マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
整理番号第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)

—標準試験方法および第4回試験報告—

平成13年1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
(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262号2001年1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4)

—標準試験方法および第4回試験報告—

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
㈱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．研究の目的 …… 1

2．研究の概要 …… 2
2．1　各工法の分類 …… 2
2．2　試験の全体スケジュール …… 3

3．疲労耐久性試験手法に関する検討 …… 4
3．1　標準試験方法および比較に用いる床版の疲労耐久性 …… 4
3．1．1　標準試験方法 …… 4
3．1．2　比較用供試体の試験結果 …… 10

3．2　補修補強床版 …… 15
3．2．1　基準供試体の製作 …… 15
3．2．2　ＦＲＰグリット工法２ …… 17
3．2．3　二方向ケブラー製シート工法２ …… 42
3．2．4　ＰＳＲ工法２ …… 67

3．3　合成床版 …… 90
3．3．1　サンドイッチ型複合床版 …… 90
3．3．2　低Ｕリブ床版 …… 114
3．3．3　パワースラブ …… 137
3．3．4　ＦＲＰ合成床版 …… 153
3．3．5　ウルトラパネル …… 177
3．3．6　トラス型ジベル合成床版 …… 200

3．4　コンクリート系床版 …… 225
3．4．1　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版 …… 225

付録－１　会議議事録 …… 251
付録－２　ＦＲＰグリット工法２ …… 261
付録－３　二方向ケブラー製シート工法２ …… 273

付録－４　ＰＳＲ工法２ …… 283
付録－５　サンドイッチ型複合床版 …… 295
付録－６　低Ｕリブ床版 …… 313
付録－７　パワースラブ …… 323
付録－８　ＦＲＰ合成床版 …… 337
付録－９　ウルトラパネル …… 343
付録－１０　トラス型ジベル合成床版 …… 357
付録－１１　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版 …… 371

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
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
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				
（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．研究の目的

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。なお本研究は、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㈱、川田工業㈱、基礎地盤コンサルタンツ㈱、㈱エーイーエヌ、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㈱および平成11年度に追加公募した川崎重工業㈱、㈱酒井鉄工所、㈱宮地鐵工所、㈱横河ブリッジと共同で実施した。

2．研究の概要

本研究は、一般的な床版のみならず補強を実施した床版およ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に、現在開発が進んでいる各種形式の床版を対象に輪荷重走行試験を実施し、疲労耐久性試験手法および疲労耐久性評価手法について検討を行ったものである。

2．1　各工法の分類

検討を行う各床版は、**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するものとした。

表－2．1．1　補修・補強グループ

工法（床版）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（床版）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

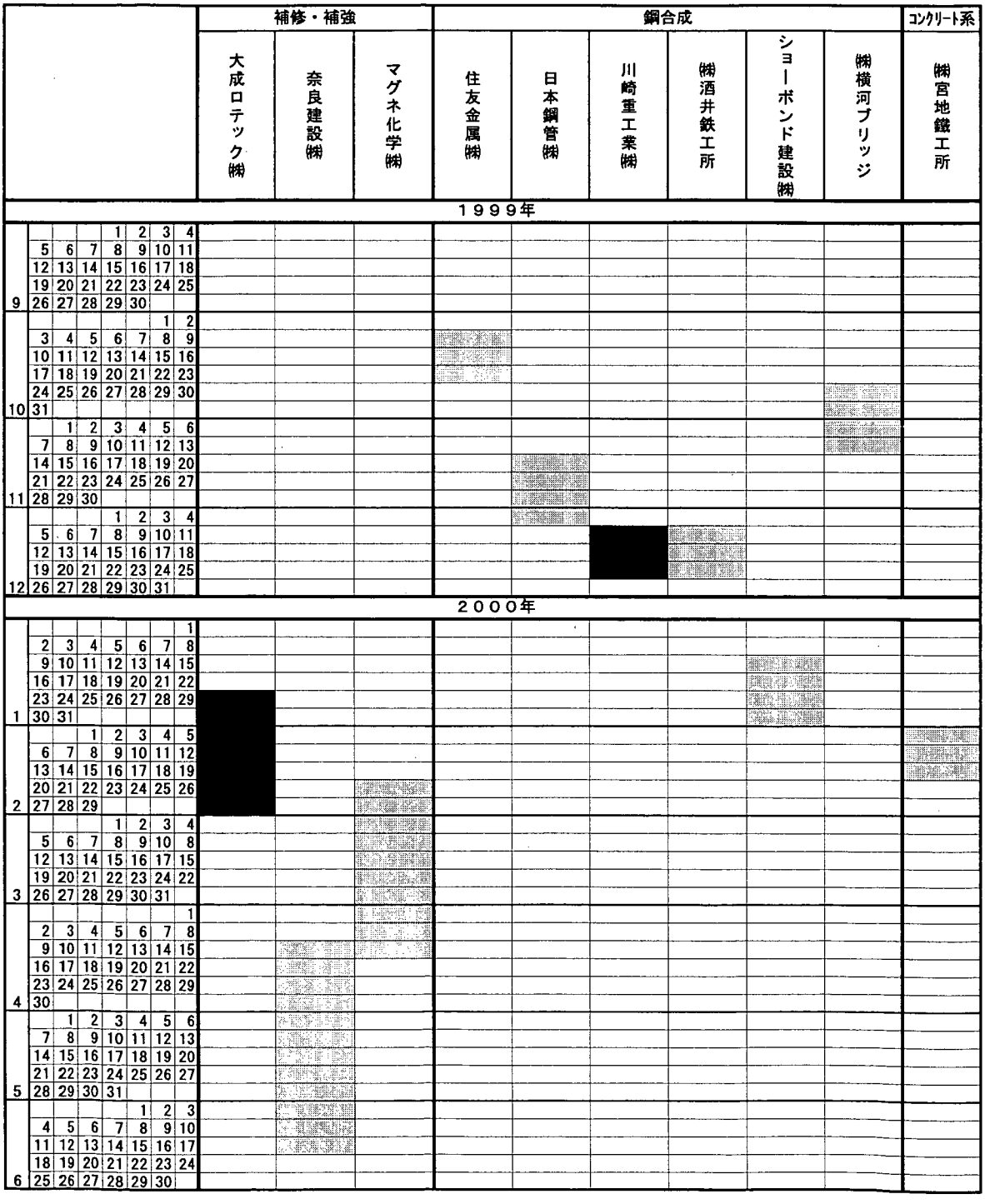
工法（床版）名	共同研究者
ＵＩスラブ１	石川島建材工業㈱
ＵＩスラブ２	
リブ付きマッチキャスト床版	石川島播磨重工業㈱
リブ付きプレキャスト床版	
Ｚ床版	基礎地盤コンサルタンツ㈱・㈱エーイーエヌ
ＳＢパネル（その１）	◎　ショーボンド建設㈱
ＳＢパネル（その２）	
ＢＡＲＤ床版Ⅰ	飛島建設㈱・日本カイザー㈱
ＢＡＲＤ床版Ⅱ	
チャンネル形状プレキャストPC床版工法１	㈱富士ピー・エス
チャンネル形状プレキャストPC床版工法２	
トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版	㈱宮地鐵工所

◎：各グループの幹事会社

２．２　試験の全体スケジュール

本報告書における試験のスケジュールを表－2.2.1 に示す。試験は、土木研究所所有の輪荷重走行試験機を２台同時に用いることとし、平成１０年２月から開始した。本報告書はこれらの試験のうち平成１１年９月から平成１２年５月までに試験を行ったサンドイッチ型複合床版、パワースラブ、低Uリブ床版、ウルトラパネル、ＦＲＰ合成床版、トラス型ジベル合成床版、トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版、ＦＲＰグリット工法２、二方向ケブラー製シート工法２、ＰＳＲ工法２の計１０体について試験結果を報告する。

表－2.2.1　試験の全体スケジュール



３．疲労耐久性試験手法に関する検討

３．１　標準試験方法および比較に用いる床版の疲労耐久性

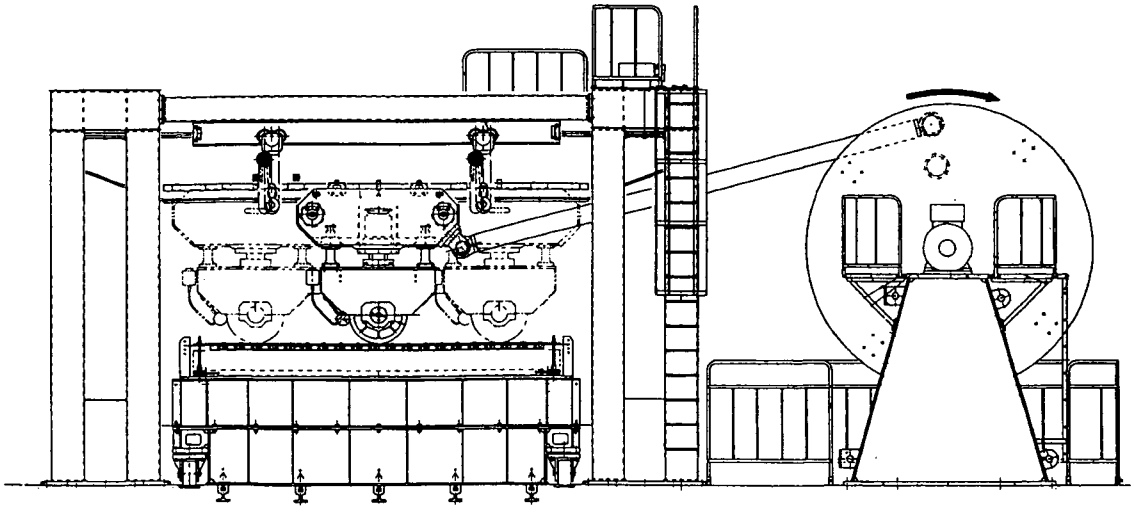
道路橋床版の疲労耐久性試験に用いる輪荷重走行試験機、補修補強床版および新設打ち換えを対象とした床版の試験手法を以下に述べる。さらに試験結果の比較のために別途試験を行った昭和３９年鋼道路橋設計示方書（以下「昭和３９年道示」）に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ３９」）供試体、平成８年道路橋示方書（以下「平成８年道示」）に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ８」）供試体および同道示にてフルプレストレスで設計された供試体のＰＣ鋼材量を半減した（以下「ＰＲＣ５０」）供試体の諸元および試験結果について述べる。

３．１．１　標準試験方法

（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ものである。輪荷重の走行は、フライホイル（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－3.1.1.1**に試験機の外観図を**表－3.1.1.1**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－3.1.1.1　輪荷重走行試験機外観図

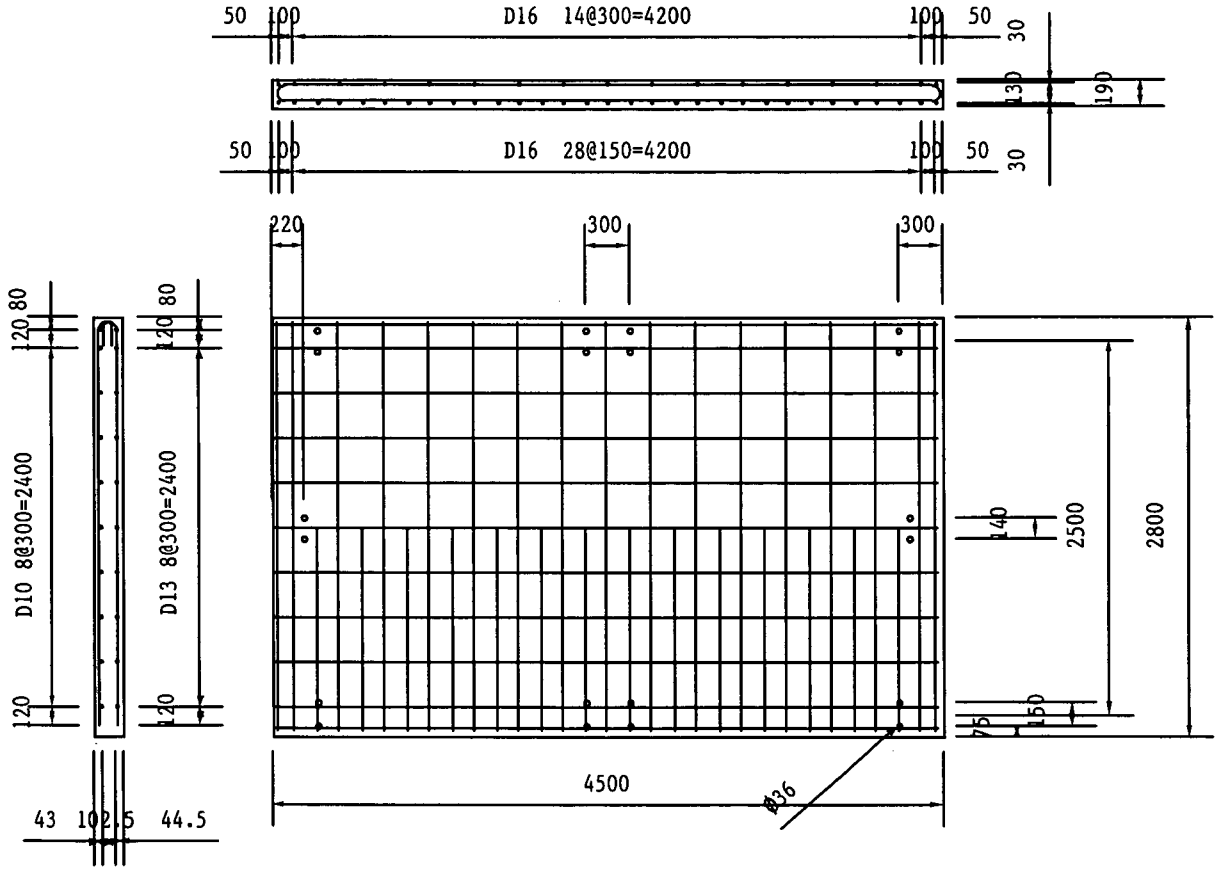
表－3.1.1.1　輪荷重走行試験機の主要諸元

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10tf
		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：　50tf(490kN) 停止時：100tf(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	土木研究所　構造力学実験施設

（2）補修・補強床版供試体載荷試験方法

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－3.1.1.2に示す昭和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(250～300kgf/cm²)となるように考慮するものとした。さらに供試体は乾燥収縮によるひび割れ等の影響を受けないように製作するものとした。



(単位：mm)

図－3.1.1.2　基準供試体の形状・寸法（ＲＣ３９供試体）

2）供試体の補強設計

基準供試体は、床版支間3.0mの連続板として設計したが、試験機等の都合により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。よって供試体の補強設計は、図－3.1.1.2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

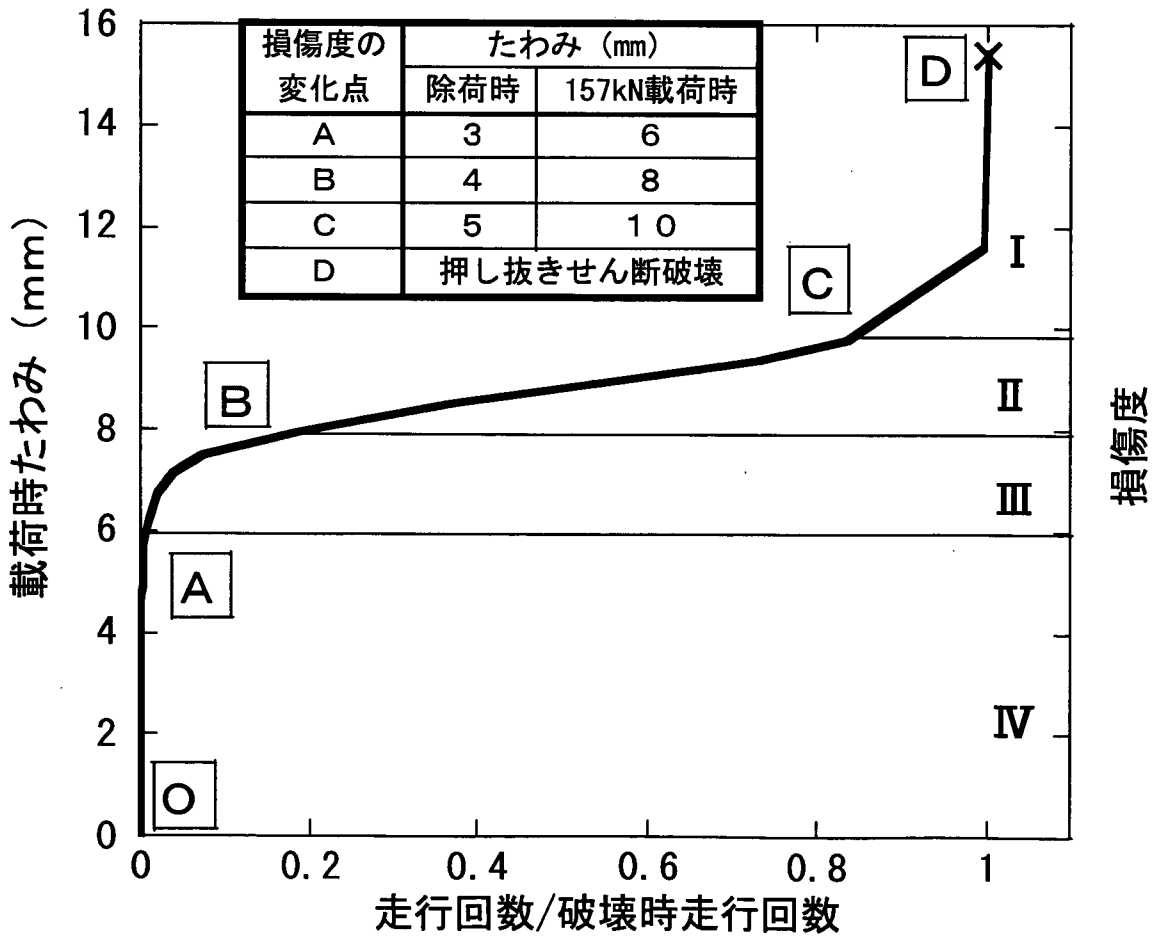
法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

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 mm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・補強を行う床版は、あらかじめ輪荷重走行試験機により、図−3.1.1.3 に示す劣化度を有する初期損傷を与えるものとした。図−3.1.1.3 に示す劣化度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により求めたものである。初期損傷は、輪荷重 157kN(16tonf)にて行うものとし、試験開始前に損傷の程度を選択するものとした。



図−3.1.1.3　ＲＣ３９供試体の走行回数ー載荷時供試体中央変位の関係

5）補強の施工

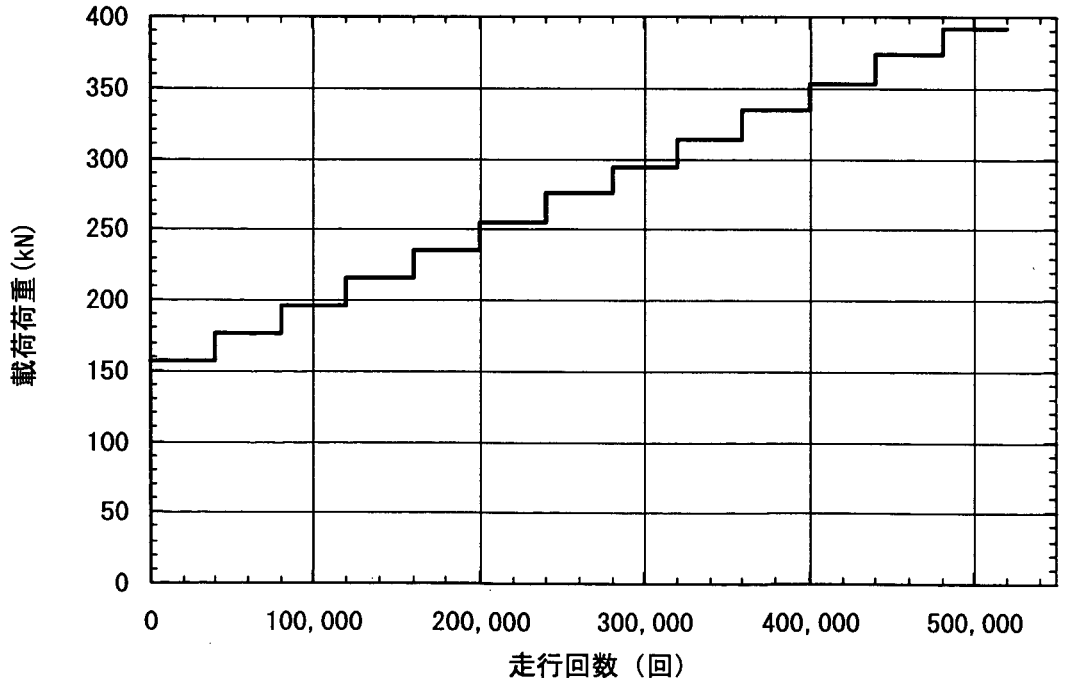
供試体の施工は、各工法の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。

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。なお、養生期間中の載荷は、載荷荷重 69kN(7tonf)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－3.1.1.4** に示す初期荷重を 157kN(16tonf)とし、4 万回走行毎に 20kN(2tonf)ずつ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 392kN(40tonf)まで実施するものとした。



図－3.1.1.4　階段状荷重漸増載荷

（3）新設・打ち換え床版（合成床版、コンクリート系床版）載荷試験方法

1）供試体の設計

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、試験の都合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。よって供試体の寸法は、橋軸方向 4.5m、橋軸直角方向 2.8m（支間 2.5m）とした。さらに供試体は、舗装厚さ１０cm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。また、床版下面に鋼板等を有する工法の場合は、供試体の支点上は実橋の主桁上と同様な構造となるように考慮して供試体を製作するものとした。さらに、各供試体はコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等の影響を受けないように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 mm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。

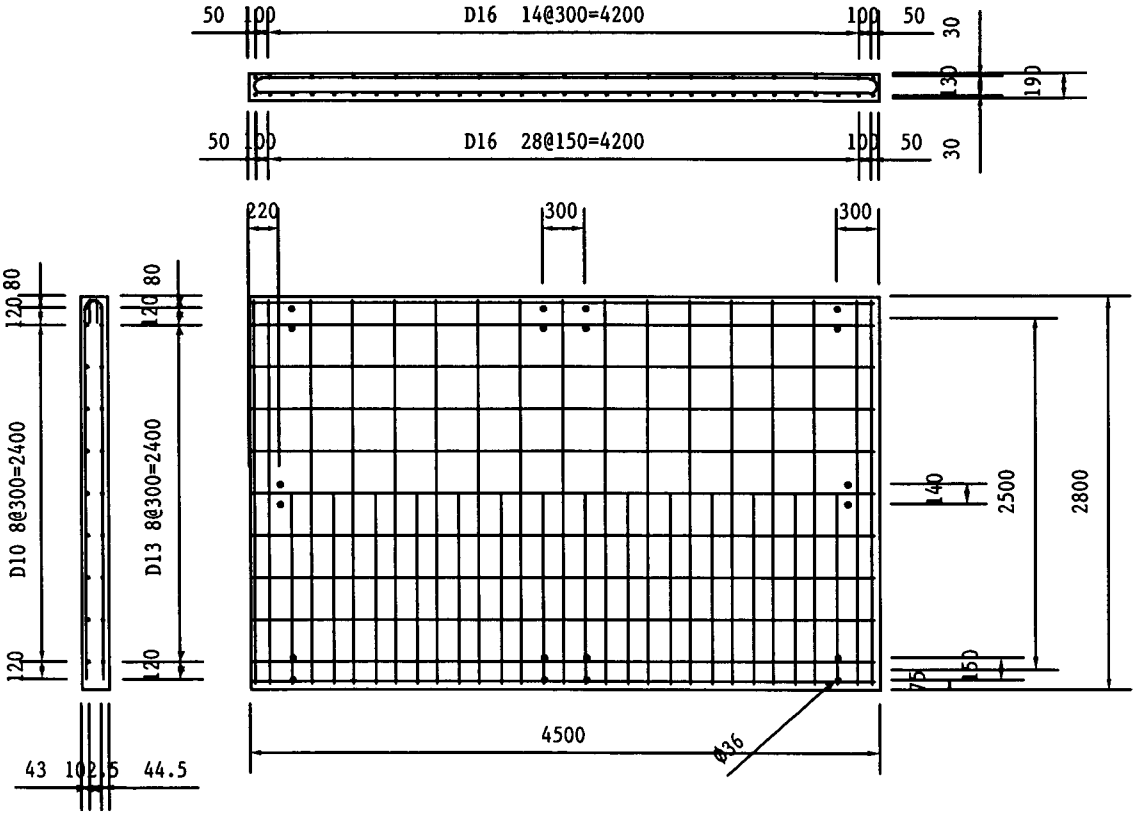
4）階段状荷重漸増載荷試験

供試体は、打設したコンクリートが所定の強度が発現したこと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－3.1.1.4** に示す初期荷重を 157kN(16tonf)とし、４万回走行毎に 20kN(2tonf)ずつ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 392kN(40tonf)まで実施するものとした。

３．１．２　比較用供試体の試験結果

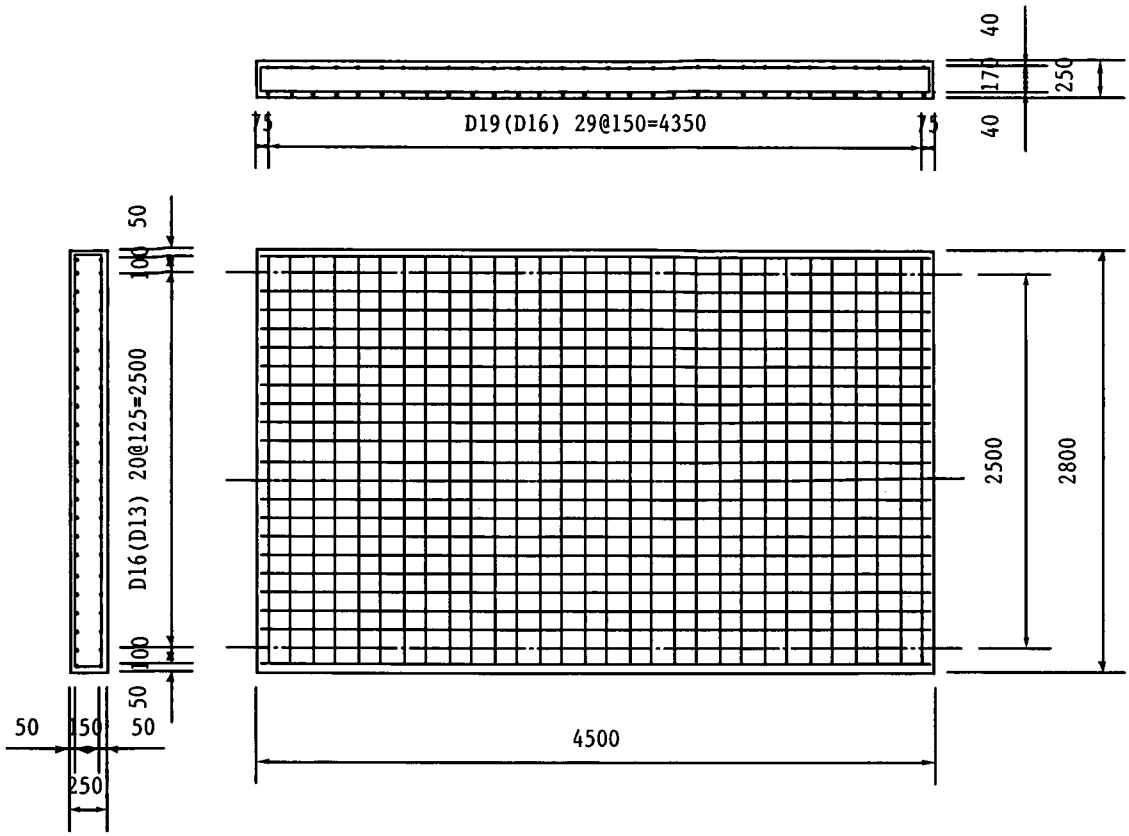
（1）供試体の形状寸法

本試験では、昭和３９年道示に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ３９」）供試体、平成８年道示に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ８」）供試体および同道示にてフルプレストレスで設計された供試体のＰＣ鋼材量を半減した（以下「ＰＲＣ５０」）供試体の各１体、計３体を比較に用いるものとした。**図－3.1.2.1**にＲＣ３９供試体の形状・寸法を**図－3.1.2.2**にＲＣ８供試体の形状・寸法を**図－3.1.2.3**にＰＲＣ５０供試体の形状・寸法を示す。また、**表－3.1.2.1**に各供試体の諸元を示す。



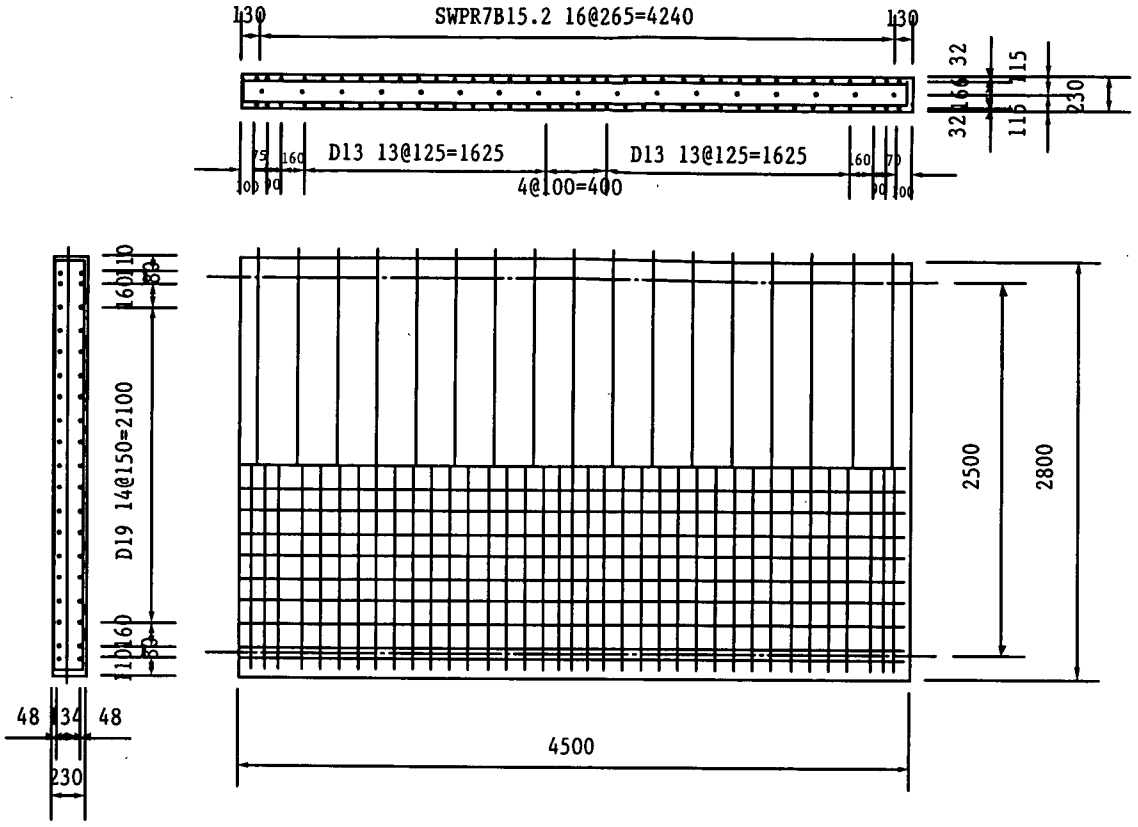
（単位：mm）

図－3.1.2.1　ＲＣ３９供試体の形状・寸法



(単位：mm)

図－3.1.2.2　ＲＣ８供試体の形状・寸法



(単位：mm)

図－3.1.2.3　ＰＲＣ５０供試体の形状・寸法

表－3.1.2.1　各供試体の諸元

供試体名	適用示方書	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
RC39供試体	昭和３９年	280×450×19	250	D16	15.7 (3)	15 (30)	D13 (D10)	14.3 (4.3)	30
RC8供試体	平成８年	280×450×25	250	D19 (D16)	21 (4)	15	D16 (D13)	19 (5.6)	12.5
PRC50供試体	平成８年	280×450×23	250	SWPR7B 15.2	11.5	26.5	－	－	－
				D13	19.8 (3.2)	12.5	D19	18.2 (4.8)	15

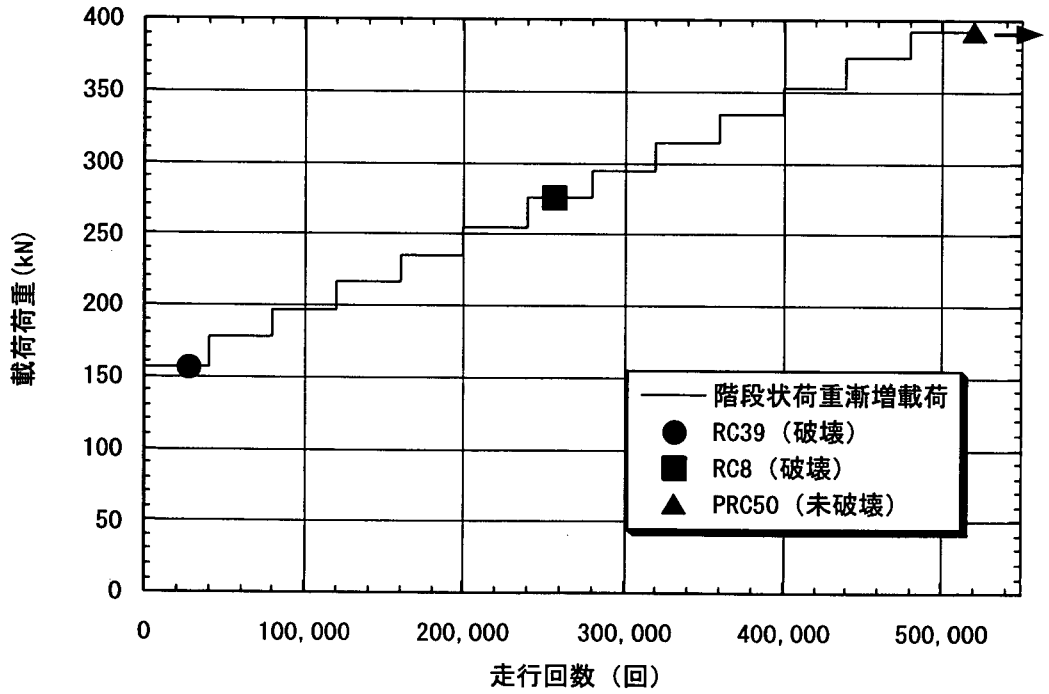
( ) 内は圧縮側鉄筋の値

（2）階段状荷重漸増載荷試験

載荷試験は、**図－3.1.1.4** に示す初期荷重を 157kN(16tonf)とし、４万回走行毎に 20kN(2tonf)づつ荷重を増加させる階段載荷とした。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 392kN(40tonf)まで実施するものとした。

（3）試験結果

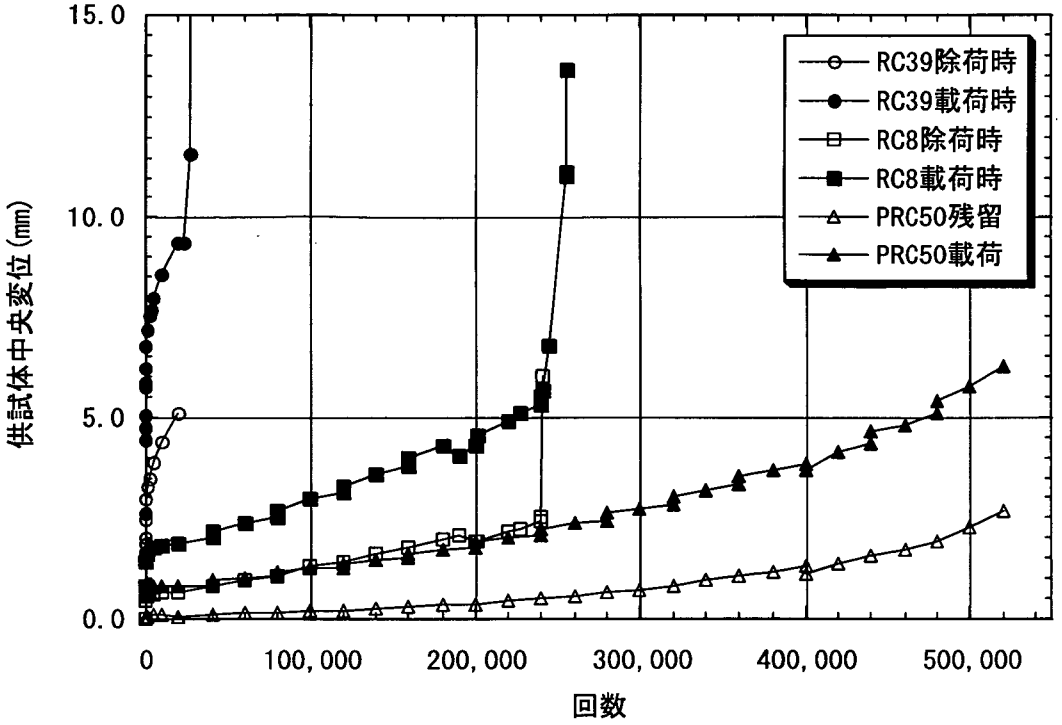
図－3.1.2.4 に各供試体の破壊時走行回数と載荷荷重の関係を示す。**表－3.1.2.2** に各供試体の走行回数および破壊状況を示す。さらに、**図－3.1.2.5** に各供試体の走行回数と供試体中央変位の関係を示す。



図－3.1.2.4　破壊時走行回数－破壊荷重の関係

表－3.1.2.2　各供試体の破壊時走行回数

供試体名	コンクリート圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	破壊時荷重 kN	走行回数 回	破壊状況
RC39 供試体	26.9(274)	157	27,392	押し抜きせん断破壊
RC8 供試体	27.1(276)	275	255,649	押し抜きせん断破壊
PRC50 供試体	56.9(580)	392	520,000	未破壊



図—3.1.2.5　走行回数ー供試体中央変位の関係

３．２　補修・補強床版

３．２．１　基準供試体の製作

（１）基準供試体の製作

3工法全ての基準供試体が同一の条件となるよう、基準供試体の製作はコンクリート二次製品工場にて実施した。基準供試体の製作状況を下表に示す。また、基準供試体コンクリートの圧縮強度、曲げ強度等の強度性状は3工法の基準供試体の初期損傷を目的とした輪荷重走行開始日に実施した（試験方法は「共同研究報告書　第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一回試験報告―３．１．１標準試験方法（２）補修補強床版供試体載荷試験方法参照)。

表-3.2.1.1　基準供試体製作状況

番号	コンクリート打設日	場　所	対象工法	会　社	基準供試体初期損傷開始日
1	平成12年3月21日	オリエンタル建設（株）関東工場	FRPｸﾞﾘｯﾄ工法2	奈良建設（株）	4月18日
2	平成11年11月29日	オリエンタル建設（株）関東工場	二方向ｹﾌﾞﾗｰ製シート工法2	大成ロテック（株）他	1月31日
3	平成11年12月14日	オリエンタル建設（株）関東工場	PSR工法2	マグネ化学（株）	2月28日

※基準供試体の形状寸法（RC39道示）は「共同研究報告書　第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一回試験報告―３．１．１標準試験方法（２）補修補強床版供試体載荷試験方法の項図-3.1.1.2参照

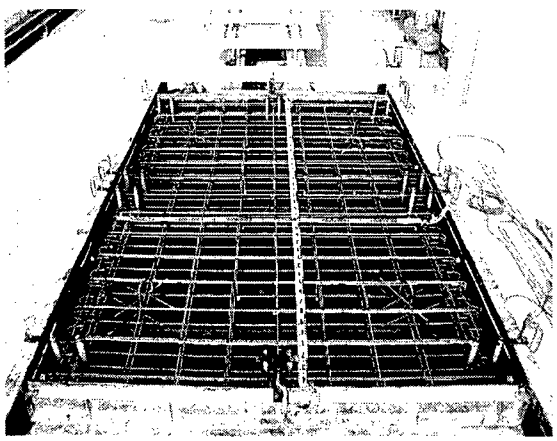


写真-3.2.1.1　基準供試体配筋状況

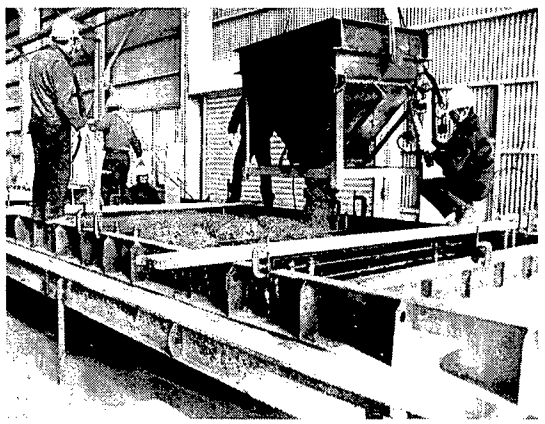


写真-3.2.1.2　基準供試体コンクリート打設状況

（2）基準供試体の材料強度試験結果

表-3.2.1.2　基準供試体コンクリート強度（初期載荷開始時平均値）

工法名	試験日	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	ポアソン比	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
FRPｸﾞﾘｯﾄ工法	4月18日	35.5 (362)	2.68×10^4 (2.73×10^5)	0.161	2.78 (23.5)
二方向ｹﾌﾞﾗｰ製シート工法	1月21日	37.6 (383)	2.76×10^4 (2.81×10^5)	0.155	3.00 (30.6)
ＰＳＲ工法	2月28日	38.5 (393)	2.71×10^4 (2.76×10^5)	0.137	4.15 (42.3)

表-3.2.1.3　基準供試体鉄筋強度（補修補強3供試体共通・平均値）

鉄筋の種類	公称 断面積 (mm^2)	降伏点 N/mm^2 (kgf/cm^2)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	伸び (%)
Ｄ１０	71.33	381 (3888)	543 (5541)	1.83×10^5 (1.87×10^6)	24.6
Ｄ１３	126.7	380 (3878)	547 (5582)	1.86×10^5 (1.90×10^6)	24.7
Ｄ１６	198.6	374 (3816)	570 (5816)	1.89×10^5 (1.93×10^6)	21.4

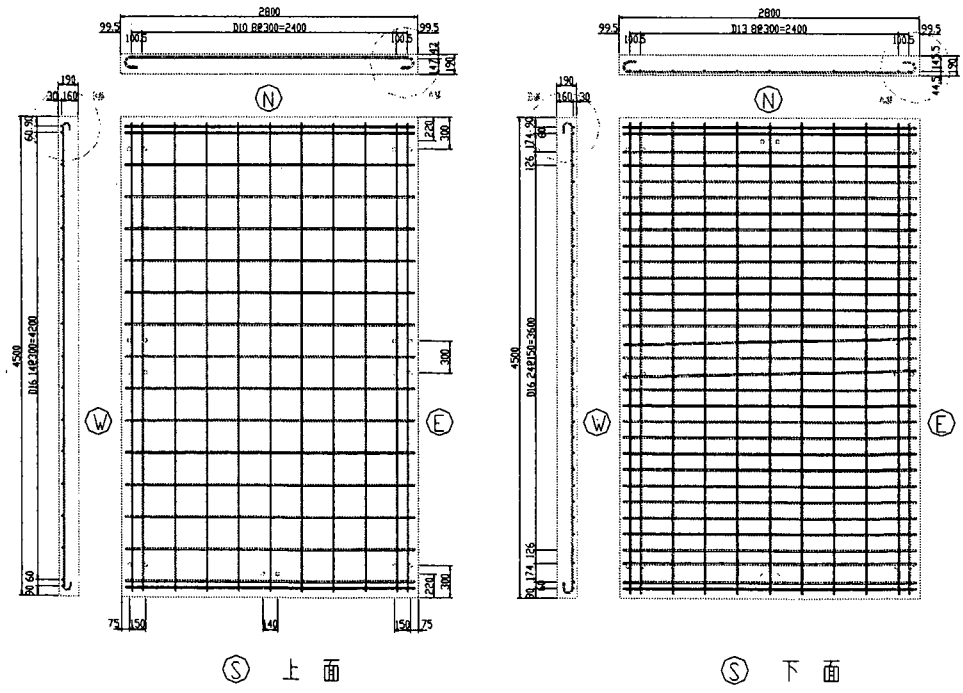


図-3.2.1.1　基準供試体形状図（単位 mm）

３．２．２　FRPグリット床版補強工法2

（１）FRPグリット床版補強工法2概要

１）工法の概要

FRPグリット床版補強工法2（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。その結果、補強工法の省力化と高品質化を進め、信頼性の向上を実現した工法である。同時に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。

①特徴

ａ．FRPグリットの使用による特徴

・FRPグリットが軽量で、容易に持ち運びが可能である。

・工場で格子状に加工されるため品質が安定し信頼性が高い。

・高耐久性で錆びない。海浜構造物には極めて有効である。

・高弾性・高強度であるため必要断面量が少量となる。

・交点が平面加工され、鉄筋のような溶接点の疲労破断の懸念がない。

ｂ．吹き付けポリマーセメントモルタル

・吹き付け作業により床版下面への吹き付けが可能である。

・一度に吹き付けを行い、床版下面に3cm以上の厚付けが可能である。

・吹き付けによるロス率が低い。

なお，本FRPグリット工法は，「共同研究報告書　第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）平成11年10月」に示すFRPグリット工法と以下の点で異なる設計及び施工を行ったものである。

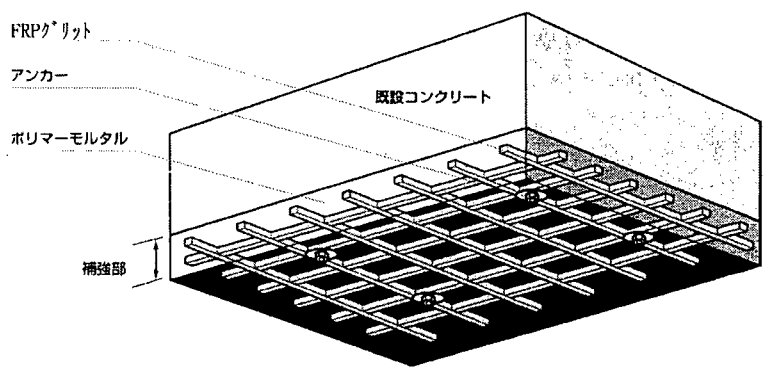
・FRPグリットの補強筋剛性の低減

（供試体１に対し主鉄筋方向面積比0.33，配力鉄筋方向面積比0.67）

・FRPグリット固定用アンカーの端部２列をM-8からM-12に強度増加（**図－3.2.2.3参照**）

・FRPグリット継手方法としてあて格子方法を採用（**図－3.2.2.29参照**）

・増厚量29mmから22mmへ低減　（**図－3.2.2.2参照**）



図－3.2.2.1　グリット工法概要

2）試験の着目点

①FRPグリットの補強筋剛性と補強効果

炭素繊維量を低減した場合の補強性状

②増厚端部固定用アンカー（M-12）が補強効果に及ぼす影響

③グリット継手方法の違いが補強性状に及ぼす影響

④FRPグリットの応力伝達性状

⑤基準供試体と補強部の一体性（剥離を伴う破壊時の増厚付着界面及び各部応力性状）

3）補強設計の概要

① 本実験では「共同研究報告書 第２３５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(Ⅲ)－炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針（案）－平成11年12月」の炭素繊維シート工法でもっとも疲労耐久性が向上した炭素繊維量と同量の炭素繊維量を配置するようFRPグリットの形状を決定した。

このFRPグリットで平成８年道示に準拠して検討した場合の検討条件と計算結果を以下に示す。

・補強筋は計算上鉄筋と同様に扱う。補強筋の断面積は鉄筋とFRPの弾性係数比分を換算した値を使用する。

・基準供試体が基準供試体の死荷重モーメントを負担するものとする。また、基準供試体と補強部が合成構造として機能し、下面の補強部分の死荷重と活荷重モーメントを負担するものとして応力照査を行う。

②ポリマーセメントモルタルかぶり量はFRPグリット固定用アンカー頭部から10mmとした（FRPグリットから15mm）。

表－3.2.2.1 設計計算結果

	主鉄筋方向 N/mm²(kgf/cm²)		配力鉄筋方向 N/mm²(kgf/cm²)	
	補強前	補強後	補強前	補強後
コンクリート応力度	8.70 (88.7)	7.64 (78.0)	10.91 (111.4)	6.46 (65.9)
許 容 値	8.00 (80)			
鉄筋応力度	225 (2293)	168 (1715)	472 (4812)	176 (1791)
許 容 値	140.0 (1400)			
FRPグリット応力度	---	333 (3404)	---	485 (4952)
許 容 値	※1000 (10000)			

※FRPグリット許容値はFRPグリット研究会「設計施工マニュアル（案）」による。

4）施工の概要

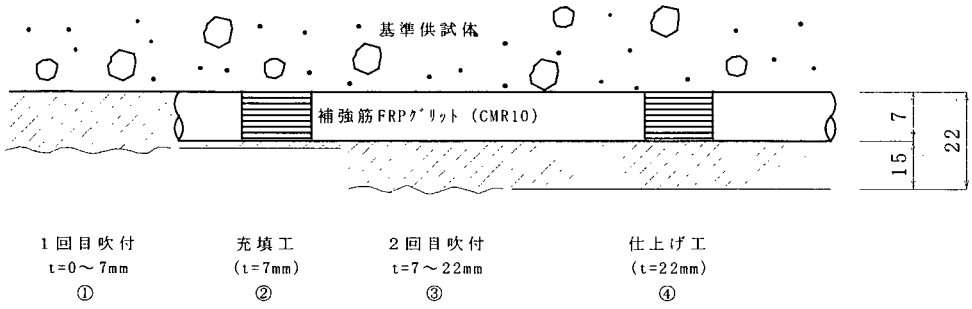
① 施工手順

a．ケレン工：基準供試体下面のコンクリート表面のレイタンス層、劣化部（風化、遊離石灰、汚れ等）をバキュームブラスト工法（アルミナチップ打付け）で除去する（**写真－3.2.2.1**）。

b．FRP グリット取り付け工：FRP グリットを基準供試体下面に取り付ける。FRP グリットはコンクリートアンカーで基準供試体下面に固定する（**写真－3.2.2.2**）。

C．プライマー塗布工：プライマーを基準供試体下面に塗布し，モルタルとコンクリートの一体性を向上させる。

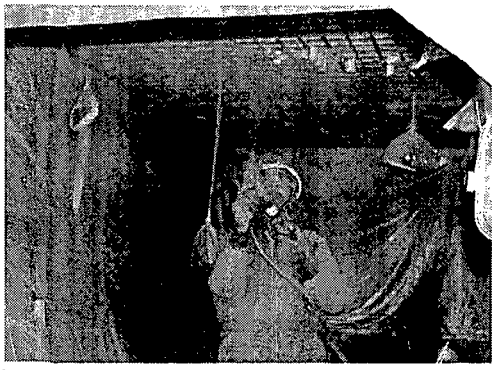
d．吹付け工：ポリマーセメントモルタルはコンクリートミキサーを使用し練り混ぜを行う。FRP グリット面まで１次吹き付けを行う（7mm 程度）。グリット角部等空隙を木コテ等で充填する。かぶり部の吹付けを行う(15mm)（**写真－3.2.2.3**）。



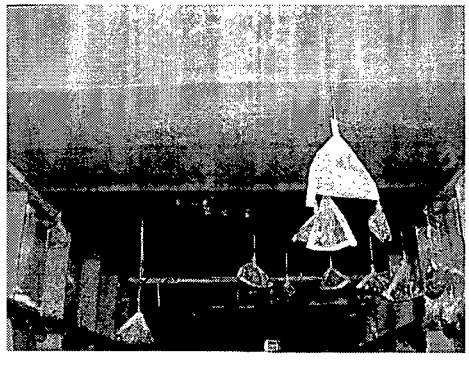
図－3.2.2.2 FRP グリット補強吹付け増厚手順概要（単位 mm）

写真－3.2.2.1 バキュームブラスト施工状況

写真－3.2.2.2 FRP グリット取り付け状況



写真－3.2.2.3 ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙ吹付け状況



写真－3.2.2.4 仕上がり状況

②施工立会い

日時　平成12年5月11日（木）13:00～15:30

場所　建設省　土木研究所

立ち会い者

土木研究所　内田、川間　土木研究センター　横幕

ショーボンド建設（株）佐藤、松尾，マグネ化学（株）赤坂，（株）富士ピー・エス篠原

③使用材料

a．FRPグリット（炭素繊維）

表－3.2.2.2　FRPグリット性状

繊維断面積（1本当たり mm²）	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	引張弾性率 N/mm² (kgf/cm²)
主鉄筋方向　15	2864 (29200)	3.9 × 10⁵ (4.0 × 10⁶)
配力鉄筋方向 15	2864 (29200)	3.9 × 10⁵ (4.0 × 10⁶)

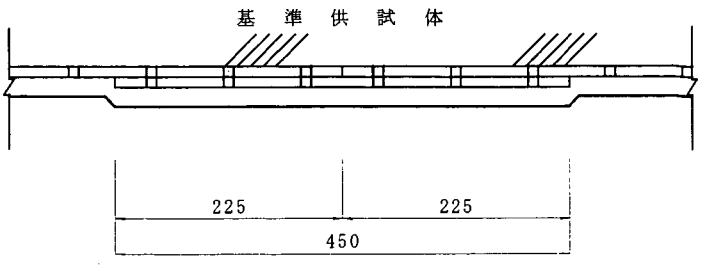
b．吹き付けポリマーセメントモルタル

表－3.2.2.3　ポリマーセメントモルタル配合表

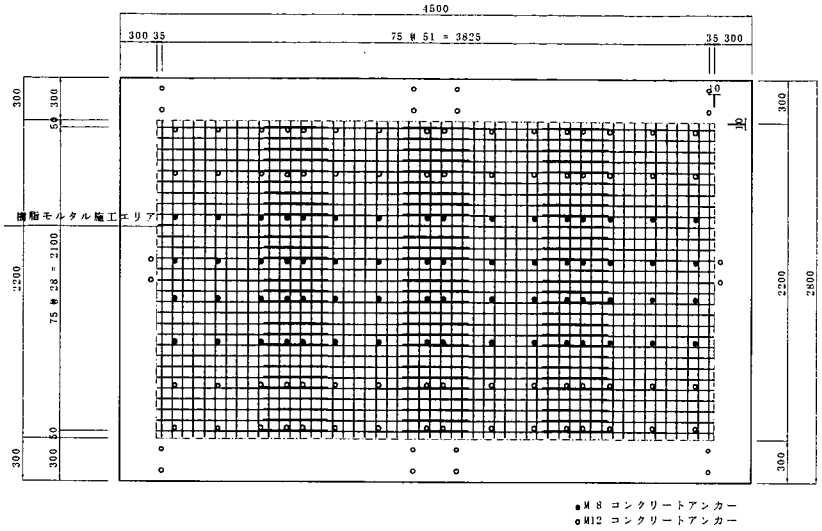
	水ｺﾝﾊﾟｳﾝﾄﾞ比 W/C	吹き付け ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙ	水	ポリマー エマルジョン
1袋当たり	17%	1袋（ 25kg）	3.3kg	0.9kg

④FRPグリットの設置方法

FRPグリットの配置及び取り付け状況を**図－3.2.2.4**に示す。FRPグリットは炭素繊維ロッド（**表-3.2.2.2**）を75mm×75mm格子間隔に加工し，図中に示すように橋軸方向に4分割したものを配置した。FRPグリットの基準供試体への固定はコンクリートアンカーを用いて行い，橋軸方向外側2列はM-12橋軸方向中央4列はM-8を用いた。4分割したFRPグリットの継手方法は**図－3.2.2.3**に示す様に，それぞれのFRPグリットを突き合わせ同一FRPグリット形状の当て格子を設置し，床版にアンカーボルトで固定する方法である。あて格子の重ね継手長は片側2格子以上とした。

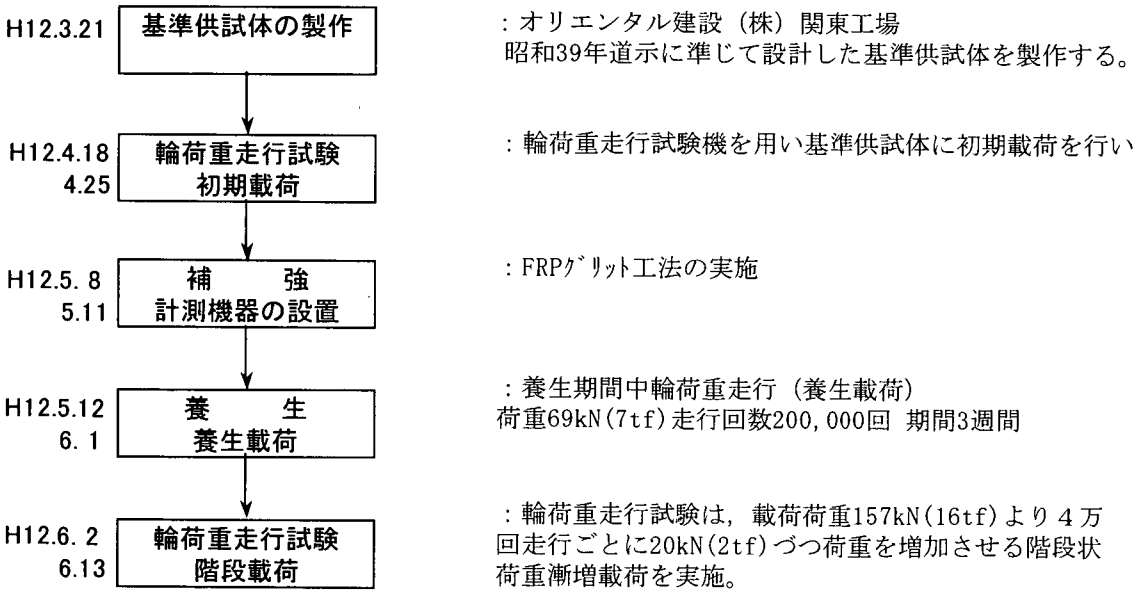


図－3.2.2.3　FRPグリット重ね継手概略図（単位mm）



図－3.2.2.4　FRP グリット配置図（単位 mm）

5）実験フロー

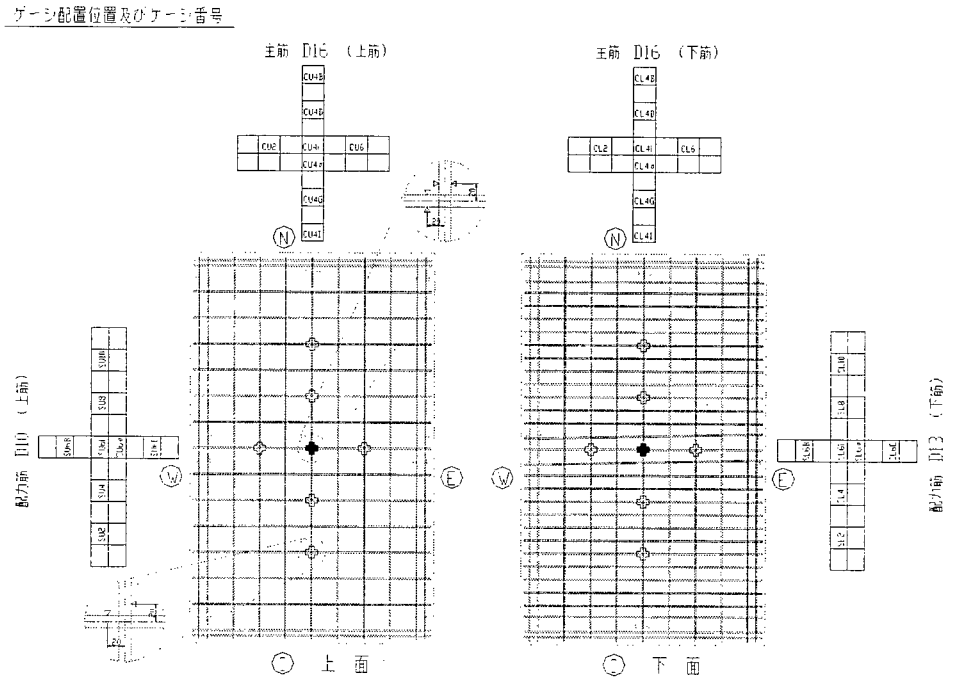


図－3.2.2.5　実験フロー

6）計測

①計測項目と計測位置

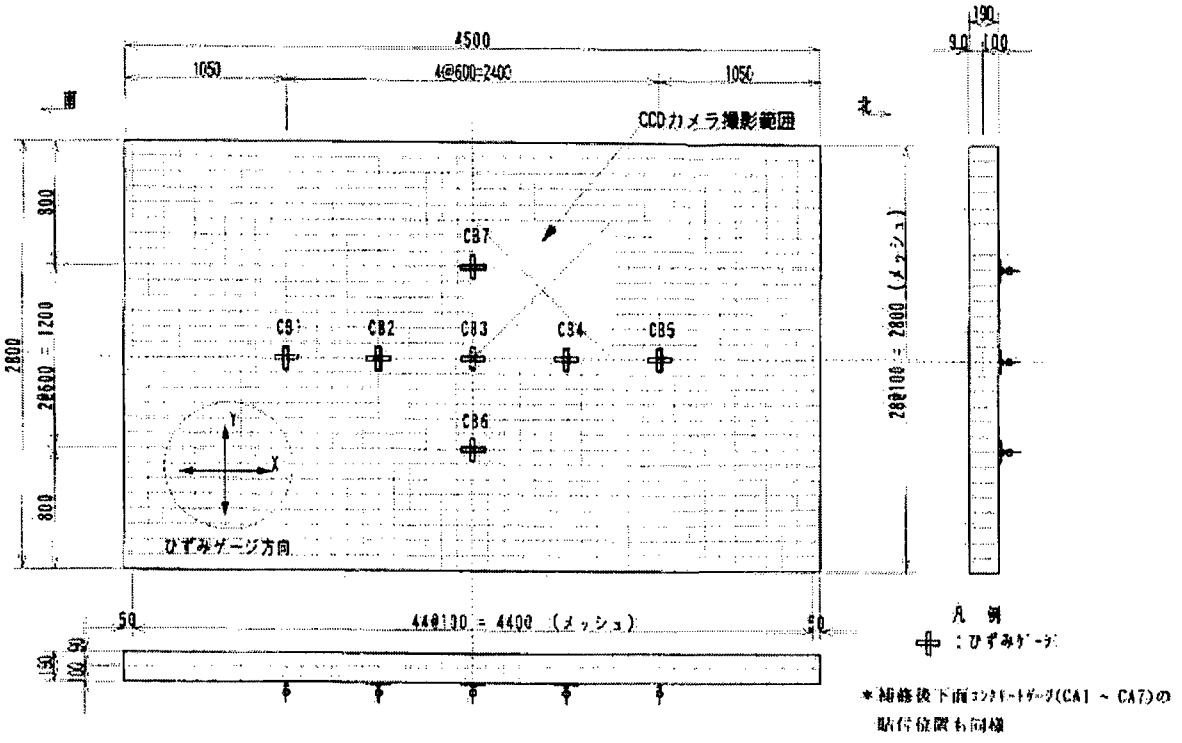
計測は基準供試体鉄筋及び補強部の FRP グリットひずみ量，供試体のたわみ量，ひび割れ開閉量・3 方向変位，FRP グリット継ぎ手部の開閉量を計測した。計測位置は**図−3.2.2.6** に示すように輪荷重直下橋軸方向に５カ所，供試体中央部橋軸直角方向に３カ所の位置で計測を行った。各計測位置は橋軸方向・橋軸直角方向共に供試体中央より約 600mm の間隔をおいて計測位置を設けている。それぞれの計測位置を**図−3.2.2.6**～**図−3.2.2.8** に示す。



・主鉄筋上側８カ所（中央のみ２カ所）　　・配力鉄筋上側８カ所（中央のみ２カ所）

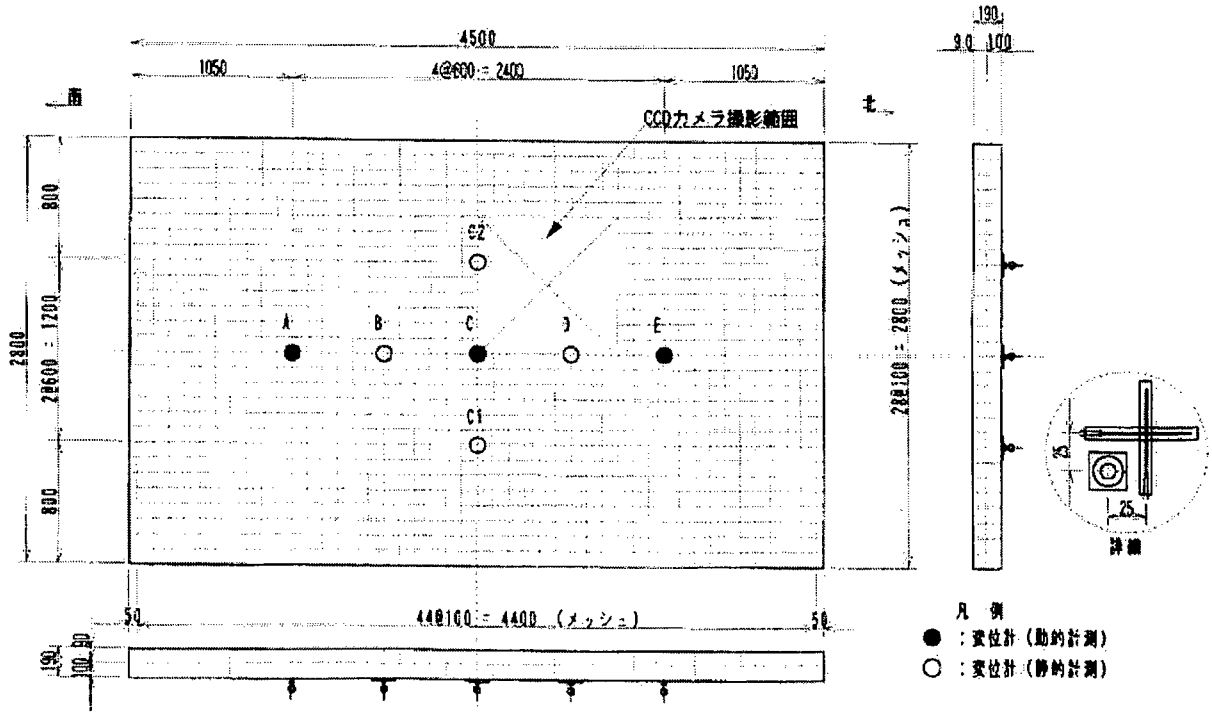
・主鉄筋下側８カ所（中央のみ２カ所）　　・配力鉄筋下側８カ所（中央のみ２カ所）

図−3.2.2.6　鉄筋ひずみゲージ取付位置図



・基準供試体下面コンクリートひずみ（主鉄筋方向）７カ所・基準供試体下面コンクリートひずみ（配力鉄筋方向）７カ所

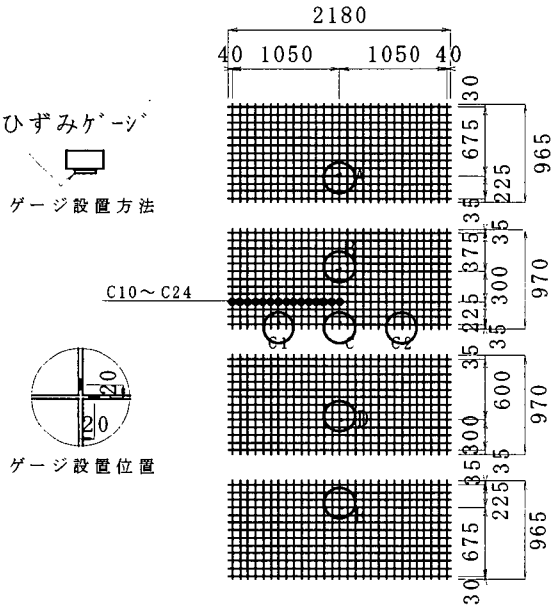
図－3.2.2.7　コンクリートひずみゲージ取付位置図（単位 mm）



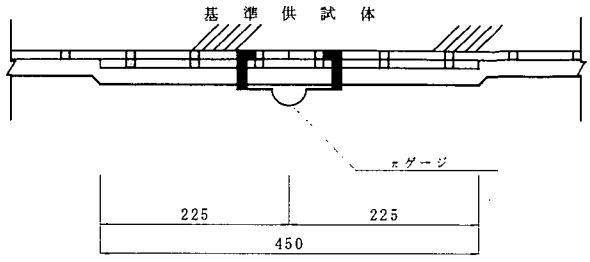
・基準供試体変位計測位置７カ所

図－3.2.2.8　変位計設置位置図（単位 mm）

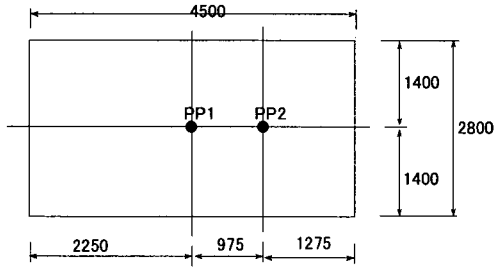
FRP グリットのひずみ計測位置を**図－3.2.2.9** に示す。FRP グリットのひずみ計測位置は他の計測項目と同様にA～E 点で計測を行った。さらに基準供試体と補強部界面に作用するせん断付着ひずみ量を計測する目的で，橋軸直角方向の FRP グリットに C10～C24 の位置でひずみ量を計測した。FRP グリット当て格子継ぎ手の性状を把握する目的で，突き合わせ部にπゲージを配置した（**図－3.2.2.10**）。**図－3.2.2.11** に示すようにπゲージを配置した位置は供試体中央部と南側の重ね継ぎ手位置で輪荷重軌道直下とした。また，補強前後のひび割れ挙動を検討する目的で，ひび割れの開閉量（π1～π3）および，3 方向ひび割れ変位（RD1～RD3）によるひび割れの挙動を計測した。計測位置とひび割れの方向を**図－3.2.2.12** に示す。



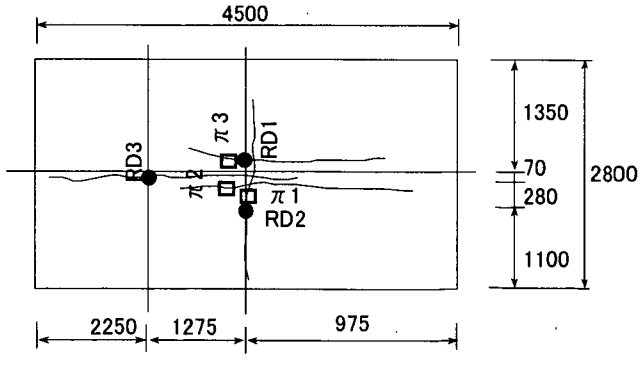
図－3.2.2.9　FRP グリットひずみ計測位置（単位 mm）



図－3.2.2.10 FRP グリット継ぎ手方法と突き合わせ部開閉量計測方法（単位 mm）



図－3.2.2.11　開閉量計測位置（単位 mm）



図－3.2.2.12　ひびわれ計測位置（単位 mm）

7）想定される破壊形態

荷重の増加により供試体下面の増厚部表面に二方向ひびわれが発生しひびわれ密度は増加する。この荷重増加により供試体のたわみ量も増加し、最終的に押し抜きせん断破壊する事が想定される。基準供試体は上面から下面に円錐状に押し抜かれ、円錐の下面縁に沿って供試体下面補強部の剥離が生じる。

（2）試験結果

1）材料試験結果

FRP グリット工法に使用した材料のポリマーセメントモルタルおよび FRP グリットの強度性状を表－3.2.2.4～表－3.2.2.6 に示す。ポリマーセメントモルタル強度試験は材齢 7,14 日に加え階段載荷を開始した材齢 22 日と，補強供試体が破壊し，試験を終了した材齢 28 日の時点で行った。強度性状は材齢 22 日と 28 日における強度に大きな差がないことから輪荷重走行試験開始時にはモルタルの有する強度を発現していたものと判断できる。建研式付着試験における剥離は全付着面積のうち%で示した面積がコンクリートとポリマーセメントモルタルとの付着界面で剥離し，他の部分は母材コンクリートからの剥離であった。

FRP グリットの引張強度は設計値を上回る値となり，設計上考慮されている所定の強度を有するものであった。

表－3.2.2.4　ポリマーセメントモルタル強度性状

材　齢	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	曲げ強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	建研式付着試験	
			付着強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	剥離位置
σ_7	30.7 (313)	6.85 (69.9)	2.53 (25.8)	付着面剥離95～100%(5/5試料)
σ_{14}	33.4 (341)	7.36 (75.1)	3.27 (33.3)	付着面剥離95～100%(4/5試料) モルタル母材100%(1/5試料)
σ_{22} 階段載荷開始時	37.8 (385)	9.13 (93.1)	3.47 (35.4)	付着面剥離80～100%(5/5試料)
σ_{28} 試験終了時	36.8 (375)	8.08 (82.4)	3.81 (38.8)	付着面剥離100%(4/5試料) 付着面剥離70%(1/5試料)

※圧縮・曲げ強度：JIS R 5201，付着強度：建研式付着強度試験

表－3.2.2.5　ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙ静弾性係数・ﾎﾟｱｿﾝ比

（階段載荷開始時 σ_{22}）

圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 $\times10^4N/mm^2$ ($\times10^5kgf/cm^2$)	ポアソン比
31.8 (325)	1.51 (1.54)	0.202

表－3.2.2.6　ＦＲＰグリット強度性状

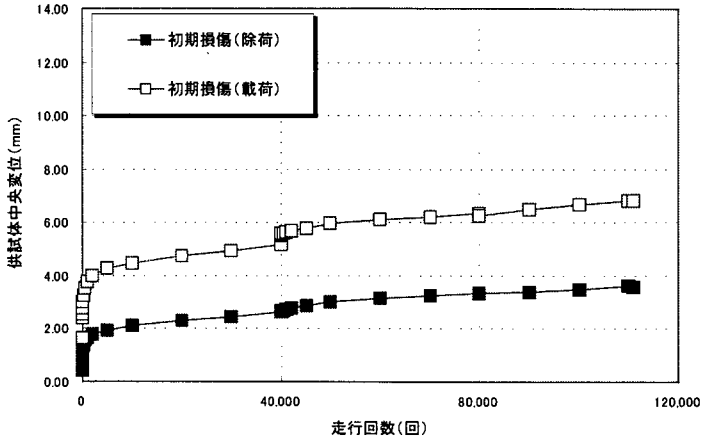
種　類	繊維断面積 (mm^2)	最大荷重 kN (kgf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
主筋方向	15	51.1 (5214)	3403 (34724)
配力筋方向	15	51.1 (5214)	3403 (34724)

※静弾性試験：JSCE-G502，引張強度試験：JSCE-E541 連続繊維シートの引張試験方法

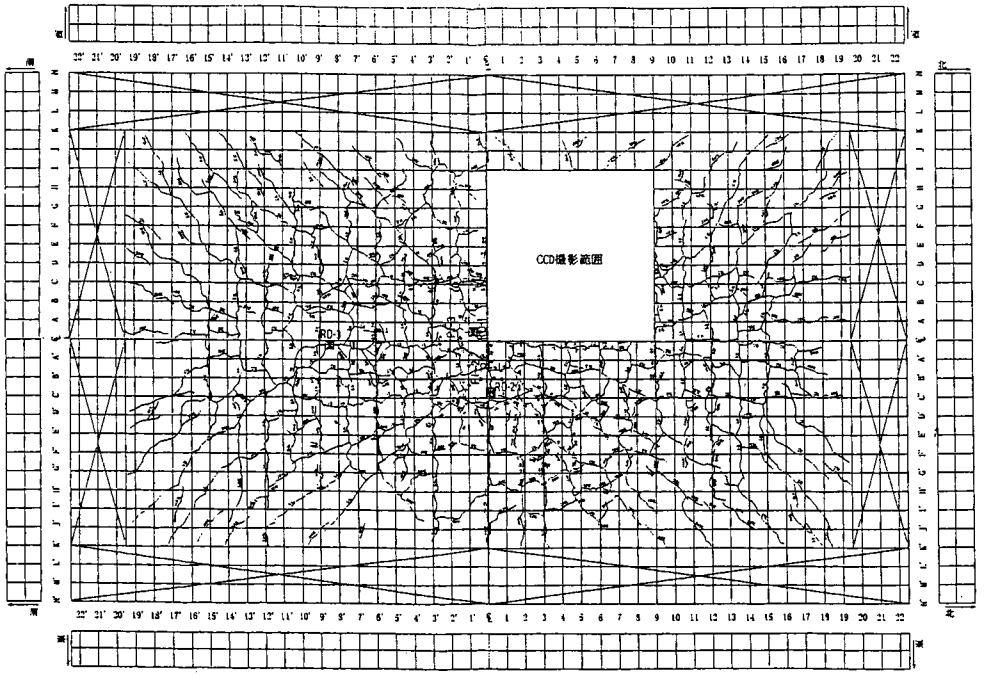
2）初期載荷

初期損傷を目的とした輪荷重走行試験の走行回数と変位の関係を**図－3.2.2.13**に示す。初期損傷は載荷荷重157kN(16tf)で基準供試体の総たわみ量が8.0mmに達したときを損傷度Ⅱランクとし，目標損傷度としていた。今回の初期損傷再現実験では，載荷荷重157kN(16tf) 走行回数40,011回で総たわみ量が5.164mmであった。このことから目標損傷度まで輪荷重を載荷するためには長時間を要することから，載荷荷重を 176kN (18tf) に増加し，貫通ひび割れが発生する段階を目標損傷度とした。本試験の基準供試体は載荷荷重176kN (18tf) 走行回数70,791回（総数110,802回）で目標損傷度に達した。

図－3.2.2.14に示すように初期載荷終了時の基準供試体下面ひびわれは、2方向に発生し、10～20cm間隔の亀甲状となり，また，貫通ひびわれが発生していることから、本実験での初期損傷は実橋床版の損傷を十分再現できているものと判断できる。



図－3.2.2.13　初期載荷　変位と走行回数との関係（基準供試体中央部）

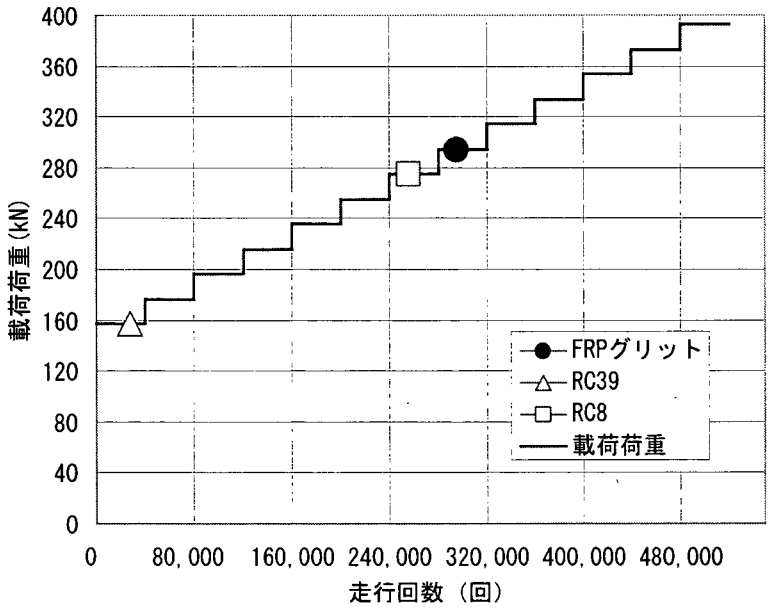


図－3.2.2.14　初期載荷終了時　基準供試体下面ひびわれ状況

3）破壊時走行回数

図－3.2.2.15に階段載荷におけるFRPグリット供試体およびRC39供試体とRC8供試体の破壊時走行回数と破壊荷重の関係を示す。図よりFRPグリット供試体は載荷荷重294kN(30tf)走行回数295,011回で破壊に至った。本実験の基準供試体は載荷荷重176kN走行回数110,802回で貫通ひび割れが発生し目標損傷ランクに達したことと比較すると、補強後は輪荷重の繰り返し作用に対し疲労耐久性が大きく向上し，補強効果が発揮されているものと判断できる。

図に示すように，基準供試体と同形状のRC39供試体は載荷荷重157kN走行回数27,392回で破壊し，現行の平成8年道示を基に製作したRC8供試体は載荷荷重274kN(28tf)走行回数255,649回で破壊した。これより本実験の基準供試体とRC39供試体と比較すると，載荷荷重176kN走行回数110,802回で目標損傷ランクに達したことから，疲労耐久性が高いものといえる。従って基準供試体の疲労耐久性は大きく向上したが，この実験により得られた補強効果を単純に従来のRC39供試体やRC8供試体の実験データと比較できないものと考えられる。



図－3.2.2.15　破壊時走行回数と破壊時荷重との関係

4）破壊形態（ひび割れ、剥離状況）

ひびわれ発生および破壊の経過を以下に示す。

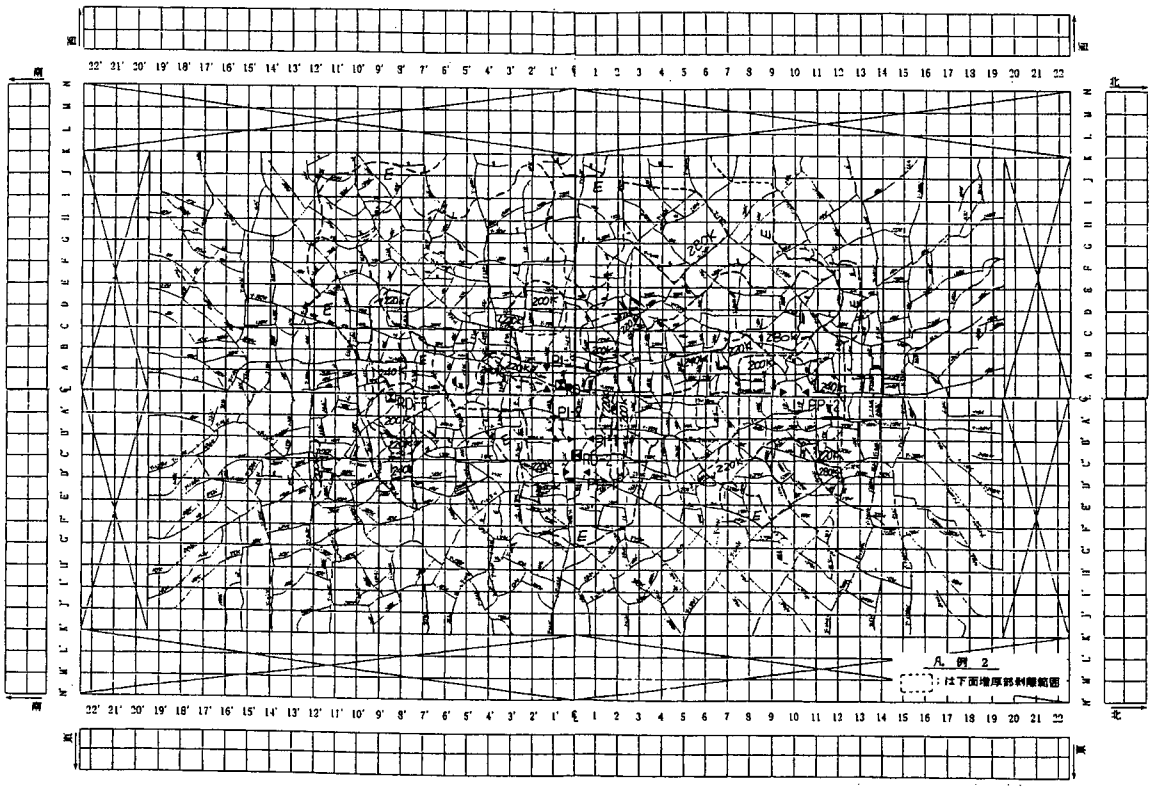
①養生載荷

養生載荷期間中供試体下面において輪荷重直下と支間中央から斜めに供試体角方へ向かう微細ひび割れが発生した。検査ハンマーにより補強部分を打撃し補強部分の浮きや剥離を調査したが検出されなかった（以下補強部の浮き剥離調査は検査ハンマーによる打音検査にて行った）。

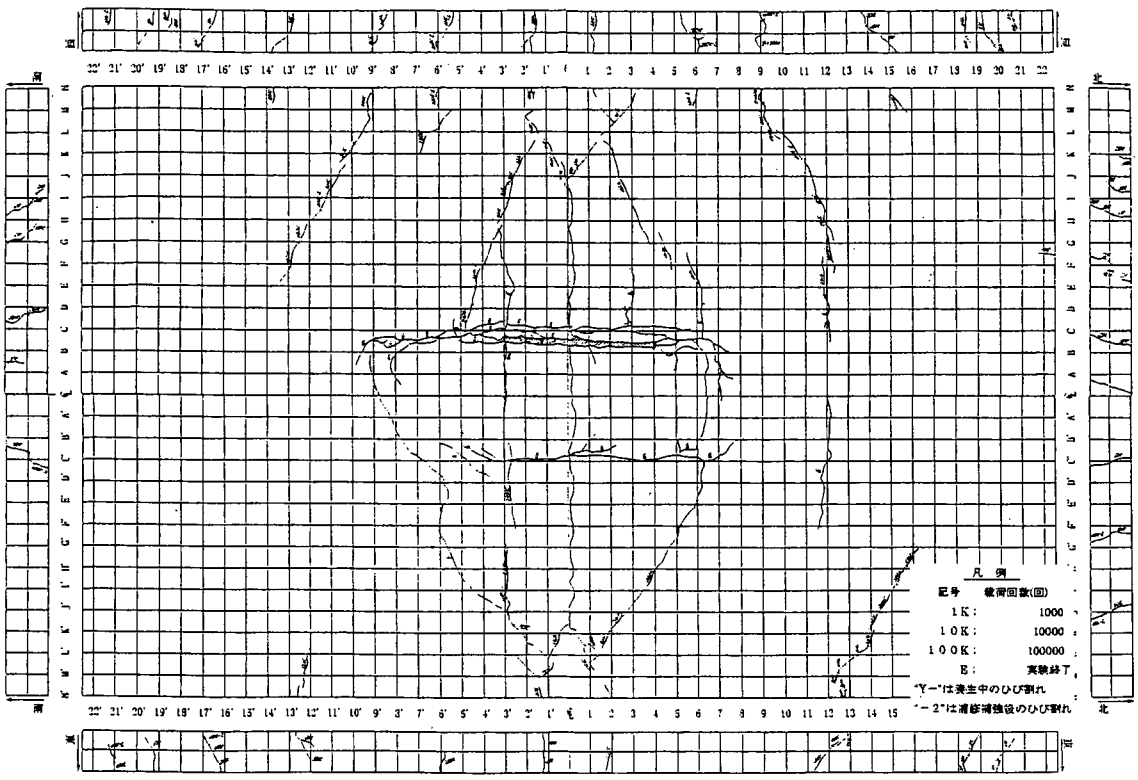
②階段載荷

載荷荷重157kN(16tf)走行回数10,000回において二方向微細ひびわれが発生した。補強部分の浮き剥離は検出されなかった。載荷荷重196kN(20tf)走行回数100,000回で供試体下面全体に二方向ひびわれが進展した。196kN(20tf)走行回数での浮き剥離の発生はなかった。載荷荷重235kN(24tf)走行回数200,000回に0.3～0.4m²程度の浮きが発生した。浮きの生じた箇所は輪荷重走行位置直下のFRPグリット継手部に楕円形に生じたものである。剥離部は載荷荷重235kN(24tf)走行回数200,000回以降，徐々に進展した。載荷荷重294kN(30tf)で輪荷重の走行に伴いたわみ量は増加し、輪荷重の移動とともに急激に沈下範囲が拡張し、押し抜きせん断破壊した。

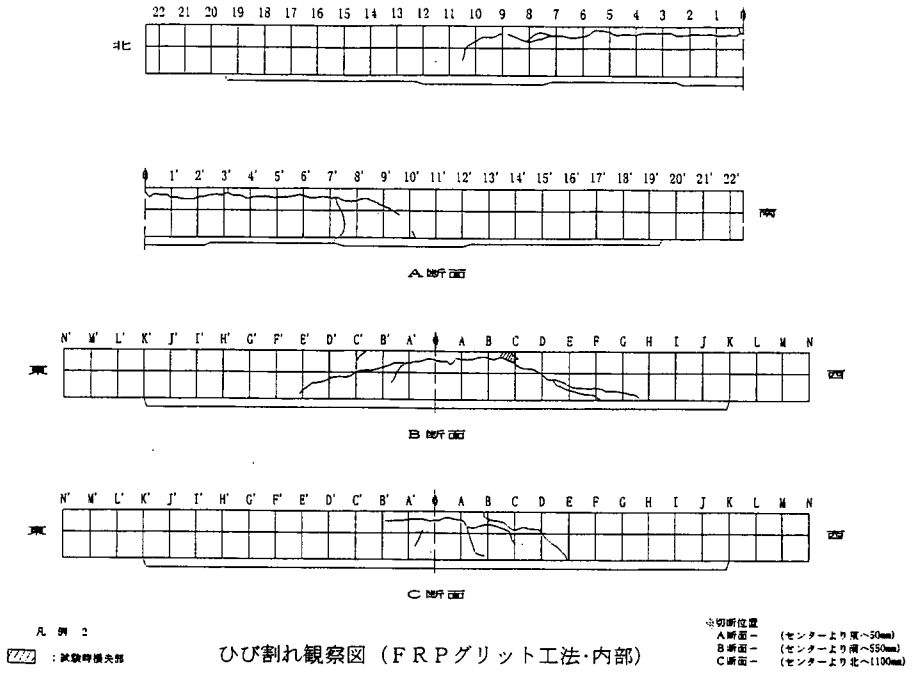
破壊時における供試体下面の剥離は、供試体上面中央から斜め方向に下がった円錐底面に沿ったドーナツ状楕円弧の一部分で生じた（**図－3.2.2.16～18**）。



図－3.2.2.16　供試体下面ひびわれ状況（破壊時）



図－3.2.2.17　供試体上面ひびわれ状況（破壊時）



図－3.2.2.18　供試体断面ひびわれ状況（破壊時）

③供試体厚（床版厚）

補強供試体各位置の寸法値を**図－3.2.2.19**に示す。基準供試体厚さは設計値 190.0mmに対して，平均値190.4mm，増厚部はC断面の重ね継手部平均厚さで222.8mm一般増厚部215.1mmであった。増厚量の平均厚さは重ね継手部32.4mm，一般部平均値は24.7mmでの値であった。増厚量の設計厚さは，重ね継手部 29.0mm，一般部は22.0mmで，2.7mm～3.4mm厚い施工となり，設計値以上の値であった。本工法は吹き付けによる薄肉増厚施工であるが、精度良く施工でき設計断面を確保できているものと判断できる。計測値は基準供試体と増厚部全厚の値であるため増厚量は計測値から基準供試体設計厚さ（190mm）を差し引き算定した。

A　断　面

中央　　A断面南側

位置	0'	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
床版厚(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	219	219	212	214	215	216	215	214	216	194	192	191

B　断　面

B断面東側　　中央

位置	N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
床版厚(mm)	190	189	190	190	214	213	214	214	214	—	—	—	—	—	—

中央　　B断面西側

位置		A	B	C	D	E	F	G'	H	I	J	K	L	M	N
床版厚(mm)		—	—	—	—	—	—	—	217	216	215	191	191	190	191

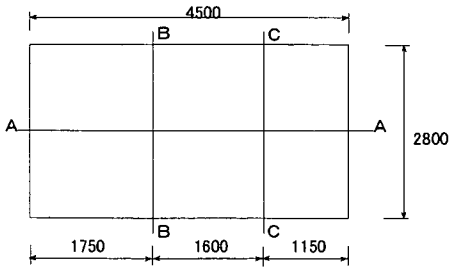
C　断　面

C断面東側　　中央

位置	N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
床版厚(mm)	188	188	189	190	224	223	223	224	223	223	223	223	223	—	—

C断面西側

位置		A	B	C	D	E	F	G'	H	I	J	K	L	M	N
床版厚(mm)		—	—	—	—	222	223	222	222	222	223	190	190	190	192



単位(mm)

図－3.2.2.19　供試体厚実測結果

5）供試体変位－走行回数関係

以下に示す変位は供試体中央部を中心に述べる。**図－3.2.2.20**には初期載荷・養生載荷・階段載荷，各段階の供試体中央変位と走行回数との関係を示している。図より初期載荷により増加した供試体中央変位が，補強後は載荷時・弾性変位共に減少し，載荷荷重および走行回数の増加と共に弾性的に増加し，変位が増加し破壊したことが分かる。以下に各段階の変位と走行回数との関係を述べる。

① 初期載荷

載荷荷重 176kN走行回数110,802回で供試体上面にひび割れが貫通したとき，総変位は 6.801mm，残留変位3.549mmであった。（**図－3.2.2.20**）。

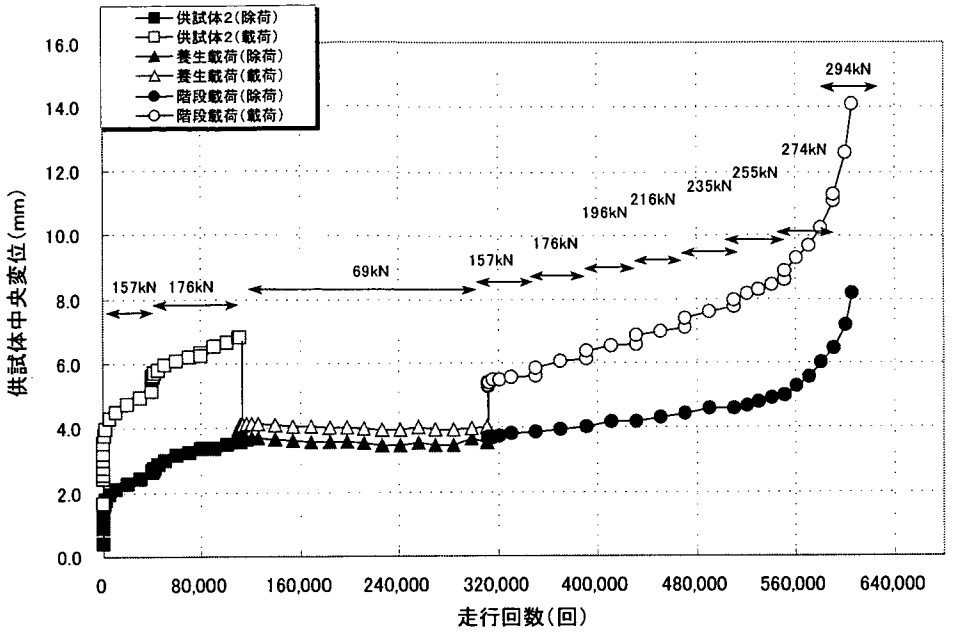
② 養生載荷期間

養生載荷期間中、変位の増加や変動は少なく，養生載荷開始時の総変位量 4.021mm，残留変位 3.549mmで養生載荷終了時は総変位量4.010mm，残留変位3.505mmであった。（**図－3.2.2.20,21**）

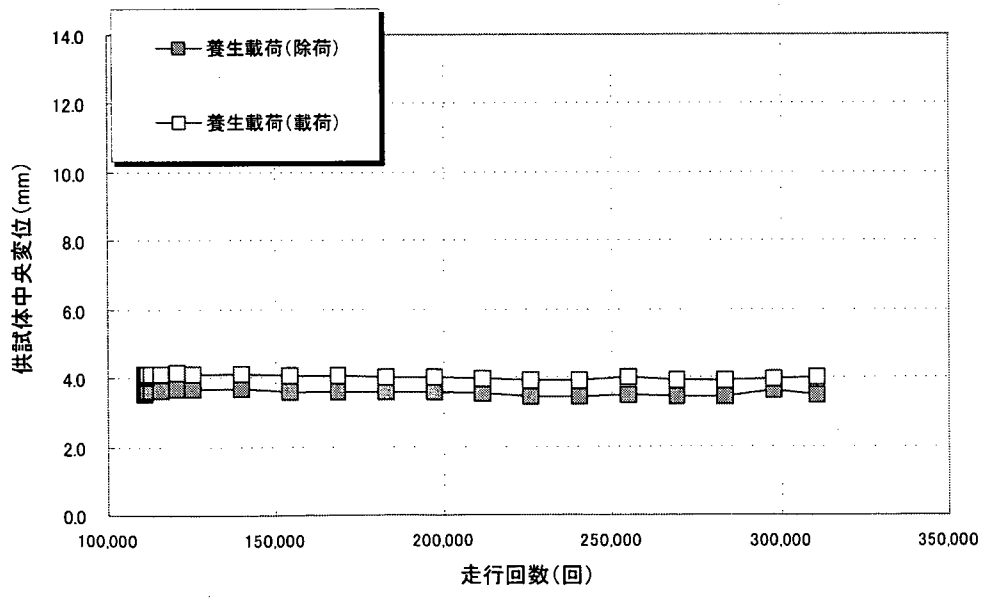
③ 階段載荷

階段載荷157kN（16tf）走行回数4万回および176kN（18tf）走行回数8万回で，補強前の基準供試体と比較して補強後の活荷重変位は大きく減少した。また，**図－3.2.2.22**より階段載荷開始から、載荷時総変位量はRC8供試体とほぼ同程度の値を示し，除荷時の残留変位量は RC8供試体より小さい値であった。

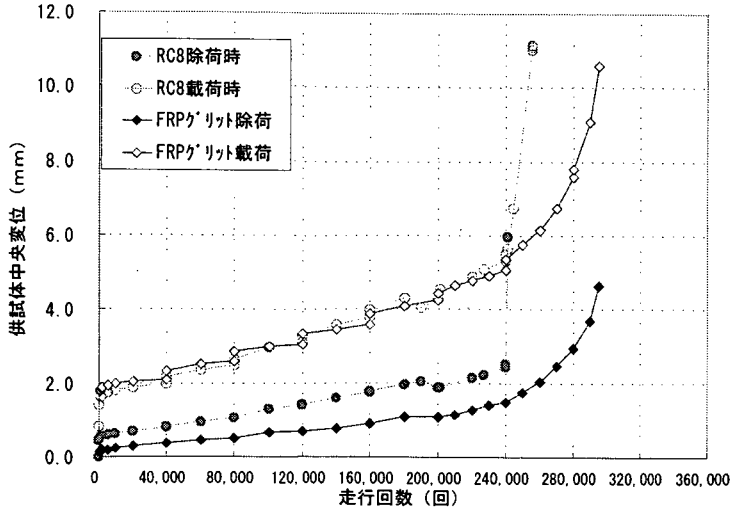
橋軸直角方向，橋軸方向断面の活荷重変位分布を**図－3.2.2.23～26**に示す。活荷重変位は補強後大きく低減し，初期載荷176kN(18tf) 走行回数110,000回の活荷重変位を補強後に越えたのは載荷荷重が274kN(28tf)走行回数240,000回に達してからであった。この活荷重低減効果は供試体中央のみならず供試体主筋方向測点C1・C2、配力鉄筋方向測点A～Eでも同様に確認できる。荷重増加と共に増加する変位の量は破壊時までほぼ安定していた。このことから補強部と基準供試体が一体となって機能し、補強筋として使用したFRPグリットは変位の低減効果があるものといえる。



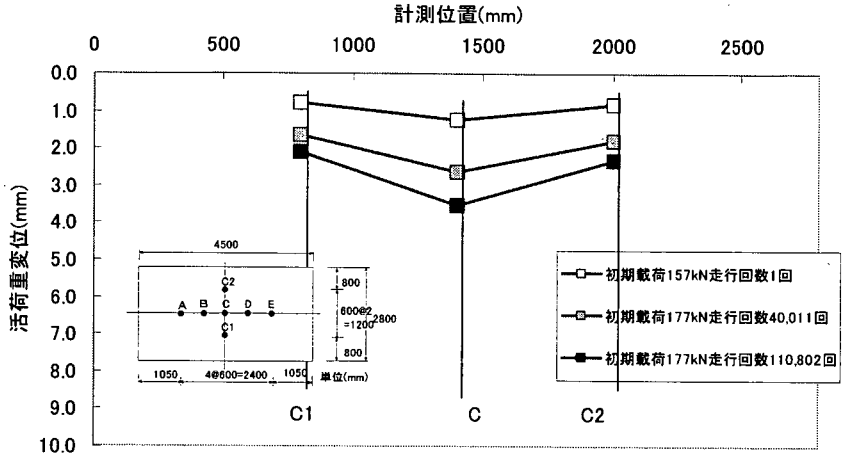
図－3.2.2.20　変位と走行回数との関係（初期載荷・養生載荷・階段載荷）



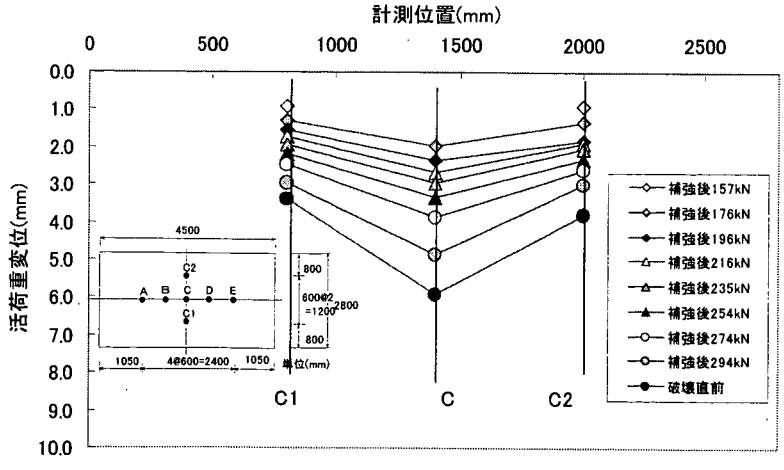
図－3.2.2.21　変位と走行回数との関係（養生載荷）



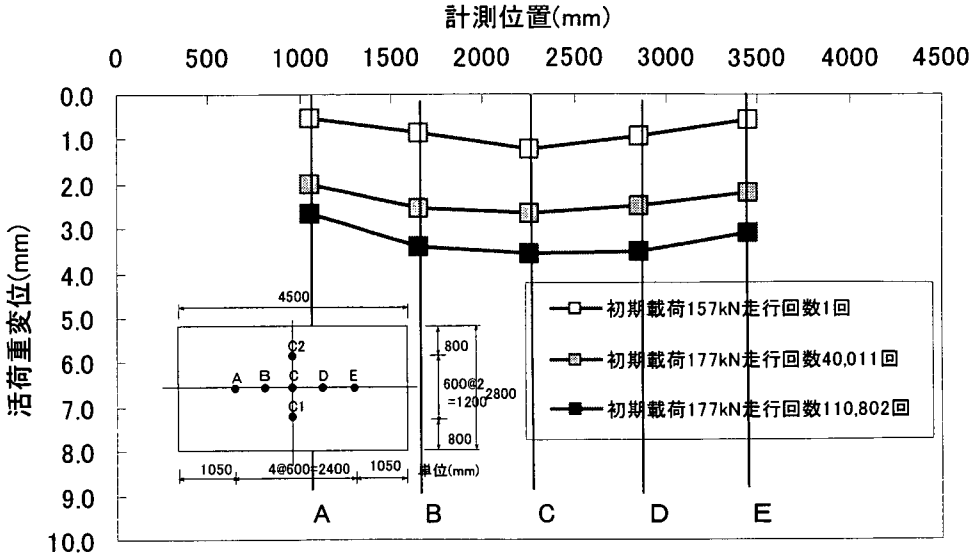
図－3.2.2.22　変位と走行回数との関係（階段載荷）



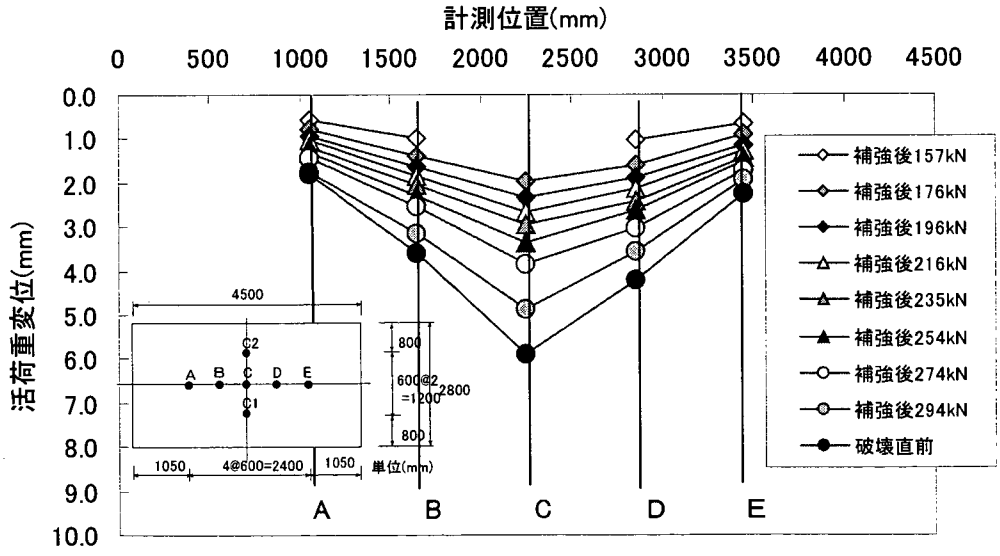
図－3.2.2.23　橋軸直角方向における活荷重変位分布　（初期載荷）



図－3.2.2.24　橋軸直角方向における活荷重変位分布　（階段載荷）



図－3.2.2.25　橋軸方向における活荷重変位分布（初期載荷）



図－3.2.2.26　橋軸方向における活荷重変位分布（階段載荷）

6）供試体ひずみ－走行回数関係

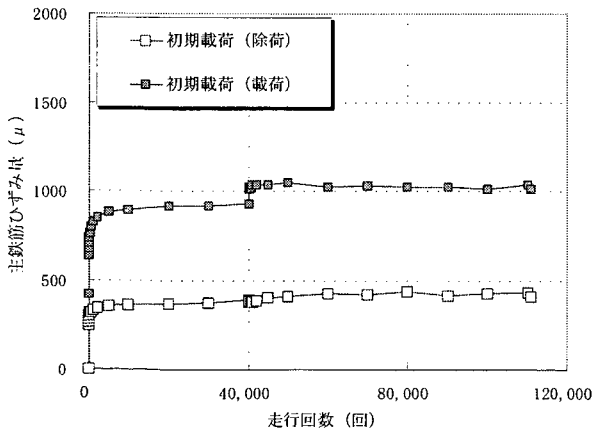
供試体ひずみと走行回数の関係を供試体中央部下側主鉄筋の挙動を中心に述べる。

図－3.2.2.27に示すように初期載荷時の載荷荷重157kN(16tf)走行回数40,000回における主鉄筋活荷重ひずみは約550 μ弱であった。全ひずみは約930μであったが補強後は載荷荷重157kN(16tf) 走行回数40,000回で活荷重ひずみ約365μ、全ひずみ660μ程度に低減している。活荷重ひずみ量は主鉄筋と比較して中立軸から遠いFRPグリットの方が大きいことから平面保持が成立していることが分かる。FRPグリットひずみゲージが216kN(22tf) 走行回数140,000回で断線したため，FRPグリットひずみは216kN(22tf) 走行回数140,000回までの計測値となった。

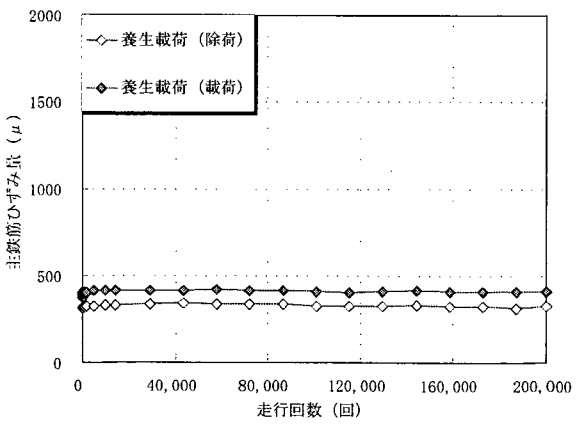
図－3.2.2.28に示すように養生載荷中の主鉄筋ひずみ量は除荷時・載荷時共に一定であった。このことから養生中の劣化損傷の進行はないものと考えられる。

図－3.2.2.30に主鉄筋ひずみと走行回数に関し実測値と計算値との比較を示す。主鉄筋ひずみは全断面有効計算値とRC断面計算値との間に位置し弾性領域内にある。また、荷重の増加に伴うひずみの増加は載荷荷重255kN(26tf) 走行回数240,000回までほぼ一定であった。

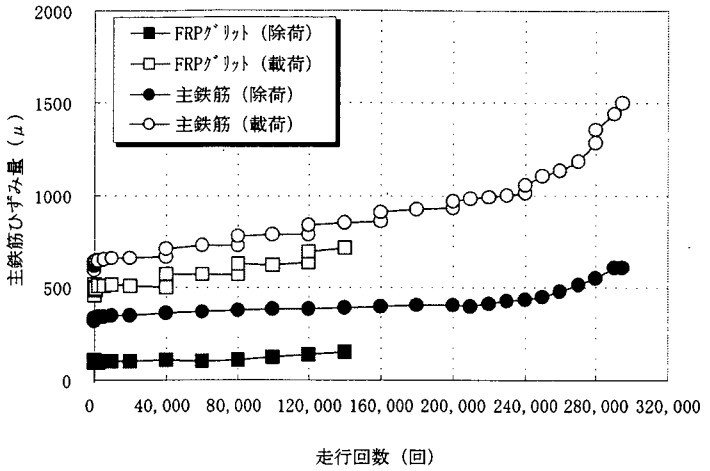
図－3.2.2.31にFRPグリットの供試体中央から端部までのひずみ分布を示す。FRPグリットのひずみ分布は供試体中央部が凸の山形分布を示していることが分かる。また，荷重の増加と共に弾性的にひずみが増加し，中央から端部まで一体化して機能していることが分かる。載荷荷重が297kN走行回数280,000回で供試体中央から端部までの分布ひずみ量が低下した。この現象は，荷重297kNで補強筋の応力負担率が低下したためで，この時点で基準供試体と補強部界面の剥離が生じ，アンカーによる応力伝達だけの状態になったものと考えられる。



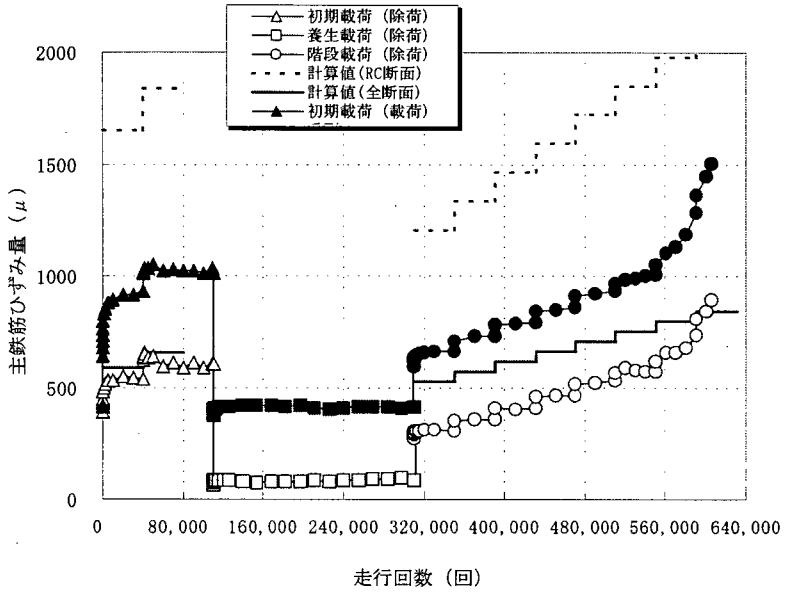
図－3.2.2.27　基準供試体主鉄筋ひずみと走行回数との関係（初期載荷）



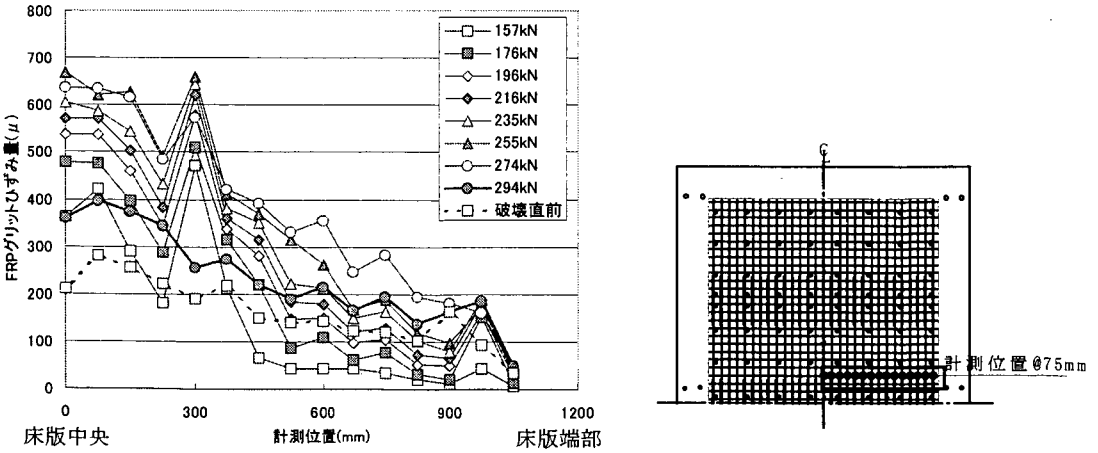
図－3.2.2.28　基準供試体主鉄筋ひずみと走行回数との関係（養生載荷）



図－3.2.2.29　基準供試体主鉄筋ひずみと走行回数との関係（階段載荷）



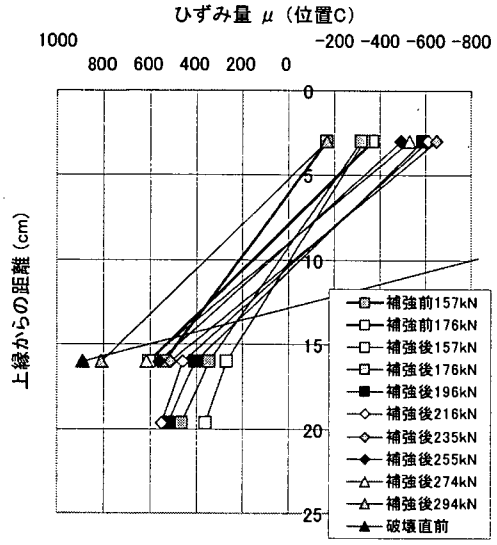
図－3.2.2.30 基準供試体主鉄筋ひずみと走行回数との関係（計測値・計算値）



