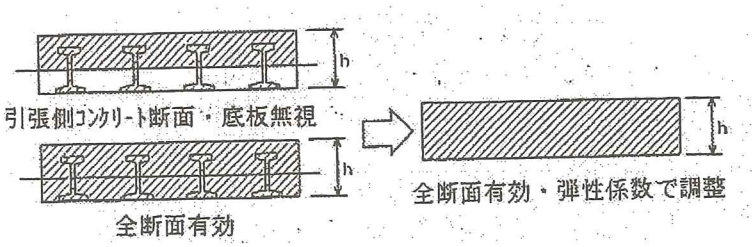
ｎ　：鋼材とコンクリートのヤング係数比

Ｉ cx：ｘ軸に直角な断面の中立軸に関するコンクリートの断面二次モーメント

Ｉ sx：ｘ軸に直角な断面の中立軸に関する鉄筋の断面二次モーメント

Ｉ cy：ｙ軸に直角な断面の中立軸に関するコンクリートの断面二次モーメント

Ｉ sy：ｙ軸に直角な断面の中立軸に関する鉄筋の断面二次モーメント



図－6.1.11　床版のモデル化

モデル化した断面の換算弾性係数、せん断弾性係数は式（6.5）により算出した。

$$E_x=\frac{12(1-\nu x\nu y)D_x}{Bh^3}、E_y=\frac{12(1-\nu x\nu y)D_y}{Bh^3}、G_{xy}=\frac{12D_{xy}}{Bh^3} \qquad (6.5)$$

ここに、$\nu x=\dfrac{D1}{Dy}$、$\nu y=\dfrac{D1}{Dx}$、Ｂ：板幅、ｈ：板厚

主部材（ｘ方向）、および配力筋（ｙ方向）に直角な断面に作用する曲げモーメントは式（6.6）で求められる。

$$M_x=D_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+D_1\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\quad、\quad M_y=D_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+D_1\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \qquad (6.6)$$

Ｉ形鋼と鉄筋の応力度を算定する場合は、ポアソン比の影響を無視し直角方向の曲率成分が影響しないと考えて近似式（6.7）により曲げモーメントを求める。

$$Mx' = Dx\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = Mx - Dx\nu c\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = Mx - \frac{\nu c}{\sqrt{\alpha}} My$$

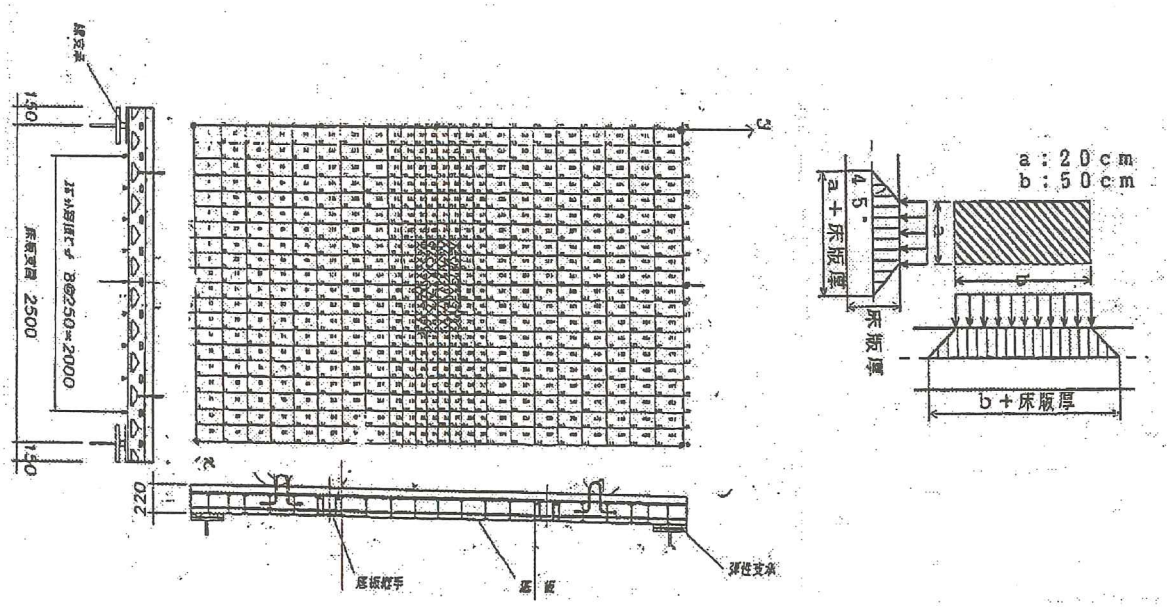
$$My' = Dy\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = My - Dy\nu c\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = My - \nu c\sqrt{\alpha}\, Mx \quad 、\ \alpha = Dy/Dx \qquad (6.7)$$

要素分割を図－6.1.12 に示す。載荷荷重は載荷板（20cm×50cm）上に等分布荷重として作用し、床版厚の 1/2 の面まで 45 度の角度で分散するものとして取り扱った。

a）支持条件：短辺（x 方向）：2500mm 弾性支持（棒部材 I =2.02×10⁴cm⁴、鋼）

長辺（y 方向）：4500mm 単純支持

b）荷重　　：輪荷重 P=16tf、x 方向 720mm×y 方向 420mm の長方形範囲で等分布。



（単位：mm）

図－6.1.12　有限要素分割

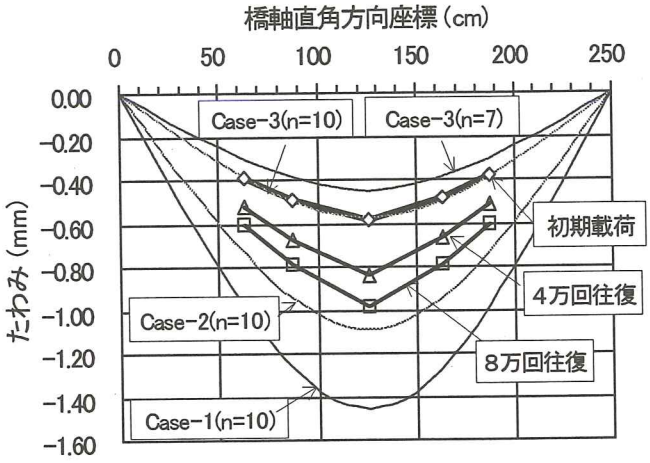
表－6.1.3　解析ケース

検　討　ケ　ー　ス	床版厚（cm）	ヤング係数比　n	換算弾性係数 E（N/mm²）	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G（N/mm²）	曲げ剛性比 α
Case-1：底板および引張側コンクリートを無視した場合	22	7	Ex=1.57×10⁴ Ey=0.78×10⁴	νx=0.238 νy=0.118	Gxy=0.47×10⁴	0.497
		10	Ex=1.41×10⁴ Ey=0.72×10⁴	νx=0.235 νy=0.118	Gxy=0.43×10⁴	0.505
Case-2：底板を考慮し引張側コンクリートを無視した場合	22	7	Ex=1.93×10⁴ Ey=1.34×10⁴	νx=0.200 νy=0.139	Gxy=0.690×10⁴	0.697
		10	Ex=1.72×10⁴ Ey=1.22×10⁴	νx=0.198 νy=0.140	Gxy=0.622×10⁴	0.710
Case-3：底板を考慮した全断面を有効とした場合	22	7	Ex=3.93×10⁴ Ey=3.20×10⁴	νx=0.185 νy=0.150	Gxy=1.52×10⁴	0.812
		10	Ex=3.29×10⁴ Ey=2.32×10⁴	νx=0.198 νy=0.140	Gxy=1.19×10⁴	0.707

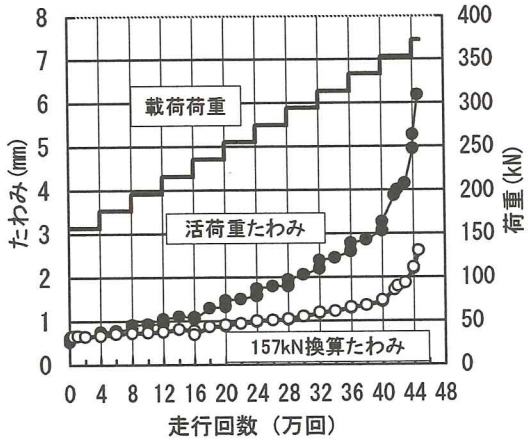
②解析結果

ａ）たわみ

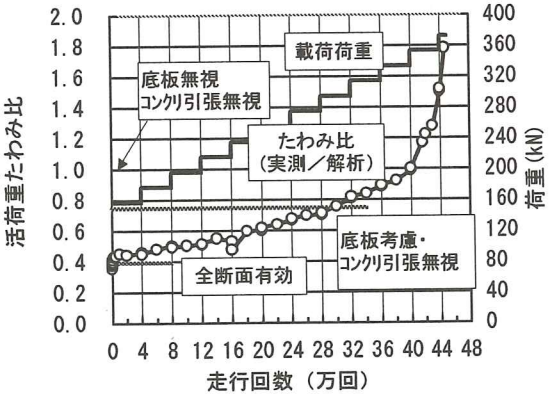
初期載荷時のたわみ実測値と全断面有効仮定でのＦＥＭ解析値（Case-3）を図－6.1.13 に示す。図より、ヤング係数比は材料試験値からｎ=7 とするよりｎ=10 と低めの値に設定した方が実測値と解析値はよく近似する。図－6.1.14 に床版中央における実測の活荷重たわみ（静的載荷－除荷時）から 157kN に対応するたわみの換算値を示す。図より、活荷重たわみは繰り返し回数の増加につれて漸増する。30 万回付近で底板を考慮し引張側コンクリートを無視したＦＥＭ解析値とほぼ一致し、更に走行回数 40 万回付近で底板および引張側コンクリートを無視したＦＥＭ解析値とほぼ一致する。これは、荷重の繰り返しに伴いコンクリートひび割れを生じ次第に床版剛性が低下して行くことを示している。　走行回数 40 万回付近がたわみの変化点となっている。



図－6.1.13　橋軸直角方向の活荷重たわみ分布
（157kN 載荷）



ａ）活荷重 157kN 載荷時の換算たわみ

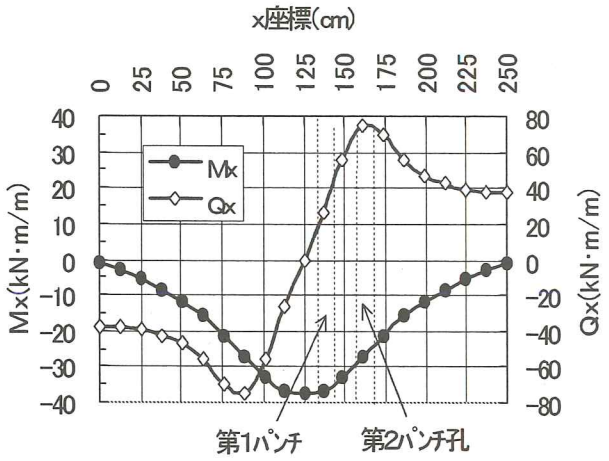


ｂ）活荷重たわみの解析値との対比

図－6.1.14　床版たわみの試験結果とＦＥＭ解析値の対比

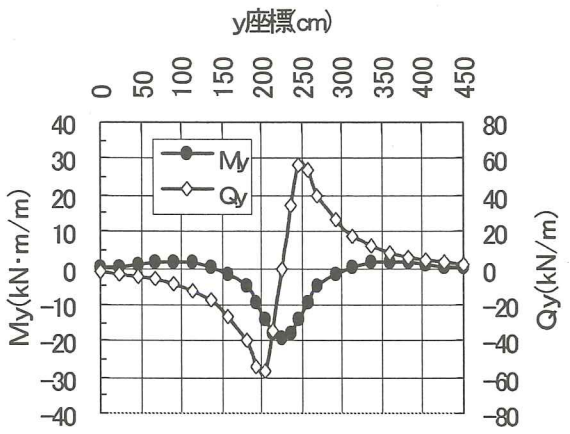
ｂ）断面力

底板および引張側コンクリートを無視した条件（Case-1）で解析した輪荷重中央載荷での床版中央付近の曲げモーメントとせん断力分布を図－6.1.15、図－6.1.16 に示す。また、各解析ケースにおける曲げモーメントとせん断力の最大値を表－6.1.4 に示す。同表の曲げ剛性比αが小さくなるほど異方性が進むことを意味し、主部材方向（ｘ方向）の曲げモーメントとせん断力が増加することがわかる。



図－6.1.15　Mx、Qx の橋軸直角方向分布

（157kN 載荷時）



図－6.1.16　My、Qy の橋軸方向分布

（157kN 載荷時）

表－6.1.4　各解析ケースにおける 157kN 中央載荷時の断面力の最大値

ケース	曲げ剛性比	曲げモーメントの最大値（kN・m/m）		せん断力の最大値（kN/m）	
	α	主部材方向 Mx	配力筋方向 My	主部材方向 Qx	配力筋方向 Qy
Case-1	0.505	37.59	19.24	74.80	56.12
Case-2	0.710	35.20	22.34	70.91	58.35
Case-3	0.707	35.43	22.23	70.99	58.31
設計荷重	0.4	45.04	—	—	—
	0.7	—	24.48	—	—

（注）表中の値はｎ=10 の場合

3）応力範囲の算定

①Ｉ形鋼単体の応力簡易算定法

ａ）Ｉ形鋼単体のパンチ孔隅角部の応力算定式

Ｉ形鋼格子床版の内部にあるＩ形鋼のパンチ孔隅角部に作用する応力σ_xを簡易に表示できる応力算定式が提案されている。その基本となるＩ形鋼単体のパンチ孔隅角部の応力算定式を式（6.8）に示す。

$$\sigma_x = \alpha \frac{M}{I_V} Y_W + \beta \frac{Q_T l_1}{I_T} y_W \qquad (6.8)$$

ここで、Ｍ　：曲げモーメント、I_v：着目点を通るＩ形鋼全体の断面二次モーメント

Y_w：全断面の中立軸から着目点までの距離、

Q_T：パンチ孔中央部における引張側Ｔ断面の分担せん断力

I_T：着目点における引張側Ｔ断面の断面二次モーメント

l_1　：二次曲げスパン（二次曲げ応力がゼロの点から着目点までの距離）

y_w：引張側Ｔ断面の中立軸から着目点までの距離、

α，β：パンチ孔形状による応力集中係数

分担せん断力は、上下Ｔ断面における二次曲げ変位が等しいと考え、式（6.9）で表される。今回の試験で使用したＩ形鋼については別途疲労試験を実施している。パンチ孔下側ゲージ貼付位置での実測応力とＦＥＭ解析値の解析結果がよく一致したことから、ＦＥＭの結果を用いて簡易算定式を検討した。断面諸特性値を**表－6.1.5**、算定式を式（6.10）に示す。

$$\frac{Q_{TU}}{Q_{TL}}=\frac{I_{TU}}{I_{TL}} \qquad \therefore \quad Q_T=\frac{I_{TU}}{I_{TU}+I_{TL}}Q \tag{6.9}$$

ここで、Q_{tu}：パンチ孔中央部における圧縮側Ｔ断面の分担せん断力

Q_{tL}：パンチ孔中央部における引張側Ｔ断面の分担せん断力

Ｑ　：Ｉ形鋼に作用する全せん断力

I_{TU}：パンチ孔中央部における圧縮側Ｔ断面の断面二次モーメント

I_{TL}：パンチ孔中央部における引張側Ｔ断面の断面二次モーメント

表－6.1.5　Ｉ形鋼の応力算定のための断面諸特性値

配力筋ピッチ	α	β	I_V (cm^4)	Y_W (cm)	I_{TU} (cm^4)	I_{TL} (cm^4)	I_T (cm^4)	l_1 (cm)	y_W (cm)
125mm	1.7200	1.6064	488.89	4.66	14.56	2.60	2.60	6.25	2.27

$$\sigma_x=0.01639\,M+1.31485\,Q \tag{6.10}$$

ここで、Ｍ：作用曲げモーメント、　Ｑ：作用せん断力

ｂ）Ｉ形鋼単体の下フランジ部の応力算定式

下フランジ部の応力は次式により表現される。

$$\left.\begin{aligned} &\text{支間中央側} \quad \sigma_x=\frac{M}{I_V}Y_W+0.65\frac{Q_T l_1}{I_T}y_W=0.01567\,M+0.17109\,Q \\ &\text{支点側} \quad \sigma_x=\frac{M}{I_V}Y_W-0.73\frac{Q_T l_1}{I_T}y_W=0.01567\,M-0.19215\,Q \end{aligned}\right\} \tag{6.11}$$

ここで、Y_w=7.66cm、y_w=0.73cm

②床版内のＩ形鋼の応力算定

ａ）床版内部のＩ形鋼の応力算定式

コンクリートの影響を考慮したＩ形鋼のパンチ孔隅角部の応力算定式は、前項で得られたＩ形鋼単体の場合の応力算定式に対し、Ｉ形鋼とコンクリートが合成され、曲げモーメントに対しては鋼とコンクリートとの合成断面I_vで抵抗し、せん断力に対してはコンクリートと鋼の換算断面積比で分配されると考えると、式（6.12）で表される。今回の試験供試体について、底板と引張側コンクリートを無視した条件（Case-1）で求めた断面諸特性値と算定式は、**表－6.1.6** と式（6.13）のようになった。

$$\sigma_x = \alpha \frac{Y_W M}{I_V} + \beta \frac{y_W}{I_t} \frac{A_S}{(B\frac{X_n}{n} + A_S)} \frac{I_{tl}}{(I_{tl} + I_{tu})} l1 Q \qquad (6.12)$$

ここで、Ｉｖ：Ｉ形鋼１本当たり鋼換算での合成断面の断面２次モーメント

Ａｓ：せん断力による二次曲げモーメントの変曲点を通る断面におけるＩ形鋼だけの断面積

Ｂ　：コンクリートの梁幅（Ｉ形鋼間隔）

Ｘｎ：コンクリートの有効厚（床版圧縮縁より中立軸までの距離）

ｎ　：鋼とコンクリートのヤング係数比（Ｅｓ／Ｅｃ）、その他の文字は、式(6.8)と同じ。

表－6.1.6　Ｉ形鋼の応力算定のための断面諸特性値

床版厚(cm)	n	Y_w (cm)	Ｉｖ (cm⁴)	Ａｓ(cm²)	Ｂ(cm)	Ｘｎ (cm)
22	10(6.77)	10.84 (11.79)	1343 (1499)	11.8	22	8.16 (7.21)

（注）断面の諸特性値はｎ=10 の場合。（　）内はｎ=6.77 の場合。

$$\sigma_x = (0.01353\,M' + 0.44503\,Q)\ (B/100) \qquad (6.13)$$

ここで、M'：主部材方向の曲げモーメントを部材に直角方向の曲率成分が影響しないとして

補正した単位幅１ｍ当たりの曲げモーメント、$M'_x = M_x - (\nu c / \sqrt{\alpha})\, M_y$

Ｑ：主部材方向の単位幅１ｍ当たりのせん断力Q_x

ｂ）Ｉ形鋼パンチ孔隅角部の応力算定

試験では第１パンチ孔の支点側隅角部にて疲労破断した。また、主部材方向せん断力が最大となる位置は第２パンチ孔である。従って、着目点を第１・第２パンチ孔の隅角部とする。衝撃の影響を無視し、底板と引張側コンクリートを無視した条件（Case-1）で求めた 157kN 載荷時の応力度を**表－6.1.7** に示す。同じパンチ孔であれば、応力はせん断力による二次曲げの影響により、支点側が大きく支間中央側が小さくなる。第２パンチ孔の支点側隅角部応力が最大となり、第１パンチ孔に比べて約５％と大きいと算定された。

表－6.1.7　Ｉ形鋼パンチ孔隅角部の応力算定結果

輪荷重の位置	着目点		応力照査用断面力		157kN 載荷時の応力度 (N/mm²)		
			M'_x(kN･m/m)	Q_x(kN/m)	σ_M	σ_Q	$\sigma_M + \sigma_Q$
中央	第１パンチ孔	中央側	32.62	12.86	99.6 (101.4)	−14.9 (−12.0)	84.7 (912)
		支点側	30.64	40.47	93.6 (95.8)	46.9 (37.3)	140.5 (133.1)
	第２パンチ孔	中央側	26.53	65.01	81.0 (83.3)	−75.3 (−67.5)	5.7 (15.8)
		支点側	21.07	72.15	64.4 (65.8)	83.7 (74.7)	148.1 (140.5)

（注）応力度はｎ=10 とした場合の計算結果。（　）はｎ=6.77 とした場合

c） I 形鋼下フランジ部の応力算定

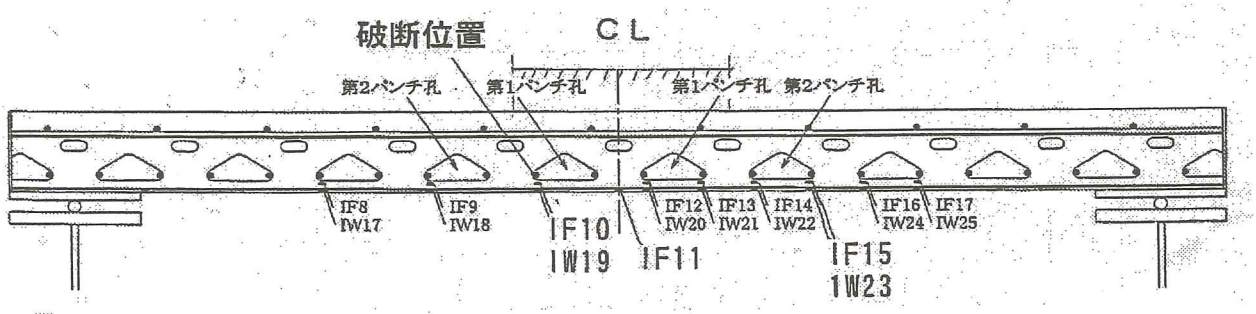
I 形鋼ウェブのパンチ孔隅角部について孔下縁より 6mm 離れた位置でひずみ計測を行っているが、この部分は応力勾配が急な箇所であり、応力算定式が適用できない。下フランジについては、応力算定式が適用でき、応力勾配が比較的緩やかである。実測値との対比を目的として下フランジの応力度を衝撃の影響を無視し、底板と引張側コンクリートを無視して計算した結果を**表－6.1.8** に示す。

表－6.1.8　I 形鋼下フランジの応力算定結果

輪荷重の位置	着目点		157kN 載荷時の応力度　(N/mm²)		
			σ_M	σ_Q	$\sigma_M+\sigma_Q$
中央	載荷点直下の下フランジの外縁＜側面＞		75.0	0	75.0＜73.0＞
	第１パンチ孔直下の下フランジ	中央側　外縁＜側面＞	74.0	2.0	76.0＜73.2＞
		支点側　外縁＜側面＞	69.5	－6.9	62.6＜64.1＞
	第２パンチ孔直下の下フランジ	中央側　外縁＜側面＞	60.2	9.7	69.9＜63.7＞
		支点側　外縁＜側面＞	47.9	－12.3	35.6＜40.2＞

（注）応力度は n=10 とした場合の計算結果。

図－6.1.17　床版中央の I 形鋼におけるひずみ測定位置



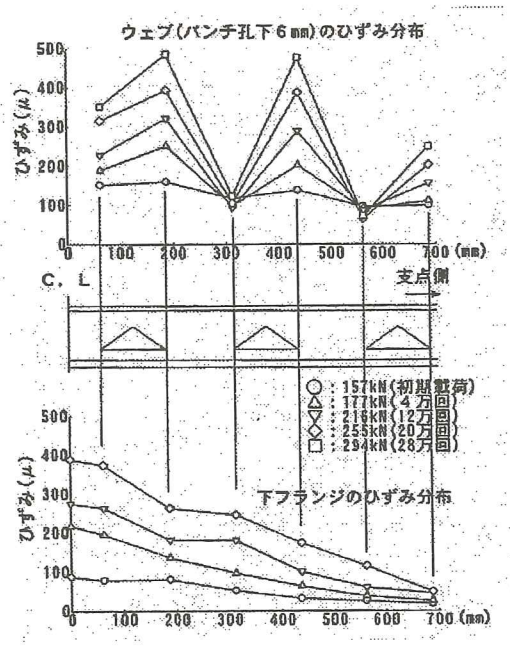
③応力範囲の補正

a） 実応力と計算応力との対比

図－6.1.17 に床版中央の I 形鋼のひずみ計測位置を、**図－6.1.18** に x 方向ひずみの発生状況を示す。

図－6.1.18 において、ひずみはパンチ孔の影響により単純梁理論に基づく滑らかな分布をしていない。ウェブは曲げとせん断力による二次曲げと孔の応力集中が加わっている。フランジは曲げとせん断力による二次曲げの合成応力のためである。

図－6.1.19 では第 1 パンチ孔（IW19）と第 2 パンチ孔（IW23）の活荷重ひずみ（静的載荷時ひずみ－除荷時ひずみ）は、走行回数 20 万回程度までは第 1 パンチ孔の方がやや大きめであるが、24 万回以降は



図－6.1.18　I 形鋼のひずみ分布

ほぼ等しく、同様な時系列変化を示している。両者の実測ひずみは、計算上の応力差が約６％と小さいことと対応しており、構造解析方法は妥当であると考える。

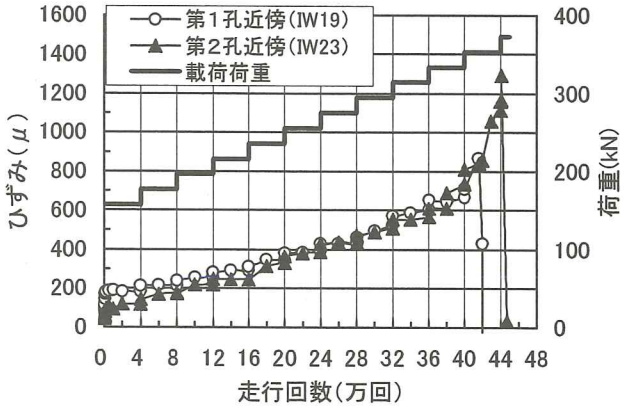
図－6.1.20～21にＩ形鋼下フランジの応力について、静的載荷時の計測ひずみから換算した実応力と前項で求めた計算応力を対比した結果を示す。実応力の計算応力に対する比（＝実応力／計算応力）は載荷荷重と走行回数の増加につれて漸増し、同時に引張側コンクリートと底鋼板を無視した直交異方性板の解析モデルに近づいている。

図－6.1.21では、応力比の大きさを支間方向で比較すると、曲げモーメントが大きく、せん断力の影響が少ない中央側（IF11、IF12）に比べ、計算上せん断力による二次曲げの影響を受ける箇所（IF10、IF14、IF15）の方が小さい。

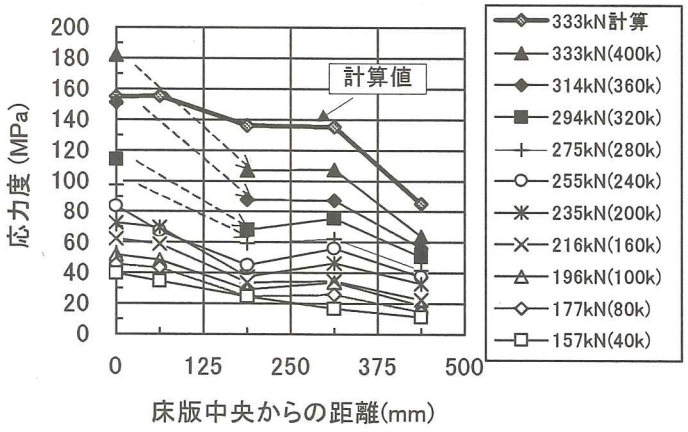
応力比の変化勾配に着目すると、中央側（IF11、IF12）では走行回数12万回頃までは殆ど変化しておらず底板の効果が認められる。

底板が剥離し構造的に寄与しなくなった後はほぼ一定勾配で漸増し、走行回数32万回（314kN）載荷以降から急増している。

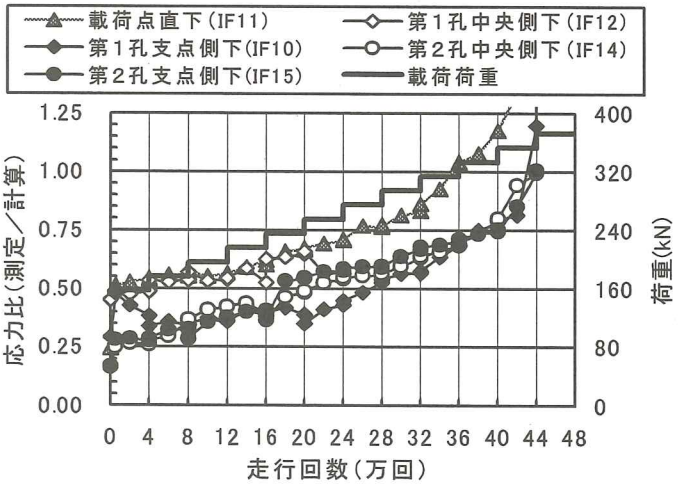
第１パンチ孔支点側隅角部直下の下フランジ（IF10）の応力比に着目すると、走行回数8～36万回の範囲で第２パンチ孔側に比べて小さい。当該部では計算上せん断力による二次曲げの影響が大きいほど応力は小さな値となる。第１パンチ孔側は第２パンチ孔側に比べて曲げモーメントが大きく、コンクリートのひびわれによる剛性低下が先行することから、これに対応して鋼材の負担率が増加している状況が考えられる。



図－6.1.19　第１および第２パンチ孔隅角部近傍の活荷重ひずみ比較



図－6.1.20　Ｉ形鋼下フランジの応力分布



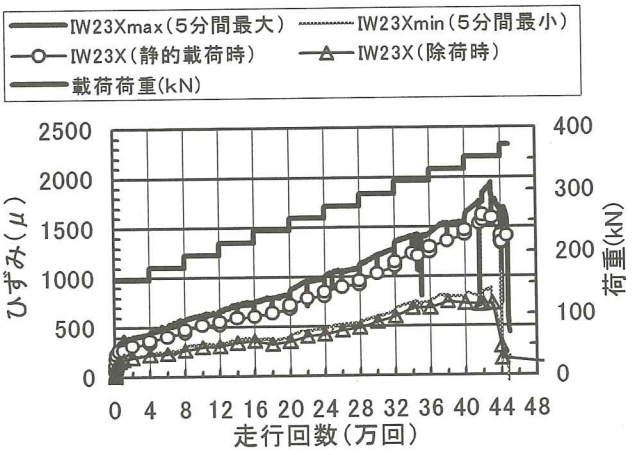
図－6.1.21　Ｉ形鋼下フランジの実応力と計算応力の比

第２パンチ孔の隅角部直下の下フランジの応力比は、中央側（IF14）と支点側（IF でほぼ等しく同様な時系列変化を示している。第１パンチと第２パンチ孔隅角部下の下フランジ（IF14, IF15）の応力比は 333kN 載荷段階でほぼ一致するが、走行回数 40 万回（353kN）載荷開始以降急増する。これは、パンチ孔隅角部近傍（IW19、IW23）のひずみの変化傾向と一致する。

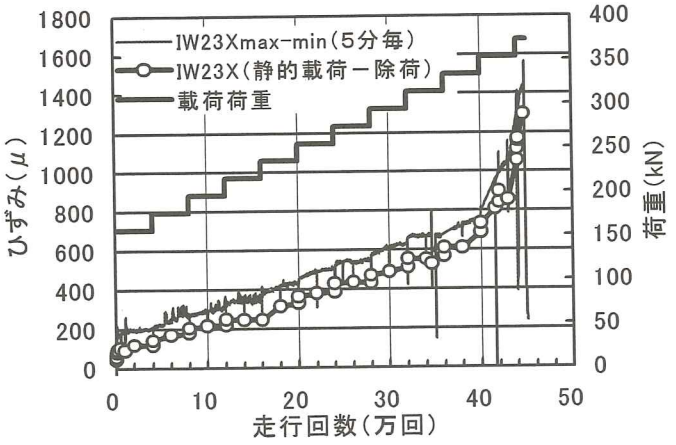
b）荷重移動の影響について

荷重移動の影響を検討するため、Ｉ形鋼パンチ孔隅角部近傍の動的ひずみ変動範囲 $\Delta\varepsilon_D$（５分間計測の最大値 ε_{Dmax}－最小値 ε_{Dmin}）と静的載荷ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_S$（載荷時ひずみ ε_L －除荷時ひずみ ε_0）を比較した。但し、検討箇所は最大になるときの輪荷重位置が静的載荷時の輪荷重位置（床版中央）と一致する箇所に限定される。

Ｉ形鋼のパンチ孔隅角部近傍において、動的ひずみ変動範囲 $\Delta\varepsilon_D$ と静的ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_S$ との差（$\Delta\varepsilon_D-\Delta\varepsilon_S$）は、載荷 353 kN 以降を除いて荷重・走行回数増加に対してあまり増加せず、概ね 80～120 μ の範囲にある。換言すれば動的ひずみ変動範囲と静的ひずみ範囲の比（$\Delta\varepsilon_D/\Delta\varepsilon_S$）は載荷荷重～走行回数の増加につれて低減する傾向にある。



図－6.1.22　第２パンチ孔近傍のひずみ（IW23）



図－6.1.23　第２パンチ孔隅角部近傍での動的ひずみ変動範囲（IW23）

表－6.1.9　パンチ孔隅角部近傍ひずみの動的変動範囲 $\Delta\varepsilon_D$ と静的範囲 $\Delta\varepsilon_S$ の比較

輪荷重（kN）	157	177	196	216	236	255	275	294	314	333	353	373
回数（万回）	～4	～8	12	16	20	24	28	32	36	40	44	45
$\Delta\varepsilon_D-\Delta\varepsilon_S$	80～100 μ				100～120 μ						80～240 μ	
$\frac{\Delta\varepsilon_D-\Delta\varepsilon_S}{\Delta\varepsilon_S}$	～0.68	～0.45	～0.40	0.32～0.40	0.30～0.36	0.26～0.31	0.23～0.26	0.20～0.23	0.18～0.20	0.14～0.18	0.07～0.22	

c）応力範囲の補正

試験における累積損傷度を計算するための応力範囲を以下のように補正した。疲労照査の着目点をＩ形鋼

ウェブの第１と第２パンチ孔隅角部（支点側）とし、底板および引張側コンクリートを無視して算定した静的載荷時の応力に対して、前項までに行った実応力と計算応力の比、荷重移動の影響を考慮し、次式にて応力範囲を補正した。

$$\Delta\sigma_f = \sigma max \times k \times (1 + i) \qquad (6.14)$$

ここで、σmax：底板および引張側コンクリートを無視して算定した静的載荷時の最大応力度

k：実応力の計算応力に対する比率、i：荷重移動の影響を考慮した係数

第２パンチ孔における実応力の計算応力に対する比率ｋとしては、第２パンチ孔下の下フランジひずみ計測位置 IF14 と IW15 における実測応力と計算応力の比の平均値を用いた。第１パンチ孔については、IW12 の計測値が途中から異常値となっているため同様の方法を採用できない。従って、第１パンチ孔の荷重移動の影響を考慮しない応力範囲（σmax×ｋ）は、第１パンチ孔隅角部近傍 IW19 と第２パンチ孔隅角部近傍 IW23 における実測ひずみの比に第２パンチ孔の荷重移動の影響を考慮しない応力範囲を乗じた値となるものとしてｋを逆算した。353kN 載荷段階ではパンチ孔隅角部近傍の実測ひずみが異常値を示すが、第１パンチ孔と第２パンチ孔で同じ応力になるものとした。

荷重移動の影響を考慮した係数ｉについては、第２パンチ孔隅角部近傍 IW23 における実測ひずみの動的範囲と静的範囲の比率に基づき設定した。なお、353kN 載荷段階では実測ひずみが異常値を示すが、移動荷重による影響分（σmax×ｋ×ｉ）が前段階の 333kN 載荷時とほぼ同じとなるようにｉを逆算した。

結果を**表－6.1.10** に示す。着目点の応力範囲は 353kN 載荷で降伏点（375N/mm²）を超過する。載荷 333kN でも第１パンチ孔で約 290N/mm² と計算され、実際は局部的な降伏が生じていると考える。

表－6.1.10　疲労照査の着目点の応力範囲

荷重 P kN	走行回数 万回	累積走行 万回	第１パンチ孔　n=10 静的載荷応力 σ N/mm²	実応力補正 k	荷重移動影響 i	応力範囲 Δσ σk(1+i) N/mm²	第２パンチ孔　n=10 静的載荷応力 σ N/mm²	実応力補正 k	荷重移動影響 i	応力範囲 Δσ σk(1+i) N/mm²
157	4	4	140.4	0.33	0.68	77.9	148.0	0.27	0.68	67.1
177	4	8	158.0	0.43	0.45	98.5	166.5	0.34	0.45	82.1
196	4	12	175.5	0.48	0.40	118.1	185.0	0.39	0.40	101.0
216	4	16	193.1	0.50	0.40	134.8	203.5	0.40	0.40	114.0
235	4	20	210.6	0.56	0.36	160.4	222.0	0.51	0.36	154.0
255	4	24	228.2	0.59	0.31	177.3	240.5	0.56	0.31	176.4
275	4	28	245.8	0.60	0.26	186.0	259.0	0.57	0.26	186.0
294	4	32	263.3	0.71	0.23	228.7	277.4	0.65	0.23	221.8
314	4	36	280.1	0.77	0.20	261.0	296.0	0.69	0.20	245.1
333	2	38	298.4	0.77	0.18	270.9	314.5	0.73	0.18	270.9
333	2	40	298.4	0.83	0.17	291.6	314.5	0.77	0.17	283.3
353	2	42	316.0	0.95	0.14	341.7	332.9	0.90	0.14	341.7
353	2	44	316.0	1.05	0.13	376.3	332.9	1.00	0.13	376.3
373	1	45	333.5	1.12	0.12	417.3	351.5	1.06	0.12	417.3

4）疲労照査

①設計応力範囲と許容応力範囲との対比

a）疲労強度特性値と対比するための応力範囲

疲労設計荷重は、道示におけるＴ荷重１輪、100kN が支間中央に載荷される状況を想定する。設計応力範囲⊿σ_dは、底板および引張側コンクリートを無視した条件で算定した応力に道示で定める衝撃係数を乗じて求める。ヤング係数比の設計値は 10 とする。結果を**表－6.1.11** に示す。

実際には底板および引張側コンクリートはある程度有効であるため着目点の応力範囲はもっと小さく、これを考慮するために実応力の補正係数ｋを考える。今回の試験データから、ｋ値は初期段階で 0.3 程度であるが、荷重の繰り返しにより漸増する。仮に比較対象となるＲＣ８供試体が疲労破壊した載荷荷重 275kN・走行回数 25 万回でのｋ値を採用するとｋ=0.6 程度である。実応力の補正係数を考慮した場合の設計応力範囲を参考値として同表に示す。

表－6.1.11　設計応力範囲⊿σ_d

ヤング係数比	第１パンチ孔					第２パンチ孔				
	荷重	静的載荷計算応力	実応力の補正	衝撃係数	応力範囲 ⊿σ_f	荷重	静的載荷計算応力	実応力の補正	衝撃係数	応力範囲 ⊿σ_f
n	kN	MPa	k	i	Mpa	kN	MPa	k	i	MPa
10	100	88	1.0	0.38	121	100	92	1.0	0.38	128
			0.6	0.38	73			0.6	0.38	76

b）許容応力範囲との対比

ⅰ．Ｉ形鋼の疲労寿命曲線に基づく検討

Ｉ形鋼パンチ孔隅角部の疲労亀裂発生に関して提案されている 95%非超過確率での疲労寿命曲線の式（6.3）を設計Ｓ－Ｎ曲線として疲労の許容応力範囲を検討する。

その結果、設計応力範囲は、2.0×10^6 回基本応力範囲以下で、かつ、寿命 2.0×10^7 回の応力を下回る。なお、Ｉ形鋼パンチ孔隅角部で発生した疲労亀裂が進展して下フランジの破断に至るまでの寿命は、既往試験結果から疲労亀裂発生寿命の約２倍である。従って、本方式での評価は十分に安全側であると考える。

表－6.1.12　Ｉ形鋼のＳ－Ｎ曲線に基づく許容応力範囲

	繰返し数 Ｎ	許容応力範囲　⊿σ_d (Mpa)	備考
⊿σ_{ce}	2.0×10^6	232	
⊿σ_{ve}	2.0×10^7	168	
⊿σ_{ve}'	2.0×10^8	121	

ⅱ．鋼構造物の疲労設計指針に基づく検討

形鋼の疲労強度等級Ｂ等級を適用して検討すると、設計応力範囲は 2.0×10^6 回基本応力範囲より小さいが、変動振幅応力の打切り限界（2.0×10^7 回）相当の応力を上回る。

表－6.1.13　鋼構造物の疲労設計指針Ｂ等級に基づく許容応力範囲

	繰返し数 N	許容応力範囲　$\Delta\sigma_d$ (Mpa)	備考
$\Delta\sigma_{ce}$	2.0×10^6	155	一定振幅応力打切り限界
$\Delta\sigma_{ve}$	2.0×10^7	72	変動振幅応力打切り限界

②輪荷重走行試験の累積損傷度検討

ａ）検討方法

マイナーの累積被害則により、Ｉ形鋼パンチ孔隅角部に作用する２つの応力σ_0、σ_1とし、それに対応する疲労亀裂発生回数をN_0、N_1とすると式（6.15）、（6.16）が成立する。階段状荷重漸増載荷における各荷重での応力範囲$\Delta\sigma_i$を計算し、式（6.17）により累積損傷度Ｄを算出し、Ｉ形鋼破断箇所近傍のひずみが急変した載荷時点でＤ≧１が成立しているかどうかを検討する。

$$\log\sigma_0=-k\log N_0+k\log C \quad 、\quad \log\sigma_1=-k\log N_1+k\log C \tag{6.15}$$

$$N_0=\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{\frac{1}{k}}\cdot N_1=\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_o}\right)^{m}\cdot N_1 \quad 、但し、m=1／k \tag{6.16}$$

$$D=\Sigma D_i=\Sigma(n_i/N_i) \tag{6.17}$$

ここに、　Ｄｉ：応力範囲$\Delta\sigma_i$がｎｉ回繰り返されたときの損傷度

N_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$に対応する疲労亀裂発生回数　（$\Delta\sigma_i{}^m\cdot N_i=C$）

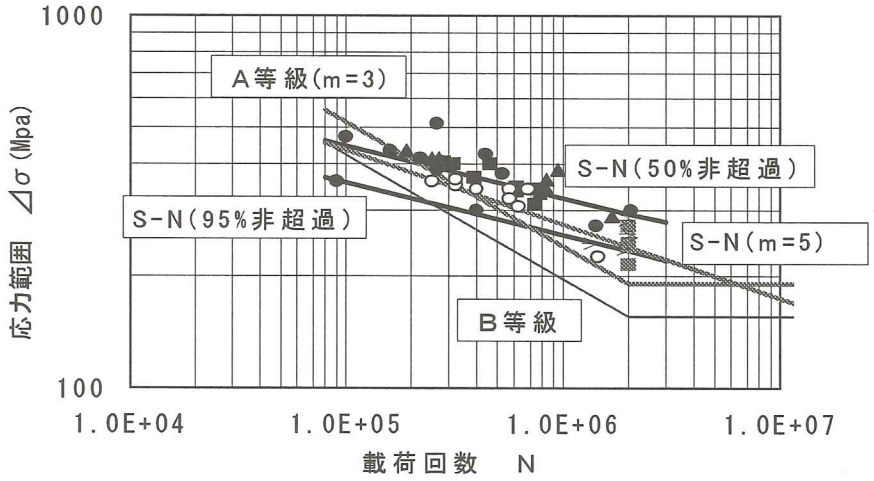
n_i：各荷重での輪荷重走行回数n_r

ｂ）疲労寿命曲線

Ｉ形鋼パンチ孔隅角部の疲労亀裂発生に関する50%非超過確率でのＳ－Ｎ曲線を適用する。

比較検証のため、95%非超過確率でのＳ－Ｎ曲線式(6.3)とＳ－Ｎ曲線の傾きを変えた場合の検討も行う。

これらを**表－6.1.14、図－6.1.24**に示す。



図－6.1.24　Ｉ形鋼単体疲労試験データとＳ－Ｎ曲線

表－6.1.14　累積損傷度の計算に用いるＳ－Ｎ曲線

検討ケース	Ｓ－Ｎ曲線の式　（⊿σ単位：MPa）	２百万回基本応力範囲
50%非超過確率　m=7.1	log(⊿σ) ＝ －0.1408 log Ｎ＋3.3557　式(6. 2)	294 (MPa)
95%非超過確率　m=7.1	log(⊿σ) ＝ －0.1408 log Ｎ＋3.2524　式(6. 3)	232 (MPa)
m=5	log(⊿σ) ＝ －0.20 log Ｎ＋3.6404　式(6.18)	240 (MPa)
m=3（Ａ等級）	log(⊿σ) ＝ －0.3333 log Ｎ＋4.3791　式(6.19)	190 (MPa)

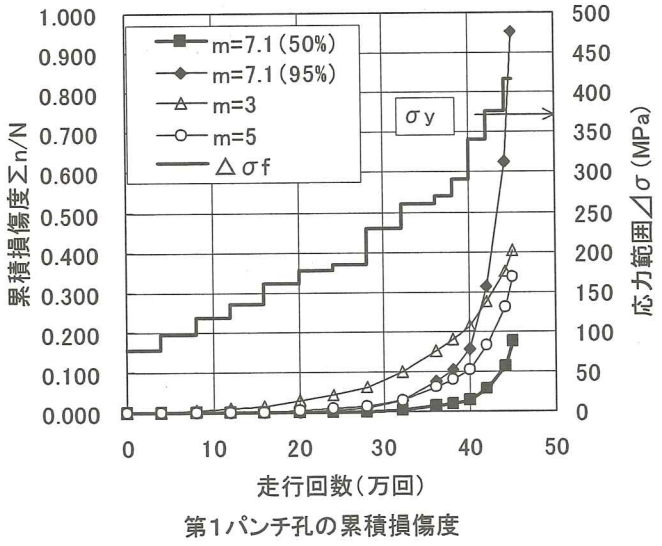
ｃ）実試験における累積損傷度計算

載荷荷重157kNから最終的に373kN載荷（走行回数45万回）終了までの実載荷パターンに対し、前項で設定したＩ形鋼パンチ孔隅角部の応力範囲を適用し、表－6.1.14の各式を用いて計算した累積損傷度Ｄをそれぞれ D(50%)、D(95%)、D(m=5)、D(m=3)とする。結果を表－6.1.15、図－6.1.25に示す。累積疲労損傷度は、何れのＳ－Ｎ曲線を用いても第１パンチ孔の方が大きな値となるため、以後は第１パンチ孔について記述する。

走行回数40万回（333kN）終了時でD(50%)は0.03、D(95%)で0.16程度と小さい。応力範囲は簡易計算で約290Mpaと計算しているが、このレベルになると実際には局部的に降伏が生じている。従って、輪荷重の走行に伴い残留ひずみの増加が大きくなり、コンクリートのひびわれを誘起し、更には、コンクリート部分のせん断剛性低下によるＩ形鋼のせん断力負担割合が増加し、Ｉ形鋼の応力範囲が次第に増加して行くものと考えられる。

載荷荷重が353kNに増加した後、応力範囲とＤ値の増加が顕著になり、D(95%)は走行回数44万回時で0.63となる。この段階では応力範囲が降伏点（375Mpa）を超過する。

活荷重ひずみが急減した42万回時を使用限界と考えると、同時点でD(50%)＝0.06、D(95%)＝0.32である。載荷荷重373kN段階では、開始から塑性域での繰り返し載荷となり、コンクリートの損傷進行に伴う鋼材の応力負担の増大とあわせて疲労損傷が急速に進行したと考えられる。



図－6.1.25　Ｓ－Ｎ曲線の提案式と累積損傷度

表－6.1.15　S－N曲線の提案式と累積損傷度計算結果

走行回数 ΣNr 万回	荷重 P kN	第１パンチ孔					第２パンチ孔				
		応力範囲 $\Delta\sigma_I$ MPa	Σ(N/Ni)＜S-N線式のm＞				応力範囲 $\Delta\sigma_I$ MPa	Σ(N/Ni) ＜S-N式のm＞			
			m=7.1 (50%)	m=7.1 (95%)	m=3	m=5		m=7.1 (50%)	m=7.1 (95%)	m=3	m=5
4	157	77.9	0.000	0.000	0.001	0.000	77.9	0.000	0.000	0.001	0.000
8	177	98.5	0.000	0.000	0.004	0.000	98.5	0.000	0.000	0.002	0.000
12	196	118.1	0.000	0.000	0.009	0.001	118.1	0.000	0.000	0.005	0.000
16	216	134.8	0.000	0.001	0.016	0.002	134.8	0.000	0.000	0.010	0.001
20	235	160.4	0.000	0.002	0.028	0.005	160.4	0.000	0.001	0.020	0.003
24	255	177.3	0.001	0.005	0.044	0.009	177.3	0.001	0.004	0.036	0.007
28	275	186.0	0.002	0.009	0.063	0.015	186.0	0.002	0.009	0.055	0.013
32	294	228.7	0.005	0.028	0.098	0.030	228.7	0.004	0.023	0.087	0.026
36	314	261.0	0.014	0.075	0.150	0.061	261.0	0.010	0.053	0.130	0.049
38	333	270.9	0.019	0.105	0.179	0.079	270.9	0.015	0.084	0.159	0.067
40	333	291.6	0.029	0.156	0.215	0.105	291.6	0.023	0.126	0.192	0.090
42	353	341.7	0.057	0.314	0.273	0.164	341.7	0.052	0.283	0.250	0.148
44	353	376.3	0.114	0.626	0.350	0.258	376.3	0.109	0.595	0.328	0.243
45	373	417.3	0.174	0.950	0.403	0.338	417.3	0.168	0.920	0.381	0.322

５）試験条件の影響

①試験方法の影響（衝撃、載荷重）

疲労耐久性評価の着目点であるＩ形鋼のパンチ孔隅角部におけるひずみ計測の結果から、階段状荷重漸増載荷の終盤で、主部材Ｉ形鋼が降伏し、これが原因でコンクリートのひびわれ進展・剛性低下を誘発し床版の構造系が大きく変化したと考えられる。結果として主部材Ｉ形鋼の負担が増加し、応力範囲の急増によりＩ形鋼の疲労破壊が早まった可能性があり、以下のような経過を辿ったものと考えられる。

a. Ｉ形鋼部分降伏による剛性低下とたわみ増大

b. コンクリートひびわれ拡大

c. コンクリートのせん断剛性低下

d. Ｉ形鋼のせん断力負担割合増加

e. Ｉ形鋼応力範囲の更なる増大

f. 損傷度急増によるＩ形鋼パンチ孔隅角部からの疲労亀裂発生と進展

g. 疲労亀裂が下フランジに達して破断

また、非構造材の型枠底板については、通常使用状態では剥離することはなく配力筋方向応力配分に有効である。底板は床版剛性を高め、コンクリートひびわれの抑制とＩ形鋼応力範囲の低減に寄与するため床版の疲労耐久性の向上に効果がある。しかし、今回の試験では過大な試験荷重には耐えられずに剥離した。

今回の載荷方式では、荷重増加によって、底板が剥離したり、主要部材のＩ形鋼が部分的に降伏してしまうなど、構造系が変化するため、載荷荷重の増加による供試体の状況を適切に評価することが重要である。

②使用材料の影響（コンクリート強度の影響）

a）コンクリートの材料特性採用値

Ｉ形鋼格子床版の耐久性はＩ形鋼の発生応力に影響されるため、疲労耐久性検討上はコンクリート強度特性値としてヤング係数が問題となる。コンクリートのヤング係数値E_cは、高強度のコンクリートほど大きいが、**表－6.1.16**に示すように今回の材料試験値 はσ_{ck}＝24 N/mm^{2}での設計値に対し1.24倍の値である。鋼材とコンクリートとのヤング係数比ｎについては、静的耐荷力検討荷重に対する応力度算定用に安全側に評価してｎ＝15を用いている。今回の材料試験値をそのまま評価するとｎ＝6.9となるが、たわみの解析結果と実測値の対比から今回の供試体ではｎ＝10が妥当と考えられる。

表－6.1.16　コンクリート強度の特性値の比較

ケース	①設計応力度算定用	②材料試験値	③疲労照査検討値
圧縮強度　(N/mm^2)	σ_{ck}=24	σ_{cu}=43.1	－
ヤング係数E_c (N/mm^2)	(※2.45×10^4)	3.04×10^4	
ヤング係数比　$n=E_s/E_c$	15　(8.6)	6.9	10

※道示Ｉ3.3　鉄筋コンクリート構造物の不静定力あるいは弾性変形計算用

b）疲労耐久性への影響

Ｉ形鋼格子床版は、終局状態においてもＩ形鋼の拘束によりコンクリートの抜け落ちは生じず、Ｉ形鋼の疲労強度が床版の疲労耐久性に対して支配的である。そこで、コンクリート強度の影響については、コンクリートのヤング係数の変動による鋼材応力の変動影響として検討することとした。

ヤング係数比については、材料試験結果のｎ＝6.9に対して疲労照査検討用にｎ＝10を採用した。この相対関係を用いて、材料試験値が設計値ｎ＝8.6とすると疲労照査検討用にはｎ＝12.4となると仮定する。Ｉ形鋼ウェブの第１パンチ孔支点側隅角部について、底板と引張側コンクリートを無視した場合の計算応力を対比すると、ｎ＝12.4の場合の応力はｎ＝10の場合に比べ約4%増加する。

表－6.1.17　Ｉ形鋼パンチ孔隅角部応力に及ぼすヤング係数比と床版厚の影響

着目点	ヤング係数比 n	床版厚 (cm)	応力度 (Mpa)	相対比	備考
第１パンチ孔支点側	6.7	22.0	131	0.93	
同上	10.0	22.0	140	1.00	疲労照査ベース
同上	12.4	22.0	146	1.04	
同上	15.0	22.0	152	1.08	
同上	10.0	22.7	136	0.97	

※計算条件：底板と引張側コンクリートを無視、輪荷重157kNを静的載荷した場合。

Ｉ形鋼のパンチ孔隅角部に作用する応力をσ_0、σ_1とし、それぞれに対応する疲労亀裂発生回数をN_0、N_1とすると式（6.19）が成立する。σ_1/σ_0＝1.04とするとN_1/N_0＝0.757となる。

$$N_1 / N_0 = (\sigma_1 / \sigma_0)^{-m} \qquad (6.19)$$

ここで、m：S－N曲線の傾きの逆数で7.1

今回の載荷パターンの等価換算走行回数を試算すると、階段状荷重漸増載荷の45万回（373kN）は初期輪荷重157kNで3951万回となる。コンクリート強度が設計値とおりとして疲労寿命を低減すると2991万回と算定される。これを階段状荷重漸増載荷に直すと42.4万回（353kN）となる。
使用限界として第1パンチ孔隅角部の亀裂発生時を考えると、階段状荷重漸増載荷で42万回（353kN）は157kN一定載荷換算で2853万回となる。コンクリート強度が設計値とおりとして疲労寿命を低減すると2160万回と算定される。これを階段状荷重漸増載荷に直すと39.7万回（333kN）となる。

しかし、今回の試験では階段状荷重漸増載荷の終盤で、主部材Ｉ形鋼が降伏したことが原因で床版の構造系が大きく変化したと考えられ、計算上数%程度の応力変動は疲労強度に大きな影響は及ぼしていないと考えられる。但し、実橋での使用状態を想定するとコンクリート強度の高い方が材料耐久性は高く、ひび割れ発生荷重も大きくなるため初期状態の維持という面で有利である。従って、疲労耐久性に優れた床版とするには強度の高い良質なコンクリートが必要なことは言うまでもない。

③寸法の影響（床版厚）

供試体の床版厚測定は試験終了後に実施したため、コンクリートにひび割れを生じた中央部については測定を省略している。床版の端部でのコンクリート厚の測定値は、設計値220mmに対し＋1～＋7mmの範囲であった。供試体制作時のコンクリート打設直後の床版中央たわみは1mm程度と小さいことから、床版中央部の床版厚は端部に比べて同等と考えられる。

実測厚は設計値に対し＋0.5%～＋3.2%であるが、床版厚を設計値より7mm厚めの22.7cmとした場合のＩ形鋼の応力度計算に与える影響は－3%程度と比較的小さい。

6）疲労耐久性評価（試験結果の補正）

基準床版との相対比較として試験終了時の載荷荷重と走行回数を比較するにあたり、供試体のコンクリート強度について設計値と実測値の差異を考慮して補正を行う必要がある。

しかし、Ｉ形鋼格子床版では、試験終了時にＩ形鋼が降伏して構造系が大きく変化しており、結果の補正は困難である。

使用限界状態としてＩ形鋼パンチ孔隅角部でのひずみが急変した段階での載荷荷重・走行回数値を取り上げてこれを補正すると以下のとおりとなる。

表－6.1.18　基準床版との相対比較

工法名	補正前		補正後	
	載荷荷重（kN）	走行回数（万回）	載荷荷重（kN）	走行回数（万回）
Ｉ形鋼格子床版	373（353）	45（42）	－（333）	－（39.7）
ＲＣ８	275～392	25.6～52	255～333	21.8～37.3

（注）（ ）内の値は使用限界として、Ｉ形鋼パンチ孔隅角部でのひずみが急変した段階での荷重・走行回数値

（3）その他性能の評価

①耐荷力評価

耐荷力として**表－6.1.19** に輪荷重最大値 373kN 載荷時における床版の最大曲げモーメントと最大せん断力を直交異方性版解析に基づき算出した結果を示す。主部材方向の曲げモーメント Mx については、設計荷重に対して 2.02 倍、配力筋方向の My については、1.90 倍の耐荷力を確認した。

表－6.1.19　保持した輪荷重に対応する床版の断面力

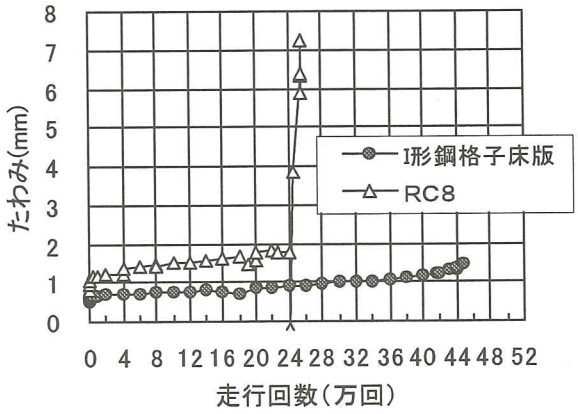
ケース	曲げ剛比 α	輪荷重 (kN)	曲げモーメントの最大値 (kN･m/m)		せん断力の最大値 (kN/m)	
			主部材方向 Mx	配力筋方向 My	主部材方向 Qx	配力筋方向 Qy
底板および引張側コンクリート無視の解析	0.505	157	37.59	19.24	74.79	56.12
		373	89.24	45.70	177.60	133.27
設計荷重	0.4		44.20	－	－	－
	0.7		－	24.00	－	－

②たわみによる剛性評価

静的載荷時の床版中央たわみ値と走行回数の関係から床版の剛性変化を調べる。ここで、たわみ値は実測活荷重たわみ（静的載荷－除荷時）から初期の載荷荷重である 157kN に対応するたわみ換算値とし、**図－6.1.26** に示す。

載荷前半の 4～20 万回走行の範囲で比較すると、Ｉ形鋼格子床版（22cm 厚）はＲＣ８供試体（25cm 厚）の 1/1.8 程度と小さい。

換言すれば、基準床版に比べて十分な剛性があると評価できる。



図－6.1.26　床版中央における換算活荷重たわみの比較（157kN 載荷換算）

（4）まとめ

階段状荷重漸増載荷による輪荷重走行試験において、Ｉ形鋼格子床版は最終的にＩ形鋼の破壊により終局に至った。本床版については、既往研究[1)2)]により、配力筋を通すためＩ形鋼のウェブに打ち抜いた孔（パンチ孔）部に疲労亀裂を生じ、載荷繰り返しに伴いその亀裂が下側フランジに進展することにより最終的にＩ形鋼が破断に至るという破壊モードをとることが報告されている。今回の試験でも、終局状態においてＩ形鋼の拘束によりコンクリートの抜け落ちは生ずることなく、Ｉ形鋼の疲労強度が床版の疲労耐久性に対し

て支配的であることが確認できた。

また、本床版についてＩ形鋼のパンチ孔隅角部の亀裂発生に着目した疲労寿命推定方法を適用し、測定データに基づく応力範囲との相関および累積損傷度を検討し、基準床版と相対比較を行った結果、以下の知見を得た。

①試験は走行回数45万回(373kN)で終了したが、載荷試験の終盤でＩ形鋼が降伏したことに伴いコンクリートのひびわれ進展と剛性低下が起こりＩ形鋼の荷重負担が急増したためＩ形鋼の疲労破壊が早まったと考えられる。

②使用限界を着目点ひずみが急変した走行回数42万回(353kN)段階とすると十分に安全側設定となり、同時点の累積損傷度は95%非超過確率で今回0.3程度であった。

③Ｉ形鋼が降伏しない荷重範囲での比較において、本床版は基準床版のＲＣ８供試体と比べて高い剛性を保持し，より大きな荷重の繰り返しに耐えた。

Ｉ形鋼格子床版の疲労照査方法には、疲労亀裂発生に関するＳ－Ｎ曲線、底板を無視した応力算定など、安全側仮定があるが、本手法を用いて疲労設計が可能である。

なお、今回の載荷方式は、荷重増加によって主部材が降伏して構造系が大きく変化するような床版の場合はそれらの影響を適切に評価することが必要と考える。

＜参考文献＞

1)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，大阪大学学位論文，1984.11

2)大田孝二：大支間Ｉ形鋼格子床版の疲労特性に関する研究，東京大学学位論文，1999.3

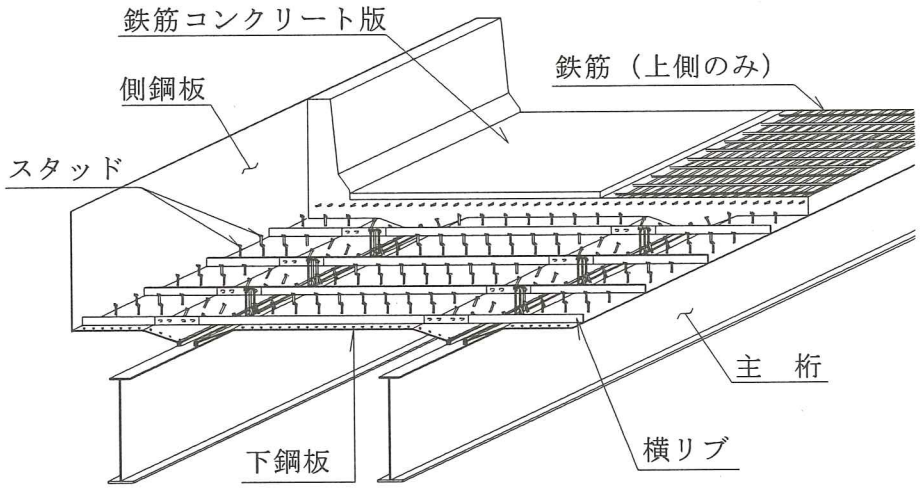
3)（社）日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和54年2月

6．2　ＳＣデッキ

（1）走行試験結果の概要

1）供試体の概要

ＳＣデッキは、鋼板とコンクリートとの結合に頭付きスタッドを用い、コンクリート打設時の鋼板のたわみ防止に横リブを用いる形式の鋼板・コンクリート合成床版である。ＳＣデッキの概念図および各部の名称を図－6.2.1 に示す。



図－6.2.1　ＳＣデッキの概念図

①試験の着目点

ＳＣデッキは独自の輪荷重走行試験（以下、走行試験と略す）により、床版支間 3mの実物大の供試体に関して荷重 186kN までの床版の挙動および疲労耐久性を確認している[1)]。このため、今回の走行試験では、以下の項目について重点的に着目するものとした。

a）階段載荷におけるたわみ・ひずみの進展を把握する。

b）破壊時の荷重・走行回数・破壊形態を確認する。

c）ＲＣ床版との疲労耐久性の比較を行う。

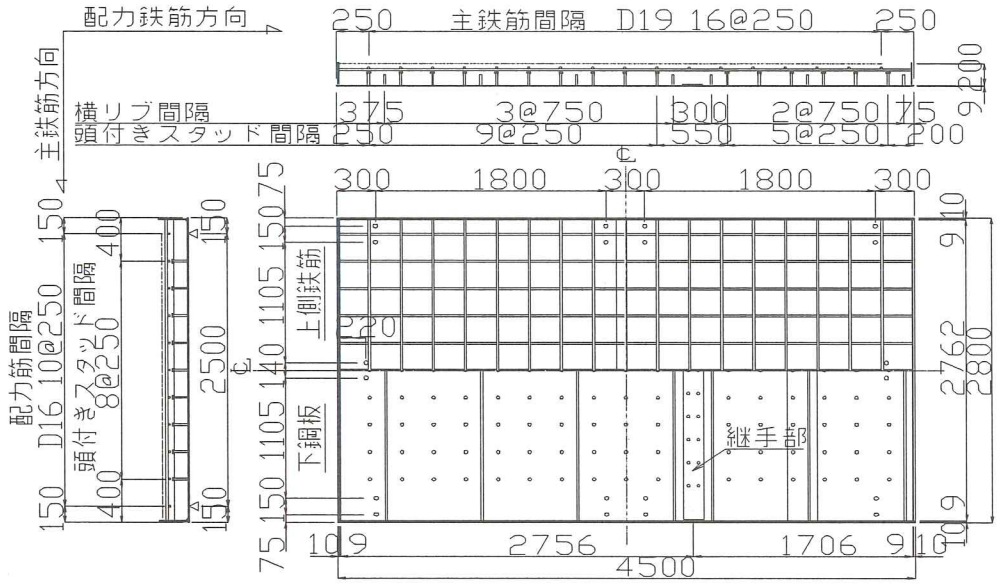
②設計条件

供試体は、荷重条件をＢ活荷重および 1 方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台／日以上とする床版支間 3.0m の連続版として設計した。

③供試体の概要

走行試験に用いた実物大の供試体を図－6.2.2 に示す。供試体の形状寸法は、幅 2.8m、長さ 4.5m、床版支間 2.5m、コンクリート版厚 200 mm、コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}=30N/mm^2、鋼板厚 9 mm、横リブ 100 mm ×16 mm、頭付きスタッドφ16 mm×120 mmである。なお、鋼板の継手部には高力ボルト摩擦接合を採用している。また、鋼板の継手が輪荷重の走行範囲に位置するように、供試体の主鉄筋方向（橋軸直角方向）の中心

線から配力鉄筋方向（橋軸方向）に 525 ㎜離れた位置に鋼板の継手部を設けた。



図－6.2.2　供試体詳細図　単位：㎜

④材料試験結果

コンクリートの製品同一養生供試体および標準養生供試体の圧縮強度試験結果をそれぞれ**表－6.2.1**、**表－6.2.2** に示す。また、標準養生供試体の引張強度試験結果を**表－6.2.3** に示す。製品同一養生供試体の圧縮強度試験結果の平均値は設計基準強度の 1.28 倍となっているが、これは試験実施日が走行試験開始時の材齢 52 日であることから、設計基準強度の基準となる材齢 28 日の圧縮強度を上回ったものと考えられる。

なお、コンクリートの圧縮強度試験結果と設計基準強度との差異が床版の疲労耐久性に及ぼす影響については、「（2）疲労耐久性の評価　6）疲労耐久性評価」において検討した。

表－6.2.1　コンクリートの圧縮強度試験結果：製品同一養生供試体（材齢 52 日）

番　号	直　径 ㎜	断面積 ㎜^{2}	最大荷重 kN	圧縮強度 N/㎜^{2}	静弾性係数 ×10^{4}N/㎜^{2}	ポアソン比
SC-7	99.73	7,811	297.8	38.2	2.95	0.210
-8	99.65	7,799	285.8	36.7	2.75	0.208
-9	99.68	7,803	295.4	37.9	2.95	0.180
平均値	－	－	－	37.6	2.88	0.199

表－6.2.2　コンクリートの圧縮強度試験結果：標準養生供試体（材齢 28 日）

番　号	直　径 ㎜	断面積 ㎜^{2}	最大荷重 kN	圧縮強度 N/㎜^{2}	静弾性係数 ×10^{4}N/㎜^{2}	ポアソン比
SC-1	99.68	7,804	348.5	44.6	3.19	0.194
-2	99.73	7,812	349.5	44.7	3.03	0.162
-3	99.68	7,804	347.4	44.5	3.15	0.180
平均値	－	－	－	44.6	3.12	0.179

表－6.2.3　コンクリートの引張強度試験結果：標準養生供試体（材齢 28 日）

番　号	直　径 mm	長　さ mm	最大荷重 kN	引張強度 N/mm^2	備　　考
SC-4	99.65	200.28	114.4	3.65	
-5	99.65	197.90	111.3	3.60	
-6	99.68	199.90	118.2	3.80	
平均値	－	－	－	3.68	

2）試験結果の概要

①階段載荷における破壊時走行回数

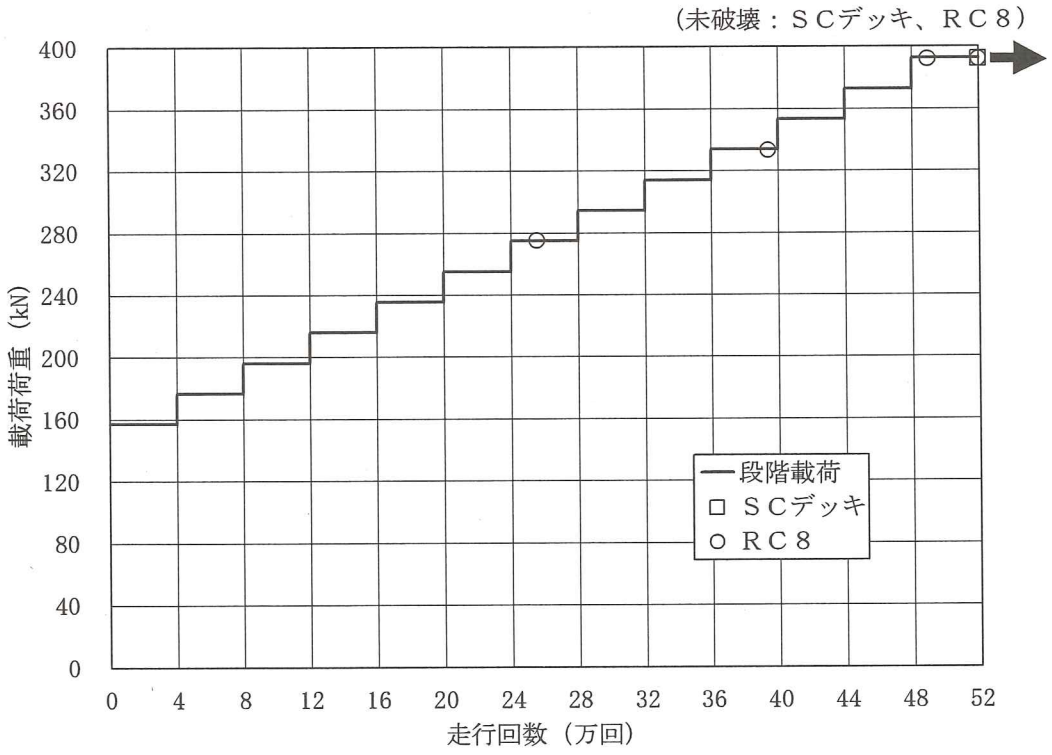
ＳＣデッキは、走行試験において荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで、たわみやひずみの急激な変化をおこさなかった。**図－6.2.3** に示す走行回数と載荷荷重の関係図に、ＳＣデッキおよびＲＣ８供試体の最終載荷荷重を記入した。

②たわみ－走行回数の時系列変化

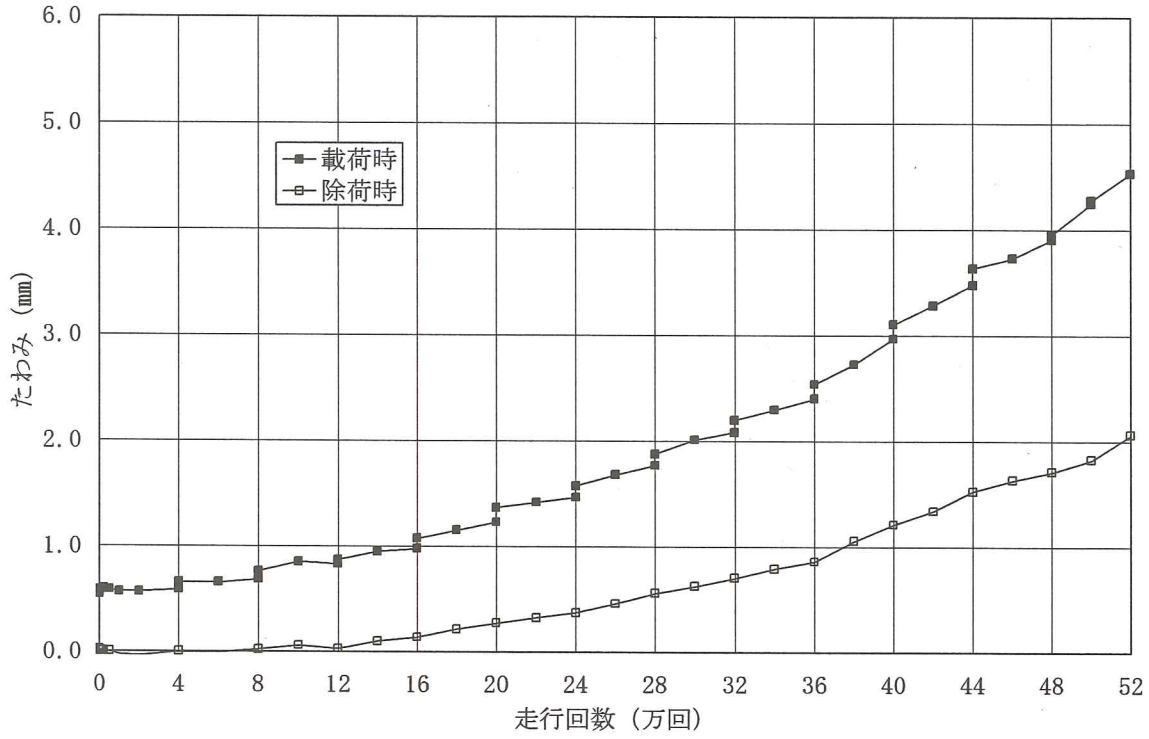
供試体中央のたわみ－走行回数の静的測定結果(D-4)を**図－6.2.4** に示す。載荷時のたわみは荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで急激な変化が認められず、最大たわみは 4.5 ㎜である。また、除荷時のたわみは走行回数 12 万回から一様に増加する傾向にあり、たわみの残留がみられる。

③破壊形態

ＳＣデッキは、荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで未破壊で走行試験を終了した。



図－6.2.3　走行回数と載荷荷重の関係図



図－6.2.4　供試体中央の静的たわみ(D-4)

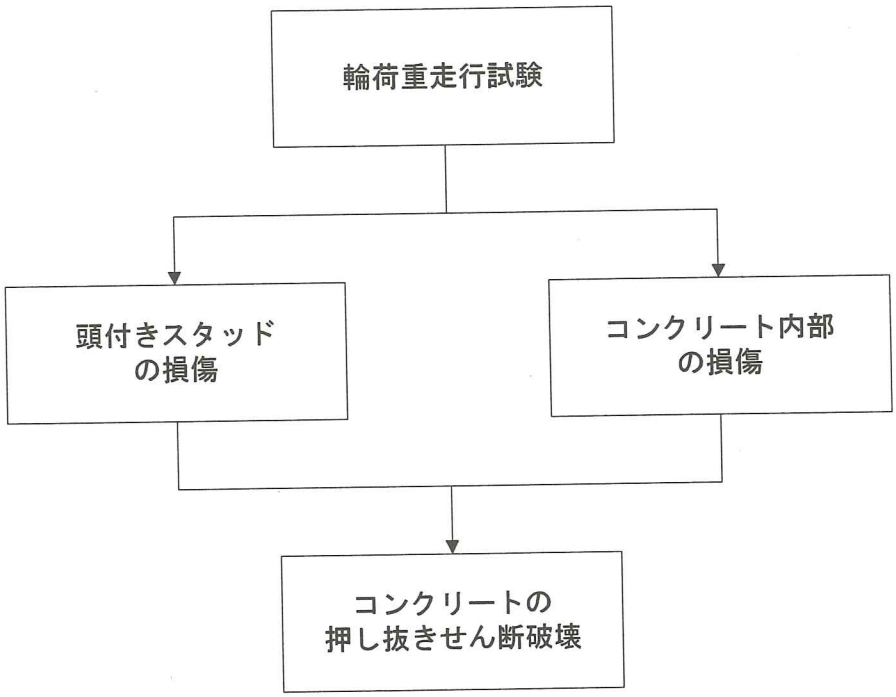
（2）疲労耐久性の評価

1）疲労耐久性評価手法

①疲労耐久性評価の着目点

ＳＣデッキは走行試験において破壊に至らなかったが、過去における研究の成果[2)]や走行試験終了後に行った床版の切断面の確認などをふまえると、破壊形態は図－6.2.5 に示すような形態をとるものと想定される。これらの破壊形態の具体的な概念図および内容についてはａ）～ｃ）に示す。

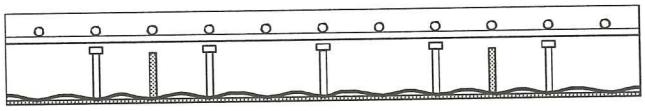
破壊形態の想定から、ＳＣデッキの疲労耐久性は頭付きスタッドの損傷およびコンクリート内部の損傷に着目して評価する必要があると考えられる。しかしながら、コンクリート内部の損傷については頭付きスタッドの配置や高さなどにより防止できる[2)]ことから、頭付きスタッドの損傷に着目して疲労耐久性の評価を行うものとする。



図－6.2.5　破壊形態の想定

a）頭付きスタッドの損傷

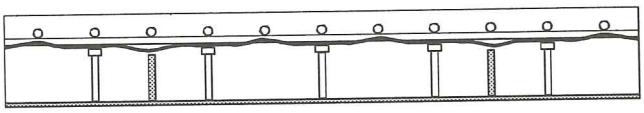
鋼板とコンクリートを合成する頭付きスタッドの損傷の概念図を図－6.2.6 に示す。これは頭付きスタッドが損傷することにより、鋼板とコンクリートが分離し、別々に挙動する状況を示している。



図－6.2.6　頭付きスタッドの損傷

b）コンクリート内部の損傷

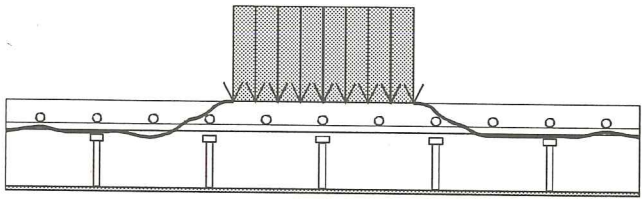
コンクリート内部の損傷の概念図を図－6.2.7 に示す。これは頭付きスタッド・横リブ・上側鉄筋などを起点としてひび割れが発生することにより、コンクリートが上下に分離し、別々に挙動する状況を示している。コンクリート内部の損傷を防止するためには、頭付きスタッドの大きさ・配置・高さなどに関して、コンクリートにひび割れや分離が発生しにくい構造のものを選択することが有効である。



図－6.2.7　コンクリート内部の損傷

c）コンクリートの押し抜きせん断破壊

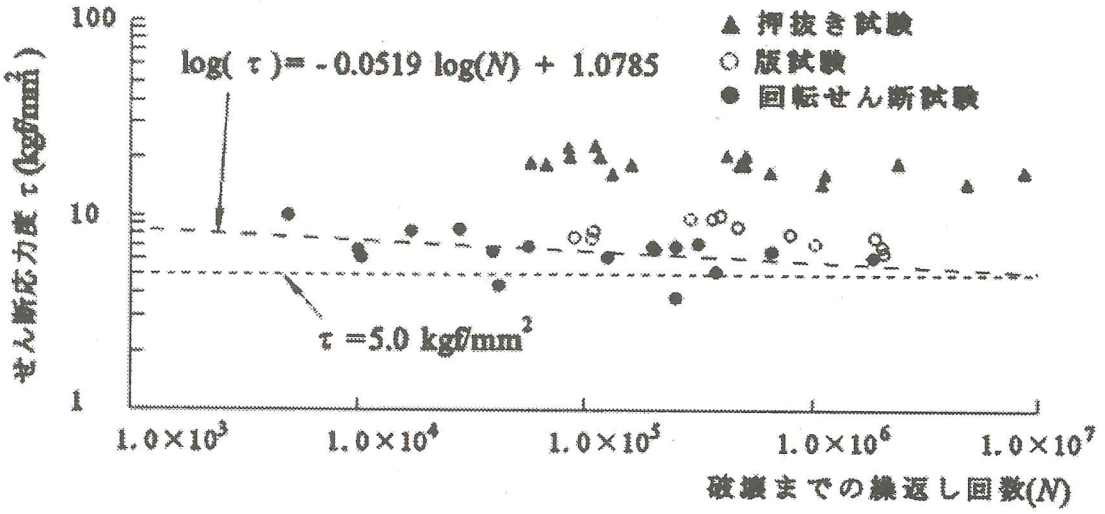
コンクリートの押し抜きせん断破壊の概念図を図－6.2.8 に示す。コンクリートの押し抜きせん断破壊は、頭付きスタッドの損傷による鋼板とコンクリートの分離、あるいは、コンクリート内部の損傷によるコンクリートの上下の分離が発生し、床版の剛性が低下したあとにおこる現象であり、床版上面から上側鉄筋位置までせん断破壊し、上側鉄筋位置においてはく離破壊する状況を示している。



図－6.2.8　コンクリートの押し抜きせん断破壊

②疲労寿命曲線

鋼板・コンクリート合成床版に適用する頭付きスタッドの疲労寿命曲線は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 [3]において図－6.2.9 にように示されている。ここでは、頭付きスタッドにこの疲労寿命曲線を適用するものとする。

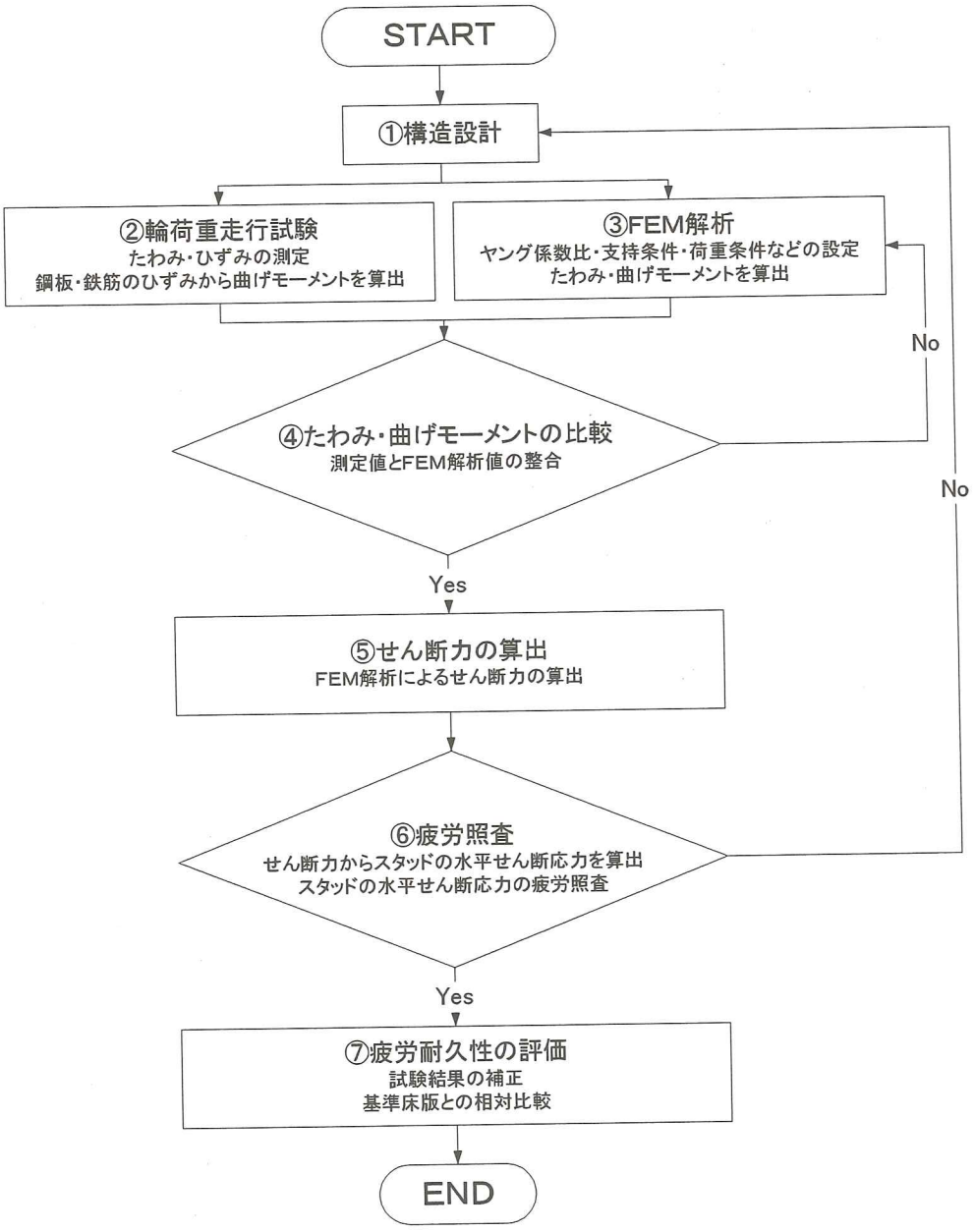


図－6.2.9　頭付きスタッドの疲労寿命曲線 [3]

③疲労耐久性評価の手順

頭付きスタッドの損傷に着目して疲労耐久性評価を行うにあたっては、頭付きスタッドに作用するせん断力を把握することが重要である。しかしながら、走行試験において頭付きスタッドに作用するせん断力を正確に測定することは困難であることから、走行試験にＦＥＭ解析を組み合わせてこれを評価するものとする。

走行試験とＦＥＭ解析を組み合わせた疲労耐久性評価の手順を図－6.2.10 に示す。ここに示す手順は、床版のたわみおよび曲げモーメントの比較により走行試験に整合するＦＥＭ解析モデルを構成し、このモデルを用いて床版に作用する最大せん断力を算出する。次に、この最大せん断力から頭付きスタッドに作用する水平せん断応力を算出し、頭付きスタッドの疲労照査を行う。さらに、この疲労照査をもとに試験結果を補正し、基準床版との相対比較行うことにより疲労耐久性評価を実施するものである。



図－6.2.10　疲労耐久性評価の手順

２）ＦＥＭ解析

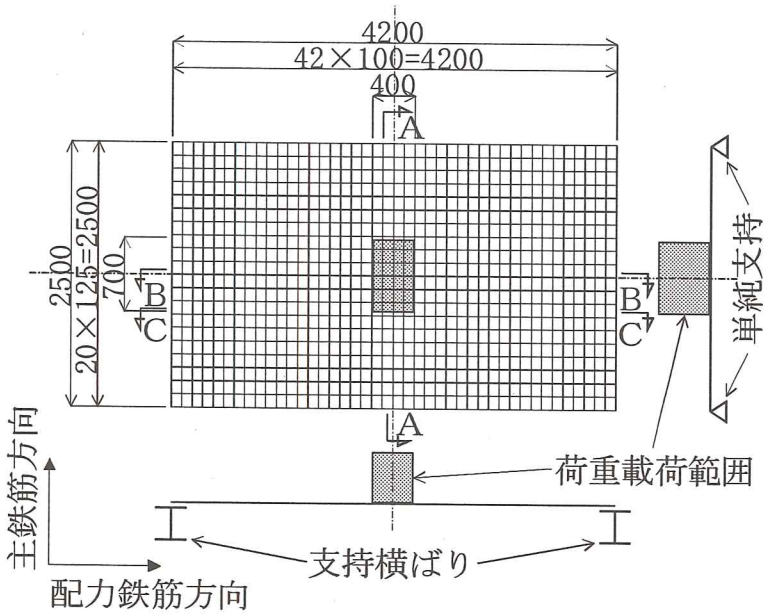
①解析方法

床版の解析は薄板要素およびはり要素を適用したＦＥＭ解析により実施した。床版部についてはＳＣデッキの床版剛性を有する等方性の薄板要素で、床版の端部を主鉄筋方向（橋軸直角方向）に支持する横ばりについてははり要素で構成した。また、床版の配力鉄筋方向（橋軸方向）の端部については単純支持とした。

載荷荷重は 98kN とし、載荷範囲は載荷板（20cm×50cm）から等分布荷重が床版厚の 1/2 の位置まで 45 度の角度で分散する範囲（40cm×70cm）とした。

②要素分割および載荷荷重

ＦＥＭ解析モデルの要素分割図および荷重載荷図を**図－6.2.11** に示す。解析モデルの節点数は 903、要素数は 880 である。



図－6.2.11　ＦＥＭ解析モデル　単位：mm

③床版剛性

主鉄筋方向（橋軸直角方向）および配力鉄筋方向（橋軸方向）の床版剛性の算出結果を**表－6.2.4～6.2.5** に示す。床版剛性は、ヤング係数比をｎ=7、10、15 とした場合、コンクリートの引張領域を有効および無効とした場合、主鉄筋方向については横リブを有効および無効とした場合について算出した。

算出した床版剛性を比較すると、横リブの有無による差異が比較的小さいことや、主鉄筋方向と配力鉄筋方向の値がほぼ等しいことがわかる。このため、ＦＥＭ解析には横リブを無効として算出した主鉄筋方向と配力鉄筋方向の床版剛性の平均値を採用した。

表－6.2.4　主鉄筋方向の床版剛性（鋼換算値）

ヤング係数比		n＝7		n＝10		n＝15	
コンクリート引張領域	下鋼板横リブ	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm
有効	有効	18138	129.60	14659	120.72	11665	111.86
有効	無効	17808	128.80	14393	119.98	11455	111.19
無効	有効	15462	122.88	13295	116.85	11065	109.91
無効	無効	14909	121.40	12914	115.72	10812	109.07

表－6.2.5　配力鉄筋方向の床版剛性（鋼換算値）

ヤング係数比		n＝7		n＝10		n＝15	
コンクリート引張領域	下鋼板横リブ	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm	床版剛性 $\times 10^4 mm^4$	等価版厚 mm
有効	有効	－	－	－	－	－	－
有効	無効	17359	127.71	13885	118.55	10867	109.25
無効	有効	－	－	－	－	－	－
無効	無効	14588	120.52	12502	114.48	10288	107.28

④解析結果

弾性たわみの測定値とＦＥＭ解析値との比較を**図－6.2.12～6.2.17** に示す。解析値については、床版剛性の算出においてヤング係数比をｎ=7、10、15 とした場合について、それぞれコンクリートを全断面有効とした場合と引張領域を無効とした場合の弾性たわみを示す。なお、解析モデルには供試体を支持する横ばりの剛性を考慮し、ポアソン比を ν=0.167 としている。一方、測定値については、載荷荷重の大きさが現実的である 196kN を静的に載荷した結果を 98kN に換算した値である。測定値と解析値とを比較すると、床版剛性の算出においてヤング係数比をｎ=10 としてコンクリートの引張領域を無効とした場合が、供試体の主鉄筋方向（橋軸直角方向）および配力鉄筋方向（橋軸方向）に関して比較的よく一致することがわかる。

次に、横ばりの効果を確認するために、横ばりの剛性を考慮した場合と横ばりの位置を単純支持とした場合とについて比較を行った結果を**図－6.2.18～6.2.19** に示す。ここで、床版剛性はヤング係数比をｎ=10 としてコンクリートの引張領域を無効として算出し、ポアソン比を ν=0.167 としている。両者を比較すると横ばりを考慮した解析値の方が測定値に近いことがわかる。

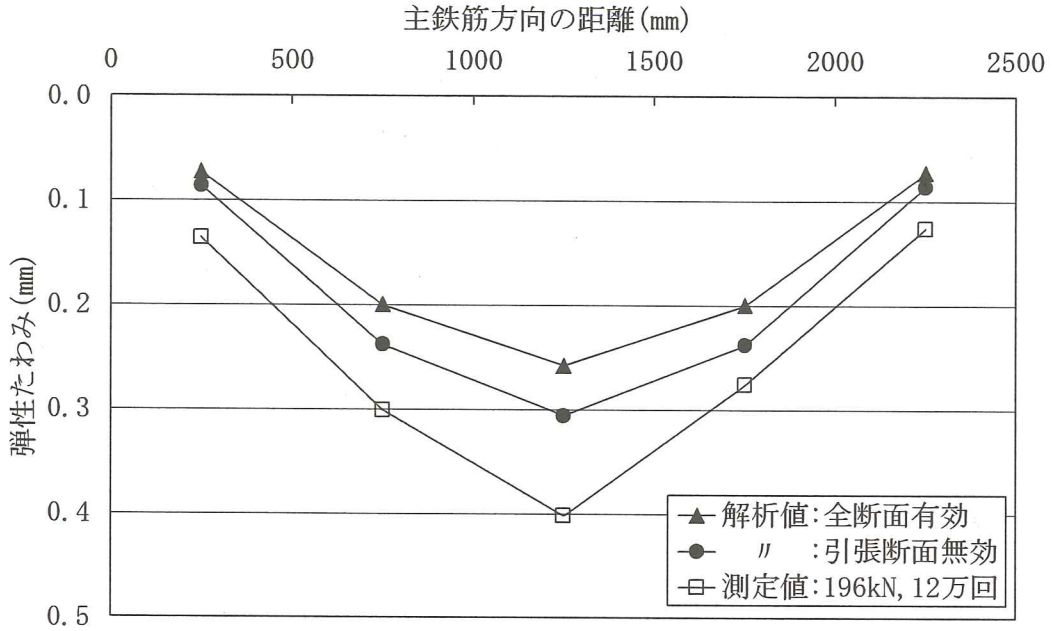
さらに、ポアソン比の効果を確認するために、ポアソン比を ν=0.167 とした場合と ν=0.3 とした場合とについて比較を行った結果を**図－6.2.20～6.2.21** に示す。ここで、床版剛性はヤング係数比をｎ=10 としてコンクリートの引張領域を無効として算出し、解析モデルには供試体を支持する横ばりを考慮している。両者を比較するとポアソン比を ν=0.167 とした解析値の方が測定値に近いことがわかる。

以上の結果から、床版剛性の算出においてヤング係数比をｎ=10 としてコンクリートの引張領域を無効と

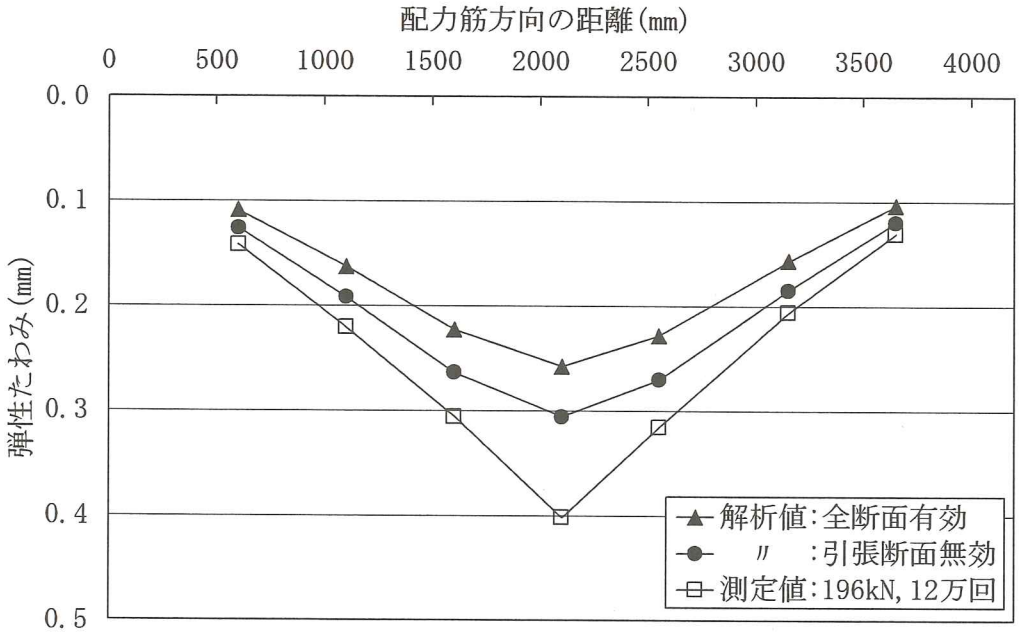
し、解析モデルには供試体を支持する横ばりを考慮し、ポアソン比をν=0.167とした場合において、測定値と整合するＦＥＭ解析が可能であると判断できる。なお、この条件により算出した曲げモーメントのＦＥＭ解析値と測定値との比較を**図－6.2.22～6.2.23**に示す。両者は比較的よく一致していることがわかる。

ａ）ヤング係数比の影響

・ヤング係数比ｎ=7の場合の弾性たわみ分布（ポアソン比ν=0.167、横ばり考慮）

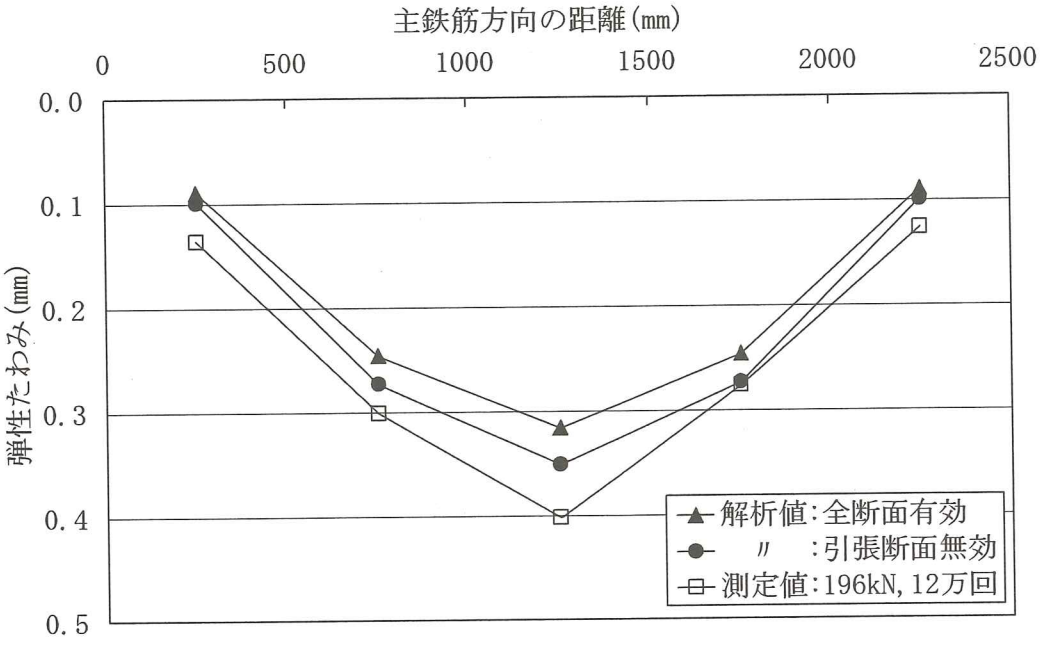


図－6.2.12　弾性たわみの主鉄筋方向分布（Ａ－Ａ断面）

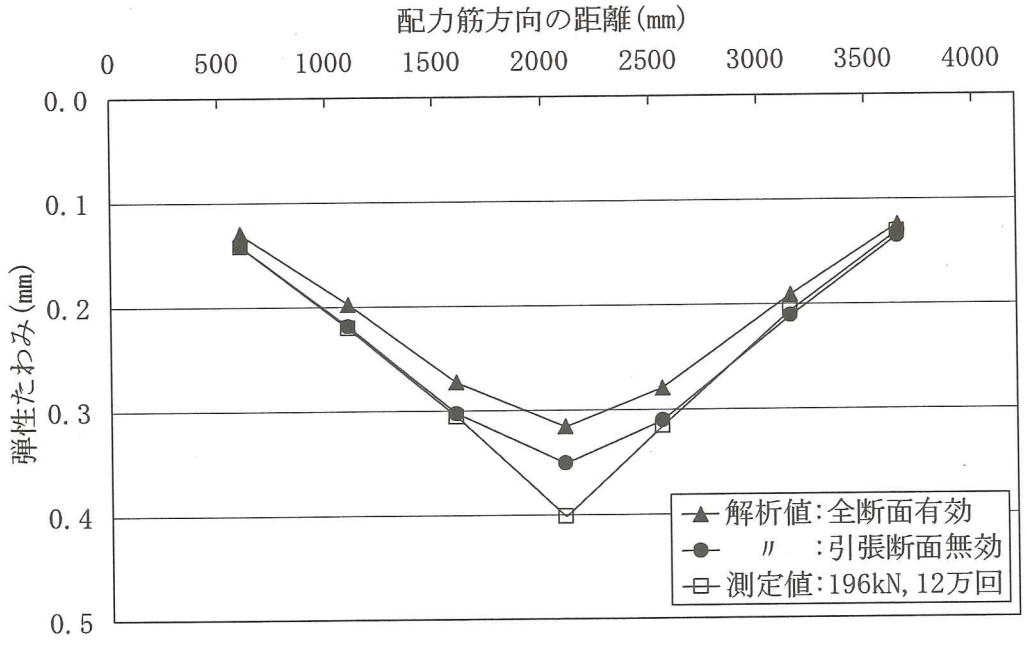


図－6.2.13　弾性たわみの配力鉄筋方向分布（Ｂ－Ｂ断面）

・ヤング係数比ｎ=10 の場合の弾性たわみ分布（ポアソン比ν=0.167、横ばり考慮）

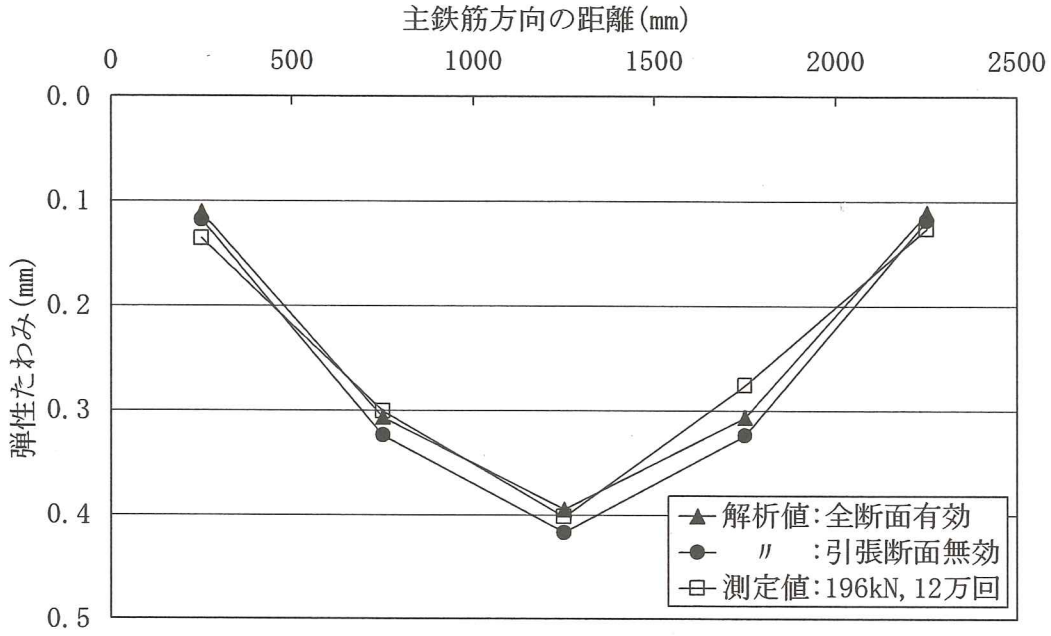


図－6.2.14　弾性たわみの主鉄筋方向分布（A－A断面）

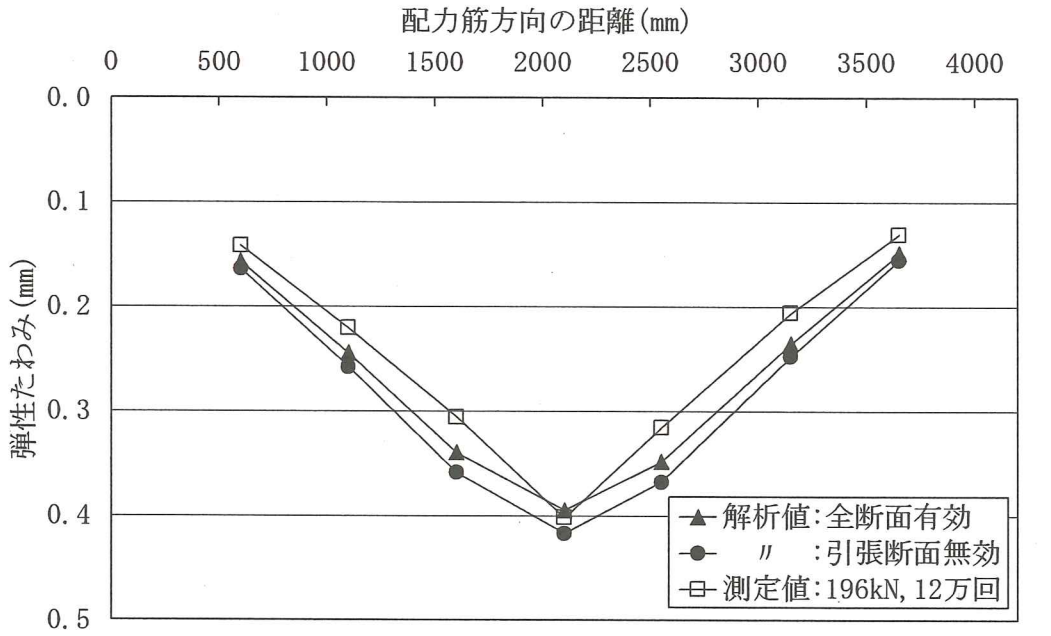


図－6.2.15　弾性たわみの配力鉄筋方向分布（B－B断面）

・ヤング係数比ｎ=15 の場合の弾性たわみ分布（ポアソン比ν=0.167、横ばり考慮）



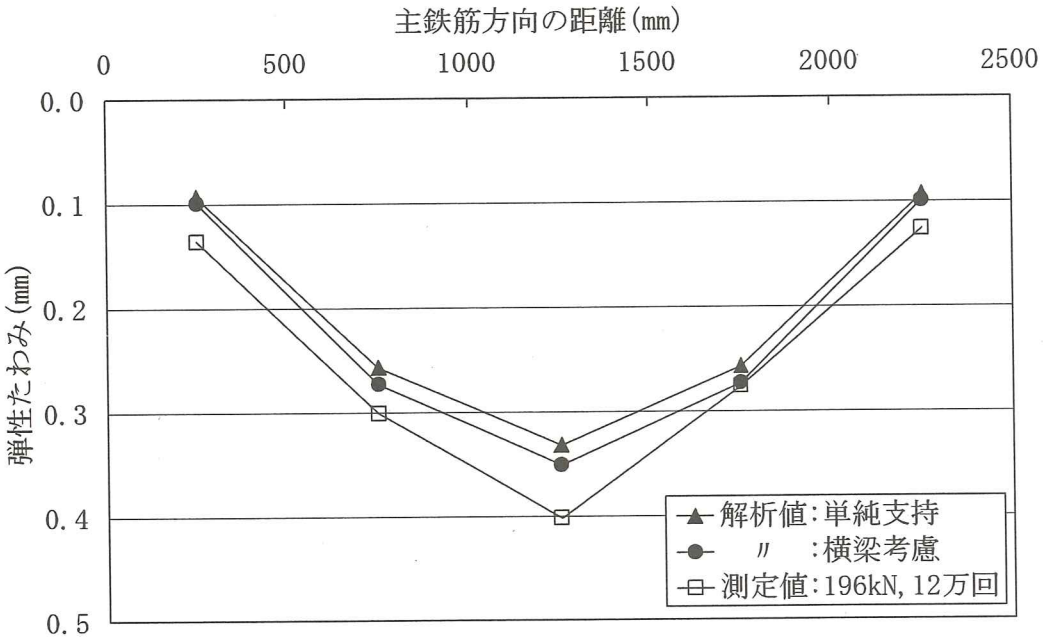
図－6.2.16　弾性たわみの主鉄筋方向分布（A－A断面）



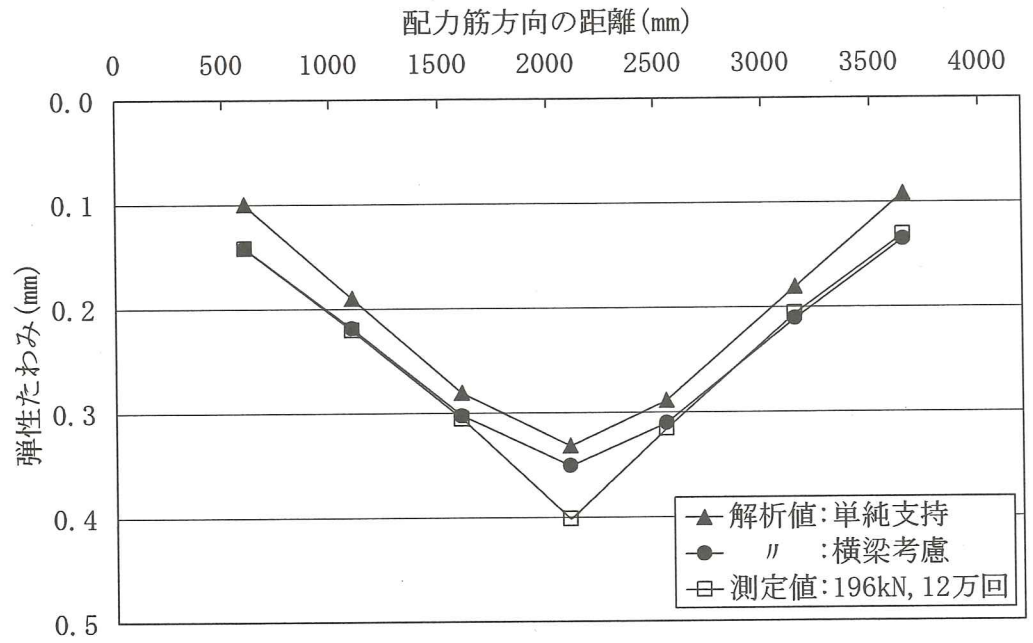
図－6.2.17　弾性たわみの配力鉄筋方向分布（B－B断面）

b）横ばりの影響

・ヤング係数比ｎ=10 の場合の弾性たわみ分布（引張領域無効、ポアソン比ν=0.167）



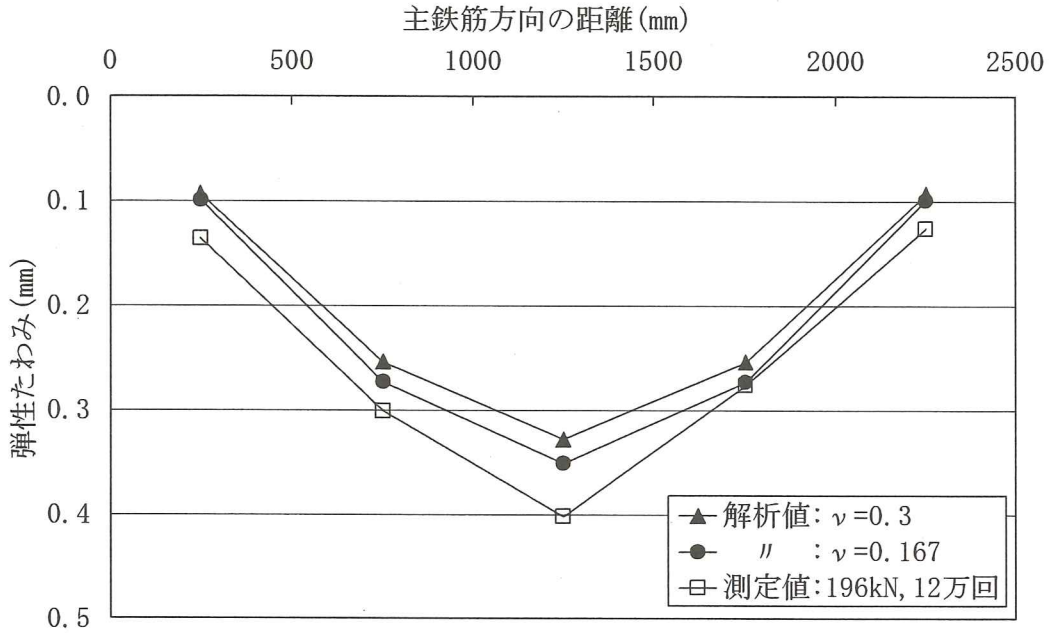
図－6.2.18　弾性たわみの主鉄筋方向分布（A－A断面）



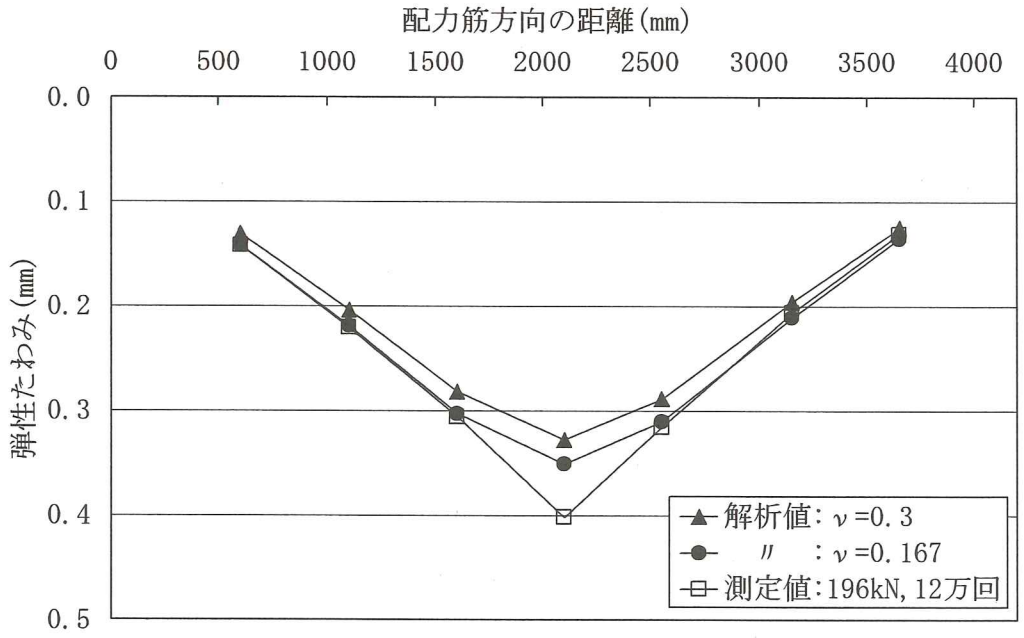
図－6.2.19　弾性たわみの配力鉄筋方向分布（B－B断面）

c）ポアソン比の影響

・ヤング係数比ｎ=10 の場合の弾性たわみ分布（引張領域無効、横ばり考慮）



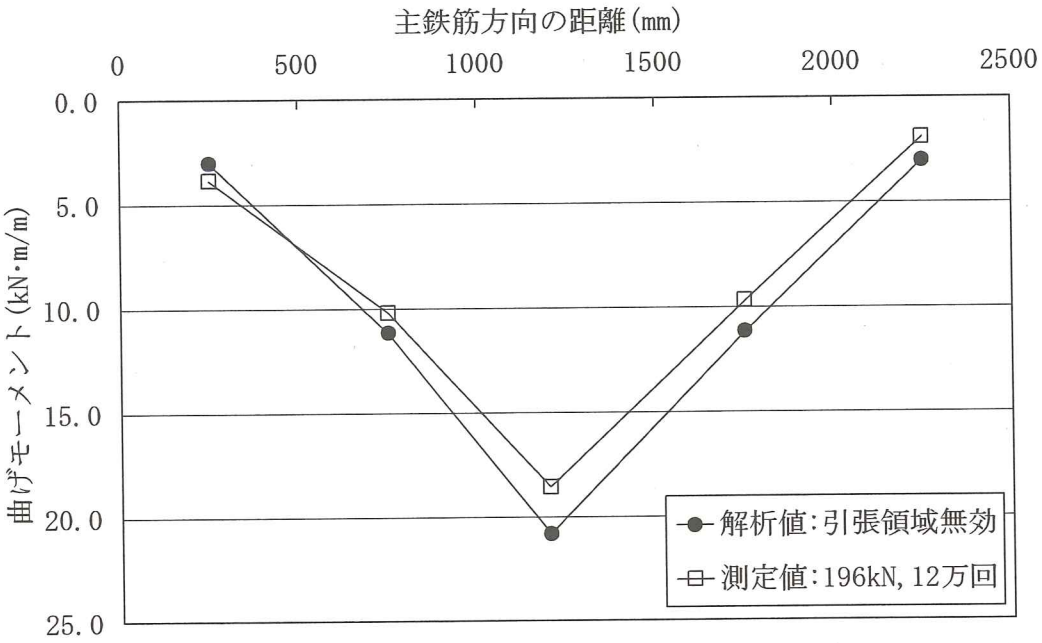
図－6.2.20　弾性たわみの主鉄筋方向分布（A－A断面）



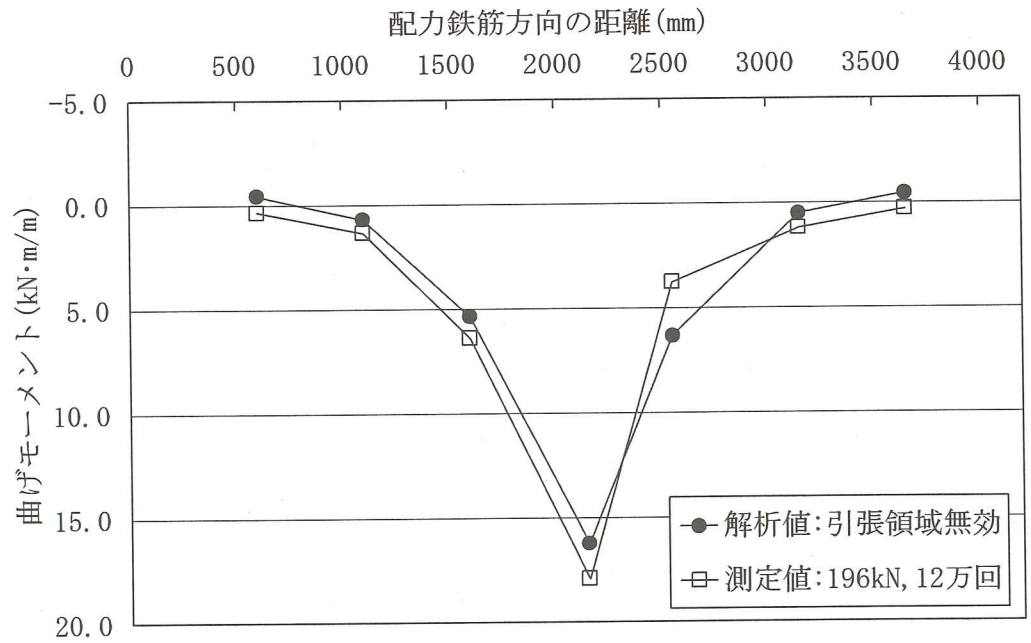
図－6.2.21　弾性たわみの配力鉄筋方向分布（B－B断面）

d）曲げモーメントの比較

・ヤング係数比ｎ=10 の場合の曲げモーメント分布（引張領域無効、ポアソン比ν=0.167、横ばり考慮）



図－6.2.22　曲げモーメントの主鉄筋方向分布（A－A断面）



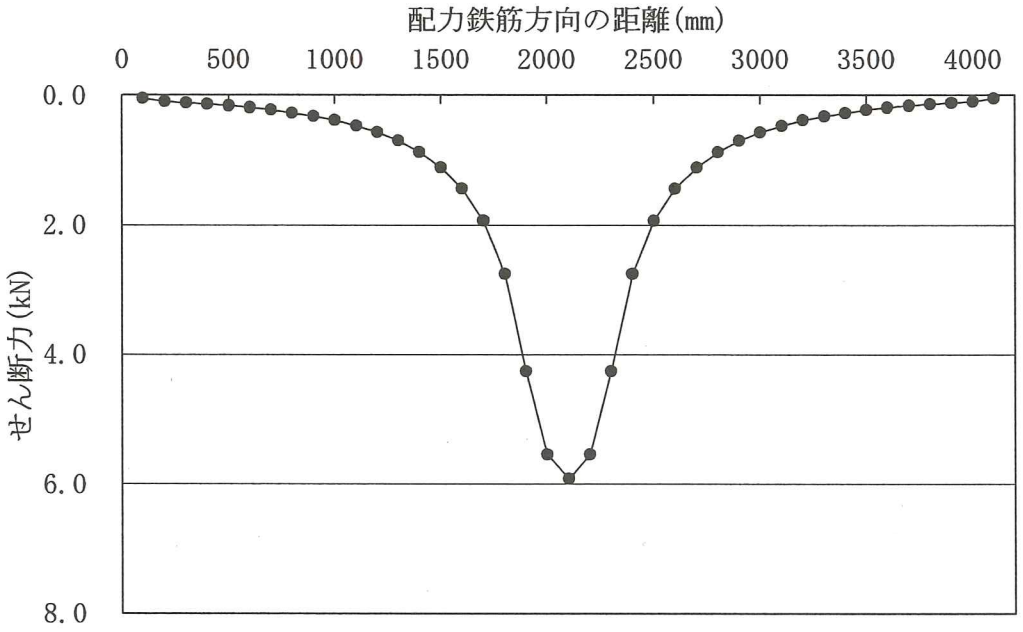
図－6.2.23　曲げモーメントの配力鉄筋方向分布（B－B断面）

3）最大応力範囲

①最大応力範囲の算定

測定値と整合するＦＥＭ解析モデルを用いて、床版に作用する主鉄筋方向（橋軸直角方向）のせん断力を算出した。このせん断力の配力鉄筋方向（橋軸方向）の分布を**図－6.2.24** に示す。