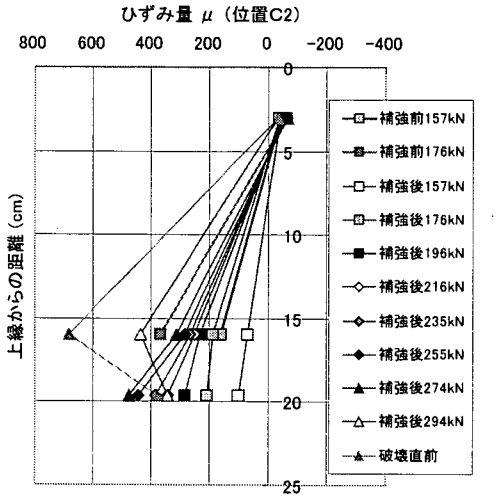
図－3.2.2.31　橋軸直角方向FRPグリットひずみ分布

7）ひずみ分布

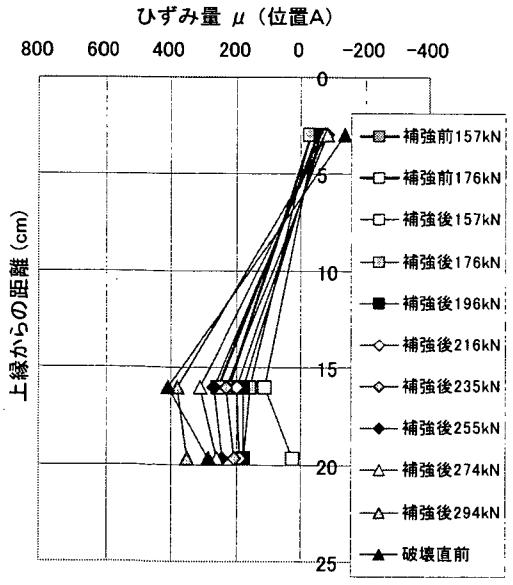
供試体端部の測点Ａ，Ｃ2供試体中央点Ｃ位置における床版断面のひずみ分布を図－3.2.2.32～35に示す。階段載荷荷重157kN(16tf)から荷重が増加し、荷重274kN(28tf)に至るまで供試体断面各位置のひずみ分布は直線的に分布している。載荷荷重が294kN(30tf)になるとFRPグリットのひずみが減少し平面保持にずれが生じてきている。Ｃ点は載荷荷重235kN(24tf)でFRPグリットのひずみゲージが切れたため載荷荷重235kN(24tf)以降計測不能となった。また、この平面保持の成立は測点Ａ，Ｃ１でも同様の傾向であった。このことから供試体は補強部と基準供試体が一体化し、最大荷重直前まで下面増厚全面にわたり合成構造が持続し平面保持は成立していたものと考えられる。



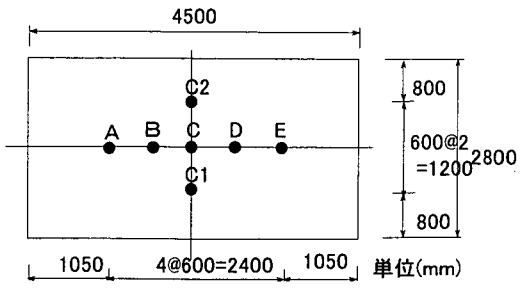
図－3.2.2.32　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（供試体中央点Ｃ）



図－3.2.2.33　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（供試体中央点Ｃ２）



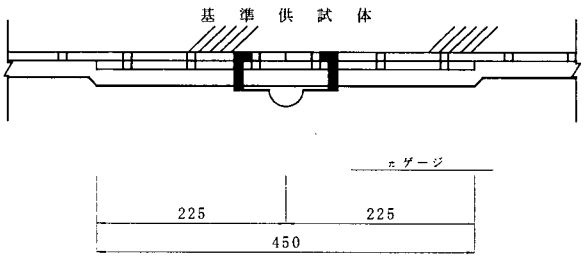
図－3.2.2.34　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（供試体中央点Ａ）



図－3.2.2.35　計測位置図

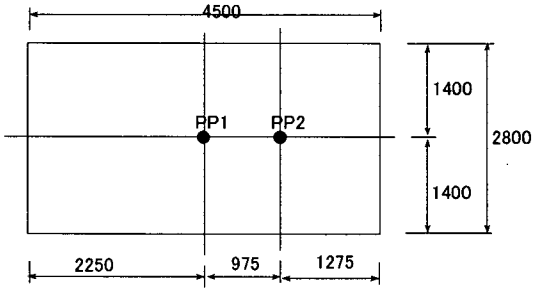
8）FRPグリット重ね継手性状

本実験ではFRPグリットの継手方法を**図－3.2.2.36**に示すあて格子方法で行った。この重ね継手の性状を把握する目的で，供試体中央部と南側の重ね継手位置で輪荷重軌道直下の突き合わせ部に配置したπゲージにより継手突き合わせ部の開閉量を計測した。**図－3.2.2.38**にFRPグリット突き合わせ部の開閉量と走行回数との関係を示す。図中のPP1は供試体中央部輪荷重載荷点直下でPP2は供試体南側のFRP重ね継手位置である。重ね合わせの突き合わせ部の開き量は，載荷荷重157kN(16tf)走行回数40,000回において輪荷重直下で約0.12mmであった。荷重の増加と共に微増傾向にあるが極端な増加は供試体が破壊するまでなかった。すでに述べたように供試体変位量や主筋ひずみ量は補強部全体で補強効果が発揮され，最大荷重時にひずみにずれが生じるまで平面保持が成立していた。このことから本実験に使用したあて格子方法による重ね継手方法は応力伝達・たわみ低減等の補強効果に影響は与えないものと考えられる。



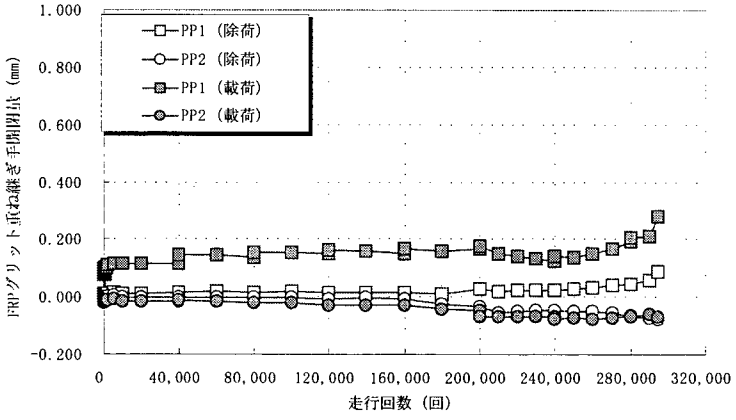
単位(mm)

図－3.2.2.36　FRPグリット継手方法と突き合わせ部開閉量計測方法



単位(mm)

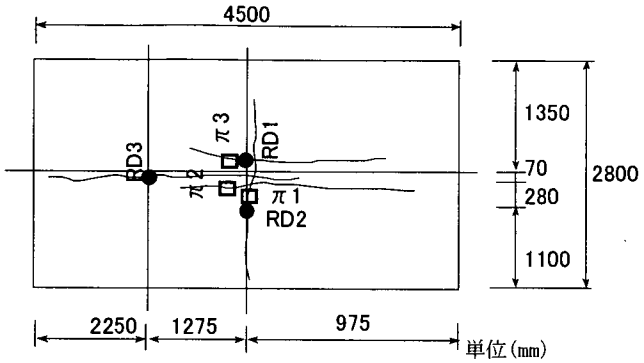
図－3.2.2.37　開閉量計測位置



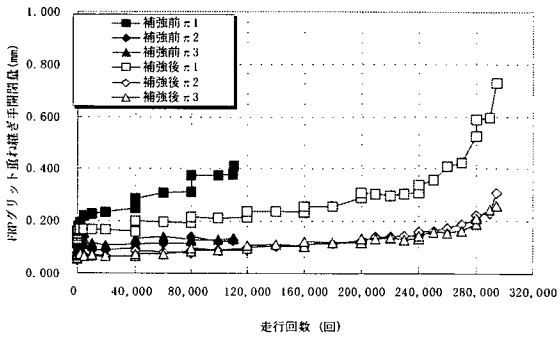
図－3.2.2.38　重ね継手の開閉と走行回数との関係

9）ひび割れ開閉量

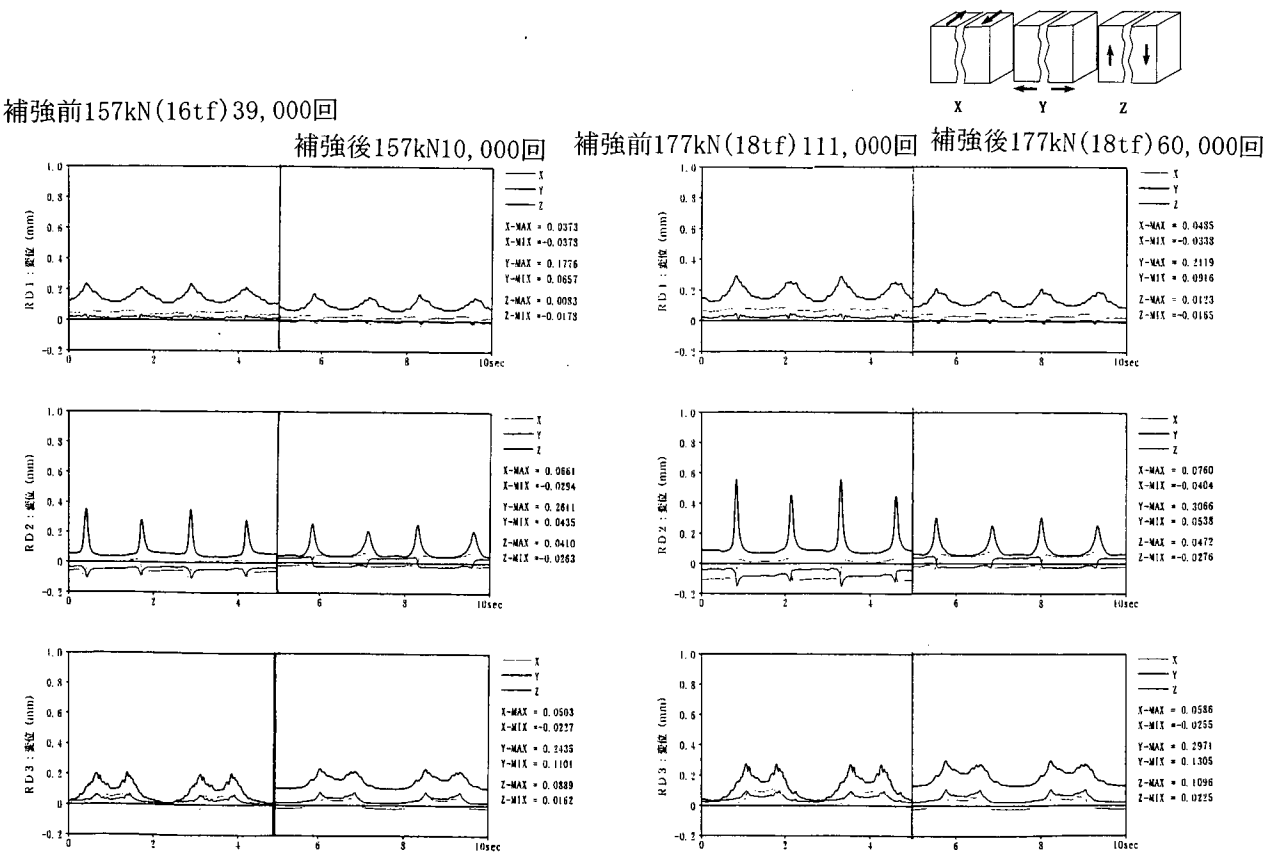
計測位置とひび割れの方向を**図－3.2.2.39**に示す。π1，RD2は橋軸直角方向ひび割れを計測し，他は橋軸方向ひび割れの値である。ひび割れ開閉量はπ1～π3で補強後にひび割れ幅が低減された。補強後のひび割れ開閉量は載荷荷重255kN(26tf)まで微増傾向を示し，その後開閉量が増加し終局状態に至っている。**図－3.2.2.41**には3方向ひび割れ変位計による計測値を示している。補強前載荷荷重157kN(16tf)走行回数39,000回と補強後載荷荷重157kN走行回数10,000回の比較と，補強前載荷荷重177kN(18tf) 走行回数111,000回と補強後載荷荷重177kN(18tf) 走行回数60,000回の比較を示している。図より，橋軸直角方向ひび割れであるRD2Y方向は補強後で30～50%に低減し，XZ方向も低減されている。橋軸方向ひび割れのRD1，RD 3は低減率が小さいが3方向のひび割れ量が低減された。



図－3.2.2.39　ひびわれ計測位置



図－3.2.2.40　π1ひび割れ幅開閉量



図－3.2.2.41　ひび割れ量３方向の補強前後の比較

１０）試験の着目点の考察

①FRPグリットの補強筋剛性と補強効果

補強筋としてFRPグリットを使用し、たわみ量低減効果、基準供試体鉄筋ひずみ量低減効果、疲労耐久性向上等の補強効果が確認された。本実験により確認されたひずみ量の低減効果は，平成8年道示に基づいた計算値が25%であったのに対し実測値は45%の低減であった。この補強効果は載荷荷重176kN(18tf)走行回数110,802回まで疲労損傷させたRC39供試体の疲労耐久性を載荷荷重294kN(30tf) 走行回数295,011回まで向上させるものであった。本実験で用いたFRPグリットの炭素繊維量は平成８年道示に準拠した補強設計上必要となる炭素繊維量に対し主鉄筋方向面積比0.33，配力鉄筋方向面積比0.67の量を配置しているが，疲労耐久性の向上効果が確認できた。しかし，本実験において基準供試体の疲労耐久性がRC39供試体と比較し大きいと考えられることから，単純に既往の実験値とは比較できない。

②増厚端部固定用アンカー（M-12）が補強効果に及ぼす影響

載荷荷重が294kN(30tf) 走行回数280,000回に達した後，補強筋のひずみ量は主筋ひずみ量より低下し平面保持が成立しなくなった。この平面保持の不成立は，補強部にずれが生じたものと推察できるが，その後たわみ量やひずみ量の増加はあるものの補強効果が継続し破壊に至った。この補強部にずれが生じた後の残存疲労寿命は，増厚端部固定用アンカーをM-12のものを使用したためと考えられる。

③FRPグリット継手方法が補強性状に及ぼす影響

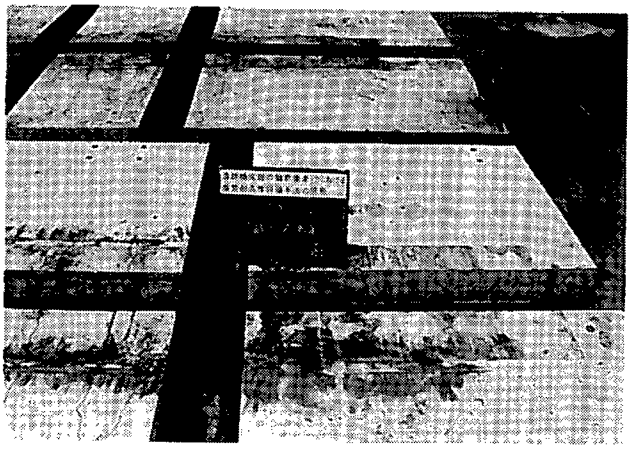
本実験ではFRPグリットの継手方法として重ね継手を採用した。載荷荷重の増加にともなう継手部ひずみ量の急激な増加や破壊に至るような主鉄筋ひずみ量の増加は確認されなかった。しかし，載荷荷重235kN(24tf)で輪荷重直下の継手部断面変化点で局部的に浮きが生じた。この浮きは補強効果に影響を及ぼすものではなかったが荷重の増加とともに拡大した。

④FRPグリットの応力伝達性状

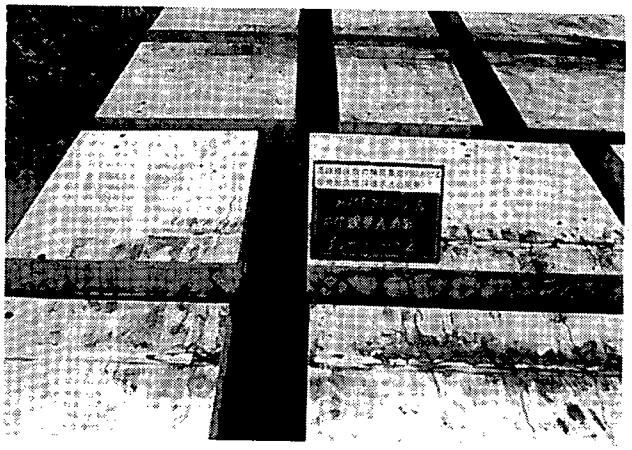
吹き付けポリマーセメントモルタルを基準供試体と補強筋の一体化材料として使用し、輪荷重走行中において有害な浮きや剥がれはなく破壊時荷重まで基準供試体と補強部の一体化を保ち、平面保持が成り立っていた。平面保持は274kN(28tf)まで供試体中央部のみならずひずみの計測を行ったA～E,C1,C2位置も成立し，供試体全面にわたり補強効果が発揮されている。また，X方向断面のFRPグリットの応力分布は曲げモーメント分布と同形状となる供試体中央を凸とする山形分布を示した。この応力分布にひび割れの発生や荷重の増加による変化がないことから，補強部と基準供試体とが一体化して機能していることが確認された。

⑤補強部の一体性

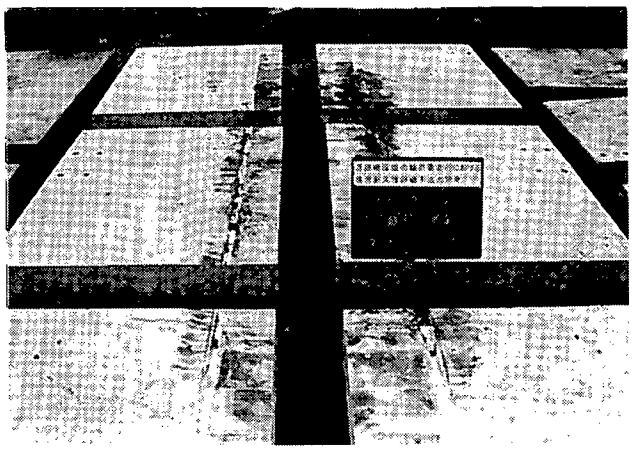
最大荷重294kN(30tf)で基準供試体と補強部の一体性にずれが生じ，終局的に押し抜きせん断により破壊した。剥離領域は押し抜きせん断破壊した供試体端部で生じた。



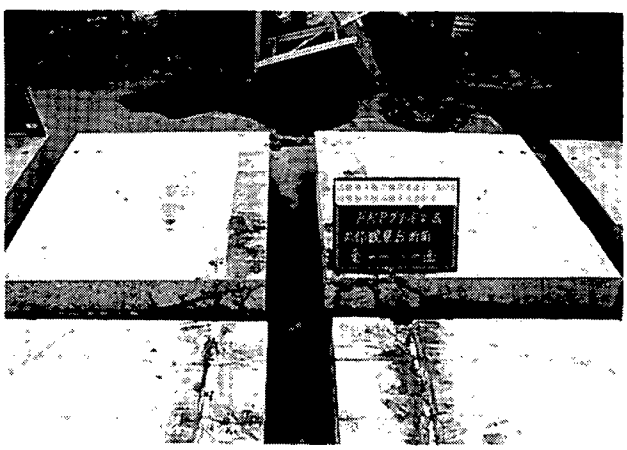
写真－3.2.2.5　載荷後供試体縦断（南－中央）



写真－3.2.2.6　載荷後供試体縦断（中央－北）



写真－3.2.2.7　載荷後供試体横断（東－西　南 50）



写真－3.2.2.8　載荷後供試体横断（東－西　北 110）

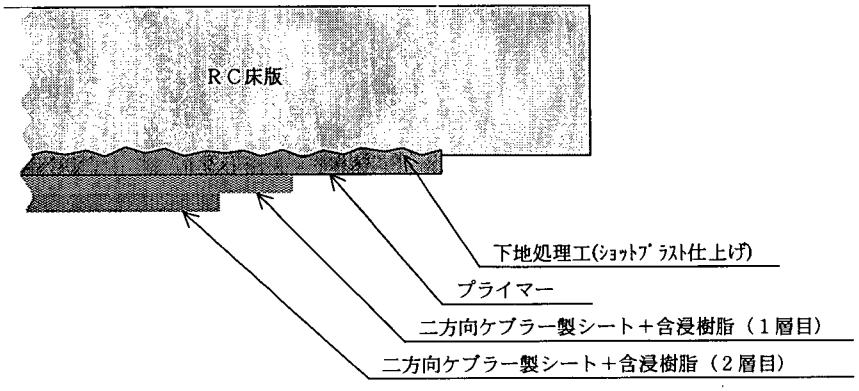
3. 2. 3　二方向ケブラー製シート工法２

（１）概要

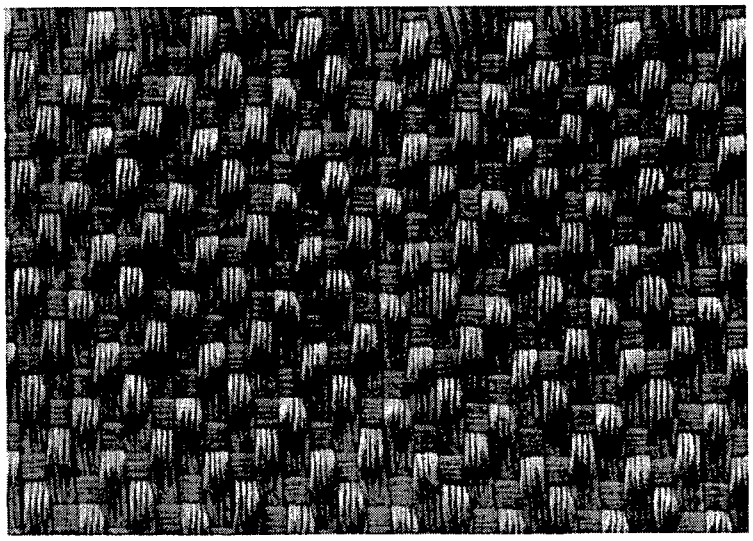
１）工法の概要

本実験における二方向ケブラー製シートによる床版下面補強工法の断面図を**図－3.2.3.1**に、二方向ケブラー製シートの表面形状を**写真－3.2.3.1**に示す。なお、本二方向ケブラー製シート工法２は「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）整理番号 233 号平成 11 年 10 月」における二方向ケブラー製シート工法と以下の点で異なる施工を行ったものである。

・繊維シートの付着性状を改善するため、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「事前含浸工法」により補強を行った。



図－3.2.3.1 補強の標準断面



写真－3.2.3.1　二方向ケブラー製シート

床版下面補強工法に使用する二方向ケブラー製シートの力学特性を表－3.2.3.1 に、含浸樹脂の力学特性を表－3.2.3.2 にそれぞれ示す。

表－3.2.3.1　二方向ケブラー製シートの特性

項目	単位	特性値	備考
公称耐力 縦×横	kN/m (tf/m)	500×500 (50×50)	単位幅１ｍ あたりの値
目付量	g/m^2	435/435 (870)	縦/横 (二方向)
設計厚さ	mm	0.24	一方向あたり
弾性係数	N／mm^2 (kgf/cm^2)	1.2×10^5 (1.2×10^6)	
引張強度	N／mm^2 (kgf/cm^2)	2.1×10^3 (2.1×10^4)	
引張剛性	kN／m (tf/m)	2.88×10^4 (2.88×10^3)	単位幅１ｍ あたりの値

表－3.2.3.2　含浸樹脂の特性

項目	単位	特性値	備考
比重	－	1.0～1.3	
可使時間	分	60 以上	温度上昇法 (300g ｽｹｰﾙ)
樹脂の粘度	mPa･s	7000～30000	23℃ (1rpm)
ﾁｸｿｲﾝﾃﾞｯｸｽ*	－	3.0 以上	23℃ (1/10rpm)
引張強度	N／mm^2 (kgf/cm^2)	50 以上 (500 以上)	
曲げ強度	N／mm^2 (kgf/cm^2)	50 以上 (500 以上)	
引張せん断強度	N／mm^2 (kgf/cm^2)	10 以上 (100 以上)	
接着強度	N／mm^2 (kgf/cm^2)	1.5 以上 (15 以上)	又は下地破壊

＊：回転粘度計を使用し、回転数 10rpm で測定した粘度を
回転数 1rpm で測定した粘度で除した値

2）試験の着目点

① 補強材として用いた二方向ケブラー製シートの補強効果

・補強後の床版内鉄筋に発生するひずみ（応力度）レベルとその分布性状

・補強後の床版の変位レベルとその分布性状

・二方向ケブラー製シートに発生する応力度レベルとその分布性状

・平面保持の成立

・載荷回数と床版中央部変位の関係

（二方向ケブラー製シート工法による疲労寿命改善効果の位置付け：RC39 供試体および RC8 供試体との比較）

② 補強後の二方向ケブラー製シートの性状

・二方向ケブラー製シートの浮きや剥離、波断の有無および剥離範囲の確認

③ 補強後の破壊性状の確認

・押抜きせん断破壊と二方向ケブラー製シート剥離あるいは二方向ケブラー製シート破断の関係

3）補強設計の概要

① 二方向ケブラー製シートの補強層数

本試験においては、「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）整理番号第 220 号平成 11 年 3 月」の炭素繊維シート工法で最も疲労耐久性が向上した炭素繊維量（2×2 層）における引張軸剛性に近くなるように二方向ケブラー製シートを 2 層貼付する。なお、二方向ケブラー製シートの継手長は 100mm とし、1 層目と 2 層目の継手位置は重複しないように貼付した。

② 二方向ケブラー製シートの荷重負担

設計計算は平成 8 年道示に準拠して行うものとし、既設断面の死荷重は既設断面で負担し、補強後の活荷重は既設断面および二方向ケブラー製シートが合成構造となって負担するものとする。また、二方向ケブラー製シートおよび含浸樹脂の重量は考慮しないものとする。なお、鉄筋は許容応力度を満足していなくとも良いものとした。

③ 計算結果の要約を**表－3.2.3.3** に示す。

表－3.2.3.3 設計計算結果

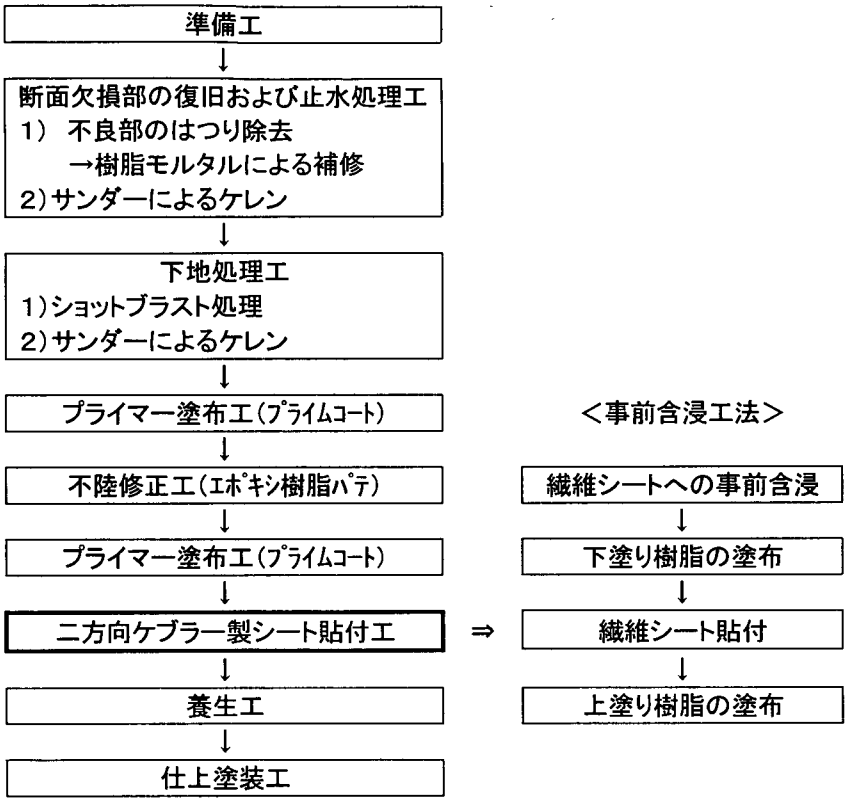
	橋軸直角方向 N/mm² (kgf/cm²)		橋軸方向 N/mm² (kgf/cm²)	
	補強前	補強後	補強前	補強後
コンクリート強度	8.70 (88.7)	7.84 (79.9)	10.91 (111.4)	7.17 (73.2)
許容値	8.00 (80)			
鉄筋応力度	225 (2293)	179 (1825)	472 (4812)	215 (2197)
許容値	140.0 (1400)			
ケブラー製シート応力度		109 (1111)		180 (1831)
許容値*	840.0 (8400)*			

＊　ケブラー製シートの設計引張強度は、日本道路公団による「アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法　設計・施工要領（案）」によると、引張強度の 60％の 1,260 N/mm² （12,600kgf/cm²）である。そこで、許容引張応力度は上記設計引張強度の 2／3 とし、引張強度の 40％とした。

4）施工の概要

①施工手順

二方向ケブラー製シートによる床版下面補強工法の標準的な施工フローを図－3.2.3.2 に示す。



図－3.2.3.2　施工フロー

②施工見学会

二方向ケブラー製シート工法の施工見学会を下記の日程で実施した。

期日：平成 12 年 2 月 15 日(火)

場所：建設省土木研究所

参加者：右表の通り。

見学内容：二方向ケブラー製シート
2 層目の貼付作業

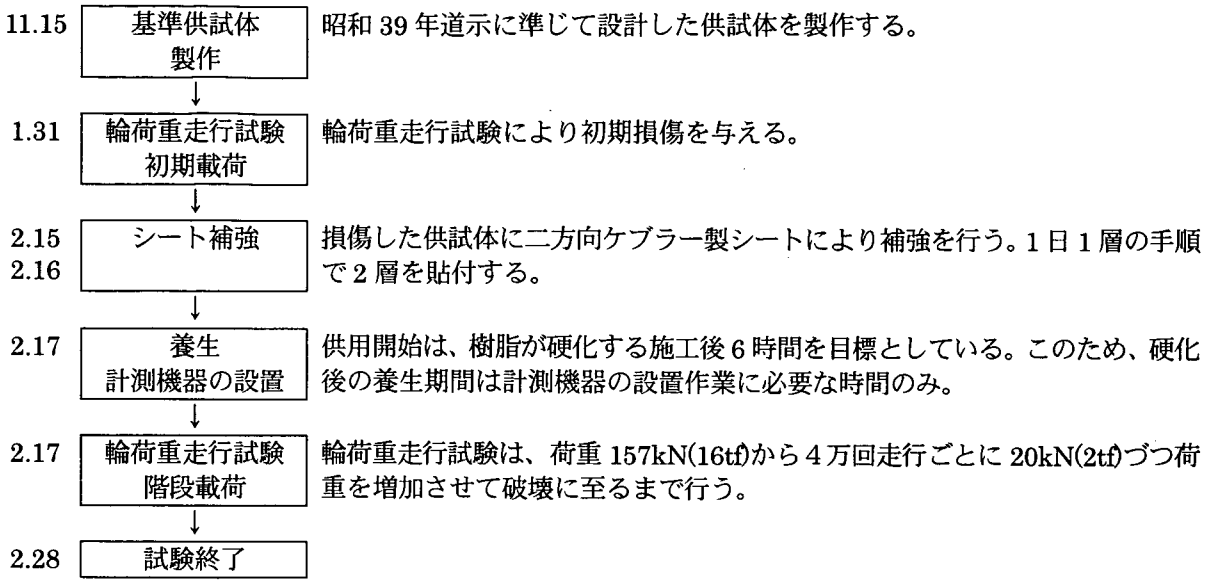
表－3.2.3.4 施工見学会参加者

	所属	氏名
1	建設省土木研究所	川間　重一
2	(財)土木研究センター	三木　正久
3	奈良建設(株)	佐藤　貢一　他３名
4	ショーボンド建設(株)	佐藤　正勝　他２名
5	(株)宮地鉄工所	河西　龍彦
6	瀧上工業(株)	左合　玄一
7	東海コンクリート工業（株）	竹田　憲史　他１名

5）実験概要

① 実験フロー

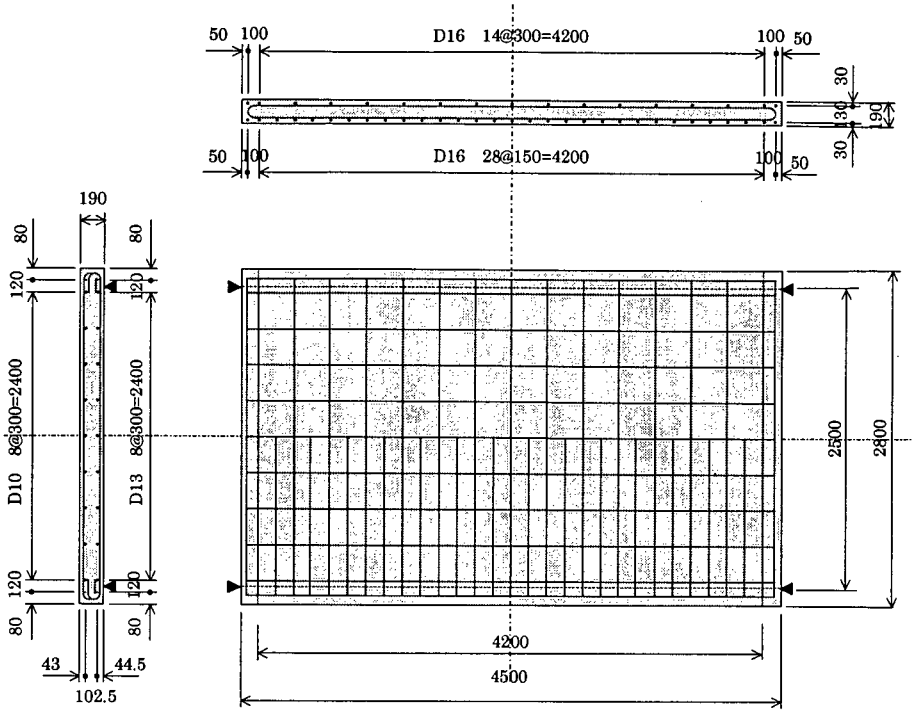
本試験における作業のフローを図－3.2.3.3 に示す。予め基準供試体に与える初期損傷のレベルは、損傷度Ⅱ、基準供試体上面に貫通ひびわれが発生したことで確認するものとした。



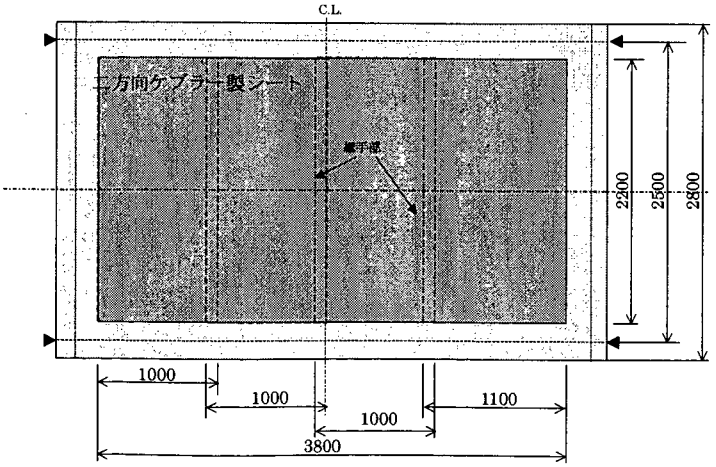
図－3.2.3.3　実験フロー

②供試体

供試体の形状・寸法および配筋を図－3.2.3.4 に示す。二方向ケブラー製シートの貼付位置を図－3.2.3.5 に示す。二方向ケブラー製シートは、幅 1000mm、長さ 2200 mm のシートを継手長 100mm で貼付した。2 層目の貼付方法は 1 層目の左右反転とし、継手位置が 1 層目とラップしないようにした。



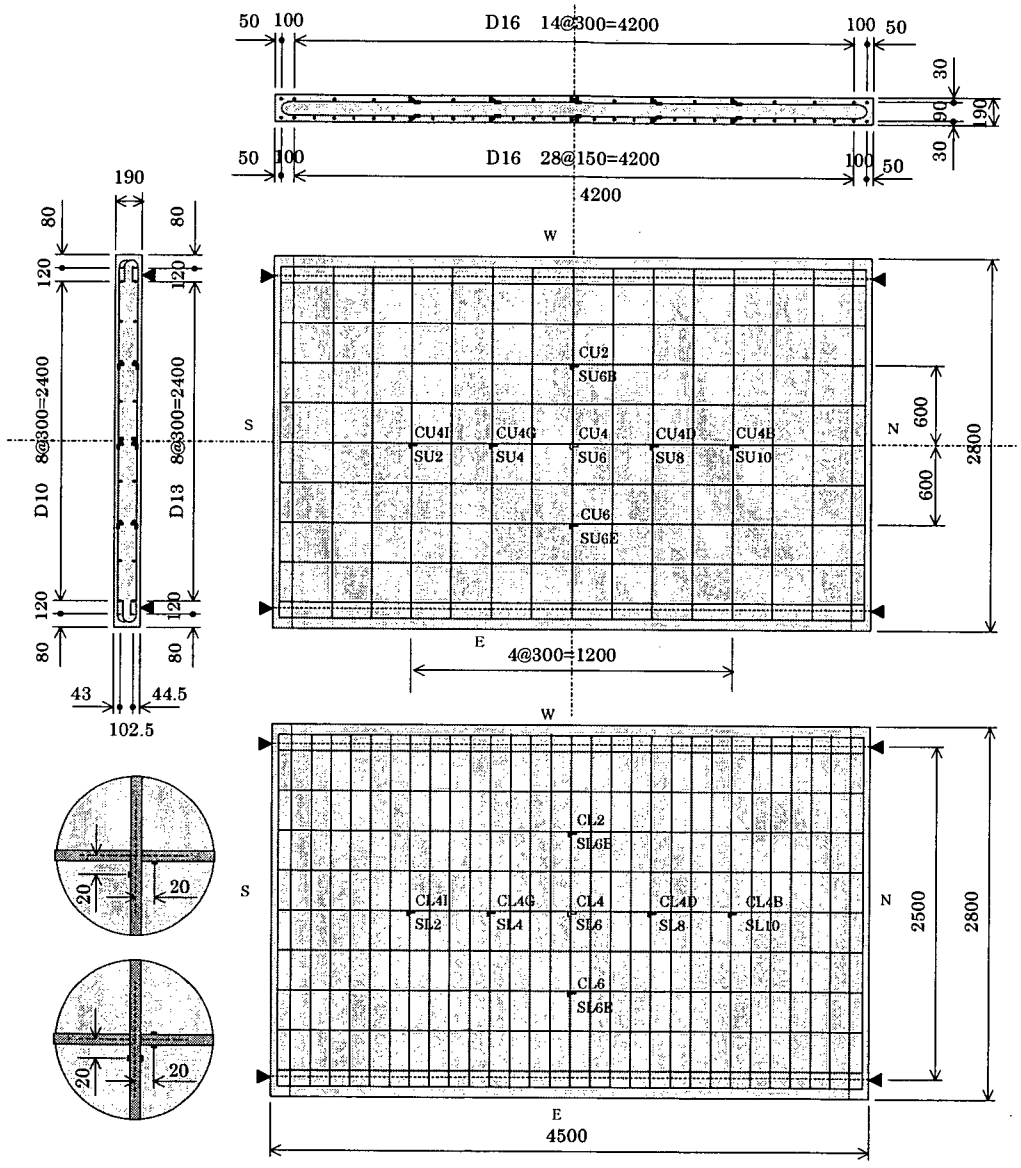
図－3.2.3.4　供試体形状寸法および配筋（単位：mm）



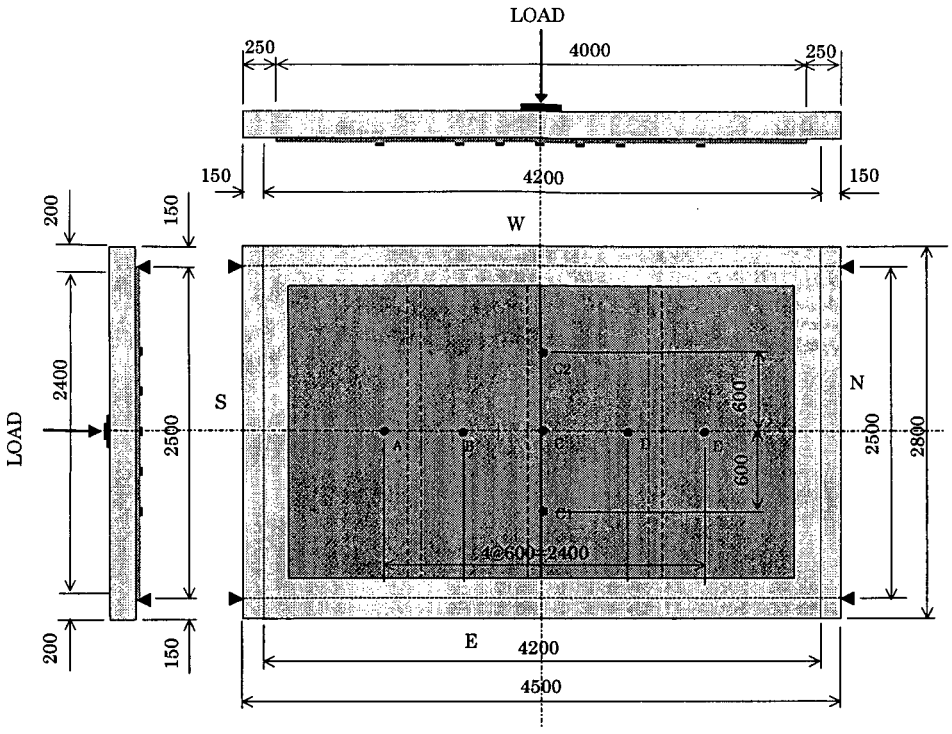
図－3.2.3.5　二方向ケブラー製シート貼付位置（単位：mm）

6）計測方法

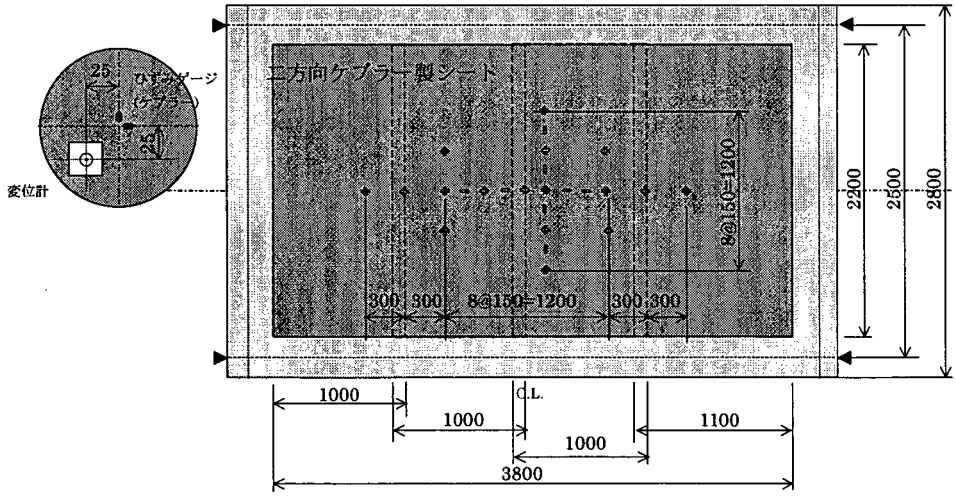
補強筋のひずみゲージ貼付位置を図－3.2.3.6 に、変位計の取付位置を図－3.2.3.7 に、二方向ケブラー製シートのひずみゲージの貼付位置を図－3.2.3.8 にそれぞれ示す。



図－3.2.3.6　補強材ゲージ貼付位置（単位：mm）



図－3.2.3.7　変位計取付位置（単位：mm）



図－3.2.3.8　二方向ケブラー製シートひずみゲージ貼付位置（単位：mm）

7）想定される破壊形態

二方向ケブラー製シートと基準供試体の一体性が良好な段階では、RC39 供試体に比べて、変位量および鉄筋ひずみの減少などの補強効果が期待できる。載荷荷重の増加および走行回数の増加とともに供試体のたわみ量が増加し、最終的に押抜きせん断により破壊に至るものと予想される。この際の、二方向ケブラー製シートの剥離性状や破断の有無が重要な着目点となる。

（2）試験結果

1）材料試験結果

二方向ケブラー製シートの力学的特性を表－3.2.3.5 示す。なお、二方向ケブラー製シートの力学特性は、繊維のみの断面積で評価したものである。試験は JIS K 7073 に準拠して行った。

表－3.2.3.5　二方向ケブラー製シートの力学的特性

		引張強度＊ N／mm² (kgf/cm²)	弾性係数＊ N／mm² (kgf/cm²)
2層成型品	1	2620(26800)	$1.37\times10^5(1.39\times10^6)$
	2	2530(25800)	$1.35\times10^5(1.37\times10^6)$
	3	2520(25700)	$1.52\times10^5(1.55\times10^6)$
	4	2440(24900)	$1.32\times10^5(1.35\times10^6)$
	5	2340(23800)	$1.37\times10^5(1.40\times10^6)$
	平均値	2490(25400)	$1.39\times10^5(1.41\times10^6)$

＊：繊維の実断面積で計算

二方向ケブラー製シートとコンクリートの接着強度を表－3.2.3.6 に示す。破壊形式は、全ての試験体においてコンクリートの母材破壊となり、接着強度も 4.0 N／mm² (40 kgf/cm²) 程度と一般の繊維シート補強工法の基準値 1.5 N／mm² (15 kgf/cm²) を大きく上回った。なお、試験は JIS K 5400 に準拠して行った。

表－3.2.3.6　接着力試験結果

材令	No.	接着強度 N／mm² (kgf/cm²)	破壊状況
走行開始 材令１日	1	3.07 (31.3)	母材破壊 (100%)
	2	4.11 (41.9)	母材破壊 (100%)
	3	3.92 (40.0)	母材破壊 (100%)
	4	3.92 (40.0)	母材破壊 (100%)
	5	4.47 (45.6)	母材破壊 (100%)
	平均	3.90 (39.8)	
走行終了 材令７日	1	4.41 (45.0)	母材破壊 (100%)
	2	4.17 (42.5)	母材破壊 (100%)
	3	4.30 (43.8)	母材破壊 (100%)
	4	3.62 (36.9)	母材破壊 (100%)
	5	3.49 (35.6)	母材破壊 (100%)
	平均	4.00 (40.8)	

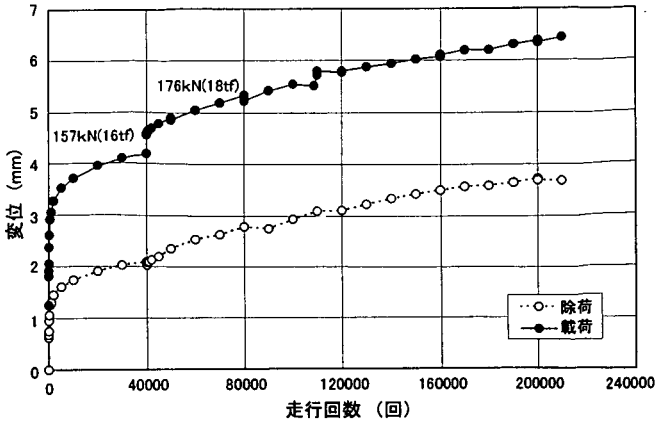
2) 初期損傷

初期載荷における供試体中央部の変位と走行回数の関係を図－3.2.3.9に示す。初期載荷時の変位は、走行回数 1 回から 2000 回にかけて急増している。この載荷初期の変位の急増は、曲げひびわれの発生・進展によるものと推察される。

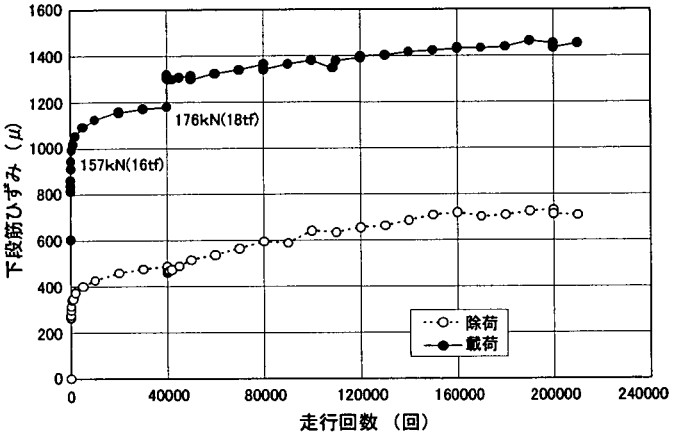
しかしながら変位レベルは小さく、157kN(16tf)の輪荷重走行試験では、目標の変位（8mm）に至るまでの走行回数が極めて多くなることが予測された。そこで、4 万回以降は載荷荷重を 176kN(18tf)として試験時間を短縮することとした。損傷度Ⅱの指標とした供試体上面の明瞭な貫通ひびわれは、載荷荷重 157kN(16tf)で 4 万回、載荷荷重 176kN(18tf)で 17 万回の計 21 万回の走行により発生した。

初期載荷における走行回数と下端主鉄筋ひずみの関係を図－3.2.3.10 に示す。下端主鉄筋ひずみは、変位と同様に走行回数 1 回から 2000 回にかけて急増した。輪荷重の変更時にも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。

供試体下面のひびわれは亀甲状を示し床版下面全域に発生している(図－3.2.3.14 参照)。



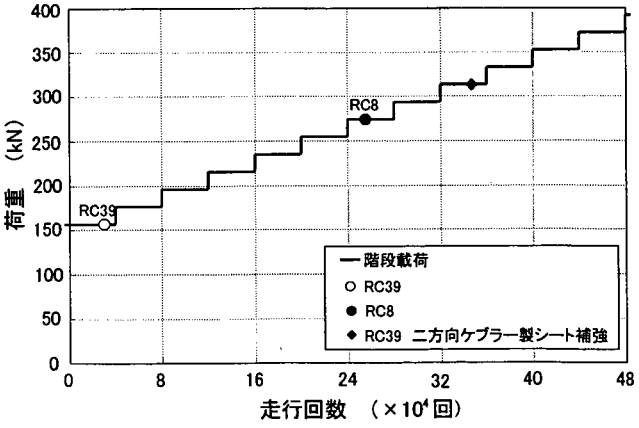
図－3.2.3.9　初期載荷時の変位



図－3.2.3.10　初期載荷時の主鉄筋ひずみ

3）破壊時走行回数

階段載荷における二方向ケブラー製シート補強供試体 2 は、載荷荷重 314kN(32tf),走行回数 346,603 回でたわみ量の急増により試験を終了した。二方向ケブラー製シートで補強した供試体 2 の破壊時走行回数は,基準となる床版の強度などが異なるために単純比較はできないものの,図－3.2.3.11 に示すように破壊時走行回数は, RC8 供試体よりも多かった。



図－3.2.3.11　破壊時荷重と破壊時走行回数の関係

4）床版厚

供試体 2 の床版厚の実測値を表－3.2.3.7 に、計測断面位置を図－3.2.3.12 示す。基準供試体厚さは設計値 190.0mm に対して,平均値 189.6mm,二方向ケブラー製シート補強部はＣ断面の 2 層貼付部平均厚さで 193.9mm, 二方向ケブラー製シートと樹脂による平均増厚量は 4.3mm であった。

表－3.2.3.7　供試体 2 の床版厚実測値

A 断面

A 断面南側　　中央

位置	22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
床版厚(mm)	188	187	188	192	192	192	193	194	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

中央　　A 断面北側

位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
床版厚(mm)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	198	198	199	199	－	197	197	195	195	191	189	189

B 断面

B 断面東側　　B 断面西側

位置	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
床版厚(mm)	192	192	192	191	198	197	197	196	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	197	197	191	191	191	191

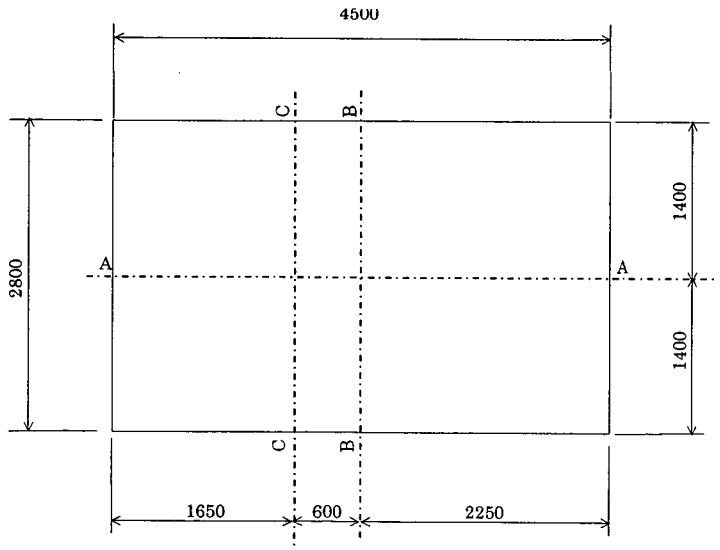
C 断面

C 断面東側　　C 断面西側

位置	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
床版厚(mm)	188	188	188	188	193	193	193	194	195	－	－	－	194	－	195	195	194	－	－	－	－	－	－	194	193	189	189	189	189

※　二方向ケブラー製シートの厚みも含む。

※　－線部はひび割れのため、未測定。



図－3.2.3.12　床版厚計測断面位置（単位：mm）

5）破壊状況

表－3.2.3.8 に試験中の二方向ケブラー製シートの観察状況を示す。載荷荷重 294kN(30tf)において、直径 10cm 程度の円形状のシート剥離が確認され、走行回数の増加とともに剥離箇所は増加した。破壊前後の二方向ケブラー製シートの剥離状態および試験終了後に供試体 2 を切断したときのひび割れを**図-3.2.3.13** に示す。C－C 断面および B－B 断面のひびわれより供試体 2 は押し抜きせん断破壊したことが分かる。また**表－3.2.3.8** より押し抜きせん断破壊の兆候が見られるまでは剥離箇所が散在した状態であり、二方向ケブラー製シートの付着状態は良好であることが認められる。押し抜きせん断破壊後は、ひびわれに沿って剥離が拡大しているものの、シートの破断は認められなかった。

表－3.2.3.8　二方向ケブラー製シートの観察状況

走行回数 回	載荷荷重 kN(tf)	観察状況
300,000	294(30)	円形状の剥離が発生
330,000	314(32)	剥離箇所が増加・散在
346,630	314(32)	押し抜きせん断により破壊。各剥離部が連結

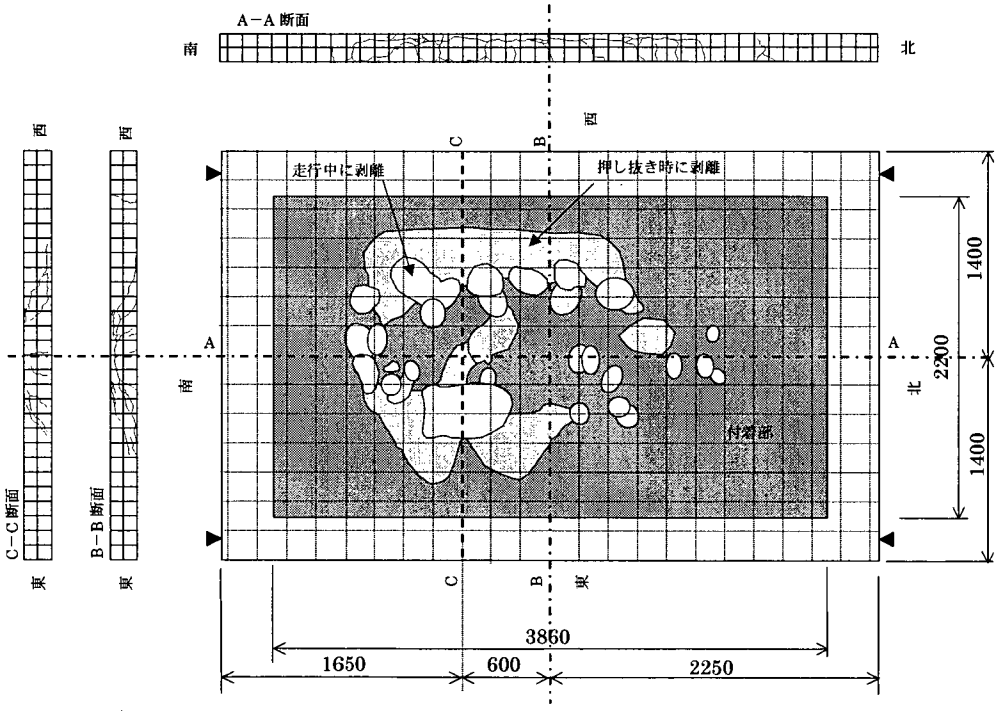
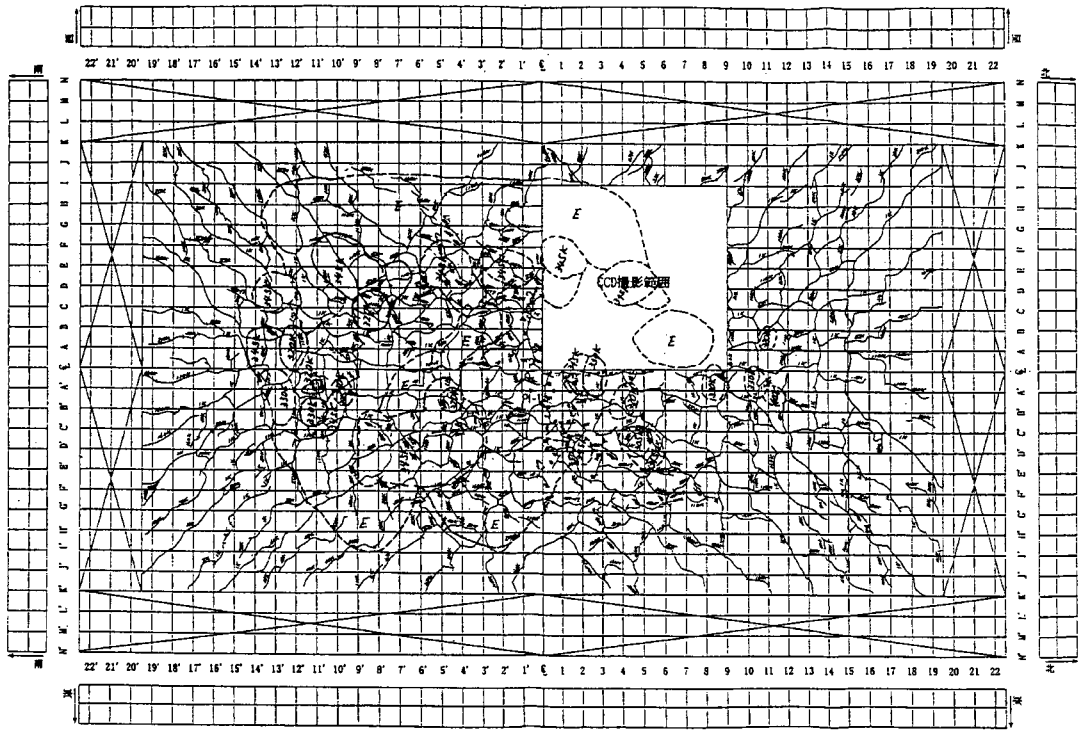
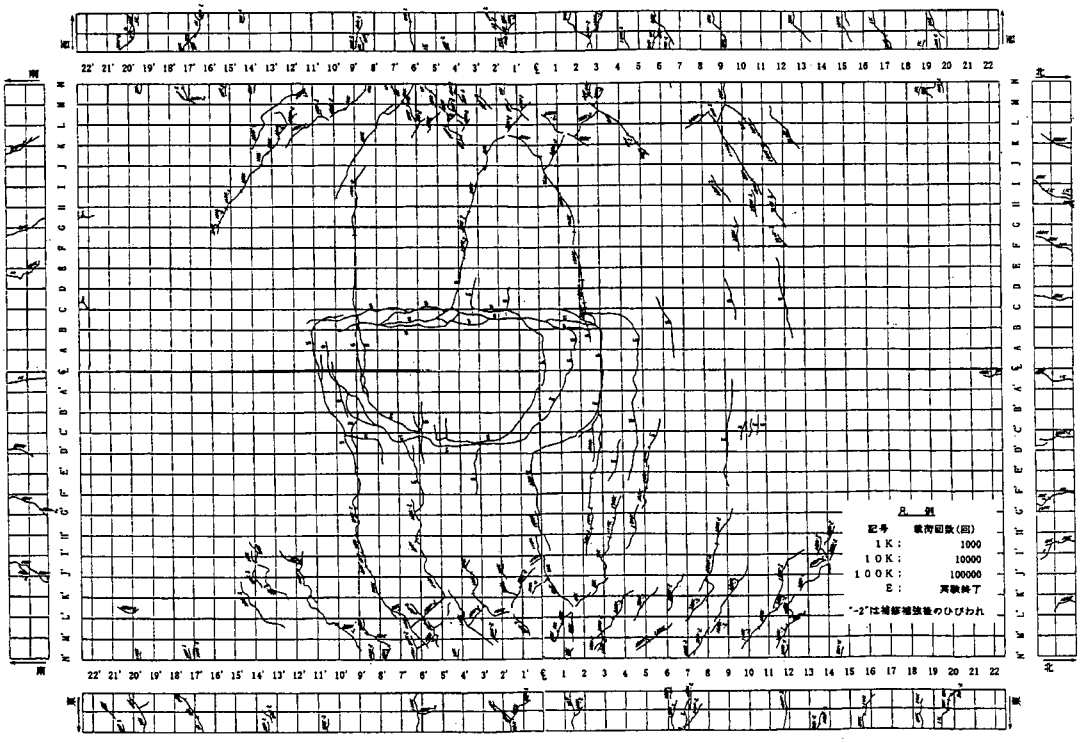


図 - 3.2.3.13　二方向ケブラー製シートの剥離状況（単位：mm）

図－3.2.3.14 に初期載荷終了時の供試体下面のひびわれ状態を、図－3.2.3.15 に押し抜きせん断破壊後の供試体上面のひびわれ状況を示す。



図－3.2.3.14　初期載荷時のひびわれ発生状況（供試体下面）

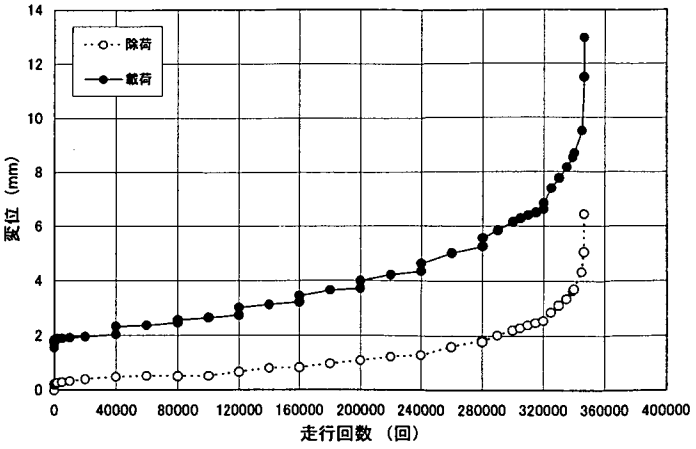


図－3.2.3.15　試験終了時のひびわれ発生状況（供試体上面）

6）供試体変位－走行回数関係

①走行回数と変位の関係

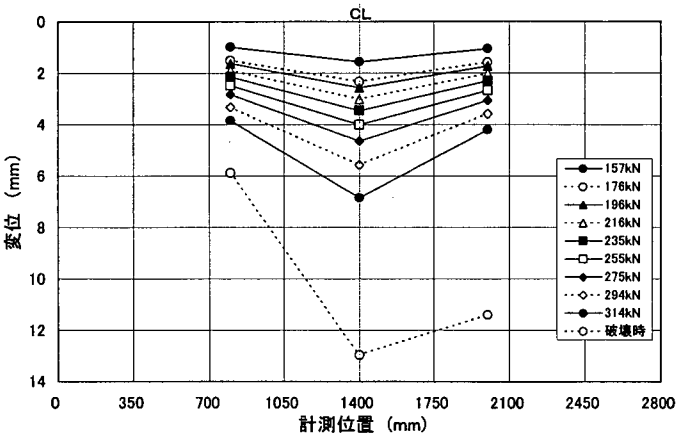
補強後の階段載荷における走行回数と供試体 2 の中央変位の関係を**図－3.2.3.16** に示す。変位と走行回数のなす勾配は走行回数 20 万回程度まではほぼ線形であり,その後走行回数の増加にともない徐々に増大し,走行回数 32 万回から変位が急増して破壊に至った。除荷時の変位も走行回数の増加にともないほぼ直線的に増加し,走行回数 32 万回から急増している。



図－3.2.3.16 変位と走行回数の関係

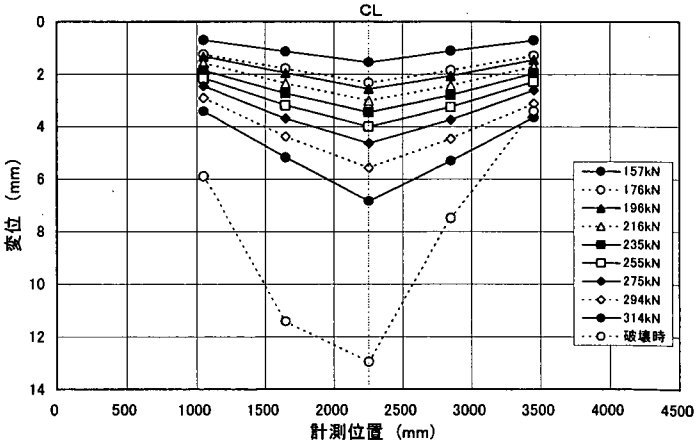
②変位分布

橋軸直角方向の変位分布を**図－3.2.3.17** に示す。なお計測位置は供試体2中央線上東端が0mm,西端が 2800mm である。橋軸直角方向の変位は、破壊直前まで荷重の増加とともに全計測点で増大している。変位の増加傾向は載荷荷重 275kN から徐々に顕著となり,特に載荷荷重 314kN と破壊時では極めて大きな差異が見られる。これは,載荷荷重の増加とともに損傷範囲が橋軸直角方向に広がり,また,破壊が極めて急激に生じたことを示している。



図－3.2.3.17　変位分布（橋軸直角方向）

橋軸方向の変位分布を**図－3.2.3.18** に示す。なお計測位置は供試体 2 中央線上南端が 0mm,北端が 4500mm である。橋軸方向の変位分布は橋軸直角方向と同様、載荷荷重の増加とともに全計測点で増加している。変位の増加傾向は 294kN から徐々に顕著となり,特に 314kN と破壊時では極めて大きな差異が見られる。これらは,損傷範囲が橋軸方向にも広域的に広がり,かつ,破壊が極めて急激に生じたことを示している。



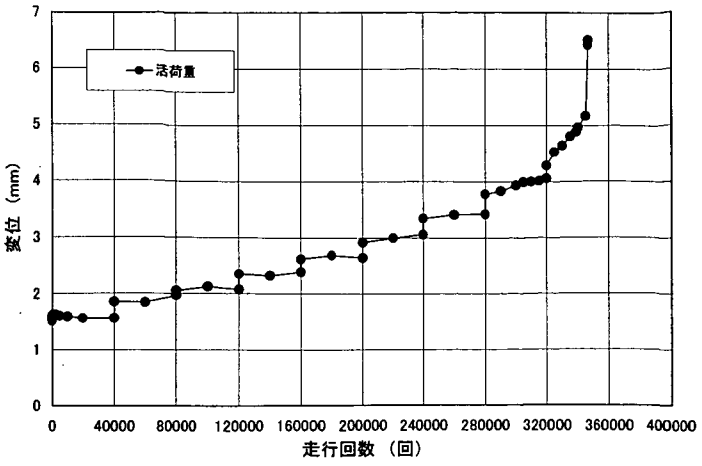
図－3.2.3.18　変位分布（橋軸方向）

③補強効果

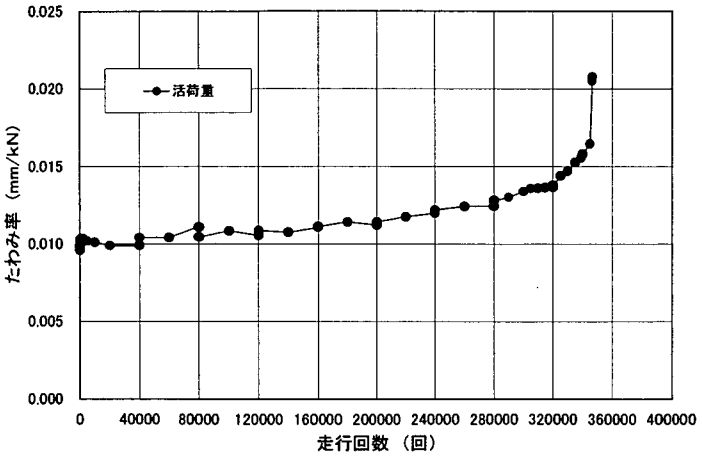
二方向ケブラー製シートの補強効果を,供試体 2 中央の変位に着目して考察する。**図－3.2.3.19** に供試体 2 中央の活荷重変位（載荷時変位－徐荷時変位）を示す。図より載荷初期の活荷重変位は 1.5mm 程度で,走行回数 20 万回程度まではほぼ直線的に増大している。なお,走行回数が20万回での活荷重変位は3mm 程度である。その後, 走行回数が 24 万回,28 万回と増加するにつれて活荷重変位は徐々に増加し,走行回数 32 万回以降変位は急増して約 34.7 万回で破壊に至っている。なお、走行回数 32 万回での活荷重変位は 4mm 程度であり、破壊直前のそれは 5mm 強であった。

図－3.2.3.20 に供試体2中央の活荷重変位をその時の載荷荷重で除したたわみ率を示す。図より載荷初期におけるたわみ率は,0.01mm/kN 程度であり,走行回数 20 万回では 0.012mm/kN 程度である。その後たわみ率は漸増し,32 万回では 0.014mm/kN,破壊直前では 0.016mm/kN となり,載荷初期の 1.6 倍程度を示している。

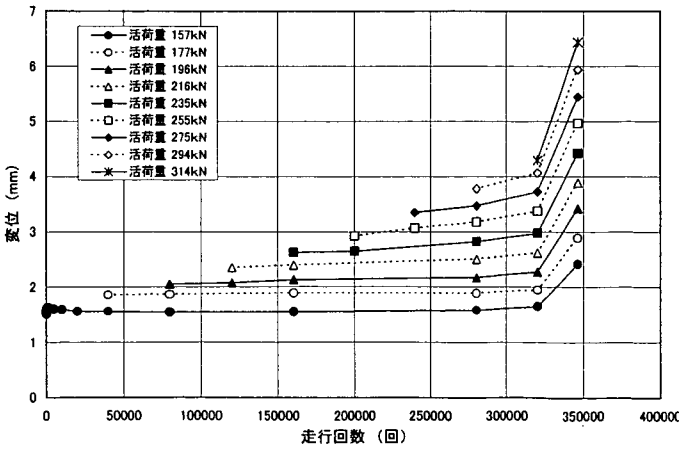
図－3.2.3.21 に各載荷荷重段階の活荷重変位と走行回数の関係を示す。図より,157kN（16tf）での活荷重変位は,載荷初期から走行回数 32 万回まで,ほぼ 1.6mm 程度で一定であったことが分かる。また,載荷荷重が 177kN でもほぼ活荷重変位 2mm 弱で一定であった。しかし,196kN 以降では、載荷荷重が増加するのに対応して活荷重変位も徐々に大きくなる傾向を示している。なお,活荷重変位が急増したのは 32 万回走行レベル以降であり,載荷荷重が大きくなるほど活荷重変位の増加量が大きくなっている。



図－3.2.3.19　活荷重変位－走行回数関係



図－3.2.3.20 活荷重たわみ率



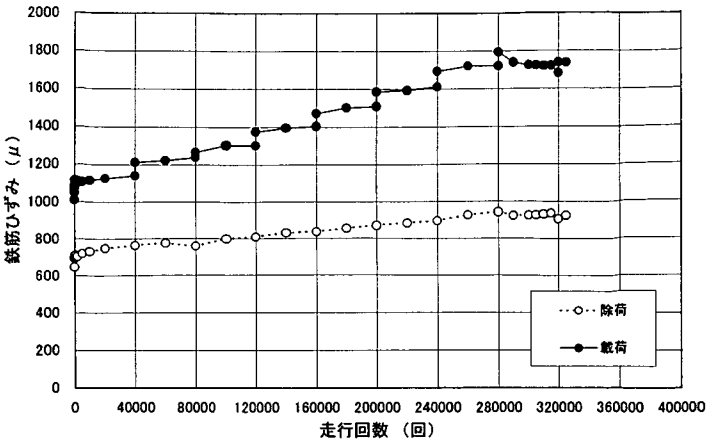
図－3.2.3.21　各載荷段階での活荷重変位と走行回数の関係

7）下端鉄筋ひずみ

①走行回数とひずみの関係

図－3.2.3.22 に補強後の本試験における走行回数と供試体2中央の下端主鉄筋ひずみの関係を示す。図より載荷時,徐荷時の主鉄筋ひずみは,28 万回走行段階までは走行回数の増加とともにほぼ線形に増大する傾向にある。

しかし,28 万回以降のひずみは,載荷時,徐荷時ともに若干低下し,その後ほぼ一定値を示している。なお,供試体2中央の下端主鉄筋の最大ひずみは約 1,800μであり,降伏しているものと推察される。

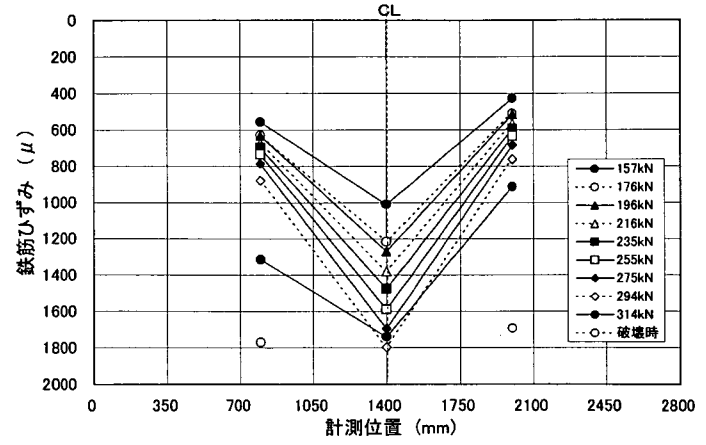


図－3.2.3.22 下端主鉄筋ひずみと走行回数の関係

②ひずみ分布

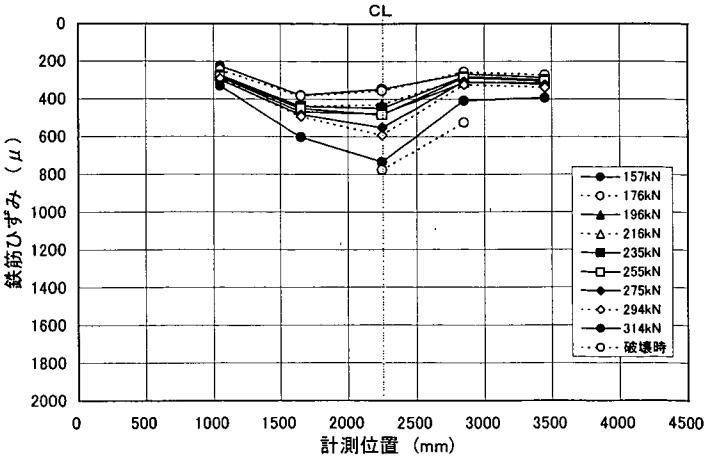
図－3.2.3.23 に下端主鉄筋の橋軸直角方向のひずみ分布を示す。図より主鉄筋ひずみは供試体 2 の中央で大きく,その両側の計測点のひずみは中央のほぼ半分である。各計測点のひずみは,275kN までは載荷重が大きくなるのに対応して増加している。

しかし,載荷荷重が314kNでは,供試体2の中央のひずみが減少したのに対して,両側の計測点のひずみが急増し,破壊時には中央および両側の計測点がいずれも 1,800μ程度を示している。



図－3.2.3.23 主鉄筋のひずみ分布（橋軸直角方向）

図－3.2.3.24 に下端配力鉄筋の橋軸方向のひずみ分布を示す。図より配力鉄筋のひずみは,低荷重段階では全ての計測点でほぼ同等であるが,載荷荷重が大きくなるにつれて供試体 2 の中央の値が大きくなる傾向にある。破壊直前の314kNでのひずみは供試体2の中央が最大で約750μ,最も小さな計測点で400μ程度であり,主鉄筋の計測点の違いによるひずみ差に比べて差異は少ない。



図－3.2.3.24 配力筋のひずみ分布（橋軸方向）

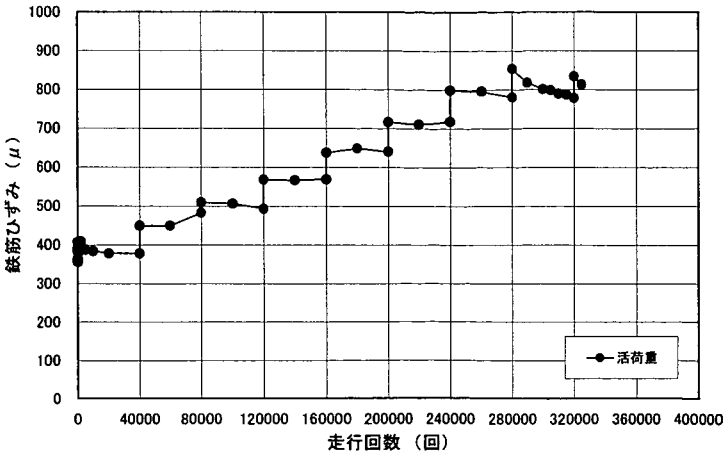
③補強効果

図－3.2.3.25に供試体2中央の下端主鉄筋の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ - 徐荷時ひずみ）を示す。図より活荷重ひずみは走行回数 28 万回までほぼ線形に増大し,その後若干低下した後,再度増大している。載荷初期の活荷重ひずみは約 400μであり,走行回数 28 万回では 860μ程度である。

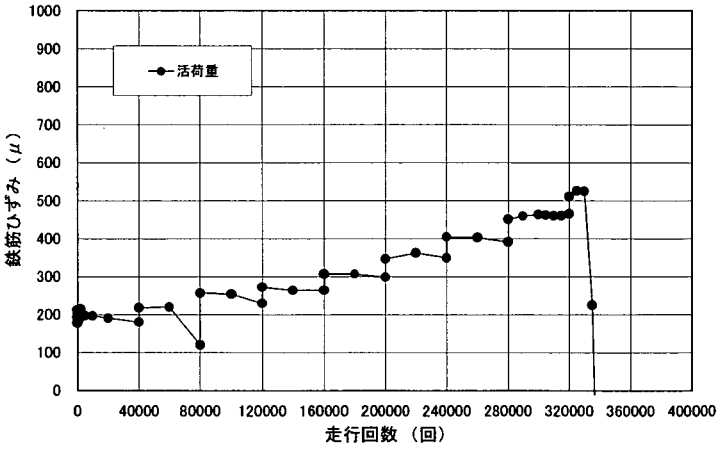
図－3.2.3.26に供試体2中央の下端配力筋の活荷重ひずみを示す。図より載荷初期から走行回数 20 万回までは配力筋の活荷重ひずみは線形に増大し,それ以降の回数ではさらにひずみが増加する傾向にある。なお,載荷初期の活荷重ひずみは 200μ程度,走行回数 20 万回でのひずみは 350μ程度であり,破壊直前でのひずみは 500μ強であった。

図－3.2.3.27 に各載荷荷重段階における供試体 2 中央下端主鉄筋の載荷時および徐荷時のひずみと走行回数の関係を示す。なお,各載荷荷重での走行終了後に一旦徐荷して荷重段階を再度増加させる際に,それ以前の荷重段階での鉄筋ひずみを静的に計測した結果も併せて示している。図より載荷時の主鉄筋のひずみは,荷重段階によらず走行回数 28 万回程度まで、ほぼ走行回数に比例して線形に増加し,逆に走行回数 28 万回以降では減少している。一方,徐荷時のひずみも 28 万回程度までは線形に増加し,それ以降はほぼ一定値を示している。

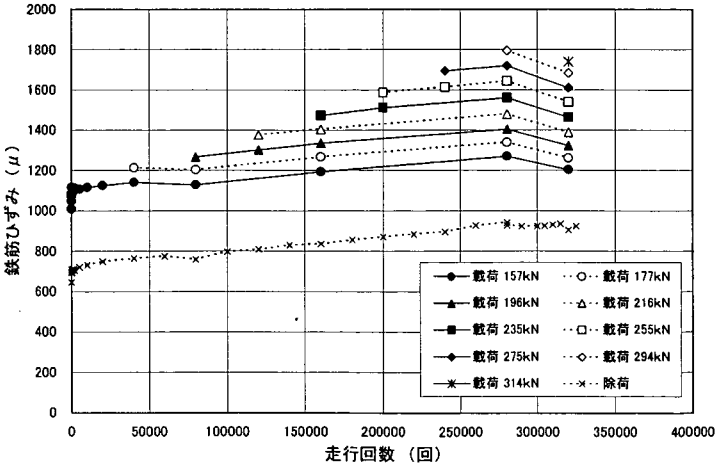
図－3.2.3.28 に各載荷荷重段階における供試体 2 中央下端主鉄筋の活荷重ひずみを示す。載荷荷重が 216kN 程度までは,載荷初期から走行回数が 28 万回まで,活荷重ひずみは幾分減少する傾向にある。一方,載荷荷重が 235kN 以上では,走行回数が増加しても活荷



図－3.2.3.25　主鉄筋の活荷重ひずみ－走行回数関係



図－3.2.3.26　配力筋の活荷重ひずみ－走行回数関係

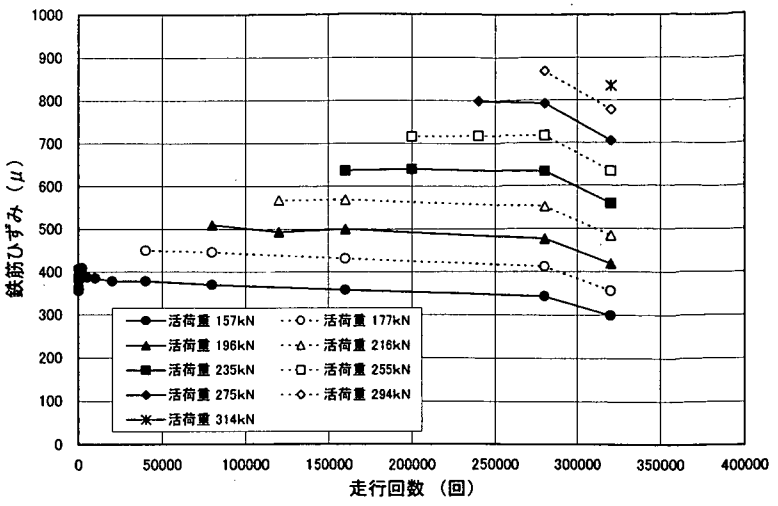


図－3.2.3.27 各載荷段階での主鉄筋ひずみと走行回数の関係

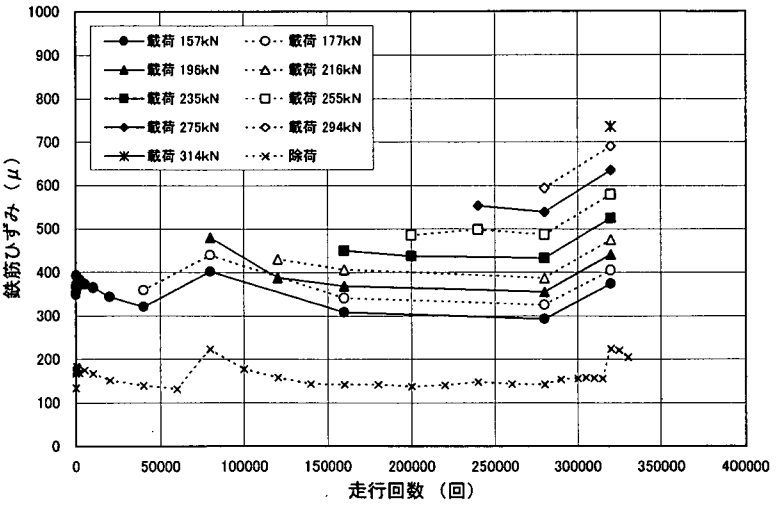
重ひずみはほぼ一定である。なお,走行回数28万回以上では,載荷荷重の大きさによらず活荷重ひずみが大きく低下している。

図－3.2.3.29 に供試体2中央下端配力筋の各載荷荷重段階における載荷時および徐荷時のひずみと走行回数の関係を示す。図より走行回数8万回での測定結果が急激に大きくなっているが,それを除けば走行回数28万回まで配力筋の載荷時のひずみは,走行回数が増加してもほぼ一定か若干低下する程度である。しかし,走行回数28万回から32万回では急激にひずみが増加し,この傾向は載荷荷重の大きさに依存していない。徐荷時のひずみも載荷時と同様な傾向を示しているが破壊直前ではひずみが急増し,その後低下する傾向にある。

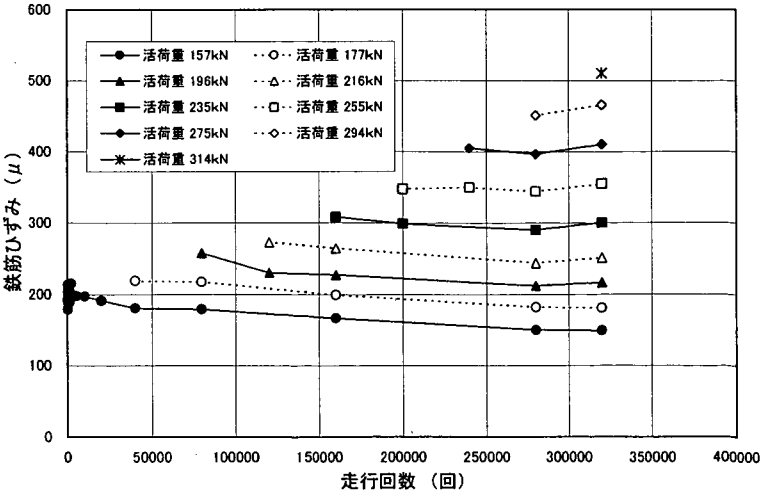
図－3.2.3.30 に各載荷荷重段階における供試体2中央下端配力筋の活荷重ひずみを示す。図より活荷重ひずみは載荷初期に若干増加し,載荷荷重が235kNまでは,走行回数28万回程度までひずみが若干低下する傾向を示している。載荷荷重が255kN程度以上では,走行回数28万回までほぼ同様な活荷重ひずみを示している。なお,走行回数が28万回以上でひずみは若干増加し,その傾向は載荷荷重が大きくなるほど顕著である。



図－3.2.3.28 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



図－3.2.3.29 各荷重段階での配力筋ひずみと走行回数の関係

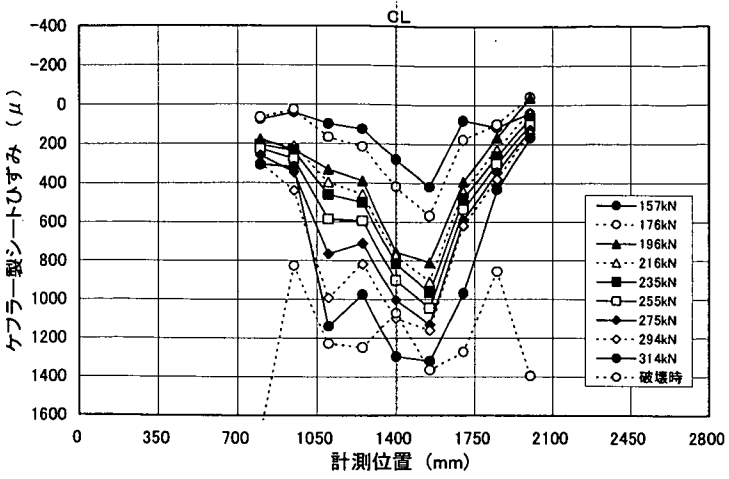


図－3.2.3.30 各荷重段階での配力筋の活荷重ひずみと走行回数の関係

8）二方向ケブラー製シートのひずみ

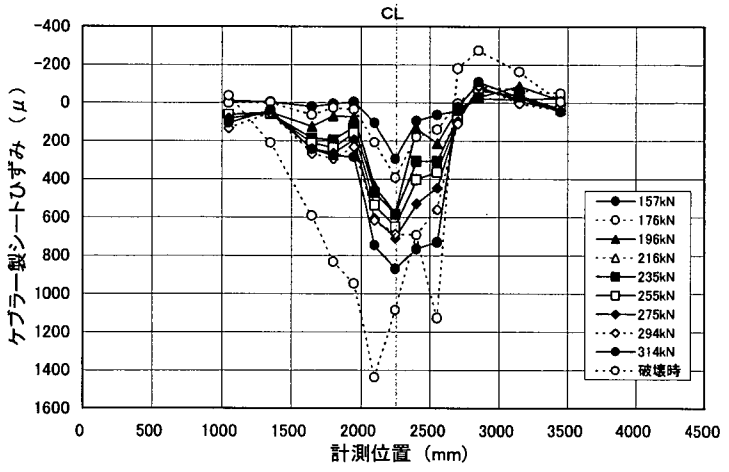
①ひずみ分布

図－3.2.3.31に供試体2中央断面における橋軸直角方向の二方向ケブラー製シートのひずみ分布を示す。なお計測位置は供試体2中央線上東端が0mm,西端が2800mmである。図より二方向ケブラー製シートのひずみは供試体2中央から左右に40cmの範囲で大きく,支点に近づくにつれてひずみは小さくなっている。各計測点のひずみは載荷荷重が大きくなるにつれて増加する傾向にある。なお,破壊時には中央から左右60cm離れた計測点のひずみが急増し,むしろ供試体2中央部よりも大きなひずみレベルとなっている。なお,破壊時の二方向ケブラー製シートのひずみは最大で 1,400μ程度であり，二方向ケブラー製シートの破断ひずみの 7%程度であった。



図－3.2.3.31 橋軸直角方向の二方向ケブラー製シートのひずみ分布

図－3.2.3.32に供試体2中央断面における橋軸方向の二方向ケブラー製シートのひずみ分布を示す。なお計測位置は供試体2中央線上南端が0mm,北端が4500mmである。図より破壊直前まで,橋軸方向の二方向ケブラー製シートひずみは,供試体2中央から左右25cm程度の範囲で極めて大きく,他の計測点でのひずみは 0～300μ程度であった。ほぼ全ての計測点のひずみは,破壊直前まで載荷荷重の増加に伴って増大している。なお,破壊時には供試体2中央から左側の計測点のひずみが全般的に急増し,大きなひずみが発生する範囲がより支点側に移行している。



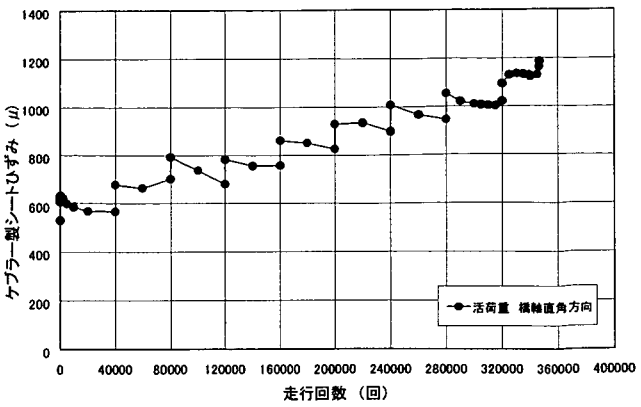
図－3.2.3.32 橋軸方向の二方向ケブラー製シートのひずみ分布

②補強効果

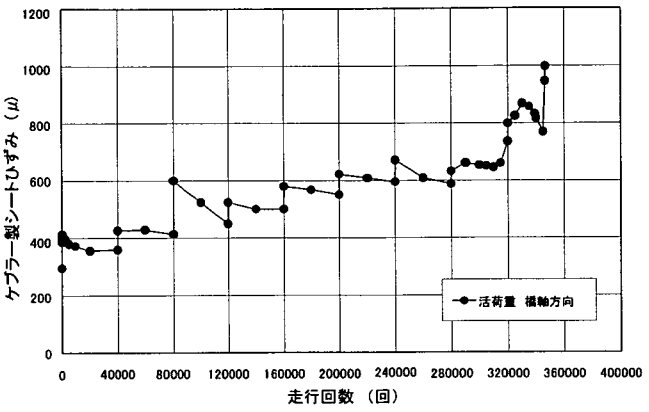
二方向ケブラー製シートの補強効果をひずみ性状に着目して考察する。**図－3.2.3.33** に供試体２中央における二方向ケブラー製シートの橋軸直角方向の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ－徐荷時ひずみ）を示す。図より各載荷荷重に荷重を増加させた直後の二方向ケブラー製シートのひずみは，載荷荷重（走行回数）の増加とともにほぼ線形に増加している。なお，載荷初期の活荷重ひずみは 600μ程度であり，32 万回走行後のそれは 1,100μ程度であった。なお，各荷重段階に荷重を増加させた後の 4 万回の走行で，二方向ケブラー製シートのひずみは若干減少する傾向を示している。

図－3.2.3.34 に供試体２中央におけるシートの橋軸方向の活荷重ひずみを示す。図より 8 万回走行時にひずみは急増したがその後ひずみは減少し，載荷初期から 24 万回走行時までは，各荷重段階に荷重を増加させた直後のひずみは，載荷荷重（走行回数）の増加とともにほぼ線形に増加している。なお，載荷初期の活荷重ひずみは 400μ程度であり，24 万回走行後のひずみは 700μ弱であった。24 万回走行後，ひずみは一旦減少したが 32 万回走行後に再度増大し，破壊時には急激にひずみが増加している。また，各荷重段階に荷重を増加させた後の 4 万回の走行で，橋軸直角方向と同様に橋軸方向のひずみも若干低下する傾向を示している。

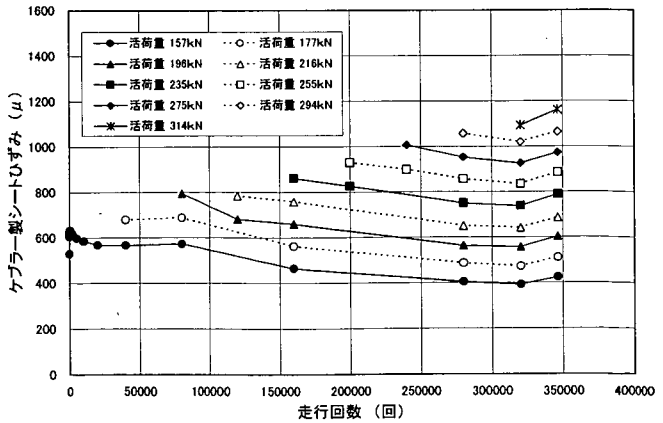
図－3.2.3.35 に各載荷荷重段階での供試体２中央における二方向ケブラー製シートの橋軸直角方向の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ－徐荷時ひずみ）と走行回数の関係を示す。図より活荷重ひずみはいずれの載荷荷重でも，32 万回走行時まで走行回数の増加にともなって低下する傾向を示している。一方，32 万回走行後は若干活荷重ひずみが増加している。なお，各荷重段階で荷重の増加に対応してほぼ一様にひずみは大きくなっている。



図－3.2.3.33 橋軸直角方向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

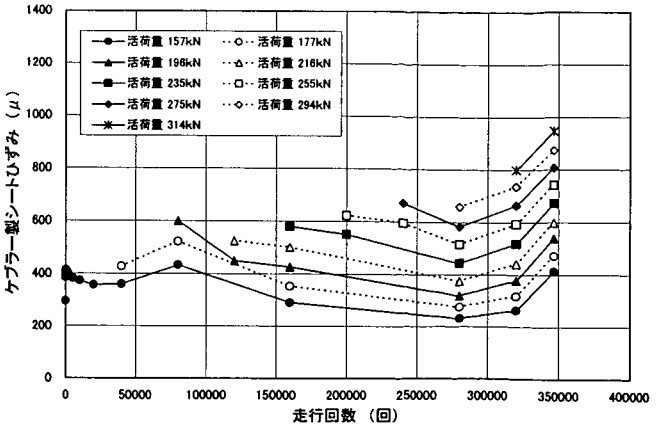


図－3.2.3.34 橋軸方向の二方向ケブラー製シートの活荷重ひずみと走行回数の関係



図－3.2.3.35 各荷重段階での橋軸直角方向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

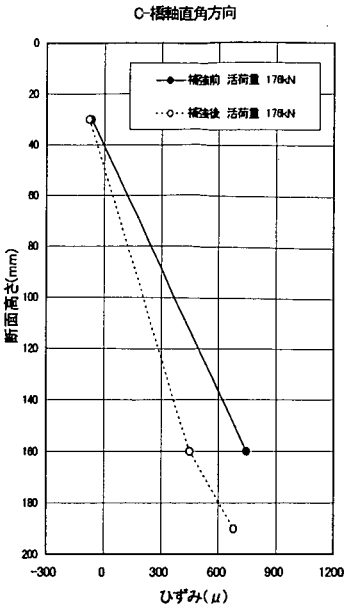
図－3.2.3.36に各載荷荷重段階での供試体2中央における二方向ケブラー製シートの橋軸方向の活荷重ひずみ（載荷時ひずみ－徐荷時ひずみ）と走行回数の関係を示す。図より，載荷初期から走行回数8万回程度までの間に載荷時のひずみが若干増加したため，活荷重ひずみも若干増大していることが分かる。その後，走行回数28万回までひずみは減少傾向を示し，28万回走行後はいずれの荷重レベルでも活荷重ひずみが大きく増加する傾向を示している。特に走行回数32万回～34万回での増加傾向は橋軸直角方向のそれよりも顕著である。なお，ひずみは走行回数に関わらず載荷荷重の増加に伴ってほぼ一様に増加している。



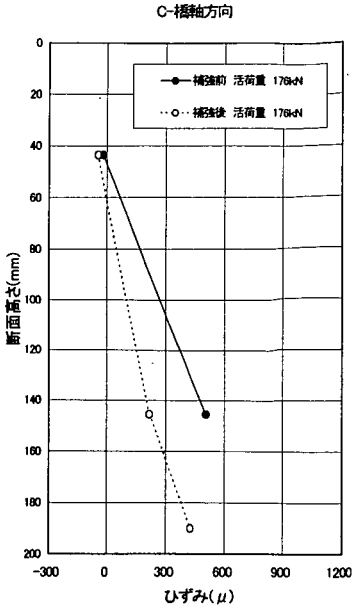
図－3.2.3.36 各荷重段階での橋軸方向の二方向ケブラー製シートの活荷重ひずみと走行回数の関係

9）断面内ひずみ分布

図－3.2.3.37 に供試体 2 中央における橋軸直角方向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。同様に図－3.2.3.38 に供試体 2 中央の橋軸方向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。補強効果を比較するため,補強前後の同一の載荷荷重 176kN(18tf)における値を示した。なお、図中に示した数値は,各荷重の除荷時の測定値を基準として載荷時のひずみを示した活荷重ひずみであり,残留ひずみの影響を除去した値である。

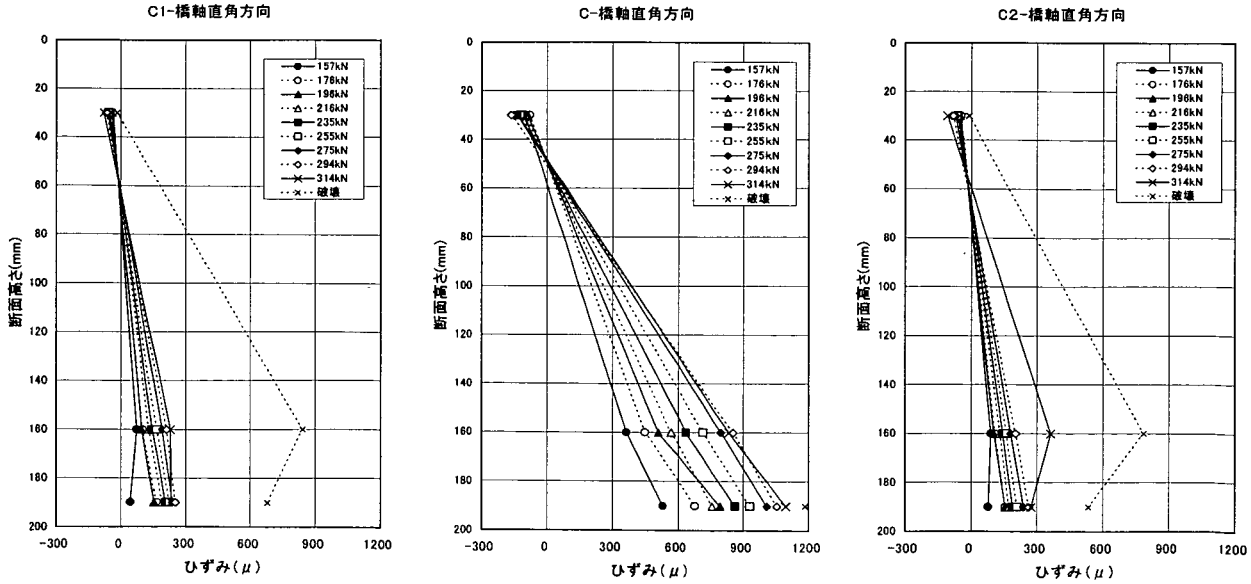


図－3.2.3.37 橋軸直角方向ひずみの断面内分布



図－3.2.3.38 橋軸方向ひずみの断面内分布

図－3.2.3.37 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。一方,二方向ケブラー製シートのひずみは 700μ程度を示し,ほぼ平面保持の仮定が成立していることが分かる。図－3.2.3.38 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程度の減少を示した。また, 二方向ケブラー製シートのひずみは 450μ程度であることが分かる。



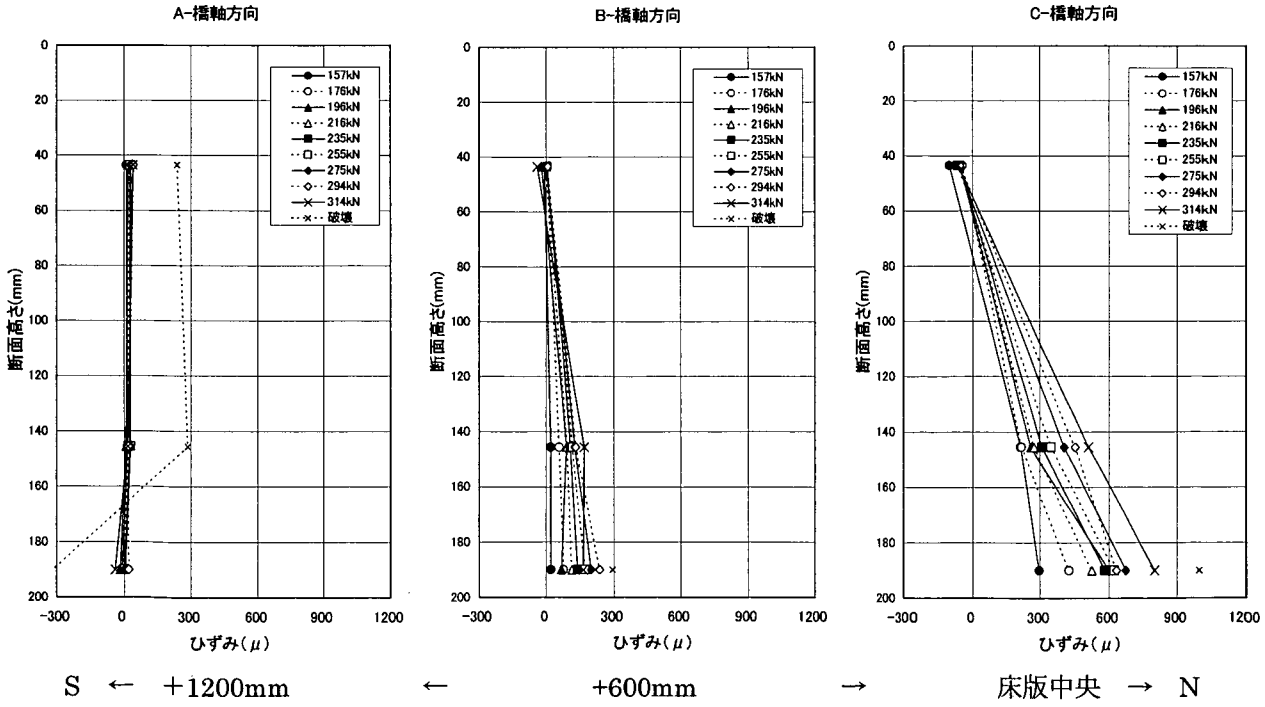
E ← +600mm ← 床版中央 → −600mm → W

図－3.2.3.39 各計測点の断面内ひずみ分布 （橋軸直角方向）

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ひずみの断面内分布を図－3.2.3.39に示す。図中の数値は,各荷重段階の除荷時の測定値を基準とした載荷時の値であり（活荷重ひずみ）,残留ひずみの影響を除去している。

断面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,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が成立しているが,それ以上の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,両方向ともに破壊時に主鉄筋および二方向ケブラー製シートのひずみが急増し,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が供試体2中央でわずかであったのに対して両計測点で大きいのは，破壊が供試体2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。

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図－3.2.3.40に示す。断面中央においては,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二方向ケブラー製シートに大きな応力が作用していることが分かる。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2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2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応力を分担していないことが分かる。



図－3.2.3.40　各計測点の断面内ひずみ分布　（橋軸方向）

10) 試験の着目点に関する考察

①補強材として用いた二方向ケブラー製シートの補強効果

下端主鉄筋に生じたひずみは破壊直前で最大 1,800μ程度であり,ほぼ降伏ひずみとなっている。一方,配力筋のひずみは 800μ程度であり,破壊直前でも弾性域にあった。なお,主鉄筋のひずみは輪荷重走行範囲で大きく,配力筋のひずみは中央部で大きいものの主鉄筋に比較してなだらかな分布を示していた。

供試体 2 の各載荷荷重での活荷重変位は,157kN の場合は走行回数 32 万回までほぼ直線であり,それ以降で急増していることから,走行回数 32 万回以降載荷荷重 314kN において大幅な変位の増加をもたらしたことが分かる。二方向ケブラー製シートに発生した活荷重ひずみは最大でも 1,200μ程度であり,破断ひずみの 7%程度であった。また,上端,下端筋と二方向ケブラー製シートのひずみから,破壊直前まで平面保持がほぼ成立し,二方向ケブラー製シートは基準供試体と一体化して荷重に抵抗していることが確認された。

②補強後の二方向ケブラー製シートの性状

走行試験開始から 30 万回 (294kN) までは二方向ケブラー製シートに一切の剥離が発生せず, 30 万回 (294kN) で円形状の剥離が確認され,載荷荷重および走行回数の増加とともに徐々に剥離箇所が増加・散在した。

③補強後の破壊性状の確認

最終的には走行回数約 34.7 万回 (314kN) で基準供試体の押し抜きせん断により破壊に至った。実験終了後のシートとコンクリートの接着界面を観察した結果, 二方向ケブラー製シートの付着状態は極めて良好であり,本試験における二方向ケブラー製シートは試験終了時まで良好に補強材としての機能を果たしたものと考えられる。なお,二方向ケブラー製シートの破断は一切認められなかった。

3.2.4　ＰＳＲ工法２

（１）概　　要

１）工法の概要

ＰＳＲ工法２は**図-3.2.4.1**に示すように道路橋の鉄筋コンクリート床版（以後ＲＣ床版という）に所定の補強鉄筋を配置し、これをマグネライン（ＰＡＥ系ポリマーセメントモルタル、マグネタイト、以後ＰＰＭＧモルタルという）で既設床版と合成させる工法である。この工法は旧床版にＰＰＭＧモルタルによって補強鉄筋を一体化させて、作用する自動車荷重による断面力を負担させ、床版のたわみ量や鉄筋応力度を低減させるものである。また、床版全厚増加によりせん断力も増加する。下記に特徴を述べる。

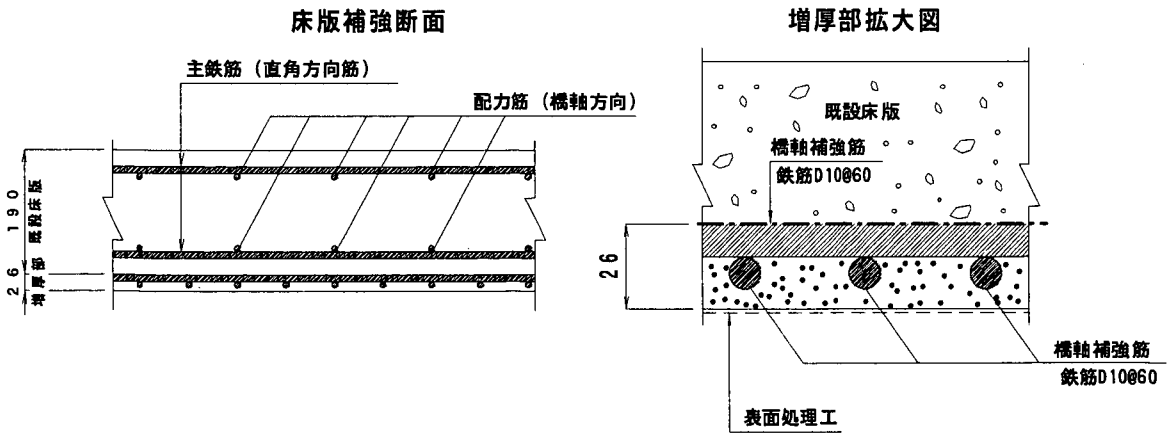
①既設床版と補強材ＰＰＭＧモルタルの接着が優れ、補強鉄筋が旧床版と一体となって機能する。また、補強効果の持続性が高い。

②曲げおよびせん断に対する補強効果が同時に得られる。

③ＰＳＲ工法２による補強によって、既設床版のコンクリートと鉄筋の応力度、たわみ量、ひび割れ幅を低減する。

なお、本ＰＳＲ工法２は「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）整理番号233号平成11年10月」に示すＰＳＲ工法と以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

床版厚が１体目はＰＳＲ積層コテ塗り工法で26mm、２体目はＰＳＲ圧送コテ連続工法で26mmである。鋼材配置は１体目が既設床版下にD10-75×75mmで、２体目は許容応力度の余裕値20 N/mm^{2}を考慮してD10-60×60mmである。継ぎ手は１体目が重ね継ぎ手で２体目は主筋を突き合わせ、重ね鉄筋を添えて両者を溶接接合したものとした。



図－3.2.4.1　ＰＳＲ工法概要　（単位mm）

2）試験の着目点

①ＰＳＲ工法２で補強した床版の破壊性状を確認する。

②本工法の補強効果および、効果の持続性を確認する。

③破壊にいたるまでの母床版と補強材の界面を観察し、補強材の接着性を確認する。

④既設鉄筋および補強鉄筋のひずみ量を観察し、補強鉄筋が耐荷力に寄与していることを確認する。

⑤既往の輪荷重走行疲労試験で得られたデータと比較して、今回の試験の補強効果を確認する。

3）設計概要

①道路橋示方書・同解説に基づいて行う。

②補強設計は許容応力度法によって設計する。

③死荷重モーメントは既設床版で、活荷重モーメントは既設床版と補強材が一体となって負担するものとして応力度照査を行う。

④設計計算結果

表3.2.4-1　設計計算結果

	単位	主筋方向		配力筋方向	
		補強前	補強後	補強前	補強後
ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度	N/mm^2 kgf/cm^2	8.63 (88.0)	6.10 (62.2)	11.33 (111.5)	4.36 (44.5)
許容値	N/mm^2 kgf/cm^2	8.00 (80.0)			
既設鉄筋応力度	N/mm^2 kgf/cm^2	223.0 (2275)	104.4 (1065)	472.1 (4815)	57.4 (769)
許容値	N/mm^2 kgf/cm^2	120.0 (1200)			
補強鉄筋応力度	N/mm^2 kgf/cm^2	— —	108.8 (1109)	— —	111.2 (1134)
許容値	N/mm^2 kgf/cm^2	120.0 (1200)			

⑤補強厚は補強鉄筋の 10mm+10mm およびかぶり 6mm で合計 26mm である。

4）施工の概要

①ケレン工　（第1種ケレン・サンドブラスト）

既設床版下面の遊離石灰・塵埃・油分・レイタンス等除去する。コンクリートの比較的健全な部分まで露出させるために1種ケレンを行う。

②下塗り工　（ＰＰＭＧモルタル・タイプⅠ・吹付け材：0.5～1.0mm）

既設コンクリートとの界面での接着が、最も重要であるため、プライマーとして十分な接着力を持っている必要がある。ＰＳＲ工法では、接着強度が1.5 N/mm^2 以上の材料をプライマーとして使用する。

③補強鉄筋取付け工

基準供試体の平成8年道示に対する不足鉄筋量は、平成8年道示の計算方法により算出した。今回の試験では、SD295A・D10－60×60ctc メッシュ加工品を使用した。鉄筋の継手は重ね継手のあと溶接接合し、重ね継手長は鉄筋径の30倍（L=300mm）とした。

④アンカー設置工

ＰＳＲ供試体2で使用するアンカーは、鉄筋の落下防止および、増厚材が十分な接着強度を発揮するまでの固定用具である。アンカーはコンクリート用ネジ切りアンカーを用い、鉄筋固定金具は**図-3.2.4.2**のように取り付けた。配置は縦300mmﾋﾟｯﾁ、横300mmﾋﾟｯﾁとした。

⑤増厚工

ＰＰＭＧモルタルは、白セメントと硅砂からなるコンパウンドとＰＡＥ系エマルジョンとを練り混ぜて作成するものである。

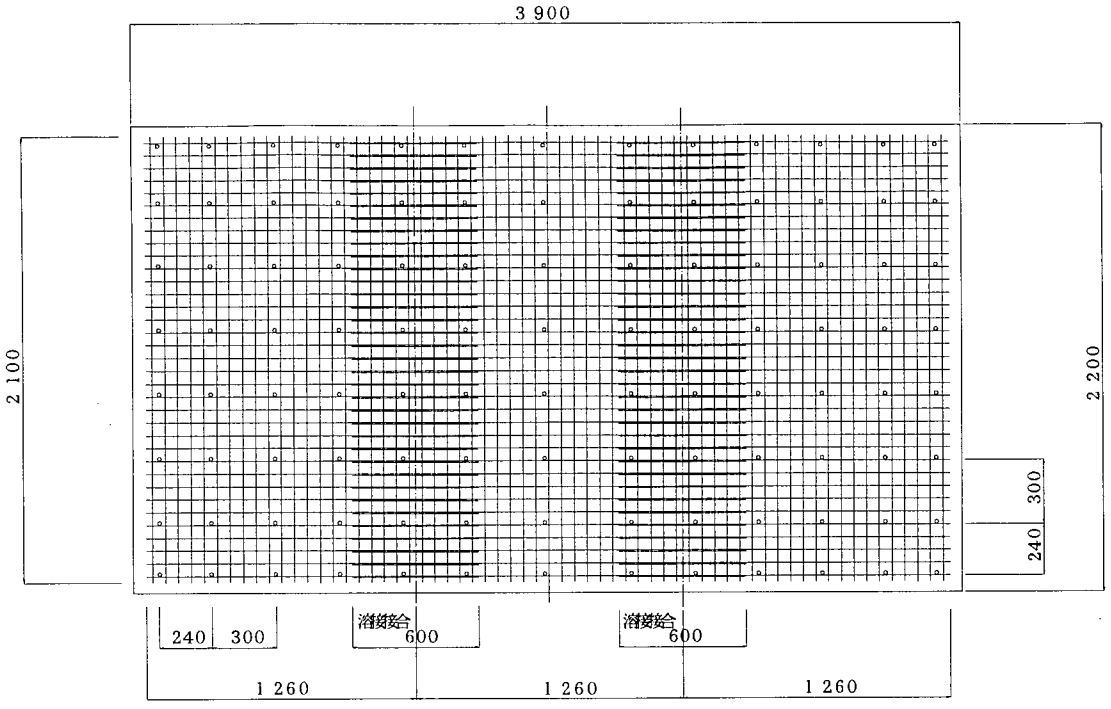
増厚には、ＰＰＭＧモルタル・タイプⅡ25.0mmを3回に分けて圧送コテ塗りで施工した。

⑥仕上吹付け工

最後に、ＰＰＭＧモルタル・タイプⅠ（吹付材）0.5～1.0mmを増厚表面の劣化防止および化粧仕上げの目的で吹き付けた。

⑦立合者

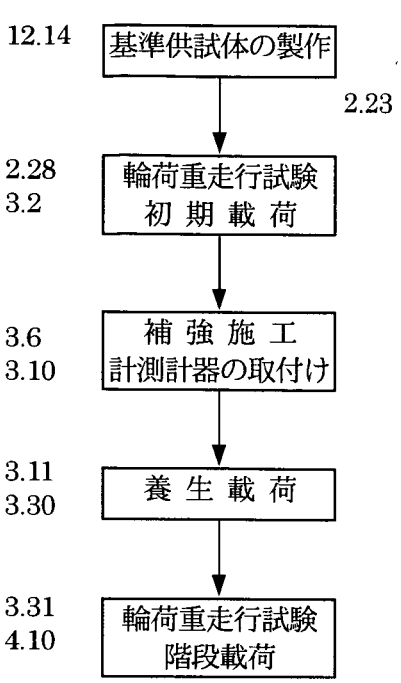
土木研究所	内田　賢一 ・ 川間　重一
（財）土木研究センター	三木　正久
日本カイザー（株）	木村　勝利
奈良建設（株）	川見　匡
ショーボンド建設（株）	松尾　伸二
横河ブリッジ（株）	永田　淳
石川島播磨重工業（株）	鈴木　統



図－3.2.4.2　補強鉄筋配置図及びアンカー位置（単位 mm）

5）実験の概要

下記のフローにしたがって、供試体製作から走行試験までを実施する。



昭和39年道示に準じ、基準供試体を製作する。

基準供試体上面に不陸が8mmある事が判明。
エポキシ樹脂モルタルで修正。

輪荷重走行試験機にて損傷を与える。

補強工の実施

供用下での施工を想定して、３週間の養生期間中載荷荷重68.6kN（7.00tf）、走行回数20万回を載荷。

輪荷重走行試験機を用いて階段載荷を行う。載荷荷重158kN（16.0tf）４万回走行後、４万回ごとに19.6kN（2.00tf）づつ増加させて供試体が破壊に至るまで行う。

6）計測項目

実験における測定項目は以下に示すとおりであるが、主な測定点を**図-3.2.4.4**から**図-3.2.4.7**に示す。変位計の取り付け位置は供試体下面で主筋方向、配力筋方向の中心線上に配置した。鉄筋ひずみ計の位置は変位計の配置と同じとした。

①載荷荷重－走行回数

階段状に増加する載荷荷重の大きさとその時の走行回数、破壊時の載荷荷重と走行回数の関係を調べた。

②供試体の変位量－走行回数

供試体下面の鉛直変位と走行回数関係および供試体中心線上の鉛直変位分布を計測した。

③コンクリート・鉄筋のひずみ量－走行回数

コンクリート、基準供試体の鉄筋、補強鉄筋のひずみと走行回数の関係を計測した。

④ひび割れ

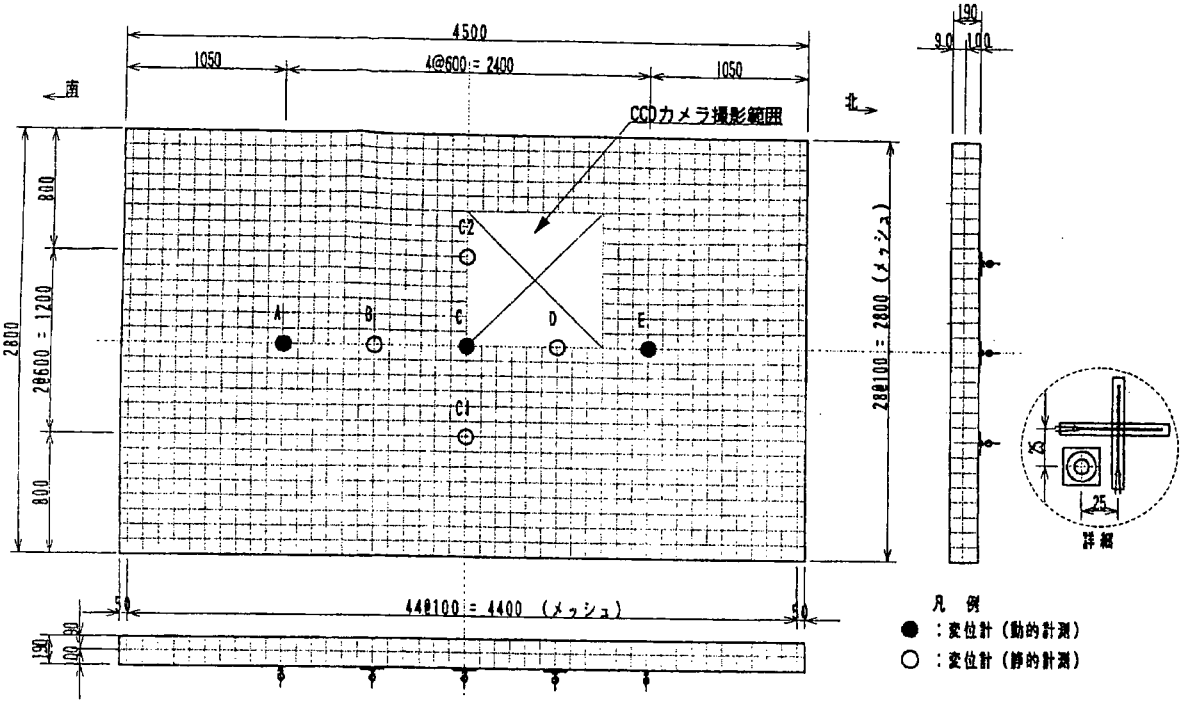
ひび割れ分布を目視で観測し、顕著なひび割れに対してはπゲージと３軸変位計で定量的に計測した。

⑤破壊状況

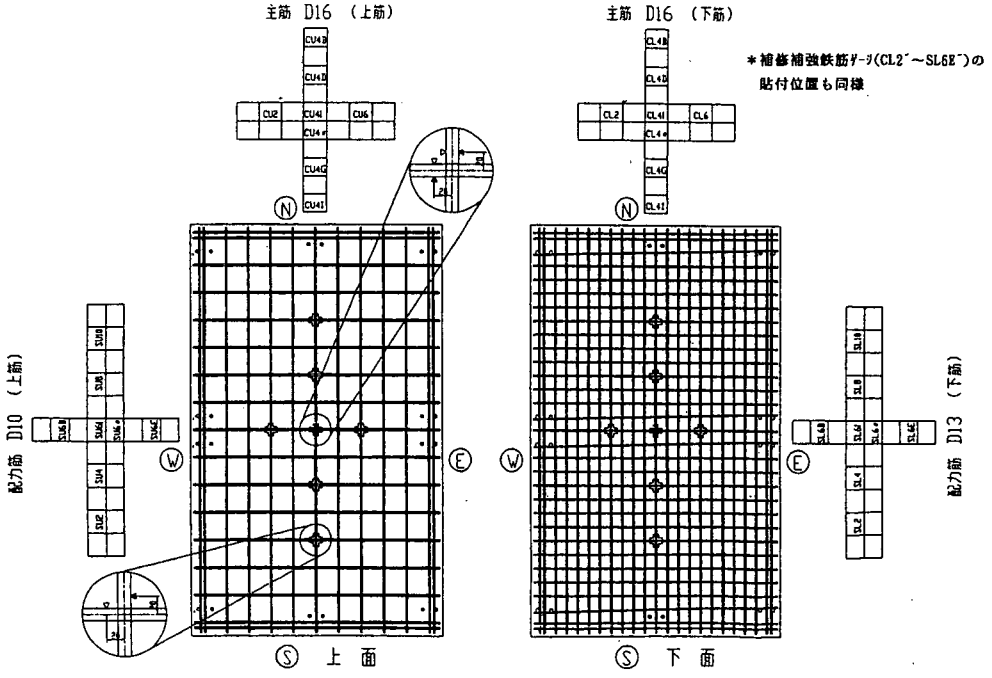
増厚部の剥離等の有無と最終破壊状況を観測した。

7）想定される破壊形態

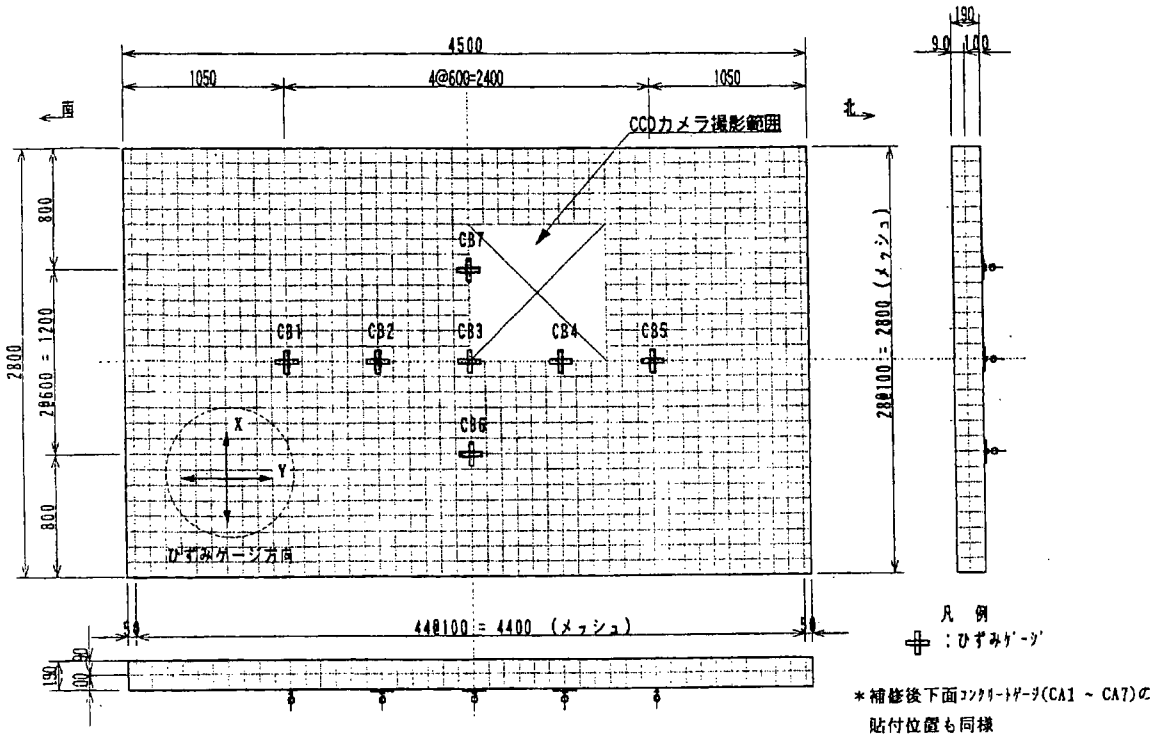
基準供試体と補強材が一体化していれば、ＲＣ床版の一般的な破壊形態である押し抜きせん断破壊が予想される。



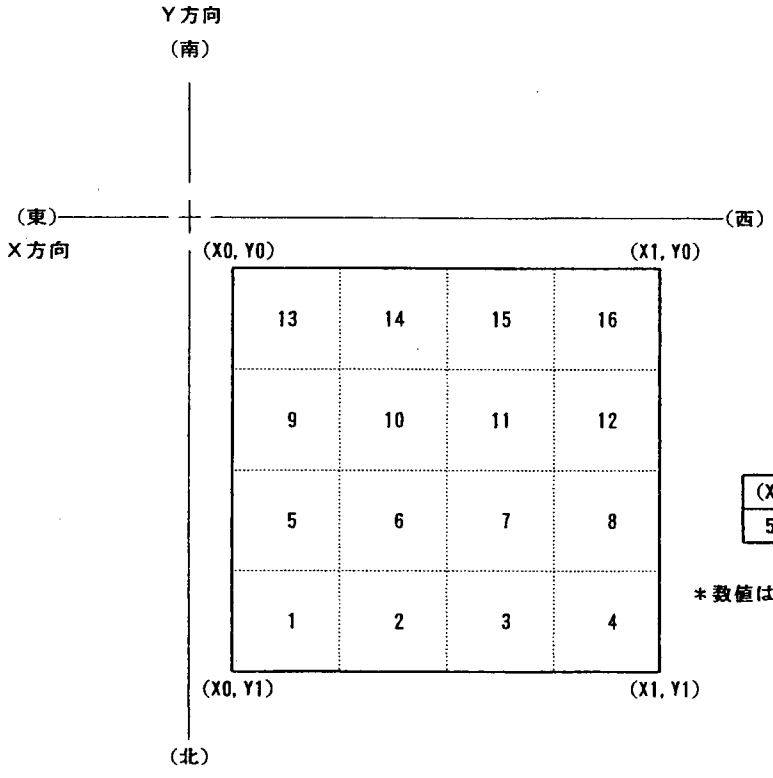
図－3.2.4.3　変位計取付位置　（単位 mm）



図－3.2.4.4　基準供試体ひずみゲージ貼付位置



図－3.2.4.5　コンクリート下面ゲージ取付け位置(単位 mm)



単位：mm

(X0, Y0)	(X1, Y0)	(X0, Y1)	(X1, Y1)
50, 56	850, 56	50, 856	850, 856

＊数値は供試体中央(X, Y)を(0, 0)とした座標値。

図－3.2.4.6　CCDカメラ撮影位置

（2）試験結果

1）材料試験結果

①ＰＰＭＧモルタル

表-3.2.4.2 に示すようにＰＰＭＧモルタルは圧縮強度試験において材齢 22 日で圧縮強度 18.3N/mm² (187kgf/cm²)、静弾性係数 8.63ｋN/mm² (0.88×10⁵kgf/cm²) であった。圧縮強度は設計値 28 日強度 24 N/mm² に対し低めの強度発現で推移した。**表-3.2.4.3** に示すようにモルタル曲げ圧縮強度試験において曲げ強度は材齢 7 日、14 日、22 日、32 日においてそれぞれ 4.84N/mm² (49.4 kgf/cm²)、4.43N/mm² (45.2 kgf/cm²)、5.01N/mm² (51.1 kgf/cm²)、5.49N/mm² (56.0 kgf/cm²) であった。また**表-3.2.4.4** に示すように付着試験はモルタル引張付着強度試験により行い付着強度は材齢 7 日、14 日、22 日、32 日において 2.06N/mm² (21.0 kgf/cm²)、2.47N/mm² (25.2 kgf/cm²)、2.47N/mm² (25.2 kgf/cm²)、1.80 N/mm² (18.4 kgf/cm²) であった。22 日強度値より 32 日強度値が低いが原因は不明である。

②補強鉄筋

表-3.2.4.5 に示すように補強部の鉄筋は、主鉄筋・配力筋とも異形鉄筋Ｄ10 を使用しており、供試体 D10-1,2,3 で降伏強度は 342N/mm²(3487kgf/cm²)、供試体 D10-4,5,6 で降伏強度は 332N/mm(3385kgf/cm²) であった。

供試体 D10-4,5,6 は補強鉄筋を格子状に配置し格点をスポット溶接した場合のものであり、スポット溶接していない供試体 D10-1,2,3 との試験結果を比較した。スポット溶接が鉄筋の引張強さに与える影響は、溶接しない場合の引張強さは 491N/mm² (5007 kgf/cm²)、溶接した場合の引張強さは 482N/mm² (4915 kgf/cm²) であった。

表−3.2.4.2　ＰＰＭＧモルタル圧縮強度試験

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	49.98	1962	36.29	18.5	9.37	0.217
2	49.98	1962	35.71	18.2	7.81	0.190
3	49.95	1960	35.77	18.3	8.70	0.187
平均値	−	−	−	18.3	8.63	0.198

工法名　　:PSR圧送コテ連続工法
試験材齢　:3/9 、材齢 22日
実施時期　:階段載荷試験前

表－3.2.4.3　モルタル曲げ圧縮強度試験

モルタル曲げ圧縮強度試験結果（ＰＳＲ圧送コテ連続工法）

材令	番号	曲げ荷重 (kgf)	曲げ強度 (kg/cm²)	圧縮荷重 (kgf)	圧縮強度 (kg/cm²)
7日	1	178	41.7	1769	111
				1695	106
	2	252	59.0	1546	96.6
				1790	112
	3	203	47.5	1460	91.3
				1722	108
平均			49.4		104
14日	1	210	49.1	1641	103
				1633	102
	2	167	39.1	1688	106
				1638	103
	3	202	47.3	1761	110
				1764	110
平均			45.2		106
22日 本載荷開始日	1	232	54.3	1811	113
				1907	119
	2	223	52.2	1700	106
				1736	109
	3	200	46.8	1755	110
				1794	112
平均			51.1		112
32日 本載荷後7日	1	235	55.0	1955	122
				1845	115
	2	244	57.1	1997	125
				2057	129
	3	239	55.9	1950	122
				1963	123
平均			56.0		123

表－3.2.4.4　モルタル引張付着強度試験

モルタル付着強度試験結果（ＰＳＲ圧送コテ連続工法）

材　令	番　号	荷重（kg）	付着強度 (kg／cm²)	破壊状況
7 日	1	334	20.9	付着面で剥離100%
	2	339	21.2	〃
	3	349	21.8	〃
	4	321	20.1	〃
	5	332	20.8	〃
平　均			21.0	
14 日	1	373	23.3	付着面で剥離100%
	2	376	23.5	〃
	3	420	26.3	〃
	4	403	25.2	〃
	5	441	27.6	〃
平　均			25.2	
22 日 本載荷開始日	1	339	21.2	付着面で剥離100%
	2	413	25.8	〃
	3	404	25.3	〃
	4	426	26.6	〃
	5	432	27.0	〃
平　均			25.2	
32 日 本載荷後7日	1	272	17.0	付着面で剥離100%
	2	319	19.9	〃
	3	288	18.0	〃
	4	294	18.4	〃
	5	301	18.8	〃
平　均			18.4	

表−3.2.4.5　補強鉄筋の引張強度試験結果（ＰＳＲ工法）

供試体名：ＰＳＲ圧送コテ連続工法

鉄筋の種類	降伏荷重	最大荷重	降伏点応力	降伏点ひずみ	引張強さ	静弾性係数	標点距離(mm)		伸び	公称断面積
	(kN)	(kN)	(N/mm^2)	($*10^{-6}$)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)	試験前	試験後	(%)	(mm^2)
D10-1	24.9	35.6	349	1798	499	193.18	80.15	103.00	28.5	
D10-2	23.3	33.8	327	1787	474	188.27	80.20	102.30	27.6	71.33
D10-3	24.9	35.7	349	1842	500	190.34	80.15	102.90	28.4	
平均値	—	—	342	1809	491	190.60	—	—	28.2	
D10-4	23.1	33.6	324	1724	471	185.76	80.00	97.40	21.8	
D10-5	24.8	35.6	348	1794	499	196.37	80.20	98.55	22.9	71.33
D10-6	23.1	33.9	324	1719	475	191.70	80.00	98.05	22.6	
平均値	—	—	332	1746	482	191.28	—	—	22.4	

2）補強部増厚量

補強部増厚量の測定は下面増厚部が剥落したため測定できなかった。**表-3.2.4.6** はＰＳＲ供試体２の基準供試体厚測定結果を示す。設計厚さ 190mm に対し、最大厚：194mm、最小厚：189mm であった。これらの厚さの計測はノギスを用いて行った。

表－3.2.4.6　床版厚実測値（基準供試体のみ）

A 断 面

A断面南側																						中央
位置	22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
床版厚(mm)	－	193	191	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

中央																						A断面北側
位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
床版厚(mm)	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	192	194	－

B 断 面

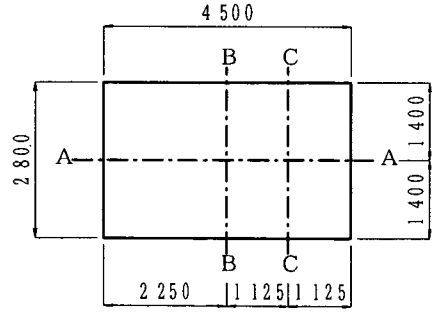
B断面東側																										B断面西側
位置	N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	O	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
床版厚(mm)	192	193	192	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	189	190	190	192

C 断 面

C断面東側																										C断面西側
位置	N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	O	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
床版厚(mm)	191	189	192	191	192	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	189	190	190

※ 下面増厚部の全厚は、剥落したため測定不可能。
※ －線部は、ひび割れのため未測定。

断面位置図

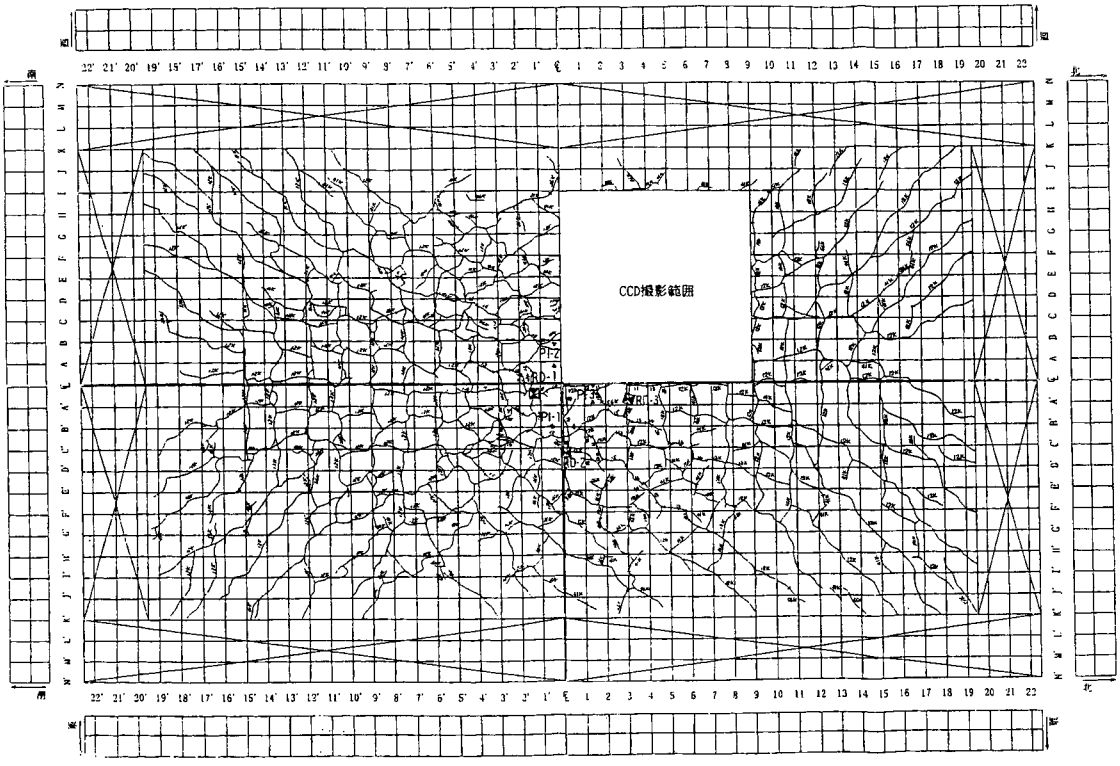


単位(mm)

3）初期損傷

補強前の基準供試体に載荷荷重を繰り返し作用させて中央たわみが 8㎜ に達した時点で初期損傷とする。しかし載荷荷重 157kN(16.0tf)で 4 万回走行させた後にも中央たわみが 8㎜ に達しなかったため、たわみ量を指標とせず、供試体上面に貫通ひびわれが生じた時点で初期載荷を終了することとした。その後，載荷荷重を 20kN 増加し 177kN(18.0tf)で 1 万 6 千回走行したところ、貫通ひび割れを生じたのでこれを初期損傷とした。

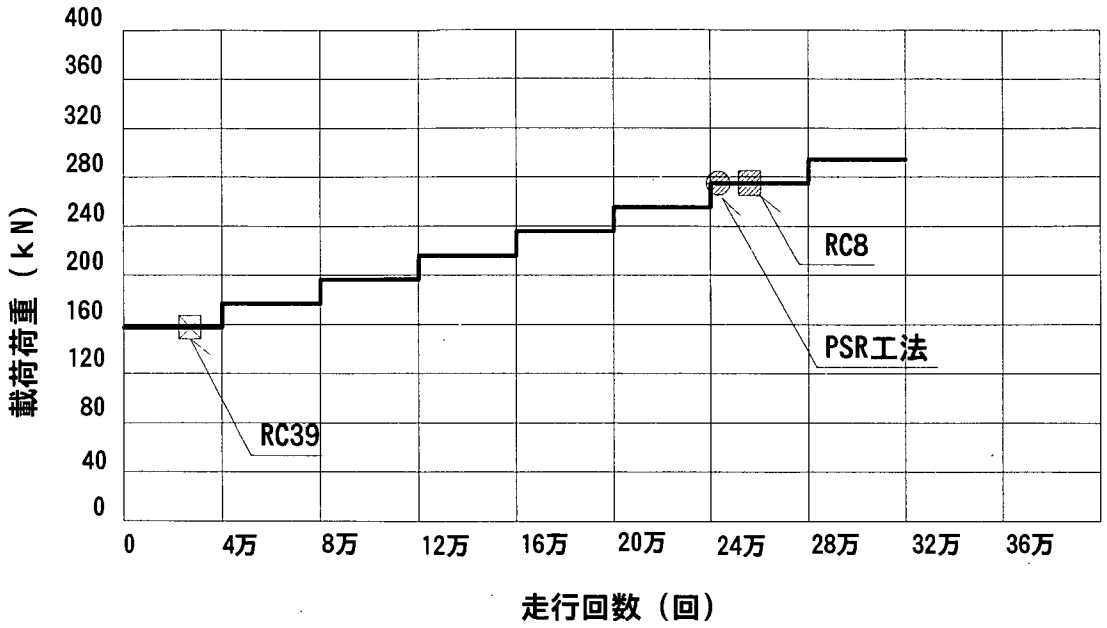
初期載荷におけるひび割れ観察図を**図-3.2.4.7** に示す。図より亀甲状のひび割れが十分に生じていることがわかる。



図－3.2.4.7　ひび割れ観察図　（ＰＳＲ工法・下面補強前）

4） 破壊走行回数

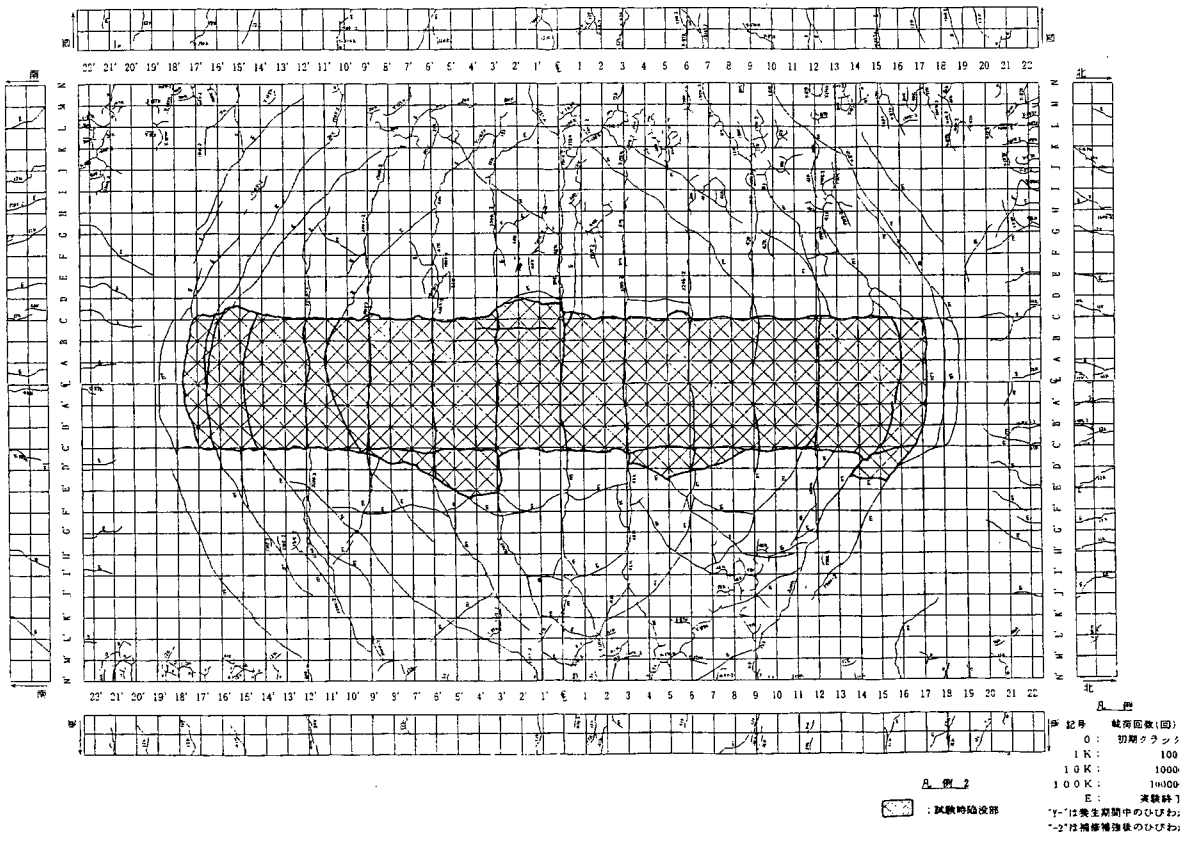
図-3.2.4.8 に階段載荷におけるＰＳＲ工法２および RC39 供試体と RC8 供試体の破壊時走行回数と破壊時荷重の関係を示す。図より、ＰＳＲ工法２は載荷荷重 275kN(28.0tf)、総走行回数 242970 回で破壊に至った。ただし、基準供試体の初期載荷が、載荷荷重 157kN(16.0tf)、走行回数４万回、載荷荷重 177kN(18.0tf)、走行回数１万６千回であったので、RC39 供試体と比較して疲労耐久性が高いため、ＰＳＲ工法２の載荷荷重 275kN(28.0tf)、走行回数 242,970 回と RC８供試体は単純に比較できない。



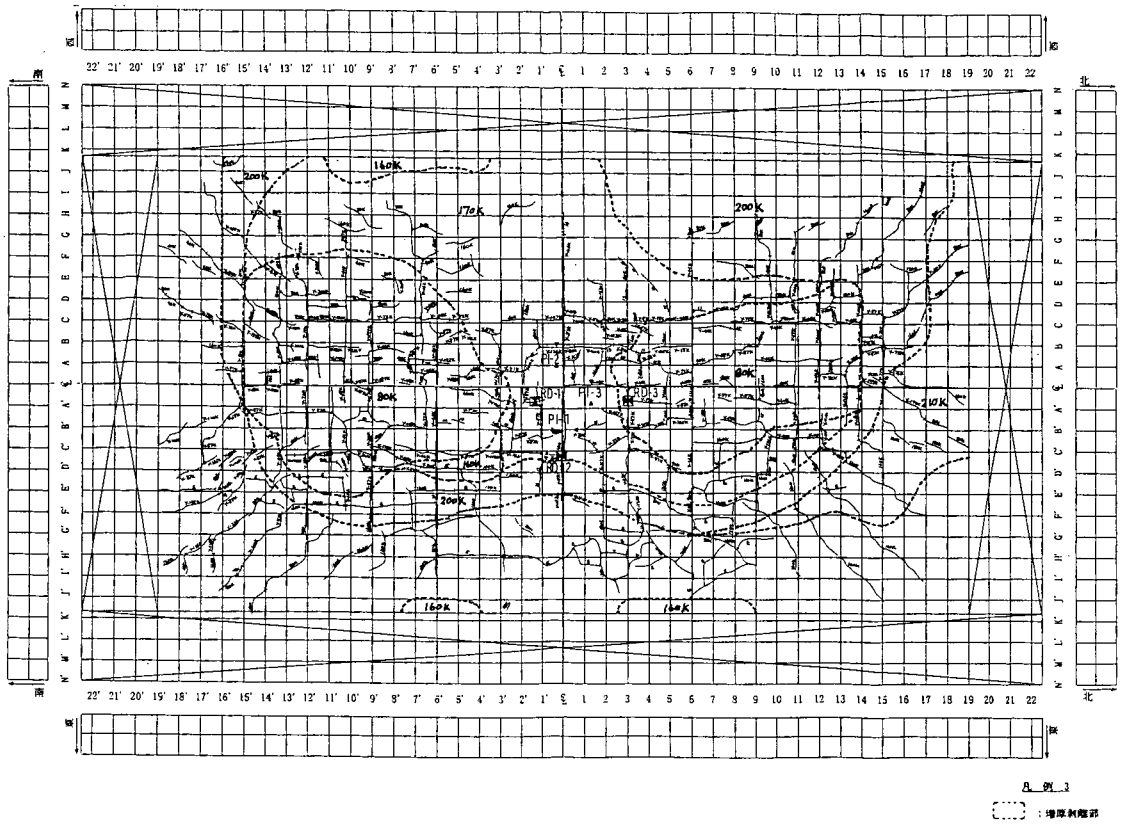
図－3.2.4.8　破壊時走行回数と破壊時荷重の関係

5）破壊形態

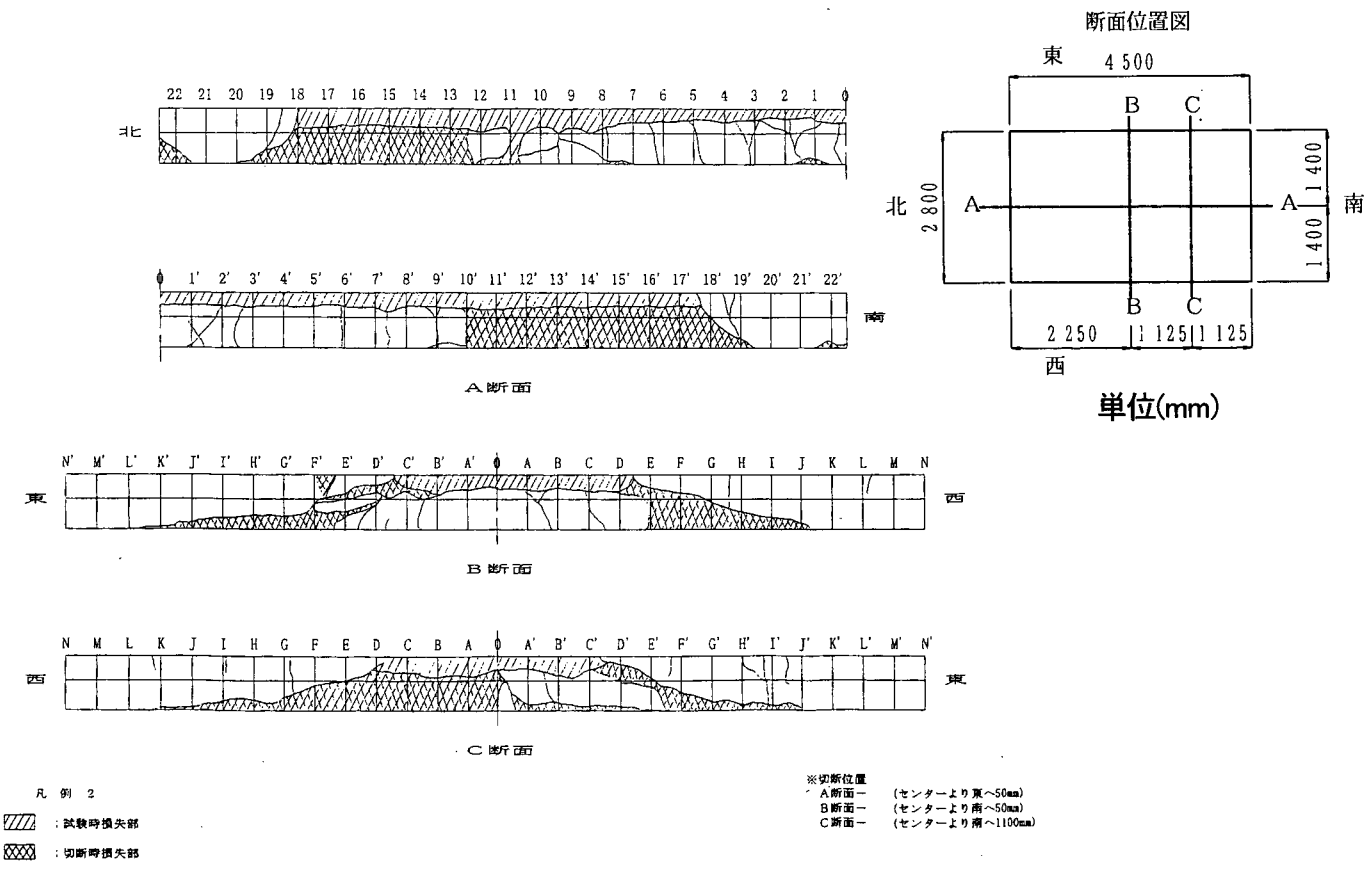
ＰＳＲ供試体破壊時における供試体上面のひび割れ観察図を**図-3.2.4.9** に、同様に下面を**図-3.2.4.10** に、そして、供試体切断時の断面図を**図-3.2.4.11** に示す。破壊は、鉄筋の破断なしで起こっており、押し抜きせん断破壊であることを示している。**図-3.2.4.9** より、上面には間隔 30cm で直角方向にひび割れが発生し、このひび割れは下面にもほぼ同じ位置で発生している。供試体縁辺の支承線付近には約 45° の角度でひび割れが生じている。**図-3.2.4.10** より、下面のひび割れは、輪荷重走行方向に直角および平行に発生し、格子状のひびわれを呈している。上面と同様に縁辺付近には支承線に約 45° でひび割れが生じている。破壊後の供試体切断時断面のひび割れ状況を**図-3.2.4.11** に示す。図中のＢ断面、Ｃ断面に示すハッチの部分は切断時に損失したものである。



図－3.2.4.9　ひび割れ観察図　（ＰＳＲ工法・上面）



図－3.2.4.10 ひび割れ観察図 （ＰＳＲ工法・下面）



図－3.2.4.11 ひび割れ観察図 （ＰＳＲ工法・内部）

6）変位－走行回数関係

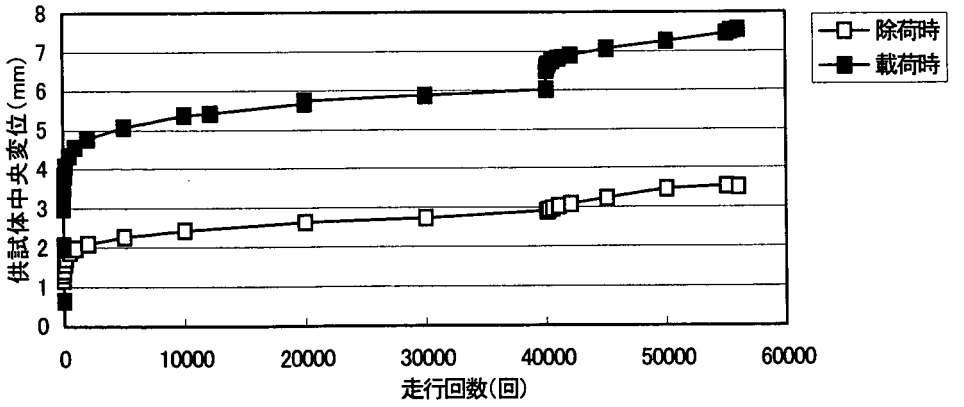
図-3.2.4.12 に初期載荷における供試体中央変位と走行回数の関係を示す。図に示すように、載荷荷重158kN(16.0tf)を4万回走行後、さらに載荷荷重177kN(18.0tf)で1万6千回走行時点で貫通ひび割れが生じた。この時の残留変位は3.51mmであった。

図-3.2.4.13 に養生載荷における供試体中央変位と走行回数の関係を示す。図に示すように、補強部のモルタル硬化にしたがって、載荷時の中央変位量が0.6mmから0.3mmに変化した。

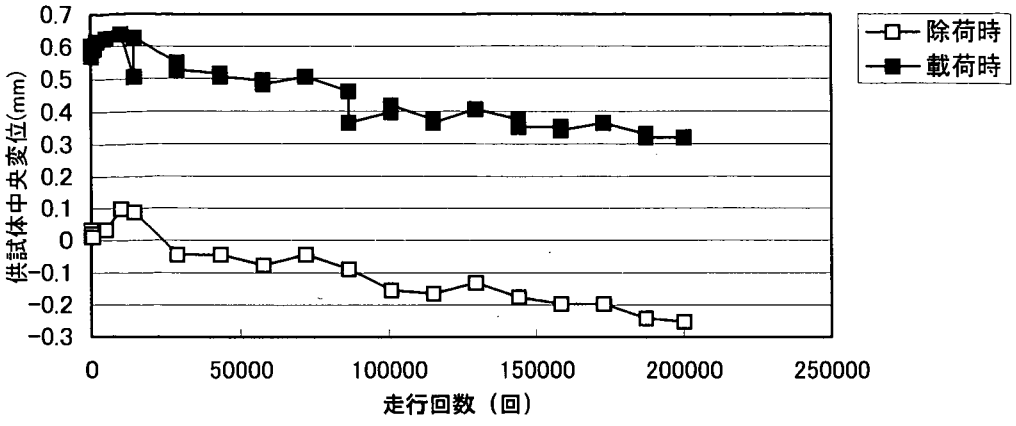
図-3.2.4.14 に階段載荷における供試体中央変位と走行回数の関係を示す。図より、載荷荷重235kN(24.0tf)、走行回数16万回あたりから載荷時の中央たわみ量が急増し、載荷荷重275kN(28.0tf)、走行回数242970回で試験を終了した。その時の供試体中央の変位量は16.34mmとなった。

ＲＣ８供試体の変位を併記しているが、ＲＣ８供試体とＰＳＲ供試体とでは、破壊時の走行回数はほぼ同じで、そのときの載荷時の供試体中央変位は8ｍｍと16ｍｍであった。

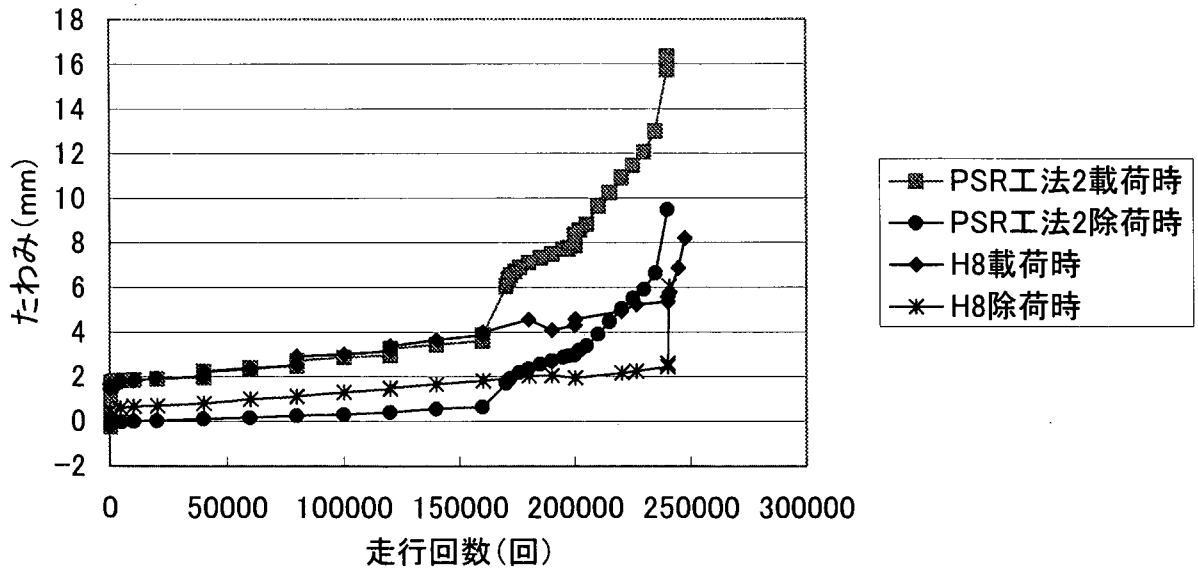
供試体中央変位が最初に急変するときの走行回数は16万回であった。このときはじめて剥離が生じた。



図－3.2.4.12　変位－走行回数関係（初期載荷）



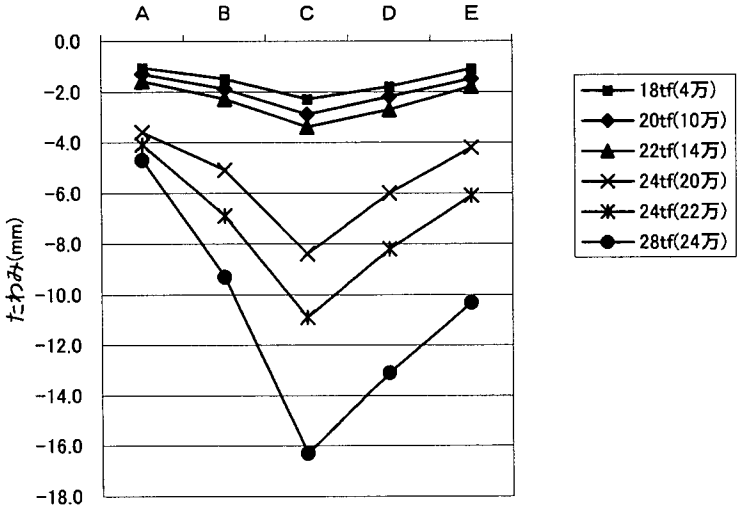
図－3.2.4.13　変位－走行回数関係　（養生載荷）



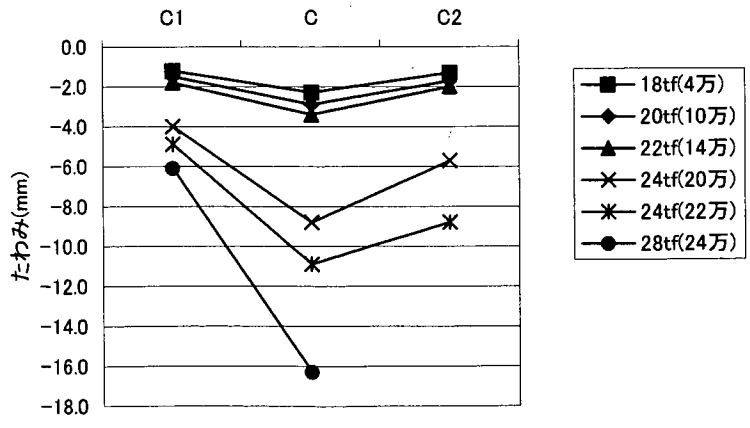
図－3.2.4.14　変位－走行回数関係　（階段試験）

図-3.2.4.15 に階段載荷における橋軸方向の載荷時の変位分布を示す。載荷時変位は、補強後著しく低減し、初期載荷終了時点の変位 7.548mm を越えたのは、載荷荷重 237kN (24.0tf)、走行回数 195,000 回に達してからであった。

図-3.2.4.16 には各荷重段階における橋軸直角方向の載荷時の変位分布を示す。走行回数 20 万回以後の変位分布は非対象となり、走行回数 24 万回では C2 位置の変位値は損失した。



図－3.2.4.15 変位－走行関係（橋軸方向分布）



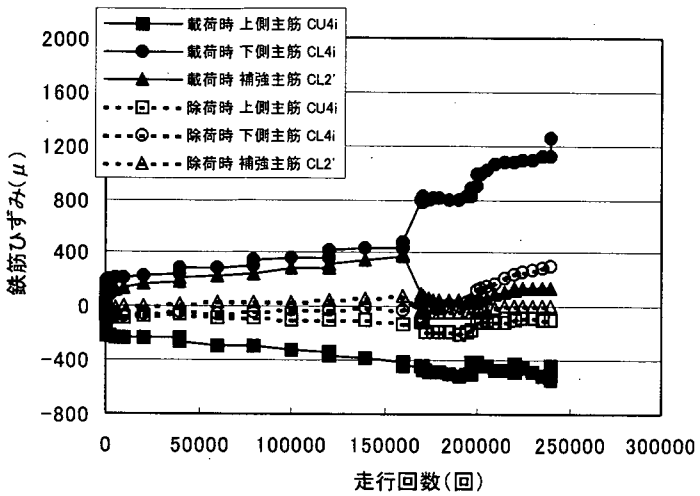
図－3.2.4.16 変位－走行関係（橋軸直角方向分布）

7）ひずみ－走行回数関係

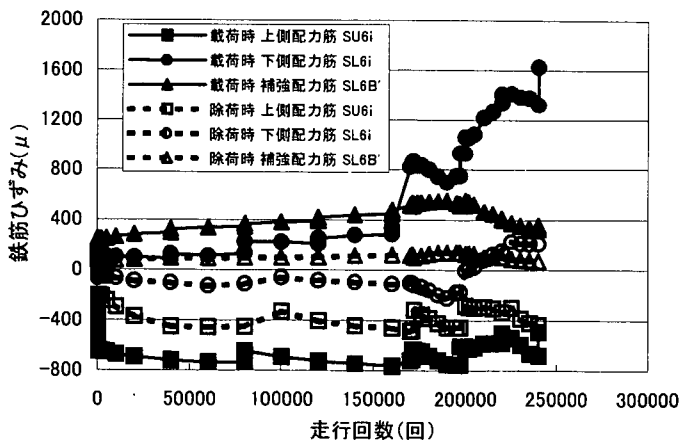
主鉄筋方向の鉄筋のひずみ－走行回数の関係を**図-3.2.4.17** に示す。供試体の上側鉄筋・下側鉄筋・下面増厚部内の補強鉄筋の試験値を同時に示している。

計測結果に示されるように、載荷時補強鉄筋については試験開始直後からひずみが次第に増加しているが、走行回数 16 万回付近で主筋方向の補強鉄筋ひずみは急激に低下している。このときから基準供試体の下側主鉄筋のひずみが急増している。

配力筋方向の鉄筋のひずみと走行回数の関係を**図-3.2.4.18** に示す。主鉄筋と同様に走行回数 16 万回付近で基準供試体の下側配力筋のひずみが急増している。補強鉄筋の配力筋については走行回数 16 万回付近でのひずみの急変はみられない。



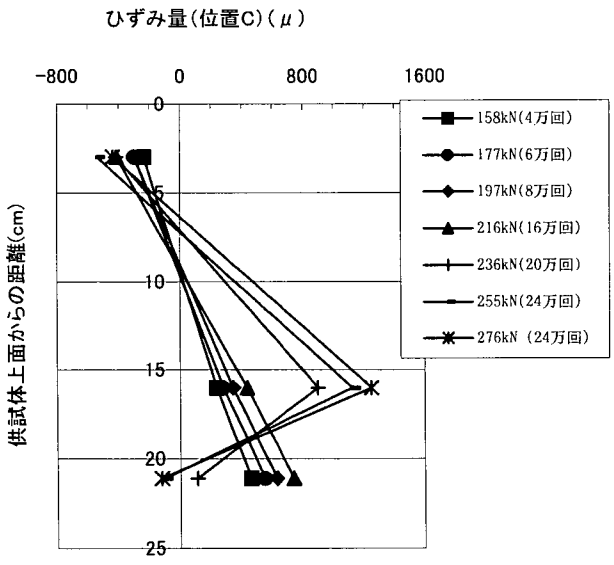
図－3.2.4.17　主鉄筋ひずみ－走行回数関係

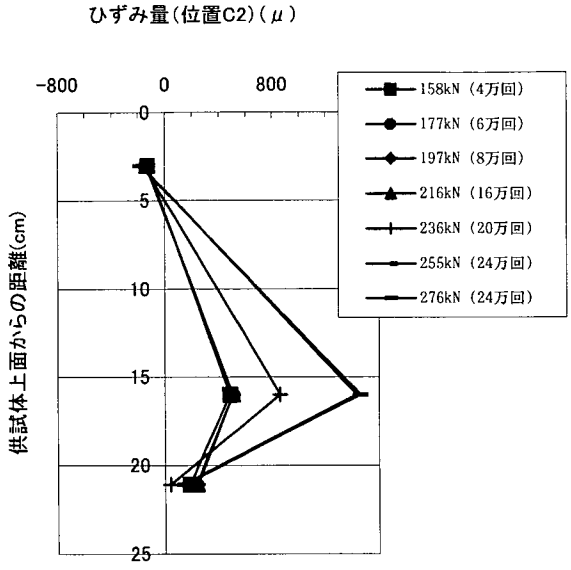


図－3.2.4.18　配力筋ひずみ－走行回数関係

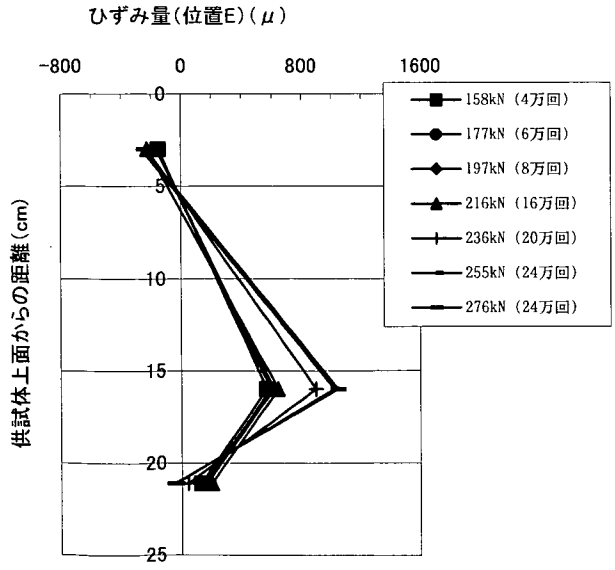
8）ひずみ分布

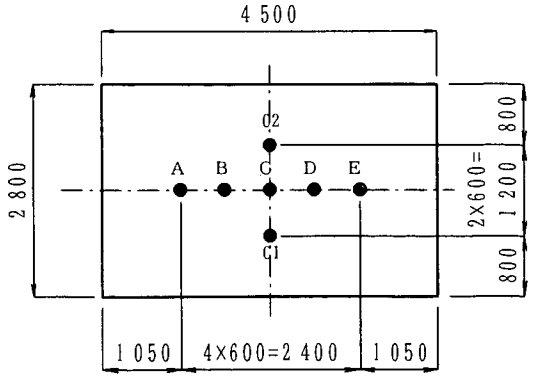
基準供試体中央点Cにおける基準供試体断面のひずみ分布を**図-3.2.4.19** に示す。階段載荷試験において157kN（16tf）から荷重が増加し、荷重216kN（22tf）に至るまで基準供試体各位置のひずみ分布は直線的に分布し平面保持が確認できる。載荷荷重が236kN（24tf）になると補強鉄筋のひずみが減少し、平面保持にずれが生じている。基準供試体端部の側点C2における基準供試体断面のひずみ分布を**図-3.2.4.20** に示す。平面保持の確認はできない。基準供試体端部の側点Eにおける基準供試体断面のひずみ分布を**図-3.2.4.21** に示す。側点C2と同様に平面保持の確認はできなかった。





図－3.2.4.19 ひずみ分布と載荷荷重の関係（C点）　**図－3.2.3.20 ひずみ分布と載荷荷重の関係（C２点）**





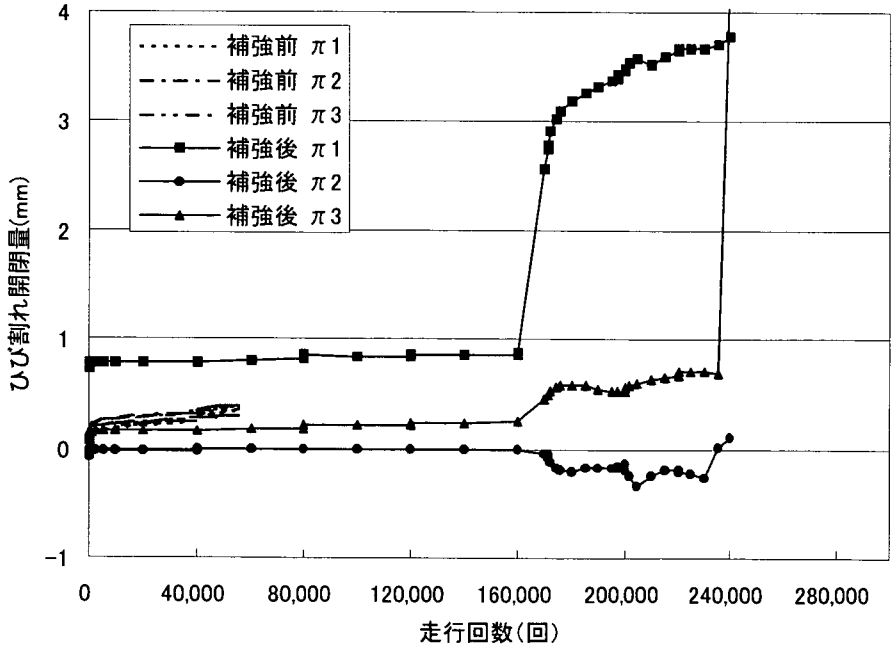
図－3.2.4.21 ひずみ分布と載荷荷重の関係（E点）　**図－3.2.3.22 計測位置図（単位：mm）**

9）ひびわれ開閉

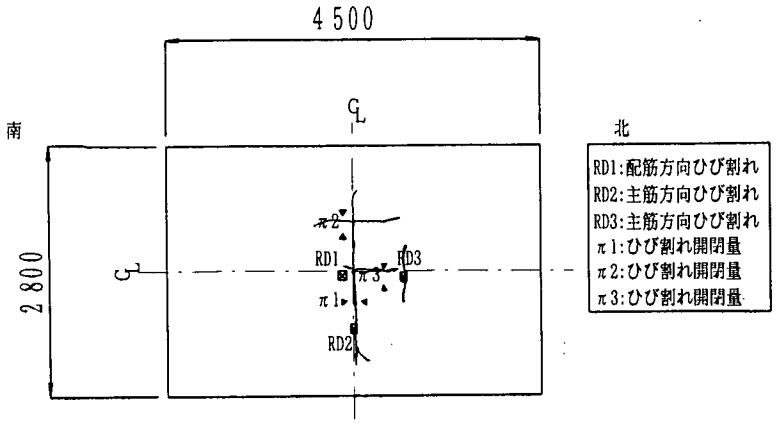
本実験において、π1～π3（πゲージ、ひび割れの開閉量の計測）および、RD1～RD3（3方向ひび割れ変位計）によりひび割れの挙動を計測した。計測機器は補強前と補強後で設置し直しており、補強前にひびわれを計測した位置の近くに補強後発生したひびわれに取り付けた。

πゲージの計測結果を**図-3.2.4.23** に示す。また計測位置を**図-3.2.4.24** に示す。πゲージπ1は、橋軸直角方向ひび割れを計測し、π2、π3は橋軸方向のひび割れを計測した。ひび割れ開閉量は、π2、π3で補強後にひび割れが低減された。補強後のひび割れ開閉量は載荷荷重 216kN（22.0tf）まで微増傾向を示し、その後開閉量の増加が見られ、終局状態に至っている。

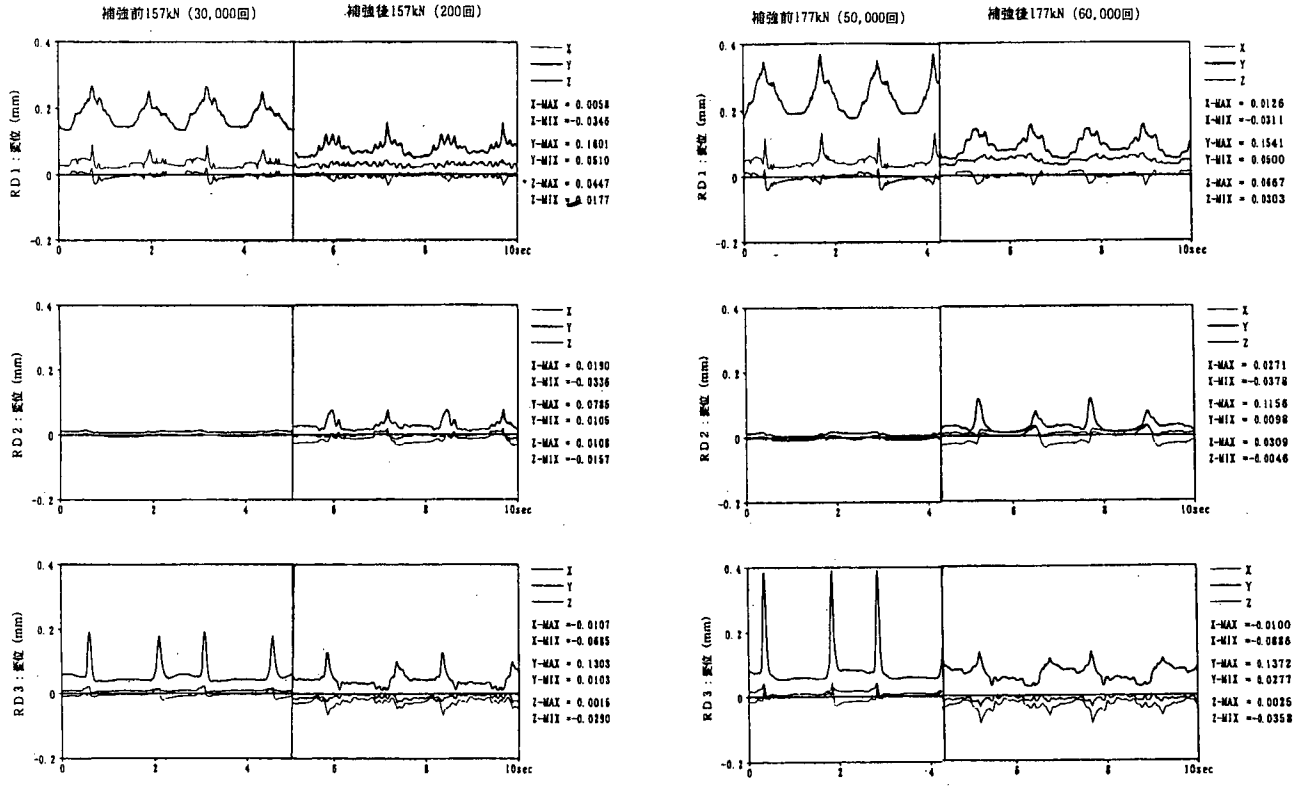
図-3.2.4.25 は3方向ひび割れ変位計による計測値を示している。補強前は基準供試体に計測機器を取り付け、補強後は増厚部に計測機器を取り付けているので補強前後で計測機器の取り付け位置が異なる。したがって、補強前後で測定結果を単純に比較できないが、それぞれを並べて示した。補強前 157kN（16.0tf）走行回数30,000回と補強後157kN(16.0tf)走行回数200回の比較と、補強前177kN(18.0tf)走行回数50,000回と補強後 177kN(18.0t) 走行回数50,000回の比較を示している。計測値は、X：ひび割れ面の水平方向ずれ、Y：ひび割れ開閉、Z：ひび割れ面の上下方向ずれである。劣化がある程度進んだ時点の補強前177kN(走行回数50,000回)と補強後177kN(走行回数60,000回)ではRD1およびRD3において補強後の変位量が明らかに減少している。



図－3.2.4.23 ひび割れ開閉量



図－3.2.4.24 補強後のひび割れ計測位置（単位 mm）



図－3.2.4.25 ひび割れ量３方向の補強前後比較

10）試験結果の着目点の考察

①ＰＳＲ工法２で補強した供試体の破壊性状を確認する。

破壊時のひび割れ観察図（**図-3.2.4.11**）で、図中ハッチ部分が損傷部を示しているが、ひび割れ損傷が断面内部を貫通していることがわかる。破壊時の状況は平面のひび割れ観察図（**図-3.2.4.9, 10**）に表れているように、破壊形態は押し抜きせん断による破壊であった。

②本工法の補強効果およびその持続性を確認する。

本工法の補強効果およびその持続性は次の試験結果より示されている。初期載荷の載荷荷重 177kN（18.0tf）・走行回数 56000 回で発生したたわみ量 7.55mm が、補強後では載荷荷重 177kN(18.0tf)・走行回数 40000 回で発生たわみ量が 2.25mm に減少した。

たわみ量が 8mm に達するのは、235kN(24.0tf)載荷時・走行回数 20 万回であった。さらに荷重を増加し、275kN(28.0tf)載荷時・走行回数 242970 回、たわみ量 16.34mm で破壊に至った。

③破壊にいたるまでの基準供試体と補強材の界面を観察し、補強材の接着性を確認する。

破壊時のひびわれ観察図（**図-3.2.4.10**）によれば、破線で囲まれた部分に剥離を生じた。破壊時のひび割れ観察図（**図-3.2.4.11**）によれば、基準供試体が押し抜きせん断力による疲労破壊を起こし補強材との間に剥離を生じた場合と補強材の付着力不足から剥離を生じた場合あるが、図中の切断時損失部が前者で、中央白地部分が後者によるものと考えられる。

④基準供試体の鉄筋および補強鉄筋のひずみ量を観察し、補強鉄筋が耐荷力に寄与していることを確認する。

ひずみと走行回数関係（**図-3.2.4.17,18**）より、階段試験のはじめから走行回数 16 万回までは基準供試体下側主鉄筋と補強材主鉄筋には、ひずみが漸増し補強材の補強効果が確認できる。走行回数 16 万回以降には補強材主鉄筋の付着が失われたと考えられ、ひずみが急激に低下した。同時に基準供試体下側主鉄筋および基準供試体下側配力筋のひずみは急増した。補強材の配力筋のひずみは変化は認められず、破壊に至るまで耐荷力に寄与し続けた。

⑤RC39 供試体、RC8 供試体と比較して、今回の試験の補強効果を確認する。

基準供試体に貫通ひび割れの損傷を与えたときの走行回数と荷重は、走行回数 56000 回、載荷荷重 177kN(18.0tf)であった。実験結果は基準供試体が RC39 供試体より強いと考えられるので単純に比較はできない。また、RC8 供試体の破壊時荷重 274kN(28tf)走行回数 255649 回であったのに対して PSR 供試体２は破壊時荷重 274kN(28tf)走行回数 242970 回となり RC8 供試体と同じ載荷荷重で破壊に至った。しかし、たわみ量を比較すると走行回数 16 万回以降、PSR 工法２は RC8 供試体の載荷時、除荷時のたわみ量を上回る結果となった。

３．３　合成床版

３．３．１　サンドイッチ型複合床版

（１）　概要

１）工法の概要

サンドイッチ型複合床版は図－3.3.1.1 に示すようにデッキプレート、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。

鋼殻パネルの現場継ぎ手は、底鋼板同士の連結に高力ボルト引張継手を採用し、デッキプレートと CT 形鋼フランジとの連結は現場すみ肉溶接とする。これにより継手施工は全て床版上面からの作業で対応可能となる。

本床版の主な特徴は以下の通りである。

・適用床版支間は、最大 15m 程度まで可能である。又上側にデッキプレートを有することから大きな張出し長に対応可能である。

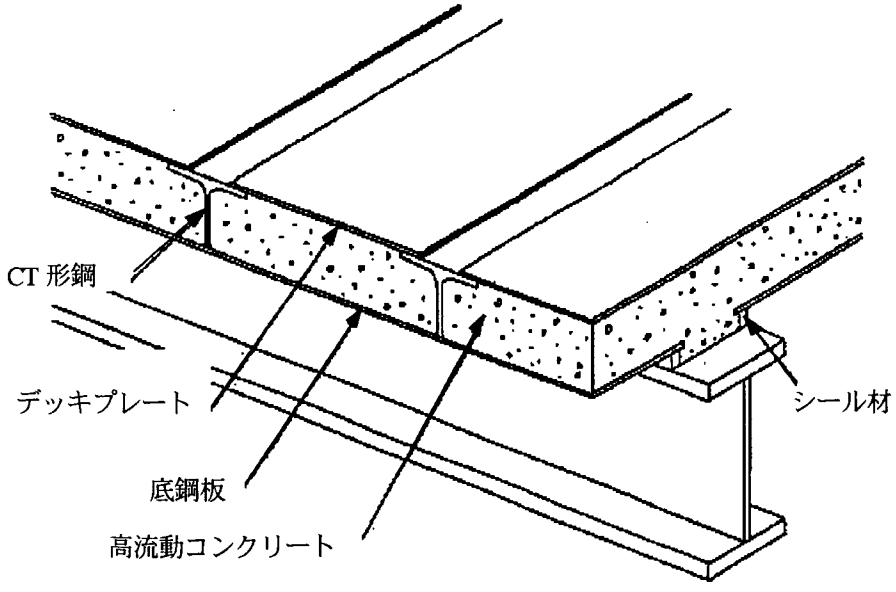
・床版上面にデッキプレートを有することから、鋼殻パネル内部は密閉構造となり、内部コンクリートへの雨水の浸入がなく高い疲労耐久性が期待できる。

・中詰コンクリートは鋼部材を補剛している。また騒音・振動の低減とコンクリート系床版と同等の凍結防止効果が期待できる。

・底鋼板の防錆処理は耐候性鋼材を用い、安定錆生成促進処理を施す。もしくは塗装仕様を標準とする。

・床版用の足場・支保工、型枠が省略でき、現地施工の迅速化が可能となる。

・鋼殻パネルの状態（コンクリート未充填）で、敷き鉄板等を用いずに工事車両の通行が可能となる。



図－3.3.1.1　サンドイッチ型複合床版概念図

2）試験の着目点

① 調査項目

サンドイッチ型複合床版は、輪荷重走行試験機を用いた既往の研究（松井･池田･阿部，サンドイッチ型複合床版の移動輪荷重に対する疲労強度特性，第52回土木学会年次学術講演会講演概要集 Ⅰ-A-171）により、床版支間2.2m･床版厚18cmの供試体に対して206kN(21tf)で100万回走行載荷させても疲労破壊が生じていないことを確認している。今回の輪荷重走行試験では、以下の項目について調査することを目的とする。

・破壊時の荷重、走行回数および破壊形態。

・各荷重載荷段階における供試体たわみ、継手部目開き量および各部発生ひずみ。

・各部位溶接部の疲労耐久性確認。

② 弱点と考えられる部分

サンドイッチ型複合床版の弱点と考えられる部位としてはデッキプレートとＣＴ形鋼の隅肉溶接が挙げられる。この部位の疲労耐久性を確認する目的で、輪荷重の走行直下に空隙（幅400mm、長さ160mm、深さ3mm）を設けて（**図－3.3.1.3**）試験を実施し、空隙の影響によるデッキプレート及びデッキプレートとCT形鋼の隅肉溶接部の疲労耐久性を確認する。

3）設計の概要

① 抵抗断面

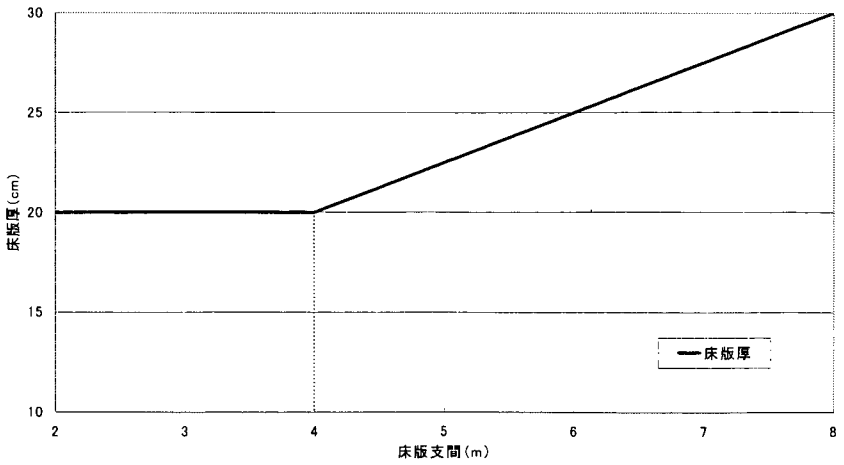
橋軸直角方向曲げモーメントに対しては鋼殻部のみで抵抗し、橋軸方向曲げモーメントに対しては底鋼板を鉄筋と見なしたＲＣ断面で抵抗する。またパネルの継手部は、引張ボルト接合とする。

② 床版厚

土木学会：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴ Ｂ 合成構造物 平成９年版による。

床版厚算出式 T＝2.5L＋10（cm）

サンドイッチ型複合床版の最小板厚Tminは、Tmin＝20(cm) とする。



図－3.3.1.2 床版支間と床版厚の関係

以上より床版厚は、CT形鋼高さが200mm及び、上下鋼板厚(デッキプレート 9mm+底鋼板 9mm)により、床版厚t=218mmとする。

③ コンクリートの設計基準強度　σck＝35N/mm² (350kgf/cm²)以上を標準とする。

④ 設計断面力

土木学会：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴ　Ｂ　合成構造物　平成９年版による。

⑤ 準拠図書

土木学会　　：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴ　Ｂ　合成構造物　平成９年版

日本道路協会：道示・同解説、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編

⑥ 設計応力度

・橋軸直角方向	デッキプレート	22.2N/mm²(227kgf/cm²)＜ 86.0N/mm²(860kgf/cm²)
	底鋼板	25.4N/mm²(259kgf/cm²)＜140.0N/mm²(1400kgf/cm²)
・橋軸方向	コンクリート	2.7N/mm²(28kgf/cm²)＜ 11.7N/mm²(117kgf/cm²)
	底鋼板	21.0N/mm²(214kgf/cm²)＜140.0N/mm²(1400kgf/cm²)
・橋軸方向	継手部	6.6N/mm²(67kgf/cm²)＜ 11.7N/mm²(117kgf/cm²)

４）施工の概要

① 施工方法

a）鋼殻パネル製作　　CT形鋼、底鋼板、デッキプレートから成る鋼殻パネルを溶接接合により製作。

b）防錆処理　　今回供試体については、無処理（標準の仕様は、耐候性鋼材もしくは塗装仕様）

c）型枠据付け　　鋼殻パネルを所定の位置に据付け、継ぎ手部を引張ボルトで接合する。その後継手部デッキプレートを溶接で取り付ける。

d）コンクリート打設　　鋼殻パネルを橋軸直角方向に鉛直に立てて、コンクリートを上方から打設する。（実橋においては、現地設置後に高流動コンクリートを充填する。）

供試体の施工状況を、**写真－3.3.1.1～3.3.1.3**に示す。

写真-3.3.1.1　コンクリートフロー試験

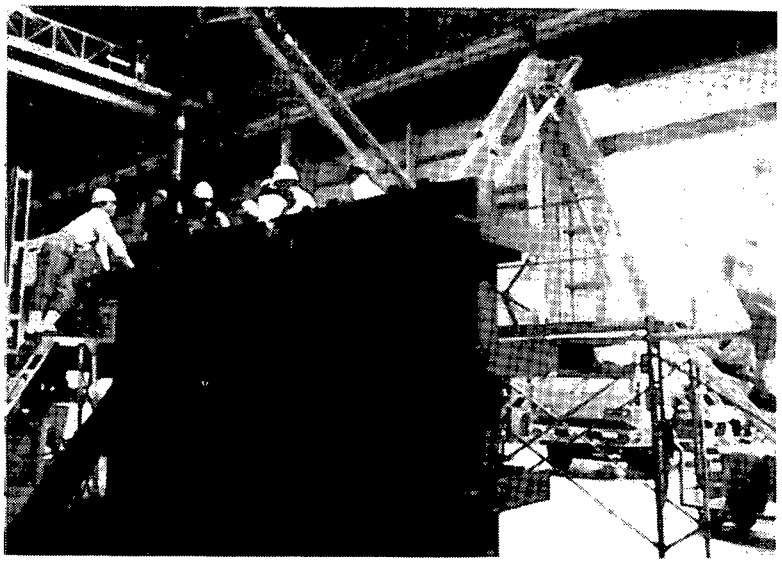


写真-3.3.1.2　コンクリート打設

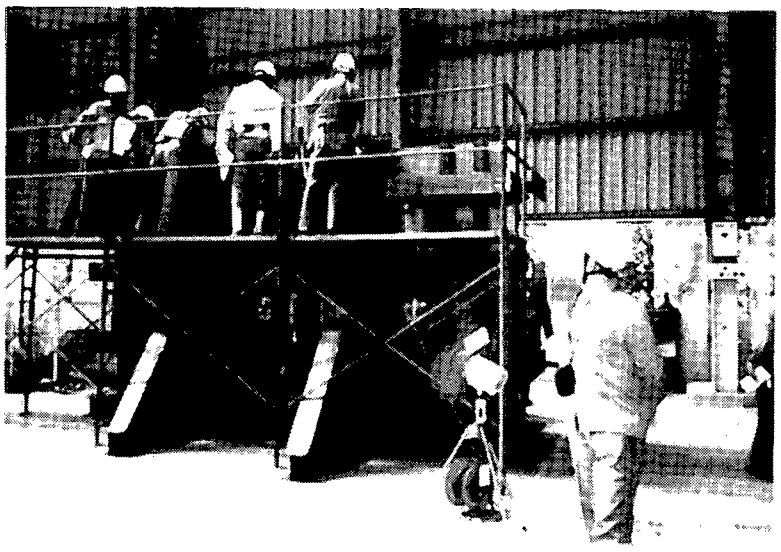


写真-3.3.1.3　サンドイッチ型複合床版供試体

② コンクリート打設立会者氏名

・日時　　平成11年 9月13日

・場所　　住友金属工業（株）波崎研究センター（茨城県鹿島郡波崎町）

・立会者氏名（敬称略）

建設省土木研究所	内田　賢一
（財）土木研究センター	三木　正久
新日本製鐵（株）	藤井　康盛，森　忠彦
ｼｮｰﾎﾞﾝﾄﾞ建設（株）	佐藤　政勝
飛島建設（株）	山中　公明，小櫃　一己
日本カイザー（株）	木村　勝利，平岩　昌久
石川島播磨重工業（株）	安藤　紘三，塩永　亮介，森内　昭，河野　豊，戸田　勝哉
日本鋼管（株）	猪村　康弘，滝口　伸明
（株）酒井鉄工所	石崎　茂，　久保　圭吾
川崎重工業（株）	橋本　靖智
宮地鐵工所	河西　龍彦，武藤　英司，村田　茂，竹田　憲史
（株）横河ブリッジ	高田　和彦，永田　淳

③ コンクリート設計基準強度及び配合

コンクリートの設計基準強度を以下に示す。また、配合設計条件は**表－3. 3. 1. 1**に示す通りである。

・$\sigma ck=35N/mm^2(350kgf/cm^2)$、$\sigma ca=11.7N/mm^2(117kgf/cm^2)$

表－3. 3. 1. 1　配合設計条件表

コンクリートの種類	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	ｾﾒﾝﾄの種類による区分
普通コンクリート	35 N/mm^2 ($350kgf/cm^2$)	15cm±2.5cm	20mm	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ

④ その他

実橋においては、主桁上において底鋼板は一部切り欠いており CT 形鋼のみ連続している。供試体もこの構造を反映し、主桁上に相当する橋軸方向支持辺上では、幅 300mm の範囲にわたり CT 形鋼と底鋼板を溶接接合しない構造としている。

5）計測

供試体の変位測定位置を**図－3. 3. 1. 4** に、ひずみ測定位置を**図－3. 3. 1. 5, 6** に示す。なお、デッキプレートならびに底鋼板のひずみ計測に関しては、図に示したゲージの長手方向が計測方向である。各計測項目を以下に示す。

① 供試体のたわみ

供試体のたわみについては、橋軸直角方向および橋軸方向の分布を調査するため、**図-3. 3. 1. 4** に示すように、供試体中心位置に対して十字に変位計を設置した（橋軸方向δ1～δ9、橋軸直角方向δ10～δ15)。

② 継手部の目開き量

床版パネル間の目開き量を計測するために、**図－3. 3. 1. 4** に示すように、供試体支間中央付近にπゲージを設置した（δ16～δ20)。

③ デッキプレートおよびCT形鋼フランジのひずみ

デッキプレートおよびCT形鋼フランジのひずみを計測するため、**図－3. 3. 1. 5** に示すように、輪荷重走行範囲を避けた位置にゲージを貼付した（橋軸方向一軸ゲージε1～ε6（デッキプレート）・ε7～ε14（CT形鋼フランジ)、二軸ゲージε15～ε24)

④ 底鋼板のひずみ

底鋼板下面および底鋼板継手部近傍のひずみを計測するため、**図－3. 3. 1. 6** に示すように、底鋼板については橋軸直角方向と橋軸方向の2方向、継手部近傍については橋軸方向の一方向の上面、下面にひずみゲージを貼付した（橋軸方向ε25～ε31、橋軸直角方向ε32～ε38、継手近傍ε39～ε54)。

⑤ ボルト

継手部引張りボルト接合部のボルト軸ひずみを計測するため、**図－3. 3. 1. 6** に示すようにゲージを貼付した。（ε61～ε74)

⑥ 動的計測項目

上記測定項目のうち主要計測点である供試体中央部のたわみδ5、底鋼板橋軸直角方向ひずみε35、底鋼板橋軸方向ひずみε53、デッキプレート橋軸直角方向ひずみε17、デッキプレート橋軸方向ひずみε18について動的計測を実施した。

6）想定される破壊形態

① 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

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し、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、床版剛性の低下が生じ破壊に至る。

② 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し、デッキプレートが疲労破壊することにより、床版剛性の低下が生じ破壊に至る。

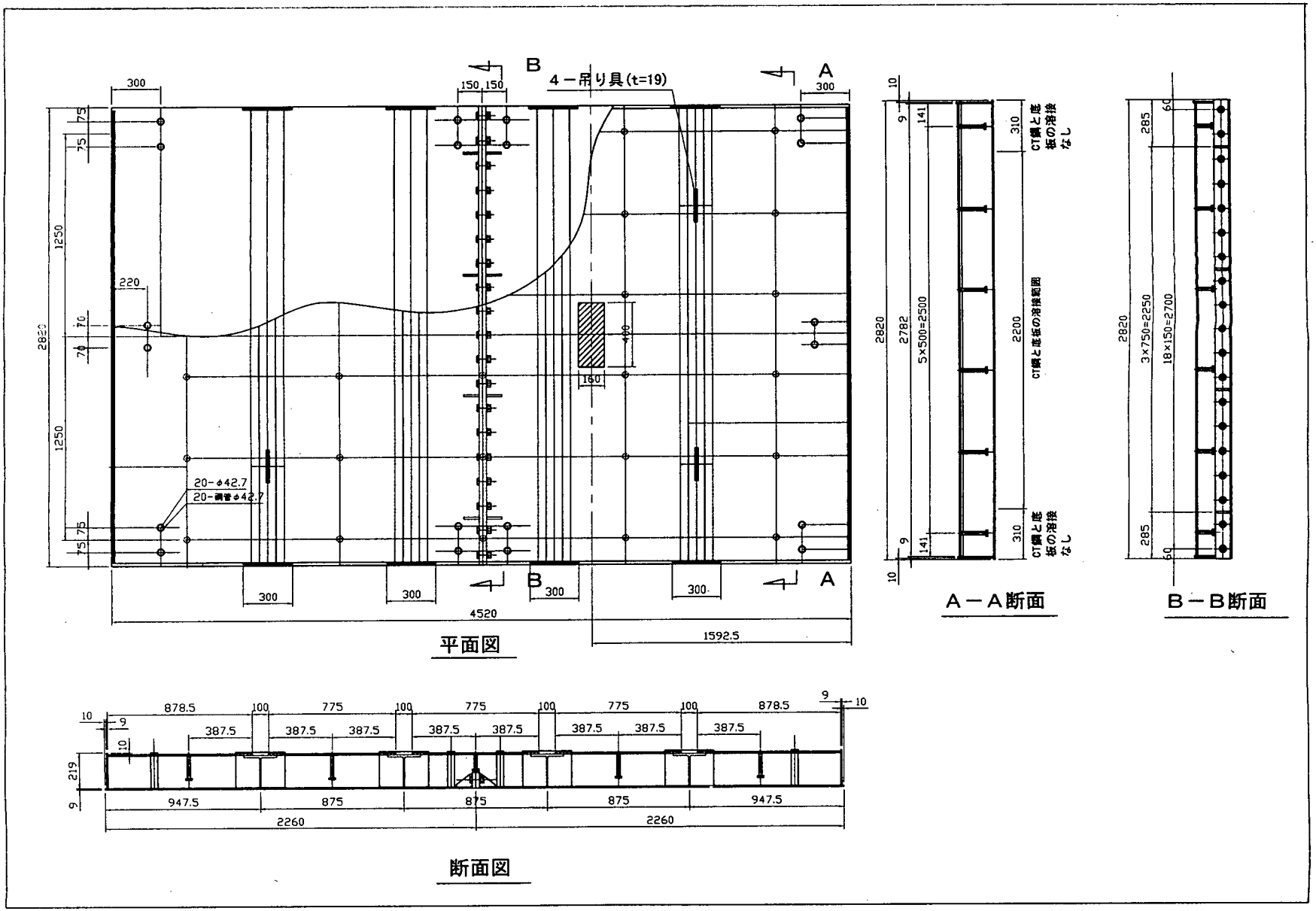
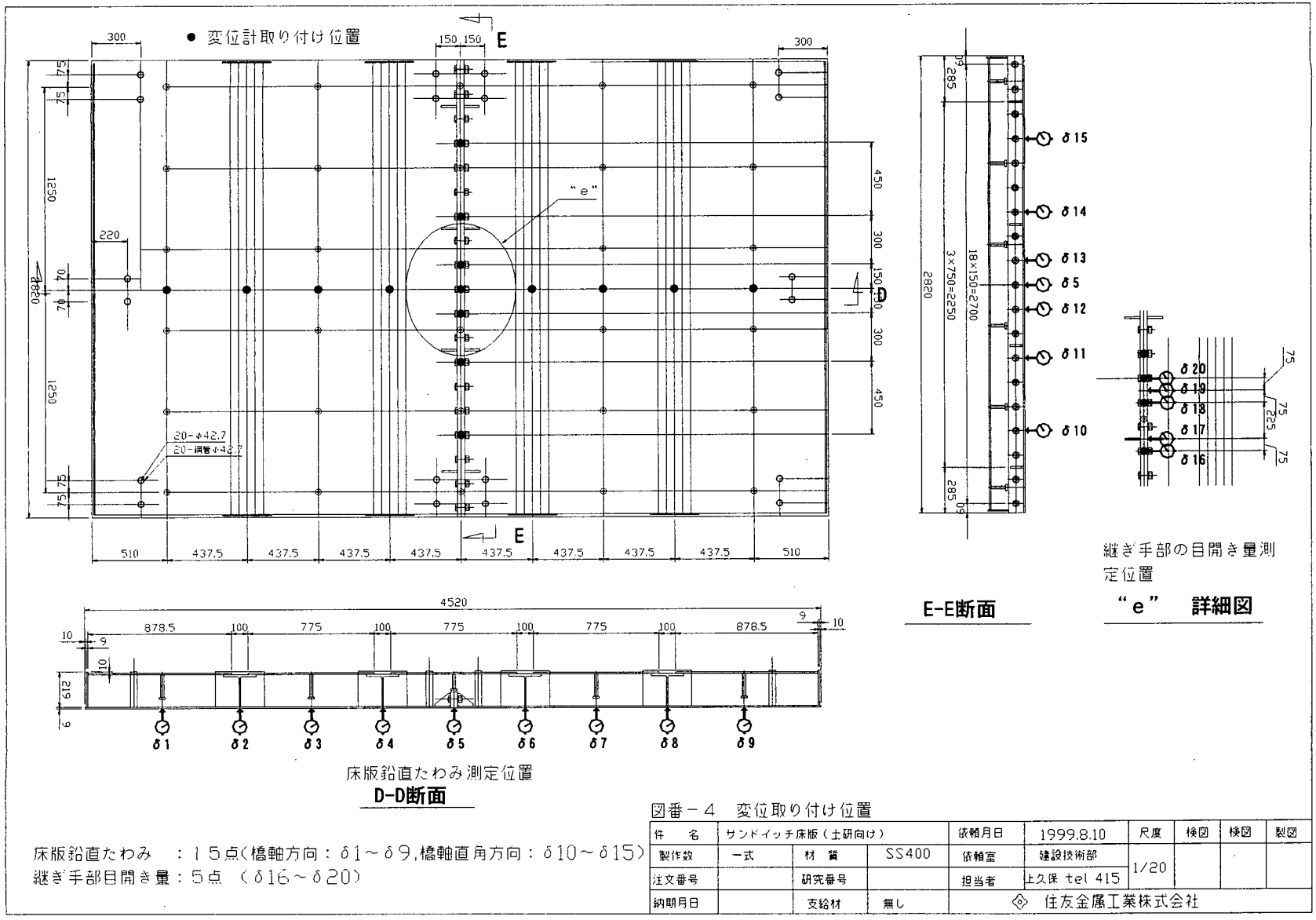


図-3.3.1.3 供試体図面 (単位：mm)

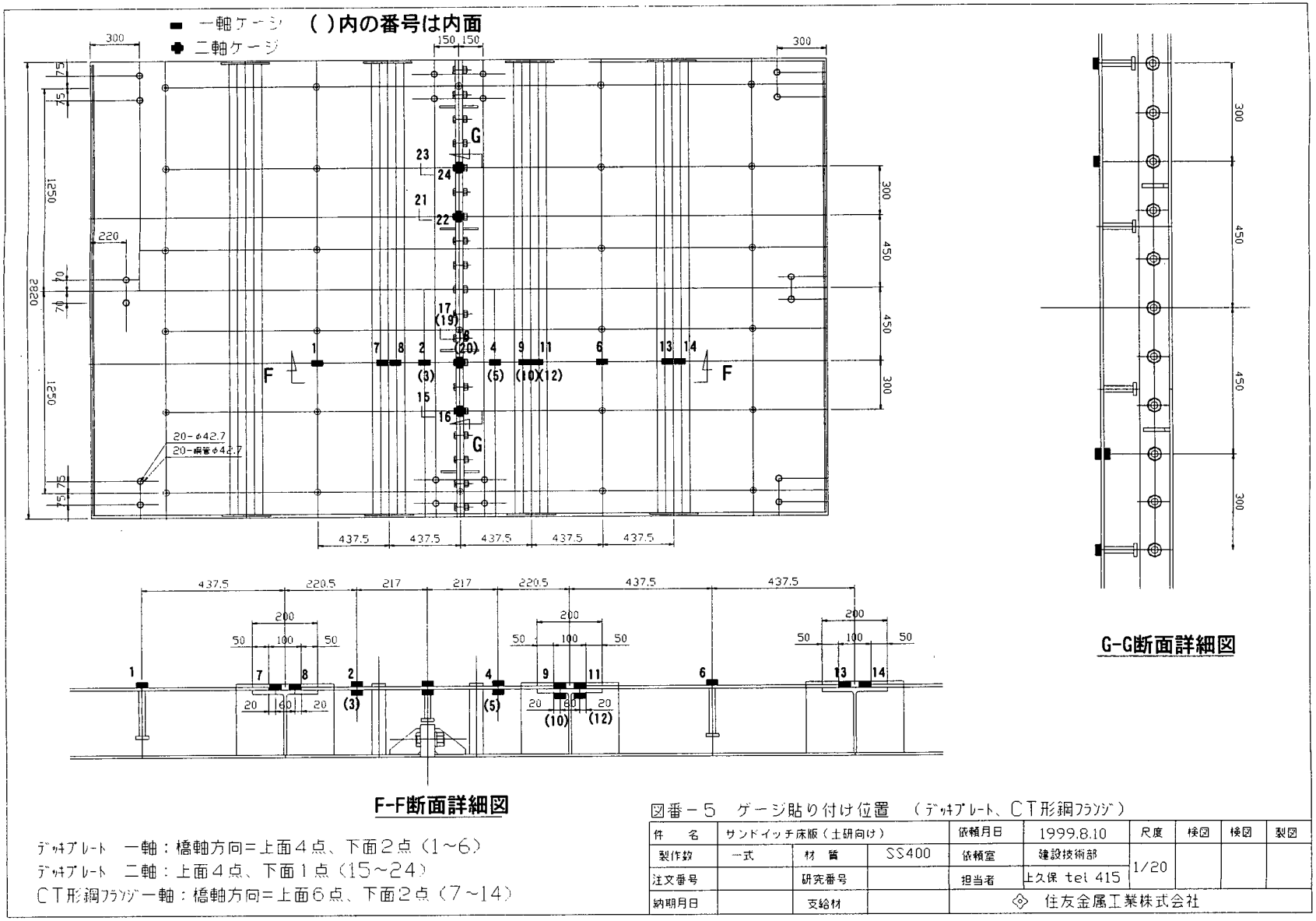


床版鉛直たわみ　：１５点(橋軸方向：δ1～δ9,橋軸直角方向：δ10～δ15)
継ぎ手部目開き量：５点　(δ16～δ20)

図番－４　変位取り付け位置

件　名	サンドイッチ床版（土研向け）			依頼月日	1999.8.10	尺度	検図	検図	製図
製作数	一式	材　質	SS400	依頼室	建設技術部	1/20			
注文番号		研究番号		担当者	上久保 tel 415				
納期月日		支給材	無し	◈ 住友金属工業株式会社					

図-3.3.1.4　変位測定位置　（単位：mm）

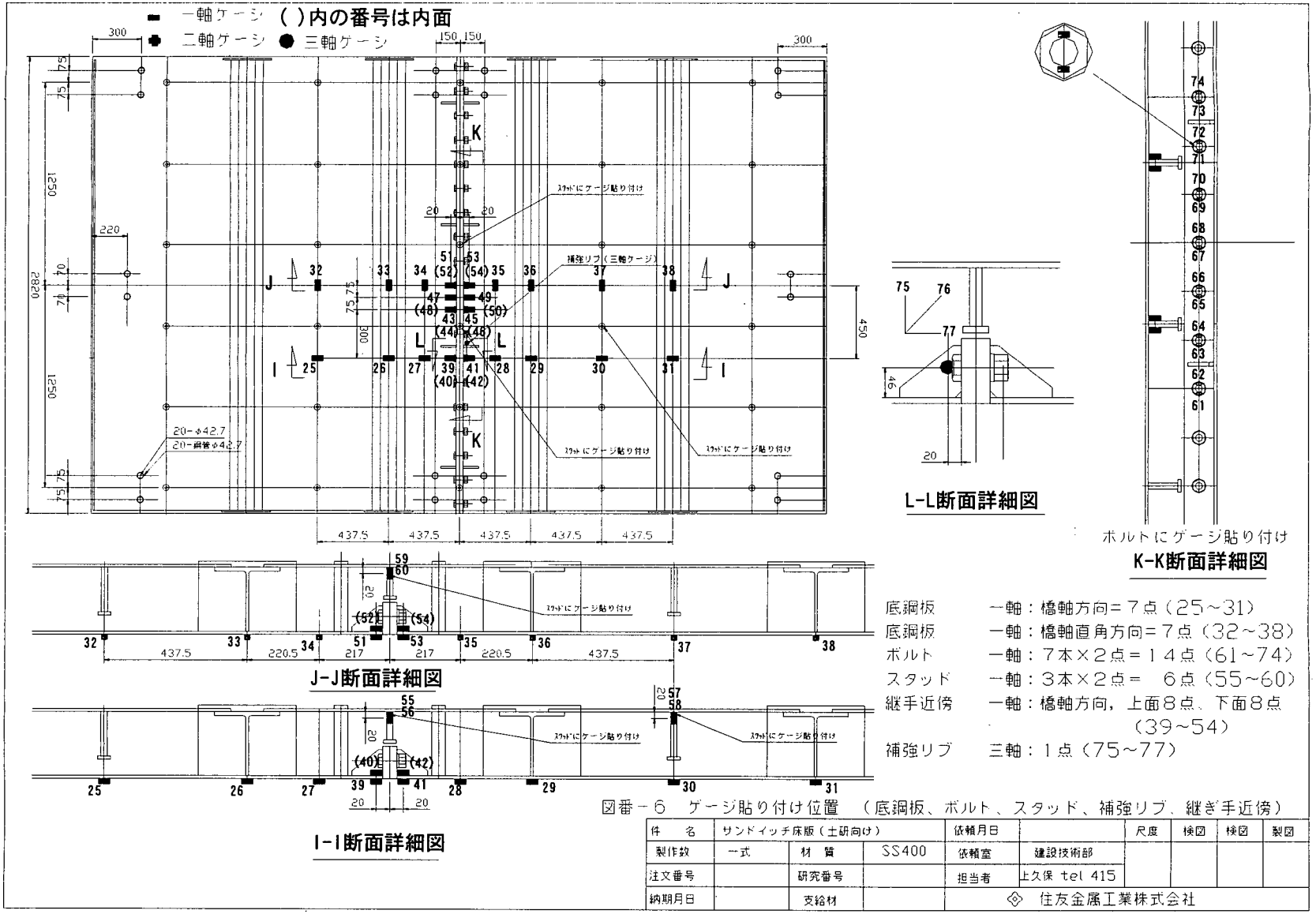


デッキプレート　一軸：橋軸方向＝上面４点、下面２点（1～6）
デッキプレート　二軸：上面４点、下面１点（15～24）
CT形鋼フランジ一軸：橋軸方向＝上面６点、下面２点（7～14）

図番－５　ゲージ貼り付け位置　（デッキプレート、CT形鋼フランジ）

件名	サンドイッチ床版（土研向け）			依頼月日	1999.8.10	尺度	検図	検図	製図
製作数	一式	材質	SS400	依頼室	建設技術部	1/20			
注文番号		研究番号		担当者	上久保 tel 415				
納期月日		支給材		◈ 住友金属工業株式会社					

図-3.3.1.5　ひずみ測定位置（単位：mm）



底鋼板	一軸：橋軸方向＝７点（25～31）
底鋼板	一軸：橋軸直角方向＝７点（32～38）
ボルト	一軸：７本×２点＝１４点（61～74）
スタッド	一軸：３本×２点＝　６点（55～60）
継手近傍	一軸：橋軸方向，上面８点、下面８点（39～54）
補強リブ	三軸：１点（75～77）

図番－６　ゲージ貼り付け位置　（底鋼板、ボルト、スタッド、補強リブ、継ぎ手近傍）

件　名	サンドイッチ床版（土研向け）			依頼月日		尺度	検図	検図	製図
製作数	一式	材　質	SS400	依頼室	建設技術部				
注文番号		研究番号		担当者	上久保 tel 415				
納期月日		支給材		◈ 住友金属工業株式会社					

図－3.3.1.6　ひずみ測定位置　（単位：mm）

（2）試験結果

1）材料試験結果

① コンクリートの製品同一養生供試体の圧縮強度試験結果を表－3.3.1.2 に示す。

圧縮強度試験結果の平均値は、呼び強度の 1.11 倍となっているが、これは試験実施日が輪荷重走行試験開始時材齢 90 日強であることから、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－3.3.1.2 コンクリートの圧縮強度試験結果：製品同一養生供試体

番号	直径 mm	断面積 mm^2	最大荷重 kN (kgf)	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 $*10^4N/mm^2$ ($*10^5kgf/cm^2$)	ポアソン比
1	100.5	7933	307.0 (31.3)	38.7 (395)	2.81 (2.87)	0.185
2	100.2	7890	298.0 (30.4)	37.8 (386)	2.66 (2.71)	0.176
3	100.4	7917	301.0 (30.7)	38.0 (388)	2.85 (2.91)	0.165
平均値	－	－	－	38.2 (390)	2.77 (2.83)	0.175

② 鋼材の材料特性

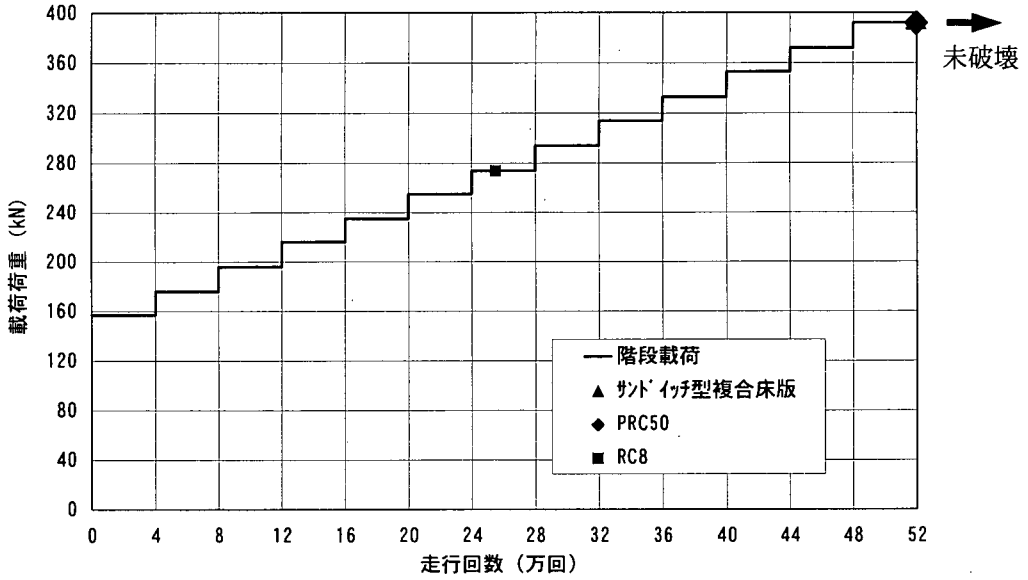
鋼板(SS400), CT 形鋼の引張強度試験結果を表－3.3.1.3 に示す。鋼板(DP)については、公称降伏点応力が $245N/mm^2$($2450kgf/cm^2$)以上、公称引張強さが 400～ $510N/mm^2$($4000～ 5100kgf/cm^2$)を満足している。また、CT 形鋼のウェブ(CTW)およびフランジ(CTF)についても、公称降伏点応力が $245N/mm^2$($2450kgf/cm^2$)以上、公称引張強さが 400～ $510N/mm^2$($4000～ 5100kgf/cm^2$)を満足している。ただし、DP-t9-1 試験片において、弾性係数が他の 2 片に比較して大きな値を示したので、再度引張強度試験を施した結果を付録に記す。

表－3.3.1.3　鋼板およびCT形鋼の引張強度試験結果

試験片番号	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 (tf)	kN (tf)	N/mm² (kgf/cm²)	N/mm² (kgf/cm²)	試験前	試験後	%	mm²	－
DP-t9-1	65.40 (6.88)	101.3 (10.34)	301 (3,071)	468 (4,612)	50.20	69.20	37.8	217.5	PL t=9 SS400
DP-t9-2	67.35 (6.87)	100.9 (10.30)	306 (3,122)	459 (4,684)	50.30	71.00	41.2	220.0	
DP-t9-3	66.73 (6.81)	100.7 (10.28)	307 (3,133)	463 (4,724)	50.00	70.10	40.2	217.5	
平均値	－	－	305	463 (4,724)	－	－	39.7	－	－
CTW-t8-1	65.09 (6.64)	95.09 (9.70)	330 (3,367)	481 (4,908)	50.60	69.20	36.8	197.5	PL t=8 SS400
CTW-t8-2	70.05 (7.15)	97.95 (9.99)	354 (3,612)	495 (5,051)	50.00	68.35	36.7	197.9	
CTW-t8-3	70.12 (7.16)	98.78 (10.08)	349 (3,561)	492 (5,020)	50.30	68.30	35.8	200.8	
平均値	－	－	344 (3,510)	489 (4,990)	－	－	36.4	－	－
CTF-t13-1	88.54 (9.03)	144.5 (14.74)	279 (2,847)	455 (4,643)	49.95	71.50	43.1	317.9	PL t=13 SS400
CTF-t13-2	91.97 (9.38)	142.9 (14.58)	295 (3,010)	459 (4,684)	50.00	71.55	43.1	311.3	
CTF-t13-3	91.58 (9.34)	145.1 (14.81)	291 (2,969)	461 (4,704)	49.90	70.90	42.1	315.0	
平均値	－	－	288 (2,939)	458 (4,673)	－	－	42.8	－	－

2）走行回数と載荷荷重の関係

図－3.3.1.7 に示す走行回数と載荷荷重との関係図に、今回実施したサンドイッチ型複合床版のほか、ＲＣ８供試体、ＰＲＣ５０供試体の試験結果も記載した。サンドイッチ型複合床版は、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至っても、たわみ値やひずみ値には急増現象は見られずほぼ健全な状況を保持していた。なお、ＲＣ８供試体は、荷重値 274kN(28tf)・走行回数 25.6 万回で押し抜きせん断破壊し、ＰＲＣ５０供試体は、荷重値 392kN(40tf)・走行回数 52 万回を載荷しても破壊しなかった。



図－3.3.1.7　走行回数と載荷荷重の関係図

3）破壊時形態および供試体ひび割れ状況

サンドイッチ型複合床版は、今回の試験において、破壊に至らずに試験終了したため、破壊形態については調査できなかった。

走行試験完了後の床版側面のひび割れ状況を**図－3.3.1.8** に、試験後の供試体切断面のひび割れ状況を**図－3.3.1.9** および**写真－3.3.1.4**，**3.3.1.5**（A 断面）、**写真－3.3.1.6**（B 断面）に示す。ひび割れ状況を以下にまとめる。

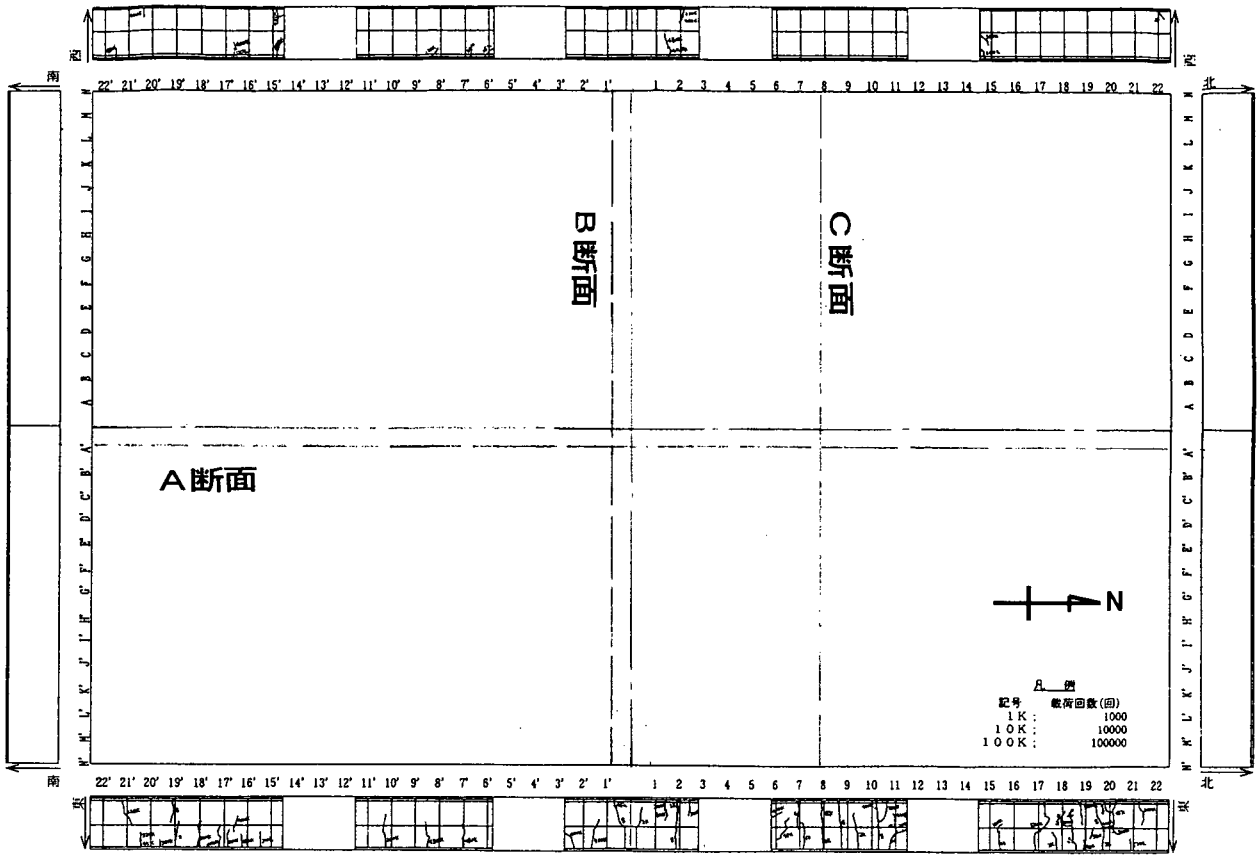
① コンクリート側面のひび割れ状況（**図－3.3.1.8**）

走行回数 2 千回から走行回数 48 万回において、特に供試体の東側側面に微細なクラックが生じているが、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。切断面を確認しても解るように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。

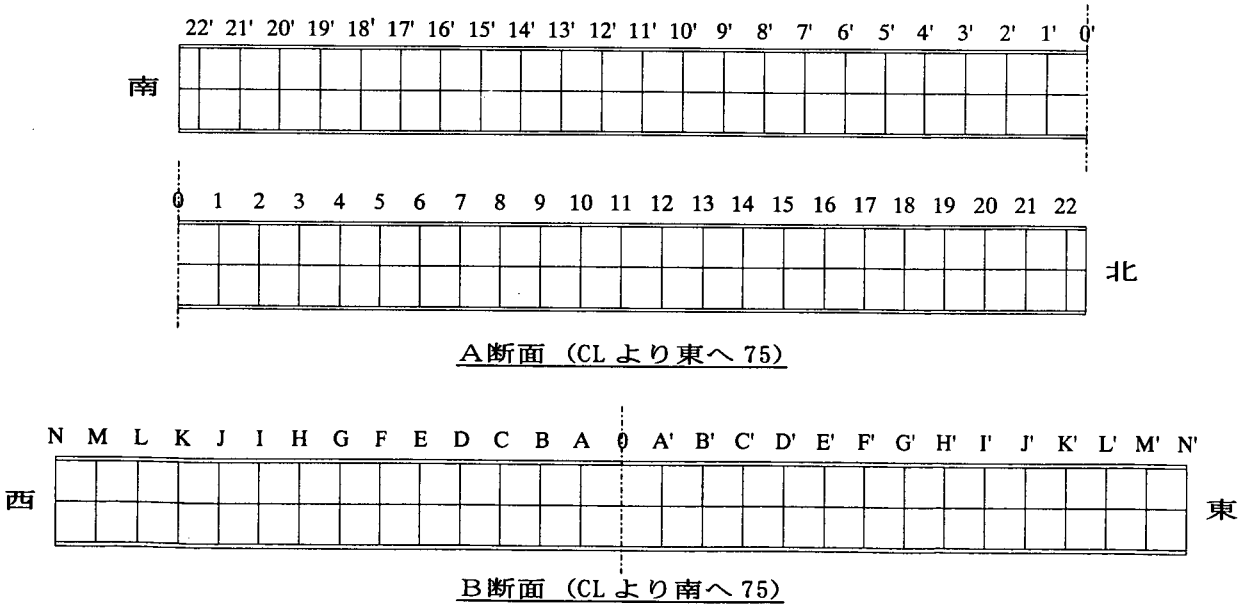
② 供試体切断面のひび割れ状況（**図－3.3.1.9**、**写真－3.3.1.4～3.3.1.6**）

A 断面、B 断面において、全くひび割れは見られない。よって、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。

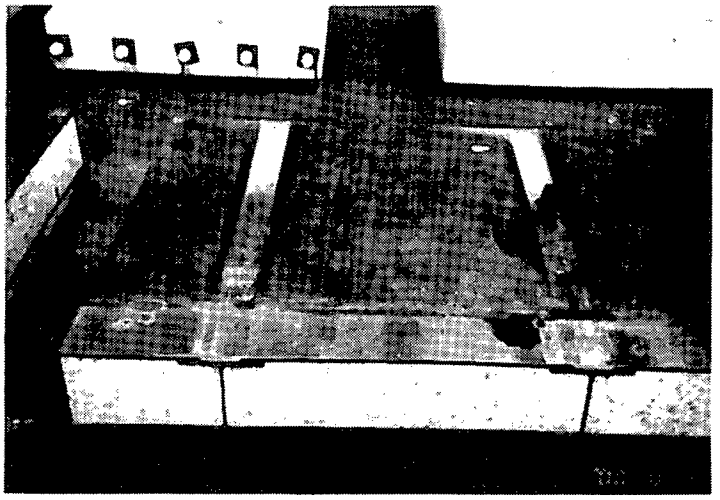
なお、供試体のＣ切断面のひび割れに関しては、切断時のカッターによる衝撃と思われる試験以外の要因によるクラック（切断面のひび割れが左右非対称(切断面の片側のみにひび割れが発生)）が全切断面両面に入ったため、そのひび割れ状況および写真は割愛する。



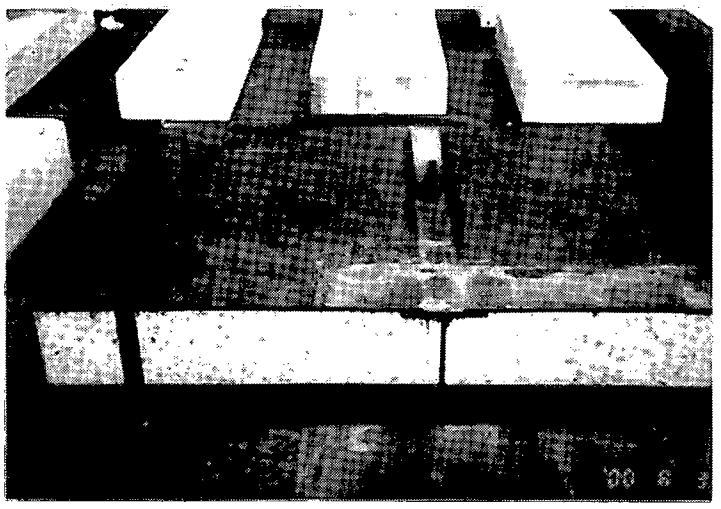
図－3.3.1.8　床版側面のひび割れ状況



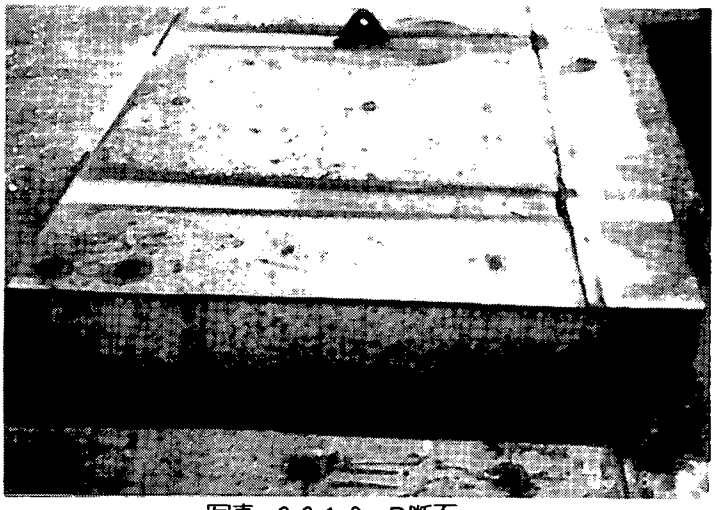
図－3.3.1.9　供試体切断面のひび割れ状況



写真—3.3.1.4　A断面



写真—3.3.1.5　A断面



写真—3.3.1.6　B断面

4）床版厚

試験後の供試体切断面から実測した床版全厚を**表－3. 3. 1. 4** にまとめる。実測した切断面の位置は3）に準じ、また3）②同様の理由により、C断面の床版全厚の実測値は割愛する。底鋼板、デッキプレートの厚みを含めた床版厚は規定値 218mm に対して 209mm～222mm であった。

表－3. 3. 1. 4　床版全厚の実測値（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'
-	222	220	218	209	-	-	219	219	219	219	219	-	209	218	219	220	221	221	220	219	219	219

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
219	217	219	219	-	220	219	218	217	208	-	219	220	221	222	-	219	217	208	218	219	-

B断面東側

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
-	-	-	-	-	222	221	222	221	220	220	220	218	218	218

B断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A
219	219	219	219	220	220	221	221	221	222	223	-	-	-

5）供試体のたわみ－走行回数関係

供試体中央のたわみ（δ5）の静的測定結果と走行回数との関係を**図－3. 3. 1. 10** に示す。たわみは載荷荷重 392kN(40tf)・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現象は認められず、最終たわみは 392kN(40tf)載荷時で 2. 0mm、除荷時で 0. 5mm であった。