図中のせん断力の最大値を用いて、頭付きスタッドに発生するせん断応力度を算出した結果を**表－6.2.6** に示す。この値を疲労照査に用いる最大応力範囲とする。なお、せん断応力度の計算に用いた床版の断面二次モーメントは、ＦＥＭ解析に用いた床版剛性と同様にヤング係数比をｎ=10 として算出している。



図－6.2.24　主鉄筋方向せん断力の分布（C－C断面）

表－6.2.6　頭付きスタッドに作用するせん断応力度

作用せん断力	S	59.2	kN/m
荷重倍率（98kN）		1.0	
荷重作用の分担率	k	0.5	
鋼板の断面一次モーメント	Q	680,200	mm^3
床版の断面二次モーメント	I	143,930,000	mm^4
スタッドの断面積	A_s	201.1	mm^2
〃　の主鉄筋方向ピッチ	p_g	250.0	mm
〃　の配力鉄筋方向ピッチ	p_p	250.0	〃
〃　の配力鉄筋方向本数	n	4.0	本
〃　に作用するせん断応力度	$\Delta\tau$	43.4	N/mm^2

②最大応力範囲の補正

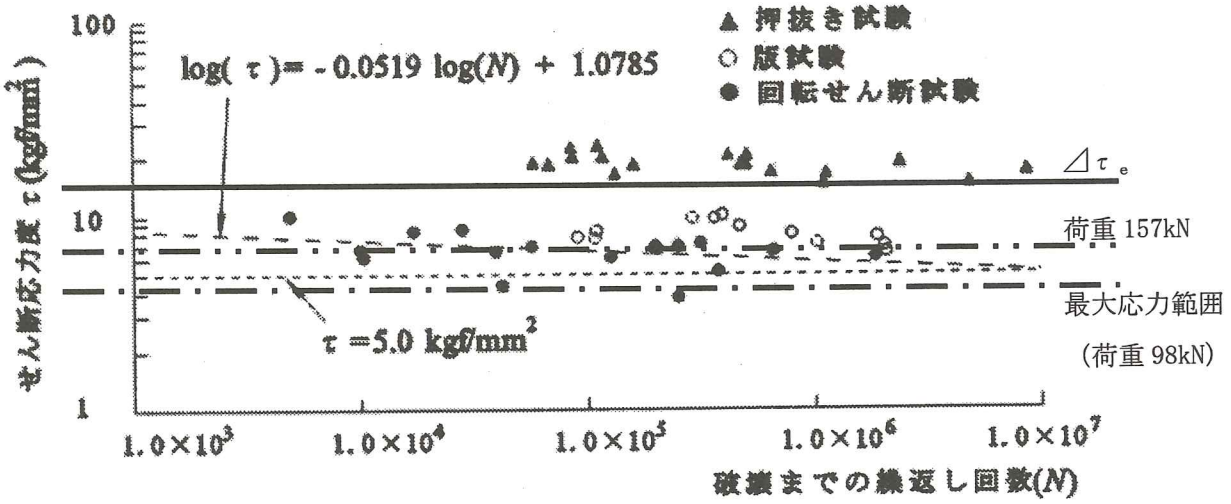
図－6.2.14～6.2.15 に示す主鉄筋方向（橋軸直角方向）および配力鉄筋方向（橋軸方向）の弾性たわみの比較、**図－6.2.22～6.2.23** に示す主鉄筋方向および配力鉄筋方向の曲げモーメントの比較において、測定値とＦＥＭ解析値がおおむね一致していることから、せん断力の分布についても同様の傾向であるものと判断し、最大応力範囲の補正を行わないものとした。

４）疲労照査

①最大応力範囲と疲労強度の比較

表－6.2.6 において算出した最大応力範囲（作用せん断応力度）と頭付きスタッドの疲労強度 τ =50N/mm² を**図－6.2.25** に合せて示す。最大応力範囲は頭付きスタッドの疲労強度を下回ることがわかる。

なお、走行試験の初期荷重 157kN を載荷した場合、頭付きスタッドに作用するせん断応力は 70N/mm² 程度である。また、マイナーの線形被害則により全繰り返し回数で疲労破壊する頭付きスタッドの一定応力範囲（等価応力範囲 $\Delta\tau_e$）を求めると 150N/mm² 程度である。



図－6.2.25　最大応力範囲と疲労強度の比較 [3)]

②輪荷重走行試験の累積損傷度

疲労寿命曲線から初期荷重である 157kN に関して損傷度を算出した結果を**表－6.2.7** に示す。荷重 157kN の載荷により作用するせん断応力度が疲労強度である τ=50N/mm^2 を上回っており、走行試験において頭付きスタッドが破断していないにも関わらず、荷重 157kN の載荷終了時には既に損傷度が 1 を超えていることがわかる。この原因として考えられるのは、疲労寿命曲線が鋼板の上面に頭付きスタッドのみを配置し横リブを設置してない形式の鋼板・コンクリート合成床版に関して設定されたものであり、横リブの設置により頭付きスタッドの疲労強度が向上するためであると考えられる。

表－6.2.7　累積損傷度の算出

載荷荷重	走行回数	作用せん断応力度	$\Delta\tau_i$ に対応する疲労寿命	累積損傷度
kN	n_i (回)	$\Delta\tau_i$ (kN/mm^2)	N_i (回)	$D_i=n_i/N_i$
157	40,000	69.7	34,232	1.168

5）試験条件の影響

①試験方法の影響

a）衝撃について

走行試験における衝撃の影響は、静的載荷と動的載荷との供試体の応答を比較することにより検討することができるものと考えられる。供試体中央の最大たわみの比較(D-4)を**表－6.2.8** に示す。静的載荷と動的載荷との最大たわみを比較すると、動的載荷の方が載荷の初期において 40%程度、載荷の後期において 10%程度大きい。なお、道路橋示方書[4]により支間 L=2.5m の床版に関して衝撃の影響を考慮すると、静的載荷の応答の 1.381 倍となり、走行試験初期における最大たわみの比に比較的近い値を示す。

表－6.2.8　静的最大たわみと動的最大たわみの比

載荷荷重 kN	157	177	196	216	235	255	275	294	314	334	353	373	392
①静的最大たわみ mm	0.596	0.684	0.850	0.977	1.230	1.465	1.768	2.080	2.402	2.969	3.477	3.906	4.531
②動的最大たわみ mm	0.850	0.957	1.074	1.299	1.572	1.846	2.178	2.529	2.900	3.457	3.750	4.453	5.127
②／①	1.426	1.399	1.264	1.330	1.278	1.260	1.232	1.216	1.207	1.164	1.079	1.140	1.132

b）載荷荷重について

走行試験の計測準備中に 392kN 程度の荷重が供試体の中央に作用したことが、載荷装置の変位制限装置が作動したことにより確認されている。この載荷による影響は明確ではないが、載荷荷重の大きさからコンクリート断面にひび割れが発生した可能性も考えられる。

②使用材料の影響（コンクリートの圧縮強度の影響）

コンクリートのヤング係数は圧縮強度と密接な関係にあり、圧縮強度の 1/2 乗に比例する実験式なども求められている。また、頭付きスタッドに作用するせん断応力度の計算値は、コンクリートのヤング係数によって変動する。このため、コンクリートの圧縮強度の疲労耐久性への影響は、コンクリートのヤング係数の差異が頭付きスタッドの応力範囲に与える影響として検討する。

頭付きスタッドに作用するせん断応力度の算出において、コンクリートのヤング係数に道路橋示方書[4]において設計基準強度ごとに規定された値を用いた場合と、圧縮強度試験結果を用いた場合の比較を**表－6.2.9** に示す。この結果から、コンクリートのヤング係数の差異が頭付きスタッドの応力範囲（作用せん断応力度）に与える影響は 1%程度であり、コンクリートの圧縮強度の疲労耐久性への影響は比較的小さいものと考えられる。

表－6.2.9　頭付きスタッドに作用するせん断応力度の比較

			設計基準強度	圧縮強度試験結果
コンクリートの圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30.0	37.6
コンクリートのヤング係数	E_c	〃	28,000	28,800
ヤング係数比	n		7.500	7.292
作用せん断力	S	kN/m	59.2	59.2
荷重倍率（98kN）			1.0	1.0
荷重作用の分担率	k		0.5	0.5
鋼板の断面一次モーメント	Q	mm^3	727,400	731,700
床版の断面二次モーメント	I	mm^4	170,710,000	173,672,600
スタッドの断面積	A_s	mm^2	201.1	201.1
〃　の主鉄筋方向ピッチ	p_g	mm	250.0	250.0
〃　の配力鉄筋方向ピッチ	p_p	〃	250.0	250.0
〃　の配力鉄筋方向本数	n	本	4.0	4.0
〃　に作用するせん断応力度	$\Delta\tau$	N/mm^2	39.2	38.7
〃　の疲労強度	$\Delta\tau_f$	〃	50.0	50.0

③寸法の影響（床版厚の影響）

走行試験終了後にコンクリート版厚を実測した結果、ひび割れなどの影響が少なく測定が可能であった箇所のコンクリート版厚は 197～204 mmであり、設計値である 200 mmとの差は-1.5～2.0%であった。

6）疲労耐久性評価

①試験結果の補正

疲労耐久性評価にあたって基準床版との相対比較を行うために、上記の「5）試験条件の影響」のうち最も影響が大きいと考えられるコンクリートの圧縮強度に関して試験結果の補正を行う。

試験結果の補正はマイナーの線形被害則により行う。着目点に作用する2つの応力τ_1、τ_0とし、それに対応する疲労寿命をN_1、N_0とすると次式が成立する。

$$N_1 / N_0 = (\tau_1 / \tau_0)^{-m} \qquad (6.2.1)$$

ただし、$m = 1 / k$

ここで、kは疲労寿命曲線の傾き(=0.0519)

式(6.2.1)のτ_0とτ_1にそれぞれ**表－6.2.9**において求めたコンクリートの圧縮強度試験結果および設計基準強度にもとづくヤング係数を用いて算出した応力範囲（作用せん断応力度）を、N_0に全走行回数を代入し、コンクリートの圧縮強度を補正した走行回数をN_1算出した結果を**表－6.2.10**に示す。

表－6.2.10　コンクリートの圧縮強度を補正した走行回数

k＝0.0519　m＝19.3

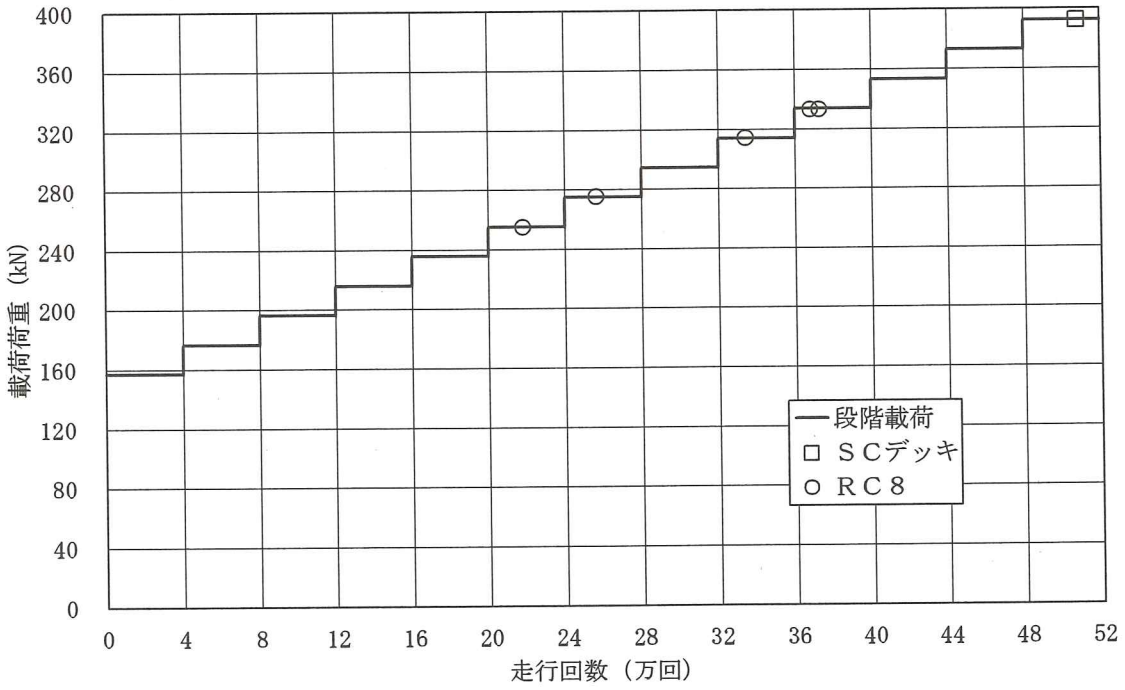
載荷荷重	走行回数	初期荷重	初期荷重換算走行回数	
kN	万回	kN	万回	累積回数
157	4.0	157	4	4
177	4.0	157	40	44
196	4.0	157	288	332
216	4.0	157	1,869	2,201
235	4.0	157	9,488	11,689
255	4.0	157	45,777	57,466
275	4.0	157	196,103	253,569
294	4.0	157	710,450	964,019
314	4.0	157	2,524,949	3,488,968
334	4.0	157	8,297,634	11,786,602
353	4.0	157	24,094,956	35,881,558
373	4.0	157	69,676,230	105,557,788
392	4.0	157	181,480,926	287,038,714
		N_0＝	287,038,714	
			τ_0＝	38.7
			τ_1＝	39.2
補正走行回数	50.8		N_1＝	230,826,492

②基準床版との相対比較

ＳＣデッキと基準床版であるＲＣ８供試体との相対比較を表－6.2.11および図－6.2.26に示す。この結果から、ＳＣデッキは基準床版に比較し高い疲労耐久性を有していることがわかる。

表－6.2.11　基準床版との相対比較

工　法　名	走行試験終了時の状態	補正前		補正後	
		載荷荷重 kN	走行回数 万回	載荷荷重 kN	走行回数 万回
ＳＣデッキ	未破壊 横リブ頂部に沿って水平方向ひび割れ発生	392	52	392	50.8
ＲＣ８	押し抜きせん断破壊	275～392	25.6～52	255～333	21.8～37.3



図－6.2.26　基準床版との相対比較

（３）その他性能評価

１）耐荷力評価

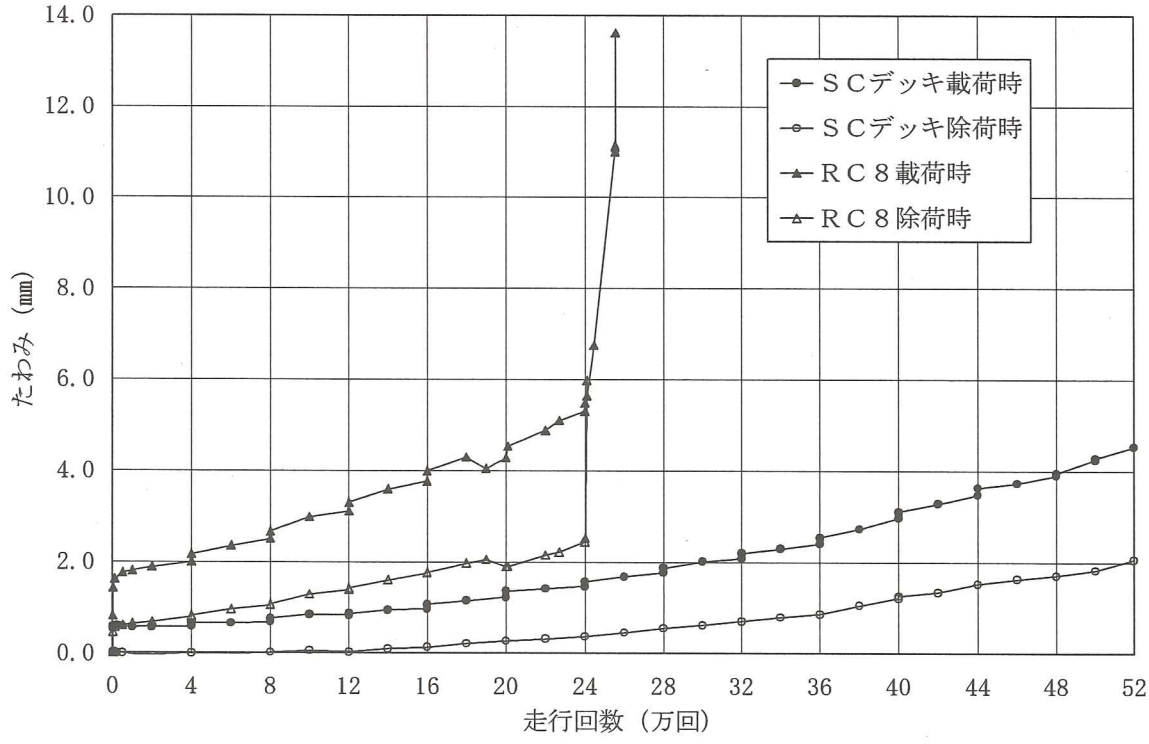
ＳＣデッキの耐荷力を評価するために、設計計算における設計曲げモーメントとＦＥＭ解析により算出した荷重 392kN 載荷時の作用曲げモーメントを比較した結果を**表－6.2.12** に示す。この結果、作用曲げモーメントは、主鉄筋方向（橋軸直角方向）および配力鉄筋方向（橋軸方向）に関して、それぞれ設計曲げモーメントの 2.1 倍と 1.8 倍であり、ＳＣデッキは十分な曲げ耐荷力を有していることがわかった。

表－6.2.12　設計曲げモーメントと作用曲げモーメントの比較

	①設計曲げモーメント （設計荷重 98kN） kN･m/m	②作用曲げモーメント （ＦＥＭ解析 392kN 載荷時） kN･m/m	②／①
主鉄筋方向	39.8	83.2	2.1
配力鉄筋方向	36.7	64.8	1.8

２）たわみによる剛性評価

ＳＣデッキと基準床版であるＲＣ８供試体との供試体中央のたわみの比較(D-4)を**図－6.2.27** に示す。ＳＣデッキのたわみは、ＲＣ８供試体のたわみが大きく変化する荷重 255kN・走行回数 24 万回以前においてＲＣ８供試体の 30%程度であり、ＳＣデッキは基準床版に比較し十分な剛性を有していることがわかる。



図－6.2.27　基準床版とのたわみの比較(D-4)

3）ひび割れ評価[5)]

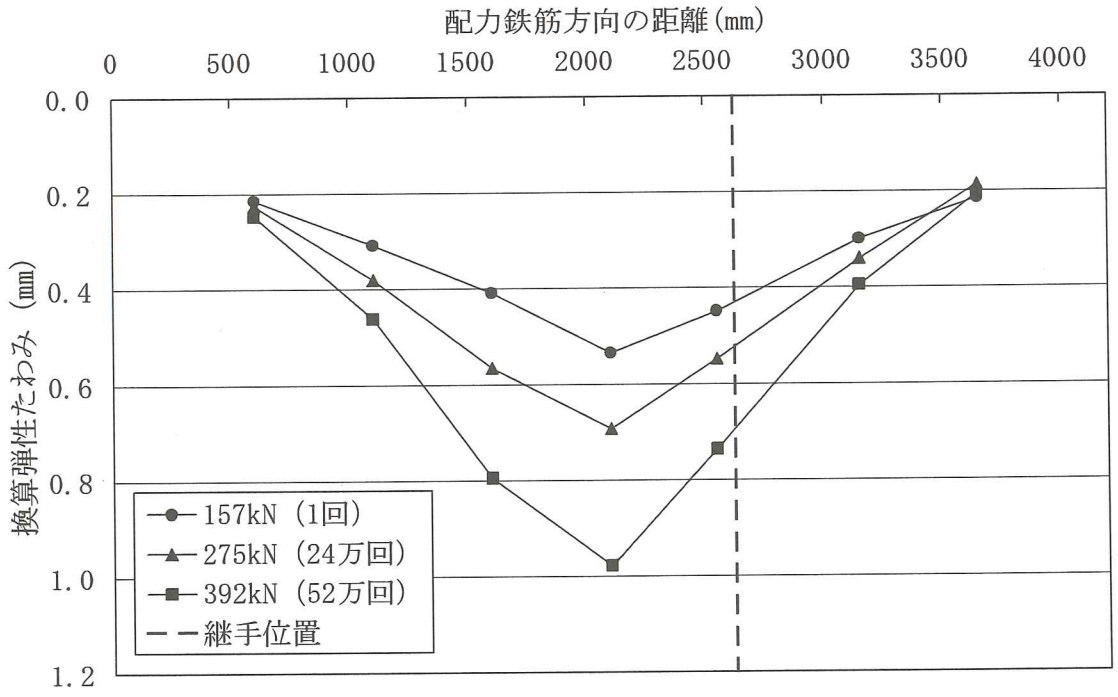
走行試験終了後に供試体の切断を行い切断面のひび割れ状況を確認した。切断面において横リブ頂部から水平方向のひび割れが発生していたが、このひび割れは緩やかな傾きで側方向に向かいアーチ状に進展しており、床版上面に貫通していないことから、破壊の原因になる有害なひび割れではないと判断した。なお、鋼板とコンクリートとの結合に用いる頭付きスタッドの高さを鉄筋位置まで高くすることにより、水平ひび割れの発生の防止および進展の抑制が可能であると考えられる。

4）継手部の評価

ＳＣデッキの継手部の構造は、鋼板の上面のみに添接板を配置する高力ボルトの１面摩擦接合を採用している。高力ボルトは呼びM22のものを一列配置し、主鉄筋方向（橋軸直角方向）のボルト間隔は212mmとした。なお、鋼板の継手部は輪荷重の走行範囲に位置するように、供試体の主鉄筋方向の中心線から配力鉄筋方向（橋軸方向）に525㎜離れた位置に設けた。以下に、鋼板の継手部に着目した検討を行う。

①剛性評価

各載荷段階の弾性たわみ分布を図－6.2.28に示す。この弾性たわみは初期荷重157kNに換算した弾性たわみ（以下、換算弾性たわみと略す）であり、供試体中央における配力鉄筋方向の分布(D-1～D-7)を示している。荷重392kN載荷時においても、継手部近傍の換算弾性たわみが局所的に大きくなる傾向がみられないことから、継手部の剛性は低下しておらず構造上の弱点になることはないことがわかる。



図－6.2.28　換算弾性たわみの配力鉄筋方向分布(D-1～D-7)

②疲労照査

鋼構造物の疲労設計指針・同解説[6]に示される簡便な照査方法により継手部の照査を実施する。照査式は以下に示す通りであり、最大応力範囲の補正値と疲労強度の打切り限界の補正値との比較により照査を行うものである。なお、照査に用いる最大応力範囲は、**図－6.2.29** に示す継手部近傍における鋼板下面の配力鉄筋方向の弾性ひずみ(L-5-3L)から求めたものであり、荷重 314～392kN の範囲において 12～13N/mm²程度である。

表－6.2.13 に継手部の疲労照査の結果を示す。最大応力範囲の補正値である式①の値は、疲労強度の打切り限界の補正値である式②の 10%以下であり、継手部は十分な疲労耐久性を有することがわかる。

$$(\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i)\ \Delta\sigma_{max} \leqq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \qquad (6.2.2)$$

ここで、

$\Delta\sigma_{max}$ ：最大応力範囲

$\Delta\sigma_{ce}$ ：疲労強度（一定振幅応力の打切り限界）

γ_b ：冗長度係数

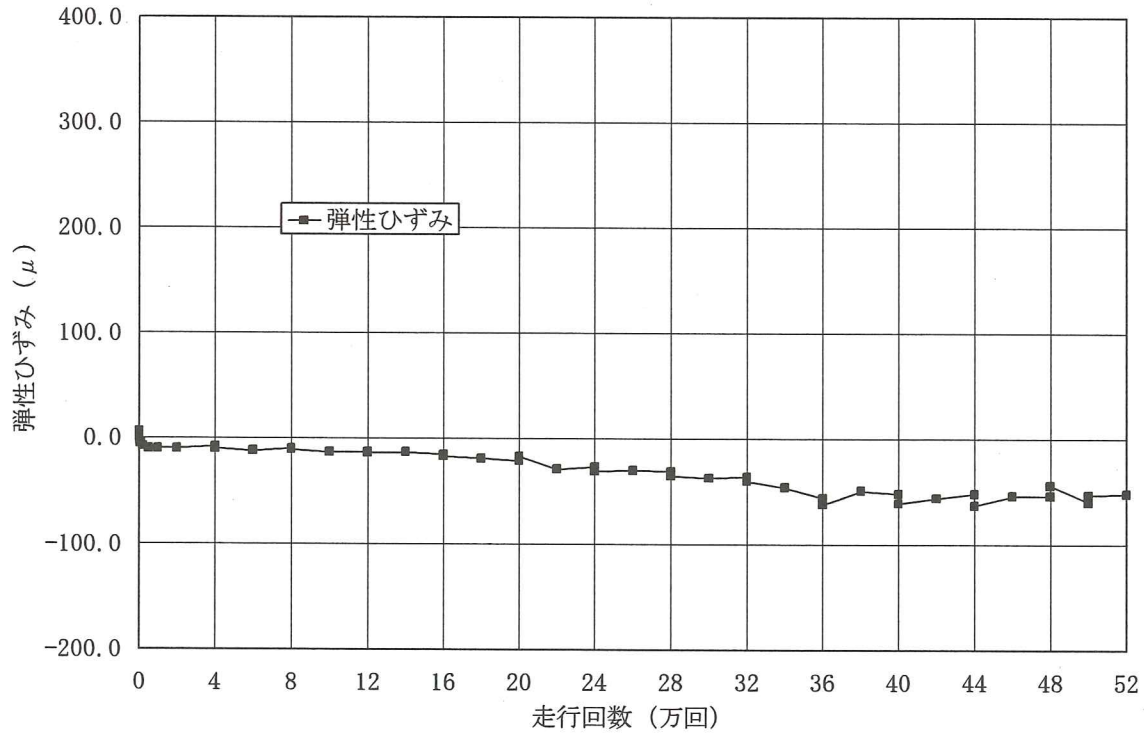
γ_w ：重要度係数

γ_i ：検査係数

ただし、$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \leqq 1.25$

C_R ：平均応力の補正係数

C_t ：板厚の補正係数



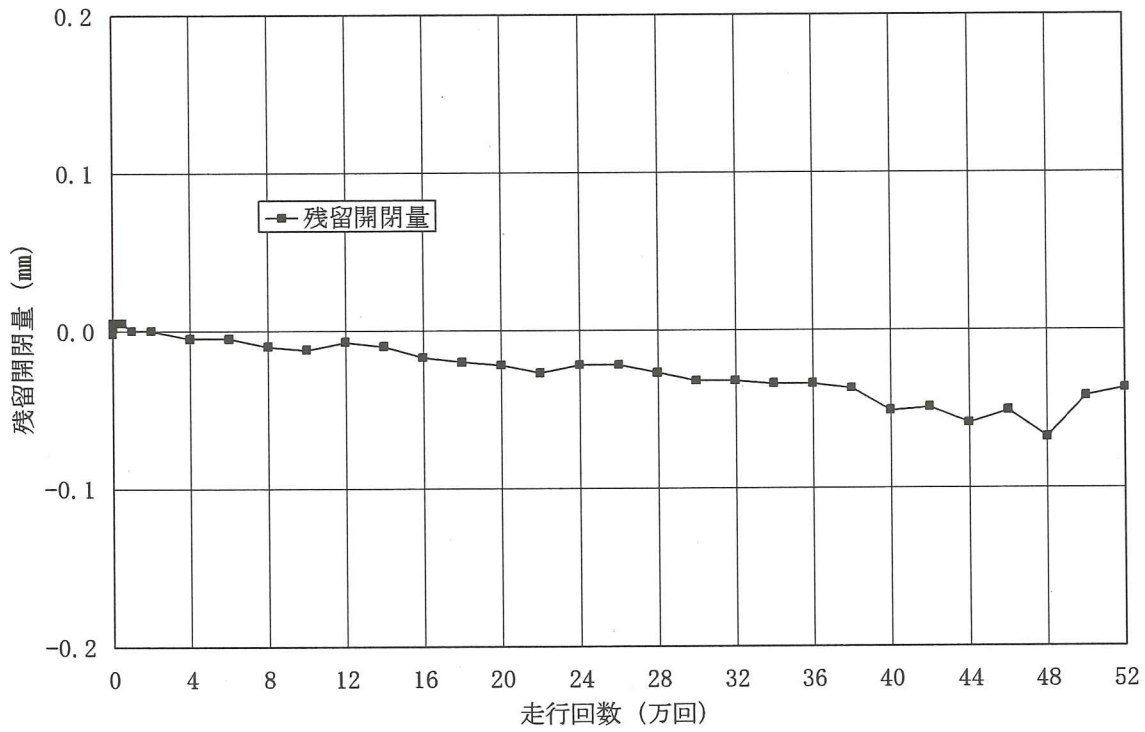
図－6.2.29　継手部近傍における鋼板下面の配力鉄筋方向の弾性ひずみ(L-5-3L)

表－6.2.13　継手部の疲労照査結果

最大弾性ひずみ	$\Delta\mu_{max}$	μ	63.0
最大応力範囲	$\Delta\sigma_{max}$	N/mm^2	12.6
疲労強度（一定振幅応力の打切り限界：B等級）	$\Delta\sigma_{ce}$	〃	155.0
冗長度係数：崩壊には至らないが強度が低下	γ_b		1.00
重要度係数：主部材であるため最大値を採用	γ_w		1.10
検査係数　：検査できないため最大値を採用	γ_i		1.10
平均応力の補正係数（完全片振り圧縮）	C_R		1.3
板厚の補正係数（下鋼板厚9mm）	C_t		1.0
$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i$	$\leqq 1.25$		1.21
式①（$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i$）$\Delta\sigma_{max}$	$\leqq$式②	N/mm^2	15.2
式②$\Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t$		〃	201.5

③残留開閉量

継手部の残留開閉量と走行回数の関係（π3）を**図－6.2.30** に示す。継手部の残留開閉量は、走行回数 40 万回以降においてややばらつきがあるものの、試験全体を通して急激な変化がなく、走行試験終了時の値は約 0.04mm である。残留開閉量が非常に小さいことから、継手部はおおむね弾性的な挙動を示していたものと考えられる。



図－6.2.30　残留開閉量と走行回数の関係（π3）

③ひび割れ状況[5)]

切断面の継手部近傍のひび割れ状況を確認したところ一般部とほぼ同等であった。また、継手部のコンクリートの除去も行ったが、高力ボルトや添接板が移動した形跡が認められず、継手部前後の横リブの変形や溶接部の損傷も認められなかった。

④継手構造に着目した評価

上記の鋼板の継手部の弾性たわみ分布、疲労照査、残留開閉量、ひび割れ状況に関する検討から、継手部が一般部と同等の耐荷力および疲労耐久性を有していることがわかった。

（4）まとめ

1）疲労耐久性評価

ＳＣデッキは走行試験において、荷重392kN・走行回数52万回に至るまで未破壊であった。このため、ＳＣデッキの破壊形態を想定し、走行試験およびＦＥＭ解析にもとづいた疲労耐久性評価を実施した。この結果として、ＳＣデッキと基準床版であるＲＣ８供試体との相対比較から、ＳＣデッキは基準床版に比較し高い疲労耐久性を有していることがわかった。

2）その他性能評価

①耐荷力評価

走行試験における作用曲げモーメントは、主鉄筋方向および配力鉄筋方向に関して、それぞれ設計曲げモーメントの2.1倍と1.8倍であり、ＳＣデッキは十分な曲げ耐荷力を有していることがわかった。

②たわみによる剛性評価

ＳＣデッキと基準床版であるＲＣ８供試体とのたわみの比較を行い、ＳＣデッキのたわみはＲＣ８供試体の30%程度であり、ＳＣデッキは基準床版に比較し十分な剛性を有していることがわかった。

③ひび割れ評価

床版の切断面において横リブ頂部から発生した水平方向のひび割れは、床版上面に貫通するものではなく、破壊の原因になる有害なひび割れではないものと判断した。また、頭付きスタッドの高さの調整により、水平ひび割れの発生の防止および進展の抑制が可能であると考えられる。

④継手部の評価

鋼板の継手部の弾性たわみ分布、疲労照査、残留開閉量、ひび割れ状況に関する検討から、継手部が一般部と同等の耐荷力および疲労耐久性を有していることがわかった。

3）疲労耐久性評価手法に関する留意事項

頭付きスタッドの疲労寿命曲線から累積損傷度の評価を実施したが、走行試験において頭付きスタッドが破断していないにも関わらず、荷重157kNの載荷終了時には既に損傷度が1を超えていることがわかった。この原因は、疲労寿命曲線に鋼板の上面に配置している横リブの効果が含まれていないことにあると考えられ、この効果を考慮することにより疲労寿命が向上することを示している。したがって、今後の課題として

は横リブの効果を含めた頭付きスタッドの疲労寿命曲線の見直しが必要である。

＜参考文献＞

1) 渡辺，片岡，山岸，内田，街道，石井：ＳＣデッキの開発～横リブで補強したロビンソン型合成床版～，川田技報，Vol.17，pp.18-23，1998-1.

2) 松井，佐々木，福本，梶川：走行荷重下における鋼板・コンクリート合成床版の疲労特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.409-420，1988-3.

3) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年版，丸善，1997-9.

4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編，丸善，1996-12.

5) 建設省土木研究所：道路橋床版の輪荷重走行試験機における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その１）―標準試験方法および第１回試験報告―，共同研究報告書　第221号，pp.79-103，1999-3.

6) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993-4.

６．３　ＴＲＣ床版

（１）概要

１）供試体の概要

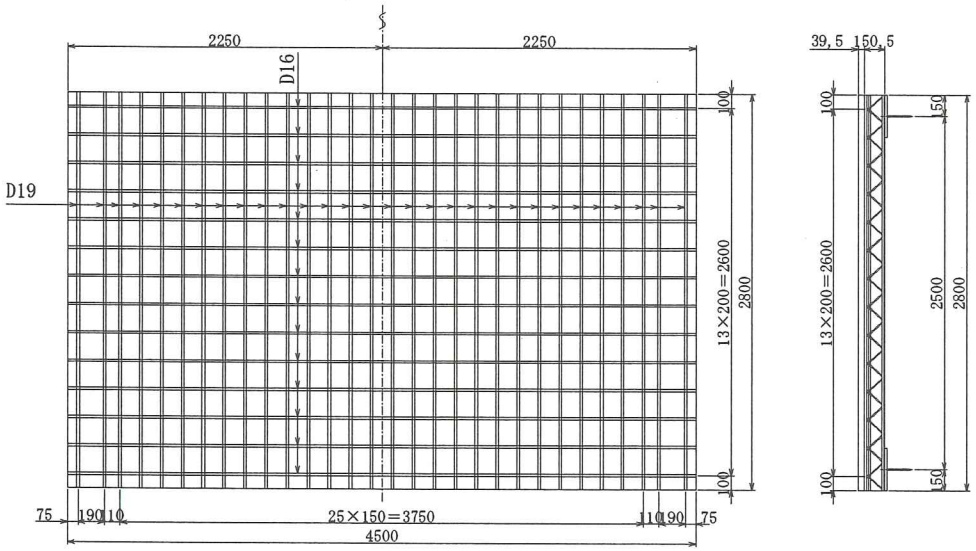
ＴＲＣ床版は、機械製造されたトラス鉄筋を型枠鋼板の主鉄筋方向に工場溶接により取り付け、この得られた鋼製型枠に現場にて上側主鉄筋及び上側配力鉄筋の配筋を行う合成床版である。供試体の設計概要および寸法諸元、材料試験結果を以下に示す。

表－6.3.1　設計概要

項目	内容	
設計条件	床版支間 3mの連続版、B活荷重、大型車日交通量 2000 台以上	
設計荷重	主鉄筋方向の曲げモーメント	合成前 5.29kN･m/m　　合成後 40.95kN･m/m
	配力鉄筋方向の曲げモーメント	合成後 30.64k･m/m
設計応力度	コンクリート	主筋方向圧縮縁 3.9N/mm^2　　配力筋方向圧縮縁 5.9N/mm^2
	底鋼板	主筋方向　　41.7N/mm^2　　配力筋方向　　31.6N/mm^2
	配力鉄筋	パネル継手部　　113.6N/mm^2

表－6.3.2　供試体諸元と材料試験結果

供試体諸元		材料試験結果		
供試体寸法	幅 2.8m×長 4.5m×厚 20.6cm	項目	公称値 (N/mm^2)	実験値 (N/mm^2)
床版支間	2.5m　単純版			
主鉄筋	上側　D19@150　SD295A	降伏点　　σ y	300 以上	363.8
		引張強さ　　σ B	450～610	544.4
配力鉄筋	上側　D16@200　SD295A	降伏点　　σ y	300 以上	374.1
		引張強さ　　σ B	450～610	571.0
底鋼板	t=6mm　SS400	降伏点　　σ y	245 以上	328.7
		引張強さ　　σ B	400～510	454.8
コンクリート	普通コンクリート	圧縮強度	30 以上	36.9
		弾性係数　　E C		2.67×10^4



図－6.3.1　供試体の概要図（単位：mm）

2）試験結果の概要

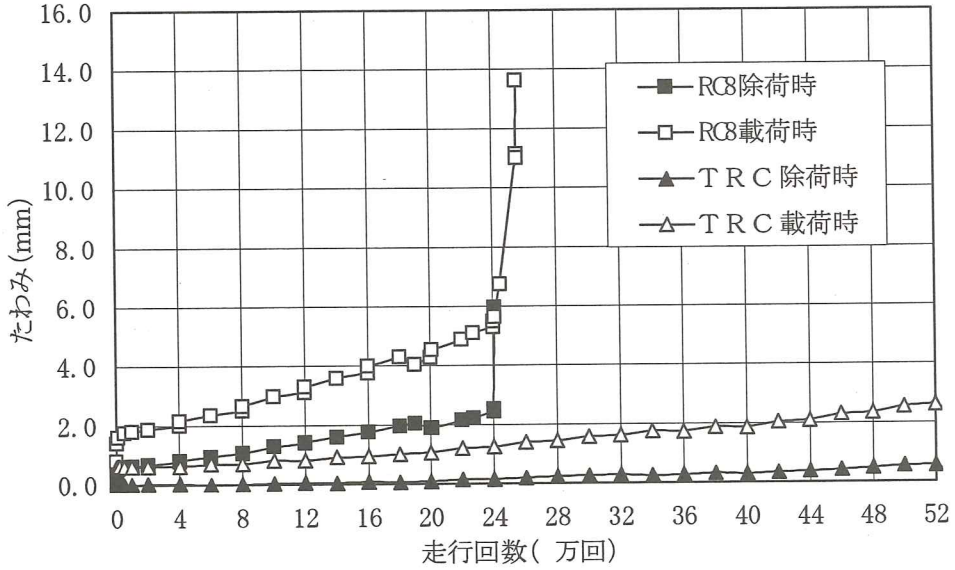
①階段載荷における破壊時走行回数

ＴＲＣ床版は、走行回数 52 万回(392kN)を未破壊で終了。

RC8 供試体は、走行回数 25.5 万回(275kN)で押し抜きせん断破壊した。

②荷重～たわみの時系列変化

ＴＲＣ床版のたわみは、走行回数 52 万回(392kN)に至るまで安定的に推移しており、載荷時たわみで 2.5mm、除荷時たわみで 0.5mm であった。また基準床版とのたわみを比較するとＴＲＣ床版のたわみは、RC8 供試体のたわみが大きく変化する走行回数 24 万回(255kN)で RC8 供試体の 25%であった。



図－6.3.2　床版中央たわみと走行回数の関係

③破壊形態

ＴＲＣ床版の想定される破壊形態としては、底鋼板とトラス鉄筋との溶接部の破断が考えられるが、試験終了後の供試体コンクリートをはつり溶接部の調査を実施したが、溶接部には全く損傷が認められず健全な状況であった。従って今回の試験結果からは破壊形態の調査はできなかった。

④ひび割れ

a）コンクリート上面のひび割れ状況

試験体中央部に最終走行回数 52 万回の時点で、橋軸直角方向ひび割れが 1 本、試験体端部の桁位置付近に橋軸直角方向ひび割れが 10 本程度発生していた。

b）床版切断面のひび割れ状況

Ｂ断面、Ｃ断面において、水平方向のひび割れが数本見られるが、いずれも試験体下側に位置しており、押し抜きせん断破壊につながるような貫通ひび割れは認められない。よって、試験終了時点でもほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる

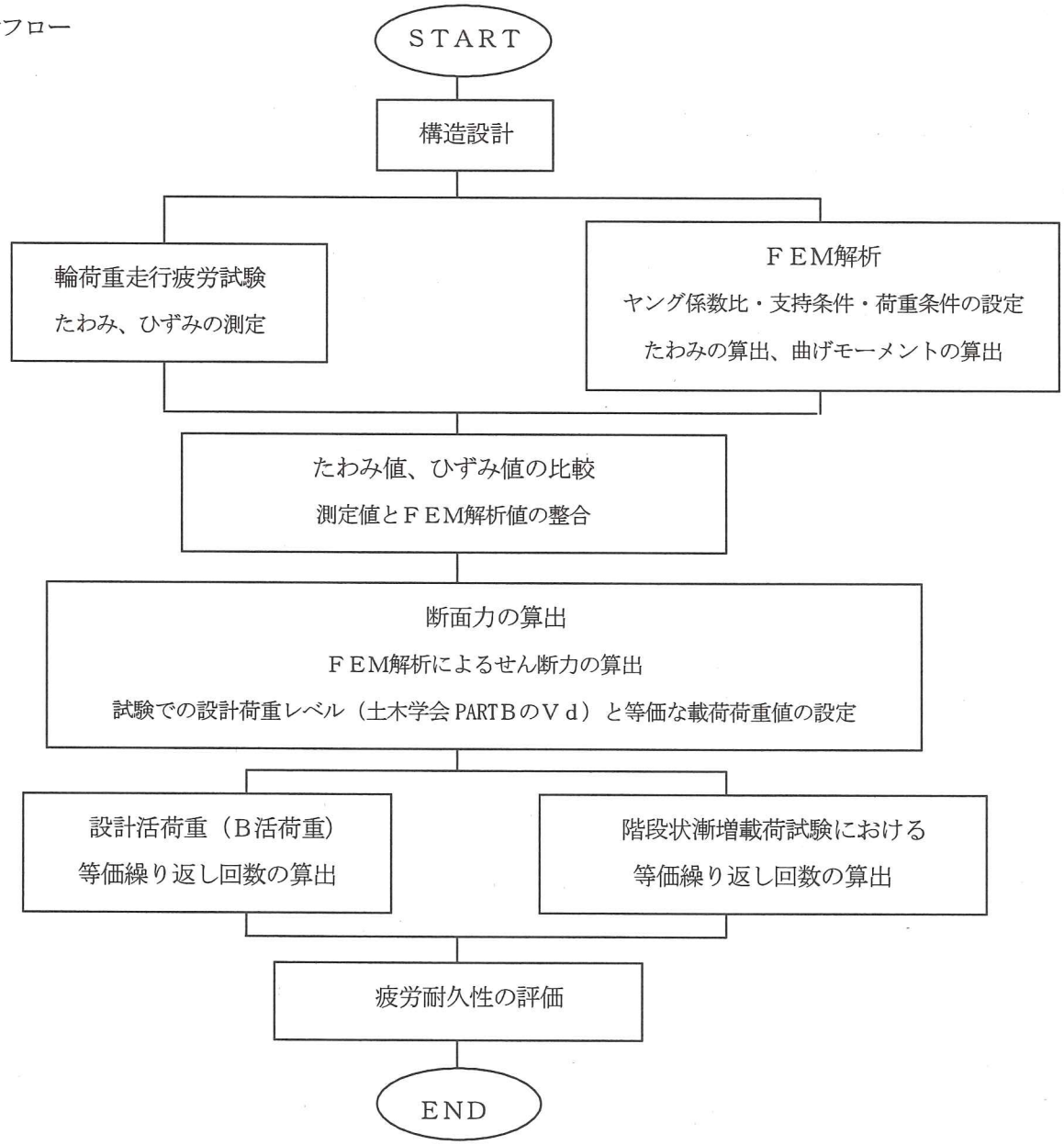
（2）疲労耐久性評価

1）ＴＲＣ床版の疲労耐久性評価手法

①疲労耐久性評価の着目点

ＴＲＣ床版は輪荷重走行試験により破壊には至らなかったが、鋼板・コンクリート合成床版鋼板１枚型の代表的な破壊形態は、ずれ止め及び鋼部材の損傷による鋼板とコンクリートの分離、あるいは、コンクリート内部の損傷によるコンクリートの上下の分離が発生することにより、床版の剛性が低下しコンクリートの押し抜きせん断破壊に至ると考えられる。ＴＲＣ床版においては、トラス鉄筋のせん断補強効果によりコンクリート内部の損傷は起こりにくいと考えられ、想定される破壊形態としては、鋼部材の疲労損傷が考えられる。従って疲労強度上の弱点として、トラス鉄筋下弦材と底鋼板のフレア溶接部を評価着目点と想定した。

②検討フロー



図－6.3.3　疲労耐久性評価の検討フロー

2）構造解析

①解析方法

解析方法は、ＴＲＣ床版をコンクリート、鉄筋（トラス鉄筋）、底鋼板からなるシェル要素としてモデル化し、弾性有限要素解析により、たわみ、断面力の理論値を求めることとした。

解析を実施するにあたっては、①引張側コンクリートを無視した場合と、②全断面を有効とした場合について鋼材とｺﾝｸﾘｰﾄの弾性係数比を変えて解析した。

②要素分割及び載荷荷重

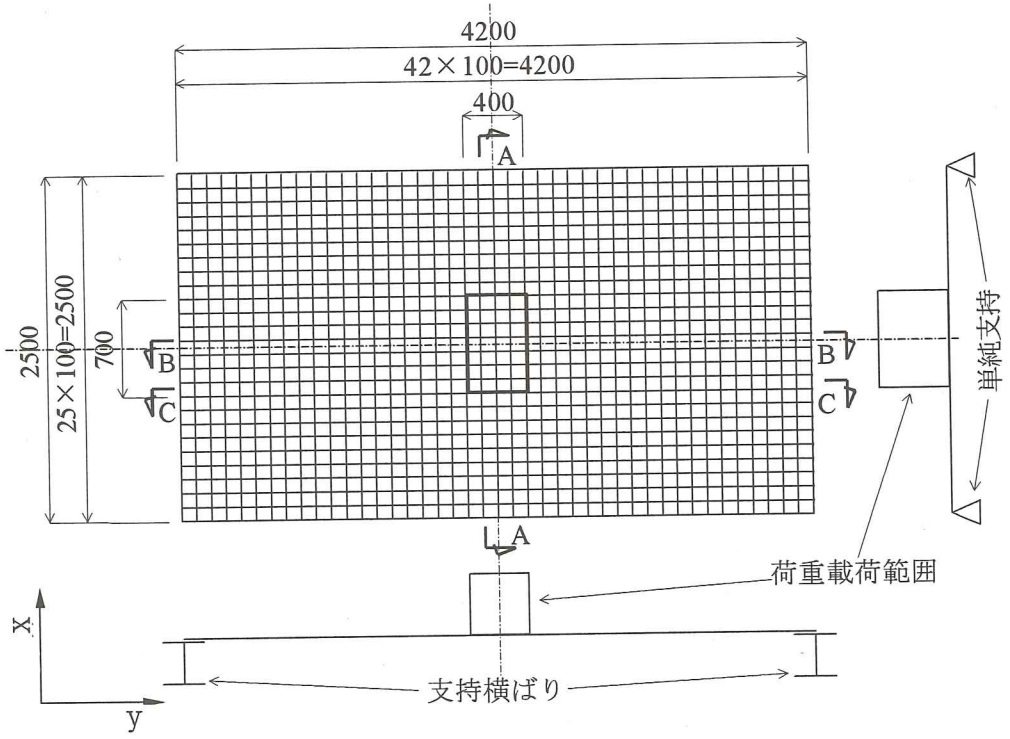
ＦＥＭ解析モデルを**図－6.3.4** に示す。載荷荷重は載荷板（20cm×50cm）から等分布荷重が、床版厚の 1/2 の面まで 45 度の角度で分散するものとしてモデル化した。

a)支持条件：短辺　2500mm 弾性支持（棒部材Ｉ＝2.02×$10^4$$cm^4$、鋼）

長辺　4500mm 単純支持

b)荷重　：輪荷重Ｐ＝157kN

橋軸直角方向 700mm×橋軸方向 400mm の長方形範囲で等分布



図－6.3.4　ＦＥＭ解析モデル（単位：mm）

③断面定数

以下の４ケースについて解析を実施した。

ｹｰｽ1)　全断面有効、弾性係数比ｎ＝7

ｹｰｽ2)　底鋼板を考慮し曲げ引張側のコンクリートを無視、弾性係数比ｎ＝7

ｹｰｽ3)　全断面有効、弾性係数比ｎ＝10

ｹｰｽ4)　底鋼板を考慮し曲げ引張側のコンクリートを無視、弾性係数比ｎ＝10

表－6.3.3　各解析ケースにおける断面定数

	方向＊	床版剛性（鋼換算） Ｉ：mm^4	ﾎﾟｱｿﾝ比 υ	せん断弾性係数 Ｇ：N/mm^2	曲げ剛性比
ケース１	Ｘ Ｙ	1.9227E+08 1.6873E+08	0.167	2.51E+04 2.20E+04	0.88
ケース２	Ｘ Ｙ	1.3665E+08 1.1219E+08	0.167	1.78E+04 1.46E+04	0.82
ケース３	Ｘ Ｙ	1.5344E+08 1.2726E+08	0.167	2.00E+04 1.66E+04	0.83
ケース４	Ｘ Ｙ	1.2308E+08 0.9894E+08	0.167	1.61E+04 1.29E+04	0.81

備考)　Ｘ：橋軸直角方向　Ｙ：橋軸方向

④解析結果

ａ）たわみ

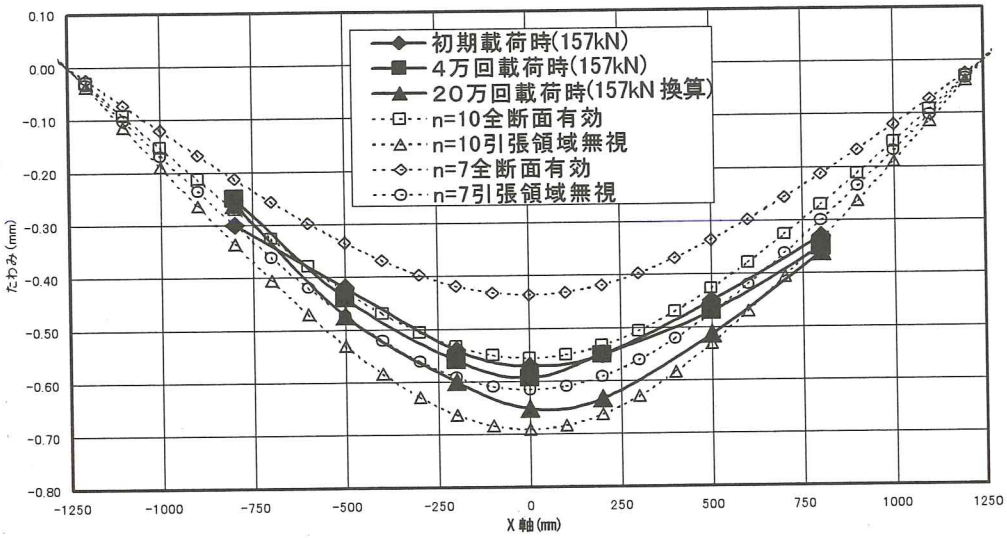
床版たわみについて試験結果とＦＥＭ解析結果との対比を、図－6.3.5（橋軸直角方向たわみ分布）、図－6.3.6（橋軸方向たわみ分布）に示す。

図－6.3.5 において初期載荷時のたわみ実測値と、解析結果とを比較する。断面定数を鋼とコンクリートの弾性係数比ｎ＝10（全断面有効）と設定することにより、実測値を表現できる解析値が得られた。

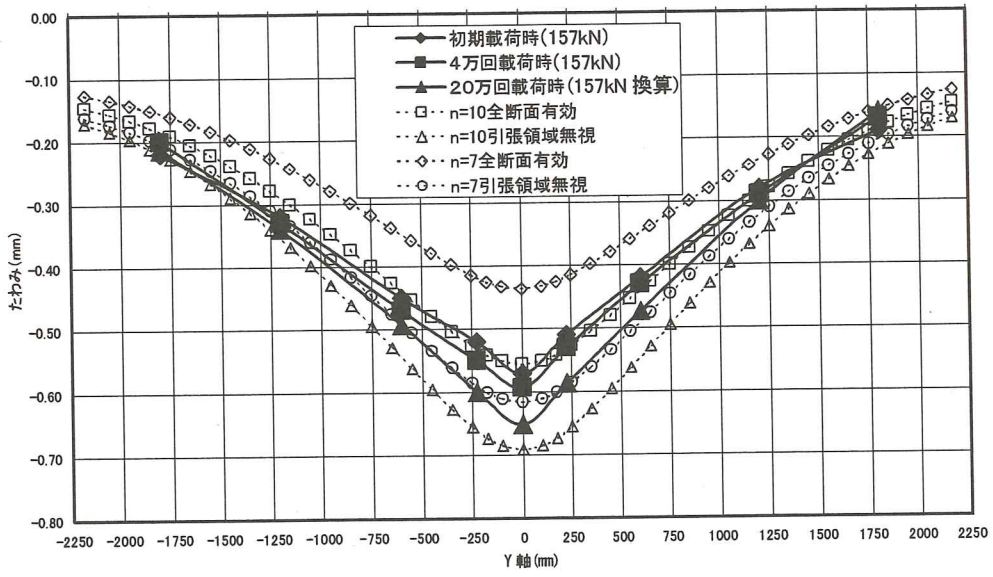
なお実測の弾性たわみ（静的載荷時－除荷時）の 160kN に対応する換算弾性たわみ値は、載荷荷重が増加するのに伴って、たわみ値も増加になり、走行回数 20 万回付近（実載荷荷重値 P=240kN）以降は床版剛性を弾性係数比ｎ＝10 でコンクリートの引張領域を無視した値とすることにより評価できる。

図－6.3.5 の橋軸方向たわみ分布に関しても、橋軸直角方向たわみ分布と同様、初期載荷時はｎ＝10（全断面有効）と設定した解析値とほぼ一致したいた。またそれ以降の弾性換算たわみ値に関しては、走行回数 32 万回付近（実載荷荷重値Ｐ＝294kN）まで換算弾性たわみ値は、ｎ＝10（コンクリート引張領域無視）の解析結果値以内に収まっていた。

また、橋軸方向のたわみ分布形状に関しては、供試体中央に設置したパネル間継手部において若干折れた形状になるものの、たわみ値自体には解析値と比較して有意な差は見られず、継手部の連続性が確認できる。



図－6.3.5　橋軸直角方向 157kN 換算弾性たわみ分布



図－6.3.6　橋軸方向 157kN 換算弾性たわみ分布

b）断面力

輪荷重中央載荷での解析結果の曲げモーメントとせん断力分布図を図－6.3.7、図－6.3.8に示す。また、各解析ケースにおける輪荷重中央載荷時の断面力の最大値を表－6.3.4に示す。

表－6.3.4　各解析ケースにおける中央載荷時の断面力最大値

ケース	曲げ剛比	曲げモーメントの最大値 (kN･m/m)		せん断力の最大値 (kN/m)	
		主部材方向 Mx	配力筋方向 My	主部材方向 Sx	配力筋方向 Sy
ケース１	0.88	36.7	25.3	78.6	67.7
ケース２	0.82	36.8	25.2	77.7	68.0
ケース３	0.83	37.3	24.9	79.6	67.1
ケース４	0.81	37.1	24.9	78.8	67.5

表－6.3.4より各解析ケースにおいて、主部材方向と配力筋方向の曲げ剛比は、0.81～0.88の違いがあるが、最大曲げモーメント及び最大せん断力共に、各解析ケースの剛比の差が小さいため断面力に有意な差が出ていないことが分かる。

⑤設計鉛直せん断力と実験での作用鉛直せん断力との比較

ＦＥＭ解析結果より、載荷開始（Ｐ＝157kN）から走行回数32万回時（P=294kN）までの床版の弾性たわみ分布は、断面定数として、ｎ＝10（全断面有効）時からｎ＝10（ｺﾝｸﾘｰﾄ引張領域無視）の解析結果の間の値を推移している。また各解析結果（ケース１～４）から発生する最大鉛直せん断力には殆ど差異が無いため、本実験において発生する最大鉛直せん断力は、断面定数ｎ＝10（引張領域無視、ケース４）時の解析結果値と仮定する。

解析結果（表－6.3.4）より、ＴＲＣ床版に作用する最大鉛直せん断力は、Vd1=78.8kN

上記実験で作用した最大鉛直せん断力Vd1と、設計荷重レベル（Ｂ活荷重）で発生する鉛直せん断力Vd2を比較し、設計荷重レベルと同等な値を示す実験での載荷荷重値を推定する。

設計荷重レベル（Ｂ活荷重）での鉛直せん断力Vd2の算出

算出条件は、本供試体の設計条件とする。また算出式は土木学会鋼構造物設計指針PARTBの式（7.1）により算出する。

$$Vd = k\ (0.011L + 0.747)\ P$$

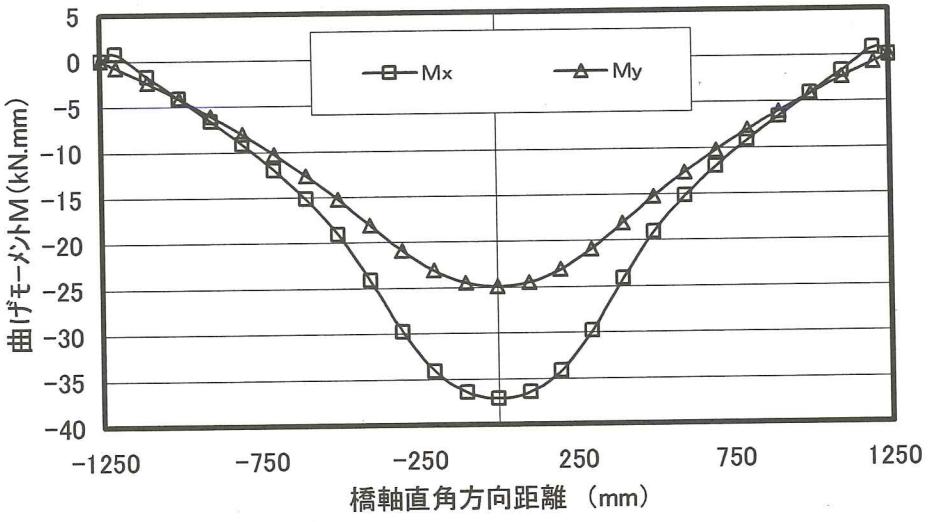
k：ずれ止めに作用する荷重作用分担率。ＴＲＣ床版のずれ止めは十分に剛である[1)]ためk=1.0を使用する。

Ｌ：床版支間　本供試体の設計条件より、L=3m。

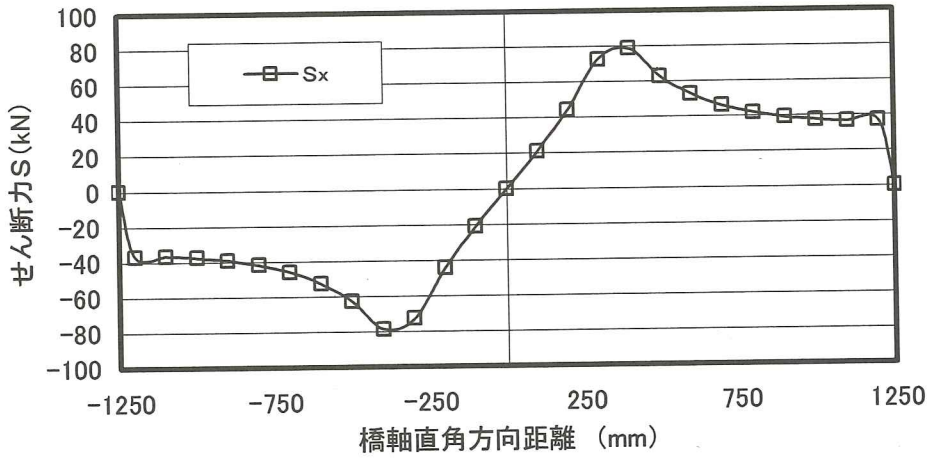
Ｐ：活荷重一輪分。設計活荷重はＢ活荷重P=10tf。

以上より設計荷重レベルでの鉛直せん断力は、Vd2=78kN

以上より、解析結果による実験時（P=160kN）での最大鉛直せん断力 Vd1 と、設計荷重レベル（P=100kN）での鉛直せん断力 Vd2 を比較すると、Vd1／Vd2＝78.8kN／78kN＝1.01 倍となり、これより本実験で作用させた載荷荷重値Ｐ＝160kN はほぼ設計荷重レベルと同等であると判断できる。



図－6.3.7　157kN 載荷時のＭｘ、Ｍｙの橋軸直角方向分布



図－6.3.8　157kN 載荷時のＳｘの橋軸直角方向分布

3）応力範囲の算定、疲労照査

①着目点の疲労強度等級の設定

JSSC 鋼構造物の疲労設計指針・同解説（以下「疲労設計指針」と略す）より、「重ね継手側面すみ肉溶接のど断面破壊」のＳ等級とする。

②着目点の水平せん断力の算定

６．３．２（２）５）より、設計荷重レベルにおいて評価着目点であるトラス鉄筋下弦材と底鋼板のフレア溶接部に作用する鉛直せん断力 Vd は 78kN である。

ａ）水平せん断力の算出

評価着目点における、対象とする底鋼板面積をＳ＝200㎜×150㎜とする。これはトラス鉄筋と底鋼板との橋軸直角方向溶接ピッチが 200㎜であり、またトラス鉄筋の橋軸方向ピッチが 150㎜であることによる。なお対象面積内に溶接箇所は２箇所存在する。算出結果を以下に示す。

$\tau = Vd \times Qs / (Is \times b)$

ここで、Qs：中立軸に関する底鋼板の断面一次モーメント　$Qs=588cm^3/m$

Is：中立軸に関する床版の断面二次モーメント　$Is=12308cm^4/m$

ｂ：床版の単位幅　$b=100cm$

$\tau = 0.373N/mm^2$ となり、着目する面積に作用する水平せん断力は

$$Sh = \tau \times 200 \times 150 = 11181N$$

③着目点の発生応力度の算定

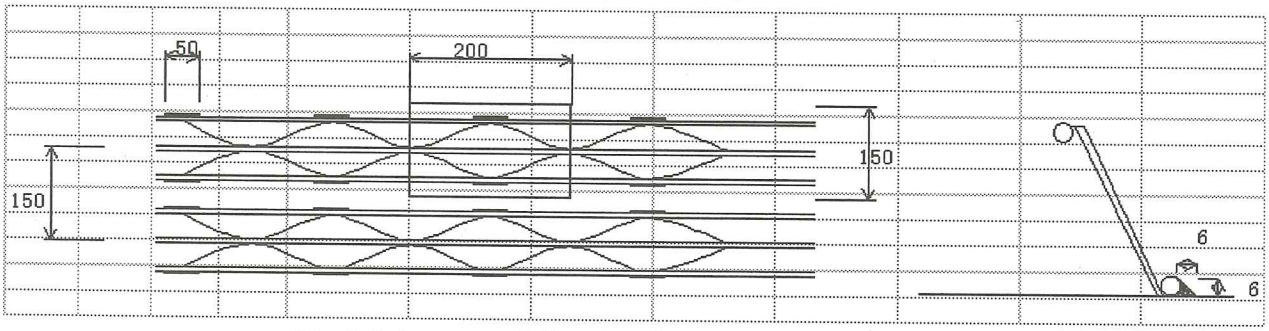
底鋼板面積（200㎜×150㎜）に作用する水平せん断力を図－6.3.9 に示すように２箇所の溶接部で抵抗させる。

（算出条件）

a)溶接サイズ：すみ肉溶接サイズ S=６㎜・溶接長 L=50㎜

b)せん断抵抗面積は、すみ肉溶接のど断面ではなく、溶接脚長×溶接長とする。

（これは、ＴＲＣ床版の押し抜き試験結果より水平せん断力を負担するせん断抵抗面積を溶接脚長×溶接長で概ね評価できることによる[1)]。



図－6.3.9　トラス鉄筋下弦材と底鋼板の溶接部（単位：㎜）

以上よりせん断抵抗面積 $A=50\times6\times2箇所=600mm^2$ として溶接部に作用するせん断応力度を算出する。

$$評価着目点に作用するせん断応力度\ \tau = Sh/A = 18.6N/mm^2$$

④等価応力範囲照査法によるＢ活荷重等価繰り返し回数の算出

疲労設計指針より、等価応力範囲△σeqは（6.3.1）式により与えられる。

$$\gamma b \cdot \gamma w \cdot \gamma i \cdot \triangle \sigma eq \leqq \{C_0 / (365 \cdot ADTT \cdot L)\}^{1/m} \cdot C_R \cdot C_t \cdots (6.3.1)$$

ここで、

γb：冗長度係数（0.8：全体構造への影響小）

γw：重要度係数（1.0）

γi：検査係数（1.1：検査できない）

C_R：平均応力補正係数（1.0）

C_t：板厚補正係数（1.0）

C_0：疲労設計曲線の定数（$2\times10^6 \cdot \triangle\sigma f^m$）

$\triangle\sigma f$：２×１０^{6}回基本許容応力範囲（Ｓ等級での$\triangle\sigma f$＝80N/mm2）

ｍ：疲労設計曲線の傾き（Ｓ等級　ｍ＝5）

ADTT：１車線当たりの日平均大型車交通量

Ｌ：設計寿命年数

上式より、設計荷重レベルによって評価着目点に生じるせん断応力度（$\tau = \triangle\sigma eq$）により、Ｓ等級継手が疲労限界となるときのＢ活荷重（P=100kN）等価繰り返し回数を求める。

上式（6.3.1）より設計繰り返し回数を$N_s = 365 \cdot ADTT \cdot L$とすると

$$N_s \leqq C_0 / \{(\gamma b \cdot \gamma w \cdot \gamma i \cdot \triangle\sigma eq) / (C_R \cdot C_t)\}^m$$

以上より$\triangle\sigma eq = 18.6 N/mm2$として設計繰り返し回数を算出すると、

$$N_s \leqq 5.57\times10^9 回となる$$

⑤階段状漸増載荷による等価繰り返し回数の算出

本試験での荷重載荷状態（階段状漸増載荷）における、設計荷重レベル（Ｂ活荷重）と等価な繰り返し回数を求める。本実験で作用させた載荷荷重値Ｐ＝160kN は設計荷重レベルとほぼ同等であると判断できた。従って下記の算出式により設計荷重レベル等価繰り返しを算出する。

$$N_{eq} = \Sigma (P_i / P_0)^m \cdot n_i$$

ここで、

N_{eq}：設計荷重（Ｂ活荷重P=100kN）等価繰り返し回数

P_i：実験での載荷荷重値

P_0：設計荷重レベルと等価な載荷荷重値＝160kN

ｍ：疲労設計曲線の傾き（Ｓ等級 m=5）

n_i：ある載荷荷重レベルでの繰り返し回数

以上よりN_{eq}を算出する。

$$N_{eq} = 1.50\times10^7 回となる$$

⑥疲労限界状態に対する考察

（2）3）④、⑤より算出した、設計荷重等価繰り返し回数（Ｎｓ）と、階段状漸増載荷による等価繰り返し回数（Ｎｅｑ）より、

$$\{Ns\ (B活荷重(設計荷重)等価繰り返し回数)\} \Big/ \{Neq\ (階段状漸増載荷による等価繰り返し回数)\}$$

$$= 5.57\times10^{9}回 \Big/ 1.50\times10^{7}回 = 371倍$$

以上より、疲労破壊が生じると予想される等価繰り返し回数Ｎｓが、今回の輪荷重走行試験の等価繰り返し回数Ｎｅｑを大きく上回っていた。これより今回の実験においてＴＲＣ床版は破壊に至らなかったと考えられる。

4）試験条件の影響

①試験方法の影響（衝撃、載荷重）

走行試験における衝撃については、動的な載荷により供試体の応答が増加する影響と、供試体の上面の凹凸により供試体の応答が増加する影響が考えられる。

動的な載荷により供試体の応答が増加する影響については、静的載荷における計測値と動的載荷における計測値との比を比較することにより検討を行う。

着目する計測項目は、供試体中央のたわみ値とし、静的載荷によるたわみと動的載荷によるたわみの比較を行う。なお、静的載荷および動的載荷のたわみについては、同一載荷荷重、同一時刻における値を採用している。

結果を表－6.3.5に示す。動的載荷によるたわみは静的載荷に比較して、載荷荷重が157kNにおいては45%程度大きく、載荷荷重の増加に従い減少し、載荷荷重が392kNにおいては23%程度大きい。

道路橋示方書による、支間L=2.5mの床版の衝撃係数を算出するとi=0.381となり、載荷荷重が157kN～196kNにおけるたわみの比に近い値を示す。

表－6.3.5　静的最大たわみと動的最大たわみの比

載荷荷重 kN	157	177	196	216	235	255	275	294	314	334	353	373	392
①静的最大たわみ(mm)	0.626	0.702	0.812	0.944	1.065	1.240	1.438	1.613	1.734	1.866	2.096	2.349	2.623
②動的最大たわみ(mm)	0.911	0.977	1.098	1.229	1.361	1.559	1.767	1.954	2.162	2.349	2.612	2.887	3.216
②／①	1.455	1.392	1.352	1.302	1.278	1.257	1.229	1.211	1.247	1.259	1.246	1.229	1.226

一方、供試体の上面の凹凸により供試体の応答が増加する影響については、試験終了後の試験体切断面の床版厚の実測結果をもとに、床版厚のばらつきを調べることにより検討を行う。

橋軸方向の切断線における床版厚のばらつきを調べた結果を表－6.3.6に示す。床版厚の計測は100mmピッチで行っており、概ね隣接する床版厚測定値の差は-3mm～+3mm程度であることが分かる。測定個所で一部局部的に床版厚の薄い箇所（測定個所22'）が存在するが、載荷板の橋軸方向の長さが200mmであることから供試体に及ぼす影響は小さいと考えた。

表－6.3.6　床版厚のばらつき

計測箇所	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
計測値	—	203	203	205	—	205	206	205	206	205	205	205	205	205	204	204
差	—	0	-2	0	—	-1	1	-1	1	0	0	0	0	1	0	0
計測箇所	17	18	19	20	21	22	22’	21’	20’	19’	18’	17’	16’	15’	14’	13’
計測値	204	204	204	204	204	205	196	201	208	205	206	207	206	206	206	206
差	0	0	0	0	-1	9	-5	-7	3	-1	-1	1	0	0	0	0
計測箇所	12’	11’	10’	9’	8’	7’	6’	5’	4’	3’	2’	1’	0’			
計測値	206	206	206	206	206	206	205	204	204	204	205	205	196			
差	0	0	0	0	0	1	1	0	0	-1	0	9	—			

②使用材料の影響

トラス鉄筋と底鋼板に作用するせん断応力度は、鋼とコンクリートのヤング係数比によって変化する。コンクリートのヤング係数比はコンクリート強度の 1/2 乗に比例することが知られている。ここで、コンクリート強度の鋼部材の疲労耐久性への影響を調べるために、ヤング係数比の変化による鋼材の応力範囲への影響を検討する。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、コンクリートの圧縮強度に設計基準強度を用いた場合と圧縮強度試験の結果を用いた場合の比較を**表－6.3.7** に示す（参考値として疲労照査に用いた断面定数での値も併記した）。

溶接部に発生するせん断応力度に及ぼすコンクリート強度の差の影響は 0.2%程度であることが分かる。

表－6.3.7　コンクリート強度の差による溶接部に作用するせん断応力の比較

コンクリートの圧縮強度			疲労照査時（n=10）	設計基準強度	圧縮強度試験結果
設計基準強度	σck	N/mm^2	30.0	30.0	36.9
コンクリートのヤング係数	Ec	N/mm^2	—	28000	26700
ヤング係数比	n	—	10.000	7.500	7.865
作用せん断力	s	kN/m	78.0	78.0	78.0
荷重倍率（100kN）	—	—	1.0	1.0	1.0
作用荷重の分担率	k	—	1.0	1.0	1.0
鋼板の断面一次モーメント	Q	mm^3	586	628	622
床版の断面二次モーメント	I	mm^4	12219	13316	13130
溶接部のせん断応力度	τ	N/mm^2	18.70	**18.42**	**18.46**

③寸法の影響

ＴＲＣ床版のコンクリート版厚を実測した結果、設計値 200mm に対して 196mm～212mm であり-2.0～6.0%であった。ここでコンクリート版厚の鋼部材の疲労耐久性への影響を調べるために、床版厚の誤差による鋼材の応力範囲への影響を検討する。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、設計値版厚 200mm の場合と最大誤差である実測値版厚 212mm, 203mm の場合の比較を**表－6.3.8** に示す。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、設計値版厚と最大誤差である実測値版厚ではせん断応力度で 7%程度の差が現れることが分かる。しかし（2）4）①でも述べたが、最大版厚の誤差が確認されるのは、供試体の極一部であり輪荷重走行近傍では、-3～+3mm 程度の差であるためせん断応力度で 1.7%の影響しか現れず、試験結果に与えた影響は比較的小さいと考えられる。

表－6.3.8　コンクリート版厚の差による溶接部に作用するせん断応力の比較

床版厚			設計値　200㎜	実測値　203㎜	実測値　212㎜
ヤング係数比	n	－	10.000	10.000	10.000
作用せん断力	s	kN/m	78.0	78.0	78.0
荷重倍率（100kN）	－	－	1.0	1.0	1.0
作用荷重の分担率	k	－	1.0	1.0	1.0
鋼板の断面一次モーメント	Q	mm^3	586	598	633
床版の断面二次モーメント	I	mm^4	12219	12674	14094
溶接部のせん断応力度	τ	N/mm^2	18.70	18.39	17.52

5）疲労耐久性評価（試験結果の補正、基準床版との相対比較）

①試験結果の補正

マイナーの線形被害則により、着目点に作用する２つの応力σ_1、σ_0とし、それに対応する疲労寿命（くり返し回数）をN_1、N_0とすると次式が成立する。

$$N_1／N_0＝（\sigma_1／\sigma_0）^{-m}$$

但しm＝１／k　　kはＳ－Ｎ線の傾き

上式に表－6.3.8 において求めた実測値床版厚 203㎜ における底鋼板とトラス鉄筋の溶接部に作用するせん断応力度および走行回数を代入し、床版厚を補正した走行回数を算出した結果を表－6.3.9 に示す。

表－6.3.9　床版厚を補正した走行回数

			m＝	5
載荷荷重	走行回数	初期荷重	初期荷重換算走行回数	
kN	万回	kN	回数	累積回数
157	4	157	4	4
177	4	157	7	11
196	4	157	12	23
216	4	157	20	43
235	4	157	30	73
255	4	157	45	118
275	4	157	66	184
294	4	157	92	276
314	4	157	128	404
334	4	157	174	579
353	4	157	230	809
373	4	157	303	1111
392	4	157	388	1500
		N0=	1500	
			σ1＝	18.70
			σ0＝	17.52
補正走行回数	50.9	万回	N1＝	1082

②基準床版との相対比較

基準床版であるRC8とＴＲＣ床版との相対比較を**表－6.3.10**に示す。この結果から、ＴＲＣ床版は基準床版に比較し高い疲労耐久性を有していることが分かる。

表－6.3.10　基準床版との相対比較

工法名	試験終了時の状態	補正前		補正後	
		載荷荷重(kN)	走行回数(万回)	載荷荷重(kN)	走行回数(万回)
ＴＲＣ床版	未破壊	392	52	392	50.9
RC8	押し抜きせん断破壊	275～392	25.6～52	255～333	21.8～37.3

（3）その他性能評価

1）耐荷力評価

耐荷力として、荷重392kN載荷時における床版の最大曲げモーメントと最大せん断力を解析に基づき算出した結果を**表－6.3.11**に示す。主鉄筋方向の曲げモーメントMxについては、設計荷重に対して2.04倍以上、配力筋方向のMyについては、2.07倍以上の耐荷力を確認した。

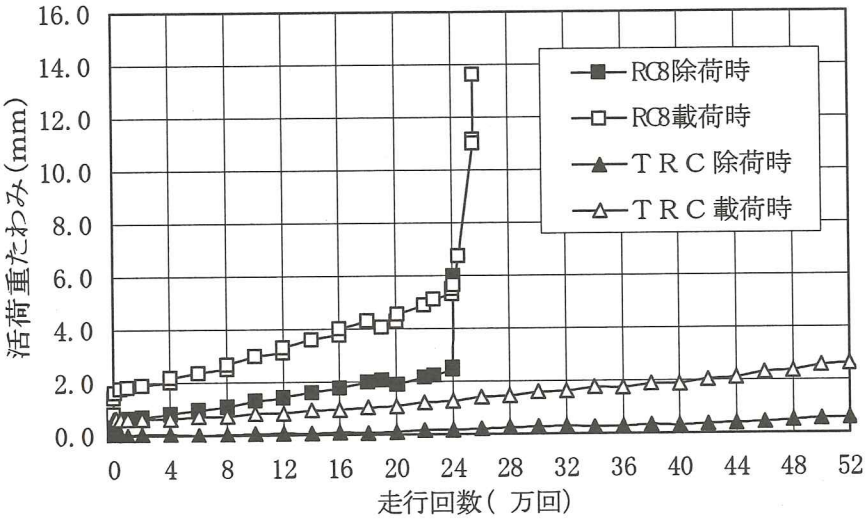
表－6.3.11　輪荷重に対する床版の断面力

ケース	曲げ剛比 Iy/Ix	輪荷重 (kN)	曲げモーメントの最大値 (kN.m/m)		せん断力の最大値 (kN/m)	
			主鉄筋方向 Mx	配力筋方向 My	主鉄筋方向 Mx	配力筋方向 My
引張側ｺﾝｸﾘｰﾄ無視の解析(n=10)	0.81	157	37.10	24.90	78.80	67.50
	0.81	392	92.63	62.17	196.75	168.54
設計荷重		100	45.32	30.03		

2）たわみによる剛性評価

走行回数24万回付近での活荷重たわみ（載荷時たわみ－除荷時たわみ）を比較するとＴＲＣ床版はRC8供試体のたわみの25%であった。

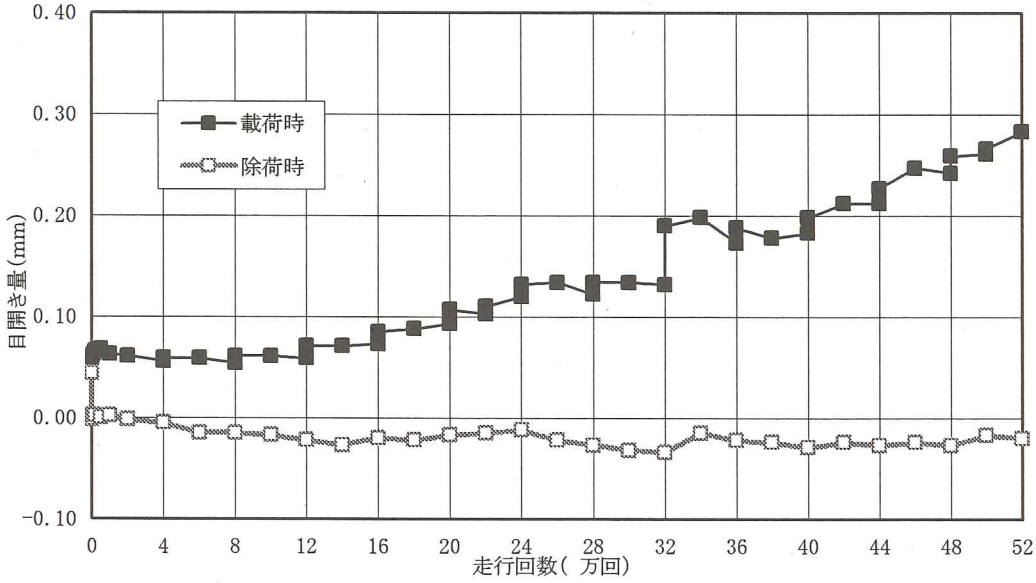
よって基準床版に比べて十分な剛性があると評価できる。



図－6.3.10　床版中央における活荷重たわみ～走行回数の関係

3）継手部の評価

図―6.3.11 に走行回数と継手部の目開き量の関係を示す。継手部は供試体中央に設置しており、継手構造は鉄筋の重ね継手構造である。継手部の残留目開き量は、走行回数 52 万回時点で-0.03㎜程度の非常に小さな値である。またこの値は通常では起こり得ない 392kN の荷重を作用させた時のものであり、設計荷重レベルでの目開き量から判断すると継手部の耐久性は優れていると判断できる。



図―6.3.11　供試体中央の継手部目開き量

（4）まとめ

ＴＲＣ床版は、階段状荷重漸増載荷による輪荷重走行試験において破壊に至らなかった。

ＴＲＣ床版における疲労強度上の弱点をトラス鉄筋下弦材と底鋼板の溶接部と想定し、鋼構造物疲労設計指針に基づき、等価応力範囲照査法により設計荷重でのくり返し回数と、階段状荷重漸増載荷による等価くり返し回数を算出し比較した結果、今回の試験結果に対して以下の見解が得られた。

①試験は走行回数52万回（392kN）まで行い未破壊にて試験を終了した。このことは、疲労破壊が生じると予想される等価くり返し回数Ｎｓが、今回の試験の等価くり返し回数Ｎeqを大きく上回っていることから破壊に至らなかったと考えられる。

②試験条件が及ぼす影響として、コンクリート強度、床版厚の誤差（許容値内）に関して検討したが試験結果に及ぼすその影響は小さく、本手法を用いた疲労設計が可能である。

③ＴＲＣ床版は、基準床版のＲＣ８供試体に比べて高い剛性を保持していることが分かった。

以上よりＴＲＣ床版は、ＲＣ８供試体よりも高い疲労耐久性を有し、現行道示床版よりも疲労耐久性が高いことが考えられる。

また本工法を採用するに当っては、今回の試験はあくまで試験室に於ける雨水の影響を受けない場合の試験結果であり、実橋への適用の際は床版上面の防水工に十分留意して使用することが必要である。

＜参考文献＞

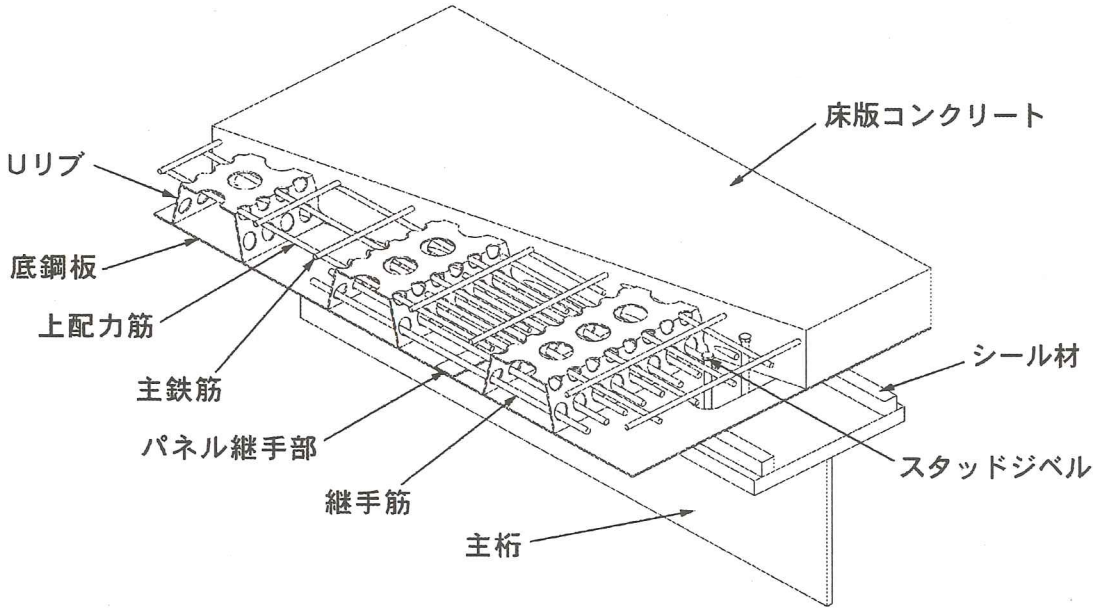
1）関口修史, 井澤衛, 阿部幸夫, 中川敏之, 松井繁之、 トラス鉄筋により補強された型枠鋼板付き合成床版の継手部疲労強度特性とずれ止め性能について、 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集、ｐ13、平成12年10月

６．４　Ｕリブ合成床版

（１）　概要

１）　供試体の概要

本床版は，底鋼板にＵリブを溶接したものを型枠支保工を兼ねる主部材として用いることにより，製作時の溶接長の低減を図り製造コストを低減すること，パネル継手部で底鋼板を連続させずに継手筋により応力伝達する方式を採用し，底鋼板の現場継手の省力化による現場作業の合理化を目指した床版である。本床版の構造概要を**図－6.4.1** に示す。



図－6.4.1 Ｕリブ合成床版の構造概要

①　試験の着目点

以下に示す項目に着目して調査を行った。

ａ．床版破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

ｂ．ひび割れ性状

ｃ．継手部構造の疲労破壊性状

②　設計条件

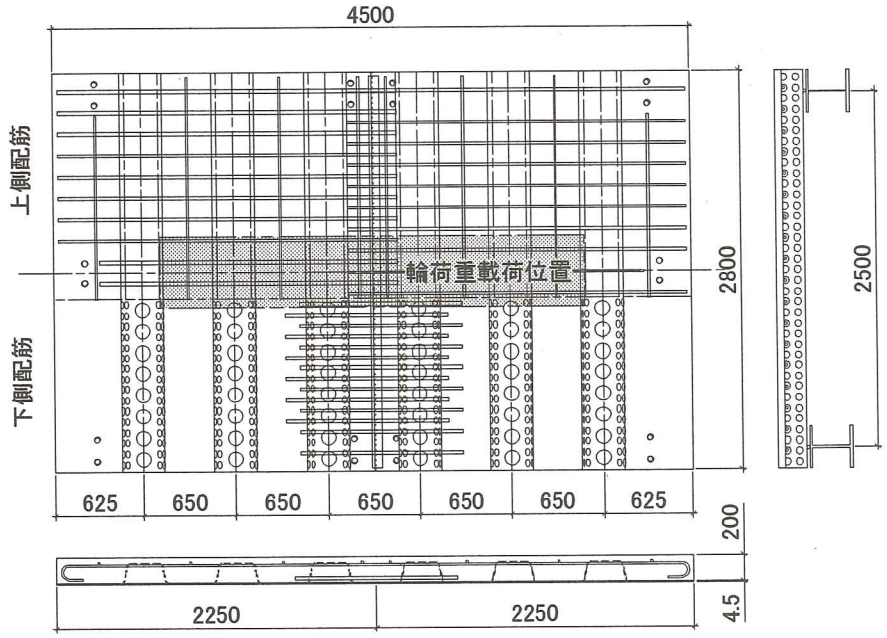
本供試体は，**表－6.4.1** に示す設計条件により設計を行った。

表－6.4.1　設計概要

項目	内容	
設計条件	床版支間 3m の連続版、B 活荷重、大型車日交通量 2000 台以上	
設計荷重	主部材方向の曲げモーメント	合成前＝4.8kN・m/m 合成後＝37.2kN・m/m
	配力筋方向の曲げモーメント	合成後＝26.7kN・m/m
設計応力度	コンクリート上面	主部材方向＝－3.9N/mm^2 配力筋方向＝－2.6N/mm^2
	Uリブ上面	主部材方向＝－41.0N/mm^2
	底鋼板下面	主部材方向＝64.8N/mm^2 配力筋方向＝36.3N/mm^2

③　供試体寸法

供試体の形状・寸法を**図－6.4.2** に示す。供試体は，幅 2.8m，長さ 4.5m，床版支間 2.5m，コンクリート版厚 200mm，底鋼板厚 4.5mm である。底鋼板にはスタッドボルトによる継手を輪荷重走行範囲内に位置するように設けた。



図－6.4.2　供試体形状・寸法（単位：mm）

④　使用材料

供試体の使用材料の設計値と材料試験結果を**表－6.4.2** に示す。

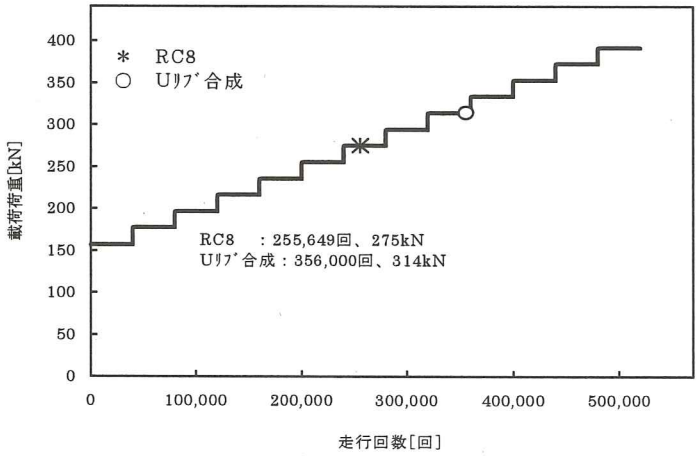
表－6.4.2　材料試験結果

項目		公称値	実験値
		N/mm²	N/mm²
底鋼板	降伏点	245	302
	引張強さ	400～510	448
鉄筋 D13	降伏点	295	380
	引張強さ	440～600	558
鉄筋 D16	降伏点	295	379
	引張強さ	440～600	561
鉄筋 D19	降伏点	295	364
	引張強さ	440～600	548
コンクリート	圧縮強度	27 以上	30.3
	弾性係数	－	2.80×10^4

2）　試験結果の概要

①　階段載荷における破壊時走行回数

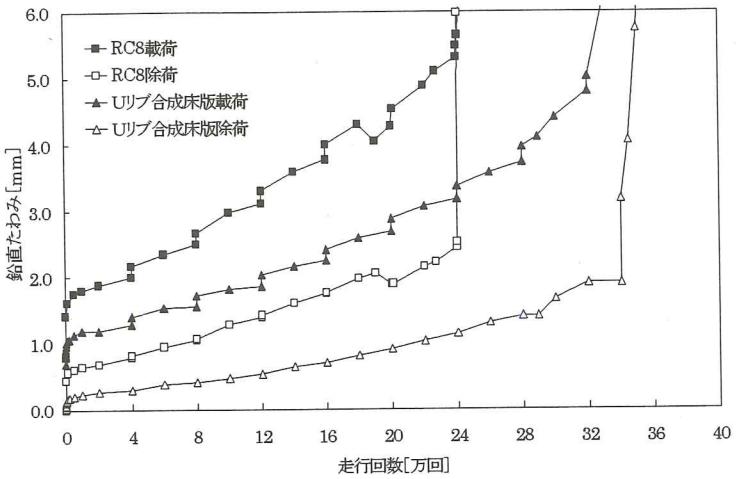
図－6.4.3 に荷重と走行回数の関係を示す。図には，Uリブ合成床版供試体とＲＣ８供試体の結果も同時に示した。Uリブ合成床版供試体は，荷重 314kN，走行回数 35.6 万回でコンクリート部が押し抜きせん断破壊した。



図－6.4.3 載荷荷重と走行回数の関係

②　荷重ーたわみの時系列変化

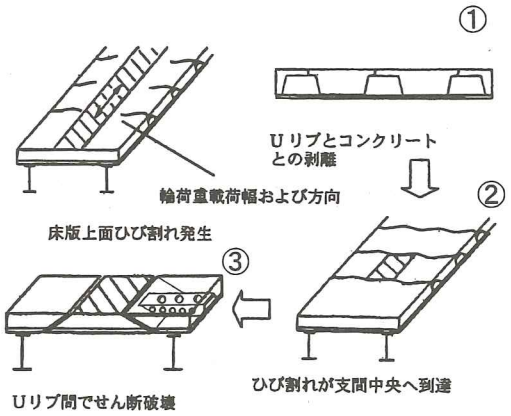
供試体中央における鉛直変位量の経時変化を**図－6.4.4** に示す。Uリブ合成床版は走行回数 32 万回付近でたわみが急増して破壊にいたった。



図－6.4.4 供試体中央の鉛直変位と走行回数の関係

③ 破壊形態

Uリブ合成床版は、図－6.4.5 に示すようなメカニズムにより破壊した。Uリブ合成床版は図に示すように押し抜きせん断破壊により破壊に至った。



図－6.4.5 Uリブ合成床版の破壊メカニズム

1. Uリブ直上で発生したひび割れが支点部から支間中央へ向かって進展
2. ひび割れが中央部へ達し，Uリブとコンクリートのはく離が発生
3. 版構造から梁構造へと変化し，最終的にUリブ間コンクリートが押し抜きせん断破壊

④ 底鋼板とコンクリートとの剥離

試験中底鋼板下面側から打音により底鋼板とコンクリートとの剥離を調査した。剥離は載荷初期に支間中央位置から発生し，4 万回走行時にほぼ全面剥離していた。

（2） 疲労耐久性評価

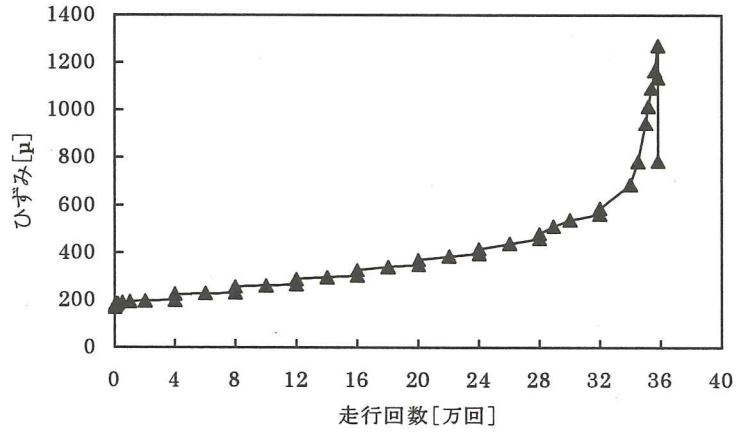
1） Uリブ合成床版の疲労耐久性評価手法

① 疲労耐久性評価の着目点

Uリブ合成床版は、輪荷重走行試験において鋼部材よりも先にコンクリート部材が破壊したため，使用材料（コンクリート強度）の影響について着目した疲労耐久性評価を行い，試験結果の補正を行う。

② 底鋼板ひずみと走行回数の関係

図－6.4.6 に、床版中央位置における底鋼板の橋軸直角方向ひずみと走行回数の関係を示す。橋軸直角方向ひび割れが支間中央部へ達した走行回数 32 万回付近からひずみが急増している。



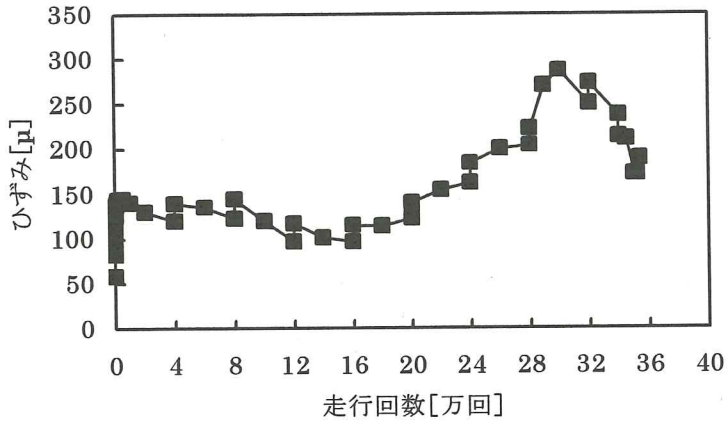
図－6.4.6 中央位置底鋼板橋軸直角方向ひずみと走行回数の関係

③ 溶接部の損傷状況

試験終了後載荷位置付近のコンクリートを撤去して，鋼部材およびUリブと底鋼板のすみ肉溶接部を観察したが，亀裂などの損傷は見られなかった。

④ 継手鉄筋ひずみと走行回数の関係

継手は重ね鉄筋継手とし，輪荷重走行範囲に 1 箇所設けている。**図－6.4.7** に継手鉄筋ひずみと走行回数の関係を示す。継手鉄筋のひずみは最大で 300μ であること，床版上面に発生したひび割れが継手と異なる位置に発生していることから継手部が耐久性上の問題点となることはないと思われる。



図－6.4.7 継手筋のひずみと走行回数の関係

以上のように本試験の範囲では，鋼板および継手部に起因する損傷は見られず，鋼部材の破壊よりもコンクリート部の破壊が先行していることから，ここでは，鋼構造物の疲労照査手法に準じた評価手法は行わないことにした。

2） 試験条件の影響

① 床版厚さの影響

Uリブ合成床版のコンクリート厚は，中央部で押し抜きせん断破壊したため，計測点は少ないが，設計値の200mmに対して197～206mmであった[1]。コンクリート厚は設計値の－1.5%～3%の範囲であった。

② 使用材料の影響

本試験ではコンクリートの実強度が30N/mm²であり，設計基準強度27N/mm²を上回る結果となった[1]。破壊性状に見られる押し抜きせん断耐力はコンクリート強度に影響をうけることから，今回の試験におけるせん断耐力を，コンクリートの強度を30.3 N/mm²から設計強度27 N/mm²に補正し，試験結果を補正することとする。

松井[2]はＲＣ床版のS-N曲線として式（6.4.1）を提案している。

$$LogS=-0.07835LogN+C \qquad 式(6.4.1)$$

$S=P/P_0$

P：載荷荷重 (kg)

P_0：押し抜きせん断耐力 (kg)

$P_0=\tau A$

τ：コンクリートのせん断強度 (kgf/cm²)

$\tau=0.252\sigma_{ck}-0.000246\sigma_{ck}^2$ (kgf/cm²)

σ_{ck}：コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

A：せん断抵抗面積（Uリブ上コンクリートまたは圧縮側コンクリートを有効）(cm²)

N：走行回数

今回，コンクリート強度の違いにより，P_0 を算出し，階段載荷における試験結果を式（6.4.1）の S-N 曲線の傾きを用いて行った結果を以下に示す。

コンクリートの設計基準強度：27N／mm²

コンクリートの実圧縮強度：30.3N／mm²

破壊時走行回数：35.6 万回

破壊時載荷荷重：314kN

補正後の走行回数：30.5 万回

補正後の載荷荷重：295kN

③　荷重移動の影響

走行試験における衝撃については，動的な載荷により供試体の応答が増加する影響と，供試体の上面の凹凸により供試体の応答が増加する影響が考えられる。

動的な載荷により供試体の応答が増加する影響については，静的載荷における計測値と動的載荷における計測値との比を比較することにより検討を行う。**表－6.4.3** に、荷重移動の影響として静的最大たわみと動的最大たわみとの比較を示す。

表－6.4.3　荷重移動の影響

載荷荷重　kN	157	177	196	216	235
①静的最大たわみ　mm	1.187	1.285	1.56	1.868	2.252
②動的最大たわみ　mm	1.307	1.351	1.681	2.021	2.428
②／①	1.101	1.051	1.078	1.082	1.078
載荷荷重　kN	255	275	294	314	
①静的最大たわみ　mm	2.692	3.175	3.724	4.79	
②動的最大たわみ　mm	2.900	3.406	4.021	5.251	
②／①	1.077	1.073	1.080	1.096	

着目する計測項目は，供試体中央のたわみ値とし，静的載荷によるたわみと動的載荷によるたわみの比較を行う。動的載荷によるたわみは静的載荷のものと比較して5～10%程度大きくなる。載荷回数が増えることによる変化は小さかった。②／①を輪荷重走行試験の衝撃係数であるとすると、道路橋示方書で規定される衝撃係数L=2.5，i=1.38と比較しても小さく，衝撃の影響は小さいと思われる。

（3）　その他性能評価

1）　耐荷力評価

表－6.4.4 に，Uリブ合成床版の曲げ耐荷力を示す。

表－6.4.4 耐荷力

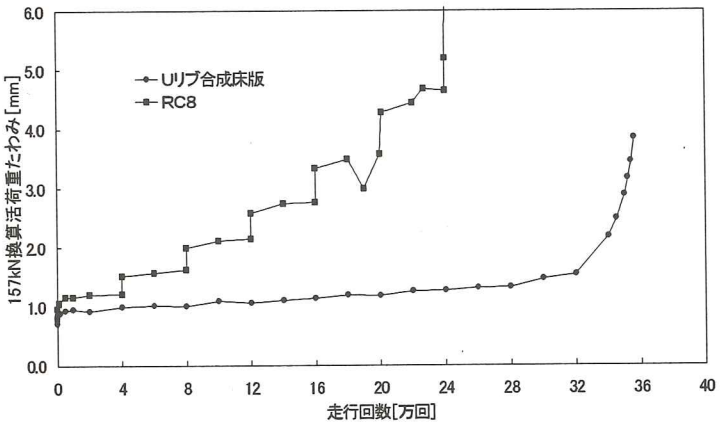
設計曲げモーメント*1 M1 (kN･m/m)	最終曲げ耐荷力*2 M2 (kN･m/m)	比率 M2/M1
33.7	79.4 以上	2.4 以上

*1：(0.12L+0.07)P×0.8，P=98kN，L=3m

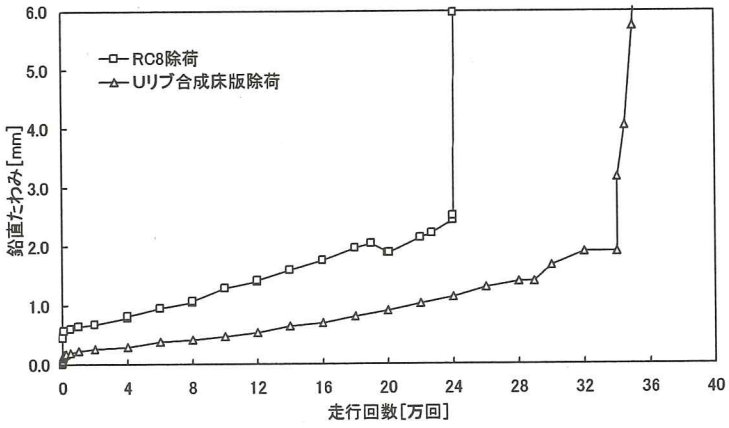
*2：最終荷重時の橋軸直角方向の作用曲げモーメント

2）　たわみによる剛性評価

Uリブ合成床版の換算活荷重たわみと残留たわみを基準床版と比較したものを**図－6.4.8** および**図－6.4.9** に示す。



図－6.4.8 換算活荷重たわみ



図－6.4.9 残留たわみ

Uリブ合成床版は換算たわみ，残留たわみともに基準床版に比べて小さいことがわかる。また，残留たわみが 2mm を超えると急激に変位が増大している。活荷重たわみが急変する走行回数 32 万回程度でUリブ合成床版はその機能を果たさなくなったと考えられる。

3） ひび割れ評価

本床版の破壊はUリブ上の橋軸直角方向ひび割れが床版支間中央に進展し，梁状化後 RC 床版と同様の押し抜きせん断ひび割れが発生していた。本床版のUリブ上のかぶりは 50mm と小さいため、大きな荷重が載荷されるとUリブ上でひび割れが発生しやすくなると考えられる。

（4） まとめ

Uリブ合成床版は本輪荷重走行試験において破壊にいたり、本床版の破壊メカニズムが解明された。本床版においては、鋼部材および溶接部の損傷は見られず，コンクリートが損傷を受けることが判明した。試験の結果より，以下の知見が得られた。

1) Uリブ合成床版はＲＣ８供試体と同等の疲労耐久性を有することがわかった。
2) たわみは，破壊に至るまでＲＣ８供試体に比較して小さく，高い剛性を保持した。
3) Uリブ合成床版の破壊メカニズムを以下に示す。
   ①Uリブ直上で発生したひび割れが支点部から支間中央へ向かって進展
   ②ひび割れが中央部へ達し，Uリブとコンクリートのはく離が発生
   ③版構造から梁構造へと変化し、最終的にUリブ間コンクリートが押し抜きせん断破壊

＜参考文献＞

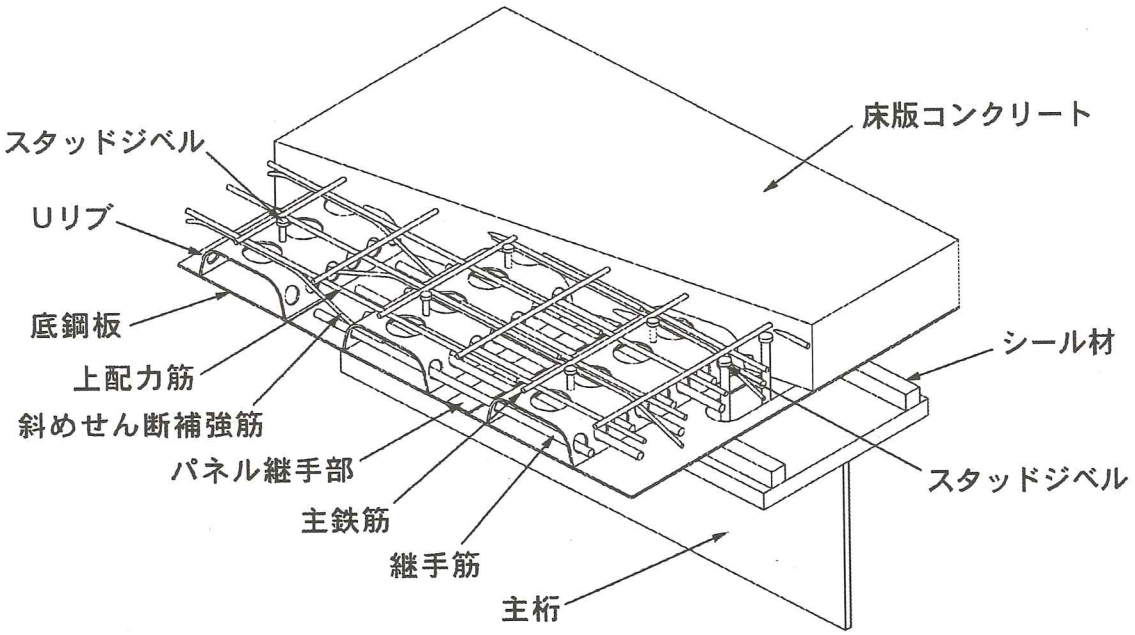
1) 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 2）：H11.10
2) 道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性：阪神高速道路公団資料，H3.12

６．５　低Ｕリブ床版

（1）　概要

1）　供試体の概要

本床版は，底鋼板にＵリブを溶接したものを型枠支保工を兼ねる主部材として用いることにより，製作時の溶接長の低減を図り製造コストを低減すること，パネル継手部で底鋼板を連続させずに継手筋により応力伝達する方式を採用し，底鋼板の現場継手の省力化による現場作業の合理化を目指した床版である。本床版の構造概要を図－6.5.1 に示す。



図－6.5.1 低Ｕリブ床版の構造概要

①　試験の着目点

以下に示す項目に着目して調査を行う。

a.床版破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

b.ひび割れ性状

c.継手部構造の疲労破壊性状

② 設計条件

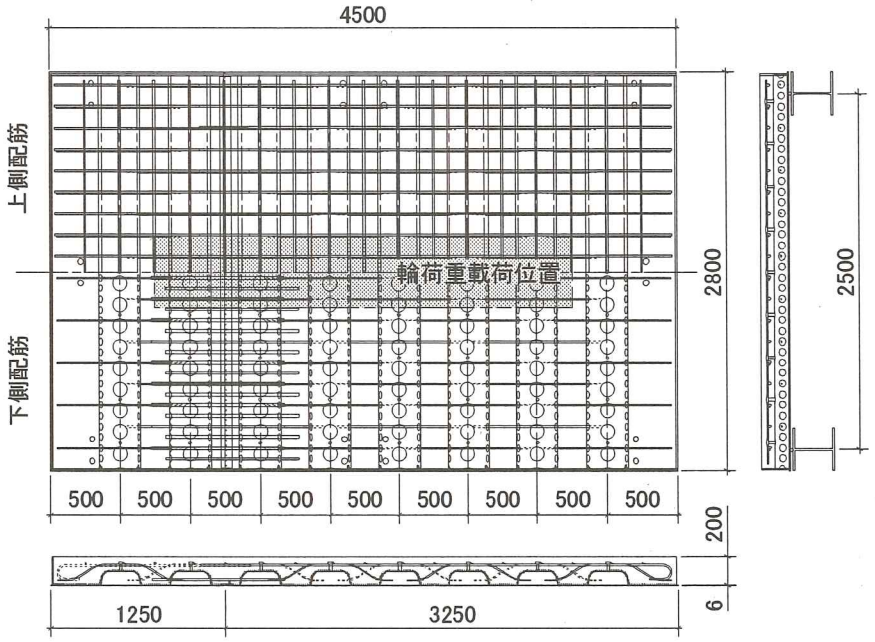
本供試体は，**表-6.5.1** に示す設計条件により設計を行った。

表－6.5.1 設計概要

項目	内容	
設計条件	床版支間 3m の連続版，B 活荷重，大型車日交通量 2000 台以上	
設計荷重	主部材方向の曲げモーメント	合成前＝5.0kN･m/m 合成後＝35.2kN･m/m
	配力筋方向の曲げモーメント	合成後＝26.7kN･m/m
設計応力度	コンクリート上面	主部材方向＝－3.7N/mm²
		配力筋方向＝－2.5N/mm²
	Uリブ上面	主部材方向＝－43.2N/mm²
	底鋼板下面	主部材方向＝51.2N/mm²
		配力筋方向＝27.4N/mm²

③ 供試体寸法

供試体の形状・寸法を**図－6.5.2** に示す。供試体は，幅 2.8m，長さ 4.5m，床版支間 2.5m，コンクリート版厚 200mm，底鋼板厚 6mm である．底鋼板にはスタッドボルトによる継手を輪荷重走行範囲内に位置するように設けた。本床版は主桁上においても底鋼板を連続させる構造形式を採用しており，これを反映して架台上のリブと底鋼板の溶接を行っている。ただし，リブと側板の溶接は行っていない。



図－6.5.2 供試体形状・寸法

④ 使用材料

供試体の使用材料の材料試験結果を**表－6.5.2** に示す。

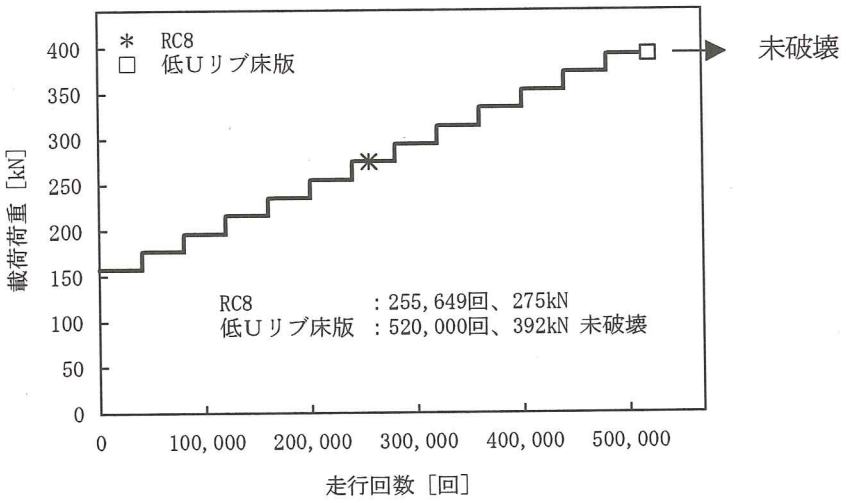
表－6.5.2　材料試験結果

項目		公称値 N/mm²	実験値 N/mm²
底鋼板	降伏点	245	302
	引張強さ	400～510	451
鉄筋 D10	降伏点	295	359
	引張強さ	440～600	498
鉄筋 D13	降伏点	295	351
	引張強さ	440～600	502
鉄筋 D22	降伏点	295	380
	引張強さ	440～600	557
コンクリート	圧縮強度	30 以上	40.6
	弾性係数	－	3.19×10^4

2）　試験結果の概要

①　階段載荷における破壊時走行回数

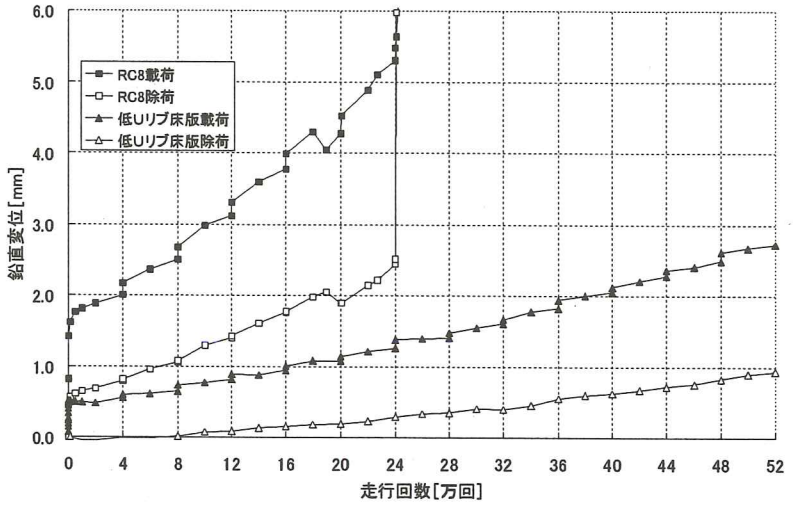
図－6.5.3 に荷重と走行回数の関係を示す。図には，ＲＣ８供試体の結果も同時に示した。低Ｕリブ床版供試体は，荷重 392kN，走行回数 52 万回に至るまで，たわみおよびひずみの急激な増加も見られず非破壊で終了した。



図－6.5.3 載荷荷重と走行回数の関係

②　荷重－たわみの時系列変化

供試体中央における鉛直変位量の経時変化を**図－6.5.4** に示す。同図は，所定走行回数毎に行った静的載荷時における載荷・除荷時のたわみ量の推移を表している。



図－6.5.4 供試体中央の鉛直変位と走行回数の関係

③ 破壊形態

低Uリブ床版は荷重 392kN・走行回数 52 万回において非破壊であった。

（2） 疲労耐久性評価

1） 低Uリブ床版の疲労耐久性評価手法

① 疲労耐久性評価の着目点

本走行試験において低Uリブ床版は破壊に至らなかったが，Uリブと底鋼板のすみ肉溶接継手部の疲労破断に着目して鋼構造物の疲労照査手法に準じた評価をするものとする。

② 疲労寿命曲線の提示

日本鋼構造協会の疲労設計指針における，応力方向のすみ肉溶接継手の強度等級はDであり，これを用いて疲労耐久性を評価する。

$$\Delta\sigma_f^m \cdot N = C_0 \qquad \text{式(6.5.1)}$$

$$C_0 = 2\times10^6$$

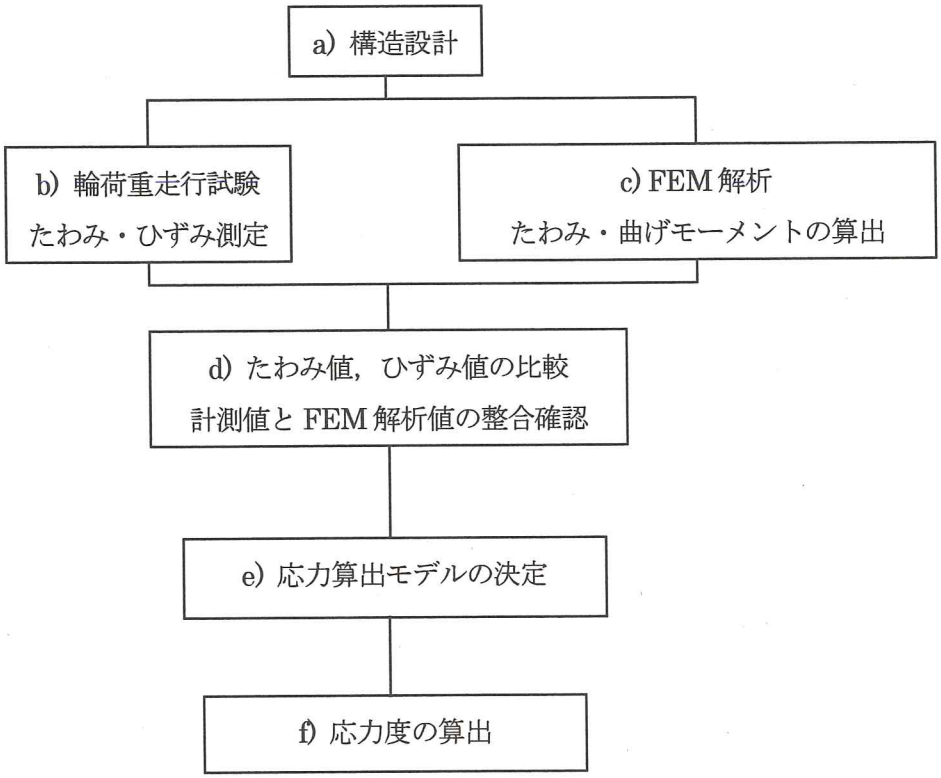
$$\Delta\sigma_f = 100\ [\mathrm{MPa}]$$

$$m = 3$$

③ 検討フロー

着目点での発生応力度により疲労耐久性の評価を行うため，実験により計測された値を再現できるＦＥＭ解析のモデル化について検討する。**図－6.5.5** に低Uリブ床版の疲労耐久性評価のフローを示す。計算により応力を算出する時の断面モデルを検討するために，今回の試験体をモデルとしてＦＥＭ解析を行い，計測

から求まる各種計測値との比較をする。これをもとに設計で用いる断面条件を決定し，設計応力範囲を算定する。



図－6.5.5 設計応力算定のフロー

2） 構造解析

① 解析条件

有限要素法により解析を行った。解析条件を**表-6.5.3** に示す。引張側コンクリートを有効としたものと無視したものの 2 種類の剛性を用いて解析を行い実測値との比較を行った。

表－6.5.3　解析条件

要素	シェル要素	
版	等方性版	
支持条件	配力鉄筋方向	単純支持
	主鉄筋方向	H300×300 により支持
版の剛性	全断面有効	12432cm^4
	引張側無視	9673cm^4
E	2.1×10^{6}kgf/cm^2	
載荷荷重	200×500 の範囲に 157kN	
ヤング係数比	n=10	

② 解析結果

図-6.5.6 に床版中央位置の活荷重たわみの分布を示す。載荷初期（載荷荷重 157kN，4 万回載荷）において実測値は全断面有効とした FEM 解析値にほぼ一致しており，走行回数の増大にともなって，コンクリートにひび割れが生じ，コンクリート引張側無視とした FEM 解析値に近づいていく。

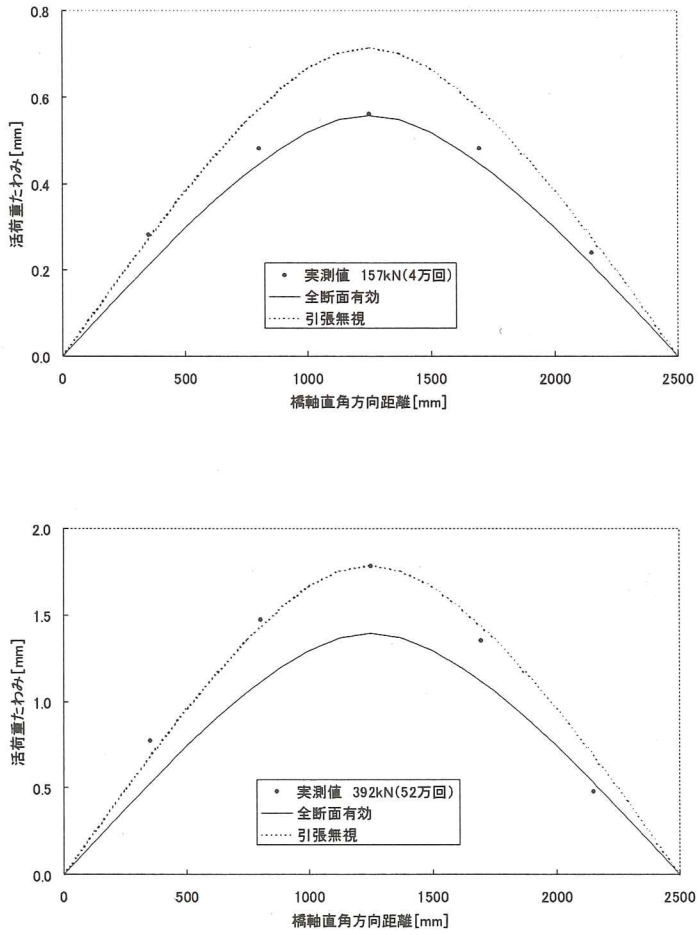


図-6.5.6(a)　床版中央部の活荷重たわみ分布（橋軸直角方向）

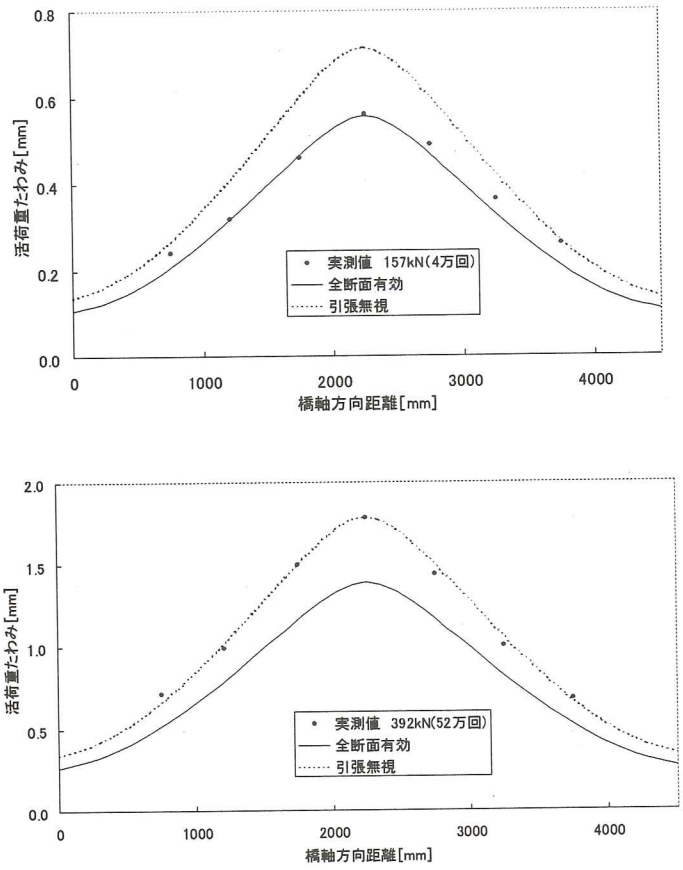


図-6.5.6(b)　床版中央部の活荷重たわみ分布（橋軸方向）

3）　応力範囲の算定

①　応力算定方法

n=10 全断面有効とした条件によって，着目点の応力度を算出するものとする。使用する断面力は，FEM 解析により算出する。

②　応力範囲の補正

a）　計算応力と実測応力の比較

試験時に計測を行った床版中央における発生応力度と，全断面有効とした設計計算（n=10）によって求まる応力度を比較したものを**表－6.5.4** に示す。計算応力度は実測応力度より若干大きめの値をとっており，計算応力度により疲労照査を行う。

表－6.5.4 計算応力と実測応力の対比

荷重(kN)	実測応力度 (N/mm²)	計算応力度 (N/mm²)	実測値 ／計算値
157	16	19	0.83
177	20	21	0.93
196	23	24	0.97
216	26	26	1.00
235	29	28	1.00
255	31	31	1.02
275	33	33	0.98
294	34	35	0.96
314	35	38	0.92
333	37	40	0.93
353	40	43	0.94
373	44	45	0.97
392	47	47	0.99

b） 荷重移動の影響

走行試験における衝撃については，動的な載荷により試験体の応答が増加する影響と，試験体の上面の凹凸により試験体の応答が増加する影響が考えられる。

動的な載荷により試験体の応答が増加する影響については，静的載荷における計測値と動的載荷における計測値との比を比較することにより検討を行う。着目する計測項目は，試験体中央のたわみ値とし，静的載荷によるたわみと動的載荷によるたわみの比較を行ったものを**表－6.5.5**に示す．載荷初期の1.52から荷重の増加につれて，1.19まで低下していく。

ここでは，道路橋示方書の衝撃係数 i=20/(50+L)においてL=2.5とした衝撃係数 i=0.38を考慮する。

表－6.5.5 荷重移動の影響

載荷荷重　kN	157	177	196	216	235	255	275
①静的最大たわみ　mm	0.48	0.55	0.65	0.81	0.95	1.08	1.25
②動的最大たわみ　mm	0.74	0.78	0.99	1.14	1.29	1.42	1.65
②／①	1.52	1.42	1.53	1.41	1.36	1.32	1.32
載荷荷重　kN	294	314	333	353	373	392	
①静的最大たわみ　mm	1.41	1.60	1.82	2.04	2.27	2.49	
②動的最大たわみ　mm	1.78	1.96	2.26	2.48	2.76	2.98	
②／①	1.27	1.22	1.24	1.22	1.21	1.19	

4）　疲労照査

①　設計応力範囲と許容応力範囲の比較

疲労設計荷重は，T荷重が1輪98kNが支間中央に載荷される状態を想定する。弾性係数比n=10全断面有効とした条件で算出した支間方向の最大曲げモーメント，計算応力度，荷重移動を考慮した補正後の応力度（応力範囲）を**表－6.5.6**に示す。

表－6.5.6 疲労照査に用いる着目点の応力範囲

曲げモーメント M	23.7 kN･m/m
計算応力度 σ	11.9 N/mm²
荷重移動の影響 i	0.38
設計応力範囲 $\Delta\sigma=\sigma\times(1+i)$	16.4 N/mm²

表－6.5.7に，日本鋼構造協会の疲労設計指針によるD等級の基本許容応力範囲（許容応力範囲），および**表－6.5.6**に示される設計応力範囲との比較を示す。

表－6.5.7 応力範囲の照査

	繰り返し数 N	許容応力範囲	
$\Delta\sigma_f$（基本許容応力範囲）	2×10^6	100 N/mm²	$>\Delta\sigma$ (OK)
$\Delta\sigma_{\infty}$(一定振幅応力)	3.4×10^6	84 N/mm²	$>\Delta\sigma$ (OK)
$\Delta\sigma_{ve}$(変動振幅応力)	3.4×10^7	39 N/mm²	$>\Delta\sigma$ (OK)

表より，低Uリブ床版は設計応力範囲が一定振幅と変動振幅応力のいずれの打ち切り限界と比べてもそれ以下であり，疲労に対して十分安全であるといえる。

②　輪荷重走行試験の累積損傷度

今回の輪荷重走行試験での供試体の疲労度合いを累積損傷度により検討する。

マイナーの累積被害則により，着目点に作用する2つの応力σ_0，σ_1とし，それに対応する疲労寿命をN_o，N_1とすると次式が成立する。

$$\log\sigma_0=-k\log N_o+k\log C \quad , \quad \log\sigma_1=-k\log N_1+k\log C \qquad \text{式(6.5.2)}$$

$$N_0=\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{\frac{1}{k}}\cdot N_1=\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_o}\right)^{m}\cdot N_1 \quad ,\text{ただし，}m=1/k \qquad \text{式(6.5.3)}$$

階段状荷重漸増載荷における各荷重での応力範囲$\Delta\sigma_i$を計算し，式（6）により累積損傷度Dを算出し，着目点における載荷終了時の損傷度を検討する。

$$D=\Sigma D_i=\Sigma(n_i/N_i) \qquad \text{式(6.5.4)}$$

D_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$がn_i回繰り返されたときの損傷度

N_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$に対応する疲労寿命（$\Delta\sigma_i^m\cdot N_i=C$）

n_i：各荷重での輪荷重走行回数$n_i=n_r$

上式にて計算した累積損傷度を**表－6.5.8**に示す。応力度は実測値を使用した。

表－6.5.8 低Uリブ床版の累積損傷度（実測値）

荷重 (kN)	ひずみ (μ)	応力σi (N/mm²)	衝撃考慮 1.38σi (N/mm²)	Di=ni/Ni
157	74	15.2	21.0	0.0002
177	93	19.2	26.4	0.0004
196	107	22.0	30.4	0.0006
216	121	24.9	34.4	0.0008
235	133	27.4	37.8	0.0011
255	146	30.1	41.5	0.0014
275	152	31.3	43.2	0.0016
294	159	32.7	45.2	0.0018
314	163	33.6	46.3	0.0020
333	174	35.8	49.5	0.0024
353	188	38.7	53.4	0.0031
373	203	41.8	57.7	0.0038
392	218	44.9	62.0	0.0048
			D=	0.0240

表より，累積損傷度の値は1.0を大きく下回り，今回の輪荷重走行試験において疲労に対して十分余裕があったことがわかる。

5）　試験条件の影響

①　床版厚さの影響

低Uリブ床版のコンクリート厚は，設計値の200mmに対して195～203mmであった[1)]．コンクリート厚は設計値の－2.5%～1.5%の範囲であった。

②　使用材料の影響

本試験ではコンクリートの実強度が40.6 N/mm²であり，設計強度30 N/mm²を上回る結果となった[1)]。コンクリートの弾性係数は想定した値よりも大きくなり，断面剛性も大きくなる。このため，鋼部材に発生する応力度は当初計画した値より小さくなり，疲労の累積も小さくなっていると考えられる。そこで，今回

の試験における発生応力度を，コンクリートの実強度を 40.6 N/mm^2 から設計強度 30 N/mm^2 に補正し，試験結果を補正することとする。

6） 疲労耐久性評価（試験結果の補正）

コンクリート強度の補正を行い，累積損傷度を再計算して試験結果を補正する。

今回使用したコンクリートの弾性係数は材料試験（**表－6.5.2**）によると 3.19×10^4 N/mm^2 であり，鋼部材の弾性係数を 2.0×10^5 N/mm^2 とすると，鋼とコンクリートの弾性係数比は，$n=2.0\times10^5/3.19\times10^4=6.27$ となる。一方，コンクリートの設計強度 30 N/mm^2 での鋼とコンクリートの弾性係数比は，$n=2.0\times10^5/2.8\times10^4=7.14$ である。

断面の引張側コンクリートを無視した場合の底鋼板の応力度は，n=7.14 の方が n=6.27 とした場合に比べて 2%大きくなる。4)の②項で行った累積損傷度計算における応力度を補正して再計算した結果を**表－6.5.9** に示す。この結果，補正を行った場合，補正前の累積損傷度（D=0.0240）に対して累積が大きいことがわかる。

表－6.5.9 累積損傷度の補正

荷重 (kN)	ひずみ (μ)	応力度 σi (N/mm²)	衝撃考慮 1.38σi (N/mm²)	補正応力度 ×1.02 (N/mm²)	Di=ni/Ni	ΣDi
157	74	15.2	21.0	21.5	0.0002	0.0002
177	93	19.2	26.4	27.0	0.0004	0.0006
196	107	22.0	30.4	31.0	0.0006	0.0012
216	121	24.9	34.4	35.1	0.0009	0.0020
235	133	27.4	37.8	38.6	0.0011	0.0032
255	146	30.1	41.5	42.3	0.0015	0.0047
275	152	31.3	43.2	44.1	0.0017	0.0064
294	159	32.7	45.2	46.1	0.0020	0.0084
314	163	33.6	46.3	47.3	0.0021	0.0105
333	174	35.8	49.5	50.4	0.0026	0.0131
353	188	38.7	53.4	54.5	0.0032	0.0163
373	203	41.8	57.7	58.8	0.0041	0.0204
392	218	44.9	62.0	63.2	0.0050	0.0254
				D=	0.0254	

4）②の結果をふまえて輪荷重走行試験結果を補正したものを**表－6.5.10** に示す。今回の供試体における走行回数 52 万回の累積損傷の程度は，コンクリートの設計強度 30 N/mm² を用いて行った場合には走行回数 50.8 万回に相当することが推測される。

表－6.5.10 走行回数の補正

	載荷荷重 (kN)	載荷回数 (万回)	破壊性状
補正前	392	52	未破壊
補正後	392	50.8	未破壊

（3） その他性能評価

1） 耐荷力評価

表－6.5.11 に，低Uリブ床版の耐荷力を，設計曲げモーメントに対する最終曲げ耐荷力の比率として示した。最終曲げ耐荷力は，低Uリブ床版が破壊に至らなかったため FEM にて算出した最終荷重時の作用曲げモーメントとしている。これにより，設計曲げモーメントに対して 2.8 倍以上の曲げ耐荷力を有しており，耐荷力に十分な余裕があることがわかる。

表－6.5.11 耐荷力

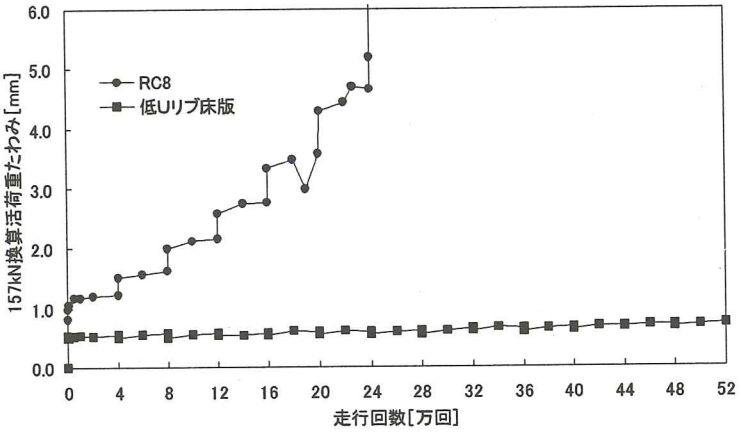
設計曲げモーメント*1 M1 (kN･m/m)	最終曲げ耐荷力*2 M2 (kN･m/m)	比率 M2/M1
33.7	94.8 以上	2.8 以上

*1：(0.12L+0.07)P×0.8，P=98kN，L=3m

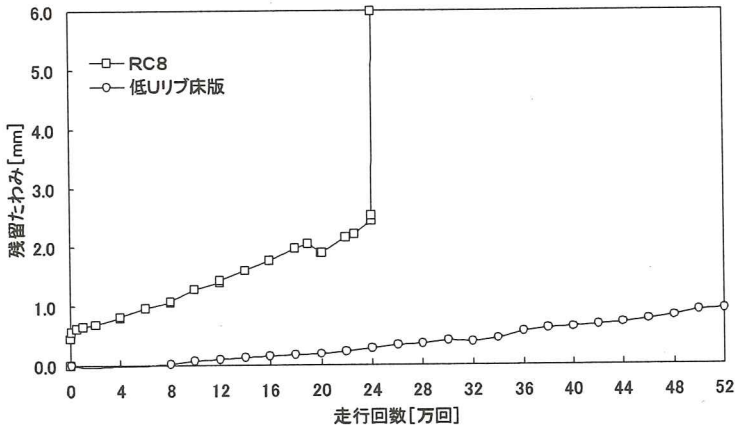
*2：最終荷重時の橋軸直角方向の作用曲げモーメント．FEM より試算．

2）　たわみによる剛性評価

低Uリブ床版の換算活荷重たわみと残留たわみを基準床版と比較したものを図－6.5.7 および図－6.5.8 に示す。



図－6.5.7　換算活荷重たわみ



図－6.5.8　残留たわみ

低Uリブ床版は換算たわみ，残留たわみともに基準床版に比べて非常に小さいことがわかる．また，荷重と換算たわみおよび残留ひずみの関係は試験終了まで線形であり，床版の劣化が非常に少ないと考えられる。

3）　ひび割れ評価

低Uリブ床版供試体においては，有意なひび割れは確認されなかった。

（4）　まとめ

低Uリブ床版供試体は本輪荷重走行試験において破壊に至らなかった。床版コンクリートへのひび割れ発生も微少であり，使用上問題となるひび割れは確認されなかった。鋼部材の疲労損傷に関してUリブと底鋼板のすみ肉溶接継手部に着目して評価を行った。

①本輪荷重走行試験において低Uリブ床版は非破壊であり，たわみ量と載荷荷重（走行回数）の関係は試験終了までほぼ線形の関係を保っていることがわかった。ＲＣ８供試体と比較して十分な耐久性を有することを確認した。

②ヤング係数 n=10 全断面有効断面とした条件による FEM 解析値と実測値が良く一致しており，低Uリブ床版の疲労照査は，Uリブと底鋼板のすみ肉溶接継手部に対して，FEM 解析により求まる底鋼板応力度により疲労照査を行ったところ，十分な疲労耐久性を有していることがわかった。

③設計応力値と試験における実測応力値をそれぞれ用いて累積損傷度を求め，本載荷試験における走行回数および載荷荷重の補正を行った。その結果，本輪荷重載荷試験は 392 kN（50.8 万回走行で未破壊）と等価であることがわかった。

＜参考文献＞

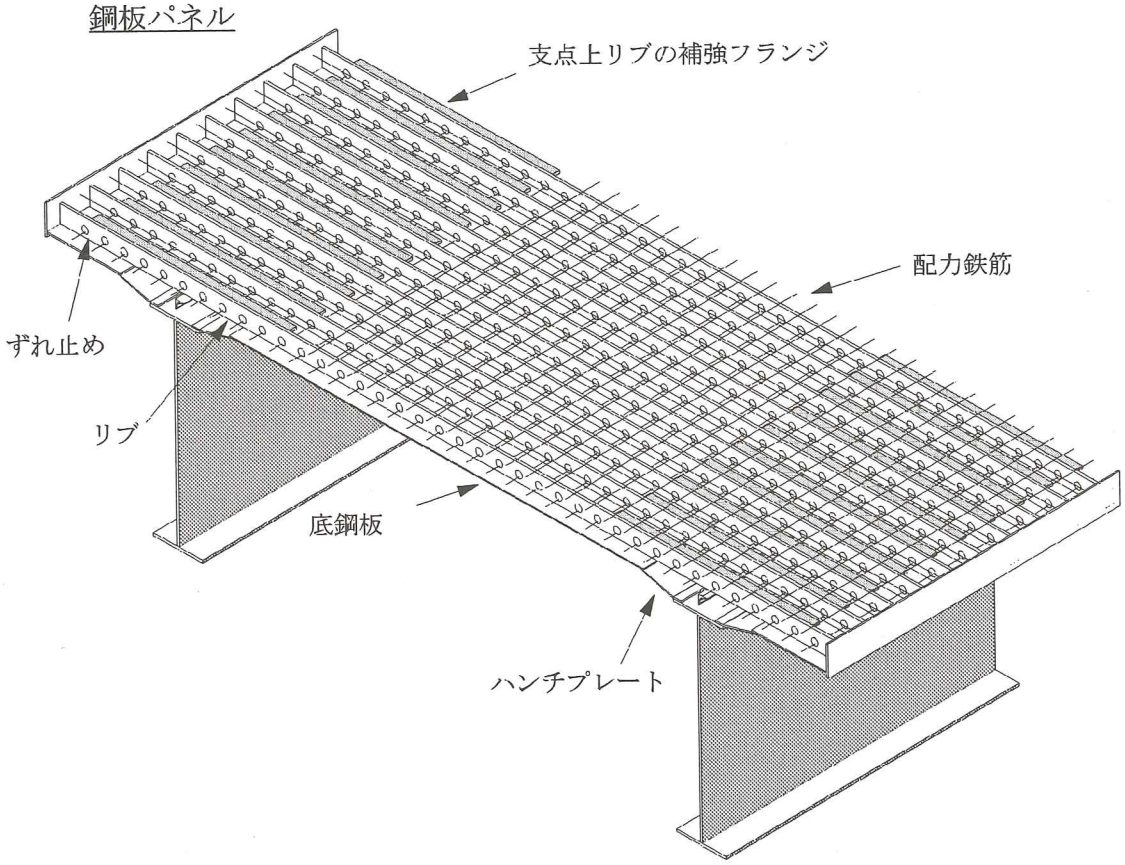
1) 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 4）：H13.6

6．6 パワースラブ

（1）概要

1）供試体の概要

パワースラブは**図−6.6.1** に示すように，底鋼板上に孔明きリブを床版支間方向に設け，孔内に配力鉄筋を配置した鋼殻とコンクリートとの合成床版である．本床版は，底鋼板に孔明き鋼板リブを溶接した鋼パネルを工場で製作し，現場に輸送した後桁上に敷設，配筋後にコンクリートを打設して完成する．



図−6.6.1 パワースラブ（鋼パネル）の構造概要

①試験の着目点

これまでに独自に実施した走行試験[1]により，パワースラブは輪荷重 200kN までの荷重に関する疲労耐久性を確認している．そこで，本試験においては 200kN を上回る荷重下におけるパワースラブの各構造部位の限界状態を把握する目的で以下に示す項目に着目して調査を行う．

a.床版破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

b.鋼・コンクリートの合成作用の変化

c.継手部構造の疲労破壊性状

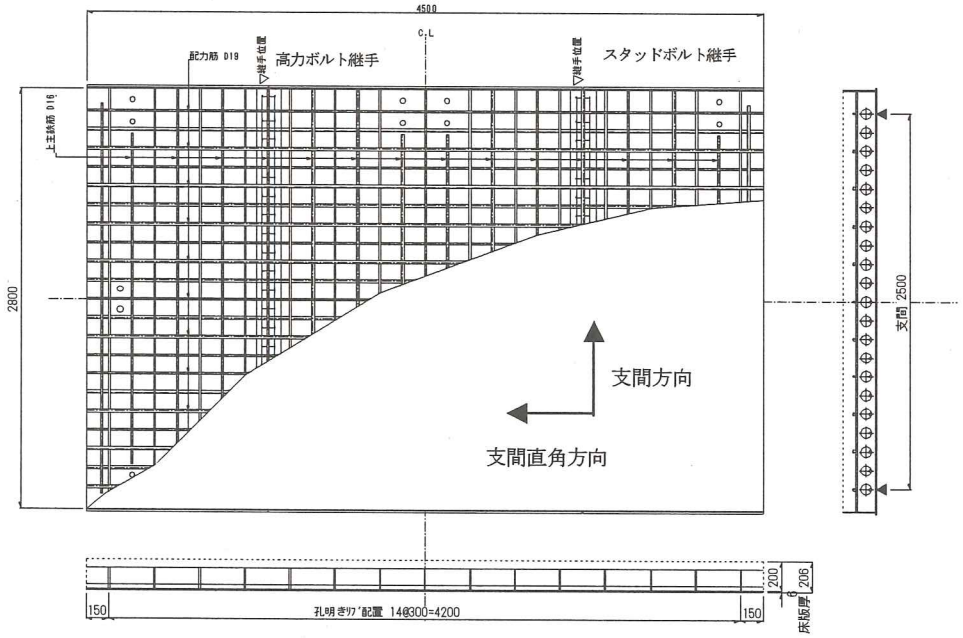
d.床版上面のひび割れ性状

②設計条件

本試験における供試体は，荷重条件をB活荷重および1方向あたりの大型車の計画交通量 2000 台／日以上とする床版支間 3.0m の連続版として設計した．設計において，合成前死荷重（鋼殻・鉄筋・コンクリート）に対しては孔明きリブおよび底鋼板で抵抗し，合成後死荷重（舗装・壁高欄・遮音壁）および活荷重に対しては底鋼板，リブ，コンクリートが合成した断面で抵抗するものとした．また，底鋼板パネルにはスタッドボルトによる継手構造と高力ボルトによる継手構造をそれぞれ設けている．このうち，スタッドボルト継手部は上下段の配力鉄筋とコンクリートによるＲＣ断面で抵抗し，高力ボルト継手部は底鋼板とコンクリートが合成した断面で抵抗するものとした．

③供試体寸法

供試体の形状・寸法を図－6.6.2 に示す．供試体は，幅 2.8m，長さ 4.5m，床版支間 2.5m，コンクリート版厚 200mm，底鋼板厚 6mm，孔明き鋼板リブ 140mm×12mm である．底鋼板にはそれぞれ，スタッドボルトによる継手と高力ボルトによる継手を輪荷重走行範囲内に位置するように設けた．さらに，パワースラブの主桁上構造を再現するため，供試体の底鋼板を支持桁上で切り欠いた構造にした．



図－6.6.2　供試体形状・寸法（単位：mm）

④使用材料

供試体の使用材料の設計値と材料試験結果を以下に示す.

a) コンクリートの材料特性

コンクリートの圧縮強度試験結果および引張強度試験結果を**表－6.6.1**, **表－6.6.2** に示す.

試験材令：33 日

養生方法：現場砂中

表－6.6.1 圧縮強度試験結果

番号	直径 mm	断面積 mm^2	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm^2	静弾性係数 kN/mm^2	ポアソン比
1	100.3	7901	320.0	40.5	29.33	0.195
2	100.4	7917	329.0	41.6	32.97	0.192
3	100.0	7854	312.0	39.7	31.24	0.174
平均値				40.6	31.18	0.187

表－6.6.2 引張強度試験結果

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN	引張強度 N/mm^2
4	100.5	199.7	77.1	2.45
5	100.4	200.1	76.2	2.42
6	100.6	199.1	93.1	2.96
平均				2.61

本試験に用いたコンクリートの圧縮強度は 40.6 N/mm^2 であり，設計強度 30 N/mm^2 の 1.35 倍と上回る結果となった.

b) 鋼材の材料特性

鋼材の引張試験結果を**表－6.6.3**, **表－6.6.4** に示す.

表－6.6.3 鉄筋の引張強度試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏点応力 (N/mm^2)	降伏点ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強さ (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	標点距離 (mm) 試験前	標点距離 (mm) 試験後	伸び (%)	公称断面積 (mm^2)
D13-1	46.2	67.4	365	1854	532	192.20	104.00	128.60	23.7	
D13-2	46.8	67.5	369	1967	533	186.20	103.95	127.90	23.0	126.7
D13-3	45.0	63.5	355	1919	501	185.11	103.90	127.90	23.1	
平均値			363	1913	522	187.84			23.3	
D16-1	71.0	106.0	358	1826	534	197.18	128.00	158.00	23.4	
D16-2	71.8	106.6	362	1892	537	191.70	128.00	158.00	23.4	198.6
D16-3	72.2	106.2	364	1998	535	190.38	128.00	159.40	24.5	
平均値			361	1905	535	193.09			23.8	

表－6.6.4 鋼板の引張強度試験結果

	降伏荷重	最大荷重	降伏点応力	引張強さ	評点距離（mm）		伸び	平均断面積	鋼種材質
	(kN)	(kN)	(N/mm²)	(N/mm²)	試験前	試験後	(%)	(mm²)	
t6-1	90.18	120.8	385	516	200.10	251.3	25.6	234.0	PL t=6 SM400A
t6-2	89.52	119.9	383	512	200.00	249.4	24.7	234.0	
平均値			384	514			25.2		
t12-1	131.4	211.3	275	443	199.95	263.4	31.7	477.3	PL t=12 SM400A
t12-2	134.4	211.9	281	443	199.50	262.2	31.4	478.8	
平均値			278	443			31.6		

2) 試験結果の概要

①階段載荷における破壊時走行回数

図－6.6.3 に荷重と走行回数の関係を示す．図には，パワースラブ供試体とＲＣ８供試体の結果も同時に示した．パワースラブ供試体は，本載荷試験において荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで，たわみおよびひずみの急激な増加も見られず未破壊で終了した．

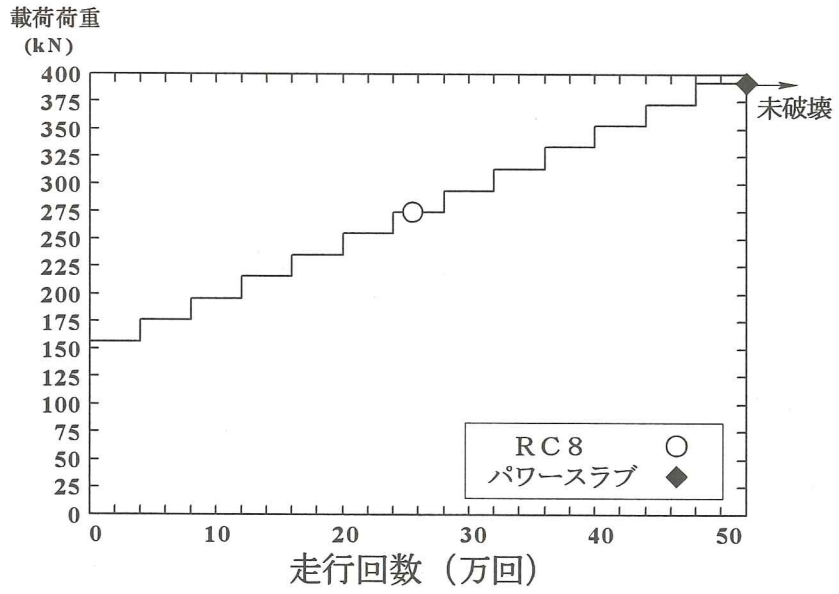
②荷重－たわみの時系列変化

供試体中央における鉛直変位量の経時変化を**図－6.6.4** に示す．同図は，所定走行回数毎に行った静的載荷試験における載荷・除荷時のたわみ量の推移を表している．

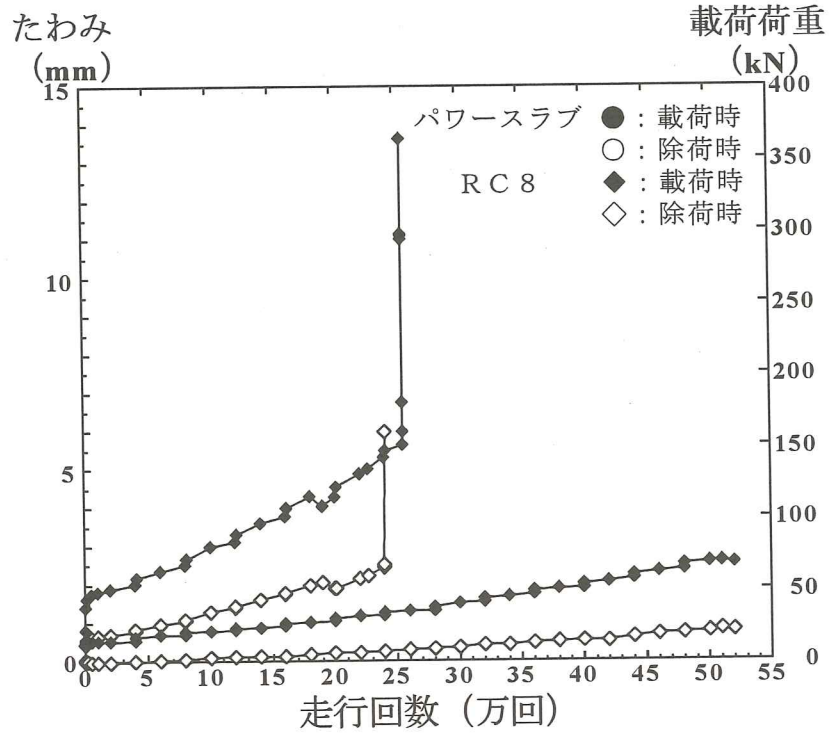
パワースラブ供試体においては、走行回数・荷重の増大にともないたわみ量も漸増するが，たわみ量は走行回数とほぼ線形の関係を維持していることがわかる．

③破壊形態

パワースラブは荷重 392kN・走行回数 52 万回において未破壊にて試験を終了した．



図－6.6.3 載荷荷重と走行回数の関係



図－6.6.4 供試体中央の鉛直変位と走行回数の関係

（2）疲労耐久性評価

1) パワースラブの疲労耐久性評価手法

①疲労耐久性評価の着目点

本走行試験においてパワースラブは破壊に至らなかったが，過去における検討試験[1)]の結果から，パワースラブの破壊形態は，孔明き鋼板リブと底鋼板のすみ肉溶接継手部の疲労破断に起因して，コンクリートと鋼部材の合成が失われることと想定される．したがって，パワースラブの疲労耐久性は，孔明き鋼板リブと底鋼板のすみ肉溶接継手部の疲労破断に着目し，鋼構造物の疲労照査手法に準じて評価するものとする．

②疲労寿命曲線の提示

日本鋼構造協会の疲労設計指針によると，応力方向のすみ肉溶接継手の強度等級はD，応力直角方向のすみ肉溶接継手の強度等級はＥである．また，パワースラブの底板の継手に使用するスタッドを溶接した継手の強度等級はＥである。このことから，疲労強度の低い強度Ｅ等級（2×10^6 回基本許容応力範囲 80MPa，疲労曲線の傾き m=3）を用いて疲労耐久性を評価する．

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \qquad (6.6.1)$$

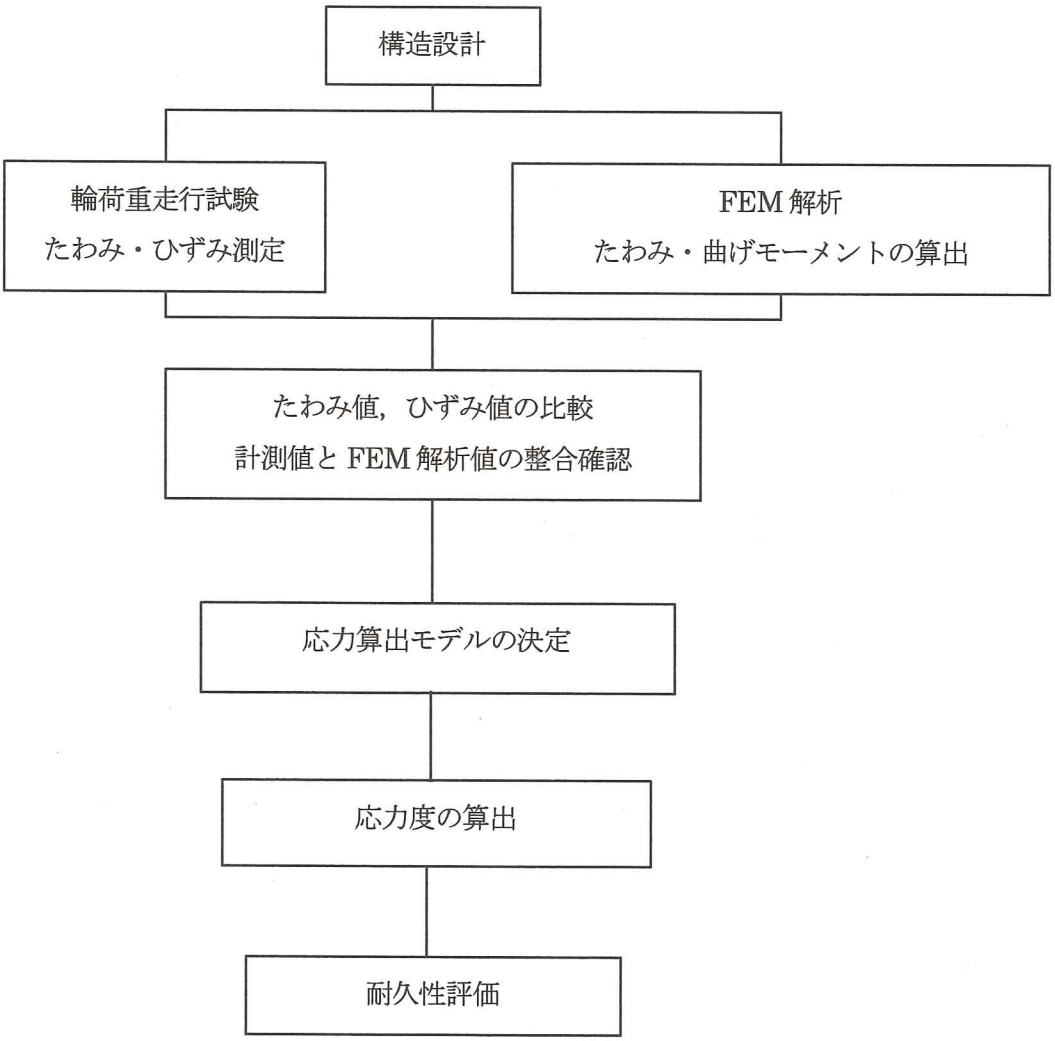
$$C_0 = 2\times10^6\times80^m,\ m = 3$$

③検討方法

疲労耐久性の評価を行うためには，着目点での発生応力度を求めることが必要である．今回の輪荷重走行

試験においては、底板での最大応力度が予想される支間中央部位置でひずみの計測を行っており，これより発生応力度を求めることが出来る．しかし，一般の床版設計において計測は行われないことから，通常の設計において使用できる応力算出モデルについても合わせて検討する．

図－6.6.5 にパワースラブの疲労耐久性評価の手順を示す．計算により応力を算出する時の断面モデルを検討するために，今回の試験体をモデルとしてＦＥM解析を行い，計測から求まる各種計測値との比較をする．これをもとに設計で用いる断面条件を決定し，疲労耐久性の評価を行う．



図－6.6.5 設計応力範囲の算定

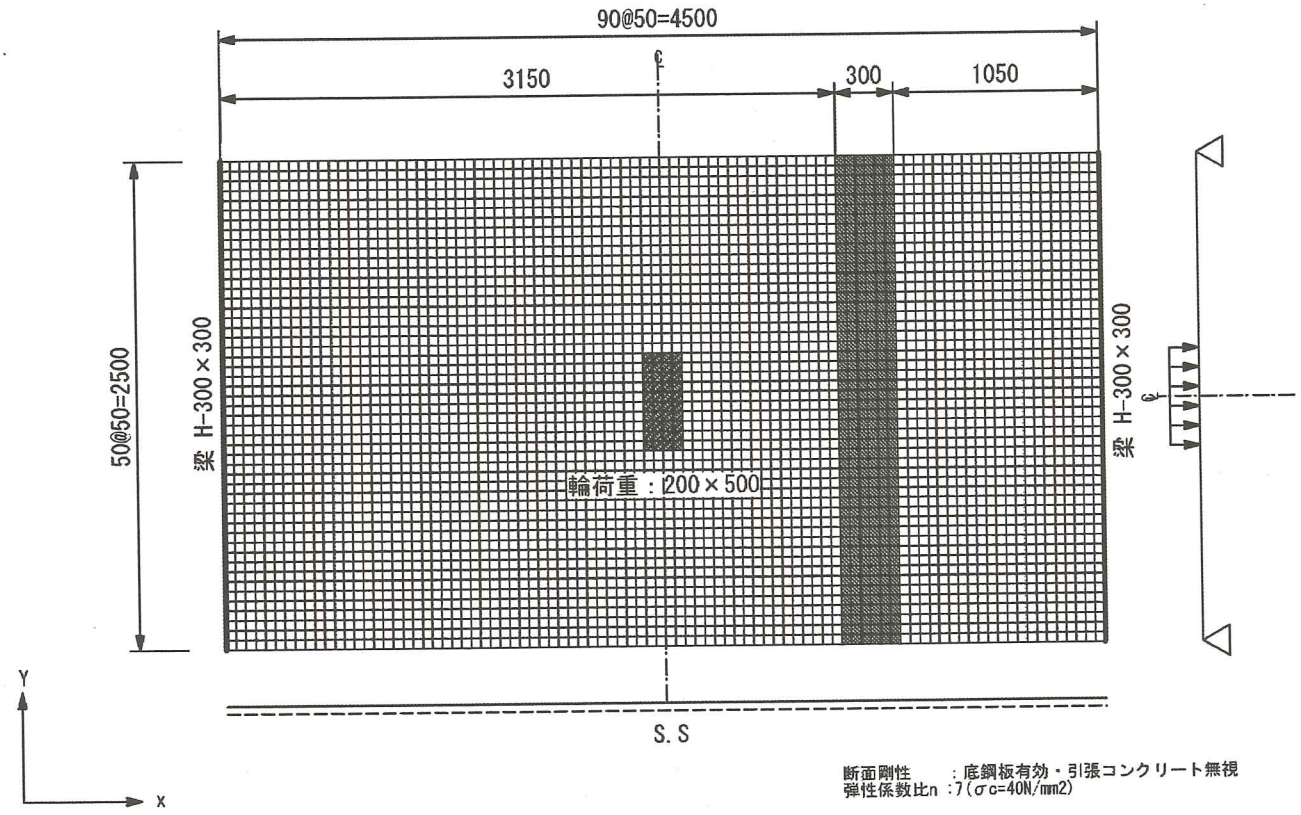
2) 構造解析

①解析方法

モデルは厚肉 SHELL 要素を用いた有限要素法により解析を行った．ここで，パワースラブパネルの一般部は主鉄筋（リブ）方向の断面２次モーメントと配力筋方向の断面２次モーメントに差がないことからパネル一般部は等方性版とし，一方，スタッドボルト継手部は RC 断面であることから配力筋方向の断面２次モーメントを RC 断面とした異方性版として解析を行った．

②要素分割および載荷荷重

ＦＥＭ解析モデルの要素分割および境界，荷重条件を**図－6.6.6** に示す．



図－6.6.6 FEM 解析モデル（単位：mm）

③断面定数

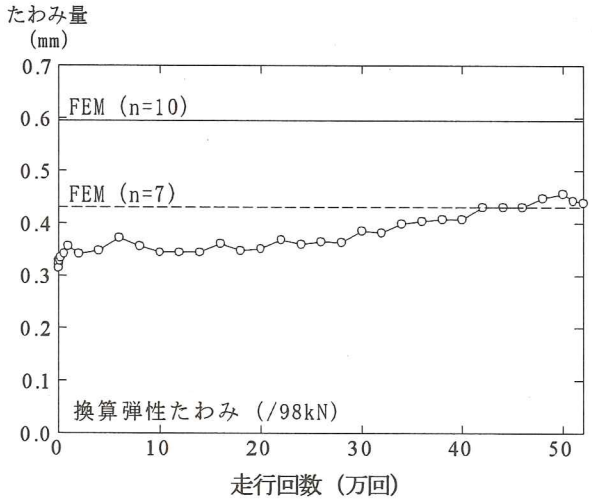
解析モデルの断面定数を**表－6.6.5** に示す．ここで，鋼とコンクリートの弾性係数比を設計理論値 n=10 とした model_1 と，材料試験結果に相当する n=7 とした model_2 の２ケースについて解析を行い，比較検討を行った．

表－6.6.5 断面定数

解析ケース		model_1	model_2
弾性係数比 n＝		10	7
一般部	$I_{主鉄筋}$ (cm^4)	95120	80518
	$I_{配力筋}$ (cm^4)	96148	77580
継手部	$I_{主鉄筋}$ (cm^4)	95634	80518
	$I_{配力筋}$ (cm^4)	37529	27596
一般部	$Ec_{主鉄筋}$ (kN/mm^2)	2.06E+01	3.04E+01
	$Ec_{配力筋}$ (kN/mm^2)	2.06E+01	3.04E+01
継手部	$Ec_{主鉄筋}$ (kN/mm^2)	2.06E+01	3.04E+01
	$Ec_{配力筋}$ (kN/mm^2)	8.04E+00	1.08E+01
床版厚 (cm)		22.6	21.3

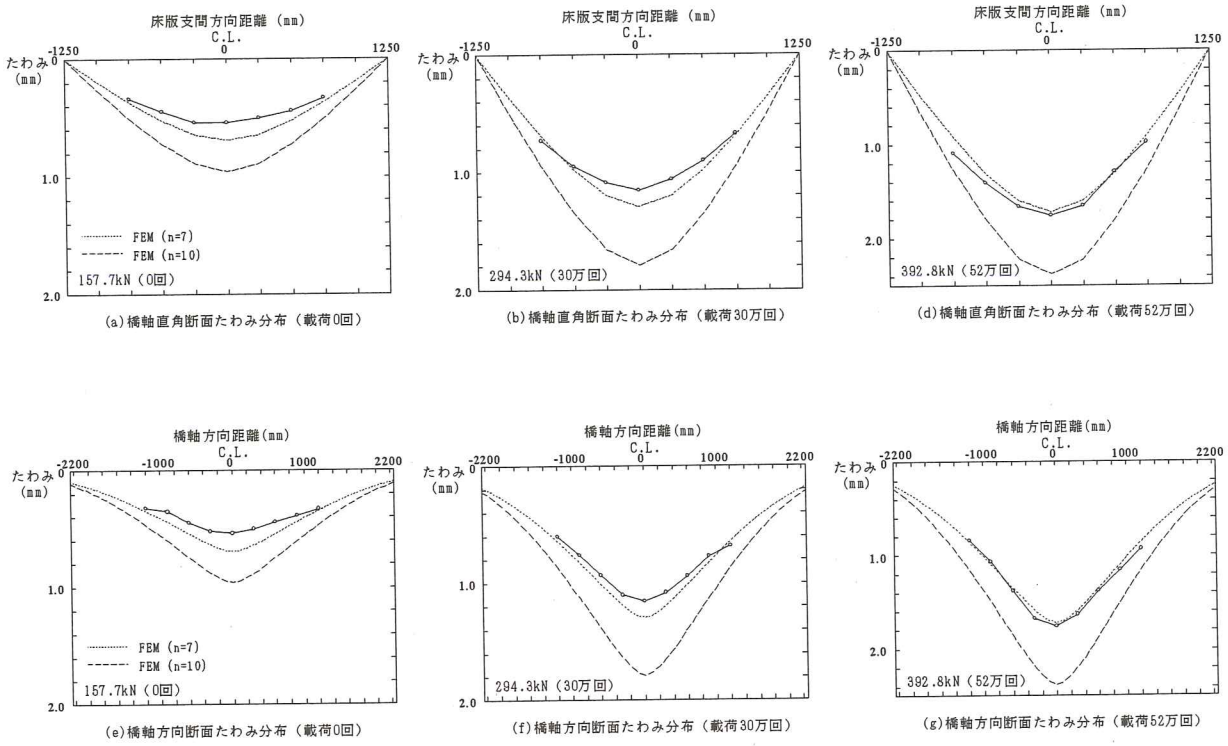
④解析結果

パワースラブ供試体の活荷重たわみ（98kN 換算）の経時変化を**図－6.6.7** に示す．ここで活荷重たわみとは，載荷時たわみから除荷時たわみを減じたものである．図には，コンクリートと鋼の弾性係数比をそれぞれ n=10（設計使用値）および n=7（材料試験結果）とし，引張側コンクリートを無視した条件で行った FEM 解析結果を併記した．



図－6.6.7 換算活荷重たわみ

載荷初期には引張側コンクリートは有る程度有効と考えられることから，実験値のたわみ量は解析値を下回っているが，走行回数の増加とともに漸増し最終段階では n=7 とした解析値にほぼ等しいたわみ量を示していることがわかる．次に，橋軸方向および橋軸直角方向の活荷重たわみの経時変化を**図－6.6.8** に示す．



(a)橋軸直角断面たわみ分布（載荷0回）　(b)橋軸直角断面たわみ分布（載荷30万回）　(d)橋軸直角断面たわみ分布（載荷52万回）

(e)橋軸方向断面たわみ分布（載荷0回）　(f)橋軸方向断面たわみ分布（載荷30万回）　(g)橋軸方向断面たわみ分布（載荷52万回）

図－6.6.8 たわみ形状

載荷荷重156.7kN（0回）ではn=7としたFEM解析値より小さなたわみであるが，その後徐々に解析値に近づき，最終段階（52万回）ではFEM解析値とほぼ同じたわみ形状となる．

以上より，パワースラブ供試体の断面剛性（曲げ剛性）は，n=7を用いた引張側コンクリートを無視した底鋼板・コンクリート合成断面の設計計算における仮定とほぼ等しいことがわかった．

3）応力範囲の算定

①応力算定方法

前項の計測とＦＥＭ解析のたわみ値の比較より，n=7（材料試験結果）を用いた引張側コンクリートを無視した底鋼板・コンクリート合成断面の設計計算によって，着目点の応力度を算出するものとする．使用する断面力は，同仮定による断面定数を用たFEM解析で算出される値とする．

②応力範囲の補正

a）計算応力と実測応力の比較

試験時に計測を行った床版中央における橋軸方向発生応力度と，引張側コンクリートを無視した合成断面の設計計算（n=7）によって求まる応力度を比較する．階段状載荷の各載荷ステップごとに計算応力度と実測応力度を比較したものを**表－6.6.6**に示す．

表－6.6.6 計算応力と実測応力の対比

荷重(kN)	計算応力度 (N/mm^2)	実測応力度 (N/mm^2)	実測値/計算値
157	23.98	17.49	0.73
177	27.03	21.40	0.79
196	29.93	26.55	0.89
216	32.98	31.69	0.96
235	35.89	34.99	0.97
255	38.94	37.87	0.97
275	41.99	40.54	0.97
294	44.90	39.72	0.88
314	47.95	46.72	0.97
333	50.85	49.19	0.97
353	53.91	51.45	0.95
373	56.96	53.10	0.93
392	59.86	55.57	0.93

表より，実測値/設計値は0.73～0.97であり，計算応力度は実測応力度より大きいことがわかる．計算応力度を用いて疲労照査を行うと，実測応力度を用いて疲労照査を行う場合に比べて厳しい評価となる．計算応力度の補正が必要とも考えられるが，発生応力度が比較的小さく疲労の判定に余裕があると予想されることから，ここでは計算応力度の補正は行わないこととする．

b) 荷重移動の影響

床版供試体上を輪荷重が往復移動することに伴い、床版のたわみとひずみの動的変動範囲は静的載荷時に比べて大きくなる。試験における累積損傷度を計算するためには、荷重移動の影響を考慮して静的載荷条件で求めた応力範囲を補正する必要がある。

荷重移動の影響による静的ひずみの増加率 i を次式のように定義して，荷重移動の影響を調べた．

$$i = (\Delta\varepsilon_D - \Delta\varepsilon_S) / \Delta\varepsilon_S \qquad (6.6.2)$$

ここで　$\Delta\varepsilon_D$：動的ひずみの変動範囲（５分間計測の最大値－最小値）

$\Delta\varepsilon_S$：静的載荷ひずみ範囲（載荷時ひずみ－除荷時ひずみ）

表－6.6.7 に計測された静的ひずみの増加率 i を示す．

表－6.6.7　荷重移動の影響による静的ひずみの増加率 i

荷重ステップ（kN）	157	177	196	216	235	255	275	294	314	333	353	373	392
静的ひずみの増加率 i	0.52	0.51	0.36	0.41	0.39	0.34	0.31	0.34	計測データ不良				

荷重ステップ314 kN以降は計測データが不良となり，静的ひずみの増加率 i を算出できていない．表より，静的ひずみの増加率は，階段状荷重漸増載荷の進行に対して0.5程度から0.3程度まで減少していく傾向が見られる．しかしながら，その変化の割合や荷重値との相関は明確ではない．このため，荷重移動の影響に

よる応力値の補正は，道路橋示方書の衝撃係数 i=20/(50+L)を用いて行うこととする．今回の試験での支間長 L=2.5m では，衝撃係数は i=0.38 となる．荷重移動の影響による応力値の補正は，次式で表される．

$$\sigma \times (1+i) = 1.38\sigma \qquad (6.6.3)$$

4) 疲労照査

①設計応力範囲と許容応力範囲の比較

疲労設計荷重は，T荷重が１輪 98kN が支間中央に載荷される状態を想定する．n=7 を用いた底板および張側コンクリートを無視した条件で算出した支間方向の最大曲げモーメント，計算応力度，荷重移動を考慮した補正後の応力度（応力範囲）を**表－6.6.8** に示す．

表－6.6.8 疲労照査に用いる着目点の応力範囲

曲げモーメント M	22.1 kN･m/m
計算応力度 σ	17.6 N/mm²
荷重移動の影響 i	0.38
設計応力範囲 $\Delta\sigma=\sigma\times(1+i)$	24.3 N/mm²

表－6.6.9 に日本鋼構造協会の疲労設計指針によるＥ等級の基本許容応力範囲（許容応力範囲）および**表－6.6.8** に示される設計応力範囲との比較を示す．

表－6.6.9 応力範囲の照査

	繰り返し数 N	許容応力範囲	$>\Delta\sigma$
$\Delta\sigma f$（基本許容応力範囲）	2×10^6	80 N/mm²	O.K
$\Delta\sigma_{\infty}$(一定振幅応力)	4.4×10^6	62 N/mm²	O.K
$\Delta\sigma_{ve}$(変動振幅応力)	4.4×10^7	29 N/mm²	O.K

表より，パワースラブ供試体は設計応力範囲が一定振幅と変動振幅応力のいずれの打ち切り限界と比べてもそれ以下であり，疲労に対して十分安全であるといえる．

②輪荷重走行試験の累積損傷度

今回の輪荷重走行試験での供試体の疲労度合いを累積損傷度により検討する．

マイナーの累積被害則により、着目点に作用する２つの応力 σ_0、σ_1とし、それに対応する疲労寿命をN_o、N_1とすると次式が成立する．

$$\log\sigma_0 = -k\log N_o + k\log C \quad , \quad \log\sigma_1 = -k\log N_1 + k\log C \qquad 式(6.6.3)$$

$$N_0 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{\frac{1}{k}} \cdot N_1 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_o}\right)^{m} \cdot N_1 \quad , \text{ただし、} m = 1/k \qquad 式(6.6.4)$$

階段載荷における各荷重での応力範囲$\Delta\sigma_i$を計算し、式（6）により累積損傷度Ｄを算出し、着目点で疲労損傷を生じた載荷時点でＤ≧１が成立しているかどうかを検討する。なお、輪荷重１往復で発生応力のピ

ークが２回あることから、輪荷重走行回数を２倍した回数を応力の繰り返し数とする.

$$D=\Sigma D_i=\Sigma(n_i/N_i) \qquad \text{式(6.6.5)}$$

ここに、 D_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$がn_i回繰り返されたときの損傷度

N_i：応力範囲$\Delta\sigma_i$に対応する疲労寿命（$\Delta\sigma_i^m \cdot N_i=C$）

n_i：各荷重での輪荷重走行回数n_rの２倍 $n_i=2n_r$

上式にて計算した累積損傷度を**表－6.6.10**に示す．応力度は実測値を使用した.

表－6.6.10 パワースラブの累積損傷度（実測値）

荷重(kN)	ひずみ(μ)	応力度σi (N/mm²)	衝撃を考慮した応力度 1.38σi (N/mm²)	Di=ni/Ni
157	85	17.5	24.1	0.0006
177	104	21.4	29.5	0.0010
196	129	26.5	36.6	0.0020
216	154	31.7	43.7	0.0033
235	170	35.0	48.3	0.0045
255	184	37.9	52.3	0.0057
275	197	40.5	55.9	0.0070
294	193	39.7	54.8	0.0066
314	227	46.7	64.5	0.0107
333	239	49.2	67.9	0.0125
353	250	51.5	71.0	0.0143
373	258	53.1	73.3	0.0157
392	270	55.6	76.7	0.0180
			D=	0.1020

表より，累積損傷度の値は1.0を大きく下回り，今回の輪荷重走行試験において疲労にたいして余裕があったことがわかる.

5)試験条件の影響

①床版厚さの影響

パワースラブ供試体のコンクリート厚は，設計値の 200㎜ に対して 196～205㎜ であった．コンクリート厚は設計値の-2%～2.5%の範囲に収まっており，床版厚さの影響はないと考えられる.

②使用材料の影響

本試験ではコンクリートの実強度が 40.6 N/mm² であり，設計強度 30 N/mm² を上回る結果となった．コンクリートの弾性係数は想定した値よりも大きくなり，断面剛性も大きくなる．このため，鋼部材に発生する応力度は当初計画した値より小さくなり，疲労の累積も小さくなっていると考えられる．そこで，今回の試験における発生応力度を，コンクリートの実強度を 40.6 N/mm² から設計強度 30 N/mm² に補正し，試験結果を補正することとする．補正結果は，次項に示す.

6)疲労耐久性評価（試験結果の補正）

コンクリート強度の補正を行い，累積損傷度を再計算して試験結果を補正する．

今回使用したコンクリートの弾性係数は材料試験（**表－6.6.1**）によると 31.18×10^5 N/mm² である．鋼部材の弾性係数を 20.6×10^5 N/mm² とすると，鋼とコンクリートの弾性係数比は，n=6.6 となる．コンクリートの設計強度 30 N/mm² での弾性係数を 28×10^5 N/mm² と仮定すると，鋼とコンクリートの弾性係数比は，n=7.3 となる．試験体断面の引張側コンクリートを無視し，n=7.3 および n=6.6 にて底板とリブ接合部の応力度を計算すると，n=7.3 とした場合の方が n=6.6 とした場合に比べて 1.01 倍大きくなる．4)の②項で行った累積損傷度計算を各荷重ステップで応力度を 1.01 倍して補正して再計算する．結果を**表－6.6.11** に示す．表より，補正後の最終累積損傷度(D=0.1051)は補正前（D=0.1020）の 48.7 万回走行時の累積損傷度に相当することがわかる．

表－6.6.11 累積損傷度の補正

荷重(kN)	ひずみ(μ)	応力度σi (N/mm²)	衝撃を考慮した応力度 1.38σi (N/mm²)	コンクリート強度を補正した応力度 ×1.01 (N/mm²)	Di=ni/Ni	各荷重ステップまでの累積損傷度
157	85	17.5	24.1	24.4	0.0006	0.0006
177	104	21.4	29.5	29.8	0.0011	0.0016
196	129	26.5	36.6	37.0	0.0020	0.0037
216	154	31.7	43.7	44.2	0.0034	0.0071
235	170	35.0	48.3	48.8	0.0046	0.0118
255	184	37.9	52.3	52.8	0.0059	0.0176
275	197	40.5	55.9	56.5	0.0072	0.0249
294	193	39.7	54.8	55.4	0.0068	0.0316
314	227	46.7	64.5	65.1	0.0110	0.0427
333	239	49.2	67.9	68.6	0.0129	0.0556
353	250	51.5	71.0	71.7	0.0148	0.0703
373	258	53.1	73.3	74.0	0.0162	0.0865
392	270	55.6	76.7	77.4	0.0186	0.1051
					D= 0.1051	

4)②の結果をふまえてパワースラブ供試体の輪荷重走行試験結果を補正したものを**表－6.6.12** に示す．今回の試験結果は，コンクリートの設計強度 30 N/mm² を用いて行った場合には走行回数 48.7 万回の繰返し回数に相当することが推測される．

表－6.6.12 パワースラブ試験結果の補正

補正前			補正後		
載荷荷重(kN)	走行回数(万回)	破壊性状	走行荷重(kN)	走行回数(万回)	破壊性状
392	52	未破壊	392	48.7	未破壊

（3）その他性能評価

1)耐荷力評価

表－6.6.13 にパワースラブの耐荷力を設計曲げモーメントに対する最終曲げ耐荷力との比で評価した。ここでの設計曲げモーメントとは，試験体を設計するときに用いた値である。最終耐荷力は，今回の実験で試験体が破壊に至らなかったことから FEM 解析にて求めた最終荷重時の作用曲げモーメントとした．表より，

設計曲げモーメントに対して2.2倍以上の曲げ耐荷力を有していることがわかる.

表－6.6.13 耐荷力

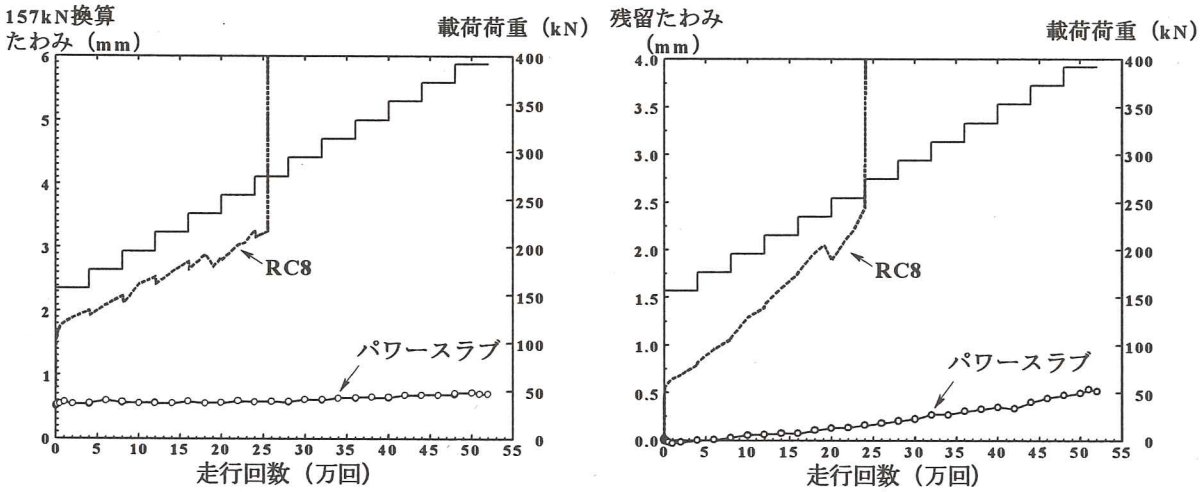
設計曲げモーメント*1 M1 (kN･m/m)	最終曲げ耐荷力*2 M2 (kN･m/m)	比率 M1/M2
33.7	88.6以上	2.6以上

*1：(0.12L+0.07)P×0.8, P=98kN、L=3m

*2：最終荷重時の橋軸直角方向の作用曲げモーメント。FEMより試算した。

2)たわみによる剛性評価

パワースラブの換算活荷重たわみと残留たわみを２章に示す方法で RC8 供試体と比較したものを**図－6.6.9**に示す.



(a)換算たわみ　　**(b)残留たわみ**

図－6.6.9 たわみ性状による剛性評価

パワースラブは換算たわみ，残留たわみともに基準床版に比べて非常に小さいことがわかる．また，荷重と換算たわみおよび残留ひずみの関係は試験終了まで線形であり，床版の劣化が非常に少ないことがわかる.

3)ひび割れ評価

パワースラブ供試体においては，有意なひび割れは確認されなかった.

（4）まとめ

パワースラブ供試体は本輪荷重走行試験において破壊に至らなかった．床版コンクリートへのひび割れ発生も微少であり，使用上問題となるひび割れは確認されなかった．そこで，パワースラブ供試体の疲労損傷に関して，孔明き鋼板リブ・底鋼板間のすみ肉溶接継手部に着目して評価を行った.

本輪荷重走行試験において得られた知見を以下に示す.

①本輪荷重走行試験においてパワースラブ供試体は未破壊であり，たわみ量と載荷荷重（走行回数）の関係は試験終了までほぼ線形の関係を保っていることがわかった．載荷途中で破壊したＲＣ８供試体のたわみ

量は載荷荷重の増大にともない級数的に増大していることと比較して，パワースラブ供試体が本試験における載荷に対してＲＣ８供試体に比べて劣化の程度が非常に低く，十分な耐久性を有することを確認した．

③パワースラブの疲労照査は，孔明き鋼板リブと底鋼板のすみ肉溶接継手部に対して，コンクリートと鋼の実弾性係数比（材料試験結果）を用いて引張りコンクリート無視の断面として行うことができる．今回の供試体にて疲労照査を行ったところ，十分な疲労耐久性を有していることがわかった．

③設計応力値と試験における実測応力値をそれぞれ用いて累積損傷度を求め，本載荷試験における走行回数および載荷荷重の補正を行った．その結果，本輪荷重走行試験は，パワースラブの標準的な設計を行った供試体（σ_{ck}=30　N/mm^2）における，392 kN（48.7 万回載荷）と等価であることがわかった．

［参考文献］

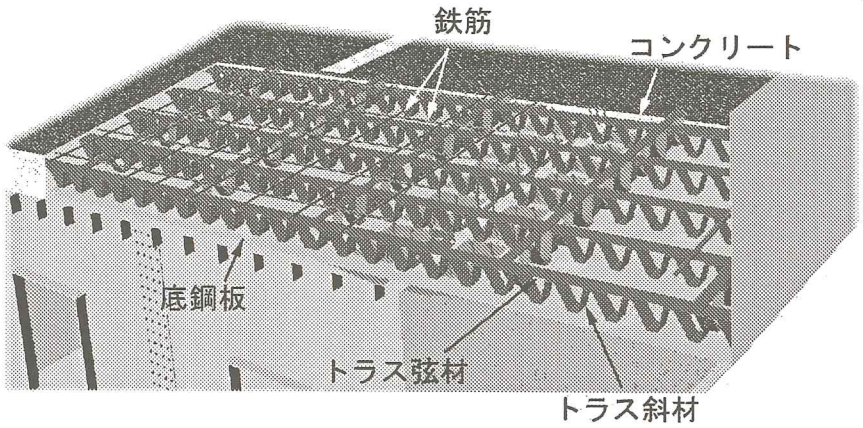
1）永田 淳，大間知 良晃，高田 和彦，清田 錬次：移動輪荷重試験機によるパワースラブの疲労性能確認実験，横河ブリッジグループ技報，No.27，pp103-109，1998.10

６．７　トラス型ジベル合成床版

（１）概要

１）供試体の概要

トラス型ジベル合成床版は**図－6.7.1** に示すように，底鋼板をずれ止め特性を有するトラス型ジベルを介してコンクリートに合成させ，高耐久性及び軽量化を実現した鋼・コンクリート合成床版である。また，このトラス型ジベル付きの鋼板はずれ止めの作用ばかりでなく，トラス弦材は圧縮鉄筋としての働きを，トラス斜材はせん断補強筋としての役目を持っている。さらに，底鋼板は，コンクリート打設時の型枠を兼ね，コンクリートと合成後，引張部材としての作用もするため，下側の主鉄筋と配力鉄筋は省略されており，継手部のみ配筋されている。



図－6.7.1　トラス型ジベル合成床版の概要

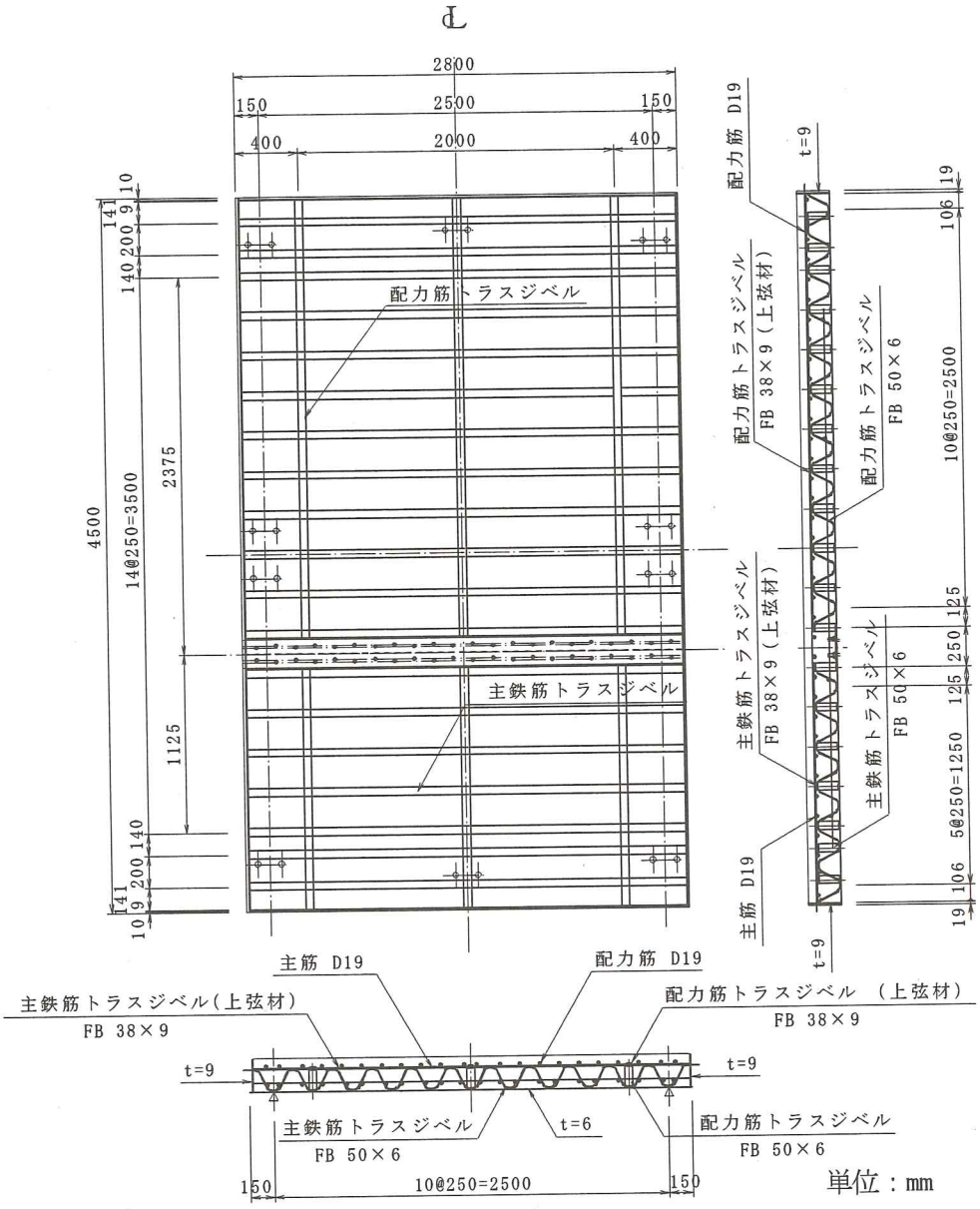
①試験の着目点

トラス型ジベル合成床版は既に移動荷重による疲労特性を把握するため，主鉄筋方向の長さが 2.5m で配力筋方向の長さが 4.0m の４辺単純支持の２径間連続版で，荷重 108kN を載荷し，走行回数 50 万回で，供試体の挙動および疲労耐久性を既に確認している [1]。このため，今回の階段載荷試験では，以下の着目点について疲労耐久性を確認する。

・破壊時の走行荷重・走行回数および破壊形態の確認
・各荷重段階のたわみ・ひずみの進展の把握
・継手部の耐久性確認
・基準床版とのたわみ比較

②設計条件・供試体寸法

供験体の形状寸法を**図－6.7.2** に示す。本試験における供試体は荷重条件をＢ活荷重および１方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台／日以上とする床版支間 3.0m の連続版として設計し，床版厚は本床版の最小床版厚である 20cm とした。また，中央から橋軸方向に 625mm 離れた位置に底鋼板のパネル継手部を設けた。供試体は設計における床版支間 3.0m と，試験時における支間中央部のでの曲げモーメントが等しくなるように，支間 2.5m で単純支持した。



図－6.7.2　供試体概要図

設計条件

供試体寸法	：長さ4.5m × 幅2.8m
設計用床版支間、支持条件	：3m、連続版として設計
実験用床版支間、支持条件	：2.5m、単純支持
床版形式	：トラス型ジベル合成床版
荷重	：B活荷重
輪荷重	：10tf
舗装	：アスファルト舗装　75mm

③材料試験結果

a. コンクリート材料特性

供試体（トラス型ジベル合成床版）と同一養生を行ったコンクリート円柱供試体の圧縮強度試験結果を**表－6.7.1** に示す。圧縮強度試験結果の平均値は，呼び強度の 1.28 倍となっているが，これは試験実施日が走行試験開始時材齢 44 日であることから，呼び強度の基準となる材齢 28 日の試験強度を上回ったものと考えられる。

表－6.7.1　コンクリートの圧縮強度試験結果：供試体と同一養生

番号	直径 mm	断面積 mm2	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm2	静弾性係数 N/mm2
1	99.9	7838	320.4	40.9	28.64
2	99.9	7838	288.8	36.8	27.62
3	99.8	7823	294.9	37.7	28.21
平均値	－	－	－	38.5	28.16

（社内管理値：２８日後の平均圧縮強度 31.0 N/mm²）

b. 鋼材の材料特性

鉄筋（SD345），鋼板（SM400A），フラットバー（SS400）の引張強度試験結果を**表－6.7.2**，**表－6.7.3** に示す。

表－6.7.2　鉄筋の引張強度試験結果

鉄筋の種類	降状荷重 (KN)	最大荷重 (KN)	降状点応力 (N/mm²)	降状点ひずみ (*10⁻⁶)	引張強さ (N/mm²)	静弾性係数 (kN/mm²)	標点距離(mm) 試験前	試験後	(%)	公称断面積 (mm²)
D13-1	45.6	63.5	360	2117	501	181.55	104.00	134.25	29.1	
D13-2	45.0	63.6	355	1889	502	188.45	104.70	131.90	26.0	126.7
D13-3	45.2	63.7	357	1892	503	187.68	103.70	130.00	25.4	
平均値	－	－	357	1966	502	185.89	－	－	26.8	
D19-1	114.0	168.4	398	2184	588	187.66	152.35	186.80	22.6	
D19-2	106.8	171.6	373	2273	599	180.85	152.60	187.15	22.6	286.5
D19-3	107.6	170.8	376	2132	596	186.07	151.85	179.70	18.3	
平均値	－	－	382	2196	594	184.86	－	－	21.2	
D22-1	136.4	213.2	352	1998	551	184.07	176.05	224.55	27.5	
D22-2	137.2	212.4	354	1939	549	187.37	176.00	219.30	24.6	387.1
D22-3	136.4	212.8	352	2044	550	179.97	176.45	標点外	－	
平均値	－	－	353	1994	550	183.80	－	－	26.1	

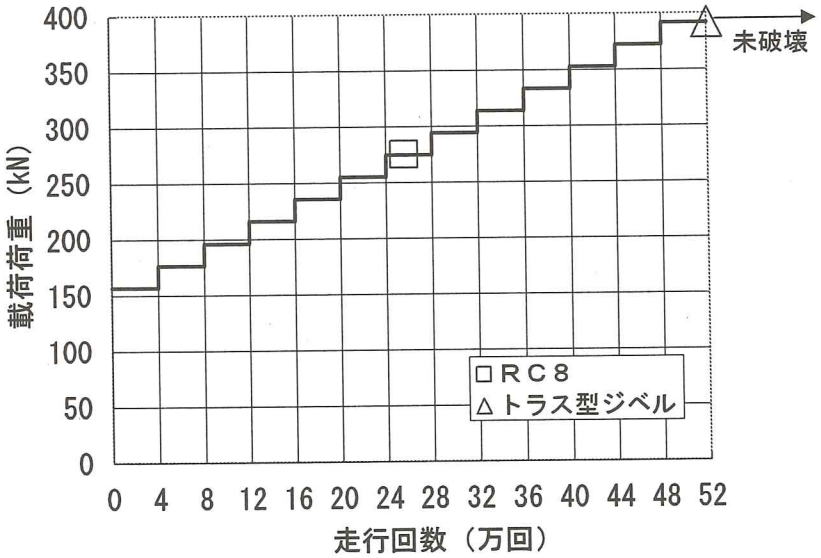
表－6.7.3　鋼板の引張強度試験結果

試験片番号	平均断面積 (mm^2)	標点距離 (mm)		破断位置	伸び (%)	降状点		引張強さ		弾性係数 (kN/mm^2)
		試験前	試験後			荷重 (kN)	応力 (N/mm^2)	荷重 (kN)	応力 (N/mm^2)	
FB-t6-1	139.7	50.00	69.70	A	39.4	50.66	363	65.04	466	210.69
FB-t6-2	141.2	50.05	71.05	A	42.0	52.64	373	64.80	459	209.53
FB-t6-3	139.7	50.15	70.20	A	40.0	50.67	363	65.13	466	211.51
平均	－	－	－	－	40.4	－	366	－	464	210.58
FB-t9-1	215.8	49.95	70.25	A	40.6	81.22	376	101.7	471	208.31
FB-t9-2	216.2	49.90	70.80	A	41.9	83.14	385	101.4	469	208.98
FB-t9-3	216.0	49.90	70.70	A	41.7	74.90	347	101.6	470	207.76
平均					41.4		369		470	208.35
PL-t6-1	148.9	49.95	69.80	A	39.7	45.59	306	66.32	445	209.67
PL-t6-2	148.8	50.00	68.40	A	36.8	49.29	331	66.99	450	208.88
PL-t6-3	148.8	49.80	68.50	A	37.6	45.56	306	66.17	445	208.51
平均	－	－	－	－	38.0	－	314	－	447	209.02

2）試験結果の概要

①階段載荷における破壊時走行回数

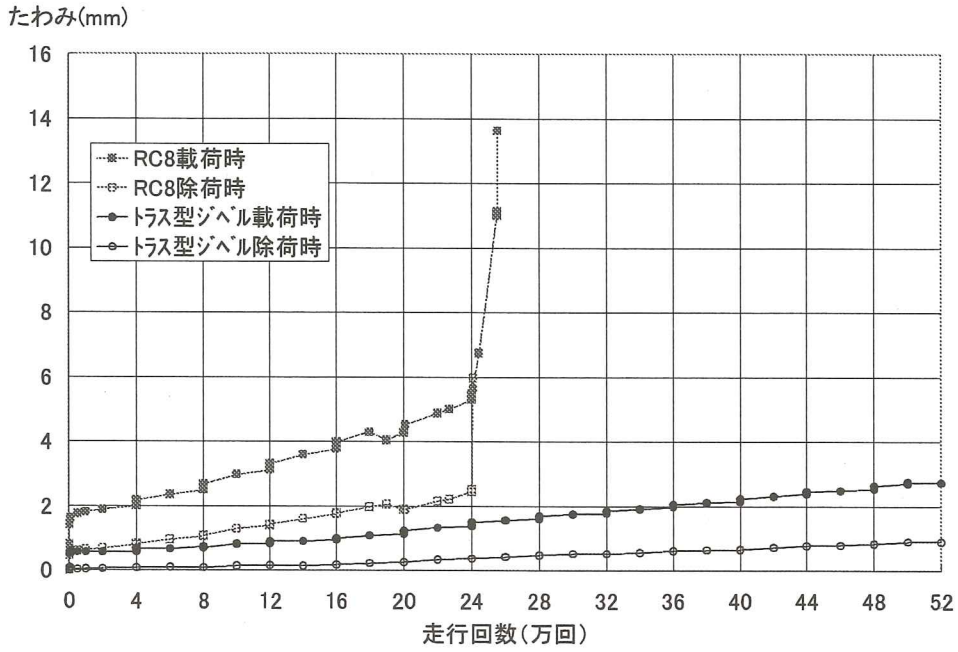
走行回数と載荷荷重との関係を**図－6.7.3** に示す。図よりトラス型ジベル合成床版は，載荷荷重値 392kN・走行回数 52 万回において未破壊にて試験を終了した。



図－6.7.3　走行回数－載荷荷重の関係

②たわみと走行回数の関係

供試体中央のたわみと走行回数との関係を**図－6.7.4** に示す。トラス型ジベル合成床版のたわみは，載荷荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで破壊につながるような急激な増加は認められず，最終たわみは，392kN 載荷時で 2.7mm である。



図－6.7.4　供試体中央の鉛直たわみと走行回数の関係

（2）疲労耐久性評価

1）トラス型ジベル合成床版の疲労耐久性評価手法

①疲労耐久性評価の着目点

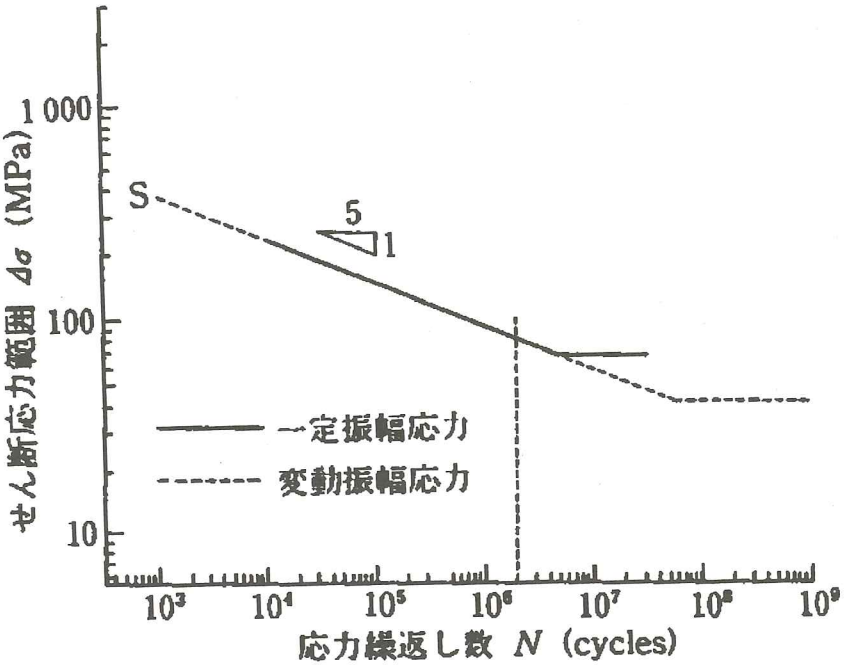
トラス型ジベル合成床版は，未破壊にて試験は終了したものの，トラス型ジベルと底鋼板とは断続すみ肉溶接で溶接されており，この部分が疲労強度上の弱点と考えられる。そこでトラス型ジベル合成床版は，ジベルと底鋼板との断続すみ肉溶接部に着目して，鋼構造物の疲労照査手法に準じて疲労耐久性の評価を行うこととする．

②疲労寿命曲線の提示

トラス型ジベルと底鋼板との断続すみ肉溶接部における疲労寿命曲線は提案されていない。
そのため，鋼構造物の疲労設計指針[2)]の「重ね継ぎ手　側面すみ肉溶接のど断面破壊」の疲労強度Ｓ等級を適用する。

表－6.7.4　鋼構造物の疲労設計指針Ｓ等級に基づく許容応力範囲

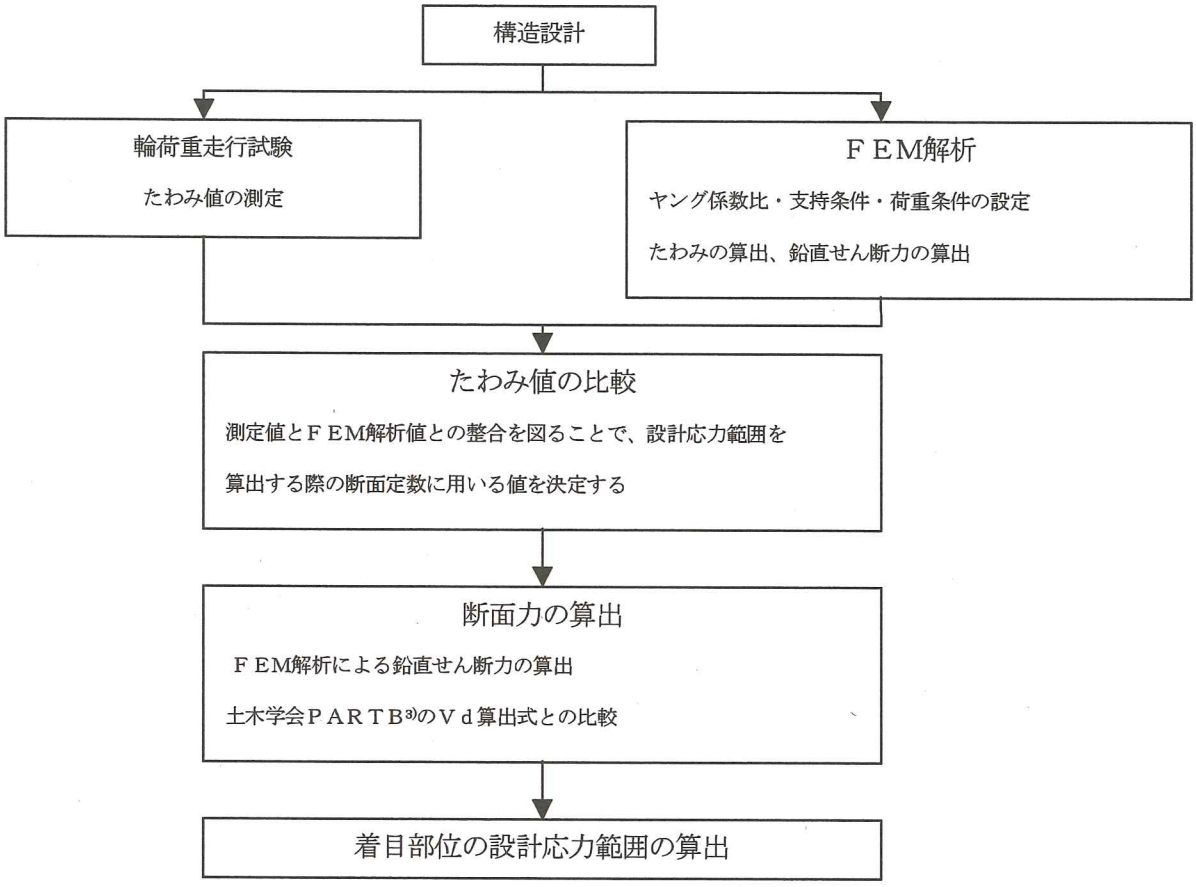
	応力繰り返し数 N	許容応力範囲Δσd MPa	備考
$\Delta\sigma f$	2.0×10^6	80	基本許容応力範囲
$\Delta\sigma_{\infty}$	5.0×10^6	67	一定振幅応力打切り限界
$\Delta\sigma_{ve}$	5.0×10^7	42	変動振幅応力打切り限界



図－6.7.5　疲労設計曲線（せん断応力を受ける継ぎ手）[2)]

③検討フロー

トラス型ジベル合成床版は，評価着目点として，ジベルと底鋼板との断続すみ肉溶接部を設定している。この着目点を評価するには、ジベルと底鋼板との断続すみ肉溶接部に働くせん断力を把握することが重要である。しかし、輪荷重走行試験において、このせん断力を正確に計測することは困難なため、試験結果とFEM解析結果を組み合わせることで、せん断力を評価した。



図－6.7.6　設計応力範囲の算定フロー

2）構造解析

①解析方法

解析方法は，トラス型ジベル合成床版をシェル要素としてモデル化し，弾性有限要素解析により，たわみ，断面力の理論値を求めることとした。解析を実施するにあたっては、ヤング係数比を n=10 とし，引張側コンクリートを無視した場合と，全断面を有効とした場合の２つのケースについて解析した。

②要素分割及び載荷荷重

ＦＥＭ解析モデルを**図－6.7.7** に示す。載荷荷重は載荷板（20cm×50cm）から等分布荷重が，床版厚の１／２の面まで４５度の角度で分散するものとしてモデル化した。

要素　　：薄板要素

支持条件　　：配力鉄筋方向（長手方向）単純支持

主鉄筋方向　（短手方向）横ばり（H 300×300　I= 20200 cm^4）により支持

版の剛性　　：(1)全断面有効　配力鉄筋方向 128042 cm^4　主鉄筋方向 128042 cm^4

：(2)換算断面　　配力鉄筋方向 103207 cm^4　主鉄筋方向 103207 cm^4

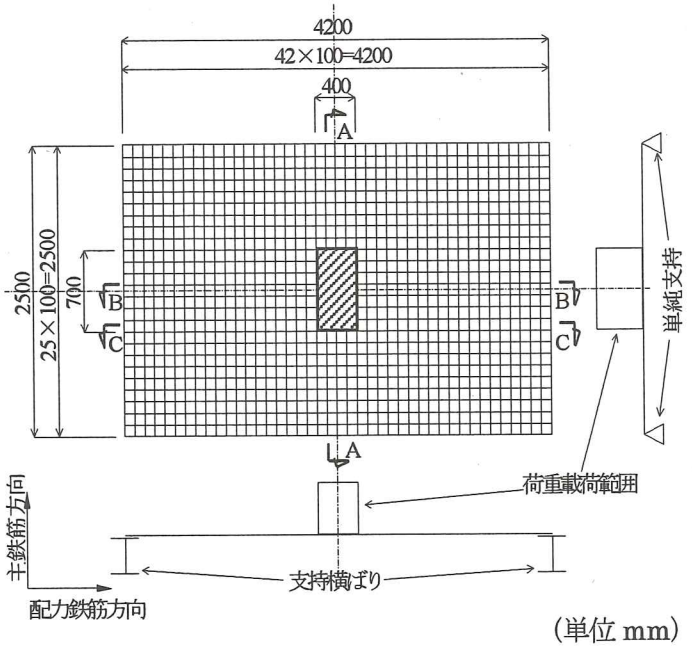
載荷荷重　　：700×400 の範囲に 157 kN 載荷

載荷位置　　：供試体中央（ハッチ部）

材料諸元　　：コンクリート　σck＝30 (N/mm^2)

Ec＝2.1×10^4 (N/mm^2)

ポアソン比：0.2

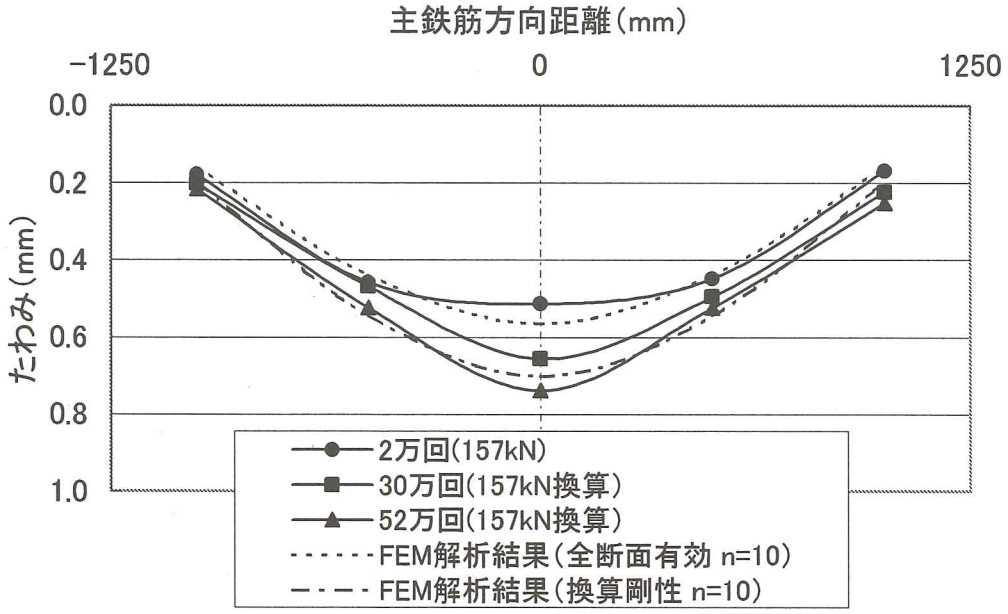


(単位 mm)

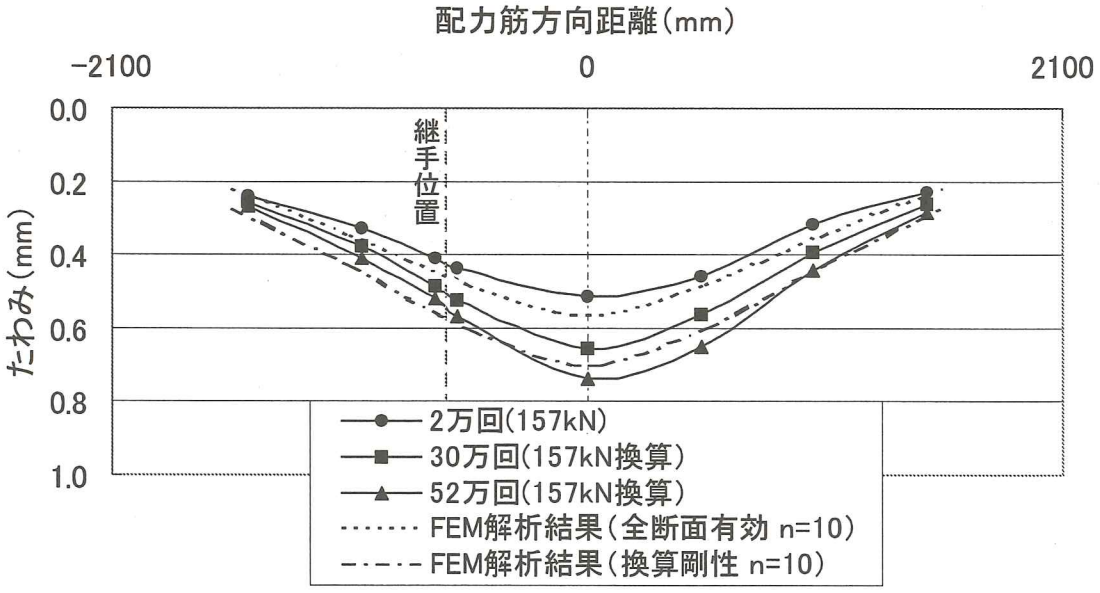
図－6.7.7　ＦＥＭ解析モデル

③解析結果

a. たわみ

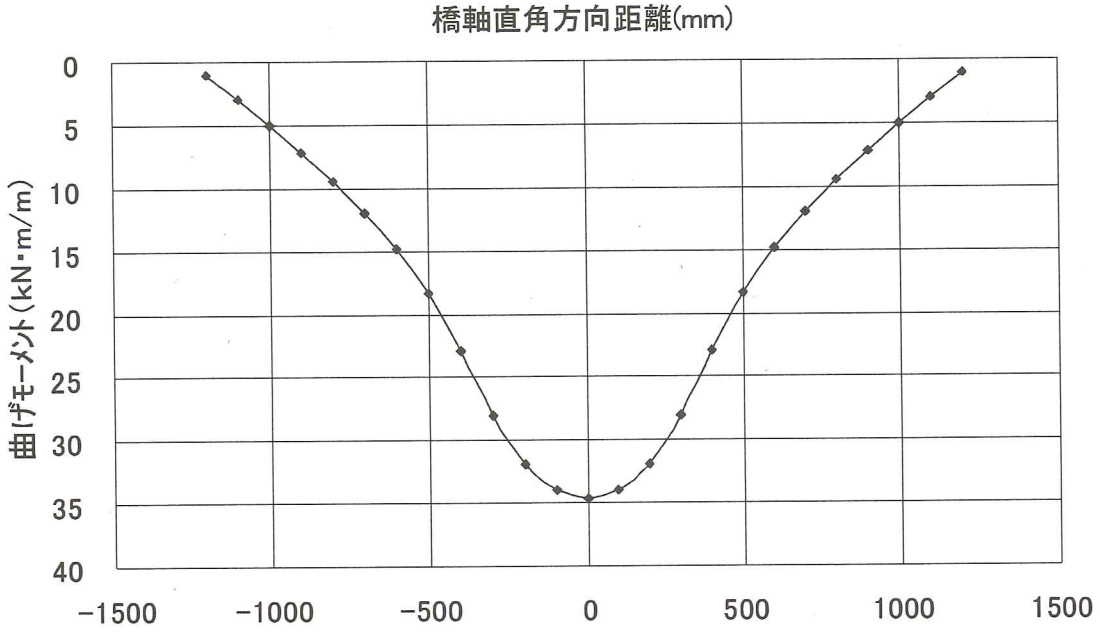


図－6.7.8　橋軸直角方向 157kN 換算弾性たわみ分布



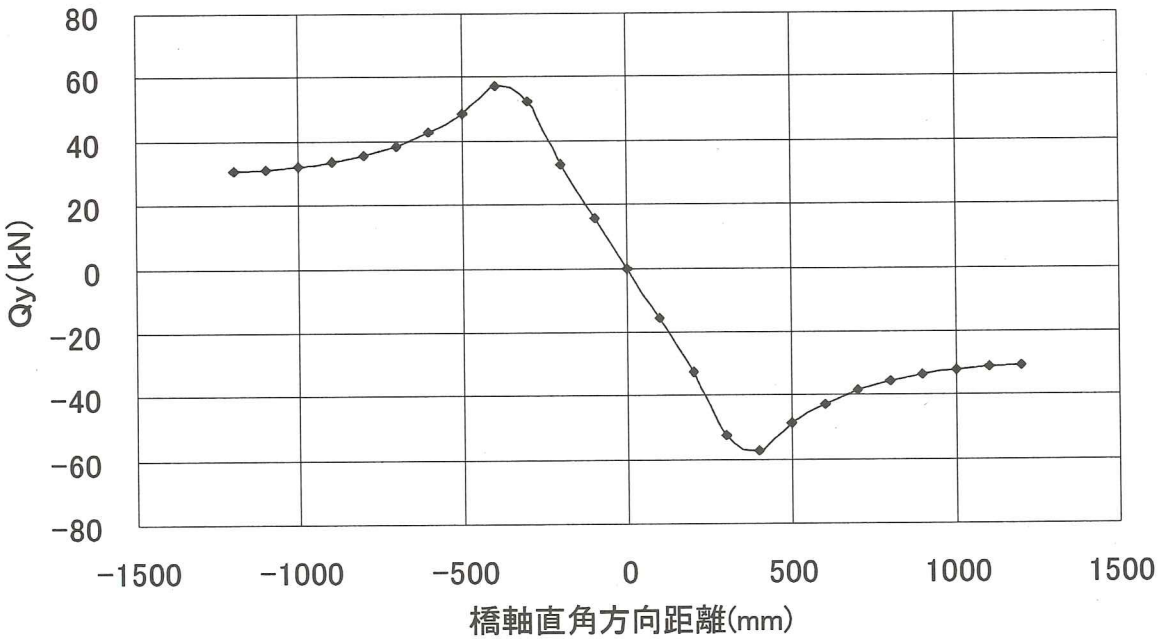
図－6.7.9　橋軸方向 157kN 換算弾性たわみ分布

b．断面力



図－6.7.10　157kN 載荷時の曲げモーメントの橋軸直角方向分布

（換算剛性，n=10）



図－6.7.11　157kN 載荷時のせん断力の橋軸直角方向分布

（換算剛性，n=10）

3）応力範囲の算定

①応力算定方法

a. 着目点の鉛直せん断力の算定

・実験で作用した最大鉛直せん断力 Vd1

ＦＥＭ解析結果より，載荷開始から走行回数 52 万回時 (P=392kN) までの供試体の弾性たわみ分布は，断面定数として，ｎ＝10（全断面有効）時からｎ＝10（コンクリート引張領域無視）の解析結果の間の値をほぼ推移している。

本実験において発生する衝撃を含まない 157kN 静的載荷時の最大鉛直せん断力は，断面定数ｎ＝10 （引張領域無視）時の解析結果値と仮定すると、解析結果（表―6.7.11）より，トラス型ジベル合成床版に作用する最大鉛直せん断力は

Vd1=57.5 kN

・設計荷重レベル（Ｂ活荷重）での鉛直せん断力Ｖd2

設計荷重レベル（Ｂ活荷重）での鉛直せん断力Ｖd2 を算出する。

算出式は土木学会鋼構造設計指針ＰＡＲＴＢの式（7.1）により算出する。

Ｖｄ＝k（0.011Ｌ+0.747）Ｐ

k：ずれ止めに作用する荷重作用分担率。トラス型ジベル合成床版のずれ止めは十分に剛であるためｋ＝1.0 を使用する

Ｌ：床版支間　本供試体の設計条件より、Ｌ＝3m。

Ｐ：活荷重一輪分。設計活荷重はＢ活荷重Ｐ＝98 kN。

Ｖd2＝76.4 kN

・着目点の鉛直せん断力の比較

評価着目点であるトラス型ジベルと底鋼板との断続溶接部に作用する鉛直せん断力について、解析結果による実験時（Ｐ＝157kN）での最大鉛直せん断力Ｖd1 と，設計荷重レベル（Ｐ＝98kN）での鉛直せん断力Ｖd2 を比較すると下記のようになる。

Vd1=57.5 kN

Ｖd2＝76.4 kN

Ｖd1／Ｖd2＝57.7 kN／76.4 kN＝0.76 倍

b. 評価着目点の発生応力度の算定

・水平せん断力

評価着目点において対象とする底鋼板面積を S＝250mm×250mmとする。これはトラス型ジベルと底鋼板との橋軸直角方向溶接ピッチが250mmであり，またトラス型ジベルの橋軸方向ピッチが250mmであることによる。なお対象面積内に溶接箇所は２箇所存在する。

着目する面積に作用する水平せん断力Ｓｈは

τ_0＝Ｖｄ×Ｑｓ／（Ｉｓ×ｂ）

ここでＱｓ：中立軸に関する底鋼板の断面一次モーメント　Ｑｃ　＝5214ｃｍ3／ｍ

Ｉｓ：中立軸に関する供試体の断面二次モーメント　Ｉｃ　＝128068ｃｍ4／ｍ

ｂ：供試体の単位幅　ｂ　＝100ｃｍ

Ｓｈ1＝τ_{01}×250×250＝14631N

Ｓｈ2＝τ_{02}×250×250＝19440N

・評価着目点に作用するせん断応力度

せん断抵抗面積A=0.707×5×60×２箇所＝424mm2

（溶接サイズ：すみ肉溶接サイズS=5mm，溶接長Ｌ＝60mm）

評価着目点に作用するせん断応力度τ

τ1＝ｓｈ／Ａ＝34.5N／mm2

τ2＝ｓｈ／Ａ＝45.8N／mm2

４）疲労照査

①設計応力範囲と許容応力範囲の対比

前項の結果より、設計応力範囲Δτは下記の様に算出した。

a. 輪荷重走行試験における輪荷重157kNを載荷して実際に発生する応力をFEMより推定した応力。

Δτ1＝τ1＝＝34.5（Mpa）

b. 疲労設計荷重をＴ荷重１輪、98kNがせん断力に関して厳しい載荷状況を想定した設計荷重レベル（Ｂ活荷重）によって発生する応力

Δτ2＝τ2＝＝45.8（Mpa）

表－6.7.5　鋼構造物の疲労設計指針Ｓ等級に基づく許容応力範囲

	応力繰返し数Ｎ	許容応力範囲Δτ（Mpa）	
Δσce	2.0×10^6	80	基本応力範囲
Δσve	5.0×10^6	67	一定振幅応力打ち切り限界

②輪荷重走行試験の累積損傷度

トラス型ジベル合成床版の累積損傷度を**表－6.7.6** に示す。

累積損傷度は設計応力範囲として$\Delta\tau 1$、$\Delta\tau 2$の両方の場合を計算した。計算の結果、$\Delta\tau 1$を用いた場合はD＜１となったが、$\Delta\tau 2$ で計算するとD＞１となった。本供試体は試験終了後も損傷が認められなかったことから、疲労寿命曲線や応力範囲の算定・補正方法について、今後データを蓄積し、検討を進めていくことが必要と考えられる。