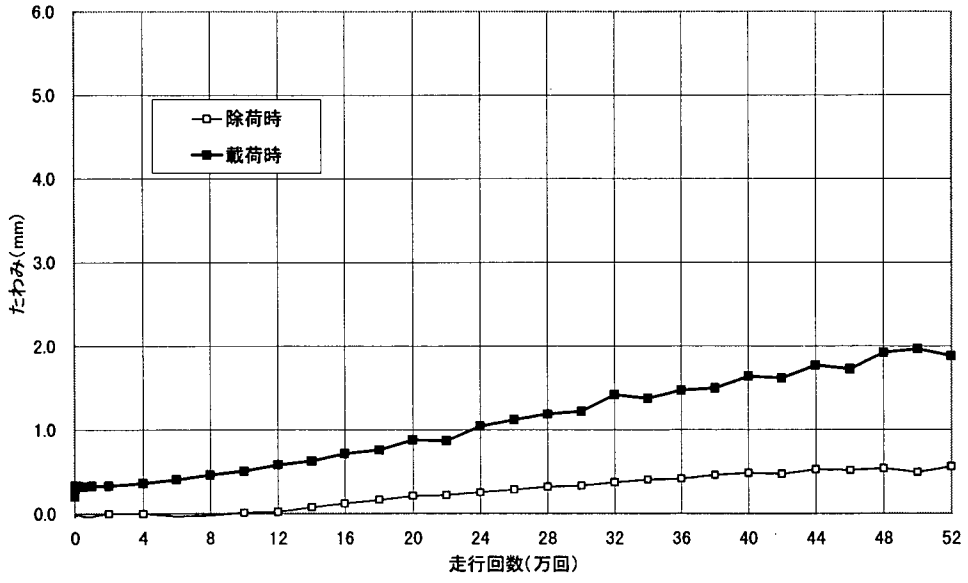
載荷時のたわみから除荷時のたわみを差し引き、載荷時の荷重のみによる静的弾性たわみと走行回数との関係図を**図－3. 3. 1. 11** に示す。また、本図には、各載荷荷重段階の弾性たわみを 157kN(16tf)載荷時の弾性たわみに換算したときの値も併記した。弾性たわみは試験終了時まで疲労破壊につながるような急激な増加現象は生じず、最大でも 1. 5mm 程度であった。また、157kN(16tf)換算弾性たわみについても増加はほとんど見られず、載荷開始から走行回数 52 万回までの間に増加したたわみ量は、0. 4mm 程度であった。

供試体中央の動的たわみ（δ5）の測定結果と載荷回数との関係を**図－3. 3. 1. 12** に示す。静的測定結果(**図－3. 3. 2. 10**)と同じく、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで急激な増加は生じておらず、最大でも 2. 6mm 程度と静的測定結果の 1. 3 倍程度に収まっていた。

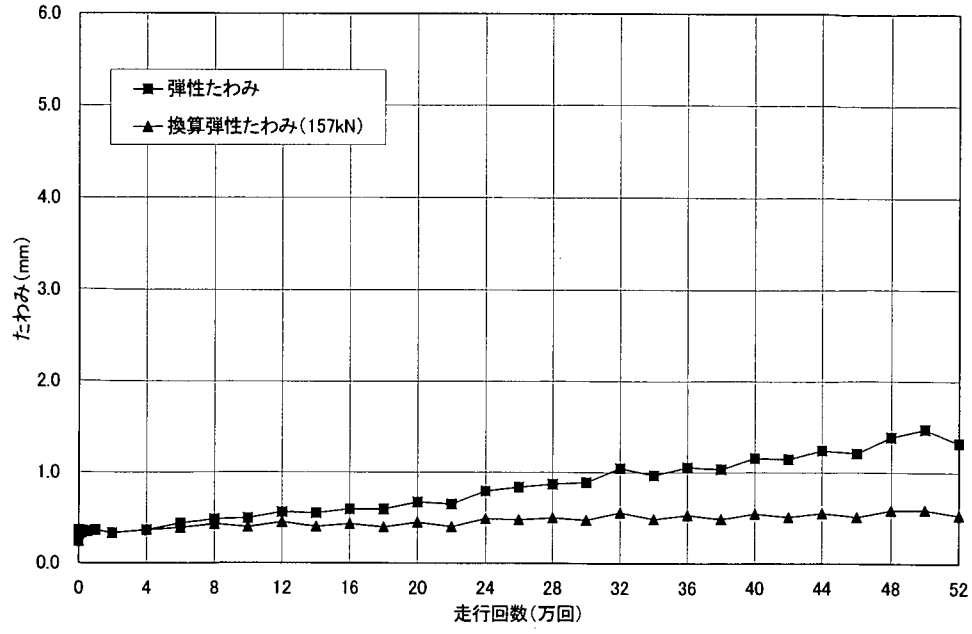
供試体の橋軸方向および橋軸直角方向の、それぞれ供試体中央ラインにおける載荷時と除荷時の差である弾性たわみ分布の、載荷回数とたわみの関係を**図-3. 3. 1. 13** および**図-3. 3. 1. 14** に示す。橋軸方向のたわみ分布に関し

ては、載荷荷重197kN(20tf)から392kN(40tf)までは荷重レベルにあわせてたわみ分布も安定的に推移している。352kN(40万回載荷時)付近から、たわみ分布が供試体中央付近で直線的になるが、これは継手部のごく僅かな目開き量(0.1mm 程度)の影響によるものと考えられる。橋軸直角方向のたわみ分布に関しては、載荷荷重197kN(20tf)から392kN(40tf)までは荷重レベルにあわせてたわみ分布も安定的に推移している。

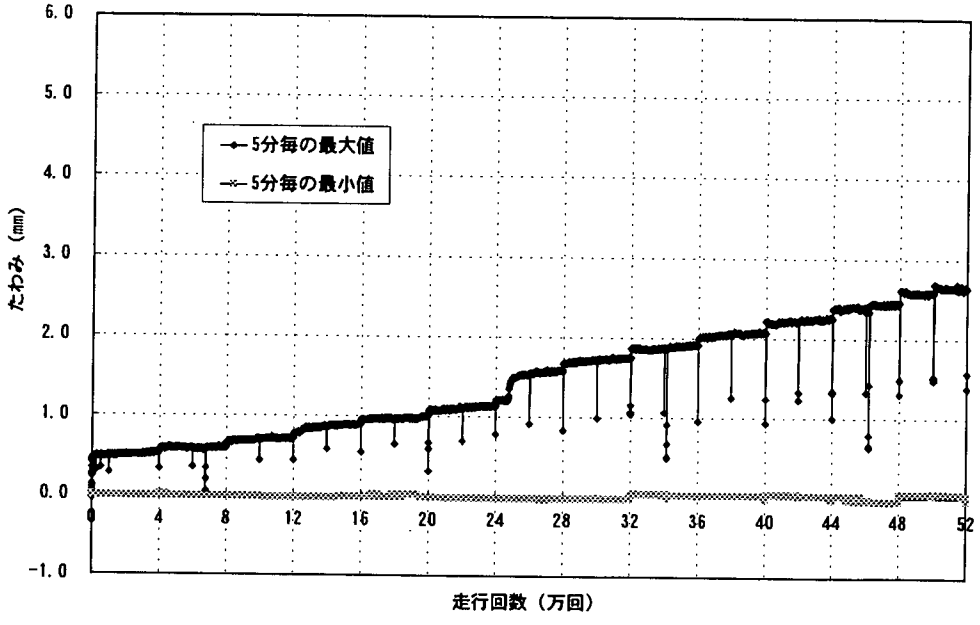
サンドイッチ型複合床版およびＲＣ８供試体、ＰＲＣ５０供試体の供試体中央の静的たわみ測定結果と走行回数との関係を**図－3.3.1.15**に示す。サンドイッチ型複合床版とＲＣ８供試体とを比較すると、ＲＣ８供試体のたわみが急増する直前の載荷荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回のサンドイッチ型複合床版の載荷時のたわみは1.0mm とＲＣ８供試体のたわみ 5.2mm の約 19%であり、除荷時のたわみに関しては、0.2mm 程度とＲＣ８供試体2.5mm の約 8%であった。一方、サンドイッチ型複合床版とＰＲＣ５０供試体とを比較すると、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回時点のサンドイッチ型複合床版の載荷時のたわみは2.5mmとＰＲＣ５０供試体のたわみ6.2mmの約40%であり、除荷時のたわみについては、0.6mmとＰＲＣ５０供試体の2.7mmの約20%であった。



図－3.3.1.10　供試体中央のたわみδ5：静的たわみ



図－3. 3. 1. 11　供試体中央のたわみδ5：静的弾性たわみ



図－3. 3. 1. 12　供試体中央のたわみδ5：動的たわみ

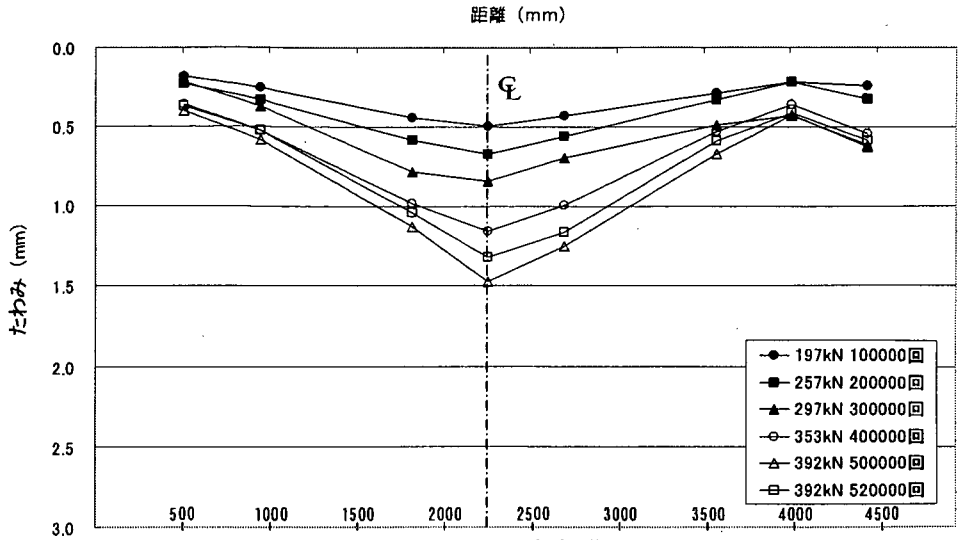


図-3. 3. 1. 13　橋軸方向弾性たわみ

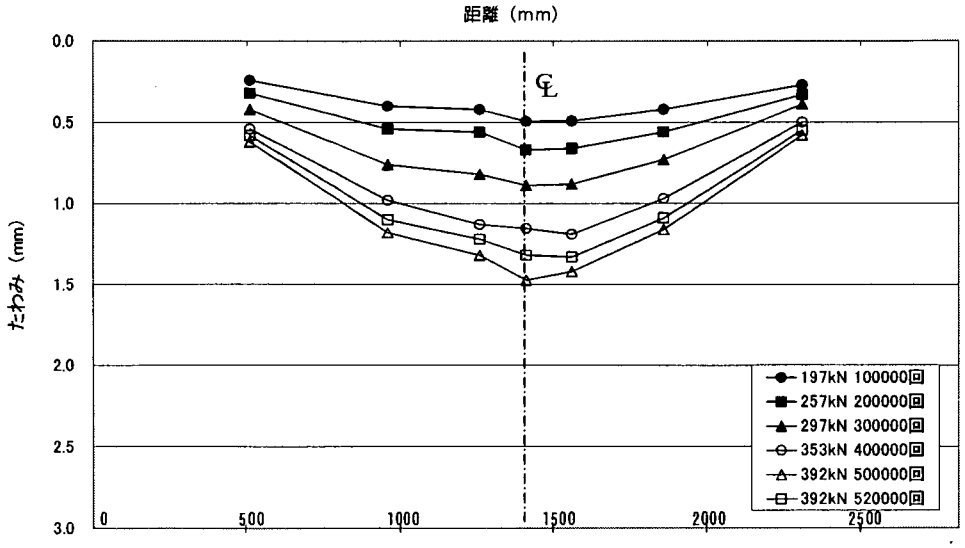
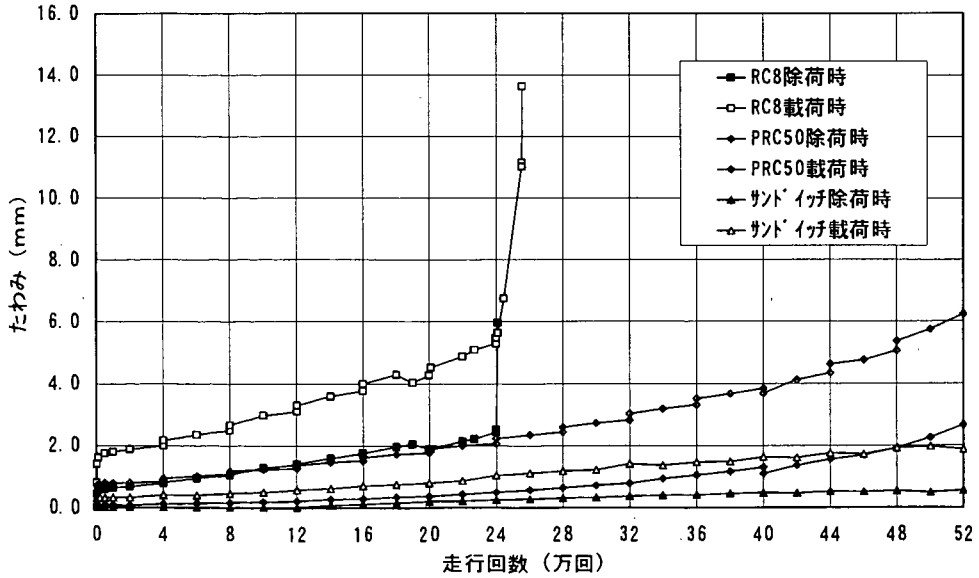


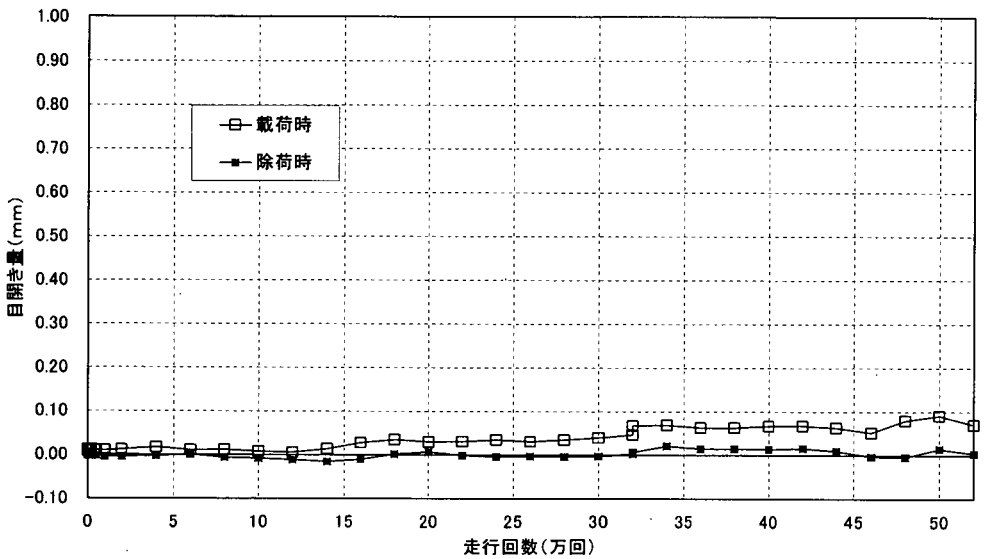
図-3. 3. 1. 14　橋軸直角方向弾性たわみ



図－3. 3. 1. 15　他形式床版とのたわみ比較

6）継手部の目開き量－走行回数関係

供試体中央の継手部目開き量として、測定箇所のなかで最も大きな値を示したδ17の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.16に示す。静的測定結果による載荷時の目開き量は、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回において0.1mm程度であった。また、除荷時の目開き量は載荷開始から試験終了時まで増加は見られず0.0mm前後を推移しており、試験終了時まで、残留目開き量はほとんど見られなかった。

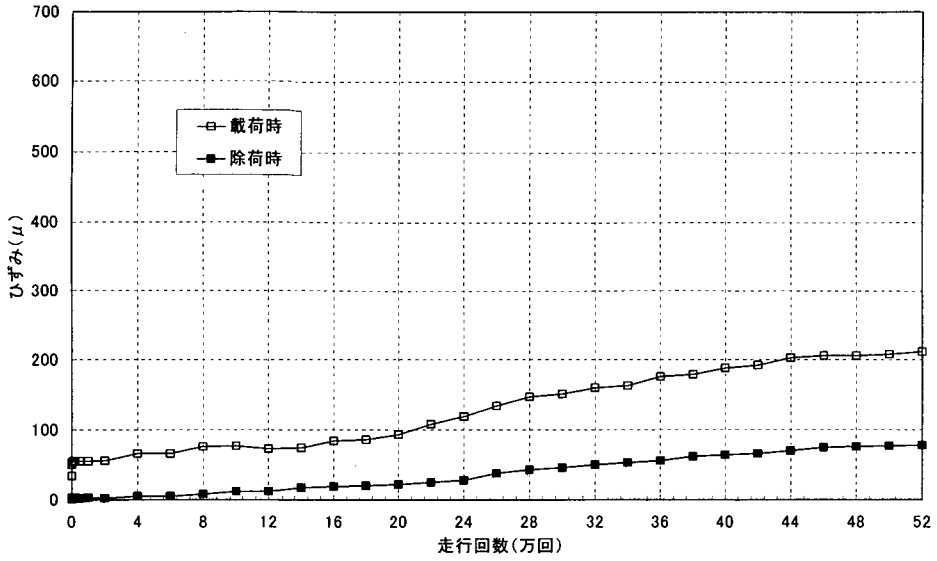


図－3.3.1.16　底鋼板継手部目開き量δ17：静的目開き量

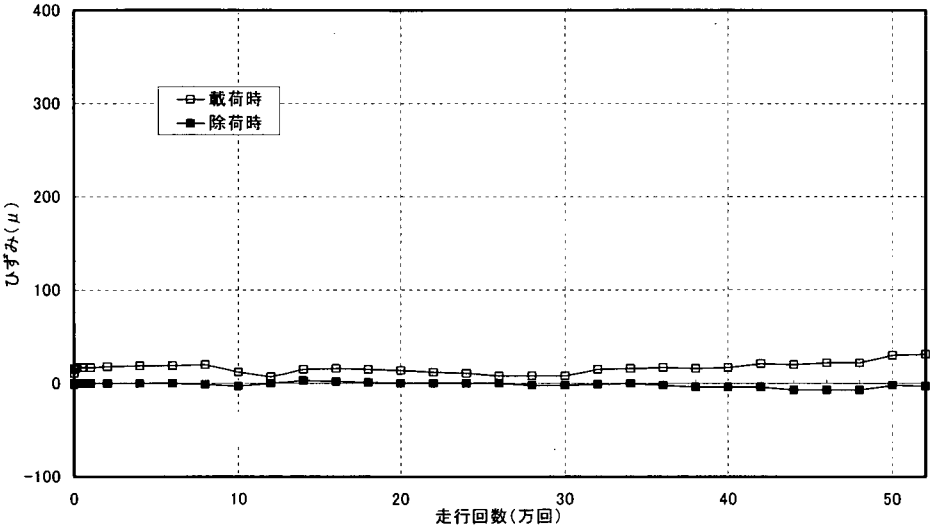
7）底鋼板下面のひずみ－走行回数の関係

供試体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみの静的測定結果（ε34）と走行回数との関係を図－3.3.1.17に示す。静的測定結果については、載荷時のひずみ値から除荷時のひずみ値を差し引いた弾性ひずみが載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回のときで110μ程度であり、載荷開始から荷重の段階的な増加に連動して安定的に推移していた。また、除荷時の残留ひずみは85μ程度であった。

供試体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみの静的測定結果（ε27）と走行回数との関係を図－3.3.1.18に示す。静的測定結果については、載荷時の値から徐荷時の値を差し引いた弾性ひずみが載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回のときで40μ程度であり、載荷開始から荷重の段階的な増加に連動してひずみは増加するもののその増加量は試験終了時で20μ程度と非常に小さな値であった。徐荷時の残留ひずみに関しては、載荷開始から試験終了時まで増加現象はほとんど見られず0μ前後を推移していた。



図－3. 3. 1. 17　底鋼板橋軸直角方向ひずみε34：静的ひずみ

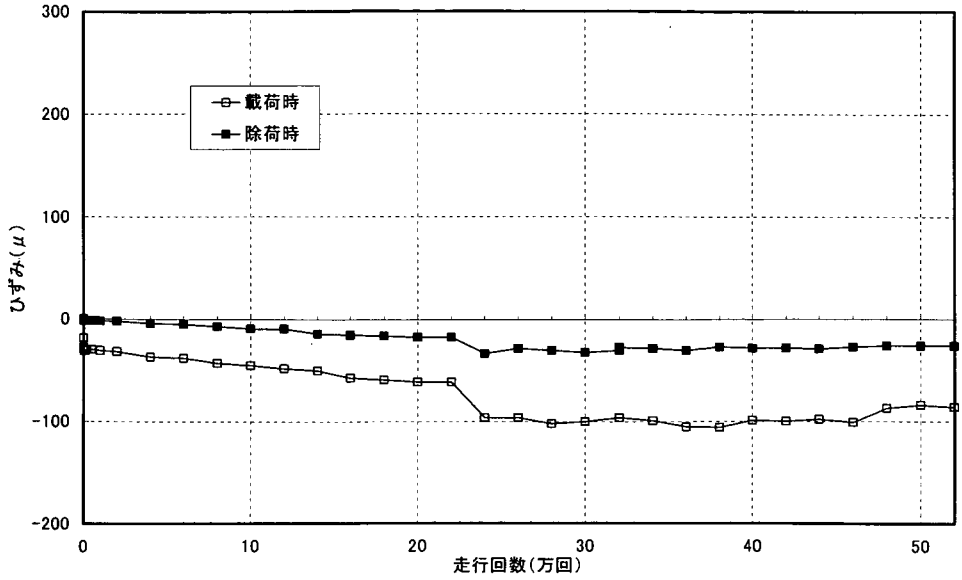


図－3. 3. 1. 18　底鋼板橋軸方向ひずみε27：静的ひずみ

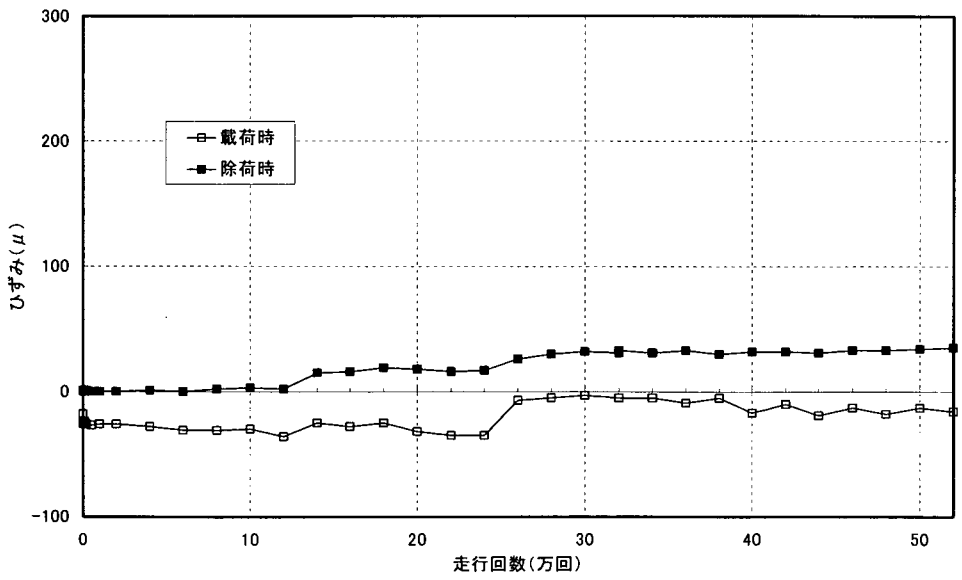
8）デッキプレートのひずみ－走行回数の関係

デッキプレート橋軸直角方向ひずみの静的測定結果(ε21)と走行回数との関係を**図－3. 3. 1. 19** に示す。載荷時の値から徐荷時の値を差し引いた弾性ひずみが、載荷荷重 274kN(28tf)・走行回数 24 万回時点で-50μから-70μに増加したものの、その後載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回まで、弾性ひずみは-70μ前後を安定的に推移していた。また徐荷時の残留ひずみは-30μ程度であった。

デッキプレート橋軸方向ひずみの静的測定結果(ε22)と走行回数との関係を**図－3. 3. 1. 20** に示す。載荷開始から 24 万回載荷までは、載荷時のひずみ値は-30μ前後の値を安定的に推移していた。14 万回載荷時点で除荷時ひずみが引張側の値を示すが、これはコンクリートとデッキプレートの間に若干の肌隙が出来たためと考えられる。載荷開始から試験終了時まで、弾性ひずみは、-50μ前後を安定的に推移していた。

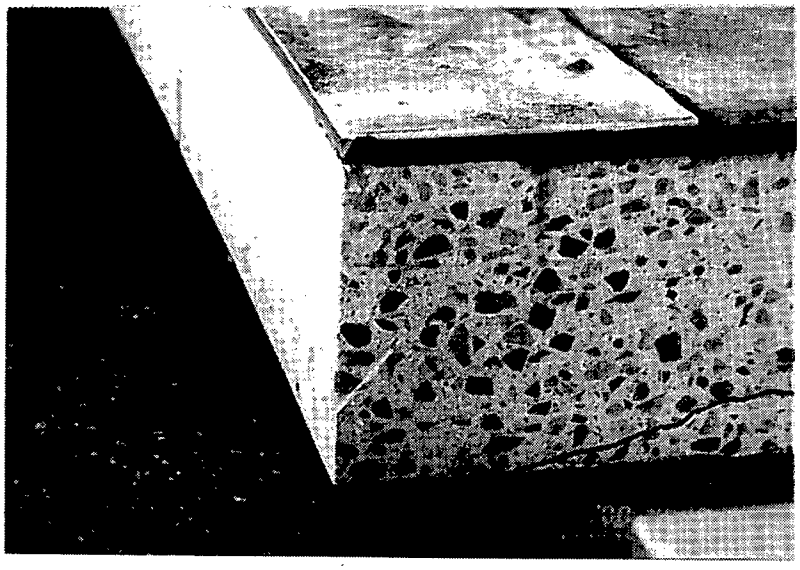


図－3. 3. 1. 19　デッキプレート橋軸直角方向ひずみ ε 21：静的ひずみ



図－3. 3. 1. 20　デッキプレート橋軸方向ひずみ ε 22：静的ひずみ

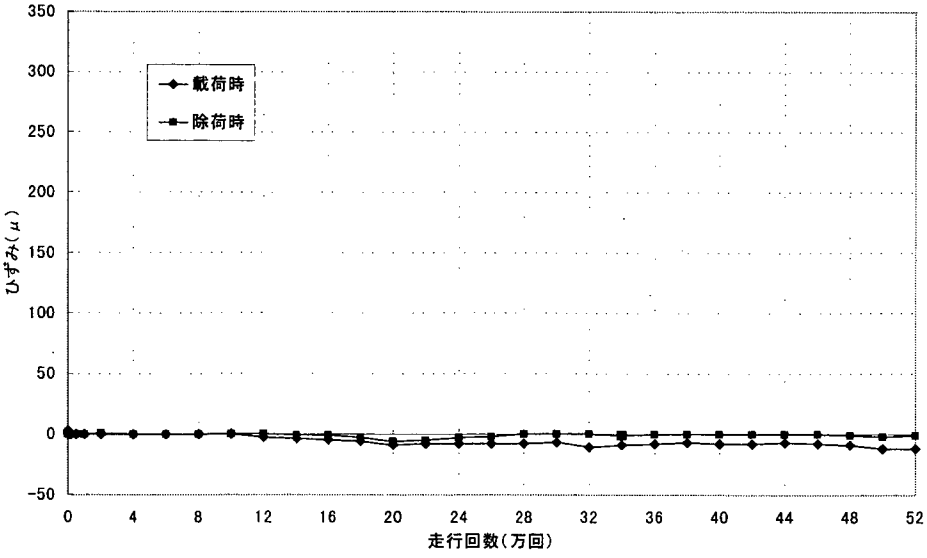
また、サンドイッチ型複合床版の最も弱点と考えられる部分であるデッキプレートと CT 形鋼の隅肉溶接部における疲労耐久性を確認する目的で、輪荷重走行直下に空隙（幅 400mm，長さ 160mm，深さ 3mm）を設けて試験を実施した。試験終了時において、デッキプレート自体の疲労亀裂等は全く見られず、またデッキプレートと CT 形鋼のすみ肉溶接部においても疲労亀裂は見られなかった。空隙部の状況を**写真**－3. 3. 1. 7 に示す。また、切断後の供試体により当該部の内部コンクリートの状況も確認したが、一般部同様、切断面は健全な状態であった。



写真－3.3.1.7　空隙部の状況

9）ボルトのひずみ－走行回数の関係

ボルトひずみの静的測定結果（ε65）と走行回数との関係を**図－3.3.1.21** に示す。載荷時ひずみは、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回時でも 15μ程度と小さな値であった。除荷時ひずみは、載荷開始から試験終了時までひずみの値は、0μ前後を安定的に推移しており、残留ひずみは、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回載荷終了時まで発生していない。



図－3.3.1.21　ボルトひずみ（ε65）

１０）試験着目点の考察

① 破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

サンドイッチ型複合床版は、本試験最終段階である載荷荷重 392KN(40tf)・走行回数 52 万回においても破壊に至らず、その兆候も認められなかった。よって、今回の試験から破壊形態の確認はできなかった。

② 各荷重載荷段階における供試体たわみ、継手部目開き量および各部発生ひずみ

供試体のたわみ－走行回数の関係から、載荷荷重 392kN（40tf）・走行回数 52 万回に至るまでたわみは安定的に推移しており、静的測定および動的測定によるたわみの最大値はそれぞれ 1.9mm，2.7mm であった。

静的測定の載荷時たわみから除荷時たわみを差し引いた弾性たわみも試験終了まで安定的に推移しており、最大でも 1.4mm 程度であった。また、載荷荷重 157kN（16tf）に換算した弾性たわみは、載荷開始から終了までの間、0.5mm 程度の増加量であった。

継手部の目開き量－走行回数の関係から、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで、静的測定値 0.08mm 程度であった。

デッキプレートのひずみ，および底鋼板下面のひずみは、いずれも載荷開始から試験終了時まで安定的に推移していた。載荷荷重 392kN（40tf）・走行回数 52 万回時点での橋軸直角方向弾性ひずみはそれぞれ、デッキプレートで－50μ，底鋼板で 130μ（橋軸直角方向）と小さな値であり、除荷時の残留ひずみに関しても、デッキプレートで－25μ，底鋼板で 80μ（橋軸直角方向）と小さな値であった。

③ ＲＣ床版やＰＲＣ床版とのたわみ比較

サンドイッチ型複合床版のたわみはＲＣ８供試体のたわみが大きく変化する荷重 255kN（26tf）・走行回数 24 万回時点でＲＣ８供試体の約 10％であった。また、荷重 392kN（40tf）・走行回数 52 万回でのサンドイッチ型複合床版のたわみはＰＲＣ５０供試体の約 30％であった。

④ デッキプレートと CT 形鋼の隅肉溶接

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。

⑤ 以上試験結果より、ＲＣ８供試体が載荷荷重 255kN（26tf）・走行回数 24 万回時点でたわみが急増し押し抜きせん断破壊に至ったのに対して、サンドイッチ型複合床版は本試験の最終段階載荷荷重 392kN（40tf）・走行回数 52 万回までたわみは安定的に推移し未破壊で試験を終了した。これによりサンドイッチ型複合床版の優れた疲労耐久性が確認できたと言える。また、ＰＲＣ５０供試体については、載荷荷重 392kN（40tf）・走行回数 52 万回の未破壊で終了してはいるが、同じ最終段階でのサンドイッチ型複合床版のたわみはＰＲＣ５０供試体の約 30％（1.9mm）と小さな値であり、サンドイッチ型複合床版は、ＰＲＣ５０供試体と同等以上の疲労耐久性を有していることが確認できた。

3.3.2　低Uリブ床版

（1）工法の概要

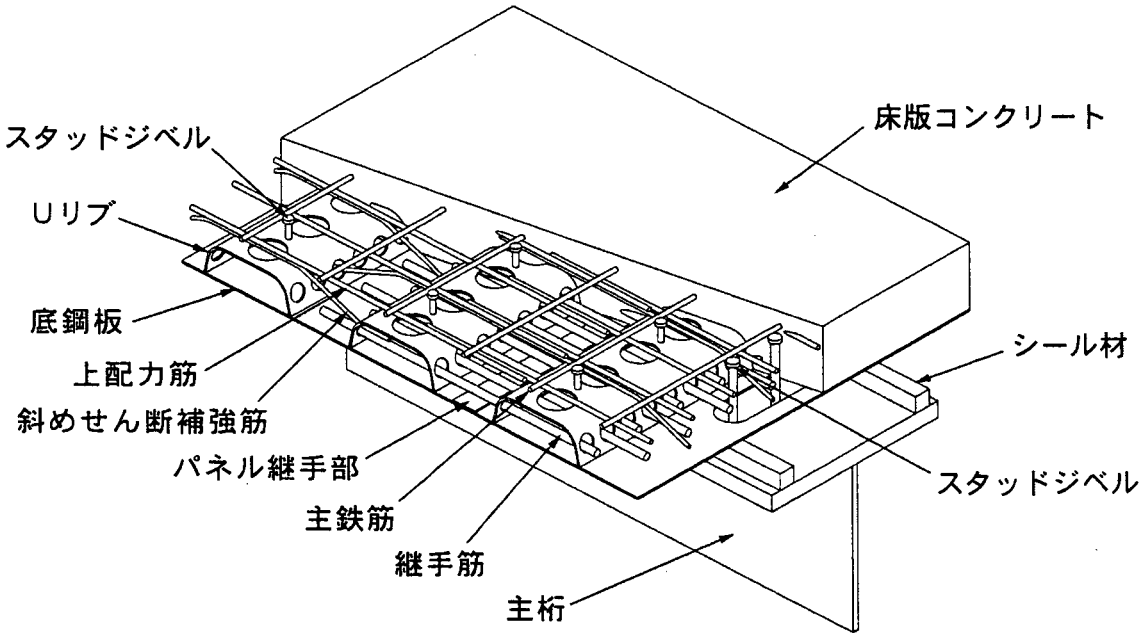
1）工法の概要

合成床版には、コンクリート打設時の型枠支保工や足場が不要であること、プレファブ化による現場施工の軽減、短縮などのメリットがある。

低Uリブ床版は、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。基本構造を図－3.3.2.1 に示す。

2）試験の着目点

試験の着目点は、基本構造である低Uリブ床版の耐力と、パネル継手部の耐力である。特にUリブ上のコンクリートとUリブとの剥離による梁状化が着目点となる。



図－3.3.2.1　低Uリブ床版概要図

3) 設計の概要

① 概要

- 本供試体は、鋼･コンクリート合成床版である。
- 合成前死荷重(鋼部材、床版コンクリート自重)に対しては鋼部材が抵抗し、合成後死荷重(舗装等)と、活荷重に対しては鋼・コンクリート合成断面が抵抗する。
- パネル間の底鋼板は溶接や高力ボルトによる添接は行わず、配力筋方向の力は継手筋と重ね継手により伝達し、ＲＣ断面として設計する。破壊抵抗曲げモーメントが一般部に対し極端に小さくならないように断面を決定する。
- Ｕリブの腹板および頂部にパンチ等による開孔を行い、Ｕリブ内部にコンクリートを充填させることにより、ずれ止め効果の向上と、配力筋方向の断面の連続化をはかる。
- 鋼板の防食方法は、塗装仕様、耐候性鋼材仕様、めっき仕様、金属溶射仕様などが採用可能である。ただし本供試体には特に施さない。

② 設計曲げモーメント

設計曲げモーメントは「道路橋示方書」に準じる。

③ 床版厚の決定

- 供試体のコンクリート部分の最小厚は、200mm または(25L+100)mm(Ｌ:床版支間[m])のうちの大きい方とする。負の曲げモーメントが生じる主桁上の床版の耐久性を考慮して、200mm 以上とし、本供試体の床版厚はコンクリート厚 200mm 底鋼板厚 6.0mm の合計 206mm とする。
- Ｕリブ上面では、コンクリートの剥離、あるいはひび割れの発生を抑えるため十分なかぶり厚を確保する必要がある。鉄筋については純かぶり厚 30mm を確保するものとする。

④ 断面設計

a．主部材方向

- 引張領域のコンクリートは無視し、Ｕリブの開孔部は断面欠損として設計する。
- 鋼とコンクリートのヤング係数比は n=15 とする。
- 底鋼板については、道示鋼橋編 6.2.4「デッキプレートの有効幅」により有効幅を考慮する。
- 連続版中間支点や、片持版などの負の曲げモーメントが作用する部位では、Ｕリブ間の配力筋上に鉄筋を配置することにより補強し、ひび割れに対し十分な鉄筋量を確保する。

b．配力部材方向

- 主部材パネル継手部の底鋼板を連続させないこととし、継手部では底鋼板を断面に考慮しない複鉄筋断面として設計を行い、配力筋量を決定する。

c．設計応力度

・主部材方向

コンクリートの圧縮縁　：3.8N/mm^2（38kgf/cm^2）＜　8.6N/mm^2（σ ck/3.5 =86kgf/cm^2）（圧縮）

圧縮側鉄筋　：19.6N/mm^2（200kgf/cm^2）＜　120N/mm^2（1200kgf/cm^2）（圧縮）

底鋼板の応力度　：51.3N/mm^2（523kgf/cm^2）＜　140N/mm^2（1400kgf/cm^2）（引張）

・配力筋方向

コンクリートの圧縮縁　：2.6N/mm^2（30kgf/cm^2）＜　8.6N/mm^2（86kgf/cm^2）（圧縮）

圧縮側鉄筋　：19.6N/mm^2（200kgf/cm^2）＜　120N/mm^2（1200kgf/cm^2）（圧縮）

底鋼板の応力度　：27.5N/mm^2（280kgf/cm^2）＜　140N/mm^2（1400kgf/cm^2）（引張）

$\sigma c < \sigma ck / 3.5$

$\sigma s < \sigma sa$

σc：コンクリートに作用する圧縮応力度

σck：コンクリートの設計基準強度$\sigma ck = 30N/mm^2$（300kgf/cm^2）

σs：鋼部材に作用する引張応力度または圧縮応力度

σsa：鋼部材の許容応力度

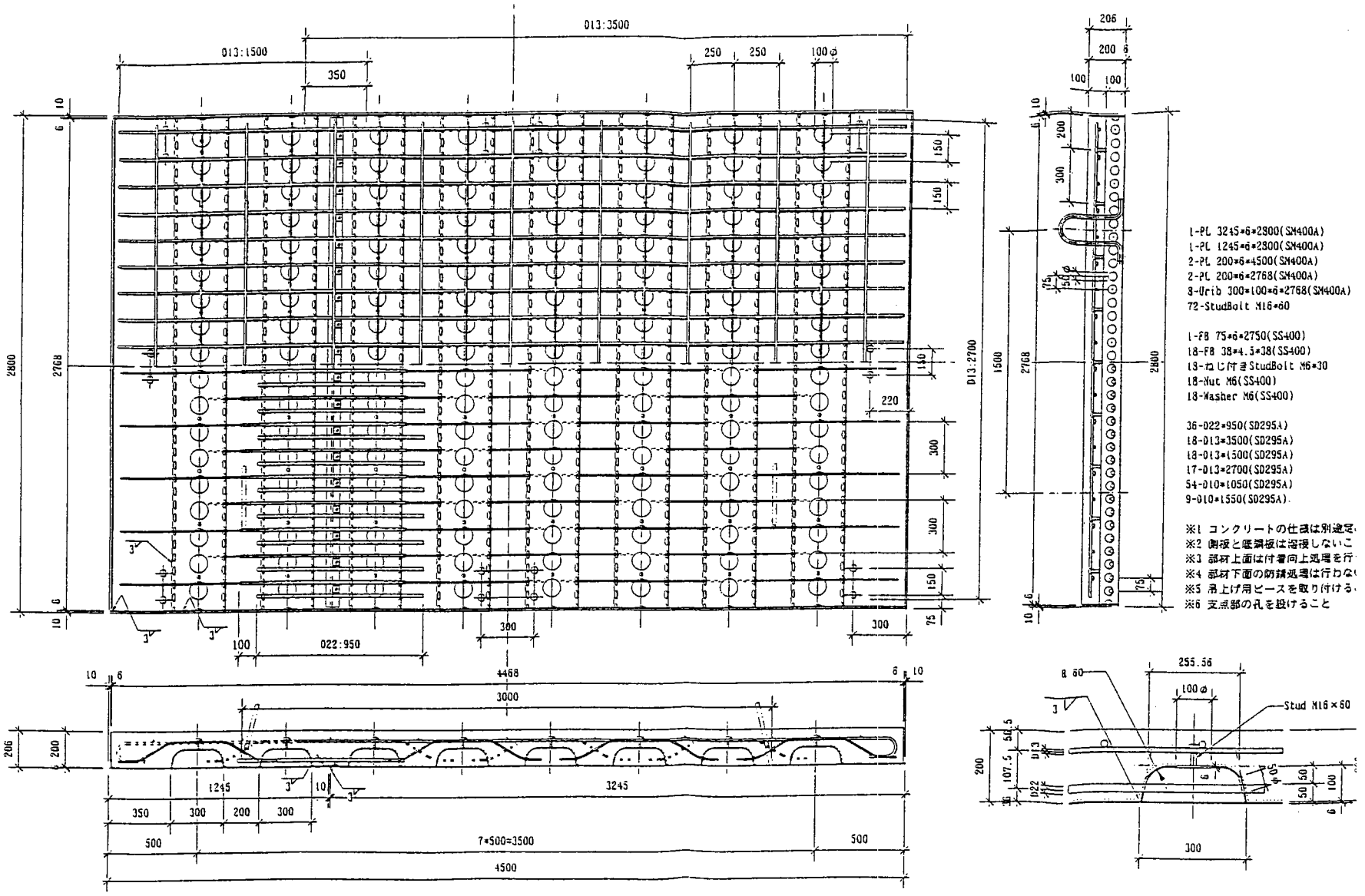
鉄筋は20N/mm^2（200kgf/cm^2）程度の応力度の余裕をみて設計する。

を示す。

⑤　継手

継手部は、底鋼板をスタッドボルトにより接合し継手鉄筋を配置する。底鋼板の力を継手鉄筋に伝達させて、ＲＣ構造として設計する。継手部が一般部に対して極端に強度が落ちることを避けるため、継手部断面の破壊抵抗曲げモーメントが一般部の75%以上を確保するような配力筋量とする。

図-3.3.2.2に供試体の形状・寸法を示す。



図－3.3.2.2　供試体の形状・寸法（単位：mm）

4）施工の概要

① 施工の方法

a．鋼部材パネルの製作

b．鋼板への砂の接着

コンクリートと鋼板の付着強度向上を目的に、鉄筋配筋前に鋼板に接着剤を塗布し、砂を接着させる。(砂0.6mm：500g/m^2、エポキシ系接着剤 200g/m^2)。鋼板面の処理は特別行わない。

c．配力筋の配筋

d．鋼部材パネルの据付け実施工に合わせて、配筋された鋼部材パネルを単純支持する。

② 施工時の供試体の保持方法

a．コンクリート打設時　2辺単純支持

b．コンクリート養生時　2辺単純支持

c．床版吊り上げ時　4点吊り支持(これによるひび割れを入れない)

d．運搬時　多点支持(これによるひび割れを入れない)

③ 使用材料の設計基準強度とコンクリートの配合

a．　コンクリート　$\sigma ck = 30N/mm^2(300kgf/cm^2)$

b．　鉄筋　SD295A　$\sigma ta = 140N/mm^2(1400kgf/cm^2)$　引張許容応力度

c．　鋼板　SM400A　$\sigma ta = 140N/mm^2(1400kgf/cm^2)$　引張許容応力度

d．　**表－3.3.2.1** にコンクリートの配合を示す。

表-3.3.2.1 コンクリート配合

コンクリートの種類	設計基準強度 σ28 N/mm^2 (kgf/cm^2)	粗骨材の最大寸法 mm	スランプ cm	水セメント比 W/C %	細骨材率 S/a %	単位量 N/m^3(kgf/m^3) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	膨張材
普通	30 (300)	20	21	45.6	48.9	175	384	807	904	4.186	35

混和剤：高性能AE減水剤

④ コンクリート打設立会

コンクリート打設日時　平成 11 年 10 月 20 日(水)

場所　日本鋼管(株)鶴見事業所

〒２３０－００４４　神奈川県横浜市鶴見区末広町２－１

立合者氏名（敬称略）

建設省土木研究所　内田賢一

新日本製鐵（株）藤井康盛、曽根幸治、神垣宏靖

横河ブリッジ（株）高田和彦、永田淳、水越秀和

川田工業（株）街道浩

飛島建設（株）山中公明

日本カイザー（株）木村勝利、肥沼年光

ショーボンド建設（株）佐藤政勝

石川島播磨重工業（株）西土隆幸

住友金属工業　関口修史

日本鋼管（株）加納勇、川畑篤敬、猪村康弘、滝口伸明

打設時の支持方法を図－3.3.2.3 に示す。コンクリート打設によるたわみを計測する

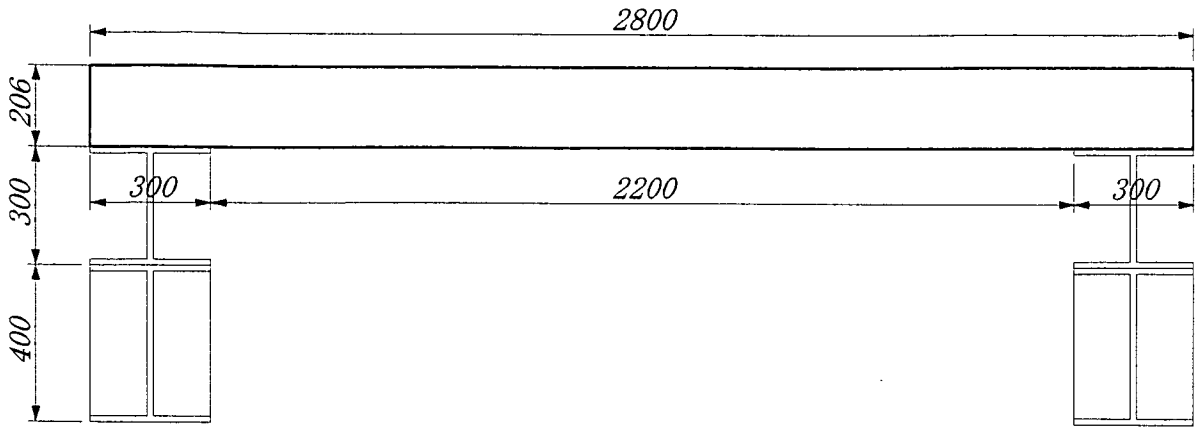


図-3.3.2.3 コンクリート打設時の支持方法（単位：mm）

上記の方法で施工を行った結果、コンクリート打設時の支間中央位置のたわみは 1.4mm であった。

④養生の方法

室内で、打設後７日間は散水して養生マットで覆い湿潤状態を保つ方法による。

５）計測

計測項目は以下に示す通りである。

ａ．変位計（橋軸方向分布、橋軸直角方向分布）

供試体のたわみについて橋軸方向および橋軸直角方向分布を計測するために１５箇所に変位計を設置する。

なお、橋軸方向の３カ所については、随時、動的にモニタリングする。

ｂ．π型変位計（継手部）

継手部の開閉量を計測するために、継手位置にπ型変位計を設置する。

計測は、継手部３カ所。なお、継手部１カ所については、随時、動的にモニタリングする。

ｃ．底鋼板ひずみゲージ

橋軸方向：１７箇所

橋軸直角方向：１４箇所、１箇所（動的）

ｄ．Ｕリブひずみゲージ

橋軸直角方向：６箇所

ｅ．継手鉄筋ひずみゲージ

橋軸方向：６箇所、１箇所（動的）

f．上側鉄筋ひずみゲージ

橋軸方向：１７箇所、１箇所（動的）

橋軸直角方向：１４箇所、１箇所（動的）

g．折り曲げ鉄筋ひずみゲージ

橋軸方向：９箇所

h．コンクリートひずみゲージ

橋軸方向：６箇所

橋軸直角方向：６箇所

i．スタッド

高さ方向に２箇所スタッド１本当たり４箇所×５＝２０箇所

j．ひび割れ状況

床版上面のひび割れを随時目視観察する。

6）想定される破壊形態

破壊への推移を次のように予測している。

Uリブ位置での橋軸直角方向ひび割れの進展に伴い、Uリブ上のコンクリートとUリブが剥離し、版構造から梁構造へと変化してせん断破壊に至る。

（2）試験結果

1）材料試験結果

①コンクリート材料特性

コンクリートの製品同一養生供試体の圧縮強度試験結果、引張強度試験結果をそれぞれ表－3.3.2.2～3 に示す。円柱供試体の試験時材齢は 36 日であり、設計基準強度 30.0N/mm^2（300kgf/cm^2）に対して、実強度は 40.6N/mm^2（414kgf/cm^2）であった。

表－3.3.2.2　コンクリート圧縮試験結果

番号	直径 mm	断面積 mm^2	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 ×10^{4}N/mm^2 (×10^{5}kgf/cm^2)	ポアソン比
1	99.9	7838	310.4(31.65)	39.6(404)	3.42(34.9)	0.221
2	99.8	7827	310.9(31.70)	39.7(405)	2.92(29.8)	0.187
3	99.8	7823	332.4(33.89)	42.5(433)	3.22(32.9)	0.202
平均値	—	—	—	40.6(414)	3.19(32.5)	0.203

表－3.3.2.3 コンクリート引張試験結果

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
4	99.93	198.8	118.8(12.11)	3.81(38.9)
5	99.93	197.8	90.1(9.19)	2.90(29.6)
6	99.88	197.5	81.2(8.28)	2.62(26.7)
平均値	—	—	—	3.11(31.7)

②鋼材の材料特性

鉄筋および鋼材の引張試験結果をそれぞれ**表－3.3.2.4～5** に示す。鉄筋については、公称降伏点応力295N/mm²(3,000kgf/cm²)以上、公称引張強さ 440～600N/mm²（4,500～6,100kgf/cm²）を満足している。鋼板については、公称降伏点応力 245N/mm²（2,500kgf/cm²）以上、公称引張強さ 400～510N/mm²（4,050～5,200kgf/cm²）を満足している。

表－3.3.2.4　鋼板引張試験結果

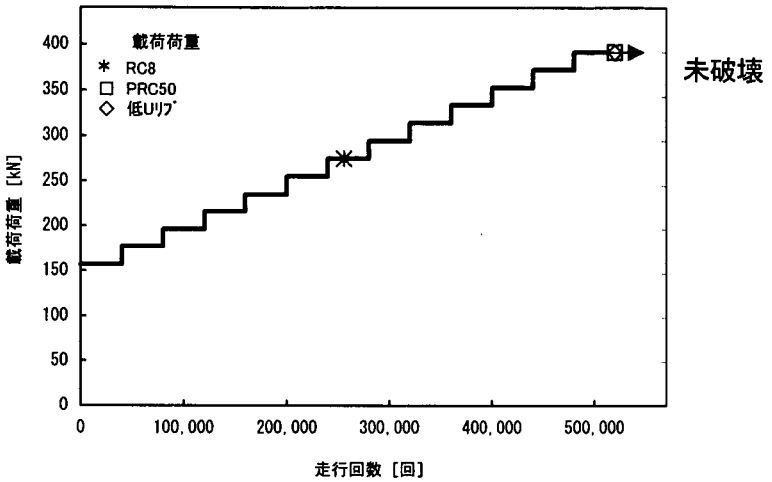
試験片番号	平均断面積 mm²	評点距離 mm		伸び %	降伏点		引張強さ		鋼種材質 mm
		試験前	試験後		荷重 kN (tf)	σy N/mm² (kgf/mm²)	荷重 kN (tf)	σb N/mm² (kgf/mm²)	
U6.0-1	145.7	50.05	69.2	38.3	43.86(4.47)	301(30.69)	65.61(6.69)	450(45.89)	PL t=6 SS400
U6.0-2	144.0	49.95	68.2	36.5	44.33(4.52)	308(31.41)	65.38(6.67)	454(46.29)	
U6.0-3	145.0	50.05	69.8	39.5	42.94(4.38)	296(30.18)	65.09(6.64)	449(45.78)	
平均	－	－	－	38.1	－	302(30.80)	－	451(45.99)	

表－3.3.2.5 鉄筋引張試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN(tf)	最大荷重 kN(tf)	降伏点応力 N/mm² (kgf/cm²)	降伏点ひずみ ×10⁻⁶	引張強さ N/mm² (kgf/cm²)	標点距離 試験前 (mm)	標点距離 試験後 (mm)	伸び %	公称断面積 mm²(cm²)	鋼種材質
D10-1	25.8(2.63)	35.5(3.62)	362(3687)	2010	498(5078)	79.7	99.8	25.3	71.33 (0.7133)	D10 SD295A
D10-2	25.5(2.60)	35.7(3.64)	357(3645)	1881	500(5099)	79.5	98.0	23.3		
D10-3	25.6(2.61)	35.3(3.60)	359(3659)	2178	495(5048)	79.8	97.9	22.7		
平均値	－	－	359(3664)	2023	498(5078)	－	－	23.8	－	
D13-1	44.5(4.54)	63.7(6.50)	351(3583)	2355	503(5129)	104.5	130.2	24.6	126.7 (1.267)	D13 SD295A
D13-2	44.2(4.51)	63.8(6.51)	349(3560)	1799	504(5139)	103.8	128.9	24.2		
D13-3	44.8(4.57)	63.4(6.47)	354(3607)	1859	500(5099)	103.9	127.8	23.1		
平均値	－	－	351(3583)	2004	502(5119)	－	－	24.0	－	
D22-1	147.0(14.99)	216(22.03)	380(3872)	2024	558(5690)	175.8	213.5	21.4	387.1 (3.871)	D22 SD295A
D22-2	146.5(14.94)	215(21.92)	378(3859)	2226	555(5659)	175.6	206.4	17.6		
D22-3	147.5(15.04)	216(22.03)	381(3885)	2120	558(5690)	175.8	207.4	18.0		
平均値	－	－	380(3872)	2123	557(5680)	－	－	19.0	－	

2）破壊時走行回数

低Uリブ床版は、走行試験において荷重 392kN(40tf)・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－3.3.2.4** に載荷荷重と走行回数の関係を示す。図には、RC8 供試体、PRC50 供試体の試験結果を併記した。



図－3.3.2.4　載荷荷重と走行回数の関係

3）破壊形態および床版切断面の状況

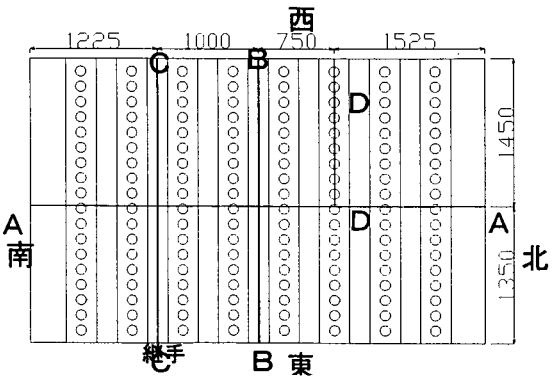
低Uリブ床版は、本試験において破壊につながると予想される損傷が見られなかったため、破壊形態については調査できなかった。試験終了後に**図－3.3.2.5** に示すように供試体を 4 カ所で切断し、供試体内部の様子を観察した。走行試験完了時供試体上面のひび割れ状況、切断面のひび割れ状況を**図－3.3.2.6～7** および**写真－3.3.2.1～3** に示す。なお、ひび割れは黒線で示している。

①コンクリート上面のひび割れ

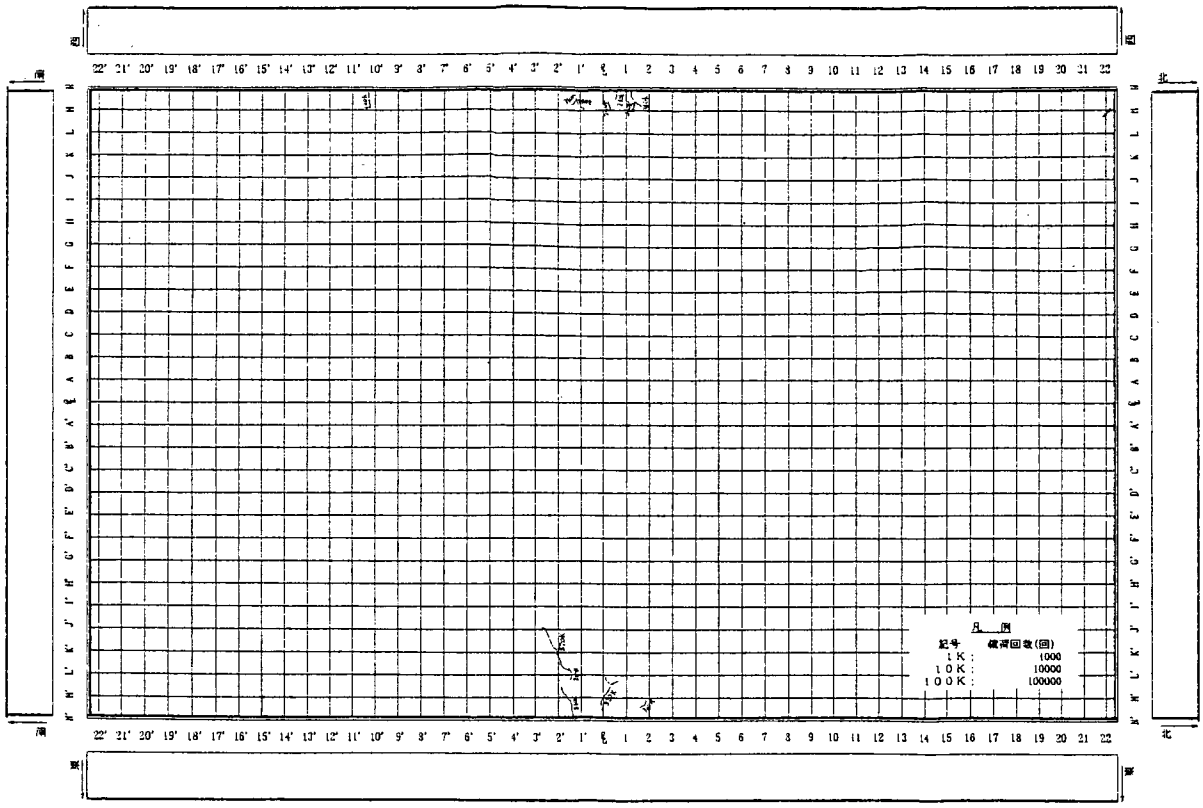
載荷初期から 24 万回走行時までまったくひび割れは見られなかった。24 万回走行時に支持桁中央固定位置付近に小さなひび割れが数カ所発生したが破壊につながるようなひび割れではなかった。

②供試体切断面のひび割れ状況

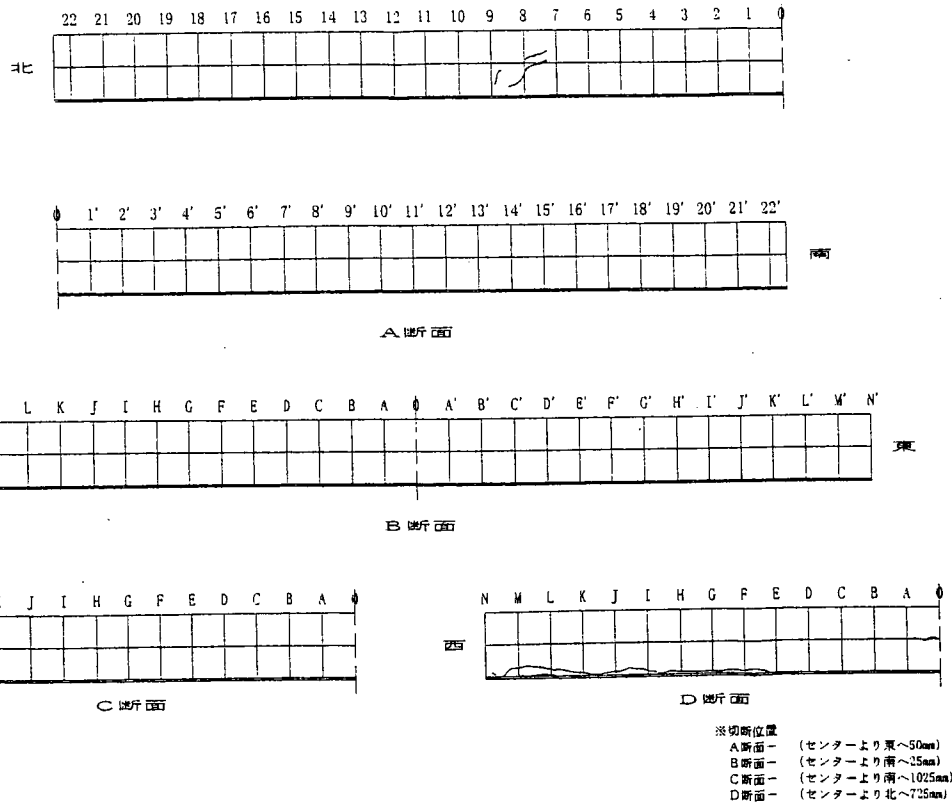
D断面において、Uリブ上に水平方向のひび割れ、Uリブ内外にひび割れが見られるが、破壊につながるような貫通ひび割れは認められなかった。また、Uリブ内の充填性が問題となる箇所はなかった。



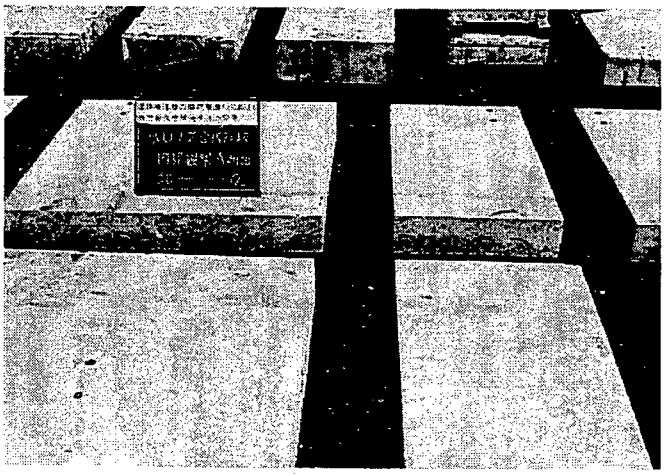
図－3.3.2.5 供試体切断位置(単位:mm)



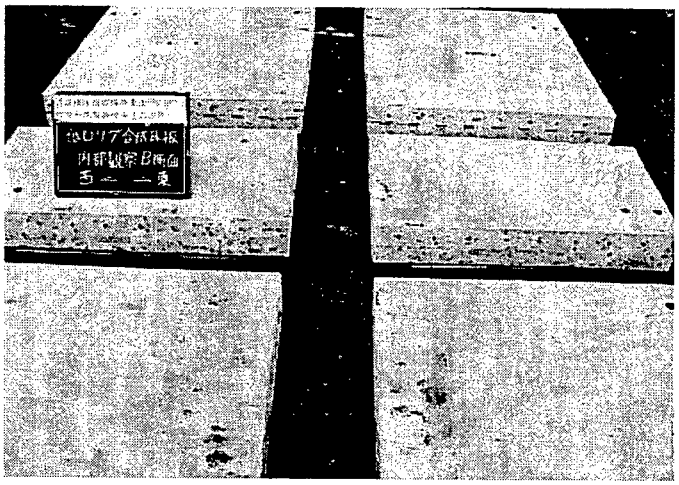
図－3.3.2.6 供試体上面のひび割れ状況



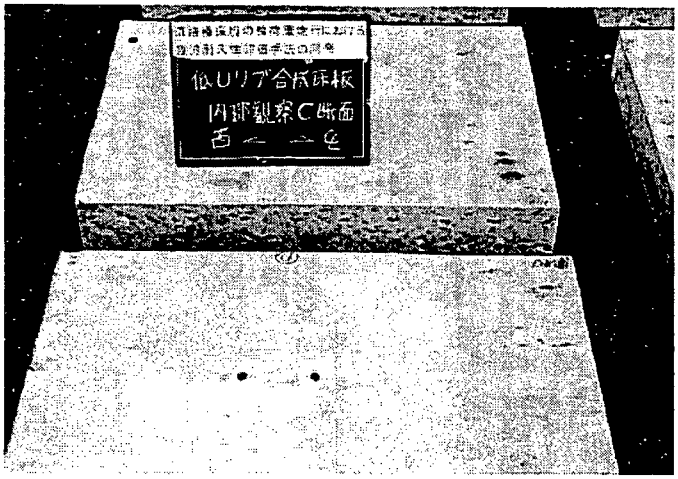
図－3.3.2.7 供試体切断面のひび割れ状況



写真－3.3.2.1　A－A断面



写真－3.3.2.2　B－B断面



写真－3.3.2.3　C－C 断面

4）供試体厚実測結果

供試体切断後、低Uリブ床版の実測厚を計測した結果を**表－3.3.2.6** に示す。測定が可能であった箇所の供試体厚誤差は-5～+3mm であり、規定値の 206mm に非常に近い値となっている。

表－3.3.2.6　供試体の実測厚（単位：mm）

A－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'
204	205	204	206	206	205	204	203	203	204	207	205	204	202	202	203	204	204	204	205	206	209	206

A－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'
206	206	206	206	206	207	207	206	207	207	206	205	205	206	206	205	205	206	205	205	206	205

B－B断面西側　　B－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'
207	207	206	206	206	206	206	205	205	204	204	204	204	203	202	205	206	207	206	206	205	206	206	205	205	206	205	206	207

C－C断面

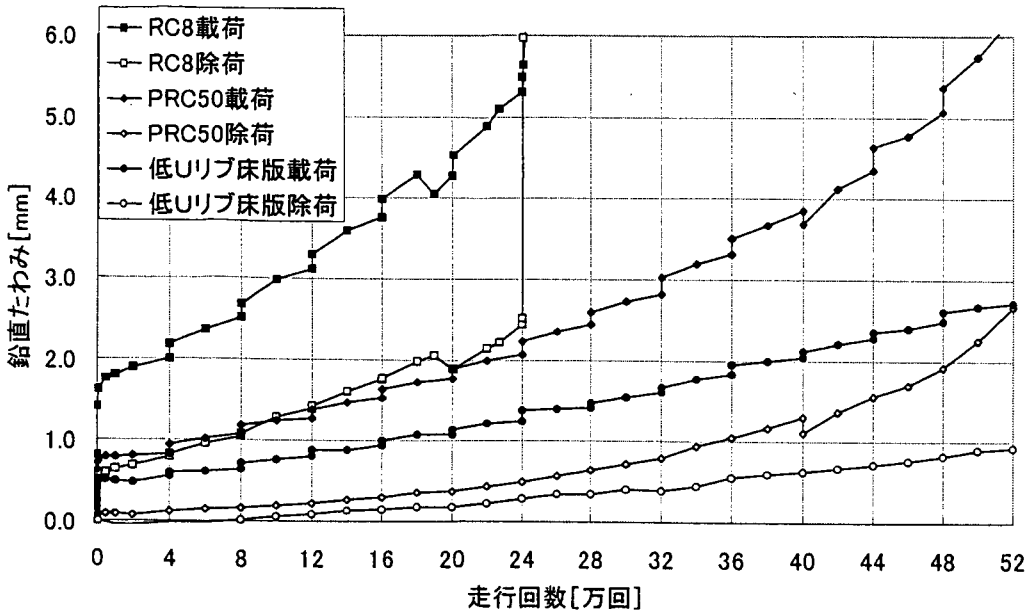
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	0
–	–	–	–	–	–	–	–	–	205	204	205	205	205	205

5）供試体たわみ－走行回数関係

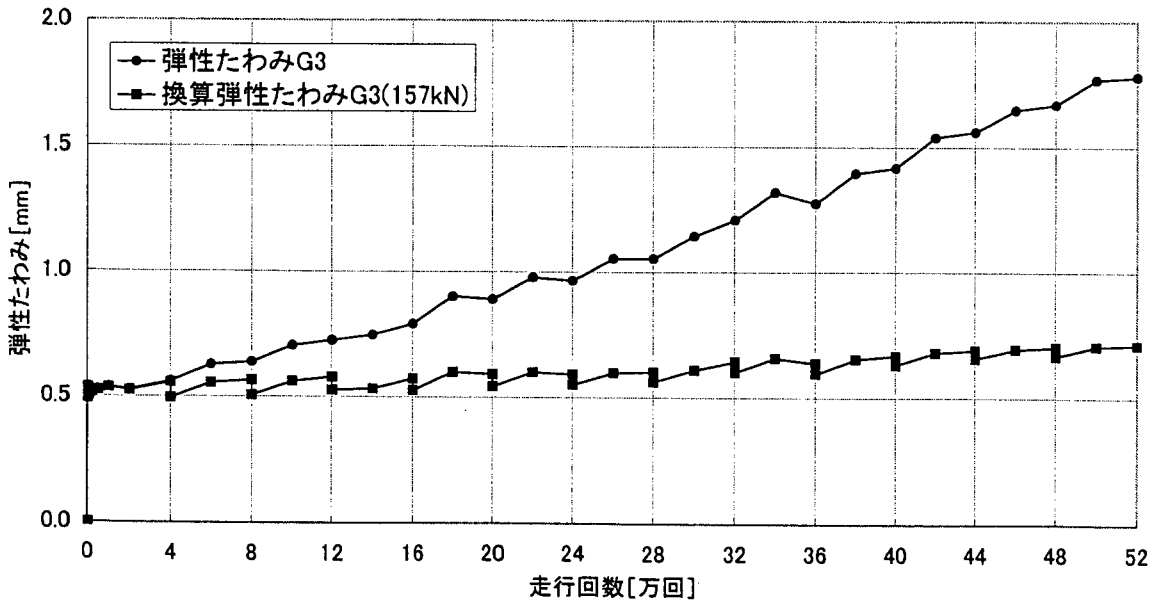
供試体中央部でのたわみ－走行回数関係、載荷時のたわみから除荷時のたわみを差し引き載荷時の荷重のみによる弾性たわみと 157kN(16tf)荷重で換算した弾性たわみと走行回数の関係を**図－3.3.2.8～9** に示す。図中、RC8 供試体、PRC50 供試体の試験結果も併記して示す。橋軸方向と橋軸直角方向の鉛直たわみ分布、変位計の配置図を**図－3.3.2.10～12** に示す。

荷重レベルにあわせてたわみが増加しており、継手位置と対称位置の一般部とのたわみ差は小さかった。

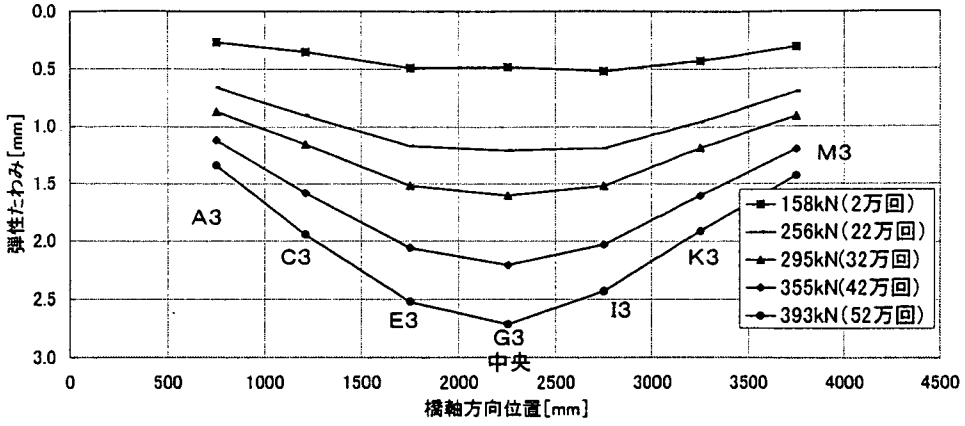
たわみは、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで破壊につながるような急激な増加現象は認められず、試験終了時たわみは 392kN(40tf)載荷時で 2.7mm 程度、除荷時で 0.9mm 程度であった。弾性たわみの値は最大で 1.8mm 程度、走行試験開始時の 1.5 倍であった。動的測定の最大値は 3.2mm で静的測定結果の 1.2 倍であった。



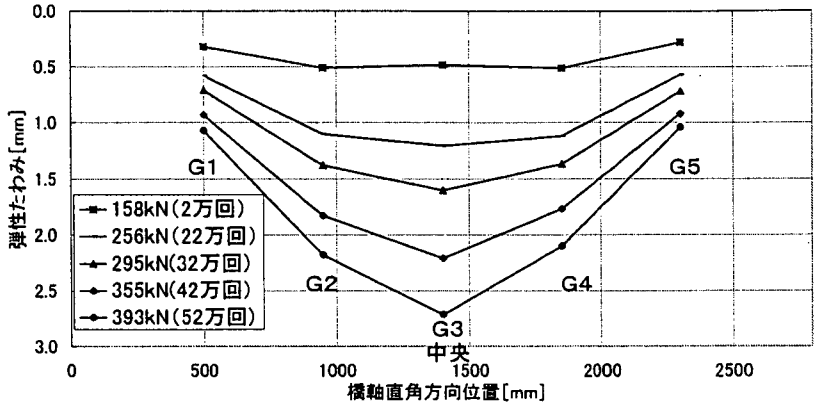
図－3.3.2.8　鉛直たわみ－走行回数関係



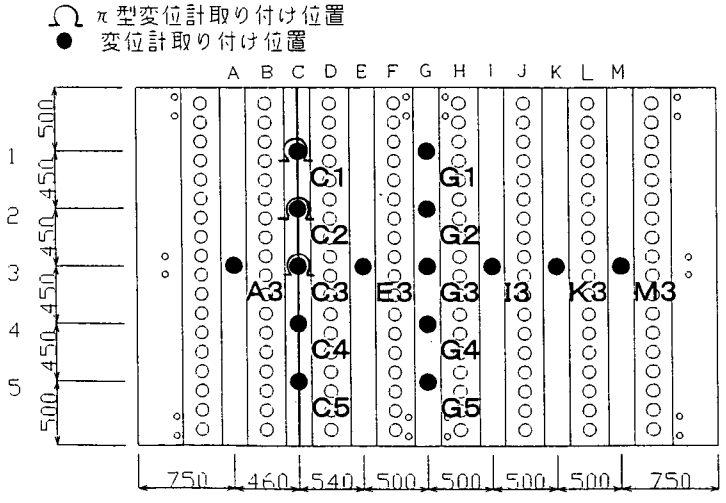
図－3.3.2.9　弾性たわみ－走行回数関係



図－3.3.2.10　橋軸方向たわみ分布（A3～M3）



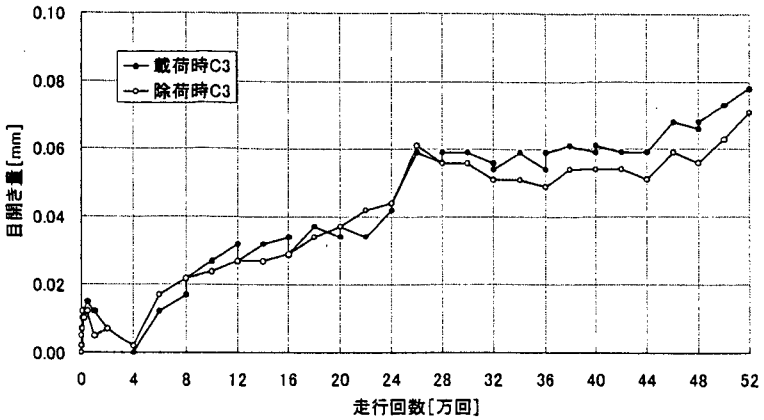
図－3.3.2.11　橋軸直角方向たわみ分布（G1～G5）



図－3.3.2.12　変位計配置（単位：mm）

6）供試体継手部の目開き量ー走行回数関係

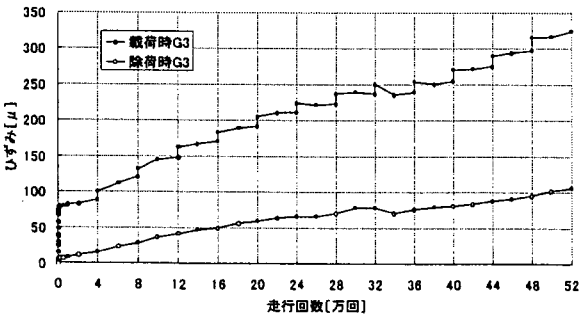
継手部中央位置目開き量と走行回数の関係を図ー3.3.2.13 に示す。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回において目開き量は 0.08mm 程度であった。



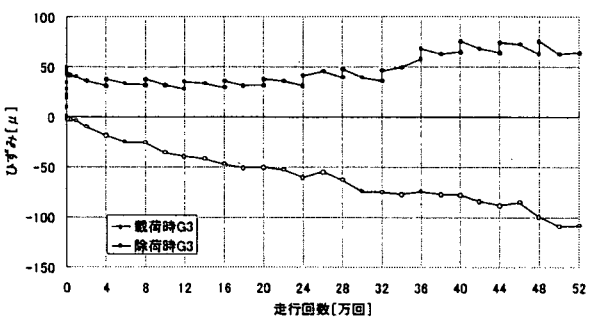
図ー3.3.2.13 継手部目開き量ー走行回数関係

7）底鋼板ひずみー走行回数関係

図ー3.3.2.14～15 に供試体中央位置の底鋼板ひずみと走行回数の関係を示す。静的測定結果については、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで橋軸直角方向ひずみは 350μ程度であり、載荷開始から荷重の段階的な増加に連動して安定的に推移していた。



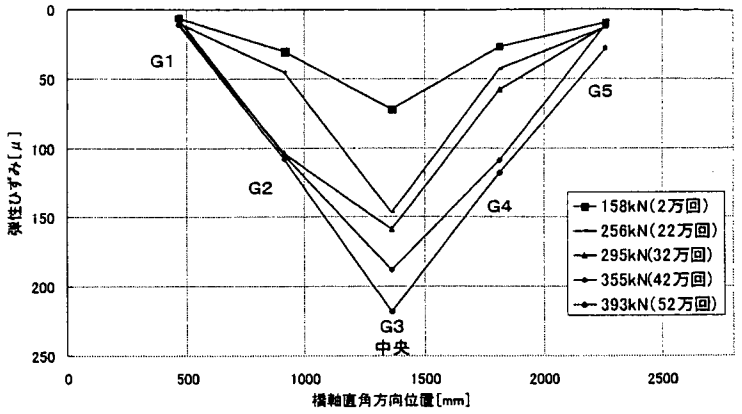
図ー3.3.2.14 橋軸直角方向底鋼板ひずみー走行回数関係



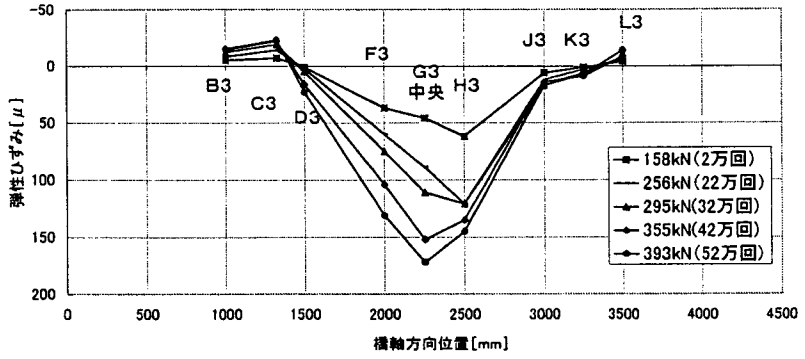
図ー3.3.2.15 橋軸方向底鋼板ひずみー走行回数関係

8）底鋼板ひずみ分布

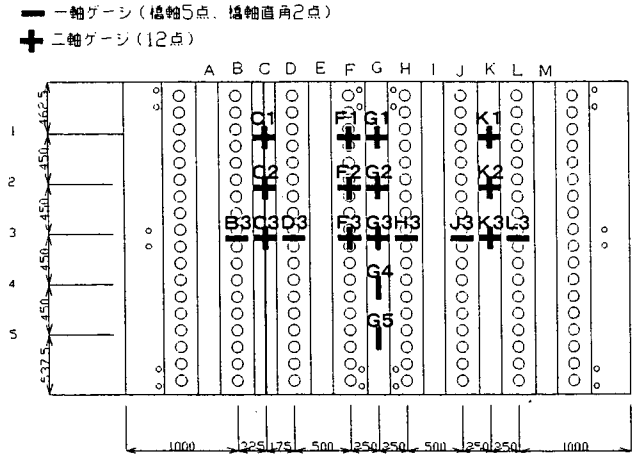
底鋼板の橋軸直角方向ひずみおよび橋軸方向ひずみ分布を図－3.3.2.16～17 にひずみゲージの配置を図－3.3.2.18 に示す。



図－3.3.2.16 底鋼板橋軸直角方向ひずみ分布(G1～G5)



図－3.3.2.17 底鋼板橋軸方向ひずみ分布(B3～L3)



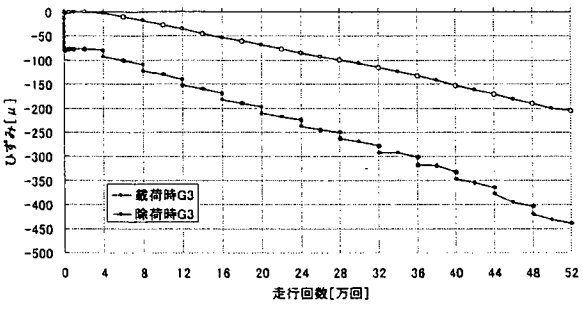
図－3.3.2.18 ひずみゲージ配置(単位:mm)

9）上側鉄筋ひずみ－走行回数関係

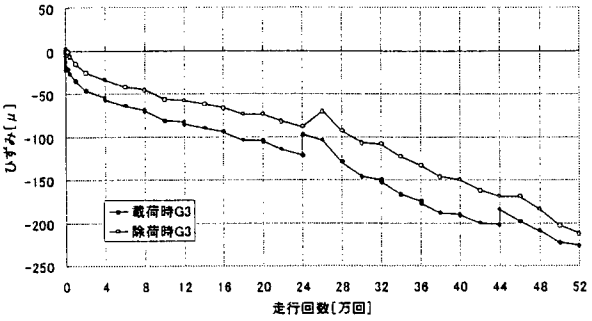
図－3.3.2.19～20 に供試体中央位置主鉄筋および配力鉄筋ひずみの静的測定結果を示す。

図－3.3.2.19 より、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回載荷時の主鉄筋ひずみは-440μ程度で急激な増加現象や乱れは見られず、載荷荷重の増加とともに階段状に増えている。図－3.3.2.20 より、配力鉄筋ひずみは最終荷重時-225μ程度であった。24 万回、44 万回載荷時に計測値がシフトしているが、このとき試験機より異音が発生したため、試験機点検により試験を一時中断した影響と考えられる。

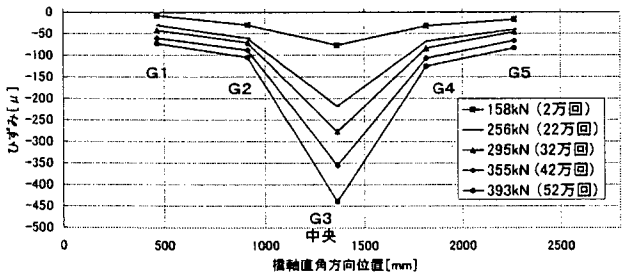
図－3.3.2.21～22 に上側主鉄筋および配力鉄筋のひずみ分布結果を示す。配力鉄筋ひずみは継手位置ひずみが対称となる位置の一般部ひずみよりも大きかった。



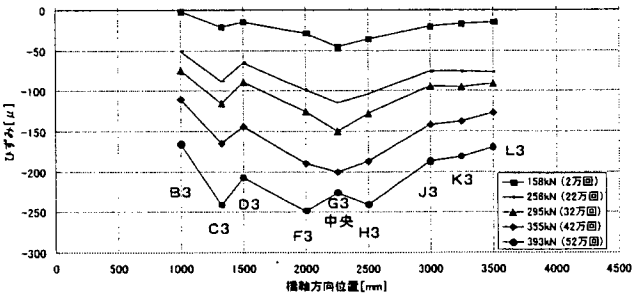
図－3.3.2.19 主鉄筋ひずみ－走行回数関係



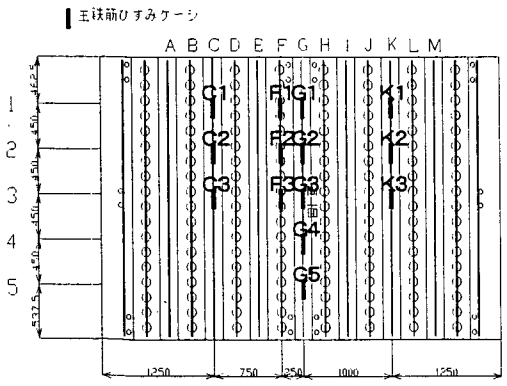
図－3.3.2.20 配力鉄筋ひずみ－走行回数関係



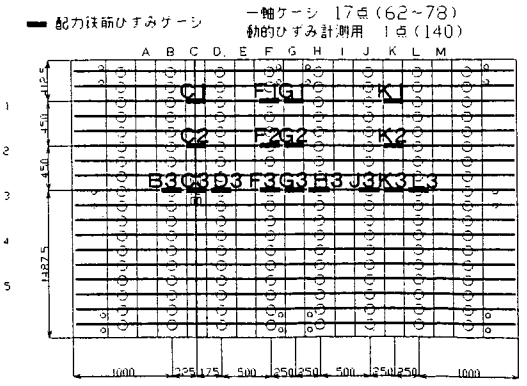
図－3.3.2.21 主鉄筋ひずみ分布(G1～G5)



図－3.3.2.22 配力鉄筋ひずみ分布(B3～L3)



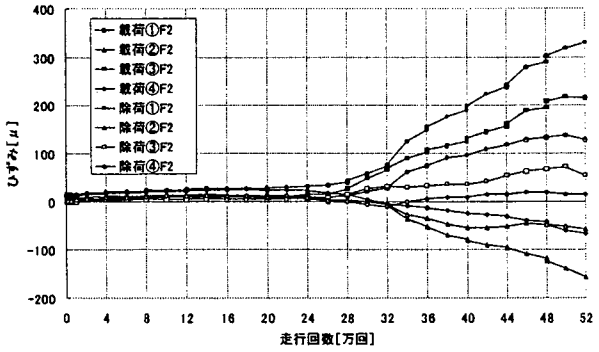
図－3.3.2.23 主鉄筋ひずみゲージ配置(単位:mm)



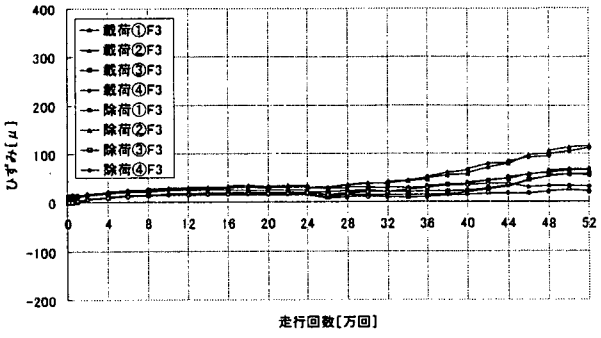
図－3.3.2.24 配力鉄筋ひずみゲージ配置(単位:mm)

１０）スタッドひずみ－走行回数関係

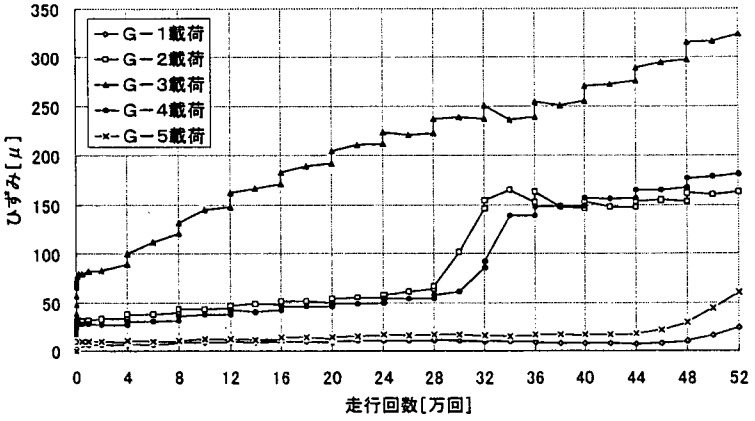
中央位置の F2 および F3 スタッドひずみを図－3.3.2.25～26 に示す。F2 位置スタッドのひずみが一番大きくなった。スタッドひずみは走行回数 28 万回付近以降にひずみが発生しはじめて、荷重の増加にともない安定して増加していた。最終荷重において 330μ程度であった。中央位置の橋軸直角方向底鋼板ひずみを図－3.3.2.27 示す。Ｆ２スタッドに一番近い計測点である G2、G4 のひずみに変化が見られた。底鋼板ひずみは、28 万回から 34 万回までひずみが急増し、スタッドのひずみが 100μを超える走行回数 34 万回以降からひずみ量の増加は安定した。スタッドひずみ計測位置とゲージ配置を図－3.3.2.26～27 に示す。



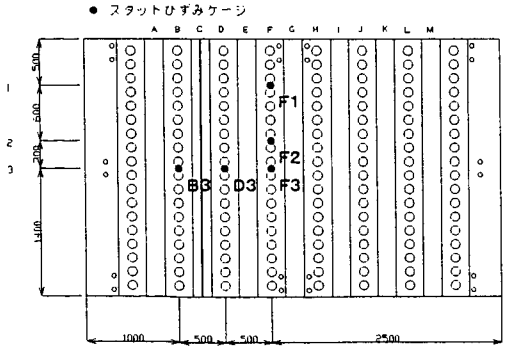
図－3.3.2.25 スタッド(F2)ひずみ－走行回数関係



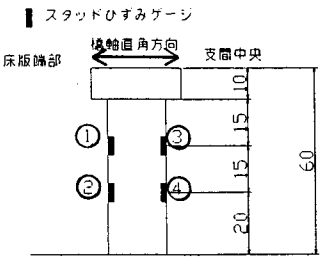
図－3.3.2.26 スタッド(F3)ひずみ－走行回数関係



図－3.3.2.27 底鋼板ひずみ－走行回数関係



図－3.3.2.28 スタッド計測位置(単位:mm)

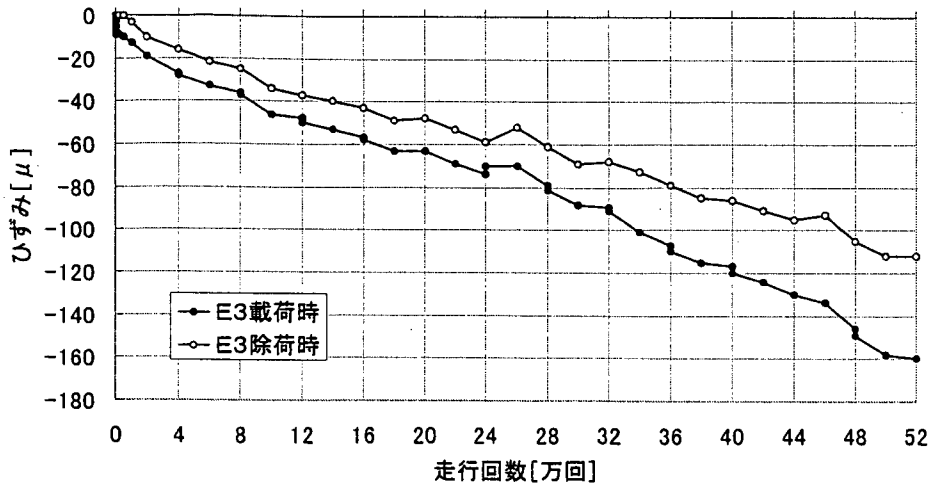


図－3.3.2.29 スタッドひずみゲージ配置(単位:mm)

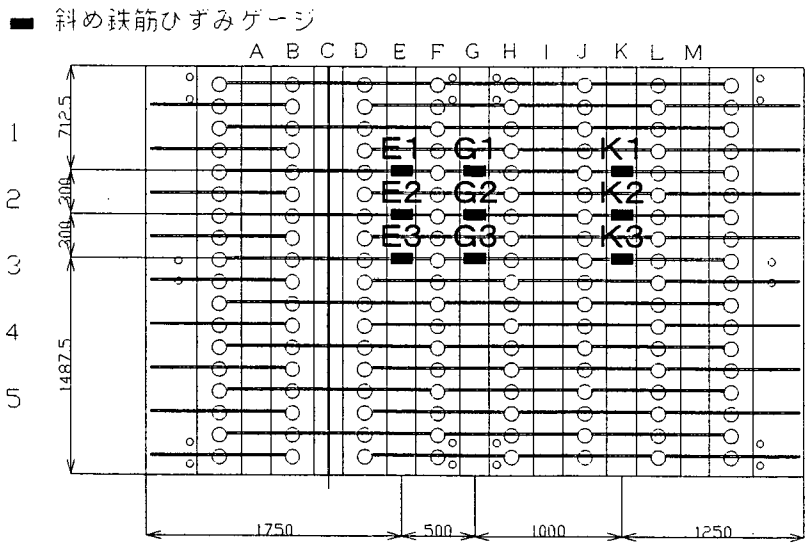
１１）斜め鉄筋ひずみ－走行回数関係

図－3.3.2.30～31 に斜め鉄筋のひずみと走行回数の関係およびひずみゲージ配置を示す。

斜め鉄筋のひずみは、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで－160μ程度であり、載荷開始から荷重の段階的な増加に連動して安定的に推移していた。



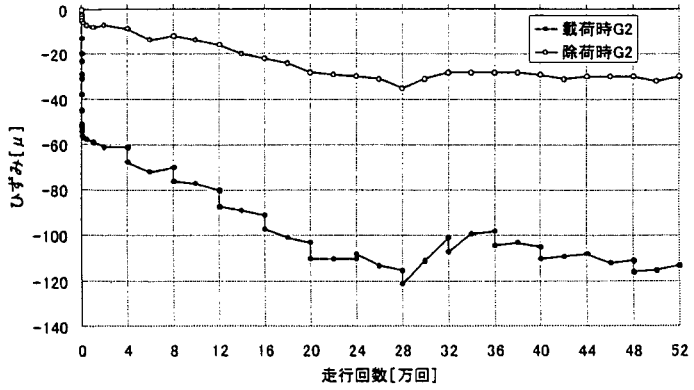
図－3.3.2.30 斜め鉄筋ひずみ－走行回数関係



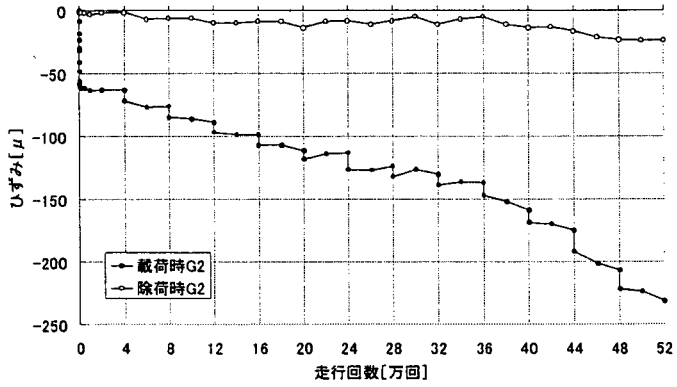
図－3.3.2.31 斜め鉄筋ひずみゲージ配置(単位:mm)

１２）コンクリート上面ひずみ－走行回数関係

図－3.3.32～34 にコンクリート上面ひずみと走行回数関係およびひずみゲージ配置を示す。載荷時ひずみから除荷時ひずみを差し引いた弾性ひずみは、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回において、約-200 μ であり、急激な増加現象や乱れは見られなかった。



図－3.3.2.32 コンクリート上面橋軸直角方向ひずみ－走行回数関係



図－3.3.2.33 コンクリート上面橋軸方向ひずみ－走行回数関係

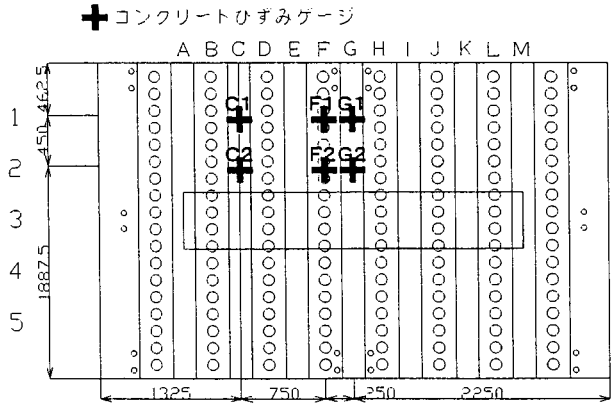
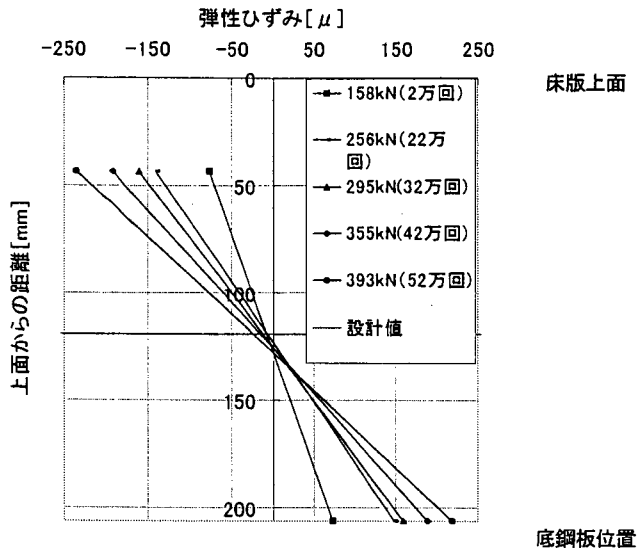


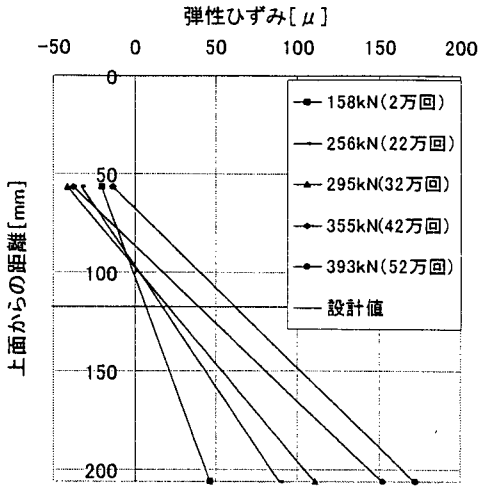
図 －3.3.2.34 コンクリート上面ひずみゲージ配置図(単位:mm)

１３）ひずみ分布

供試体中央位置の上側鉄筋ひずみと底鋼板ひずみによる走行回数毎のひずみ分布を図－3.3.2.35～36 に示す。橋軸直角方向断面は安定したひずみ分布を示したのに対して、橋軸方向断面では 393kN（40tf）52 万回で上側配力鉄筋のひずみが小さくなっている。図中にコンクリート引張側無視の条件で求めた中立軸位置を設計値として示す。



図－3.3.2.35 橋軸直角方向ひずみ断面内分布



図－3.3.2.36 配力鉄筋方向ひずみ断面内分布

１４）考察

・破壊時の荷重、走行回数および破壊形態

低Uリブ床版は、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。継手部の耐力は、対称位置の一般部たわみおよび部材ひずみの計測結果との比較から一般部と同等であると言える。また、着目していたUリブとコンクリートとのはく離による梁状化や橋軸直角方向のひび割れは発生しなかった。

・各荷重載荷段階における床版たわみ、継手部目開き量および各部発生ひずみ

床版のたわみ－走行回数の関係から、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまでたわみは安定的に推移しており、静的測定および動的測定の最大値はそれぞれ 2.7mm、3.2mm であった。

静的測定の載荷時たわみから除荷時たわみを差し引いた弾性たわみも試験終了まで安定的に推移しており、最大でも 1.8mm 程度であった。

継手部の目開き量－走行回数の関係から、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで、静的測定値 0.13mm 程度、動的測定値 0.37mm 程度であった。

コンクリートの上面ひずみ、上側主鉄筋・配力鉄筋ひずみ、継手部鉄筋および底鋼板ひずみのいずれも載荷開始から終了まで安定的に推移していた。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回時点での載荷時ひずみはそれぞれ、コンクリート-231μ（橋軸方向）、-161μ（橋軸直角方向）、上側主鉄筋-439μ、上側配力鉄筋-249μ、継手鉄筋-139μ、底鋼板 347μ（橋軸直角方向）、斜め鉄筋-160μ、スタッド 330μでありどの部材も降伏には至ってなかった。

中央位置（G2、G4）の底鋼板橋軸直角方向ひずみに乱れが見られ、それまでの荷重増加に伴うひずみの安定的な増加から載荷荷重 275kN（28tf）・走行回数 28 万回から 34 万回までの間にひずみが急増し、34 万回以降ひずみは安定した。スタッドのひずみは載荷荷重 275kN（28tf）・走行回数 28 万回までは微少でそれ以降荷重増加に伴い増加した。スタッドひずみが増加し始めると（走行回数 34 万回）底鋼板ひずみは安定的に推移した。この結果から、底鋼板とコンクリートとの部分的なはく離が推測できるが、疲労耐久性に与える影響は小さかった。

・ＲＣ８供試体と低Uリブ床版との比較

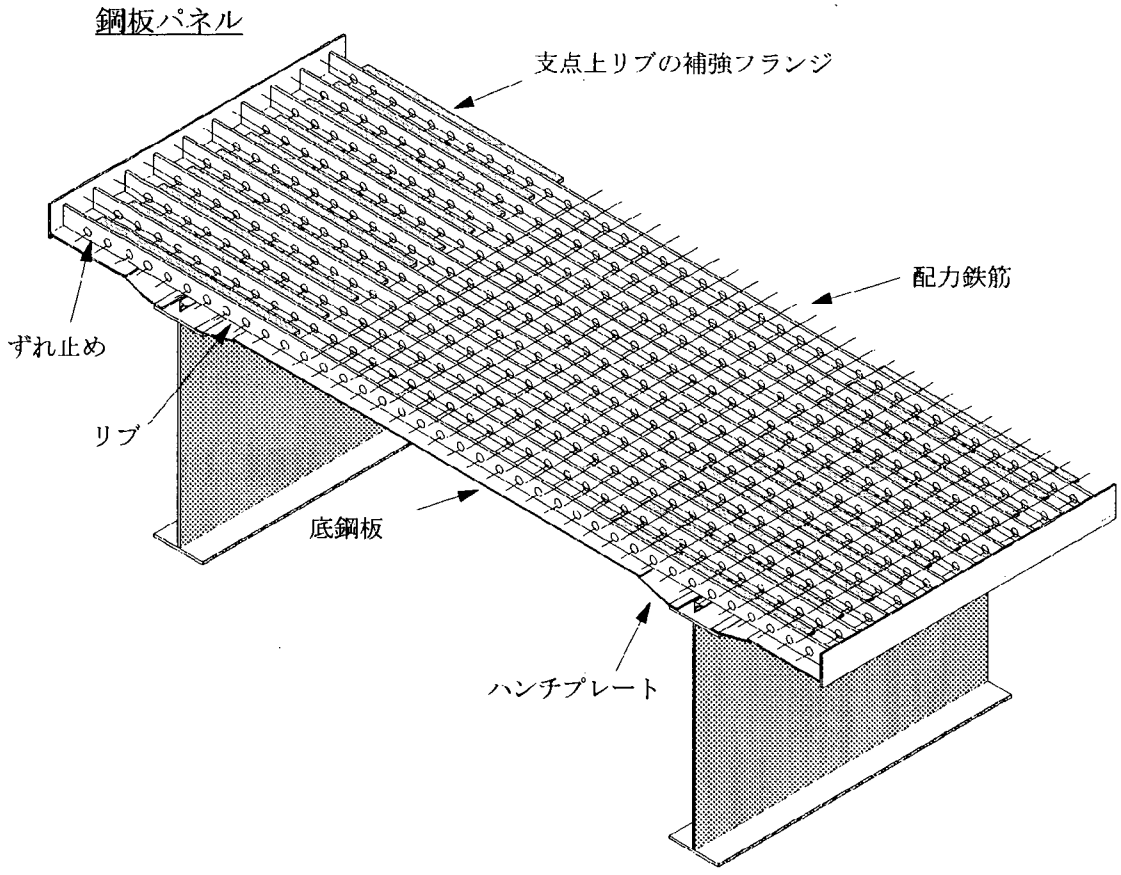
ＲＣ８供試体が荷重 255kN（26tf）・走行回数 24 万回時点でたわみが急増し、押し抜きせん断破壊に至ったのに対して低Uリブ床版は載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回までたわみは安定的に推移し未破壊で試験を終了した。低Uリブ床版の載荷時たわみは、ＲＣ８供試体の載荷時たわみが大きく変化する荷重 255kN（26tf）・走行回数 24 万回時点でＲＣ８供試体の約 25%であった。基準床版と比較して大きな剛性があると言える。また、載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回時点での低Uリブ床版の載荷時たわみがＰＲＣ５０供試体と比較して約 45%と小さな値であり、低Uリブ床版はＰＲＣ５０供試体と同等以上の疲労耐久性を有していることが確認できた。

3.3.3 パワースラブ

(1) 概要

1) 工法の概要

パワースラブは図－3. 3. 3. 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－3. 3. 3. 1 パワースラブ（鋼パネル）の構造概要

①特徴

a.パワースラブの鋼殻パネルはコンクリートが硬化するまでは，型枠・支保工として機能するため，床版施工用の足場・支保工が不要である．

b.現場型枠工・ＰＣ緊張工が不要であるため，現場の省力化を図ることができる．

c.底鋼板が構造部材として機能するため床版厚が小さくても高い剛性が得られ，長支間の床版に対応することが可能である．

2）試験の着目点

①調査項目

パワースラブに関しては，これまでに実施した試験検討 [1),2)]によって，実橋レベル荷重下での十分な疲労耐久性を確認している．しかし，既往の試験検討においては載荷荷重が 206kN(21tf)であることから，床版の終局状態が未検証となっている．そこで，今回の試験では載荷荷重が最大 392kN(40tf)となることから，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弱点と考えられる部分

a.孔明きリブ上のかぶり部コンクリート

b.スタッドボルト接合継手部

3）設計の概要

①抵抗断面

供試体の形状・寸法を**図－3. 3. 3. 2** に示す．本試験における供試体は，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．

②床版厚

土木学会：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴ Ｂ 合成構造物 平成 9 年版に準拠する．

$h_c = 2.5L + 10$

ここに，

h_c: コンクリート部の最小厚さ　　(cm)

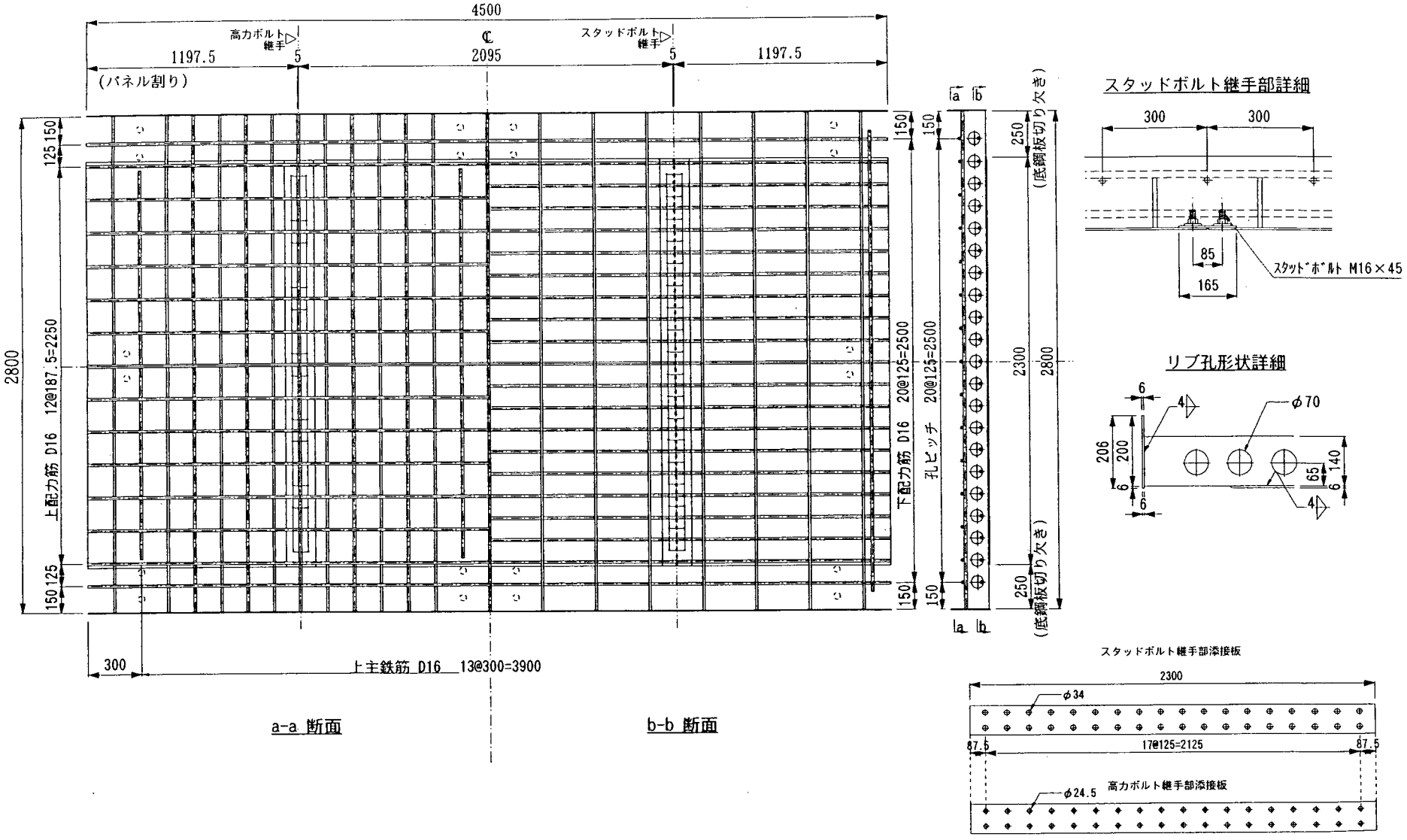
L：床版支間長　　(m)

ただし，$h_c \geq 20cm$

③コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 30N/mm^2$ 以上を標準とする．

④設計断面力

⑤に示した準拠文献に従って定めた自社規定による．



図－3.3.3.2 供試体形状・寸法（単位：mm）

⑤準拠図書

（株）横河ブリッジ　：パワースラブ（鋼・コンクリート合成床版）の設計・施工マニュアル（案）平成 11 年 4 月版

土木学会　：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴ Ｂ 合成構造物 平成 9 年版

日本道路協会　：道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，Ⅲコンクリート編

⑥設計応力度

・孔明きリブ方向断面

コンクリートの圧縮縁　σ_{cc}=4.12 N/mm²(42.0 kgf/cm²)<10.0 N/mm²(100 kgf/cm²)

孔明きリブ圧縮縁　σ_{sc}=50.7 N/mm²(517.0 kgf/cm²)<140 N/mm²(1400 kgf/cm²)

（うち，活荷重による応力 σ_{lc}=17.3N/mm²(177.0kgf/cm²)）

底鋼板引張縁　σ_{sl}=48.7 N/mm²(497.0 kgf/cm²)<140 N/mm²(1400 kgf/cm²)

（うち，活荷重による応力 σ_{lc}=39.7 N/mm²(405.0 kgf/cm²)）

・配力鉄筋方向

コンクリートの圧縮縁　σ_{cc}=2.94 N/mm²(30.0 kgf/cm²)<10.0 N/mm²(100 kgf/cm²)

底鋼板引張縁　σ_{sl}=27.34 N/mm²(279.0 kgf/cm²)<140 N/mm²(1400 kgf/cm²)

・継手部断面（スタッドボルト継手部）

ＲＣ断面として設計

コンクリートの圧縮縁　σ_{cc}=6.40 N/mm²(65.3 kgf/cm²)<10.0 N/mm²(100 kgf/cm²)

圧縮鉄筋　σ_{sc}=5.50 N/mm²(56.1 kgf/cm²)<140 N/mm²(1400 kgf/cm²)

引張鉄筋　σ_{sl}=118.1 N/mm²(1205.5 kgf/cm²)<140 N/mm²(1400 kgf/cm²)

・継手部断面（高力ボルト継手部）

底鋼板パネルには一般部底鋼板と同様の応力が発生すると仮定する．

底鋼板に生じる応力は

σ_{sl}=279 kgf/cm²

添接板の孔間隔が 125mm であることからボルト 1 本あたりの作用力は，

P_p= 279 kgf/cm²×12.5 cm×0.6 cm= 2092 kgf

高力ボルト M22(F10T)による摩擦接合継手の許容力は

P_a=4800 kgf/本

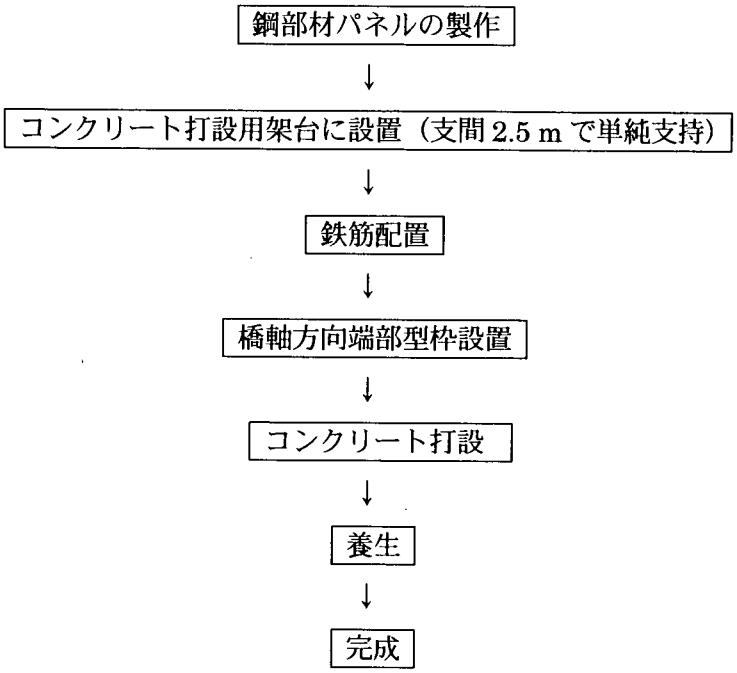
より

P_p(2092 kgf)≦Pa(4800 kgf)　O.K

4）施工の概要

①供試体の製作方法

供試体の製作は通常のパワースラブの施工方法と同様に，**図－3. 3. 3. 3** に従って行った．



図－3. 3. 3. 3 供試体製作フロー

②供試体製作時留意事項

供試体の製作にあたっては，実橋における構造細目をできるだけ再現するように留意し，以下の方策を実施した．

a.実橋の主桁上ハンチ部構造を再現するため，供試体支点部の底鋼板を切り欠いた構造とする．

b.試験時と同じ支持状態でコンクリート打設を実施する．

c.実構造と同じコンクリート打設方法を用いる．

③施工時の供試体支持方法

a.コンクリート打設時　　2 辺単純支持（支間 2.5m）

b.コンクリート養生時　　2 辺単純支持（支間 2.5m）

c.床版吊り上げ時　　4 点吊り支持

d.輸送時　　2 辺単純支持（支間おおよそ 2.5m）

④使用材料の設計基準強度とコンクリートの配合

a.コンクリート　　σ_{ck}= 30 N/mm^2

b.鉄筋 SD345　　σ_{ta}= 140 N/mm^2

c.鋼板 SM400A　　σ_{ta}= 140 N/mm^2

d.コンクリート配合設計

表－3. 3. 3. 1 配合設計条件

コンクリートの種類	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類
普通	30 N/mm^2	8→15 cm	20 mm	N

*膨張材，AE 減水材使用

表－3. 3. 3. 2 示方配合表

セメント	混和材	水	細骨材	粗骨材	混和剤
311	30	163	751	1064	0.853

単位 kg/m^3

⑤コンクリート打設立会

コンクリート打設日時　：平成 11 年 9 月 29 日

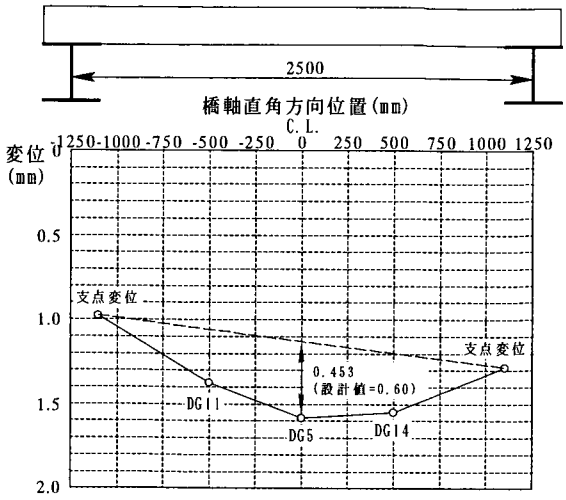
場所　：（株）横河ブリッジ新港事業所

千葉県千葉市美浜区新港 88 番

立会者氏名（敬称略）

建設省土木研究所	内田 賢一，川間 重一，
	小野 潔，田中 正明
石川島建材工業（株）	黒沢 隆，青木 卓也
石川島播磨重工業（株）	西土 隆幸
川崎重工業（株）	橋本 靖智，鹿島 孝之，
	齋藤 英明
川田工業（株）	橘 吉宏，街道 浩
（株）酒井鉄工所	石崎 茂，久保 圭吾
ショーボンド建設（株）	佐藤 政勝
新日本製鐵（株）	藤井 康盛，森 忠彦
住友金属工業（株）	阿部 幸夫，中川 敏之，
	関口 修史
瀧上工業（株）	小池 常考
日本カイザー（株）	木村 勝利，平岩 昌久
日本鋼管（株）	滝口 伸明
（株）横河ブリッジ	清田 錬次，永田 淳，小幡 大輔，水越 秀和

コンクリート打設時における供試体の中央断面（橋軸直角方向）のたわみ形状を図－3.3.3.4 に示す．ここで図中に示した設計値とは，鋼パネルをリブ（床版支間）方向の梁と見なした場合のコンクリート打設時における死荷重たわみ量を表す．



図－3.3.3.4 コンクリート打設時たわみ

⑥養生の方法

実験供試体はコンクリート打設後屋外において材齢 14 日までは養生マットを用いた湿潤養生を行い，材齢 14 日以降は養生マットのみによる養生を行った．コンクリートのテストピースは，試験体の近傍に砂中に埋めた状態で養生を行った．

5)計測項目

a 変位（橋軸方向，橋軸直角方向，継手部の目開き）

橋軸方向　　：9 箇所

橋軸直角方向　：6 箇所

継手部開き量　：4 箇所（継手部 2 箇所については，動的に計測する．）

b 鋼材ひずみ

底鋼板

橋軸方向　　：9 箇所

橋軸直角方向　：7 箇所

孔明き鋼板　　：11 箇所

上側鉄筋

橋軸方向　　：8 箇所

橋軸直角方向　：3 箇所

下側鉄筋

橋軸方向　　：7 箇所

6) 想定される破壊形式

パワースラブに関してこれまでに実施した試験検討の結果より，本試験における供試体の破壊形態を次のように予測した．

a. リブ上のコンクリートにせん断ひび割れが発生しそれが発達，その結果構造が版からリブ間の梁形式へと変化し，やがて曲げ・せん断破壊を起こす．

b. リブ－底鋼板溶接部の疲労破壊

c. 継手部断面における疲労損傷が先行して発生し，版としての連続性が低下することによって曲げ・せん断破壊を起こす．

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①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－3. 3. 3. 3**，**表－3. 3. 3. 4** に示す．

試験材令：33 日

養生方法：現場砂中

表－3. 3. 3. 3 圧縮強度試験結果

番号	直径 mm	断面積 mm^2	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 kN/mm^2 ($\times 10^5 kgf/cm^2$)	ポアソン比
1	100.3	7901	320.0(32.65)	40.5(413)	29.33(2.99)	0.195
2	100.4	7917	329.0(33.57)	41.6(424)	32.97(3.36)	0.192
3	100.0	7854	312.0(31.84)	39.7(405)	31.24(3.19)	0.174
平均値				40.6(414)	31.18(3.18)	0.187

表－3. 3. 3. 4 引張強度試験結果

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
4	100.5	199.7	77.1(7.87)	2.45(25.0)
5	100.4	200.1	76.2(7.78)	2.42(24.7)
6	100.6	199.1	93.1(9.50)	2.96(30.2)
平均				2.61(26.6)

②鋼材の材料特性

鋼材の引張試験結果を**表－3. 3. 3. 5**，**表－3. 3. 3. 6** に示す．

表－3. 3. 3. 5 鉄筋の引張強度試験結果

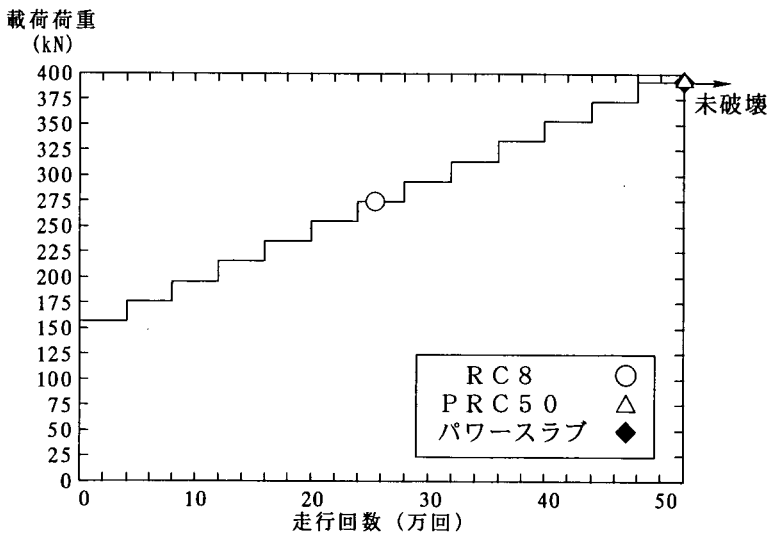
鉄筋の種類	降伏荷重	最大荷重	降伏点応力	降伏点ひずみ	引張強さ	静弾性係数	標点距離（mm）		伸び	公称断面積
	(kN)	(kN)	(N/mm²)	(×10⁻⁶)	(N/mm²)	(kN/mm²)	試験前	試験後	(%)	(mm²)
D13-1	46.2	67.4	365	1854	532	192.20	104.00	128.60	23.7	
D13-2	46.8	67.5	369	1967	533	186.20	103.95	127.90	23.0	126.7
D13-3	45.0	63.5	355	1919	501	185.11	103.90	127.90	23.1	
平均値			363	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－3. 3. 3. 6 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
t6-2	89.52	119.9	383	512	200.00	249.4	24.7	234.0	SM400A
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
t12-2	134.4	211.9	281	443	199.50	262.2	31.4	478.8	SM400A
平均値			278	443			31.6		

2）載荷荷重および走行回数

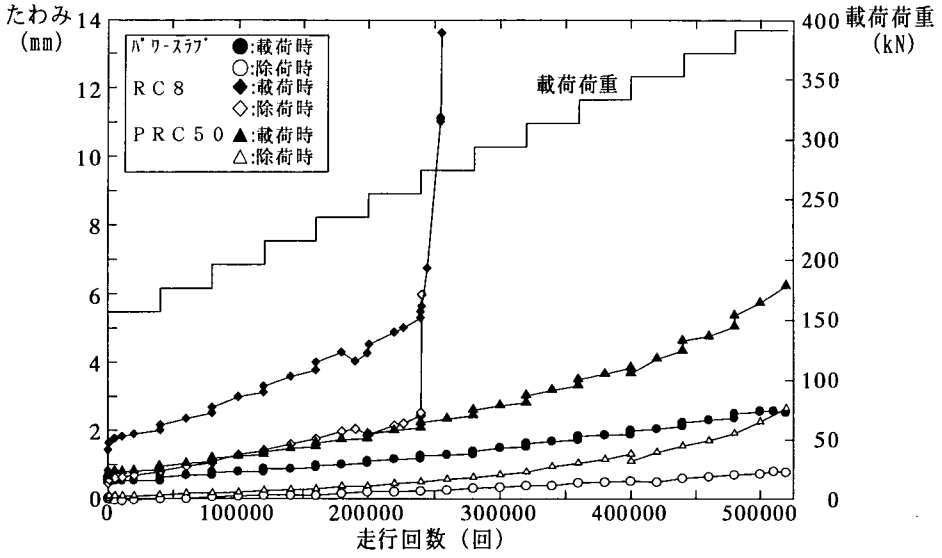
図－3. 3. 3. 5 に荷重と走行回数の関係を示す．図には，パワースラブ供試体とＲＣ８供試体，ＰＲＣ５０供試体の結果も同時に示した．パワースラブ供試体は，本載荷試験において未破壊であった．



図－3. 3. 3. 5 載荷荷重と載荷回数の関係

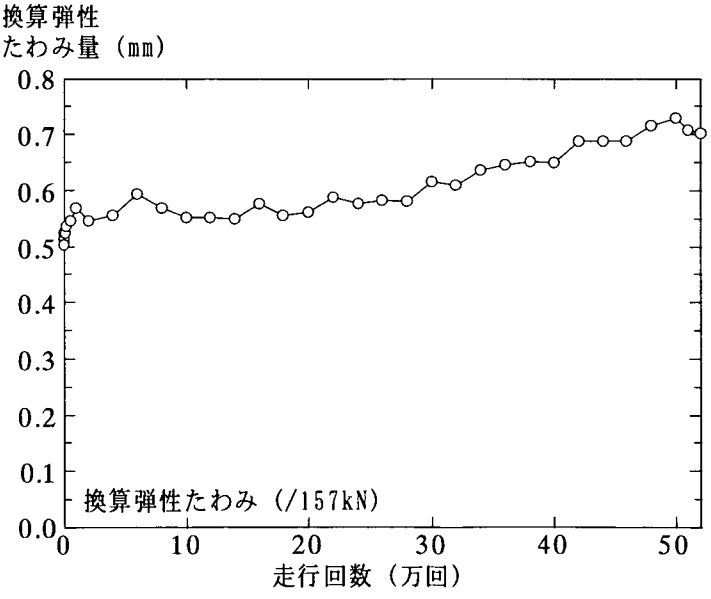
3) たわみの変化

供試体中央における鉛直変位量の経時変化を図－3. 3. 3. 6 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示している．



図－3. 3. 3. 6 供試体中央の鉛直変位と走行回数の関係

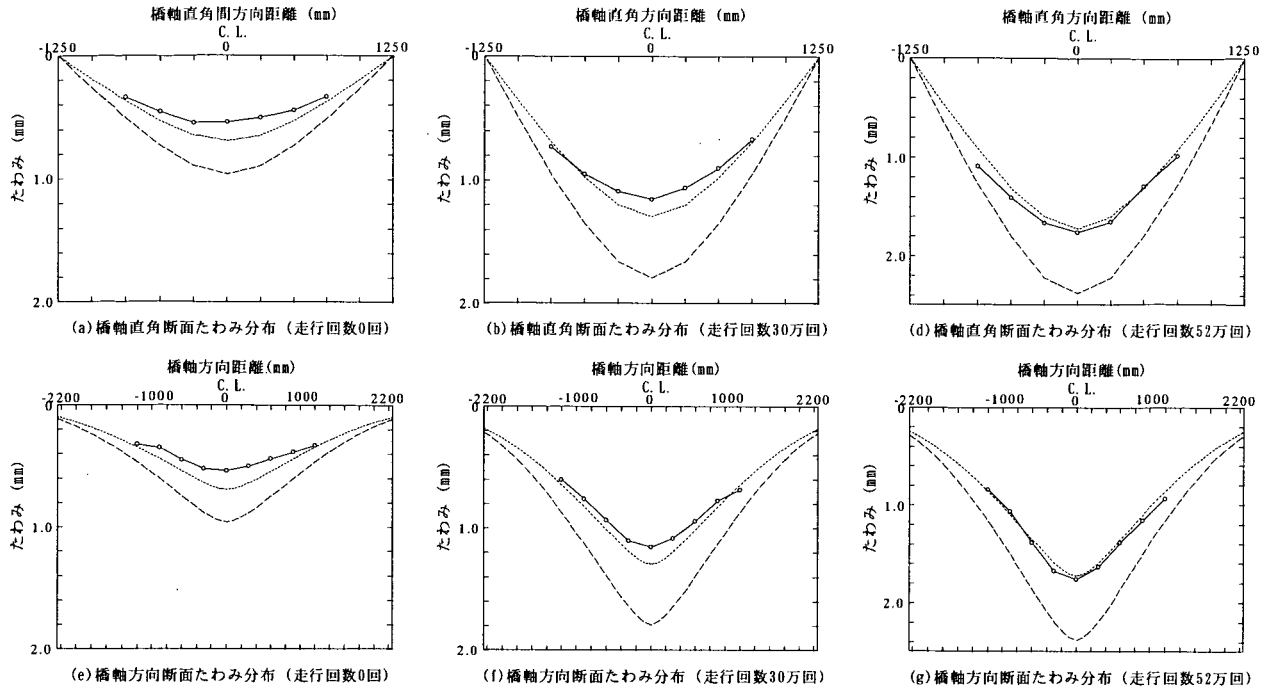
パワースラブ供試体の載荷開始時におけるたわみ量は，ＰＲＣ５０供試体とほぼ等しいことがわかる．その後，走行回数・荷重の増大にともないたわみ量も漸増するが，たわみ量は走行回数とほぼ線形の関係を維持していることがわかる．パワースラブ供試体の活荷重たわみ（157kN 換算）の経時変化を図－3. 3. 3. 7 に示す．ここで活荷重たわみとは載荷時たわみから除荷時たわみを減じたものである．



図－3. 3. 3. 7 換算弾性たわみの経時変化（157kN）

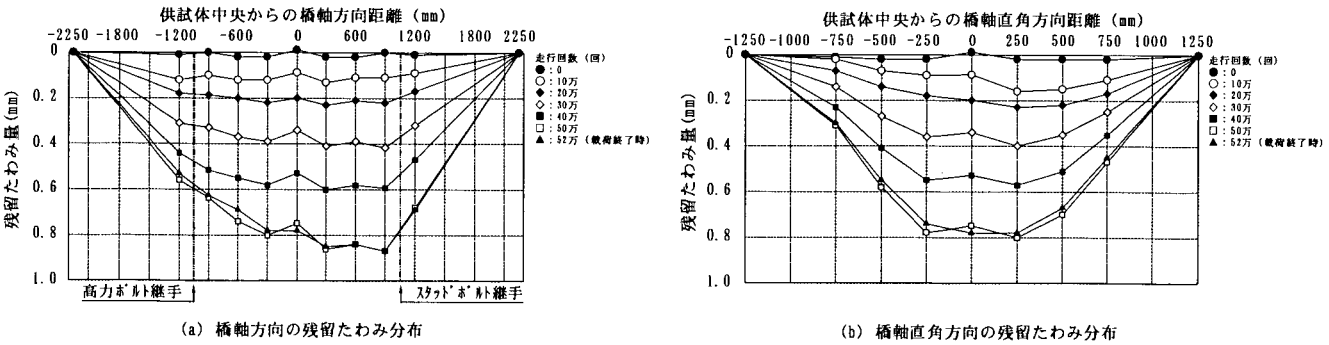
パワースラブ供試体の 98kN 換算たわみ量は載荷回数の増加とともに漸増し，載荷最終段階における換算たわみ量は 0.70mm となった．

次に供試体の版としてのたわみ性状を調べるために，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－3. 3. 3. 8 に示す.