表－6.7.6　トラス型ジベル合成床版の累積損傷度

走行回数 万回	荷重 kN	応力範囲$\Delta\tau 1$ MPa	Di=ni/Ni	応力範囲$\Delta\tau 2$ MPa	Di=ni/Ni
4	157	34.5	0.001	73.3	0.026
8	177	38.9	0.001	82.6	0.047
12	196	43.1	0.002	91.5	0.078
16	216	47.5	0.003	100.8	0.127
20	235	51.6	0.004	109.7	0.194
24	255	56.0	0.007	119.0	0.292
28	275	60.4	0.010	128.4	0.425
32	294	64.6	0.014	137.2	0.594
36	314	69.0	0.019	146.6	0.825
40	333	73.2	0.026	155.4	1.107
44	353	77.6	0.034	164.8	1.482
48	373	82.0	0.045	174.1	1.952
52	392	86.1	0.058	183.0	2.503
		D＝	0.223	D＝	9.653

５）試験条件の影響

①試験方法の影響

本輪荷重走行試験における階段載荷は、輪荷重として非常に大きな荷重を載荷する事になり、供試体の一部が降伏することにより疲労への影響が考えられるが、本トラス型ジベル合成床版においては、静的耐荷力を超えることがなかったため、その影響はなかったと考えられる。

②使用材料の影響

トラス型ジベルに作用するせん断応力度は、鋼とコンクリートのヤング係数比によって変化すると考えられる。また、コンクリートのヤング係数はコンクリート強度の1/2乗に比例することが知られている。したがって、コンクリート強度の鋼部材の疲労耐久性への影響を調べるために、ヤング係数比の変化による鋼材の応力範囲への影響を検討する。トラス型ジベルに作用するせん断応力度に関して、コンクリートの圧縮強度に設計基準強度を用いた場合と圧縮強度試験を用いた場合の比較を**表－6.7.7** に示す。トラス型ジベルに発生するせん断応力度におよぼすコンクリート強度の差の影響は0.3%程度であることが分かる。

表－6.7.7　トラス型ジベルに作用するせん断応力の比較

		設計基準強度 設計床版厚	圧縮強度試験結果 設計床版厚
コンクリート強度	N/mm^2	30	38.5
コンクリート厚さ（平均厚）	mm	200	200
コンクリートのヤング係数	N/mm^2	28000	28200
ヤング係数比		7.5	7.447
荷重倍率（98kN）		1	1
荷重作用の分担率		1	1
鋼板の断面一次モーメント	mm^3	4043406	4017885
供試体の断面二次モーメント	mm^4	1137570000	1134490000
ジベルの主鉄筋方向ピッチ	mm	250	250
ジベルの配力鉄筋方向ピッチ	mm	250	250
ジベル１山あたりの作用せん断力	kN	17.33	17.27
ジベルに作用するせん断応力度	N/mm^2	40.0	39.9

③寸法の影響

試験終了後，供試体を切断してコンクリート版厚の計測を行った。ひび割れの影響がなく測定が可能であった箇所の底鋼板の厚みを除いたコンクリート版厚は規定値200mmに対して202～215mmであった。したがって、床版厚の増加による鋼部材の疲労耐久性への影響を検討する。トラス型ジベルに作用するせん断応力度に関して、床版厚として基準床版厚を用いた場合と実測床版厚を用いた場合の比較を**表－6.7.8** に示す。トラス型ジベルに発生するせん断応力度におよぼす床版厚の差の影響は5.2%程度であることが分かる。

表－6.7.8　トラス型ジベルに作用するせん断応力の比較

		設計基準強度 設計床版厚	設計基準強度 床版厚増
コンクリート強度	N/mm^2	30	30
コンクリート厚さ（平均厚）	mm	200	208.6
コンクリートのヤング係数	N/mm^2	21000	21000
ヤング係数比		10	10
荷重倍率（98kN）		1	1
荷重作用の分担率		1	1
鋼板の断面一次モーメント	mm^3	5213911	5417473
供試体の断面二次モーメント	mm^4	1280420000	1401630000
ジベルの主鉄筋方向ピッチ	mm	250	250
ジベルの配力鉄筋方向ピッチ	mm	250	250
ジベル１山あたりの作用せん断力	kN	19.9	18.8
ジベルに作用するせん断応力度	N/mm^2	45.9	43.5

6）疲労耐久性評価（試験結果の補正、基準床版との相対比較）

①試験結果の補正

マイナーの線形被害則により、着目点に作用する２つの応力σ_1、σ_0とし、それに対応する疲労寿命をN_1，N_2とすると次式が成立する。

$N_1／N_0＝（\sigma_1／\sigma_0）^m$

ただし、m＝１／k

ここで、kはＳ－Ｎ曲線の傾き

上式に**表－6.7.9**においてもとめたトラス型ジベルに作用するせん断応力度および走行回数を代入し、

表－6.7.9　初期荷重換算走行回数N_0

載荷荷重 kN	走行回数 万回	初期荷重 kN	初期荷重換算走行回数(m=5) 万回	累積回数
157	4.0	157	4.0	4.0
177	4.0	157	7.3	11.3
196	4.0	157	12.1	23.4
216	4.0	157	19.7	43.1
235	4.0	157	30.1	73.2
255	4.0	157	45.2	118.4
275	4.0	157	66.0	184.3
294	4.0	157	92.1	276.5
314	4.0	157	128.0	404.5
333	4.0	157	171.7	576.2
353	4.0	157	229.8	806.0
373	4.0	157	302.8	1108.8
392	4.0	157	388.1	1496.9

$N_1＝1496.9×(43.5/45.9)^5＝1144.4$

$N_0＝1496.9$

$\sigma_0＝45.9$

$\sigma_1＝43.5$

よって、

補正走行回数　４８．４万回

②基準床版との相対比較

基準床版であるRC8とトラス型ジベル合成床版との相対比較を**表－6.7.10**に示す。この結果から、トラス型ジベル合成床版は、基準床版に比較し高い疲労耐久性を有していることが分かる。

表－6.7.10　基準床版との相対比較

工法名	試験終了時の状態	補正前		補正後	
		載荷荷重 kN	走行回数 万回	載荷荷重 kN	走行回数 万回
トラス型ジベル合成床版	未破壊	392	52	392	48.4
ＲＣ８	押し抜きせん断破壊	275～392	25.6～52	255～333	21.8～37.3

（3）その他性能評価

1）耐荷力評価

2章の2.1に従い、トラス型ジベル合成床版の耐荷力を設計曲げモーメントに対する最終曲げ耐荷力（最終荷重時の作用曲げモーメント）との比で評価した。トラス型ジベル合成床版は設計曲げモーメントに対して2.2倍の曲げ耐荷力を有しており、ＲＣ８の1.8倍と比較しても大きな曲げ耐荷力を有していると考えられる。

表－6.7.11　トラス型ジベル合成床版の耐荷力

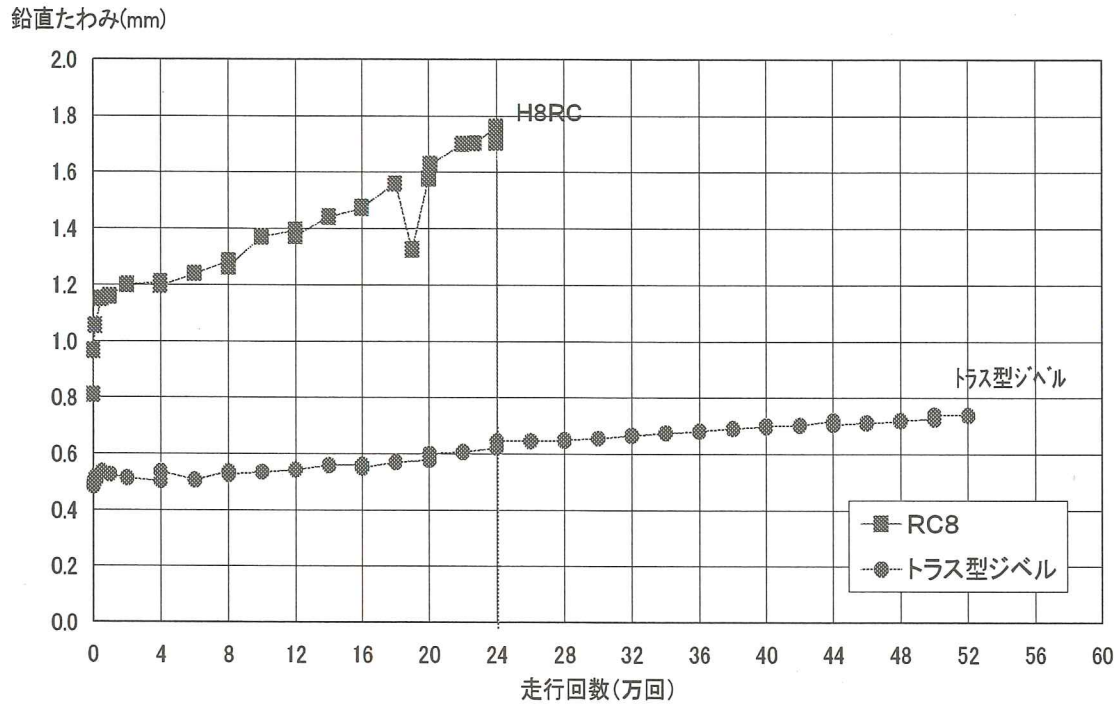
	設計曲げﾓｰﾒﾝﾄ M1 (kN･m/m)	最終曲げ耐荷力 M2 (kN･m/m)	比率 M1/M2	備考
トラス型ジベル合成床版	38.1	86.6以上	2.3以上	M1＝(0.114L+0.144)×P×0.8 (L＝3m, P＝98kN) M2：最終荷重時の橋軸直角方向の作用曲げモーメント。FEMより試算。
ＲＣ８	33.7	61.9	1.8	

2）たわみによる剛性評価

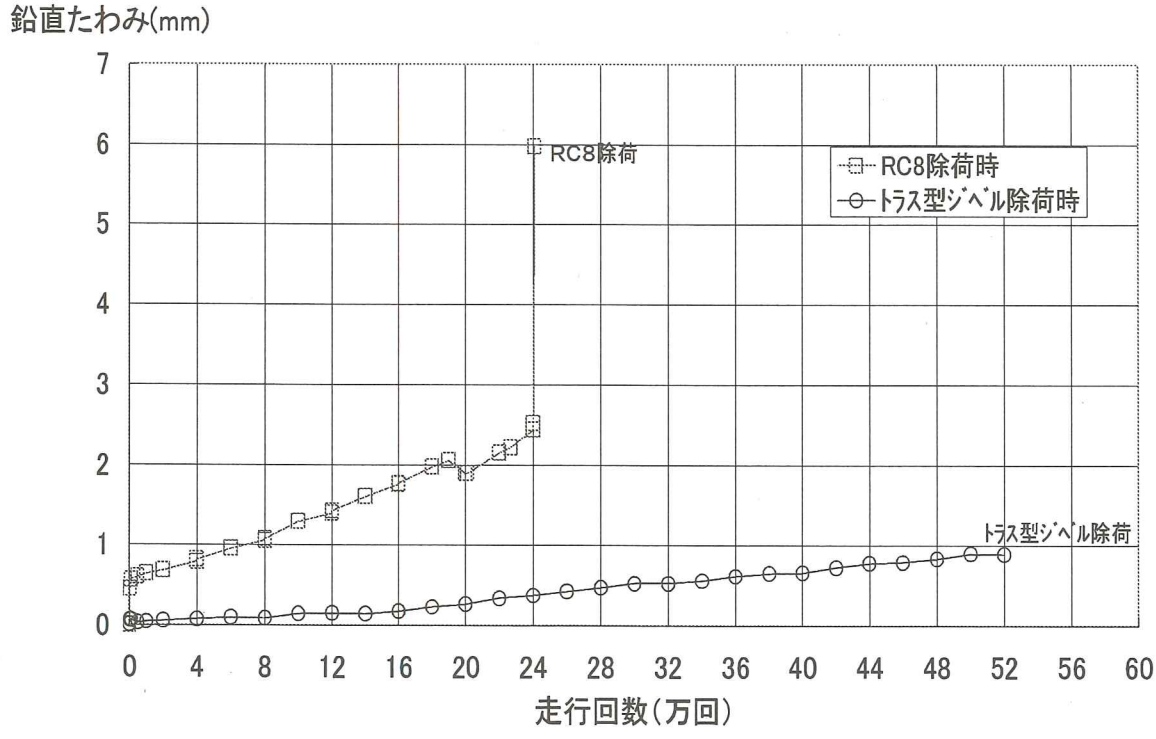
供試体中央の**157kN**換算活荷重たわみと走行回数との関係について，トラス型ジベル合成床版，ＲＣ８供試体を**図－6.7.12**に示す。図より，ＲＣ８供試体のたわみが急増する直前の走行回数24万回のトラス型ジベル合成床版の**157kN**換算活荷重たわみは，0.65㎜程度とＲＣ８供試体のたわみ1.76㎜の約37%程度である。

同様に供試体中央の残留たわみと走行回数との関係について、トラス型ジベル合成床版，ＲＣ８供試体を**図－6.7.13**に示す。図より，走行回数24万回のトラス型ジベル合成床版の残留たわみは，0.37㎜程度とＲＣ８供試体のたわみ2.52㎜の約16%程度である。

以上より、トラス型ジベル合成床版は157kN換算たわみ、残留たわみともに基準床版に比べて非常に小さいことがわかる。また、荷重（走行回数）と157kN換算たわみ、残留たわみの関係は試験終了まで線形であり、供試体の劣化が非常に少ないことがわかった。



図－6.7.12　157kN 換算活荷重たわみと走行回数の関係



図－6.7.13　残留たわみと走行回数の関係

3）ひびわれ評価

供試体上面において，走行回数 30 万回前後から，支点側に支間方向ひび割れが徐々に現れ，走行回数 52 万回の時点では中央付近にも小さなひび割れが見られる。

供試体切断面においては，小さな水平方向のひび割れが数本見られるが，いずれも供試体下側に位置しており，押し抜きせん断破壊につながるような貫通ひび割れは認められない[4]。

また、底鋼板とコンクリートの付着状況を打音検査によって調べたところ、走行回数 30 万回で一部付着切れが確認された。しかし、底鋼板とコンクリートの付着は設計上期待しておらず、また、付着が切れてもコンクリートのひび割れはほとんど発生しておらず、ひび割れ発生の直接的要因にはなっていない。

よって，試験終了時点でもほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる。

（4）まとめ

①疲労耐久性評価

- トラス型ジベル合成床版は，本試験最終段階である載荷荷重 392kN・走行回数 52 万回においても破壊に至らず、ＲＣ８供試体と比較して，未破壊で載荷回数も多く，たわみが小さいため，ＲＣ８供試体よりも疲労耐久性があると考えられる。
- また、トラス型ジベル合成床版は試験条件の影響を考慮して、補正を行い、基準床版であるＲＣ８供試体との相対比較を行った。この結果からも、トラス型ジベル合成床版は基準床版に比較し、高い疲労耐久性を有していることが確認できた。
- よって，実橋においても現行道示によるＲＣ床版よりも，疲労耐久性が高いと思われる．

②その他性能評価

- トラス型ジベル合成床版は、設計曲げモーメントに対して 2.3 倍以上の曲げ耐力を有していることが確認できた。また、ＲＣ８供試体と比べて大きな曲げ耐力を有している。
- トラス型ジベル合成床版は 157kN 換算たわみ、残留たわみともに基準床版に比べて非常に小さく、荷重（走行回数）と 157kN 換算たわみ、残留たわみの関係は試験終了まで線形であり、供試体の劣化が少ないと考えられる。
- 試験終了時点において、有害なひび割れは確認されておらず、ほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる

＜参考文献＞

1）財団法人災害科学研究所：トラス型ジベル合成床版を用いた合成床版の輪荷重移動載荷実験による版疲労実験，平成 3 年 3 月

2）社団法人日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説　1993.4

3）社団法人土木学会：鋼構造物設計指針　PART B　合成構造物　平成 9 年版

4）国土交通省土木研究所：共同研究報告書　第 262 号　道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その４）　平成 13 年 1 月

6.8　サンドイッチ型複合床版

（1）概要

1）供試体の概要

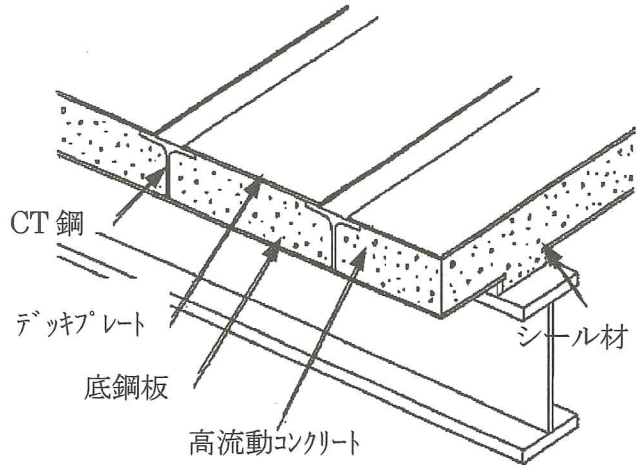
サンドイッチ型複合床版は、デッキプレート、CT 形鋼、及び底鋼板からなる鋼殻部を工場にて製作し、この鋼殻パネルを現地に搬入して主桁上に敷設後、鋼殻内部に高流動コンクリートを充填することにより形成するプレファブ床版である。供試体の設計概要および寸法諸元、材料試験結果を以下に示す。

表－6.8.1　設計概要

項目	内容	
設計条件	床版支間３mの連続版、B活荷重、大型車日交通量2000 台以上	
設計荷重	主鉄筋方向の曲げモーメント	合成前　8.10kN･m/m　　合成後　46.90kN･m/m
	配力鉄筋方向の曲げモーメント	合成後　30.60kN･m/m
設計応力度	コンクリート	主筋方向圧縮縁 考慮しない　　配力筋方向圧縮縁 2.8N/mm²
	底鋼板	主筋方向　25.40N/mm²　　配力筋方向　21.4N/mm²
	デッキプレート	主筋方向　22.2N/mm²

表－6.8.2　供試体諸元と材料試験結果

供試体諸元		材料試験結果		
供試体寸法	幅2.8m×長4.5m×厚20.6cm	項目	公称値 (N/mm²)	実験値 (N/mm²)
床版支間	2.5m　単純版			
CT 形鋼フランジ	t=13mm　SS400	降伏点　σy	245 以上	288
		引張強さ　σ_B	400～510	458
CT 形鋼ウェブ	t=8mm　SS400	降伏点　σy	245 以上	344
		引張強さ　σ_B	400～510	489
底鋼板	t=9mm　SS400	降伏点　σy	245 以上	301
		引張強さ　σ_B	400～510	454
コンクリート	普通コンクリート	圧縮強度	35 以上	38.2
		弾性係数　E_C		2.77×10^4



図－6.8.1　供試体の概要図

2）試験結果の概要

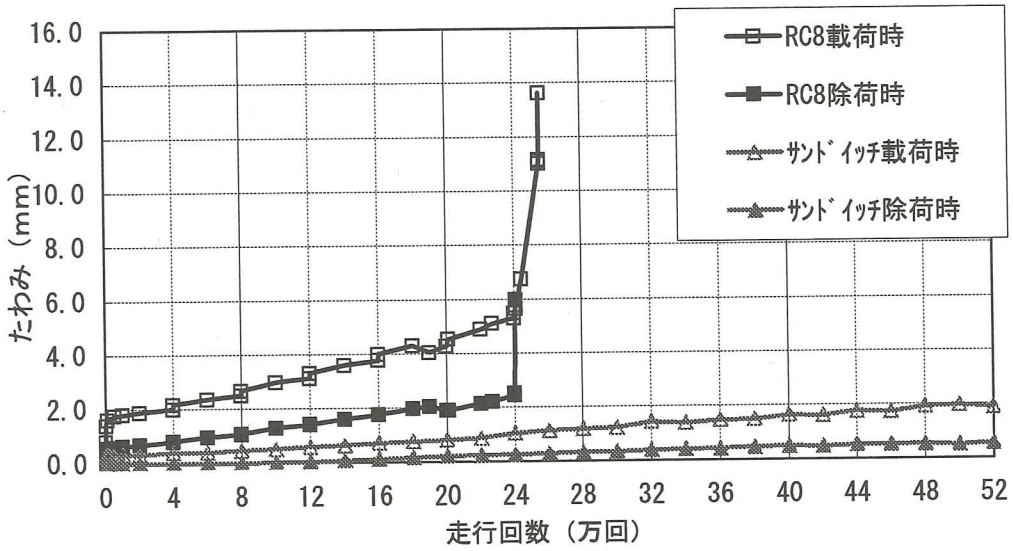
①階段載荷における破壊時走行回数

サンドイッチ型複合床版は、走行回数52万回(392kN)を未破壊で終了。

RC8供試体は、走行回数25.5万回(275kN)で押し抜きせん断破壊した。

②荷重～たわみの時系列変化

サンドイッチ型複合床版のたわみは、走行回数 52 万回(392kN)に至るまで安定的に推移しており、載荷時たわみで2.0mm、除荷時たわみで0.6mmであった。また基準床版とのたわみを比較するとサンドイッチ床版のたわみは、RC8供試体のたわみが大きく変化する24万回(255kN)でRC8供試体の16%であった。



図－6.8.2　床版中央たわみと走行回数の関係

③破壊形態

サンドイッチ型複合床版の想定される破壊形態としては、デッキプレートとＣＴ形鋼フランジとの隅肉溶接部の破断が考えられるが、試験終了後の供試体上面溶接部の調査を実施したが、溶接部には全く損傷が認められず健全な状況であった。また、サンドイッチ型複合床版の最も弱点と考えられる部位である、デッキプレートとCT形鋼の隅肉溶接部の疲労耐久性を確認する目的で、輪荷重走行直下に空隙（幅400mm，長さ160mm，深さ3mm）を設け、試験を実施した結果、デッキプレート自体、デッキプレートとCT形鋼の隅肉溶接部共に疲労亀裂等は見受けられなかった。

従って今回の試験結果からは破壊形態の調査はできなかった。

④ひび割れ状況

走行回数2千回から走行回数48万回において、特に床版の側面に微細なクラックが生じた。これは床版コンクリート打設方法による圧縮強度の差異によるものであると考えられる。切断面[1)]よりこのクラックは表面的なものであり、試験終了時でもほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる。

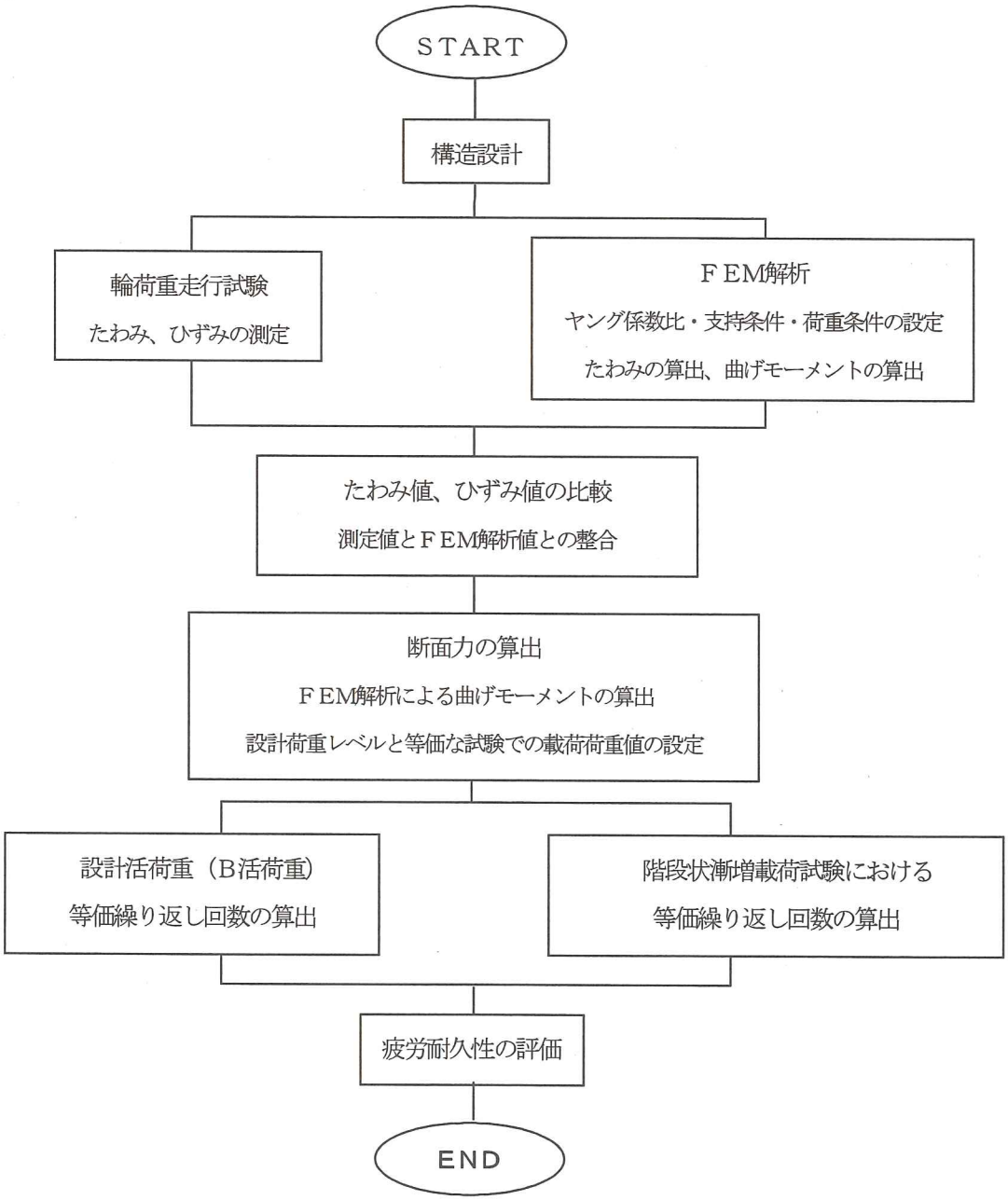
（2）疲労耐久性評価

1）サンドイッチ型複合床版の疲労耐久性評価

①疲労耐久性評価の着目点

サンドイッチ型複合床版は輪荷重走行試験により破壊には至らなかったが、上下の鋼板にコンクリートが充填されていることを考えると、押し抜きせん断が先行して破壊することは考えられない為、上面プレートとＣＴ形鋼との荷重伝達型すみ肉溶接部を疲労強度上の弱点と考え、ここを評価着目点とする。よって鋼構造物の疲労照査手法に準じて疲労耐久性の評価を行うこととする。

②検討フロー



図－6.8.3　疲労耐久性評価の検討フロー

2）構造解析

①解析方法

解析方法は、コンクリート、デッキプレート、ＣＴ形鋼、底鋼板から構成されるｻﾝﾄﾞｲｯﾁ型複合床版本体をシェル要素としてモデル化し、弾性有限要素解析により、たわみ、断面力の理論値を求めることとした。

解析を実施するにあたっては、①引張側コンクリートを無視した場合と、②全断面を有効とした場合について鋼とコンクリートの弾性係数比を変えて解析した。

②要素分割及び載荷荷重

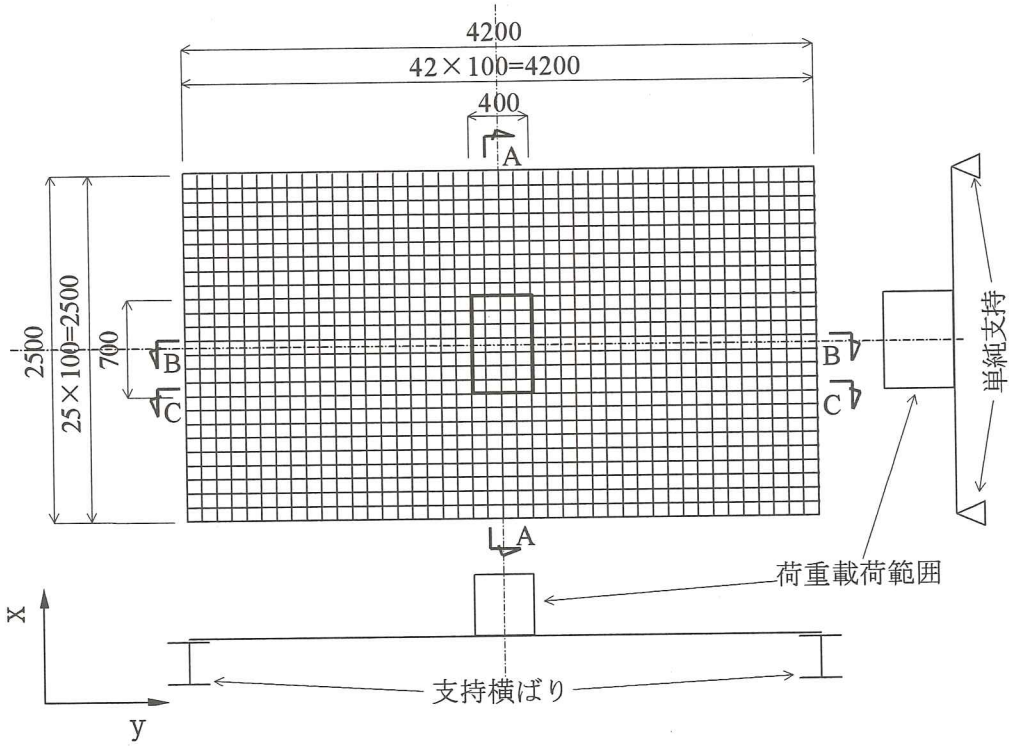
ＦＥＭ解析モデルを図－6.8.4に示す。載荷荷重は載荷板（20cm×50cm）から等分布荷重が床版厚の１/２の面まで４５度の角度で分散するものとしてモデル化した。

①支持条件：短辺　2500mm 弾性支持（棒部材Ｉ＝2.02×$10^4$$cm^4$、鋼）

長辺　4500mm 単純支持

②荷重　：輪荷重Ｐ＝157kN

橋軸直角方向 700mm×橋軸方向 400mm の長方形範囲で等分布



図－6.8.4　ＦＥＭ解析モデル（単位：mm）

③断面定数

以下の４ケースについて解析を実施した。

ケース１）全断面有効、弾性係数比ｎ＝7

ケース２）底鋼板を考慮し曲げ引張側のコンクリートを無視、弾性係数比ｎ＝7

ケース３）全断面有効、弾性係数比ｎ＝10

ケース４）底鋼板を考慮し曲げ引張側のコンクリートを無視、弾性係数比ｎ＝10

表－6.8.3　各解析ケースにおける断面定数

	方向＊	床版剛性（鋼換算） Ｉ：mm⁴	ポアソン比 υ	せん断弾性係数 Ｇ：N/mm²	曲げ剛性比 Ｉｙ／Ｉｘ
ケース１	Ｘ Ｙ	3.2197E+08 2.9192E+08	0.167	4.20E+04 3.97E+04	0.95
ケース２	Ｘ Ｙ	2.4768E+08 2.3594E+08	0.167	2.23E+04 3.08E+04	0.95
ケース３	Ｘ Ｙ	2.9023E+08 2.7143E+08	0.167	3.79E+04 3.54E+04	0.94
ケース４	Ｘ Ｙ	2.4086E+08 2.2722E+08	0.167	3.14E+04 2.96E+04	0.94

＊Ｘ：橋軸直角方向、Ｙ：橋軸方向

④解析結果

ａ．たわみ

床版たわみの試験結果とＦＥＭ解析結果との対比を、図－6.8.5（橋軸直角方向たわみ分布）に、図－6.8.6（橋軸方向たわみ分布）に示す。

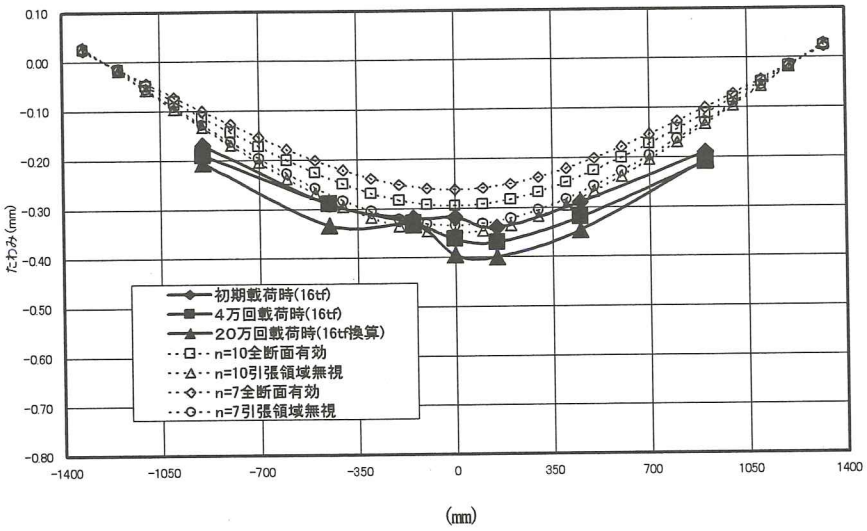
図－6.8.5 において初期載荷時のたわみ実測値と、解析結果とを比較する。断面定数を鋼とコンクリートとの弾性係数比ｎ＝10（コンクリート引張領域無視）と設定することにより解析値は実測値をほぼ表現できていた。

なお、床版中央における実測の弾性たわみ（静的載荷－除荷時）の 160kN に対応する換算弾性たわみ値は、載荷荷重が増加するのに伴って増えており走行回数 20 万回付近（実載荷荷重値 P=240kN）ではｎ＝10（コンクリート引張領域無視）の解析値に対して 1.14 倍を示した。

これはサンドイッチ型複合床版の橋軸方向のせん断抵抗機構が載荷荷重の増加に伴い中詰めコンクリートに圧縮トラスが形成されたトラス機構に移行するため、床版の橋軸方向のせん断剛性が載荷当初より若干低下することに起因するものと考えられる。

なお橋軸方向のせん断剛性の低下により橋軸方向の曲げモーメントも低下する方向にあるため本現象を考慮しない方が疲労照査上安全側となる。

よって疲労照査にはせん断剛性の低下を考慮しないケース４（ｎ＝10、コンクリート引張領域無視）を適用するのが妥当であると考えられる。

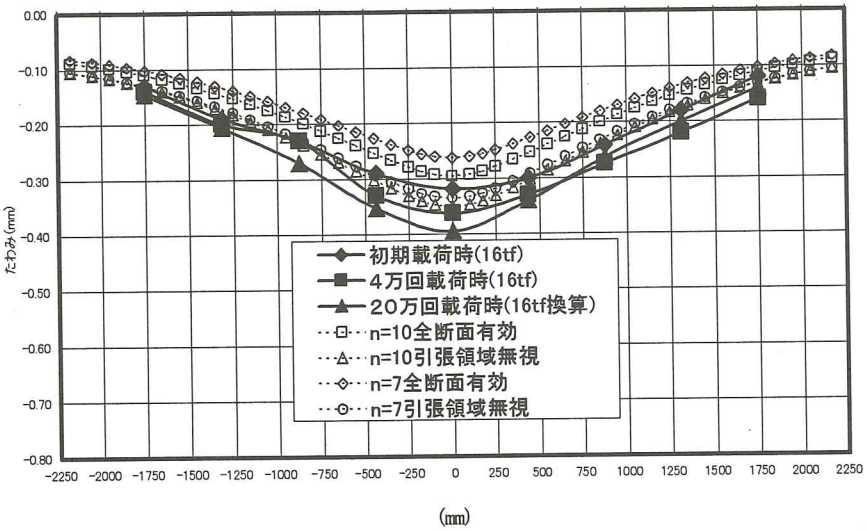


図－6.8.5　橋軸直角方向157kN換算弾性たわみ分布

図－6.8.6 の橋軸方向たわみ分布に関して、初期載荷時はｎ＝10（コンクリート引張領域無視）と設定した解析値で実験値をほぼ表現できていた。また、供試体中央に設置した継手部付近でも分布はなめらかであり継手部の異方性の影響は小さく損傷も生じていないことが分かる。

またそれ以降の弾性換算たわみ値に関しても、走行回数32万回付近（実載荷荷重値Ｐ＝30tf）まで換算弾性たわみ値は、ｎ＝10（引張領域無視）の解析結果に対してそのたわみ値は、橋軸方向全体的に上回っている。

以上より継手部の連続性が確認できた。



図－6.8.6　橋軸方向157kN換算弾性たわみ分布

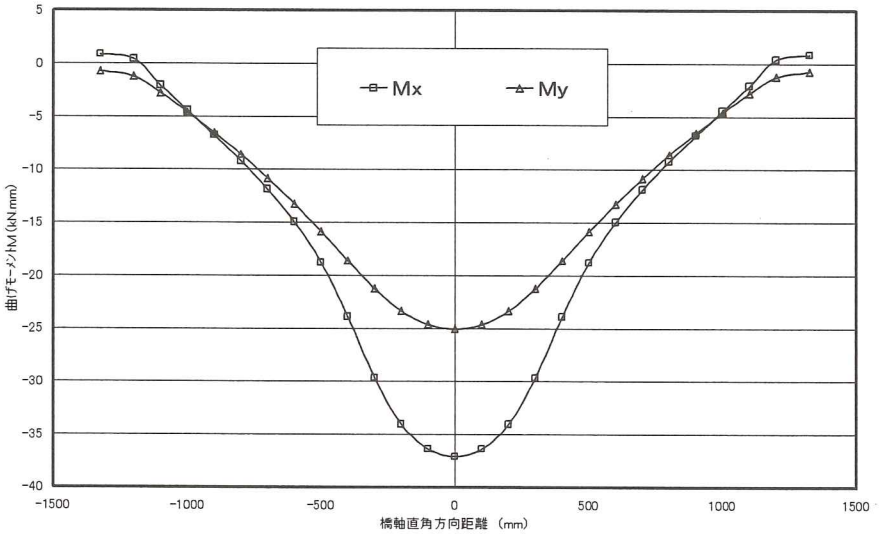
b．断面力

輪荷重中央載荷での解析結果の曲げモーメントとせん断力分布図を図－6.8.7、図－6.8.8に示す。また、各解析ケースにおける輪荷重中央載荷時の断面力の最大値を表6.8.4に示す。

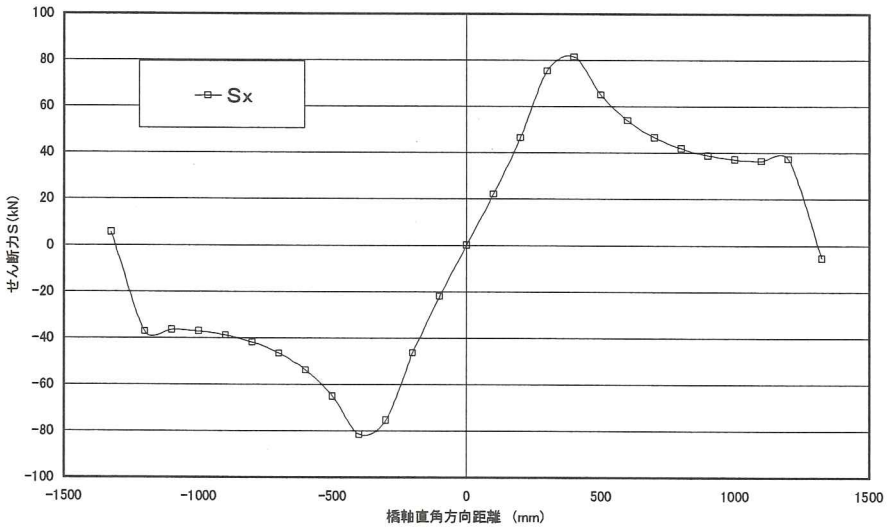
表－6.8.4 各解析ケースにおける中央載荷時の断面力最大値

ケース	曲げ剛比	曲げモーメントの最大値 (kN･m/m)		せん断力の最大値 (kN/m)	
		主部材方向Mx	配力筋方向My	主部材方向Sx	配力筋方向Sy
ケース１	0.95	37.1	25.1	81.1	66.5
ケース２	0.95	36.5	25.5	79.3	67.5
ケース３	0.94	37.7	24.7	82.9	65.3
ケース４	0.94	37.1	25.1	81.5	66.2

表－6.8.4より各解析ケースにおいて主部材方向と配力筋方向の曲げ剛比は、0.94～0.95の違いがあるが、最大曲げモーメント及び最大せん断力共に、各解析ケースの剛比の差が小さいため断面力に有意な差が出ていないことが分かる。



図－6.8.7　157kN載荷時のＭｘ、Ｍｙの橋軸直角方向分布



図－6.8.8　157kN載荷時のＳｘの橋軸直角方向分布

c．ひずみ

実験結果におけるひずみとＦＥＭ解析結果からひずみ値を算出し、疲労照査に用いる断面定数を検証する。

表－6.8.5に計算結果を示す。

表－6.8.5　実験結果と解析結果による橋軸方向底鋼板歪みの比較

	ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ発生ひずみ（μ）	底鋼板発生ひずみ（μ）	備考
解析結果ケース１）	32	32	全断面有効　ｎ＝7
解析結果ケース２）	41	41	引張ｺﾝｸﾘｰﾄ無視　ｎ＝7
解析結果ケース３）	35	35	全断面有効　ｎ＝10
解析結果ケース４）	42	42	引張ｺﾝｸﾘｰﾄ無視　ｎ＝10
実験結果	28	19	

備考）157kN（4万回載荷時）の値

以上より、デッキプレート及び底鋼板に発生する実験結果の歪み値は、解析結果と比較すると小さな値を示している。これより疲労照査する際の応力度算定時には断面定数としてケース１）における値を用いても問題ないと言える。

⑤設計断面力と実験での作用断面力との比較

ＦＥＭ解析結果より、載荷開始（Ｐ＝157kN）から走行回数20万回時（P=235kN）までの床版の弾性たわみ分布は、断面定数として、ｎ＝10（コンクリート引張領域無視）で評価できるため、本実験において発生する断面力（曲げモーメント）は、ケース４の解析値で表現できるものと仮定する。

解析結果（表－6.8.4）より、ｻﾝﾄﾞｲｯﾁ型複合床版に作用する橋軸方向曲げモーメントは、My1=25.1kN･m/m

上記実験で作用した橋軸方向曲げモーメントMy1と、設計荷重レベルで発生する橋軸方向曲げモーメントMy2とを比較し、設計荷重レベルと同等な値を示す実験での載荷荷重値を推定する。

・設計荷重レベルでの橋軸方向曲げモーメントMy2の算出

算出条件は、本供試体の設計条件とする。床版支間L=3mの連続版における疲労照査荷重（設計自動車荷重１台載荷時）での橋軸方向曲げモーメントをＦＥＭ解析より算出する。

設計荷重レベルでの橋軸方向曲げモーメントは、My2=28.2kN･m/m

以上より、解析結果による実験時（P=157kN）での橋軸方向曲げモーメントMy1と、設計荷重レベル（P=100kN）での橋軸方向曲げモーメントMy2を比較すると、My1／My2＝25.1kN･m/m／28.2kN･m/m＝0.89倍となり、これより本実験で作用させた設計荷重レベルの載荷荷重値はＰ＝160kN/0.89＝180kNと判断できる。

3）応力範囲の算定、疲労照査

①着目点の疲労強度等級の設定

JSSC鋼構造物の疲労設計指針・同解説（以下「疲労設計指針」と略す）より、「重ね継手前面すみ肉溶接のど断面破壊」のH等級とする。

②評価着目点の発生応力度の算定

設計荷重レベルを与える橋軸方向曲げモーメントMy2による評価着目点の発生応力度を求める。

６．８（２）２）⑤より橋軸方向曲げモーメントMy2=28.2KN.m/m。

橋軸方向曲げモーメントMy2により発生するデッキプレートの圧縮応力度は以下となる。

$\sigma s = My2 / Iy \times h / 2$

ここで、Ｉｙ：ｎ＝７（全断面有効）での橋軸方向床版剛性

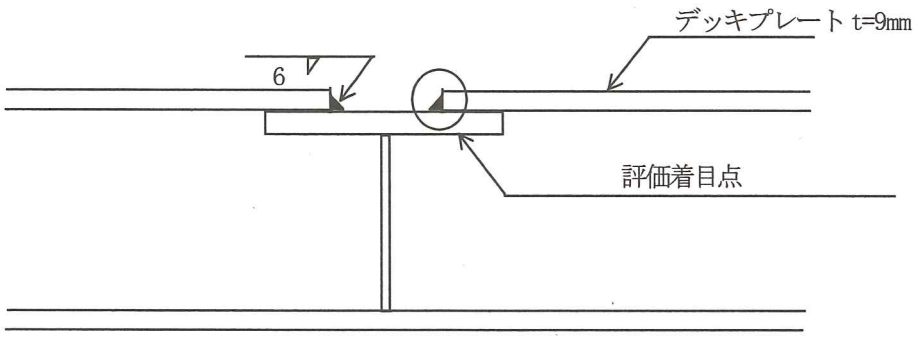
Ｉｙ＝2.9192E+08

ｈ：床版全厚　ｈ＝218mm

従ってデッキプレート（t=9mm）に発生する圧縮応力度は、$\sigma s = 10.5$ N／mm2 となる。

これより、すみ肉溶接部脚長断面（すみ肉溶接サイズ S=6mm）に作用する圧縮応力度を求める。ここで圧縮応力度を算定する際の断面積はのど断面を用いた。

評価着目点に作用する応力度 $\sigma = 10.5 \times 0.9 / 0.6 = 15.8$N／mm2



図－6.8.9　評価着目点の発生応力度

③疲労設計指針による評価着目点の疲労照査

疲労設計指針より等価応力範囲照査法をもちいて評価着目点の疲労照査を行う。

④等価応力範囲照査法によるＢ活荷重等価繰り返し回数の算出

疲労設計指針より、等価応力範囲$\triangle \sigma eq$は（6.8.1）式により与えられる。

$\gamma b \cdot \gamma w \cdot \gamma i \cdot \Delta\sigma eq \leqq \{C_0 / (365 \cdot ADTT \cdot L)\}^{1/m} \cdot C_R \cdot C_t$ ・・・ (6.8.1)

ここで、

γb：冗長度係数（0.8：全体構造への影響小）

γw：重要度係数（1.0）

γi：検査係数（1.1：検査できない）

C_R：平均応力補正係数（1.3）

C_t：板厚補正係数（1.0）

C_0：疲労設計曲線の定数（$2\times10^6 \cdot \Delta\sigma f^m$）

$\Delta\sigma f$：2×10^6回基本許容応力範囲（H等級での$\Delta\sigma f$＝40N/mm2）

m：疲労設計曲線の傾き（H等級m＝3）

ADTT：１車線当たりの日平均大型車交通量

Ｌ：設計寿命年数

上式より、設計荷重レベルによって評価着目点に生じる応力度（$\Delta\sigma eq$）により、H等級となる隅肉溶接部が疲労限界となるときのB活荷重（P=100kN）等価繰り返し回数を求める。

上式（6.8.1）より設計繰り返し回数を$N_s = 365 \cdot ADTT \cdot L$とすると

$$N_s \leqq C_0 / \{(\gamma b \cdot \gamma w \cdot \gamma i \cdot \Delta\sigma eq) / (C_R \cdot C_t)\}^m$$

以上より$\Delta\sigma eq$＝15.1N/mm2として設計繰り返し回数を算出すると、

$$N_s \leqq 1.19\times 10^8 \text{回となる}$$

⑤階段状漸増載荷による等価繰り返し回数の算出

本試験での荷重載荷状態（階段載荷）における、設計荷重レベルと等価な繰り返し回数を求める。

６．８（２）２）⑤より、本実験で作用させた設計荷重レベルの載荷荷重値はＰ＝180kN と判断できた。従って下記の算出式により設計荷重レベル等価繰り返しを算出する。

$$N_{eq} = \Sigma (P_i / P_0)^m \cdot n_i$$

ここで、

N_{eq}：設計荷重（B活荷重P=100kN）等価繰り返し回数

P_i：実験での載荷荷重値

P_0：設計荷重レベルと等価な載荷荷重値＝180kN

m：疲労設計曲線の傾き（H等級m＝3）

n_i：ある載荷荷重レベルでの繰り返し回数

以上よりＮｅｑを算出する。

$$Ｎｅｑ＝ 2.38\times 10^{6}回となる$$

⑥疲労限界状態に対する考察

６．８（２）３）⑤より算出した、Ｂ活荷重（設計荷重）等価繰り返し回数（Ｎｓ）と、階段載荷による等価繰り返し回数（Ｎｅｑ）より、

{Ｎｓ（Ｂ活荷重（設計荷重）等価繰り返し回数）}/{Ｎｅｑ（階段載荷による等価繰り返し回数）}

$= 1.19\times 10^{8}回 / 2.38 \times 10^{6}回 = 50.43$ 倍

以上より、疲労破壊が生じると予想される等価繰り返し回数Ｎｓが、今回の輪荷重走行試験の等価繰り返し回数Ｎｅｑを大きく上回っていた。これより今回の実験においてサンドイッチ型複合床版は破壊に至らなかったと考えられる。

４）試験条件の影響

①試験方法の影響（衝撃、載荷重）

走行試験における衝撃については、動的な載荷により試験体の応答が増加する影響と、試験体の上面の凹凸により試験体の応答が増加する影響が考えられる。

動的な載荷により試験体の応答が増加する影響については、静的載荷における計測値と動的載荷における計測値との比を比較することにより検討を行う。

着目する計測項目は、試験体中央のたわみ値とし、静的載荷によるたわみと動的載荷によるたわみの比較を行う。なお、静的載荷および動的載荷のたわみについては、同一載荷荷重、同一時刻における値を採用している。

結果を表－6.8.6に示す。動的載荷によるたわみは静的載荷に比較して、載荷荷重が157kNにおいては45%程度大きく、載荷荷重が増加してもほぼ一定の値で、載荷荷重が 392kN においても 44%程度大きい。したがって載荷荷重が増加していくに従ってもの剛性の低下が小さいと考えられる。

道示による、支間L=2.5m の床版の衝撃係数を算出すると i=0.381 となり、載荷荷重が 157kN～392kN まで、そのたわみ比に近い値を示す。

表－6.8.6　静的最大たわみと動的最大たわみの比

載荷荷重 kN	157	177	196	216	235	255	275	294	314	334	353	373	392
①静的最大たわみ(mm)	0.363	0.406	0.461	0.505	0.582	0.626	0.714	0.758	0.879	0.868	1.044	1.121	1.187
②動的最大たわみ(mm)	0.527	0.571	0.692	0.714	0.857	0.901	0.967	1.022	1.110	1.132	1.538	1.571	1.714
②／①	1.451	1.406	1.501	1.414	1.473	1.439	1.354	1.348	1.263	1.304	1.473	1.401	1.444

一方、試験体の上面の凹凸により試験体の応答が増加する影響については、試験終了後の試験体切断面の床版厚の実測結果をもとに、床版厚のばらつきを調べることにより検討を行う。

橋軸方向の切断線における床版厚のばらつきを調べた結果を表－6.8.7 に示す。床版厚の計測は 100mm ピッチで行っており、概ね隣接する床版厚測定値の差は-2mm～+2mm 程度であることが分かる。測定箇所で一部局部的に床版厚の薄い箇所が存在するが、載荷板の橋軸方向の長さが 200mm であることから試験体に及ぼした影響は比較的小さいものと考えられる。

表－6.3.7　床版厚のばらつき

計測箇所	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
計測値	－	219	218	208	217	219	－	222	221	220	219	－	208	217	218	219
差	－	1	10	−9	−2	0	－	1	1	1	0	－	−9	−1	−1	−1
計測箇所	17	18	19	20	21	22	22’	21’	20’	19’	18’	17’	16’	15’	14’	13’
計測値	220	－	219	219	217	219	219	219	219	220	221	221	220	219	218	209
差	0	－	0	2	−2	0	0	0	−1	−1	0	1	1	1	9	0
計測箇所	12’	11’	10’	9’	8’	7’	6’	5’	4’	3’	2’	1’	0’			
計測値	－	219	219	219	219	219	－	－	209	218	220	220	－			
差	－	0	0	0	0	0	－	－	−9	−2	0	0	－			

②使用材料の影響

デッキプレートとCT形鋼のすみ肉溶接部に作用する応力度は、鋼とコンクリートのヤング係数比によって変化する。コンクリートのヤング係数比はコンクリート強度の1/2乗に比例することが知られている。ここで、コンクリート強度の鋼部材の疲労耐久性への影響を調べるために、ヤング係数比の変化によるすみ肉溶接部の応力範囲への影響を検討する。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、コンクリートの圧縮強度に設計基準強度を用いた場合と圧縮強度試験の結果を用いた場合の比較を**表－6.8.8**に示す（参考値として疲労照査に用いた断面定数での値も併記した）。

溶接部に発生する応力度に及ぼすコンクリート強度の差の影響は2.5%程度であることが分かる。

表－6.8.8　コンクリート強度の差による溶接部に作用するせん断応力の比較

コンクリートの圧縮強度			疲労照査時（n=7）	設計基準強度	圧縮強度試験結果
設計基準強度	σck	N/mm²	35.0	35.0	38.2
コンクリートのヤング係数	Ec	N/mm²	—	29500	27700
ヤング係数比	n	—	7.000	7.120	7.581
作用断断力	M	kN・m/m	28.2	28.2	28.2
床版の断面二次モーメント	I	mm⁴	291920000	290320000	284630000
すみ肉溶接部の応力度	σ	N/mm²	15.8	15.9	16.2

③寸法の影響

サンドイッチ型床版のコンクリート版厚を実測した結果、設計値218mmに対して209mm～222mmであり−4.0～2.0%であった。ここでコンクリート版厚の鋼部材の疲労耐久性への影響を調べるために、床版厚の誤差による鋼材の応力範囲への影響を検討する。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、設計値版厚218mmの場合と最大誤差である実測値版厚222mm, 209mmの場合の比較を**表－6.8.9**に示す。

溶接部に作用するせん断応力度に関して、設計値版厚と最大誤差である実測値版厚ではせん断応力度で0.6%程度の差しかない。また（2）4）①でも述べたが、最大版厚の誤差が確認されるのは、供試体の極一部であり輪荷重走行近傍では、−2～+2mm程度の差であるためせん断応力度の差はなく、試験結果に与えた影響は無視出来る範囲と考えられる。

表－6.8.9　コンクリート版厚の差による溶接部に作用する断応力の比較

床版厚			設計値　218mm	実測値　209mm	実測値　222mm
ヤング係数比	n	－	7.000	7.000	7.000
作用断断力	s	kN/m	28.2	28.2	28.2
床版の断面二次モーメント	I	mm^4	291920000	279980000	297820000
すみ肉溶接部応力度	σ	N/mm^2	15.8	15.8	15.7

5）疲労耐久性評価（試験結果の補正、基準床版との相対比較）

①試験結果の補正

マイナーの線形被害則により、着目点に作用する２つの応力σ_1、σ_0とし、それに対応する疲労寿命（くり返し回数）をN_1、N_0とすると次式が成立する。

$$N_1／N_0＝（\sigma_1／\sigma_0）^{-m}$$

但しm＝１／k　　kはＳ－Ｎ線の傾き

上式に表－6.8.9において求めた実測値床版厚222mmおけるデッキプレートとCT形鋼のすみ肉溶接部に作用する応力度、および走行回数を代入し床版厚を補正した走行回数を算出した結果を表－6.8.10に示す。

表－6.8.10　コンクリート強度を補正した走行回数

			m＝	3
載荷荷重	走行回数	初期荷重	初期荷重換算走行回数	
kN	万回	kN	回数	累積回数
157	4	157	4	4
177	4	157	6	10
196	4	157	8	18
216	4	157	10	28
235	4	157	13	41
255	4	157	17	58
275	4	157	21	80
294	4	157	26	106
314	4	157	32	138
334	4	157	39	177
353	4	157	45	222
373	4	157	54	276
392	4	157	62	338
		N0=	338	
			σ0＝	15.80
			σ1＝	15.70
補正走行回数	51.9	万回	N1=	332

②基準床版との相対比較

基準床版であるRC8供試体とサンドイッチ型複合床版との相対比較を表－6.3.11に示す。この結果から、ｻﾝﾄﾞｲｯﾁ型複合床版は基準床版に比較し高い疲労耐久性を有していることが分かる。

表－6.8.11　基準床版との相対比較

工法名	試験終了時の状態	補正前		補正後	
		載荷荷重	走行回数	載荷荷重	走行回数
ｻﾝﾄﾞｲｯﾁ型複合床版	未破壊	392	52	392	51.9
RC8	押し抜きせん断破壊	275～392	25.6～52	255～333	21.8～37.3

（3）その他性能評価

1）耐荷力評価

耐荷力として、輪荷重最大値392kN載荷時における床版の最大曲げモーメントと最大せん断力を解析に基づき算出した結果を**表−6.8.12**に示す。主鉄筋方向の曲げモーメントMxについては、設計荷重に対して1.97倍以上、配力筋方向のMyについては、2.08倍以上の耐荷力を確認した。

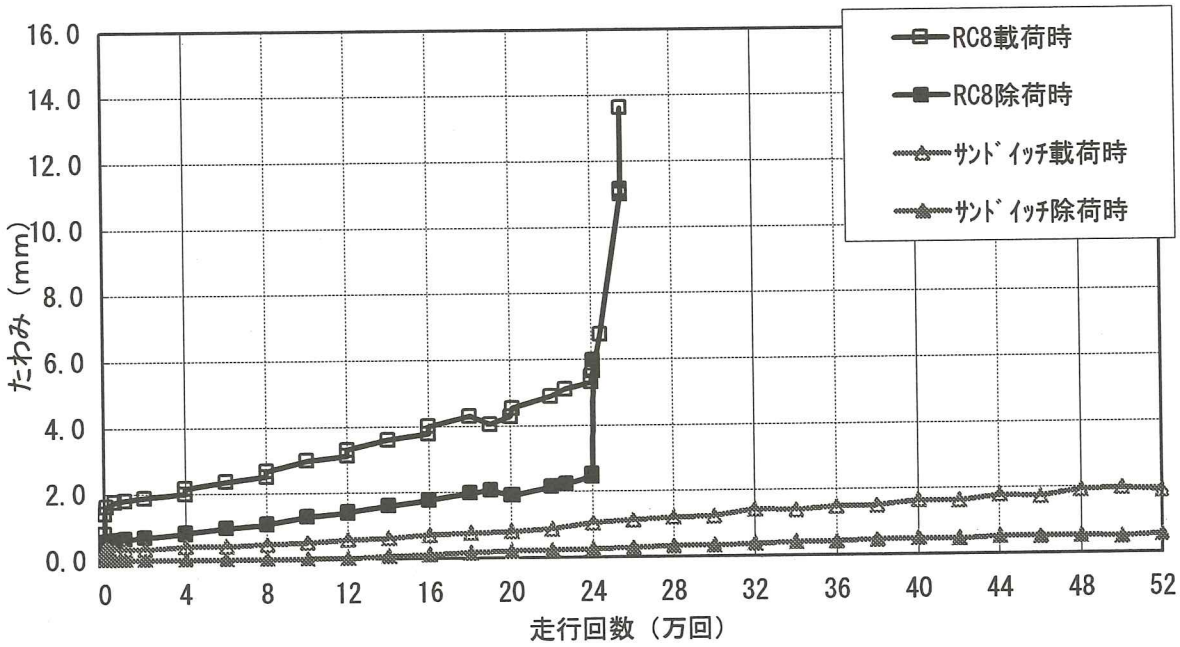
表−6.8.12　輪荷重に対する床版の断面力

ケース	曲げ剛比 Iy/Ix	輪荷重 (kN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄの最大値 (kN･m/m)		せん断力の最大値 (kN/m)	
			主鉄筋方向 Mx	配力筋方向 My	主鉄筋方向 Mx	配力筋方向 My
引張側ｺﾝｸﾘｰﾄ無視の解析(n=10)	0.94	157	37.10	25.1	81.50	66.20
	0.94	392	92.63	62.67	203.45	165.29
設計荷重			46.90	30.06		

2）たわみによる剛性評価

走行回数24万回付近での活荷重たわみ（載荷時たわみ−除荷時たわみ）を基準床版と比較するとサンドイッチ型複合床版(21.8cm厚)はRC8供試体(25cm厚)のたわみの19%であった。

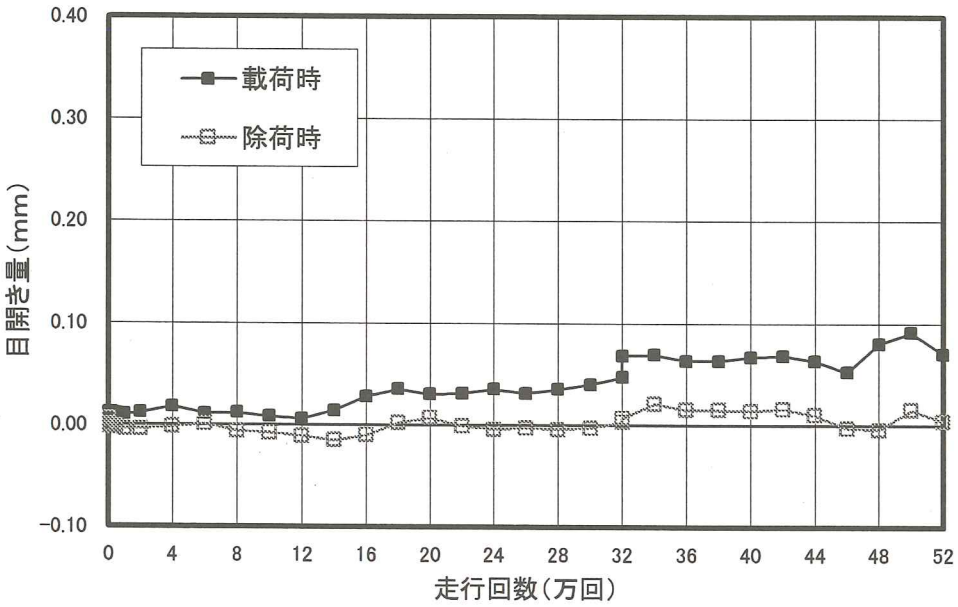
以上より基準床版に比べて十分な剛性があると評価できる。



図−6.8.10 床版中央における活荷重たわみと走行回数の関係

3）継手部の評価

図―6.8.11 に走行回数と継手部の目開き量の関係を示す。継手部は供試体中央に設置しており、継手構造は高力ボルトによる引張接合継手構造である。継手部の残留目開き量は、走行回数 52 万回時点で 0.0004mm 程度の非常に小さな値である。またこの値は通常では起こり得ない 392kN の荷重を作用させた時のものであり、設計荷重レベルでの目開き量から判断すると継手部の耐久性は優れていると判断できる。



図―6.8.11　供試体中央の継手部目開き量

（4）まとめ

サンドイッチ型複合床版は、階段載荷による輪荷重走行試験において破壊に至らなかった。

サンドイッチ型複合床版における疲労強度上の弱点をデッキプレートとＣＴ形鋼のすみ肉溶接部と想定し、疲労設計指針に基づき、等価応力範囲照査法により設計荷重でのくり返し回数と、階段載荷による走行回数を算出し比較した結果、今回の試験結果に対して以下の見解が得られた。

①試験は走行回数52万回（392kN）まで実施し未破壊にて試験を終了した。このことは、疲労破壊が生じると予想される等価くり返し回数Ｎｓが、今回の試験の等価くり返し回数Neqを大きく上回っていることから破壊に至らなかったと考えられる。よって弱点と考えられるデッキプレートとＣＴ形鋼のすみ肉溶接部は疲労に対し安全側に設計されていると考えられる。

②試験条件が及ぼす影響として、コンクリート強度、床版厚の誤差（許容値内）に関して検討したが試験結果に及ぼすその影響は小さく、本手法を用いた疲労設計が可能であると考える。

③サンドイッチ型複合床版は、載荷初期から載荷最終段階まで基準床版のＲＣ床版と比べて高い剛性を保持した。

以上により、実橋においても現行道示によるＲＣ床版よりも疲労耐久性が高いものと思われる。

（参考文献）

1）国土交通省土木研究所，共同研究報告書　第262号　道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その４），平成13年1月

6．9 ウルトラパネル

（1）試験概要

1）供試体の概要

①工法の概要

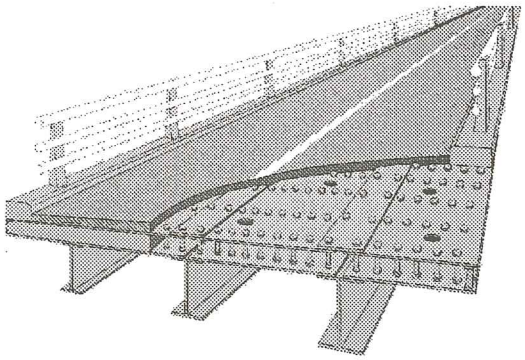
ウルトラパネルは，新設橋梁用に開発された鋼板とコンクリートを合成させたサンドイッチ構造の床版である．鋼板は，一定間隔に配置された高力ボルトによって固定され，支持げたへ架設後，内部に高流動コンクリートが充填される．本床版の主な特長は，a)6mm の鋼板でコンクリートをサンドイッチした構造であり，同じ厚さの RC 床版と比較して剛性が高いこと，b)床版厚の低減により鋼げたの負担を軽減することができ，その結果として経済性に優れていること，c)配筋・型枠の作業が不要で省力化や工期の短縮を図ることができること，d)コンクリート下面が鋼板で覆われているため，コンクリート破片の落下がないこと等である．以下に基本構造を，また，**図－6.9.1** に工法の概要図を示す．

構　　造　　－　上下鋼板とコンクリート，固定用高力ボルトからなるサンドイッチ構造

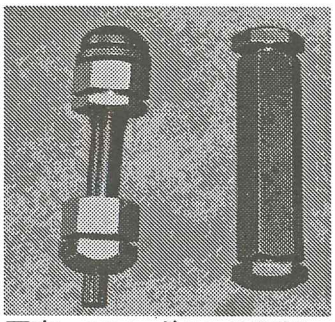
床版の連結　　－　添接板と高力ボルトによる連結（コンクリート打設前）

支持げたとの一体化　－　高力ボルトによる接合

なお，ウルトラパネルに使用する高力ボルトには，**写真－6.9.1** に示す特殊高力ボルト（M24－M20）と高力高ナットタイプの２種類がある．



図－6.9.1　工法概要図



写真－6.9.1　ボルトの種類
（左：特殊高力ボルト，右：高力高ナット）

②試験の着目点

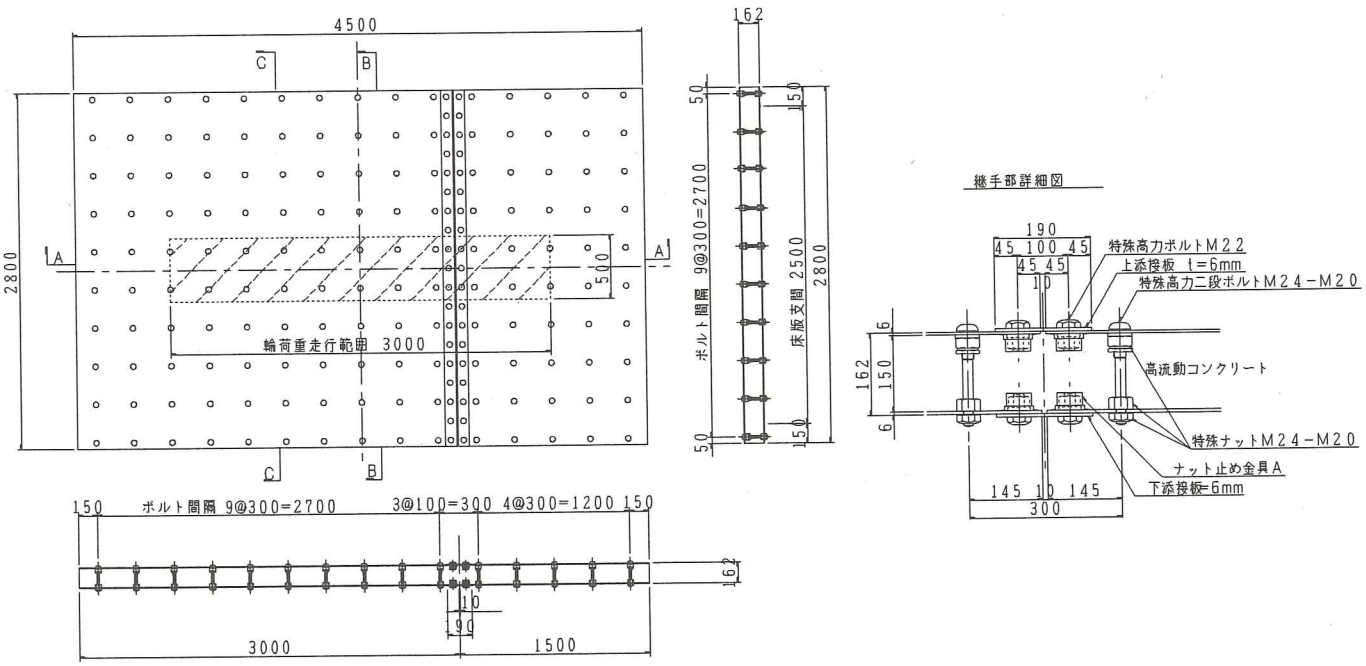
ウルトラパネルは，道示に準じて製作されたRC床版と同等の疲労耐久性を有することを目標とし，高力ボルトは特殊高力ボルト（M24－M20）を用いた．本床版は，上下鋼板の形状を高力ボルトで保持する構造であるため，ボルト位置の鋼板と継手部が弱点となるものと考えられる．よって，今回の輪荷重走行試験では，a)床版としての疲労耐久性および破壊形態の確認，b)鋼板のひずみの経時変化，および c)継手部の挙動に着目した．

③供試体の概要

図－6.9.1 にウルトラパネル供試体の形状・寸法を示す．本試験における供試体は，床版支間 3.0m の連続版でB活荷重に対して設計し，床版厚さは 16.2cm（コンクリート厚 15cm，上下鋼板厚 6mm）とした．この 16.2cm は，現行の道示に準拠したＲＣ８と同等以上の剛性が得られる厚さである．ちなみに，ＲＣ８供試体の床版厚さは 25cm である．

高力ボルトの間隔は，一般部で 30cm とした．継手部は，高力ボルトを用いた摩擦接合継手とし，その間隔は 15cm とした．

ここで，供試体に用いた上下鋼板の材質は SS400 であり，コンクリートは設計基準強度 27N/mm² の高流動コンクリートを使用した．



図－6.9.1 ウルトラパネル供試体の形状・寸法（単位:mm）

④材料試験結果

コンクリートの材料試験結果を**表－6.9.1** および**表－6.9.2** に示す．設計基準強度は 27N/mm² であるが，試験時（材令 62 日）には設計基準強度の 1.4 倍程度の圧縮強度となった．静弾性係数については，道示に規定されている設計基準強度が 27N/mm² の場合の静弾性係数 26.5kN/mm² より小さな値であった．これは，高流動コンクリートの性質であり，自己充填性と間隙通過性を高めるために粗骨材量が少なくなっているためである．

表－6.9.1 圧縮強度試験結果（材令 62 日）

	圧縮強度 (N/mm²)	静弾性係数 (kN/mm²)	ポアソン比
平均値	37.7	21.06	0.153

表－6.9.2 引張強度試験結果

	引張強度 (N/mm²)
平均値	3.35

本試験に使用した鋼板の材料試験結果を**表－6.9.3** に，特殊高力ボルトの材料試験結果を**表－6.9.4** に示す．なお，試験結果は工場出荷時の試験成績表によるものである．

表－6.9.3 鋼板の引張強度試験結果

板厚 (mm)	降伏点応力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	鋼材材質
6.0	325	438	SS400

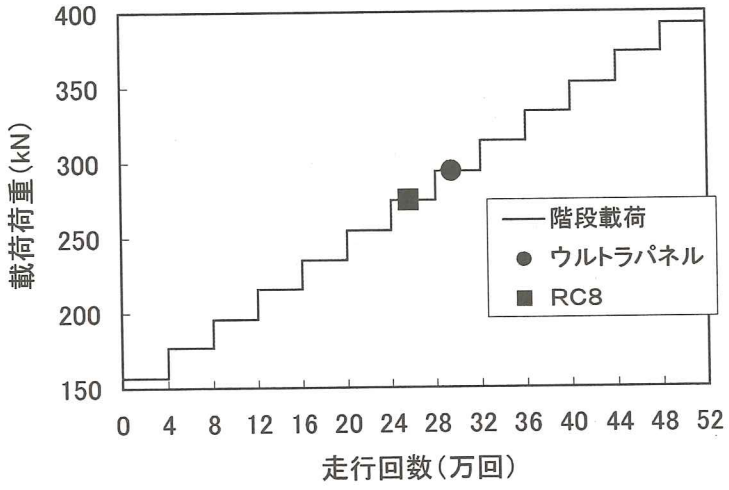
表－6.9.4 特殊高力ボルトの試験結果

寸　法	強度区分	項目	試験片の機械的性質		製品の機械的性質	
			耐力 N/mm²	引張り強さ N/mm²	かたさ (HRC)	製品引張 kN
M24-M20×150mm	F10T (相当)	規格	900	1000～1200	27～38	240
		試験値	1030	1080	34	257

2）試験結果

①階段載荷における破壊時荷重および破壊時走行回数

図－6.9.2 にウルトラパネルの試験終了時の荷重とその時の走行回数の関係を示す．なお，図にはＲＣ８供試体の試験結果を併せて示した．ウルトラパネルは，載荷荷重 294kN・走行回数 294,200 回の時，載荷時のたわみが 25mm に達したため，試験機が変形に追従できないものと判断し，試験を終了した．ＲＣ８供試体は押抜きせん断型で陥没したが，ウルトラパネルは載荷時のたわみが 25mm に達しても陥没には至らなかった．

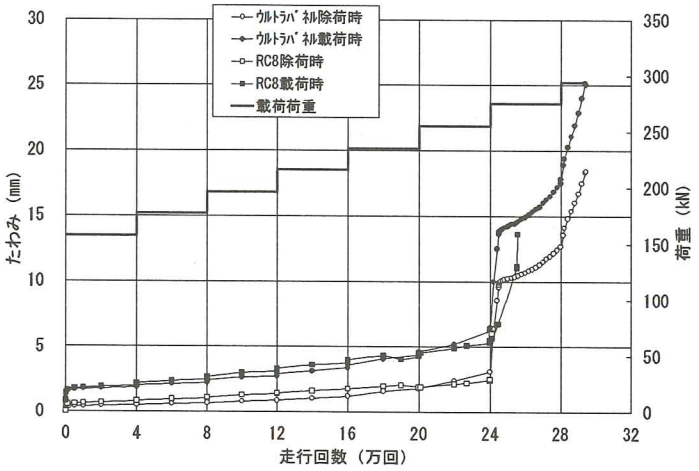


図－6.9.2 載荷荷重と走行回数の関係

②たわみと走行回数の関係

ウルトラパネルおよびＲＣ８供試体の供試体中央の静的たわみと走行回数の関係を**図－6.9.3** に示す．ウルトラパネルのたわみは，載荷荷重 255kN・走行回数 24 万回までは漸増し，載荷荷重 275kN・走行回数 24 万回の載荷開始時から急増し，走行回数 24.5 万回でたわみ曲線の勾配が緩やかになった．その後，載荷荷重 294kN の荷重段階になるとたわみの増加傾向が顕著となり，載荷荷重 294kN・走行回数 29.4 万回において載荷時たわみが 25mm に達した時点で，試験機が変形に追従できないものと判断し試験を終了した．

床版厚 25cm のＲＣ８供試体と比較すると，床版厚 16.2cm のウルトラパネルのたわみは，荷重ならびに繰り返し回数の増加とともに漸増し，その値は同等である．しかし，ＲＣ８供試体が，載荷荷重 275kN・走行回数 25.5 万回で，コンクリートの押抜きせん断による脆性的な破壊を起こしたのに対して，ウルトラパネルは，載荷時のたわみが 25mm（載荷荷重 294kN・走行回数 29.4 万回）に達しても抜け落ち現象は見られなかった．

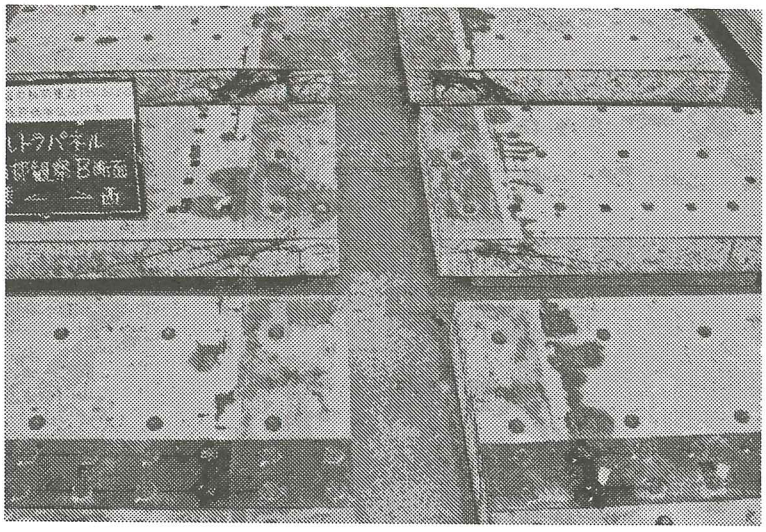


図－6.9.3 RC8供試体とのたわみの比較

③破壊形態および供試体のひび割れ状況

ウルトラパネルは，輪荷重走行試験によって陥没に至らなかったため，試験終了後供試体を十文字にカットし，供試体内部のひび割れの発生状況の観察を行った．切断面のひび割れ状況を**写真－6.9.2** に示す．

橋軸直角方向の断面では，上下の鋼板にはさまれているコンクリートに，載荷板のエッジから斜めひび割れが発生し，RC 床版と類似した押抜きせん断ひび割れが確認された．ウルトラパネルは，コンクリートに押抜きせん断ひび割れが発生しても，上下鋼板と高力ボルトの効果により，コンクリートが抜け落ちることがなかった．



写真－6.9.2 橋軸直角方向の切断面のひび割れ状況

（2）疲労耐久性評価

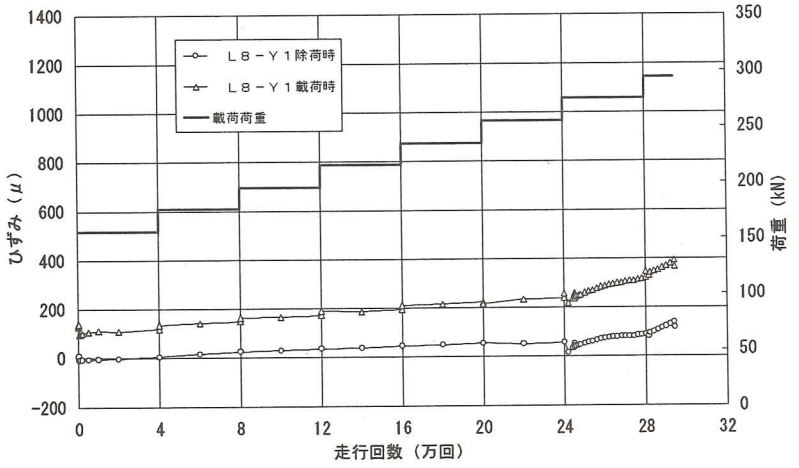
1）疲労耐久性評価の着目点

ウルトラパネルを構成する部材は，上下鋼板，特殊高力ボルトおよびコンクリートである．次に，今回の輪荷重走行試験の着目点であった鋼板のひずみの経時変化，および継手部の挙動について試験結果を述べる．

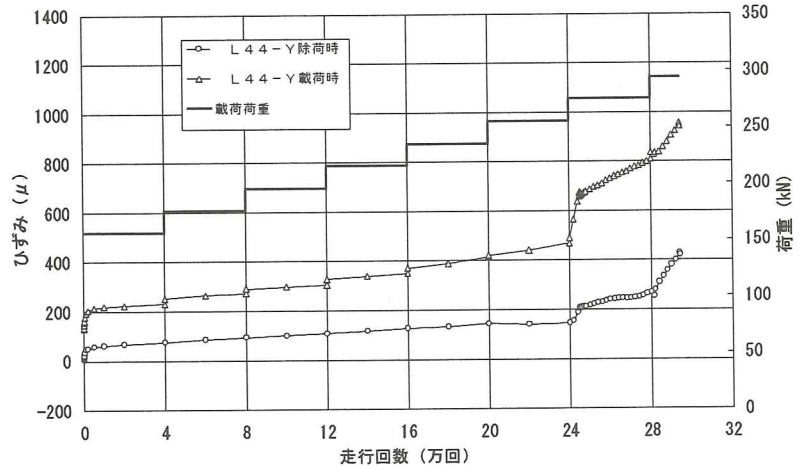
①下面鋼板のひずみと走行回数の関係

供試体中央の下面鋼板の橋軸直角方向（L8－Y1）のひずみと走行回数の静的測定結果を**図－6.9.4** に，高力ボルト近傍の下面鋼板の橋軸直角方向（L44－Y）のひずみと走行回数の静的測定結果を**図－6.9.5** に示す．両図より，静的測定によるひずみの最大値は，橋軸方向で 891μ，橋軸直角方向で 956μ である．両図とも，載荷荷重 255kN・走行回数 24 万回までは大きなひずみの変化は認められないが，載荷荷重 275kN・走行回数 24.5 万回からひずみが増加している．

ウルトラパネルは，高力ボルト近傍の鋼板の降伏によってたわみが増加し，破壊に至るものと想定されていたが，鋼板のひずみは降伏ひずみに達しておらず，試験終了時点で鋼板に亀裂等の変状は発生しなかった．



図－6.9.4 下面鋼板中央(L8-Y1)のひずみと走行回数の関係



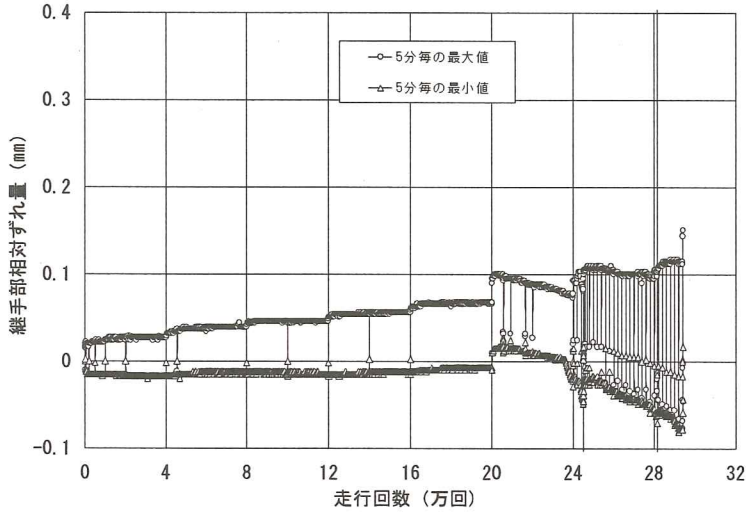
図－6.9.5 下面鋼板(L44-Y)のひずみと走行回数の関係

②継手部の相対ずれ量と走行回数の関係

ウルトラパネルの継手は，高力ボルトによる摩擦接合とし，輪荷重走行範囲に１箇所設けた．

供試体に設けた継手部中央（πゲージ）の相対ずれ量（床版の変形による変位量も含む）の動的測定結果と走行回数の関係を**図－6.9.6** に示す．動的測定による走行時の最大ずれ量は，載荷荷重 294kN・走行回数 29.4 万回において 0.15mm 程度であった．

ウルトラパネルは，高力ボルト近傍の鋼板の降伏あるいは継手部の破壊が想定された．試験中の観察の結果，外観上変状は見られず，継手部分が耐久性の上で問題となることはないと思われる．



図－6.9.6 動的計測による継手部ずれ量と走行回数の関係

以上のように，本試験の範囲では，鋼板および継手部に変状は見られなかった．一方，前述のように，供試体には，コンクリートの押抜きせん断の斜めひび割れが発生していた．これより，たわみの急増はコンクリートのひび割れが原因と推測され，鋼部材の疲労破壊よりコンクリートの破壊が先行したため，ここでは，鋼構造物の疲労照査手法に準じた評価手法は行わないことにした．

したがって，ウルトラパネルの疲労耐久性は，後に述べる試験条件の影響について検討を行い，基準床版との相対比較から評価する．

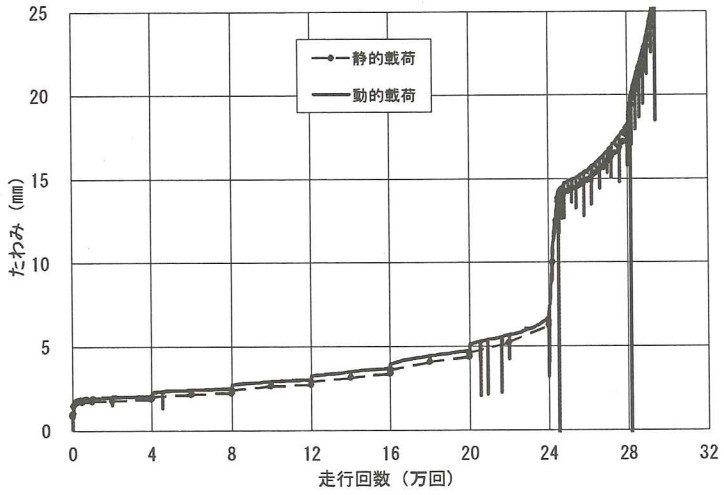
2）試験条件の影響

①試験の影響（衝撃）

ウルトラパネルの輪荷重走行試験では，荷重の誤差等は発生しなかった．ここでは，供試体上面の衝撃の影響を観察するため，静的載荷および動的載荷によって測定した供試体中央のたわみを**図－6.9.7** に示した．また，**表－6.9.5** に各載荷荷重段階における走行回数２万回時の最大たわみを示す．なお，動的最大たわみ値は，静的測定とほぼ同時間の値とした．

静的載荷および動的載荷のたわみの測定値は，ほぼ同等の性状を示した．試験終了時の動的載荷の最大たわみは 26.1mm，静的載荷の最大たわみは 25.0mm であり，動的測定値は静的測定値に比較して 4%程度大きかった．

表より，載荷荷重が 157kN の時，動的載荷によるたわみが静的載荷のものより 16%程度大きく，その割合は載荷荷重の増加にしたがって減少し，そして載荷荷重 275kN～294kN で 3～4%程度となっていることがわかる．



図－6.9.7 供試体中央たわみと走行回数の関係（静的測定と動的測定）

表－6.9.5 静的最大たわみと動的最大たわみの比

載荷荷重 (kN)	157	177	196	216	235	255	275	294
走行回数 (万回)	2	6	10	14	18	22	26	29
①静的最大たわみ (mm)	1.769	2.142	2.637	3.131	4.065	5.229	14.908	22.884
②動的最大たわみ (mm)	2.043	2.428	2.911	3.505	4.449	5.691	15.359	23.807
②／①	1.155	1.134	1.104	1.119	1.094	1.088	1.030	1.040

図－6.9.7 および**表－6.9.5** に示したように，たわみの静的載荷測定結果と動的載荷測定結果から，衝撃の影響はほとんどないものと判断できるため，疲労耐久性の評価には衝撃の影響を含まないことにした．実橋においても床版上面は鋼板で覆われているため，衝撃の影響は小さいと思われる．

②使用材料の影響

ウルトラパネルのコンクリートは，上下鋼板の間に高流動コンクリートを充填させる床版である．前述の**表－6.9.1** に示したように，円柱供試体のコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていたので，試験結果の補正を行うことにした．

ウルトラパネルの圧縮強度は，設計基準強度 27N/mm² に対し，約 1.4 倍の 37.7N/mm² であった．コンクリート強度のバラツキがウルトラパネルの疲労耐久性に及ぼす影響についての研究データはなく，定量的な判断は現時点ではできない．

土木研究所の研究[1]では，ＲＣ床版を対象とした輪荷重走行試験を行い，コンクリート強度が疲労耐久性に影響を及ぼすことが明らかにされている．ウルトラパネルは，上下鋼板内のコンクリートのひび割れがＲＣ床版と類似しているため，コンクリート強度が疲労耐久性に影響を及ぼすものと考えられる．

この供試体の下面鋼板を撤去した結果，ひび割れが高力ボルト間でつながっていた．そこで，このコンクリートのひび割れ状態から，以下のＳ－Ｎ曲線に従うものと仮定し，疲労耐久性に及ぼす圧縮強度の影響を試算した．

園田・堀川[2]は，コンクリート標準示方書のせん断補強筋を用いないはりのせん断疲労強度式を適用し，RC 床版のＳ－Ｎ曲線の関係式として式（6.9.1）を提案している．

$$\frac{P_f}{P_{s0}}=1-\frac{\log N}{11} \qquad (6.9.1)$$

ここに，P_f：作用荷重 ，N ：走行回数 ，P_{s0}：（はり部材のせん断耐力）×２　である．

補正方法は，コンクリート強度（設計基準強度および試験時の強度）の違いによる *Pso* を算出し，階段載荷における試験結果を式（6.9.1）のＳ－Ｎ曲線の傾きを用いて行う．

コンクリートの設計基準強度＝27N/mm²

コンクリートの実圧縮強度　＝37.7N/mm²

ウルトラパネルの試験終了時走行回数：294,200 回

ウルトラパネルの試験終了時載荷荷重：294kN

補正の結果，

補正後の走行回数：23.5 万回

補正後の載荷荷重：255kN

となった．

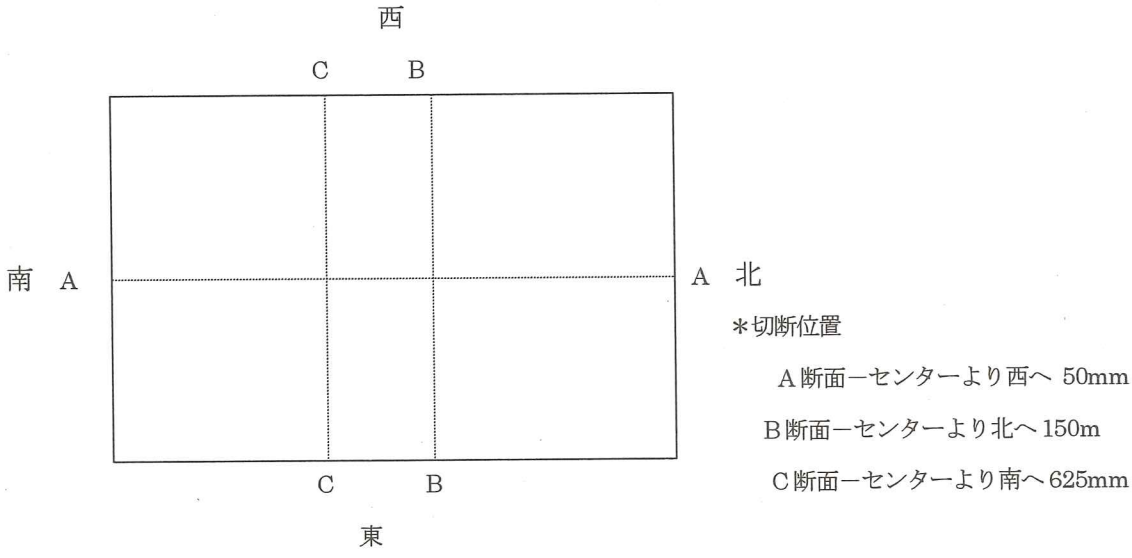
ここでは，コンクリート強度の影響を，上記Ｓ－Ｎ曲線を用いて試験結果の補正を行ったが，ウルトラパネルのコンクリートは上下鋼板に拘束されているため，RC 床版よりその影響度合いは小さいものと考えられる．

なお，高流動コンクリートは，所要のフレッシュ時の性能を得るために粉体量が多くなり，その影響で，普通コンクリートと比較してコンクリート強度が高くなる．ウルトラパネルのコンクリートには，強度等の品質だけでなく，上下鋼板の間にコンクリートを十分に充填させる配合の選定も重要である．

③床版厚さについて

輪荷重走行試験後，供試体の切断面にて床版厚さの測定を行った．供試体の切断位置を**図－6.9.8** に，また，床版厚さの測定結果を**表－6.9.6** に示す．

床版厚さは規定値 162mm に対して 161～163mm であり，測定値の平均は，161.96mm（測定個所数 25）であった．



図－6.9.8 床版切断位置

表－6.9.6 床版厚さの測定値 （単位：mm）

A断面南側

1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	163	163	163	－

A断面北側

22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
163	162	163	162	161	162	162	162	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

B断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'
162	162	－	162	162	162	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

B断面東側

I'	J'	K'	L'	M'	N'
162	162	－	161	161	161

C断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'
162	162	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

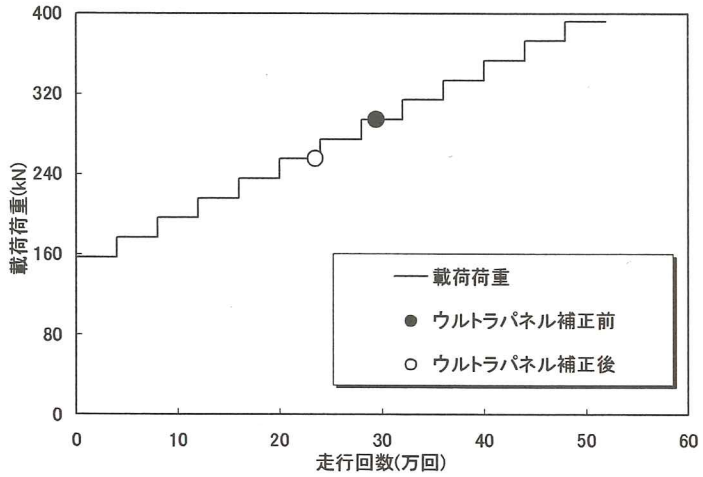
C断面東側

I'	J'	K'	L'	M'	N'
－	－	－	－	161	161

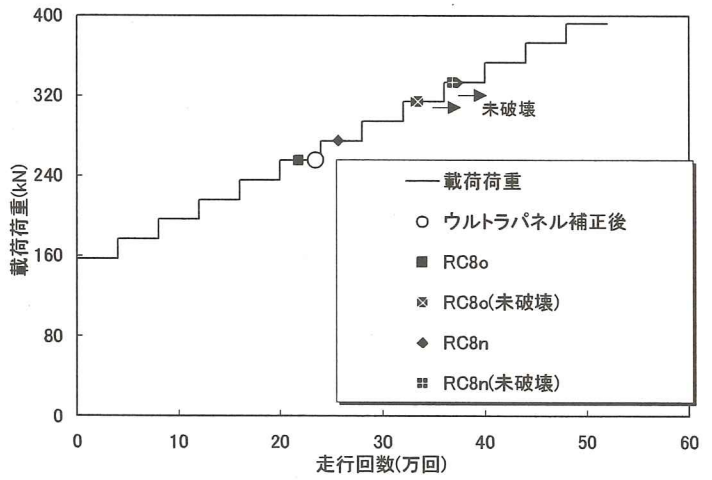
表－6.9.6 に示したように，供試体の床版厚さは，設計値 162mm の－0.6～＋0.6%の範囲に収まっていた．ウルトラパネルは，コンクリート厚さ 150mm を確保するために，工場加工された上下鋼板を所定の長さの高力ボルトで組み合わせているため，製作誤差が生じにくい構造であり，疲労耐久性に及ぼす影響はない．

3）基準床版との相対比較

試験条件の影響（試験方法，使用材料，寸法）について，試験結果を補正し，基準床版との相対比較を行う．**図－6.9.9** にウルトラパネルの試験結果および補正後の載荷荷重と走行回数の関係を示す．また，**図－6.6.10** に基準床版のＲＣ８供試体の結果を併せて示した．



図－6.9.9 ウルトラパネルの載荷荷重と走行回数の関係



図－6.9.10 基準床版との比較

ウルトラパネルの床版厚さ 16.2cm は，道路橋示方書の床版の最小全厚 16cm を満足し，また，土木学会の「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物」のコンクリートの最小厚 15cm を満足するものである．

床版厚 16.2cm と軽量化を図ったウルトラパネルは，**図－6.9.10** に示すように床版厚 25cm のＲＣ８供試体と同等の疲労耐久性を有することを確認した．ウルトラパネルは，ＲＣ８供試体を目標に設計したものであり，ほぼ同等の疲労耐久性を有していることがわかった．

（3）その他性能の評価

1）耐荷力評価

表－6.9.7 にウルトラパネルの耐荷力を示す．設計曲げモーメントに対する最終荷重時の作用曲げモーメントとの比から，ウルトラパネルは，設計曲げモーメントに対して２倍の曲げ耐力を有している．ＲＣ８供試体と比較して大きな曲げ耐力を有していることがわかった．

表-6.9.7 ウルトラパネルの耐荷力

	設計曲げモーメント M1 (kN･m/m)	最終曲げ耐荷力 M2 (kN･m/m)	比率 M1／M2	備　考
ウルトラパネル	33.7	66.5	2.0	M1＝(0.12L＋0.07)P×0.8(L=3m, P=98kN)
RC8	33.7	61.9	1.8	M2:最終荷重時の橋軸直角方向の作用曲げモーメント

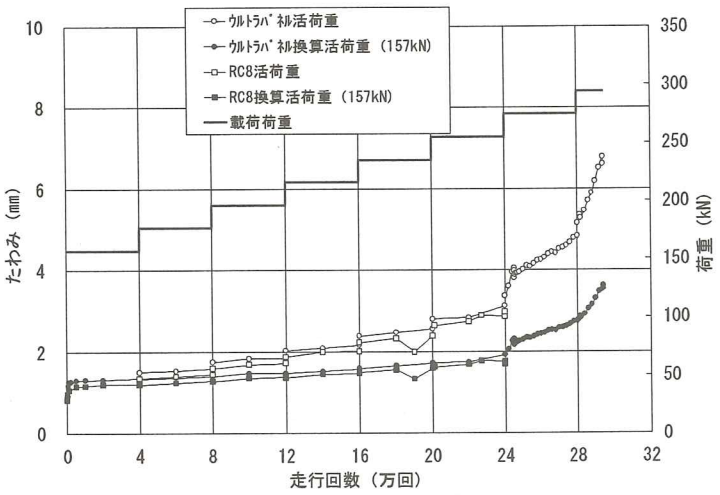
2）たわみによる剛性評価

①活荷重たわみ

ウルトラパネルの活荷重たわみ（載荷時たわみから除荷時たわみを差し引いたもの）と走行回数の関係を**図－6.9.11** に示す．また，各荷重段階の活荷重たわみを初期荷重の 157kN に換算した時の値も併せて示した．

活荷重たわみは載荷荷重 275kN・走行回数 24 万回の載荷開始時から急増し，走行回数 24.5 万回でたわみ曲線の勾配が緩やかになった．その後，載荷荷重 294kN のステップになるとたわみの増加傾向が顕著となった．157kN 換算活荷重たわみは，徐々に増加し，載荷荷重 275kN・走行回数 24 万回で急増している．

ウルトラパネルの活荷重たわみは，ＲＣ８供試体と比較し，輪荷重走行試験の初期段階から載荷荷重 275kN・走行回数 24 万回まで，ほぼ同等の性状を示している．

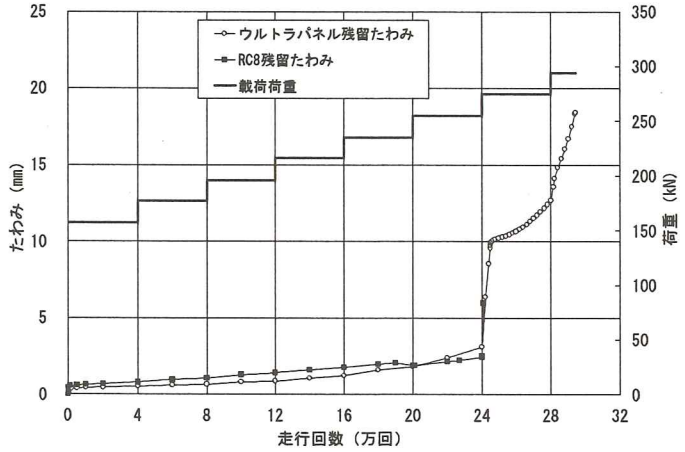


図－6.9.11 活荷重たわみと走行回数の関係

②残留たわみ

残留たわみは，各走行回数での除荷時のたわみ値として表される．**図－6.9.12** にウルトラパネルの残留たわみと走行回数の関係を示す．

ウルトラパネルの残留たわみは，走行回数 16 万回程度までは，ＲＣ８供試体と比較して，残留たわみ量は小さく，ＲＣ８供試体の約 2／3 程度である．走行回数 16 万回を超えると残留たわみの増加率が増し，走行回数 20 万回でたわみ量はＲＣ８供試体と同等となっている．前述の活荷重たわみはＲＣ８供試体と同様の傾向を示していたが，走行回数 16 万回程度まではＲＣ８供試体と比較して残留たわみが小さくなっている．これは，下面の鋼板がコンクリートに発生しているひび割れの進展を抑制しているものと考えられる．



図－6.9.12 走行回数と残留たわみの関係

3）ひび割れの評価

ウルトラパネルは，上下に鋼板を有する床版である．本床版は，鋼板とコンクリートをずれ止め（高力ボルト）により合成する床版であり，鋼板とコンクリートとの付着は期待していないが，試験時の鋼板とコンクリートの付着状況を以下に述べる．

上面の鋼板は，輪荷重走行試験開始前に打音検査によって，鋼板とコンクリートの全面付着切れが確認された．下面の鋼板は，載荷荷重 157kN，走行回数 4 万回において，打音検査によって鋼板とコンクリートの全面付着切れが確認された．

ウルトラパネルは，輪荷重走行試験によって陥没に至らなかった．供試体を切断して観察した結果，上下の鋼板にはさまれているコンクリートに，載荷板のエッジから，RC 床版の破壊性状と類似した押抜きせん断のひび割れが発生していた．コンクリート部に押抜きせん断ひび割れの発生が見られるものの，上下鋼板と高力ボルトの拘束効果により抜落ちを防止していると思われる．

また，この床版は，上下の鋼板を高力ボルトで固定するサンドイッチ構造であるため，雨水が浸透することはない．

（4）まとめ

1）疲労耐久性評価

ウルトラパネルは，ＲＣ８供試体と同等の疲労耐久性を有する．また，ウルトラパネルは，ＲＣ８供試体を目標に設計したものであり，ほぼ同等の疲労耐久性を有していることがわかった．

2）その他性能の評価

①ウルトラパネルは，設計曲げモーメントに対して２倍の曲げ耐力を有している．ＲＣ８供試体と比較して大きな曲げ耐力を有していることがわかった．

②ウルトラパネルのたわみは，ＲＣ８供試体とほぼ同等の性状を示した．

③試験終了時の供試体の状態をＲＣ８供試体と比較すると，ＲＣ８供試体はコンクリートの押抜きせん断により抜け落ちたが，ウルトラパネルは上下鋼板内のコンクリートにひび割れが発生したものの，上下鋼板と特殊高力ボルトによってコンクリートが拘束されているため，抜け落ちは生じなかった．ウルトラパネルでは，コンクリートの抜け落ちが生じないため，たわみが急増しても，ただちに床版が崩壊に至ることがない．このことより，ウルトラパネルは，例え損傷が進行しても，供用中に，使用者や第三者に与える危険度が，一般のＲＣ床版に比べて非常に少ないと推定される．

3）階段載荷に関する問題点や留意点

階段載荷は，試験日数の短縮と各種床版の疲労耐久性を直接比較可能とする．

共同研究で採用された階段載荷では，走行回数が増えるにつれ設計活荷重や観測されている実交通の輪荷重より大きな荷重が載荷されることになる．大きな荷重が載荷される場合の問題点としては，

①実際は小さなひび割れが分散して発生し除々に進展するが，大きな荷重を載荷すると一つのひび割れが支配的となる可能性があり，実際とは異なるひび割れ状況を呈することが考えられ，実際と異なる破壊モードになる可能性がある．

②大きな荷重でひび割れの発生状況，疲労耐久性が決まってしまうことから，100kN～160kN という実際の荷重の評価を困難にしてしまう危険性があるため，荷重増加の影響を適切に評価することが必要である．

＜参考文献＞

1)川間・内田・西川：既設ＲＣ床版の階段状荷重漸増載荷における疲労耐久性評価手法に関する検討，土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集，2000.9.

2)園田・堀川：輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性，土木学会論文集，第 390 号／V－8，1988.2.

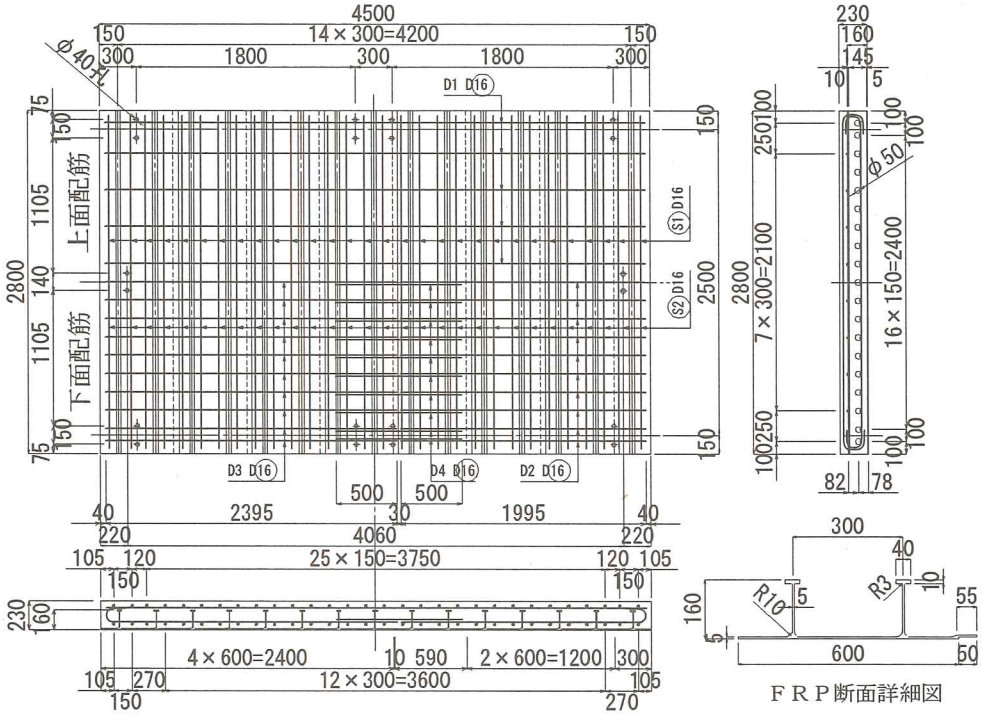
6.10　FRP 合成床版

（1）概要

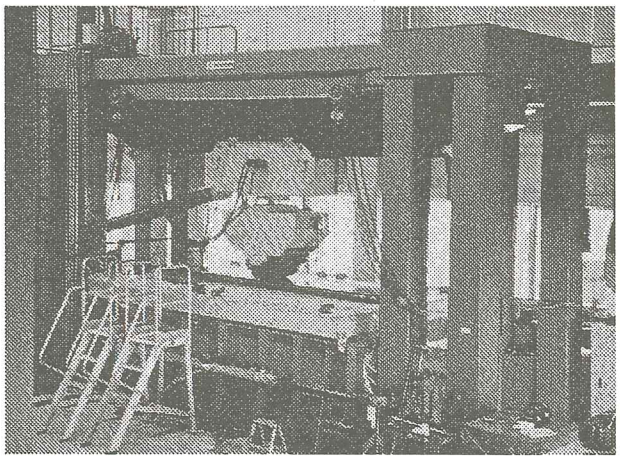
1）供試体の概要

ＦＲＰ合成床版は、ＦＲＰを支保工兼用の永久型枠として使用し、コンクリート硬化後は、ＦＲＰが鉄筋コンクリートと合成した断面で後死荷重、活荷重に抵抗する合成床版である。

供試体は、床版支間 3.0m の連続版で、Ｂ活荷重、大型車日交通量 2,000 台以上として設計したもので、床版厚はＦＲＰ底板を含む全厚で 23cm とした。この供試体の概要を図－6.10.1に示す。なお、本供試体には、現場継手部の疲労耐久性を確認するため、中央付近に１カ所の継手を設けた。



図－6.10.1　供試体詳細図（単位：mm）



写真－6.10.1　試験状況

2）試験結果の概要

① コンクリートの材料特性

ＦＲＰ合成床版と同一養生したコンクリート円柱供試体の圧縮試験結果および引張試験結果を**表-6.10.1**に示す。設計基準強度30N/mm²に対し、輪荷重走行試験開始時（材齢45日）での圧縮強度は、平均値で41.5N/mm²であった。また、別途実施した、材齢２８日における、ＦＲＰ合成床版と同一養生したコンクリート円柱供試体と、標準養生したコンクリート円柱供試体の圧縮試験結果を、**表-6.10.2**に示す。一般に、現場養生されたものは、標準養生のものより圧縮強度が低くなるが、今回の試験ではＦＲＰ合成床版と同一の養生としたコンクリート円柱供試体と標準養生のコンクリート円柱供試体で、圧縮強度は、ほとんど差がない。この理由として、今回のＦＲＰ合成床版が屋内で施工され、十分に散水養生されたためと考えられる。

表-6.10.1　コンクリートの材料試験（材齢４５日）

供試体	圧縮強度 N/mm²	引張強度 N/mm²	弾性係数 ×10⁴ N/mm²	ポアソン比
供試体同一養生	41.5	3.64	2.99	0.193

表-6.10.2　コンクリートの圧縮試験（材齢２８日）

供試体	圧縮強度 N/mm²	弾性係数 ×10⁴ N/mm²
供試体同一養生	39.8	2.83
標準養生	39.0	2.99

② ＦＲＰの材料特性

ＦＲＰのリブ方向、リブ直角方向の引張試験結果を、**表-6.10.3**に示す。ＦＲＰの引張強度は、繊維方向の規定値250N/mm²以上、繊維直角方向の規定値40N/mm²以上を満足している。

表-6.10.3　ＦＲＰの引張試験

供試体 No.	引張強度 N/mm²	弾性係数 ×10⁴ N/mm²
ＦＲＰリブ方向（繊維方向）	465	3.30
ＦＲＰリブ直角方向（繊維直角方向）	110	1.62

③ 鉄筋の材料特性

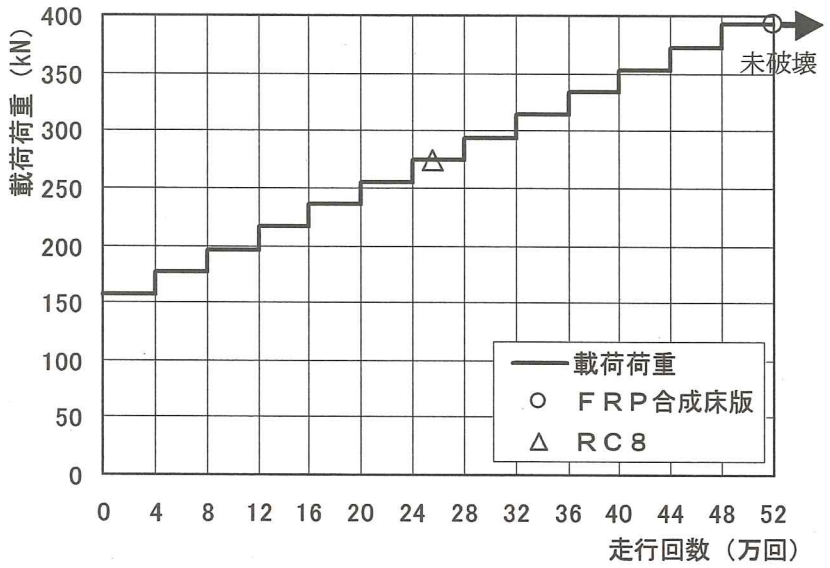
鉄筋の引張強度試験結果を**表-6.10.4**に示す。鉄筋は、公称降伏点応力 345～440N/mm²、公称引張強さ490N/mm²以上を満足している。

表-6.10.4　鉄筋の引張強度試験結果

供試体 No.	降伏点応力 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %	鋼種・材質 —
平均	382	572	21.9	D16　SD345

④ 破壊時走行回数

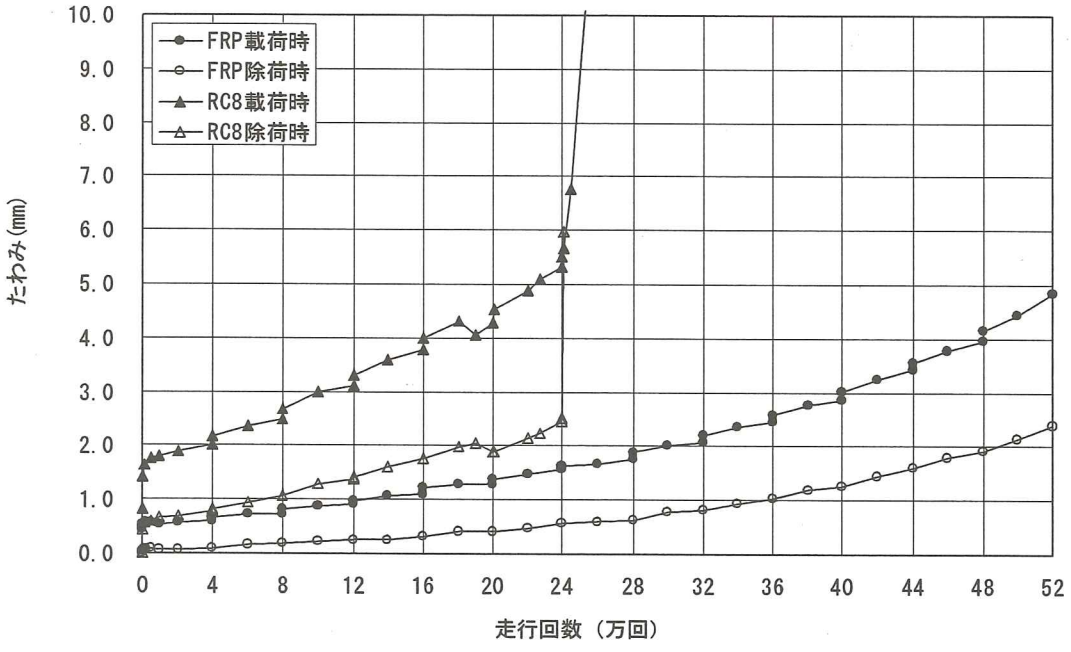
図－6.10.2に示すとおり、RC8 供試体が荷重 275kN、走行回数 25.6 万回で破壊したのに対し、ＦＲＰ合成床版は、走行回数 52 万回載荷後も破壊せずに終了した。



図－6.10.2　走行回数と載荷荷重の関係

⑤ 荷重―たわみの時系列変化

各走行回数毎の、床版中央における載荷時たわみと残留たわみの変化状況を示したものが図－6.10.3である。図より、ＦＲＰ合成床版のたわみは、走行回数 52 万回の載荷終了まで急激な変化はみられなかった。

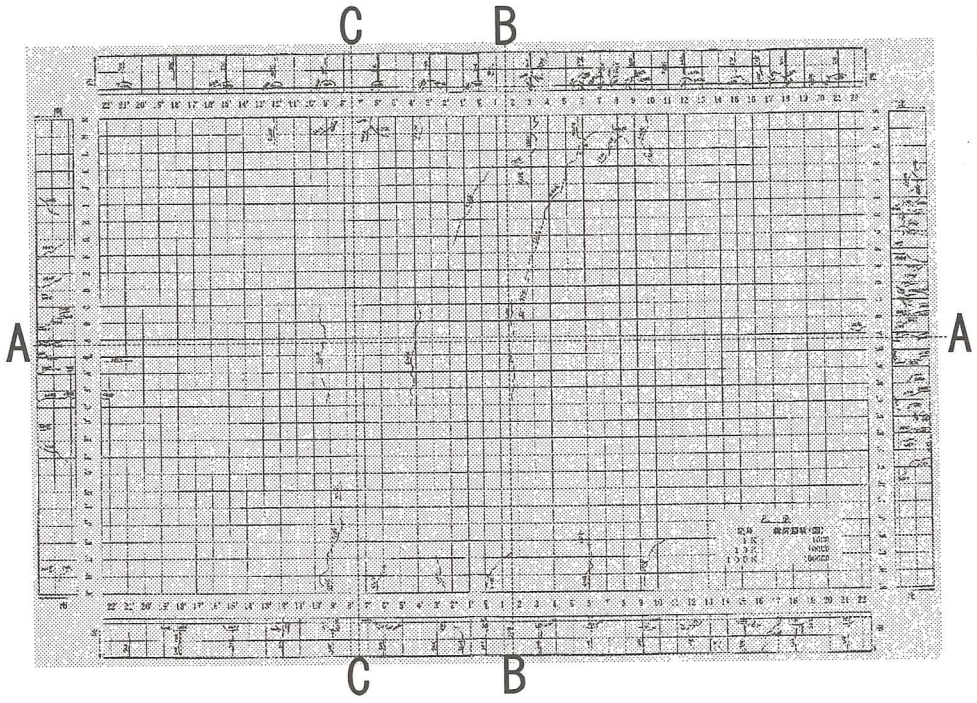


図－6.10.3　荷重－たわみ曲線

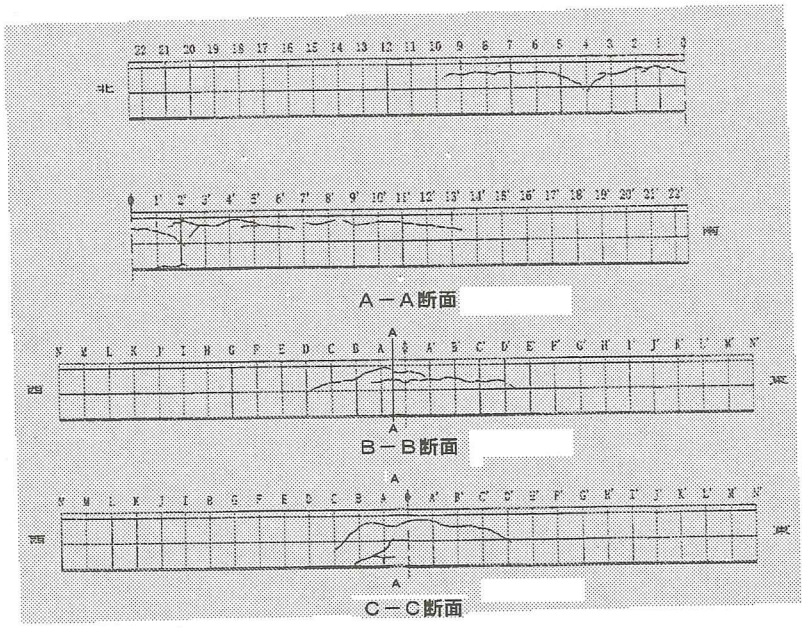
⑥ 破壊形態および供試体のひび割れ状況

ＦＲＰ合成床版は、荷重 392kN、走行回数 52 万回の載荷においても破壊に至らなかったが、図－6.10.4にコンクリート上面のひび割れ状況を示すように、走行回数 40 万回以降、橋軸直角方向に数本のひび割れが観察された。このひび割れは、ほぼ 60cm 間隔で生じており、ＦＲＰの継手位置と一致していた。

また、切断面のひび割れ状況は、図－6.10.5に示すように、ＦＲＰリブ頂部と上側鉄筋に沿ってひび割れが生じていた。



図－6.10.4　床版上面のひび割れ観察図



図－6.10.5　床版切断面のひび割れ観察図

（2）疲労耐久性評価

1）疲労耐久性評価手法

ＦＲＰ合成床版は、今回の輪荷重走行試験において、破壊に至っていないため、破壊形態は確定できないが、床版上面のひび割れ状況、ＦＲＰ下面の剥離状況、試験終了後の切断面のひび割れ状況などから推定すると、ＦＲＰの最終破壊形態は、ＦＲＰパネル幅の梁状化したシステムの押し抜きせん断破壊となるものと推定できる。このため、ＦＲＰ合成床版の疲労耐久性については、コンクリートの押し抜きせん断破壊について着目することとする。また、今回の試験では、ＦＲＰ部材での亀裂などの発生は見られなかったが、ＦＲＰの疲労耐久性についても検討を行う。

2）コンクリート部材の疲労耐久性

今回の試験は１体のみであり、その上破壊していないため、Ｓ－Ｎ曲線を求めることはできない。

このため、輪荷重のくり返し走行後の活荷重たわみと全断面有効の理論値との差を、引張側コンクリート無視の理論値と全断面有効の理論値との差で除した式(６．１０．１)により算出される値を劣化度とし、これと走行回数との関係により評価することとした。

$$D_S = (W - W_0)/(W_C - W_0) \quad \cdots \quad (6.10.1)$$

ここで、D_S：劣化度

W：測定値

W_0：全断面有効の理論値

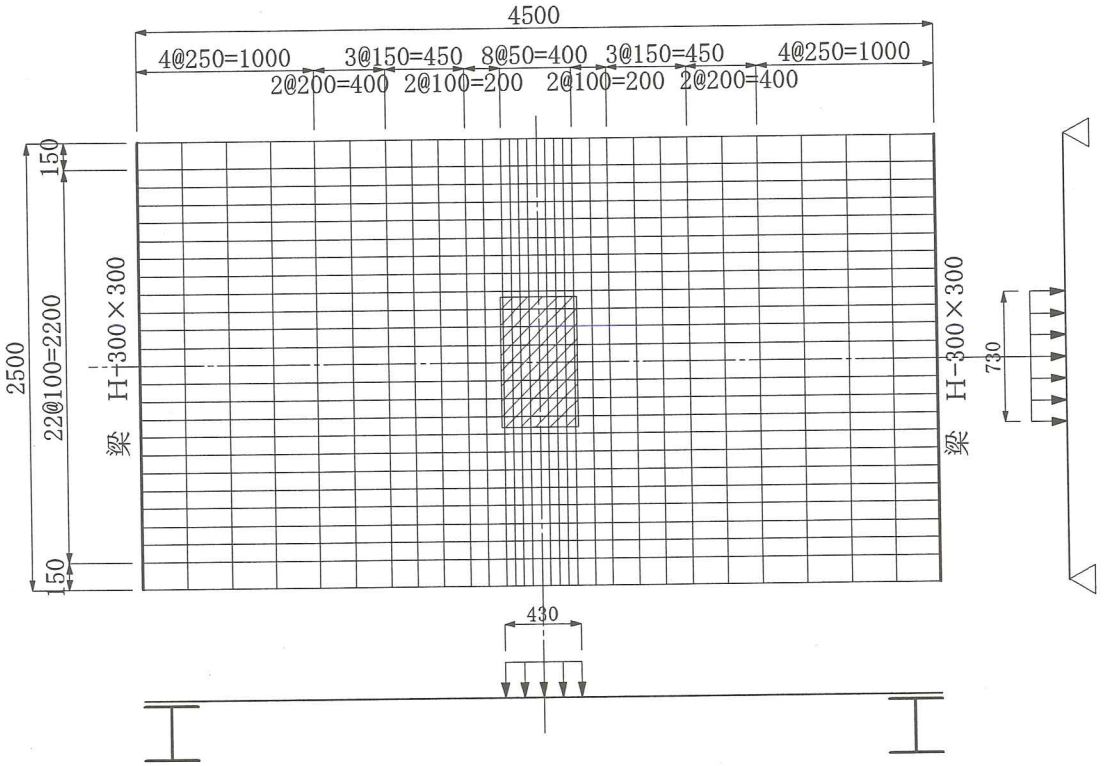
W_C：引張側コンクリート無視の理論値

① 構造解析

解析は、主鉄筋方向、配力筋方向それぞれの剛性を考慮した直交異方性版としたＦＥＭ解析により実施した。

② 要素分割および載荷荷重

ＦＥＭの要素分割は、**図－6.10.6**のとおりであり、荷重は、載荷板（20cm×50cm）上に等分布荷重として作用し、床版厚の１／２まで４５度で分散するものとして載荷した。



図－6.10.6　ＦＥＭ解析モデル（単位：mm）

③ 断面定数

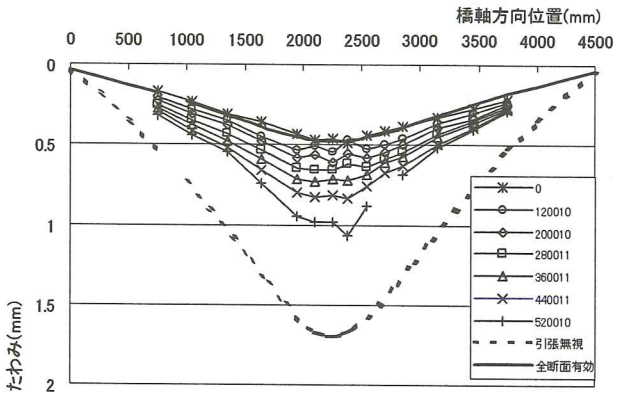
ＦＲＰ合成床版の剛性は、コンクリートの弾性係数を円柱供試体の試験結果を用い、主鉄筋方向については、ＦＲＰを有効とし、配力筋方向にはＦＲＰを無視した断面にて算出した。また、コンクリートの剛性は、引張側のコンクリートを有効としたものと、無視したものの２種類を行った。

④ 解析結果

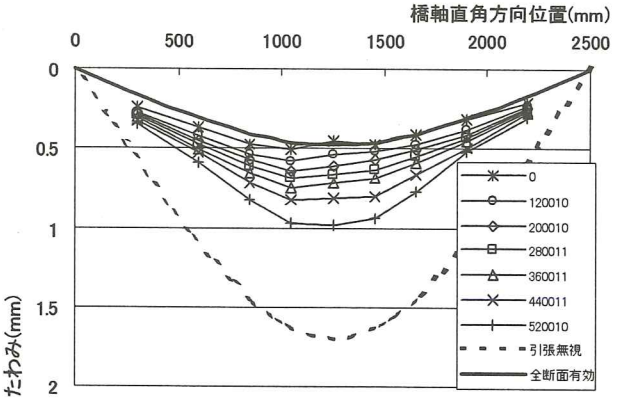
ａ）たわみ

各載荷段階毎の床版中央載荷時の載荷縦断面における活荷重たわみ曲線の変化状況を図－6.10.7に、中央の横断面における活荷重たわみ曲線の変化状況を図－6.10.8に示す。図中には、ＦＲＰパネルと鉄筋コンクリートを合成した断面で、コンクリートの全断面を有効とした場合、および引張側コンクリートを無視した場合のＦＥＭ解析値を併記した。なお、各走行回数毎のたわみ値は、すべて 157kN に線形換算したものである。

これより、載荷縦断面、載荷横断面とも、載荷初期においてコンクリートの弾性係数を材料試験結果の値を用いた全断面有効のＦＥＭ解析値にほぼ一致している。しかし、走行回数の増大に伴って徐々にたわみが増加し、引張側コンクリート無視のＦＥＭ解析値に近づいていくが、これは、荷重の繰り返しによりコンクリートにひび割れが生じ、剛性が低下していくことを示している。しかし、たわみの大きさは 392kN、52 万回載荷後でも引張無視のＦＥＭ解析値の１／２程度であった。これは、ＦＲＰパネルがコンクリートを拘束し引張ひび割れの進展を抑制するため、版の剛性低下が少なくなるものと考えられる。



図－6.10.7　載荷縦断面の活荷重たわみの分布
（157kN 換算値）



図－6.10.8　載荷横断面の活荷重たわみの分布
（157kN 換算値）

⑤ 階段載荷による等価繰り返し回数の算出

本試験の、階段状漸増載荷による荷重の違いを式(６．１０．２)により、基本荷重（157kN）の等価繰り返し回数に換算する。この方法は、これまで実施された輪荷重走行試験の結果より、活荷重たわみ、および残留たわみは一定荷重下では線形的に増加することが確認されていることを利用し、ここでも、活荷重たわみ、および残留たわみが共に線形的に増加するものと仮定して求める方法である。その結果、m=2 の場合が最も良い相関関係が得られた。

$$n_{eq} = \sum \left(P_i / P_0 \right)^m \times n_i \quad \cdots \quad (6.10.2)$$

ここで、n_{eq}：等価くり返し回数

P_i：載荷荷重

P_0：基本荷重

n_i：載荷回数

m：床版形式に依存する係数

⑥ 試験条件の影響

ａ）床版厚さの影響

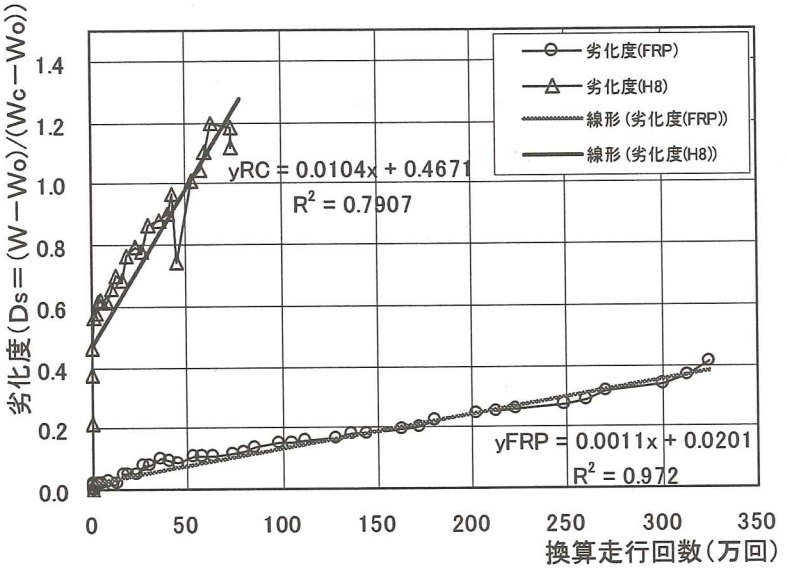
ＦＲＰ合成床版供試体の床版厚は、設計値の 230㎜（ＦＲＰ底板 5㎜ を含む）に対して、227㎜～239㎜ であった。このうち、239㎜ と+9㎜ であった箇所は、床版の部分的なものであり、床版中央付近では、+5㎜ 程度であった。したがって、床版中央付近での床版厚は、+2.2%程度であり床版厚の影響は少ないものと考えられる。

b）使用材料の影響

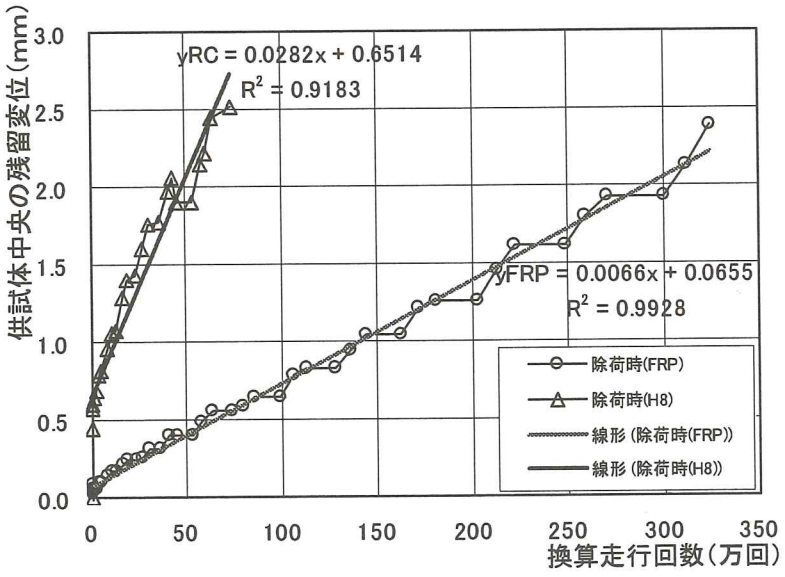
今回の試験におけるコンクリートの強度は、41.5N/mm² であり、設計強度の 30 N/mm² と比べ高い値となった。このため、コンクリートのヤング係数も大きくなり、劣化度を算出する際の理論たわみの値が小さくなる。そのため、理論たわみを求めるとき、実際のコンクリート円柱供試体による試験値を用いて計算することにより、コンクリート強度の補正を行うものとする。

⑦ 疲労耐久性評価

図－6.10.9に劣化度と換算走行回数との関係を、**図－6.10.10**に残留たわみと換算走行回数との関係を示す。これより、ＦＲＰ合成床版の疲労劣化はＲＣ床版と比べ非常に緩やかとなることが分かる。



図－6.10.9　劣化度と換算走行回数の関係（157kN換算値）



図－6.10.10　除荷時たわみと換算走行回数の関係（157kN 換算値）

3）ＦＲＰの疲労耐久性

ＦＲＰ合成床版におけるＦＲＰの断面は、ＦＲＰの弾性係数が鋼と比べ小さいことによりコンクリート打設時のたわみにより決定されることがほとんどである。また、コンクリート硬化後は、鉄筋コンクリートとＦＲＰが合成して活荷重に抵抗するため剛性が大きく、ＦＲＰに作用する応力は非常に小さくなる。このため、ＦＲＰの疲労に関しては、あまり問題とならないと考えられる。

①静的載荷時の計算応力と実応力の対比

ＦＲＰ合成床版のＦＲＰの応力は、橋軸直角方向については、ＦＲＰを有効し、引張側コンクリートを無視した計算を行う。また、橋軸方向については、ＦＲＰ底板、引張側コンクリートを無視して計算を行う。しかし、実際には、橋軸方向のＦＲＰ底板や引張側コンクリートもある程度有効であり、ＦＲＰの応力範囲は計算値よりもかなり小さいと考えられる。

そこで、試験による実測活荷重ひずみより求めた応力と計算応力の対比結果を表-6.10.5に示す。

表-6.10.5　計算応力と実測応力との対比

荷重 (kN)	計算応力 (N/mm^2)	実測応力 (N/mm^2)	実測／計算
157	16.6	3.9	0.23
177	18.3	4.8	0.26
196	20.1	5.9	0.29
216	21.9	7.2	0.33
235	23.6	8.8	0.37
255	25.4	10.2	0.40
275	27.2	11.7	0.43
294	28.9	13.6	0.47
314	30.7	15.2	0.50
333	32.5	16.7	0.51
353	34.2	18.6	0.54
373	36.0	20.7	0.57
392	37.8	24.4	0.65

これより、実測／計算は、最終の 392kN でも 0.65 であり、実際にＦＲＰに作用する応力は非常に少ないことがわかる。

②荷重移動の影響

床版供試体上を輪荷重が往復移動することに伴い、ＦＲＰひずみの動的変動範囲は静的載荷時に比べて大きくなる。このため、動的ひずみの変動範囲$\Delta\varepsilon_D$（５分間計測の最大値－最小値）と静的載荷ひずみ範囲$\Delta\varepsilon_S$（載荷時ひずみ－除荷時ひずみ）から、荷重移動の影響による静的ひずみの増加率ｉを次式のように表し、この式により求めたＦＲＰのひずみの増加率を**表－6.10.6**に示す。

$$i = (\Delta\varepsilon_D - \Delta\varepsilon_S) / \Delta\varepsilon_S \qquad (6.10.3)$$

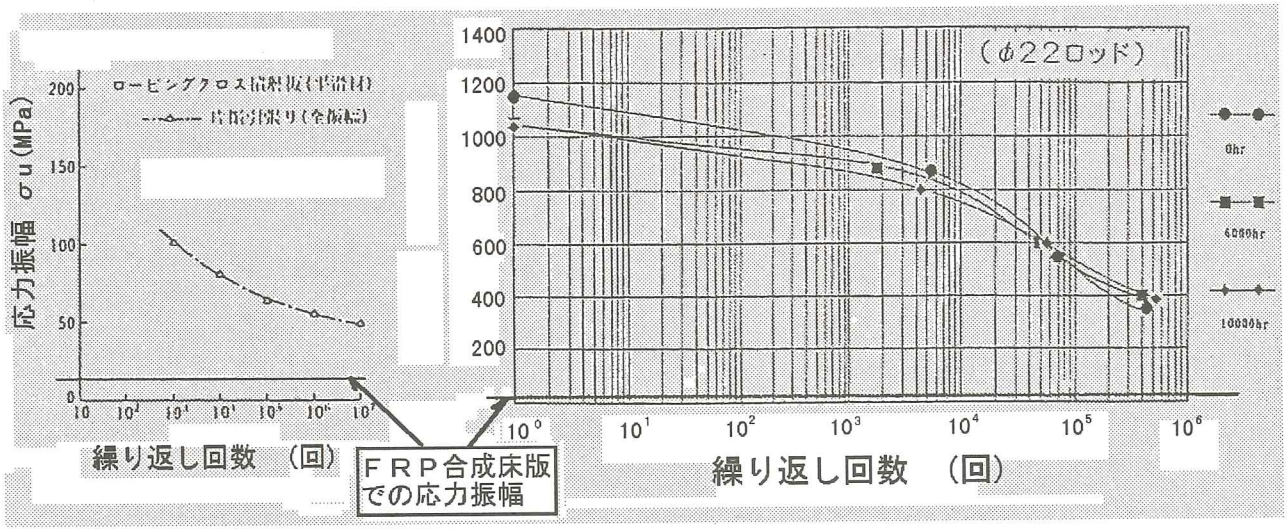
表－6.10.6　荷重移動の影響による静的ひずみの増加率ｉ

部材	荷重移動の影響による静的ひずみの増加率ｉ												
	荷重ステップ（kN）												
	157	177	196	216	235	255	275	294	314	333	353	373	392
ＦＲＰ合成床版	0.39	0.12	0.10	0.10	0.07	0.09	0.08	0.05	0.05	0.08	0.09	0.12	0.13

これより、ＦＲＰの静的ひずみの増加率ｉは、初期の157kNで0.39と若干大きい値を示すが、これ以降は0.1程度であり、荷重移動によるひずみの増加は少ないことがわかる。

③疲労耐久性評価

ＦＲＰのＳ－Ｎ曲線としては、ＦＲＰ構造設計便覧（強化プラスチック協会）のもの、およびＦＲＰロッドのものがある。これに、前述の応力振幅を記入すると**図－6.10.11**のとおりとなる。



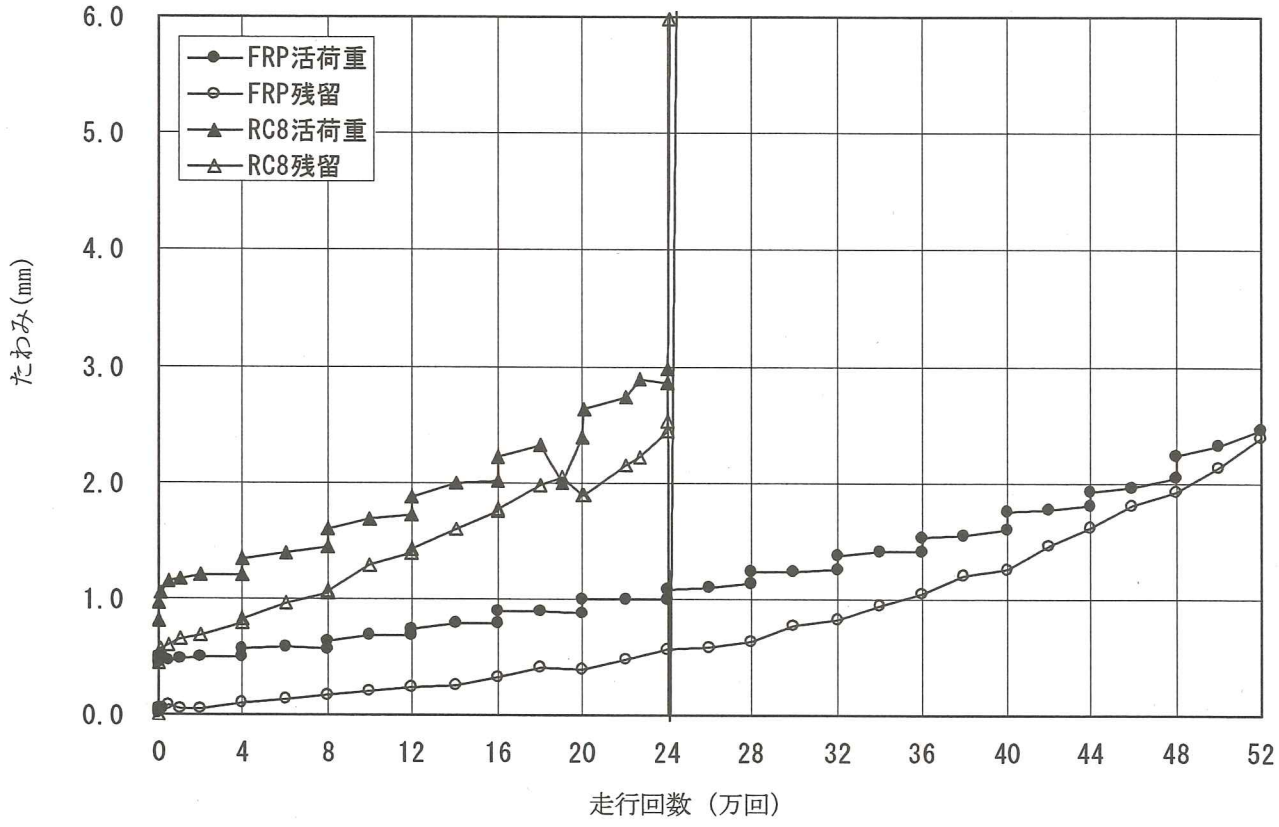
図－6.10.11　ＦＲＰのＳ－Ｎ曲線

このＳ－Ｎ曲線のうち、ロービングクロス積層板のものは、ハンドレイアップ成形法のものであり、ロッドのものが引抜き成形法のものである。本床版で使用しているＦＲＰは、引抜き成形品であるためロッドに近いものとなる。以上より、ＦＲＰに作用する応力は小さく、ＦＲＰの疲労に関しては問題とならない。

（3）その他性能評価

1）たわみによる剛性評価

各載荷回数ごとの床版中央におけるたわみを活荷重たわみと残留たわみに分離し、その変化状況を示したものが**図－6.10.12**である。ここに、残留たわみとは、くり返し載荷後の除荷時のたわみであり、活荷重たわみは総たわみから残留たわみを差し引いた弾性たわみを示す。なお、図中には、RC8 供試体の試験結果も併記した。これより、ＦＲＰ合成床版のたわみは、共に走行回数 52 万回の載荷終了まで、急激な変化はみられず、最終段階まで本床版が健全であったことが確認できた。また、ＦＲＰ合成床版の活荷重たわみは、RC8 と比較すると、初期段階で約 1/2、RC8 供試体が破壊する直前の走行回数 24 万回付近では、約 1/3 であり、剛性低下が少ないことが確認できる。

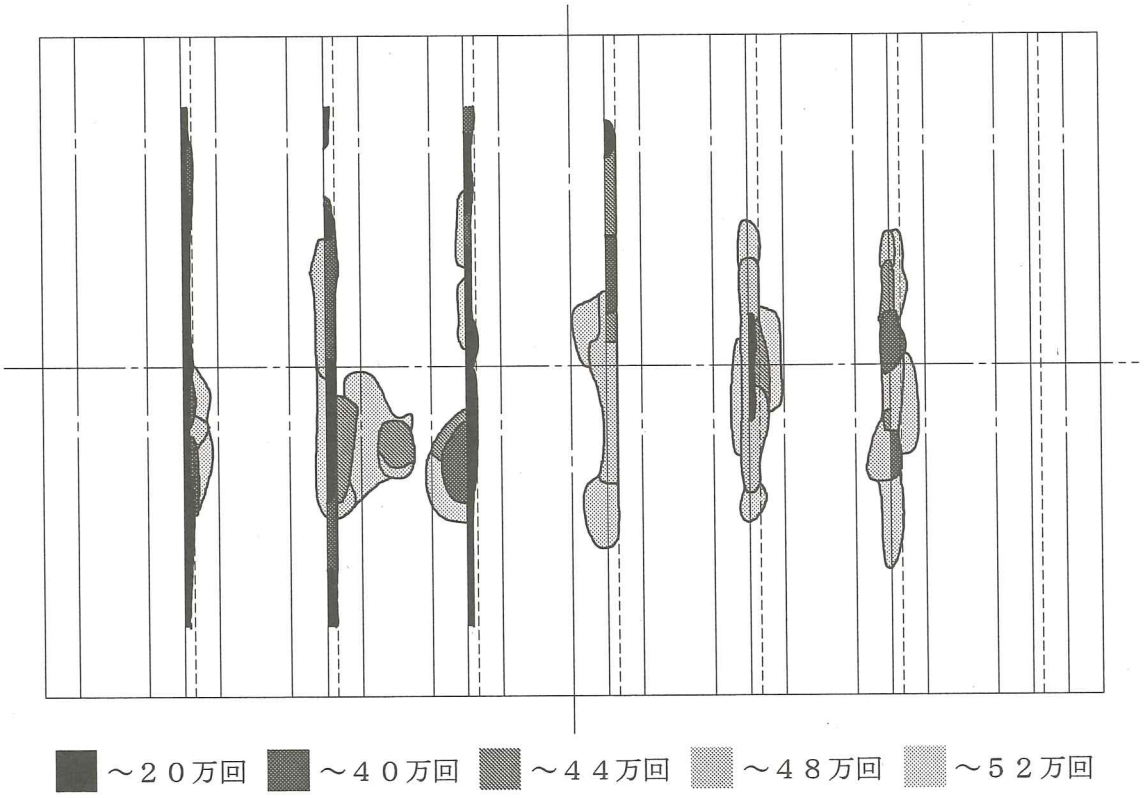


図－6.10.12　荷重－たわみ曲線

2）ひび割れ評価

a）底板とコンクリートの剥離

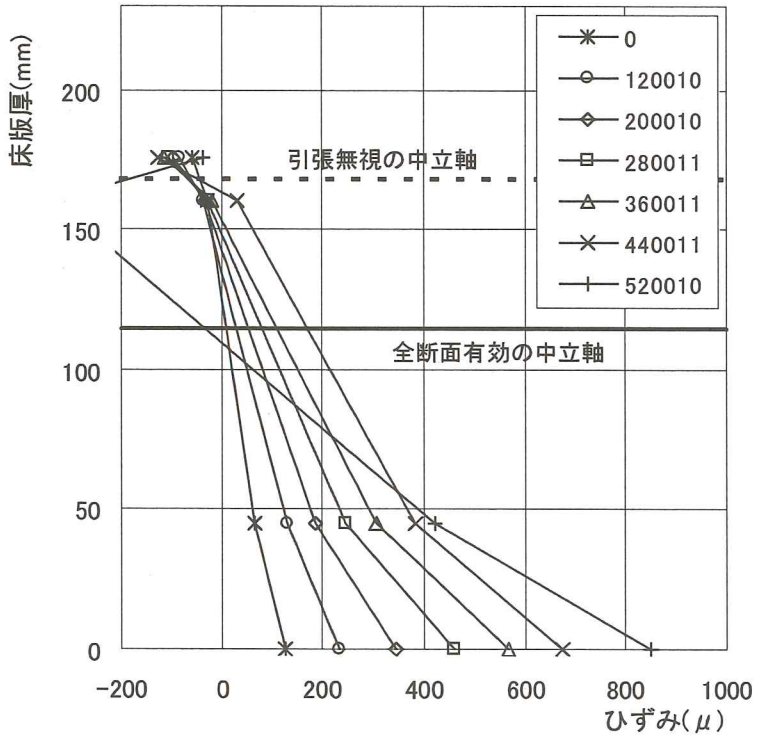
図－6.10.13にＦＲＰ底板とコンクリートとの剥離状況を示す。図中で、ＦＲＰの重ね継手部では、接着部の変状による打音変化部を剥離として表現したが、載荷縦断面の活荷重たわみ分布や、継手部中央の開口量の変化状況から判断して、この部分における剥離は、接着部における部分的な剥離でありＦＲＰ底板とコンクリートとの剥離とは考えられない。したがって、図中のパネル継手部分の剥離を無視すると、ＦＲＰとコンクリートとの剥離は、走行回数40万回までほとんど発生していないと考えられる。そして、これ以降の載荷により、ＦＲＰの継手部近傍に部分的な剥離が観察された。しかし、他のほとんどの部分では剥離は生じておらず、砂接着によりＦＲＰとコンクリートとの付着が実験終了まで確保されていたことがわかった。



図－6.10.13　各載荷段階毎のたたき点検によるＦＲＰ底板とコンクリートとの剥離状況

b）中立軸位置によるコンクリート内部ひび割れの推定

図－6.10.14に床版中央での主鉄筋断面の維ひずみ分布を示す。これらのひずみは、それぞれ、ＦＲＰパネル下面、下側主鉄筋、ＦＲＰリブ上面、上側主鉄筋における測定値である。また、本図には、全断面有効の場合と引張側コンクリートを無視した場合のＦＥＭ解析により求めた中立軸位置も併記している。これより、ひずみは、最終の走行回数52万回を除いて概ね直線分布しており、断面内でＦＲＰと鉄筋コンクリートが合成して挙動していることがわかる。また、中立軸の位置は、載荷初期では、全断面有効の中立軸位置とほぼ一致するが、載荷とともに上方へ移動していく状況が読みとれる。これは、コンクリートのひび割れが徐々に進展しているものと思われる。さらに、走行回数52万回載荷後では、ＦＲＰ上面で圧縮ひずみが大きくなり平面保持が崩れている。これは、この時点でＦＲＰリブ上面で、コンクリートとＦＲＰ間に剥離が生じたものと推定できる。



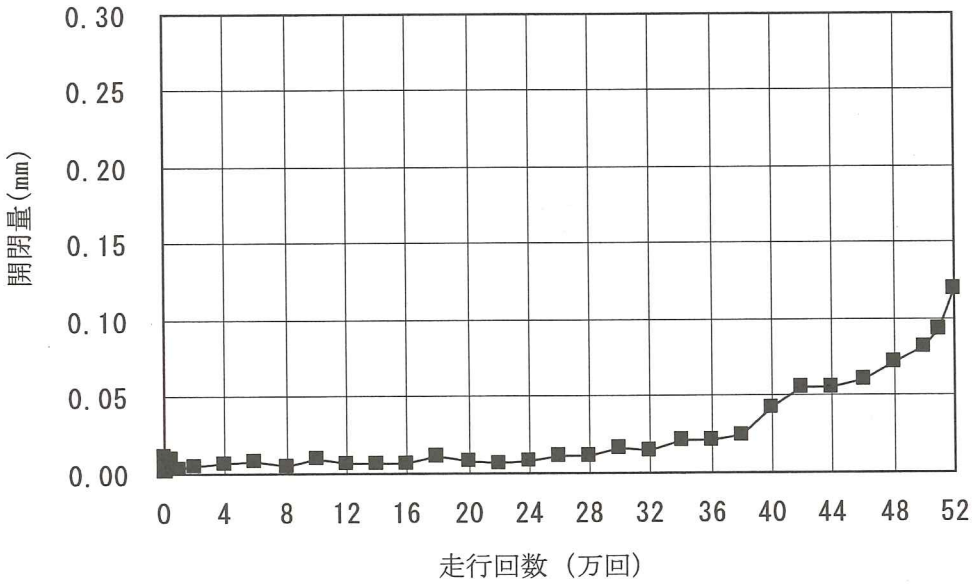
図－6.10.14　断面内での維ひずみ分布

（4）疲労耐久性評価手法に関する留意事項

1）荷重の影響

階段状荷重漸増載荷試験では、実際の交通荷重よりかなり大きな荷重が載荷される。このため、通常の荷重レベルでは生じないような損傷が生じる場合がある。

図－6.10.15に継手部中央πゲージの開口量と走行回数の関係を示すが、開口量が載荷荷重333kN、走行回数38万回以降増加しており、この時点でＦＲＰパネルの接着が剥離したものと思われる。この剥離は、輪荷重走行時の下面状況の観察から、車輪の移動によりＦＲＰのラップ部に引き剥がそうとする力が作用しているものと推察でき、この面外方向の力によって接着部に剥離が生じたものと考えらる。しかし、載荷荷重333kNは通常の交通荷重よりかなり大きい荷重であり、このような剥離は、通常の荷重レベルでは生じないものと考えられる。



図－6.10.15　継手部中央の開口量（157kN換算値）

（4）まとめ

ＦＲＰ合成床版は、輪荷重走行試験により破壊に至らなかった。そこで、ＦＲＰ合成床版の疲労耐久性に関して、劣化度によるコンクリート部の疲労耐久性とＦＲＰの疲労耐久性に関する評価を行った。その評価結果について以下に示す。

① ＦＲＰ合成床版のくり返し載荷後のたわみは、荷重 392kN、走行回数 52 万回載荷後も引張コンクリートを無視した理論値に達しておらず、ＦＲＰパネルがひび割れの進展を抑制することが確認された。

② ＦＲＰ合成床版の疲労劣化の進展は、ＲＣ床版に比して、初期載荷による劣化が少なく、劣化の進展も非常に緩やかであることがわかった。

③ ＦＲＰの疲労照査に関しては、ＦＲＰが鉄筋コンクリートと合成していること、ＦＲＰのヤング係数がコンクリートと同程度であることから、応力振幅が非常に小さく、十分な疲労耐久性を有していることがわかった。

以上より、実橋においても現行道示によるＲＣ床版よりも疲労耐久性が高いものと思われる。

コンクリート系床版編

目次

1．疲労耐久性評価 …… 287
　1．1　コンクリート系床版の概要 …… 287
　1．2　基準床版との相対比較 …… 287
2．その他性能の評価 …… 289
　2．1　たわみ …… 289
　2．2　目地の開き …… 290
　2．3　ひび割れ …… 292
3．疲労耐久性評価に関する留意事項 …… 297
　3．1　試験の影響 …… 297
　3．2　使用材料の影響 …… 298
　3．3　供試体の製作誤差の影響 …… 299
　3．4　ＰＣ床版に対する検討課題 …… 300
4．工法個別の評価 …… 303
　4．1　Ｚ床版 …… 303
　4．2　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版 …… 312
　4．3　ＢＡＲＤ床版 …… 328
　4．4　ＳＢパネル …… 356
　4．5　リブ付きマッチキャスト床版およびリブ付きプレキャスト床版 …… 371
　4．6　チャンネル形状プレキャストＰＣ床版工法 …… 385
　4．7　ＵＩスラブ …… 401

1．疲労耐久性評価

1．1　コンクリート系床版の概要

本章では，表－1.1.1に示す７種類のコンクリート系床版について記述する．

この７種類のコンクリート系床版は，プレファブ床版，ハーフプレキャスト床版，プレキャスト床版の３種類に大別できる．プレファブ床版（A工法）とは，底鋼板を型枠として使用して床版厚の全厚を場所打ちとするものである．ハーフプレキャスト床版（B工法，C工法）とは，床版厚の下側を厚さ 10 cm 程度のプレキャスト製品のコンクリート版として，これを型枠として残りの部分を場所打ちとするものである．プレキャスト床版（D工法～G工法）とは，床版厚の全厚をプレキャスト床版とするものである．

表－1.1.1　コンクリート系床版工法の分類

工法の名称		工法の分類		構造の特徴				その他
				直角方向	橋軸方向	床版厚（cm）	現場継手	
A		プレファブ床版		RC	RC	24	なし	
B		ハーフプレキャスト床版		PC		22	あり	
C	C－1			RC		22．5		プレキャスト版にPCを導入
	C－2					20		
D	D－1	プレキャスト床版	RC		PC	20		フルプレの７５％
	D－2							〃　５０％
E	E－1					22（33）		ドライ目地＝凹凸
	E－2							〃　＝平坦
F	F－1		PC	PC		17（27）		直角方向フルプレ
	F－2							両方向ともPRC
G					RC	25		

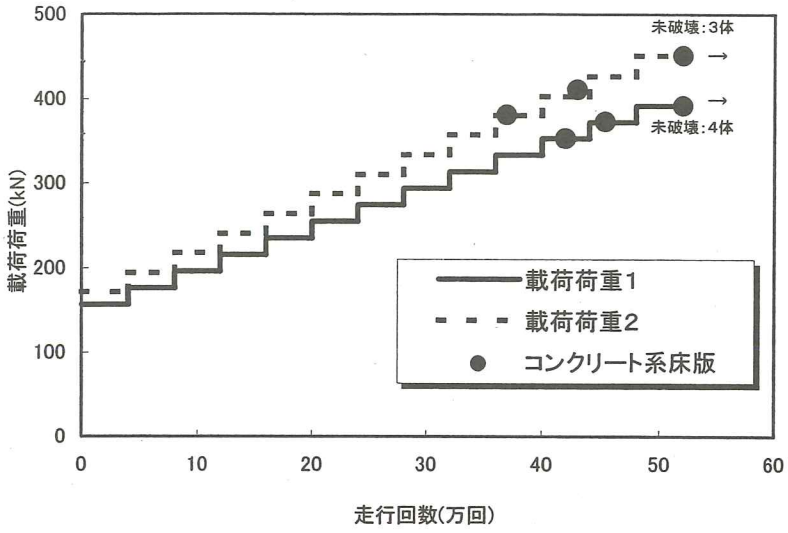
（　）内の床版厚は継手部を示す．

1．2　基準床版との相対比較

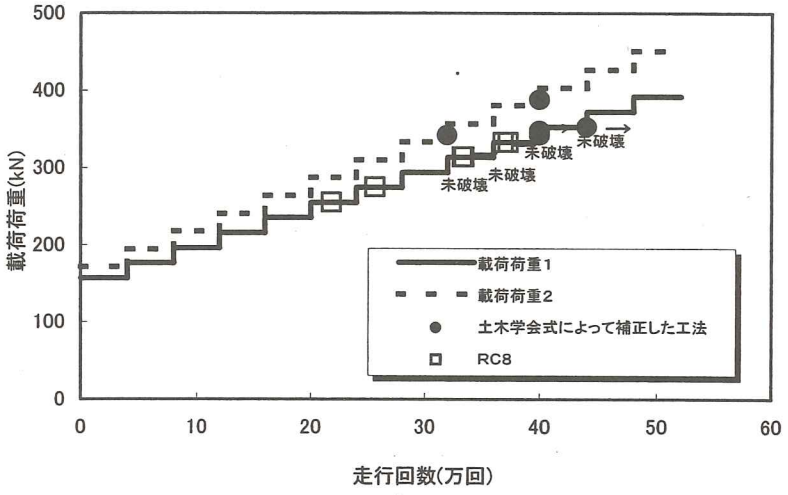
コンクリート系床版７工法１１供試体の補正前の試験結果（以下，試験結果と記す）を図－1.2.1に示す．ここで，載荷荷重１は当初計画通りの階段載荷荷重であり，載荷荷重２は試験終了後に実施した荷重検定に基づき校正した階段載荷荷重である．

これら１１供試体の試験結果を補正した値と基準床版（ＲＣ８供試体）のコンクリート強度補正後の値を相対比較したものが図－1.2.2，図－1.2.3である．ここで，３章で述べるコンクリートと実圧縮強度の設計基準強度の差を土木学会の設計せん断力算定式[1)]に準拠し補正したものが図－1.2.2であり，また松井の式[2)]，東山・松井の式[3)]のPsxを適用して補正した値が図－1.2.3である．

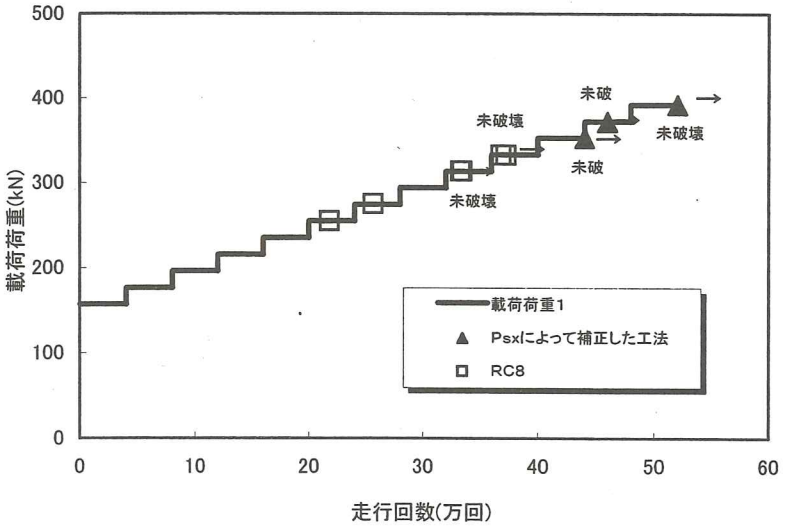
図－1.2.2，図－1.2.3から，コンクリート系床版は全７工法とも基準床版（ＲＣ８）を上回っており，何れも基準床版（ＲＣ８）より高い疲労耐久性能を有していることが解る．



図－1.2.1　コンクリート系床版７工法の補正前の試験結果



図－1.2.2　基準床版（ＲＣ８）とコンクリート系床版の試験結果（土木学会式によって補正）



図－1.2.3　基準床版（ＲＣ８）とコンクリート系床版の試験結果（Psx によって補正）

2．その他性能の評価

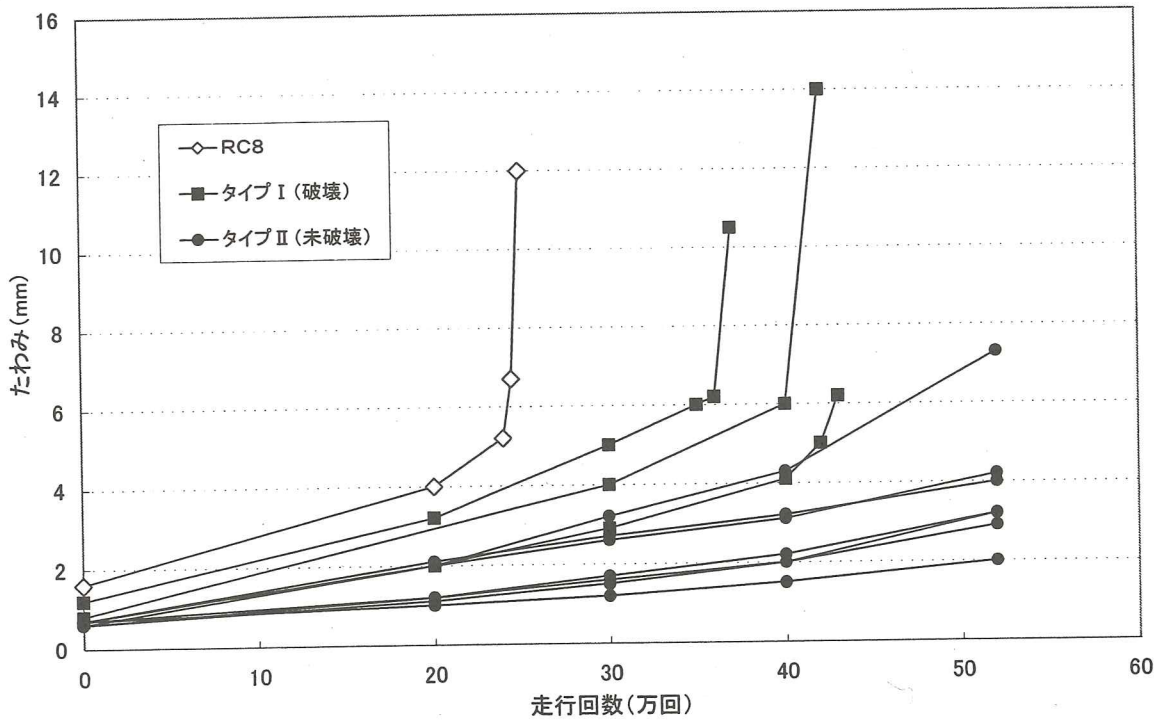
2．1　たわみ

床版の過大なたわみ・変形は，車両走行の安全性や快適性を損なうばかりでなく，防水層や舗装に対して損傷などの悪影響を与える場合があるため，適切な剛性が確保されていることを確認する必要がある．

図－2. 1. 1 にコンクリート系床版 7 工法のたわみ（載荷時）と走行回数の関係を示す．

各工法の床版中央のたわみ性状は，破壊したものと未破壊で試験を終了したものの 2 種類に分類できる．破壊したものは基準床版（ＲＣ８）と同様に，破壊直前においてたわみ剛性が低下してたわみが急増する現象が見られ，その時のたわみ値は 4～6 mm 程度であった．未破壊で終了したものは載荷初期からたわみ剛性が大きく，試験終了までたわみ剛性が大きく低下してたわみが急増する現象は見られない．

基準床版（ＲＣ８）はたわみ 4 mm，走行回数 20 万回を超えるとたわみ剛性の低下が顕著であるが，コンクリート系床版 7 工法は試験終了時までたわみが 4 mm に到達しないか，またはたわみが 4 mm に到達してもその時の走行回数は基準床版の走行回数 20 万回を上回るものであった．これより，コンクリート系床版 7 工法は基準床版（ＲＣ８）より高いたわみ剛性を有していると言える．



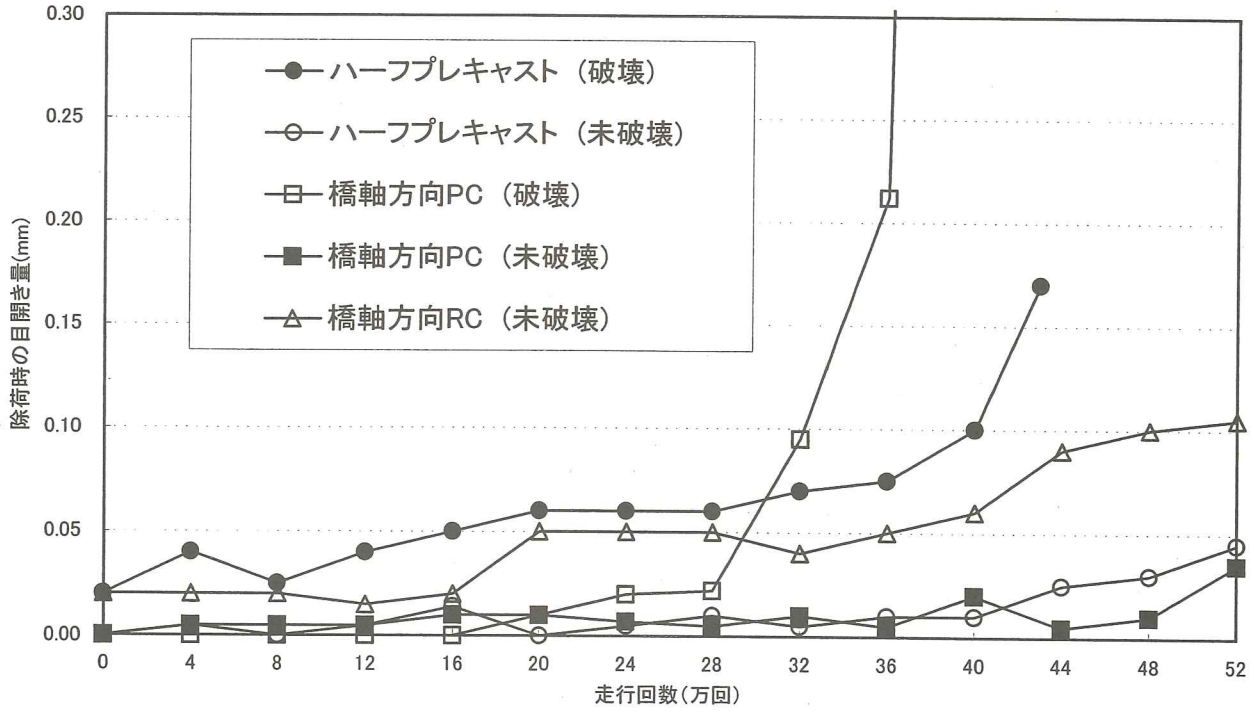
図－2. 1. 1　コンクリート系床版 7 工法のたわみ（載荷時）と走行回数の関係

2．2　目地の開き

コンクリート系床版７工法のうちＡ工法を除く６種類は，プレキャストRC版または，PC版を現地で架設する方式であり，必ず橋軸方向に目地が生じることになる．過大な目地の開きは，床版コンクリート中の鋼材に有害な錆を発生させる原因ともなるため，目地が所要の性能を確保していることを確認する必要がある．

今回の試験では，それぞれの工法で載荷時と除荷時に，πゲージを使用して目地の開きを計測している．床版コンクリート中の鋼材の腐食に対しては，設計荷重であるＢ活荷重のＴ荷重が床版に作用した時の目地の開き，および除荷時の目地の開きについて評価する必要があるが，今回の試験では設計荷重を超える荷重域で試験をしていることから，除荷時における目地の開きに着目した．

図－2.2.1に，コンクリート系床版７工法のうちＡ工法を除く６種類の除荷時における目地の開きと走行回数の関係を示す．破壊したものの床版中央の除荷時における目地の開きは，床版中央のたわみ性状と同様に破壊直前において目地の開きが急増する現象がみられた．また，未破壊で終了したもののなかではハーフプレキャスト床版および橋軸方向にプレストレスを導入した床版における目地の開きは小さい値で推移する傾向にあった．



図－2.2.1　各工法の除荷時における目地の開きと走行回数の関係

表－2.2.1に各床版における目地の開きに対する評価の結果を示すが，何れの床版も目地の開きは微少であり，床版コンクリート中の鋼材の腐食に対して特に問題にならないと評価している．

表－2.2.1　各工法の目地の開きに対する評価結果

工法の名称	評価手法	結果
B，C，E，F，G	鋼材の腐食に対する許容ひび割れ幅（w_a）で評価 土木学会コンクリート標準示方書に準拠し，w_a＝0.0035 c（ここで，c は鉄筋のかぶり）	問題なし
D	初載荷期荷重 157kN において，床版上下面とも目地の開きが観察されないこと，床版本体が疲労破壊する直前において，床版下面の残留開き量が 0.2mm を越えないこと	問題なし

注記）A工法は現場打ち床版で目地の開きについては言及していない．

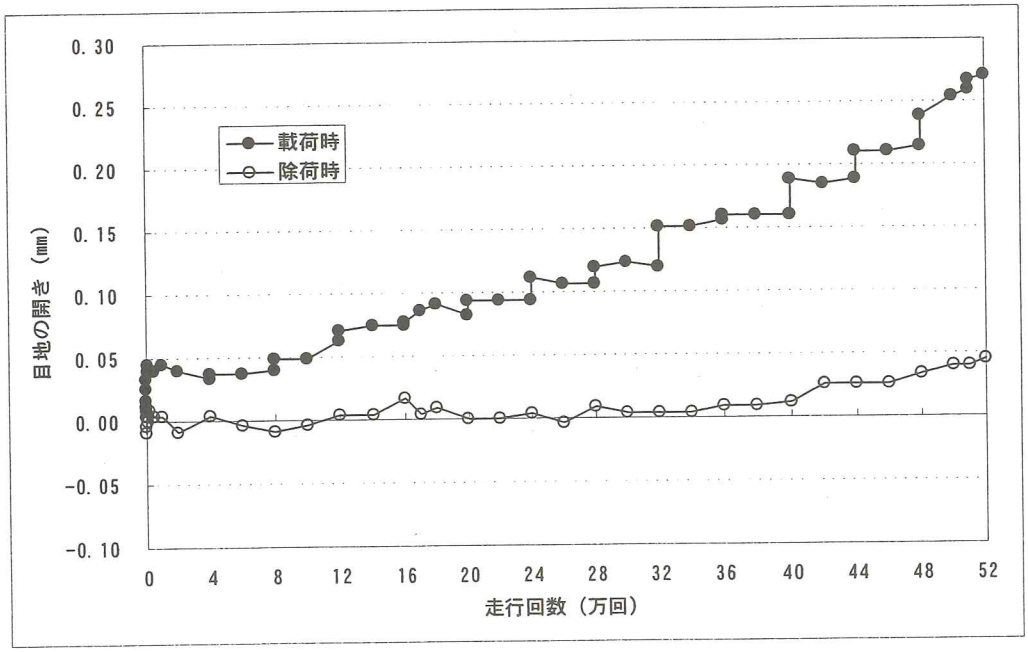
一例として，**図－2.2.2** にB工法の場合における目地の開きの実測値を示す．これによれば供試体の中央に設けられた現場継手の目開き量をπゲージにより計測した結果は以下のとおりである．

・輪荷重走行試験開始時（ 4 万回，157 kN）；載荷時＝0.05 mm，除荷時＝0.01 mm

・輪荷重走行試験終了時（52 万回，392 kN）；載荷時＝0.27 mm，除荷時＝0.05 mm

一般に，鉄筋の防錆上から決定される許容ひび割れ幅は，鉄筋のかぶりを c とすれば，土木学会のコンクリート標準示方書[4]によると一般の環境の場合で 0.005c，特に厳しい腐食性環境の場合で 0.0035c である．ここにB工法における鉄筋のかぶり（c＝40 mm）を適用すれば，0.005c＝0.2 mm，0.0035c＝0.14 mm となる．

一方，輪荷重走行試験開始時の 157 kN 載荷時における目開き量は 0.0035c を遙かに下回っており，除荷時の目開き量はほとんど 0 であった．また，輪荷重走行試験終了時の目開き量は，392kN 載荷時には 0.005c を若干上回るものの，除荷時には 0.0035c をも下回っていた．このようなことから，B工法における現場継手の目開き量は鉄筋の腐食に対して特に問題ないものと考えている．



図－2.2.2　B工法における目地の開き（実測値）

２．３　ひび割れ

一般に，ＲＣ床版は橋軸直角方向のひび割れが先行し，その後橋軸方向のひび割れが発生して，最終的にはひび割れが亀甲状に進展して押抜きせん断破壊することが知られている．輪荷重走行試験においては，床版のひび割れ状況を観察することにより疲労破壊の形態を推測することが可能となることが考えられる．

コンクリート系床版７種類のうちＡ工法を除く６種類は前述の**表－1.2.1** に示すように橋軸直角方向，橋軸方向のいずれか，または両方向にプレストレスを導入した床版である．

これらの床版は下面がコンクリート面であり，各載荷段階においてひび割れ状況の観察を行なっている．床版下面のひび割れ観察を行なった床版のうち破壊した床版は，Ｃ工法（その２），Ｄ工法（その１）と（その２）の３体であるが，いずれの床版も破壊直前には床版下面に亀甲状のひび割れが発生し，押抜きせん断破壊して試験を終了している．また未破壊で試験を終了した供試体も，試験終了時には供試体下面に亀甲上のひび割れに進展もしくはその途上と思われる状態が確認された．

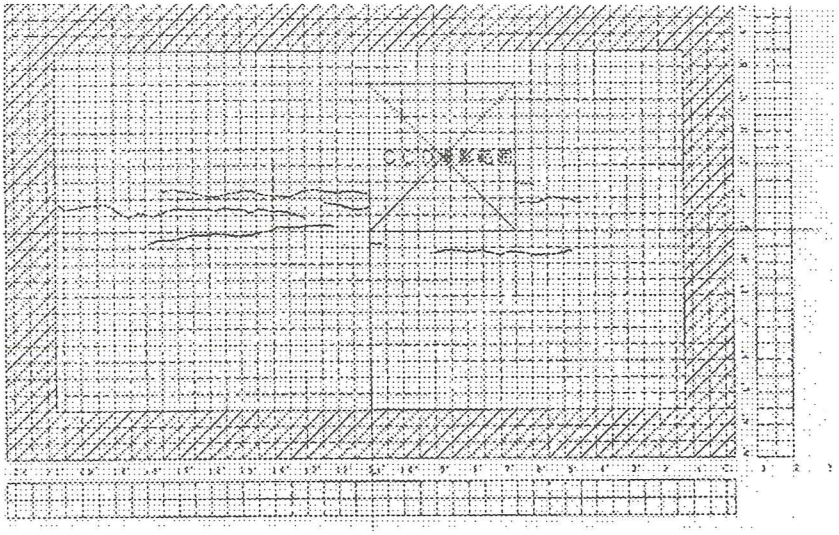
ひび割れが発生した載荷荷重および走行回数は各供試体により差があるが，これは各供試体が有する剛性の違い，プレストレス導入方向，および導入プレストレス量の違いに起因するものと思われる．ただし，いずれの床版もプレストレス導入方向はその導入プレストレスにより設計荷重時におけるひび割れ発生を制御可能な構造であり，プレストレスを導入していない方向も鉄筋コンクリート構造としてひび割れ幅を制御可能であることから，ひび割れに対する面で問題はないと考えられる．

橋軸方向にプレストレスを導入した工法の供試体の例として，Ｄ工法（その１）の供試体下面におけるひび割れ進展状況を**図－2.3.1～図－2.3.3** に示す．ひび割れは載荷荷重 157 kN，走行回数 100 回から支間中央に橋軸方向のものが部分的に発生し，載荷荷重 196 kN，走行回数９万回から供試体中央付近でつながっている．**図－2.3.1** に示すように，載荷荷重 255 kN，走行回数 20 万回では供試体中央でつながった橋軸方向のひび割れが確認できる．その後載荷荷重 275 kN，走行回数 27 万回までは橋軸方向のひび割れが支点に近い範囲まで増加し，**図－2.3.2** に示すように載荷荷重 294 kN，走行回数 30 万回で橋軸直角方向のひび割れが発生し始めている．**図－2.3.3** に示すように載荷荷重 373 kN，走行回数 45 万回では輪荷重走行直下付近のひび割れが格子状になっていることがわかる．

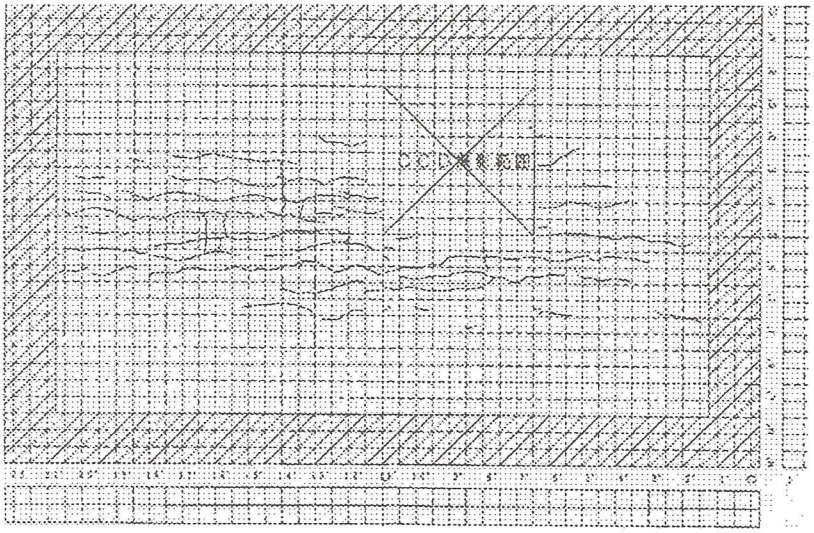
次に，ハーフプレキャスト床版の例として，Ｂ工法の供試体下面におけるひび割れ進展状況を**図－2.3.4～図－2.3.6** に示す．ひび割れは，**図－2.3.4** に示すように載荷荷重 235 kN，走行回数 16 万回で発生した．ひび割れは橋軸直角方向が先行し，その後載荷荷重が大きくなるにしたがって橋軸方向のひび割れも発生して亀甲状に進展した．**図－2.3.6** に示すように載荷荷重 294 kN，走行回数 32 万回ではひび割れが橋軸方向にも発生して亀甲状に進展する状況が確認できる．また**図－2.3.6** に示すように，ひび割れ幅は載荷荷重 392 kN，走行回数 52 万回の輪荷重走行試験終了時において最大で 0.1 ㎜程度であり，小さいものであった．供試体中央に設けたループ式継手にはひび割れはあまり発生しなかった．

橋軸方向，および橋軸直角方向にプレストレスを導入した工法の供試体として，Ｆ工法（その１）の供試体下面におけるひび割れ進展状況を**図－2.3.7～図－2.3.9** に示す．なお，Ｆ工法の供試体は４枚のプレキャスト床版で構成されており，中央の２枚はＰＣ版で，両側の２枚はＲＣ版である．ひび割れは**図－2.3.7** に

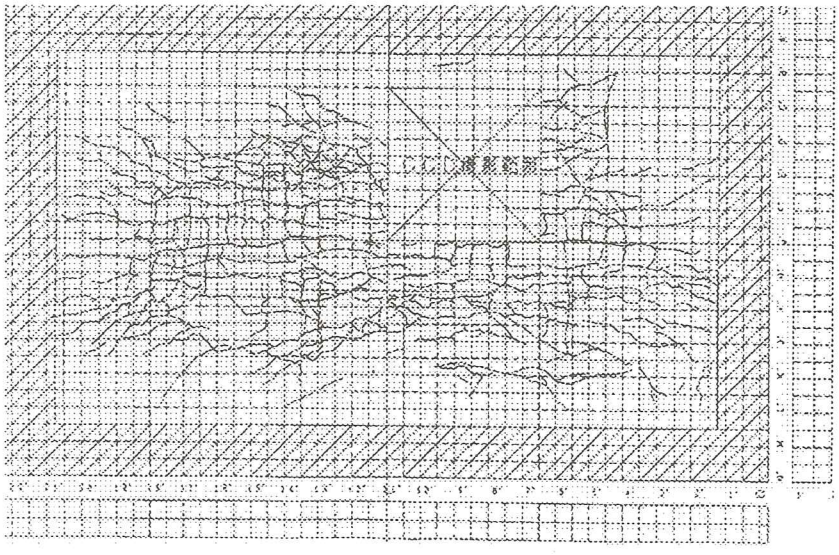
示すように載荷荷重 235kN、走行回数 18 万回で発生しており，リブ部では橋軸方向に，床版部ではリブ部付け根に橋軸直角方向に発生した．載荷荷重の増加に伴い，床版部では橋軸直角方向のひび割れが目立つようになり，**図－2. 3. 8** に示すように載荷荷重 314kN，走行回数 34 万回では橋軸方向のひび割れがかなり確認できる．**図－2. 3. 9** に示すように載荷荷重 392kN，走行回数 52 万回の輪荷重走行試験終了時には橋軸直角方向のひび割れが支配的ではあるが，橋軸方向のひび割れも進展したことがわかる．



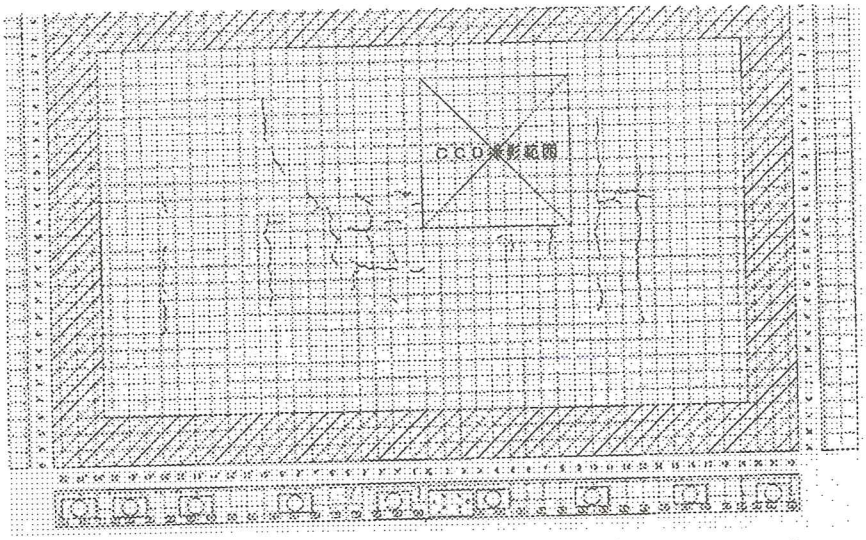
図－2.3.1 D工法（その１）の床版下面のひび割れ進展状況（20万回，255kN）



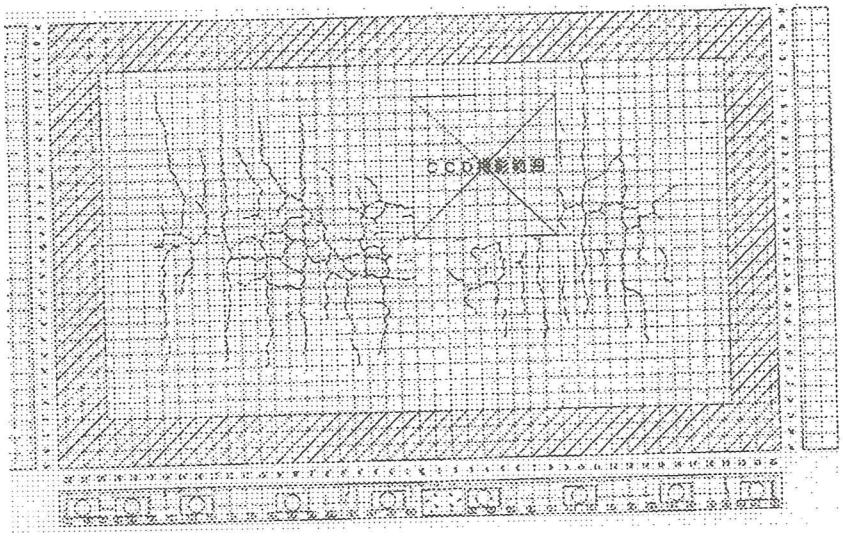
図－2.3.2 D工法（その１）の床版下面のひび割れ進展状況（30万回，294kN）



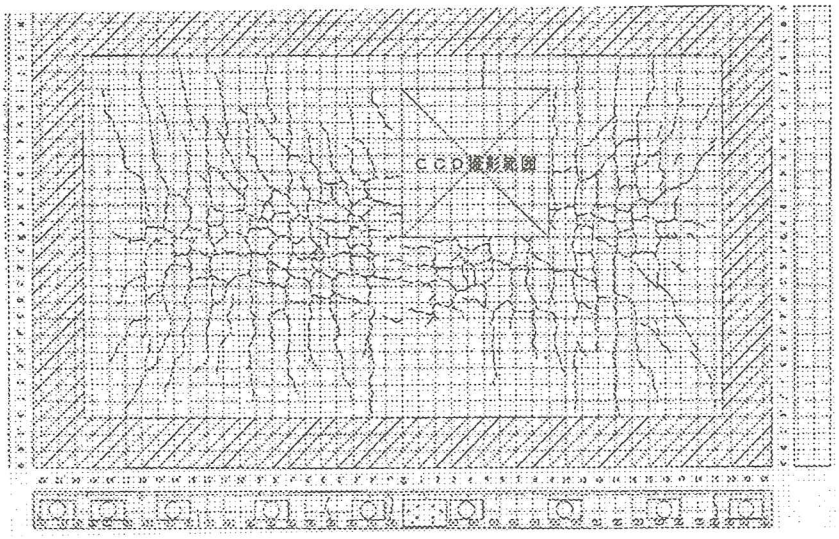
図－2.3.3 D工法（その１）の床版下面のひび割れ状況（試験終了時，45万回，373kN）



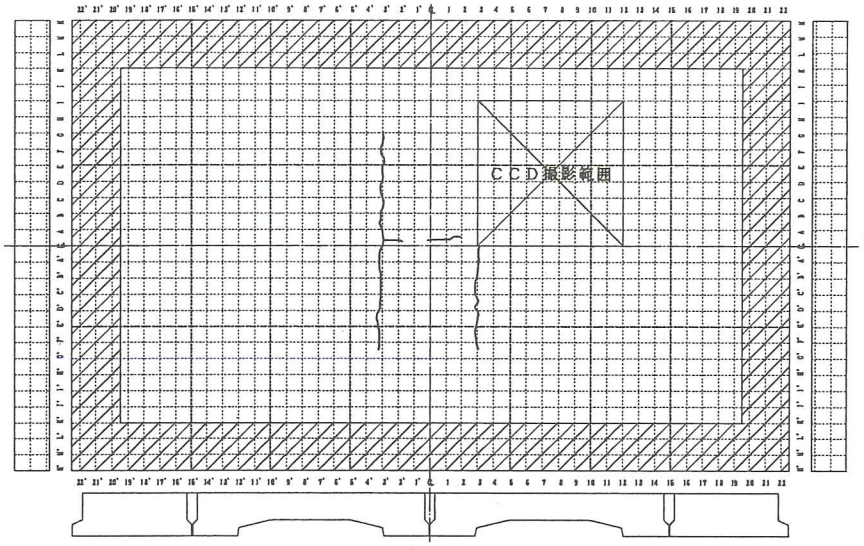
図－2.3.4 Ｂ工法の床版下面のひび割れ進展状況（16 万回，216kN）



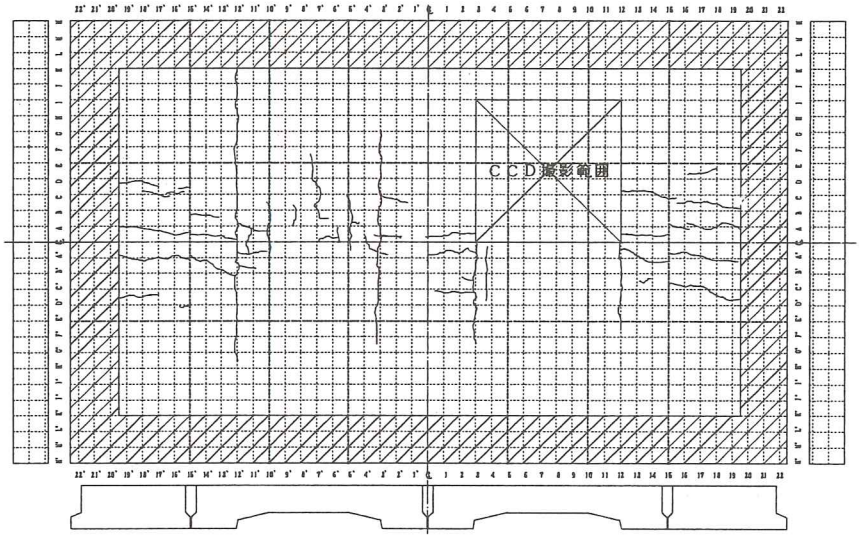
図－2.3.5 Ｂ工法の床版下面のひび割れ進展状況（32 万回，294kN）



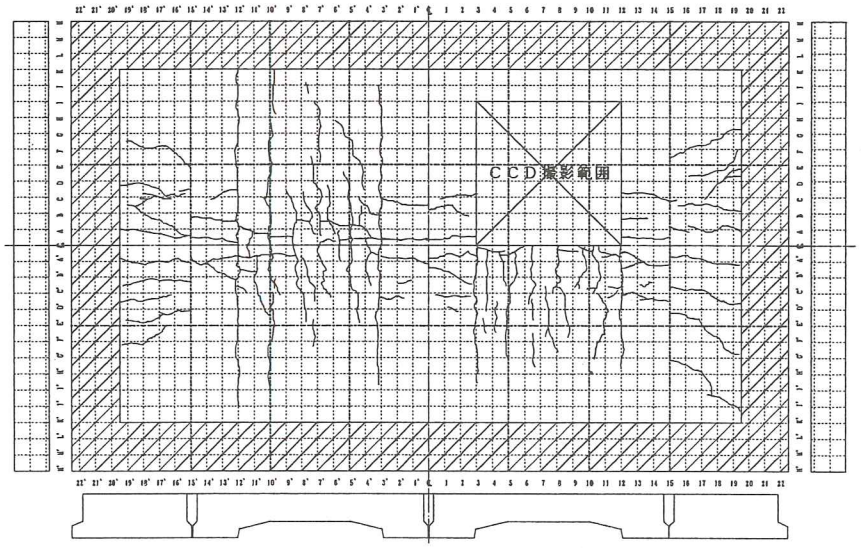
図－2.3.6 Ｂ工法の床版下面のひび割れ進展状況（試験終了時，52 万回，392kN）



図－2.3.7　Ｆ工法（その１）の床版下面のひび割れ進展状況（18 万回、235kN）



図－2.3.8　Ｆ工法（その１）の床版下面のひび割れ進展状況（34 万回、314kN）



図－2.3.9　Ｆ工法（その１）の床版下面のひび割れ進展状況（試験終了時 52 万回、392kN）

3．疲労耐久性評価に関する留意事項

3．1　試験の影響

試験の影響として補正すべき事項として、以下のようなものが挙げられる。

・試験体表面の凹凸などに起因する衝撃に対する補正

・載荷荷重の誤差，あるいは走行回数の誤差に対する補正

このうち衝撃に関しては，コンクリート系床版の各工法とも特に補正が必要となるような事態は発生しなかった．その一例として，下記にＦ工法 Ｆ−1 の走行回数４８万回での供試体支間中央の動的たわみと静的たわみの比率を示す．これからもわかるように、衝撃によるたわみの増加は 4%程度であり、試験への影響は微小であると考えられる

（動的たわみ）／（静的たわみ）＝ 2.651／2.538　←Ｆ−1 の走行回数４８万回での供試体支間中央

≒ 1.04 (104%)

載荷荷重および走行回数については，以下の５ケースにおいて載荷荷重の補正が必要となっており，以下に示す２方法で補正している．

・Ｃ工法（その２），Ｅ工法（その２），Ｇ工法（その２）　←Psx を用いて載荷荷重１に補正する

・Ｄ工法（その２），Ｆ工法　←校正した階段載荷荷重を用いる

ここで，Psx を用いて補正する方法とは、各工法の疲労曲線（S-N 曲線）を，下記に示す，式（3.1.1）[2] に従うものと仮定した上で，Psx を計算し，累積疲労損傷度の対比により載荷荷重１に補正する方法である．

$$Psx = 2 \cdot B\left(\tau_{max} \cdot X_m \cdot \alpha_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m\right) \quad \text{----------} \quad (3.1.1)$$

ここに，τ_{max}：コンクリートの最大せん断応力度，

σ_{tmax}：コンクリートの最大引張応力度

X_m　：主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した中立軸深さ

α_m　：破壊角度から求められる係数

C_m　：引張側主鉄筋のかぶり深さ

３．２　使用材料の影響

コンクリート系床版の材料には，コンクリートや鉄筋・ＰＣ鋼材といった鋼材が使用されている．鋼材については，材料試験から得られたヤング係数や引張強度がその材料の規格値と同等以上であり，コンクリート系床版の全ての工法において，これを補正することは行っていない．一方，コンクリートについては，一般的に実コンクリート圧縮強度は設計基準強度を上回る傾向が強い上に，コンクリートの圧縮強度はコンクリート床版のせん断耐力の大小に直接関係してくることも知られているため[1]，コンクリート系床版においては，供試体に用いたコンクリートの実圧縮強度と設計基準強度の差に着目した補正を行なった．

供試体に用いたコンクリートの実圧縮強度には，水中養生した 28 日目圧縮強度ではなく，輪荷重走行試験を開始した材令における，供試体と同一養生した円柱供試体の圧縮強度試験結果を用いた．なお，コンクリート系床版では，何れの工法も 28 日以上の材令で試験を行っている．

以下に示す２方法で補正している．

（１）土木学会式による補正

コンクリート標準示方書・設計編[1]における設計せん断強度式より，設計せん断強度はコンクリートの圧縮強度の三乗根に比例するとして，「$\sqrt[3]{\ }$（コンクリートの設計基準強度／コンクリートの実圧縮強度）」を算出し，これを載荷荷重に乗することで補正を行う方法である．この方法は，Ａ工法，Ｂ工法，Ｄ工法，Ｆ工法で採用されている．

（２）Psx を用いた補正

３．１項と同様に，式（3.1.1）に従うものと仮定した上で Psx を計算し，累積疲労損傷度の対比により補正を行う方法である．この方法は，Ｃ工法，Ｅ工法，Ｇ工法で採用されている．

表－3.3.1　コンクリートの設計基準強度と試験開始時圧縮強度

工法の名称		設計基準強度 (N/mm²)	試験開始時 (N/mm²)	補正方法
A		40	39.3	土木学会式
B		40	54.3	土木学会式
C	その１	50	55.7	Ｐｓｘ
	その２		54.2	
D	その１	40	52.1	土木学会式
	その２		55.3	
E	その１	45	65.4	Ｐｓｘ
	その２		70.5	
F	その１	50	73.8	土木学会式
	その２		79.7	
G		50	67.0	Ｐｓｘ

3．3　供試体の製作誤差の影響

試験結果に影響を及ぼすような供試体の寸法誤差の影響としては，床版厚の誤差，鉄筋やＰＣ鋼材の配置誤差などが考えられる．しかしコンクリート系床版の各工法とも，鉄筋やＰＣ誤差の配置誤差は微少であったため，特に補正は行っていない．一方，床版厚については，試験終了後に行ったカッター切断面にて供試体の床版厚の実測を行った結果が報告されており，これを**表－3. 3. 2** に示す．

表－3. 3. 2 から確認できるように，コンクリート系床版は各工法とも試験体の床版厚誤差が極めて小さい値であったが，Ａ工法とＣ工法では床版厚の誤差に対する補正を行っているので，各々の補正方法を以下に述べる．

表－3. 3. 2　床版厚の設計値と実測値の差

工法の名称		設計値 (mm)	実測値（誤差） (mm)	実測値／設計値 (%)
A		240	1 ～10	0. 4～4. 2
B		220	-2 ～ 5	-0. 9～2. 3
C	その１	225	0 ～ 7	0. 0～3. 1
	その２	200	-4 ～ 0	-2. 0～0. 0
D	その１	200	0 ～ 2	0. 0～1. 0
	その２	200	-4 ～ 3	-2. 0～1. 5
E	その１	230 (300)	3 ～ 6 (0 ～ 5)	1. 3～2. 6 (0. 0～1. 7)
	その２	230 (300)	0 ～ 4 (2 ～ 8)	0. 0～1. 7 (0. 7～2. 7)
F	その１	170 (270)	-2 ～ 3 (-3 ～ 4)	-1. 2～1. 8 (-1. 1～1. 5)
	その２	170 (270)	-3 ～ 1 (-2 ～ 2)	-1. 8～0. 6 (-0. 7～0. 7)
G		250	-1 ～ 3	-0. 4～1. 2

※表中の（　）内数字は継手部を示す．

（1）土木学会式による補正

コンクリート標準示方書・設計編 [1]における設計せん断力算定式より，設計断面および実断面寸法における各々の床版せん断耐力を算出し，これらの対比により補正する方法であり，Ａ工法で採用している。

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \qquad (3.3.2)$$

ここに，V_{cd}：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

β_d：$(1/d)^{1/4}$　，　β_p：$(100 \cdot pw)^{1/3}$

β_n：$1+M_0/M_d$ $(N_d' \geqq 0)$　，　$1+2 \cdot M_0/M_d$ $(N_d' < 0)$

bw：腹部の幅　，　d：有効高さ（m）

γ_b：一般に 1.3 としてよい

（2）Psx を用いた補正

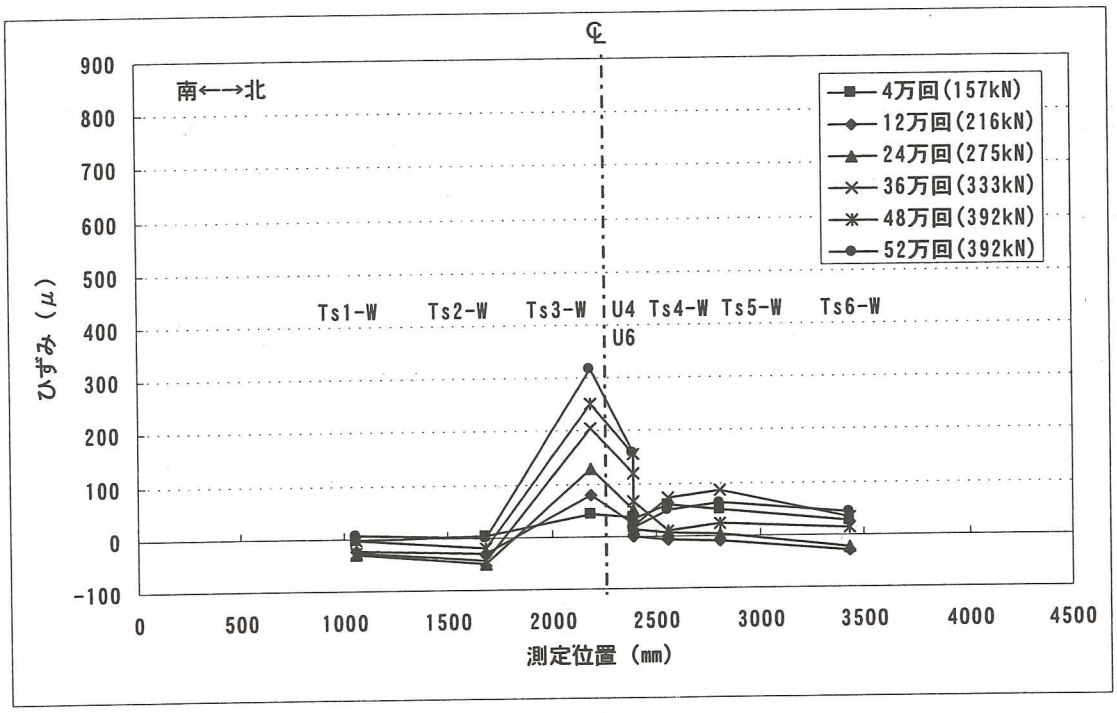
３．１項と同様に，式（3.1.1）に従うものと仮定した上で Psx を計算し，累積疲労損傷度の対比により補正を行う方法であり，Ｃ工法で採用している．

３．４　ＰＣ床版に対する検討課題

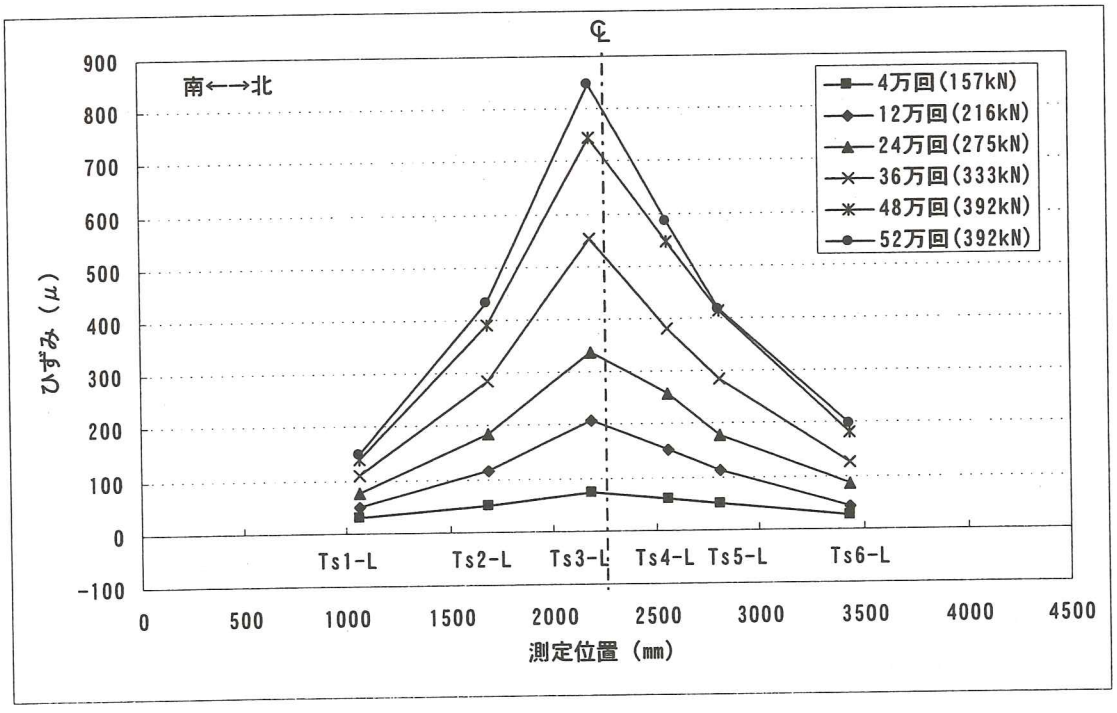
本研究で用いた階段載荷は輪荷重走行試験を比較的短期間に行うことができるという利点がある．しかしながら，ＰＣ床版においては，設計活荷重相当の載荷を繰り返す試験であれば床版にひび割れが発生しない本来のＰＣ床版としての疲労耐久性能を確認できるのに対して，設計活荷重を大きく越える荷重が載荷されることで，２．３で述べたような本来発生しないはずのひび割れが発生してしまうことにより，ＰＣ床版としての疲労耐久性能を確認できなくなってしまう可能性がある．

図－3.4.1 にＢ工法における供試体中央の鉄筋ひずみ（下段鉄筋）の計測結果を示す．Ｂ工法は橋軸直角方向に対してＰＣ（活荷重載荷時においては，引張応力の発生は許すもののひび割れの発生は許さないという「ひび割れ発生限界状態」），橋軸方向はＲＣとして設計されており，計算上，設計活荷重載荷時における床版支間中央の下段鉄筋に発生するひずみは 1.4×10^{-6} という，ごくわずかな引張ひずみである．しかしながら**図－3.4.1** からもわかるように，載荷荷重が大きくなるにしたがって供試体では大きな引張ひずみが計測されており，実際に 16 万回（216 kN）からひび割れが発生している（**図－2.3.4** 参照）．

設計活荷重時にひび割れの発生を許さないとして設計されたＰＣ床版において，荷重の増加によってひび割れが生じた場合の評価方法はまだ確立されておらず，今後の検討課題と考えられる．



（a） 橋軸方向



（b） 橋軸直角方向

図－3.4.1 供試体中央における下段鉄筋ひずみの変化（B工法の場合）

参考文献

1) 土木学会コンクリート標準示方書・設計編（平成８年版）：6.3.3 棒部材の設計せん断力，p. 60

2) 阪神高速道路公団，他：道路橋ＲＣ床版のひび割れ損傷と耐久性，p. 37，平成３年 12 月

3) 東山，松井：軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，構造工学論文集，Vol. 21，No. 3，pp. 275-284，1998.10

4) 土木学会コンクリート標準示方書・設計編（平成８年版）　：7.4.2 許容ひび割れ，pp. 87-88

4. 工法個別の評価

4.1 Z 床版

(1) 工法の概要

Z床版とは鋼道路橋用のプレファブ床版で、型枠作業と鉄筋作業の合理化をめざして開発したものである。Z 床版の構造を図 -4.1.1 に示す。幅 1.5m の底板に底板リブが接合され、その上にZビームが載りパネルが構成される。パネル間の接合は接着テープでシールするのみで、構造体として力の伝達は行わない。パネルに鉄筋を設置し、コンクリートを打設して完成する。パネルは型枠としての機能として設計され、完成後の活荷重に対する構造部材として設計はしない。

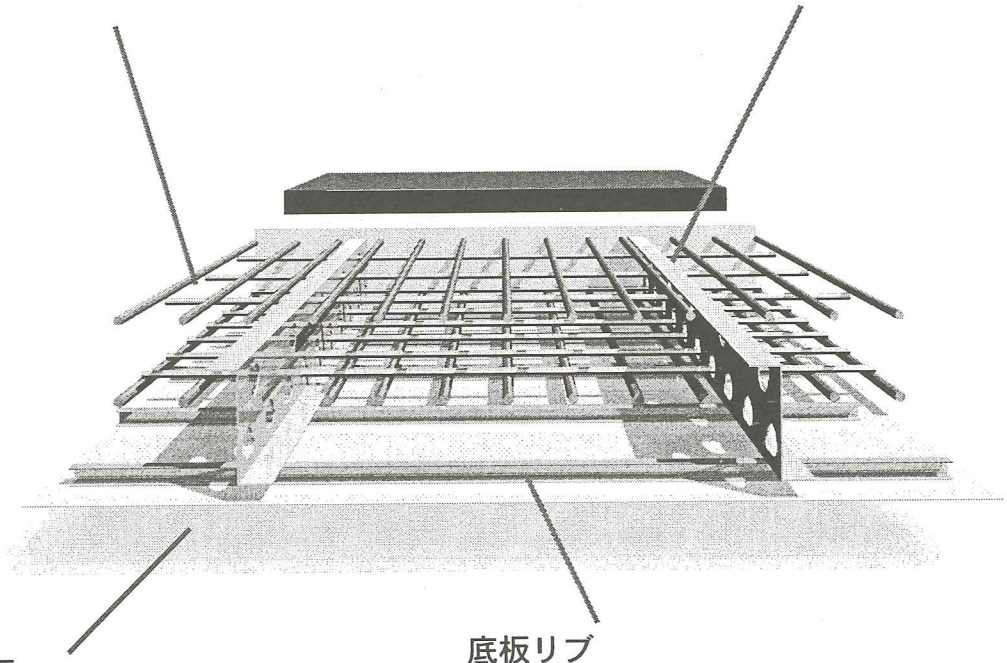


図 -4.1.1 工法の概要

(2) 試験の着眼点

・弱点である継ぎ目を中央に配置し、特別な挙動の有無。

・破壊荷重

(3) 設計の概要

1) 死荷重

・Z床版の自重の設計は鉄筋コンクリート部の単位体積重量に、パネル単体重量を加えるものとする。

・コンクリートを含むパネルと鉄筋の死荷重は、パネルが負担しているので、鉄筋の応力検討では床版自体の死荷重は含まない。

2) 構造部材

硬化後の活荷重モーメントの検討には、パネルを構造部材として加えない。

3) 床版の最小厚

・床版の最小厚は道示の基準を参考とする。

・桁や下部構造が完成しているために、型枠機能パネルの自重増加が問題となる場合は、道示の基準より薄くする。ただし、薄くなることによる鉄筋量の増加を行い、薄くなる前のせん断耐力以上であることを、土木学会のコンクリート標準示方書の基準で確認をする。また、薄くしない場合以上の、曲げ剛性を有していることを確認する。

4) Z床版独自のライフサイクルコスト削減仕様

ライフサイクルコスト削減から、平成8年の道示による床版より、強度を20%増加した耐久性を有する床版とする場合は、コンクリートの基準強度を40N／mm² とし、曲げモーメントによる鉄筋の応力を80%に落とし、土木学会のコンクリート標準示方書の基準を使用して、せん断耐力を20%増加した設計とする。

5) 供試体の設計仕様

・ Z床版のメインを、床版厚さが1cm薄いライフサイクルコスト削減仕様としているので、この仕様によって設計した。

・ 床版厚さは24cmとし、床版下面の配筋は主鉄筋がD22 @ 125で配力鉄筋がD16 @ 125である。

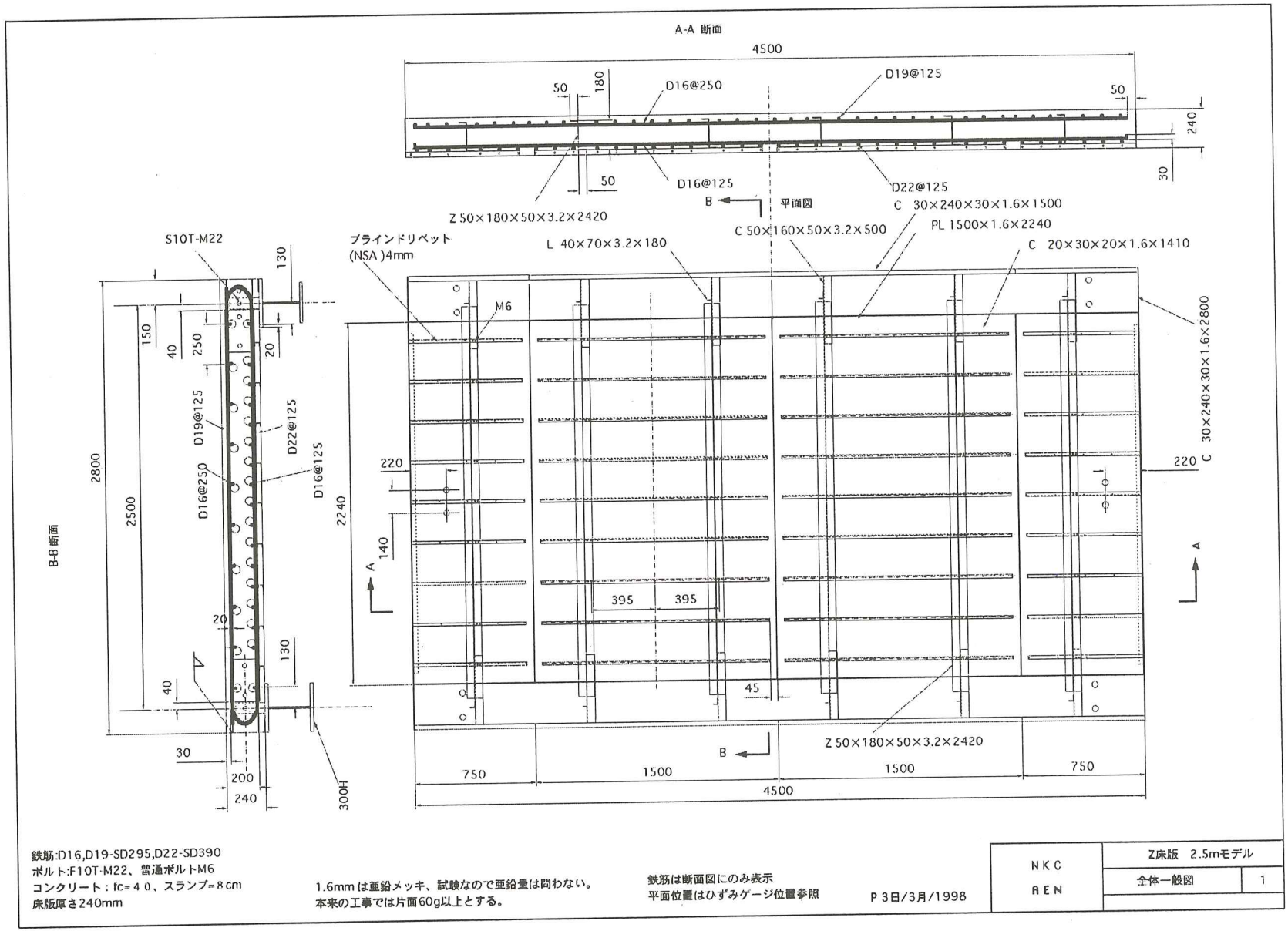
6) 設計応力度

・主鉄筋方向　コンクリート：-3.3N/mm² ＞-13N/mm²
　　鉄筋：-25.4N/mm² ＞-140N/mm²
　　鉄筋：70.5N/mm² ＜140N/mm²

・配力筋方向　コンクリート：-4.8N/mm² ＞-13N/mm²
　　鉄筋：-10.7N/mm² ＞-140N/mm²
　　鉄筋：113N/mm² ＜140N/mm²

7) 供試体の形状

供試体の形状寸法を**図-4.1.2**に示す。



鉄筋:D16,D19-SD295,D22-SD390
ボルト:F10T-M22、普通ボルトM6
コンクリート：fc=４０、スランプ=8cm
床版厚さ240mm

1.6mmは亜鉛メッキ、試験なので亜鉛量は問わない。
本来の工事では片面60g以上とする。

鉄筋は断面図にのみ表示
平面位置はひずみゲージ位置参照

P 3日/3月/1998

NKC AEN	Z床版　2.5mモデル	
	全体一般図	1

（単位：mm）

図-4.1.2　供試体の形状寸法

(4) 試験結果

1) 破壊時走行回数

破壊時走行回数は419,879回で，荷重は353kNであった。

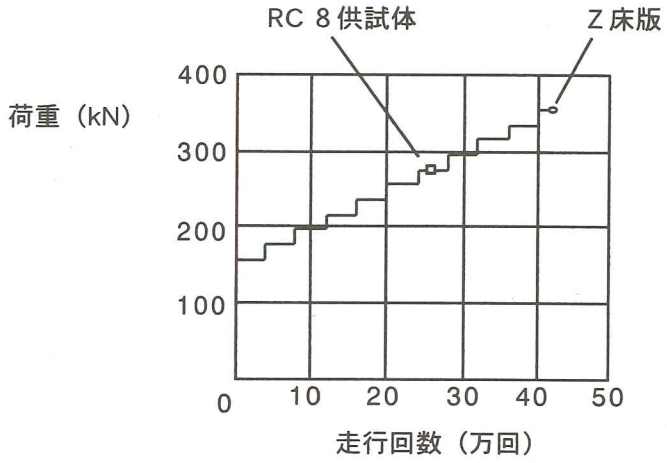


図-4.1.3 載荷荷重と走行回数

2）コンクリートの材料試験結果

コンクリートの配合設計表を表-4.1.1 に、圧縮強度試験の結果を表-4.1.2 に、引張強度試験の結果を表-4.1.3 に示す。強度試験の材令は 53 日あった。

表-4.1.1　配合設計表

呼び強度	スランプ	最大骨材寸法	セメントの種類	水セメント比	細骨材率	単位量　kg/m³				
N/mm²	cm	mm		%	%	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
40	8	20	早強	37.0	37.1	454	168	614	1054	AE減水剤 4.84

表-4.1.2　コンクリートの圧縮強度試験結果

番号	直径 mm	断面積 cm²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	静弾性係数 kN/mm²	ポアソン比
1	99.95	78.46	306	39.0	23.7	0.191
2	99.98	78.50	297	39.3	23.7	0.161
3	99.93	78.42	310	39.5	23.7	0.121
平均値				39.3		

表-4.1.3　コンクリートの引張強度試験結果

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN	引張強度 N/mm²	備考
1	100.00	199.55	100.7	3.21	
2	99.95	199.63	98.6	3.14	
3	100.00	199.18	83.1	26.6	
平均値				3.00	

3）破壊形態

供試体表面のクラックの状態を図 -4.1.4、図 -4.1.5 に示す。
供試体断面ののクラックの状態を図 -4.1.6 ～図 -4.1.10 に示す。
クラックの発生形状はRC8 供試体とほぼ同じ状態であった。

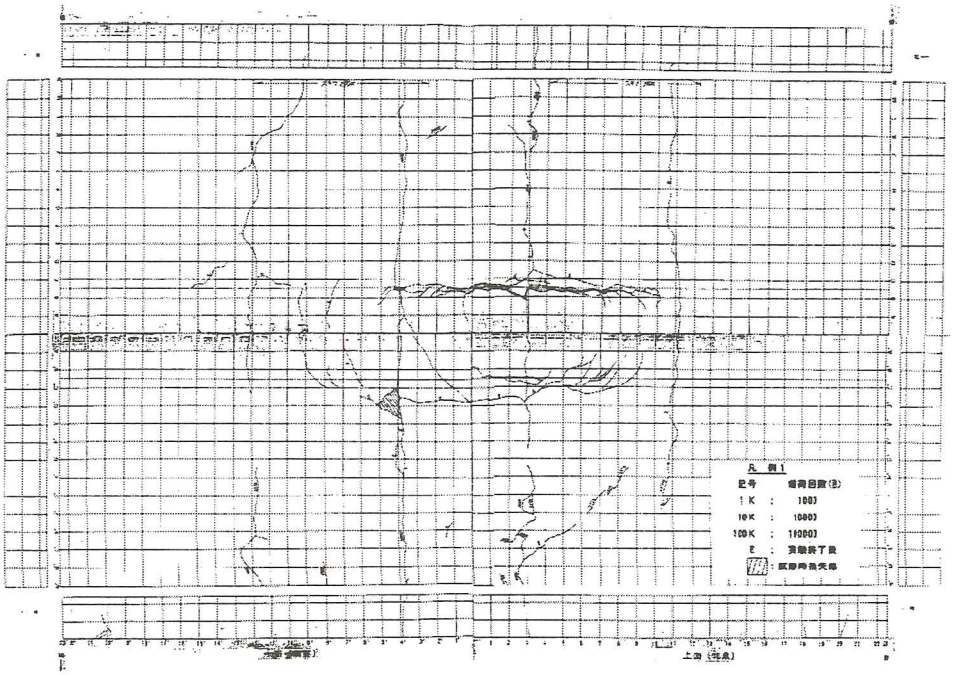


図 -4.1.4　ひび割れ観察図（Z 床版・上面）

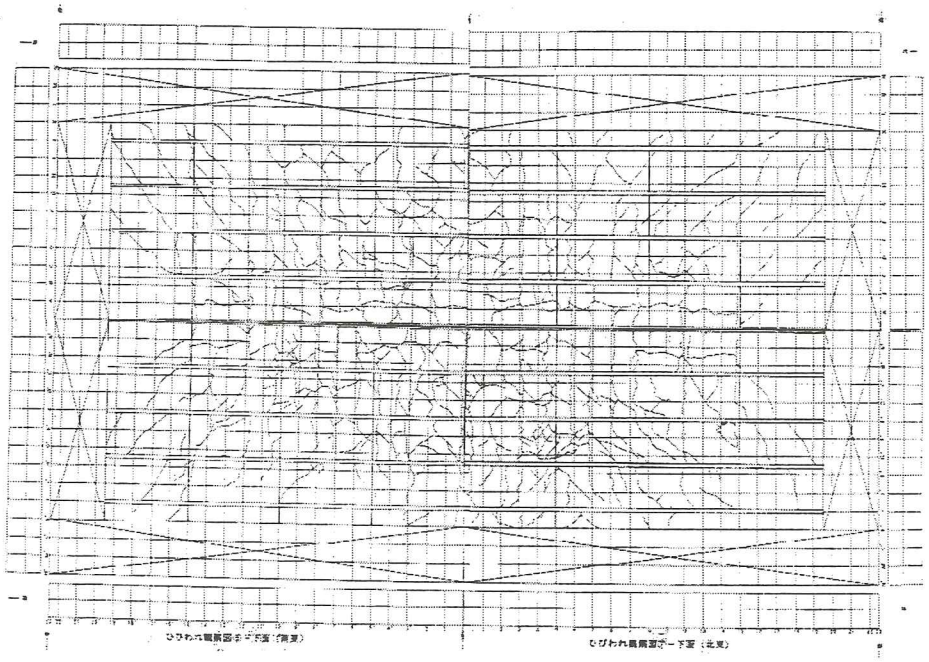


図 -4.1.5　ひび割れ観察図（Z 床版・下面）

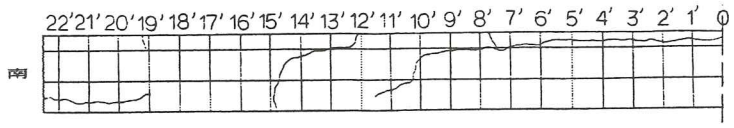


図 -4.1.7　断面のクラック、A-A 断面、南側

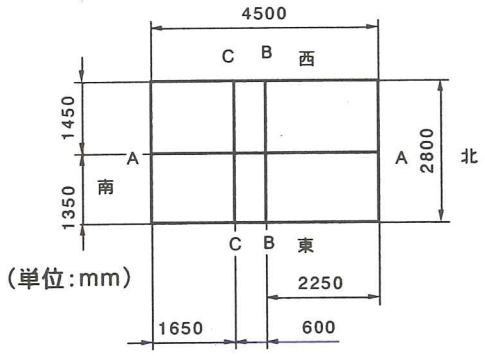


図 -4.1.6　切断位置図

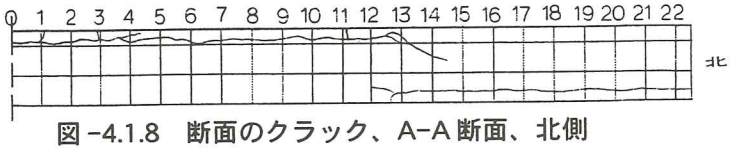


図 -4.1.8　断面のクラック、A-A 断面、北側

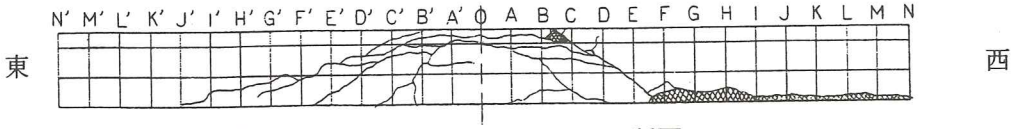


図 -4.1.9　断面のクラック、B-B 断面

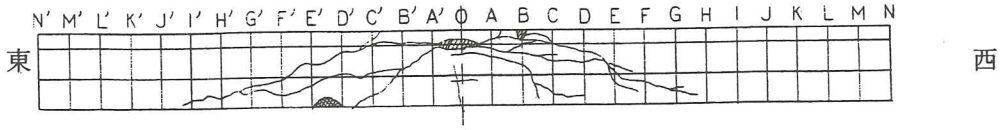


図 -4.1.10　断面のクラック、C-C 断面

4）床版厚（実測）

実験後に実測した床版厚さを表 -4.1.4 に示す。計測位置については、断面のクラック図の位置表示に対応する。床版厚さで設計 240mm にたいして 10mm 厚い 250mm の部分がある。コンクリート打設時のたわみは 5mm であった。（Z ビームは連続梁で設計し、供試体は単純梁のため、たわみが大きくなった。）コンクリートの表面仕上げで平坦度を優先した結果、表面の仕上げで 5mm 厚くなったものと推定する。

表 -4.1.4 床版厚さ

単位：mm

A断面南側	位置寸法		0 –	1' –	2' –	3' –	4' –	5' –	6' –	7' –	8' –	9' –	10' –	11' –	12' 248	13' –	14' –	15' 248	16' 250	17' 248	18' 246	19' 245	20' –	21' –	22' –				
A断面北側	22 –	21 –	20 –	19 –	18 –	17 –	16 –	15 –	14 –	13 –	12 –	11 –	10 –	9 –	8 –	7 –	6 –	5 –	4 –	3 –	2 –	1 –							
B断面	N –	M –	L –	K –	J –	I –	H –	G –	F –	E –	D –	C –	B –	A –	0 –	A' –	B' –	C' –	D' –	E' –	F' –	G' –	H' –	I' –	J' –	K' –	L' 245	M' 246	N' 244
C断面	N 242	M 243	L 243	K 242	J 241	I 244	H 249	G –	F –	E –	D –	C –	B –	A –	0 –	A' –	B' –	C' –	D' –	E' –	F' –	G' –	H' –	I' –	J' 243	K' 243	L' 244	M' 244	N' 242

5）供試体変位－　走行回数関係

走行回数と床版中央のたわみとの関係を図-4.1.11、図-4.1.12に示す。1cm床版厚さは薄いが、RC 8供試体に比べて、たわみが小さいことを確認した。計測点がない部分は、底の鋼板から計測していたために、鋼板の剥離によりたわみの計測の精度が保てなかった部分である。後半のデータは直接コンクリートから計測したので、変化量は正確であるが、計測を鋼板からコンクリートに盛りかえたため、0.5mm程度の誤差が含まれている。

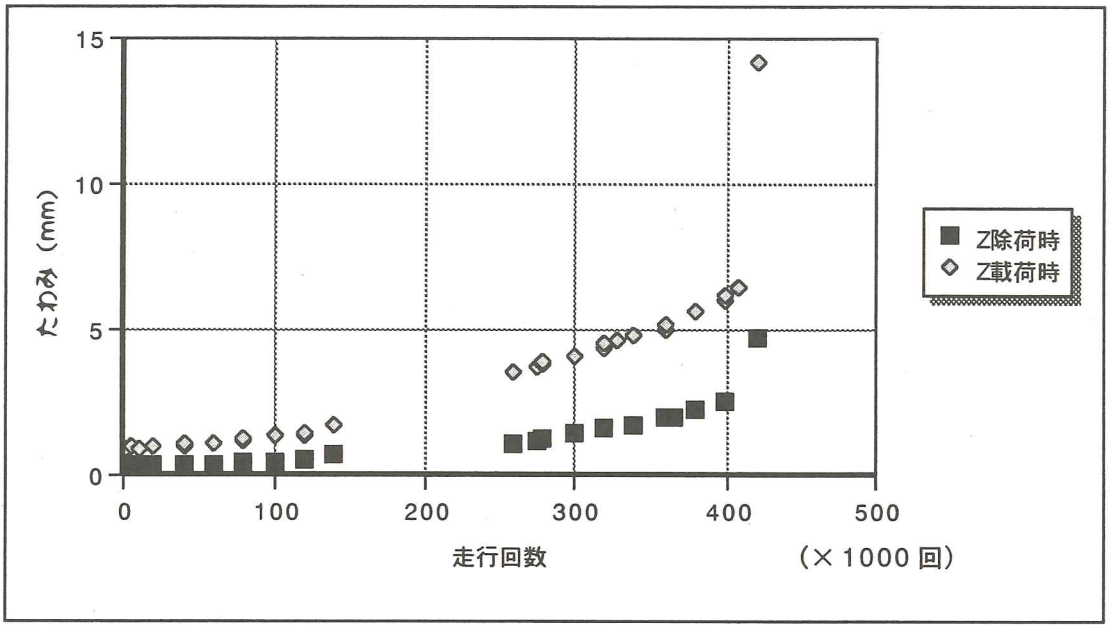


図-4.1.11　走行回数とたわみの関係

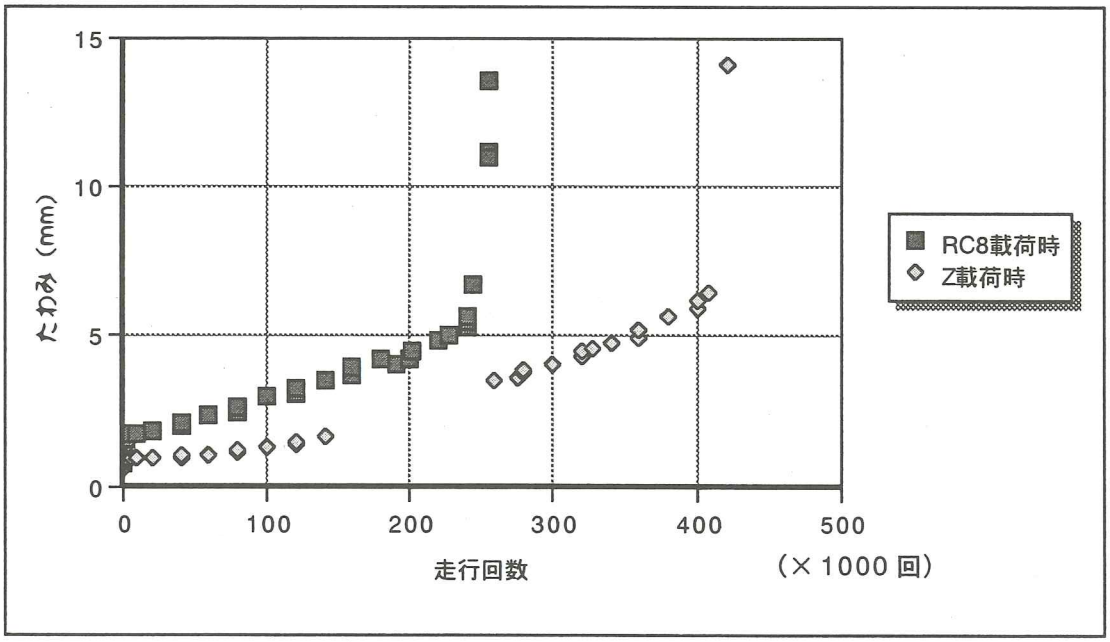


図-4.1.12　走行回数とたわみの関係
RC 8供試体との比較

(5) 疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

1) 設計断面と試験断面の相違

- コンクリート強度が設計では40N/mmであったが、試験では39.3N/mmであった。
- 床版厚さが設計では240mmであったが、試験の最大では250mmであった。

2) 破壊荷重の補正

- 破壊がせん断によるものであったことから、コンクリート強度によるせん断強度の影響として補正する。 補正式はコンクリート標準詩示方書.設計編（平成8年、土木学会）「6.3.3 棒部材の設計せん断耐力」式（6.3.3）を使用する。
- コンクリート強度の補正は3乗根で行う。

補正係数K1=（40/39.3）$^{0.333}$=1.0059

- 床版厚さの補正は鉄筋の有効高さの逆数の4乗根で行うK2と、有効高さの逆数の3乗根で行うK3と、有効高さで行うK4で補正する。

補正係数K2=（1/（0.24-0.03-0.022/2）/（1/（0.25-0.03-0.022/2））$^{0.25}$=1.01233

補正係数K3=（100×1/（0.24-0.03-0.022/2）/
（100×1/（0.25-0.03-0.022/2））$^{0.333}$=1.016477

補正係数K4=（0.24-0.03-0.022/2）/（0.25-0.03-0.022/2）=0.95215

- 破壊荷重は353kNをK1、K2、K3、K4で補正して求める。

破壊荷重=353×1.0059×1.01233×1.016477×0.95215
=353×0.98556
=348kNとなる。

3) 破壊荷重と目標値

Z床版の供試体はライフサイクルコスト削減仕様で設計し、RC8供試体に比べ20%以上の強度増加を目標とした。 補正後の破壊荷重は348kNで、RC8供試体の127%であった。

(6) その他性能の評価

・パネルの継目における特異な挙動の有無

Z床版のパネルの継目は強度的に接合してない。また、パネル自体は強度部材ではないけれども、床版内部で継目部になんらかの特異な挙動があるかを観察した。床版のコンクリートクラックの発生に、一般部と明確な差は見当たらなかった。

(7) まとめ

供試体の設計条件との差は破壊荷重で2%以下であった。破壊荷重は当初の目標にほぼ一致していた。

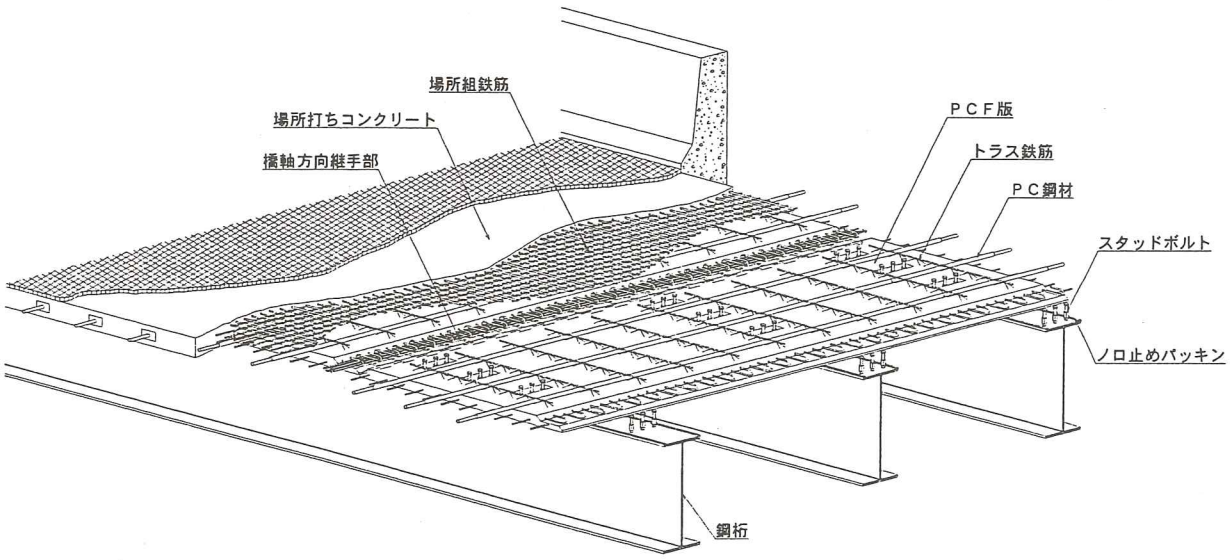
破壊荷重が把握出来たので、今後、異なる設計条件下に対応するための、貴重なデータを入手することが出来た。

4.2　トラス鉄筋付 PCF 版合成床版

（1）工法の概要

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版の概要を図－4.2.1に示す．本工法の特徴は下記のとおりである．

・床版の下側をプレキャスト版（以下，ＰＣＦ版という），床版の上側を場所打ちとする，ハーフプレキャスト床版方法
・型枠や配筋といった現場作業を大幅に合理化・省力化
・場所打ちの打ち継ぎ目とＰＣＦ版の現場継手をずらすことで床版の構造的な弱点を分散
・場所打ち後にポストテンション工法にて橋軸直角方向にプレストレスを導入
・ＰＣＦ版と場所打ちの一体性を高めるために，トラス鉄筋を橋軸方向に配置
・ＰＣＦ版の現場継手に，ループ内補強鉄筋の配筋を容易に行える構造のループ式継手を採用



図－4.2.1　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版の概要図

（2）試験の着目点

今回の輪荷重走行試験では着目したのは以下の点である．

・トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版の疲労耐久性および破壊形態の確認
・弱点と考えられるループ式継手部の疲労耐久性および破壊形態の確認
・輪荷重走行試験終了後におけるＰＣＦ版と後打ちコンクリート部の一体性の確認

（３）供試体の概要

1）設計方針

道示－Ⅲに準拠し，床版厚の決定および断面力の算出を行う．

断面計算は橋軸直角方向をＰＣ構造，橋軸方向ＲＣ構造として計算する．

設計計算上，トラス鉄筋は考慮しない．

2）設計条件

床版支間：3 m（連続版）

舗装厚：10 cm

活荷重：Ｂ活荷重

１方向当たりの大型車の計画交通量：2000 台以上／日

コンクリートの設計基準強度：40 N/mm^2

3）設計計算

床版厚（道示－Ⅲ）

$d = 1.25 \times (3 \times 3.0 + 11) \times 0.9 = 22.5$（cm）

トラス鉄筋の効果を考慮し少数以下を切り捨てる．よって床版厚は 22 cm とする．

；道示－Ⅲ 5.4.2 解説によれば「プレストレストコンクリート床版の場合は大型車の交通量が多い橋などに対して床版の最小全厚を増加させなくてよい」とあるが，本工法においては割り増し係数 $k_1 = 1.25$ を乗じている．

計算結果

ＰＣ鋼材は断面中心に配置し，1S25.4 mm を 600 mm ピッチで配置する．

（導入緊張力：1220 N/mm^2 ，有効プレストレス力：1065 N/mm^2 ）

橋軸直角方向の設計計算結果を表－4.2.1に示す．

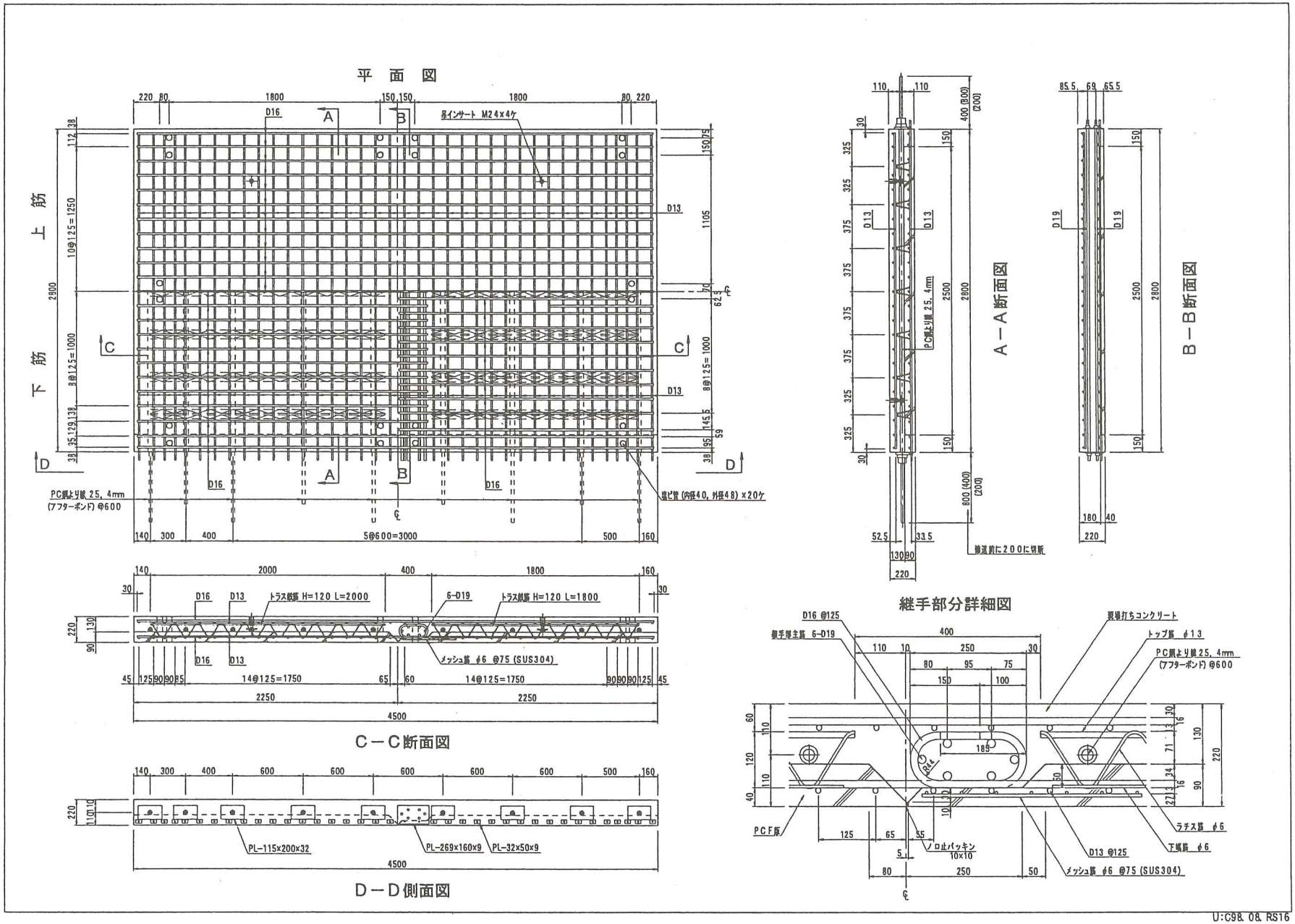
表－4.2.1　橋軸直角方向合成応力度　（単位 N/mm^2）

	ｺﾝｸﾘｰﾄ上縁（圧縮）	ｺﾝｸﾘｰﾄ下縁（引張）
① PCF版架設時	－－－－－	3.4 ＜ 3.8
② ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入時	4.4 ＜ 19.0	0.4 ＜ 2.1
③ 死荷重時	4.6 ＜ 15.0	0.3 ＜ 2.1
④ 設計時	8.7 ＜ 14.0	1.9 ＜ 2.1

4）供試体の構造

供試体の一般図を図－4.2.2に示す．

なお今回の試験はループ式継手部に着目しているため，供試体の中央にＰＣＦ版のループ式継手を設けている．



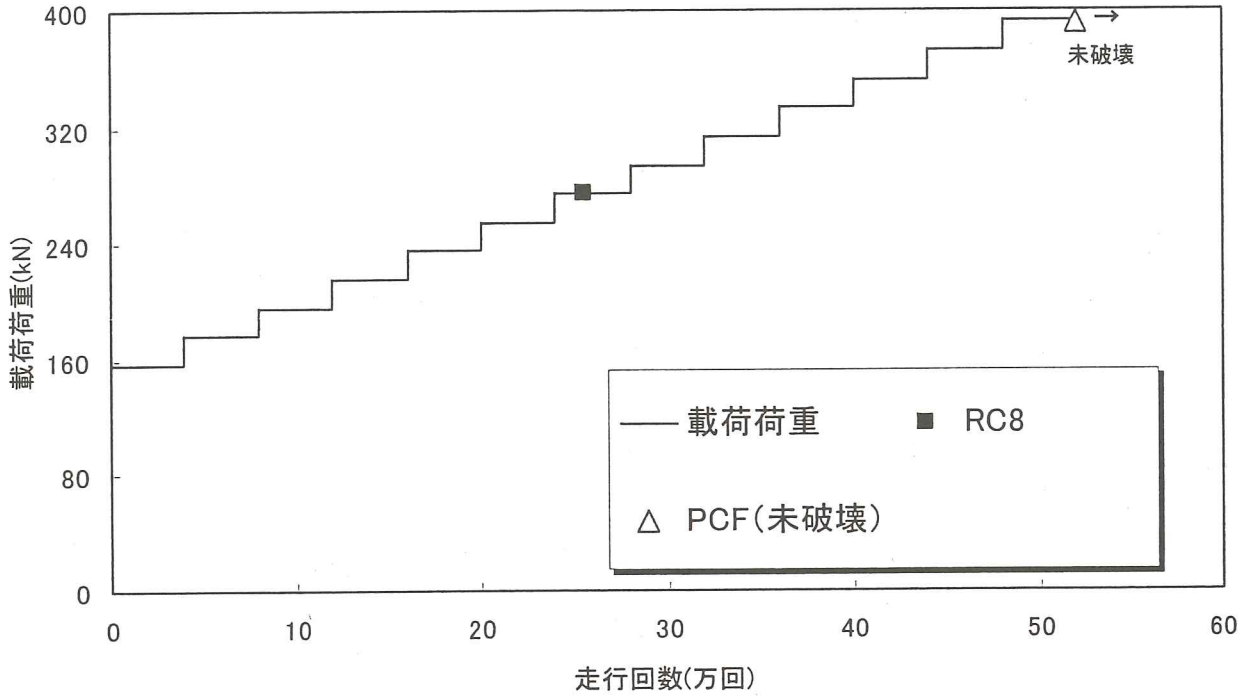
図－4.2.2　供試体の一般図　（単位；mm）

（4）試験結果

1）破壊時走行回数と破壊荷重の関係

走行回数と載荷荷重の関係を図－4.2.3に示す

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，走行回数 52 万回，392 kN で未破壊にて試験を終了した.