図－3. 3. 3. 8 活荷重たわみ性状の経時変化

載荷荷重 156.7kN（0 回）から載荷最終段階(52 万回)にかけてたわみ量は徐々に増加していることがわかるが，載荷の最終段階まで版としてのたわみ性状を示していることがわかる．橋軸方向および橋軸直角方向の残留たわみ分布の経時変化を図－3. 3. 3. 9 に示す.

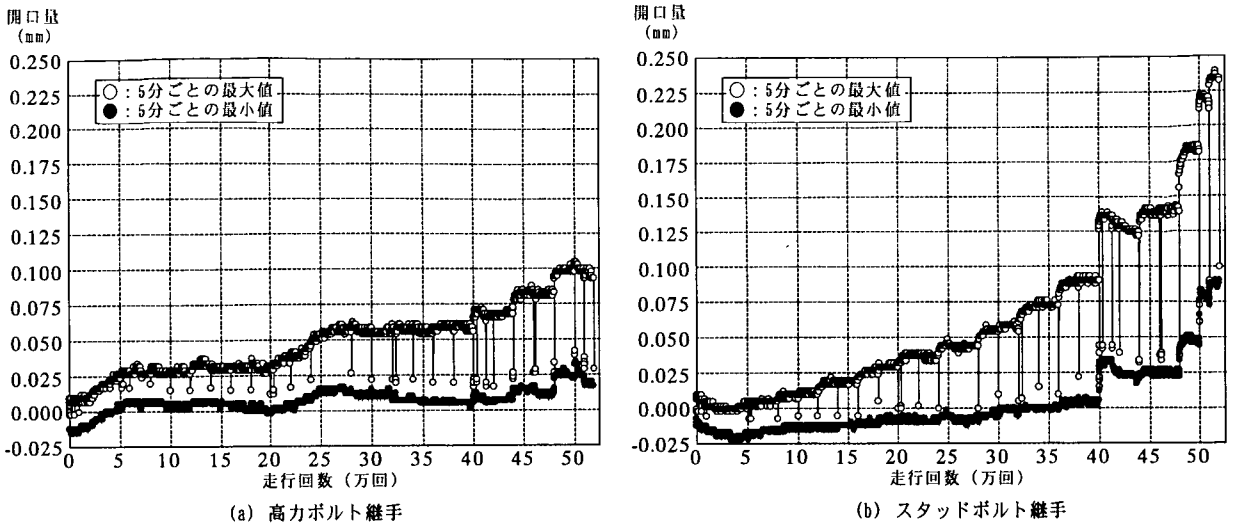


図－3. 3. 3. 9 残留たわみ分布の経時変化

図より，橋軸直角方向の残留たわみ分布は中央付近を最大とする放物線形状を示す．一方，橋軸方向の残留たわみ分布は走行回数 40 万回までは供試体中央付近が最大となっているが，走行回数 50 万回ではスタッドボルト継手付近が最大となることがわかった．これは，走行回数 40 万回を超えたところでスタッドボルトによる底鋼板添接部に滑りが生じたためと考えられる.

4) 継手部の目開き量

供試体継手部の目開き量の経時変化を図－3. 3. 3. 10 に示す.



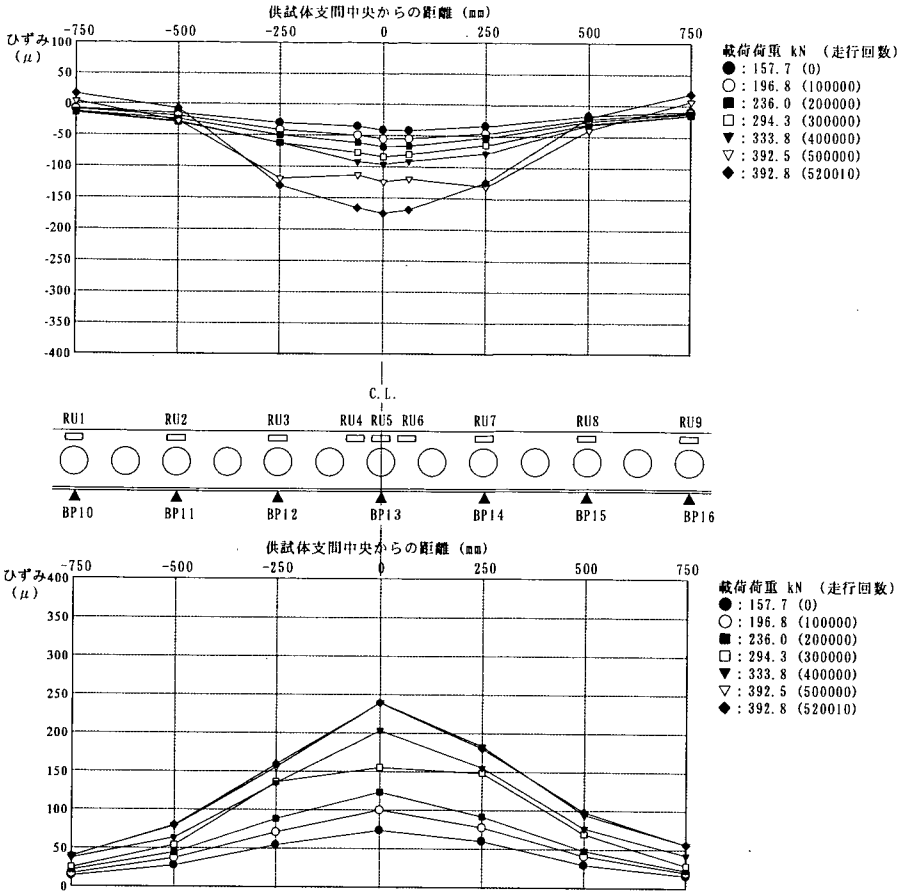
図－3. 3. 3. 10 継手部目開き量の経時変化

高力ボルト継手部の残留目開き量は，走行回数によって目立った増加傾向は示さず，載荷の最終段階まで約 0.025mm で推移している．一方，スタッドボルト継手部の残留目開き量は走行回数の増加にともない漸増し，走行回数 40 万回を越えると急激に増大することがわかった.

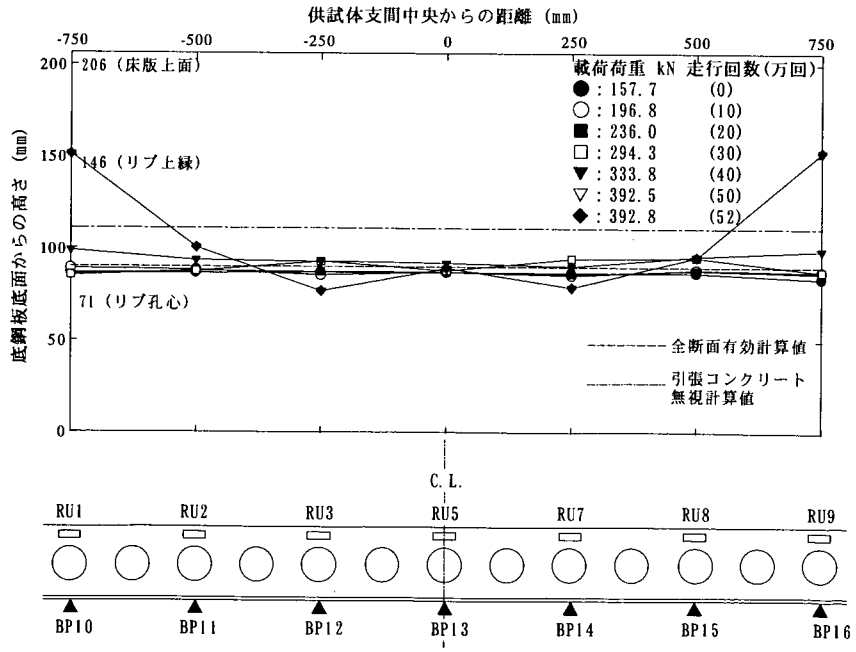
5) 孔明きリブのひずみ性状

孔明きリブの活荷重ひずみの分布性状の経時変化を図－3. 3. 3. 11 に示す．図より，載荷荷重（走行回数）の増加にともない，リブひずみも漸増することがわかる．また，一般部断面(RU4, RU6)とリブ孔断面(RU5)のひずみ値に極端な違いは見られず，リブパネルのひずみ分布は載荷の最終段階までなめらかな連続性を示していることがわかる.

次に，図－3. 3. 3. 12 に橋軸直角方向の中立軸位置の経時変化を示す．中立軸位置は走行回数 40 万回までは設計値よりやや低い位置で変化せず，走行回数 40 万回から 50 万回にかけて支点部（支持桁部）近傍の中立軸位置が急激に上昇することがわかった．パワースラブ供試体は支点部底鋼板を切り欠いた構造であるため，大きな載荷荷重が作用する走行回数 40 万回以降において支点部に何らかの劣化が生じたものと考えられる.



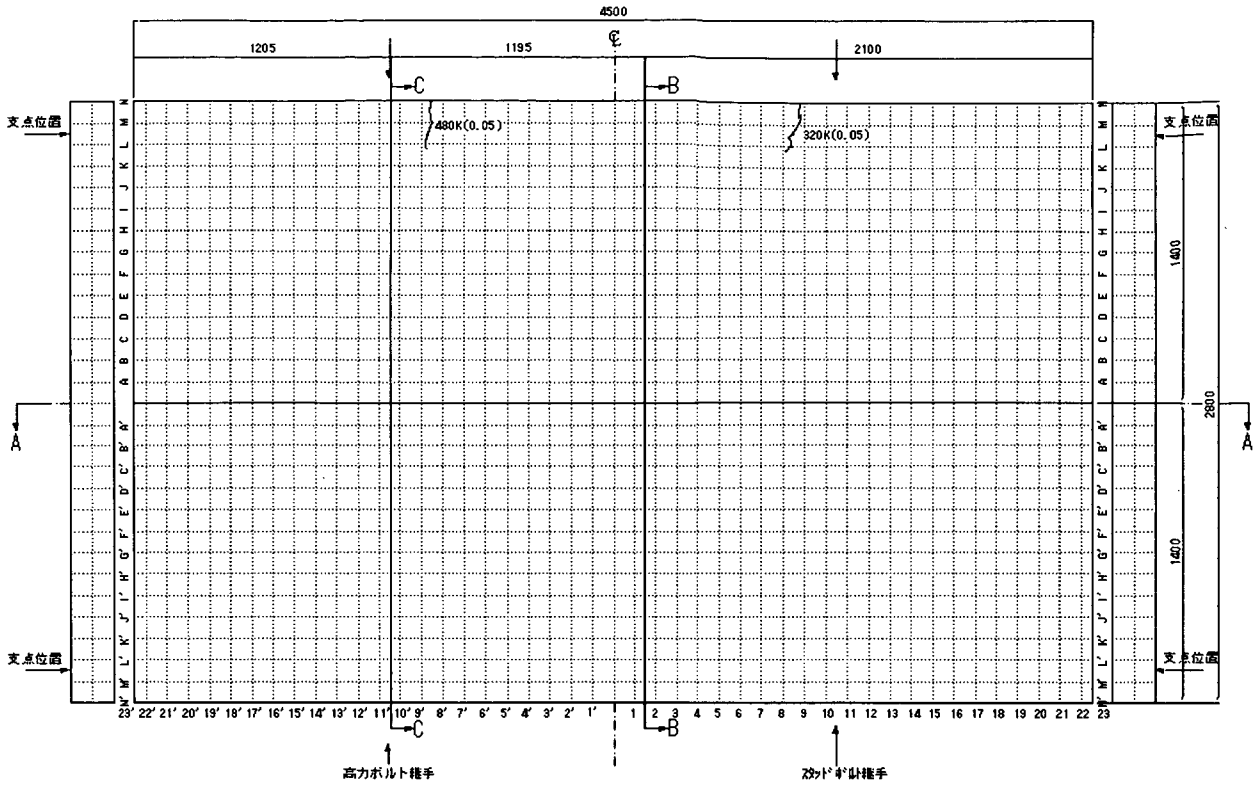
図－3.3.3.11 孔明きリブの橋軸直角方向ひずみ分布の経時変化



図－3.3.3.12 橋軸直角方向中立軸位置の経時変化

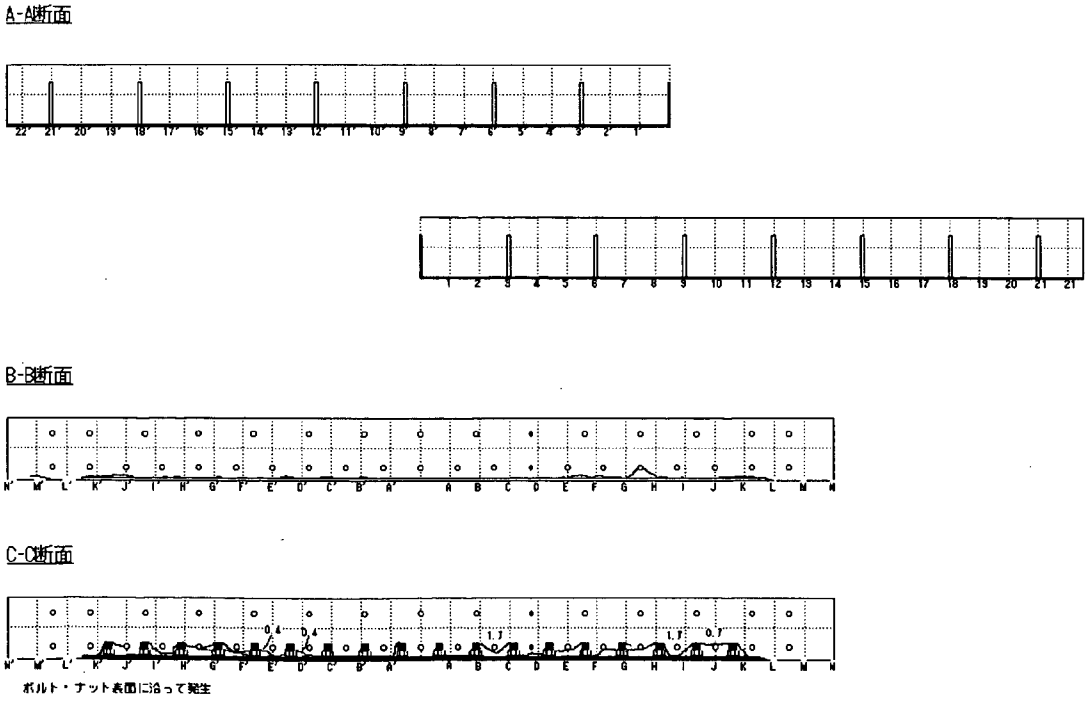
6) 床版のひび割れ性状

図－3. 3. 3. 13 にパワースラブ供試体のひび割れ状況を示す.



図－3. 3. 3. 13 供試体上面のひび割れ状況（単位：mm）

図－3. 3. 3. 13 に示した A-A, B-B, C-C の各断面におけるひび割れ状況を図－3. 3. 3. 14 に示す.



図－3. 3. 3. 14 供試体断面のひび割れ状況（単位：mm）

パワースラブ供試体の床版上面には試験の最終段階において支持桁上に微少なひび割れが発生したが，輪荷重の載荷範囲にはひび割れは発生しなかった．また，供試体の内部コンクリートには底鋼板に平行なひび割れが観察されたが，試験中に実施した打音検査により底鋼板の剥離は確認されなかったことから，このひび割れは切断時に発生したものと判断した．

7）床版の厚さの測定

供試体の床版厚さの測定結果を，**表－3. 3. 3. 7** に示す．表より，本実験供試体の床版厚は，設計値の－4～＋5mm の範囲に収まっており，鋼材の配置誤差も僅かであることから床版厚の製作誤差が試験結果に及ぼす影響は微少であると考えられる．

表－3. 3. 3. 7 床版厚さ測定結果

(A－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'
205	203	203	203	202	203	205	206	210	211	211	211	208	206	203	202	202	203	204	205	206	206	206

(mm)

(A－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
205	206	207	206	205	206	205	206	207	207	206	208	206	207	208	208	208	207	205	205	205	202

(mm)

(B－B 断面東側)

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
203	203	204	204	－	－	－	－	－	－	－	－	207	208	208

(mm)

(B－B 断面西側)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
204	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	205	－	208

(mm)

(C－C 断面東側)

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
206	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	204	206	206

(mm)

(C－C 断面西側)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
－	207	207	－	－	－	－	－	－	206	－	206	207	207

(mm)

＊”－”印は，ひび割れのために計測できなかったことを表す．

(3) 着目点に関する考察

今回の輪荷重走行試験における着目点に関する考察を以下に示す．

a. 床版破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

本試験においてパワースラブ供試体は載荷荷重 497kN，走行回数 52 万回においても破壊に至らず，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．

b 鋼とコンクリートの合成作用の変化

パワースラブ供試体のたわみ形状は載荷の最終段階においても版としての曲げ挙動を維持していることを確認した．

c.継手部構造の疲労破壊性状

高力ボルト継手部の残留目開き量は試験終了までほぼ一定であったのに対し，スタッドボルト継手部の残留目開き量は走行回数約 30 万回から増加傾向を示し，走行回数 40 万回をすぎると急激に増加していることがわかった．これよりＲＣ８供試体の終局荷重（回数）程度までは，スタッドボルトによって底鋼板の連続性が保たれるが，それ以上の載荷では添接版に滑りが生じ不連続となることがわかった．

d.供試体上面のひび割れ性状

本試験におけるパワースラブ供試体へのひび割れの発生は非常に微少な量にとどまった．また，供試体上面の輪荷重の走行範囲にひび割れ発生しなかった．よって，本試験においてパワースラブ供試体には使用上問題となるようなひび割れは発生しないものと考えられる．

［参考文献］

1)大間知，永田，高田，清田：パワースラブ（鋼・コンクリート合成床版）の性能確認実験，横河ブリッジ技報，No. 26，1997

2)高田，永田，清田：帯鋼ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の研究開発と適用について，第４回複合構造の活用に関するシンポジウム，1999.11

３．３．４ ＦＲＰ合成床版

（１）概要

１）工法の概要

① 構造

ＦＲＰ合成床版は、**図-3.3.4.1**に示すように、ＦＲＰ（fiber reinforced plastics）に支保工、永久型枠としての機能を持たせることから、コンクリート打設時の剛性を確保するため、床版支間方向に補強リブを配置している。この補強リブが下側配力筋と交差するため、交差部に貫通孔を設け、そこに下側配力筋を配筋する。ＦＲＰの断面は、**図-3.3.4.2**に示すように、製作性・施工性を考えて、リブ２本を含んだ 600mm 幅のパネルを基準とし、一体引抜き成形法により製作している。ＦＲＰの隣接パネルとの接合は、連続性を確保できる幅でラップさせ、接着剤とリベットにより接合する。また、ＦＲＰパネル底板のコンクリート接触面は、付着性を良くするため砂を接着している。

② 特長

- ＦＲＰが、ＲＣ部分のひび割れ進展を抑制し、耐久性が向上する
- 軽量のため大型の重機が不要で現場施工が容易となる
- 耐水性、耐食性に優れた材料であり維持管理が容易である
- 型枠が工場製作となるため、支保工や型枠の現場作業が省略できるだけでなく、品質管理や現場の施工管理も容易で現場工期が短縮できる
- 着色が自由で環境との調和が図れる

③ ＦＲＰ材料

ＦＲＰ材料は、強化繊維としてガラス繊維を用い、樹脂にはコンクリートに接触するので耐アルカリ性の高いビニルエステル樹脂を使用している。また、ＦＲＰの成形は、高いガラス含有率が得られる引抜き成形法を用いていおり、この成形法は、**図-3.3.4.3**の概念図に示すように、ガラス繊維に樹脂を含浸させ、金型内に連続に供給させて成形するものである。

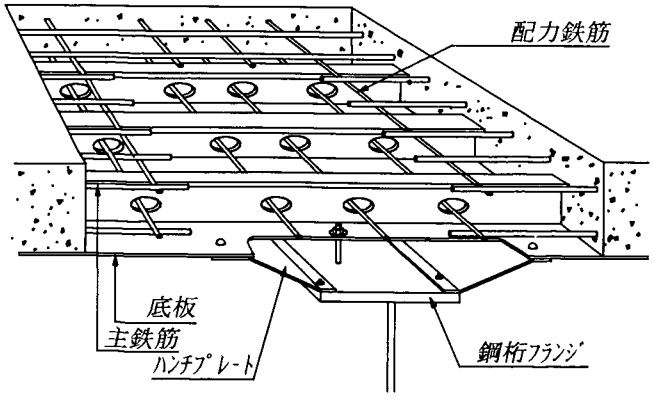


図-3.3.4.1　ＦＲＰ合成床版の構造

図-3.3.4.2　ＦＲＰの断面形状

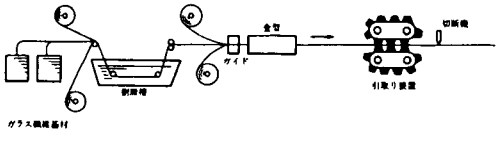


図-3.3.4.3　引抜き成形法

2）試験の着目点

ＦＲＰ合成床版は、独自[1)]の実験により、高い疲労耐久性を有していることが確認されている。しかし、既往の実験では、現場継手部における疲労試験を行っていないことから、今回の試験では現場継手部の耐久性に着目する。また、今回の試験では、最大荷重392N(40tf)と独自に実施しているものより、かなり大きい荷重までの載荷を行い、以下の項目についても調査する。

- 破壊時の荷重、走行回数および破壊形態
- 各載荷荷重段階におけるたわみ、ひずみおよび継ぎ手部の開口量
- RC8供試体やPRC50供試体とのたわみの比較
- ＦＲＰ底板とコンクリートとの剥離状況

3）設計の概要

① 床版厚

床版厚は、独自[2)]の輪荷重走行試験の結果などにより、はり状化した場合のせん断耐力から判断して、ＲＣ床版に比して90％程度に床版厚を減じても、ＲＣ床版と同等以上の耐久性を有していることが確認されていることから、以下の計算式により決定した。

$k_1 \times (3 \times L + 11) \times 0.9 = 1.25 \times (3 \times 3.0 + 11) \times 0.9 = 22.5$

ここで、$k_1 = 1.25$（１方向当たりの大型車の計画交通量2000台／日以上）

したがって、床版厚は23cmとする。

② 設計曲げモーメント

道示・Ⅱ鋼橋編によるものとする。

③ 断面計算

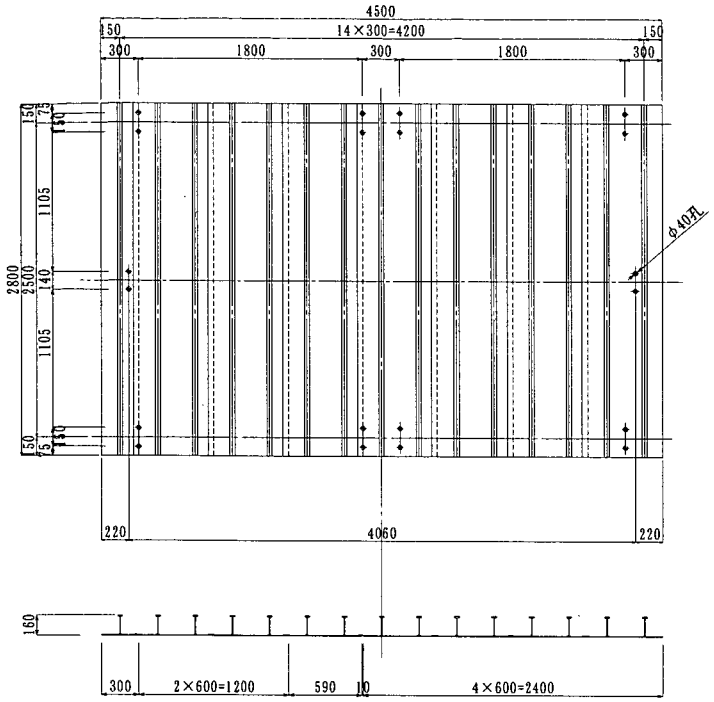
ＦＲＰパネルは、型枠・支保工を兼用するため、鉄筋及び、硬化前のコンクリートの荷重は、ＦＲＰパネルのみで抵抗し、後死荷重（地覆、高欄、舗装等）と、活荷重に対しては、ＦＲＰと鉄筋コンクリートが合成した断面で抵抗するものとして計算を行う。このときの、ＦＲＰの材料特性を、**表-3.3.4.1**に示す。

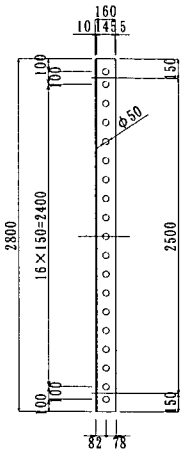
表-3.3.4.1　ＦＲＰの材料特性

		(N/mm^2)	(kgf/cm^2)
引張強度	(繊維方向)	*250*	*2500*
圧縮強度	(繊維方向)	*220*	*2200*
弾性係数	(繊維方向)	*30000*	*300000*

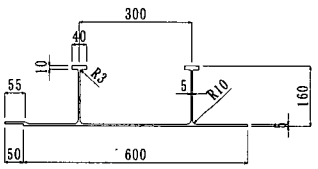
④ 設計応力度

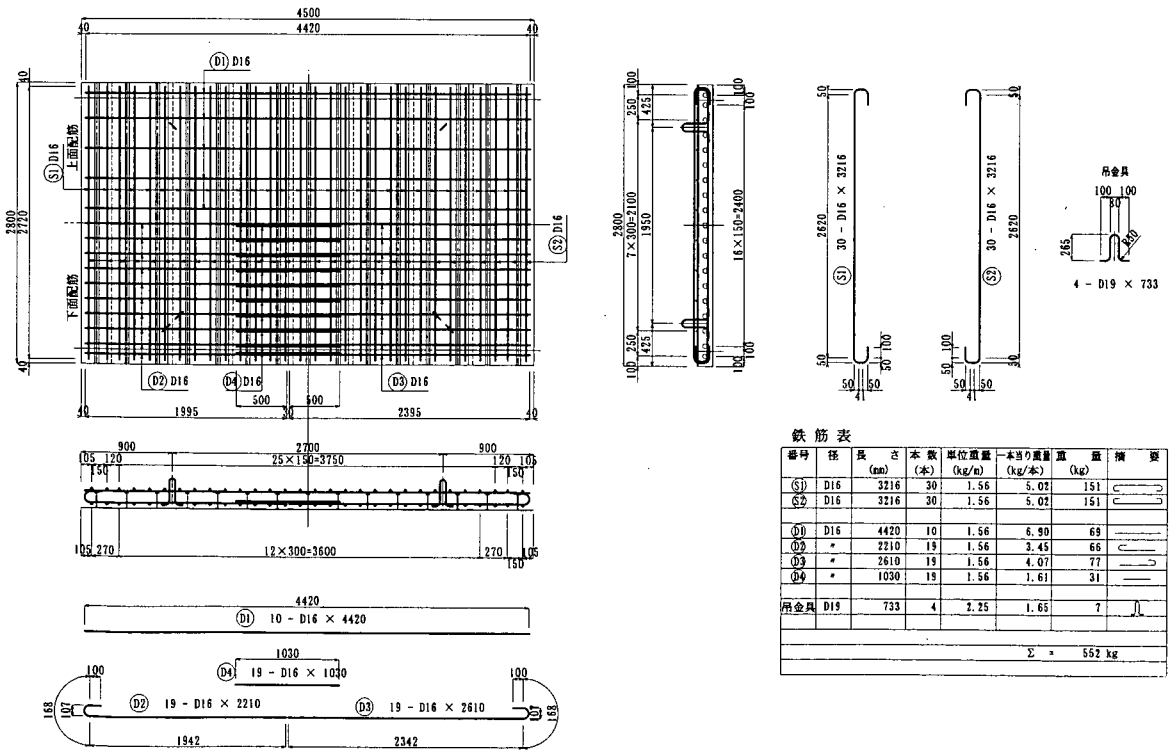
主鉄筋方向	コンクリートの圧縮縁	3.5N/mm²(36kgf/cm²)＜	10N/mm²(100kgf/cm²)
	ＦＲＰリブ上面の圧縮縁	18.2N/mm²(186kgf/cm²)＜	73.3N/mm²(733kgf/cm²)
	引張側鉄筋	83.7N/mm²(853kgf/cm²)＜	140N/mm²(1400kgf/cm²)
	ＦＲＰ下面の引張縁	24.0N/mm²(245kgf/cm²)＜	83.3N/mm²(833kgf/cm²)
配力筋方向	コンクリートの圧縮縁	5.6N/mm²(57kgf/cm²)＜	10N/mm²(100kgf/cm²)
	引張側鉄筋	136.9N/mm²(1396kgf/cm²)＜	140N/mm²(1400kgf/cm²)





ＦＲＰ断面詳細図





鉄筋表

番号	径	長さ (mm)	本数 (本)	単位重量 (kg/m)	一本当り重量 (kg/本)	重量 (kg)	摘要
S1	D16	3216	30	1.56	5.02	151	
S2	D16	3216	30	1.56	5.02	151	
D1	D16	4420	10	1.56	6.90	69	
D2	〃	2210	19	1.56	3.45	66	
D3	〃	2610	19	1.56	4.07	77	
D4	〃	1030	19	1.56	1.61	31	
吊金具	D19	733	4	2.25	1.65	7	
					Σ =	552 kg	

図-3.3.4.4　供試体詳細図（単位：mm）

4）施工の概要

① 供試体の施工方法

供試体の製作は、実際の施工に条件を合わせるため、２枚のパネルを製作し、輪荷重走行範囲に１箇所の継手を設ける。また、コンクリート打設は、**図-3.3.4.5**に示すように、実際の施工状況に合わせるため、主桁位置に配置したH型鋼により支持する方法で行う。この方法により施工を行った結果、コンクリート打設後の供試体中央部のたわみは、3.75mm であり、計算値 2.7mm より若干大きい値となった。これは、H型鋼と供試体との間にベニヤ板を敷いていたため、全体が沈下したものと考えられる。

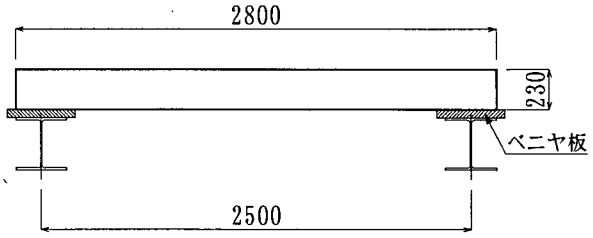


図-3.3.4.5　コンクリート打設時の支持方法（単位：mm）

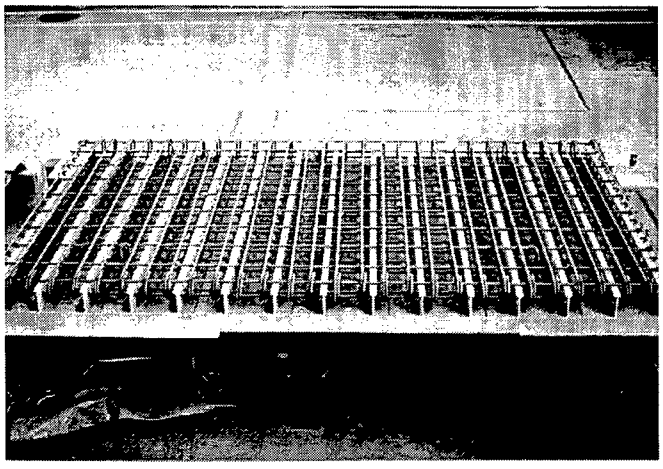


写真-3.3.4.1　供試体組み立て状況

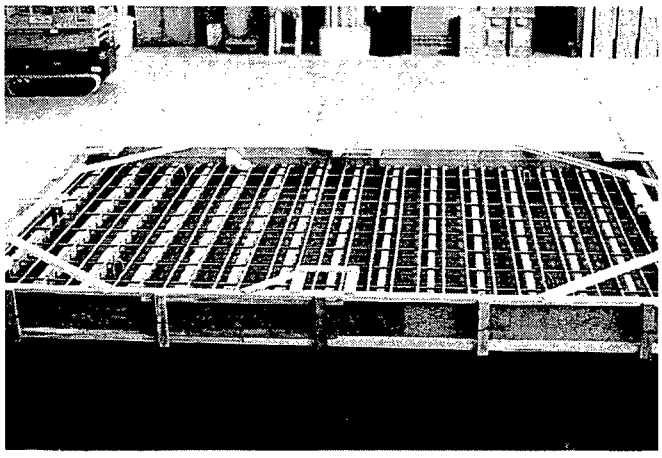


写真-3.3.4.2　型枠組み立て状況

② コンクリート打設立会

日時　　平成11年10月29日

場所　　（株）酒井鉄工所　本社工場

（大阪府堺市出島西町３－１）

立会者氏名（敬称略）

土木研究所	川間重一
土木研究センター	三木正久
新日本製鐵（株）	小曳克己　森忠彦
住友金属工業（株）	関口修史
瀧上工業（株）	亀山誠司
飛島建設（株）	小櫃一巳
日本カイザー（株）	平岩昌久
日本鋼管（株）	猪村康弘　滝口伸明
（株）宮地鐵工所	上原　正
（株）横河ブリッジ	三浦芳雄　重森裕文　永田　淳　水越秀和
（株）酒井鉄工所	石崎　茂　田中俊彦　久保圭吾　興地正浩

③ コンクリートの設計基準強度および配合

コンクリートの設計基準強度を以下に示す。また、配合設計条件および配合表はそれぞれ**表-3.3.4.2**、**表-3.3.4.3**に示すとおりである。

$\sigma ck = 30N/mm^2 (300kgf/cm^2)$

$\sigma ca = 8.5N/mm^2 (85kgf/cm^2)$

表-3.3.4.2　配合設計条件

コンクリートの種類	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類による区分
普通	$30N/mm^2$	10cm	20mm	N

表-3.3.4.3　配合表　(kg/m^3)

セメント	水	細骨材		粗骨材		混和剤（ＡＥ減水剤）	水セメント比	細骨材率
		海砂	砕砂	砕石	石灰石			
364	171	516	221	600	410	3.64	47%	43.1%

④ その他

実橋においては、鉄筋が主桁上において連続しているため、鉄筋にフックを設ける構造としている。

5）計測

① たわみ

供試体のたわみは、橋軸方向、橋軸直角方向のたわみ分布を調べるため、**図-3.3.4.6**に示すように、十字に変位計を配置する。

② 継手部の開口量

ＦＲＰの継手部の開口量を計測するため、**図-3.3.4.6**に示すように、継手の支間中央にπ２を設置する。なお、開口量の分布を調べるため、支間の１／４付近にπ１、π３も設置する。

③ コンクリート上面のひずみ

コンクリートのひずみは、断面内でのひずみ分布を調べるために貼付するが、支間中央の走行軌道部分には貼付できないため、**図-3.3.4.7**に示すとおりとする。

④ ＦＲＰのひずみ（リブ上面、底板下面）

ＦＲＰ底板のひずみについても、たわみと同様に**図-3.3.4.8**に示すとおり十字にひずみゲージを貼付する。なお、ひずみ分布を確認するため、十字以外に13にもゲージを添付する。また、ＦＲＰの継手位置である７では橋軸方向にゲージを貼るのが困難なため橋軸直角方向のみゲージを貼付し、これ以外の箇所は、それぞれの位置で橋軸方向、橋軸直角方向にひずみゲージを貼付してある。

リブ上面のひずみは、断面内でのひずみ分布を調べるため、**図-3.3.4.9**に示すように支間中央付近のリブ上に添付する。なお、ひずみゲージはリブ方向（橋軸直角方向）のみとする。

⑤ 鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみは、上下鉄筋とも断面内でのひずみ分布を調べるため、**図-3.3.4.10**、**図-3.3.4.11**に示すように支間中央付近に添付する。なお、ひずみゲージは曲げひずみの影響が出ないように、鉄筋側面に貼付する。さらに、支間中央付近のゲージ（25、29、35、44）については、鉄筋の両側面に貼付する。

⑥ 動的計測項目

上記測定項目のうち、主要計測点である供試体中央部および１／４点付近のたわみ（D3、D8、D12）、支間中央の継手部開口量（π2）、ＦＲＰ下面（8Y、9Y）、下側主鉄筋（35R）、下側配力筋（44R）について動的計測を実施する。なお、鉄筋ゲージのＲ表示は、鉄筋両側に貼付してあるゲージの片側を示している。

⑦ ＦＲＰ底板とコンクリートの剥離

ＦＲＰ底板とコンクリートの剥離は、耐久性に大きく影響すると考えられる。このため、一定載荷毎のＦＲＰ下面からの打音により剥離箇所を調査する。

6）想定される破壊形態

コンクリートの押し抜きせん断破壊

- ＦＲＰの継手部でコンクリートのひび割れが生じ、はり状化する。
- ＦＲＰとコンクリートの付着力が低下する。
- ＲＣ部分が押し抜きせん断破壊する。

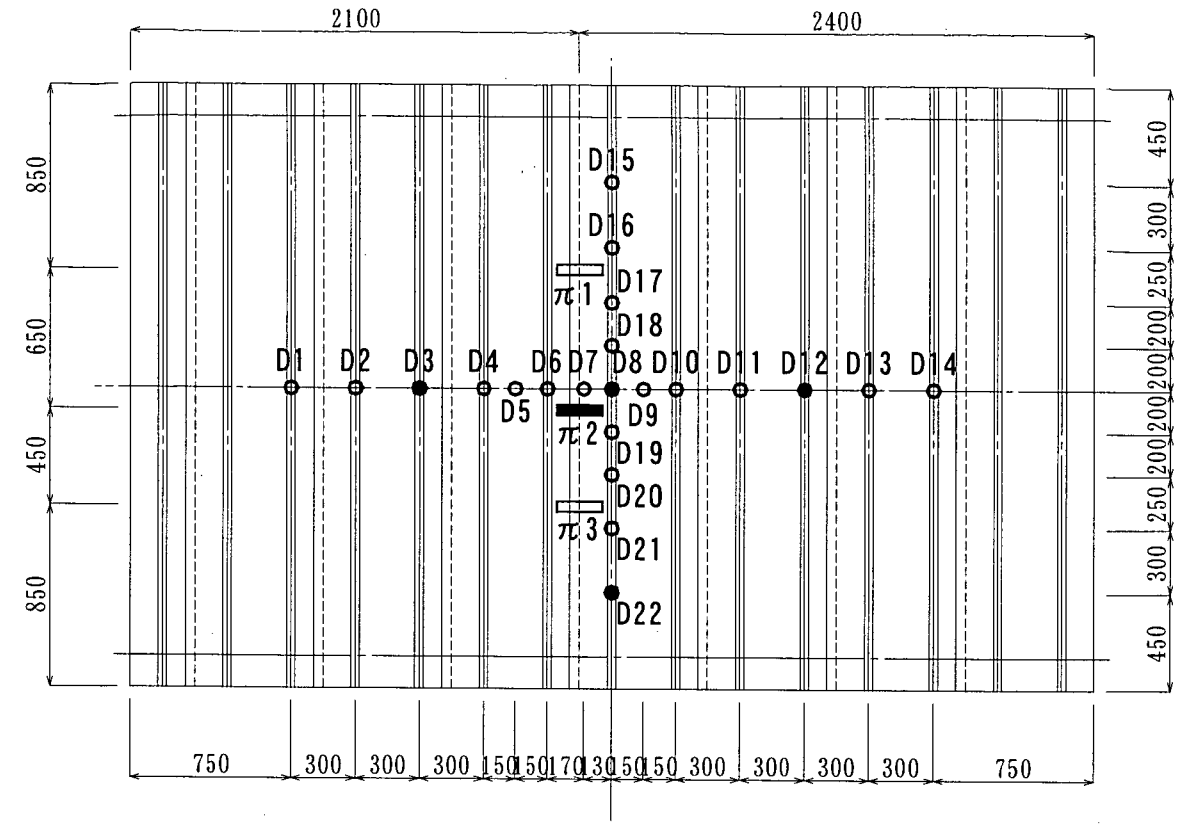


図-3.3.4.6　たわみ、継ぎ手部開口量の計測位置（単位：mm）

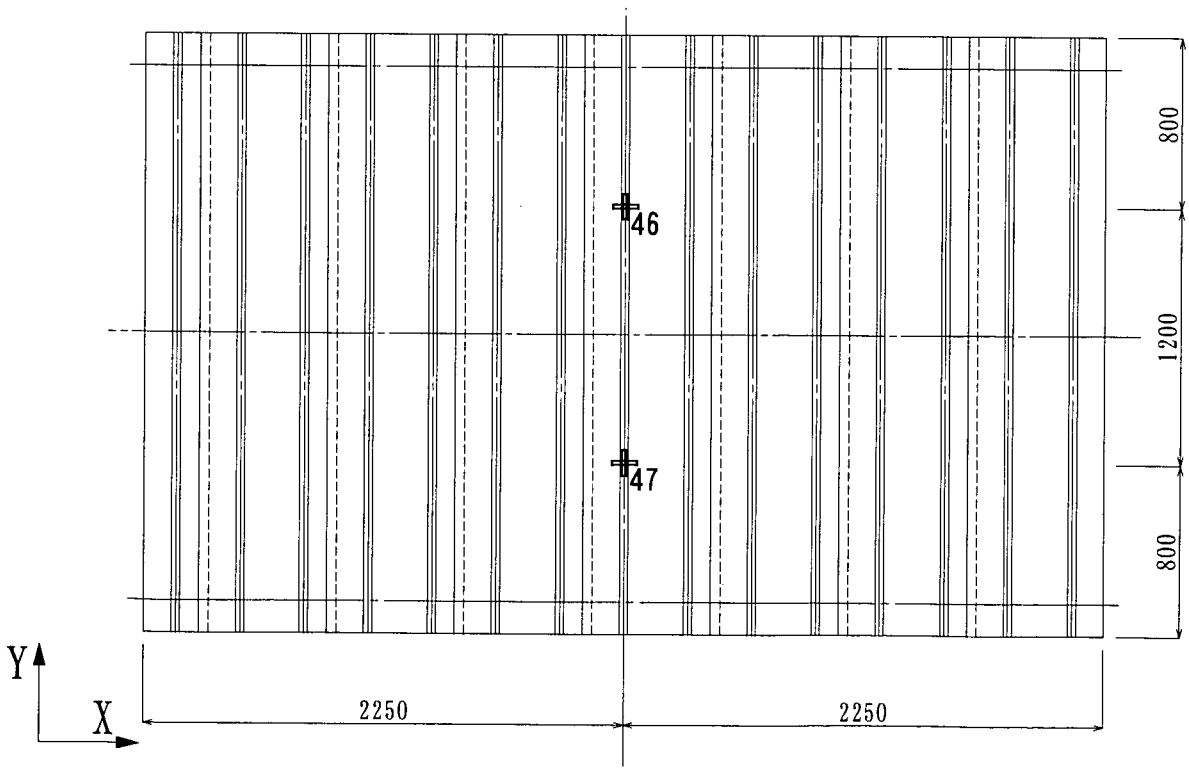


図-3.3.4.7　コンクリート上面のひずみ計測位置（単位：mm）

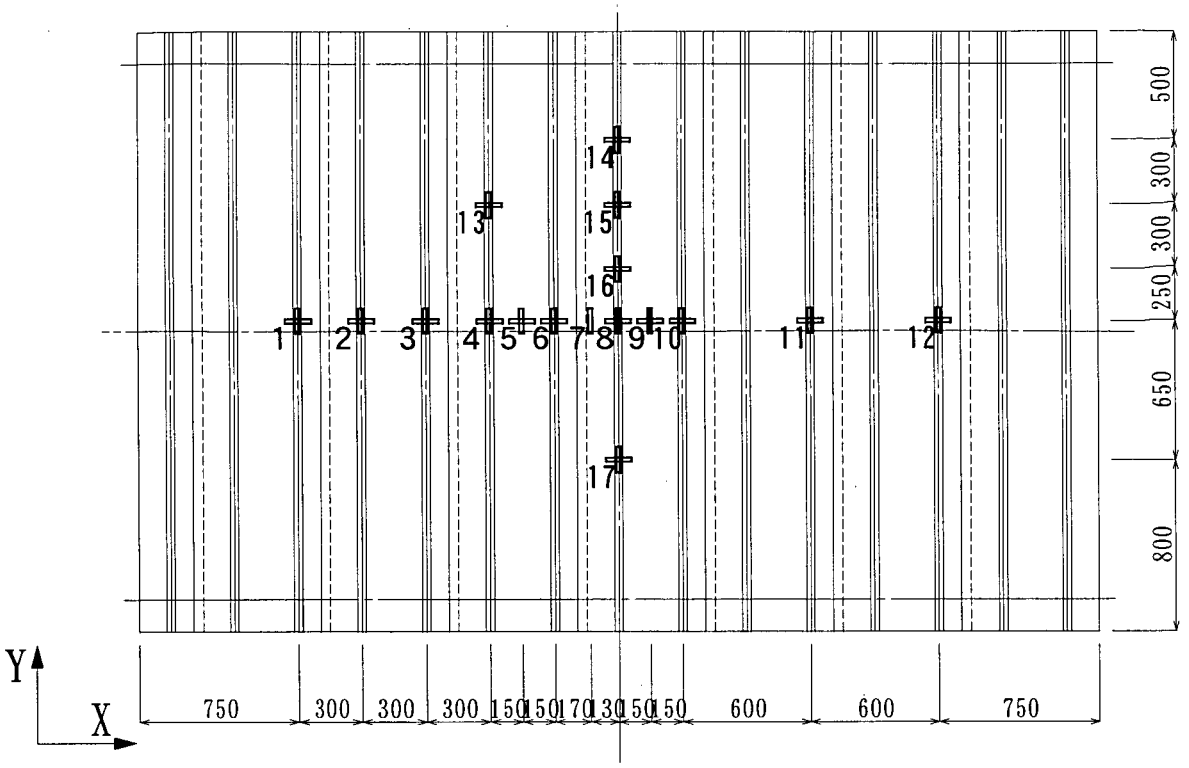


図-3.3.4.8　ＦＲＰ底板のひずみ計測位置（単位：mm）

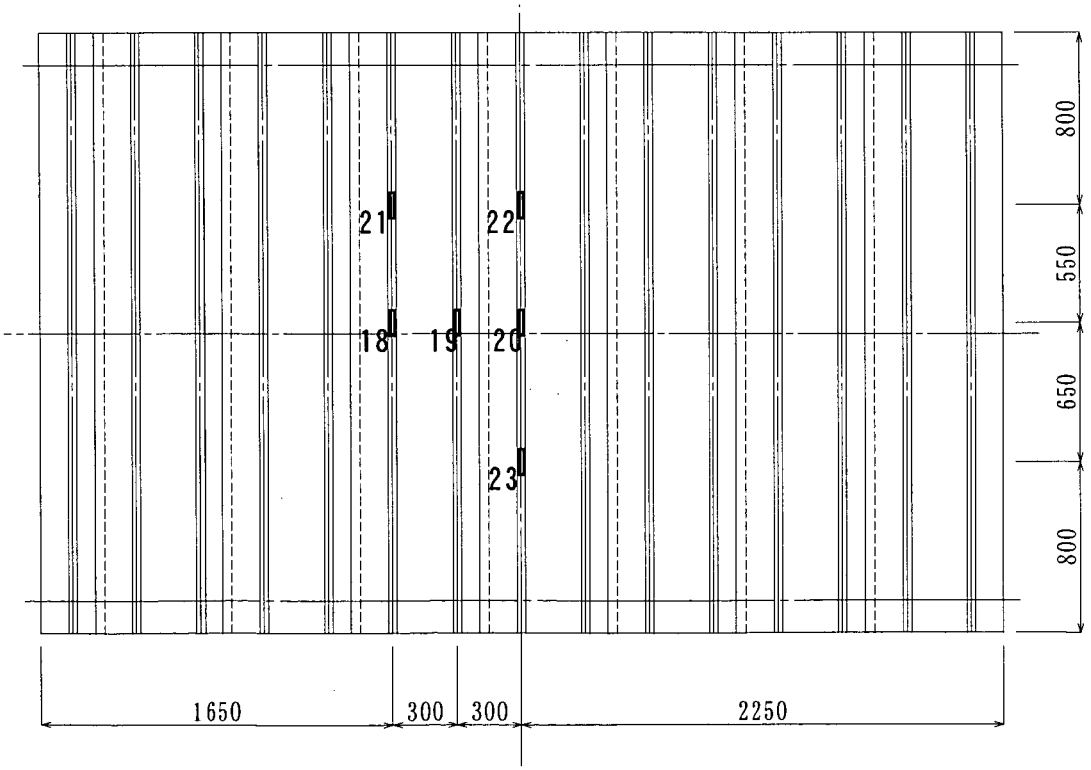


図-3.3.4.9　ＦＲＰリブ上面のひずみ計測位置（単位：mm）

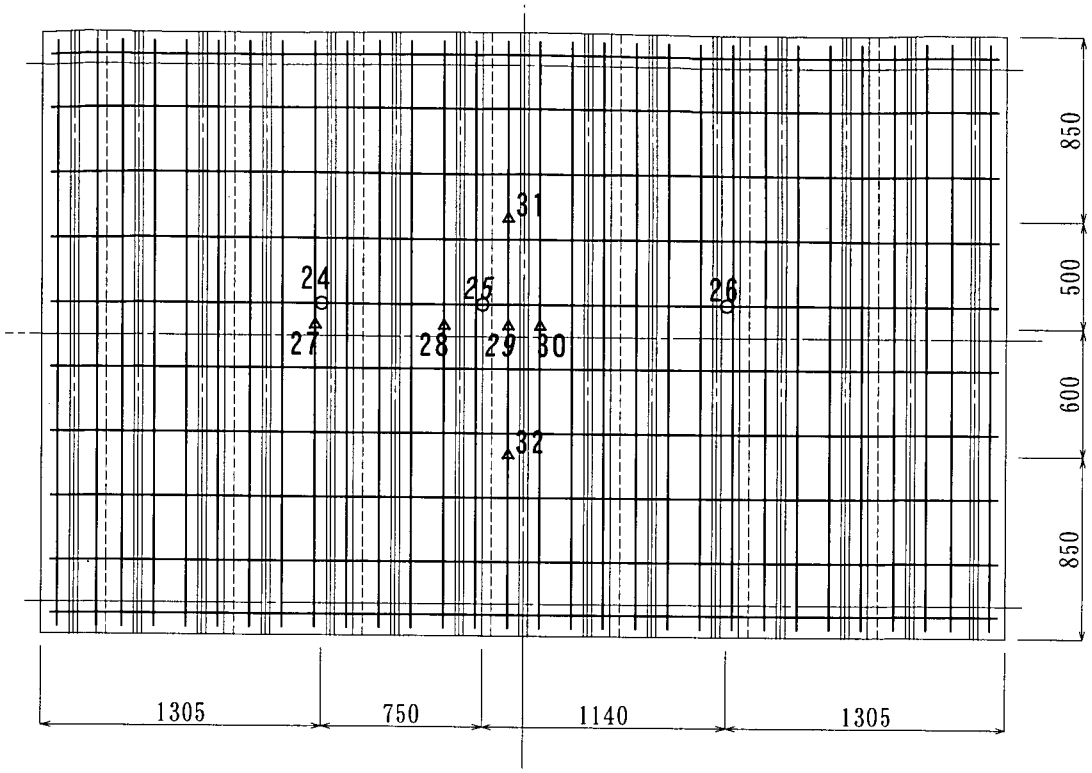


図-3.3.4.10　上側筋のひずみ計測位置（単位：mm）

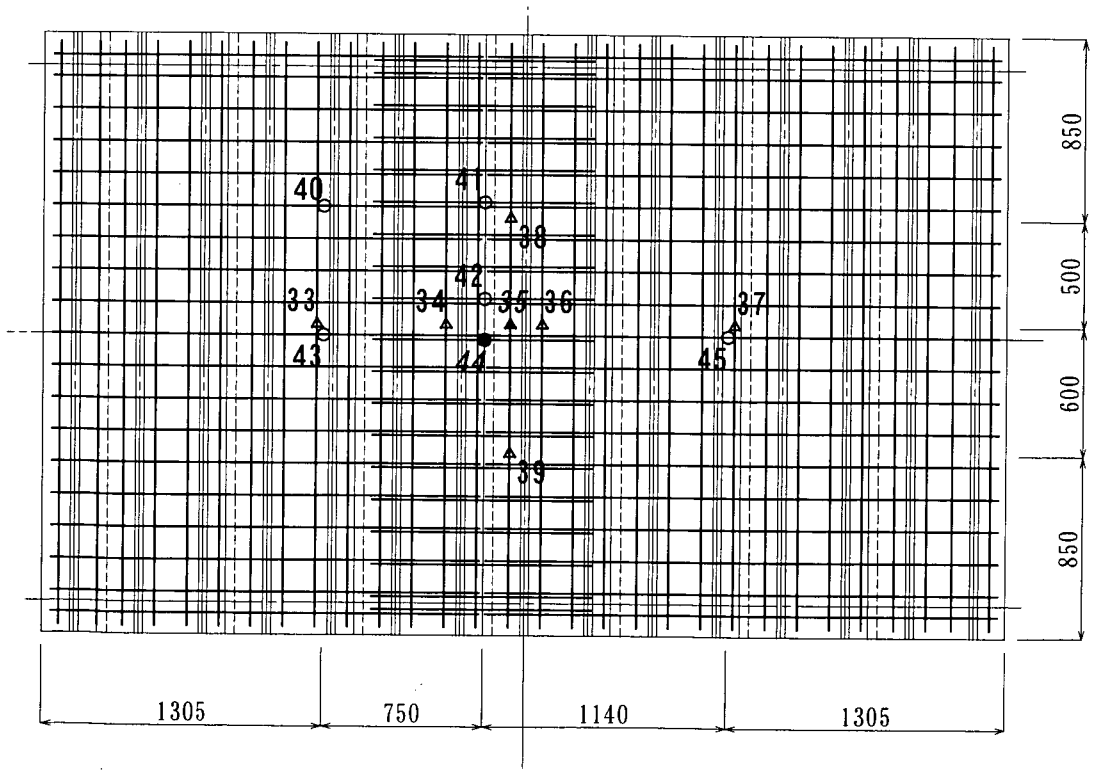


図-3.3.4.11　下側鉄筋のひずみ（単位：mm）

（2）試験結果

1）材料試験結果

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を**表-3.3.4.4**に、引張試験結果を**表-3.3.4.5**に示す。設計基準強度 30N/mm²（300kgf/cm²）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(423kgf/cm²)であった。

表-3.3.4.4　コンクリートの圧縮試験（材齢４５日）

供試体 No.	直径 mm	断面積 mm²	最大荷重 kN(tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 ×10⁴ N/mm² (×10⁵ kgf/cm²)	ポアソン比
1	100.1	7870	325.8(33.22)	41.4(422)	3.10(316)	0.203
2	100.1	7870	322.6(32.90)	41.0(418)	2.96(302)	0.205
3	100.1	7870	332.5(33.91)	42.2(430)	2.92(298)	0.171
平均	－	－	－	41.5(423)	2.99(305)	0.193

表-3.3.4.5　コンクリートの引張試験（材齢４５日）

供試体 No.	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN(tf)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	備　　考
1	100.1	200.4	114.1(11.63)	3.62(36.9)	
2	100.2	200.1	116.2(11.85)	3.69(37.6)	
3	100.1	200.3	113.7(11.59)	3.61(36.8)	
平均	－	－	－	3.64(37.1)	

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、それぞれ、**表-3.3.4.6**、**表-3.3.4.7**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-3.3.4.6　コンクリートの圧縮試験
（材齢２８日、供試体同一養生）

供試体 No.	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 ×10⁴ N/mm² (×10⁵ kgf/cm²)
1	39.2(400)	2.86(292)
2	38.6(394)	2.79(285)
3	41.6(424)	2.85(291)
平均	39.8(406)	2.83(289)

表-3.3.4.7　コンクリートの圧縮試験
（材齢２８日、標準養生）

供試体 No.	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 ×10⁴ N/mm² (×10⁵ kgf/cm²)
1	40.2(410)	3.00(306)
2	38.2(390)	2.90(296)
3	38.6(394)	3.06(312)
平均	39.0(398)	2.99(305)

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、それぞれ**表-3.3.4.8**、**表-3.3.4.9**に示す。ＦＲＰの引張強度は、繊維方向の規定値 250N/mm² (2500kgf/cm²)以上、繊維直角方向の規定値 40N/mm² (400kgf/cm²)以上を満足している。

表-3.3.4.8　ＦＲＰリブ方向（繊維方向）の引張試験

供試体 No.	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 ×10⁴ N/mm² (×10⁵ kgf/cm²)
1	392(4000)	3.11(3.17)
2	500(5100)	3.55(3.62)
3	449(4580)	3.19(3.25)
4	496(5060)	3.41(3.48)
5	488(4980)	3.26(3.32)
平均	465(4740)	3.30(3.37)

表-3.3.4.9　ＦＲＰリブ直角方向（繊維直角方向）の引張試験

供試体 No.	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 ×10⁴ N/mm² (×10⁵ kgf/cm²)
1	113(1150)	1.63(1.66)
2	116(1180)	1.68(1.71)
3	110(1120)	1.58(1.61)
4	111(1130)	1.63(1.66)
5	101(1030)	1.58(1.61)
平均	110(1120)	1.62(1.65)

③ 鉄筋の材料特性

鉄筋の引張強度試験結果を**表-3.3.4.10**に示す。鉄筋は、公称降伏点応力 345～440N/mm² (3500～4500kgf/cm²)、公称引張強さ 490N/mm² (5000kgf/cm²)以上を満足している。

表-3.3.4.10　鉄筋の引張強度試験結果

供試体 No.	降伏荷重	最大荷重	降伏点応力	引張強さ	標点距離		伸び	公称面積	鋼種 材質
	kN(tf)	kN(tf)	N/mm² (kgf/cm²)	N/mm² (kgf/cm²)	試験前 (mm)	試験後 (mm)	%	mm²	—
D16-1	76.2(7.77)	114.8(11.71)	384(3916)	578(5894)	127.75	155.55	21.8	198.6	D16 SD345
D16-2	76.0(7.75)	113.0(11.52)	383(3906)	569(5802)	127.60	155.90	22.2		
D16-3	75.2(7.67)	113.0(11.52)	379(3865)	569(5802)	128.00	155.95	21.8		
平均			382(3895)	572(5833)			21.9		

2）破壊時走行回数

図-3.3.4.12に示す走行回数と載荷荷重の関係図に、ＦＲＰ合成床版、RC8 供試体、PRC50 供試体の最終載荷回数を記載した。ＦＲＰ合成床版は、荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回載荷まで、たわみ、ひずみ等の急増は見られず、破壊しなかった。なお、RC8 供試体は荷重 274kN(28tf)、走行回数 25.6 万回で破壊し、PRC50 供試体は、荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回においても破壊には至っていない。

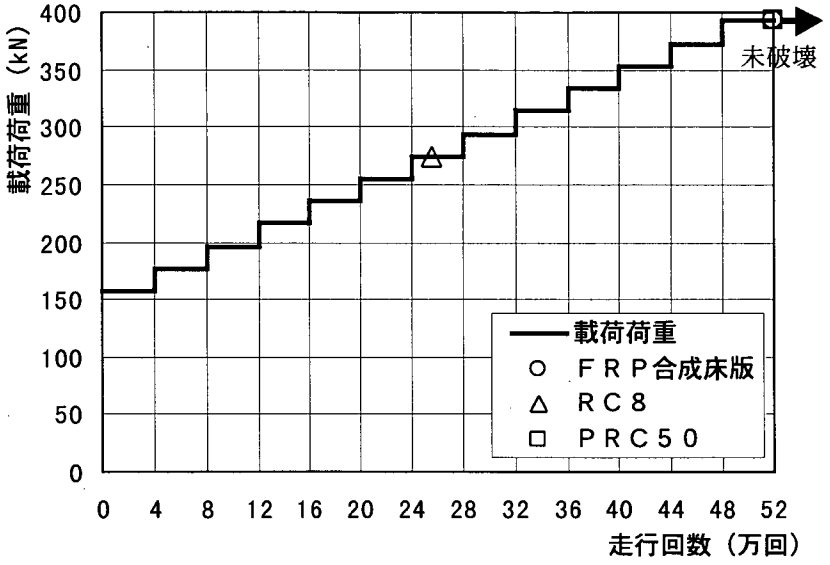


図-3.3.4.12　破壊時走行回数－破壊荷重の関係

3）破壊形態

ＦＲＰ合成床版は、今回の走行試験により破壊に至らなかったため、コンクリート上面のひび割れ状況、切断面のひび割れ状況、ＦＲＰ底板の剥離状況を確認した。

① コンクリート上面のひび割れ状況

図-3.3.4.13にコンクリート上面のひび割れ状況を示す。コンクリート上面には、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。

② 供試体切断面のひび割れ状況

供試体切断面のひび割れ状況を**図-3.3.4.14**およびに示す。ＦＲＰリブ頂部と上側鉄筋に沿ってひび割れが生じている。Ｃ－Ｃ断面の下側のひび割れは、橋軸方向切断面（Ａ－Ａ）の東側にはひび割れがなく、切断面の左右で対称性がないことから、切断時に生じたものと思われる。

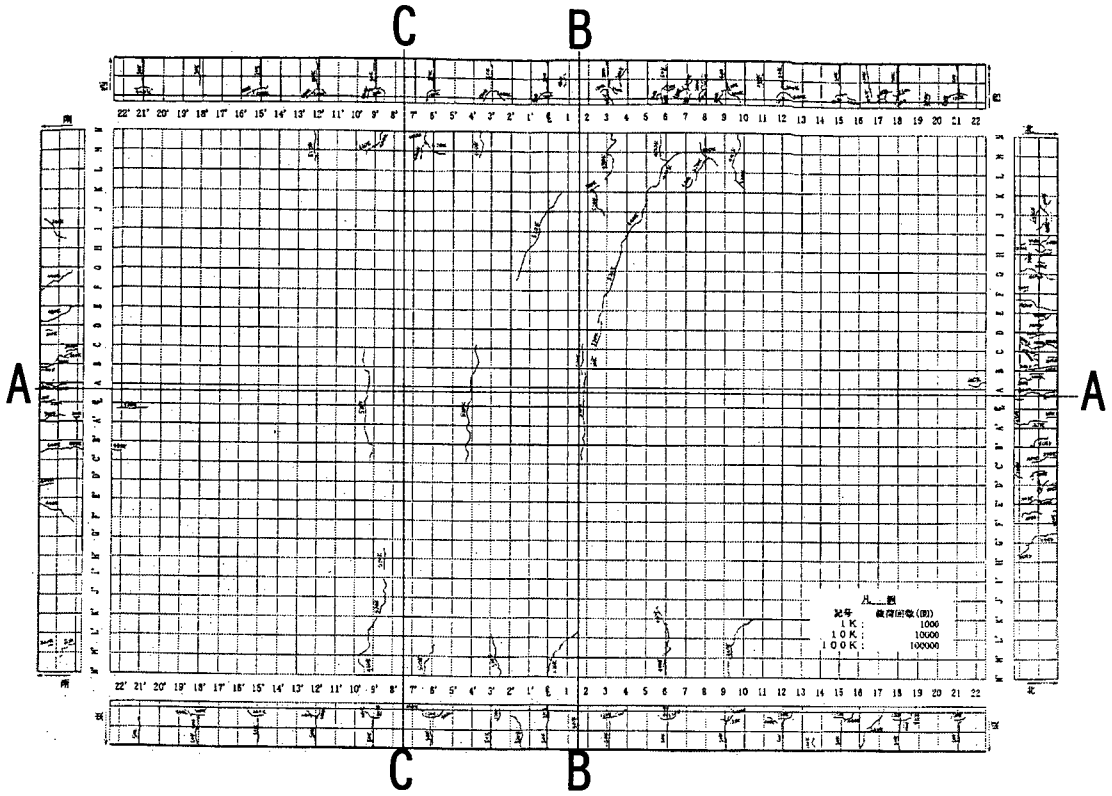


図-3.3.4.13　供試体上面のひび割れ観察図

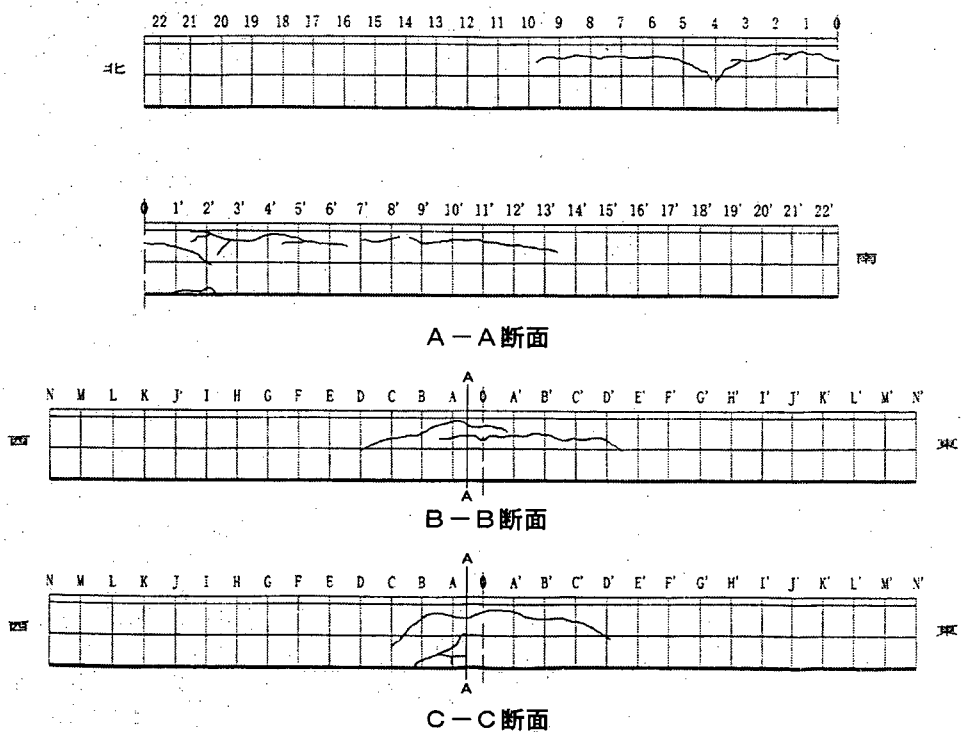


図-3.3.4.14　供試体切断面のひび割れ観察図

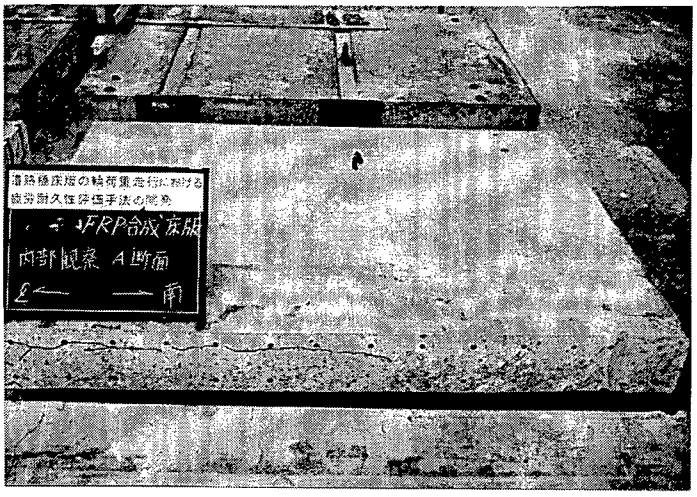


写真-3.3.4.3　橋軸方向Ａ－Ａ断面のひび割れ状況

写真-3.3.4.4　橋軸直角方向Ｂ－Ｂ断面のひび割れ状況

写真-3.3.4.5　橋軸直角方向Ｃ－Ｃ断面のひび割れ状況

③　ＦＲＰ底板の剥離状況

ＦＲＰ底板の剥離状況を**図-3.3.4.15**に示す。ＦＲＰとコンクリートの剥離は、４０万回載荷以降にＦＲＰの継手付近で生じているが、その他の部分ではコンクリートとの付着が確保されていた。

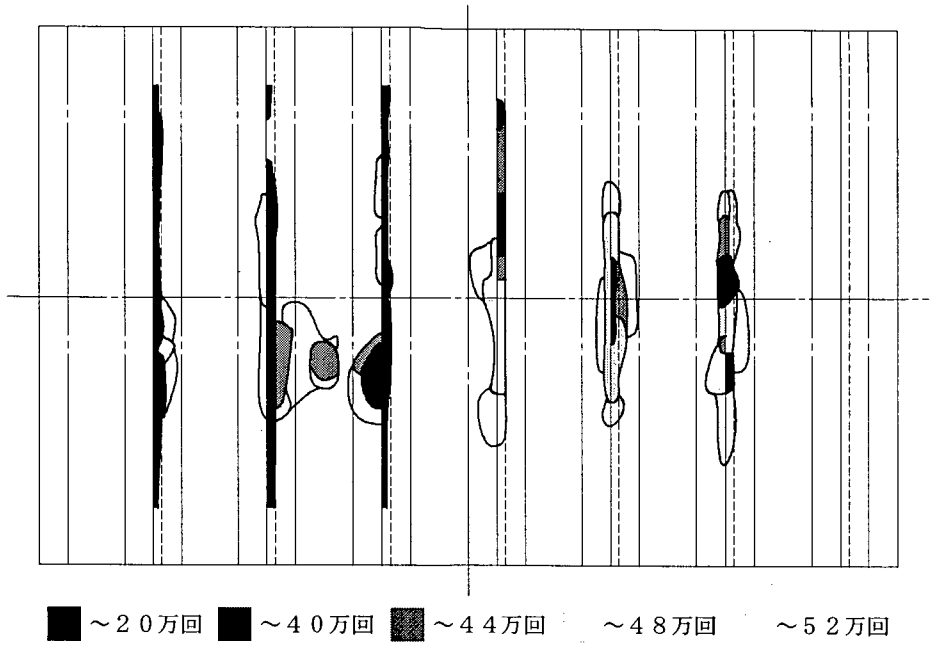


図-3.3.4.15　ＦＲＰ下面の剥離状況

④　床版厚

表-3.3.4.11に輪荷重走行試験後の床版厚実測値を示す。表より、供試体中央付近は、コンクリートにひび割れ等が生じており、計測できなかったため、計測を省略した。床版厚は、支間中央付近が多少厚めとなっている。これは、コンクリート打設時のたわみの影響と考えられる。

表-3.3.4.11　床版厚の測定結果（単位：mm）

Ａ－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
229	231	228	227	232	234	233	232	232	－	－	－	－	－	－	234	－	－	－	－	－	－	－

Ａ－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
－	－	－	236	－	－	－	－	－	237	237	238	239	239	237	237	236	236	235	234	232	230

Ｂ－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'
229	231	233	233	233	232	234	235	235	236	235	－	－	－	－	－	－	－	－	235	233	231	233	232	233	232	231	230	229

Ｃ－Ｃ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'
234	234	235	235	235	237	236	237	238	237	238	237	－	－	－	－	－	－	－	235	235	235	234	235	235	234	232	232	230

4）供試体たわみ－走行回数関係

- 供試体中央（Ｄ８）のたわみ－走行回数の静的測定結果を**図-3.3.4.16**に示す。図より、たわみは、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回に至るまで急激な増加は見られず、最終のたわみは載荷時で 4.8mm、除荷時で 2.4mm であった。
- 載荷時のたわみから除荷時のたわみを差し引いた弾性たわみと走行回数の関係を**図-3.3.4.17**に示す。また、本図には、弾性たわみを 157kN(16t)載荷時に換算したたわみも併記した。図より、弾性たわみ、換算弾性たわみともに、試験終了まで急激な変化は見られず、最終たわみは、弾性たわみ 2.5mm、換算弾性たわみ 1.0mm であった。
- 供試体中央（Ｄ８）のたわみ－走行回数の動的測定結果を**図-3.3.4.18**に示す。静的測定結果と同様、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回に至るまで急激な増加は見られず、最終のたわみは 5.4mm と静的測定結果の 1.1 倍であった。
- ＦＲＰ合成床版の供試体中央のたわみと走行回数の関係図に、RC8 供試体、PRC50 供試体の試験結果を併記したものを、**図-3.3.4.19**に示す。ＦＲＰ合成床版と RC8 供試体を比較すると、RC8 供試体のたわみが急変する荷重 255kN(26tf)、走行回数 24 万回時において、ＦＲＰ合成床版のたわみは RC8 供試体の 30％であった。また、ＦＲＰ合成床版と PRC50 供試体を比較すると、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回におけるＦＲＰ合成床版のたわみは PRC50 供試体の 78％である。

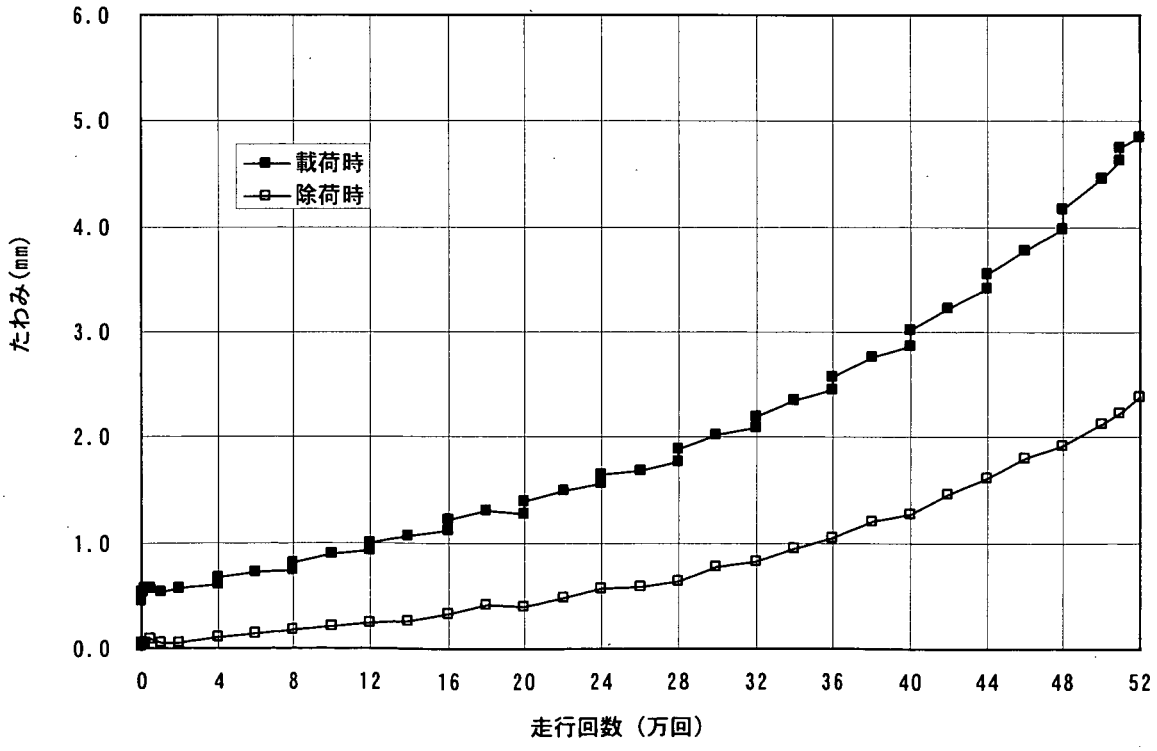


図-3.3.4.16　供試体中央のたわみ（Ｄ８）：静的たわみ

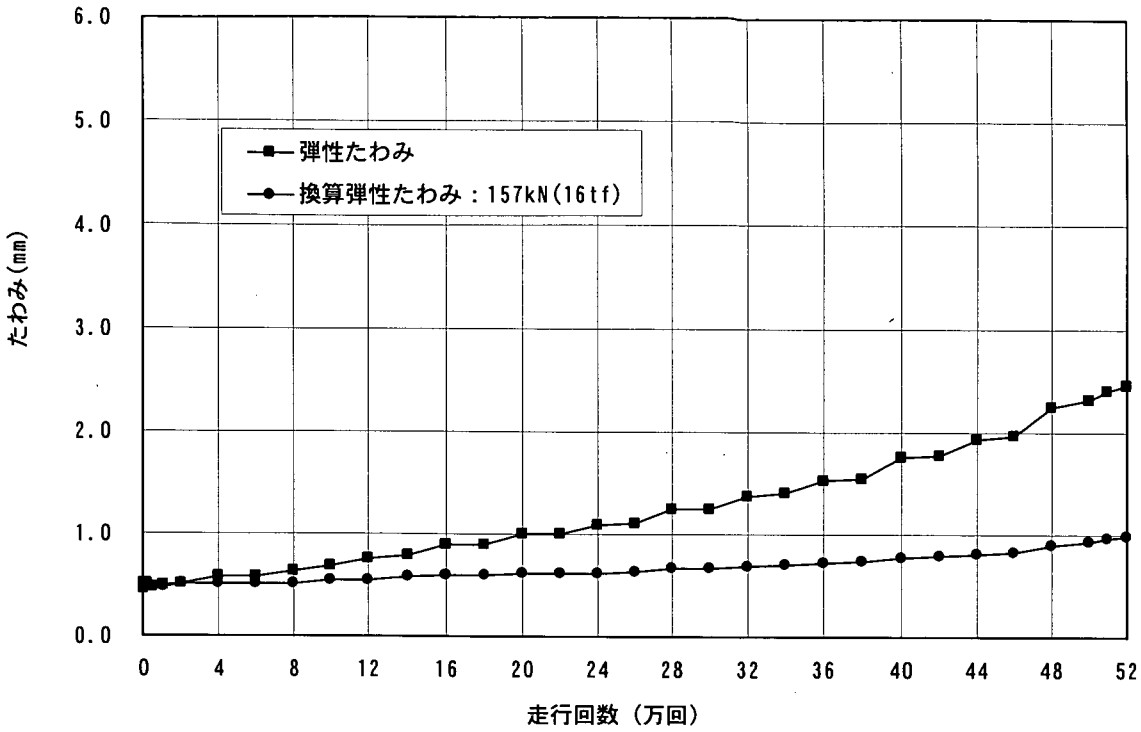


図-3.3.4.17　供試体中央のたわみ（Ｄ８）：静的弾性たわみ

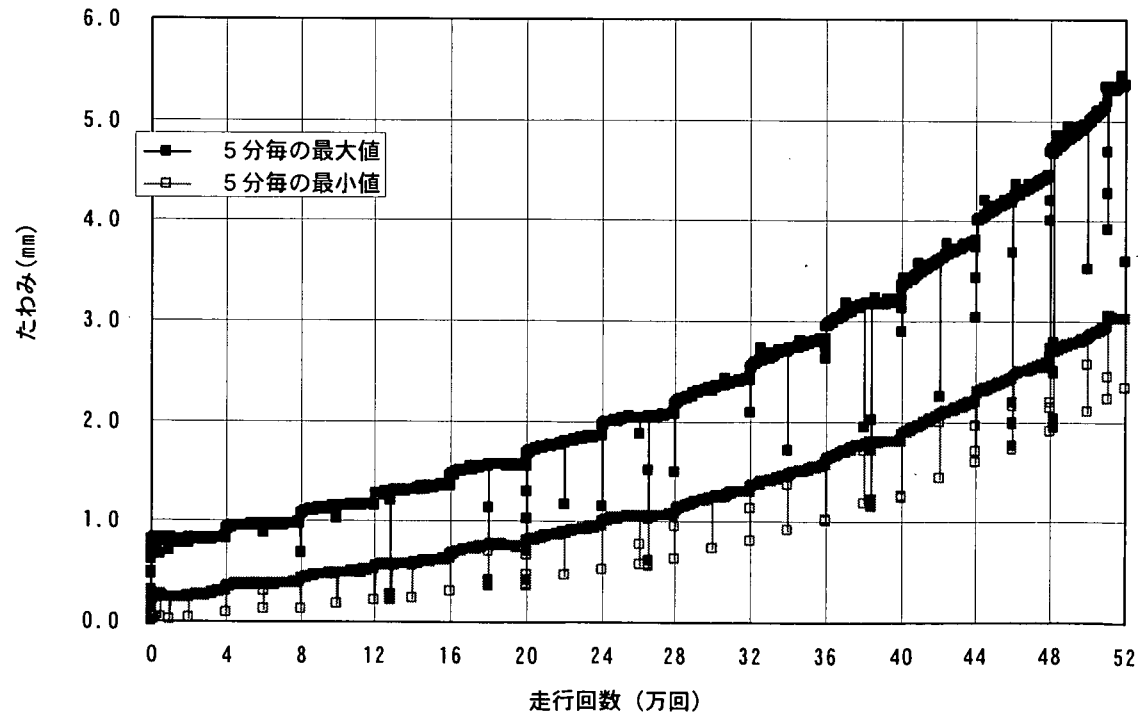


図-3.3.4.18　供試体中央のたわみ（Ｄ８）：動的たわみ

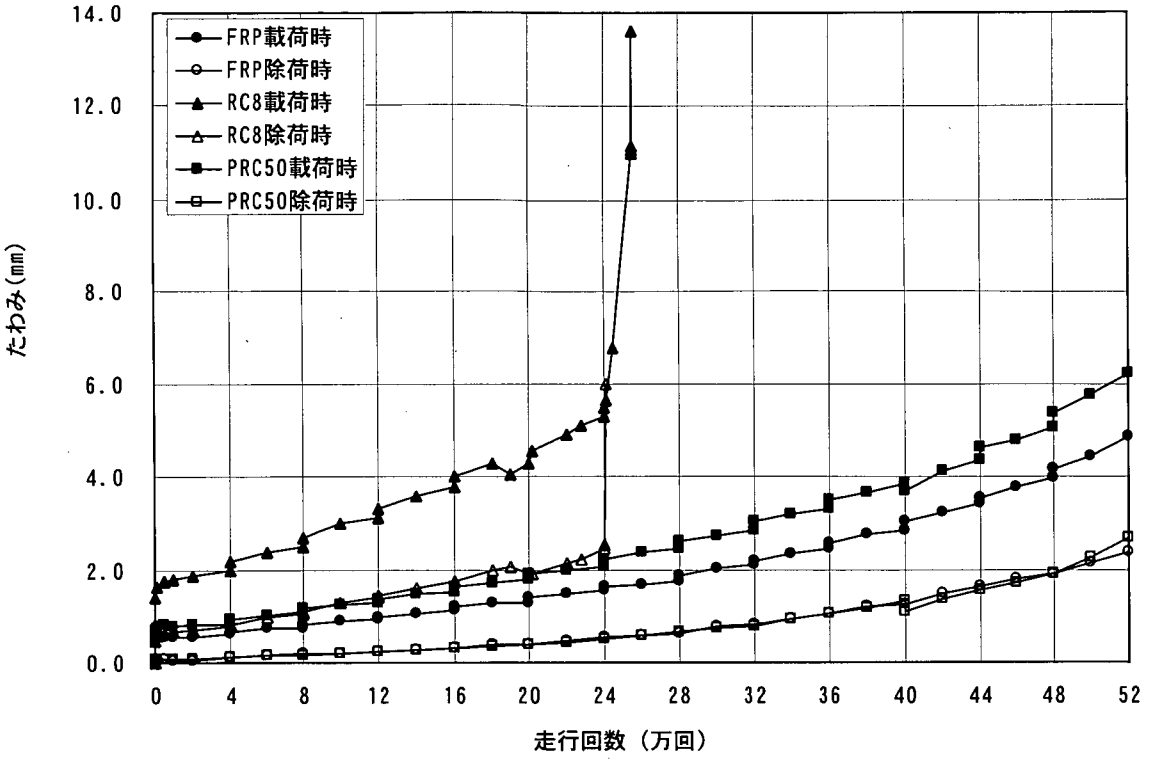


図-3.3.4.19　供試体中央のたわみ

5）継手部開口量－走行回数関係

- 継手部中央πゲージ（π２）の開口量－走行回数の静的測定結果を**図-3.3.4.20**に示す。静的測定による開口量は、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回において載荷時で 0.66mm、除荷時で 0.36mm であり若干大きめの値となっている。これは、今回の試験では、開口量の計測にπゲージを使用しているため、開口量に継手部の鉛直方向ずれが加算されたためと考えられる。また、開口量は載荷時、除荷時とも載荷荷重 294kN(30tf)、走行回数 28 万回まで値は小さいが、これ以降、開口量が増加している。これは、この時点でＦＲＰの接着が剥がれたためと思われる。
- 継手部中央πゲージ（π２）の開口量－走行回数の動的測定結果を**図-3.3.4.21**に示す。動的測定による開口量は、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回においての最大値は 1.02mm であり、静的載荷の 1.5 倍であった。また、走行時の開口量は、静的載荷と同様に載荷荷重 294kN(30tf)、走行回数 28 万回から増加していた。

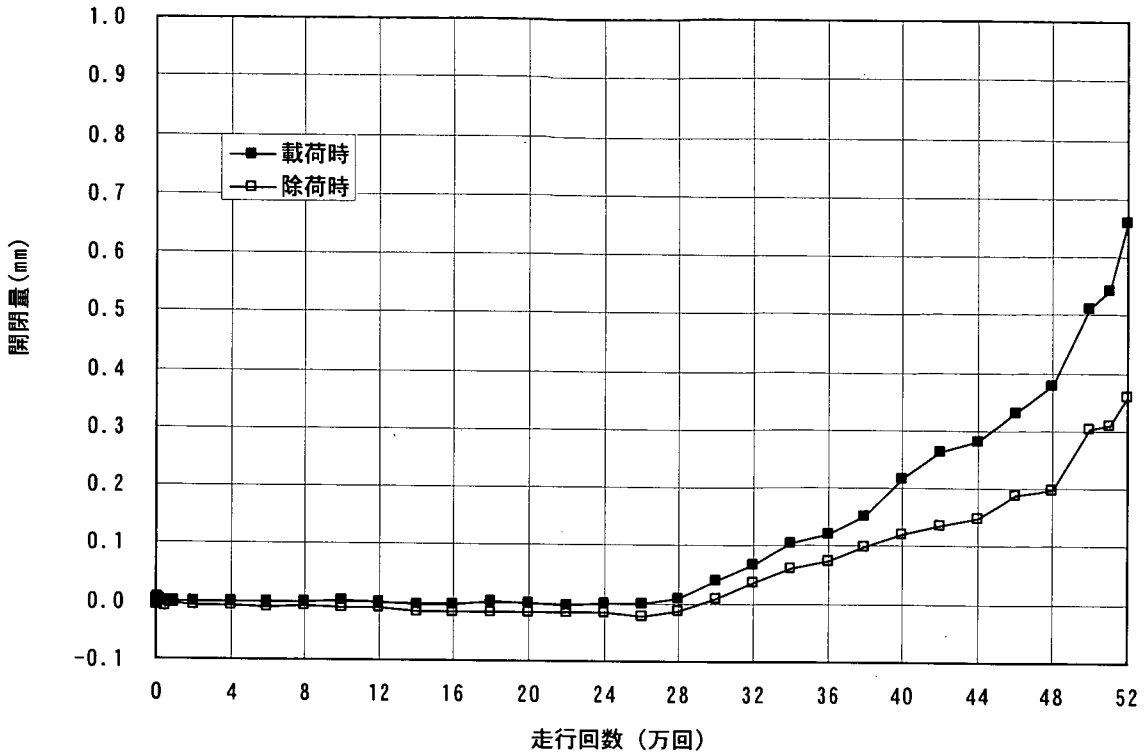


図-3.3.4.20　継手部πゲージ（π２）：静的開閉量

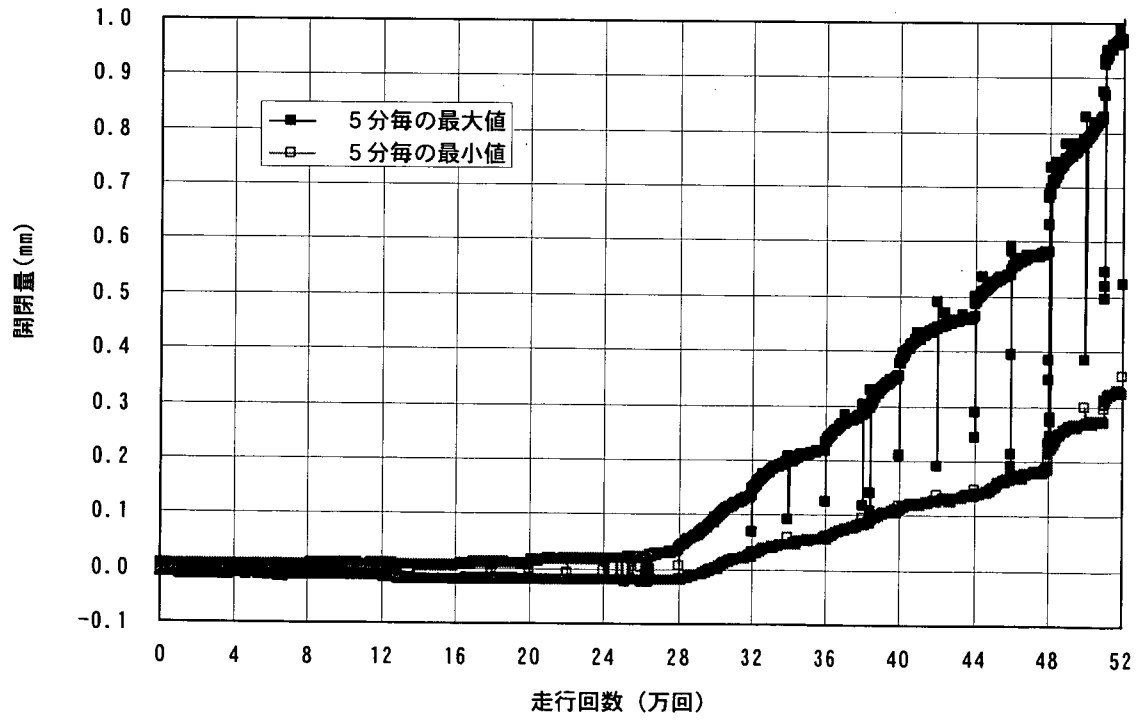


図-3.3.4.21　継手部πゲージ（π２）：動的開閉量

6）コンクリート表面のひずみ－走行回数関係

- 輪荷重走行範囲を避けた供試体中央付近のコンクリート表面橋軸直角方向ゲージ（47Y）のひずみ－走行回数の静的測定結果を**図-3.3.4.22**に示す。載荷時のひずみから除荷時のひずみを差し引いた弾性ひずみは、最大約 80μであり、急激な増加は見られないが走行回数 40 万回以降において載荷時ひずみに乱れが認められる。

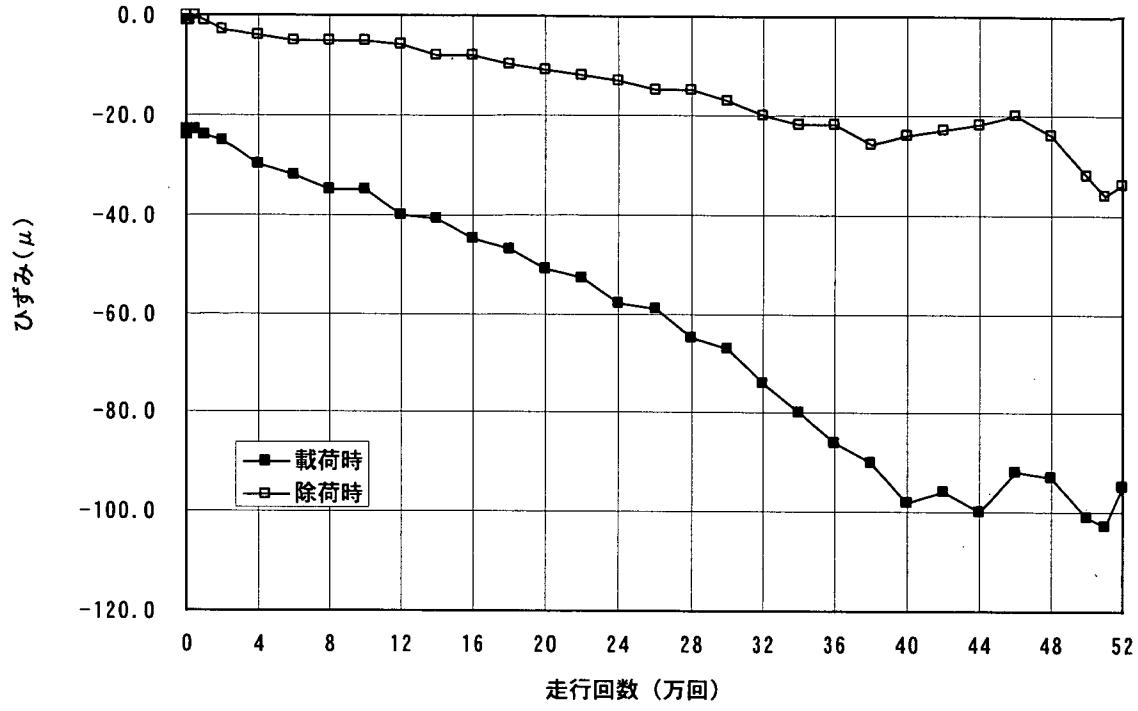


図-3.3.4.22　供験体中央付近コンクリートの橋軸直角方向ひずみ（47Y）：静的ひずみ

7）ＦＲＰのひずみ－走行回数関係

- 供試体中央のＦＲＰ下面橋軸直角方向（8Y）のひずみ－走行回数の静的測定結果および動的測定結果をそれぞれ**図-3.3.4.23**、**図-3.3.4.24**に示す。静的測定、動的測定ともにひずみは、ほぼ安定的に推移しているが、48 万回以降若干の乱れが見られる。静的測定による弾性ひずみの最大値は、340μ程度であった。また、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回における動的ひずみの値は、1400μであり、静的載荷時の 1130μに比べ 1.24 倍となっていた。
- 供試体中央のＦＲＰ下面橋軸方向（8X）のひずみ－走行回数の静的測定結果を**図-3.3.4.25**に示す。載荷時のひずみ値から除荷時のひずみ値を差し引いた弾性ひずみは、走行回数 20 万回頃まで増加しているが、その後は減少傾向にあった。最大弾性ひずみは、走行回数 20 万回で 310μであった。

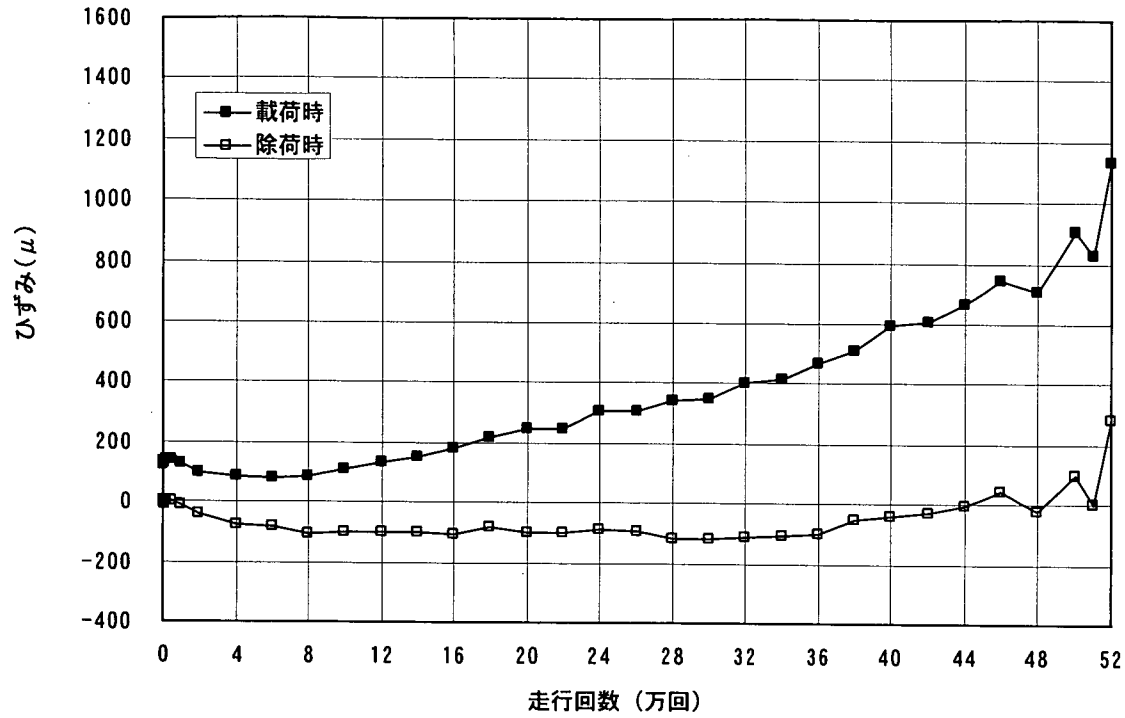


図-3.3.4.23　供試体中央のＦＲＰ底板橋軸直角方向ひずみ（8Y）：静的ひずみ

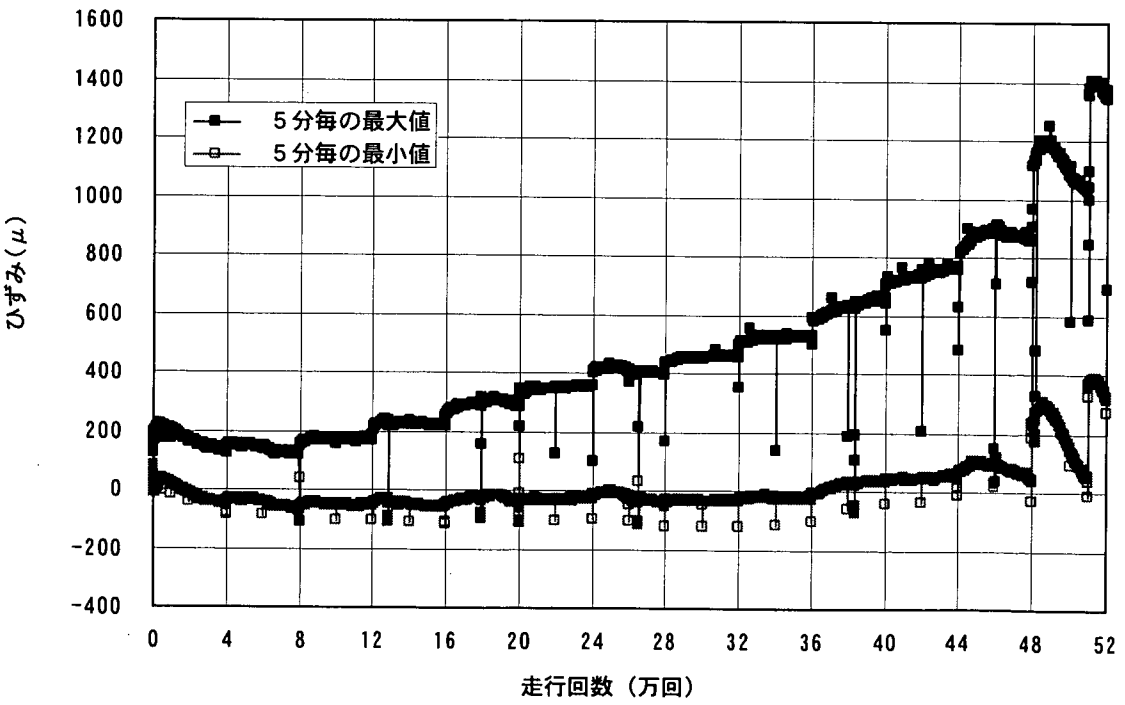


図-3.3.4.24　供試体中央のＦＲＰ底板橋軸直角方向ひずみ（8Y）：動的ひずみ

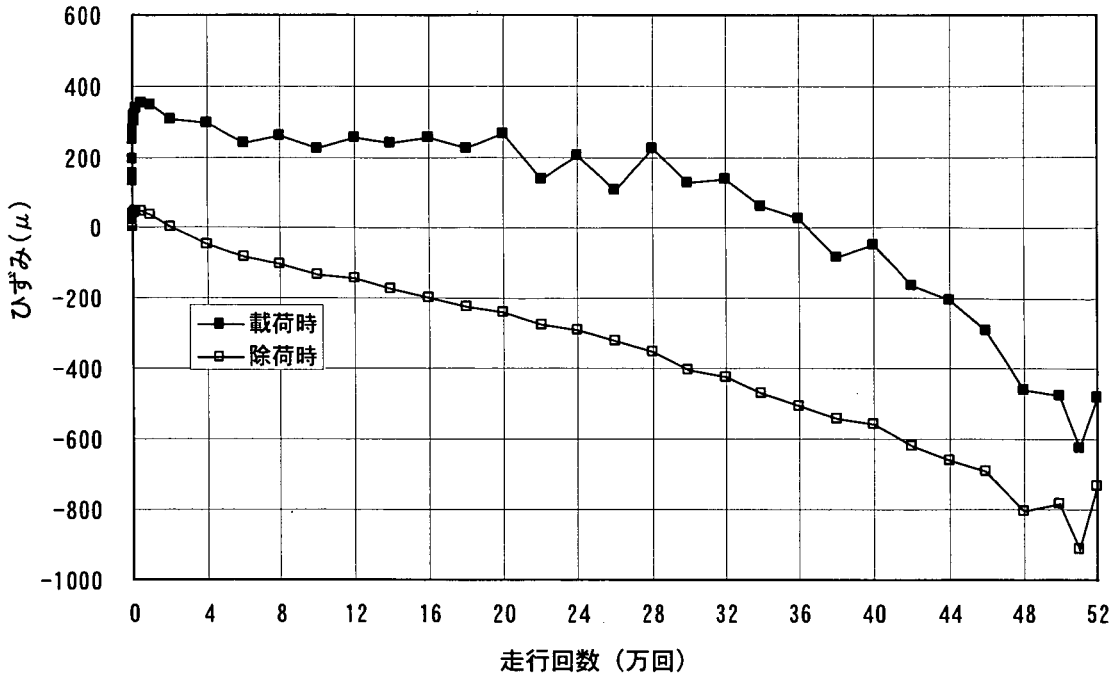


図-3.3.4.25　供試体中央のＦＲＰ底板橋軸方向ひずみ（8X）：静的ひずみ

8）鉄筋のひずみ－走行回数関係

- 供試体中央の下側主鉄筋（35）のひずみ－走行回数の静的測定結果をそれぞれ**図-3.3.4.26**に示す。なお、主鉄筋(35)には鉄筋の両側面に貼付しているため、図には、曲げの影響をキャンセルした両ひずみゲージの平均値を記載した。載荷時のひずみ値から除荷時のひずみ値を差し引いた弾性ひずみは、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回において 400μ程度であり、載荷開始から安定的に推移している。
- 供試体中央の下側配力筋(44)のひずみ－走行回数の静的測定結果を**図-3.3.4.27**に示す。なお、本鉄筋にも主鉄筋と同様、両側面にゲージを貼付しているため、平均値を記載した。載荷時のひずみ値から除荷時のひずみ値を差し引いた弾性ひずみは、走行回数 24 万回頃まではほぼ一定であるが、その後は増加傾向にあり、走行回数 48 万回以降は乱れが認められる。また、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回における弾性ひずみは 210μであった。