図－4.2.3　走行回数と載荷荷重の関係

2) コンクリートの材料試験結果

ＰＣＦ版コンクリートの強度試験結果を表－4.2.2に，また，後打ち部コンクリートの強度試験結果を表－4.2.3に示す．

輪荷重走行試験開始時のコンクリートの圧縮強度は以下のとおりで，設計基準強度（40 N/mm^2）に対して50 N/mm^{2}を越える大きな値となっていた．

・ＰＣＦ版＝ 54.3 N/mm^2　（材令 91 日，設計基準強度 σ_{ck}＝ 40 N/mm^{2}の 136 ％）

・後打ち部＝ 51.0 N/mm^2　（材令 62 日，設計基準強度 σ_{ck}＝ 40 N/mm^{2}の 128 ％）

表－4.2.2　ＰＣＦ版コンクリートの強度試験結果（コンクリート打設日＝平成11年11月 8日）

養生方法	材　令		試験機関		圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	引張強度 (N/mm^2)
標準養生		7日	社　内※		38.2	30.25		3.42
		28日			45.6	31.37		4.07
供試体と同一養生	後打ちコンクリート打設時	29日			44.4	31.29		3.95
	プレストレス導入時	38日			45.8	31.08		
	輪荷重走行試験開始時	91日			52.0	35.24		4.36
			土木研究所	TP-No. 1	54.0	34.80	0.177	
				No. 2	56.1	34.49	0.173	
				No. 3	52.8	38.26	0.202	
				平均値	**54.3**	**35.85**	**0.184**	
				TP-No. 4				4.46
				No. 5				4.37
				No. 6				4.38
				平均値				**4.40**

表－4.2.3　後打ち部コンクリートの強度試験結果（コンクリート打設日＝平成11年12月 7日）

養生方法	材　令		試験機関		圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	引張強度 (N/mm^2)
標準養生		7日	社　内※		36.2	28.74		3.57
		28日			41.7	30.24		4.14
供試体と同一養生	プレストレス導入時	9日			33.2	26.89		
	輪荷重走行試験開始時	62日			47.2	32.95		4.25
			土木研究所	TP-No. 7	52.6	35.40	0.127	
				No. 8	51.8	33.22	0.123	
				No. 9	48.5	31.35	0.126	
				平均値	**51.0**	**33.32**	**0.125**	
				TP-No.10				4.54
				No.11				4.00
				No.12				4.25
				平均値				**4.26**

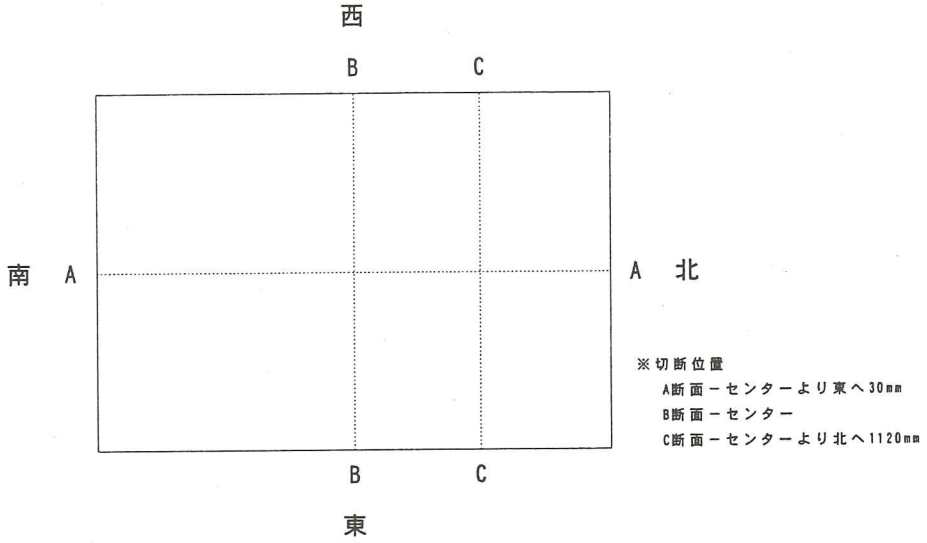
※印注）社内試験の値は，３本のテストピースの試験結果の平均値を示す．

3) 床版厚さ

輪荷重走行試験終了後，供試体の切断面にて床版厚の実測を行った．

供試体の切断位置を図－4.2.4に示す．

設計値=220 mm に対して，床版厚の実測値は 218 ～ 225 mm（-2 ～+5 mm，平均値=221.9 mm）であった．床版厚の実測結果を表－4.2.4に示す．



図－4.2.4 供試体の切断位置

表－4.2.4 床版厚の実測結果

A断面北側

22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8
221	221	221	221	221	221	220	219	218	218	219	—	—	—	222

7	6	5	4	3	2	1	0	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'
221	221	221	220	220	221	223	223	223	223	224	224	223	223	223

A断面南側

8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
223	224	224	223	223	223	223	223	222	222	222	221	221	221	220

B断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	0
221	—	—	—	—	—	—	—	—	225	224	224	224	224	223

B断面東側

A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
—	224	224	224	224	222	221	220	—	220	220	221	221	221

C断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	0
221	222	222	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

C断面東側

A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	221

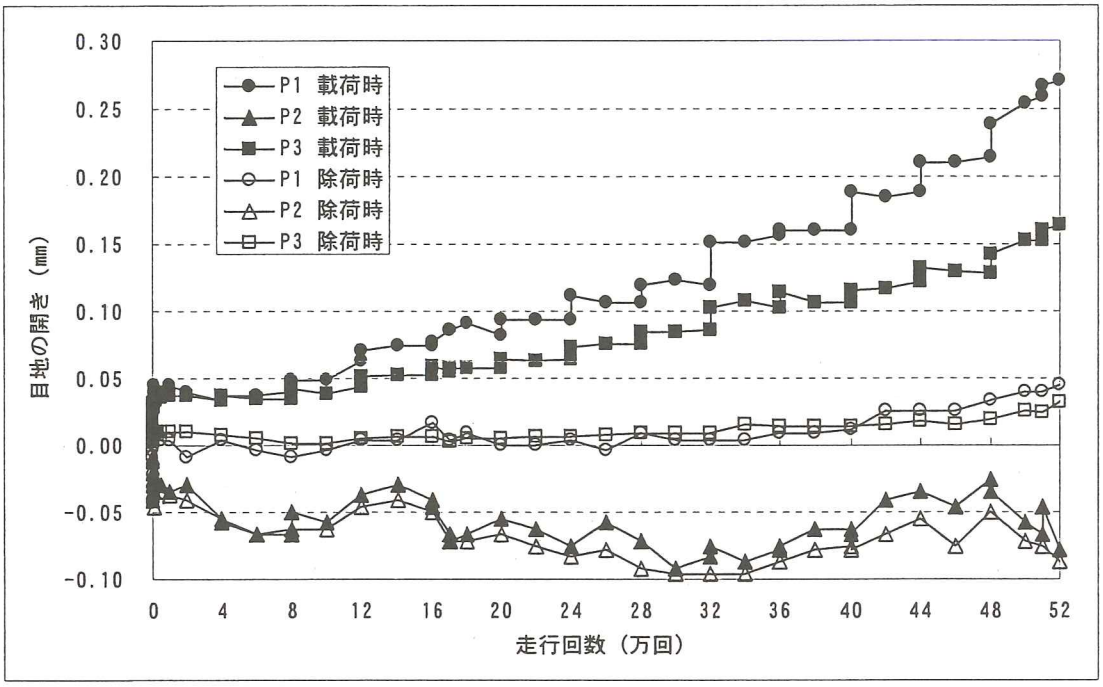
（単位：mm）

4) ＰＣＦ版相互の目地の開き

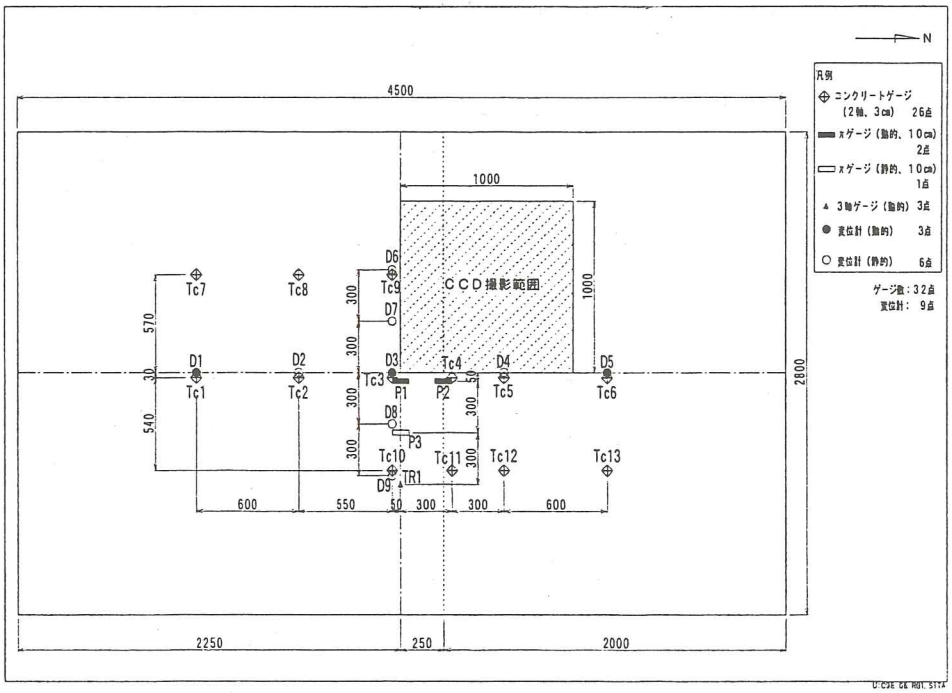
ＰＣＦ版の継手部に設置したπゲージの測定結果を図－4.2.5に示す.

πゲージの設置位置図を図－4.2.6に示す.

目開き量は，輪荷重走行試験終了時において，載荷時＝ 0.271 mm，除荷時＝ 0.045 mm であった.



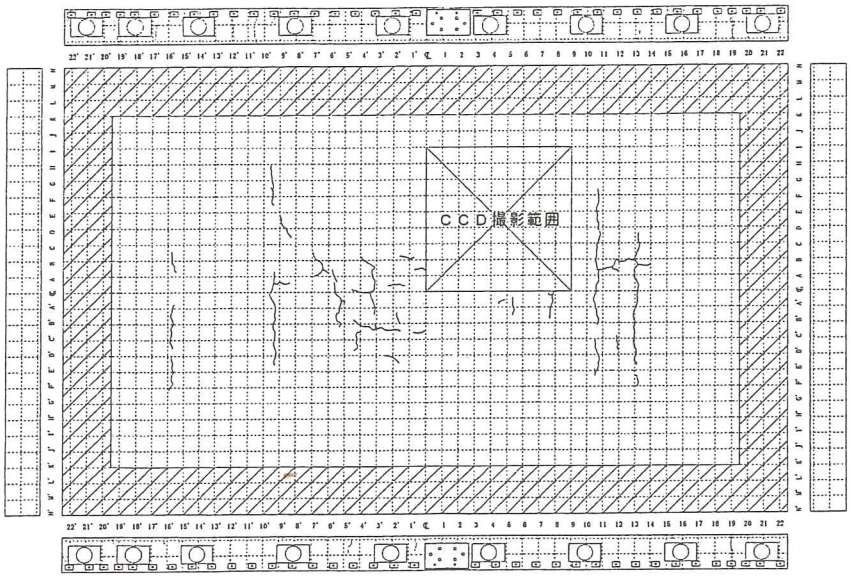
図－4.2.5　ＰＣＦ版相互の目地の開き



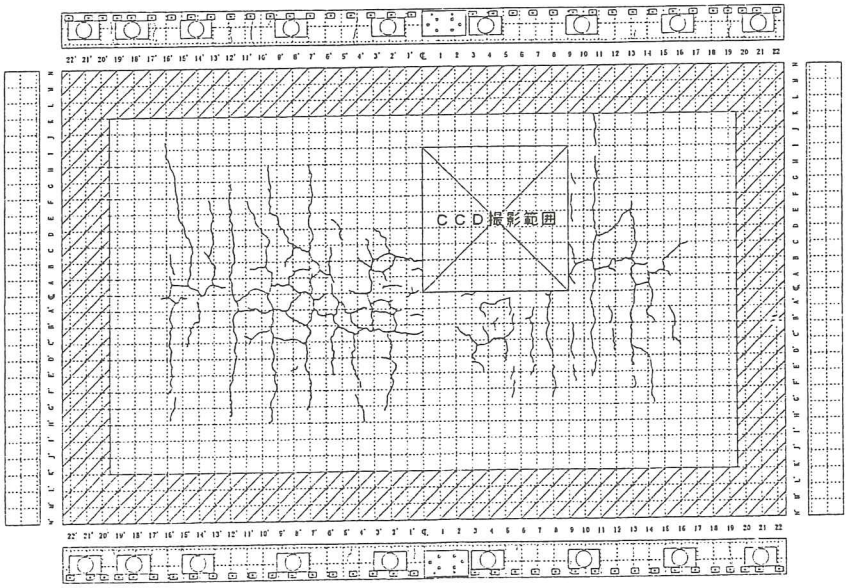
図－4.2.6　πゲージの設置位置図　（単位；mm）

5) 供試体下面のひび割れの発生状況

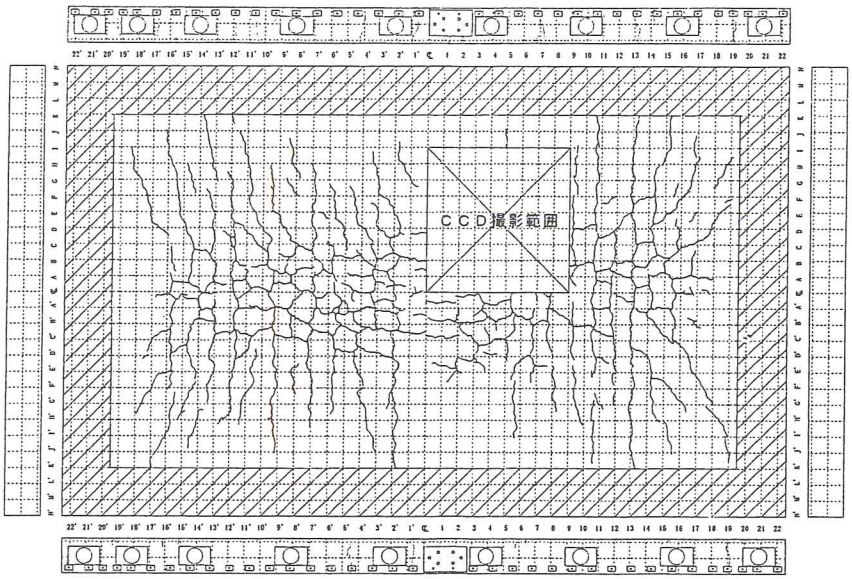
供試体のひび割れは主に供試体下面に発生し，供試体上面や側面にはほとんど発生しなかった．供試体下面のひび割れ進展を図－4.2.7～10に示す．供試体下面のひび割れは，走行回数16万回（載荷荷重 216kN）より発生したが，ひび割れは橋軸直角方向が先行し，その後から橋軸方向のひび割れが発生するという順序であった．輪荷重走行試験終了時のひび割れ幅は最大でも 0.1 mm 程度と小さいものであった．供試体中央に設けたループ式継手部にはあまりひび割れが発生しなかった．むしろループ式継手部ではない一般部の方にひび割れが多く発生していた．



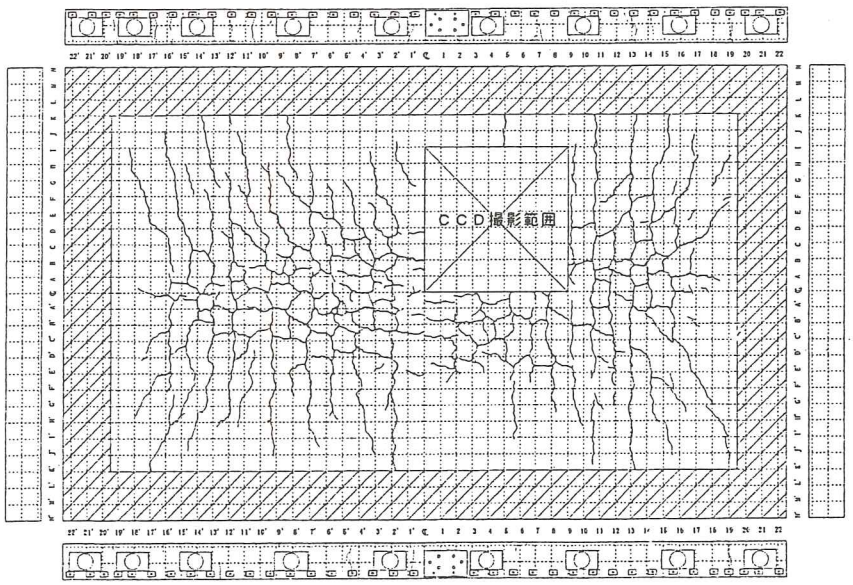
図－4.2.7　供試体下面のひび割れ進展図（16万回，216 kN）



図－4.2.8　供試体下面のひび割れ進展図（32万回，294 kN）



図－4.2.9　供試体下面のひび割れ進展図（48万回，343 kN）



図－4.2.10　供試体下面のひび割れ進展図（52万回，392 kN）

6) ひび割れ密度

ＣＣＤカメラによるひび割れ密度の計測結果を表－4.2.5に示す.

ＣＣＤカメラによる計測では22万回よりひび割れ密度が計測されるようになり，Ｘ方向（橋軸直角方向）とＹ方向（橋軸方向）の合計ひび割れ密度は40万回で1.0 m/m^2，52万回で2.04 m/m^{2}であった.

また本計測によればひび割れ密度はＹ方向（橋軸方向）が先行している.

これらのことは，前述のひび割れ進展図からもわかるように，ＣＣＤカメラによる計測を行った位置が供試体の継手部の近辺で，ひび割れがあまり発生してない位置であったためと推測される.

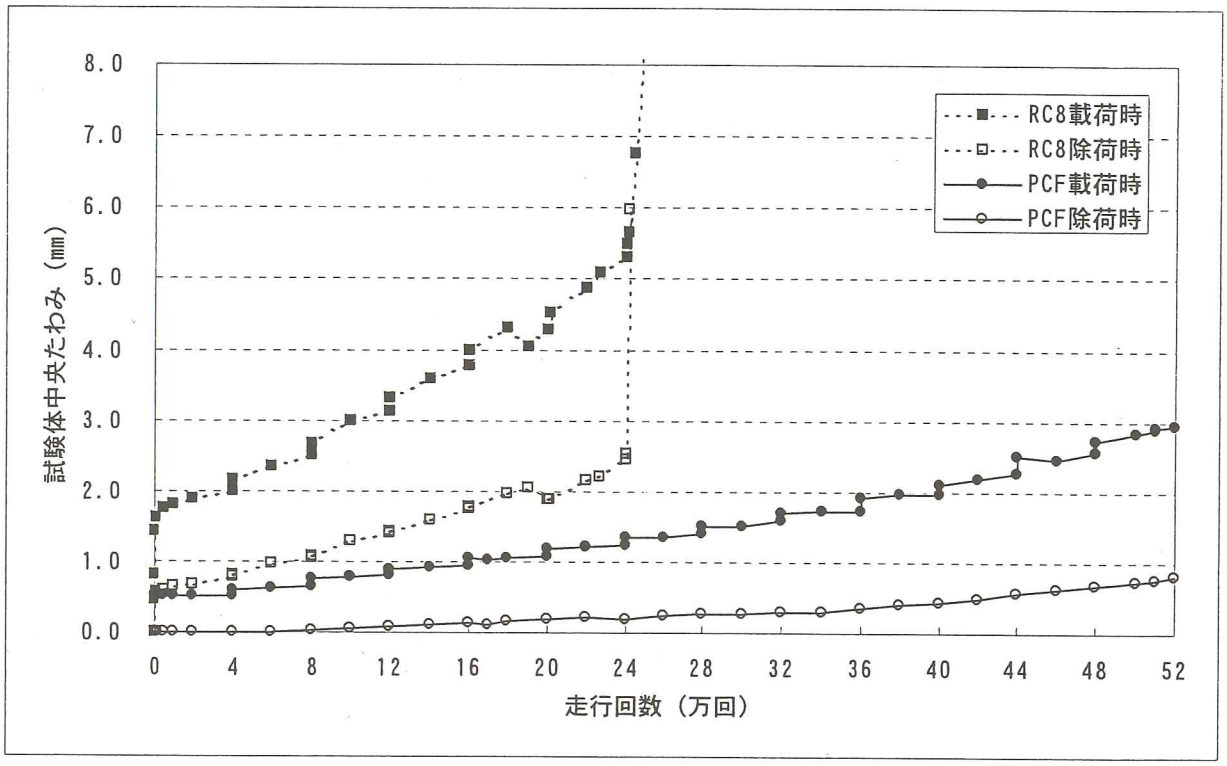
表－4.2.5　ひび割れ密度

回数 (回)	荷重 (kN)	ひび割れ密度　(m／m^2)		
		Ｘ方向(橋軸直角方向)	Ｙ方向（橋軸方向）	合　計
220010	256.13	0.01	0.00	0.01
240010	0.00	0.01	0.01	0.03
	255.82	0.01	0.02	0.03
	275.39	0.02	0.01	0.03
260010	0.00	0.01	0.02	0.03
	275.69	0.02	0.01	0.03
280010	0.00	0.02	0.02	0.04
	277.01	0.02	0.03	0.04
	295.27	0.03	0.07	0.11
300012	0.00	0.02	0.02	0.04
	293.65	0.04	0.10	0.14
320014	0.00	0.02	0.03	0.06
	294.95	0.02	0.13	0.16
	314.83	0.04	0.20	0.24
340010	0.00	0.07	0.10	0.16
	315.81	0.07	0.28	0.36
360010	0.00	0.10	0.08	0.18
	314.52	0.06	0.36	0.42
	334.07	0.11	0.46	0.57
380010	0.00	0.11	0.12	0.23
	334.07	0.11	0.64	0.75
400010	0.00	0.10	0.12	0.23
	334.39	0.15	0.67	0.82
	0.00	0.12	0.12	0.24
	353.65	0.16	0.85	1.00
420010	0.00	0.13	0.14	0.27
	355.27	0.19	0.99	1.18
440010	0.00	0.16	0.13	0.29
	353.95	0.28	1.12	1.40
	374.52	0.24	1.28	1.52
460014	0.00	0.22	0.19	0.41
	373.53	0.33	1.37	1.69
480011	0.00	0.22	0.28	0.50
	373.21	0.34	1.51	1.85
	393.40	0.35	1.48	1.83
500010	0.00	0.33	0.33	0.65
	392.78	0.42	1.52	1.94
510010	0.00	0.43	0.34	0.78
	392.78	0.59	1.62	2.20
	393.09	0.46	1.54	2.00
520010	0.00	0.49	0.40	0.89
	393.09	0.49	1.58	2.07

7）たわみと走行回数（荷重）の関係

供試体中央における載荷時たわみと除荷時（残留）たわみを図－4.2.11に示す.

輪荷重走行試験終了時のたわみは，載荷時で2.9mm，除荷時で0.8mmであった.



図－4.2.11　供試体中央のたわみ

（５）疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

1）試験の影響

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版の輪荷重走行試験では，荷重の誤差，衝撃ともに，特に何らかの補正を行う必要があるような事態は発生しなかった．

2）使用材料の影響

前述の表－4.2.2，4.2.3に示したように，供試体のコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていたので，試験結果の補正が必要である．

3）寸法の影響

前述の表－4.2.4に示したように，供試体の床版厚は設計値（220 mm）の－0.9～＋2.3％の範囲に収まっていた．また鉄筋等の配置誤差もわずかであった．したがって供試体の寸法誤差が試験結果に及ぼす影響は微少であると考える．

以上のようなことから，今回の試験結果をコンクリートの圧縮強度に対して補正を行う．

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，今回の試験で破壊まで至らなかったが，最終的には橋軸直角方向のひび割れが進行して橋軸直角方向に梁状化した押抜きせん断破壊に至るものと仮定して補正を行う．

コンクリート標準示方書・設計編（平成８年，土木学会）「6.3.3　棒部材の設計せん断耐力」（6.3.4）式によれば，設計せん断耐力はコンクリート圧縮強度の三乗根に比例する．東山・松井の研究[1)]においても，実験供試体のコンクリート実圧縮強度の補正を三乗根によって行っている．以上のようなことから，今回の試験結果を「(コンクリートの設計基準強度／コンクリートの実圧縮強度)$^{1/3}$」倍して補正を行うこととした．

コンクリートの設計基準強度＝ 40 N/mm^2

供試体コンクリートの実圧縮強度＝ 54.3 N/mm^2（ＰＣＦ版），51.0 N/mm^2（後打ち部）

補正係数（K）の計算

補正は実圧縮強度の高いＰＣＦ版の実圧縮強度に対して行うこととした．

$K = (40 / 54.3)^{1/3} = 0.90$

載荷荷重の補正

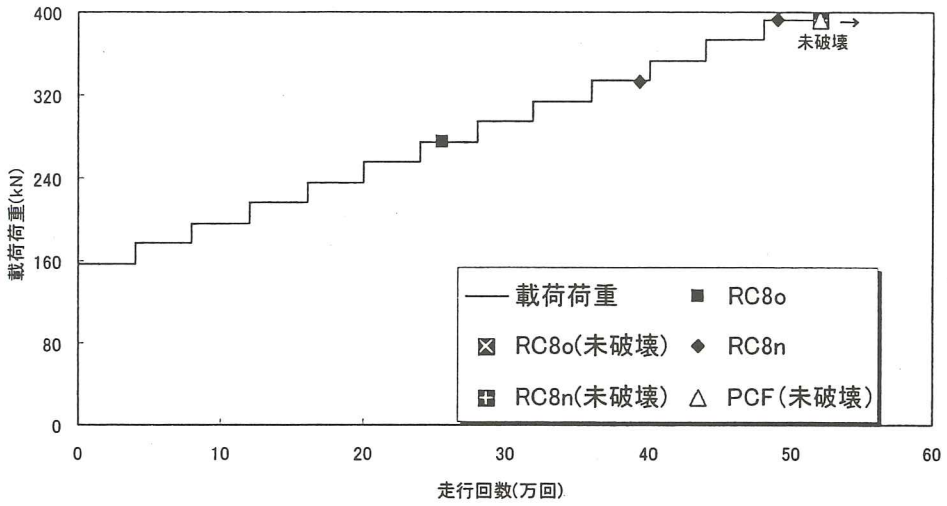
トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は走行回数 52 万回，392 kN（40 tf）で未破壊にて試験を終了した．

これを供試体コンクリートの実圧縮強度に対して載荷荷重の補正を行うと，

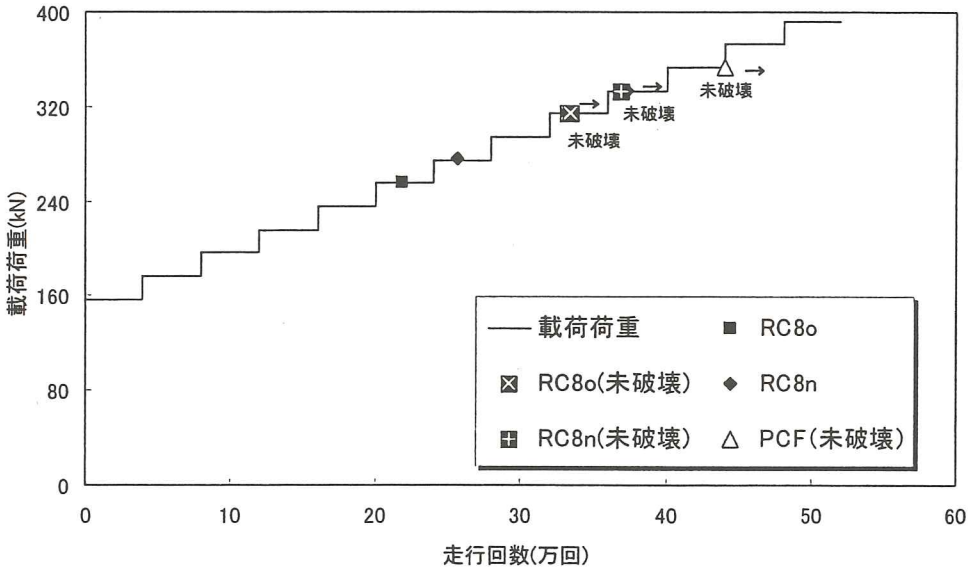
392 kN × K ＝ 392 kN × 0.90 ＝ 353 kN で未破壊

となる．

以上により，供試体のコンクリートの実圧縮強度に対する補正前の「走行回数と荷重載荷の関係」を図－4.2.12に，補正後のものを図－4.2.13に示す．



図－4.2.12　走行回数と載荷荷重の関係（コンクリート強度補正前）

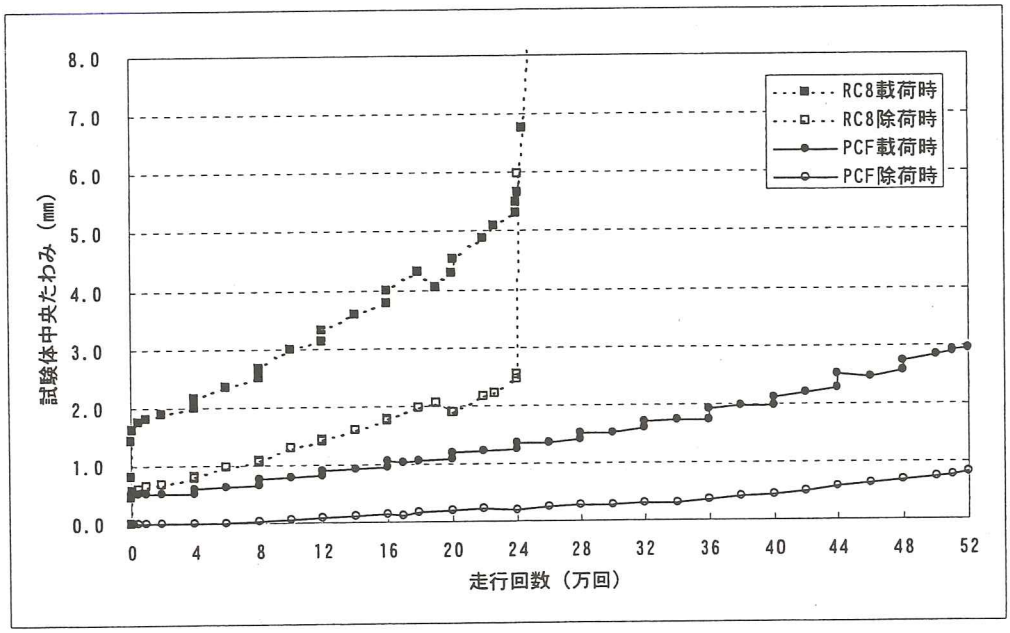


図－4.2.13　走行回数と載荷荷重の関係（コンクリート強度補正後）

（6）その他性能の評価

1）たわみ

図－4.2.14に供試体中央のたわみと走行回数の関係を示す．図より，本工法のたわみは基準床版（RC8）のたわみを大きく下回っていることがわかる．したがって本工法はたわみについて特に問題ないものと考える．



図－4.2.14　供試体中央のたわみ

2）ループ式継手部の目開き量

πゲージによる目開き量の計測結果は，

・輪荷重走行試験開始時（ 4 万回，157 kN）；載荷時＝ 0.05 mm，除荷時＝ 0.01 mm

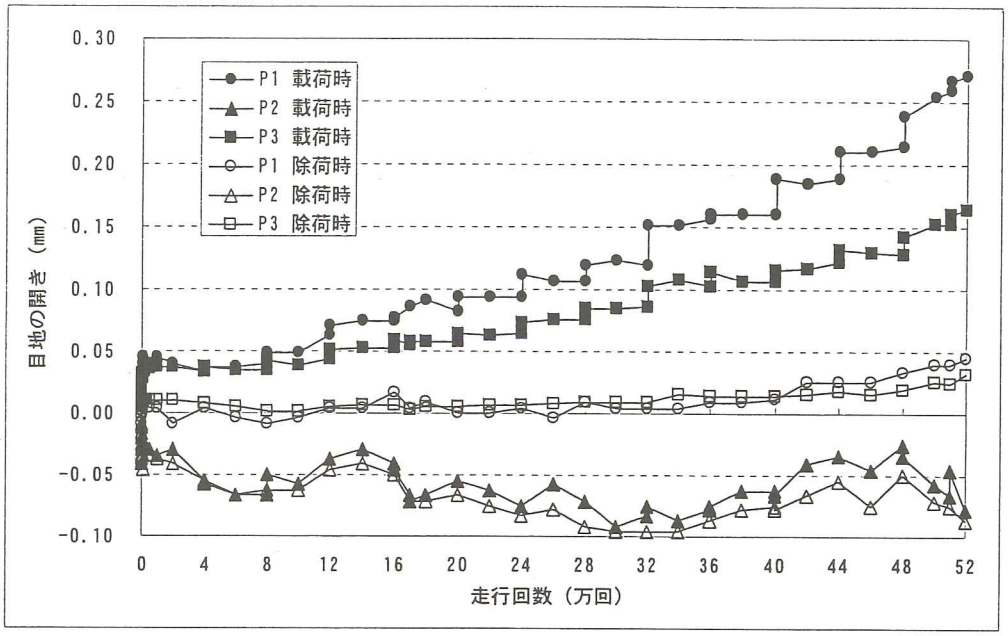
・輪荷重走行試験終了時（52 万回，392 kN）；載荷時＝ 0.27 mm，除荷時＝ 0.05 mm

であった．（図－4.2.15）

一般に鉄筋の防錆上から決定される許容ひび割れ幅は，鉄筋のかぶりを c とすれば，一般の環境の場合で 0.005c，特に厳しい腐食性環境の場合で 0.0035c である（土木学会：コンクリート標準仕様書）．ここに本工法のかぶり（c ＝ 40 mm）を適用すれば，0.005c ＝ 0.2 mm，0.0035c ＝ 0.14 mm となる．

一方，本試験開始時の荷重は 157 kN である．これは道示のＢ活荷重のＴ荷重＝ 100 kN に衝撃係数を乗じたものより若干大きいが，この 157 kN 載荷時における目開き量は 0.0035c を遙かに下回っており，また除荷時の目開き量はほとんど 0 であった．さらに載荷荷重 392 kN まで載荷した試験終了時の目開き量は，載荷時には 0.005c を若干上回るものの，除荷時には 0.0035c をも下回っていた．

目開き量の評価に対して許容ひび割れ幅を適用したが，本工法におけるＰＣＦ版の現場継手の目開き量も特に問題ないものと考える．



図－4.2.15　ＰＣＦ版相互の目地の開き

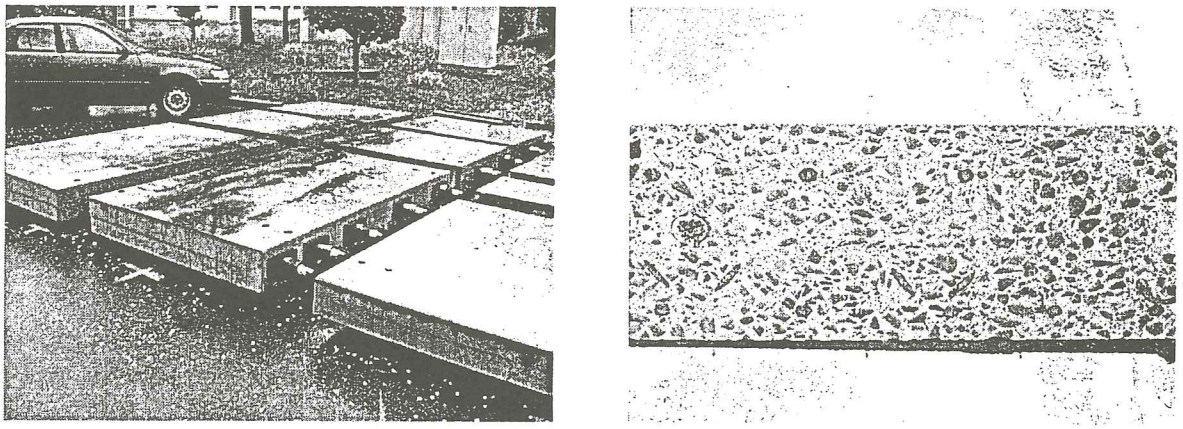
3）ひび割れ

ひび割れは，橋軸直角方向ひび割れが先行する形で床版下面に発生した．ひび割れの発生が確認されたのは 16 万回走行後であった．

16 万回走行時の載荷荷重は 216　kN であり，これは前述のＴ荷重（100　kN）の 2.2 倍に相当する．すなわち設計荷重の 2 倍相当の荷重載荷によって初めてひび割れが発生したわけであり，このことから本工法はひび割れに対しても特に問題ないものと考える．

4）ＰＣＦ版と後打ちコンクリートとの一体性

輪荷重走行試験終了後，供試体のカッター切断を行ってその切断面を目視で調査した結果，ＰＣＦ版と後打ちコンクリートとは健全に一体化していることを確認した．（写真－4.2.1）



写真－4.2.1　供試体のカッター切断面の状況

（7）まとめ

1）疲労耐久性評価

輪荷重走行試験の結果，トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，走行回数 52 万回，392　kN で未破壊にて試験を終了した．

しかし供試体のコンクリート圧縮強度がコンクリートの設計基準強度を上回っていたため，これを補正する必要があった．この補正後の試験結果と，同様に補正を行った基準床版（ＲＣ８）と相対比較したところ，トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は基準床版（ＲＣ８）より疲労耐久性が高いことが確認できた．

2）その他性能の評価

輪荷重走行試験の結果，供試体のたわみ，ループ式継手部の目開き量，供試体のひび割れ，およびＰＣＦ版と後打ちコンクリートの一体性の何れについても，特に問題ないことが確認できた．

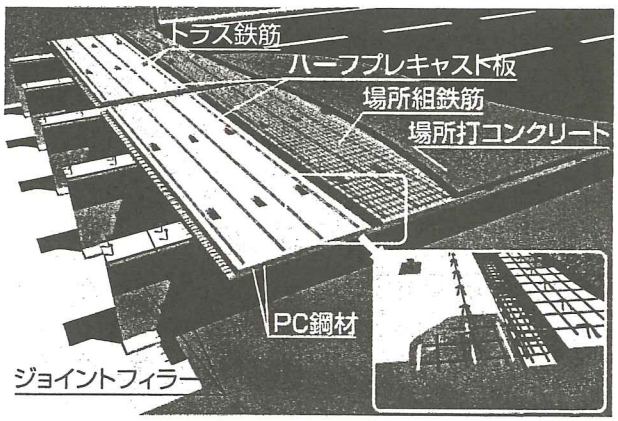
参考文献

1）東山・松井：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集，No.605／Ⅰ-45，pp.79 ～ 90，1998.10

4.3 BARD床版

（1）工法の概要

ＢＡＲＤ床版工法は、ハーフプレキャスト工法のひとつで、トラス鉄筋を組み込み、橋軸方向の構造継手を持つ薄いプレキャスト版にプレテンション方式でプレストレスを導入し(PC-PCa 版)、これを型枠・足場兼用として桁上に架設した後、鉄筋の配筋および場所打コンクリートの打設により一体の床版を構築する工法である。図－4.3.1 に本工法の概念図を示す。



図－4.3.1　ＢＡＲＤ床版工法概念図

（2）試験の着目点

2体の供試体を用意して輪荷重走行試験を実施した。両供試体(BARDⅠ供試体及びBARDⅡ供試体)ともプレキャスト版厚は 10.0cm とし、BARDⅠ供試体は場所打ちコンクリート厚が 12.5cm で全床版厚が 22.5cm，BARDⅡ供試体は場所打ちコンクリート厚が 10.0cm で全床版厚が 20.0cm の供試体である。それぞれの供試体は中央部にプレキャスト間の継手を有している。

これら床版厚の異なる供試体について、プレキャスト版と場所打ちコンクリート部の剥離の有無，継手部の耐久性等を確認する。

（3）供試体の概要

1) 設計方針

表－4.3.1 に本工法における設計計算の考え方を示す。

表－4.3.1 BARD床版工法の設計の考え方（支間中央部）

設計時	構成部材	設計荷重	設計方向	設計の考え方	
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入時	ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ版	D+PS	橋軸直角方向	ＰＣ	ひび割れを許さない
ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ版架設時	ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ版	D+PS+ER	橋軸直角方向	ＰＣ	ひび割れを許さない
設計荷重時	合成床版	D+PS+L+I	橋軸直角方向	ＰＣ	ひび割れを許さない
			橋軸方向	ＲＣ	鉄筋、コンクリートが許容応力度以内
			継手部(直角)	ＲＣ	

2) 設計条件

・設計支間長：3.0mの連続版

・設計活荷重：B活荷重（100kN、支間曲げモーメントの割増し考慮）

・舗装厚　　：10cm

3)　設計結果

① ＢＡＲＤⅠ供試体

・平面寸法：橋軸方向 450cm×橋軸直角方向 280cm

・床版厚　：22.5cm（プレキャスト版 10.0cm、場所打ち部 12.5cm）

・コンクリート強度：プレキャスト版　50N/mm^2、場所打ち部　30N/mm^2

BARD 床版は、プレストレスが導入されたプレキャスト版と場所打ちコンクリートからなる合成床版であり、床版厚を以下のように決定する。

＊床版厚の決定

設計支間長：L=3.0m

大型車両交通量による割り増し係数　k_1=1.25

プレストレス（1 方向）による低減係数　90％

$d_0 = (3L+11)\times k_1 \times 0.9 = (3\times 3+11)\times 1.25\times 0.9$　＝　22.5cm

表－4.3.2 支間中央部橋軸方向計算結果(BARD Ⅰ供試体)

荷重	荷重図	応力度分布図	コンクリート応力度(N/mm^2)			
			A	B	C	D
①ＰＣ板自重			－－	－－	1.3	-1.3
②場所打ち自重			－－	－－	1.7	-1.7
③作業荷重			－－ －－	－－ －－	0.8 (8.1)	-0.8 (-8.1)
④直後プレストレス			－－	－－	7.3	8.3
⑤有効プレストレス			－－	－－	5.9	6.6
⑥舗装荷重			0.2	0.0	0.0	-0.3
⑦活荷重			4.0	-0.3	-0.3	-4.3
Pca版の設計	プレストレス導入直後 (①+④) 許容値：				8.7 -1.8～21.0	6.9
	場所打ち部打設時 (①+②+③+⑤) 許容値：				9.6 -1.8～21.0	2.8
合成床版の設計 (①+②+⑤+⑥+⑦) 許容値：			4.2 -1.2～12.0	-0.3	8.5 -1.8～17.0	-1.0

注）A：場所打ち部上縁、B：場所打ち部下縁、C：ＰＣ板上縁、D：ＰＣ板下縁

② ＢＡＲＤⅡ供試体

・平面寸法：橋軸方向 450cm×橋軸直角方向 280cm

・床版厚　：20.0cm（プレキャスト版 10.0cm、場所打ち部 10.0cm）

・コンクリート強度：プレキャスト版　　50N/mm²、場所打ち部　30N/mm²

BARD 床版は、プレストレスが導入されたプレキャスト版と場所打ちコンクリートからなる合成床版であり、床版厚を以下のように決定する。

＊ 床版厚の決定

設計支間長：Ｌ=3.0m

大型車両交通量による割り増し係数　k_1=1.25

プレストレス（1 方向）による低減係数　80％

$d_0 = (3L+11)\times k_1 \times 0.8 = (3\times 3+11)\times 1.25\times 0.8 \quad = \quad 20.0\text{cm}$

表－4.3.3　支間中央部橋軸方向計算結果(BARD Ⅱ 供試体)

荷重	荷重図	応力度分布図	コンクリート応力度(N/mm²)			
			A	B	C	D
①ＰＣ板自重			－－ －－	－－ －－	1.3	-1.3
②場所打ち自重			－－ －－	－－ －－	1.3	-1.3
③作業荷重			－－ －－	－－ －－	0.8	-0.8
④直後プレストレス			－－ －－	－－ －－	7.8	7.8
⑤有効プレストレス			－－ －－	－－ －－	6.3	6.3
⑥舗装荷重			0.3	0.0	0.0	-0.3
⑦活荷重			5.1	0.2	0.2	-5.5
Ｐca版の設計	プレストレス導入直後（①+④）				9.1	6.5
	許容値：				-3.1～20.6	
	場所打ち部打設時（①+②+③+⑤）				9.7	2.8
	許容値：				-3.1～20.8	
合成床版の設計（①+②+⑤+⑥+⑦）			5.4	0.2	9.1	-2.2
	許容値：		-2.2～11.8		-3.1～16.7	

注）Ａ：場所打ち部上縁、Ｂ：場所打ち部下縁、Ｃ：ＰＣ板上縁、Ｄ：ＰＣ板下縁

4)供試体の構造

① BARD Ⅰ供試体

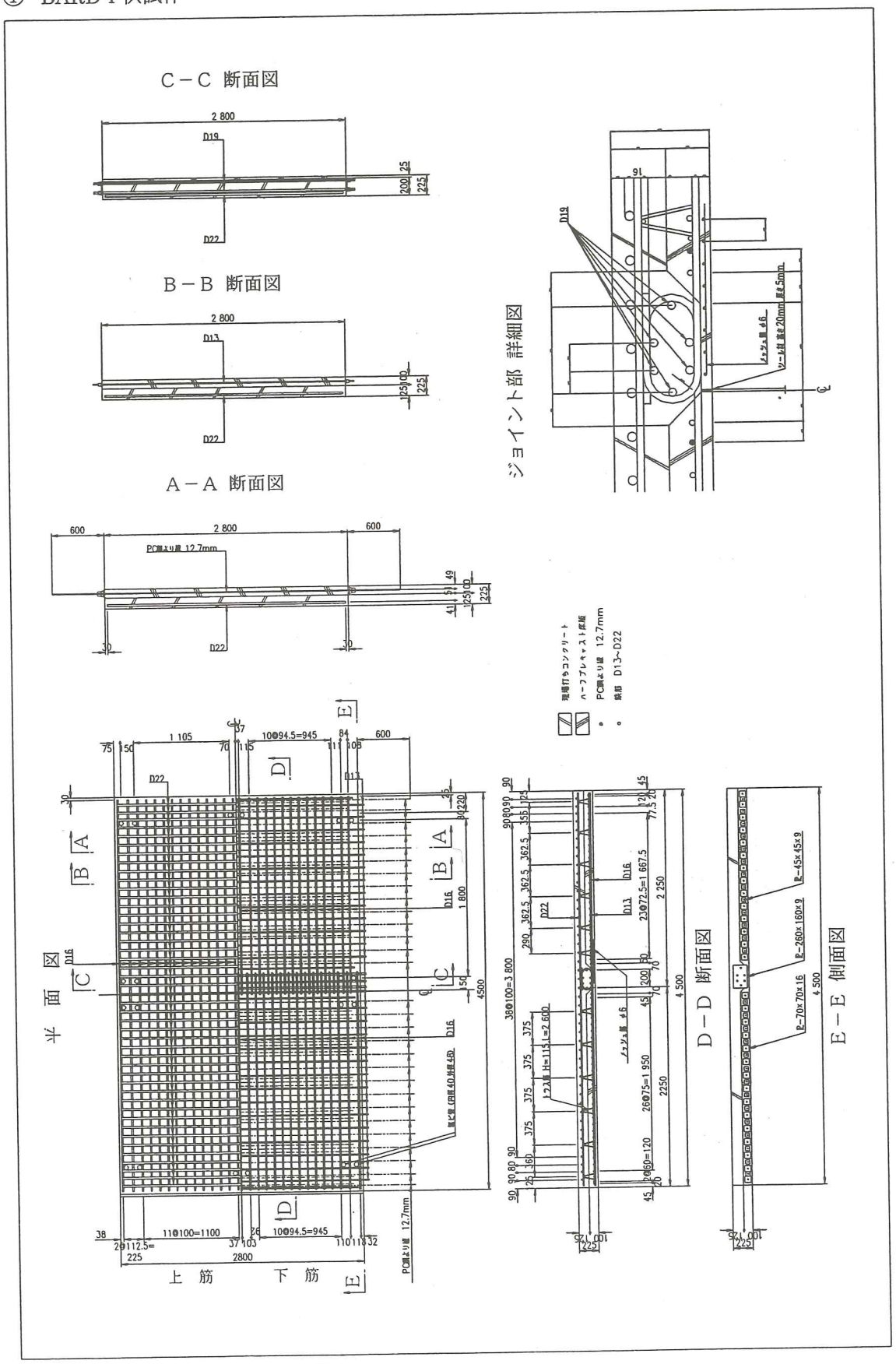


図-4.3.2 供試体の一般図(BARD Ⅰ供試体)(単位:mm)

②BARDⅡ供試体

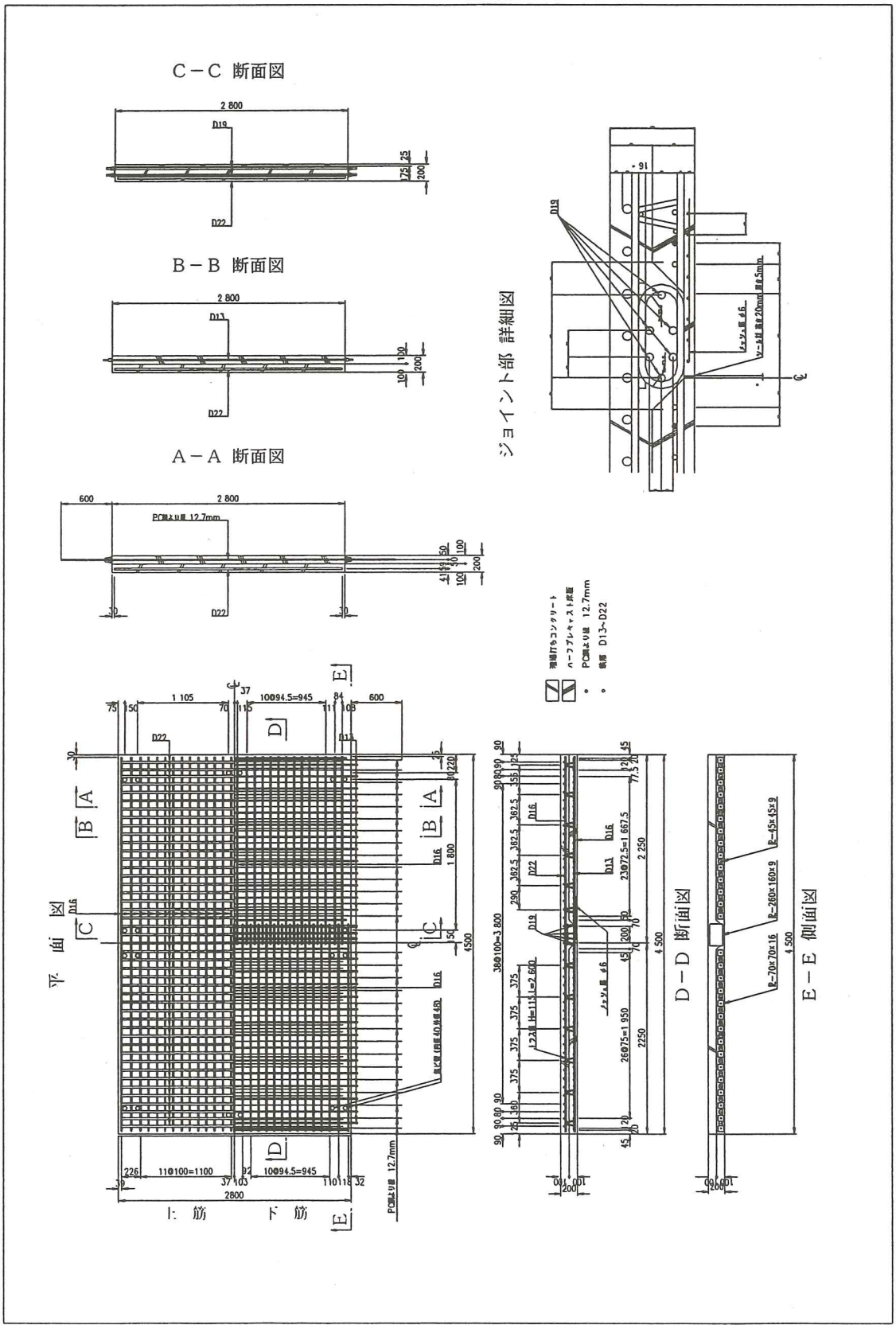


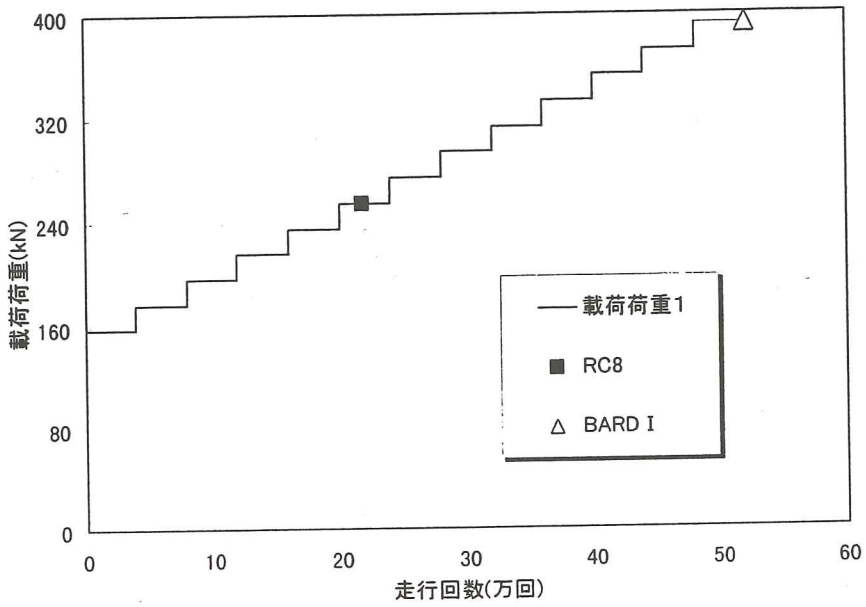
図-4.3.3 供試体の一般図(BARDⅡ供試体)(単位:mm)

（4）試験結果の概要

1)走行回数と載荷荷重の関係

① BARD I 供試体

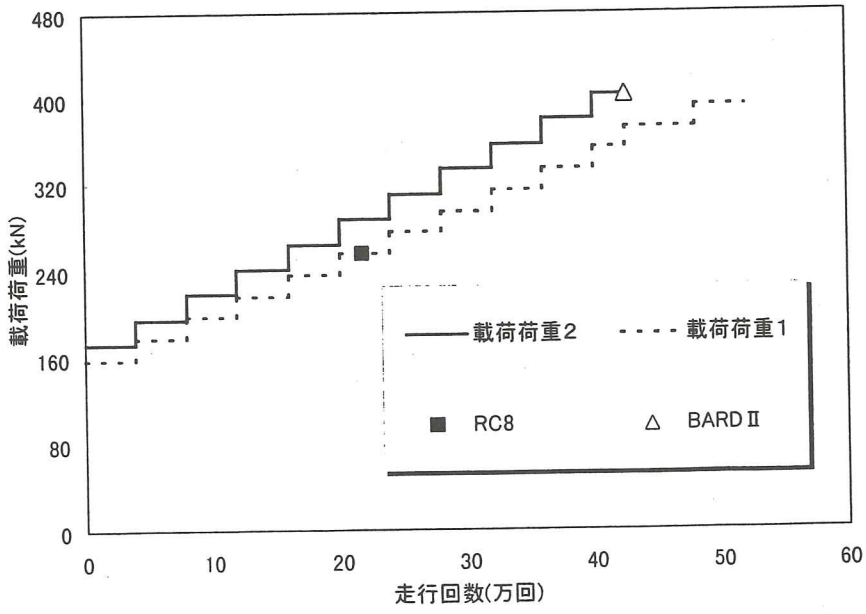
走行回数と載荷荷重の関係を図-4.3.4 に示す。図より、BARD I 供試体は、52 万回，392kN で未破壊にて試験を終了した。



図－4.3.4 走行回数と載荷荷重の関係(BARD I 供試体)

② BARDⅡ供試体

走行回数と載荷荷重の関係を図-4.3.5 に示す。図より、BARDⅡ供試体は、42.5 万回，411kN で破壊して試験を終了した。尚、載荷された荷重は、図-4.3.5 中の破線と異なり、実線で示すものであった。



図－4.3.5 走行回数と載荷荷重の関係(BARDⅡ供試体)

2) コンクリートの材料試験結果

① BARD I 供試体

BARD I 供試体に使用されたコンクリートの材料試験結果を表-4.3.4～4.3.7 に示す。輪荷重走行試験開始時のコンクリートの圧縮強度は以下の通りであった。

・プレキャスト版　　:=55.7N/mm²(材齢 48 日，設計基準強度 σ_{ck} =50N/mm² の 111%)

・場所打部コンクリート:=45.17N/mm²(材齢 41 日，設計基準強度 σ_{ck} =30N/mm² の 150%)

表－4.3.4　プレキャスト版コンクリートの圧縮強度試験結果(σck＝50N/mm²)

(材令 48 日)

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	割線弾性係数 (*10⁴ N/mm²)	ポアソン比 ν
KAI-1	99.70	78.07	450	57.6	3.58	0.238
KAI-2	99.80	78.23	430	55.0	3.68	0.259
KAI-3	99.63	77.95	424	54.4	3.69	0.253
平均	99.71	78.08	435	55.7	3.65	0.250

表－4.3.5　プレキャスト版コンクリートの引張強度試験結果(σck＝50N/mm²)

(材令 48 日)

供試体 TP No.,	直径 mm	長さ			最大荷重 kN	引張強度 N/mm²
		l1 mm	l2 mm	l mm		
KAI-7	99.850	200.90	201.45	201.175	105	3.32
KAI-8	99.850	196.30	196.45	196.375	116	3.77
KAI-9	99.650	199.10	198.90	199.000	122	3.91
平均	99.783	198.767	198.933	198.850	114	3.67

表－4.3.6　場所打ち部コンクリートの圧縮強度試験結果(σck＝30N/mm²)

(材令 41 日)

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	割線弾性係数 (*10⁴ N/mm²)	ポアソン比 ν
KAI-4	99.60	77.91	342	43.9	3.40	0.193
KAI-5	99.63	77.95	363	46.6	3.52	0.228
KAI-6	99.65	77.99	350	44.9	3.24	0.218
平均	99.63	77.95	352	45.1	3.39	0.213

表－4.3.7　場所打ち部コンクリートの引張強度試験結果（σck＝30N/mm²）

（材令 41 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	長さ			最大荷重 kN	引張強度 N/mm²
		l1 mm	l2 mm	l mm		
KAI-10	99.575	197.65	197.20	197.425	104	3.37
KAI-11	99.825	198.30	197.70	198.000	86.0	2.77
KAI-12	99.800	200.60	200.10	200.350	98.6	3.14
平均	99.733	198.850	198.333	200.350	96.2	3.09

② BARDⅡ供試体

BARDⅡ供試体に使用されたコンクリートの材料試験結果を表-4.3.8～4.3.11 に示す。輪荷重走行試験開始時のコンクリートの圧縮強度は以下の通りであった。

プレキャスト版　　:=54.2N/mm²(材齢 85 日，設計基準強度 σ_{ck} =50N/mm² の 108%)

場所打部コンクリート:=34.9N/mm²(材齢 42 日，設計基準強度 σ_{ck} =30N/mm² の 116%)

表－4.3.8　プレキャスト版コンクリートの圧縮強度試験結果（σck＝50N/mm²）

（材令 85 日）

供試体 TP No.,	直径 (mm)	断面積 (cm)	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	割線弾性係数 *10⁴ N/mm²	ポアソン比 ν
BARD2-1	99.63	77.96	424	54.4	3.20	0.160
BARD2-2	99.70	78.07	416	53.3	3.22	0.186
BARD2-3	99.70	78.07	428	54.8	3.28	0.184
平均値	-----	-----	-----	54.2	3.23	0.177

表－4.3.9　プレキャスト版コンクリートの引張強度試験結果（σck＝50N/mm²）

（材令 85 日）

供試体 TP No.,	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN	引張強度 N/mm²
BARD2-4	99.85	197.90	113	3.32
BARD2-5	99.68	198.35	105	3.77
BARD2-6	99.70	197.55	119	3.91
平均値	-----	-----	-----	3.67

表－4.3.10　場所打ち部コンクリートの圧縮強度試験結果（σck＝30N/mm²）

（材令 42 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	割線弾性係数 (*10⁴ N/mm²)	ポアソン比 ν
BARD2-7	99.78	78.19	283	36.2	2.98	0.228
BARD2-8	99.63	77.96	272	34.9	2.84	0.220
BARD2-9	99.80	78.23	262	33.6	2.46	0.213
平均	-----	-----	-----	34.9	2.77	0.220

表－4.3.11　場所打ち部コンクリートの引張強度試験結果（σck＝30N/mm²）

（材令 42 日）

供試体 TP No.,	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN	引張強度 N/mm²
BARD2-10	99.60	199.68	96.1	3.08
BARD2-11	99.70	197.65	89.8	2.90
BARD2-12	99.65	200.23	95.6	3.05
平均値	-----	-----	-----	3.01

3)床版厚

① BARD I 供試体

輪荷重走行試験終了後、床版の切断面にて床版厚の測定を行った。床版厚の測定結果を表－4.3.12 に示す。設計床版厚 225mm に対して測定値は 225mm～231mm(0～+6、平均 228mm)であった。

表－4.3.12　床版厚の測定結果(単位:mm)

A断面南側

0	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
228.5	228.5	228.5	228.5	229	230	230	230	230	230	228.5	229	229	228.5	228.5	228.5	228.5	228	228	227.5	227.5	227	---

A断面北側

22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
225.5	226.5	227	228	228.5	228.5	228.5	228.5	228	227.5	226.5	225	225	226.5	228	230	231	231.5	231	231	---	231

B断面東側

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
231	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

B断面西側

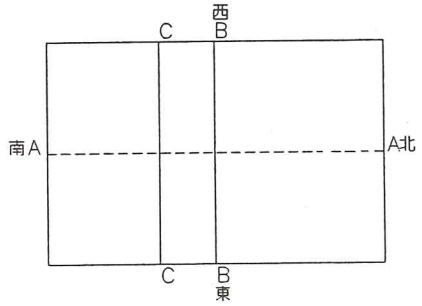
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'
228	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	231

C断面東側

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
230.5	231	---	230.5	230	230	229.5	229	228	228	227	227	228.5	228.5	228.5

C断面西側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'
229	228.5	228.5	---	229	---	229	228.5	228.5	229	229	229	230	230.5



② BARD II 供試体

輪荷重走行試験終了後、床版の切断面にて床版厚の測定を行った。床版厚の測定結果を表－4.3.13 に示す。設計床版厚 200mm に対して測定値は 196mm～200mm(-5～0，平均 198mm)であった。

表－4.3.13　床版厚の測定結果

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0
200	200	199	199	197	196	196	196	196	196	196	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	197	197	197	197	197	198

A断面 北側

B断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

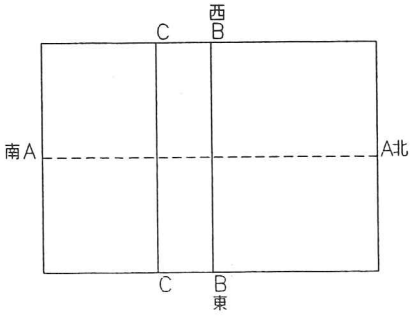
B断面 西側

C断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
---	196	197	197	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
---	---	---	---	---	---	---	---	---	197	197	197	---	---

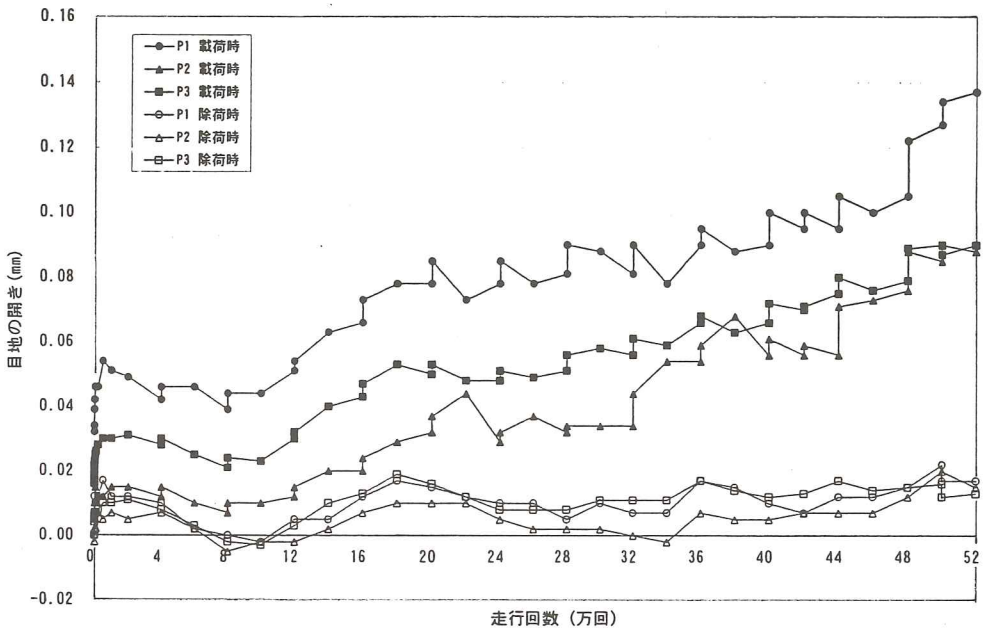
C断面 西側



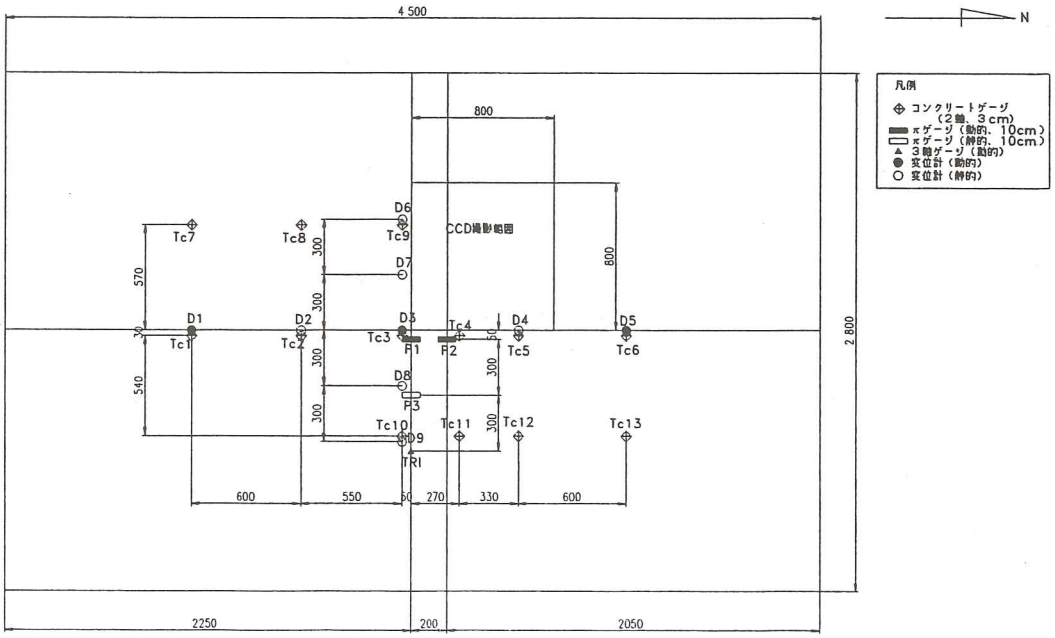
4)PCa 版相互の目地の開き

図－4.3.6, 3.4.8 に PCa 版目地部ならびに継手部に設置したπ型ゲージの計測結果を示す。載荷終了時における除荷時の目開き量（残留目開き量）は BARD Ⅰ 供試体では約 0.02mm、BARD Ⅱ 供試体では、破壊時において約 0.2mm であった。

① BARD Ⅰ 供試体

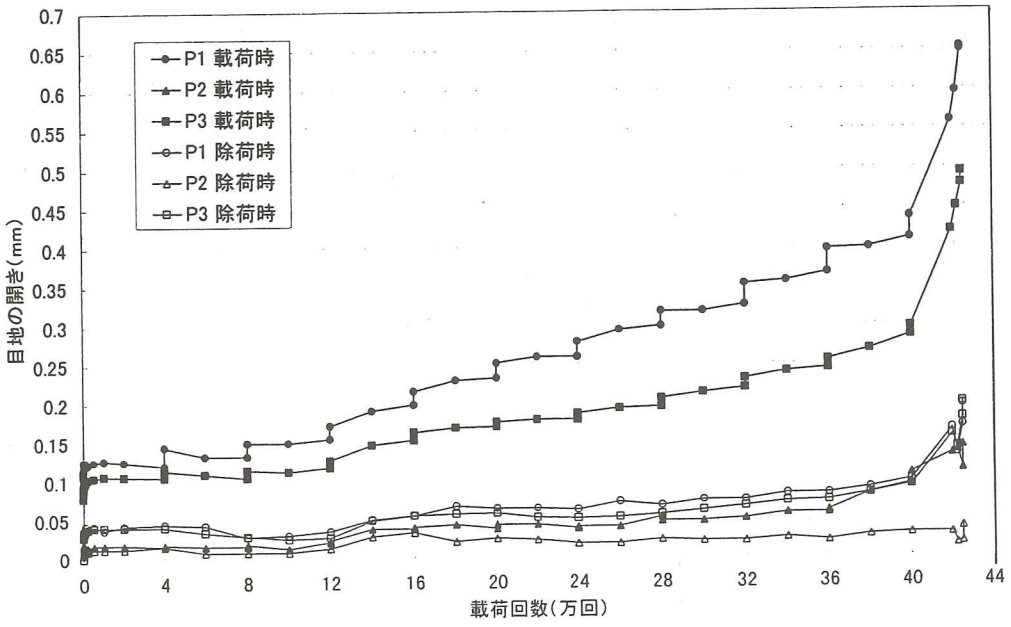


図－4.3.6 PCa 版相互の目開き量(BARD Ⅰ 供試体、単位:mm)

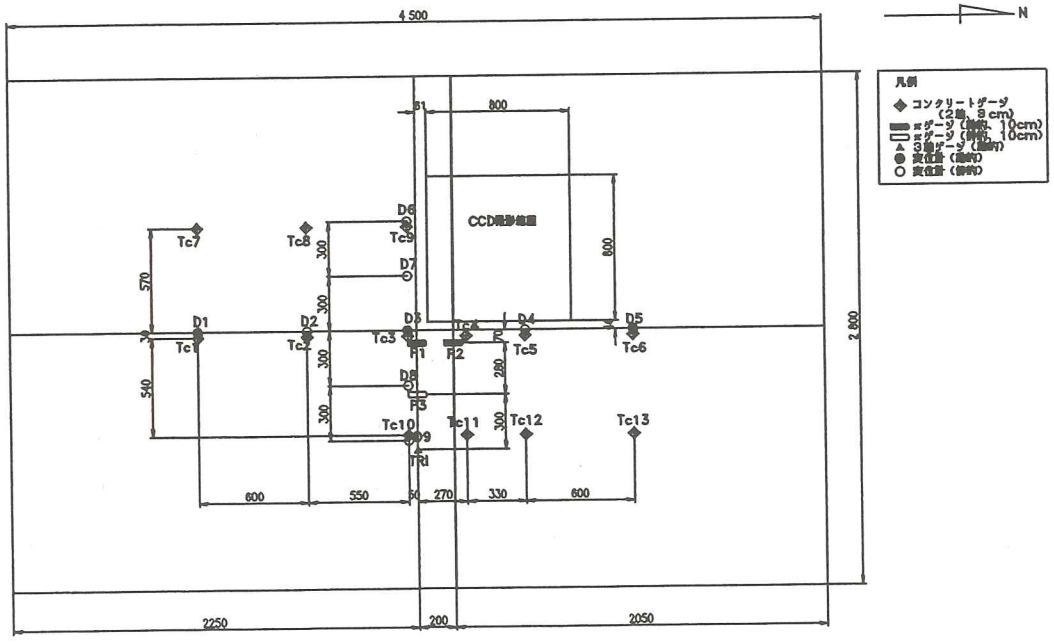


図－4.3.7 目開き量測定位置(BARD Ⅰ 供試体、単位:mm)

② BARDⅡ供試体



図－4.3.8 PCa 版相互の目開き量(BARDⅡ供試体、単位:mm)

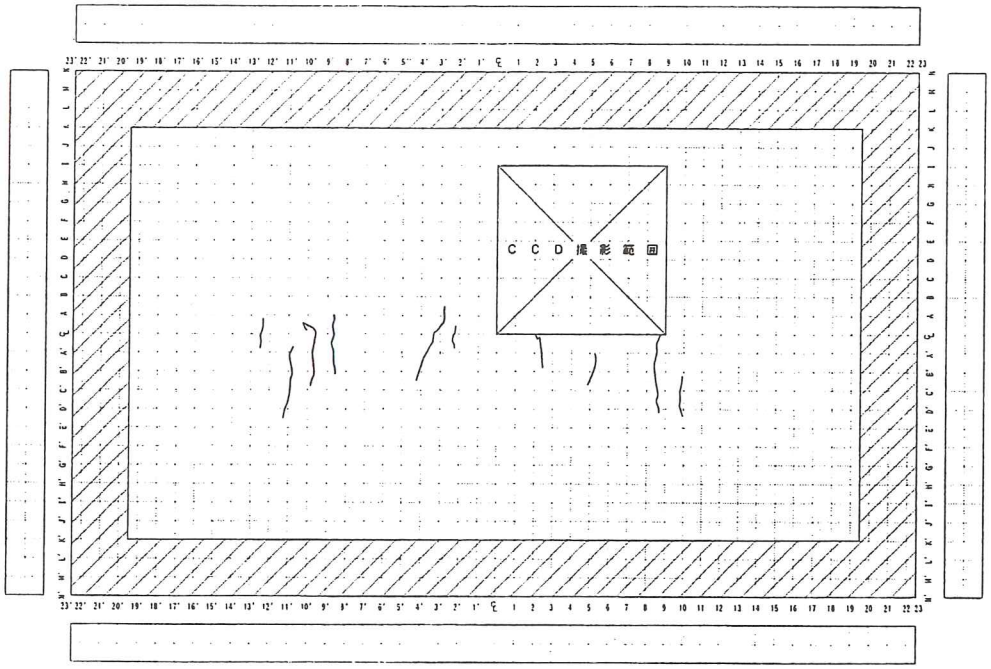


図－4.3.9 目開き量測定位置(BARDⅡ供試体、単位:mm)

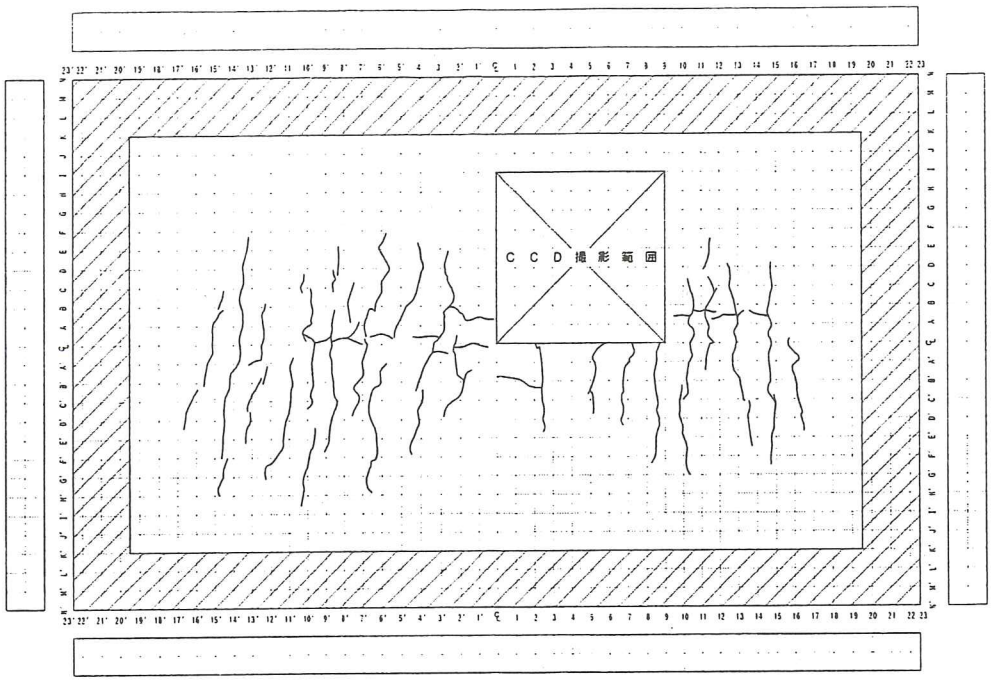
5)床版下面のひびわれ発生状況

①BARD I 供試体

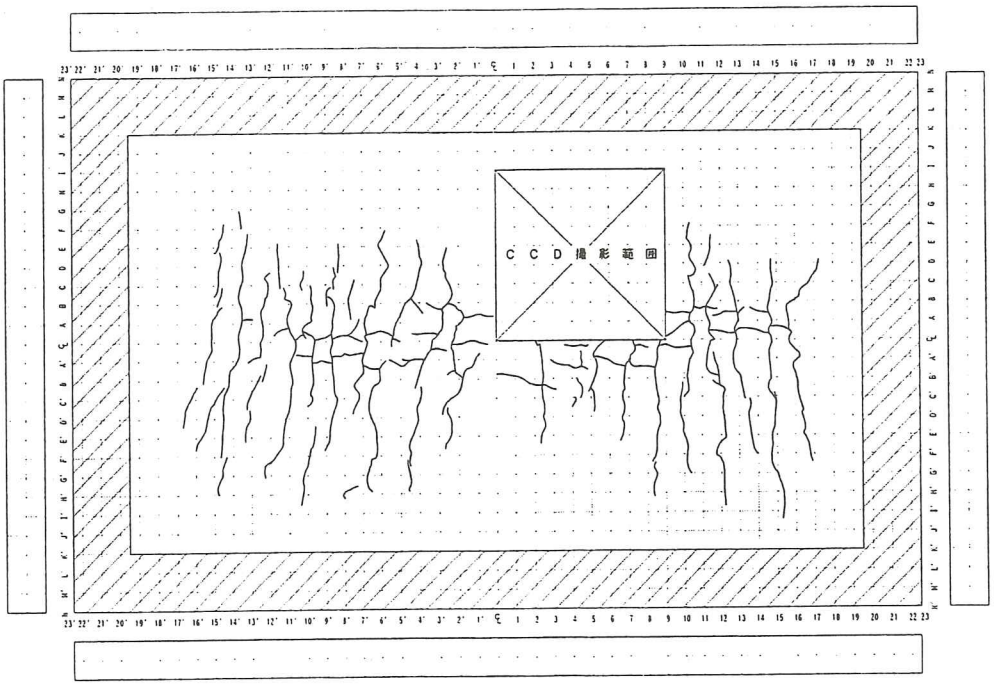
BARD I 供試体は、輪荷重走行試験終了後も最終的な破壊には至らなかった。図-4.3.10(1)に示すように、走行回数 18 万、載荷荷重 235kN あたりから、橋軸直角方向にひびわれが発生し始めた。図-4.3.10(2)に示すように、走行回数 36 万回、載荷荷重 314kN になると、橋軸直角方向ひびわれが増加した上、橋軸方向ひびわれが発生し始めた。図-4.3.10(3) ～図-4.3.10(4)に示すように、走行回数 52 万回、載荷荷重 392kN においてもこの傾向は続いた。一方、BARD I 供試体の上面には、ほとんどひびわれが見られない。試験終了後に BARD I 試験体を切断し、ひびわれ深さを調査したが、いずれのひびわれも表面に近い浅いものであった。



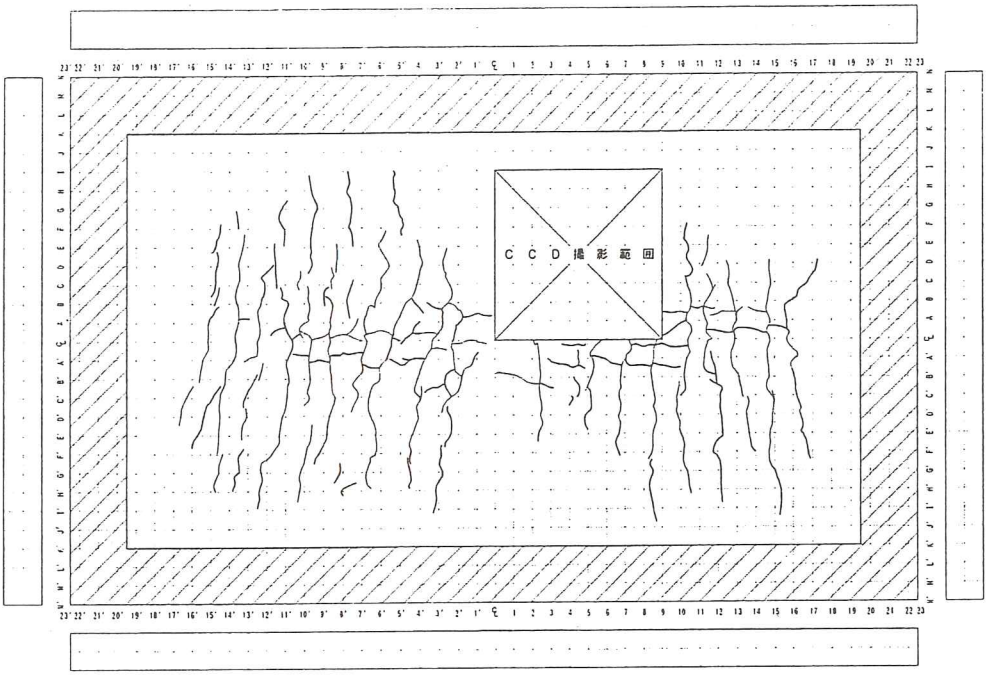
図－4.3.10(1) BARD I 供試体ひびわれ観察図(供試体下面, 走行回数18万回, 載荷荷重 235kN)



図－4.3.10(2) BARD I 供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数36万回，載荷荷重 314kN)



図－4.3.10(3) BARD I 供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数48万回，載荷荷重 372kN)

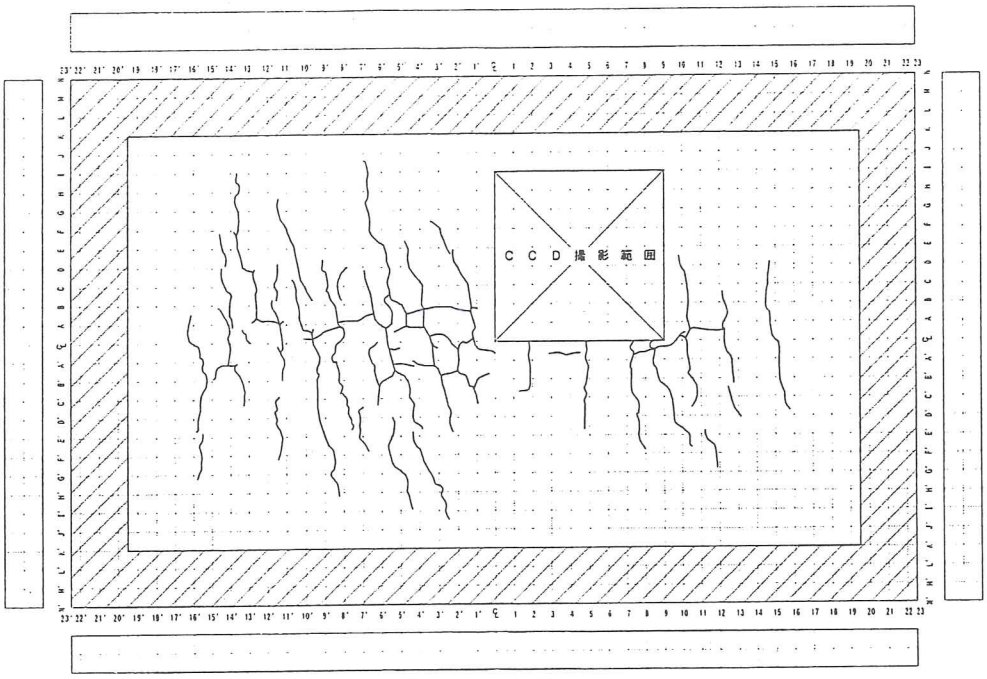


図－4.3.10(4) BARD Ⅰ供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数52万回，載荷荷重 392kN)

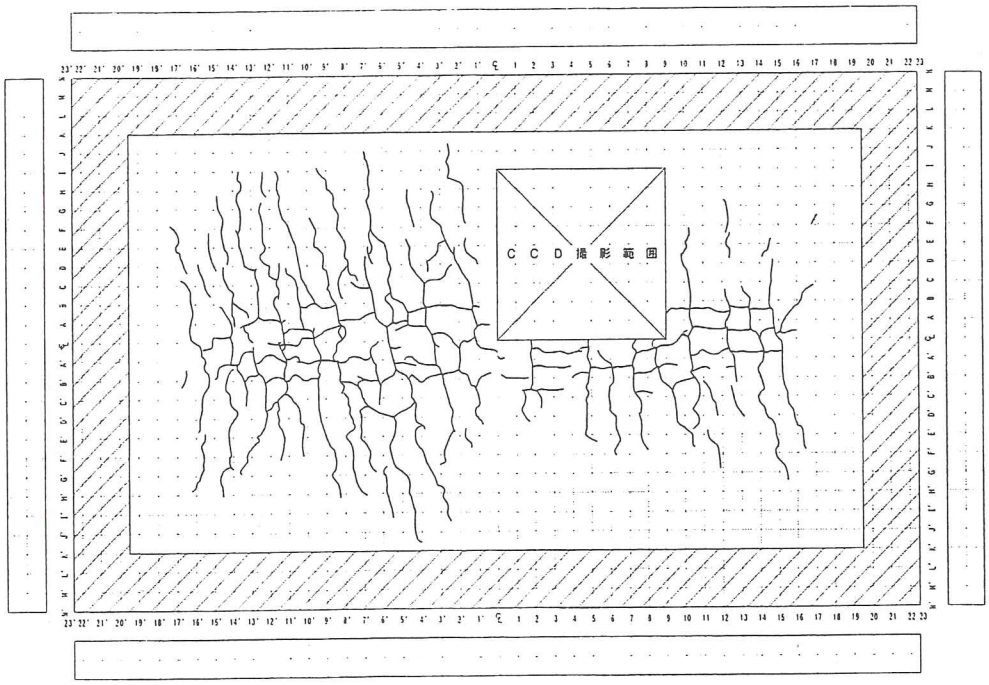
② BARDⅡ供試体

BARDⅡ供試体は、42.5 万回、載荷荷重 403kN で破壊した。図-4.3.11(1)に示すように、橋軸直角方向にひびわれが発生した後、走行回数 20 万、載荷荷重 264kN あたりから、橋軸方向ひびわれが発生し始めた。図-4.3.11(2)に示すように、走行回数 32 万回、載荷荷重 333kN になると、この傾向はすすみ、橋軸方向および橋軸直角方法ひびわれがそれぞれ増加した。図-4.3.11(3) に示すように、走行回数 42.5 万回、載荷荷重 403kN において、橋軸方向ひびわれおよび橋軸直角方向ひびわれが亀甲上に進展して、破壊に至った。

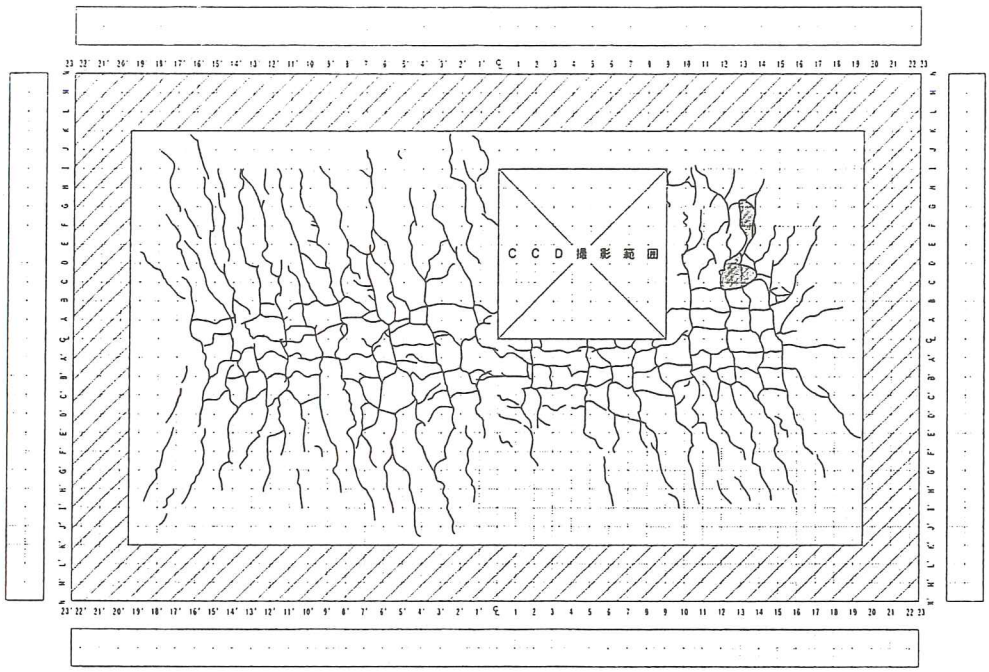
切断面のひびわれ状況は、橋軸方向・直角方向とも斜めひびわれが発生しており、押し抜きせん断による破壊であると想定される。押し抜きせん断破壊は継手部ではなく標準部で発生した。また、プレキャスト版と場所打ち部との界面には剥離がみられず、ひびわれも連続していることから両者の付着状態が保たれたままの破壊であったと推定できる。



図－4.3.11(1) BARD Ⅱ供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数20万回，載荷荷重 264kN)



図－4.3.11(2) BARD Ⅱ供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数32万回，載荷荷重 333kN)



図－4.3.11(3) BARD Ⅱ供試体ひびわれ観察図(供試体下面，走行回数42．5万回，載荷荷重 403kN)

6)ひびわれ密度

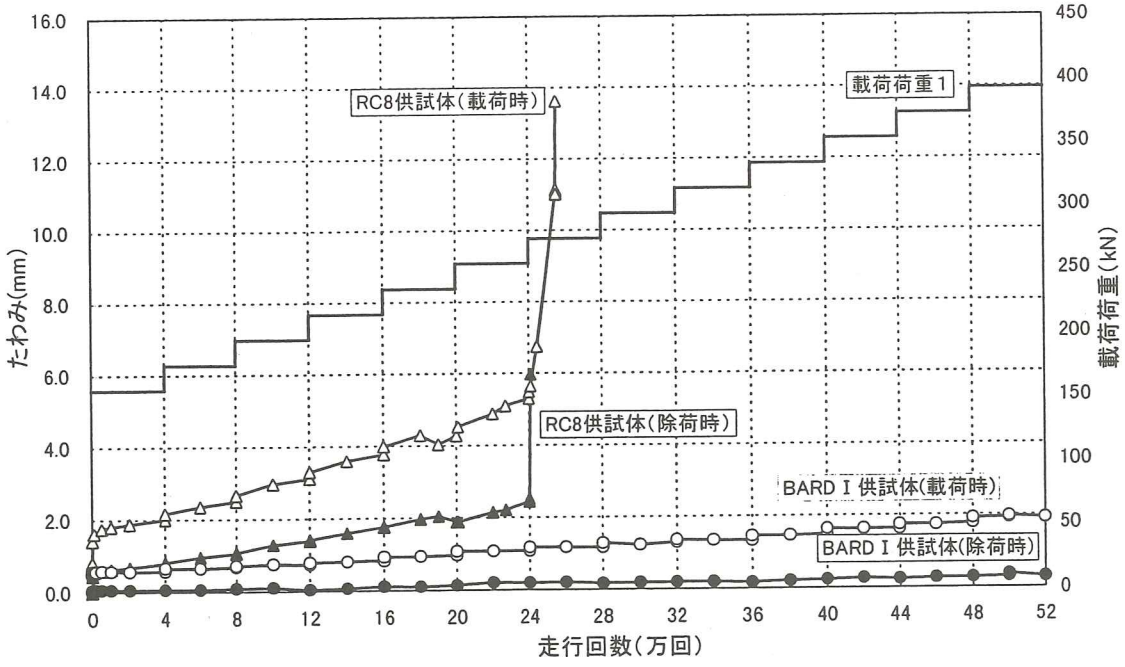
CCDカメラによるひびわれ密度の測定は、BARDⅠ供試体およびBARDⅡ供試体とも、ひびわれ密度測定のために塗布した材料が、実験の初期の段階で剥離したため、計測できなかった。

7)たわみと走行回数(荷重)の関係

①BARDⅠ供試体

図－4.3.12にBARDⅠ供試体中央における載荷時たわみならびに残留たわみを示す。

本試験における載荷時たわみおよび除荷時たわみは載荷荷重 392kN、走行回数 52 万回において、それぞれ、1.9mm、0.3mmと非常に小さいことがわかる。載荷荷重と載荷時のたわみはほぼ比例しており、試験終了まで弾性的な挙動であったと言える。図－4.3.12 に設計床版厚 25cm の RC8 供試体の試験結果が示してあるが、これと比較すると 10%床版厚が小さいにもかかわらず、BARDⅠ供試体の疲労耐久性が遙かに高いことがわかる。

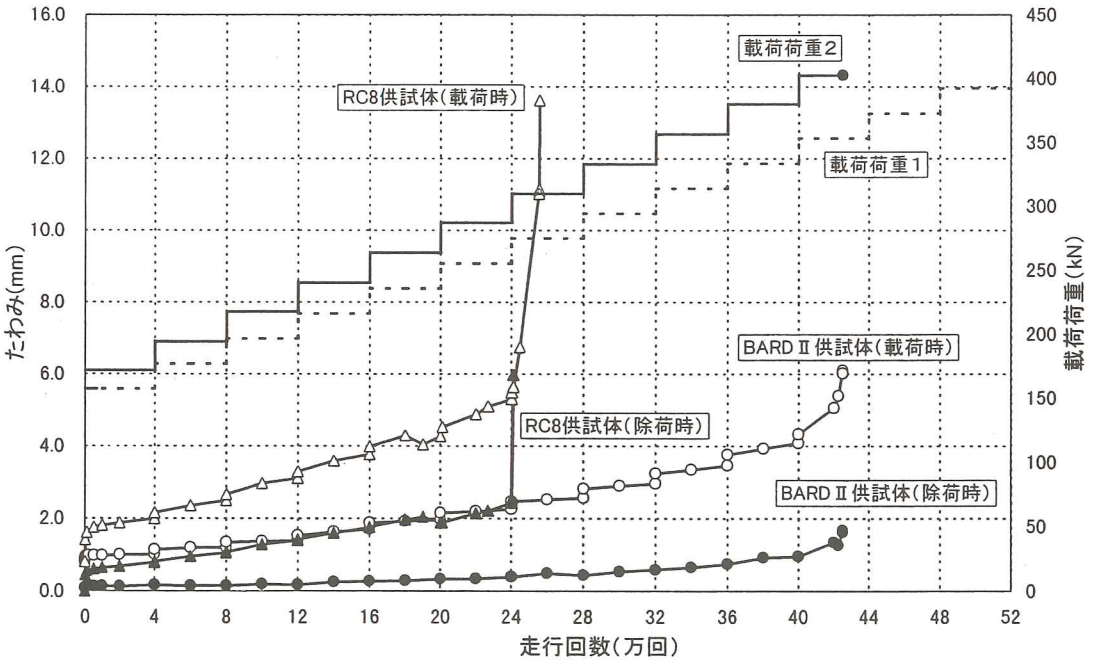


図－4.3.12 供試体中央のたわみ(BARDⅠ供試体)

② BARDⅡ供試体

図－4.3.13 に BARDⅡ供試体中央における載荷時たわみならびに残留たわみを示す。ただし、BARDⅡ供試体は図中の実線で示した荷重が載荷され、RC8 供試体については、図中の破線で示した荷重が載荷された。

たわみに関しても、目開きと同様に、載荷荷重 381kN、走行回数 40 万回まではほぼ弾性的な挙動を示している。その時のたわみ量は、載荷時たわみで約 4.0mm、除荷時たわみで約 1.0mm である。しかし、それ以降の載荷では、急激にたわみが大きくなり、載荷荷重 403kN、走行回数 42.5 万回を越えた時点で床版下面のコンクリートが剥落したため実験を終了した。図－4.3.13 に設計床版厚 25cm の RC8 供試体の試験結果が示してあるが、これと比較すると 20%床版厚が小さいにもかかわらず、BARDⅡ供試体の疲労耐久性が高いことがわかる。



図－4.3.13 供試体中央のたわみ(BARDⅡ供試体)

（５）疲労耐久性評価

1)評価方法

今回実施した試験において、コンクリート強度、床版厚、載荷荷重が当初計画したものと異なることを評価するものとする。BARD Ⅰ供試体および BARD 供試体はプレストレスが導入されたプレキャスト版と場所打ちコンクリートからなる２層構造の合成床版であり、２種類のコンクリート強度の影響を評価するのは困難である。そこで、BARDⅡ供試体が押し抜きせん断破壊したことに着目し、BARD 床版のような２層構造を持つ合成床版の押し抜きせん断に関する S-N 曲線を想定して、コンクリート強度、床版厚、載荷荷重の補正を行い、BARD Ⅰ供試体および BARDⅡ供試体の疲労耐久性を評価する。ただし、床版厚に関しては、BARD Ⅰ供試体が平均で 4mm 厚く、BARDⅡ供試体は平均で－2.0mm 薄かったが、これらの影響は小さいものとして以降の検討では考慮していない。

2)補正項目

BARD Ⅰ供試体および BARDⅡ供試体のコンクリート圧縮強度の差違を表-4.3.14 に、床版厚の差違を図-4.3.15 に、載荷荷重の差違を表-4.3.16 に示す。

表-4.3.14　使用コンクリートの設計基準強度と計測強度

供試体名称	プレキャスト版(N/mm²)		場所打コンクリート(N/mm²)	
	設計基準強度	計測強度	設計基準強度	計測強度
BARD Ⅰ供試体	50.0	55.7	30.0	46.5
BARD Ⅱ供試体	50.0	54.2	30.0	34.9

表-4.3.15　BARD Ⅰ供試体および BARD Ⅱ供試体の床版厚

供試体名称	プレキャスト版厚	場所打コンクリート厚	全床版厚		試験結果	
			設計値	計測値		
BARD Ⅰ供試体	10cm	12.5cm	22.5cm	22.9cm	載荷荷重１	未破壊
BARD Ⅱ供試体	10cm	10.0cm	20.0cm	19.8cm	載荷荷重２	破壊

表-4.3.16　計画載荷荷重と実施載荷荷重

計画荷重(kN)	載荷荷重(kN)	走行回数(回)
157	172	40,000
176	194	40,000
196	218	40,000
216	240	40,000
235	264	40,000
255	287	40,000
274	310	40,000
294	333	40,000
314	357	40,000
333	380	40,000
353	403	40,000
372	－	－
392	－	－

3) 検討手順

BARD 床版の押し抜きせん断破壊に関する S－N 曲線を、以下のような考え方によって求めた。

①梁化した場合の押し抜きせん断に関する S-N 曲線は松井の式[1]にしたがうものと仮定する。

②今回の実験で破壊した BARDⅡ供試体の破壊形状を調査して、松井の考え方を基本とした押し抜きせん断に関する S-N 曲線を設定する。

③設定した S-N 曲線の式に、押し抜きせん断破壊した BARDⅡ供試体のデータを代入することにより累積疲労損傷度が 1.0 となるように、S-N 曲線に含まれるパラメーターαを求める。

④決定された BARD 床版の S－N 曲線がを用いて、コンクリート圧縮強度および載荷荷重の補正を実施する。

4) BARD 床版の S-N 曲線の仮定

松井[1]によれば RC 床版の S-N 曲線は以下のように与えられる。

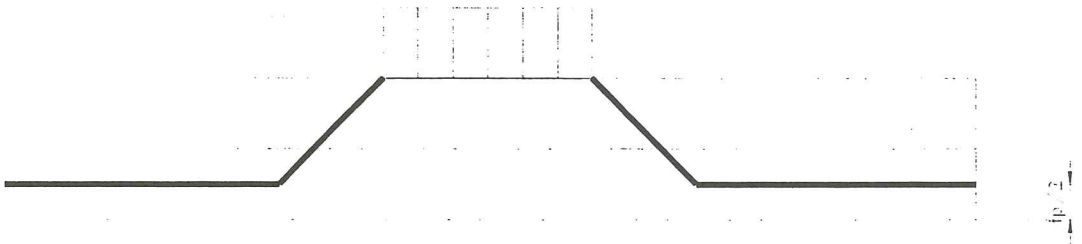
$$B = b + 2 \cdot d_d \quad \text{----------(4.3.1)}$$

$$P_{SX} = 2 \cdot B \cdot (\tau_{s\max} \cdot x_m + \sigma_{t\max} \cdot C_m) \quad \text{----------(4.3.2)}$$

$$\log\left(\frac{P}{P_{SX}}\right) = -0.07835 \cdot \log N + \log 1.520 \quad \text{----------(4.3.3)}$$

① P_{SX}に関する考察

BARDⅡ供試体の破壊時の梁化幅は 50～55cm であった。この数値は式(4.3.1)に BARD 床版Ⅱの数値を代入したときの値にほぼ一致した。また、２層構造を評価するにあたり、切断した BARDⅡ供試体の押し抜きせん断面におけるひびわれ形状をモデル化したものを図－4.3.14 に示す。



図－4.3.14 2層構造における破壊形式のモデル化

床版が押し抜きせん断破壊するときの破壊面の角度は BARDⅡ供試体の場合、プレキャスト版内では、図－4.3.14 のように、プレストレスの効果によりかなり水平に近くなっている。これらのことから、BARD 床版の P_{SX}を以下のように設定する。

$$P_{SX} = 2 \cdot B \cdot (\tau_{s\max c} \cdot x_m + \alpha \cdot \tau_{s\max p} \cdot \frac{t_p}{2} + \sigma_{t\max} \cdot \frac{t_p}{2}) \text{----------(4.3.4)}$$

ただし、t_p = プレキャスト版厚

$$\tau_{s\max c} := 2.214 \cdot {}_c\sigma_{ck}{}^{0.553} \text{----------(4.3.5)}$$

$$\tau_{s\max p} := 2.214 \cdot {}_p\sigma_{ck}{}^{0.553} \text{----------(4.3.6)}$$

$$\sigma_{t\max} := 0.583 \cdot {}_p\sigma_{ck}{}^{2/3} \text{----------(4.3.7)}$$

${}_c\sigma_{ck}$：場所打コンクリートの設計基準強度

${}_p\sigma_{ck}$：プレキャストコンクリートの設計基準強度

式(4.3.4) ～式(4.3.7)を用いて、BARDⅡ供試体における累積疲労損傷度を 1.0 とするようなαを求めた結果を表の表-4.3.17 に示す。

表-4.3.17　BARDⅡ供試体においてα=0.06461 としたときの累積損傷度表

α 0.06461	BARDⅡ						
Psx 63.908	ni	Σni	Pi	Pi/Psx	Ni(回)	損傷度	累計
	40000	40000	17.50	0.2738	3.1561E+09	0.0000	0.0000
	40000	80000	19.80	0.3098	6.5267E+08	0.0001	0.0001
	40000	120000	22.20	0.3474	1.5154E+08	0.0003	0.0003
	40000	160000	24.50	0.3834	4.3061E+07	0.0009	0.0013
	40000	200000	26.90	0.4209	1.3064E+07	0.0031	0.0043
	40000	240000	29.30	0.4585	4.3889E+06	0.0091	0.0134
	40000	280000	31.60	0.4945	1.6729E+06	0.0239	0.0374
	40000	320000	34.00	0.5320	6.5721E+05	0.0609	0.0982
	40000	360000	36.40	0.5696	2.7519E+05	0.1454	0.2436
	40000	400000	38.80	0.6071	1.2181E+05	0.3284	0.5719
	25004	425004	41.10	0.6431	5.8410E+04	0.4281	1.0000

この計算結果から、αは式(4.3.8)となった。

$$\alpha = 0.06461 \text{----------(4.3.8)}$$

② BARD 床版における S-N 曲線

以上の検討から、BARD 床版の押し抜きせん断破壊に関する S-N 曲線は、以下のようになる。

$$B = b + 2 \cdot d_d \text{----------(4.3.9)}$$

$$P_{SX} = 2 \cdot B \cdot (\tau_{s\max c} \cdot x_m + 0.06461 \cdot \tau_{s\max p} \cdot \frac{t_p}{2} + \sigma_{t\max} \cdot \frac{t_p}{2}) \text{------(4.3.10)}$$

$$\log\left(\frac{P}{P_{SX}}\right) = -0.07835 \cdot \log N + \log 1520 \text{----------(4.3.11)}$$

5) コンクリート強度及び載荷荷重の補正

① BARD I 供試体

前述した考え方にしたがい、求めた S-N 曲線を用いて、BARD I 供試体のコンクリート強度ならびに床版厚の補正を行う。具体的には、式(4.3.11)に示した BARD 床版の S-N 曲線に、BARD I 供試体の設計値通りの数値を代入することで求まる。算定した結果を以下に示す。

表-4.3.18 BARD I 供試体においてコンクリート強度及び載荷荷重を補正したときの累積損傷度表

Psx 68.731	BARD I 修正(強度)						
	ni	Σni	Pi	Pi/Psx	Ni(回)	損傷度	累計
	40000	40000	16.00	0.2328	2.5070E+10	0.0000	0.0000
	40000	80000	18.00	0.2619	5.5755E+09	0.0000	0.0000
	40000	120000	20.00	0.2910	1.4530E+09	0.0000	0.0000
	40000	160000	22.00	0.3201	4.3049E+08	0.0001	0.0001
	40000	200000	24.00	0.3492	1.4180E+08	0.0003	0.0004
	40000	240000	26.00	0.3783	5.1049E+07	0.0008	0.0012
	40000	280000	28.00	0.4074	1.9825E+07	0.0020	0.0032
	40000	320000	30.00	0.4365	8.2182E+06	0.0049	0.0081
	40000	360000	32.00	0.4656	3.6061E+06	0.0111	0.0192
	40000	400000	34.00	0.4947	1.6634E+06	0.0240	0.0432
	40000	440000	36.00	0.5238	8.0199E+05	0.0499	0.0931
	40000	480000	38.00	0.5529	4.0223E+05	0.0994	0.1925
	40000	520000	40.00	0.5820	2.0900E+05	0.1914	0.3839

算定の結果、累積損傷度が 0.3839 となり 1.0 を下回ったので、コンクリート強度および床版厚が設計値通りであった場合の BARD I 供試体は破壊しないと考えられる。

② BARD II 供試体

BARD II 供試体を補正する項目は、コンクリート強度および荷重載荷である。BARD I 供試体 I および BARD II 供試体ともに同一の階段状載荷のグラフにプロットできるように、まずは載荷荷重のみの補正を実施する。

表-4.3.19 BARD II 供試体において載荷荷重を補正したときの累積損傷度表

Psx 63.908	BARD II 修正(荷重のみ)						
	ni	Σni	Pi	Pi/Psx	Ni(回)	損傷度	累計
	40000	40000	16.00	0.2504	9.9053E+09	0.0000	0.0000
	40000	80000	18.00	0.2817	2.2029E+09	0.0000	0.0000
	40000	120000	20.00	0.3130	5.7409E+08	0.0001	0.0001
	40000	160000	22.00	0.3442	1.7009E+08	0.0002	0.0003
	40000	200000	24.00	0.3755	5.6024E+07	0.0007	0.0010
	40000	240000	26.00	0.4068	2.0170E+07	0.0020	0.0030
	40000	280000	28.00	0.4381	7.8328E+06	0.0051	0.0081
	40000	320000	30.00	0.4694	3.2470E+06	0.0123	0.0204
	40000	360000	32.00	0.5007	1.4248E+06	0.0281	0.0485
	40000	400000	34.00	0.5320	6.5721E+05	0.0609	0.1094
	40000	440000	36.00	0.5633	3.1687E+05	0.1262	0.2356
	40000	480000	38.00	0.5946	1.5892E+05	0.2517	0.4873
	40000	520000	40.00	0.6259	8.2578E+04	0.4844	0.9717

算定の結果、累積損傷度が 0.9717 となり 1.0 を下回ったので、載荷荷重 1 が載荷された場合の BARD Ⅱ供試体は破壊しないと考えられる。

次に、コンクリート強度を補正した場合について算定する。算定した結果を図-4.3.19 に示す。

表-4.3.19　BARD Ⅱ供試体においてコンクリート強度と載荷荷重を補正したときの累積損傷度表

Psx 58.731	BARDⅡ修正(荷重＋強度)						
	ni	Σni	Pi	Pi/Psx	Ni(回)	損傷度	累計
	40000	40000	16.00	0.2724	3.3699E+09	0.0000	0.0000
	40000	80000	18.00	0.3065	7.4946E+08	0.0001	0.0001
	40000	120000	20.00	0.3405	1.9532E+08	0.0002	0.0003
	40000	160000	22.00	0.3746	5.7867E+07	0.0007	0.0010
	40000	200000	24.00	0.4086	1.9060E+07	0.0021	0.0031
	40000	240000	26.00	0.4427	6.8620E+06	0.0058	0.0089
	40000	280000	28.00	0.4768	2.6648E+06	0.0150	0.0239
	40000	320000	30.00	0.5108	1.1047E+06	0.0362	0.0601
	40000	360000	32.00	0.5449	4.8473E+05	0.0825	0.1426
	40000	400000	34.00	0.5789	2.2359E+05	0.1789	0.3215
	40000	440000	36.00	0.6130	1.0780E+05	0.3710	0.6926
	40000	480000	38.00	0.6470	5.4068E+04	0.7398	1.4324
	40000	520000	40.00	0.6811	2.8094E+04	1.4238	2.8562

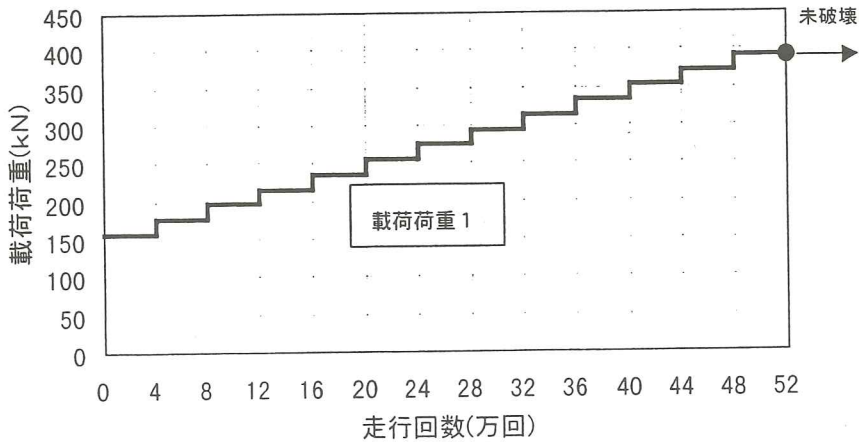
Σni =456,621(回)

算定の結果、載荷荷重 372kN、走行回数 45.7 万回で累積損傷度が 1.0 となり、コンクリート強度および載荷荷重を補正した場合の BARDⅡ供試体は破壊するものと考えられる。

6)補正結果のまとめ

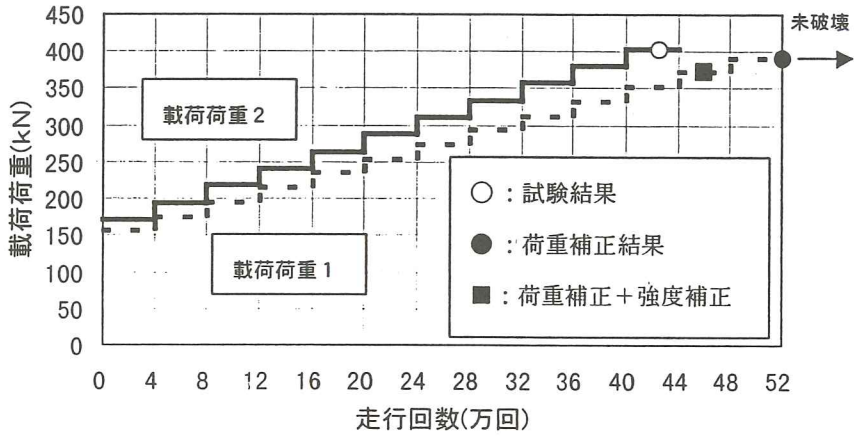
BARD Ⅰ供試体および BARDⅡ供試体について、コンクリート強度および載荷荷重に関する補正を行った結果を階段載荷グラフ上で評価する。

図－4.3.15 は、BARD Ⅰ供試体にコンクリート強度および載荷荷重に関する補正を行ったものであり、52 万回載荷後も破壊しないと考えられる。



図－4.3.15 BARD Ⅰ供試体の補正結果

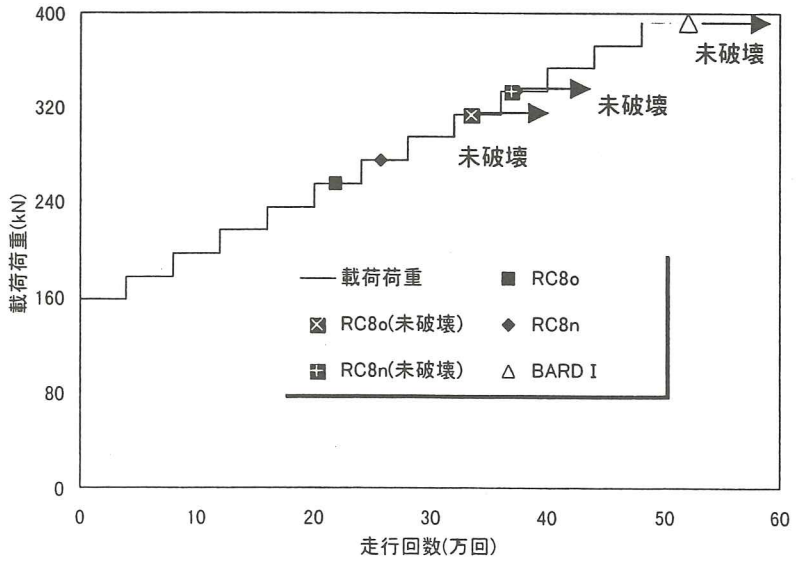
図－4.3.16 は、BARDⅡ供試体に対して、荷重補正のみを行った場合と、コンクリート強度および載荷荷重に関する補正を行った場合のものである。載荷荷重だけを補正した場合には、52 万回載荷後も未破壊であるものと考えられる。コンクリート強度および載荷荷重に関する補正を行った場合には、45.7 万回目に破壊するものと考えられる。



図－4.3.16 BARDⅡ供試体の補正結果

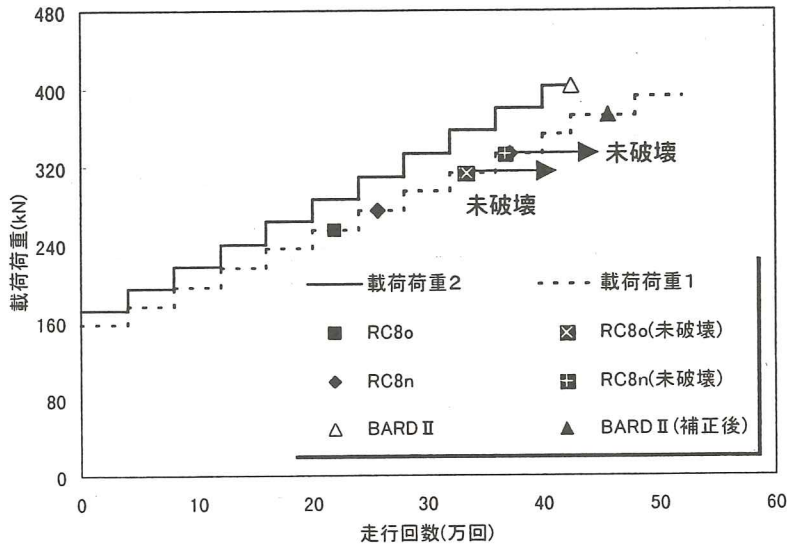
7）疲労耐久性の評価

図－4.3.17は、BARDⅠ供試体において、コンクリート強度と載荷荷重に関して補正した結果を示したものである。同図に示されているものはRC8 供試体であり、同じくコンクリート強度に関して補正が行われている[2)]。この検討結果から、BARDⅠ供試体の疲労耐久性がRC8 供試体を上回ることが分かる。



図－4.3.17 走行回数と載荷荷重の関係(BARDⅠ供試体)

図－4.3.18 は、BARDⅡ供試体において、コンクリート強度および載荷荷重に関する補正を行った場合の結果を示したものである。同図に示されているものはRC8供試体であり、コンクリート強度に関して補正が行われている[2)]。この検討結果から、BARDⅡ供試体の疲労耐久性がRC8供試体を上回ることが分かる。



図－4.3.18 走行回数と載荷荷重の関係(BARDⅡ供試体)

BARDⅠ供試体およびBARDⅡ供試体ともに、プレストレスが導入されたプレキャスト版と場所打ちコンクリートからなる合成床版であり、輪荷重走行試験により、以下のことが確認できた。

①BARDⅠ供試体およびBARDⅡ供試体はそれぞれ、20cmおよび22.5cmの床版厚を有する供試体であるが、これらの供試体に対して載荷荷重、コンクリート強度および床版厚に関して補正を行った結果、25cmの床版厚を有するRC8供試体に比較して、いずれの供試体も大きな疲労耐久性を示した。

②BARDⅡ供試体は載荷荷重 403kN、走行回数 42.5 万回で破壊したが、その破壊形態は、橋軸直角方向に貫通ひびわれがほぼ等ピッチで形成された後、押し抜きせん断破壊した。これは当初推定した破壊形態であった。

（6）その他性能の評価

1）たわみ

① BARD Ⅰ供試体

図-4.3.12 に示すように、BARD Ⅰ供試体のたわみは、実際の交通荷重と比較すると非常に大きな荷重である最終荷重段階までほぼ載荷荷重と比例して増加しており、また、残留変位も非常に小さいため、たわみに関しては問題とはならない。

② BARDⅡ供試体

図-4.3.13 に示すように、BARDⅡ供試体のたわみは、RC8 供試体が破壊した 277kN あたりまでは残留たわみも小さく、載荷時たわみもほぼ載荷荷重に比例しており、その後の載荷荷重の増加に対しても急激な増加はなく、たわみに関しては問題とはならない。

2)PCa 版継手の目開き量

①BARD Ⅰ供試体

- πゲージによる目開き量の計測結果は輪荷重走行載荷試験終了時（52 万回,392 kN）において、載荷時＝0.14 mm、除荷時＝0.02 mm であった。
- 一般に鉄筋の許容ひびわれ幅は $w_a = 0.005 \cdot c = 0.005 \cdot 25mm = 0.125mm$ (c：試験体のかぶり)であり、これを目開き量にも適用するものとすれば、輪荷重試験終了後の除荷時の目開き量(0.02 mm)はこれを下回っているので、特に問題とならない。

③ BARDⅡ供試体

- πゲージによる目開き量の計測結果は輪荷重走行載荷試験終了時（42.5 万回,403 kN）において、載荷時＝0.65 mm、除荷時＝0.20 mm であった。ただし、これは供試体が破壊したときに急激に増加したもので、安定していた時期(40 万回, 380 kN)においては、それぞれ、0.4mm および 0.1mm であった。
- 一般に鉄筋の許容ひびわれ幅は $w_a = 0.005 \cdot c = 0.005 \cdot 25mm = 0.125mm$ (c：試験体のかぶり)であり、これを目開き量にも適用するものとすれば、除荷時の目開き量(0.1 mm)はこれを下回っているので、特に問題とならない。

3)ひびわれ

①BARD Ⅰ供試体

- ひびわれは 18 万回より床版下面に橋軸直角が発生した。18 万回時の載荷荷重は 235kN であるが、これに対して道路橋示方書に示される(B 活荷重におけるＴ荷重は 100kN である。
- B 活荷重(Ｔ荷重)の 2.4 倍の荷重を載荷して初めてひびわれが発生したのであるから、本床版はひびわれに対しても特に問題はないと考えられる。

②BARDⅡ供試体

- ひびわれは 20 万回より床版下面に橋軸直角が発生した。20 万回時の載荷荷重は 235kN であるが、これに対して道路橋示方書に示されるＢ活荷重におけるＴ荷重は 100kN である。
- B 活荷重(Ｔ荷重)の 2.4 倍の荷重を載荷して初めてひびわれが発生したのであるから、本床版

はひびわれに対しても特に問題はないと考えられる。

4)PCa 版と後打ちコンクリートとの一体性

・ 輪荷重走行試験終了後、供試体のカッター切断を行い、その切断面を調査したが、PCa 版と場所打ち部とは健全に一体化していることが確認できた。

（7）まとめ

BARD 床版は、正の曲げモーメントに対して、「引張は許すがひびわれの発生は許さない」設計を行っている。輪荷重走行載荷試験による結果と前節の検討から以下のような評価ができる。

① 実際の交通荷重あるいは道路橋示方書における設計荷重 100kN に対しては、ひびわれを生じることなく、ひびわれを許さない十分な性能を有している。

② BARDⅡ供試体の破壊形式は、梁化した後に押し抜きせん断破壊することが判明した。したがって、実橋での破壊形式は押し抜きせん断破壊であると考えられるが、実験の結果から十分な疲労耐久性を有していることが確認されたので、通常の RC 床版に比べて長い耐用年数を有していると考えられる。

③ BARDⅡ供試体の床版厚は平均 19.8cm であり、RC8 供試体の床版厚に比べて 20%薄い床版であるが、疲労耐久性においては RC8 供試体より高い結果を得た。このことから、RC8 供試体で代表される RC 床版よりも 20%薄くしても、疲労耐久性に関しては問題ないものと考えられる。

④ プレキャスト間の目開き量は、試験終了時においても耐久性から要求される許容ひびわれ幅よりも小さく、設計においては特別な考慮する必要はないものと考えられる。

参考文献

1)阪神高速道路公団、他：道路橋 RC 床版のひびわれ損傷と耐久性、1991.12

2)川間・内田・西川：既設 RC 床版の階段状荷重漸増載荷における疲労耐久性評価手法に関する検討、土木学会第 55 回年次学術講演会概要集、CS-257、2000.9

4.4 SB パネル

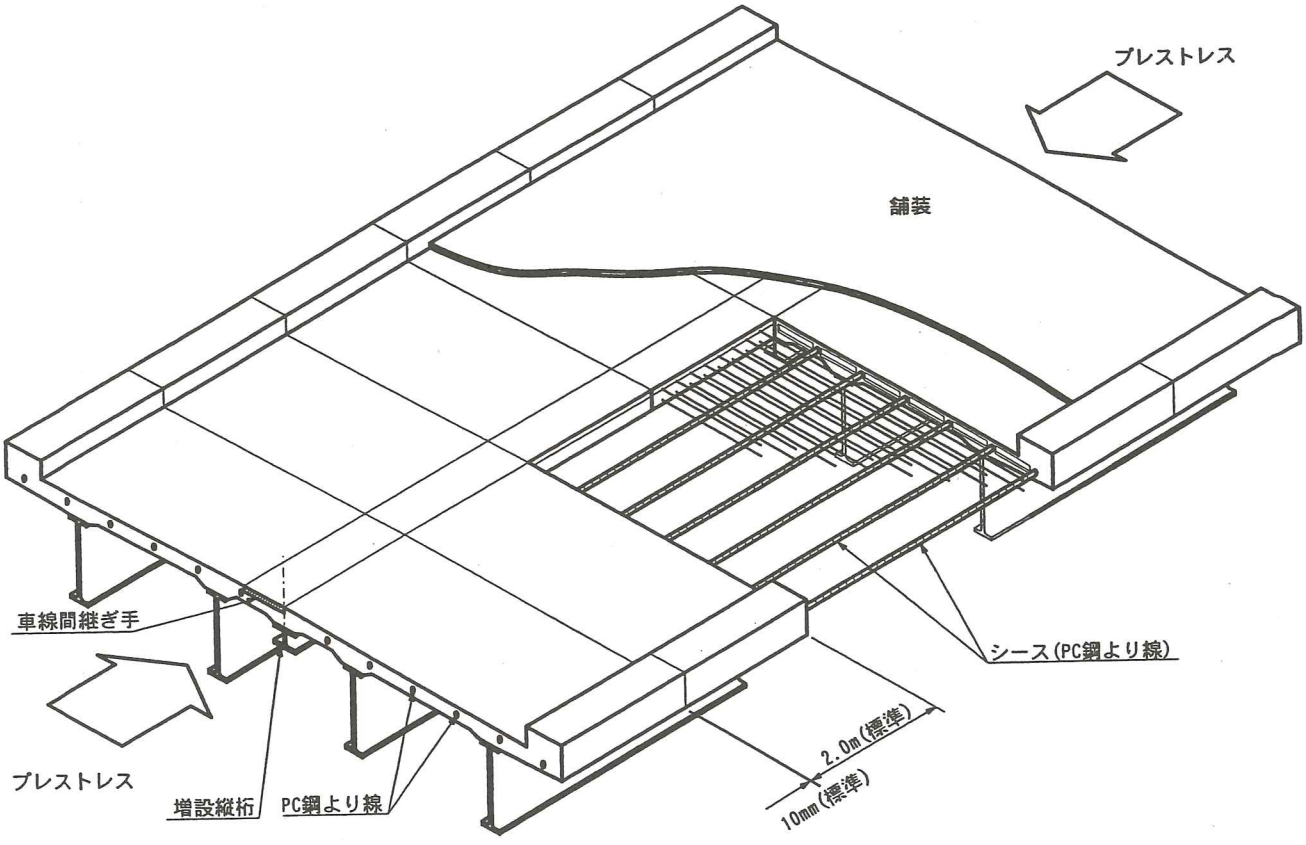
本報告はＳＢパネル供試体２体の試験結果に基づき疲労耐久性を評価したものである。これら２供試体の試験内容の混乱を避けるため１体目および２体目試験との相違や比較の際には、１体目を「SB パネル 1」、２体目を「SB パネル 2」と示す。本文において共通した性能を説明するときは「SB パネル」と略称する。

（1）工法の概要

SB パネルは、損傷を受けた既設道路橋床版の打ち換え用プレキャスト床版である。既設道路橋床版の打ち換えを供用下で行うために種々の特徴を有しているが基本的な構造、形式は以下に示すとおりである。

構　　造　－　主鉄筋方向はＲＣ構造で配力鉄筋方向はＰＣ構造
床版の連結　－　橋軸方向プレストレスによる一体化
支持桁との締結　－　スタッド、板ばね

図－4.4.1 に工法概要を示す。図はプレートガーダー4 主桁の床版を打ち換える際の標準的なものである。



図－4.4.1 工法概要図

（2）試験の着目点

プレキャスト床版を敷設して連続一体化する工法では、一定間隔で目地を設けることになるのでその位置が構造上の弱点になると考えられる。本供試体は、設計の概要で示すとおり床版厚さを薄くし、さらに、プレキャスト床版連続一体化用のプレストレス量を減じている。よって、本試験ではその影響を確認するため、①床版としての疲労耐久性、②連結目地部の挙動、に着目する。

（3）供試体の概要

1） 設計条件

・支間床版　　：3.0m（連続版）

・活荷重　　：B活荷重

・コンクリートの設計基準強度（f'ck）：40N/mm²

2） 設計の考え方

設計方法は現行の道示に準じるものとする：ただし、橋軸方向プレストレスの効果により床版厚さが低減できることを過去の輪荷重走行実験[1)]で確認しているため、大型車交通量の割り増しは行わなかった。

また、床版厚さと同様に、プレストレス量についても過去の実験[1)]で低減可能であることを確認しているため、SB パネル1は、道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスを約 75%に低減し、SB パネル2は、約 50%に低減した。

① 床版厚さの計算（道示Ⅱ鋼橋編 6.1.5　床版の最小全厚）

$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ (cm)

k_1：大型車の交通量による係数（1方向あたりの大型車交通量 2000 台／日以上で 1.25）

k_2：床版支持桁の剛性が異なる場合の付加曲げモーメントの係数

$d_0 = 3L+11$(cm)　$L = 3.0$ m

道示による床版厚	d = 25 cm	$d = 1.25 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$
供試体	d = 20 cm	$d = 1 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$

② 導入プレストレス量と目地部コンクリートの応力度（配力鉄筋方向）

・活荷重による応力度 σc　$= \pm 4.0$ N/mm²

・SB パネル1：プレストレスによる応力度 $\sigma cuo = \sigma clo = 2.9$N/mm²

σcuo（σclo）／$\sigma c = 2.9 / 4.0 = 0.73$（約 75%）

活荷重作用時の床版上縁の応力度　$\sigma cu = 6.9$ N/mm²

下縁の応力度　$\sigma cl = -1.1$ N/mm²

・SB パネル 2：プレストレスによる応力度 $\sigma cuo = \sigma clo = 2.0\ N/mm^2$

σcuo（σclo）／$\sigma c = 2.0 / 4.0 = 0.50$（50%）

活荷重作用時の床版上縁の応力度　　$\sigma cu = 5.9\ N/mm^2$

下縁の応力度　　$\sigma cl = -2.0\ N/mm^2$

③RC 床版としての計算応力

主鉄筋断面は通常の鉄筋コンクリート構造として計算を行い、配力鉄筋断面はプレストレストコンクリート構造として計算している。ただし、既設橋梁の打ち換え工法では架設時のプレストレス導入前に交通を仮解放する場合があるため、配力鉄筋断面にも道示による必要鉄筋量を配置するように鉄筋コンクリート構造としての計算も行っている。計算結果は以下の通りである。

主鉄筋方向

コンクリートの圧縮応力度　$\sigma cm = 5.9\ N/mm^2 \leqq \sigma ca = 10\ N/mm^2$

鉄筋の引張応力度　$\sigma sm = 111\ N/mm^2 \leqq \sigma sa = 140\ N/mm^2$

配力鉄筋方向（RC）

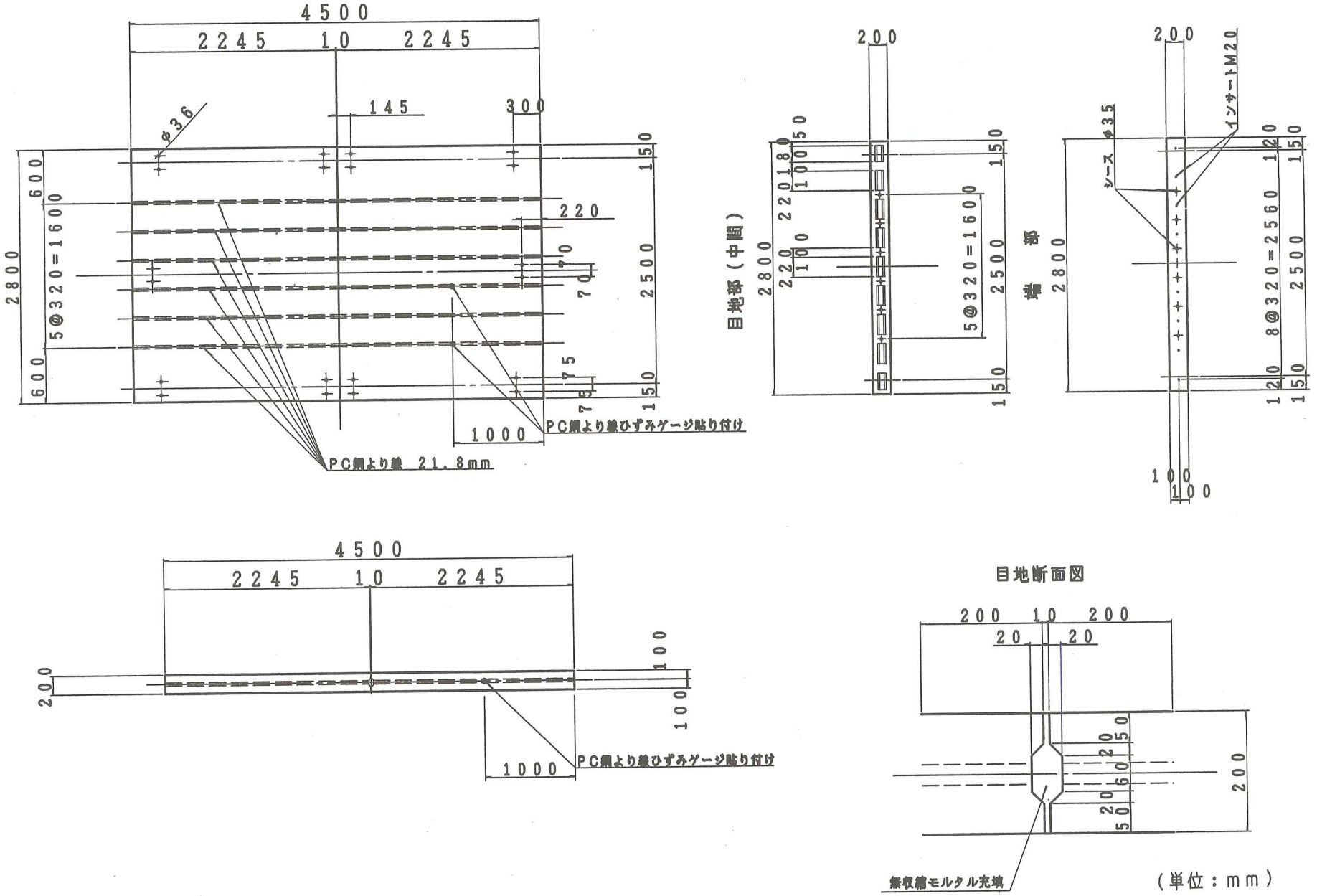
コンクリートの圧縮応力度　$\sigma cd = 5.7\ N/mm^2 \leqq \sigma ca = 10\ N/mm^2$

鉄筋の引張応力度　$\sigma sd = 116\ N/mm^2 \leqq \sigma sa = 140\ N/mm^2$

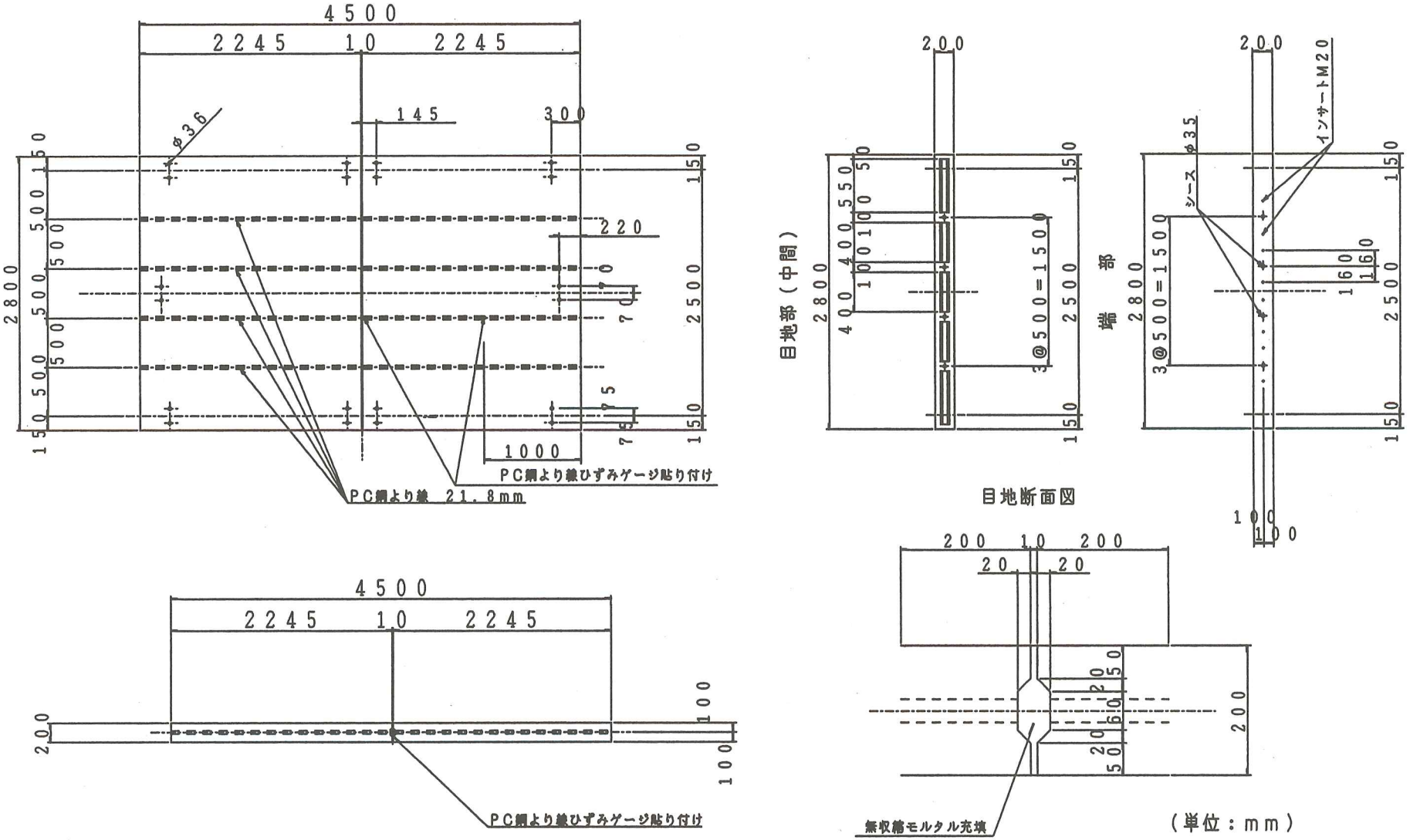
※　道示に準じて鉄筋には $20\ N/mm^2$ 程度の余裕を持たせる。

3）供試体の形状

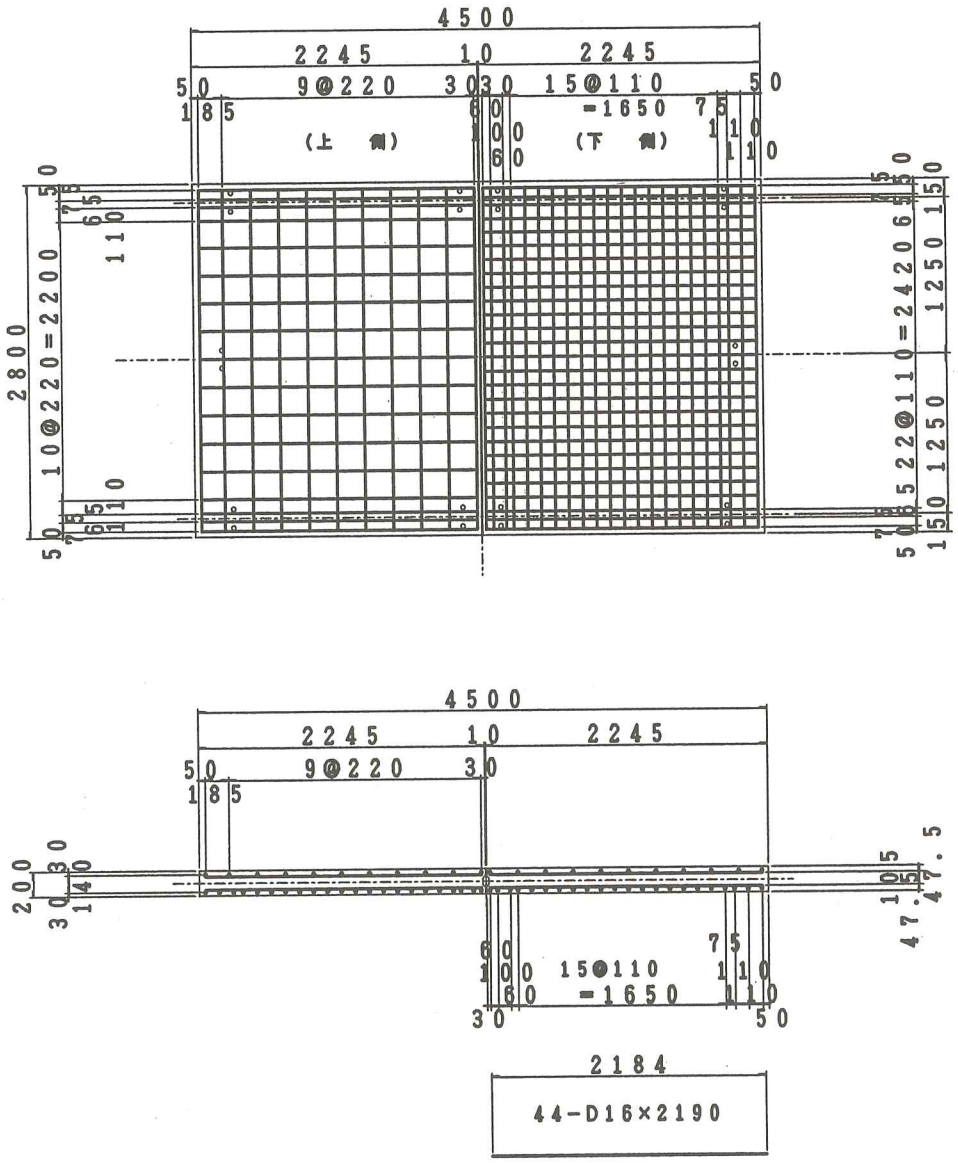
SB パネル 1 および SB パネル 2 の形状寸法を図－4. 4. 2 と図－4. 4. 3 に示し、SB パネルの配筋を図－4. 4. 4 に示す。両供試体とも、目地を中央にした対称形で、目地部は凹形のキー形状である。SB パネル 1 は、6 本の PC 鋼より線で床版支間直角（橋軸）方向にプレストレスを、SB パネル 2 は、4 本の PC 鋼より線でプレストレスを導入している。

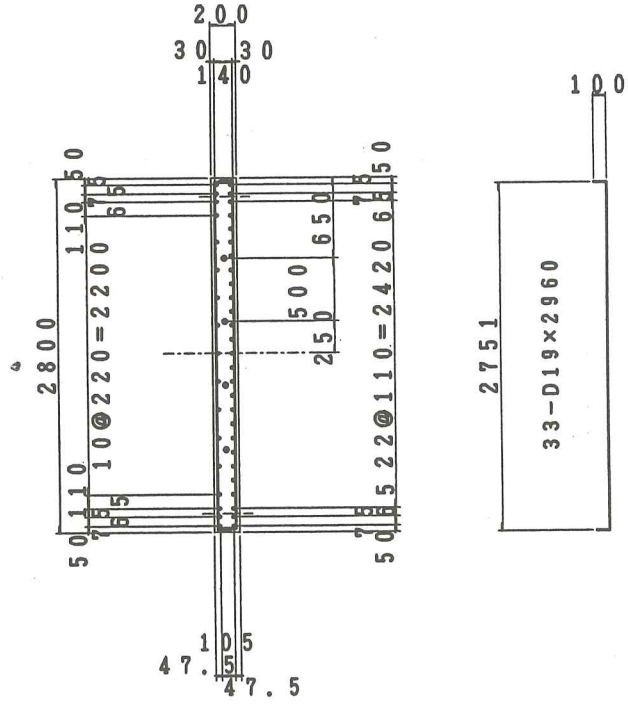


図－4.4.2　ＳＢパネル１の形状図・寸法



図－4.4.3　ＳＢパネル２の形状図・寸法





コンクリート設計基準強度　f'ck＝400kg/cm²

鉄筋の規格　SD295A

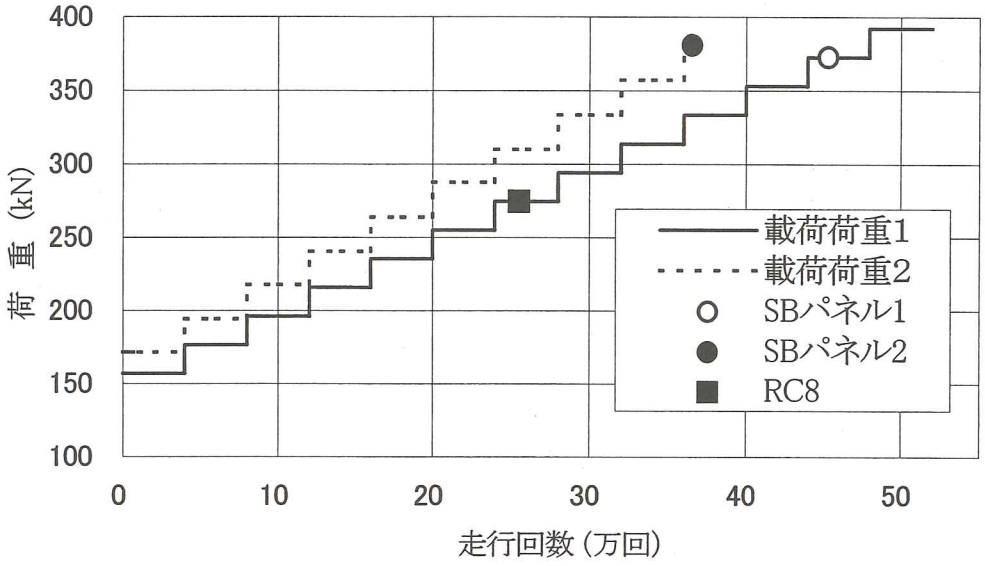
（単位：mm）

図－4.4.4　ＳＢパネルの配筋図

（4） 試験結果の概要

1）破壊時走行回数

図－4. 4. 5 に SB パネル両供試体と RC8 供試体の破壊時の荷重と走行回数の関係を示す。RC8 供試体は載荷荷重 275kN、走行回数 255,469 回で押し抜きせん断破壊した。床版連結用プレストレスを道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスの 75%とした SB パネル 1 供試体は載荷荷重 373kN、走行回数 453,625 回で押し抜きせん断破壊し、プレストレス量を 50%とした SB パネル 2 供試体は載荷荷重 381kN、走行回数 365,585 回で押し抜きせん断破壊した。



図－4. 4. 5　荷重と走行回数の関係

2）コンクリートの材料試験結果

SB パネル 1 および SB パネル 2 のコンクリート材料試験結果を**表－4. 4. 1**、および**表－4. 4. 2** にそれぞれ示す。表中、試験開始時のデータは土木研究所によるもので、28 日強度は社内管理値である。表－4.4.1 より SB パネル 1 の試験時のコンクリート圧縮強度は設計基準強度の 1.30 倍であり、同じく表－4.4.2 より SB パネル 2 では、1.38 倍であった。

表－4. 4. 1　ＳＢパネル 1 のコンクリートの材料試験結果

材令 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	引張強度 (N/mm^2)
28	47.4	34	0.151	3.2
61(試験開始)	52.1	33	0.166	3.3

表－4. 4. 2　ＳＢパネル 2 のコンクリートの材料試験結果

材令 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	引張強度 (N/mm^2)
28	51.3	33	－	－
68(試験開始)	55.3	32	0.126	3.7

3）床版厚さ

SB パネル 1 の切断後における床版厚さの測定結果を表－4. 4. 3 に示す。表より、破壊が広範囲であるためデータ数が少ないものの、設計値に対してすべてが 0～＋2mm 以内の誤差であった。SB パネル 2 の床版厚さの実測結果を表－4. 4. 4 に示す。表より、床版厚さの測定値は設計厚さに対して－4mm～＋3mm の誤差であった。

表－4. 4. 3　ＳＢパネル 1 の床版厚さの測定結果（単位：㎜）

A 断面南側

1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

A 断面北側

22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

B 断面西側　　B 断面東側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
201	201	202	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	202	202	202	201

C 断面西側　　C 断面東側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

表－4. 4. 4　ＳＢパネル 2 の床版厚さの測定結果（単位：㎜）

A 断面南側

1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	201	200	199	199	198	199	199	200	199	200	200

A 断面北側

22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
199	198	197	197	196	196	196	198	198	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

B 断面西側　　B 断面東側

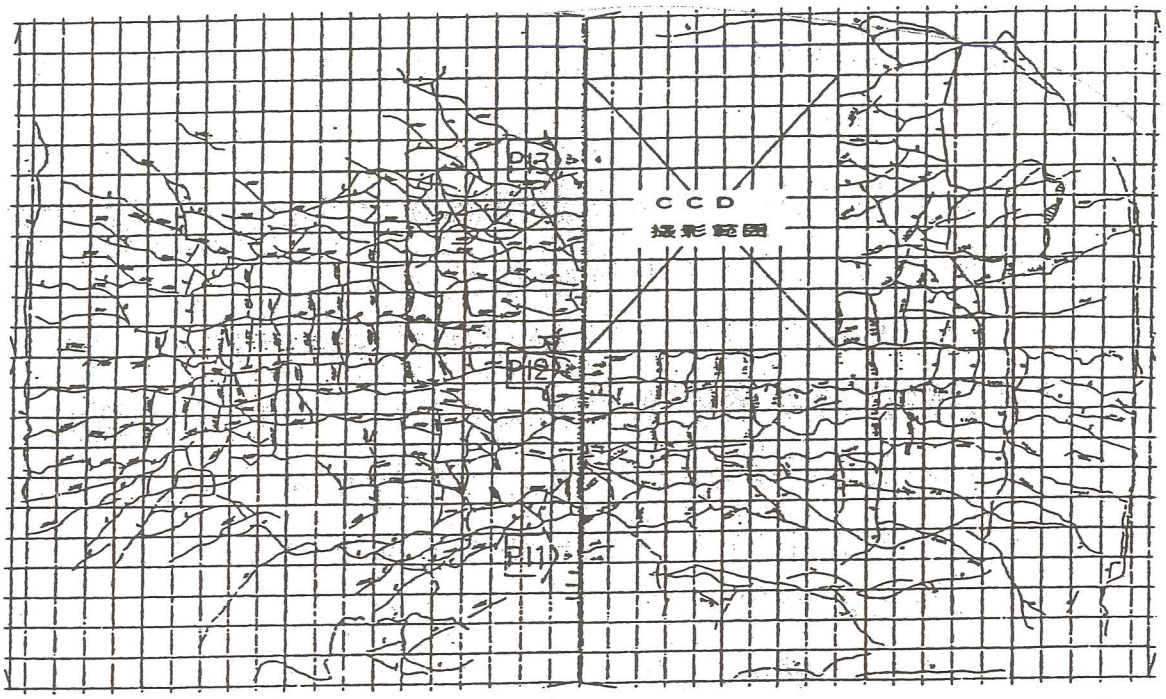
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
202	201	201	201	201	200	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	203	203	203	202	200	200	201

C 断面西側　　C 断面東側

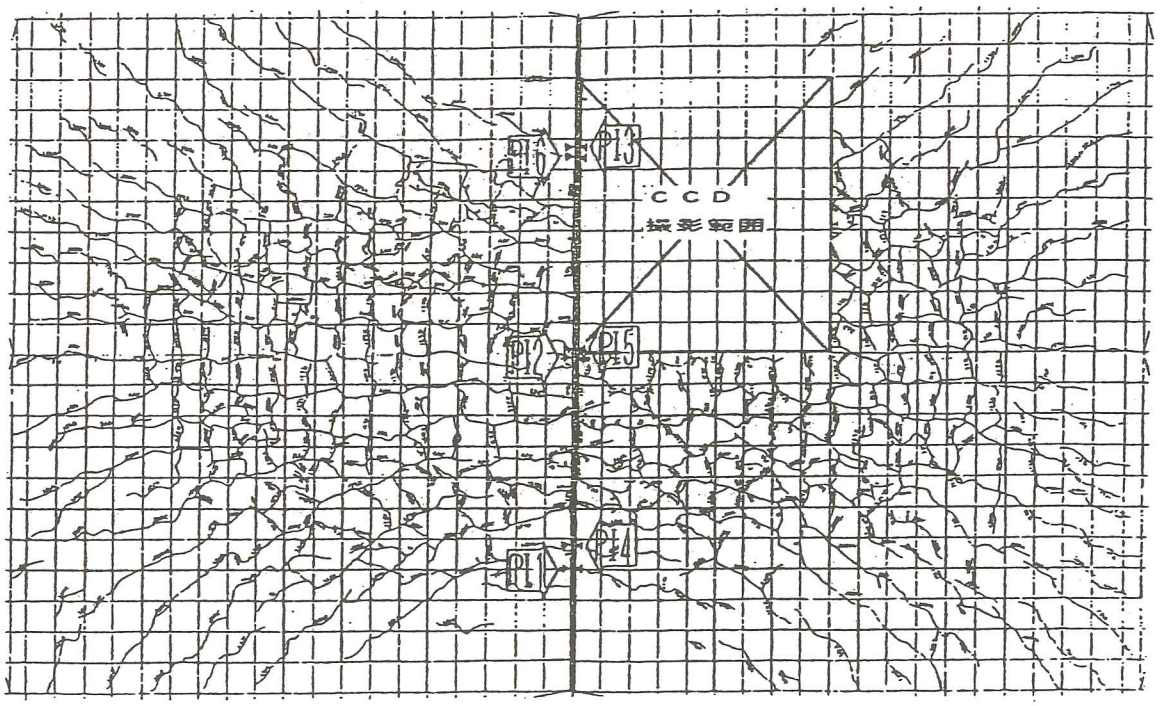
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
202	202	203	203	203	203	203	203	203	202	202	202	201	202	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200

4）床版下面のひび割れの発生状況

SB パネル 1 および SB パネル 2 の試験終了時における供試体下面のひび割れ発生状況を図－4. 4. 6、4. 4. 7 に示す。実験終了時には格子状に進展していたが、載荷初期には橋軸方向のものが発生し、その後の荷重増加に伴い橋軸直角方向のひび割れが発生した。橋軸直角方向ひび割れが発生した時の走行回数は、SB パネル 1 が 29.5 万回、SB パネル 2 が走行回数 9.3 万回であった。



図－4. 4. 6　ＳＢパネル 1 供試体下面のひび割れ状況



図－4. 4. 7　ＳＢパネル 2 供試体下面のひび割れ状況

（5）疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

SB パネルは、供試体中央のたわみが急増した後、走行回数の増加につれて陥没が進行し、最後に押し抜きせん断型で破壊し、試験を終了した。この破壊形態は RC8 供試体のものと類似するもので、特に、補正を必要としないが、載荷荷重用ロードセルの検出に誤差が確認された場合は、校正された階段載荷荷重を採用する必要がある。また、輪荷重走行試験開始時に実施したコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていたので、試験結果の補正が必要である。

SB パネル 1 および SB パネル 2 の床版厚さの実測結果から、設計厚さに対する誤差はすべて 3mm（1.5％）～－4mm（－2％）の範囲に収まっていた。従って、供試体の寸法誤差が試験結果に及ぼす影響は微少であると考えられ、補正を必要としない。

よって、ＳＢパネルについては、以下に述べるように載荷荷重とコンクリート圧縮強度に対して補正する。

① 載荷荷重の補正

SB パネル 1 供試体の階段載荷荷重は、当初計画通りに、SB パネル 2 供試体の階段載荷荷重については、試験終了後に実施した検定において荷重検出用ロードセルに誤差が確認されたので、この誤差を校正した階段載荷荷重を用いた。ここでは、前者を載荷荷重 1、後者を載荷荷重 2 と区別する。

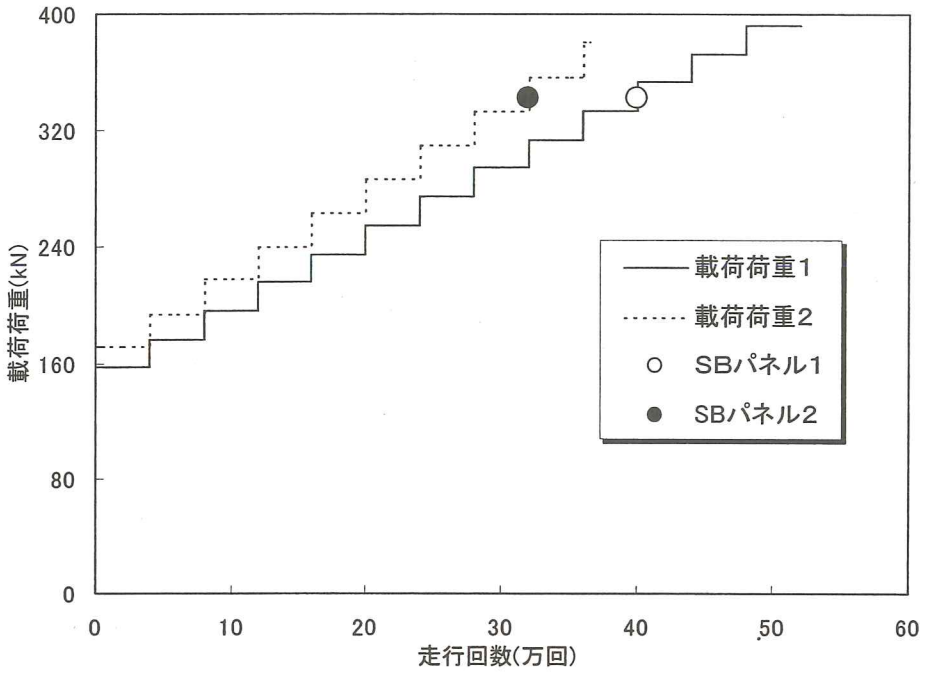
②コンクリート圧縮強度の補正

土木学会コンクリート標準示方書・設計編（平成 8 年度版）「6.3.3　棒部材の設計せん断耐力」の式（6.3.4）：設計せん断耐力はコンクリート圧縮強度の三乗根に比例するに準拠し、設計／実強度の三乗根を用いて補正する。補正した結果を**表－4. 4. 5** に示した。

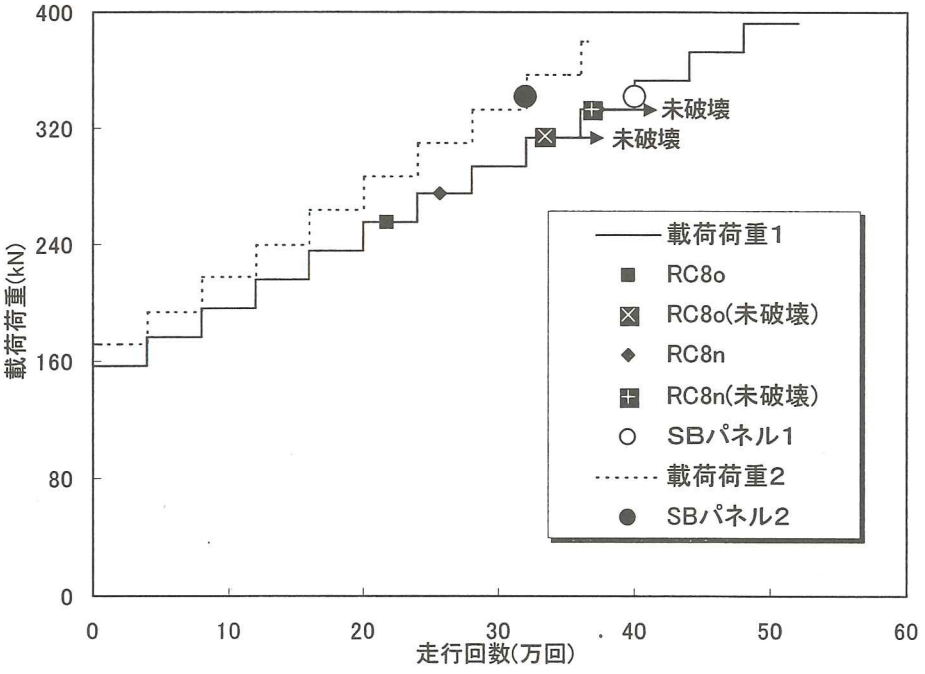
これらの補正を行ったＳＢパネルの「走行回数と載荷荷重の関係」を**図－4. 4. 8** に示す。また、基準供試体であるＲＣ８供試体と比較した結果を、**図－4. 4. 9** に示す。図より、ＳＢパネルは、ＲＣ８供試体より疲労耐久性が上回っていることがわかる。

表－4. 4. 5　ＳＢパネル 1、2 のコンクリート圧縮強度の補正

供試体	材令（日）	実強度（N/mm²）	設計強度（N/mm²）	強度比 設計／実	強度比の三乗根	補正した荷重（kN）
SB パネル 1	61	52.1	40	0.768	0.916	373×0.916=342
SB パネル 2	68	55.3	40	0.723	0.897	381×0.897=342



図－4. 4. 8　補正したＳＢパネルの破壊時走行回数と載荷荷重の関係



図－4. 4. 9　ＳＢパネルと基準供試体[2)]の走行回数と載荷荷重の関係

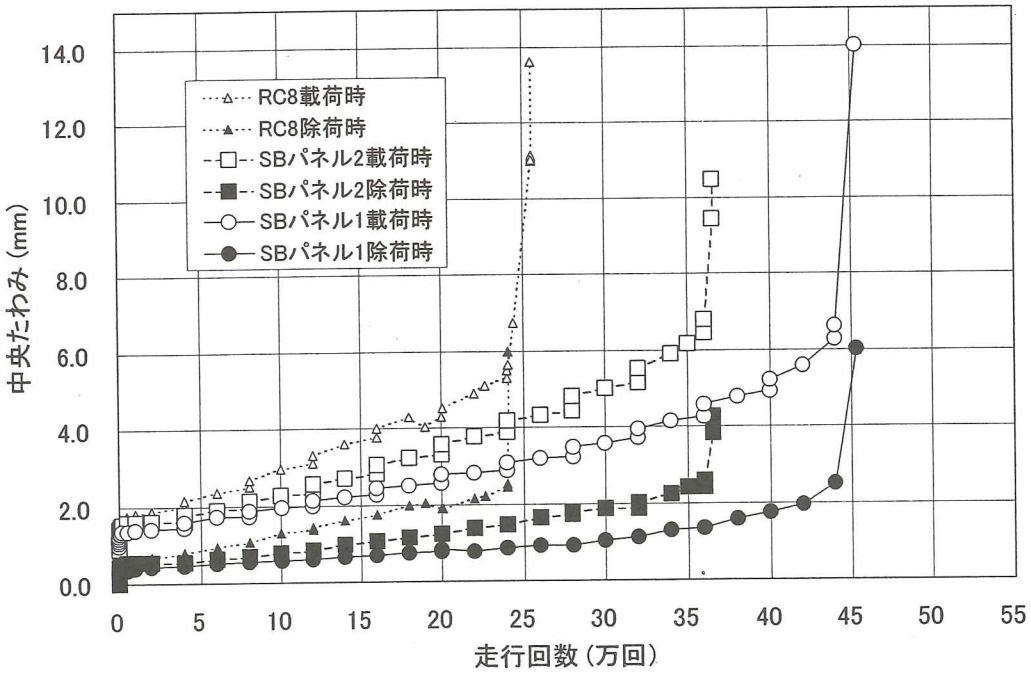
（6）その他の性能評価

1）　たわみ

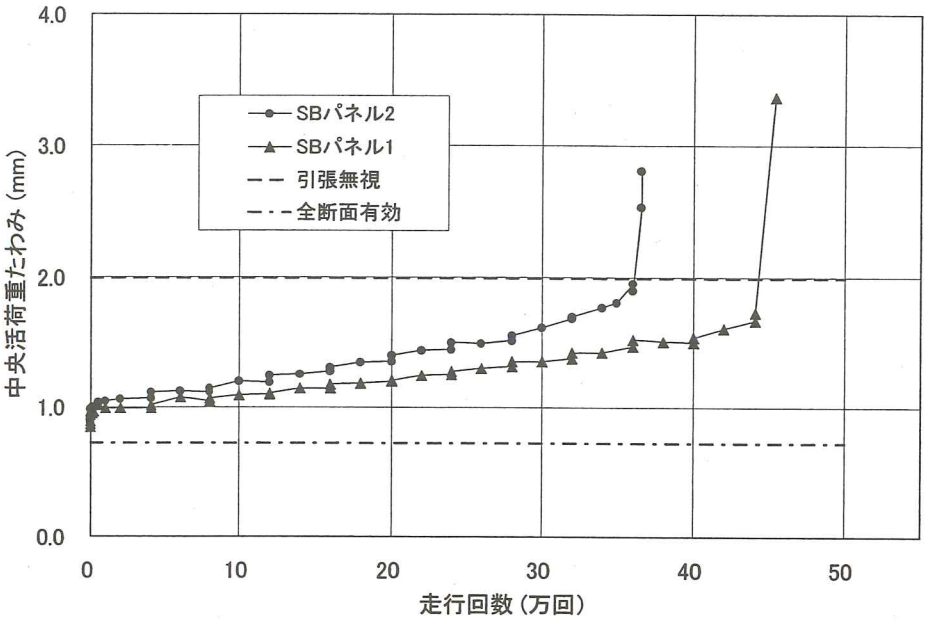
図－4. 4. 10 にＲＣ８供試体およびＳＢパネルの走行回数と供試体中央におけるたわみの関係を示す。図より、載荷時、除荷時ともに試験開始時から、SB パネル 2 が SB パネル 1 より大きな値で推移した。両供試体において破壊直前の荷重－たわみ関係の急増した変化点のたわみ量は、載荷時、除荷時とも類似しており、ほぼ同じたわみ量で破壊に至った。SB パネル 2 の破壊直前のたわみが急増する値は載荷時で約 6.8mm、除荷時で約 2.6mm であった。

図－4. 4. 11 は SB パネルの活荷重たわみ（荷重 157kN に換算）の経時変化を示したもので、版理論による全断面有効とした場合とコンクリートの引張強度を無視した場合の計算結果も示している。活荷重たわみが増加傾向を示す走行回数は、SB パネル 1 が 40 万回、SB パネル 2 が 28 万回である。両者ともに、引張無視の計算値に達する少し以前にたわみが急増した。

破壊に至った走行回数は SB パネル 1 が SB パネル 2 より 88,040 回多く、この違いは、プレストレスの導入量の差によるものであると考えられる。



図－4. 4. 10　各供試体の走行回数とたわみの関係

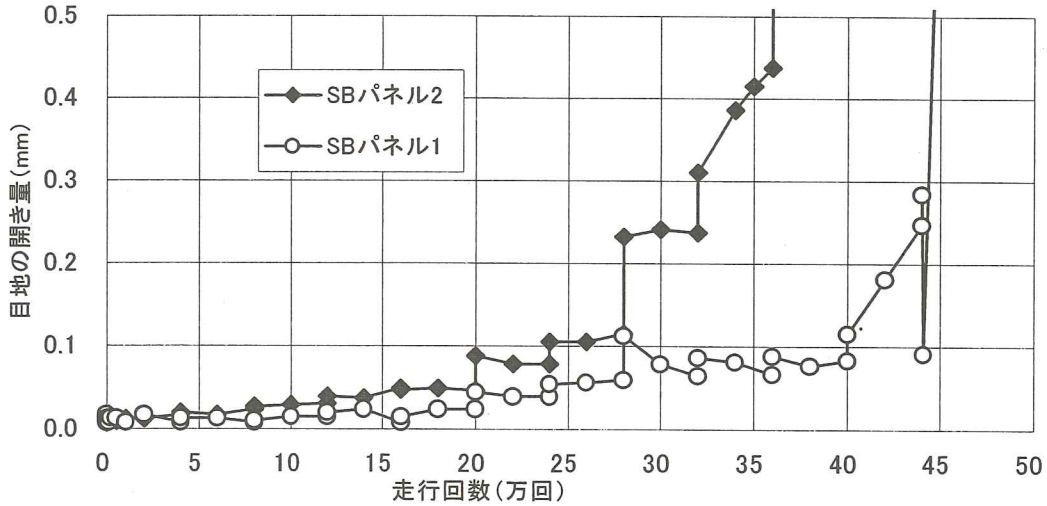


図－4.4.11　走行回数と活荷重たわみの関係（157kN に換算）

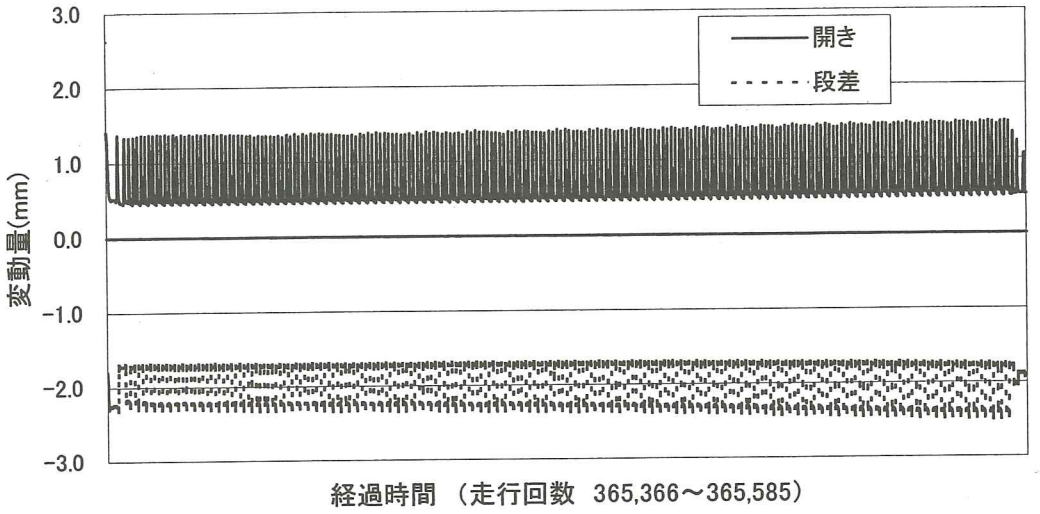
2）目地の開き

図－4.4.12 に供試体中央の目地の開きと走行回数の関係を示す。図より、SB パネル 1 は走行回数 20 万回から増加傾向を示し 40 万回から急増した。また、同図より SB パネル 2 は走行回数 20 万回で一度増加し、さらに 28 万回で約 0.11mm から 0.23mm まで倍増した.

目視による目地充填材打継ぎ部のひび割れ(縁切れ)は、SB パネル 1 で走行回数 36 万回(載荷荷重 334kN)から、SB パネル 2 で走行回数 28 万回（載荷荷重 334kN）から確認された。図－4.4.13 は、SB パネル 2 の破壊前約 220 回走行での目地の動きを連続で計測した結果である。この図では、実験終了までに異常な動きはないので、目地が先行した破壊ではないことがわかる。なお、SB パネル 1 でも同様の結果であった。



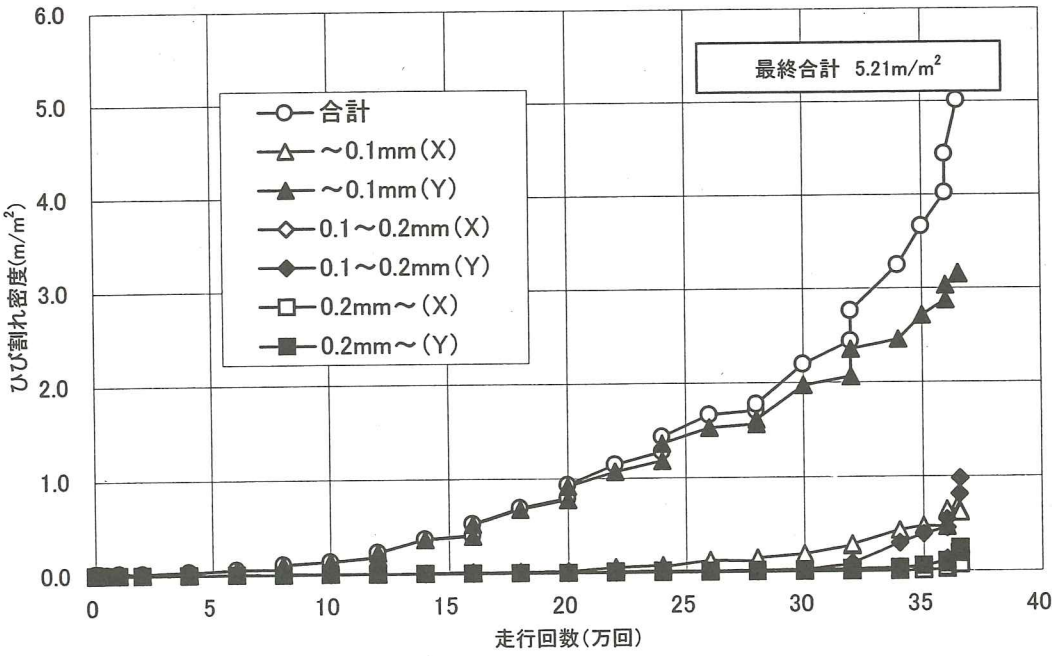
図－4.4.12　目地の開きと走行回数の関係



図－4. 4. 13　ＳＢパネル２の破壊直前における目地の動き

3）　コンクリートのひび割れ

SB パネル 2 のひび割れは、載荷荷重 172kN の段階で支間中央付近に橋軸方向に部分的に発生し、載荷荷重 172kN、走行回数 32,000 回で橋軸方向に連続した 5 本程度のひび割れになった。その後、載荷荷重 218kN、走行回数 93,000 回で橋軸直角方向のひび割れが発生し始めている。ひび割れ密度は図－4. 4. 14 に示すとおり走行回数約 20 万回から増加傾向にあり、最終破壊時で 5.21m/m² であった。橋軸直角（Y）方向のひび割れ発生に伴いひび割れ密度が増加した。以上より、橋軸方向のプレストレスが橋軸直角方向ひび割れの発生を防止するのに貢献していることが伺える。



図－4. 4. 14　ＳＢパネル２におけるコンクリートのひび割れ密度の経時変化

（7）まとめ

試験結果に対して、試験の影響、使用材料の影響および寸法の影響について検討し、載荷荷重とコンクリート圧縮強度の補正を行ってＳＢパネルの疲労耐久性の評価を行った。補正したSBパネル1およびＳＢパネル2の破壊時荷重は342kNであり、RC8供試体の疲労耐久性を上回る値であることがわかった。

継手の連続一体性に必要なプレストレスを検討したところ得られた知見をまとめると以下のとおりである。

・連結用プレストレス量が少なくなると破壊に至る走行回数も少なくなる。
・ＳＢパネルにおいて、目地が先行した破壊は観察されなかった。
・床版下面の橋軸直角方向ひび割れ発生荷重はプレストレス量が影響する。
・載荷時、除荷時ともにプレストレス量の少ない供試体の中央たわみ量が大きくなる。

橋軸方向のプレキャスト床版連結用プレストレスを変化させた、ＳＢパネルの試験結果はプレストレス導入量にほぼ対応したものとなった。プレキャスト床版の連続一体用プレストレス量は道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスの50%でも疲労耐久性に問題はなく、実用上十分なレベルであると考えられろ。

参考文献

1）栗原、金崎、金田、松井；橋軸方向プレストレスによるＲＣプレキャスト床版の疲労耐久性の向上、第6回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、pp.155－158、1996.10
2）川間、内田、西川：既設ＲＣ床版の階段状荷重漸増載荷における疲労耐久性評価手法に関する検討、土木学会第55回年次学術講演会概要集（CS-257）、2000.9

4.5　リブ付きマッチキャスト床版およびリブ付きプレキャスト床版

（1）工法の概要

図－4.5.1 にリブ付きマッチキャスト床版およびリブ付きプレキャスト床版の概要を示す。これらの工法の共通の特徴は以下の通りである。

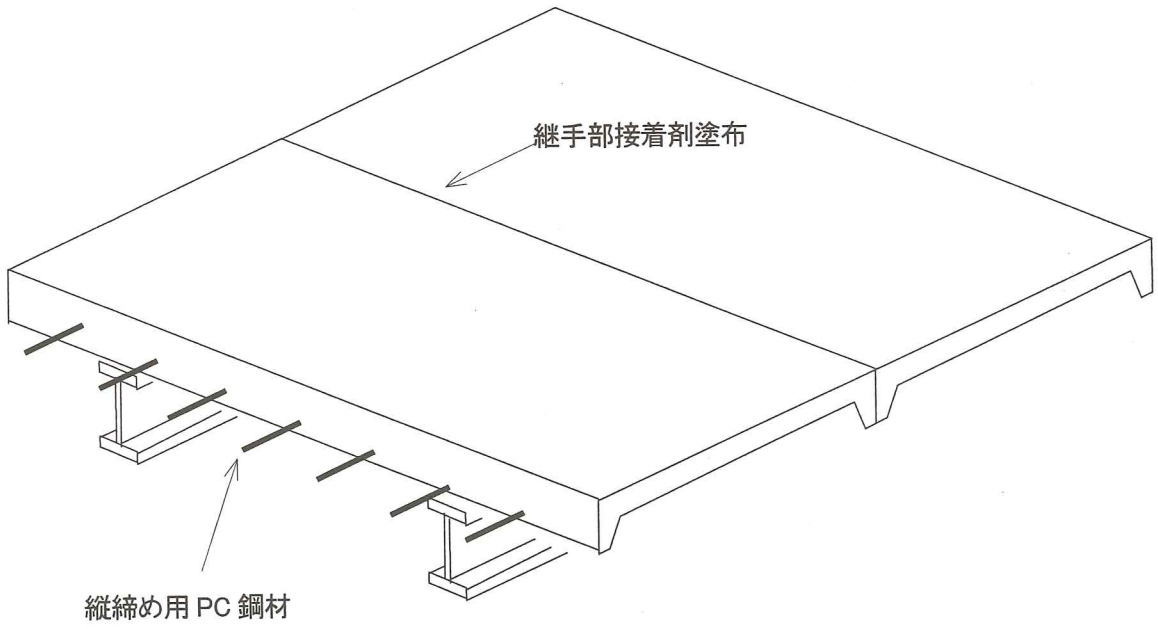
①継手部に接着剤を用いるドライ目地とすることにより、現場での作業の低減を図る。

②リブを設けることにより目地部の剛性を高める。

③橋軸方向にはプレストレスの縦締めを行い、構造上の弱点である継手部を強化する。なお、今回の実験においては 2 種類の供試体を用いて実験を行った。

リブ付きマッチキャスト床版（以下「供試体 1」）は供試体打設時に継手部をマッチキャスト工法で施工することで密着性を高め、目地にせん断キーを設け、ずれを抑える構造とした。

リブ付きプレキャスト床版（以下「供試体２」）は、マッチキャスト工法を用いずに目地部の密着性を高めるために、剛性の高い型枠を使用し、継手部せん断キーを廃止した。



図－4.5.1　リブ付きプレキャスト床版概要図

（2）試験の着目点

試験の着目点としては目地部および床版部の２つに大別できる。

目地部では下端の開きおよび段差，応力集中によるリブ付け根部分のひび割れ，目地上端でのコンクリートの圧壊に着目する。床版部では、リブ部付近の疲労破壊状態、床版の疲労耐久性に着目する。

（3）設計の概要

供試体1および供試体2の形状・寸法をそれぞれ**図－4.5.3，図－4.5.4**に示す。

今回の試験用供試体について、以下の要領で設計を行った。

1）設計条件

・道路橋示方書を基本とし、支間3mのRC連続床版として設計する。

・橋軸方向にはプレキャスト床版接合のためにプレストレスを導入するが、断面はRC床版として設計する。

・コンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、45N/mm²とする。

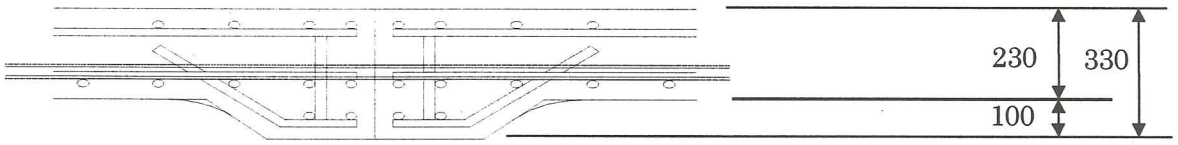
・床版厚は2）に示す条件より23cmに設定した。（23＞3L+11＝20cm）

2）床版厚、リブ高の決定

設計断面としてリブ部は考慮しない。**図－4.5.2**のようにリブ高さを100mmとする事によりリブ下端から下側主鉄筋までの距離が140mmとなる。下側主鉄筋の上にＰＣ鋼材用のシース管を設置する事により、橋軸方向に配置されたＰＣ鋼材が継手断面の中立軸近傍に配置されるよう床版厚を230mmと設定する。この時の主鉄筋方向応力度の計算値は

コンクリート圧縮応力度　σc=5.2N/mm²＜10N/mm²

主鉄筋引張り応力度　　σs=108.9N/mm²＜140N/mm²

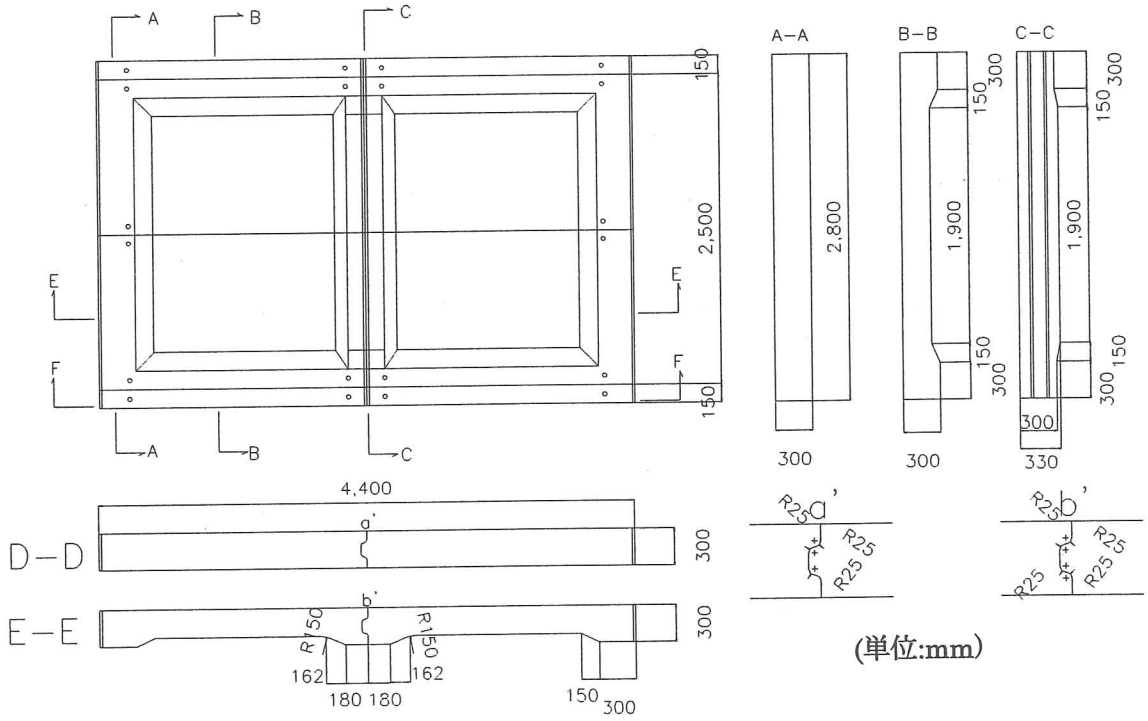


（単位:mm）

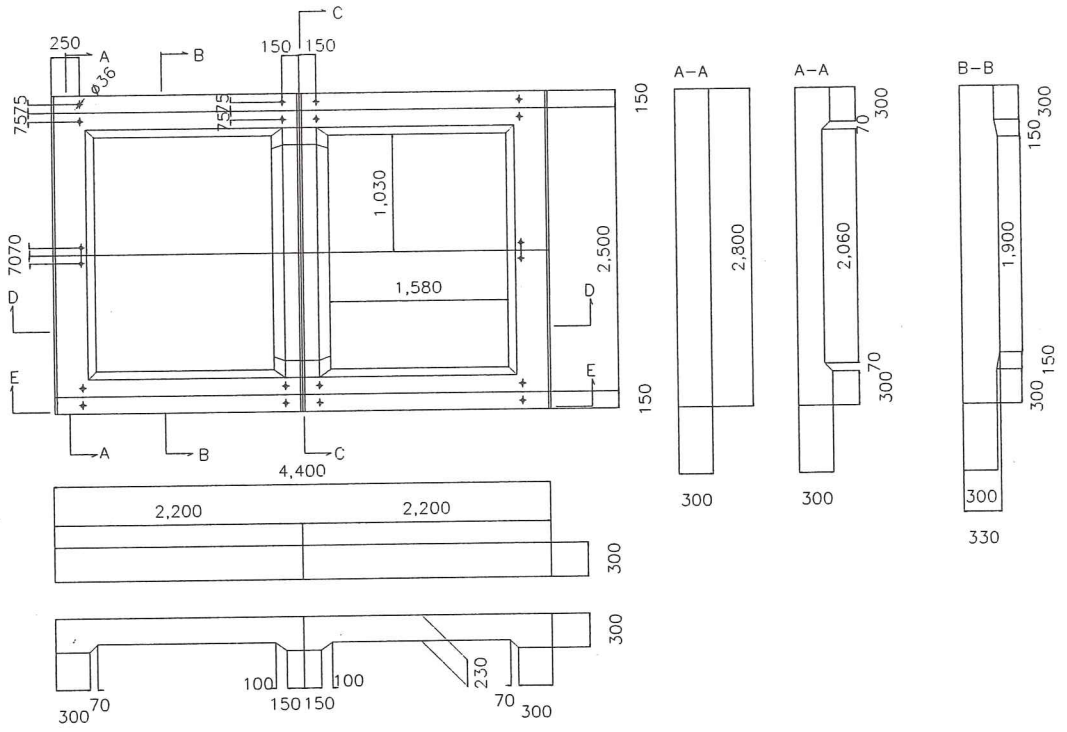
図－4.5.2　リブ部床版断面図（図はせん断キー無しの場合）

3）圧着時のプレストレス量の決定

先行して行った静的載荷試験の結果及び解析結果[1)]から、目地下端の密着が保持できる様に目地部で平均3.2N/mm²のプレストレスとするため、PC鋼棒1本あたり324kNに導入量を決定した。



図－4.5.3　供試体 1　形状･寸法図



図－4.5.4　供試体 2　形状･寸法図　　(単位:mm)

4）接着剤

使用接着材：ブロック工法用接着剤

接着材の強度の規格値を**表－4.5.1** に示す。

表－4.5.1　接着剤規格値

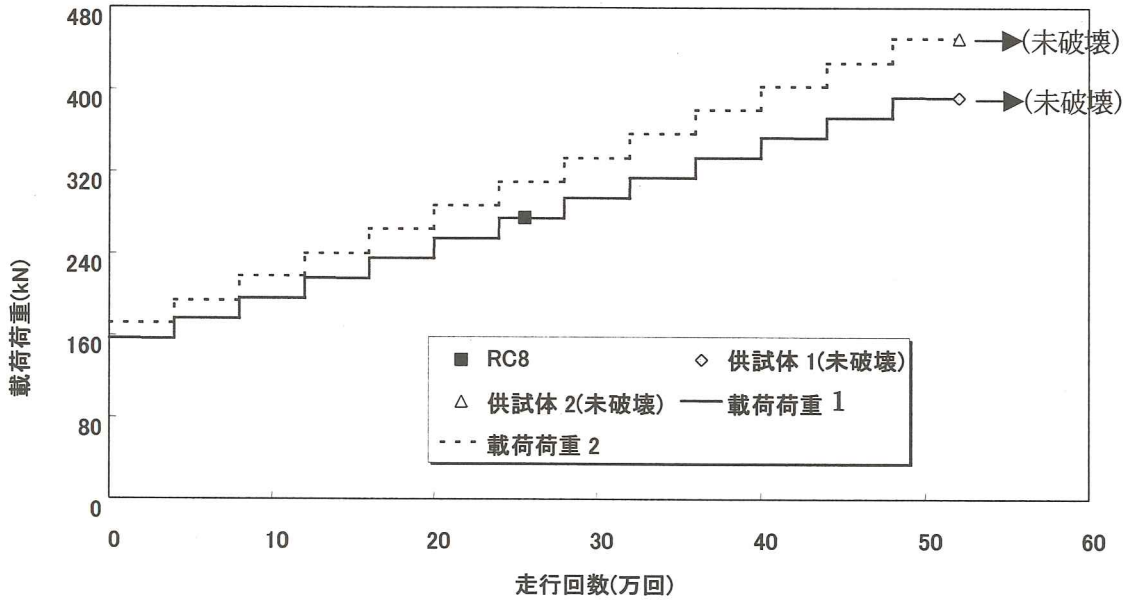
品質項目	単位	条件	強度	備考
引張り強さ	N/mm²	常温 材齢 7 日	22	JIS-K-6911
圧縮強さ	N/mm²	常温 材齢 7 日	75	JIS-K-6911
接着強さ	N/mm²	常温 材齢 7 日	6	せん断試験

（4）試験結果

1） 破壊時走行回数

走行回数と荷重の関係を**図－4.5.5** に示す。

供試体 1 および供試体 2 とも未破壊で、供試体 1 は走行回数 52 万回、載荷荷重 392kN、供試体 2 は走行回数 52 万回、載荷荷重 450kN で試験を終了した。



図－4.5.5　走行回数と載荷荷重の関係

2） コンクリートの材料試験結果

供試体 1 および供試体 2 のコンクリート強度試験結果をそれぞれ**表－4.5.2**、**表－4.5.3** に示す。

表－4.5.2　供試体 1　コンクリート強度試験結果（材齢 116 日）

番号	圧縮強度 (N/mm²)	静弾性係数 (kN/mm²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm²)
1	68.4	32.1	0.207	3.20
2	66.3	30.2	0.191	4.12
3	61.4	29.3	0.200	3.32
平均	65.4	30.5	0.199	3.55

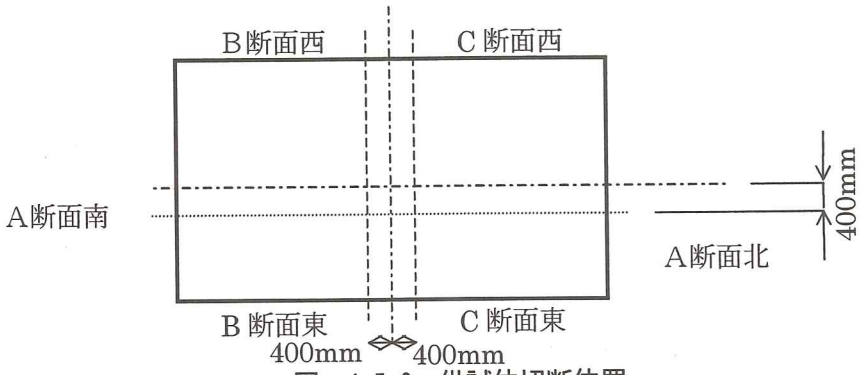
表—4.5.3　供試体 2　コンクリート強度試験結果（材齢 41 日）

番号	圧縮強度 (N/mm²)	静弾性係数 (kN/mm²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm²)
1	61.8	30.9	0.186	2.15
2	74.2	29.5	0.166	2.01
3	75.4	30.2	0.164	2.25
平均	70.5	30.2	0.172	2.14

3）床版厚さ

輪荷重走行試験終了後、床版の切断面で床版厚の実測を行った。

床版の切断は供試体 1 および供試体 2 共に同じ位置で切断した。切断位置を**図－4.5.6** に、供試体 1 および供試体 2 の実測厚をそれぞれ**表－4.5.4**, **表－4.5.5** に示す。



図－4.5.6　供試体切断位置

表－4.5.4　供試体 1　床版厚測定結果（床版切断面）（単位：mm）

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
－	302	302	303	260	235	235	236	236	235	235	235	235	236	237	236	235	234	－	－	－	－	－

A断面北側

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
－	－	237	236	236	237	238	239	238	237	238	237	237	237	237	238	238	257	305	304	304	－

B断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
301	302	301	302	254	233	233	234	234	235	－	－	－	233	234

B断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
234	235	234	234	234	236	234	235	235	260	304	302	301	301

C断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
301	300	302	302	260	235	235	236	236	234	－	－	－	－	－

C断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
236	236	236	236	236	236	235	234	233	255	301	301	301	301

表－4.5.5 供試体 2　床版厚測定結果（床版切断面）（単位：mm）

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
	－	－	－	－	234	235	235	234	233	233	234	234	234	234	234	233	232	232	240	316	332	332

A断面北側

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
－	308	237	233	234	235	235	235	235	235	235	235	235	236	236	235	234	255	－	－	－	－

B断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
－	302	302	302	254	230	230	232	232	231	232	232	232	233	233

B断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
233	233	233	233	233	233	232	232	234	258	302	302	－	－

C断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
302	302	－	－	260	232	232	232	232	233	233	233	233	232	233

C断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
234	235	234	234	234	234	233	233	232	255	－	－	－	305

4）床版下面のひび割れ発生状況

供試体 1 と供試体 2 の床版下面のひび割れ発生状況をそれぞれ**図－4.5.7**、**図－4.5.8** に示す。橋軸方向ひび割れが先に発生し、その後供試体中央付近で橋軸直角方向のひび割れが発生した。

（5）疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

基準床版と比較するにあたって、以下の項目に関して補正の検討を行った。

1）使用材料の影響

供試体 1 および供試体 2 におけるコンクリート強度は以下のようになり、補正を行うものとする。

供試体 1：実強度（N/mm²）／計画値（N/mm²）＝65.4／45＝1.45 倍

供試体 2：実強度（N/mm²）／計画値（N/mm²）＝70.5／45＝1.57 倍

2）試験の影響

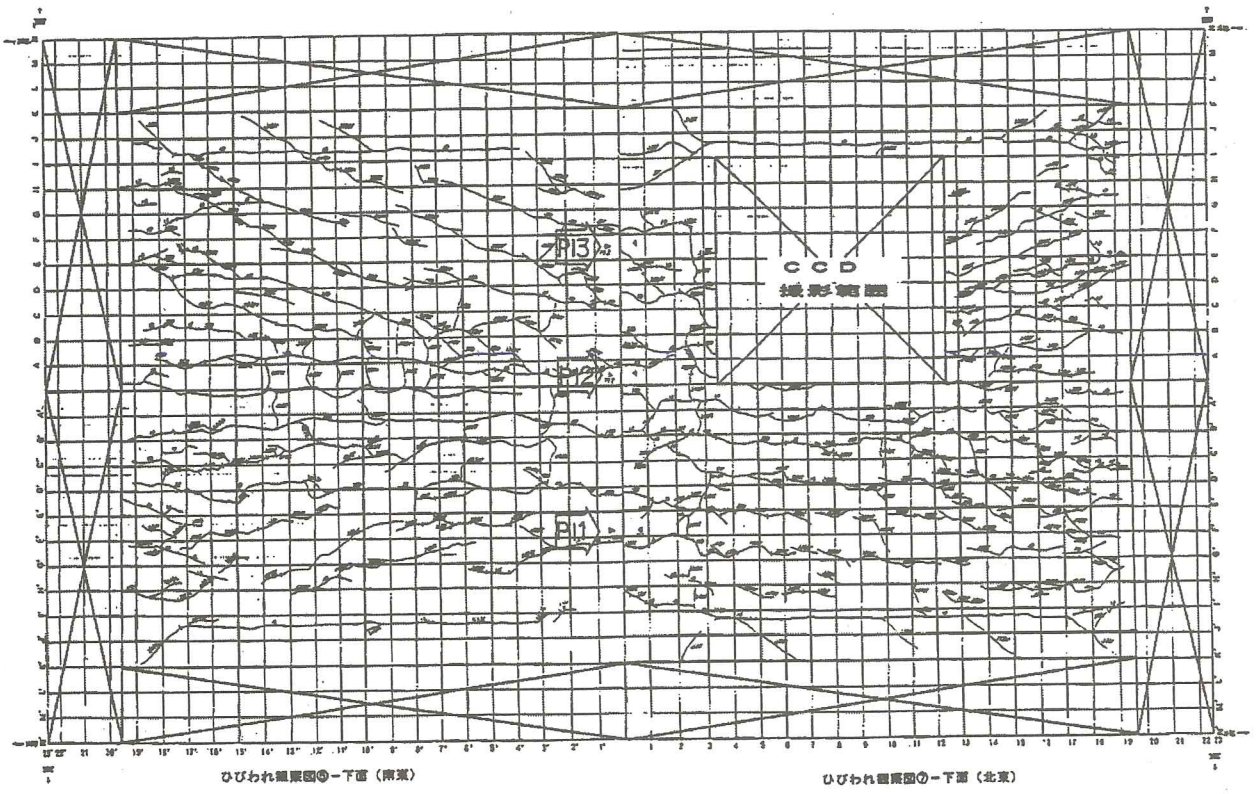
供試体 2 は**図－4.5.5** に示すように載荷荷重 2 で試験を行ったため、基準床版と比較するために載荷荷重 1 での荷重補正を行った。

3）寸法の影響

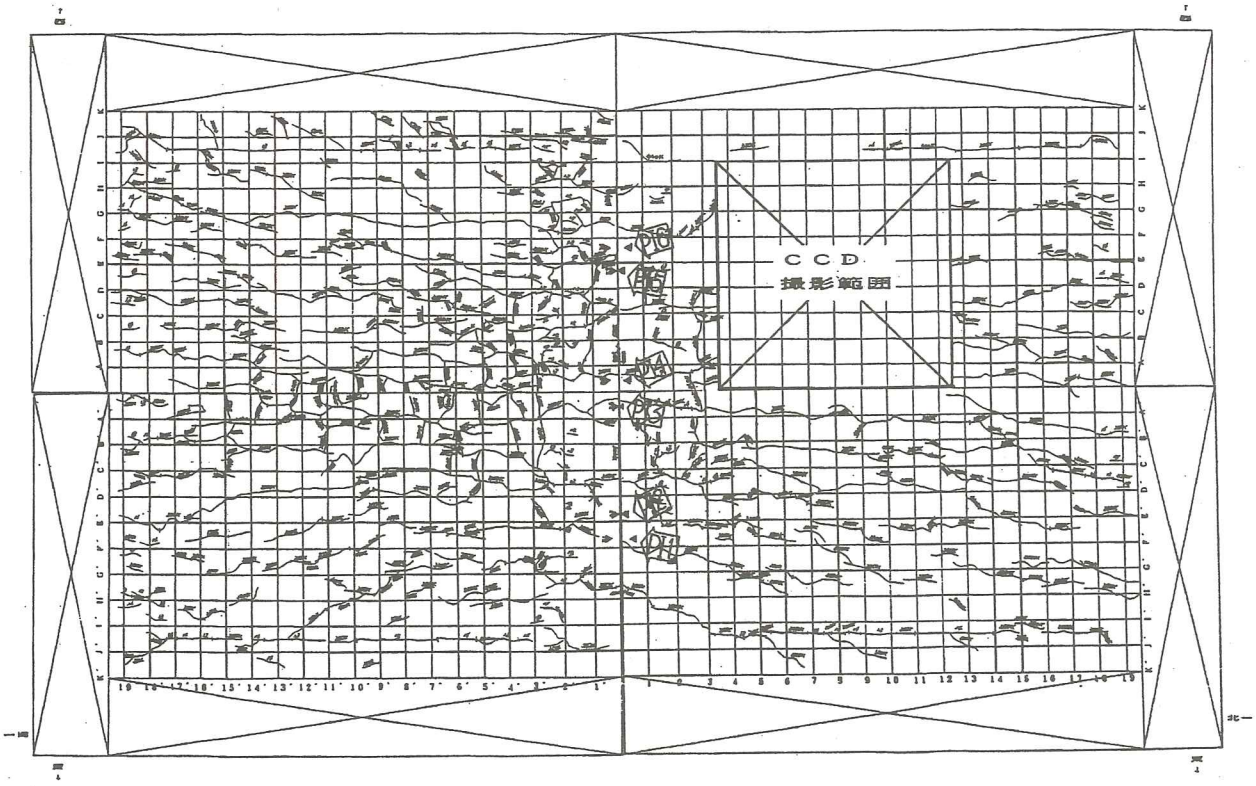
供試体 1 の断面での版厚の最大値（計画値）は 236mm（230mm）

供試体 2 の断面での版厚の最大値（計画値）は 234mm（230mm）

であった。一般的にプレキャスト床版は工場で製作され寸法誤差は小さいため、寸法の影響は無視する。



図－4.5.7　供試体１下面ひび割れ発生状況



図－4.5.8　供試体２下面ひび割れ発生状況

4）コンクリート強度と載荷荷重に対する補正

荷重の影響，およびコンクリート強度の補正を行うためには本床版の破壊形式およびS－N曲線が必要である。しかし、供試体1および供試体2は実験においても未破壊で終了しており、S－N曲線も得られていない。そこで今回の検討では橋軸方向にプレストレスを導入したPC床版と同様に梁状化して破壊し、なお且つS－N曲線も同様と仮定し、東山･松井の研究[2)]より1方向PC床版の押し抜きせん断耐力式およびS－N曲線を用いて検討を行う。

①コンクリート強度による補正

上記の文献2）より、貫通ひび割れを生じ梁状化した床版の主鉄筋断面でのせん断耐荷力V_{cpx}は

$V_{cpx}=2B(f_{cv}X_m+f_tC_m)$

ここで

f_{cv}：コンクリートのせん断強度（kgf/cm^2）

$f_{cv}=2.214f'c^{0.553}$

f_t：コンクリートの引張強度（kgf/cm^2）

$f_t=0.583f'c^{2/3}$

f_c：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）

X_m：主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ　7.92cm

C_m：引張側主鉄筋のかぶり深さ　4.0cm

B：床版が梁状化したときの梁幅　$B=b+2\alpha_d d_d$

b：載荷板の配力鉄筋方向の辺長　200mm

α_d：$\alpha_d=1/\tan\theta_d$

θ_d：せん断破壊面の角度

$\theta=0.5\tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pe})$

τ_{cr}：せん断ひび割れ発生応力度（kgf/cm^2）

$\tau_{cr}=1.005\sqrt{(f_t^2+f_t\sigma_{pe})}$

σ_{pe}：プレストレス（kgf/cm^2）

d_d：配力鉄筋の有効高さ　17cm

終局限界状態のS－N曲線式

$\log(P/V_{cpx})=-0.07835\log N+\log 1.25$

より、載荷荷重P_t時の破壊回数Nは

$N=(1.25V_{cpx}/P)^{12.76}$

以上より、設計値の強度の場合の供試体、実際の供試体1および供試体2の各供試体の主鉄筋断面でのせん断耐荷力V_{cpx}を求め、累積疲労損傷を計算する。

a）供試体(設計値)

f_c=450kgf/cm^2=45N/mm^{2}より

f_{cv}=2.214×450$^{0.553}$=64.9kgf/cm^2 =6.36 N/mm^2

f_t=0.583×450$^{2/3}$=34.2 kgf/cm^2 =3.35N/mm^2

また

σ_{pe}=ΣP_e／A=305000／（23×280）=47.4kgf/cm^2 =4.65N/mm^2

τ_{cr}=1.005$\sqrt{(34.2^2+34.2\times47.4)}$=53.1 kgf/cm^2 =5.20N/mm^2

θ=0. 5tan^{-1}（2×53.1／47.4）=33°

α_d=1／tanθ=1.54

B=20+2×1.54×17=72.4cm

∴V_{cpx}=2×72.4（64.9×7.92+34.2×4.0）

=94237kgf=923523N

階段載荷時の各荷重時における破壊回数 Ni をもちいて累積疲労損傷Σ（ni／Ni）を計算すると**表－4.5.6**のようになる。

表－4.5.6　階段載荷時の累積疲労損傷（σck=45 N/mm^2）

Pi(kN)	ni(回)	Vcpx(kN)	Vcpx/Pi	Ni(回)	ni／Ni	Σ(ni／Ni)
157	4×10^4	924	5.890	1.1563E+11	3.4593E-07	3.4593E-07
176	4×10^4	924	5.235	2.5725E+10	1.5549E-06	1.9008E-06
196	4×10^4	924	4.712	6.7065E+09	5.9644E-06	7.8652E-06
216	4×10^4	924	4.284	1.9876E+09	2.0125E-05	2.7990E-05
235	4×10^4	924	3.927	6.5485E+08	6.1083E-05	8.9073E-05
255	4×10^4	924	3.625	2.3582E+08	1.6962E-04	2.5869E-04
274	4×10^4	924	3.366	9.1601E+07	4.3668E-04	6.9537E-04
294	4×10^4	924	3.141	3.7981E+07	1.0531E-03	1.7485E-03
314	4×10^4	924	2.945	1.6670E+07	2.3996E-03	4.1481E-03
333	4×10^4	924	2.772	7.6907E+06	5.2011E-03	9.3492E-03
353	4×10^4	924	2.618	3.7087E+06	1.0786E-02	2.0135E-02
372	4×10^4	924	2.480	1.8604E+06	2.1501E-02	4.1636E-02
392	4×10^4	924	2.356	9.6683E+05	4.1372E-02	8.3008E-02

b）供試体 1

f_c=667kgf/cm^2=65.4 N/mm^{2}より

f_{cv}=2.214×667$^{0.553}$=80.7kgf/cm^2 =7.91N/mm^2

f_t=0.583×667$^{2/3}$=44.5 kgf/cm^2 =4.36N/mm^2

また

σ_{pe}=ΣPe／A=305000／（23×280）=47.4kgf/cm^2 =4.65N/mm^2

τ_{cr}=1.005$\sqrt{(44.5^2+44.5\times47.4)}$=64.3 kgf/cm^2 =6.30N/mm^2

$\theta = 0.5\tan^{-1}(2\times64.3/47.4) = 34°$

$\alpha_d = 1/\tan\theta = 1.43$

$B = 20+2\times1.43\times17 = 68.6cm$

$\therefore V_{cpx} = 2\times68.6\ (80.7\times7.92+44.5\times4.)$

$= 112112kgf = 1098698N$

階段載荷時の各荷重時における破壊回数 Ni をもちいて累積疲労損傷Σ（ni／Ni）を計算すると**表－4.5.7**のようになる。

表－4.5.7　供試体１　累積疲労損傷（σ ck＝65.4N/mm²）

Pi(kN)	ni(回)	Vcpx(kN)	Vcpx/Pi	Ni(回)	ni／Ni	Σ(ni／Ni)
157	4×10^4	1099	7.007	1.0606E+12	3.7714E-08	3.7714E-08
176	4×10^4	1099	6.228	2.3597E+11	1.6951E-07	2.0723E-07
196	4×10^4	1099	5.606	6.1516E+10	6.5023E-07	8.5746E-07
216	4×10^4	1099	5.096	1.8231E+10	2.1940E-06	3.0515E-06
235	4×10^4	1099	4.671	6.0067E+09	6.6592E-06	9.7107E-06
255	4×10^4	1099	4.312	2.1631E+09	1.8492E-05	2.8203E-05
274	4×10^4	1099	4.004	8.4023E+08	4.7606E-05	7.5809E-05
294	4×10^4	1099	3.737	3.4839E+08	1.1481E-04	1.9062E-04
314	4×10^4	1099	3.504	1.5290E+08	2.6160E-04	4.5223E-04
333	4×10^4	1099	3.297	7.0544E+07	5.6702E-04	1.0192E-03
353	4×10^4	1099	3.114	3.4018E+07	1.1758E-03	2.1951E-03
372	4×10^4	1099	2.950	1.7065E+07	2.3440E-03	4.5391E-03
392	4×10^4	1099	2.803	8.8684E+06	4.5104E-03	9.0495E-03

c）供試体２

$f'_c = 719kgf/cm^2 = 70.5N/mm^2$ より

$f'_{cv} = 2.214\times719^{0.553} = 84.1kgf/cm^2 = 8.24N/mm^2$

$f_t = 0.583\times719^{2/3} = 46.8\ kgf/cm^2 = 45.9N/mm^2$

また

$\sigma_{pe} = \Sigma Pe/A = 305000/(23\times280) = 47.4kgf/cm^2 = 4.65N/mm^2$

$\tau_{cr} = 1.005\sqrt{(46.8^2+46.8\times47.4)} = 66.7\ kgf/cm^2 = 6.54N/mm^2$

$\theta = 0.5\tan^{-1}(2\times66.7/47.4) = 35°$

$\alpha_d = 1/\tan\theta = 1.42$

$B = 20+2\times1.42\times17 = 68.3cm$

$\therefore V_{cpx} = 2\times68.3\ (84.1\times7.92+46.8\times4.)$

$= 116557kgf = 1142259N$

階段載荷時の各荷重時における破壊回数 Ni をもちいて累積疲労損傷Σ（ni／Ni）を計算すると**表－4.5.8**のようになる。

表－4.5.8　供試体 2　累積疲労損傷（σ ck＝70.5N/mm²）

Pi(kN)	ni(回)	Vcpx(kN)	Vcpx/Pi	Ni(回)	ni／Ni	Σ(ni／Ni)
157	4×10^4	1142	7.285	1.7419E+12	2.2963E-08	2.2963E-08
176	4×10^4	1142	6.475	3.8755E+11	1.0321E-07	1.2618E-07
196	4×10^4	1142	5.828	1.0103E+11	3.9591E-07	5.2209E-07
216	4×10^4	1142	5.298	2.9942E+10	1.3359E-06	1.8580E-06
235	4×10^4	1142	4.857	9.8652E+09	4.0547E-06	5.9126E-06
255	4×10^4	1142	4.483	3.5526E+09	1.1259E-05	1.7172E-05
274	4×10^4	1142	4.163	1.3800E+09	2.8986E-05	4.6159E-05
294	4×10^4	1142	3.885	5.7218E+08	6.9908E-05	1.1607E-04
314	4×10^4	1142	3.642	2.5112E+08	1.5928E-04	2.7535E-04
333	4×10^4	1142	3.428	1.1586E+08	3.4525E-04	6.2060E-04
353	4×10^4	1142	3.238	5.5870E+07	7.1594E-04	1.3365E-03
372	4×10^4	1142	3.067	2.8026E+07	1.4272E-03	2.7638E-03
392	4×10^4	1142	2.914	1.4565E+07	2.7463E-03	5.5101E-03

a）～c）までの累積損傷の結果より設計強度に換算時の載荷回数は以下のようになる。

供試体 1：走行回数 52 万回終了時の累積疲労損傷度は**表－4.5.7** より 9.0495×10^{-3} であった。これは**表－4.5.6** より設計値の床版（σ_{ck}＝45N/mm²）の走行回数 40 万回～44 万回の値に相当する。

供試体 2：走行回数 52 万回終了時の累積疲労損傷度は**表－4.5.8** より 5.5101×10^{-3} であった。これは**表－4.5.6** より設計値の床版（σ_{ck}＝45N/mm²）の走行回数 40 万回～44 万回の値に相当する。

②．荷重による補正

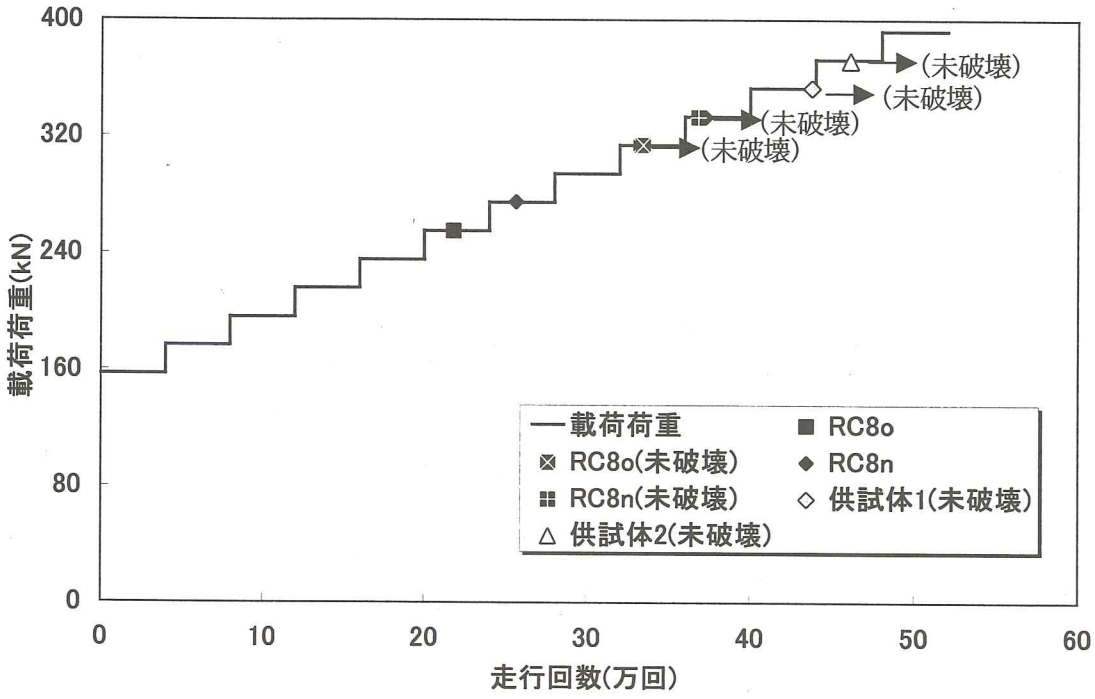
供試体 2 は基準床版と比較するため、①においてコンクリート強度補正した結果に更に載荷荷重 1 での荷重補正を行う。

表－4.5.9　供試体 2　荷重によって補正した累積疲労損傷度

Pi(kN)	ni(回)	Vcpx(kN)	Vcpx/Pi	Ni(回)	ni／Ni	Σ(ni／Ni)
172.5	4×10^4	1142	6.623	5.1625E+11	7.7482E-08	7.7482E-08
194.0	4×10^4	1142	5.887	1.1486E+11	3.4826E-07	4.2574E-07
217.6	4×10^4	1142	5.250	2.6677E+10	1.4994E-06	1.9252E-06
240.1	4×10^4	1142	4.757	7.5830E+09	5.2749E-06	7.2001E-06
263.6	4×10^4	1142	4.333	2.3012E+09	1.7382E-05	2.4582E-05
287.1	4×10^4	1142	3.978	7.7334E+08	5.1724E-05	7.6306E-05
309.7	4×10^4	1142	3.689	2.9485E+08	1.3566E-04	2.1197E-04
333.2	4×10^4	1142	3.428	1.1586E+08	3.4525E-04	5.5722E-04
356.7	4×10^4	1142	3.202	4.8523E+07	8.2435E-04	1.3816E-03
380.2	4×10^4	1142	3.004	2.1484E+07	1.8619E-03	3.2434E-03
402.8	4×10^4	1142	2.836	1.0303E+07	3.8822E-03	7.1257E-03
426.3	4×10^4	1142	2.679	4.9943E+06	8.0091E-03	1.5135E-02
450.8	4×10^4	1142	2.534	2.4480E+06	1.6340E-02	3.1475E-02