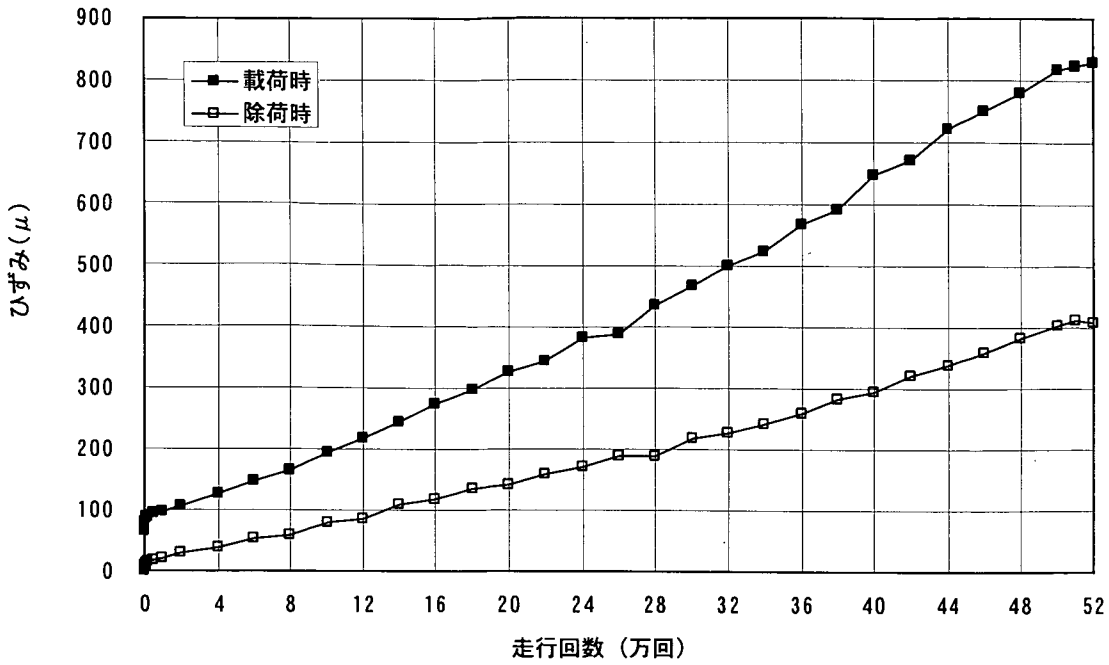


図-3.3.4.26　供試体中央の下側主鉄筋ひずみ（35）：静的ひずみ

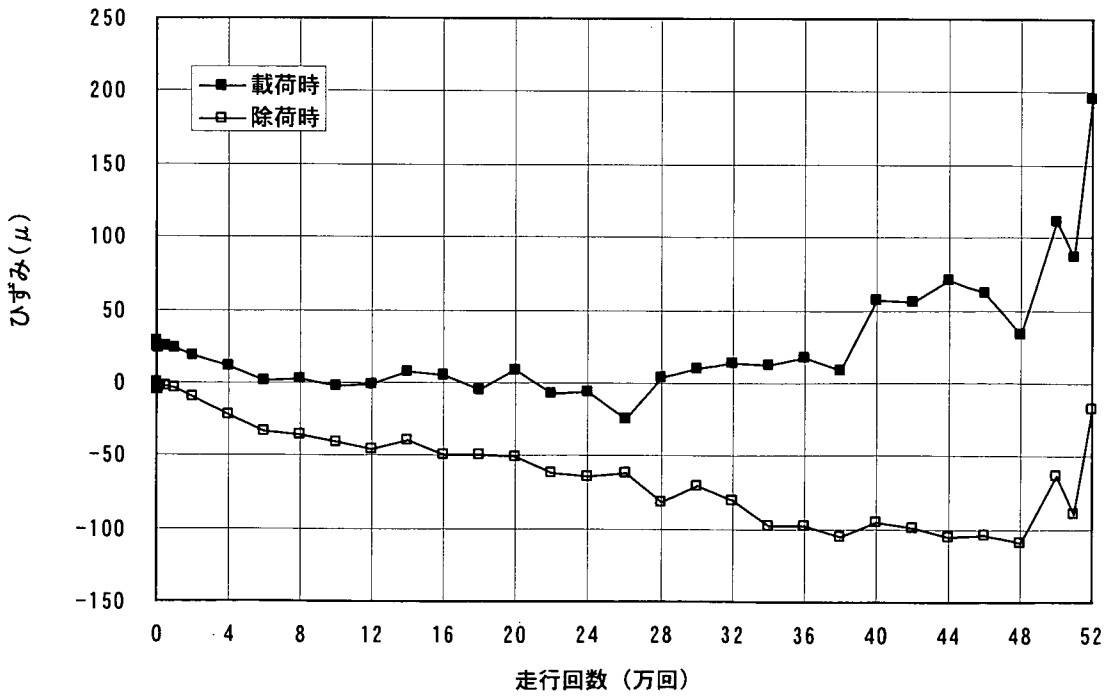


図-3.3.4.27　供試体中央の下側配力筋ひずみ（44）：静的ひずみ

9）試験の着目点の考察

① 破壊時の荷重、走行回数および破壊形態

- ＦＲＰ合成床版は、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。

② 各荷重載荷段階におけるたわみ、ひずみおよび継手部の開口量

- たわみ－走行回数の関係より、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回に至るまでたわみには大きな変化は見られず、静的測定による最大値は 4.8mm であった。
- 橋軸方向の弾性ひずみでは、載荷回数 20 万回付近よりＦＲＰの弾性ひずみが減少し、下側配力筋のひずみが増加していた。これは、載荷回数 20 万回付近より継手部の開口量も増加していることから判断して、この時点でＦＲＰ継手部において接着が一部剥がれたものと推察できる。

③ RC8 供試体や PRC50 供試体との比較

- ＦＲＰ合成床版の載荷時たわみは、RC8 供試体の載荷時たわみが急変する荷重 255kN(26tf)、走行回数 24 万回時において RC8 供試体の 30％である。また、載荷荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回におけるＦＲＰ合成床版の載荷時たわみは PRC50 供試体の 78％と小さく、ＦＲＰ合成床版は PRC50 供試体と同等以上の疲労耐久性を有していることが確認された。

④ ＦＲＰ底板とコンクリートとの剥離状況

- ＦＲＰとコンクリートの剥離は、ＦＲＰの継手付近で少し観察されたが、その他の部分では観察されておらず、砂接着によりＦＲＰとコンクリートの付着が確保されることが確認できた。

＜参考文献＞

1）松井・石崎・久保：ＦＲＰ永久型枠を用いたＲＣ床版の静的強度・疲労耐久性に関する研究、土木学会構造工学論文集、Vol.40A、pp.1413-1424、1994.3

2）石崎・久保・興地・松井：ＦＲＰ合成床版の構造簡素化と長支間床版への適用性について、土木学会第一回鋼橋床版シンポジウム、pp.225-228、1998.11

３．３．５　ウルトラパネル

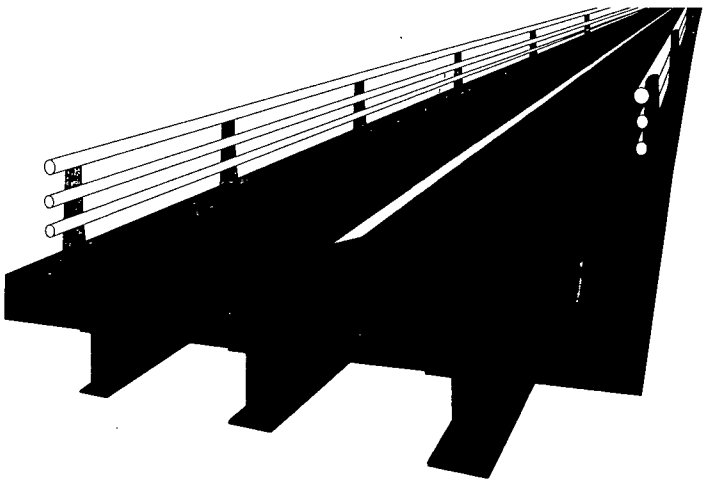
（１）　概　要

１）工法の概要

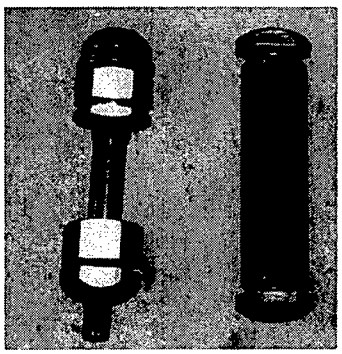
ウルトラパネルは，新設橋梁用に開発された鋼板とコンクリートを合成させたサンドイッチ構造の床版である．鋼板は一定間隔に配置された高力ボルトによって固定され，支持げたへ架設後，内部に高流動コンクリートが充填される．本床版の主な特長は，a)6mm の鋼板でコンクリートをサンドイッチした構造であり，同じ厚さの RC 床版と比較して剛性が高いこと，b)床版厚の低減により鋼げたの負担が軽減でき，その結果として経済性に優れていること，c)配筋・型枠の作業が不要で省力化や工期の短縮を図ることができること，d)コンクリート下面が鋼板で覆われているため，コンクリート破片の落下がないこと等である．以下に基本構造を，**図－3.3.5.1** 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）
支持桁との一体化　－　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－3.3.5.1** 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－3.3.5.1 工法概要図



写真－3.3.5.1　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するため，高力ボルトは特殊高力ボルト（M24-M20）を用いた．ウルトラパネルは上下鋼板の形状を高力ボルトで保持する構造であり，ボルト位置の鋼板と継手部が着目するポイントとなる．よって本試験では，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）設計の概要（付録参照）

①設計条件

床版は支間3.0mの連続版とし，B活荷重で設計する．

②設計の考え方

・準拠図書

設計方法は，現行の道示に準じ，許容応力度法によるものとする．ただし，道示に記載のない項目に関しては土木学会の「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物」を参考にする．

・抵抗断面

鋼板・コンクリートの死荷重は，鋼板を高力ボルトで固定した断面で抵抗し，活荷重は鋼板とコンクリートとの合成断面で抵抗する．

・床版厚さ

床版厚さは，道示に準じて製作されたRC床版の床版厚25cmよりも，断面剛性が高くなるように決定した．

③設計計算のまとめ

床版厚さ：162mm

上下鋼板厚：6mm　（鋼板材質SS400）

コンクリート厚：150mm

一般部の特殊高力ボルト：M24（上鋼板）－M20（下鋼板）

一般部の特殊高力ボルトの間隔：300mm

継手部：M22，F10T相当の高力ボルトを用いた摩擦接合継手とした．

高力ボルトの間隔は150mmとした．

コンクリートの種類：高流動コンクリート

コンクリートの設計基準強度：27N/mm^2（270kgf/cm^2）

④設計応力度

・橋軸直角方向（主鉄筋方向）

コンクリートの圧縮応力度　2.9N/mm^2（30kgf/cm^2）＜　7.8N/mm^2（78kgf/cm^2）

下面鋼板の引張応力度　　46.5N/mm^2（474kgf/cm^2）＜　140N/mm^2（1400kgf/cm^2）

・橋軸方向（配力筋方向）

コンクリートの圧縮応力度　2.1N/mm²（21kgf/cm²）＜　7.8N/mm²（78kgf/cm²）

下面鋼板の引張応力度　　30.3N/mm²（309kgf/cm²）＜　140N/mm²（1400kgf/cm²）

4）施工の概要

図－3.3.5.2 に試験に供したウルトラパネルの形状および寸法を示す．着目点とした鋼板ひずみの経時変化を得るため，継手部は中央より 75cm 離れた位置に設置した．

①施工の方法

高力ボルトによる鋼板の組立→支持げたへの架設 → 継手施工 → コンクリート充填

②施工時の供試体の支持方法

継手施工，コンクリート充填は走行疲労試験と同じ支持条件で行った．

③高流動コンクリートの設計基準強度

f'ck = 27N/mm²（270kgf/cm²）

④コンクリートの配合

使用した高流動コンクリートの配合を**表－3.3.5.1** に示す．

表－3.3.5.1　高流動コンクリートの配合

配合強度 (N/mm²)	W／C (%)	s／a (%)	ｽﾗﾝﾌﾟﾌﾛｰ (cm)	空気量 (%)	単位量（kg/m³）					
					C	W	S	G	高性能AE減水剤	増粘剤
27	50.0	52.0	60±5	4.5	350	175	922	844	6.3	0.35

⑤養生の方法

試験時まで自然環境下で養生を行った．

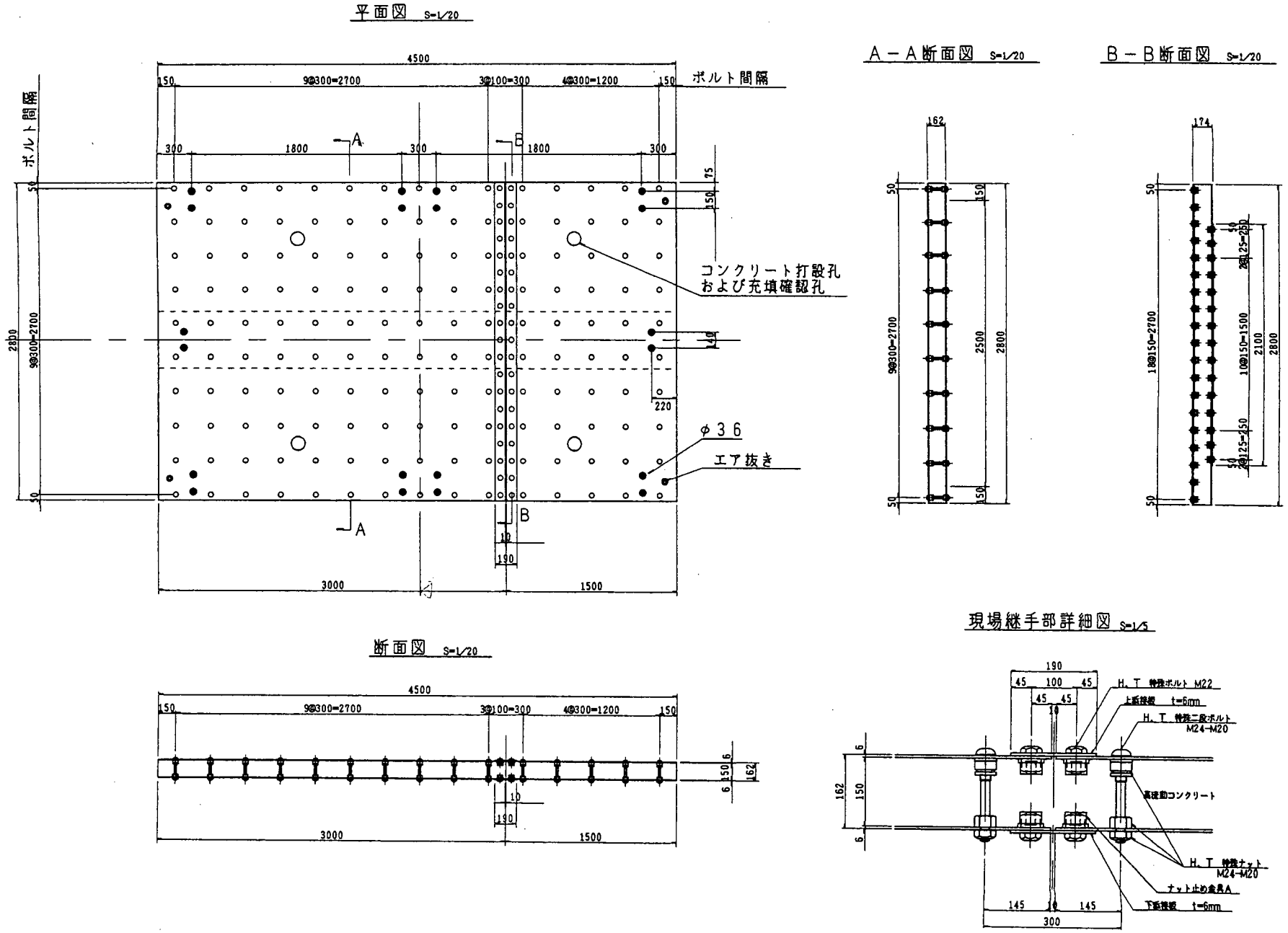
⑥コンクリート打設

・日時：平成 11 年 11 月 11 日（木曜日）12:40～17:00

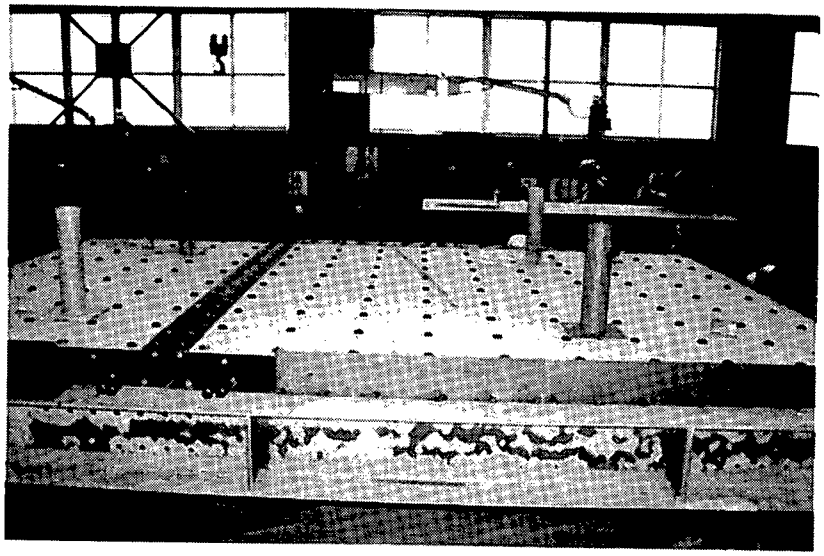
・場所：北海道空知郡栗沢町字由良 194-6　美流渡製作所

・立会者氏名（敬称略）

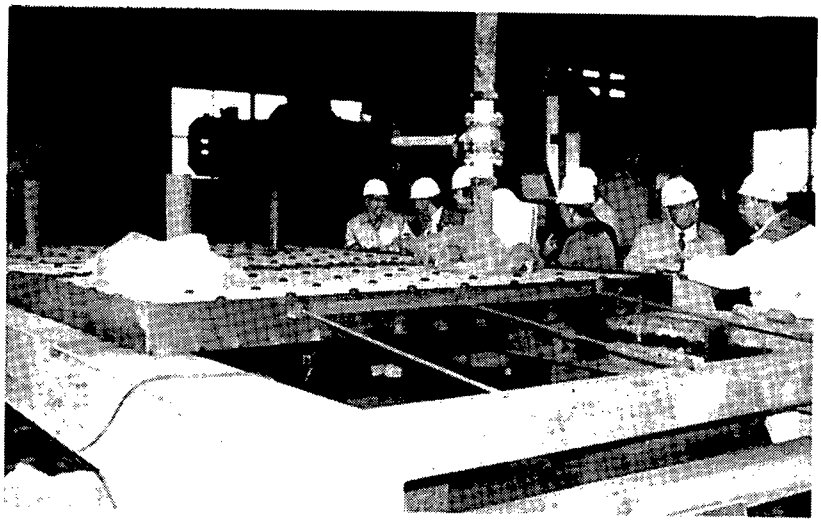
建設省土木研究所	内田賢一
（財）土木研究センター	鷹取 勲
	三木正久
（株）酒井鉄工所	石崎 茂
飛島建設（株）	小櫃一巳
日本カイザー（株）	木村勝利
	平岩昌久



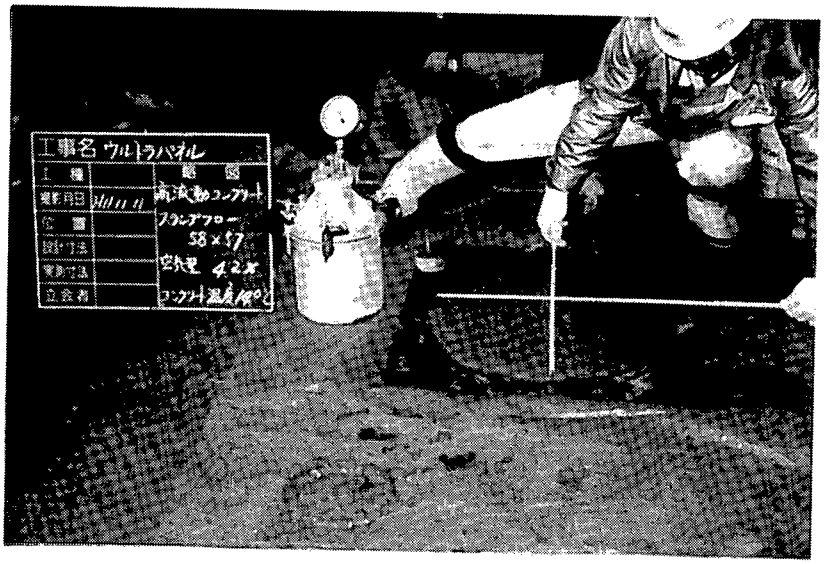
図－3.3.5.2　供試体形状図　（単位：mm）



写真－3.3.5.2　供試体製作状況



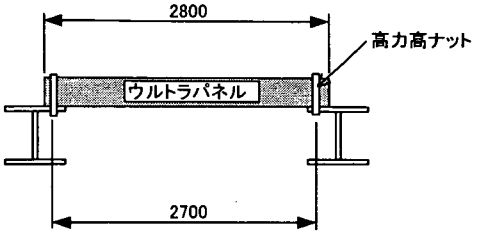
写真－3.3.5.3　コンクリート打設



写真－3.3.5.4　フレッシュコンクリートの性状

⑦コンクリート打設時のたわみ

供試体の施工は，実際のウルトラパネルの施工に条件を合わせるために，**図－3.3.5.3** のように支持げた位置にH形鋼を配置し，主げたとウルトラパネルを高力ボルトと高力高ナットにより連結した．コンクリートを打設した直後の供試体中央たわみは 4.69㎜ であった．



図－3.3.5.3　コンクリート打設時の支持方法　（単位:㎜）

5）　計測項目，計測箇所

変位計等の計測器の設置位置を**図－3.3.5.4** に，上下鋼板のひずみゲージ設置位置を**図－3.3.5.5** および**図－3.3.5.6** に示す．計測項目は以下に示すとおりである．

①供試体のたわみ

供試体のたわみは，橋軸直角方向および橋軸方向の分布を調査するため，供試体中心位置に対して十字に変位計を設置した（橋軸直角方向：Ｄ１～Ｄ７、橋軸方向：Ｄ８～Ｄ１２）．

②継手部のずれ量

床版パネル間の継手部のずれ量を計測するため，継手部にπゲージを設置した（P1～P3）．

③上面鋼板のひずみ

上面鋼板のひずみを計測するため，ゲージ長5mmの２方向ひずみゲージを貼付した(U1-X,Y～U21-X,Y)．

④下面鋼板のひずみ

下面鋼板のひずみを計測するため，ゲージ長 5mm の２方向ひずみゲージを貼付した(L1-X,Y～L60-X,Y)．

⑤高力ボルトのひずみ

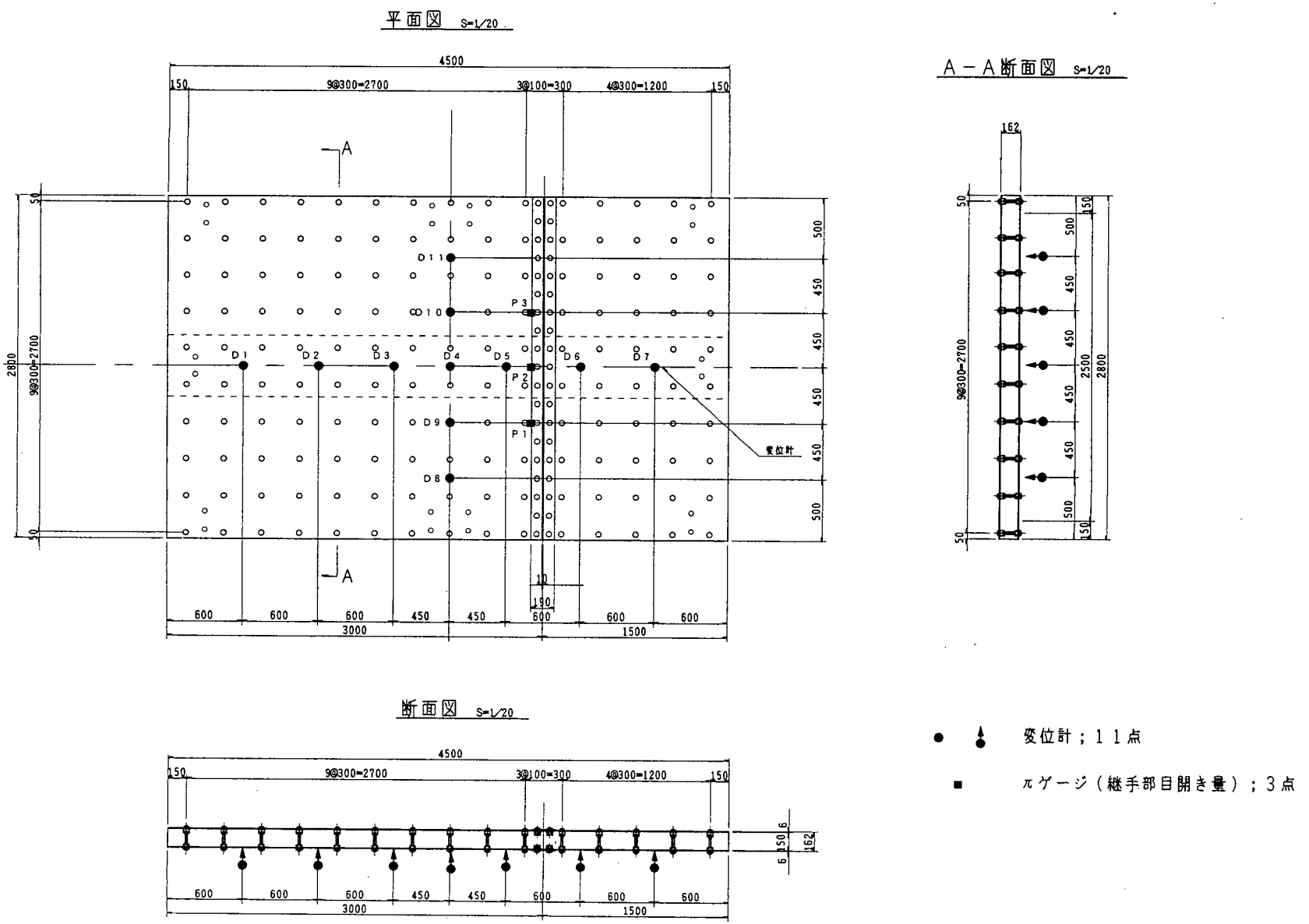
特殊高力ボルトの軸ひずみを計測するため，ゲージ長 5mm のひずみゲージを貼付した（B1-1～B2-4）．

⑥動的計測項目

上記測定項目のうち，主要計測点である供試体中央部のたわみ D4，継手部の目開き量 P2，下面鋼板 L45 の橋軸方向および橋軸直角方向について，動的計測を実施した．

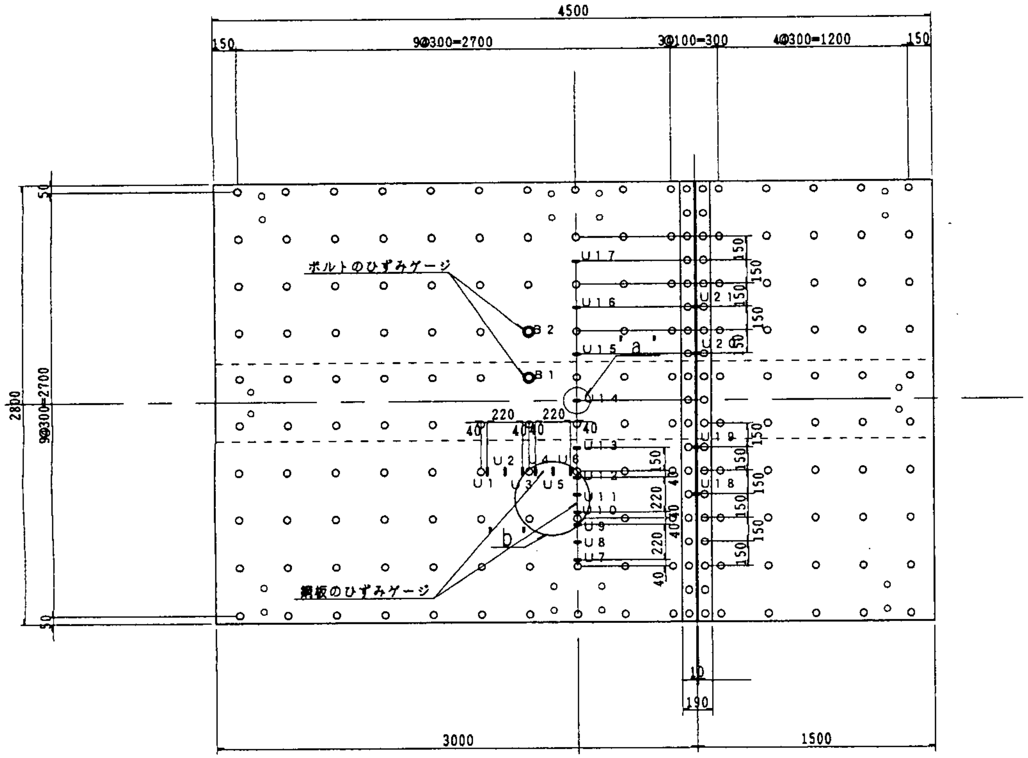
6）想定される破壊形態

輪荷重走行試験前に別途実施した試験（静的載荷試験および定点疲労試験）では，下面鋼板が降伏した．よって，輪荷重走行試験においても押抜きせん断破壊は起こらず，下面鋼板が降伏することが予想される．また，ウルトラパネルの構造上，ボルト位置における鋼板および継手部の変状にも着目する必要がある．

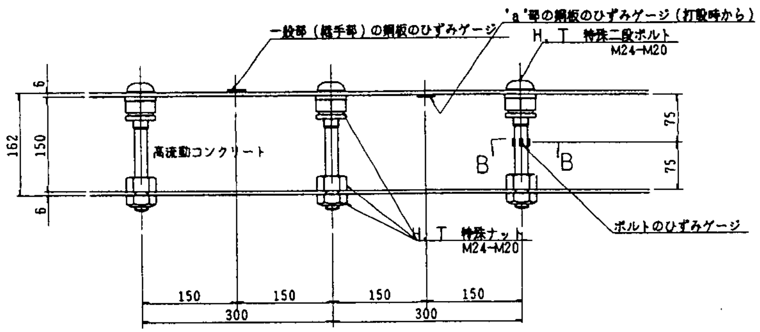


図－3.3.5.4　変位計位置図　（単位：mm）

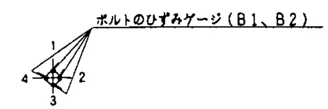
平面図 S=1/20



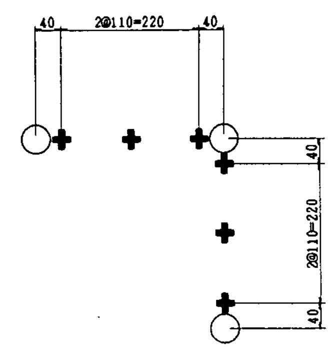
上側鋼板のひずみゲージ
ボルトのひずみゲージ詳細図 S=1/5



B－B断面図 S=1/5

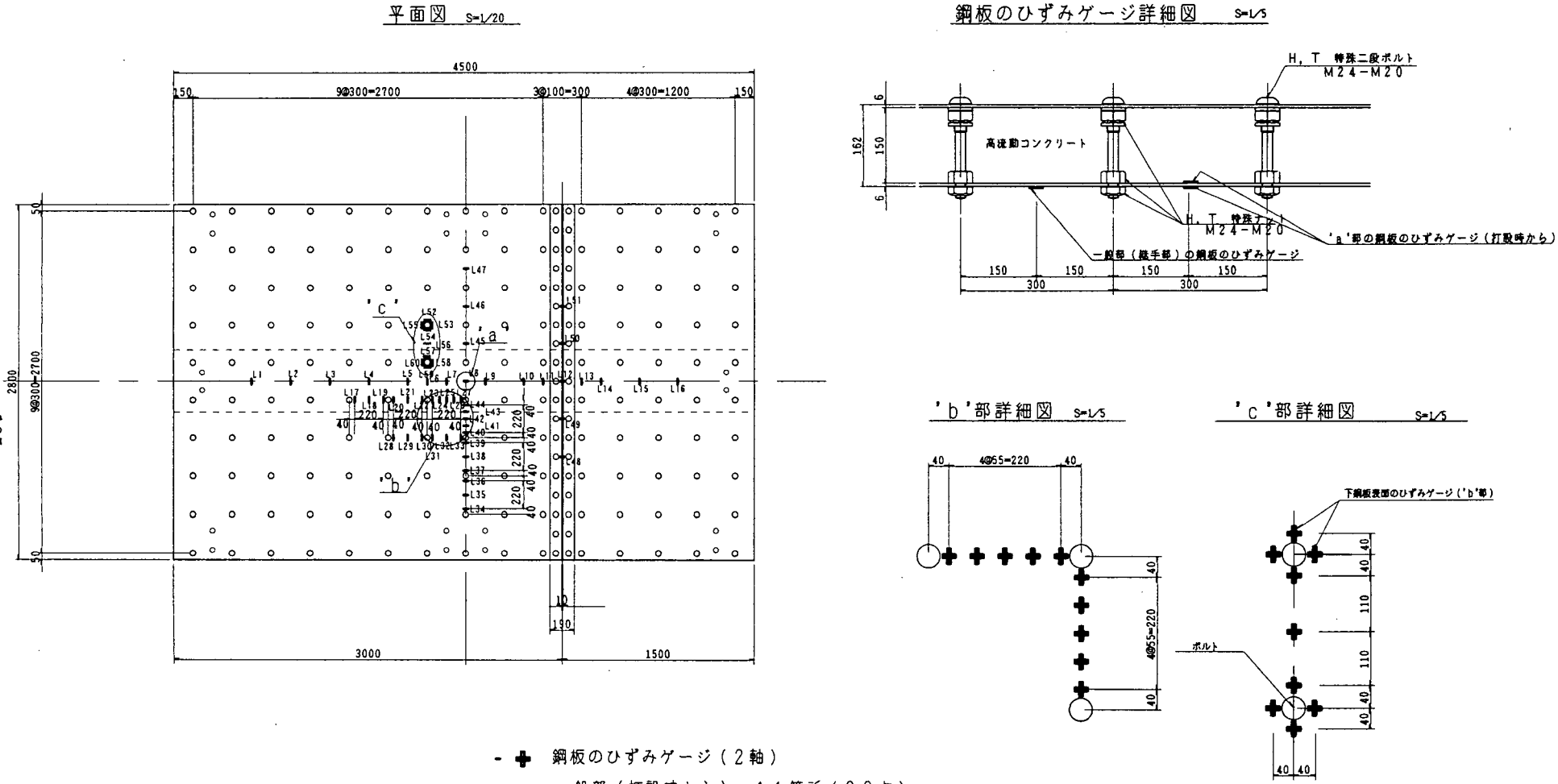


'b'部詳細図 S=1/5



- ✚ 鋼板のひずみゲージ（2軸）
  - 一般部（打設時から）；1箇所（2点）
  - 一般部；16箇所（32点）
  - 継手部；4箇所（8点）
- o ボルトのひずみゲージ（1軸、打設時から）；2箇所（8点）

図－3.3.5.5 ひずみゲージ貼り付け位置（上側鋼板）　（単位：mm）



- ✚ 鋼板のひずみゲージ（２軸）
  - 一般部（打設時から）；１１箇所（２２点）
  - 一般部；４５箇所（９０点）
  - 継手部；５箇所（１０点）

図－3.3.5.6　ひずみゲージ貼り付け位置（下側鋼板）　（単位：mm）

（2）試験結果

1）材料試験結果

①コンクリートの材料特性

コンクリートの材料試験結果を**表－3.3.5.2** および**表－3.3.5.3** に示す．設計基準強度は 27N/mm² であったが，試験時には設計基準強度の 1.4 倍程度の圧縮強度となった．

表－3.3.5.2　圧縮強度試験結果（材令 62 日）

No.	最大荷重 kN（tf）	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 ×10⁴N/mm² (×10⁵kgf/cm²)	ポアソン比
1	291.6 (29.7)	36.9 (376)	2.11 (2.16)	0.152
2	301.5 (30.7)	38.2 (390)	2.05 (2.09)	0.175
3	300.3 (30.6)	38.1 (388)	2.15 (2.19)	0.131
平均	－	37.7(384)	2.10 (2.15)	0.153

表－3.3.5.3　引張強度試験結果（材令 62 日）

No.	最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)
1	98.70 (10.06)	3.13 (31.9)
2	99.60 (10.16)	3.18 (32.4)
3	117.3 (11.96)	3.74 (38.1)
平均	－	3.35 (34.1)

②鋼板の材料特性

本試験に使用した鋼板の材料試験結果を**表－3.3.5.4** 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－3.3.5.4　鋼板の引張強度試験結果

板厚 (mm)	降伏点応力 N/mm² (kgf/cm²)	引張強さ N/mm² (kgf/cm²)	鋼材材質
6.0	325 (3314)	438 (4466)	SS400

③特殊高力ボルトの材料特性

本試験に使用した特殊高力ボルトの材料試験結果を**表－3.3.5.5** 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－3.3.5.5　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 (kgf/cm²)	引張り強さ N/mm² (kgf/cm²)	かたさ (HRC)	製品引張 kN (kgf)
M24-M20×150mm	F10T (相当)	規格	900 (9000)	1000～1200 (10000～12000)	27～38	240 (24500)
		試験値	1030 (10500)	1080 (11000)	34	257 (26200)

2）床版厚

ウルトラパネルの床版厚の実測結果を表－3.3.5.6 に示す．なお，各断面位置は，図－3.3.5.8 に準じている．床版厚は規定値 162mm に対して 161～163mm であった．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長さ 150mm の特殊高力ボルトで固定しており，製作誤差が生じにくい構造である．

表－3.3.5.6　床版厚の実測値　　（単位：mm）

A－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－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－B断面西側　　B－B断面東側

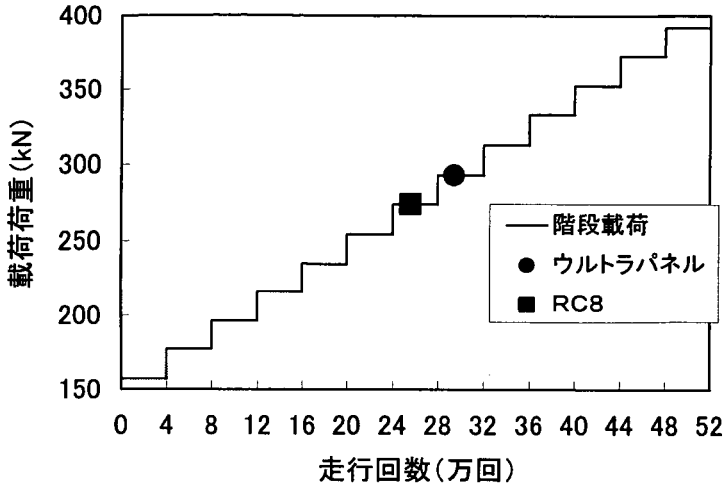
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
162	162	－	162	162	162	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	162	162	－	161	161	161

C－C断面西側　　C－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'
162	162	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	161	161

3）破壊時荷重および破壊時走行回数

図－3.3.5.7 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（30tf）・走行回数 294200 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－3.3.5.7　載荷荷重と走行回数の関係

4）破壊形態および供試体ひび割れ状況

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．試験終了時の供試体側面のひび割れ状況を**図－3.3.5.8** に，切断面のひび割れ状況を**図－3.3.5.9** および**写真－3.3.5.5～3.3.5.7** に示す．また，試験終了後のコンクリートのひび割れ状況を確認するために下面鋼板を撤去した．コンクリートのひび割れ状況を**写真－3.3.5.8** に示す．

①鋼板とコンクリートの付着状況

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(16tf)，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．

②供試体側面のひび割れ状況（**図－3.3.5.8**）

輪荷重走行試験開始前に供試体側面を観察した結果，高力ボルトの位置（300mm 間隔）にひび割れが確認された．

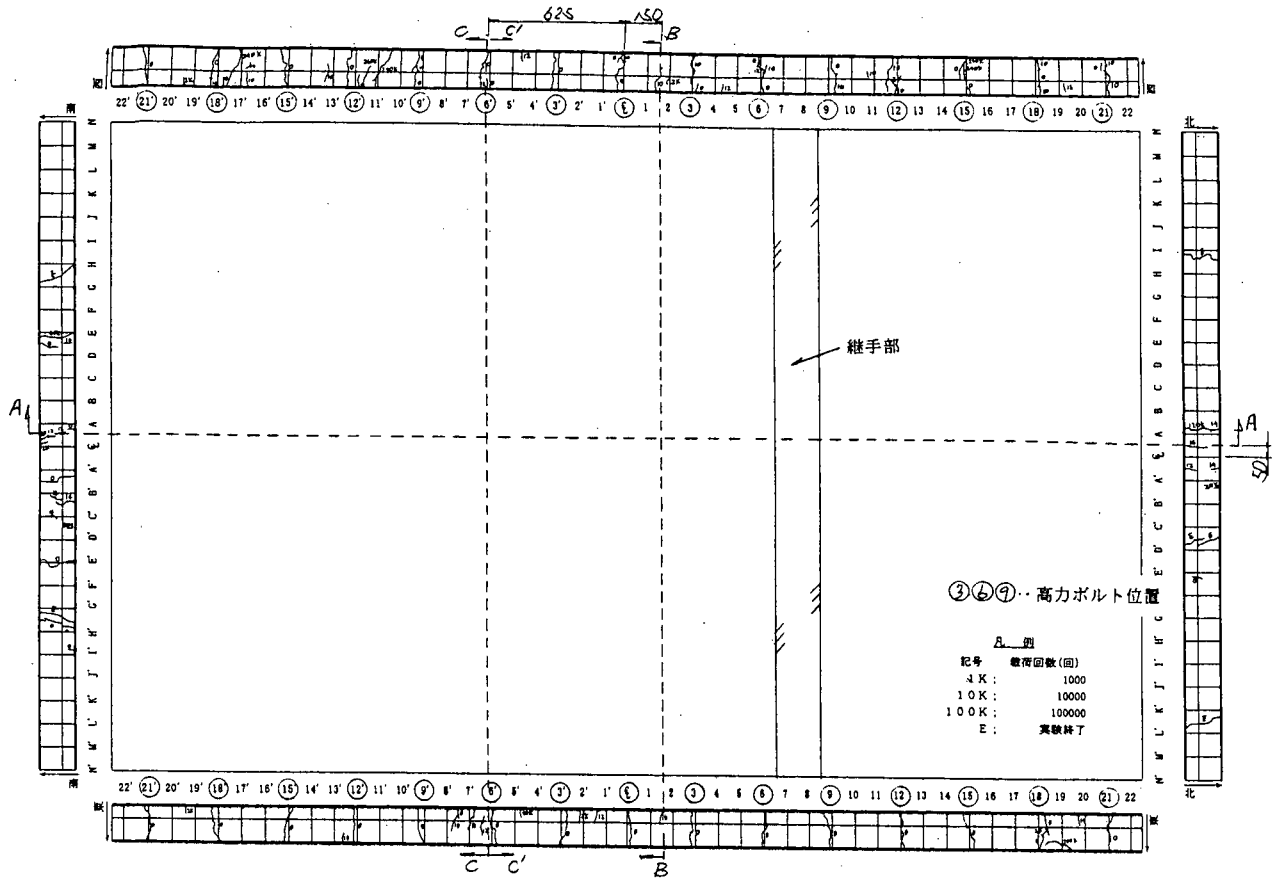
③供試体切断面のひび割れ状況（**図－3.3.5.9**，**写真－3.3.5.5～3.3.5.7**）

橋軸直角方向の B－B 断面，C－C 断面において，上下の鋼板にはさまれているコンクリートは，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．ウルトラパネルのコンクリートに押抜きせん断ひび割れが発生しているが，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のを防止している．

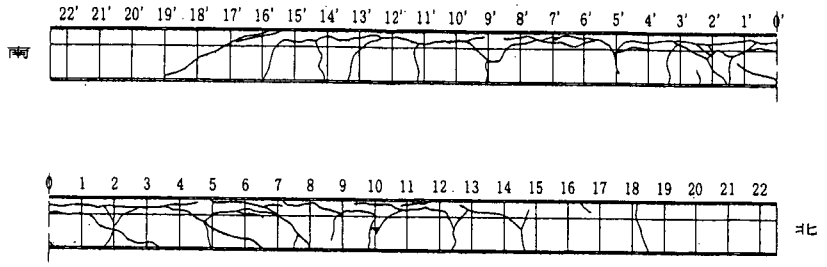
C'－C'断面は高力ボルト近傍を切断したものである．高力ボルト周辺のコンクリートに，ひび割れが発生している．

④鋼板撤去後の状況（**写真－3.3.5.8**）

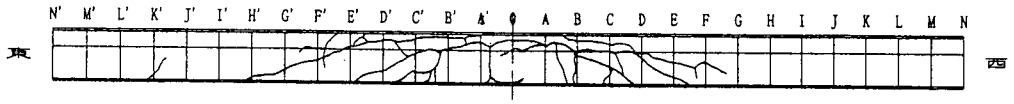
下面鋼板を撤去した結果，コンクリートには輪荷重載荷位置付近において，格子状にひび割れが発生していた．また，特殊高力ボルトの周辺に，ひび割れが確認された．



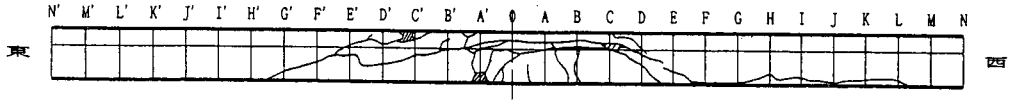
図－3.3.5.8　供試体上面および側面のひび割れ観察図



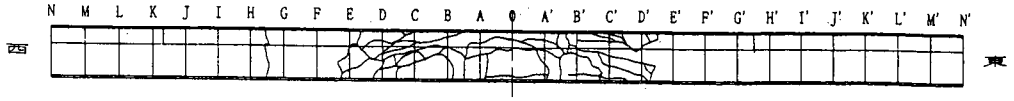
A－A断面



B－B断面



C－C断面



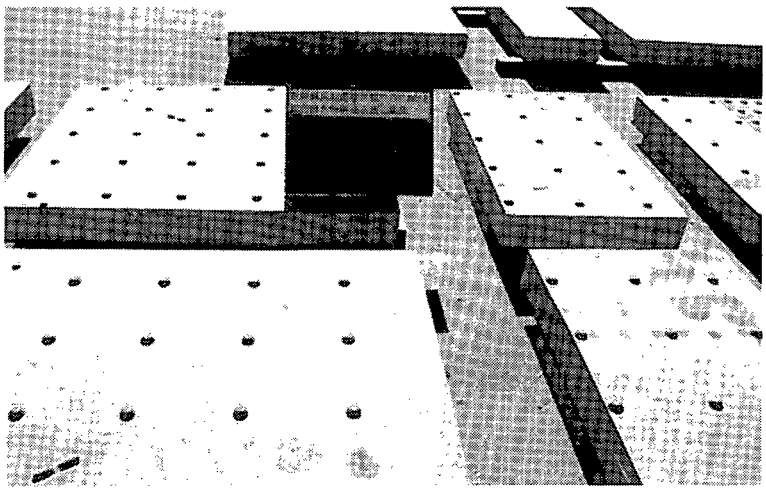
C'－C'断面

凡 例 2

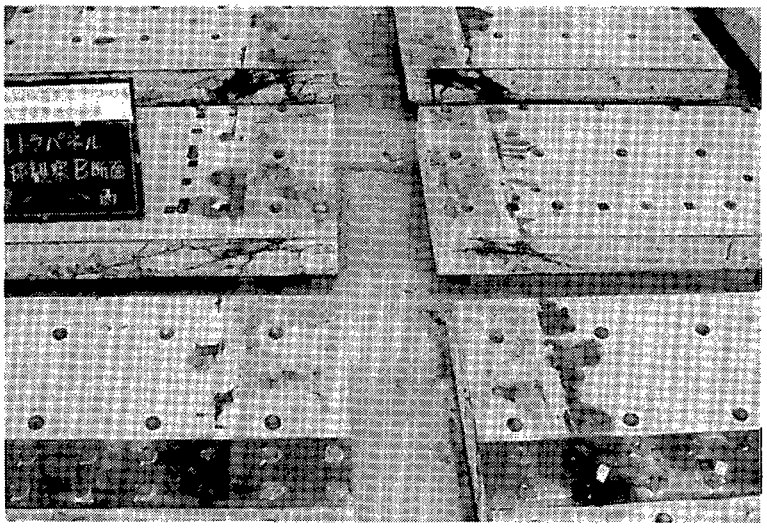
：試験時損失部

※切断位置
A断面－　(センターより西へ50mm)
B断面－　(センターより北へ150mm)
C断面－　(センターより南へ625mm)
C'断面－　(センターより南へ625mm)

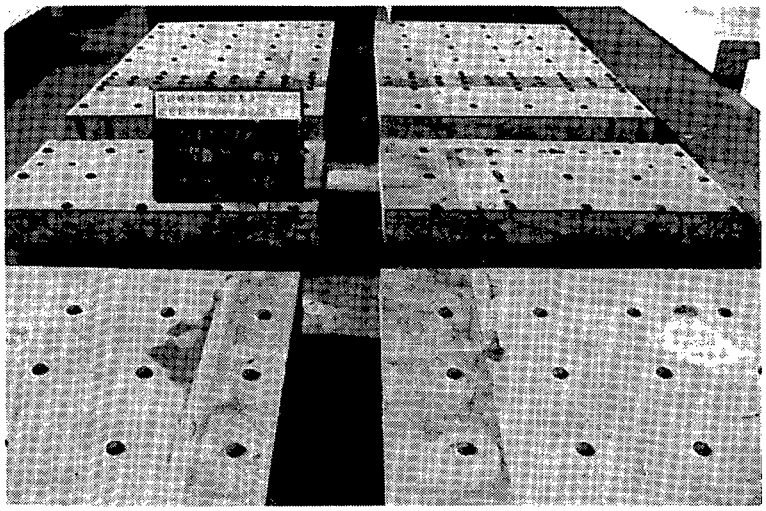
図－3.3.5.9　供試体切断面のひび割れ観察図



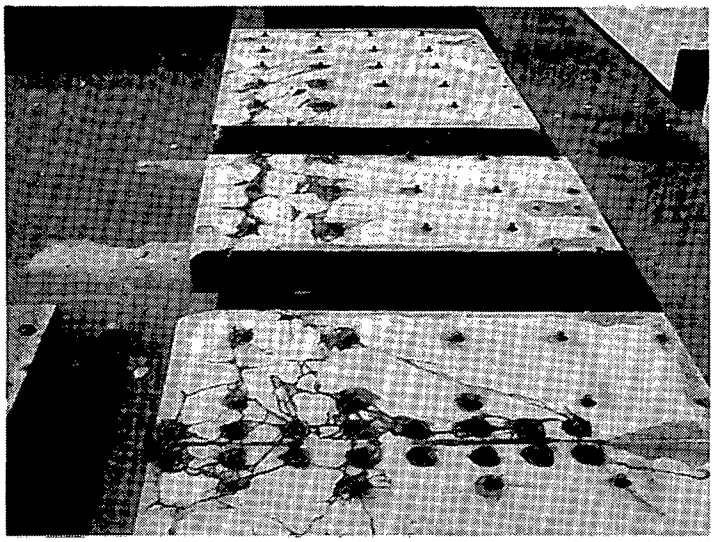
写真－3.3.5.5　橋軸方向のＡ－Ａ断面のひび割れ状況



写真－3.3.5.6　橋軸直角方向のＢ－Ｂ断面のひび割れ状況



写真－3.3.5.7　橋軸直角方向のC'－C'断面のひび割れ状況



写真－3.3.5.8　下面鋼板除去状況

5）供試体たわみ－走行回数の関係

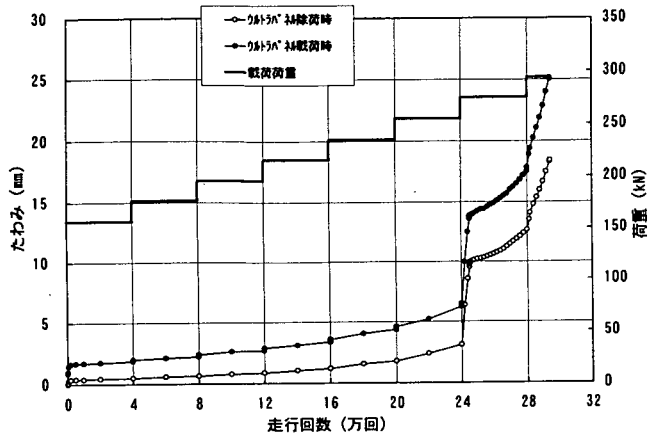
・供試体中央のたわみ（D4）の静的測定結果と走行回数の関係を**図－3.3.5.10** に示す．たわみは載荷荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回までは漸増し，載荷荷重 275kN(28tf)・走行回数 24 万回の載荷開始時から急増し，走行回数 24.5 万回でたわみ曲線の勾配が緩やかになった．その後，載荷荷重 294kN(30tf)の荷重段階になるとたわみの増加傾向が顕著となり，載荷荷重 294kN(30tf)・走行回数 29.4 万回において載荷時たわみが 25mm に達した時点で，試験機が変形に追従できないものと判断し試験を終了した．

・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－3.3.5.11** に示す．また，各載荷荷重段階の活荷重たわみを初期荷重の 157kN(16tf)に換算した値も併せて示した．活荷重たわみは，**図－3.3.5.10** と同様に載荷荷重 275kN(28tf)・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(30tf)の荷重段階になるとたわみの増加傾向が顕著となった．157kN(16tf)換算活荷重たわみは，徐々に増加し，走行回数 24 万回で急増している．

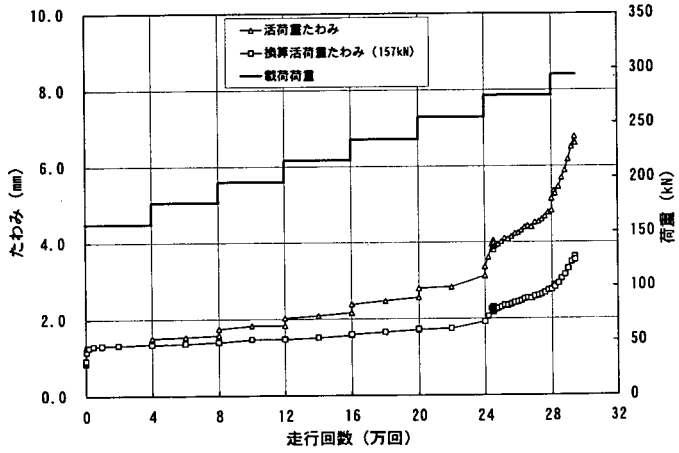
・供試体中央のたわみ（D4）と走行回数の動的測定結果を**図－3.3.5.12** に示す．静的載荷結果と同様に，載荷荷重 275kN(28tf)・走行回数 24 万回で急増し，載荷荷重 294kN(30tf)・走行回数 29.4 万回で載荷時たわみが 25mm に達している．最大たわみは 26.1mm であり，静的測定結果の 1.04 倍である．

・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－3.3.5.13** に示す．床版厚 16.2cm のウルトラパネルのたわみは，床版厚 25cm のＲＣ８供試体と同じように，荷重ならびに繰り返し回数の増加とともにたわみが漸増し，その値は同等である．しかし，ＲＣ８供試体が載荷荷重 275kN(28tf)・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(30tf)・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．

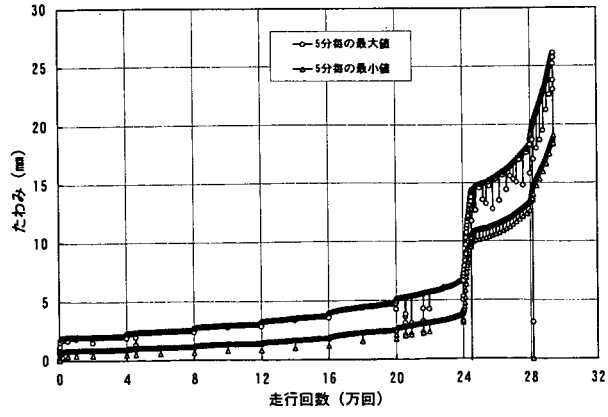
・ウルトラパネルおよびＲＣ８供試体の供試体中央の活荷重たわみ（換算活荷重たわみも含む）と走行回数の関係を**図－3.3.5.14** に示す．**図－3.3.5.13** と同様に，床版厚 16.2cm のウルトラパネルのたわみは，載荷荷重 275kN(28tf)・走行回数 24 万回までは，床版厚 25cm のＲＣ８供試体とほぼ同等である．



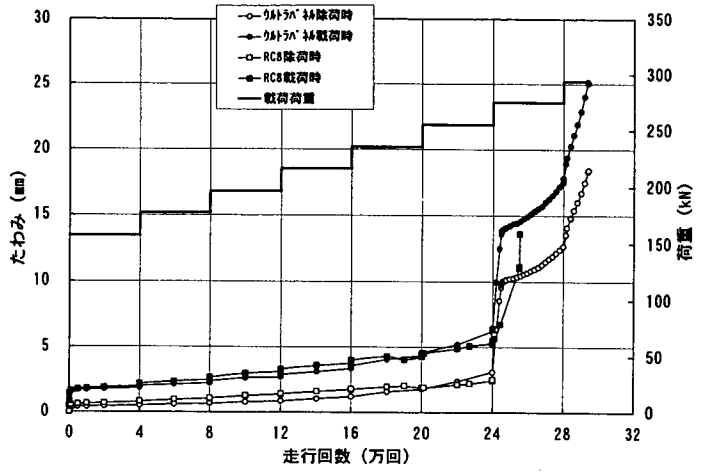
図－3.3.5.10　供試体中央変位計 D4：静的たわみ



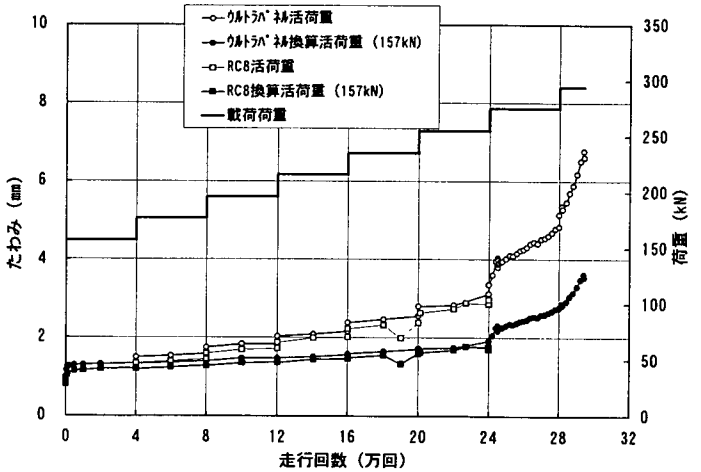
図－3.3.5.11　供試体中央変位計：静的活荷重たわみ



図－3.3.5.12　供試体中央変位計：動的たわみ



図－3.3.5.13　ＲＣ８供試体とのたわみの比較

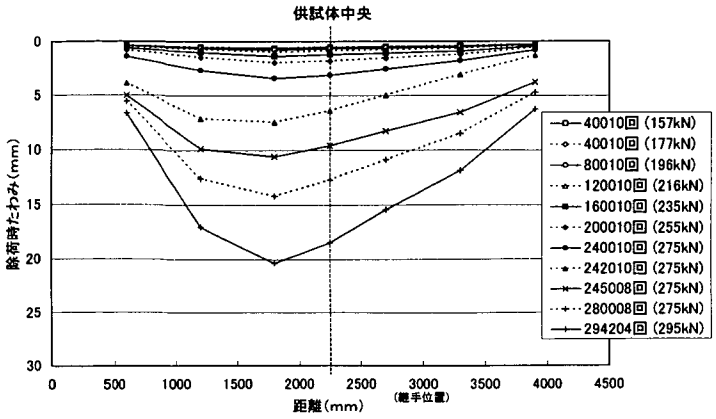


図－3.3.5.14　ＲＣ８供試体との活荷重たわみの比較

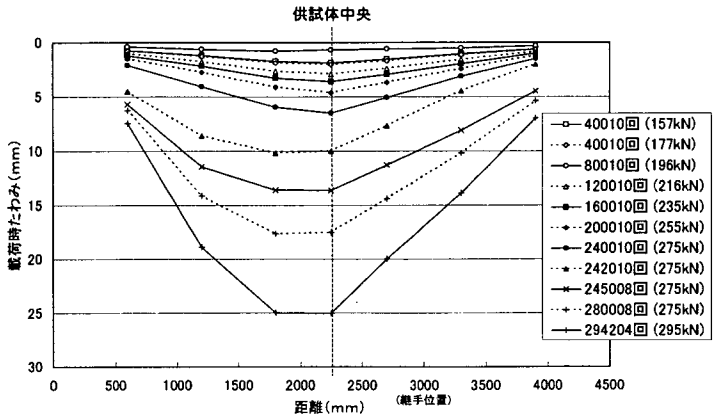
6）たわみ分布の連続性

①橋軸方向のたわみ分布

橋軸方向の除荷時たわみ分布を図－3.3.5.15 に，載荷時のたわみ分布を図－3.3.5.16 に示す．ここで，継手部の位置は 3000mm である．図より，載荷荷重および走行回数が増加するに従って，供試体中央部分のたわみが増加している．たわみは除荷時，載荷時ともに載荷荷重 275kN(28tf)，走行回数 24.2 万回から増加し，継手を設けたことによるたわみ分布の不連続性は見られないことがわかる．



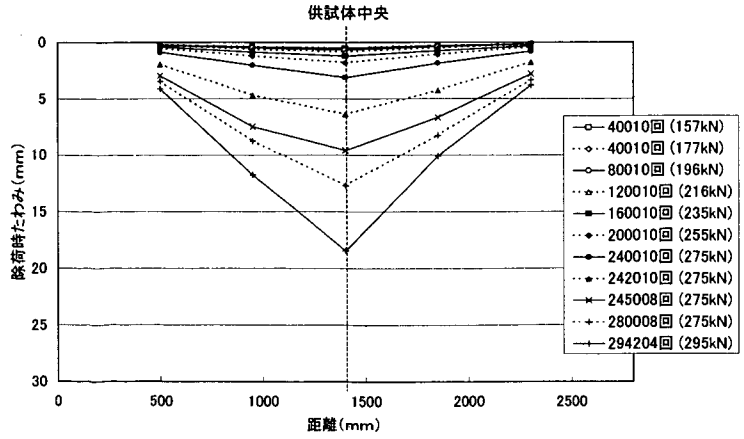
図－3.3.5.15　橋軸方向のたわみ分布（除荷時）



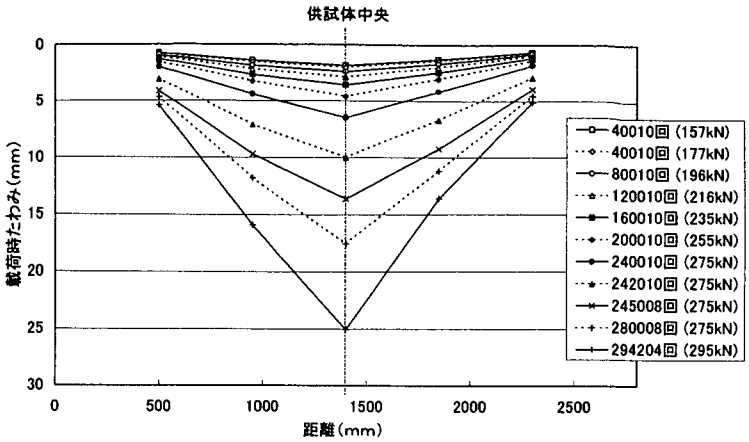
図－3.3.5.16　橋軸方向のたわみ分布（載荷時）

②橋軸直角方向のたわみ分布

橋軸直角方向の除荷時のたわみ分布を図－3.3.5.17 に，載荷時のたわみ分布を図－3.3.5.18 に示す．載荷荷重および走行回数が増加するに従って，供試体中央部分の変位が増加している．たわみは載荷荷重 275kN(28tf)，走行回数 24.2 万回から増加していることがわかる．



図－3.3.5.17　橋軸直角方向のたわみ分布（除荷時）



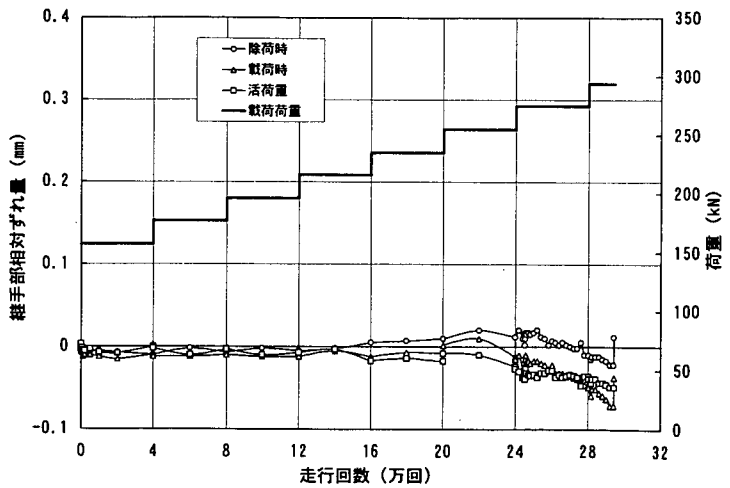
図－3.3.5.18　橋軸直角方向のたわみ分布（載荷時）

7）継手部の相対ずれ量－走行回数の関係

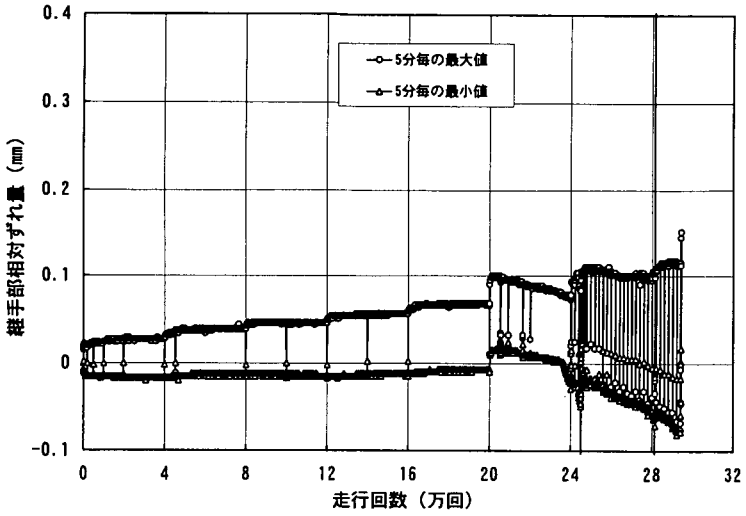
・供試体に設けた継手部中央（πゲージP2）の相対ずれ量（供試体の変形による変位量も含む）の静的測定結果と走行回数の関係を**図－3.3.5.19**に示す．前述のたわみと同様に，載荷荷重275kN(28tf)・走行回数24万回からずれ量の値が乱れている．

・πゲージP2の動的測定結果を**図－3.3.5.20**に示す．載荷荷重255kN(26tf)・走行回数20万回において，ずれ量が増加している．動的測定による走行時の最大ずれ量は，載荷荷重294kN(30tf)・走行回数29.4万回において0.15mm程度であった．

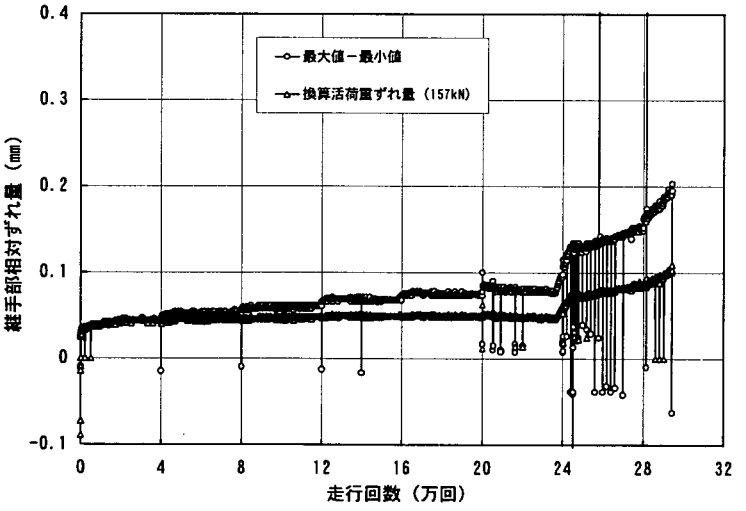
・πゲージP2の活荷重ずれ量（載荷時から除荷時を差し引いたもの）と走行回数の関係を**図－3.3.5.21**に示す．また，図中，各載荷荷重段階の活荷重ずれ量を初期荷重の157kN(16tf)に換算した時の値も併せて示した．157kN換算活荷重ずれ量は，徐々に増加し走行回数23.8万回から増加している．



図－3.3.5.19　静的載荷による継手部ずれ量（橋軸方向）



図－3.3.5.20　動的計測による継手部ずれ量（橋軸方向）

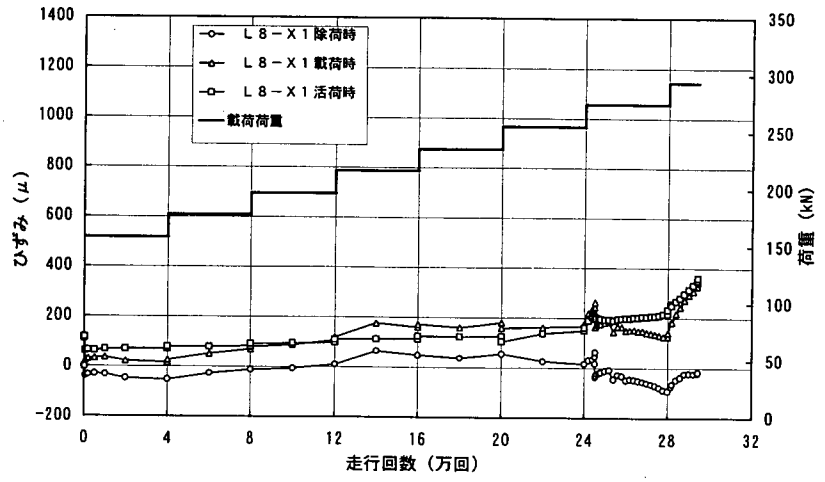


図－3.3.5.21　継手部ずれ量（活荷重および換算活荷重）

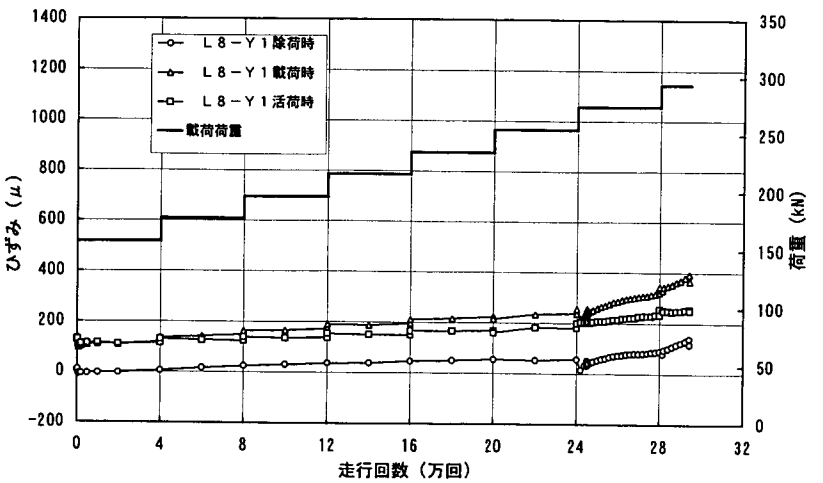
8）鋼板ひずみ－走行回数の関係

①供試体中央の下鋼板のひずみ

供試体中央の下面鋼板の橋軸方向（L8-X1）および橋軸直角方向（L8-Y1）のひずみと走行回数の静的測定結果を**図－3.3.5.22**，**図－3.3.5.23** に示す．静的測定によるひずみの最大値は，橋軸方向で 344μ，橋軸直角方向で 364μである．両図より，載荷荷重 275kN(28tf)・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(28tf)・走行回数 24.2 万回から載荷時のひずみが増加していることがわかる．



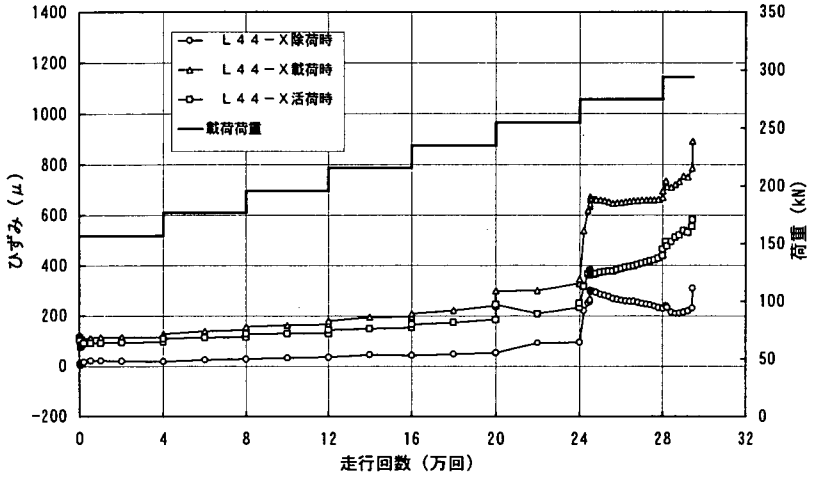
図－3.3.5.22　下面鋼板中央のひずみ(橋軸方向)



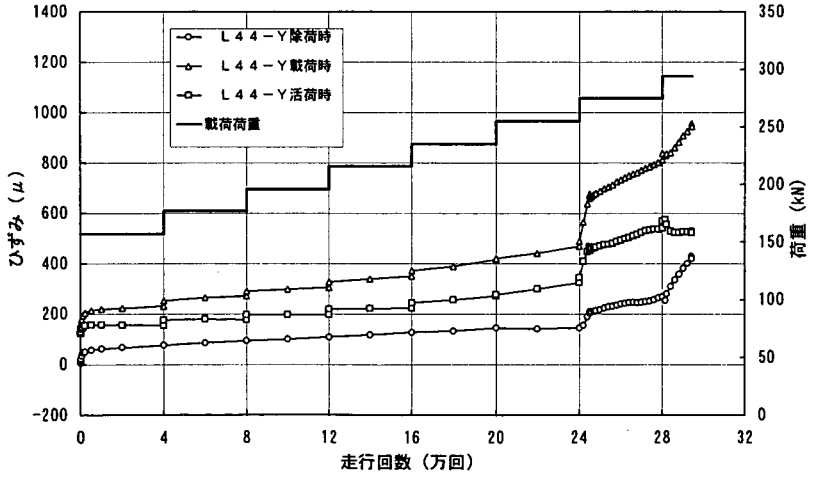
図－3.3.5.23　下面鋼板中央のひずみ(橋軸直角方向)

②ボルト近傍の鋼板ひずみ

高力ボルト近傍の下面鋼板の橋軸方向（L44-X）および橋軸直角方向（L44-Y）のひずみと走行回数の静的測定結果を図－3.3.5.24，図－3.3.5.25 に示す．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．両図より，載荷荷重 275kN(28tf)・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(28tf)・走行回数 24.2 万回から載荷時のひずみが増加していることがわかる．



図－3.3.5.24　鋼板のひずみ L44(橋軸方向)



図－3.3.5.25　鋼板のひずみ L44(橋軸直角方向)

9）試験の着目点に関する考察

①ウルトラパネルの疲労耐久性について

・ウルトラパネルは，荷重 294kN(30tf)・走行回数 29.4 万回で載荷時のたわみが 25mm に達したため，試験を終了した．

・床版厚 16.2cm のウルトラパネルは，床版厚 25cm のＲＣ８供試体と同等のたわみ性状であり，それ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，期待通りの疲労耐久性を有していることがわかった．

・試験終了時の供試体の状況を比較すると，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．

②鋼板のひずみについて

ウルトラパネルは，高力ボルト近傍の鋼板が降伏してたわみが増加し，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．床版を切断した結果，コンクリートに押抜きせん断型の斜めひび割れが発生していた．したがって，たわみが急増した原因は，コンクリートのひび割れであると推測された．

③継手部について

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．継手は，輪荷重走行範囲に１箇所設けている．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ことが確認された．また，継手のずれ量は，非常に小さいものであり，今回の試験では特に問題は発生しなかった．

3.3.6　トラス型ジベル合成床版

（1）概要

1）工法の概要

トラス型ジベル合成床版は**図－3.3.6.1** に示すように，フラットバーを波形にプレス加工したトラス型ジベルを底鋼板に溶接することにより，トラス型ジベルがずれ止めとして作用し，底鋼板とコンクリートとの合成作用を十分に発揮させた合成床版である。

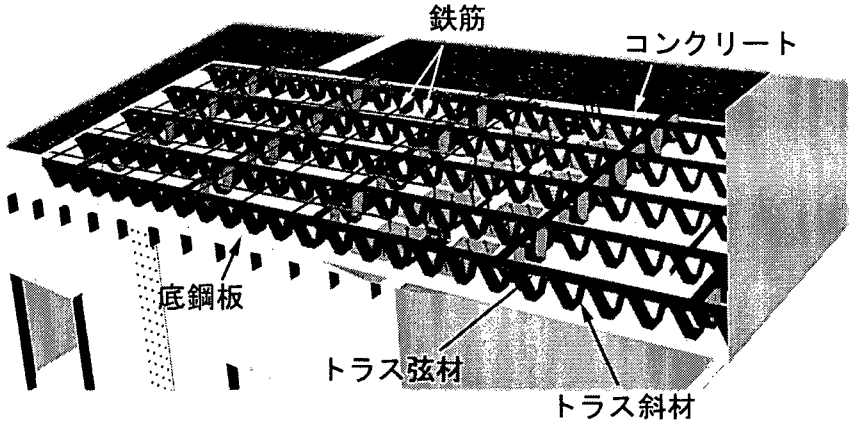
主要部材の働きを示すと以下のとおりである。

①底鋼板：合成床版の下側全面に用いる鋼板で，主鉄筋および配力鉄筋の役目を果たす主要な引張強度部材であるとともに，コンクリート打設中は，型枠として機能する部材である。

②トラス斜材：底鋼板とトラス弦材との間に組んだトラス状の斜材である。合成前にはトラス弦材とともに底鋼板の補強材として働き，また合成後にはずれ止めの作用，および，せん断補強部材の働きをする。

③トラス弦材：トラス斜材の上側に取り付けられた帯状の部材であり，合成前は主として圧縮強度部材で，合成後も強度部材の働きをする。

④トラス型ジベル：トラス斜材とトラス弦材とを総称したもので，合成前は底鋼板の補強材として機能し，また合成後はずれ止め作用と強度部材との機能を兼ねる部材である。



図－3.3.6.1　トラス型ジベル合成床版の概要

2）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(11tf)を載荷し，載荷回数 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，今回の載荷荷重 392kN(40tf)，走行回数 52 万回の試験では，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
・ＲＣ床版やＰＲＣ床版とのたわみ比較

3）設計の概要

①準拠図書

・阪神高速道路公団大阪第一建設局：トラス型ジベルを用いた合成床版の設計・製作・施工指針（案）、1993.3

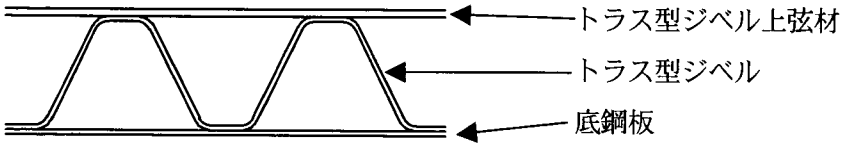
・土木学会：鋼構造物設計指針　PART B 合成構造物、1997.9

・日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1996.12

②抵抗断面

合成前

底鋼板、トラス型ジベル及びトラス型ジベル上弦材によって構成されるトラス構造により抵抗する。



図－3.3.6.2　トラス構造

合成後

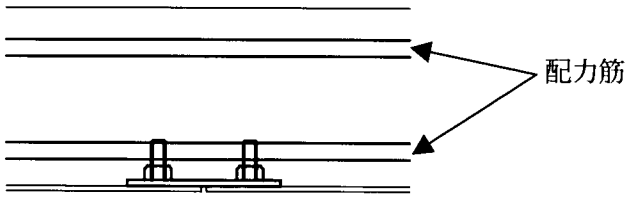
・主筋方向

トラス型ジベル上弦材及び底鋼板を鉄筋と見なしたＲＣ床版として抵抗する。

・配力筋方向

一般部は底鋼板を下側の鉄筋と見なしたＲＣ床版として抵抗する。

継ぎ手部は下側に底鋼板断面相当の配力筋を配置し、ＲＣ断面として抵抗する。



図－3.3.6.3　継手部

③床版厚

「鋼構造設計指針 PART B 合成構造物」に従って設計する。

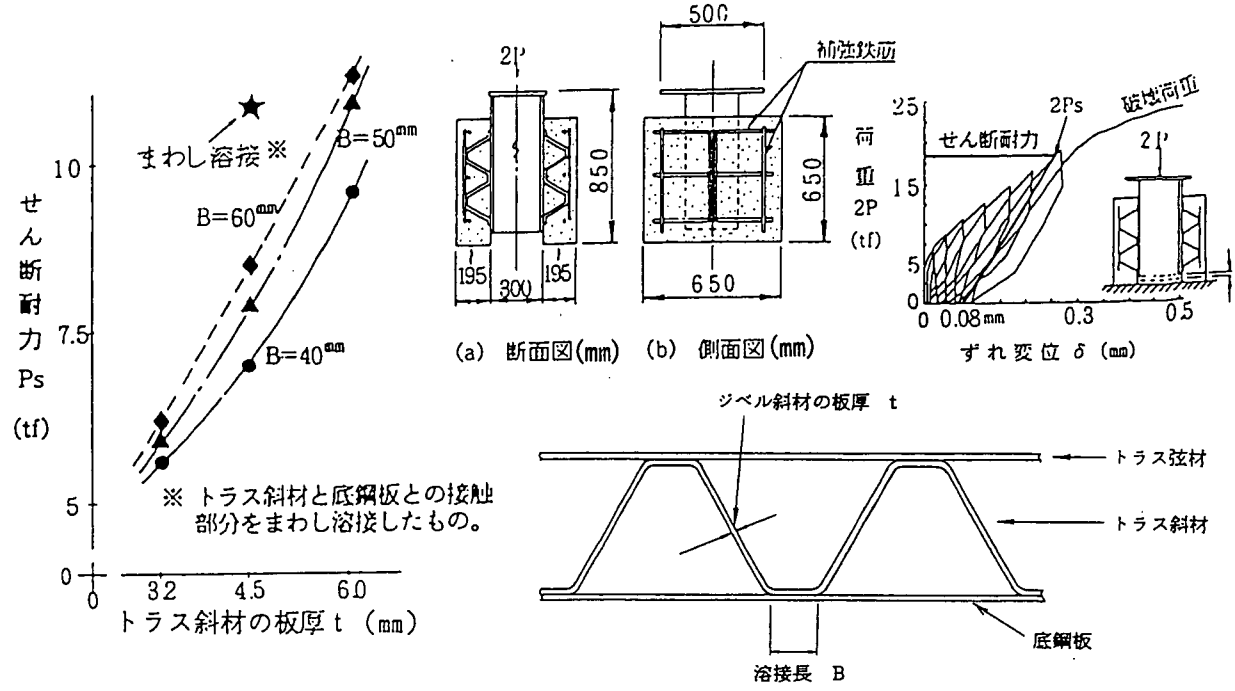
ただし、「トラス型ジベルを用いた合成床版の設計・製作・施工指針（案）」により、有害なひび割れの発生を，極力，防止し，かつ鉄筋のかぶり厚を確保するために，コンクリートの最小厚は 20cm とする。

$$t = 2.5L + 10 = 2.5 \times 3.0 + 10 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow 20\text{cm}$$

④トラス型ジベル

せん断力は「鋼構造設計指針 PART B 合成構造物」に従う。

トラス型ジベルの許容せん断力は「トラス型ジベルを用いた合成床版の設計・製作・施工指針（案）」に規定されている通り、押し抜きせん断試験により求められる限界せん断耐力の 1/3 をとるものとする。



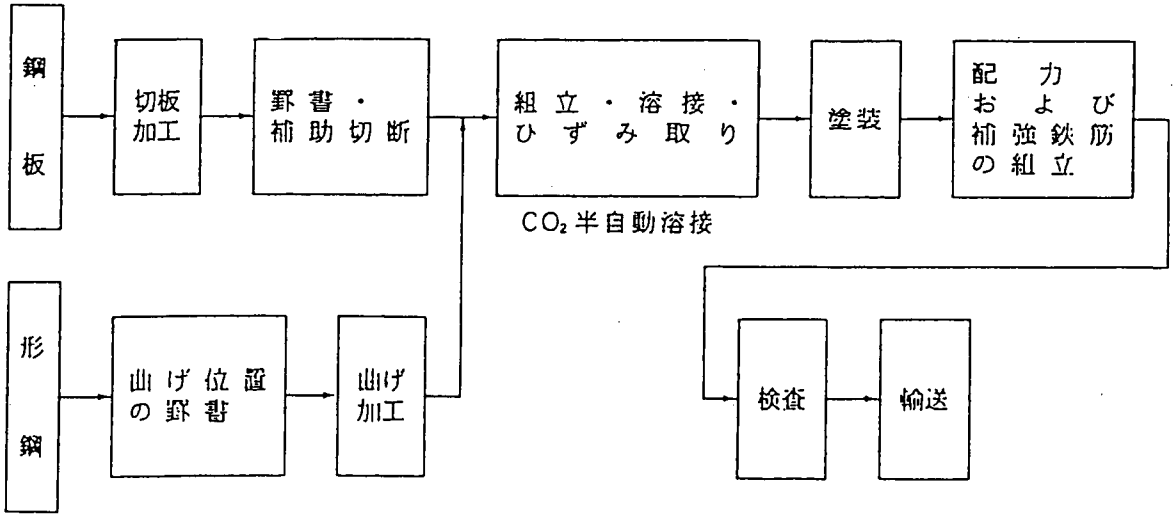
図－3.3.6.4 トラス型ジベル

4）施工の概要

①トラス型ジベル付鋼板の製作

供試体の製作は「トラス型ジベルを用いた合成床版の設計・製作・施工指針（案）」に基づいて行った。

試験体の製作過程フローを図－3.3.6.5 に示す。

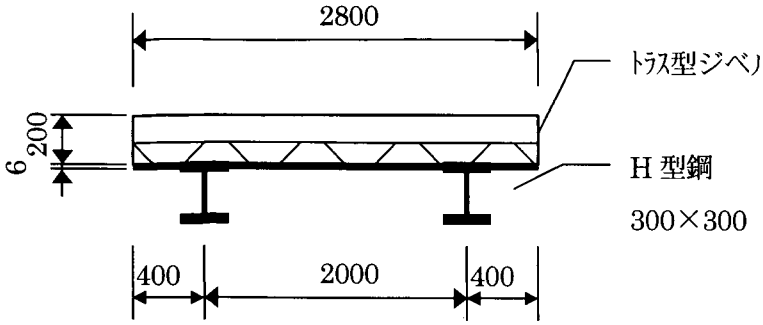


図－3.3.6.5 製作過程フロー

②コンクリート打設

図－3.3.6.6 に示すように供試体中央のモーメントが実橋の床版と同じになるように支点を設けてコンクリートを打設した。打設状況を写真－3.3.6.3 に示す。

コンクリート打設直後の供試体中央部のたわみは 2.10mm であった。



図－3.3.6.6　コンクリート打設（単位：mm）

床版支間 3m の連続版として設計しているため，連続版の曲げモーメントが 0 となる点の間の距離を連続版の支間の 0.6 と仮定して算出し、概ねこの支間となるような単純支持としている。
L＝3m×0.6 = 1.8m → 2.0m

③コンクリート打設立会者氏名

・日時　　平成１１年１１月１日　１３：００～

・場所　　住建コンクリート工業株式会社　栃木工場

・立会者氏名（敬称略）

建設省土木研究所	川間　重一
（財）土木研究センター	三木　正久
（株）横河ブリッジ	水越　秀和
（株）酒井鉄工所	久保　圭吾
日本カイザー	木村　勝利，平岩　昌久
ショーボンド建設（株）	松尾　伸二
東海コンクリート工業（株）	鈴木　博喜
日本鋼管（株）	滝口　伸明
川田工業（株）	街道　浩

④コンクリートの設計基準強度および配合

コンクリートの示方配合を下記に示す。

表－3.3.6.1　コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	設計基準強度 N/mm2 (kgf/cm2)	粗骨材の最大寸法 mm	スランプ cm	空気量 %	水セメント比 %	細骨材率 %	単位量 N/m³(kgf/m³)				混和剤
							水	ｾﾒﾝﾄ	細骨材	粗骨材	
普通	30 (300)	20	10±2.5	4.0±1.5	48.0	46.2	1580 (161)	3290 (336)	8220 (839)	9620 (982)	8.72 (0.89)

5）計測

供試体の詳細図および計測位置図をそれぞれ図 3.3.6.7～12 に示す。各計測項目について下記に示す。

①供試体のたわみ

供試体のたわみに関して，橋軸方向および橋軸直角方向の分布を調査するため，**図－3.3.6.8** に示すようにほぼ500mm間隔で十字に変位計を設置する（橋軸方向：D-1～8，橋軸直角方向：D-9～12)。

②継手部の開閉量

供試体中央より625mm離れた位置にある継手部での連続性を確認するため，**図－3.3.6.8** に示すようにπ型変位計により継手部の開閉量を計測する（P-1～P-3)。

③底鋼板のひずみ

底鋼板のひずみに関して，橋軸方向および橋軸直角方向の分布を調査するため，**図－3.3.6.9** に示すようにほぼ500mm間隔で底鋼板の上面および下面にひずみゲージを十字に設置する（下面橋軸方向：PLL-1～7，下面橋軸直角方向：PLL-8～12，上面橋軸方向：PLU-1～5，上面橋軸直角方向：PLU-6～10)。

また，添接板中央上面にも，橋軸方向にひずみゲージを貼付する（SPL-1)。

④トラス型ジベル上弦材のひずみ（橋軸直角方向のみ)

トラス型ジベル上弦材のひずみを計測するため，**図－3.3.6.9** に示すように供試体中央における橋軸直角方向の上弦材の上面および下面にひずみゲージを貼付する（上面：FBU-1～5，下面：FBL-1～5)。

⑤上側鉄筋のひずみ（主筋方向及び配力筋方向)

供試体の上側に配置した主鉄筋および配力鉄筋のひずみを計測するため，**図－3.3.6.10** に示すように，供試体中央および継手部付近の主鉄筋および配力鉄筋の軸方向にひずみゲージを貼付する（配力筋方向：DBU-1～8，主筋方向：DBU-9～12)。

⑥下側鉄筋のひずみ

継手部の強度を確保するため，供試体の下側に配置した配力鉄筋のひずみを計測するため，**図－3.3.6.11** に示すように，鉄筋の軸方向にひずみゲージを貼付する（DBL-1～10)。

⑦コンクリート表面ひずみ

コンクリート表面のひずみを計測するため，**図－3.3.6.12** に示すように，輪荷重走行範囲を避けた位置の橋軸および橋軸直角方向に，コンクリートゲージを貼付する（橋軸方向：CU-1～5，橋軸直角方向：CU-6～10)。

⑧動的計測項目

上記測定項目のうち主要点である供試体のたわみ（D-2,5,7)，継手部目開き量（P-2)，底鋼板下面ひずみ（PLL-4,10)，下側鉄筋ひずみ（DBL-2)，添接板ひずみ（SPL-1）について動的計測を行う。

6）想定される破壊形態

①トラス型ジベルの破断

・トラス型ジベル溶接部の破断

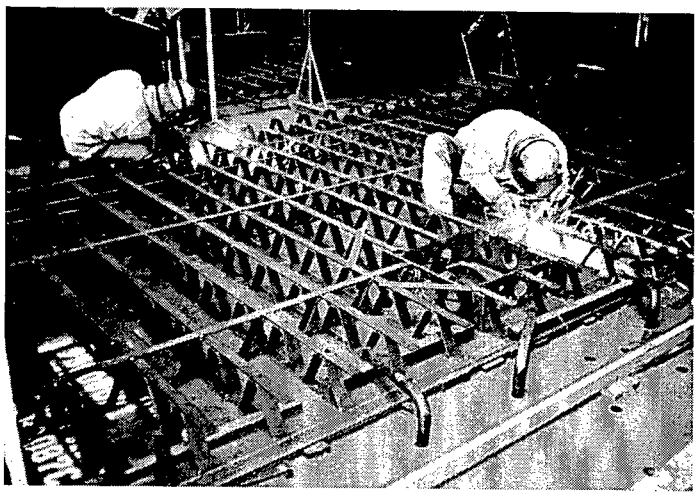
・トラス型ジベル斜材の破断

②継ぎ手部の破断

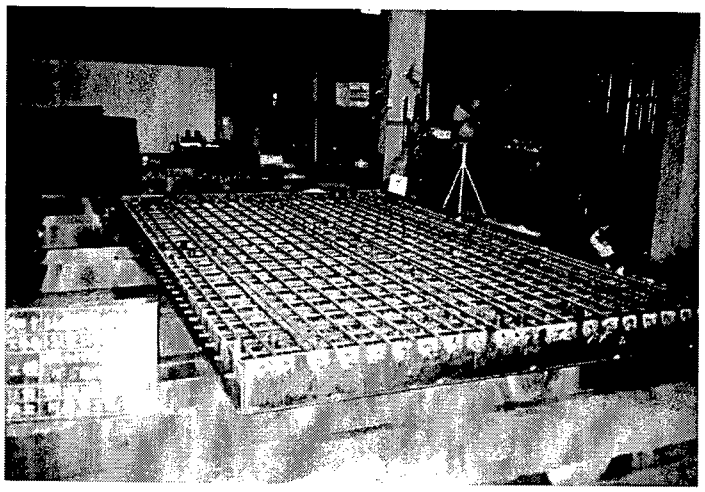
・底鋼板継ぎ手部のスタッドボルトの破断

・継ぎ手部から発生するコンクリートひび割れの貫通

・鉄筋の破断

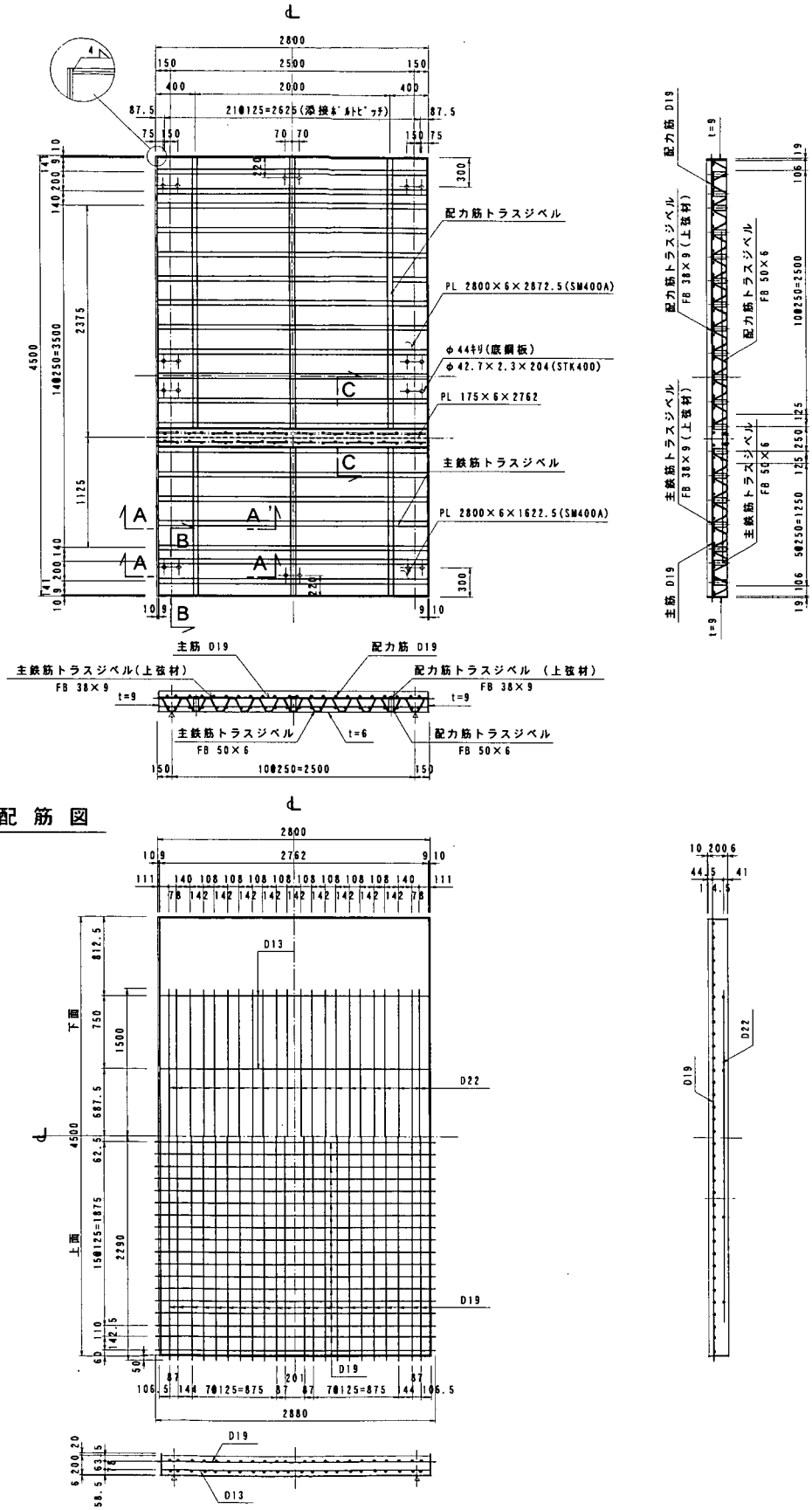


写真－3.3.6.1　トラス型ジベル製作状況

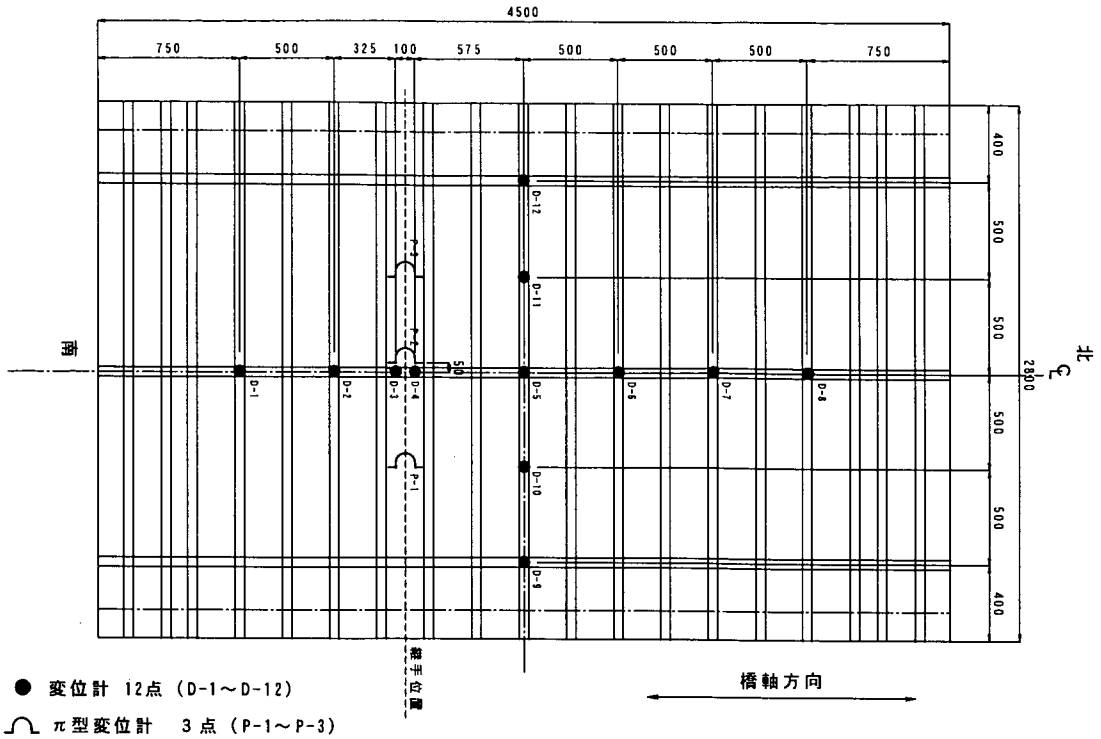


写真－3.3.6.2　上側鉄筋配筋状況

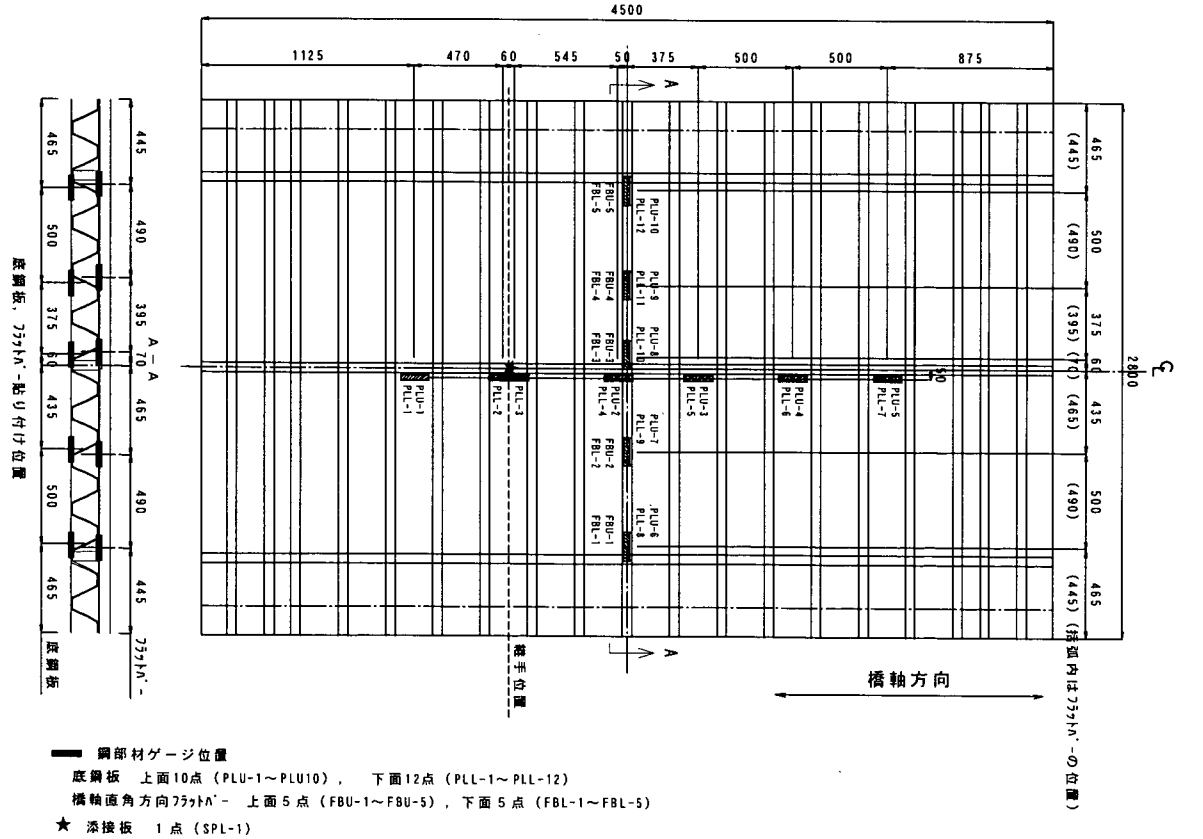
写真－3.3.6.3　コンクリート打設状況



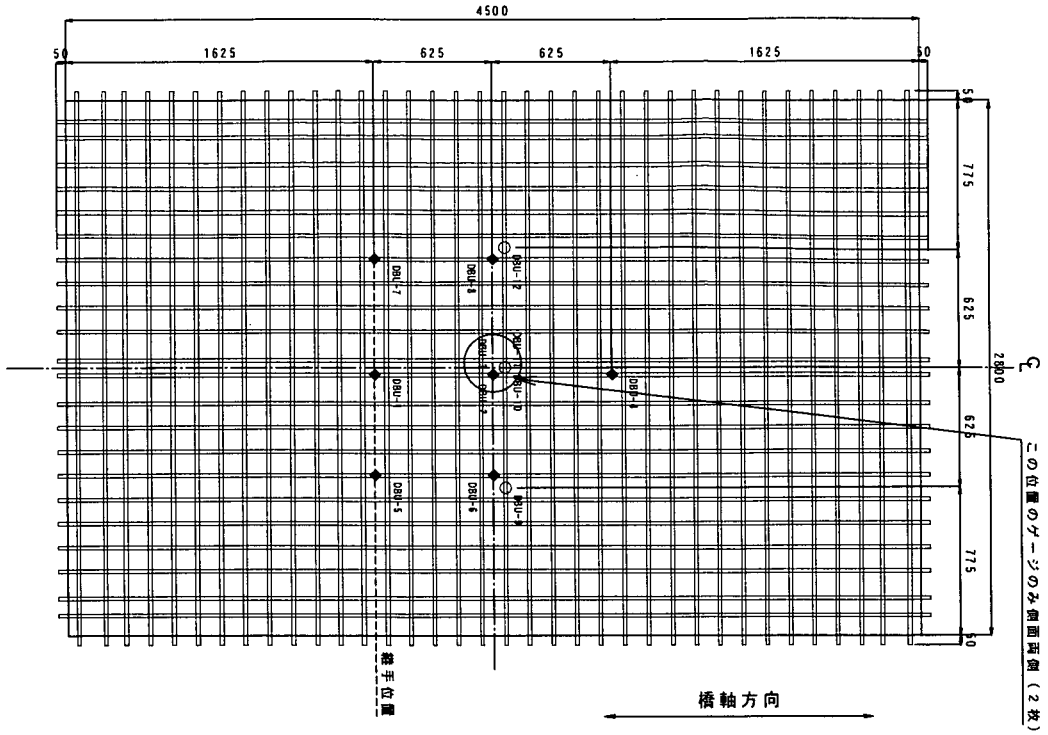
図－3.3.6.7　供試体概要図（単位：mm）



図－3.3.6.8 変位計取付位置（単位：mm）



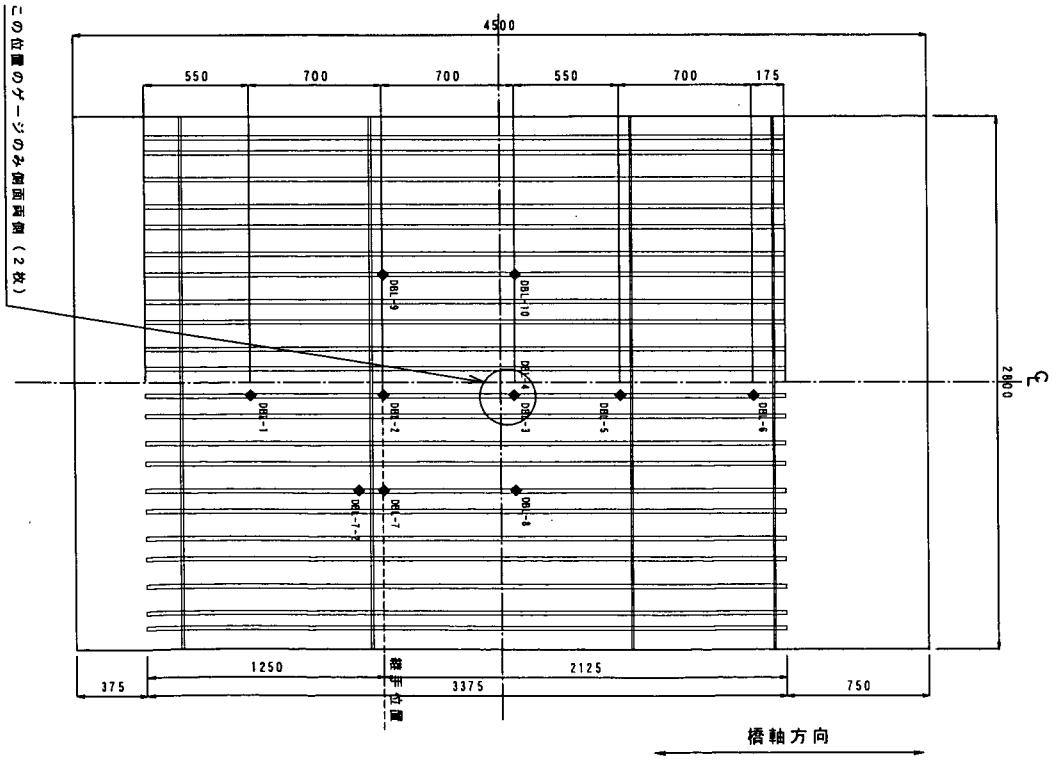
図－3.3.6.9 ひずみゲージ貼付位置（底鋼板，フラットバー）（単位：mm）



◆ 配力筋方向（側面１枚）８点 （DBU-1～DBU-8）

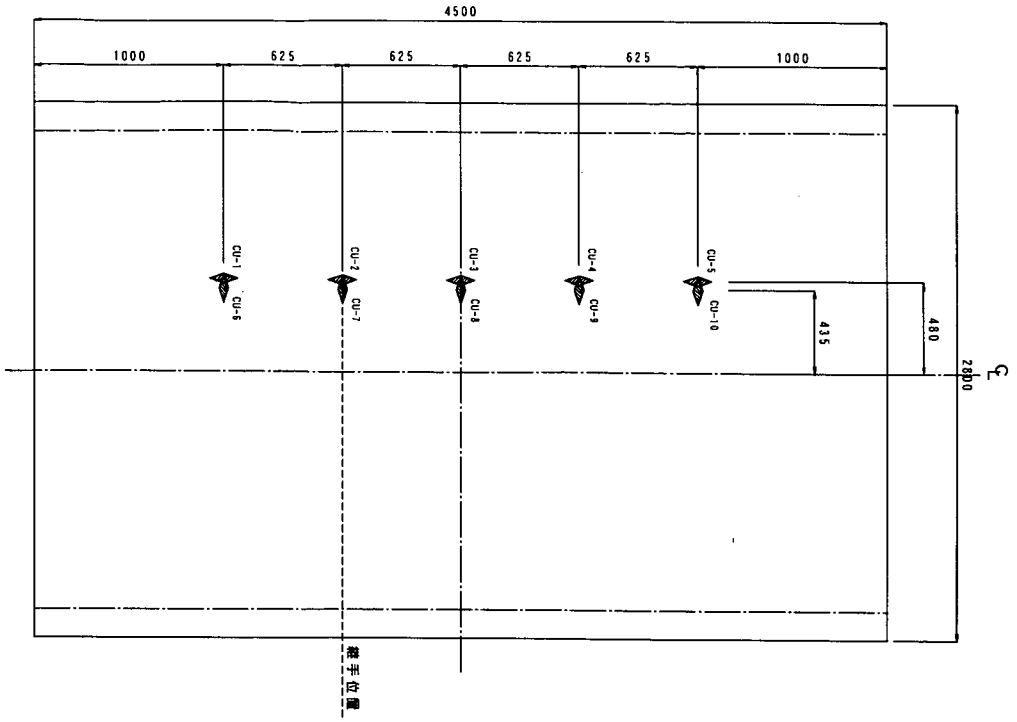
○ 主鉄筋方向（側面１枚）４点（DBU-9～DBU-12）

図－3.3.6.10 ひずみゲージ貼付位置（上側鉄筋）（単位：mm）



◆ 配力筋方向（側面１枚）10点（DBL-1～DBL-10）
＋１点（DBL-7-2）

図－3.3.6.11 ひずみゲージ貼付位置（下側鉄筋）（単位：mm）



◆ コンクリートゲージ
橋軸方向　5点（CU-1～CU-5）
橋軸直角方向　5点（CU-6～CU-10）

図－3.3.6.12　コンクリートゲージ貼付位置（単位：mm）

3．試験結果

1）材料試験結果

①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－3.3.6.2 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－3.3.6.2　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 mm^2 (cm^2)	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 N/mm^2 ($\times 10^5 kgf/cm^2$)
1	99.9	7838(78.38)	320.4 (32.67)	40.9 (417)	28.64 (2.92)
2	99.9	7838(78.38)	288.8 (29.45)	36.8 (375)	27.62 (2.82)
3	99.8	7823(78.23)	294.9 (30.07)	37.7 (384)	28.21 (2.88)
平均値	－	－	－	38.5 (393)	28.16 (2.87)