表－4.5.9 より累積疲労損傷度は 3.1475×10^{-2} であった。これは**表－4.5.6** より設計値の床版の走行回数 44 万回～48 万回の値に相当する。

以上の①、②の補正結果より、基準床版と供試体 1 および供試体 2 の載荷荷重と走行回数の関係を**図－4.5.9** に示す。

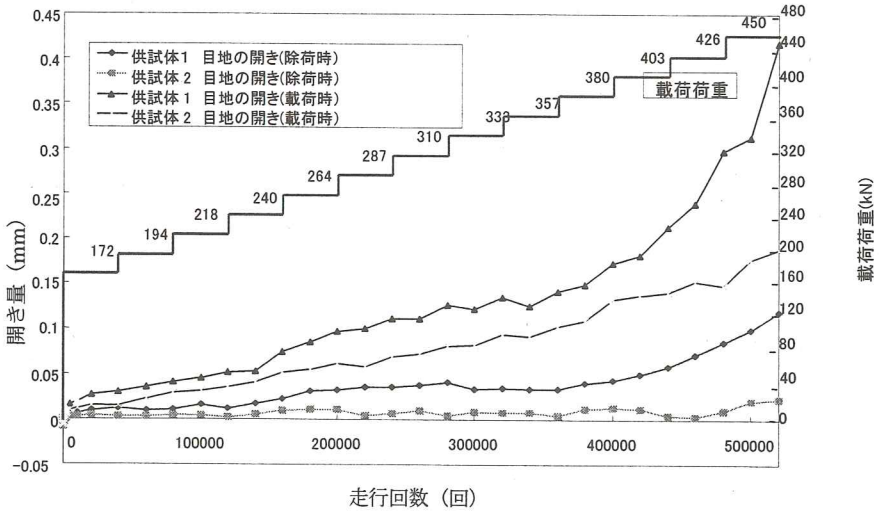


図－4.5.9　補正された載荷荷重と走行回数の関係

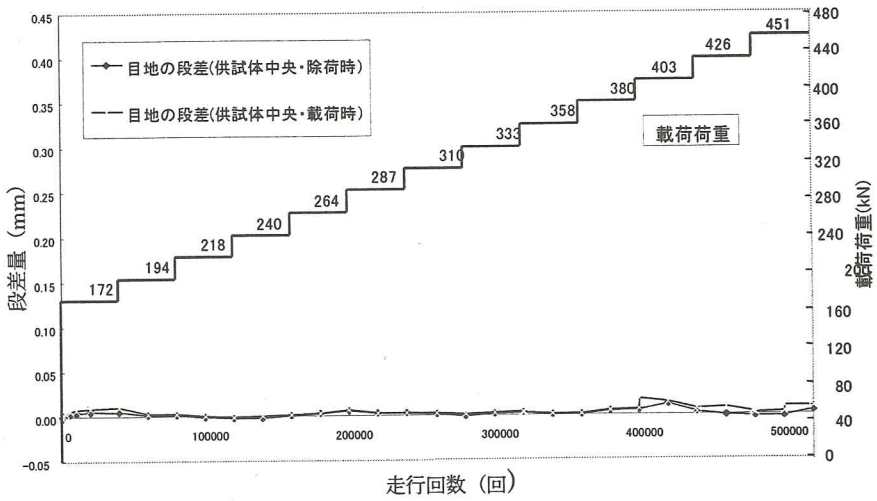
（6）その他性能の評価

1）目地の開口量

供試体 1 および供試体 2 の走行回数と供試体継手中央での目地の開き量の関係を図－4.5.10 に示す。供試体 2 は目地部の開口量は荷重の増加にほぼ比例している。載荷荷重 451kN 時で約 0.2mm、除荷時で約 0.02mm 程度の値となっている。また図－4.5.11 より段差は 0～0.01mm 程度であった。供試体 1 は開口量の増加が見られるが、最終的な載荷時の開き量でで約 0.4mm、除荷時で 0.1mm であった。継手部ＰＣ鋼棒のかぶり c＝150mm に対して目地部の開口量に許容ひび割れ幅 0.005c＝0.75mm（土木学会:コンクリート標準示方書）を適用すると、許容値以下の値となる。



図－4.5.10　目地中央部開閉量（供試体 1 および供試体 2）

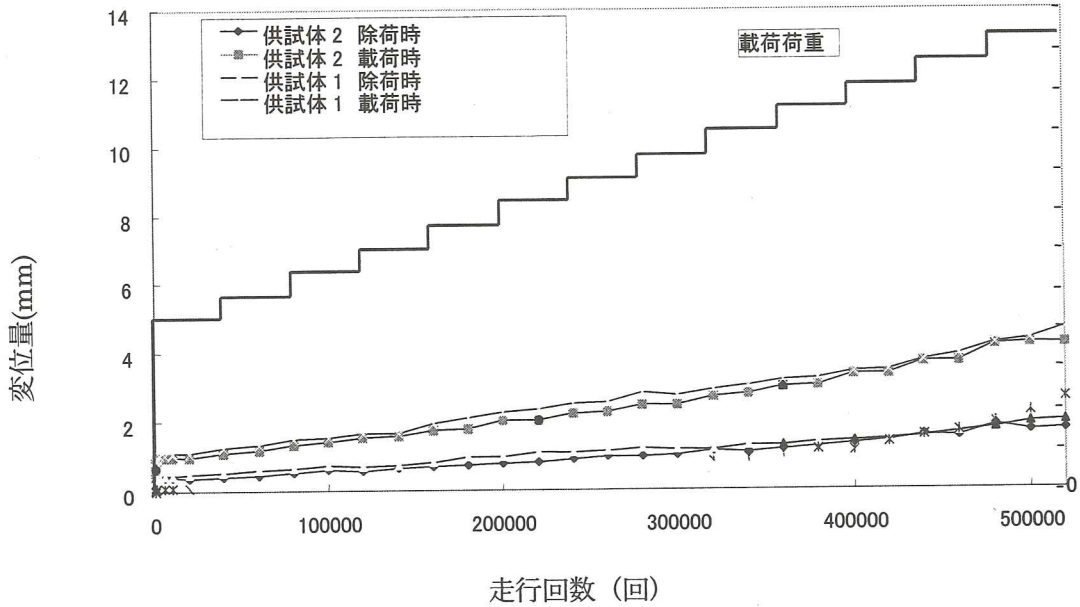


図－4.5.11 目地中央部段差（供試体 2）

2）変位

供試体 1 および供試体 2 の走行回数と供試体中央での変位の関係を図－4.5.12 に示す。床版は疲労劣化によって変位が増加することが考えられる。今回の実験では、図－4.5.12 より変位量（載荷時・除荷時）に顕著な増加は見られず、荷重の増加に比例した変位増となっている。

供試体中央の変位は走行回数 52 万回まではほぼ一定の割合で増加し、最終的な変位は約 4mm（除荷時約 1.3mm）程度である。せん断キー付きの供試体 1 とせん断キー無しの供試体 2 では、ほぼ同じ結果を示しており、せん断キーの有無が床版変位に及ぼす影響は少ないことがわかった。



図－4.5.12 供試体中央変位量

疲労劣化の進展状況を評価するためには、図－4.5.12 のグラフにおいて線の傾きの変化から評価する。変位が急増する点を使用限界と考えると、供試体 1 および供試体 2 ともに変位の急増は見られず使用限界状態に至っていないと考えられる。

（7）まとめ

①疲労耐久性評価

・輪荷重走行試験において、供試体 1 および供試体 2 共にコンクリート強度による補正が必要となった。
・供試体 2 においては載荷荷重による補正の必要が有った。
・上記の補正には東山･松井が提案したＳ－Ｎ曲線を用いたが、本床版が必ずしもこのＳ－Ｎ曲線に当てはまるとは言えない。しかし、本検討においては同様の一方向ＰＣ床版ということで、このＳ－Ｎ曲線に合う前提で検討を行った。
・上記の補正を行なった結果においても、リブ付きマッチキャスト床版およびリブ付きプレキャスト床版ともに平成 8 年道示による RC 床版よりも高い疲労耐久性を有することがわかった。

②その他性能の評価

・目地部の開き･段差とも十分問題の無いレベルであることが確認された。
・継手部のせん断キー有り･無しに関わらず、本工法で施工したドライ目地には有害なひび割れは生じなかった。

参考文献

1）若下･狩野：マッチキャスト工法を用いたリブ付プレキャスト床版の目地構造、土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集Ⅰ - A495,990 - 991

2）東山･松井：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集 No.605／Ⅰ-45，79-90，1998.10

4.6　チャンネル形状プレキャストPC床版工法

（1）工法の概要

チャンネル形状ＰＣ床版の概要を図4.6.1に示す。本工法は複数のチャンネル形状プレキャストＰＣ床版を主桁上直角方向に敷設し、これに橋軸方向プレストレスを導入して一体化したもので、一体化したＰＣ床版を主桁と結合して橋梁を建設する工法である。鋼橋新設橋の床版施工や既設橋の床版打ち換え工事等に使用する。

チャンネル形状プレキャストＰＣ床版の断面はチャンネル形状をしており、荷重に対する抵抗断面が合理的で、コンクリート床版の軽量化が図れ、このＰＣ床版を使用することで耐久性の向上、施工の省力化、コスト縮減を図ることが可能である。

実験は２種類の供試体で行っており、それぞれの供試体は以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

・床版支間方向の設計は、１体目が引張応力度発生限界状態、２体目がひび割れ発生限界状態で行っており、２体目のプレストレス量は１体目に対して７６％である。

・橋軸方向の設計は、１体目、２体目ともにひび割れ発生限界状態で行っており、２体目のプレストレス量は１体目に対して６７％である。

以後、本文中において、１体目の供試体を“チャンネル１”、２体目の供試体を“チャンネル２”と称する。

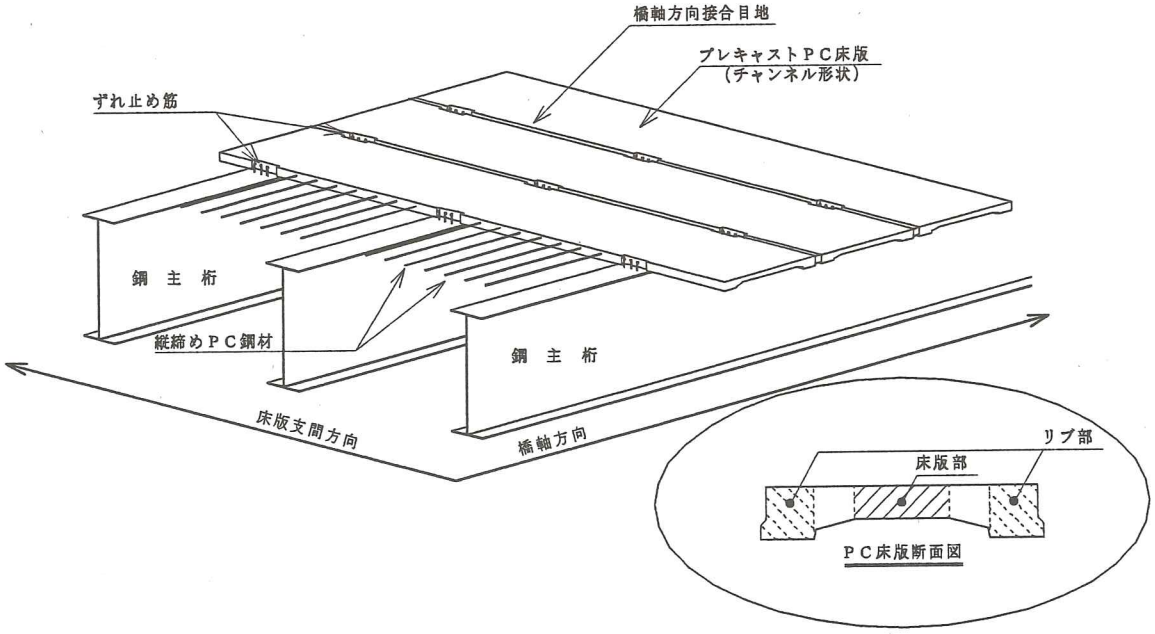


図4.6.1　チャンネル形状ＰＣ床版の概念図

（2）試験の着目点

チャンネル形状のリブ部、床版部および床版支間方向の目地部の力学的特性、疲労強度、破壊形態等を確認する。たわみ特性、目地部のひずみ、鉄筋ひずみ等から耐荷性能を推定する。

（3）供試体の概要

1）供試体の設計条件

- 床　　版：支間長 3.0m の連続版
- 設計荷重：B活荷重

　　1方向当たり大型車の計画交通量 2,000 台／日以上

- 舗装厚さ：10cm

2）供試体の寸法

供試体の一般図を**図 4.6.2** および**図 4.6.3** に示す。

- 橋軸方向　　：4.495m
- 床版支間方向：2.8m
- 床版支間　　：2.5m
- 床版厚　　：床版部　t＝17.0cm　　リブ部　t＝27.0cm

※ 床版厚の決定

道示Ⅲ5.4.2 より、プレストレストコンクリート床版の最小床版厚は 16cm である。また、支間方向のみにプレストレスを導入するとして、最小床版厚は、

t＝（3×L＋11）×0.9 ＝（3×3.0＋11）×0.9 ＝ 18.0cm となる。

床版の2方向にプレストレスを導入する場合は上記の他、PC鋼材の配置などを考慮して床版厚さを 20cm 程度以上とするのが望ましいとされている。

チャンネル形状PC床版は、プレストレスを、床版支間方向にプレテンション方式で、橋軸方向にポストテンション方式で導入する。また実橋では、橋軸方向に緊張材を途中定着して接続していく方法も採られる。そのため、PC鋼材や定着具の配置を考慮して構造細目を満足するように床版厚を決め、床版支間方向の最小床版厚を 17cm、リブ部では橋軸方向の定着具の配置が可能なように 27cm とした。

上式を用いれば、最小床版厚は 18cm となるが、既往の一定荷重載荷試験※1で床版厚 17cm、リブ厚 27cm の床版で疲労耐久性も確認されており、施工実績もあることから、本研究では同じ床版厚の床版を用いて階段載荷により疲労耐久性を確認することを目的とした。その結果、床版部 17.0cm、リブ部 27.0cm の床版厚とした。

- コンクリート設計基準強度：PC版―50 N/mm²、目地部―40 N/mm²

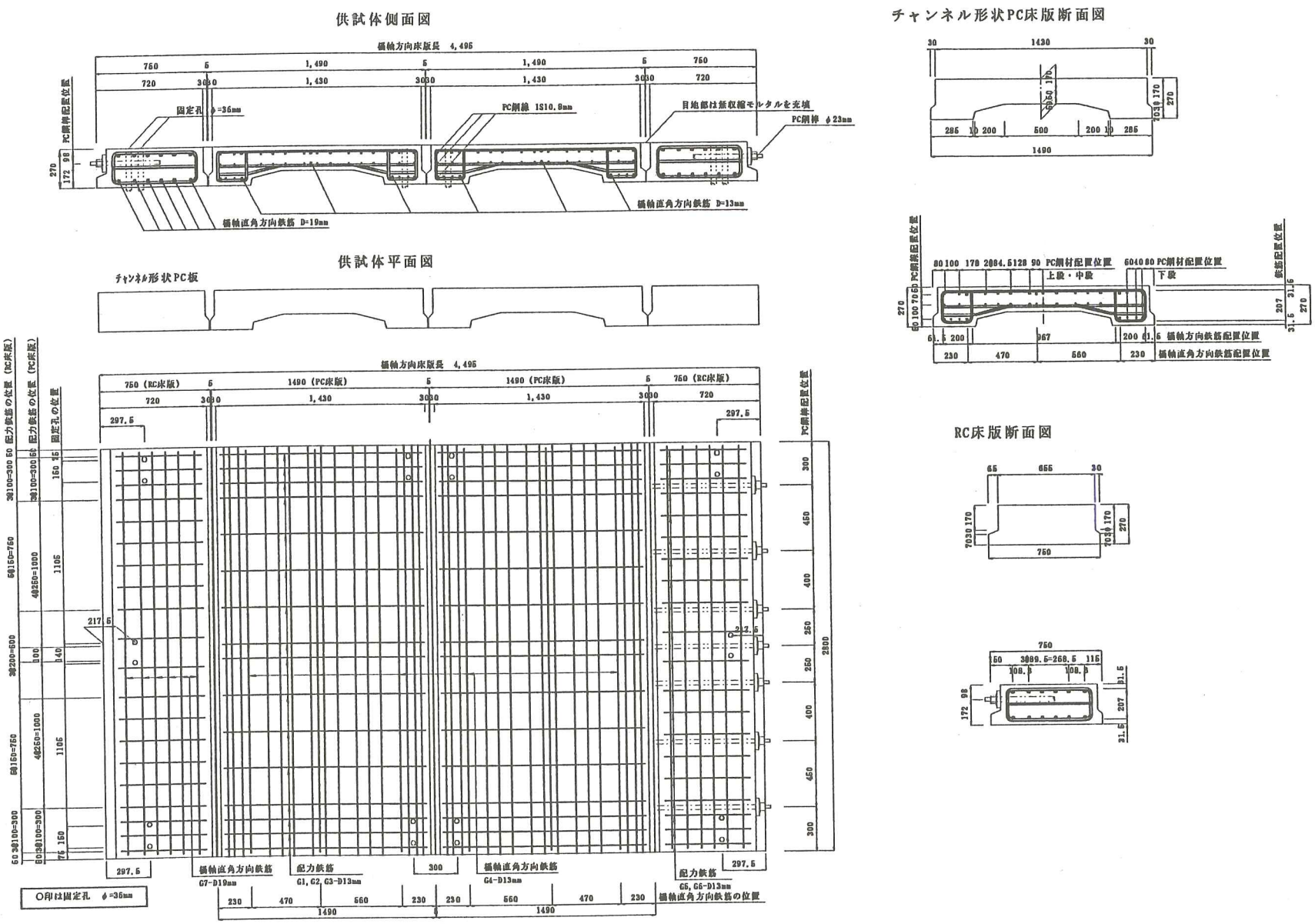


図 4.6.2　チャンネル１一般図（単位：mm）

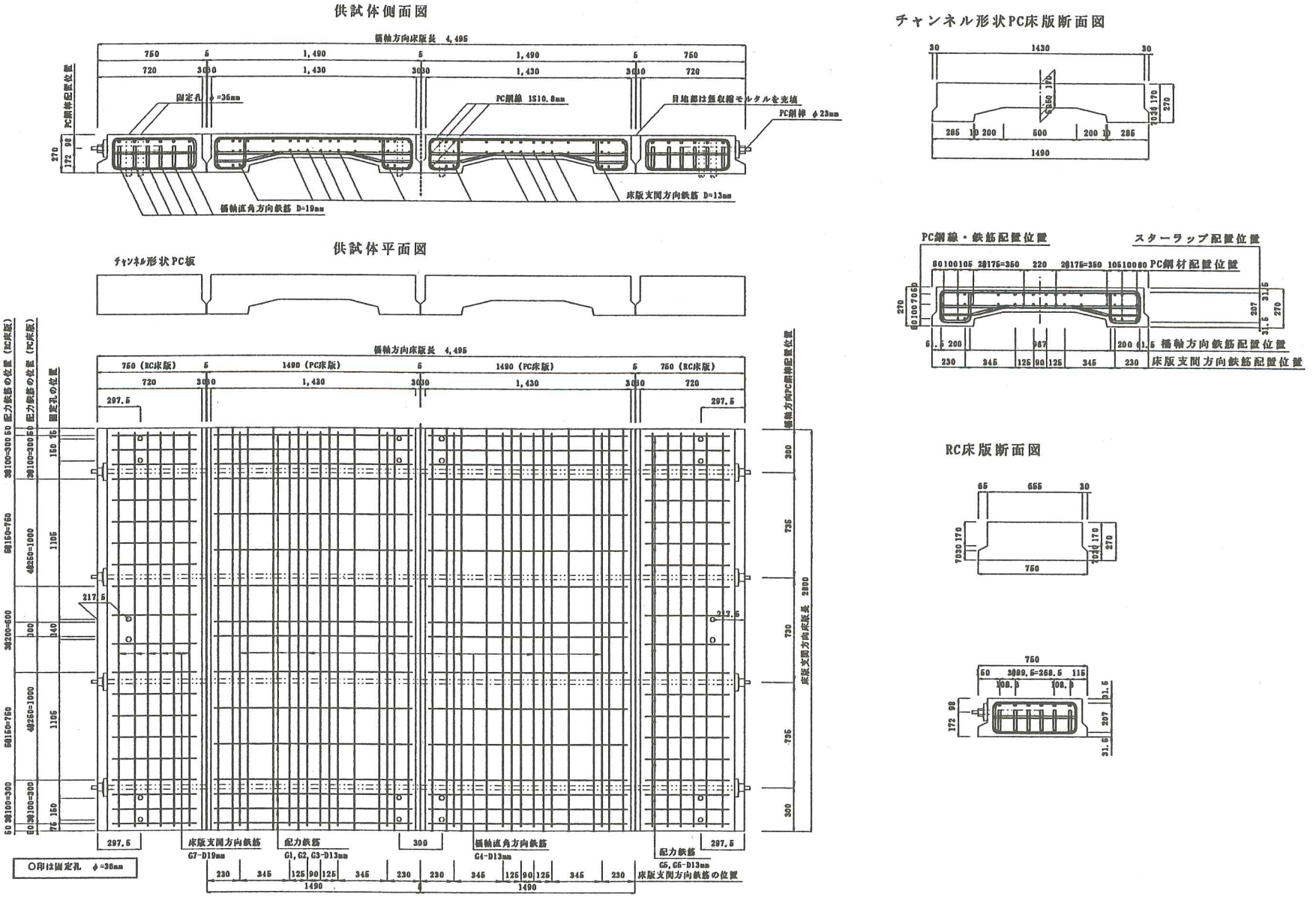


図 4.6.3 チャンネル２一般図（単位：mm）

3）供試体の設計

チャンネル１については床版支間方向が完全に引張応力を許さない引張応力度発生限界状態で、橋軸方向が制限値内の引張応力を許すひび割れ発生限界状態による設計を行っている。また、チャンネル２については、両方向ともにひび割れ発生限界状態により設計を行っている。チャンネル１およびチャンネル２の床版支間方向および橋軸方向の設計荷重時応力状態を表 4.6.1、表 4.6.2 に示す。

表 4.6.1　床版支間方向応力状態（設計荷重時）

（単位：N/mm²）

	①チャンネル１	②チャンネル２	②/①
導入緊張力（直後）	2509kN（32本）	1899kN（24本）	76%
床版上縁応力度	12.0	10.5	
床版部下縁応力度	4.6	2.7	
リブ部下縁応力度	0.2	-1.9	
許容引張応力度（制限値）	0.0	0.0（-2.9）	
設計法	引張応力度発生限界状態	ひび割れ発生限界状態	

表 4.6.2　橋軸方向応力状態（設計荷重時）

（単位：N/mm²）

	①チャンネル１	②チャンネル２	②/①
導入緊張力（直後）	1648kN（7本）	1029kN（4本）	62%
平均導入応力度（目地部）	2.9	2.0	67%
床版部上縁応力度	7.4	6.8	
下縁応力度	-0.4	-2.3	
目地部上縁応力度	7.1	6.0	
下縁応力度	-1.2	-2.2	
活荷重1.7割増	-4.0	-5.0	
許容引張応力度（制限値）	0.0（-2.7）		
活荷重割増し時許容引張応力度	-2.9		
設計法	ひび割れ発生限界状態		

4）供試体の製作

①製作の方法

供試体は工場において、鋼製型枠を使用してプレテンション方式でＰＣ版を製作し、工場内で橋軸方向プレストレスを導入して一体化した。なお、実橋梁の施工では、工場で製作したＰＣ版を現場へ搬入して主桁上に敷設し、目地部の施工、橋軸方向のプレストレス導入による一体化等の工程を経て、主桁との接合工を施工して完成する。

②供試体の保持方法

供試体の仮置き、運搬時の保持はりん木等で支持した。ＰＣ版の製作時に、予め吊り金具を設置しておき、４点支持で吊り上げを行った。

（4）試験結果

1）走行回数と載荷荷重

図 4.6.4 にＲＣ８供試体とチャンネル１およびチャンネル２の走行回数と載荷荷重の関係を示す。

図より、チャンネル１とチャンネル２の載荷は、それぞれ載荷荷重１、載荷荷重２により行っている。

ＲＣ８が走行回数 255,649 回、載荷荷重 275kN で押し抜きせん断破壊したのに対して、チャンネル１は、初期載荷荷重 157kN から試験終了時（走行回数 520,000 回、載荷荷重 392kN）までの輪荷重走行試験を未破壊で終了した。また、チャンネル２についても、初期載荷荷重 172kN から試験終了時（走行回数 520,011 回、載荷荷重 451kN）までの輪荷重走行試験を未破壊で終了した。

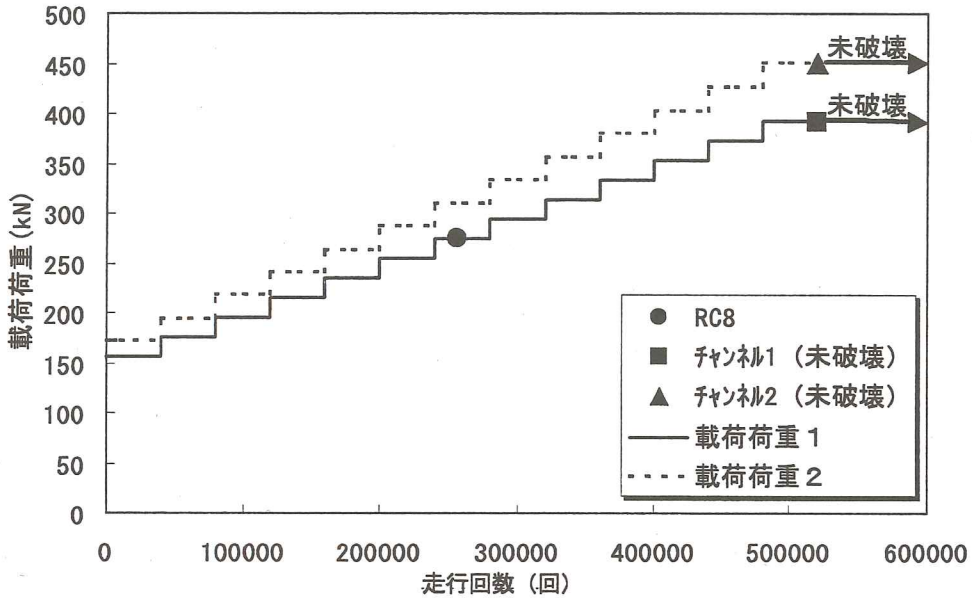


図 4.6.4　走行回数と載荷荷重の関係

2）コンクリートの材料試験結果

表 4.6.3 にチャンネル１およびチャンネル２の床版部コンクリートの材料試験結果を示す。

表 4.6.3　コンクリートの材料試験結果

（単位：N/mm²）

材　令	供試体	①チャンネル１			②チャンネル２		
		圧縮強度	引張強度	弾性係数	圧縮強度	引張強度	弾性係数
材令２８日	①	73.5	3.5	36200	64.2	4.6	29300
	②	72.7	5.5	37000	71.1	4.8	31400
	③	73.1	5.4	38200	68.5	5.2	29900
	平均	73.1	4.8	37133	67.9	4.9	30200
チャンネル１：材令５９日	①	76.9	4.6	37700	78.9	6.0	30700
チャンネル２：材令５５日	②	74.9	4.3	37300	80.3	4.4	30600
試験開始時	③	69.6	3.7	37900	80.0	5.4	30900
※試験は土木研究所にて実施	平均	73.8	4.2	37633	79.7	5.3	30733

3）床版厚さ

図 4.6.5 および**図 4.6.6** にそれぞれチャンネル１およびチャンネル２の床版厚の計測結果を示す。

チャンネル１およびチャンネル２の床版厚は、リブ部（設計厚：270㎜）で最大 4㎜、床版部（設計厚：170㎜）で 3㎜ の施工誤差を生じている。施工の概要で述べたように、チャンネル１およびチャンネル２は工場製品で、工場にて鋼製型枠を使用してコンクリートの打設を行うので、床版厚の施工誤差は微小となる。

A断面南側　　**A断面北側**

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	
271	270	272	272	273	274	－	－	270	270	220	196	170	170	169	168	169	170	195	－	270	270	
(270)						－		(270)		－		(170)						－		(270)		

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
270	271	271	220	193	169	170	170	171	171	173	199	－	271	272	272	273	274	274	273	274	272	272
(270)			－		(170)						－		(270)									

B断面東側　　**B断面西側**

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	
272	272	271	272	272	－	272	271	271	271	271	271	271	271	
(270)					－	(270)								

0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
270	270	271	271	271	271	271	271	271	270	271	271	271	273	274
(270)														

C断面東側　　**C断面西側**

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	
－	－	－	－	－	272	272	271	270	270	－	270	270	269	
－					(270)					－	(270)			

0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
270	269	270	270	271	270	270	269	267	267	267	268	267	267	269
(270)														

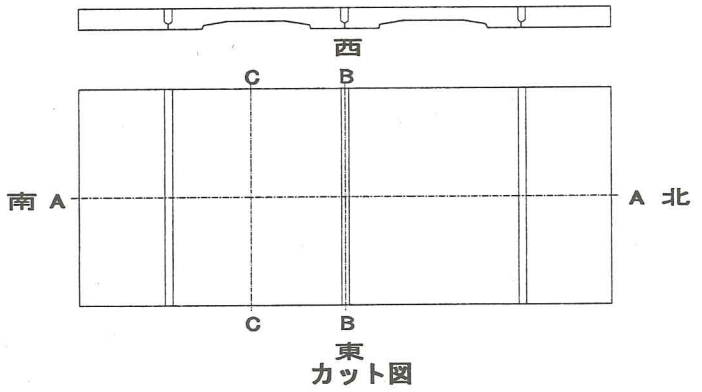


図 4.6.5　床版厚実測値：チャンネル１（単位：㎜）

A断面南側　　A断面北側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	
−	−	270	270	271	272	271	−	−	−	270	196	171	170	171	169	169	169	193	215	268	268	
(270)										−			(170)					−		(270)		

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
−	268	268	215	190	167	168	168	168	168	168	195	219	269	269	−	271	271	270	270	269	269	−
(270)			−		(170)					−			(270)									

B断面東側　　B断面西側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	
270	270	270	270	270	270	270	270	270	270	271	−	−	−	
(270)														

0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
−	−	−	−	270	270	269	270	270	272	271	−	271	270	270
(270)														

C断面東側　　C断面西側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	
171	171	171	−	−	−	−	−	169	−	−	−	−	−	
(170)														

0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
−	170	170	170	170	169	169	170	170	170	170	169	170	170	170
(170)														

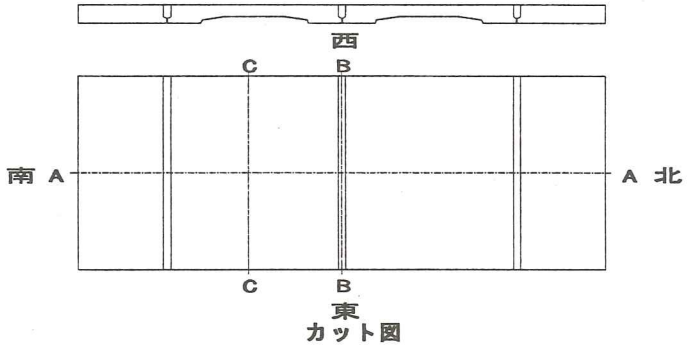


図 4.6.6　床版厚実測値：チャンネル２（単位：mm）

４）ひび割れ

図 4.6.7 および図 4.6.8 にチャンネル１およびチャンネル２の試験終了時のひび割れ状況を示す。

図より、チャンネル１およびチャンネル２の初期ひび割れは、ともに同様な発生形態を示した。床版部では中央リブ付け根位置に床版支間方向のひび割れが、リブ部では中央リブ支間中央の位置に橋軸方向のひび割れが発生した。

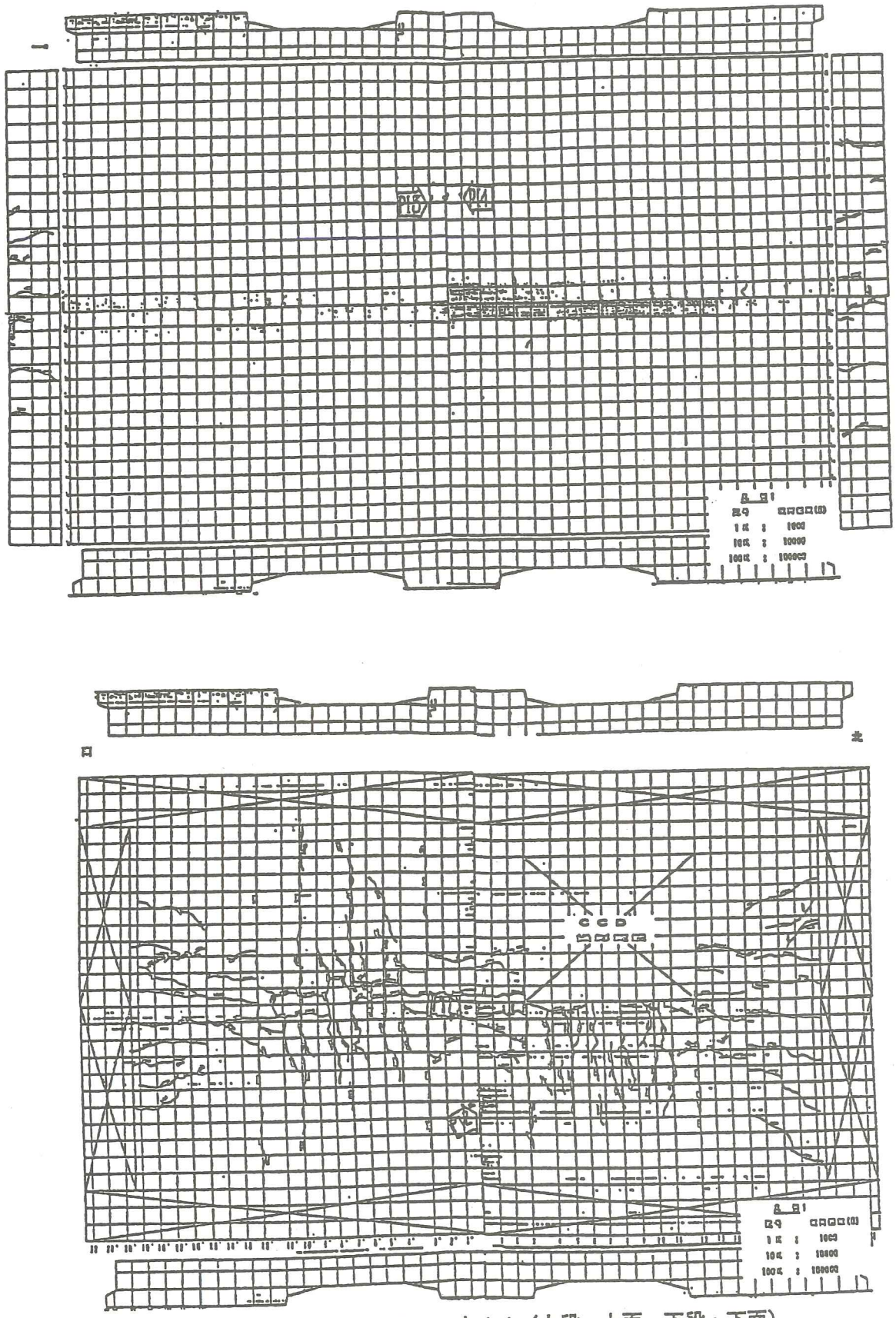


図 4.6.7　ひび割れ状況：チャンネル 1（上段：上面，下段：下面）

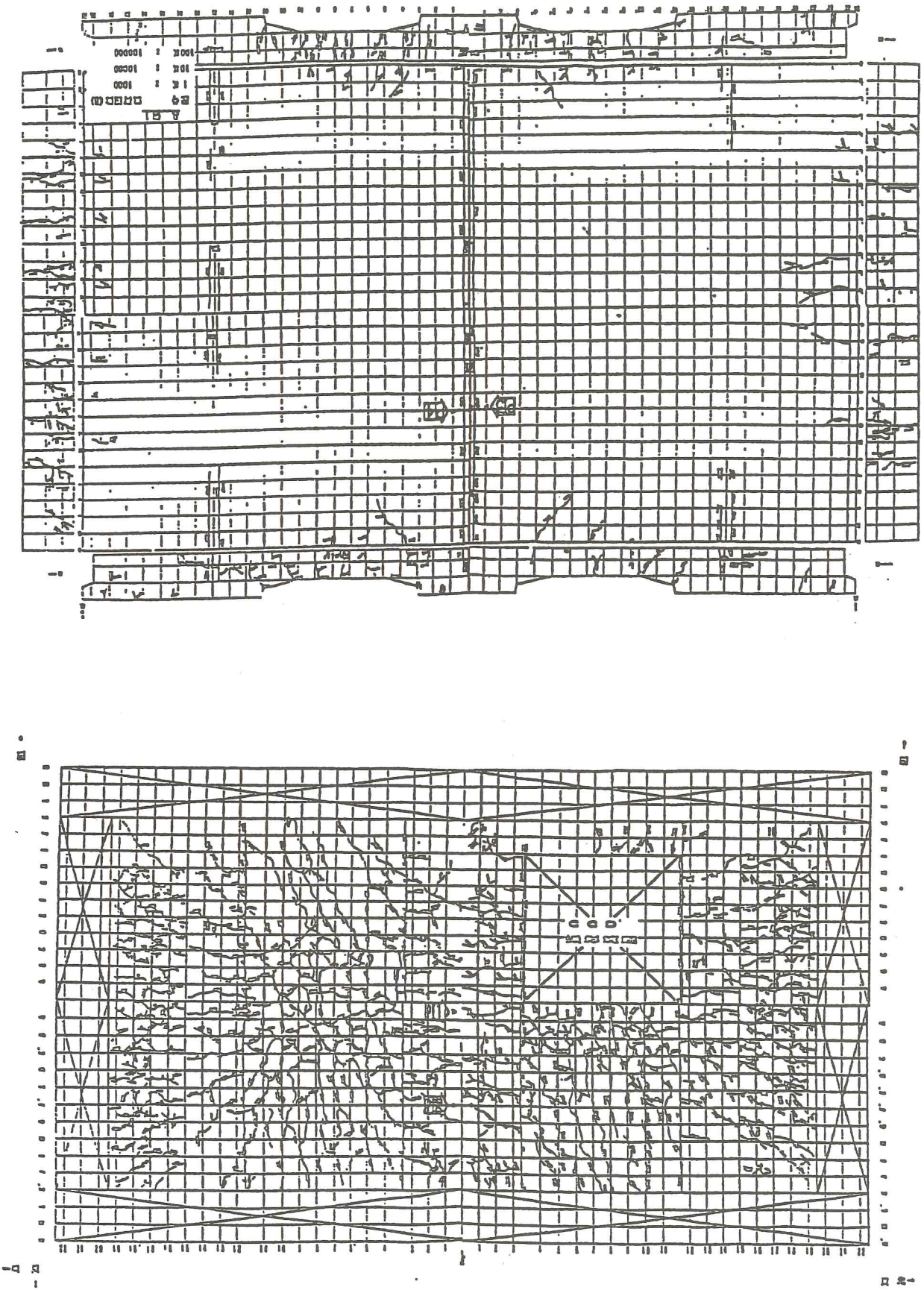


図 4.6.8　ひび割れ状況：チャンネル２（上段：上面，下段：下面）

5）目地の開き

輪荷重走行試験時の目地の開きと走行回数の関係を図 4.6.9 に、チャンネル２の走行回数５２万回付近１分間の動的計測結果を図 4.6.10 に示す。チャンネル２の静的載荷時目地の開きは、試験最終段階でチャンネル１の約 2.8 倍の目地の開き（0.815mm）を生じており、動的計測結果では最大 0.92mm の目地の開きが生じている。しかし、荷重除荷時の目地の開きは、チャンネル１およびチャンネル２ともに終始 0.01mm 程度で推移した。

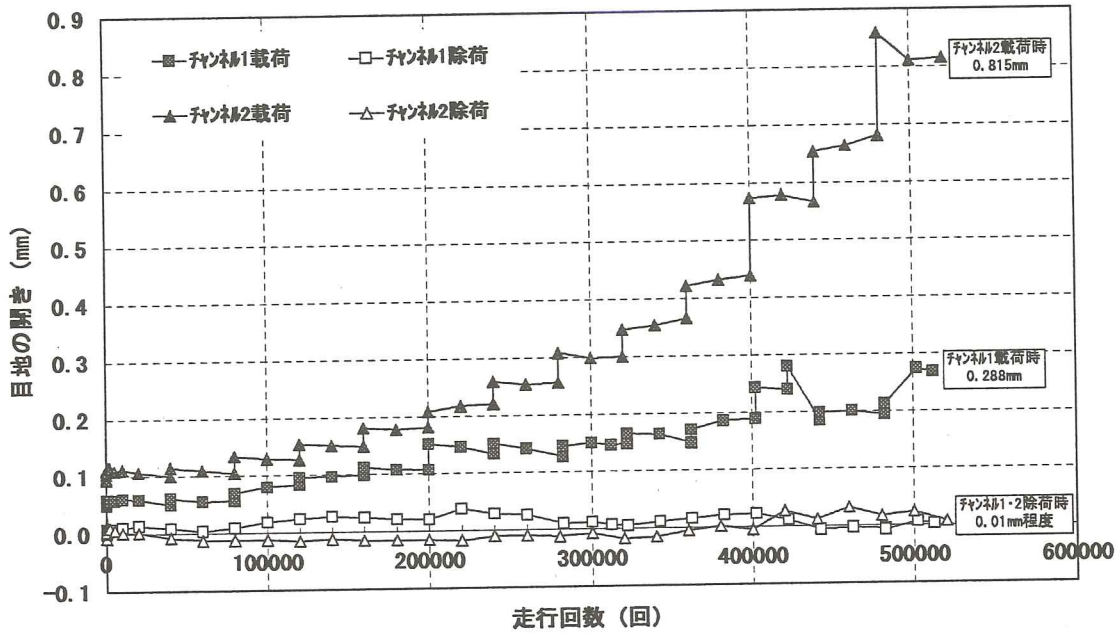


図 4.6.9　目地の開きと走行回数の関係

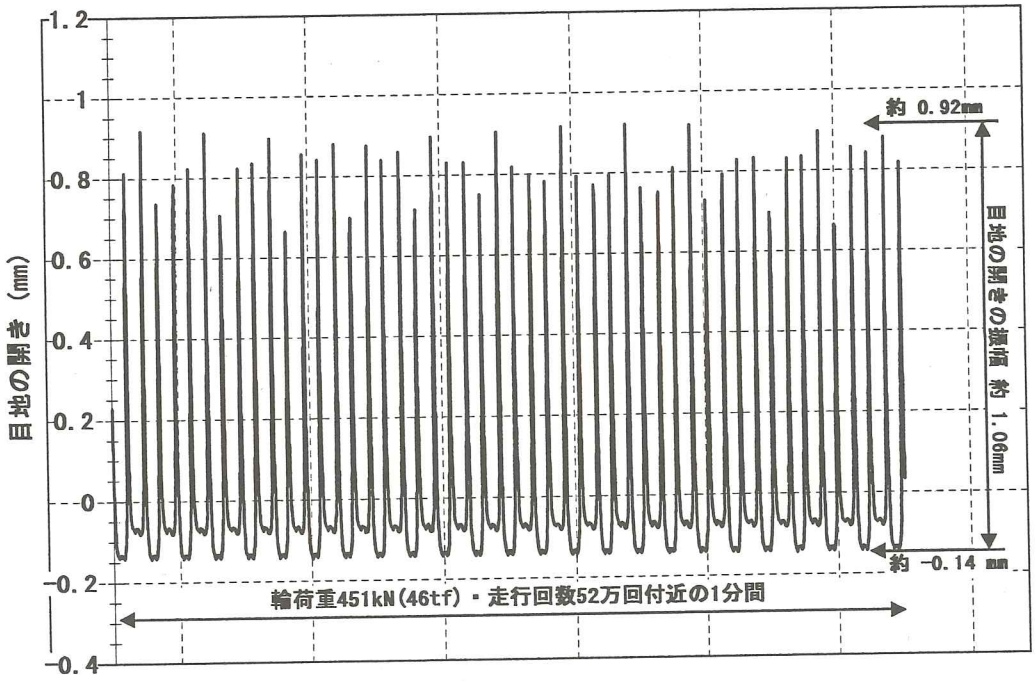


図 4.6.10　目地の開き動的計測結果：チャンネル２

6）たわみ

図 4.6.11 に静的載荷による供試体中央のたわみと走行回数の関係を示す。

試験終了時のたわみは以下の通りであった。

・チャンネル１：載荷時 3.043 mm、除荷時 0.879 mm

・チャンネル２：載荷時 7.251 mm、除荷時 2.999 mm

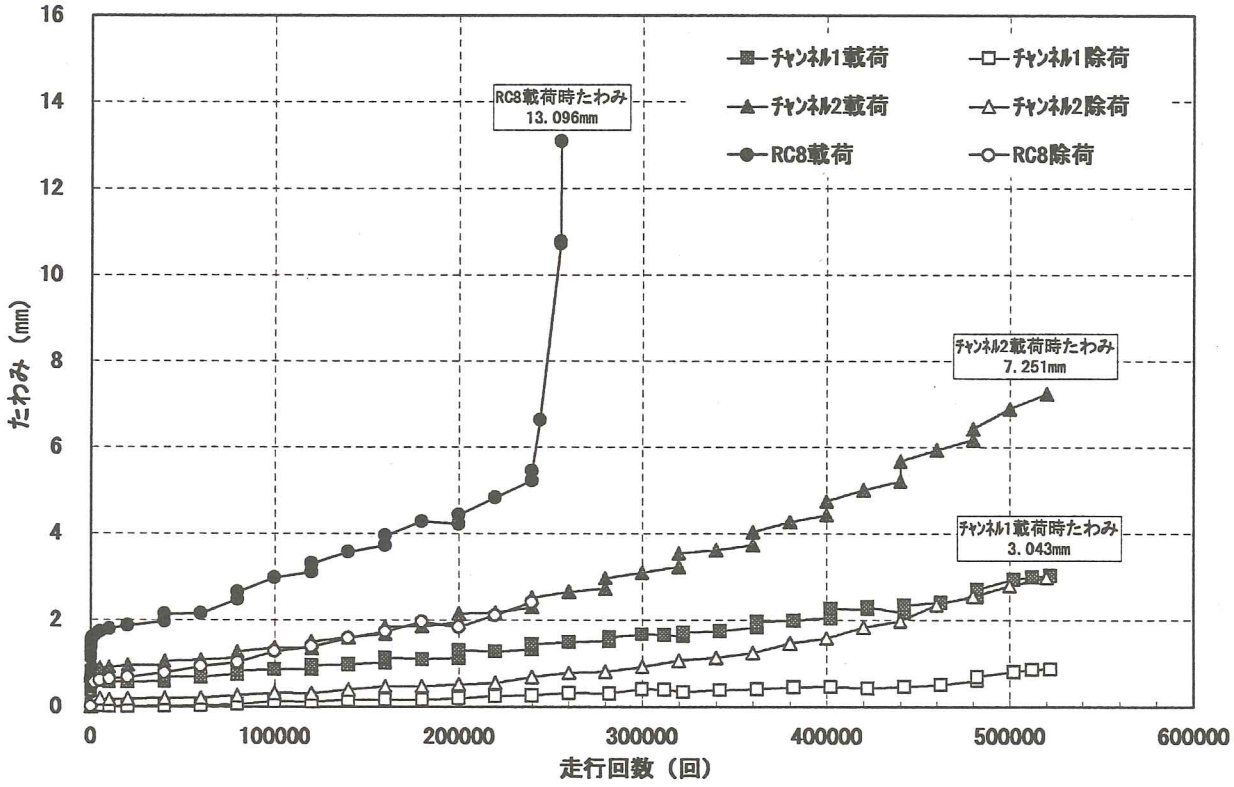


図 4.6.11　供試体中央のたわみと走行回数の関係

（5）疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

1） 試験の影響

チャンネル１とチャンネル２の輪荷重走行試験では、試験機の影響により載荷荷重が異なっているが、これについては、二つの階段載荷線を使うこととする。なお、衝撃等その他の試験の影響は特に確認されなかった。

2） 使用材料の影響

表 4.6.4 に設計基準強度と試験時圧縮強度を示す。チャンネル１およびチャンネル２の試験時圧縮強度が、設計基準強度を上回っていたので補正を行う。

補正の方法としては、『コンクリート標準示方書・設計編（平成８年、土木学会）「6.3.3 棒部材の設計せん断力」（6.3.4）式』より、設計せん断耐力はコンクリート圧縮強度の三乗根に比例するので、「$\sqrt[3]{\ }$（コンクリートの設計基準強度／コンクリートの実圧縮強度）」を補正値とした。

表 4.6.4 設計基準強度と試験時圧縮強度

	設計基準強度 (N/mm^2)	試験時圧縮強度 (N/mm^2)	補正値
チャンネル１	50.0	73.8	0.88
チャンネル２		79.8	0.86

3） 寸法の影響

チャンネル１およびチャンネル２の床版厚は、リブ部（設計厚：270mm）で最大 4mm、床版部（設計厚：170mm）で 3mm の誤差を生じているが、これらは設計厚に対してそれぞれ、1.5 %、1.2 % とわずかであり、試験に与える影響は微小であると考える。よって床版厚に対して補正は行わない。

以上１）～３）より、チャンネル１およびチャンネル２の載荷荷重について補正を行うと以下の通りである。**図 4.6.12** にコンクリート強度補正前の載荷荷重と走行回数の関係を、**図 4.6.13** にコンクリート強度補正後の載荷荷重と走行回数の関係を基準供試体と併せて示す。

・チャンネル１： 載荷荷重（393 kN） × 補正値（0.88） = 補正後載荷荷重（346 kN）
・チャンネル２： 載荷荷重（451 kN） × 補正値（0.86） = 補正後載荷荷重（388 kN）

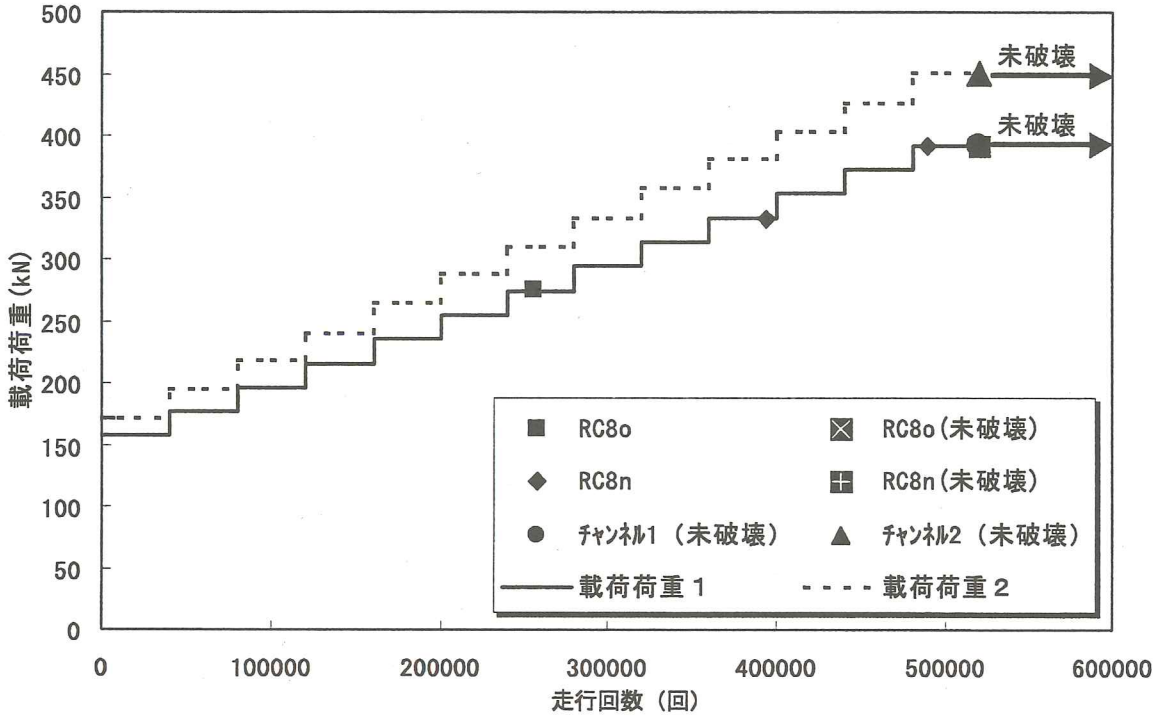


図 4.6.12　載荷荷重と走行回数の関係（コンクリート強度補正前）

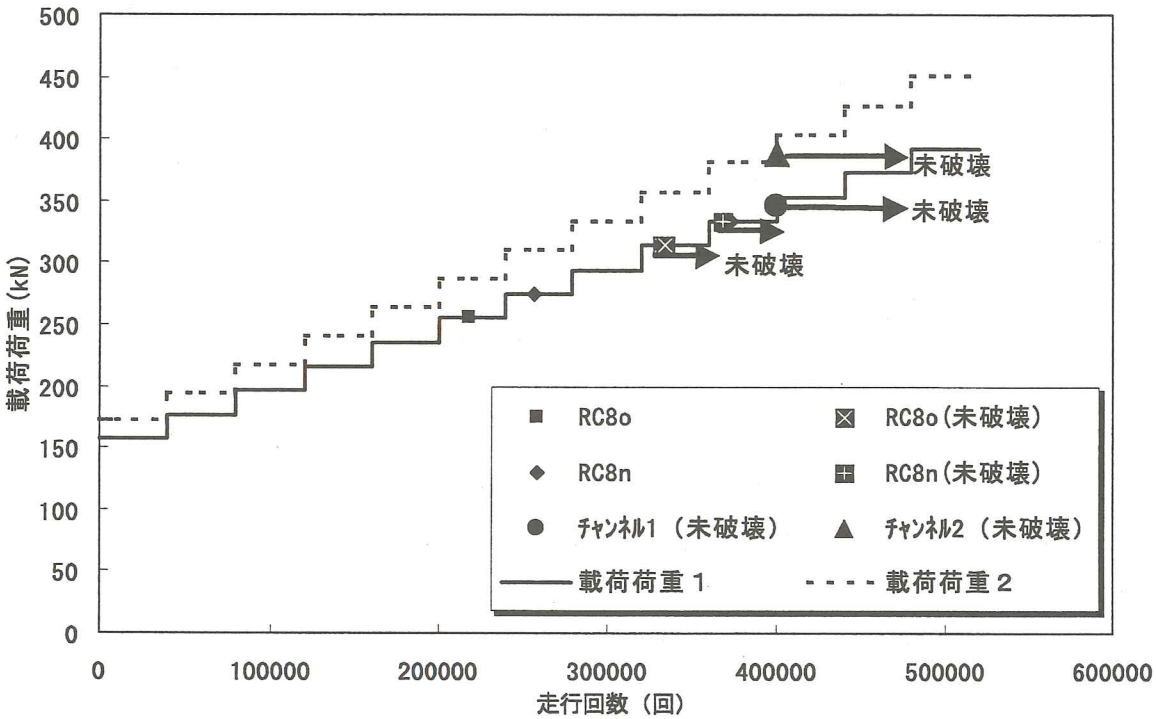


図 4.6.13　載荷荷重と走行回数の関係（コンクリート強度補正後）

コンクリート強度の補正を行った結果、図 4.6.13 に示す位置にチャンネル１およびチャンネル２がプロットされた。図 4.6.13 より見受けられるようにＲＣ８供試体の試験結果は広範囲にわたって分布しているが、チャンネル１およびチャンネル２の試験結果はこのすべてに対して上位に位置している。

（6）その他性能の評価

1） たわみ

図 4.6.11 に供試体中央のたわみと走行回数の関係を示している。

チャンネル２のたわみ量は、走行回数 200,000 回（載荷荷重 264kN）付近から傾きに変化を生じてきており、疲労による剛性が低下してきていることがわかる。チャンネル１のたわみ量は、試験開始から終了まで直線形状を保ったまま増大しており、疲労による剛性の低下が微小であったことがわかる。

また、ＲＣ８とチャンネル１およびチャンネル２のたわみの増加を比較してみると、ＲＣ８が急激にたわみが増加して破壊しているのに対し、チャンネル１およびチャンネル２のたわみには急激な変化は見られず破壊にも至らなかった。

これらのことから、チャンネル２で剛性の低下は確認されているが、実際の供用時の荷重レベルを考えると、剛性の低下は少ないと考えられる。

2） 目地の開き

図 4.6.9 に目地の開きと走行回数の関係を示している。

チャンネル形状プレキャストＰＣ床版は、橋軸方向にプレストレスが導入されており、これが試験終了時まで有効に作用し、チャンネル１およびチャンネル２の荷重除荷時の目地部の開きは、各荷重において終始 0.007mm～0.01mm と微小な値で推移している。また、載荷時の目地部の開きをチャンネル１とチャンネル２で比較すると、チャンネル２の目地の開きは、チャンネル１に対して走行回数 200,000 回まで、約 20%の差で比例的に増加しているのに対して、走行回数 200,000 回以降では、約 20～300%の増加を示した。これは、チャンネル２では、橋軸方向および床版支間両方向の導入プレストレスをそれぞれ、67%、76%と減じているため、走行回数 200,000 回付近で疲労による剛性低下が増大し、これにより、目地部の開きが増加したと言える。

しかし、目地の開きの制限値として、鋼材の腐食に対する環境条件から規定されている許容ひび割れ幅（0.005c=0.005×40mm=0.2mm 以下）を適用した場合、チャンネル１およびチャンネル２の除荷時の目地の開きは、試験開始から試験終了時まで、約 0.01mm と微小なものであることがわかる。また、載荷時の目地の開きは、チャンネル１は走行回数 200,000 回、チャンネル２は走行回数 400,000 回まで制限値以内となることがわかる。

3） ひび割れ

表 4.6.5 にチャンネル１およびチャンネル２のひび割れ発生について示す。

床版の疲労耐久性に影響をおよぼす要素として、ひび割れの発生が考えられる。本試験において、初期載荷荷重として設定されている 157kN は、Ｂ活荷重のＴ荷重の 1.6 倍に相当する。チャンネル１およびチャンネル２のひび割れ発生はいずれもこの荷重を大きく上回り、それぞれ 235kN、264kN で発生している。両供試体のひび割れは、発生当初は床版支間方向および橋軸方向に同時に発生しており、走行回数の増加とともに漸増している。

チャンネル形状ＰＣ床版は床版部とリブ部で構成されており、この形状的な特徴から、ひび割れの発生は床版部では床版支間方向に、リブ部では橋軸方向に生じたが、両方向にプレストレスが導入されているため、走行回数および載荷荷重の増加による急激なひび割れ増加やひび割れ幅の増大は見られなかった。これより、走行回数および載荷荷重が増加してもプレストレスは有効に働いたことがわかる。

表 4.6.5　ひび割れ発生状況

		発生走行回数（万回）	発生荷重（kN）	発生位置	ひび割れ方向
①チャンネル１	床版部	18	235	中央リブ付け根	床版支間方向
	リブ部	18	235	中央リブ支間中央	橋軸方向
②チャンネル２	床版部	20	264	中央リブ付け根	床版支間方向
	リブ部	20	264	中央リブ支間中央	橋軸方向

（7）まとめ

1）疲労耐久性評価

チャンネル１およびチャンネル２はコンクリートの強度補正を行ったところ、階段載荷における補正後の下限値が平成８年道示に準じたＲＣ床版と比較して上回っている。このことから平成８年道示によるＲＣ床版よりも疲労耐久性が高いことが確認された。

2）その他性能の評価

たわみ、目地の開き、ひび割れに着目した場合、チャンネル２については、走行回数 200,000 回（載荷荷重 264kN）付近から顕著ではないが疲労による剛性の低下が確認された。しかし、導入プレストレス量の違い、除荷時たわみの増加量、およびチャンネル１同様に未破壊で本試験を終了したこと、これらを考慮すると、実橋レベルの荷重では階段載荷で見られたような剛性低下は生じないものと考えられ、実橋レベルの荷重では疲労に対し十分な剛性を保持するものと考えられる。

また、目地開きによる鋼材腐食についても、実橋レベルの荷重では鋼材の腐食に対する環境条件から規定されている許容ひび割れ幅を上回ることはないものと考えられ、鋼材の腐食に対して効果があると考えられる

参考文献

※1．寺田、曽田、伊藤、真鍋：チャンネル形状 PC 床版の鋼橋への適用、第４回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp171～176

4.7 UIスラブ

（1）工法の概要

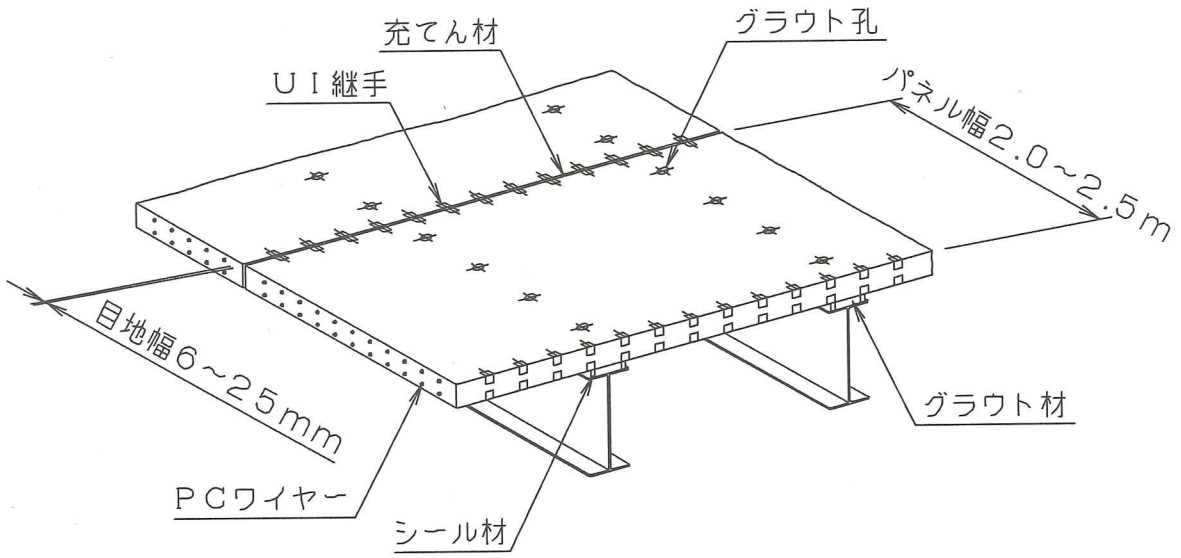
ＵＩスラブ工法の概要を図－4.7.1に示す。この工法の特徴としては、下記の点が挙げられる。

1）熟練工を必要とせず簡単に施工できる。

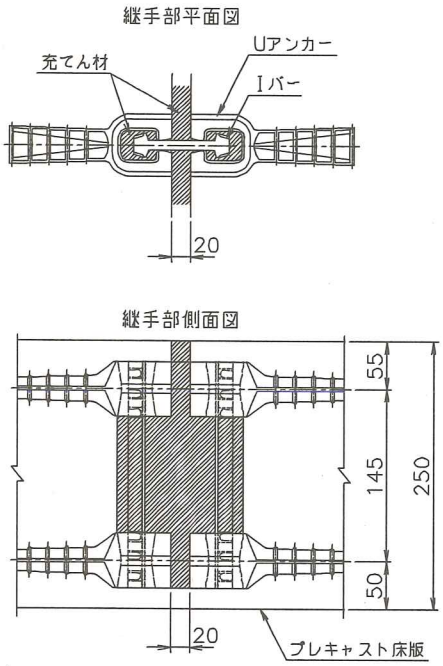
2）現場作業がすくなくなる。

3）プレキャスト製品のため品質が安定している。

また、本工法の継手部であるＵＩ継手はUアンカー、Ｉバー、充填材の3つの部材からなっている。Uアンカーはプレキャスト床版内に埋め込まれており、現場では一定の目地幅（20㎜程度）を確保して設置した後、Ｉバーを落とし込み金具の隙間及び目地部に充填材を注入し一体化させる構造である。



図－4.7.1　ＵＩスラブ工法　概要図

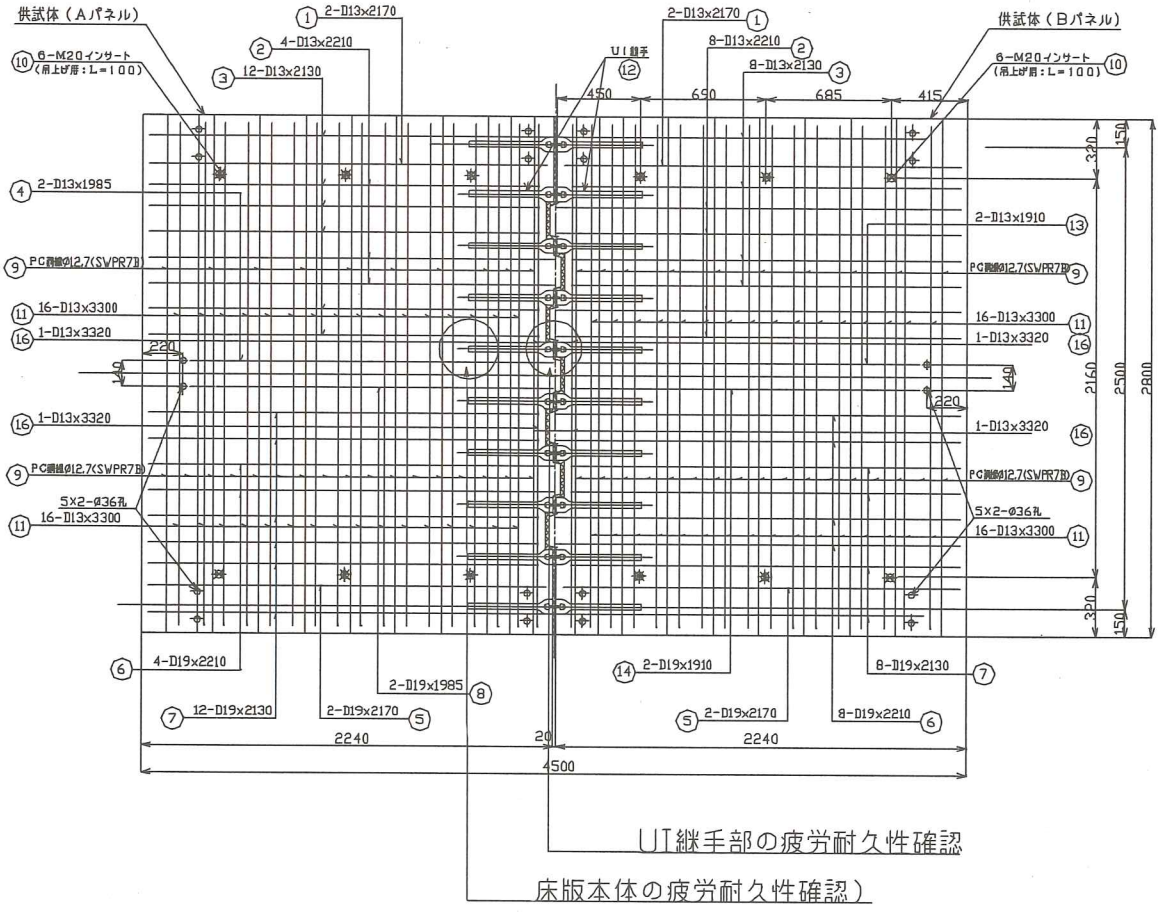


図－4.7.2　ＵＩ継手の構造（単位：mm）

（2）試験の着目点

① ＵＩ継手部の疲労耐久性確認

② 床版本体の疲労耐久性確認



図－4.7.3 供試体着目点示図（単位：mm）

（3）供試体の概要

1）設計方針

・道示－Ⅲに準拠し、床版厚の決定および断面力の算出を行なう。

・断面計算は橋軸直角方向をＰＲＣ構造（死荷重作用時：フルプレストレスト、活荷重作用時：パーシャルプレストレスト）、橋軸方向をＲＣ構造として計算する。

・橋軸方向の継手は、ＵＩ継手を使用して設計する。

2）設計条件

・床版支間　　：3.0m（連続版）

・舗装厚　　：10cm

・活荷重　　：Ｂ活荷重

・１方向当りの大型車の計画交通量　：2000 台／日以上

・コンクリートの設計基準強度　　：50 N/mm^2

3）設計計算

・床版厚

本供試体は、橋軸方向がＲＣ構造であるため版厚の低減は行わず、ＲＣ床版と同じ厚さとする。

$d=(3L+11)\times k_1=25.0cm$　　L ＝3.0m （床版支 間） $k_1=1.25$

・計算結果

橋軸直角方向方向：ＰＣ鋼材は 1Ｔ12.7mm（SWPR7B）20 本使用

導入緊張力 1340N/mm^2

表－4.7.1　橋軸直角方向の合成応力度

単位：N/mm^2

	支間部上縁	支間部下縁
プレストレス導入時	3.7	3.7
死荷重時	3.8	2.4
設 計 時	7.2	-1.0

橋軸方向：下面に D19、上面に D13 を 140mm ピッチで配置

コンクリート圧縮縁　　$\sigma cc=3.5N/mm^2<10.0N/mm^2$

引張側鉄筋　　$\sigma sl=77N/mm^2<140N/mm^2$

・ＵＩ継手部の計算

配力鉄筋２本分の応力を１セットの継手で受け持たせる。Ｉバーの設計は目地部充填材を圧縮材、Ｉバーを引張材としたＲＣ構造として設計を行う。また、Ｕアンカーについては、配力鉄筋２本分に発生する応力を負担するものとして、許容応力度より求めた許容耐力（全強）で照査する。

・継手部の応力度

$\sigma cc = 3.7N/mm^2 < 17.0N/mm^2$

$\sigma s\ell = 97N/mm^2 < 210N/mm^2$

・Ｕアンカーのフランジ部せん断耐力

Ｐγmax＝221kN 全強＞Ｐbar＝80kN

Ｐbar＝D19×2 本分＝80kN

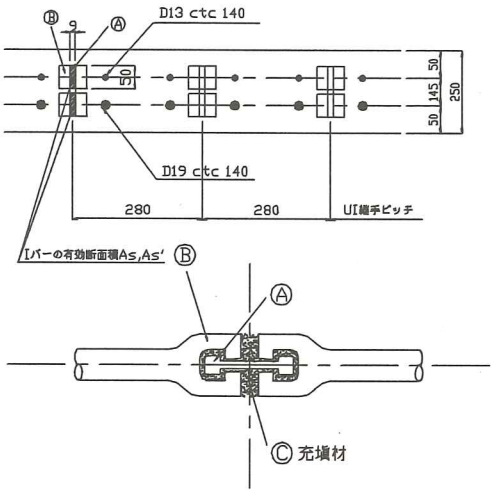
・Ｉバーのせん断耐力

Ｐs＝922kN 全強＞Ｓ＝100kN

・アンカー筋の耐力

Ｐtmax＝89kN 全強＞Ｐbar＝80kN

Ｐtmax＝89kN 全強＞Ｐbar＝80kN

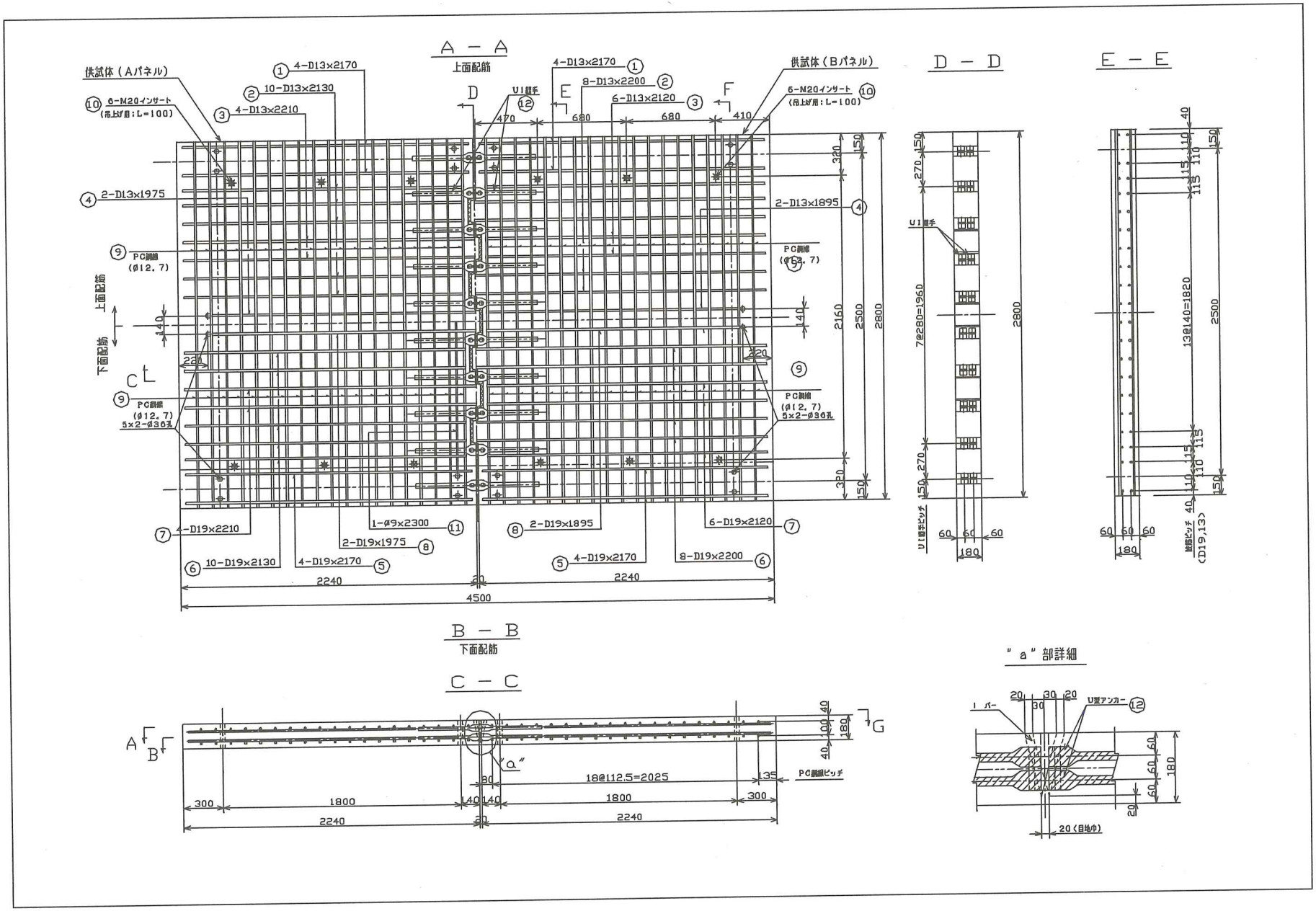


図－4.7.4　ＵＩ継手構造図（単位：mm）

４）供試体の構造

供試体の一般図を**図－4.7.5** に示す。

なお今回の試験はＵＩ継手部に着目しているため、供試体の中央にＵＩ継手を設けている。



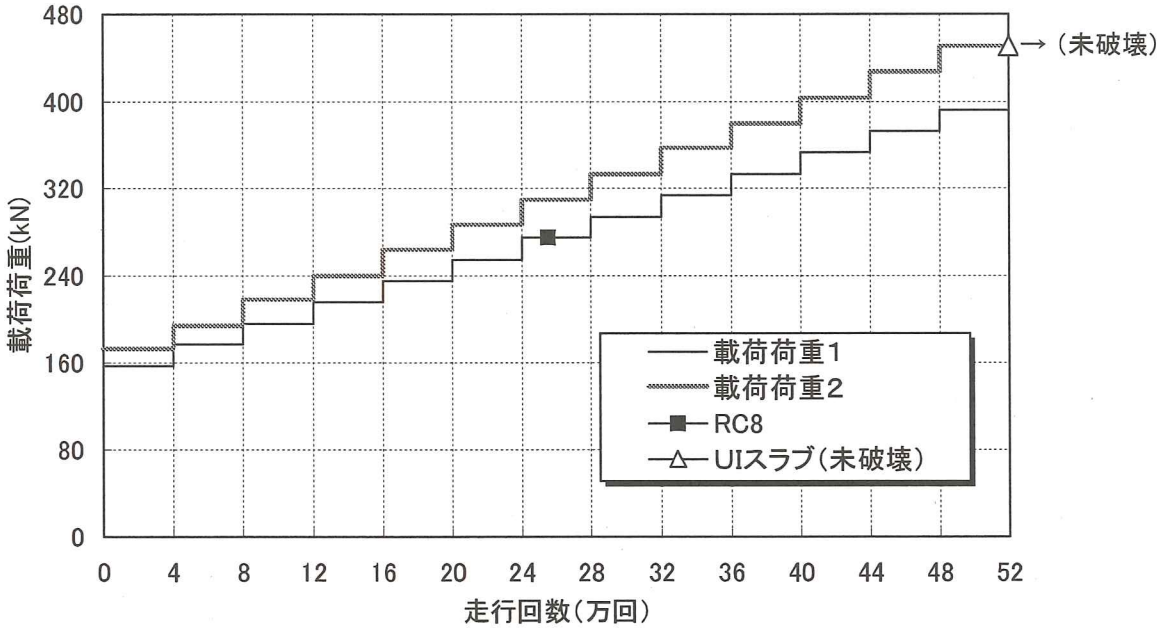
図－4.7.5 供試体の一般図　（単位：mm）

（4）試験結果

1）走行回数と載荷荷重の関係

走行回数と載荷荷重の関係を**図－4.7.6**に示す。ＵＩスラブは載荷荷重451ｋN、走行回数52万回で未破壊にて試験を終了した。試験終了時の供試体本体には、大きな損傷はなかったが版本体は目地充填材との境界に貫通ひび割れが入っていた。

ここで、**図-4.7.6**に示すようにＲＣ８供試体は載荷荷重１で，ＵＩスラブは載荷荷重２で試験を行っている。



図－4.7.6　走行回数と載荷荷重の関係

2）コンクリートの材料試験結果

コンクリートの圧縮試験結果を**表－4.7.2**に示す。

なお，輪荷重走行試験開始時の材齢は57日で，設計基準強度50 N/mm²に対してコンクリートの圧縮強度は67 N/mm²(設計基準強度に対して1.34倍)と大きな強度となった。これは，材齢1日でプレストレスト導入強度の35N/mm²を発現させるため，配合強度を定めたためであると考えられる。

表－4.7.2　コンクリートの圧縮強度試験（σck＝50N/mm²）

番　号	直径 (mm)	断面積 (cm²)	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm²	静弾性係数 ×10⁴N/mm²	ポアソン比
UI－1	100.18	78.81	561	71	3.11	0.171
UI－2	100.33	79.05	493	62	2.98	0.151
UI－3	100.30	79.01	538	68	2.84	0.125
平均値	———	———	———	67	2.98	0.149

3）床版厚

床版厚の測定結果を**表－4.7.3**に示す。場所により多少のバラツキはあるが、床版厚の誤差は－1mm～+3mmの範囲であった。

表－4.7.3　床版厚実測値（単位：mm）

A断面南側

22´	21´	20´	19´	18´	17´	16´	15´	14´	13´	12´	11´	10´	9´	8´	7´	6´	5´	4´
250	250	250	251	251	251	251	252	251	251	250	250	250	250	250	250	250	250	250
3´	2´	1´	0															
250	250	250	250															

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
250	250	250	250	250	251	250	251	251	252	252	253	253	252	251	251	251	250	249	250
21	22																		
250	250																		

A断面北側

B断面東側

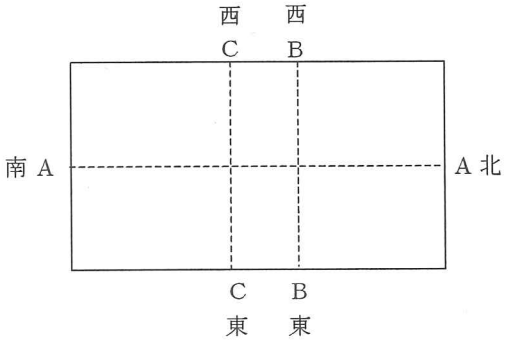
N´	M´	L´	K´	J´	I´	H´	G´	F´	E´	D´	C´	B´	A´	0	A	B	C	D
250	252	250	251	250	250	250	250	249	250	250	249	249	249	249	249	249	249	250
E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
251	251	251	252	251	251	251	251	251	250									

B断面西側

C断面東側

N´	M´	L´	K´	J´	I´	H´	G´	F´	E´	D´	C´	B´	A´	0	A	B	C	D
250	251	251	251	251	251	251	251	250	250	250	250	251	250	250	250	250	250	250
E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
250	250	250	250	250	250	250	250	250	250									

C断面西側

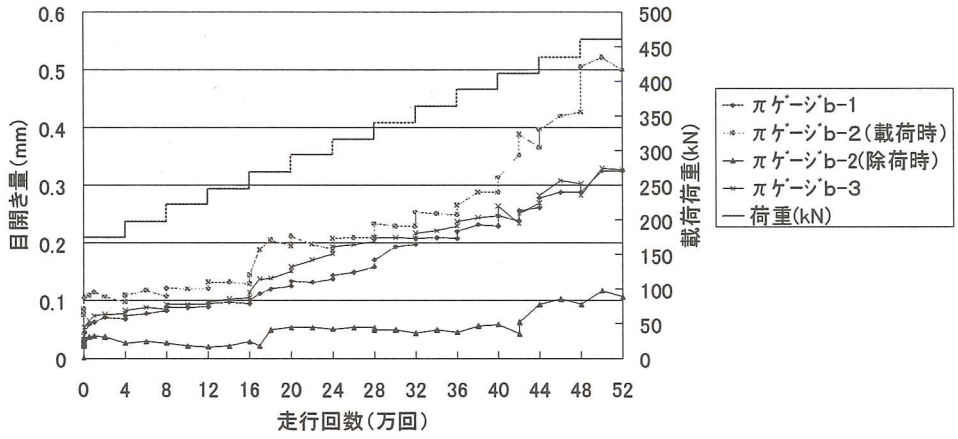


4）目地部の目開き量

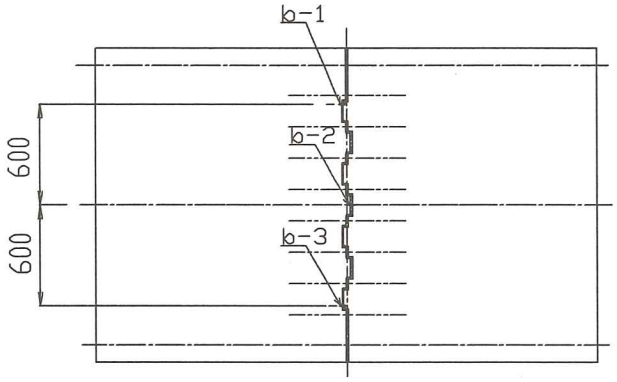
・目開き量ー走行回数の関係を図ー4.7.7に示す。

・πゲージの取付け位置を図ー4.7.8に示す。

・最終的な目開き量は、載荷時に0.5㎜、除荷時に0.1㎜であった。



図ー4.7.7　目開き量ー走行回数関係



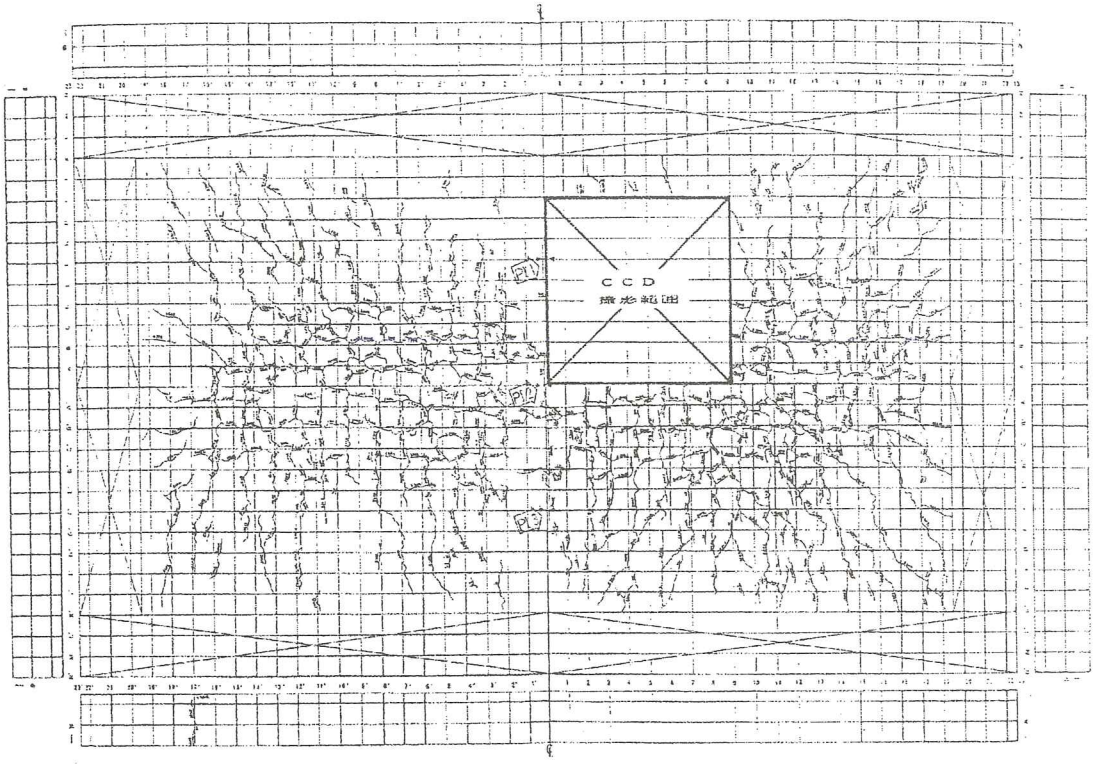
図ー4.7.8　πゲージ位置

5）床版下のひび割れ発生状況

・床版下面のコンクリートのひび割れ状況を図ー4.7.9に、上面のコンクリートのひび割れ状況を図ー4.7.10に示す。

・版上面は、版本体においてひび割れはほとんど発生しなかったが、目地充填材と版本体の境界には目地沿いに貫通ひび割れが発生していた。この貫通ひび割れは、載荷荷重310kN、走行回数24万回で支点上付近から発生し、載荷荷重310kN、走行回数24万回になると支間中央部の目地沿いに発生した。最終段階では、ひび割れが幅員方向全体につながっていた。

・版下面は、載荷荷重403kN、走行回数42万回でひび割れが発生し、荷重走行範囲においてはほぼ等間隔に亀甲状に発生しているが載荷荷重403kN、走行回数42万回になると、版端まで放射状に延びているのが確認された。



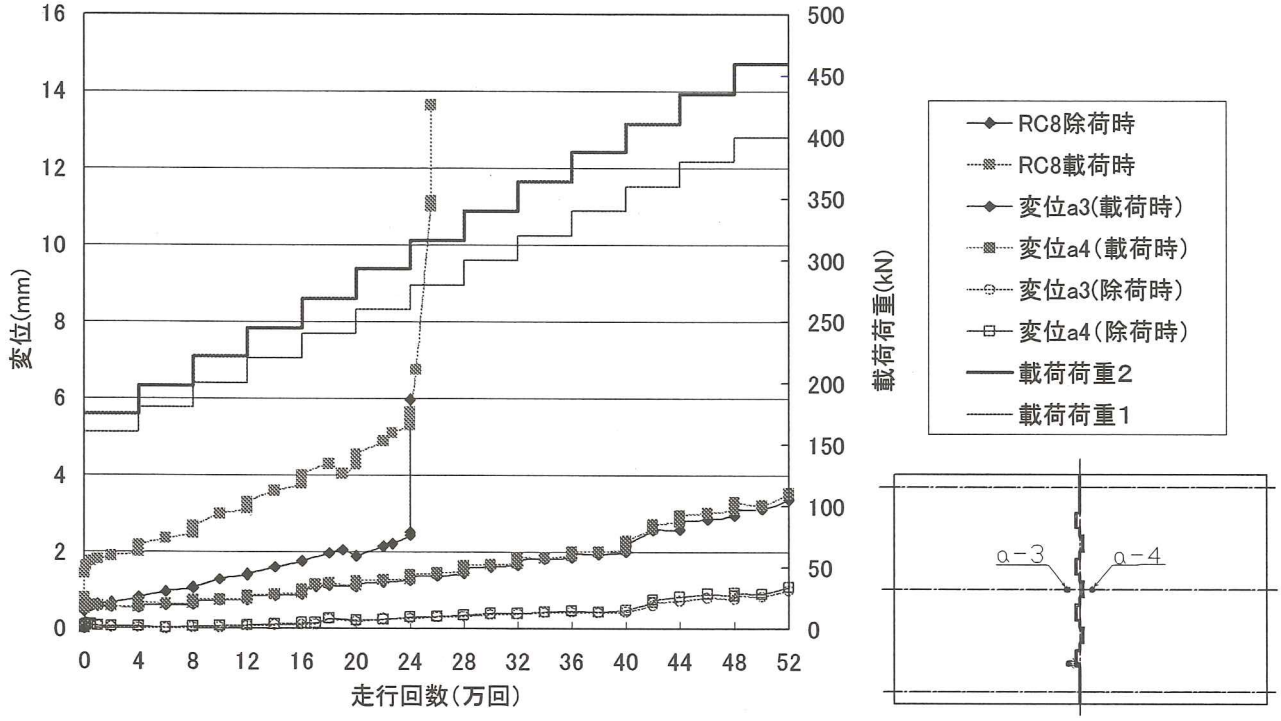
図－4.7.9　床版下面のコンクリートひび割れ状況



図－4.7.10　床版上面のコンクリートひび割れ状況

6）たわみと走行回数（荷重）の関係

・供試体中央部付近における供試体の変位・走行回数の関係を図－4.7.11 に示す。ここで、ＲＣ8 に対応する荷重は載荷荷重１であり，ＵＩスラブの変位 a3 と変位 a4 に対応する荷重は載荷荷重２である。



図－4.7.11　供試体中央における変位－走行回数関係（目地部）

（5）疲労耐久性評価（基準床版との相対比較）

1）試験の影響

ＵＩスラブの輪荷重走行試験は図-4.7.6に示すように載荷荷重２で行っているため，基準床版と比較するために載荷荷重に対して試験結果の補正が必要である。

2）使用材料の影響

前述の表－4.7.2 に示すように、供試体コンクリートの圧縮強度が設計基準強度より大きな値となったため、コンクリートの圧縮強度に対して試験結果の補正が必要である。

3）寸法の影響

前述の表－4.7.3 に示すように、供試体の床版厚の誤差は −1㎜～3㎜ であり、供試体の寸法誤差が試験結果に及ぼす影響は微少と考える。

以上より、今回の試験結果をコンクリートの圧縮強度および載荷荷重に対して補正を行う。

ＵＩスラブは輪荷重走行試験において未破壊で終了しており、またＳ-Ｎ曲線が得られていない。そこで、ＵＩスラブが既往の研究[1)]で得られている以下の破壊形態およびＳ-Ｎ線に従うものと仮定して補正を行う。

松井ら[1)]はＲＣ床版の疲労強度推定式として、梁状化したRC床版の押抜きせん断耐力（Psx）に対する作用せん断力（P）の割合 P/Psx と、繰り返し回数（N）の関係に対数式を用いて（4.7.1）式を提案している。また、貫通ひび割れが発生し梁状化したＲＣ床版の押抜きせん断耐力（Psx）の算定式として（4.7.2）式を提案している。

$$\mathrm{Log}(P/P_{sx}) = -0.078351\mathrm{Log}N + \mathrm{Log}1.52 \qquad (4.7.1)$$

$$Psx = (2\tau_{s\max} X_m + 2\sigma_{t\max} C_m)B \qquad (4.7.2)$$

ここに、τ_{cr}：コンクリートのせん断ひび割れ発生応力度（kgf/cm^2）

$$\tau_{cr} = 1.005\sqrt{(\sigma_{t\max}{}^2 + \sigma_{t\max}\sigma_{pe})}$$

$\tau_{\max}$：コンクリートの最大せん断応力度（kgf/cm^2）

$$\tau_{\max} = 2.214\,\sigma^{0.553}$$

σ_{ck}：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）

X_m：主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した中立軸深さ（cm）

$\sigma_{t\max}$：コンクリートの最大引張応力度（kgf/cm^2）

$$\sigma_{t\max} = 0.583\,\sigma_{ck}{}^{2/3}$$

C_m：引張側主鉄筋のかぶり深さ（cm）

B：梁状化した梁幅（mm）$= B = b + 2d_d$

b：載荷版の配力鉄筋方向の辺長（cm）

d_d：配力筋の有効高さ（cm）

一方、橋軸直角方向にプレストレスが導入されたPC床版の押抜きせん断耐力の算定に、プレストレス導入による破壊角度の補正を考慮した（4.7.3）式が安松ら[2)]により提案されている。

$$P_{SX} = (2\tau_{max} X_m \alpha_m + 2\sigma_{tmax} C_m) \qquad (4.7.3)$$
$$\alpha_m = 1/\tan\theta$$
$$\theta = 1/2 \tan^{-1}(2\tau_{cr} / \sigma_{pe})$$

ここに、 α_m: 破壊角度に対する補正係数
θ: 破壊角度
σ_{pe}: 有効プレストレス (kgf/cm^2)

4）コンクリートの圧縮強度および載荷荷重に対する補正

式（4.7.1）および式（4.7.3）をＵＩスラブに適用する。

①コンクリートの圧縮強度に対する補正

a）設計値および実測値における累積損傷度の計算

設計時における押抜きせん断耐力および実測による押抜きせん断耐力の計算結果を**表－4.7.4**に示す。

表－4.7.4　Psxの算出結果

	計算式	単位	設計値	実測値	備考
σ_{ck}		kgf/cm^2	500	686	
σ_{pe}		kgf/cm^2	31.5	31.5	
σ_{tmax}	$0.583\,\sigma_{ck}^{2/3}$	kgf/cm^2	36.7	45.3	
τ_{cr}	$1.005\sqrt{(\sigma_{tmax}^2 + \sigma_{tmax} \bullet \sigma_{pe})}$	kgf/cm^2	50.3	59.3	
τ_{max}	$2.214\,\sigma_{ck}^{0.553}$	kgf/cm^2	68.8	82.0	
θ	$1/2\tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pe})$	rad	0.634	0.656	
α_m		----	1.361	1.300	
X_m		cm	6.275	6.275	
C_m		cm	2.85	2.85	
b		cm	20	20	
d_d		cm	19.9	19.9	
B	$b+2d_d$	cm	59.8	59.8	
Psx	$(2\,\tau_{max} X_m\,\alpha_m + 2\,\sigma_{tmax} C_m)B$	kN	812	936	

階段載荷の各載荷荷重時における破壊回数 Ni を用いて累積疲労損傷Σ(ni/Ni)を計算すると表－4.7.5 および表－4.7.6 のようになる。

表－4.7.5　設計時における累積損傷度の計算結果

Pi(kN)	ni(回)	Psx(kN)	Psx/Pi	Ni(回)	ni/Ni	Σ (ni/Ni)
157	40000	812	0.1932367	2.708×10^{11}	1.477×10^{-7}	1.477×10^{-7}
177	40000	812	0.2173913	6.022×10^{10}	6.643×10^{-7}	8.120×10^{-7}
196	40000	812	0.2415459	1.569×10^{10}	2.549×10^{-6}	3.361×10^{-6}
216	40000	812	0.2657005	4.650×10^{9}	8.603×10^{-6}	1.196×10^{-5}
235	40000	812	0.2898551	1.531×10^{9}	2.612×10^{-5}	3.808×10^{-5}
255	40000	812	0.3140097	5.514×10^{8}	7.255×10^{-5}	1.106×10^{-4}
275	40000	812	0.3381643	2.141×10^{8}	1.868×10^{-4}	2.974×10^{-4}
294	40000	812	0.3623188	8.876×10^{7}	4.506×10^{-4}	7.481×10^{-4}
314	40000	812	0.3864734	3.895×10^{7}	1.027×10^{-3}	1.775×10^{-3}
333	40000	812	0.410628	1.797×10^{7}	2.226×10^{-3}	4.001×10^{-3}
353	40000	812	0.4347826	8.663×10^{6}	4.618×10^{-3}	8.619×10^{-3}
373	40000	812	0.4589372	4.345×10^{6}	9.207×10^{-3}	1.783×10^{-2}
392	40000	812	0.4830918	2.258×10^{6}	1.772×10^{-2}	3.554×10^{-2}

表－4.7.6　実測時における累積損傷度の計算結果

Pi(kN)	ni(回)	Psx(kN)	Pi/Psx	Ni(回)	ni/Ni	Σ (ni/Ni)
157	40000	936	0.1676464	1.660×10^{12}	2.410×10^{-8}	2.410×10^{-8}
177	40000	936	0.1886021	3.691×10^{11}	1.084×10^{-7}	1.325×10^{-7}
196	40000	936	0.2095579	9.619×10^{10}	4.158×10^{-7}	5.483×10^{-7}
216	40000	936	0.2305137	2.850×10^{10}	1.404×10^{-6}	1.952×10^{-6}
235	40000	936	0.2514695	9.387×10^{9}	4.261×10^{-6}	6.213×10^{-6}
255	40000	936	0.2724253	3.380×10^{9}	1.184×10^{-5}	1.805×10^{-5}
275	40000	936	0.2933811	1.312×10^{9}	3.048×10^{-5}	4.853×10^{-5}
294	40000	936	0.3143369	5.441×10^{8}	7.352×10^{-5}	1.220×10^{-4}
314	40000	936	0.3352927	2.387×10^{8}	1.675×10^{-4}	2.896×10^{-4}
333	40000	936	0.3562485	1.101×10^{8}	3.632×10^{-4}	6.528×10^{-4}
353	40000	936	0.3772043	5.310×10^{7}	7.533×10^{-4}	1.406×10^{-3}
373	40000	936	0.3981601	2.663×10^{7}	1.502×10^{-3}	2.908×10^{-3}
392	40000	936	0.4191159	1.384×10^{7}	2.891×10^{-3}	5.799×10^{-3}

b) コンクリート強度の補正結果

ＵＩスラブの試験終了時における累積損傷度は 5.799×10^{-3} となる。これは表－4.7.7 に示すように，設計値において載荷荷重 353kN、走行回数 415571 回となる。

表－4.7.7　コンクリート強度の補正結果

Pi(kN)	ni(回)	Psx(kN)	Pi/Psx	Ni(回)	ni/Ni	Σ (ni/Ni)
157	40000	812	0.1932367	2.708×10^{11}	1.477×10^{-7}	1.477×10^{-7}
177	40000	812	0.2173913	6.022×10^{10}	6.643×10^{-7}	8.120×10^{-7}
196	40000	812	0.2415459	1.569×10^{10}	2.549×10^{-6}	3.361×10^{-6}
216	40000	812	0.2657005	4.650×10^{9}	8.603×10^{-6}	1.196×10^{-5}
235	40000	812	0.2898551	1.531×10^{9}	2.612×10^{-5}	3.808×10^{-5}
255	40000	812	0.3140097	5.514×10^{8}	7.255×10^{-5}	1.106×10^{-4}
275	40000	812	0.3381643	2.141×10^{8}	1.868×10^{-4}	2.974×10^{-4}
294	40000	812	0.3623188	8.876×10^{7}	4.506×10^{-4}	7.481×10^{-4}
314	40000	812	0.3864734	3.895×10^{7}	1.027×10^{-3}	1.775×10^{-3}
333	40000	812	0.410628	1.797×10^{7}	2.26×10^{-3}	4.001×10^{-3}
353	15571	812	0.4347826	8.663×10^{6}	1.798×10^{-3}	5.799×10^{-3}
373						
392						

②載荷荷重の補正

ＵＩスラブは、図－4.7.6 に示すように載荷荷重２で試験を行った。①で補正した結果に載荷荷重１で補正を行う。

ａ）載荷荷重を補正した場合の疲労損傷度の計算

表－4.7.8　載荷荷重を補正した場合の疲労損傷度の計算結果

Pi(kN)	ni(回)	Psx(kN)	Pi/Psx	Ni(回)	ni/Ni	Σ (ni/Ni)
172	40000	936	0.1833632	5.288×10^{11}	7.564×10^{-8}	7.654×10^{-8}
194	40000	936	0.2074624	1.094×10^{11}	3.658×10^{-7}	4.414×10^{-7}
218	40000	936	0.2326093	2.539×10^{10}	1.575×10^{-6}	2.017×10^{-6}
240	40000	936	0.2567085	7.215×10^{9}	5.544×10^{-6}	7.561×10^{-6}
264	40000	936	0.2818554	2.189×10^{9}	1.827×10^{-5}	2.583×10^{-5}
287	40000	936	0.3070024	7.354×10^{8}	5.439×10^{-5}	8.022×10^{-5}
310	40000	936	0.3311015	2.803×10^{8}	1.427×10^{-4}	2.229×10^{-4}
333	40000	936	0.3562485	1.101×10^{8}	3.632×10^{-4}	5.861×10^{-4}
357	40000	936	0.3813954	4.611×10^{7}	8.674×10^{-4}	1.454×10^{-3}
380	40000	936	0.4065424	2.041×10^{7}	1.960×10^{-3}	3.413×10^{-3}
403	40000	936	0.4306416	9.788×10^{6}	4.087×10^{-3}	7.500×10^{-3}
427	40000	936	0.4557885	4.744×10^{6}	8.432×10^{-3}	1.593×10^{-2}
451	40000	936	0.4819833	5.288×10^{11}	1.721×10^{-2}	3.314×10^{-2}

ｂ）載荷荷重による補正結果

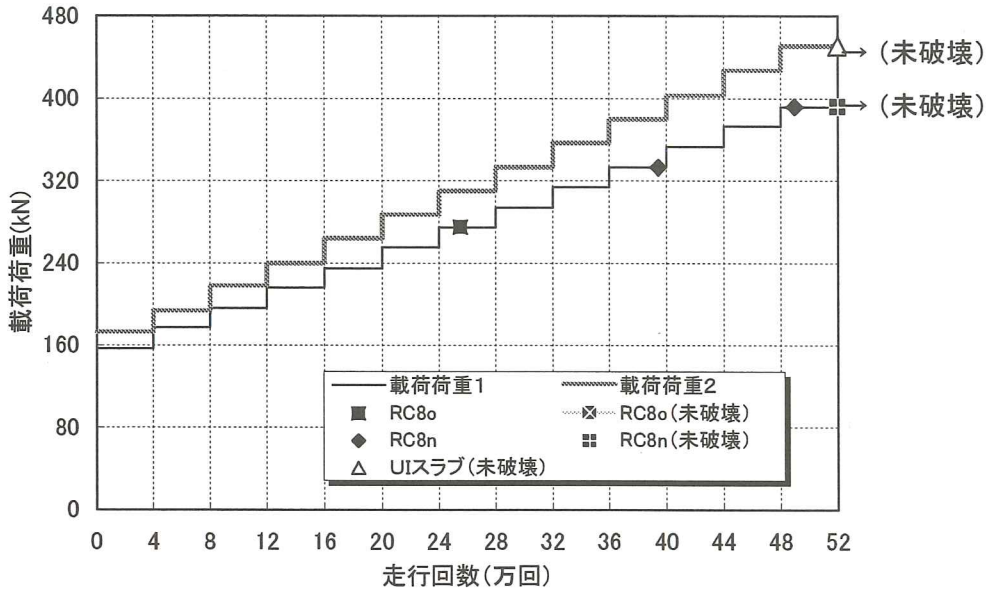
ＵＩスラブの試験終了時における累積疲労損傷度は 3.314×10^{-2} となる。これは表－4.7.5 に示すように，設計値において載荷荷重 392kN、走行回数 514570 回となる。

表－4.7.9　載荷荷重の補正結果

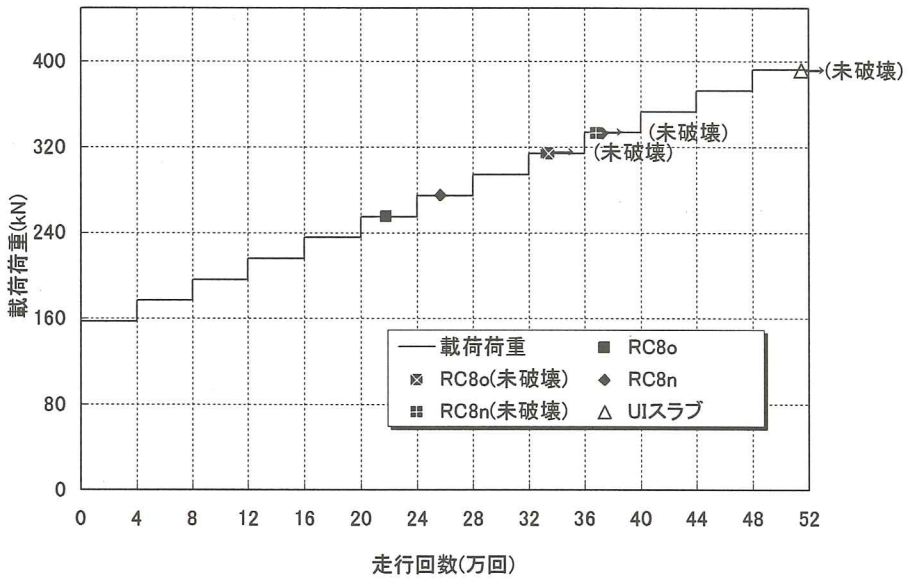
Pi(kN)	ni(回)	Psx(kN)	Pi/Psx	Ni(回)	ni/Ni	Σ (ni/Ni)
157	40000	812	0.1932367	2.708×10^{11}	1.477×10^{-7}	1.477×10^{-7}
177	40000	812	0.2173913	6.022×10^{10}	6.643×10^{-7}	8.120×10^{-7}
196	40000	812	0.2415459	1.569×10^{10}	2.549×10^{-6}	3.361×10^{-6}
216	40000	812	0.2657005	4.650×10^{9}	8.603×10^{-6}	1.196×10^{-5}
235	40000	812	0.2898551	1.531×10^{9}	2.612×10^{-5}	3.808×10^{-5}
255	40000	812	0.3140097	5.514×10^{8}	7.255×10^{-5}	1.106×10^{-4}
275	40000	812	0.3381643	2.141×10^{8}	1.868×10^{-4}	2.974×10^{-4}
294	40000	812	0.3623188	8.876×10^{7}	4.506×10^{-4}	7.481×10^{-4}
314	40000	812	0.3864734	3.895×10^{7}	1.027×10^{-3}	1.775×10^{-3}
333	40000	812	0.410628	1.797×10^{7}	2.226×10^{-3}	4.001×10^{-3}
353	40000	812	0.4347826	8.633×10^{6}	4.618×10^{-3}	8.619×10^{-3}
373	40000	812	0.4589372	4.345×10^{6}	9.207×10^{-3}	1.783×10^{-2}
392	34570	812	0.4830918	2.258×10^{6}	1.531×10^{-2}	3.314×10^{-2}

③コンクリート強度と載荷荷重の補正結果

ＵＩスラブの試験結果に関して、コンクリート強度および載荷荷重に対する補正前の「走行回数と載荷荷重の関係」を図－4.7.12 に、補正後のものを図－4.7.13 に示す。



図－4.7.12 補正前の走行回数と載荷荷重の関係

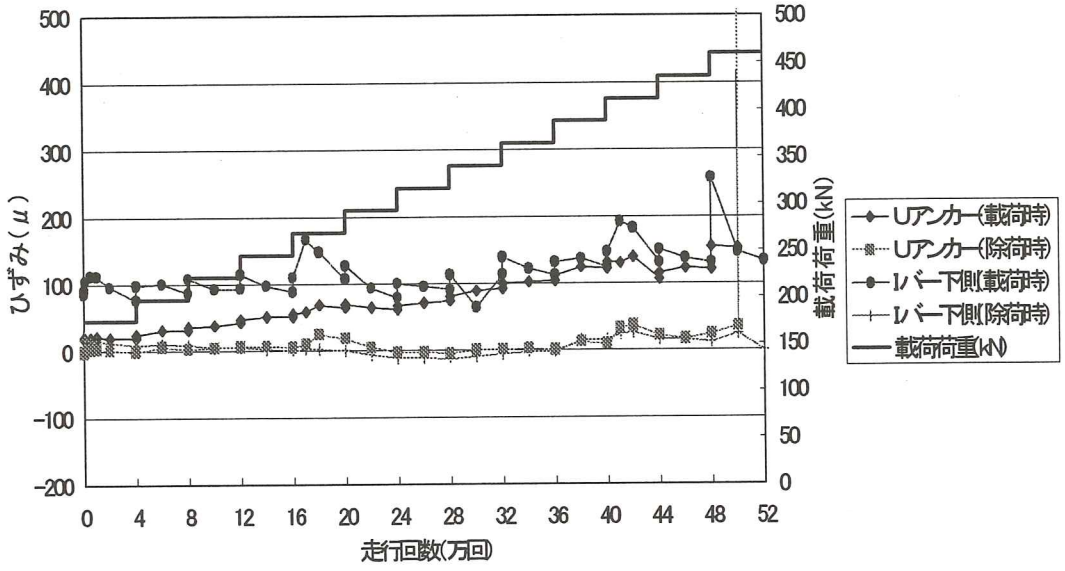


図－4.7.13 補正後の走行回数と載荷荷重の関係

（6）ＵＩ継手の疲労耐久性

ＵＩ継手は、載荷荷重 451kN、走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。ＵアンカーおよびＩバーの発生ひずみは，図－4.7.14 に示すように共に載荷時の最大で約 200μと低く、いずれの鋼材にも疲労破壊の兆候は見られない。

目地部の充填材は、載荷荷重 310kN、走行回数 24 万回まで異常が生じなかったが、その後充填材と供試体の境界に貫通ひび割れが支点上付近より発生し始め、載荷荷重 451kN，走行回数 52 万回の試験終了時においては幅員方向全体につながっていた。



図－4.7.14 ＵアンカーおよびＩバーのひずみと走行回数の関係

（7）その他性能の評価

1）たわみ

ＵＩスラブのたわみは、試験開始時（載荷荷重 173kN、走行回数 4 万回）で載荷時 0.5mm、除荷時 0.0mm であり、試験終了時（載荷荷重 451kN、走行回数 52 万回）で載荷時 3.5mm、除荷時 1.1mm であった。**図－4.7.11** に示すように基準床版（RC8）が破壊直前にたわみが急増しているのに対して，ＵＩスラブはたわみの大きな急変点を見ることなく推移している。また，たわみの値は基準床版（RC8）と比較すると大きく下回っている。これより，ＵＩスラブはたわみに対して特に問題はないと考えられる。

2）目地の開き

図－4.7.7 に示すように供試体中央における目開き量は、試験開始時（載荷荷重 173kN、走行回数 4 万回）で載荷時 0.10mm、除荷時 0.02mm であり、試験終了時（載荷荷重 451kN、走行回数 52 万回）で載荷時 0.50mm、除荷時 0.10mm であった。

ＵＩ継手（Ｉバー）の防錆の目的から、許容目開き量に鉄筋コンクリートの許容ひび割れ幅を適用すると、$Wa = 0.005c = 0.005 \times 25 = 0.125$ mm となるが、試験開始時は載荷時・除荷時ともに、試験終了時は除荷時における目開き量がこれを下回る結果となった。

今回の試験が設計荷重を超える荷重で試験していることから除荷時の目開き量に着目すると，ＵＩスラブは目地の開きに対して特に問題はないと考えられる。

3）ひび割れ

ひび割れは載荷荷重 310kN，走行回数 24 万回において目地部と版本体に発生し始めた。載荷荷重 451kN，走行回数 52 万回の試験終了時には、目地部のひび割れは貫通ひび割れとなり、版本体のひび割れは荷重走行範囲においてはほぼ等間隔で亀甲状に発生していた。基準床版（RC8）は，輪荷重走行試験において供試体下面のひび割れが亀甲状に進展した後に押抜きせん断破壊しているが，ＵＩスラブは基準床版（RC8）の破壊前のひび割れ性状と類似した状態で試験を終了した。

ＵＩスラブの橋軸直角方向は導入プレストレスにより設計荷重時におけるひび割れ発生を制御可能であり，橋軸方向は鉄筋コンクリート構造としてひび割れ幅を制御可能である。また，今回の試験が設計荷重を超える荷重で試験しており、ひび割れの発生が載荷荷重 310kN，走行回数 24 万回以降であることを考慮すると、実用上の荷重域においてＵＩスラブはひび割れに対して特に問題はないものと考えられる。

（8）まとめ

1）疲労耐久性評価

ＵＩスラブは載荷荷重451kN、走行回数52万回で未破壊にて輪荷重走行試験を終了した。試験結果はコンクリートの圧縮強度と載荷荷重に対して補正を行い、載荷荷重392kN、走行回数51.45万回で未破壊という結果となった。これをコンクリートの圧縮強度に対して補正を行った基準床版（RC8）と相対比較した結果、ＵＩスラブは平成8年道示によるＲＣ床版より疲労耐久性が高いといえる。

2）ＵＩ継手の疲労耐久性

ＵＩ継手は、載荷荷重451kN、走行回数52万回においても破壊に至らず，ＵアンカーおよびＩバーには疲労破壊の兆候は見られなかった。目地部の充填材は、載荷荷重310kN、走行回数24万回まで異常が生じなかったが、その後充填材と供試体の境界に貫通ひび割れが支点上付近より発生し始め、載荷荷重451kN，走行回数52万回の試験終了時においては幅員方向全体につながっていた。

3）その他性能の評価

試験結果に関して供試体のたわみ、目地の開き、およびひび割れの評価を行った。たわみの値は基準床版（RC8）と比較すると大きく下回り、目地の開きは除荷時の目開き量がＵＩ継手（Ｉバー）の防錆の目的から計算した許容ひび割れ幅を下回る結果となった。また、ひび割れは載荷荷重310kN，走行回数24万回から発生し始め、基準床版（RC8）の破壊前のひび割れ性状と類似した状態で試験を終了した。以上の結果と今回の試験が設計荷重を超える荷重で試験していることを考慮すると、ＵＩスラブは実用上の荷重域ではいずれの性状においても特に問題はないものと考えられる。

参考文献

1）松井：橋梁の寿命予測、道路橋ＲＣ床版の疲労寿命予測、安全工学、vol.30、No6、pp432-440、1991

2）安松敏雄、長谷俊彦、篠原修二、長瀬嘉理：交通荷重実態を考慮した鋼橋床版の疲労設計に関する検討、第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集、pp77-82、1999