社内管理値：２８日後の平均圧縮強度 31.0

②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－3.3.6.3，表－3.3.6.4 に示す。

表－3.3.6.3　鉄筋の引張強度試験結果

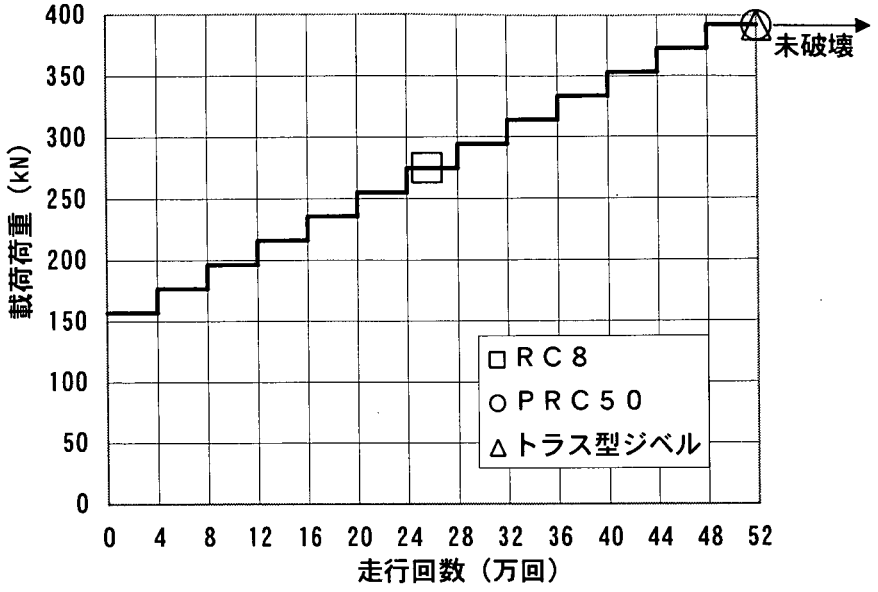
鉄筋の種類	降状荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降状点応力 (N/mm^2)	降状点ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強さ (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	標点距離(mm) 試験前	標点距離(mm) 試験後	伸び (%)	公称断面積 (mm^2)
D13-1	45.6	63.5	360	2117	501	181.55	104.00	134.25	29.1	
D13-2	45.0	63.6	355	1889	502	188.45	104.70	131.90	26.0	126.7
D13-3	45.2	63.7	357	1892	503	187.68	103.70	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－3.3.6.4　鋼板の引張強度試験結果

試験片番号	種類	断面寸法 (mm)						平均断面積	標点距離 (mm)		破断位置	伸び	降状点		引張強さ		弾性係数
		W1	T1	W2	T2	W3	T3	(mm^2)	試験前	試験後		(%)	荷重 (kN)	応力 (N/mm^2)	荷重 (kN)	応力 (N/mm^2)	(kN/mm^2)
FB-t6-1		24.95	5.60	24.95	5.60	24.95	5.60	139.7	50.00	69.70	A	39.4	50.66	363	65.04	466	210.69
FB-t6-2	5号	24.95	5.65	25.00	5.65	25.00	5.65	141.2	50.05	71.05	A	42.0	52.64	373	64.80	459	209.53
FB-t6-3		24.95	5.65	24.95	5.65	24.95	5.65	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		24.95	8.65	24.95	8.65	24.95	8.65	215.8	49.95	70.25	A	40.6	81.22	376	101.7	471	208.31
FB-t9-2	5号	24.95	8.70	24.95	8.65	24.95	8.65	216.2	49.90	70.80	A	41.9	83.14	385	101.4	469	208.98
FB-t9-3		25.00	8.65	24.90	8.65	25.00	8.65	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		25.05	5.95	25.00	5.95	25.05	5.95	148.9	49.95	69.80	A	39.7	45.59	306	66.32	445	209.67
PL-t6-2	5号	25.00	5.95	25.00	5.95	25.00	5.95	148.8	50.00	68.40	A	36.8	49.29	331	66.99	450	208.88
PL-t6-3		25.00	5.95	25.00	5.95	25.00	5.95	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）破壊時走行回数

走行回数と載荷荷重との関係を**図－3.3.6.13** に示す。また，図中のＲＣ８供試体，ＰＲＣ５０供試体の試験結果も記載した。図よりトラス型ジベル合成床版は，載荷荷重値 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至っても，たわみやひずみに疲労破壊につながるような急激な変化は確認されず，ほぼ健全な状態を保持していた。



図－3.3.6.13　走行回数－載荷荷重の関係

3）破壊形態および供試体ひび割れ状況

トラス型ジベル合成床版は，走行回数 52 万回の試験終了時点においても，破壊には至らなかったため，破壊形態については確認できなかった。

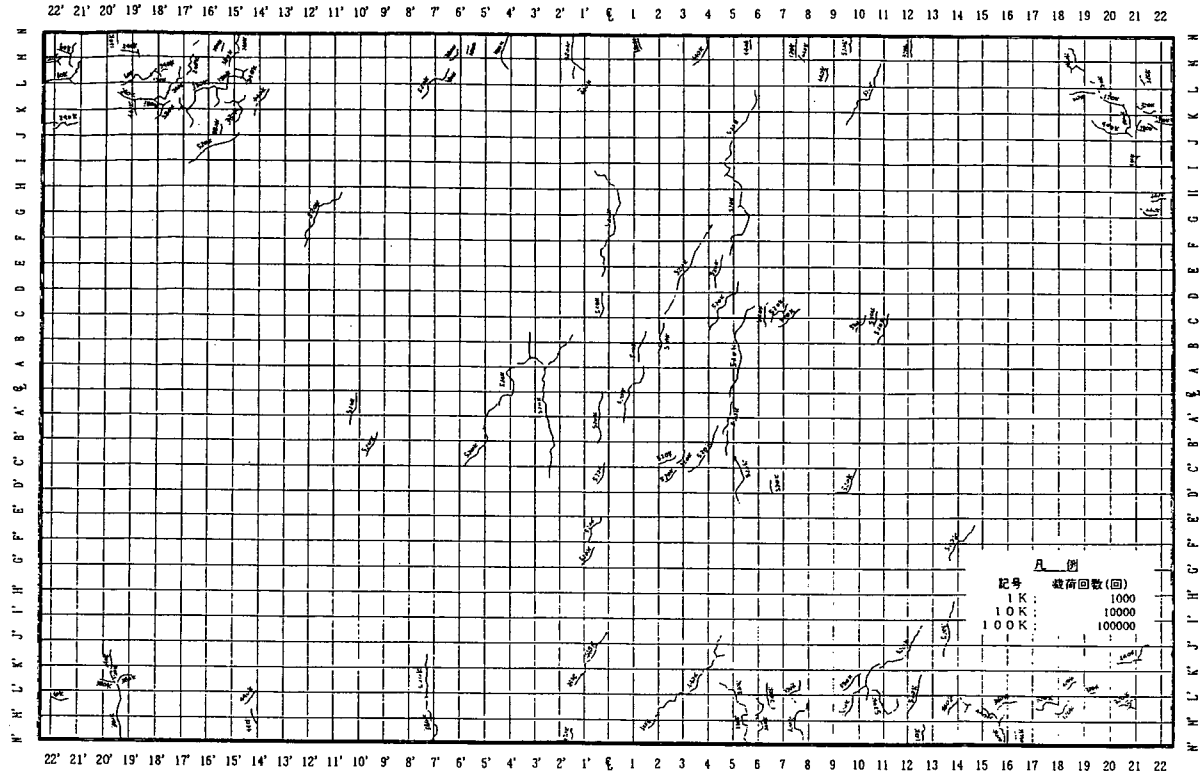
走行試験完了後の供試体上面ひび割れ状況を**図－3.3.6.14** に，試験後の供試体切断面のひび割れ状況を**図－3.3.6.15 と写真－3.3.6.4～6** に示す。

①コンクリート上面のひびわれ状況

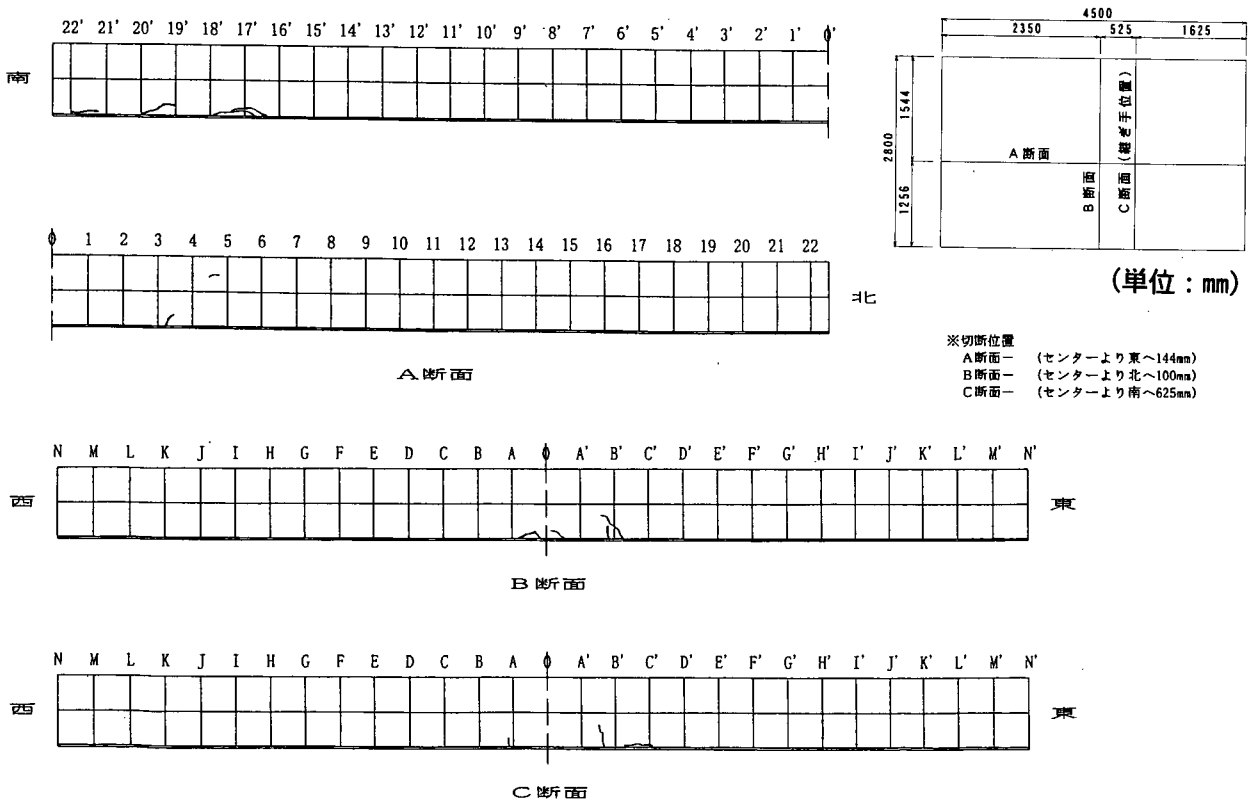
供試体上面において，走行回数 30 万回前後から，支点側に支間方向ひび割れが徐々に現れ，走行回数 52 万回の時点では中央付近にも小さなひび割れが見られる。

②供試体切断面のひび割れ状況

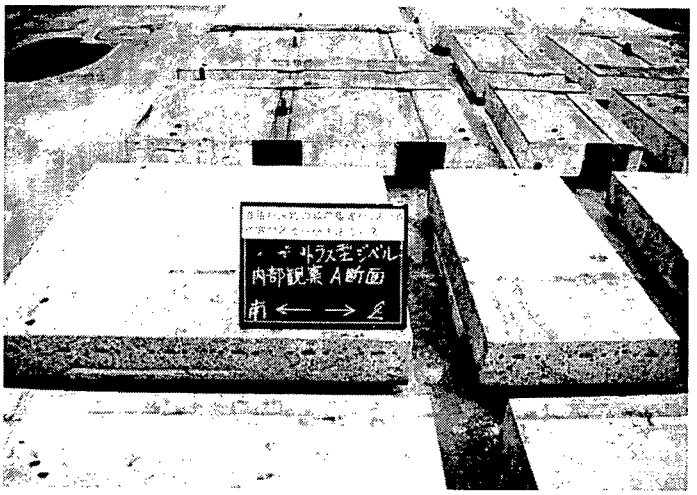
供試体切断面に，小さな水平方向のひび割れが数本見られる。しかし，いずれも供試体下側に位置しており，押し抜きせん断破壊につながるような貫通ひび割れは認められない。よって，試験終了時点でもほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる。



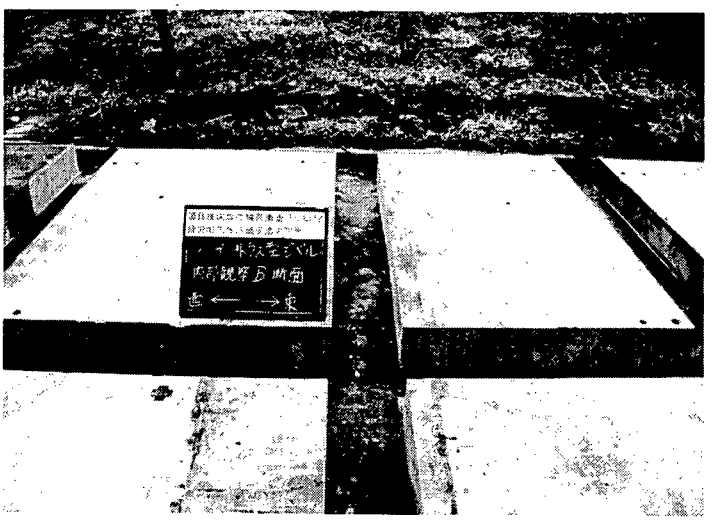
図－3.3.6.14　供試体上面ひび割れ状況



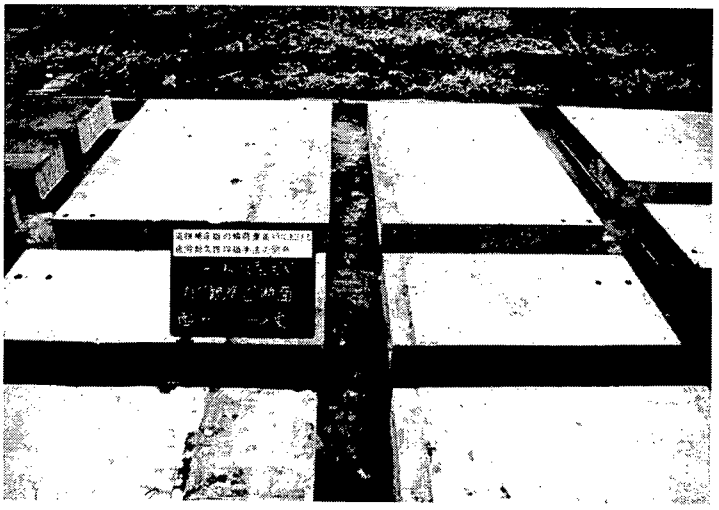
図－3.3.6.15　供試体切断面のひび割れ状況



写真－3.3.6.4　A断面



写真－3.3.6.5　B断面



写真－3.3.6.6　C断面

4）床版厚

試験終了後，**表－3.3.6.5** に示すように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 であり，コンクリート版厚は全体的に設計値より大きめの値がでている。

表－3.3.6.5 コンクリート版厚の実測値（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'
210	208	209	209	209	209	208	208	209	209	209	209	208	207	207	208	208	－	－	－	213	213	－

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
214	214	213	213	211	212	211	211	211	210	210	211	210	209	209	209	209	209	209	209	209	210

B断面西側　　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'
212	212	211	211	212	211	211	211	211	211	211	211	210	209	209	210	－	210	211	211	211	212	212	212	212	213	215	215	214

C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'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
204	204	203	203	203	203	202	202	203	202	202	202	202	203	202	203	203	－	203	203	202	203	205	206	206	207	208	209	208

単位:mm

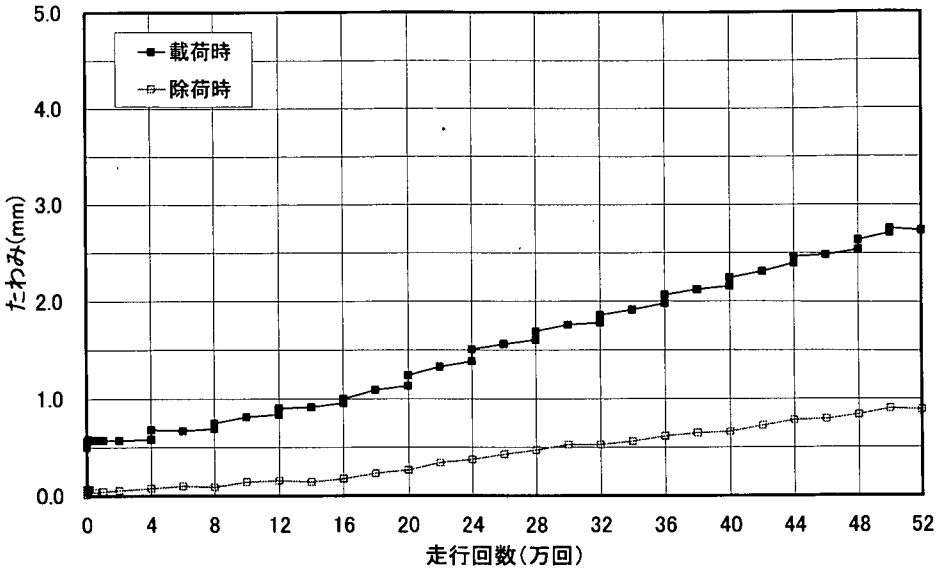
5）供試体のたわみ－走行回数

・供試体中央のたわみ（D-5）の静的測定結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.16** に示す。たわみは，載荷荷重 392kN(40tf)・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(40tf)載荷時で 2.7mm，除荷時で 0.9mm であった。

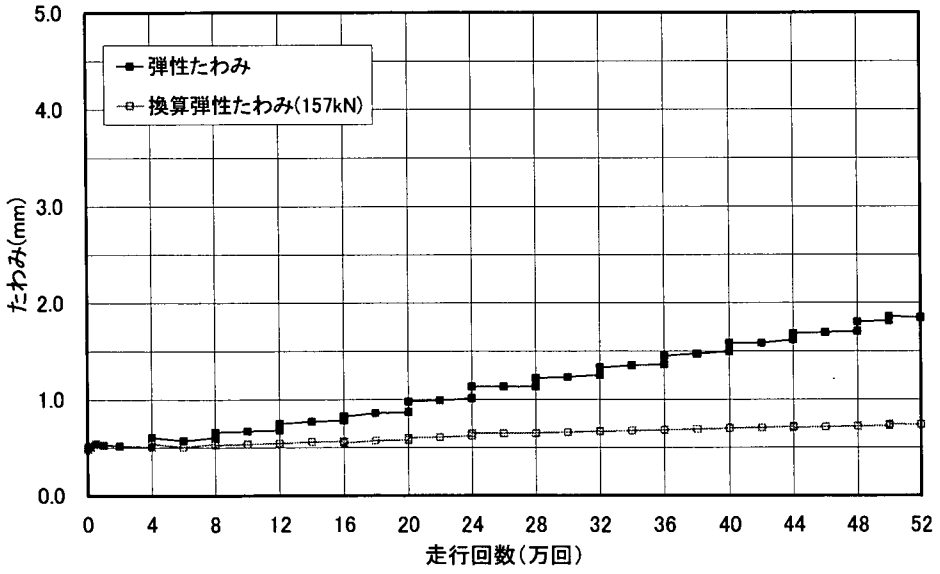
・弾性たわみ（載荷時のたわみ－除荷時のたわみ）と走行回数との関係を**図－3.3.6.17** に示す。また，同図中には，各載荷荷重段階の弾性たわみを 157kN(16tf)載荷時の弾性たわみに換算したときの値も併記した。図より，弾性たわみに関しては試験終了時まで疲労破壊につながるような急激な増加は生じず，最大でも 1.8mm 程度であった。また，157kN(16tf)換算弾性たわみについても，増加はほとんど見られず，載荷開始から 52 万回載荷完了までの間に増加したたわみ量は 0.3mm 程度であった。

・供試体中央の動的たわみ(D5)の測定結果と載荷回数との関係を**図－3.3.6.18** に示す。図より，静的測定結果（**図－3.3.6.16**）と同じく，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで急激な増加は生じておらず，最大でも 3.1mm 程度と静的測定結果の 1.2 倍程度に収まっていた。

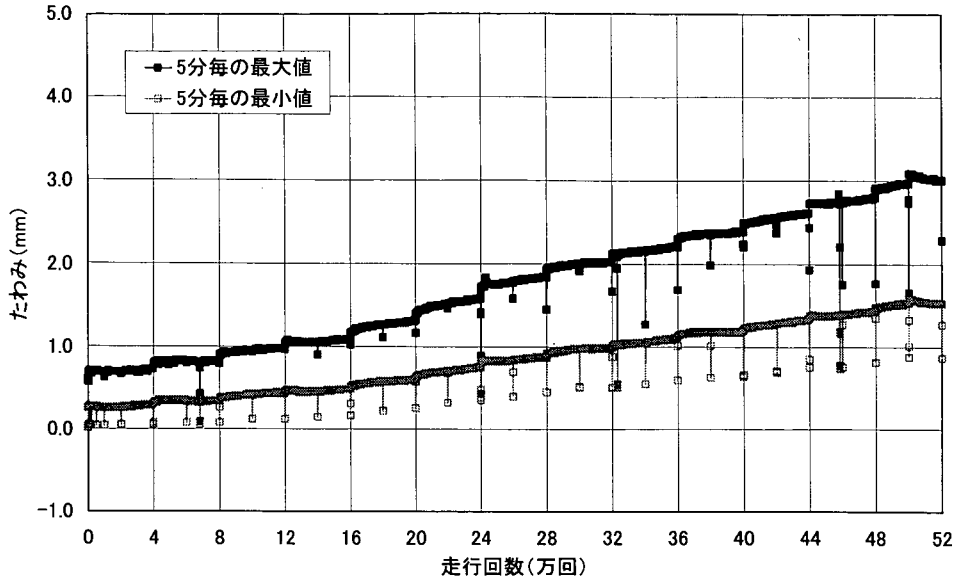
・供試体中央の静的たわみ測定結果と走行回数との関係について，トラス型ジベル合成床版，ＲＣ８供試体，ＰＲＣ５０供試体を**図－3.3.6.19** に示す。図より，トラス型ジベル合成床版とＲＣ８供試体とを比較すると，ＲＣ８供試体のたわみが急増する直前の載荷荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回のトラス型ジベル合成床版の載荷時のたわみは，1.4mm 程度とＲＣ８供試体のたわみ 5.2mm の約 27%程度であり，除荷時のたわみに関しては，0.4mm 程度とＲＣ８供試体 2.5mm の約 16%であった。一方，トラス型ジベル合成床版とＰＲＣ５０供試体とを比較すると，最終載荷段階となる 392kN(40tf)・走行回数 52 万回時点のトラス型ジベル合成床版の載荷時のたわみは，2.7mm 程度とＰＲＣ５０供試体のたわみ 6.2mm の約 44%であり，除荷時のたわみについては，0.9mm 程度とＰＲＣ５０供試体 2.7mm の約 33%であった。



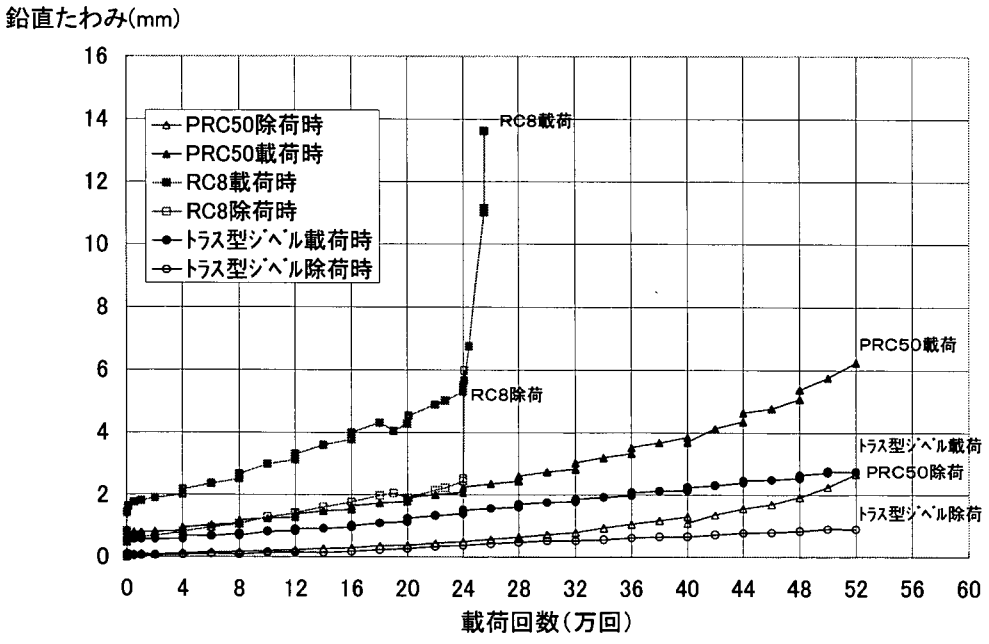
図－3.3.6.16　供試体中央のたわみ（静的）



図－3.3.6.17　供試体中央のたわみ（静的弾性）



図－3.3.6.18　供試体中央のたわみ（動的）



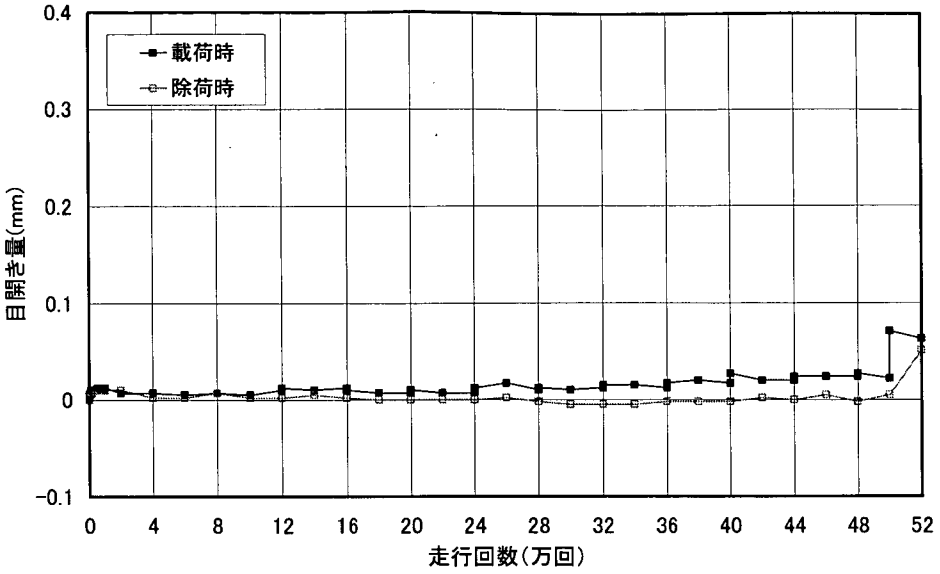
図－3.3.6.19　他形式床版とのたわみ比較

6）継ぎ手部の目開き量－走行回数

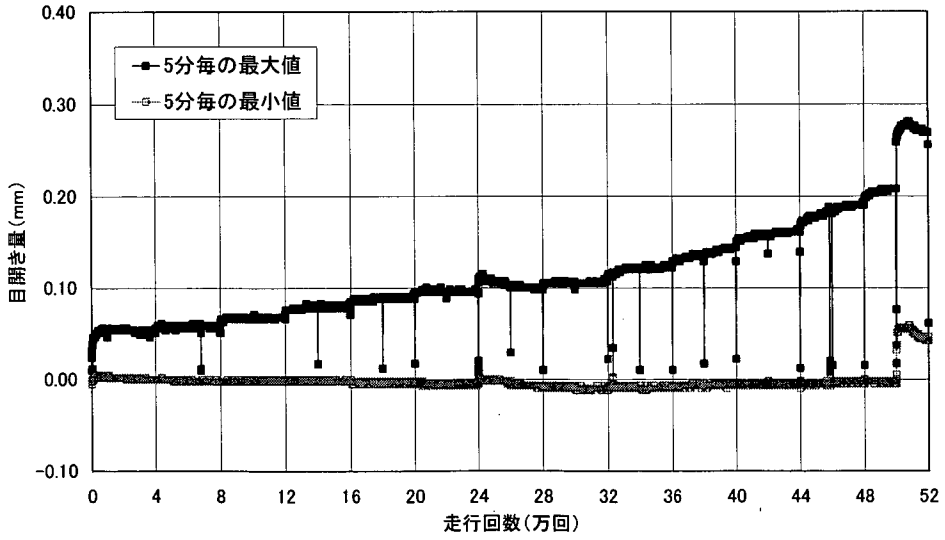
・供試体中央より 625mm 離れた位置にある継手部目開き量(P-2)の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.6.20 に示す。静的測定結果による目開き量は，試験機をしばらく停止した走行回数 50 万回以降、ひずみが増加したが，走行回数 50 万回までは、載荷時および除荷時とも，載荷開始から試験終了時までほとんど変化は見られなかった。

・同じ測定位置の動的目開き量(P-2)と走行回数の関係を図－3.3.6.21 に示す。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回において最大目開き量は 0.27mm 程度であった。また、走行回数 40 万回以降において、載荷

荷重に対する目開き量に増加現象が少し見られたが、概ね載荷初期から載荷荷重の増加に伴って、目開き量が比例して大きくなっていることが確認できる。また、走行時の最小目開き量については，静的載荷と同様，試験機をしばらく停止した走行回数 50 万回以降、ひずみが増加したが，走行回数 50 万回までは、ほとんど変化は見られなかった。



図－3.3.6.20　供試体中央の継ぎ手部目開き量（静的）

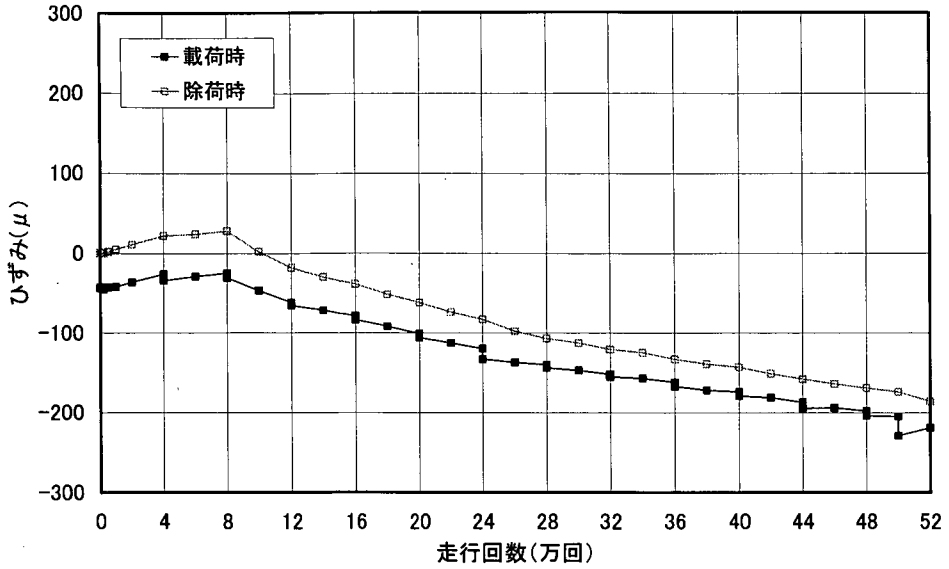


図－3.3.6.21　供試体中央の継ぎ手部目開き量（動的）

7）コンクリート表面のひずみ－走行回数関係

・輪荷重走行範囲を避けた供試体中央付近のコンクリート表面橋軸直角方向ひずみ（CU-8）静的測定結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.22** に示す。載荷時，除荷時のひずみとも載荷初期段階では載荷荷重の増大

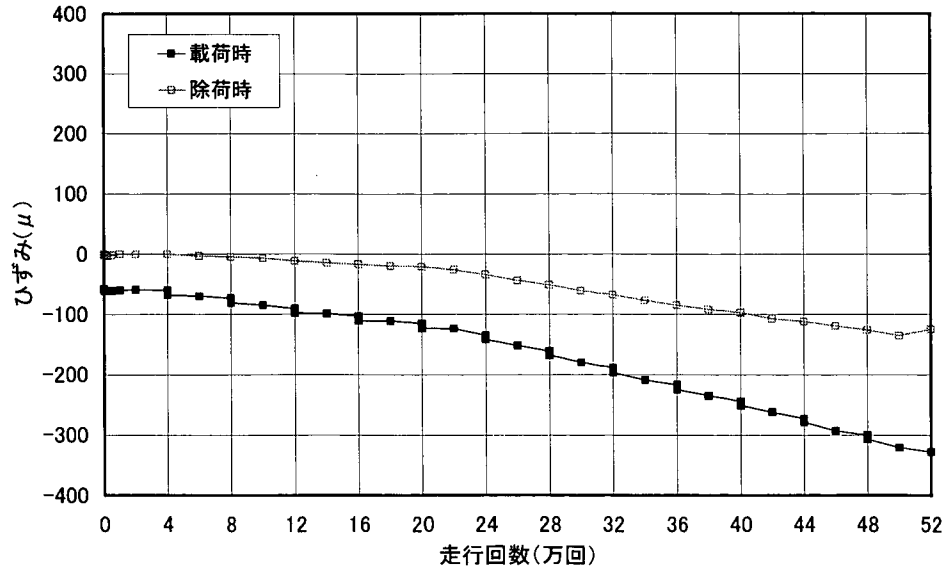
とともに引張側に僅かずつ増加し，その後、圧縮側に増加傾向にあるが，これは乾燥収縮，鋼材や鉄筋拘束が影響したためと考えられる。載荷時のひずみから除荷時のひずみを差し引いた弾性ひずみは，載荷開始から試験終了時まで約-50～-30μで一定しており，ほとんど変化はなかった。



図－3.3.6.22　供試体中央付近コンクリート表面橋軸直角方向ひずみ（静的）

8）トラス型ジベル上弦材（橋軸直角方向：上面）のひずみ－走行回数関係

・供試体中央のトラス型ジベル上弦材（橋軸直角方向）のひずみ（FBU-3）の静的結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.23** に示す。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回の載荷時のひずみは約-330μ程度であり，急激な増加や乱れは見られず，載荷荷重の増加とともに圧縮側にひずみが大きくなることが確認できる。

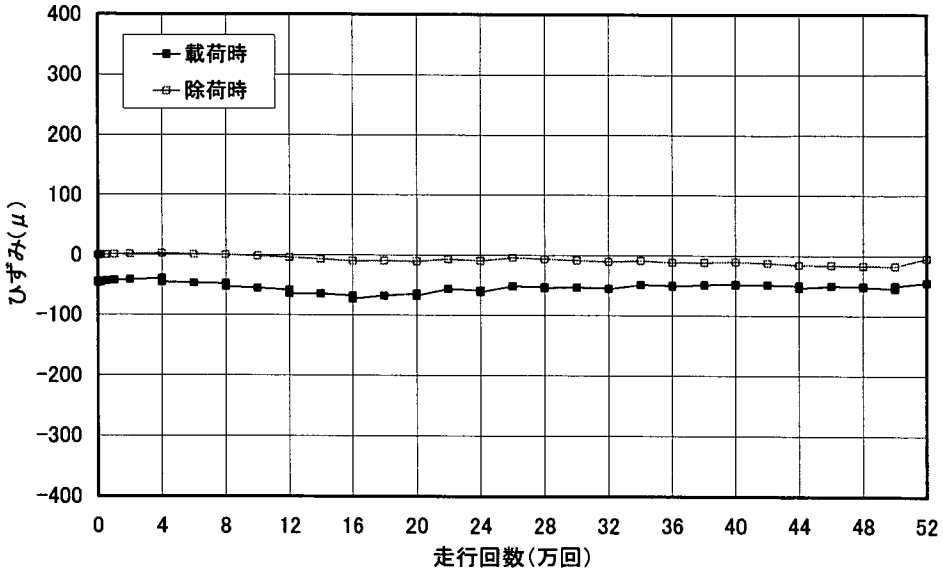


図－3.3.6.23　供試体中央のトラス型ジベル上弦材ひずみ（橋軸直角方向：上面）（静的）

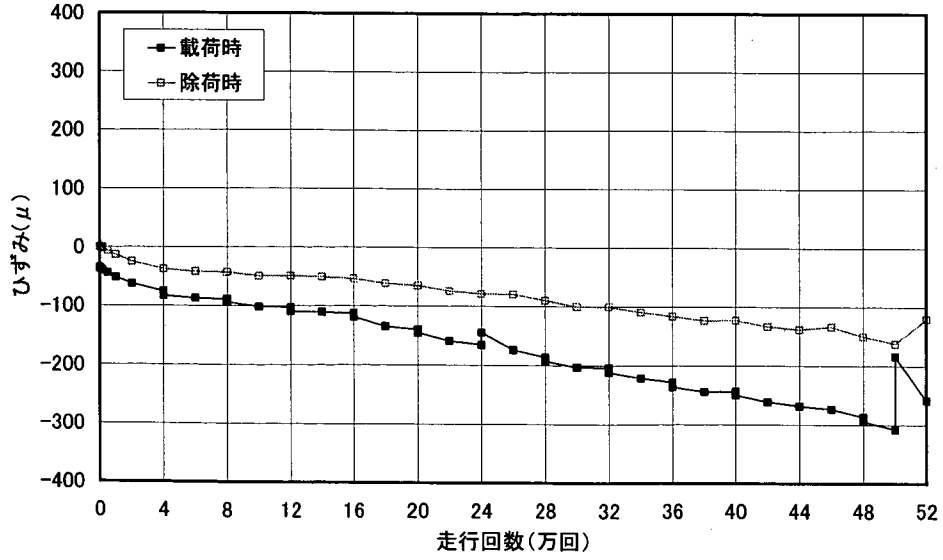
9） 上側主鉄筋および配力鉄筋のひずみ－走行回数関係

・供試体中央の上側主鉄筋ひずみ（DBU-10,11）の静的測定結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.24** に示す。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回の載荷時のひずみは-46μ程度であり，輪荷重走行試験開始から終了までほとんど増加もなく安定的に推移していた。また，除荷時のひずみも，輪荷重走行試験開始から終了まで，ほとんど0μで変化がなかった。

・供試体中央の上側配力鉄筋ひずみ（DBU-2,3）の静的結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.25** に示す。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回の載荷時のひずみは約-260μ程度であった。また、輪荷重走行試験において走行回数の増加に伴い、急激なひずみの増加現象や乱れは見られず，載荷荷重の増加とともに，圧縮側にひずみが大きくなることが確認できる。



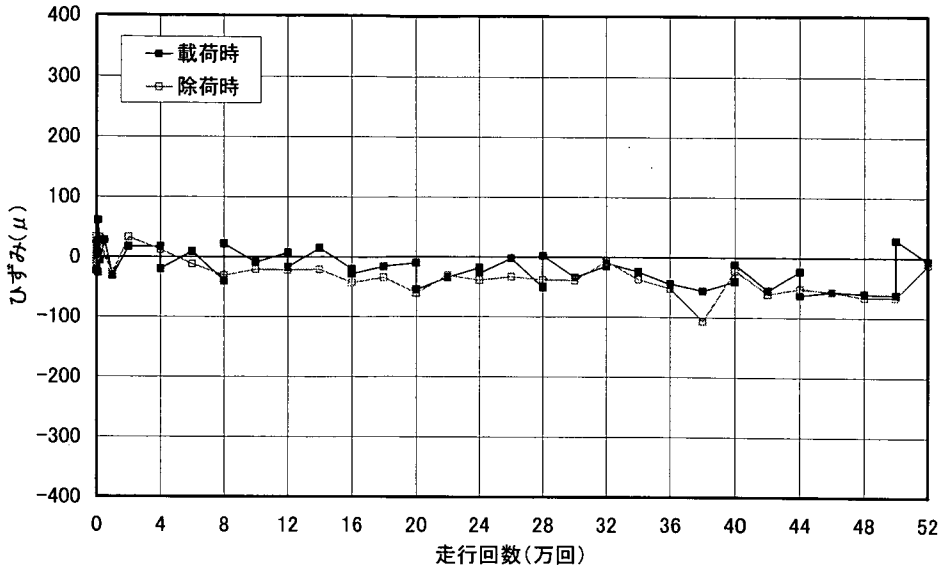
図－3.3.6.24　供試体中央の上側主鉄筋ひずみ（静的）



図－3.3.6.25　供試体中央の上側配力鉄筋ひずみ（静的）

１０）継手部下側配力鉄筋のひずみ－走行回数関係

・継手部下側配力鉄筋ひずみ（DBL-2）の静的測定結果と走行回数との関係を**図－3.3.6.26** に示す。載荷ひずみも除荷ひずみも継手部のため，多少の乱れはあるが，供試体中央から継手部が離れているため，ひずみも小さく，概ね±100μ以内に収まっている。

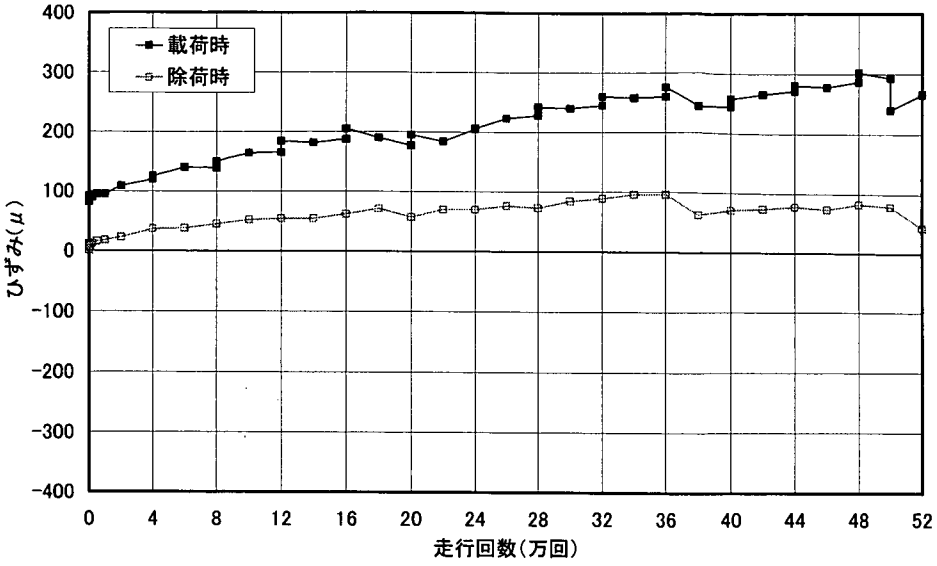


図－3.3.6.26　供試体中央の継手部下側配力鉄筋ひずみ（静的）

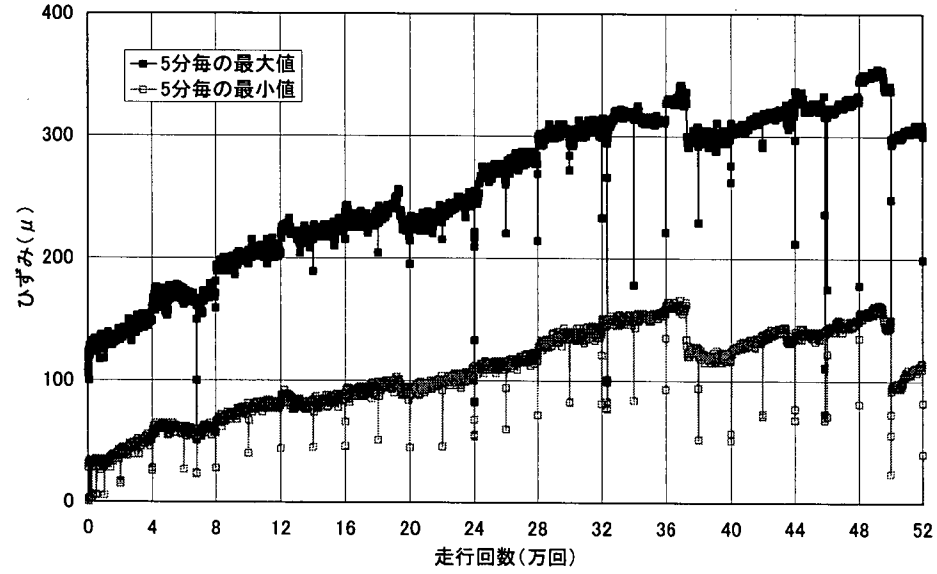
１１）底鋼板下面のひずみ－走行回数関係

・供試体中央の底鋼板下面における橋軸直角方向ひずみと走行回数の関係について，静的測定結果（PLL-10）を**図－3.3.6.27** に，動的測定結果を**図－3.3.6.28** に示す。静的測定結果については，載荷時の値から除荷時の値を差し引いた弾性ひずみが載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで 220μ程度であり，輪荷重走行試験開始から荷重の増加に対して安定的に推移していた。また，除荷時のひずみは 50μ程度であった。動的測定結果についても静的と同様に安定的に推移していた。動的ひずみの値に関しては，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回において，最大走行時の値の 310μ程度と静的載荷時の 270μに比べて約 15%程度の増加であり，走行時の最小値については 110μと除荷時 50μの約 2 倍であった。

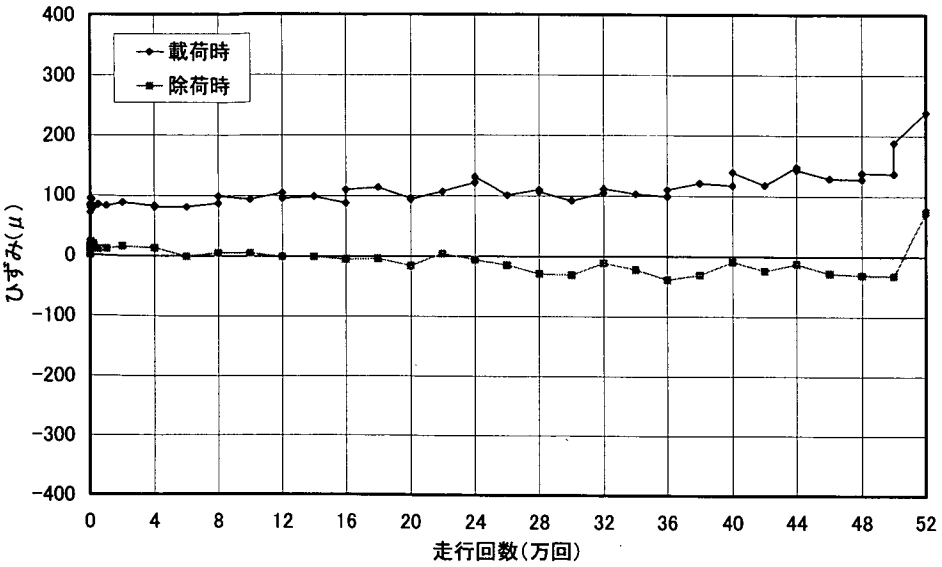
・供試体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみと走行回数との関係について，静的測定結果（PLL-4）を**図－3.3.6.29** に，動的測定結果を**図－3.3.6.30** に示す。試験機をしばらく停止した走行回数 50 万回以降、静的計測の結果は増加傾向に、動的計測の結果は減少傾向にあるが、載荷初期から走行回数 50 万回までは，安定的に推移している。



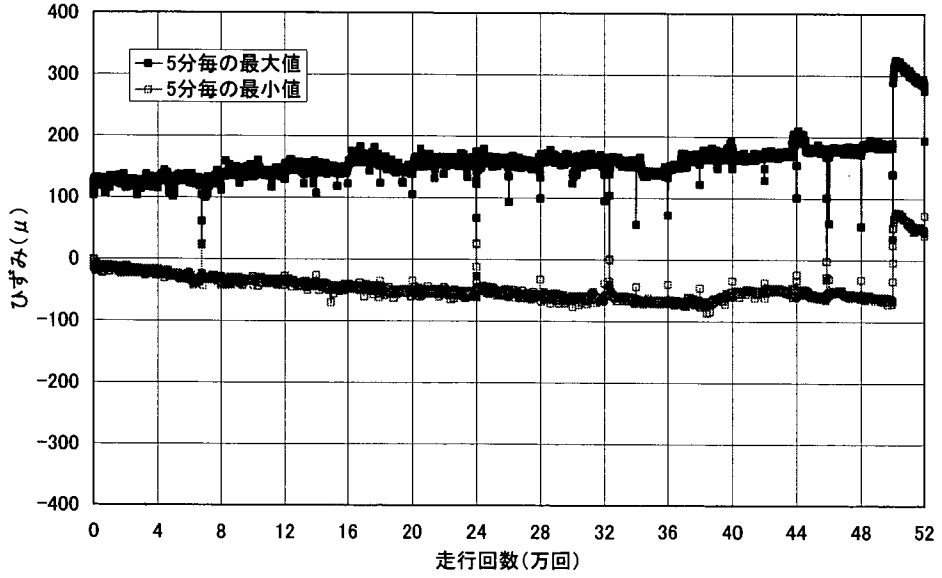
図－3.3.6.27　供試体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみ（静的）



図－3.3.6.28　供試体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみ（動的）



図－3.3.6.29　供試体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみ（静的）



図－3.3.6.30　供試体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみ（動的）

１２）試験の着目点の考察

①破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

・トラス型ジベル合成床版は，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。

②各荷重載荷段階における供試体たわみ，継ぎ手部目開き量および各部発生ひずみ

・供試体のたわみ－走行回数の関係から，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまでたわみは安定的に推移しており，静的測定および動的測定の最大値はそれぞれ 2.7mm，3.1mm であった。

・静的測定の載荷時のたわみから除荷時たわみを差し引いた弾性たわみも，試験終了まで載荷荷重の増加とともに安定的に推移しており，最大でも 1.8mm 程度であった。また，157kN(16tf)に換算した弾性たわみは，載荷開始から終了までの間，0.3mm 程度の増加量であった。

・コンクリートの表面ひずみ，トラス型ジベル上弦材，上側主鉄筋・配力鉄筋ひずみ，継手部下側配力鉄筋ひずみおよび底鋼板下面ひずみのいずれも載荷開始から終了まで，載荷荷重の増加とともに安定的推移していた。載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回時点での載荷時ひずみはそれぞれ，コンクリート-33μ（弾性ひずみ），トラス型ジベル上弦材-328μ，上側配力鉄筋-308μ，底鋼板 270μ（橋軸直角方向）であった。

③継手部の耐久性確認

・動的測定による継手部の目開き量は，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回のときで 0.27mm 程度であり，目開き量が非常に小さいことが分かった。

④ＲＣ８供試体やＰＲＣ５０供試体とのたわみ比較

・トラス型ジベル合成床版のたわみは，ＲＣ８供試体のたわみが大きく変化する荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回時点でＲＣ８供試体の約 30%であった。また，載荷荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回でのトラス型ジベル合成床版のたわみはＰＲＣ５０供試体の約 45%であった。

・トラス型ジベル合成床版はＲＣ８供試体と比較して，未破壊で載荷回数も多く，また，同じ未破壊のＰＲＣ５０供試体と比較してもたわみが小さいため，ＰＲＣ５０供試体と同等以上の疲労耐久性があることが確認された。

参考文献

１）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　財団法人災害科学研究所

３．４　コンクリート系床版

３．４．１　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版

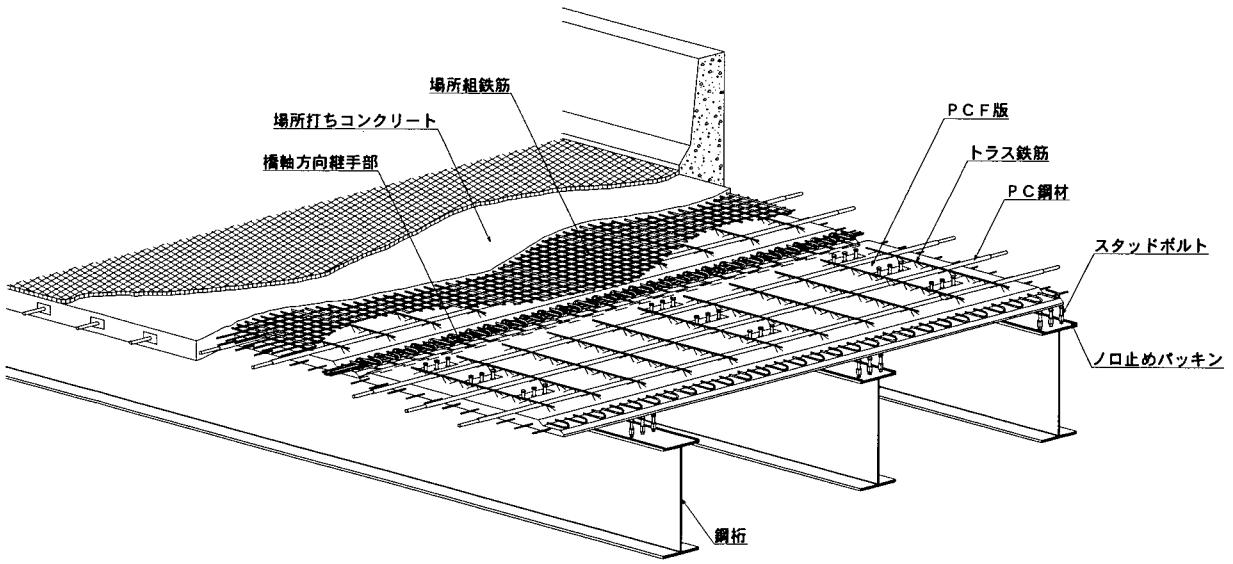
（１）概　要

１）工法の概要

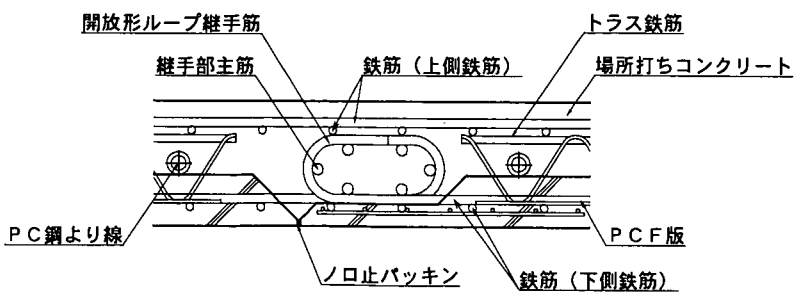
トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，ハーフプレキャスト床版工法の一種で，トラス鉄筋を橋軸方向に組み込んだ版厚の薄いプレキャストコンクリート版（以下ＰＣＦ版）を桁上に設置し，配筋および場所打ちコンクリート打設後，プレストレスを導入してＰＣ床版を構築する工法である．（図－3.4.1.1～図－3.4.1.4）

現場における型枠や配筋作業の合理化と工期短縮を図れるほか，プレキャスト版の継手と場所打ちコンクリートの打ち継ぎ目を分離することができるため，床版の構造的な弱点を分散できる利点もある．

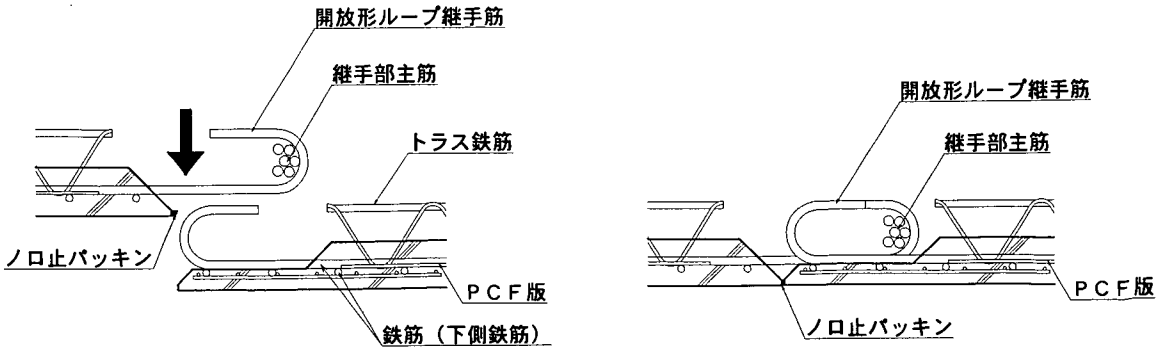
またＰＣＦ版の継手には，ループ内補強鉄筋の配筋を容易に行えるように構造を工夫したループ式継手を採用している．



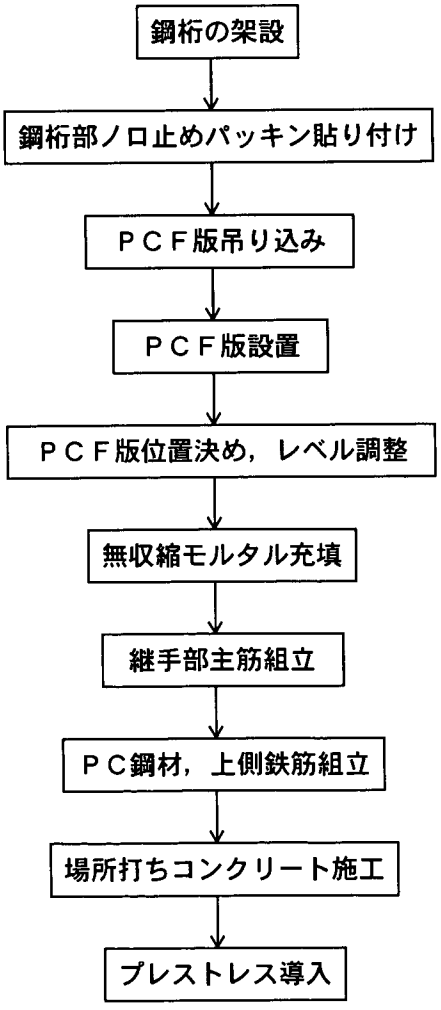
図－3.4.1.1　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版概要図



図－3.4.1.2　ＰＣＦ版のループ式継手部概要図



図－3.4.1.3　継手部詳細図



図－3.4.1.4　施工のフロー

2）試験の着目点

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，すでに社内において静的載荷試験および交番載荷試験を終了しており耐荷力やＰＣＦ版と後打ちコンクリート部の一体性，ループ式継手部の性能等を確認している．[1),2)]

今回の輪荷重走行試験では以下の点に着目した．

・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）設計の概要

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：3m（連続版）

舗装厚：10cm

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：40N/mm²

③ 設計計算

床版厚（道示－Ⅲ）

$d=1.25\times(3\times3.0+11)\times0.9=22.5$（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22cmとする．

計算結果（詳細は付録の設計計算書を参照）

ＰＣ鋼材は断面中心に配置し，1S25.4mmを600mmピッチで配置する．

（導入緊張力：1220N/mm²，有効プレストレス力：1065N/mm²）

橋軸直角方向の設計計算結果を**表－3.4.1.1**に示す．

表－3.4.1.1　橋軸直角方向合成応力度

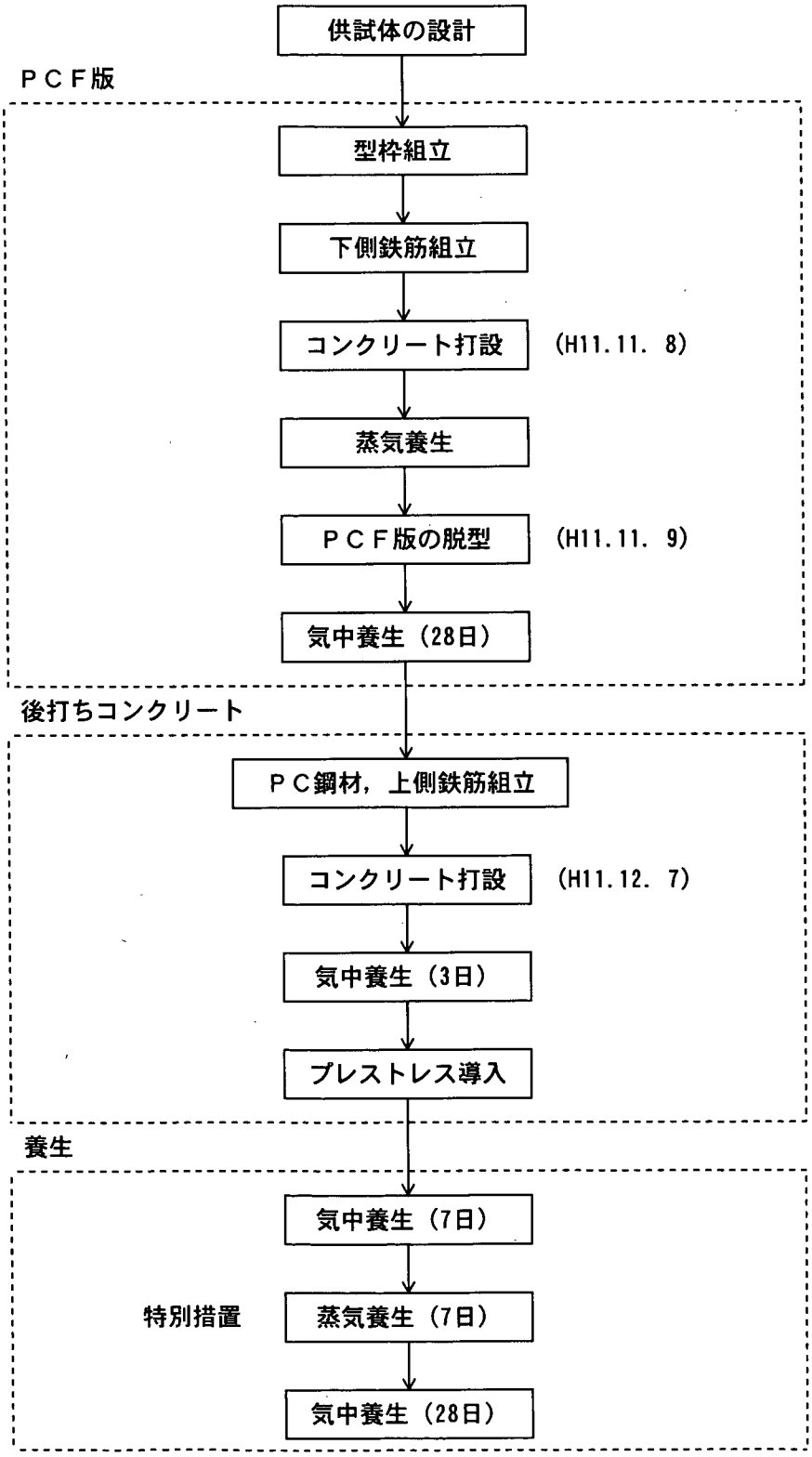
	コンクリート上縁（圧縮）	コンクリート下縁（引張）
①PCF版架設時	－－－－－	3.4 ＜ 3.8
②プレストレス導入時	4.4 ＜ 19.0	0.4 ＜ 2.1
③死荷重時	4.6 ＜ 15.0	0.3 ＜ 2.1
④設計時	8.7 ＜ 14.0	1.9 ＜ 2.1

（単位 N/mm²）

4）施工の概要

① 供試体の施工手順

供試体の製作フローを図－3.4.1.5に示す.



図－3.4.1.5 供試体の製作フロー

② 実験の制約に関わる特別措置

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版を実橋に適用した場合，プレグラウトＰＣ鋼材の樹脂が完全に硬化するまでに（樹脂の種類にもよるが）気中養生で３ヶ月から１年程度を必要とする．

しかし今回の実験では，時間の都合上，プレストレスを導入した後に７日間の蒸気養生を行って樹脂を硬化させることとした．なお，この蒸気養生（特別措置）によるコンクリート強度等への悪影響がないことは事前試験により確認している．

③ 使用材料

コンクリート

ＰＣＦ版設計基準強度：$\sigma ck = 40\ N/mm^2$

後打ちコンクリート設計基準強度：$\sigma ck = 40\ N/mm^2$

コンクリート配合は，**表－3.4.1.2**に示すとおりである．

表－3.4.1.2　コンクリート配合表

粗骨材の最大寸法	スランプ	水ｾﾒﾝﾄ比	空気量	細骨材率	単位量（kg/m³）					
		W/C		s/a	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤　A	
(mm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	W	C	S	G	高性能	AE剤
20	12.0 ± 2.5	50.0	4.5 ± 1.5	48.2	159	318	877	960	1.59	微量

鉄　筋

鉄筋の種類：D13，D16，D19

鉄筋の規格：SD345

ＰＣ鋼材

プレグラウトＰＣ鋼材：1S25.4

トラス鉄筋

トラス鉄筋：13φ-6φ-6φ，H＝120mm（カイザートラス筋）

鉄筋の規格：SR295（トップ筋，下端筋），SWRM 8（ラチス筋）

④　供試体の製作および保持方法

ＰＣＦ版製作時

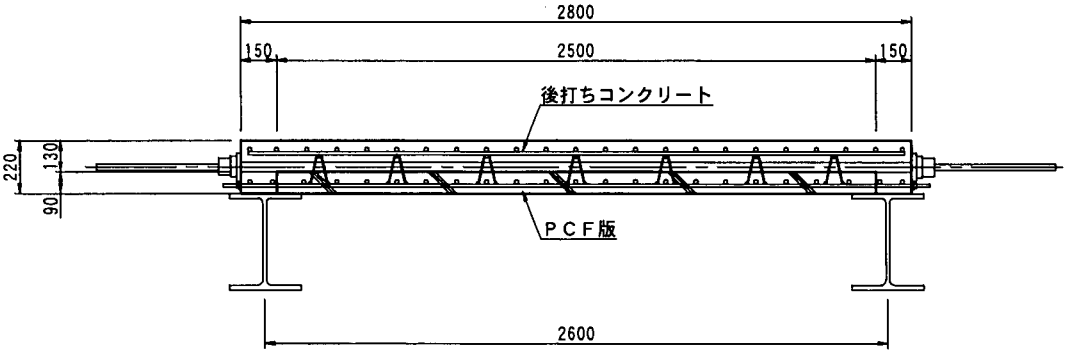
鋼製のベッドにＰＣＦ版製作用の型枠をセットし，配筋（トラス鉄筋を含む）を行い，バイブレータ（棒状，箱形）を使用しコンクリートを打設する．なおコンクリート打設面は目荒らし処理を行う．養生は蒸気養生とし翌日脱型する．その後，気中養生を28日行う．

後打ちコンクリート製作時

図－3.4.1.6に示すように，Ｈ鋼（フランジ幅=300㎜）を2本流し，その上にＰＣＦ版をセットして後打ちコンクリートを打設する．なお，打設方法はＰＣＦ版製作時と同じとする．

コンクリート打設終了後，その状態で３日間の気中養生を行い，圧縮強度確認後にプレストレスを導入する．

その後，気中養生を7日，蒸気養生（特別措置）を7日行った後，屋外に移動し，気中養生を28日行う．



図－3.4.1.6　後打ちコンクリート打設時の供試体の支持状態　（単位；㎜）

供試体吊り上げ時

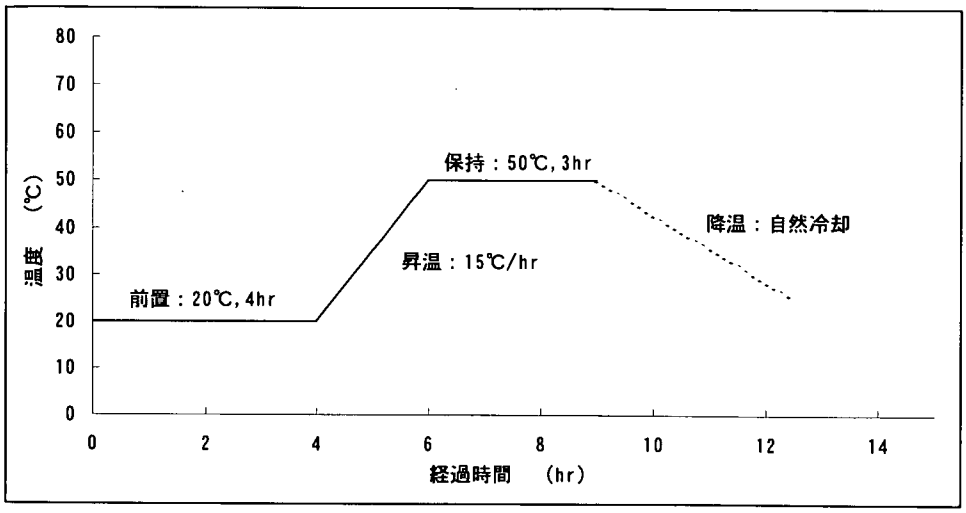
供試体に打ち込まれた4点のインサートに吊り治具をセットして吊り上げる．

運搬

低床型のトレーラーにより運搬する．

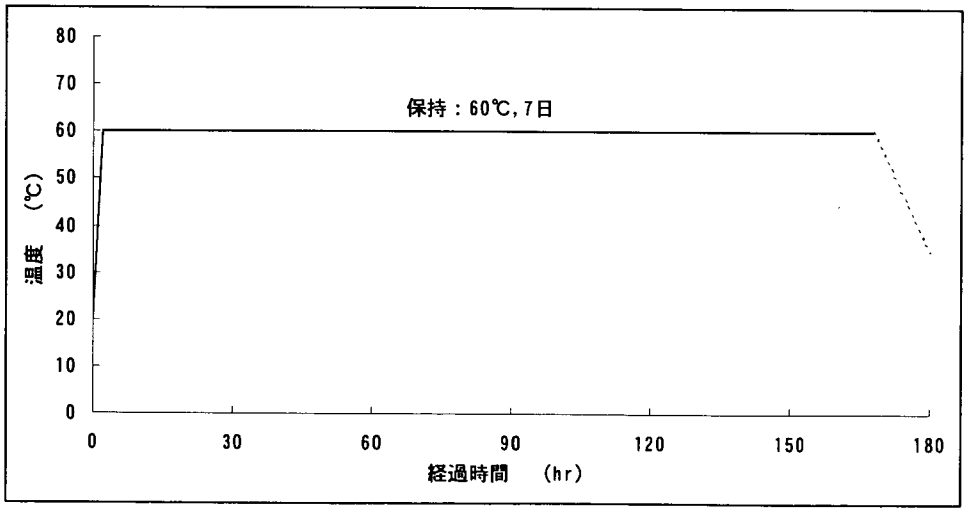
⑤　供試体の養生方法

ＰＣＦ版の蒸気養生パターンを図－3.4.1.7に示す.



図－3.4.1.7　ＰＣＦ版コンクリート打設後の蒸気養生パターン

後打ちコンクリートの蒸気養生（特別措置）パターンを図－3.4.1.8に示す.



図－3.4.1.8　後打ちコンクリート打設後の蒸気養生パターン

⑥ コンクリート打設立会者氏名

日時：平成11年12月 7日（火）

場所：東海コンクリート工業㈱ 三重工場（三重県員弁郡大安町）

立会者氏名（敬称略）

建設省土木研究所	川間重一
(財)土木研究センター	三木正久
ショーボンド建設㈱	佐藤政勝
石川島建材工業㈱	小野辺良一
㈱酒井鉄工所	田中俊彦
飛島建設㈱	小櫃一巳
日本カイザー㈱	木村勝利
〃	平岩昌久

⑦ フレッシュコンクリートの性状

フレッシュコンクリートの性状を**表－3.4.1.3**に示す.

表－3.4.1.3 フレッシュコンクリートの性状

	PCF版	後打ちｺﾝｸﾘｰﾄ
打設日	平成11年11月 8日	平成11年12月 7日
スランプ (cm)	10.5	12.0
空気量 (%)	4.3	4.0
ｺﾝｸﾘｰﾄ温度 (℃)	21.0	23.5
外気温 (℃)	22.0	14.5

⑧ 土木研究所への搬入，実験スケジュール

土木研究所への搬入：平成12年 1月24日（月）

実験開始 ：平成12年 2月 7日（月）

実験終了 ：平成12年 2月18日（金）

5）計測項目，箇所について

供試体の形状・寸法・配筋を**図－3.4.1.9**に，鉄筋ゲージの貼付位置を**図－3.4.1.10～図－3.4.1.13**に，変位計およびコンクリートゲージの位置を**図－3.4.1.14～図－3.4.1.15**に示す．なお，鉄筋ゲージは防水処理を行い，コンクリート中のコードはビニールパイプで保護した．

計測項目は以下に示すとおりである．

静的；たわみ，ひずみ，コンクリートのひび割れ発生状況，目地の開き

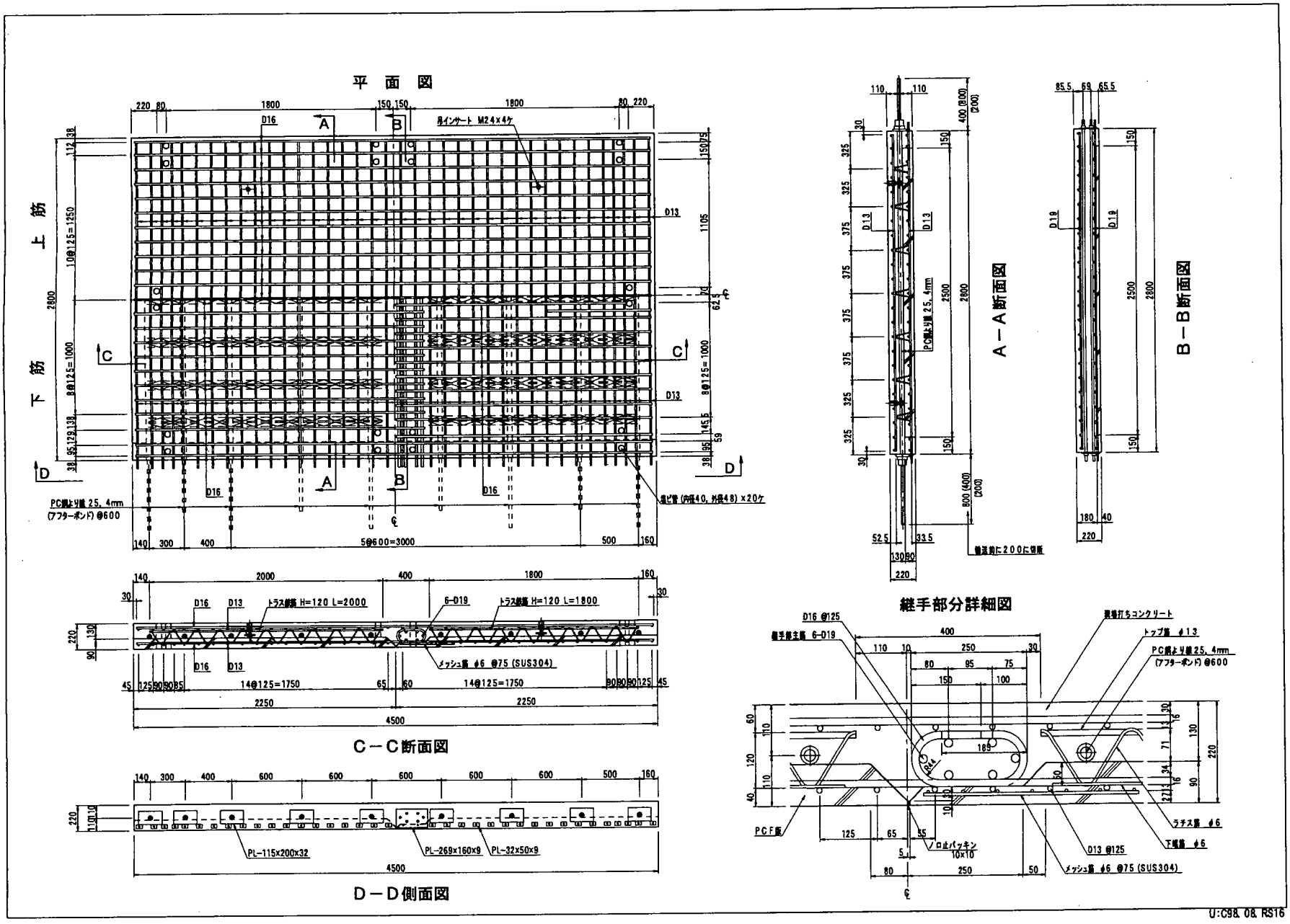
動的；たわみ，ひずみ，目地の開き

目地の開きはπゲージによって計測した．

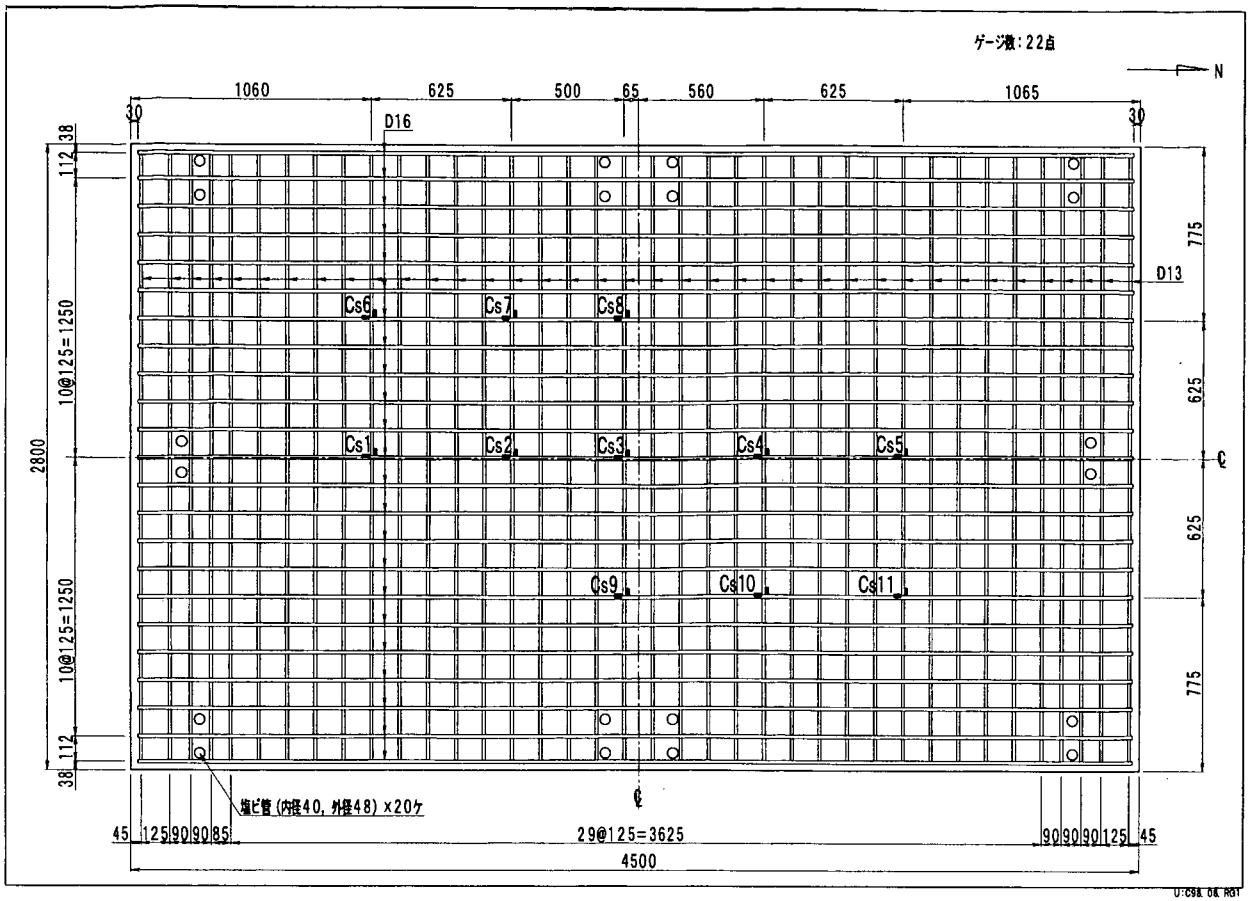
6）想定される破壊形態

橋軸直角方向にプレストレスが導入されていることから，橋軸直角方向のクラックが先行し，載荷回数および載荷荷重の増加に伴い橋軸方向にもクラックが進展して亀甲状のクラックとなり，最終的には押抜きせん断型の疲労破壊を起こすものと想定される．

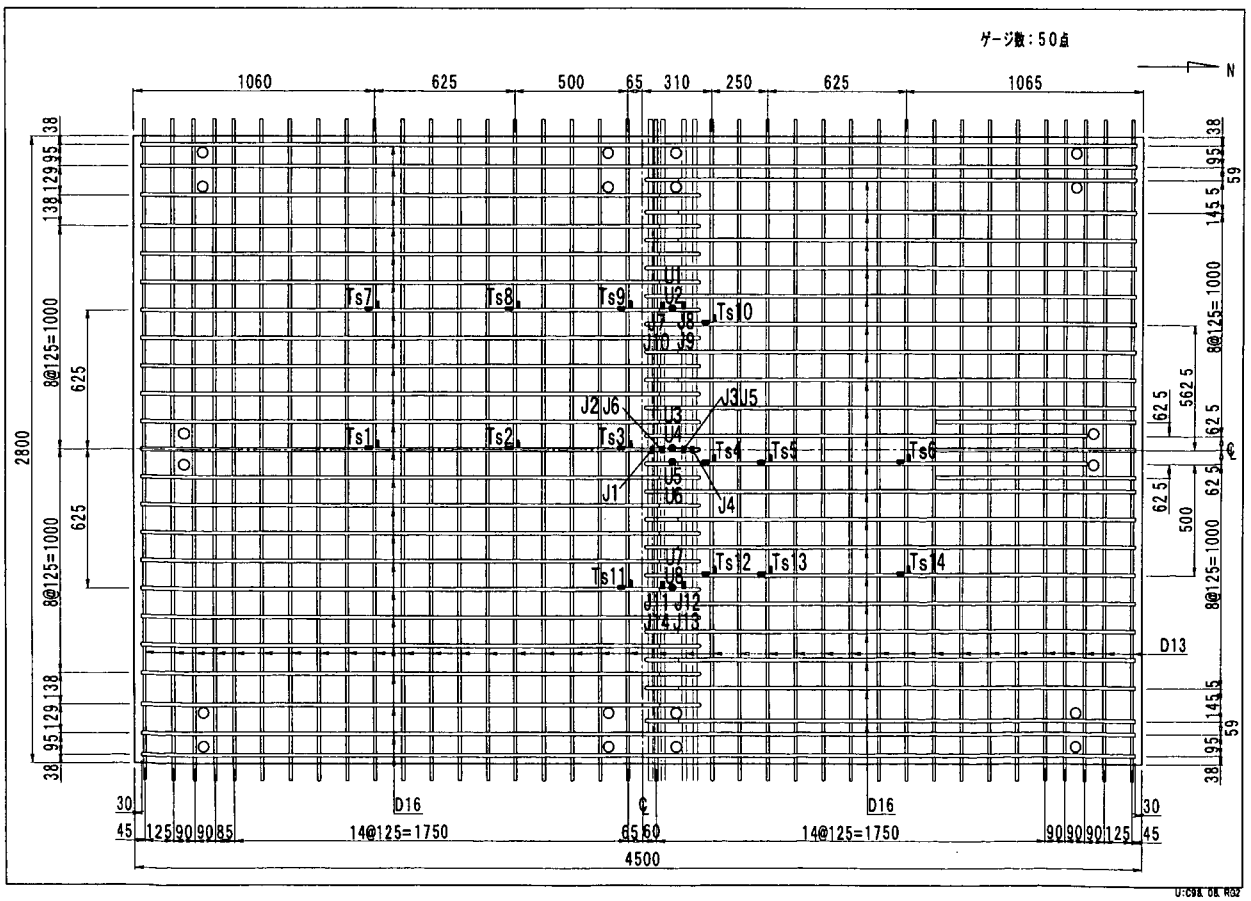
ただし，トラス鉄筋を橋軸方向に配置していることと，ＰＣＦ版のループ式継手を供試体中央に設けていることから，これらの要因により予期せぬ破壊形態となることも考えられる．



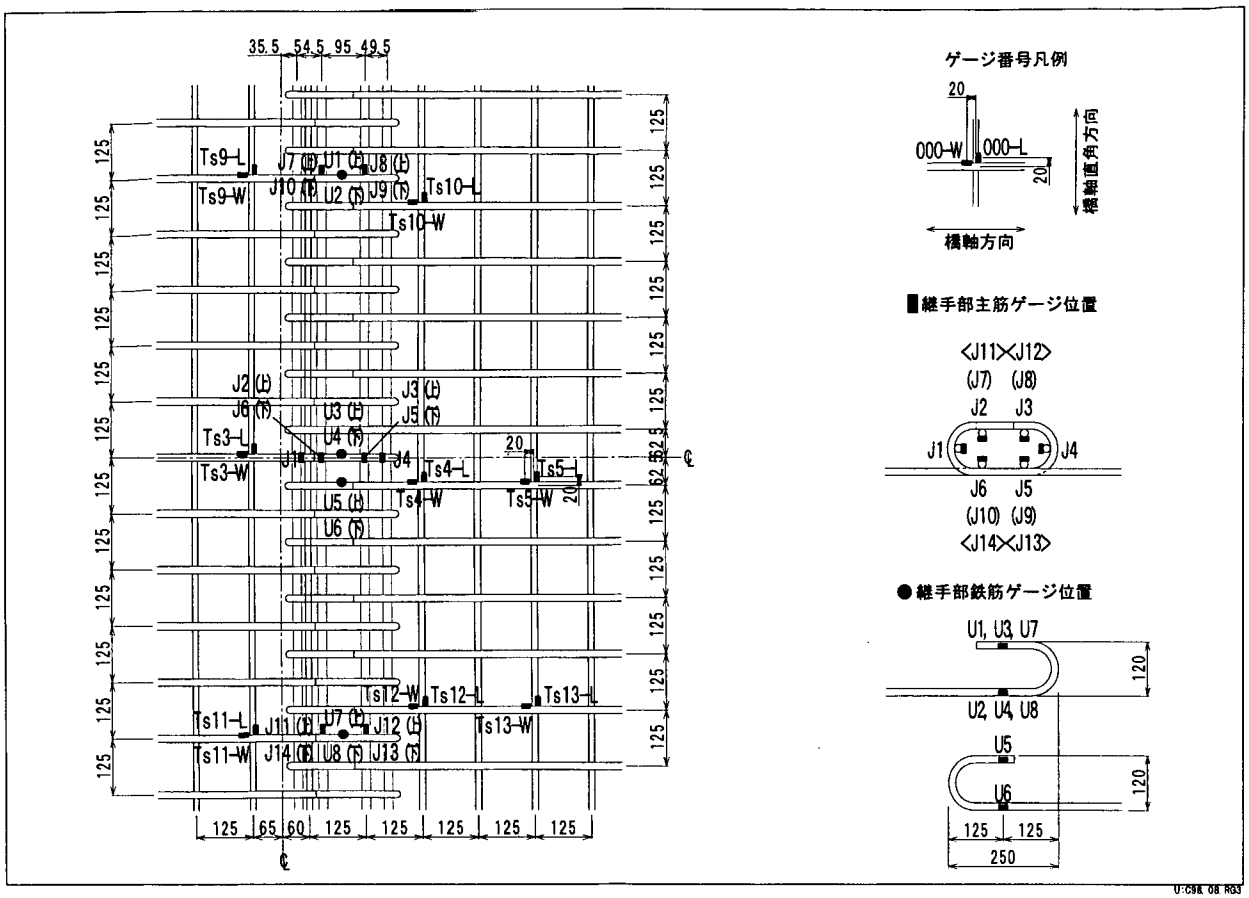
図－3.4.1.9　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版　一般図　（単位；mm）



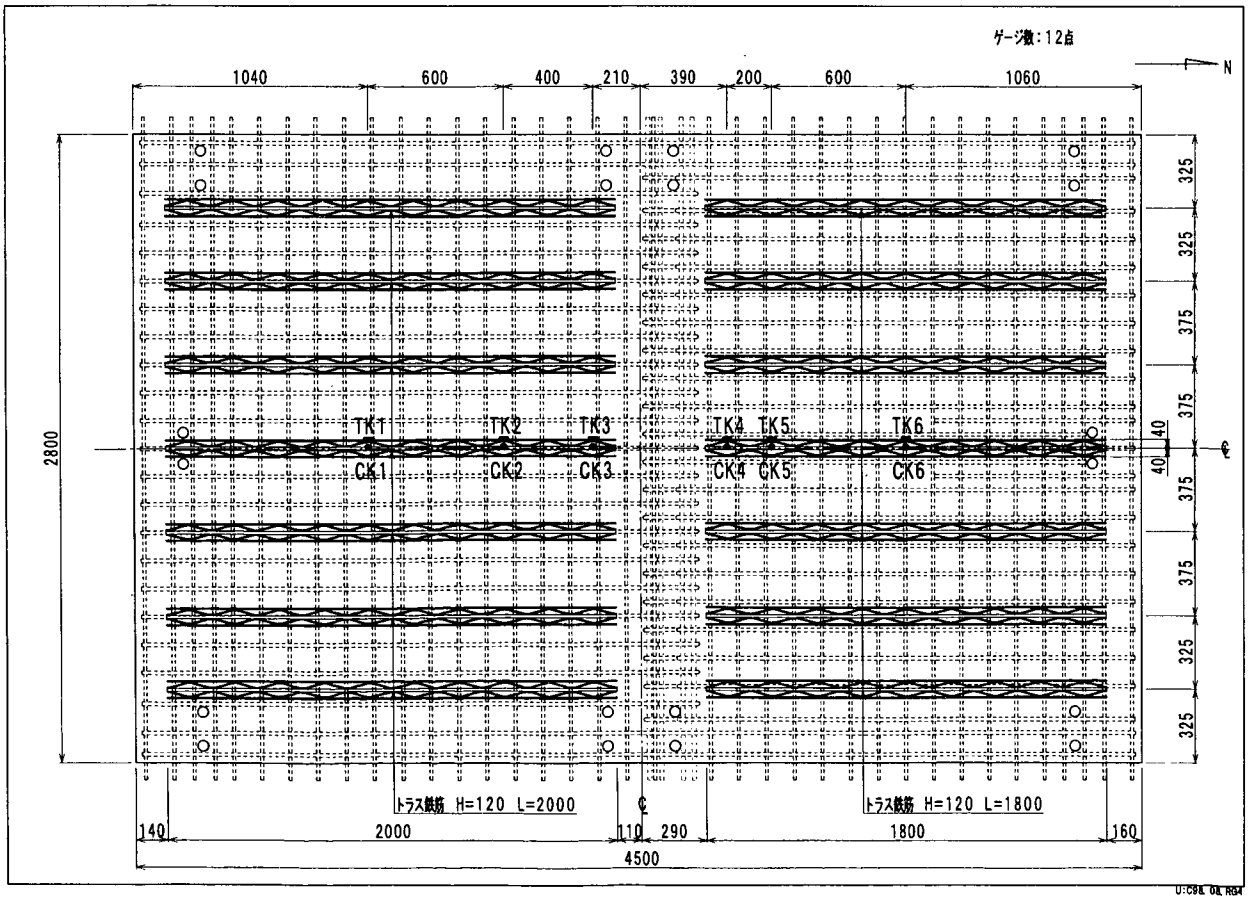
図－3.4.1.10　鉄筋ゲージ配置図（上面）（単位；mm）



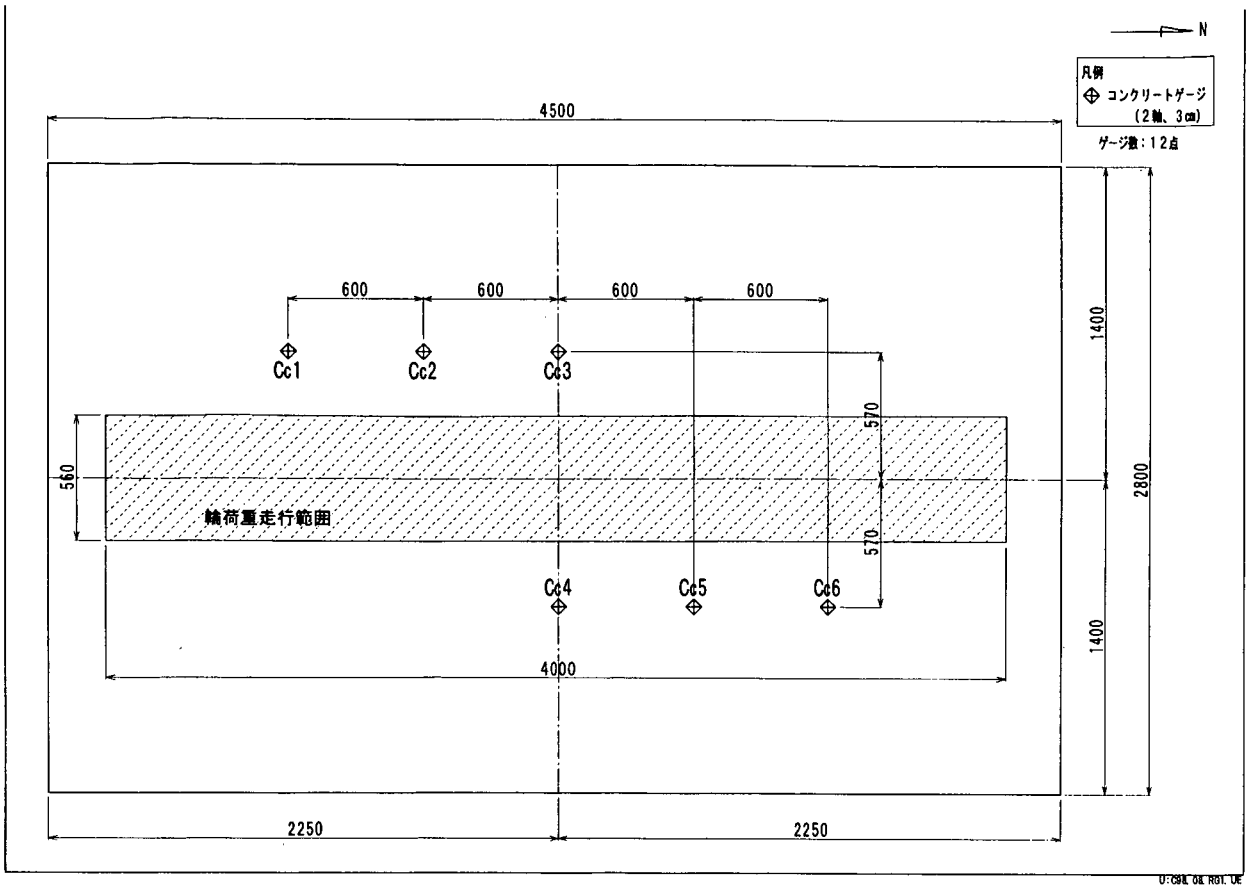
図－3.4.1.11　鉄筋ゲージ配置図（下面）（単位；mm）



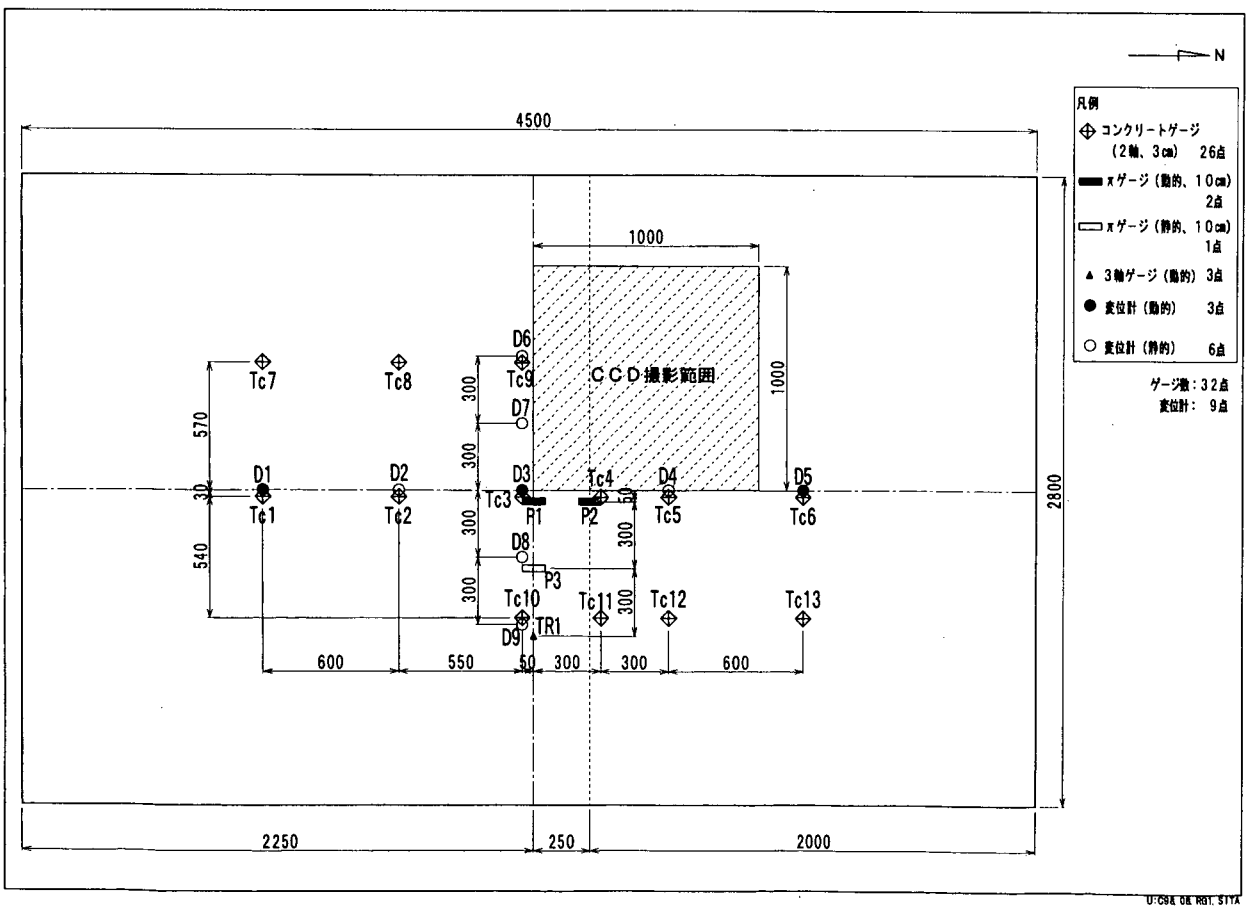
図－3.4.1.12　鉄筋ゲージ配置詳細図（下側）（単位；mm）



図－3.4.1.13　トラス鉄筋ゲージ配置図　（単位；mm）



図－3.4.1.14　コンクリートゲージ貼付位置図（上面）（単位；mm）



図－3.4.1.15　コンクリートゲージ貼付位置図（下面）（単位；mm）

（2）試験結果

1）材料試験結果

① コンクリート

輪荷重走行試験開始時に実施したＰＣＦ版コンクリートの強度試験結果を**表－3.4.1.4**に，同じく後打ち部コンクリートの強度試験結果を**表－3.4.1.5**に示す．

なお，供試体のコンクリート圧縮強度は，ＰＣＦ版・後打ち部ともに，コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}＝40 N/mm^2）に対して，50 N/mm^{2}を上回る大きな値となっていた．

表－3.4.1.4　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－3.4.1.5　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本のテストピースを用いた試験結果の平均値を示す．

② 鋼　材

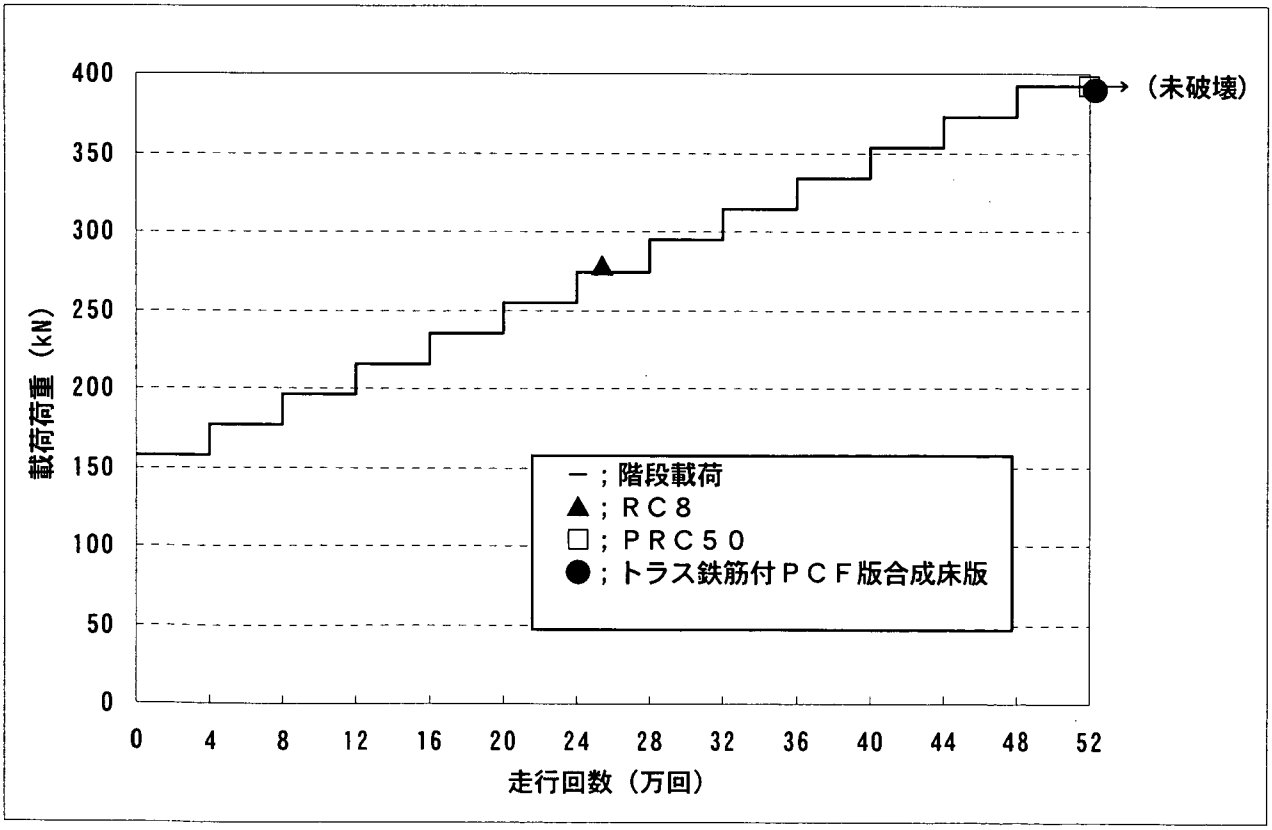
使用した鋼材の材料試験結果を表－3.4.1.6に示す.

表－3.4.1.6　鋼材の引張強度試験結果（平均値）

鋼材の種類		降伏点応力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	伸び (%)
鉄　筋	D10	372	566	183.14	21.0
	D13	397	579	189.26	20.4
	D16	372	610	187.92	21.0
	D19	375	616	188.33	22.2
トラス鉄筋	Φ13	———	522	194.31	22.9
PC鋼材	1S25.4	———	1712	———	——

2）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－3.4.1.16に示す. 同図に示すように，トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，520,000回 392kN(40tonf)で未破壊にて試験を終了した.



図－3.4.1.16　走行回数と載荷荷重

3）損傷形態

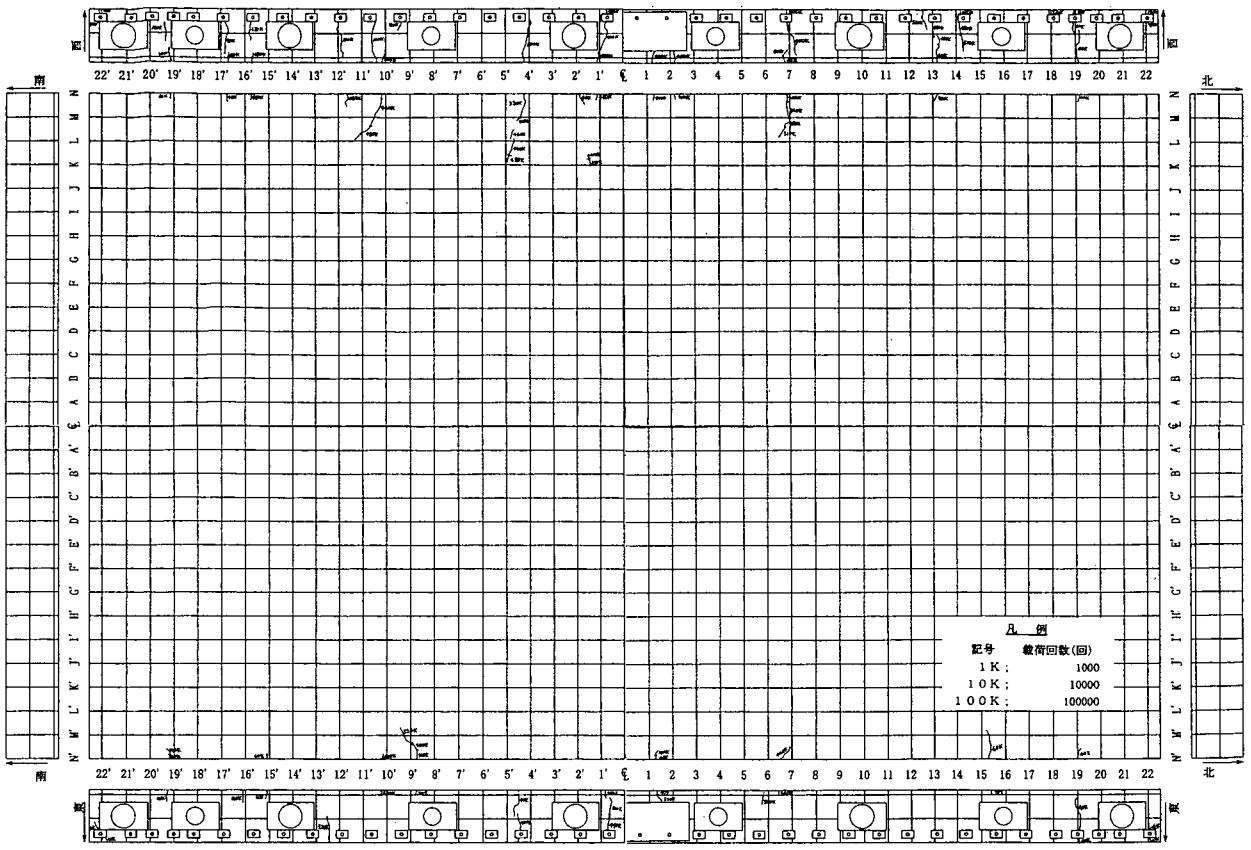
① ひび割れ

輪荷重走行試験終了後のひび割れ観察結果を，**図－3.4.1.17～図－3.4.1.19**に示す．

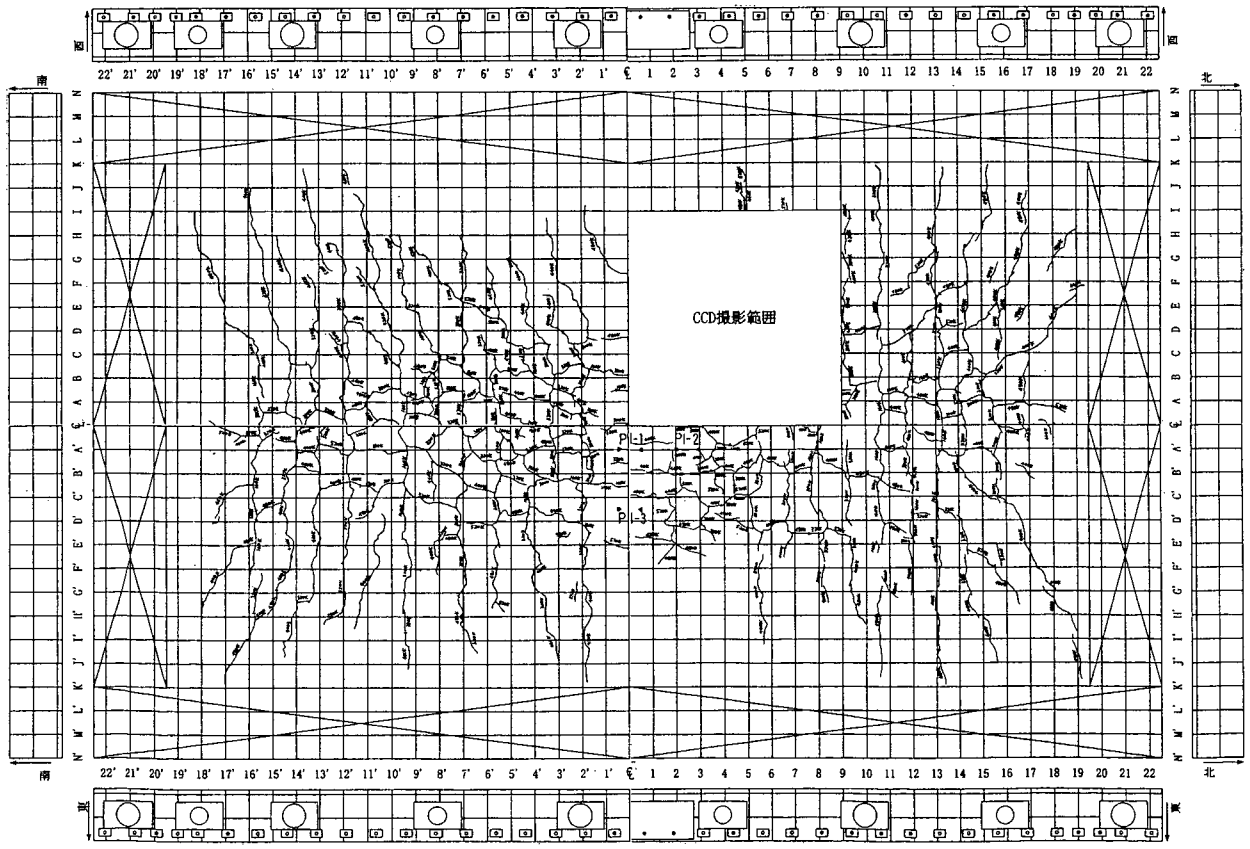
供試体のひび割れは特に供試体下面に発生した．この供試体下面のひび割れは，まず橋軸直角方向が先行し，その後橋軸方向のひび割れが発生するという順序であった．最も早いひび割れは16万回で発生していた．ひび割れ幅は最大でも0.1㎜程度（輪荷重走行試験終了時）と小さいものであった．

供試体中央に設けたＰＣＦ版の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た．供試体の上面や側面にもほとんどひび割れが発生しなかった．

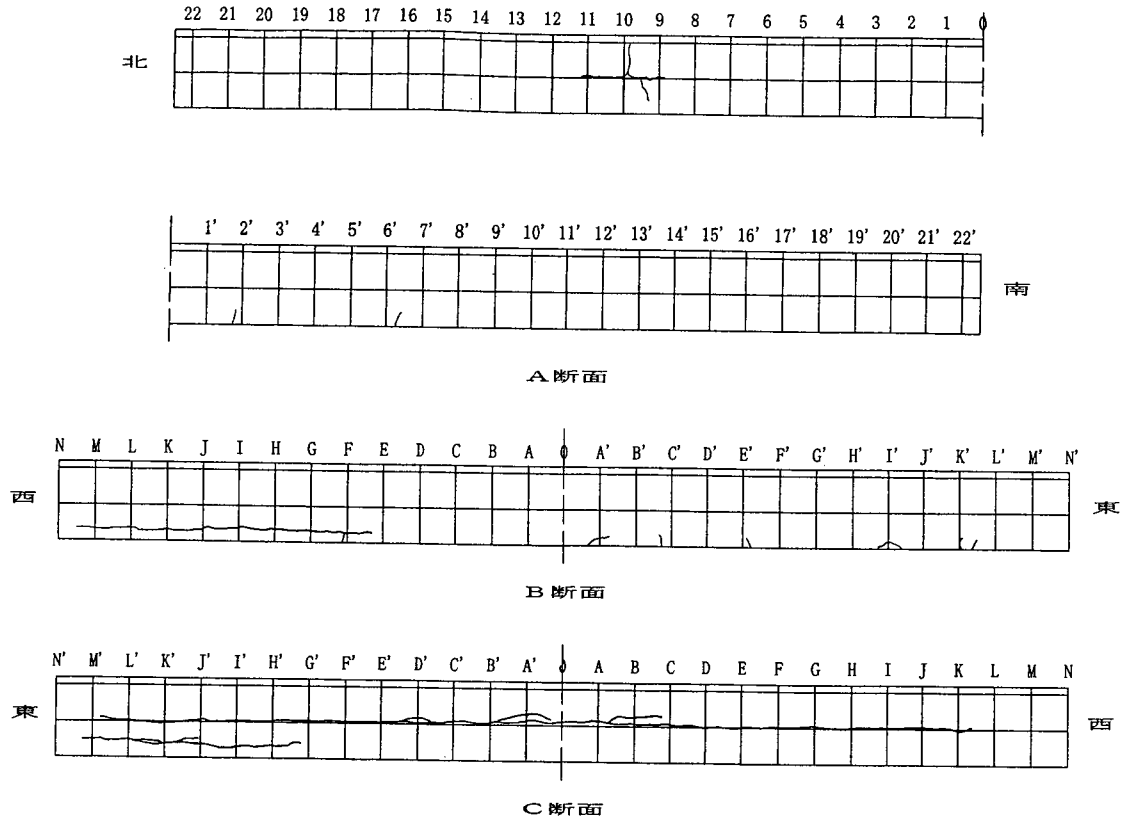
なお，**図－3.4.1.19**のＣ断面において床版厚の中心部分にひび割れ線があるが，切断面の両側を比較すると左右対称になっていないことから，このひび割れは供試体のカッター切断時に発生したものと考えられ，ＰＣＦ版が後打ちコンクリート部から剥離したものではない．



図－3.4.1.17　ひび割れ観察図（上面）



図－3.4.1.18　ひび割れ観察図（下面）



※切断位置
A断面－　(センターより東へ30mm)
B断面－　(センター)
C断面－　(センターより北へ1120mm)

図－3.4.1.19　ひび割れ観察図（切断面）

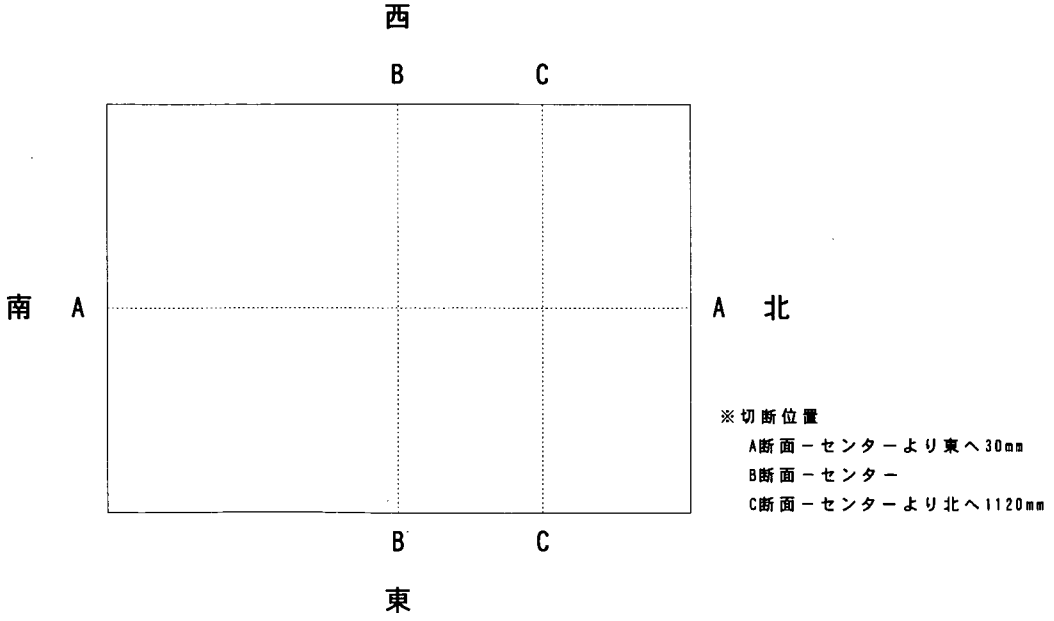
② 床版厚の実測

床版厚の実測は，輪荷重走行試験終了後，供試体の切断面にて行った．

供試体の切断位置を**図－3.4.1.20**に示す．

設計値=220mmに対して床版厚の実測値は218～225mm（-2～+5mm，平均値=221.9mm）であった．

床版厚の実測結果を**表－3.4.1.7**に示す．



図－3.4.1.20　供試体の切断位置

表－3.4.1.7　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	O
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	O
221	222	222	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

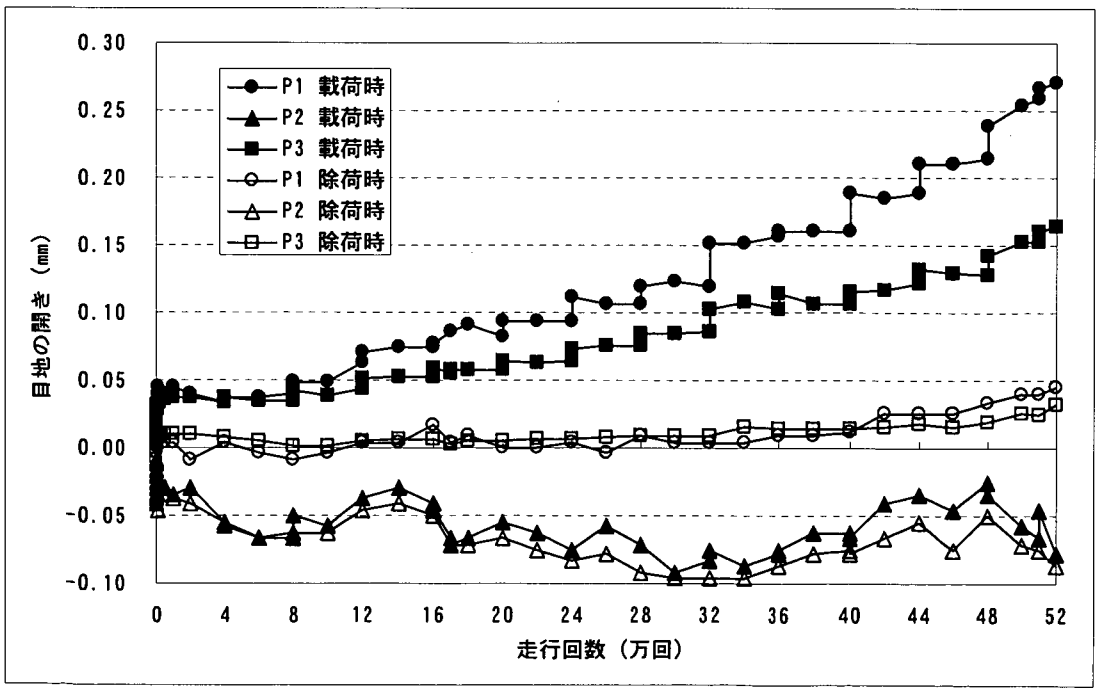
C断面東側

A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	221

（単位：mm）

③　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－3.4.1.21**に示す．

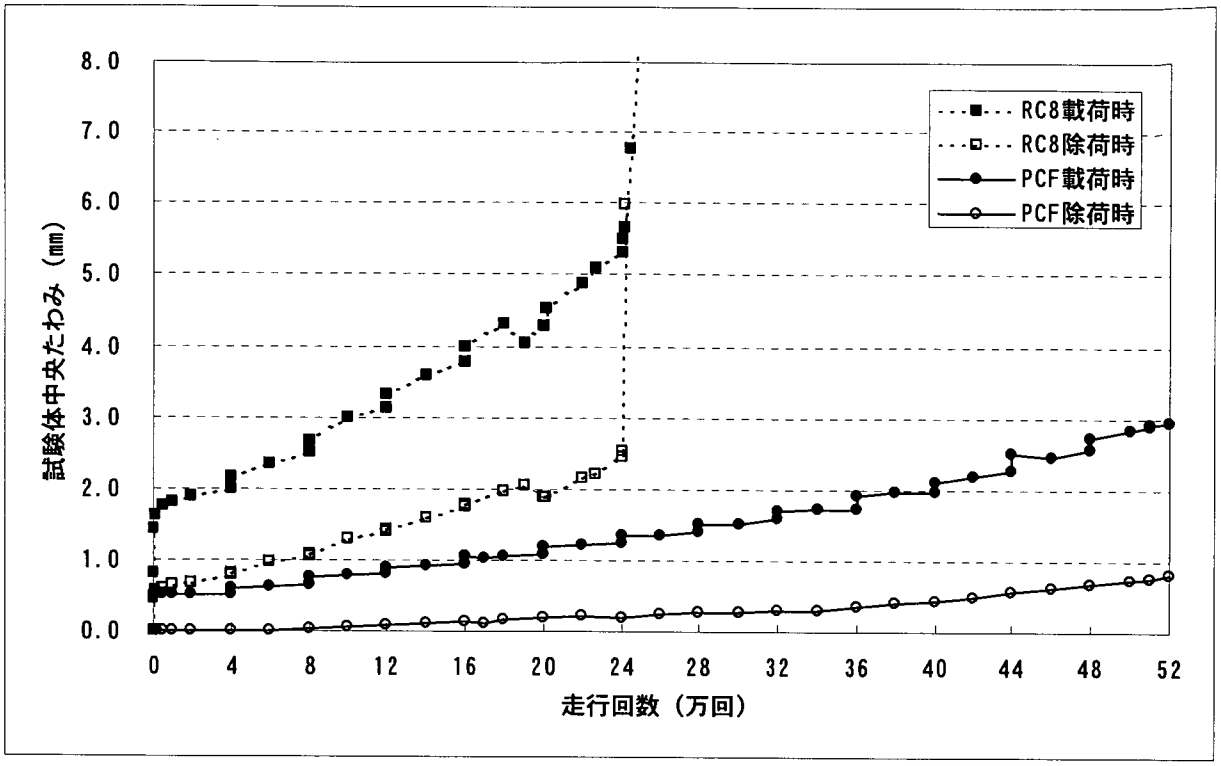


図－3.4.1.21　ＰＣＦ版相互の目地の開き

4）たわみ－走行回数（荷重）関係

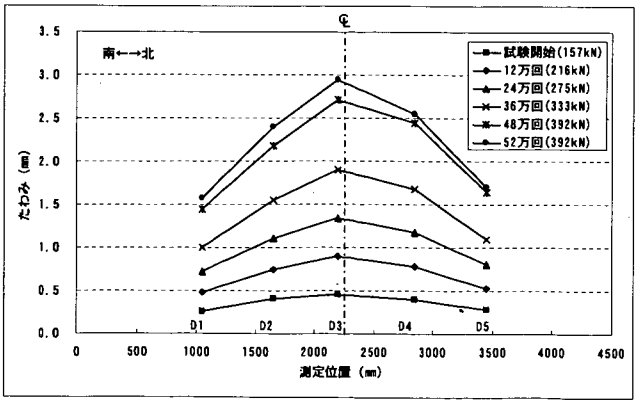
供試体中央における載荷時たわみと除荷時（残留）たわみを図－3.4.1.22に示す.

なお，たわみの値は，鉛直下向きを正とする.

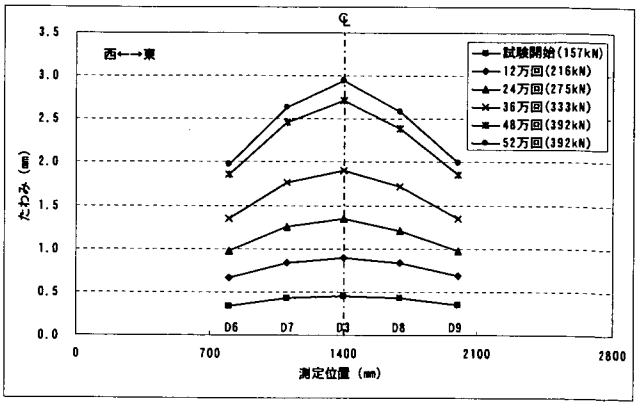


図－3.4.1.22　供試体中央のたわみ

橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を図－3.4.1.23および図－3.4.1.24に示す.



図－3.4.1.23　橋軸方向のたわみ分布

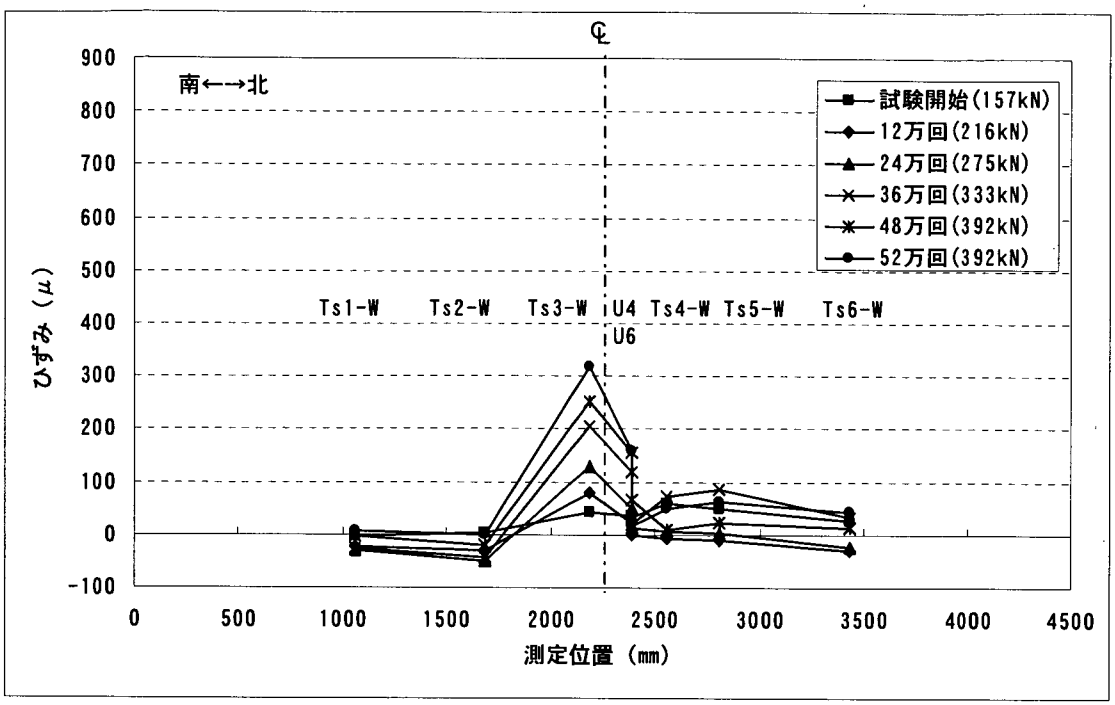


図－3.4.1.24　橋軸直角方向のたわみ分布

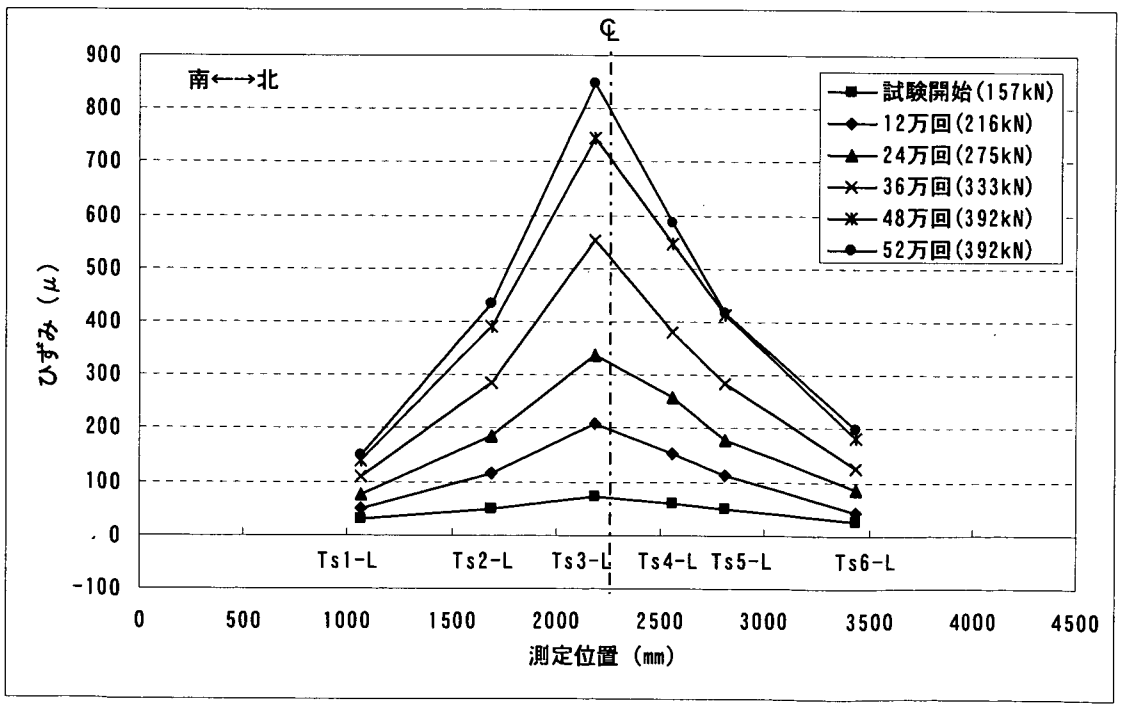
5）鉄筋ひずみ

① 床版支間中央部の下側鉄筋

床版支間中央部下側鉄筋の，橋軸方向ひずみの分布を**図－3.4.1.25**に，橋軸直角方向ひずみの分布を**図－3.4.1.26**に示す．なお，ひずみの値は，引張を正，圧縮を負とする．



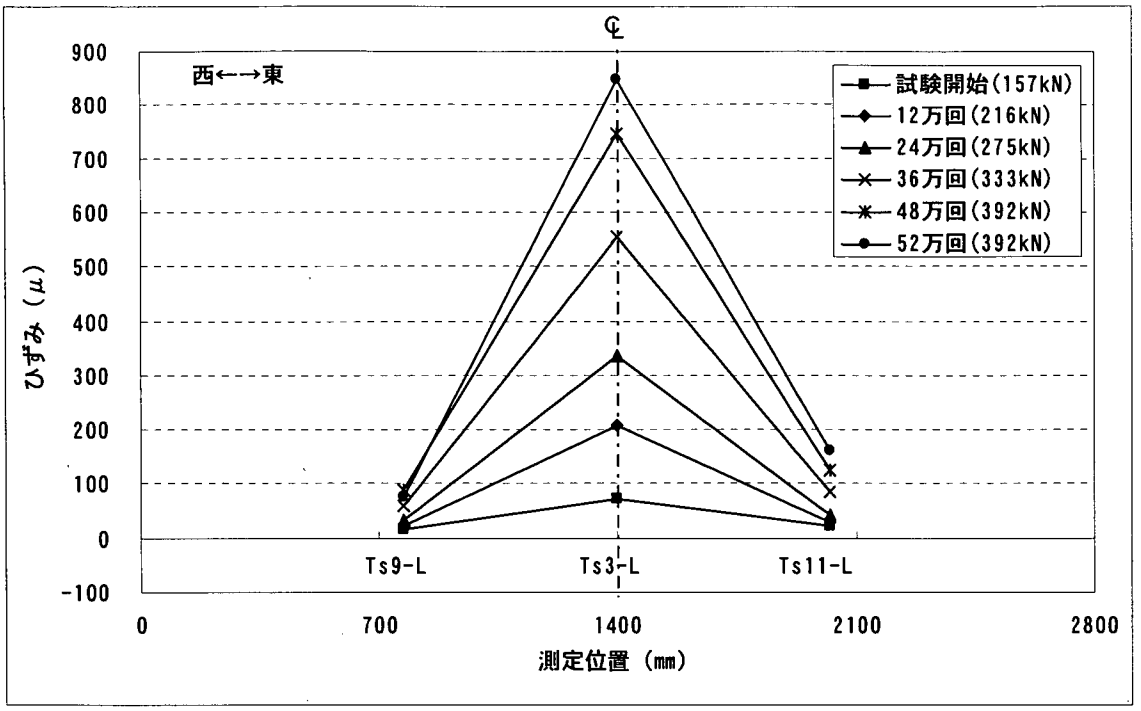
図－3.4.1.25　支間中央部下側鉄筋ひずみ（橋軸方向）



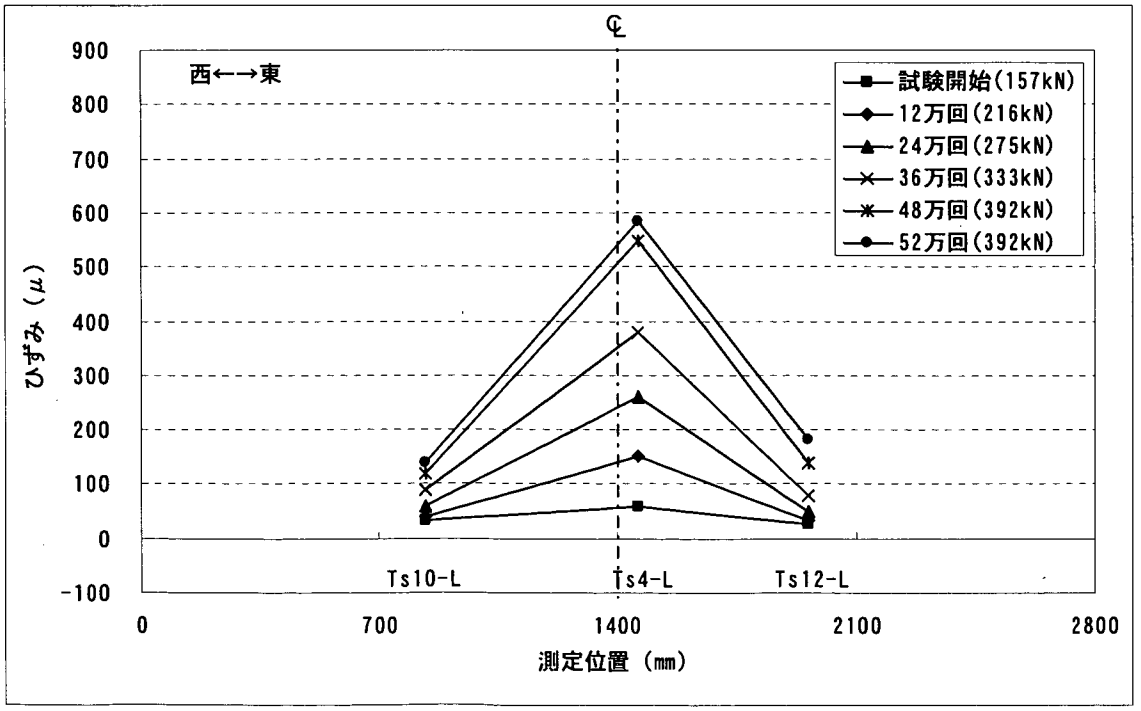
図－3.4.1.26　支間中央部下側鉄筋ひずみ（橋軸直角方向）

② ループ式継手部に隣接する橋軸直角方向鉄筋

ループ式継手部に隣接する橋軸直角方向鉄筋（ＰＣＦ版内）のひずみ分布を図－3.4.1.27，および図－3.4.1.28に示す.



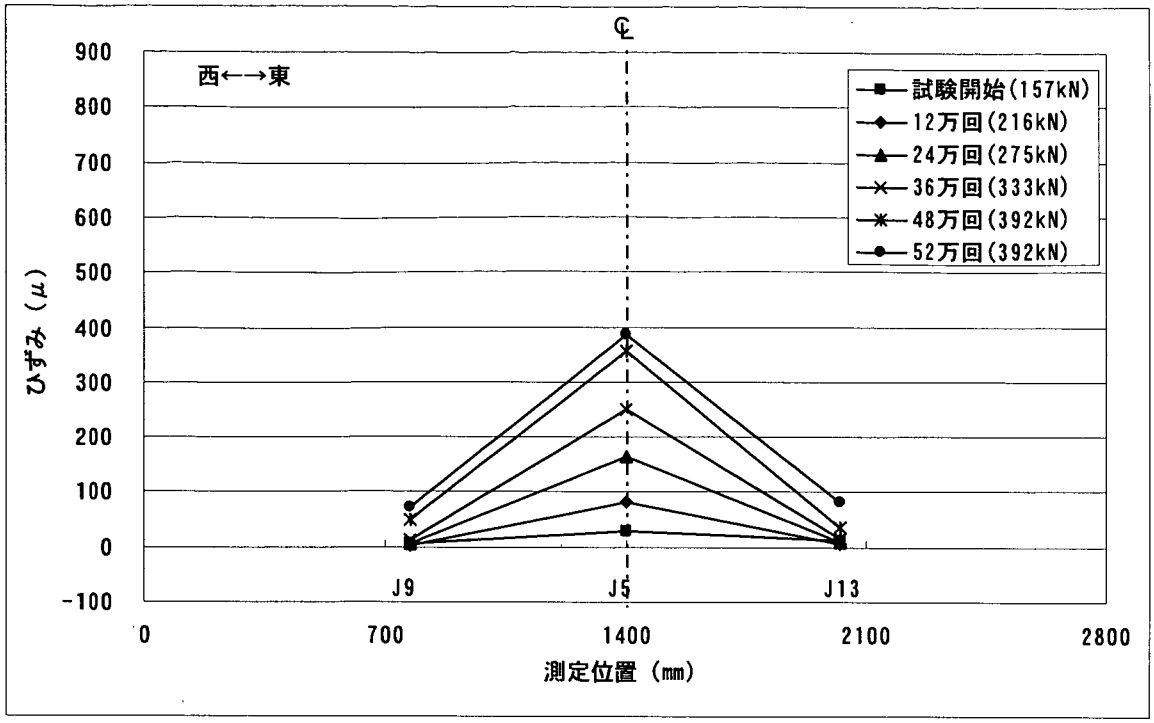
図－3.4.1.27　ループ式継手部に隣接する橋軸直角方向鉄筋ひずみ（ＰＣＦ版継ぎ目側）



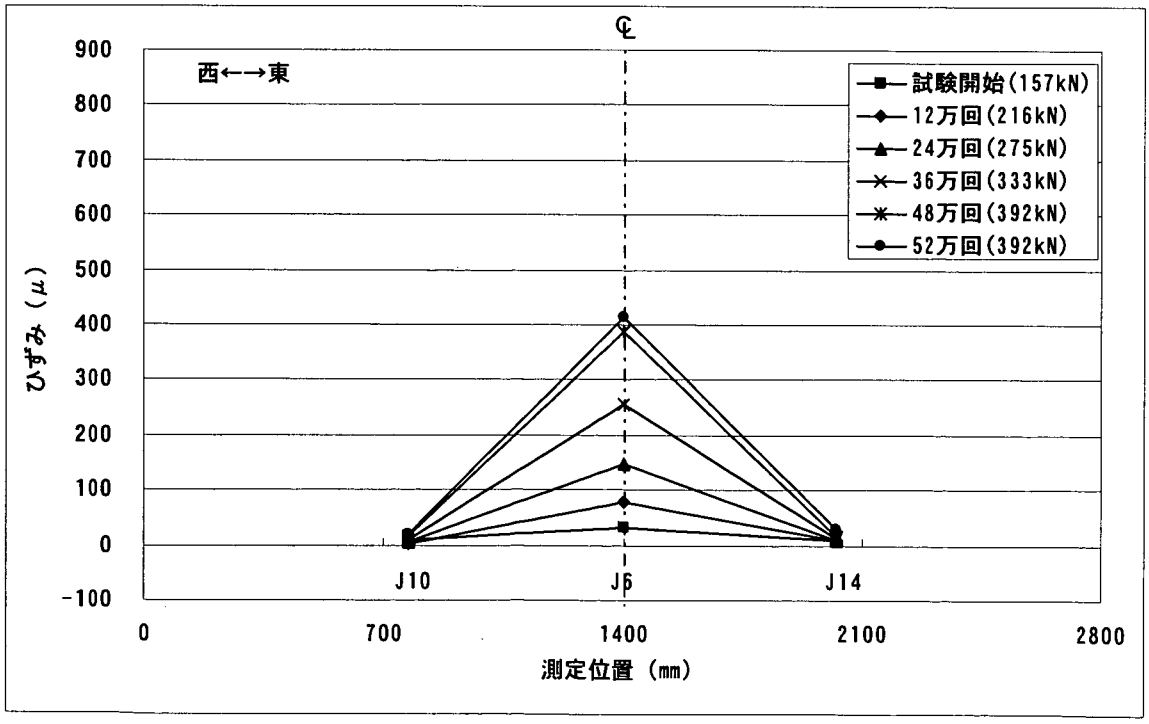
図－3.4.1.28　ループ式継手部に隣接する橋軸直角方向鉄筋ひずみ（ＰＣＦ版継ぎ目対称側）

③　下側継手部主筋

下側継手部主筋のひずみ分布を図－3.4.1.29，図－3.4.1.30に示す．



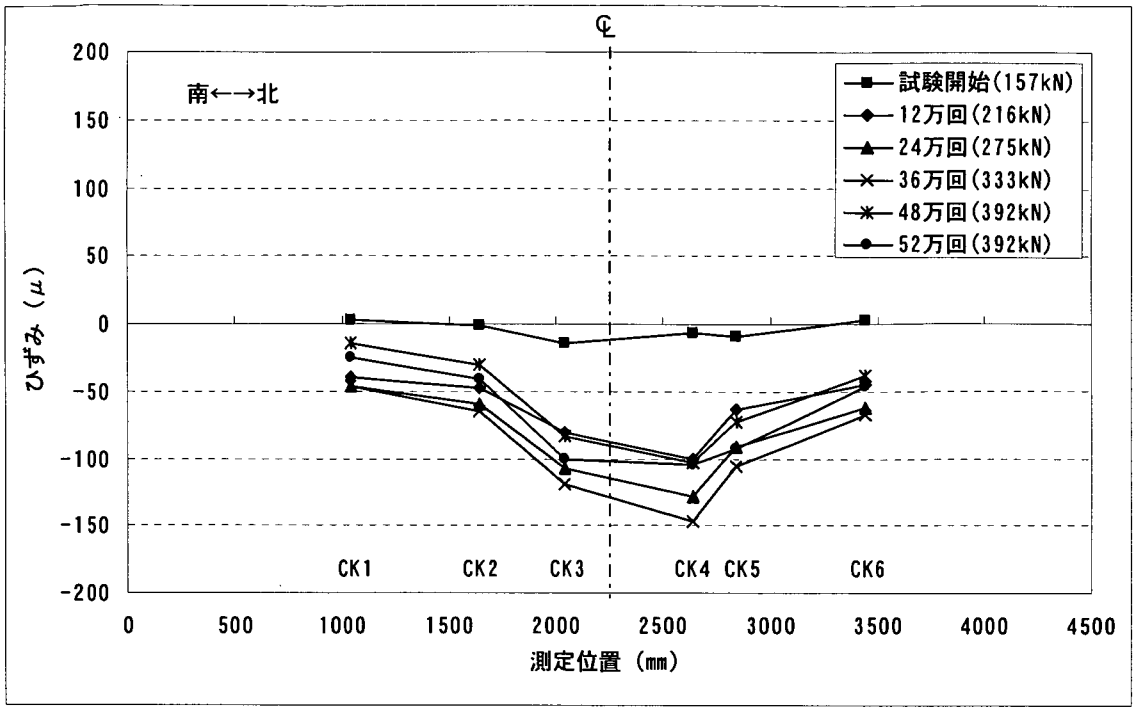
図－3.4.1.29　下側継手部主筋橋軸直角方向ひずみ（PCF版継ぎ目側）



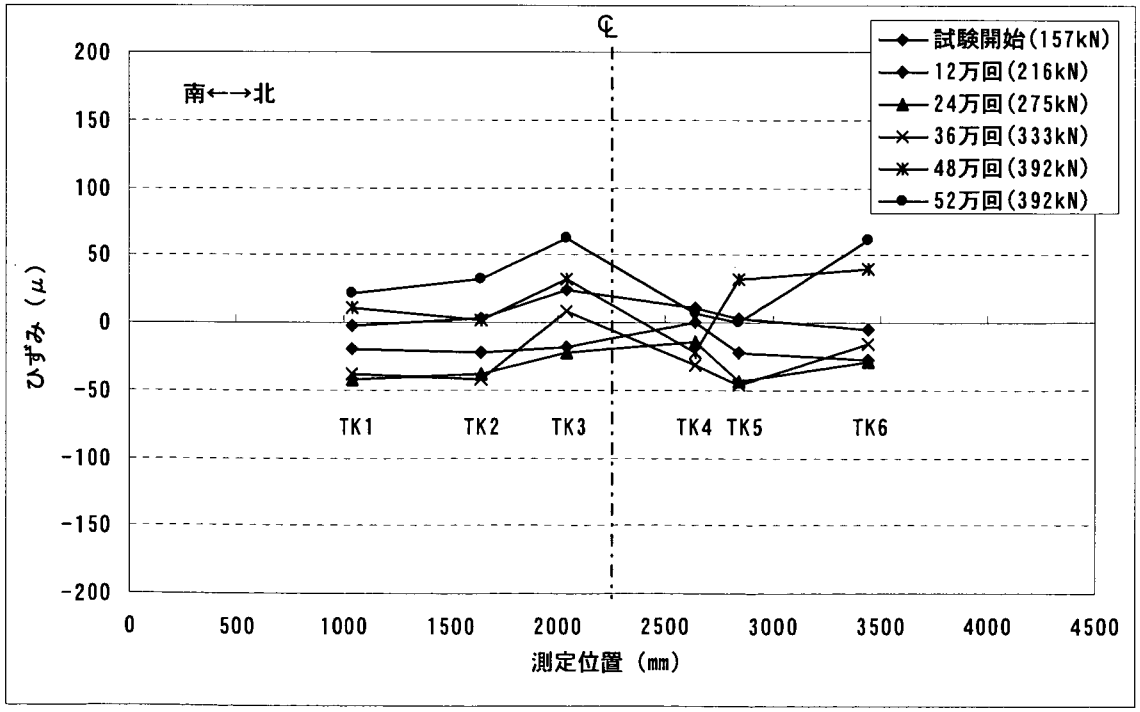
図－3.4.1.30　下側継手部主筋橋軸直角方向ひずみ（PCF版継ぎ目対称側）

④ トラス鉄筋

トラス鉄筋のひずみ分布を図－3.4.1.31，図－3.4.1.32に示す．



図－3.4.1.31　トラス鉄筋のひずみ（トップ筋；橋軸方向）



図－3.4.1.32　トラス鉄筋のひずみ（下端筋；橋軸方向）

6）試験の着目点に関する考察

トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版は，520,000回，392kN(40tf)で未破壊にて試験を終了した．試験終了時のたわみは載荷時で2.9mm，残留たわみは0.8mmであり，ＲＣ８供試体と比較して大きな耐久性を示している．また同じく未破壊で試験を終了したＰＲＣ５０供試体のたわみの値も下回った．

供試体のひび割れは主に供試体下面に発生した．ひび割れは当初の予想どおり橋軸直角方向が先行して発生し，その後橋軸方向にもひび割れが発生して亀甲状となった．しかし，ひび割れ幅は0.1mm程度と小さく，また貫通ひび割れに進展することもなく，最終的な破壊形態は判らなかった．

供試体のひび割れは，供試体中央に設けたループ式継手部より，むしろループ式継手ではない位置に多く発生した．また継手部の目開き量も載荷時＝0.271mm，除荷時＝0.045mmであり，弱点と予想していたループ式継手部は必ずしも弱点となっておらず，本継手構造に対して充分な信頼性が得られたと言える．ちなみにこのことは，ループ内補強鉄筋の設置などによって，一般部に比べてむしろループ式継手部の方が鉄筋量が多くなっていることに起因していると思われる．

輪荷重走行試験終了後の切断面を観察したところ，ＰＣＦ版が後打ちコンクリート部から剥離しているような状況は見受けられず，試験終了後においても健全な一体性を確認することができた．

設計基準強度（40 N/mm^2）に対し，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試験結果は，ＰＣＦ版（材令91日）が54.3 N/mm^2，後打ち部（材令62日）が51.0 N/mm^{2}と，いずれも設計基準強度より大きい値となった．

参考文献

1）村田・中島：トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版（ハーフＰＣ床版）の一体性確認試験，土木学会第54回年次学術講演概要集，共通セッション，1999.9

2）河西・村田・中島・竹田：トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版（ハーフプレハブ合成床版）の開発，土木学会第55回年次学術講演概要集，共通セッション，2000.9

付録－１　会議議事録

１）第５回全体会議議事録 ……251

２）第６回全体会議議事録 ……255

共同研究

「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」

第５回全体会議

議事録

１．日　時：平成 11 年 9 月 27 日（月）　13:30 ～ 16:00

２．場　所：建設省土木研究所８Ｆ会議室

３．出席者：建設省土木研究所橋梁研究室　西川室長他 40 名

別紙参照（出席者名簿）

４．議　題

（１）前回議事録の確認

（２）平成 11 年度試験床版工法説明

（３）補修・補強グループの再試験について

（４）試験実施工程

（５）共同研究費用について

５．配布資料

第５回全体会議議事次第	
第５回全体会議出席予定者名簿	
第４回全体会議議事録	資料 5-1
サンドイッチ型複合床版設計図書	資料 5-2
鋼合成床版「パワースラブ」	資料 5-3
低Ｕリブ床版	資料 5-4
ＦＲＰ合成床版	資料 5-5
ウルトラパネル	資料 5-6
トラス筋付ＰＣＦ合成床版	資料 5-7
トラス型ジベル合成床版の設計	資料 5-8-1
床版設計書	資料 5-8-2
ＰＳＲ圧送コテ連続工法	資料 5-9
補修・補強グループの再試験について	資料 5-10
試験予定 11 年度	資料 5-11
平成 11 年度運営費	資料 5-12

６．議事内容

（1）前回議事録（資料 5-1）が確認された。

（2）平成 11 年度試験床版について、各社から工法の説明がなされた。内容は資料 5-2～5-9 による。質疑応答事項は次のとおり。

①サンドイッチ型複合床版（住友金属工業）

・橋軸方向と橋軸直角方向の剛性比はほぼ同等であり、等方性の断面と考えている。

・供試体のコンクリート打設は、床版を横向きに立たせた状態にして、鉛直打ちで行った。セメントについては、ノンブリージングのものを使用した。ブリージングの影響については、供試体の上板下面に人工の空隙を設け、これを確認することにしている。

②鋼合成床版「パワースラブ」（横河ブリッジ）

・コンクリート打設時のたわみは計算値では６mm である。コンクリート打設時にたわみ測定を実施する。

③低Ｕリブ床版（日本鋼管）

・Ｕリブと底板の溶接は連続すみ肉溶接としている。

・砂の接着に使用する接着剤はエポキシ系のものであり、配筋前にこの接着作業を実施する。

④ＦＲＰ合成床版（酒井鉄工所）

・ＦＲＰの線膨張率は、コンクリートと同程度（10^{-5} ／ ℃）である。

・砂による付着については、梁試験により完全に付着することを確認している。

・ＦＲＰに使用する繊維の種類はガラス繊維である。

・断面計算では、リブも剛性に寄与することにしている。

・１パネルの幅は 600mm であり、ラップ部は接着剤で処理している。

⑤ウルトラパネル（ショーボンド建設）

・底版と上版の結合はボルト結合であり、Ｆ１０Ｔを使用し、トルク法で締結する。

・コンクリート打設前の構造モデルは、フィレンデールのような考え方をとっている。

・高流度コンクリートの充填確認については、コンクリート打設時目視により行うことにしている。

⑥トラス筋付ＰＣＦ合成床版（宮地鐵工所）

・【西川室長コメント】トラス筋が橋軸方向の配置となるので、はがれに対して配慮すること。

⑦トラス型ジベル合成床版（川崎重工）

・【西川室長コメント】破壊形態を論じる上で、鋼材の疲労試験データが要求される。現時点でこのデータがないのであれば、実験を実施してデータを用意しておくこと。

⑧ＰＳＲ圧送コテ連続工法（マグネ化学）

・【西川室長コメント】１体目の供試体と補強鉄筋量が違うことに対する説明を考えておくこと。

（３）補修・補強グループの再試験について

補修・補強グループから再試験（２体目試験）の実施要望があり、これに関する内容説明が、内田研究員より、資料5-10に基づき行われた。再試験は物理的に可能であることから、共同研究参加各社の同意を前提として、実施したい旨の提案があった。

この件に関して、意見がある場合は10月4日までに土研内田研究員にその旨連絡する。

（４）試験実施工程

内田研究員より、平成11年度の試験実施工程（資料5-11）に関する説明が行われた。

（５）共同研究費用について

土木研究センターより、平成11年度の共同研究運営費（資料5-12）に関する内容説明があった。運営費分配の考え方に意見がある場合は土木研究センターまでその旨連絡する。

以　上

共同研究「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」

第５回全体会議出席者名簿

機　関　名	役　　職	氏　名
建設省土木研究所	構造橋梁部橋梁研究室室長	西川　和廣
	構造橋梁部橋梁研究室研究員	内田　賢一
	構造橋梁部橋梁研究室	川間　重一
石川島建材工業(株)	事業本部副本部長	冨沢　三郎
	事業本部第二土木技術部課長	小野辺　良一
	土木設計部係長	青木　卓也
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部基本設計部技術開発グループ課長	西土　隆幸
	橋梁事業部基本設計部技術開発グループ	松野　憲司
	橋梁事業部基本設計部技術開発グループ	鈴木　統
川田工業(株)	東京技術部係長	街道　浩
川崎重工業（株）	市場開発グループ主事	橋本　靖智
	関東技術研究所構造システム研究部主事	大垣賀津夫
	橋梁開発部	鹿島　孝之
(株)酒井鉄工所	技術開発部部長	石崎　茂
	技術開発部	久保　圭吾
ショーボンド建設(株)	補修工学研究所部長	佐藤　政勝
	北陸支店技術部課長	横山　広
新日本製鐵(株)	建材開発技術部橋梁開発技術グループマネジャー	藤井　康盛
	鉄鋼研究所鋼構造研究センター主任研究員	森　忠彦
住友金属工業(株)	新製品技術グループグループ長	井澤　衛
	新製品技術グループ	中川　敏之
大成ロテック(株)	関西支社技術課長	鍋島　益弘
	東レ・デュポン㈱	角田　敦
	三井建設(株)	中島　規道
飛島建設(株)	土木事業本部技術部課長	岡本　浩
日本カイザー(株)	技術部技術開発室課長	木村　勝利
〃	技術部技術開発室課長代理	平岩　昌久
奈良建設(株)	技術研究所主任研究員	佐藤　貢一
日本鋼管(株)	橋梁・港湾建設部開発技術室係長	猪村　康弘
	基盤技術研究所都市工学研究部耐風・構造ﾁｰﾑ研究員	滝口　伸明
(株)富士ピー・エス	本店技術部部長	岩本　久信
	本店技術部開発課研究員	篠原　貴
マグネ化学(株)	専務取締役	塚崎　征
	日本建設コンサルタント(株)	秋澤　夏男
	日本建設コンサルタント(株)	志村　和紀
(株)宮地鐵工所	技術本部設計部設計一課課長代理	河西　龍彦
瀧上工業(株)	設計課係長	松井　鋭一
東海ｺﾝｸﾘｰﾄ工業(株)	設計課課長	中島　義信
(株)横河ブリッジ	橋梁本部技術部課長	高田　和彦
(財)土木研究センター	企画部部長	鷹取　勲
	企画部次長	三木　正久

計 41 名

共同研究

「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」

第6回全体会議

議事録

1．日　時：平成12年11月8日（水）　13:00 ～ 17:30

2．場　所：建設省土木研究所8F大会議室

3．出席者：建設省土木研究所橋梁研究室　西川室長他40名

別紙参照（出席者名簿）

4．議　題

（1）前回議事録の確認

（2）平成11年度試験床版の結果報告

（3）疲労耐久性評価の検討結果報告

（4）その他

5．配布資料

第6回全体会議議事次第	
第6回全体会議出席予定者名簿	
第5回全体会議議事録	資料6-1
今後の報告書スケジュールについて	資料6-2
平成11年度試験床版（報告書その4）原稿	資料6-3
疲労耐久性評価（Ⅱ補修補強床版編）	資料6-4
疲労耐久性評価（Ⅲ合成床版編）	資料6-5
疲労耐久性評価（Ⅳコンクリート系床版編）	資料6-6

6．議事内容

（1）前回議事録（資料6-1）が確認された。

（2）報告書の作成・発行スケジュールの説明が事務局よりあった。（その3)は近々発行予定、（その4)は12月中に印刷発注、（その5)は年内に原稿完成、年度内発行としたい。

（3）平成11年度試験床版について、各社から実験結果の報告がなされた。内容は資料6-3による。質疑応答事項等は次のとおり。

①FRPグリッド床版補強工法（奈良建設）

・供試体2は供試体1と比較して、補強鉄筋量が少ないにもかかわらず、たわ

み量が小さいのは、基準供試体の疲労耐久性の相違によると考えている。

②2 方向ケブラー製シート工法（大成ロテック(三井建設)）

③PSR 工法（マグネ化学）

④サンドイッチ型複合床版（住友金属工業）

・コンクリート打設時における実橋と供試体の設置方向の相違(実橋では水平、供試体では縦置き）が実験結果に及ぼす影響については、供試体において意図的に設けた空隙により確認できていると考えている。

⑤低Uリブ床版（日本鋼管）

・施工性について、打設状況を見学したところ、問題ないとの感想が述べられた。

・継手位置が輪荷重走行方向の中央部からずれているが、走行範囲内に位置しており、結果には影響を与えないであろうとのコメントがあった。

⑥パワースラブ（横河ブリッジ）

・継手部の高力ボルトの本数・ピッチは、底鋼板応力を分担する思想で決定している。

・底鋼板の継手位置が輪荷重走行範囲の中央部からずれているが、両振りを再現しているかどうか、各 WG でチェックする必要がある。

⑦FRP 合成床版（酒井鉄工所）

・FRP の設計強度は、製造法（引抜成形法）に依存する強度を採用したが、発生する応力レベルがかなり小さいので、これが問題になることはないと考えている。

・過去の試験結果では、FRP に設けた孔（配力筋貫通用）からの疲労亀裂等は観察されていない。

⑧ウルトラパネル（ショーボンド建設）

・高力ボルトは、設計上は考慮していない。

・高力ボルトの間隔は、静的載荷試験において RC8 供試体と同等の結果が得られた値（30cm）を採用した。

・今後は、高力ボルトを考慮した設計としたほうが良いとのコメントがあった。

・下面鋼板は、載荷荷重 157kN、走行回数 4 万回において全面剥離していた。

⑨トラス型ジベル合成床版（川崎重工業）

⑩トラス筋付 PCF 版合成床版（宮地鉄工所）

（4）疲労耐久性評価の検討結果報告

各グループ代表者より疲労耐久性評価手法の検討結果に関する報告があった。主な内容・議論は次のとおり。

①補修補強床版 WG（資料 6-4）

・既設床版と補強材の付着力が重要である。

・荷重が主桁近傍を通過する場合のせん断スパンが短い場合には本試験結果よ

りも厳しくなるが、ここでは再現されていない。

②合成床版 WG（資料 6-5）

・破壊形態を分類し、鋼部材の疲労評価を試験から得られた部材応力により補正して行う方法とした。

・荷重が大きいために、鋼部材が降伏するといった、現実の疲労現象とは異なる破壊形態を呈した床版も一部あった。

③コンクリート系床版 WG（資料 6-6）

・コンクリート圧縮強度の影響を考慮した評価手法とした。

・PC 床版は設計荷重ではプレストレスが効いている断面に対して、ひび割れが発生しないことが前提であるが、本試験では荷重が大きくなるとひびわれの発生が観察された。

また、基準床版の試験結果のばらつきに関し、次の質疑応答事項があった。

・部材の実測ひずみより逆算した発生断面力から載荷荷重の計測値を再確認する必要があるのではないか、との意見があった。（後日、再確認の結果、問題ないことが確認された）

（5）本共同研究の意義（目的）の再確認

今回の共同研究の背景に、昭和 40 年代の合成桁における床版に損傷が多く見られ、技術者が自信を失い、床版はいずれ打ち換えを余儀なくされるものだという意識があった。しかし、近年 RC 床版の破壊メカニズムがほぼ明らかとなり、床版技術の進歩が遅れたことに対する問題意識が芽生えてきた。本共同研究は、そのような床版技術の遅れを取り戻すべく、限られた工程で多数の工法を試験するために、全てを解明することよりも、成果を急ぐことに重点を置いた。今後、試験結果の精度や試験手法に関する課題は報告書に盛り込むことになろう。

（6）その他

・本共同研究の全体会議は今回をもって終了する。

・一部積み残しとなった報告書作成および修正作業は、各グループで進め、早期完成を目指す。

・最後に西川室長からお礼の挨拶があった。この共同研究において、これだけ数多くの床版を実験した事例は貴重であり、共同研究参加各社の同意があれば、本研究成果を外部に対して公表（発表）する機会等を設けてはどうかとの提案があった。

以　上

⑩トラス筋付 PCF 版合成床版（宮地鉄工所）

（4）疲労耐久性評価の検討結果報告

各 WG 代表者より疲労耐久性評価手法の検討結果に関する報告があった。主な内容・議論は次のとおり。

①補修補強床版 WG（資料 6-4）

・既設床版と補強材の付着力が重要である。

・荷重が主桁近傍を通過する場合のせん断スパンが短い場合には本試験結果よりも厳しくなるが、ここでは再現されていない。

②合成床版 WG（資料 6-5）

・破壊形態を分類し、鋼部材の疲労評価を試験から得られた部材応力により補正して行う方法とした。

・荷重が大きいために、鋼部材が降伏するといった、現実の疲労現象とは異なる破壊形態を呈した床版も一部あった。

③コンクリート系床版 WG（資料 6-6）

・コンクリート圧縮強度の影響を考慮した評価手法とした。

・PC 床版は設計荷重ではひび割れが発生しないことが前提であるが、本試験では荷重が大きいためにひび割れの発生が観察され、実際とは異なる状態での疲労試験となったものもあった。

また、基準床版の結果のばらつきに関し、次の質疑応答事項があった。

・部材の実測ひずみより逆算した発生断面力から載荷荷重の計測値を再確認する必要があるのではないか、との意見があった。（なお、本件に関しては、以前に確認・補正済みであるが、データの再確認の結果、再補正の必要はないことが後日報告された。）

（5）本共同研究の意義（目的）の再確認

今回の共同研究は、RC39 床版に対する自信喪失、床版技術の進歩が遅れていたことに対する問題意識からスタートした。したがって、全てを解明することよりも、成果を急ぐことに重点を置いた。限られた工程で多数の床版を試験するために、階段載荷とせざるを得なかった事情があるので、一部の床版では荷重が大きすぎて破壊モードが実際と異なる結果となったものもある。試験結果の精度や試験手法に関する課題は報告書に盛り込んで欲しい。

（6）その他

・本共同研究の全体会議は今回をもって終了する。

・一部積み残しとなった報告書作成および修正作業は、各 WG で進め、早期完成を目指す。

・最後に西川室長からお礼の挨拶があった。この共同研究において、

これだけ数多くの床版を実験した事例は貴重であり、共同研究参加各社の同意があれば、本研究成果を外部に対して公表（発表）する機会等を設けてはどうかとの提案があった。

以　上

共同研究「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」

第６回全体会議出席者名簿

機　関　名	役　　職	氏　名
建設省土木研究所	構造橋梁部橋梁研究室室長	西川　和廣
	構造橋梁部橋梁研究室研究員	内田　賢一
	構造橋梁部橋梁研究室研究員	川間　重一
石川島建材工業(株)	事業本部副本部長	冨沢　三郎
	事業本部第二土木技術部課長	小野辺　良一
	事業本部第二土木技術部	黒沢　隆
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部基本計画部技術開発グループ課長	西土　隆幸
	橋梁事業部基本計画部技術開発グループ	鈴木　統
川田工業(株)	大阪技術部課長補佐	街道　浩
川崎重工業（株）	市場開発グループ主事	橋本　靖智
	橋梁開発部	鹿島　孝之
基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ(株)	技術本部部長	酒井　運雄
(株)エー・イー・エヌ	代表取締役	橋本　和夫
(株)酒井鉄工所	技術開発部部長	石崎　茂
	技術開発部	久保　圭吾
ショーボンド建設(株)	補修工学研究所技術部長	佐藤　政勝
	補修工学研究所構造研究室課長	加藤　暢彦
	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マネジャー	藤井　康盛
	建材開発技術部橋梁開発技術グループマネジャー	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
	橋梁新製品技術グループ副長	中川　敏之
大成ロテック(株)グループ	技術部技術課長	鍋島　益弘
	三井建設(株)	三上　浩
	東レ・デュポン(株)	角田　敦
飛島建設(株)	土木事業本部設計部課長	岡本　浩
	土木事業本部設計部主任	川島　知佳夫
日本カイザー(株)	技術部副課長	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	小林　朗
	グリッド研研究員	仲摩　哲郎
日本鋼管(株)	基盤技術研究所都市工学研究部耐風・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
	技術本部設計課	篠原　貴
マグネ化学(株)	専務取締役	塚崎　征
(株)宮地鐵工所	技術本部設計部設計一課課長	河西　龍彦
瀧上工業(株)	技術開発部開発課課長	村田　茂
東海ｺﾝｸﾘｰﾄ(株)	営業部開発営業ｸﾞﾙｰﾌﾟ係長	竹田　憲史
(株)横河ブリッジ	橋梁本部技術部課長	高田　和彦
	技術本部研究所	永田　淳
(財)土木研究センター	研究開発四部主任研究員	横幕　清

計 41 名

付録－２　ＦＲＰグリット工法２

§１　概要 ……261

§２　補強前（現況）断面の検討 ……263

§３　ＦＲＰグリット補強後断面の検討 ……267

§1. 概要

1. 設計条件

1) 主桁間隔	L	=	3.0	m
2) 床 版 厚	T	=	190	mm
3) 舗 装 厚	Ta	=	100	mm
4) 補強による断面増加量	Tu	=	29	mm
5) 単位容積重量				
・舗 装(アスファルト)	Was	=	2.30	tf/m^3
・床 版	wrc	=	2.50	tf/m^3
6) ヤ ン グ 率				
・コンクリート	Ec	=	140000	kgf/cm^2
・鉄 筋	Es	=	2100000	kgf/cm^2
・炭素繊維(FRPｸﾞﾘｯﾄ)	Ecg	=	3800000	kgf/cm^2
7) 許 容 値				
・コンクリート	σca	=	80	kgf/cm^2
・鉄 筋	σsa	=	1400	kgf/cm^2
・炭素繊維(FRPｸﾞﾘｯﾄ)	σcga	=	10000	kgf/cm^2

8) 活 荷 重　　B活荷重 : 10 tf　　主桁間隔割増係数　　1.042

2. 応力照査結果及び補強形状

		主鉄筋方向		配力鉄筋方向	
		補強前	補強後	補強前	補強後
死荷重曲げモーメント	tf·m	0.635		---	
活荷重曲げモーメント	tf·m	3.584		2.720	
増加死荷重曲げモーメント	tf·m	---	0.066	---	
圧縮側鉄筋量	cm^2	D16 ctc 300 =6.62		D10 ctc 300 =2.38	
引張側鉄筋量	cm^2	D16 ctc 150 =13.24		D13 ctc 300 =4.22	
FRPｸﾞﾘｯﾄ量	cm^2 @ mm	---	0.15 @ 75	---	0.15 @ 75
ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度	kgf/cm^2	*88.7*	*78.0*	*111.4*	*65.9*
許容応力度	kgf/cm^2	80			
鉄筋応力度	kgf/cm^2	*2293*	*1715*	*4812*	*1791*
許容応力度	kgf/cm^2	1400			
FRPｸﾞﾘｯﾄ応力度	kgf/cm^2	---	*3404*	---	*4952*
許容応力度	kgf/cm^2	10000			

§2. 補強前(現況)断面の検討

1. 断面力の計算

1) 死荷重曲げモーメントの計算

a. 死 荷 重

舗 装	0.10	*	2.30	=	0.23	
床 版	0.19	*	2.50	=	0.475	
			合 計	=	0.705	tf/m^2

b. 死荷重モーメント

$$\text{連続版端支間}\quad Md = \frac{0.705 * 3^{2}}{10} = 0.635 \quad tf\cdot m$$

2) 活荷重曲げモーメントの計算

B 活 荷 重　　P = 10 tf

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

ML1 = (0.12 * 3 + 0.07) * 10 * 1.042 * 0.8 = 3.584 tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

ML2 = (0.10 * 3 + 0.04) * 10 * 0.8 = 2.72 tf·m

3) 設計曲げモーメント

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

- 死荷重曲げモーメント　*0.635* tf·m
- 活荷重曲げモーメント　*3.584* tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

- 活荷重曲げモーメント　*2.720* tf·m

2. 補強前応力度の算定(主鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 13.24 cm^2 , d = 16.0 cm

・圧縮側鉄筋量　　As' = 6.620 cm^2 , d' = 3.0 cm

2) 中立軸

$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B)) / b$

$A = n \cdot As + n \cdot As'$

$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d'$

$A = 15 \cdot 13.24 + 15 \cdot 6.62 = 297.9$

$B = 15 \cdot 13.24 \cdot 16.0 + 15 \cdot 6.62 \cdot 3.0 = 3475.5$

$X = (- 297.9 + \sqrt{} (297.9^2 + 2 \cdot 100 \cdot 3475.5)) / 100 = 5.874$ cm

3) 断面2次モーメント

$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2$

$= 100 \cdot 5.874^3 / 3 + 15 \cdot 6.62 \cdot (3 - 5.874)^2 + 15 \cdot 13.24 \cdot (16 - 5.874)^2 = 27940$ cm^4

4) コンクリート応力度

・死荷重応力度　$\sigma cd = \dfrac{0.635 * 10^5 * 5.874}{27940} = 13.4$ kgf/cm^2

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{3.584 * 10^5 * 5.874}{27940} = 75.3$ kgf/cm^2

・コンクリート応力度　13.4 + 75.3 = ***88.7*** kgf/cm^2

> 80.0 kgf/cm^2 N.G.

5) 鉄 筋 応 力 度

・死荷重応力度　$\sigma sd = \dfrac{0.635 * 10^{5} * (16 - 5.874) * 15}{27940}$

$= 345 \ kgf/cm^2$

・活荷重応力度　$\sigma sl = \dfrac{3.584 * 10^{5} * (16 - 5.874) * 15}{27940}$

$= 1948 \ kgf/cm^2$

・鉄 筋 応 力 度　$345 + 1948 = \mathit{2293} \ kgf/cm^2$

$> 1400 \ kgf/cm^2$ N.G.

3. 補強前応力度の算定(配力鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 4.223 cm^2 , d = 14.55 cm

・圧縮側鉄筋量　　As' = 2.380 cm^2 , d' = 4.3 cm

2) 中 立 軸

$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B)) / b$

$A = n \cdot As + n \cdot As'$

$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d'$

$A = 15 \cdot 4.223 + 15 \cdot 2.38 = 99.045$

$B = 15 \cdot 4.223 \cdot 14.55 + 15 \cdot 2.38 \cdot 4.3 = 1075.2$

$X = (- 99.045 + \sqrt{} (99.045^2 + 2 \cdot 100 \cdot 1075.2)) / 100 = 3.751$ cm

3) 断面2次モーメント

$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2$

$= 100 \cdot 3.751^3 / 3 + 15 \cdot 2.38 \cdot (4.3 - 3.751)^2 + 15 \cdot 4.223 \cdot (14.55 - 3.751)^2$

$= 9157$ cm^4

4) コンクリート応力度

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{2.720 * 10^5 * 3.751}{9157} = 111.4$ kgf/cm^2 > 80 kgf/cm^2

5) 鉄筋応力度

・活荷重応力度　$\sigma sl = \dfrac{2.720 * 10^5 * (14.6 - 3.751) * 15}{9157}$

$= 4812$ kgf/cm^2 > 1400 kgf/cm^2 N.G.

§3. FRPグリット補強後断面の検討

1. 断面力の計算

1) 増加死荷重曲げモーメントの計算

a. 断面増加死荷重

床 版　0.029 ＊ 2.50 ＝ 0.073 tf/m^2

b. 死荷重モーメント

$$\text{連続版端支間 Md} = \frac{0.073 * 3^2}{10} = 0.066 \ tf\cdot m$$

2) 設計曲げモーメント

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

・死荷重曲げモーメント　*0.635* tf·m　(補強前断面力の頁参照)

・(活荷重+増加死荷重)曲げモーメント　*3.65* tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

・活荷重曲げモーメント　*2.720* tf·m　(補強前断面力の頁参照)

2. 補強後応力度の算定(主鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 13.24 cm^2 , d = 16.0 cm

・圧縮側鉄筋量　　As' = 6.62 cm^2 , d' = 3.0 cm

・FRPグリッド中の炭素繊維量　　Acg = *2.00* cm^2 , h = 19.5 cm

・炭素繊維ヤング率 Ecg = 3800000 kg/cm^2

・炭素繊維とｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ率比 ncf = 27.14

2) 中 立 軸

$X = (- A + \sqrt{(A^2 + 2 * b * B)}) / b$

$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acg$

$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acg \cdot h$

$A = 15 \cdot 13.24 + 15 \cdot 6.62 + 27.14 \cdot 2 = 352.18$

$B = \cdot 13.24 \cdot 16 + 15 \cdot 6.62 \cdot 3 + 27.14 \cdot 2 \cdot 19.5 = 4534$

$X = (- 352.18 + \sqrt{(352.18^2 + 2 \cdot 100 \cdot 4534)}) / 100 = 6.631$ cm

3) 断面2次モーメント

$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2 + ncf \cdot Acg \cdot (h - X)^2$

$= 100 \cdot 6.631^3 / 3 + 15 \cdot 6.62 \cdot (3 - 6.631)^2 + 15 \cdot 13.24 \cdot (16 - 6.631)^2 + 27.14 \cdot 2 \cdot (19.5 - 6.631)^2 = 37450$ cm^4

4) コンクリート応力度

・死荷重応力度　　$\sigma cd =$ = 13.4 kgf/cm^2

・(活+増加死)応力度 $\sigma cl = \dfrac{3.65 * 10^5 * 6.631}{37450}$ = 64.6 kgf/cm^2

・コンクリート応力度　13.4 + 64.6 = *78.0* < 80.0 kgf/cm^2 O.K.

5) 鉄筋応力度

・死荷重応力度　　σsd = 　　= 345 kgf/cm^2

・(活+増加死)応力度　$\sigma sl = \dfrac{3.65 * 10^5 * (16 - 6.631) * 15}{37450}$

= 1370 kgf/cm^2

・鉄筋応力度　　345 + 1370 = *1715* > 1400 kgf/cm^2 N.G.

6) FRPグリット応力度

・(活+増加死)応力度　$\sigma cl = \dfrac{3.65 * 10^5 * (19.5 - 6.631) * 27.14}{37450}$

= *3404* kgf/cm^2

< 10000 kgf/cm^2 O.K.

3. 補強後応力度の算定(配力鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

- 引張側鉄筋量　　As = 4.223 cm^2 , d = 14.55 cm
- 圧縮側鉄筋量　　As' = 2.38 cm^2 , d' = 4.3 cm
- FRPグリット中の炭素繊維量　　Acg = 2.00 cm^2 , h = 19.5 cm
- 炭素繊維ヤング率 Ecg = 3800000 kgf/cm^2
- 炭素繊維とｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ率比 ncf = 27.14

2) 中立軸

$$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B)) / b$$

$$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acg$$

$$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acg \cdot h$$

$$A = 15 \cdot 4.223 + 15 \cdot 2.38 + 27.14 \cdot 2 = 153.33$$

$$B = \cdot 4.223 \cdot 14.55 + 15 \cdot 2.38 \cdot 4.3 + 27.14 \cdot 2 \cdot 19.5 = 2133.6$$

$$X = (- 153.33 + \sqrt{} (153.33^2 + 2 \cdot 100 \cdot 2133.6)) / 100 = 5.177 \text{ cm}$$

3) 断面2次モーメント

$$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2 + ncf \cdot Acg \cdot (h - X)^2$$

$$= 100 \cdot 5.177^3 / 3 + 15 \cdot 2.38 \cdot (4.3 - 5.177)^2 + 15 \cdot 4.223 \cdot (14.55 - 5.177)^2 + 27.14 \cdot 2 \cdot (19.5 - 5.177)^2 = 21353 \ cm^4$$

4) コンクリート応力度

・活荷重応力度

$$\sigma cl = \frac{2.720 * 10^5 * 5.177}{21353} = \mathit{65.9} \ kgf/cm^2 < 80 \ kgf/cm^2 \ O.K.$$

5) 鉄筋応力度

・活荷重応力度

$$\sigma sl = \frac{2.720 * 10^5 * (14.6 - 5.177) * 15}{21353} = \mathit{1791} \ kgf/cm^2 > 1400 \ kgf/cm^2 \ N.G.$$

6) FRPグリット応力度

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{2.720 * 10^{5} * (19.5 - 5.177) * 27.14}{21353}$

$= \mathbf{4952}$ kgf/cm^2

< 10000 kgf/cm^2 O.K.

付録－３　二方向ケブラー製シート工法２

１　二方向ケブラー製シートのRC床版補強設計例　……273

２　二方向ケブラー製シートの施工手順　……280

1．二方向ケブラー製シートのRC床版補強設計例

活荷重　　B活荷重

許容応力　コンクリート　σca ＝　80 kgf／cm^2　(弾性係数 1.4×10^{5}kgf／cm^2)

鉄　　筋　σsa ＝ 1,400 kgf／cm^2　(弾性係数2.1×10^{6}kgf／cm^2)

二方向ケブラー製シート（87ﾀｲﾌﾟ）

σcf ＝ 8,400 kgf／cm^2　(弾性係数 1.2×10^{6}kgf／cm^2)

設計厚　　二方向ケブラー製シート（87ﾀｲﾌﾟ）

$t cf$ ＝0.024 cm

支間長　　L＝3.0m

2．荷　重

死荷重　ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装　0.10 × 2,300 ＝ 230 kgf／m^2

R C 床版　0.19 × 2,500 ＝ 475 kgf／m^2

705 kgf／m^2

強化繊維ｼｰﾄ、含浸樹脂の重量は考慮しない。

活荷重　後輪荷重　p ＝ 10.0 t

主桁間隔割増係数　α ＝ 1.042

3．設計曲げモーメント

支間中央部と支点上について計算比較すると、支点上については支間中央部に比べ重要ではないので、支間中央部についてのみ検討する。

①死荷重モーメント

$Md = 1/10 \times WL^2 = 1/10 \cdot 705 \cdot 3.0^2 = 635$ kgf・m

②活荷重モーメント

a)主鉄筋方向

$M1 = 0.8 \times (0.12L + 0.07) P$

$= 0.8 \times (0.12 \times 3.0 + 0.07) \times 10,000 \times 1.042 = 3,584$ kgf・m

b)配力鉄筋方向

$M2 = 0.8 \times (0.10L + 0.04) P$

$= 0.8 \times (0.10 \times 3.0 + 0.04) \times 10,000 = 2,720$ kgf・m

4．発生応力度の検討

4-1．断面状態

主鉄筋

断面積　As = 13.24 cm^2（引張）、d = 16.0 cm

As' = 6.62 cm^2（圧縮）、d' = 3.0 cm

配力鉄筋

断面積　As = 4.223 cm^2（引張）、d = 14.55 cm

As' = 2.38 cm^2（圧縮）、d' = 4.3 cm

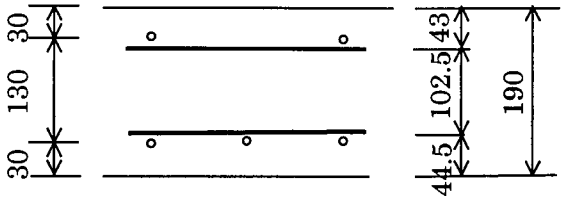


図1　補強筋配置（単位：mm）

4-2. 無補強時の応力度

圧縮縁から中立軸までの距離 X は, 次式となる。

$$X = -n(As+As')/b+\{[n(As+As')/b]^2+2n(d\cdot As+d'\cdot As')/b\}^{1/2}$$

n ： 鉄筋とコンクリートの弾性係数比

b ： 有効幅 （ 100 cm）

d ： 引張鉄筋の圧縮端からの距離

d' ： 圧縮鉄筋の圧縮縁からの距離

・断面二次モーメントは次式で示される。

$$I = b\cdot X^3/3 + n\cdot As'(d'-X)^2 + n\cdot As(d-X)^2$$

主筋方向

$$X = -15(13.24+6.62)/100+\{[15(13.24+6.62)/100]^2+2\cdot 15(16\cdot 13.24+3\cdot 6.62)/100\}^{1/2}$$
$$= -2.979 + 8.853 = 5.874 \text{ cm}$$

$$I = 100\times 5.874^3/3+15\cdot 6.62(3-5.874)^2+15\cdot 13.24(16-5.874)^2$$
$$= 27{,}940 \text{ cm}^4$$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M\cdot X/I$
$= 42{,}190\times 5.874/27{,}940 = 88.7 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M\times(d-X)\times n/I$
$= 42{,}190(16-5.874)\cdot 15/27{,}940 = 2{,}293 \text{ kgf/cm}^2$

配力筋方向

$$X = -15(4.223+2.38)/100+\{[15(4.223+2.38)/100]^2+2\cdot 15(14.55\cdot 4.223+4.3\cdot 2.38)/100\}^{1/2}$$
$$= -0.99 + 4.741 = 3.751 \text{ cm}$$

$$I = 100 \cdot 3.751^3 / 3 + 15 \cdot 2.38(4.3 - 3.751)^2 + 15 \times 4.223(14.55 - 3.751)^2$$
$$= 9{,}157\ cm^4$$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \times X / I$
$$= 272{,}000 \times 3.751 / 9{,}157 = 111.4\ kgf/cm^2$$

引張鉄筋 $\sigma s = M \times (d - x) \times n / I$
$$= 272{,}000 \times (14.55 - 3.751) \times 15 / 9{,}157$$
$$= 4{,}812\ kgf/cm^2$$

表 1　補強前の床版応力度計算結果

	支間中央部	
	主筋	配力筋
コンクリート応力度　kgf／cm²	88.7	111.4
コンクリート許容応力度 kgf／cm²	80	80
判　定	NG	NG
引張鉄筋応力度　kgf／cm²	2,293	4,812
引張鉄筋許容応力度　kgf／cm²	1,400	1,400
判　定	NG	NG

4-3. 補強方法

支間中央部の床版下面に二方向ケブラー製シート（87 タイプ）を 2 層接着補強する。

4-4. 二方向ケブラー製シート（87 タイプ）接着補強時の応力度

・圧縮縁から中立軸までの距離Xは、次式となる。

$$X = (-A + [A^2 + 2 \cdot b \cdot B]^{1/2}) / b$$

$$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acf$$

$$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acf \cdot h$$

Acf　：二方向ケブラー製シート（87 タイプ）の断面積

ncf　：二方向ケブラー製シート（87 タイプ）とコンクリートの弾性係数比

h　：床版厚さ

・断面二次モーメントは次式で示される。

$$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As'(d' - X)^2 + n \cdot As(d - X)^2 + ncf \cdot Acf \cdot (h - X)^2$$

①主筋方向

$$A = 15 \cdot 13.24 + 15 \cdot 6.62 + 8.57 \cdot 4.8 = 339$$

$$B = 15 \cdot 13.24 \cdot 16 + 15 \cdot 6.62 \cdot 3 + 8.57 \cdot 4.8 \cdot 19 = 4,257$$

$$X = (-339 + [339^2 + 2 \cdot 100 \cdot 4,257]^{1/2}) / 100 = 6.44\ \text{cm}$$

$$I = 100 \cdot 6.44^3 / 3 + 15 \cdot 6.62 (3-6.44)^2 + 15 \cdot 13.24 (16-6.44)^2 + 8.57 \cdot 4.8 \cdot (19-6.44)^2 = 34{,}718 \text{ cm}^4$$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \cdot X / I$

$= 358{,}400 \cdot 6.44 / 34{,}718 = 66.5 \text{ kgf/cm}^2$

死荷重による応力度 13.4 kgf/cm^2

合計 $\sigma c = 79.9 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M \cdot (d-x) \cdot n / I$

$= 358{,}400 \cdot (16-6.44) \cdot 15 / 34{,}718 = 1{,}480 \text{ kgf/cm}^2$

死荷重による応力度 345 kgf/cm^2

合計 $\sigma s = 1{,}825 \text{ kgf/cm}^2$

二方向ケブラー製シート(87タイプ)

$\sigma cf = M \cdot (h-X) \cdot ncf / I$

$= 358{,}400 \cdot (19-6.44) \cdot 8.57 / 34{,}718 = 1{,}111 \text{ kgf/cm}^2$

②配力筋方向

$A = 15 \cdot 4.223 + 15 \cdot 2.38 + 8.57 \cdot 4.8 = 140.2$

$B = 15 \cdot 4.223 \cdot 14.55 + 15 \cdot 2.38 \cdot 4.3 + 8.57 \cdot 4.8 \cdot 19 = 1{,}857$

$$X = (-140.2 + [140.2^2 + 2 \cdot 100 \cdot 1{,}857]^{1/2}) / 100 = 4.85 \text{ cm}$$

$$I = 100 \cdot 4.85^3 / 3 + 15 \cdot 2.38(4.3-4.85)^2 + 15 \cdot 4.223(14.55-4.85)^2 + 8.57 \cdot 4.8 \cdot (19-4.85)^2 = 18{,}010 \text{ cm}^4$$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \cdot X / I$

$= 272{,}000 \cdot 4.85 / 18{,}010 = 73.2 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M \cdot (d-X) \cdot n / I$

$= 272{,}000 \cdot (14.55-4.85) \cdot 15 / 18{,}010$

$= 2{,}197 \text{ kgf/cm}^2$

二方向ケブラー製シート(87タイプ)

$\sigma cf = M \cdot (h-X) \cdot ncf / I$

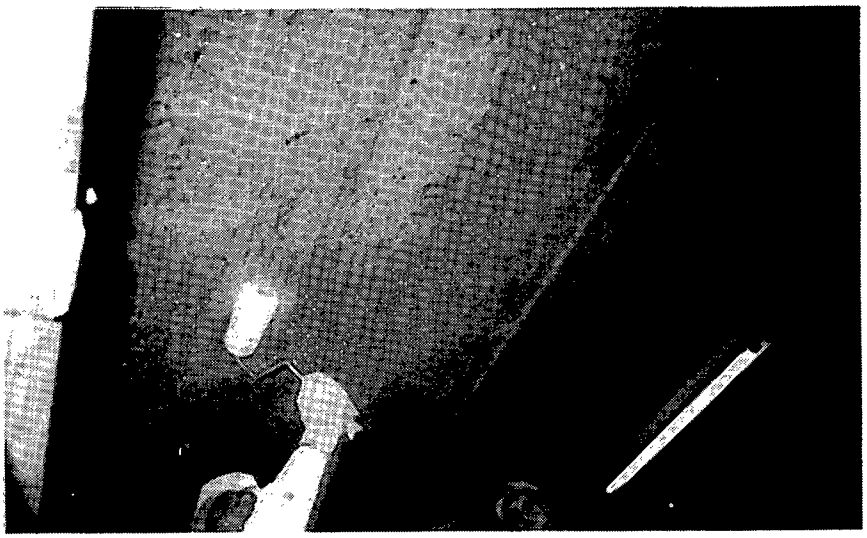
$= 272{,}000 \cdot (19-4.85) \cdot 8.57 / 18{,}010 = 1{,}831 \text{ kgf/cm}^2$

二方向ケブラー製シート(87 タイプ)を２層接着補強することにより、コンクリート応力度を許容応力度以下にすることができた。また、この時の二方向ケブラー製シート(87 タイプ)の発生応力度も許容応力度以下である。

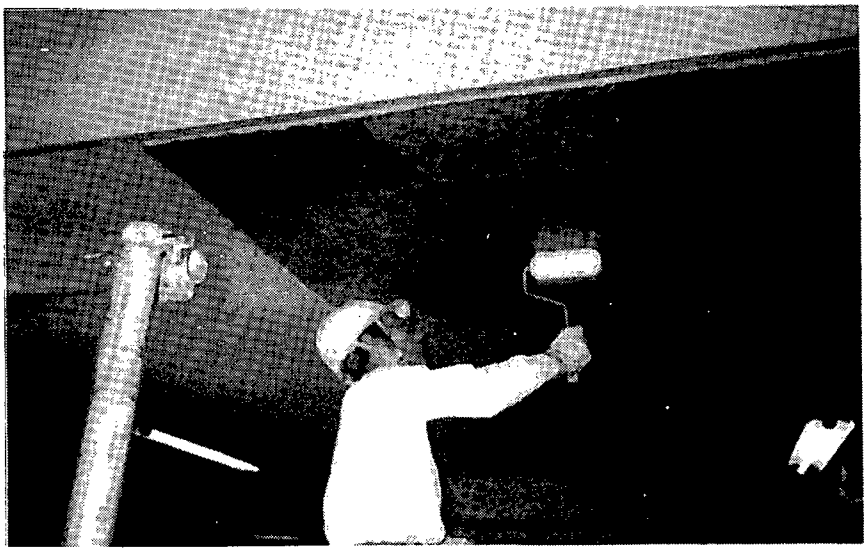
表２　接着時の床版応力度計算結果

	主筋	配力筋
コンクリート応力度　kgf／cm²	79.9	73.2
コンクリート許容応力度　kgf／cm²	80	80
判　定	OK	OK
引張鉄筋応力度　kgf／cm²	1,825	2,197
引張鉄筋許容応力度　kgf／cm²	1,400	1,400
判　定	NG	NG
二方向ケブラー製シート(87 タイプ)応力度　kgf／cm²	1,111	1,831
二方向ケブラー製シート(87 タイプ)許容応力度 kgf／cm²	8,400	8,400
判　定	OK	OK

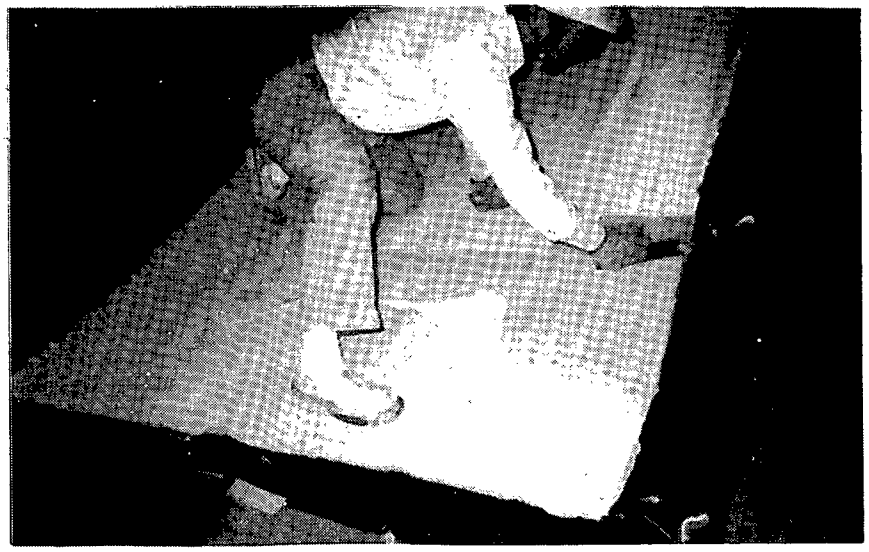
二方向ケブラー製シートの施工手順



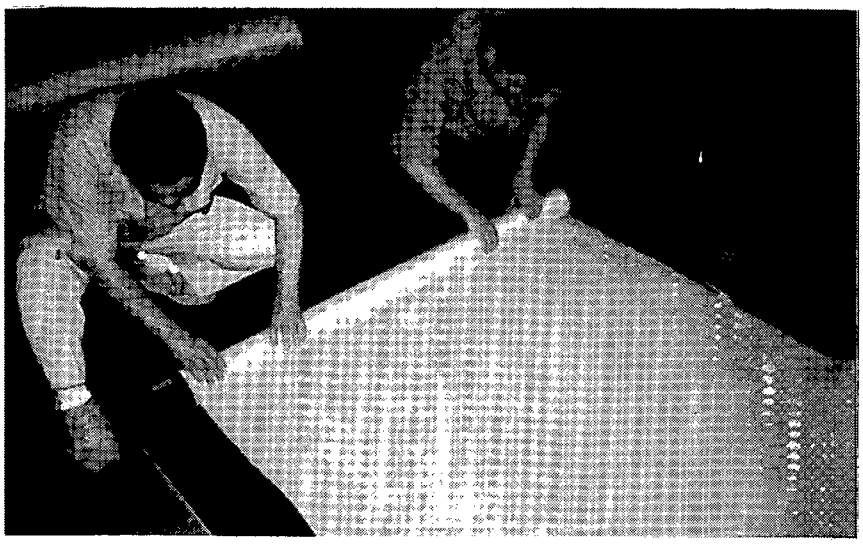
①プライマー塗布



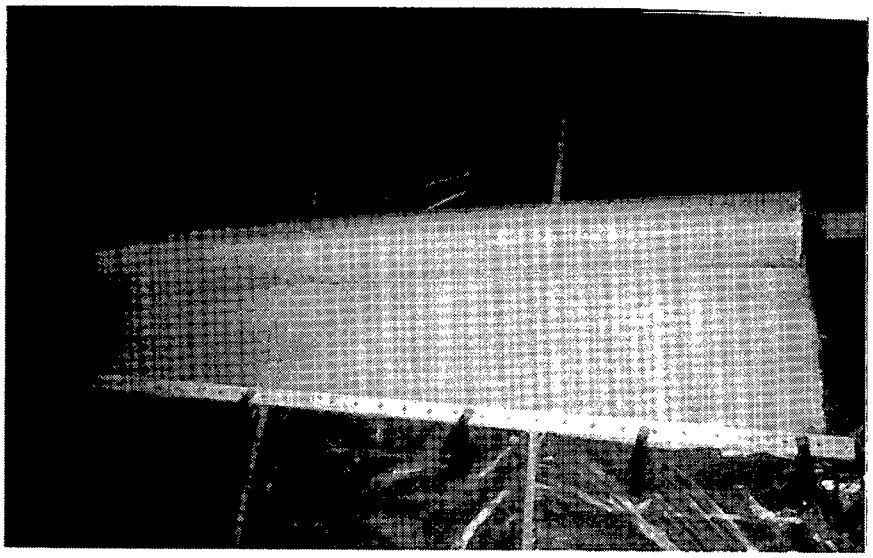
②不陸修正後
樹脂下塗り



③樹脂事前含浸

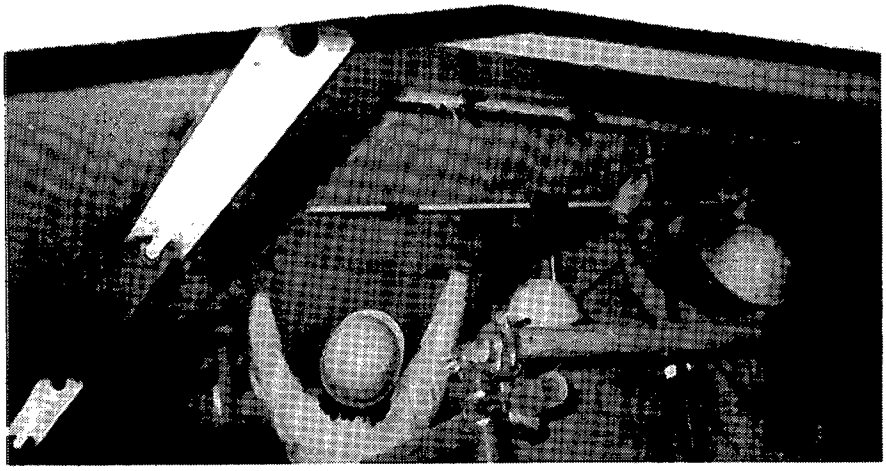


④シート巻取り

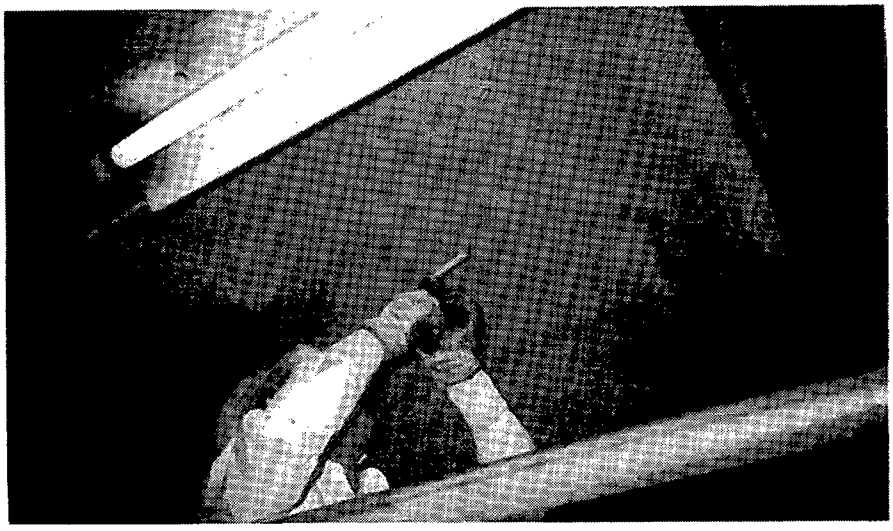


⑤シートの端面つかみ
治具取付け

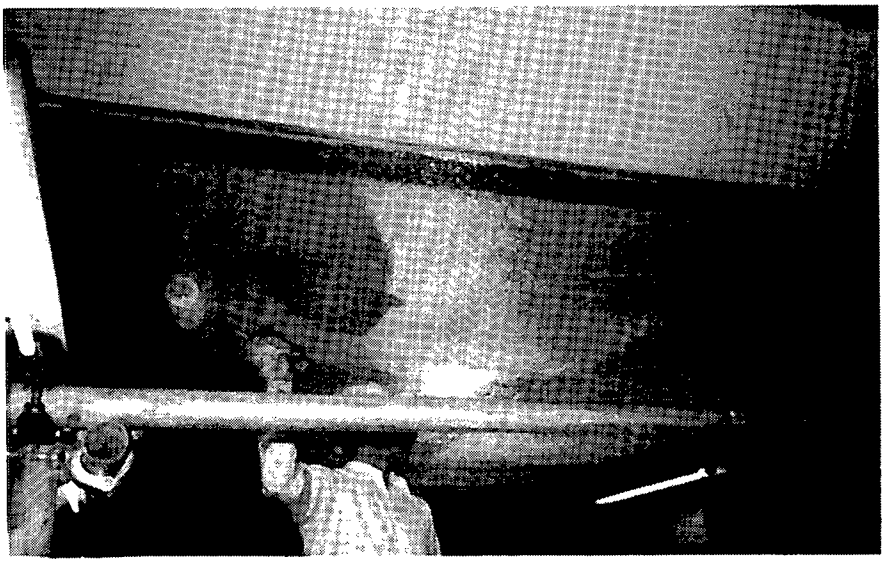
⑥シート貼付け
（起点押え）



⑦シート貼付け



⑧脱泡



⑨樹脂上塗り

付録－４　ＰＳＲ工法２

１）設計計算書 ……283

２）試験状況写真 ……285

３）計測器ゲージNo.対応表 ……288

４）材料試験結果 ……289

５）変位走行関係図 ……292

６）ひずみ走行関係図 ……294

1）設計計算書

§1. 設計条件

1－1荷重

(1)死荷重
（現行示方書） ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装 γ= 2.30 tf/m3
鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ γ= 2.50 tf/m3
増厚ﾓﾙﾀﾙ γ= 2.50 tf/m3

(2)活荷重

補強設計 B荷重

1－2許容応力度

(1)コンクリート
許容圧縮応力度(σck=240) σca = 80 kg/cm2

(2)鉄筋
許容引張応力度(既設鉄筋) σsa =1200 kg/cm2
（床版補強鉄筋） σsa =1200 kg/cm2

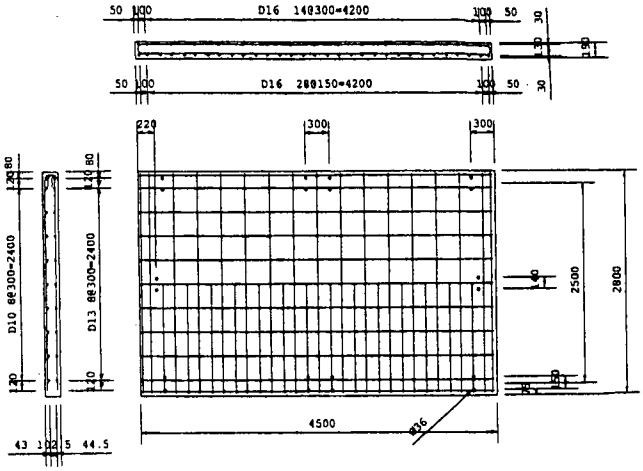
1－3構造諸元
(1)主桁間隔 3.00m 連続床版
(2)床版厚 19.0cm
(3)舗装厚 10.0cm

1－4適用示方書及び参考文献

(1)道路橋示方書・同解説
平成 8年12月 日本道路協会

§2. 床版の検討

2－1構造寸法



単位mm

図-1 供試体の寸法および配筋

2－2既設床版の鉄筋量

建設当初の配筋図より既設の鉄筋量を示す。
a)主桁間 L=3.00m 床版厚19cm
主筋(橋軸直角方向)
上側鉄筋 D16-300ctc = 6.62 cm2/m
下側鉄筋 D16-150ctc = 13.24 cm2/m
配力筋(橋軸方向)
上側鉄筋 D10-300ctc = 2.38 cm2/m
下側鉄筋 D13-300ctc = 4.22 cm2/m

2－3現行基準による断面力の計算

道路橋示方書・同解説 Ⅱ鋼橋編 6.1.4床版の設計モーメントに基づいて設計断面力を求める。
(1)橋軸直角方向
1. 死荷重モーメント
ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装 0.100*2.30*3.000*3000/10 = 0.207 tf·m
床版 0.190*2.50*3.000*3.000/10 = 0.393 tf·m
Md = 0.600 tf·m
2. 活荷重モーメント
割増係数 = 1.0+(L-2.5)/12 = 1+(3.00-2.5)/12
= 1.042
ML1= (0.12·L+0.07)·P·0.8·1.042
=(0.12*3.00+0.07)*10*0.8*1.042 = 3.584 tf·m
3. 合計モーメント
M1 = 0.600+3.584 = 4.184 tf·m

(2)橋軸方向
ML3 = (0.10·L+0.04)·P·0.8
= (0.10*3.000+0.04)*10*0.8 = 2.720 tf·m

2－4現況断面における応力度の照査
応力度の計算過程は次頁に示す。下表はその結果を示している。
(1)断面応力度

位置	項目		単位	主筋 M1	配力筋 M2	備考
支間部	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	tf·m	4.184	2.720	
	断面寸法	b	cm	100.0	100.0	
		H	〃	19.0	19.0	
	既設鉄筋	d	〃	3.00	4.30	
		ctc	-	D16-300	D10-300	
		As	cm2	6.62	2.38	
	既設鉄筋	d	〃	16.00	14.55	
		ctc	-	D16-150	D13-300	
		As	cm2	13.24	4.22	許容値
	応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	kgf/cm2	*88.0	*111.5	> 80Out
		鉄筋	〃	*2274.5	*4814.6	>1200Out

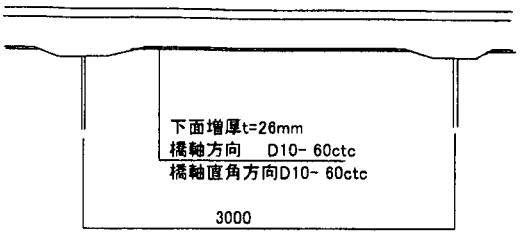
＊は許容値を越えている、補強が必要である。

RC矩形断面応力度の計算

項目				供試体補強前 主筋	供試体補強前 配力筋
断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M	(tf·m)	4.184	2.720
	軸 力	N	tf)		
	せん断力	S	(tf)		
部材寸法	部材幅	B	(cm)	100.0	100.0
	高	H	(cm)	19.0	19.0
	鉄筋断数	nt		2.0	2.0
	鉄筋位置	d1	(cm)	3.0	4.30
	(圧縮側からの距離)	d2	(cm)	16.0	14.55
鉄筋量	(dに対応した鉄筋量)	As1	(cm2)	6.62	2.38
		As2	(cm2)	13.24	4.22
	弾性比	n=Es/Ec		15	15
計算過程	断面1次ﾓｰﾒﾝﾄ	Gc	(cm3)	1725	703
		Gs	(cm3)	-1725	-703
	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ic	(cm4)	6758	1758
		Is	(cm4)	21182	7394
		ΣGi	(cm3)	0	0
		Σli	(cm4)	27940	9152
	中立軸	x	(cm)	5.87	3.75
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	σc	(kgf/cm2)	88.0	111.5
	鉄筋	σs1	(kgf/cm2)	-645.7	245.1
		σs2	(kgf/cm2)	2274.5	4814.6
	ｾﾝ断	τm	(kgf/cm2)		
許容値	ｺﾝｸﾘｰﾄ	σca	(kgf/cm2)	80.0	80.0
	鉄筋	σsa	(kgf/cm2)	1200.0	1200.0
	ｾﾝ断	τa	(kgf/cm2)		

2－5補強断面

床版下面をPPMGモルタルで26mm増厚する。
補強鉄筋
橋軸方向　D10- 60ctc、
橋軸直角方向D10- 60ctc



図－2補強仕様

床版下面に厚さ26mmのPPMGモルタルで増厚し、補強鉄筋D10-60x60ctを配置する。
下面増厚による死荷重モーメントが生じる。
下面増厚による増加モーメント
M'= 0.026*2.50*3.00*3.00/10　＝　0.059 tf·m
死荷重モーメントの合計
M1 = 0.600 + 0.059　＝　0.659 tf·m

RC矩形断面応力度の計算

項目				橋軸直角方向 主筋Md	橋軸方向 主筋ML	橋軸方向 配力筋	
断面力	断面 曲げモーメント	M	(tf·m)	0.659	3.584	2.720	
	軸　力	N	(tf)				
	せん断力	S	(tf)				
部材寸法	部材幅	B	(cm)	100.0	100.0	100.0	
	高	H	(cm)	19.0	21.6	21.6	
	鉄筋断数	n t		2.0	3.0	3.0	
	鉄筋位置	d1	(cm)	3.00	3.00	4.30	
	(圧縮側	d2	(cm)	16.00	16.00	15.55	
	からの	d3	(cm)		20.50	19.50	
	距離)						
鉄筋量	(diに対応	As1	(cm2)	6.62	6.62	2.38	
	した	As2	(cm2)	13.24	13.24	4.22	
	鉄筋量)	As3	(cm2)		11.89	11.89	
	弾性比	n=Es/Ec		15	15	15	
計算過程	断面1次	Gc	(cm3)	1725	3276	2611	
	ﾓｰﾒﾝﾄ	Gs	(cm3)	-1725	-3276	-2611	
	断面2次	Ic	(cm4)	6758	17682	12581	
	ﾓｰﾒﾝﾄ	Is	(cm4)	21182	42433	31556	
		ΣGi	(cm3)	0	0	0	
		Σli	(cm4)	27940	60115	44137	
	中立軸	x	(cm)	5.87	8.09	7.23	
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	σc	(kgf/cm2)	13.9	48.3	44.5	
	鉄筋	σs1	(kgf/cm2)	-101.7	-455.6	-270.5	
		σs2	(kgf/cm2)	358.2	706.9	769.4	
		σs3	(kgf/cm2)		1109.4	1134.5	
	ｾﾝ断	τm	(kgf/cm2)				
許容値	ｺﾝｸﾘｰﾄ	σca	(kgf/cm2)	80.0	80.0	80.0	
	鉄筋	σsa	(kgf/cm2)	1000.0	1200.0	1200.0	
	ｾﾝ断	τa	(kgf/cm2)				

2－6補強断面における応力度の計算

(1)設計荷重時の照査

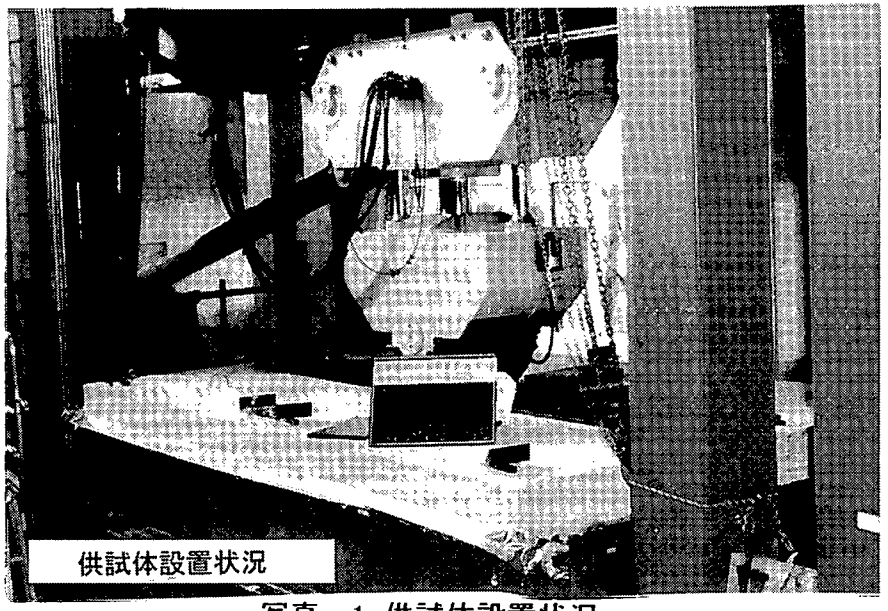
1・橋軸直角方向		単位	死荷重	活荷重	合計	備考
断面力	曲げモーメント	tf·m	0.659	3.584	4.243	
断面寸法	b	cm	100.0	100.0		
	H	〃	19.0	21.3		26mm増厚
既設鉄筋	d	〃	3.00	3.00		
	-	ctc	D16-300	D16-300		
	As	cm2	6.62	6.62		
既設鉄筋	d	〃	16.00	16.00		
	-	ctc	D16-150	D16-150		
	As	cm2	13.24	13.24		
補強鉄筋	d	cm	-	20.50		
	-	ctc	-	D10-60		
	As	cm2	-	11.89		
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	kgf/cm2	13.9	48.3	62.2	< 80 OK
	既設鉄筋	〃	358.2	706.9	1065.1	<1200 OK
	補強鉄筋		-	1109.4	1109.4	<1200 OK

2・橋軸方向		単位	死荷重	活荷重	合計	備考
断面力	曲げモーメント	tf·m	-	2.720	2.720	
断面寸法	b	cm	-	100.0		
	H	〃	-	21.6		26mm増厚
既設鉄筋	d	〃	-	4.30		
	-	ctc	-	D10-300		
	As	cm2	-	2.38		
既設鉄筋	d	〃	-	14.55		
	-	ctc	-	D13-300		
	As	cm2	-	4.22		
補強鉄筋	d	cm	-	19.50		
	-	ctc	-	D10-60		
	As	cm2	-	11.89		
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	kgf/cm2	-	44.5	44.5	< 80 OK
	既設鉄筋	〃	-	769.4	769.4	<1200 OK
	補強鉄筋		-	1134.5	1134.5	<1200 OK

(2)終局荷重時の照査

終局荷重時モーメント(M)
M = 1.3·Md + 2.5·ML
Md:死荷重モーメント
ML:活荷重モーメント
破壊抵抗モーメント(Mu)
Mu = As·σsy·(d-1/2·(As·σsy)/(0.85σck·b))
As:引張鉄筋量　σsy:引張鋼材の降伏点
b :圧縮縁の幅　σck:ｺﾝｸﾘｰﾄの設計基準強度
d :有効高

	項目	単位	主筋 M1	配力筋 M2	備考
終局荷重時 Md		tf·m	0.641	-	
モーメント ML		〃	3.584	2.720	
M=1.3Md+2.5ML		〃	9.793	6.800	
既設鉄筋	d	cm	16.00	15.55	
	As1	cm2	13.24	4.22	
	σsy1	kgf/cm2	3000	3000	
	Σ	kgf	39720	12660	
補強鉄筋	d	cm	20.5	19.5	
	As2	cm2	11.89	11.89	
	σsy2	kgf/cm2	3000	3000	
	Σ	kgf	35670	35670	
ΣAs·σsy		kgf	75390	48330	
破壊抵抗モーメント	d	cm	18.129	18.465	
	σck	kgf/cm2	240	240	
	b	cm	100	100	
	Mu	tf·m	12.274	8.352	
破壊安全率	Mu/M	-	1.25	1.23	
判定		-	> 1.0 Ok	> 1.0 Ok	



写真－1 供試体設置状況

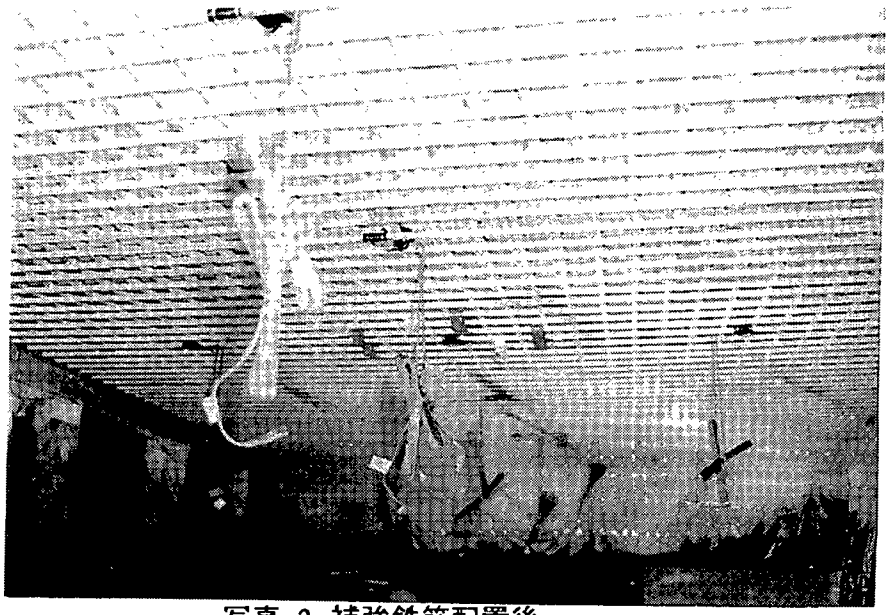


写真-3 補強鉄筋配置後

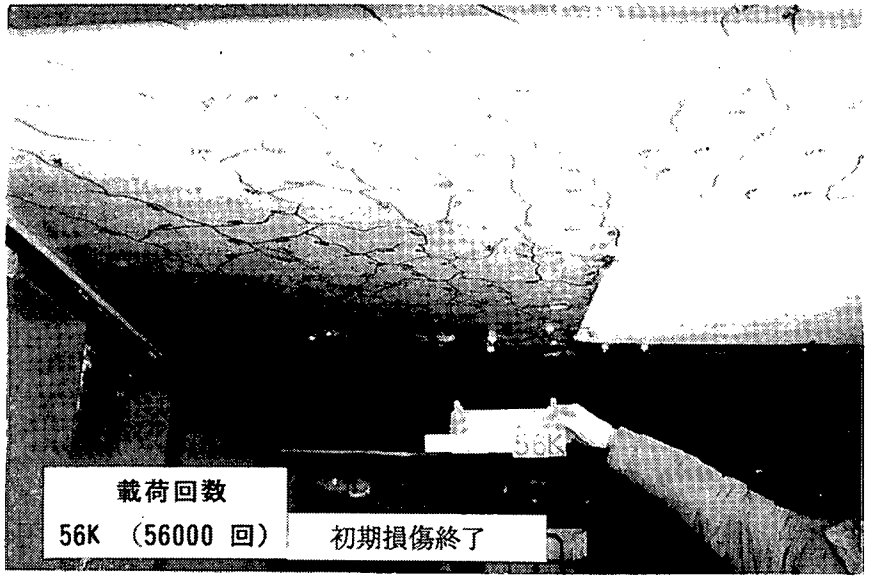


写真-2 初期載荷試験後(56k,載荷回数:56000回)

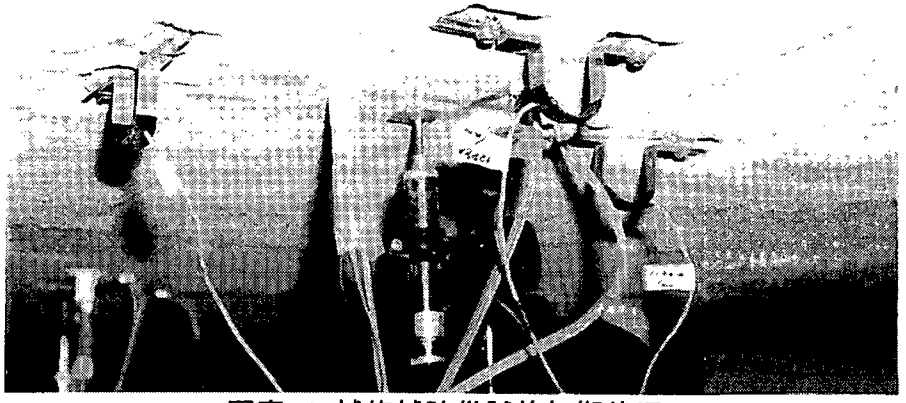


写真-4 補修補強供試体初期状況

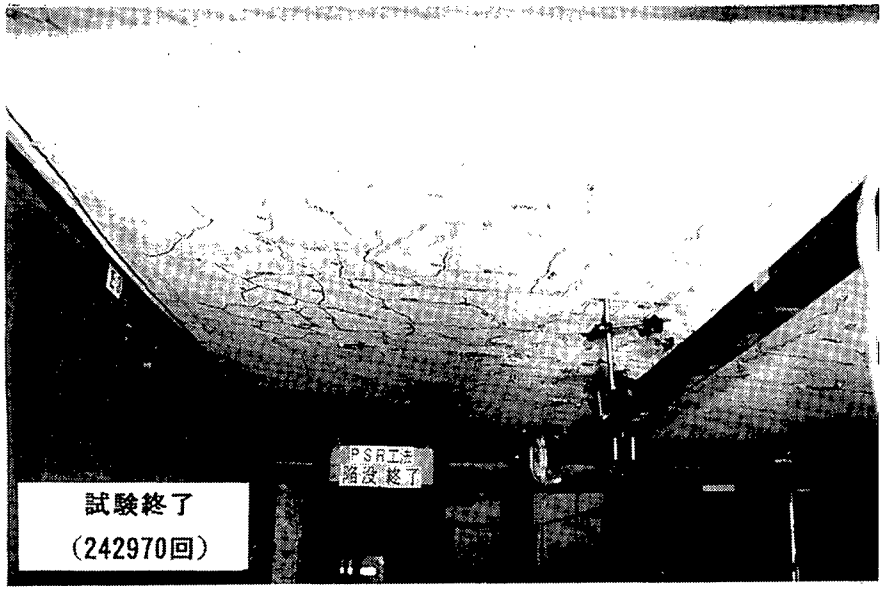


写真-5 本試験終了時

写真-6 搬出時かぶり部剥落

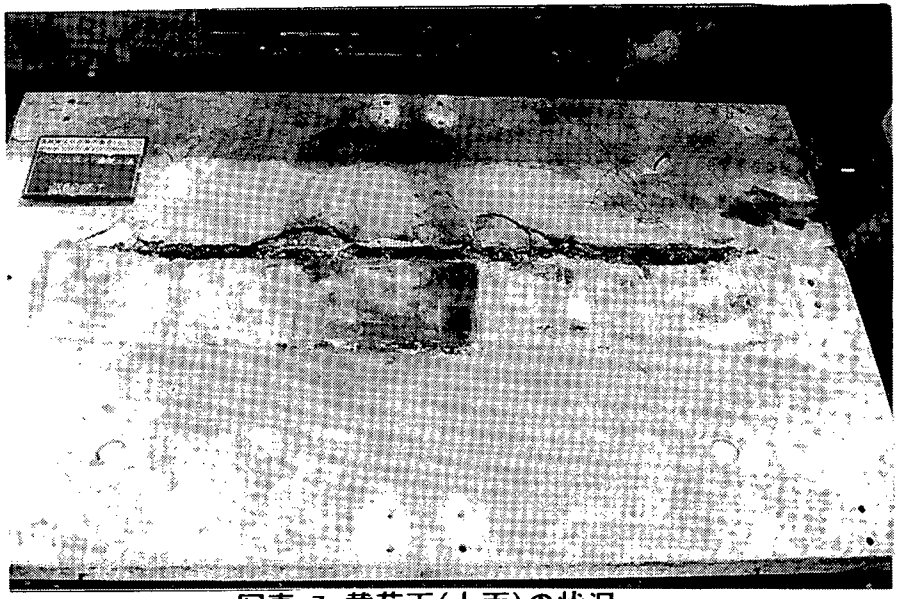


写真-7 載荷面(上面)の状況

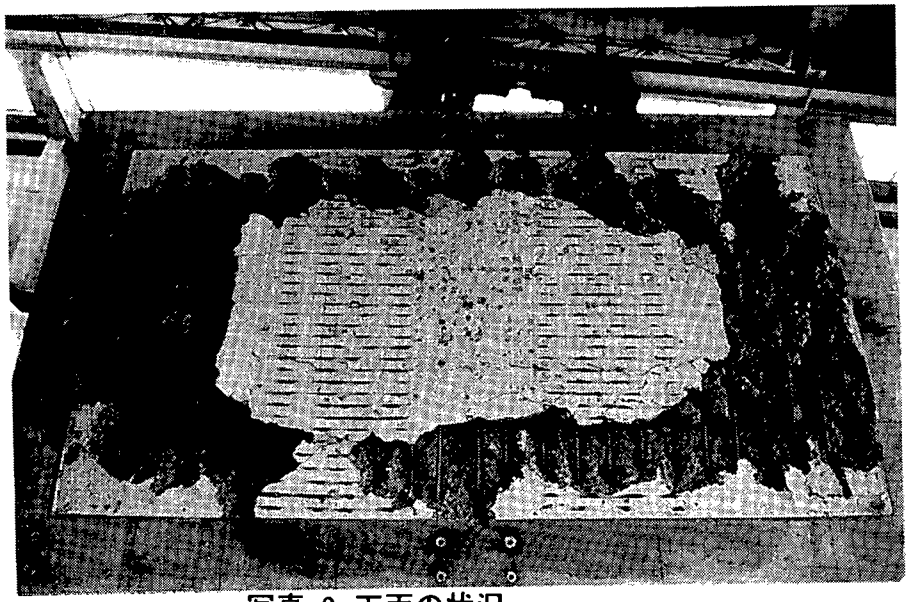


写真-8 下面の状況

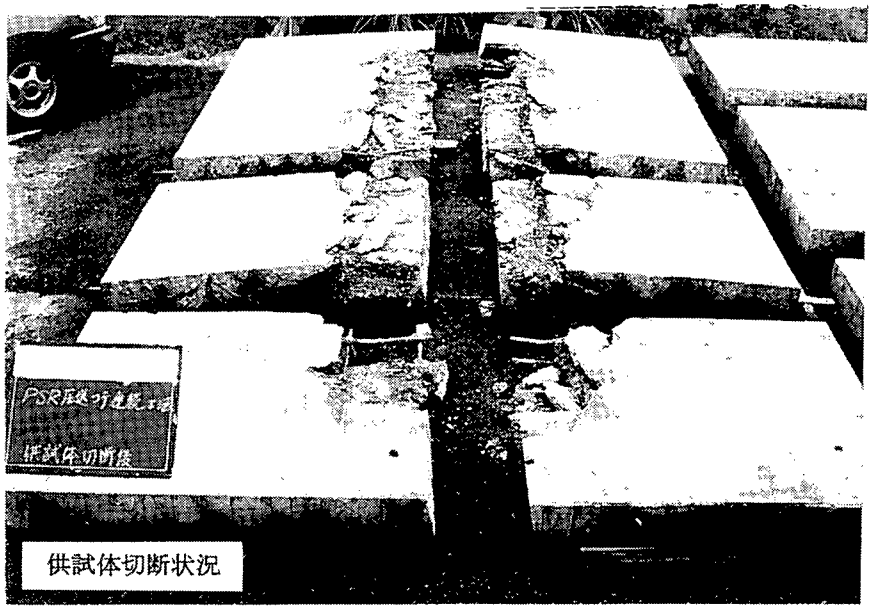


写真-9 B断面(主鉄筋方向切断)

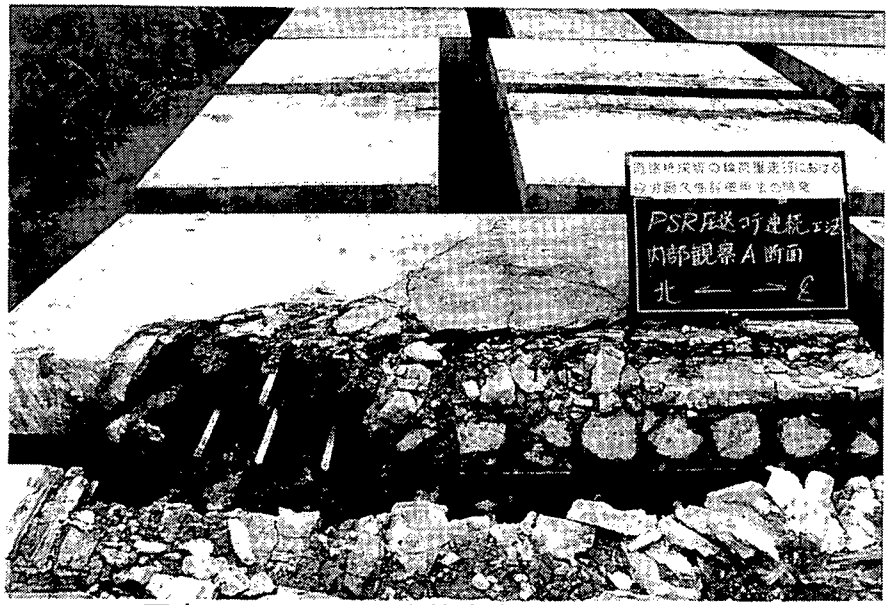


写真-10 A断面(配力筋方向切断)

写真-11 B断面(主鉄筋方向切断)

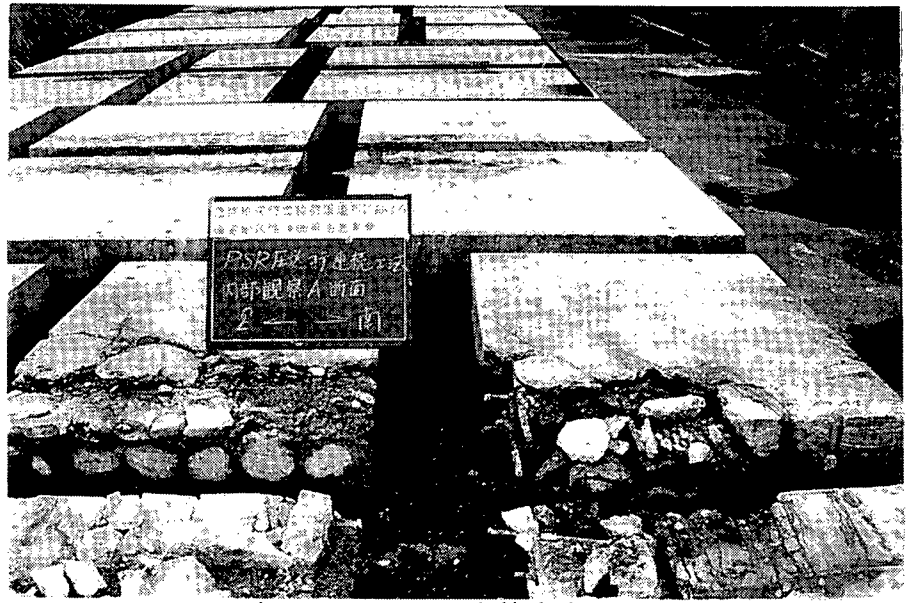


写真-12 A断面(配力筋方向切断)

3）測定機器ケージＮｏ．対応表

表-1 ゲージNo. 対応表

ＧＡＧＥ．ＮＯ対応表（動アンプ）：ＰＳＲ工法

CH. NO	GAGE. NO	SENS(με)	R. O(V)	LPF(HZ)	MEMO
1	A	4000	2. 0	100	床版の鉛直変位　CDP-25　500με/mm
2	C	4000	2. 0	100	CDP-25　500με/mm
3	E	4000	2. 0	100	CDP-25　500με/mm
4	π 3	2576	2. 0	100	配力筋方向ひび割れ幅　Cap=5mm　1288 μ / mm
5	CU4i	2500	5. 0	30	主鉄筋ひずみ（上筋Ｄ１６）
6	SU6i	2500	5. 0	30	配力筋ひずみ（上筋Ｄ１０）
7	CL4i	2500	5. 0	30	主鉄筋ひずみ（下筋Ｄ１６）
8	SL6i	2500	5. 0	30	配力筋ひずみ（下筋Ｄ１３）

表-2 GAGE－SWBOX対応表

ＧＡＧＥ－ＳＷＢＯＸ対応表（静ひずみ計）：ＰＳＲ工法　No. 1

DATANO	CH NO	GAGE NO	CONST	MODE	MEMO
1	9	000	A	1. 0	16	変位計(橋軸方向直角から)　CDP-25　動的計測
2	10	01	B	2. 756po3		No. 21119
3	11	02	C	1. 0		CDP-25　動的計測
4	12	03	D	2. 722po3		No. 21120
5	13	04	E	1. 0		CDP-25　動的計測
6	14	05	C 1	2. 483po3		変位計(橋軸直角方向変換から)　No. 21121
7	15	06	C 2	2. 509po3		No. 21122
8	16	07	π 1	8. 475po4		主筋方向ひび割れ幅　1180μ/mm
9	17	08	π 2	8. 850po4		配力筋方向ひび割れ幅　1130μ/mm
10	18	09	π 3	1. 0		配力筋方向ひび割れ幅　1288μ/mm　動的計測
11	19	010	CU2	0. 939	11	主筋　Ｄ１６（上筋）GF=2. 13
12	20	11	CU4B			
13	21	12	CU4D			
14	22	13	CU4i			動的計測
15	23	14	CU4o			
16	24	15	CU4G			
17	25	16	CU4I			
18	26	17	CU6			
19	27	18	SU6B			配力筋　Ｄ１０（上筋）
20	28	19	SU2			
21	29	020	SU4			
22	30	21	SU6i			動的計測
23	31	22	SU6o			
24	32	23	SU8			
25	33	24	SU10			
26	34	25	SU6E			
27	35	26	CL2			主筋　Ｄ１６（下筋）
28	36	27	CL4B			
29	37	28	CL4D			
30	38	29	CL4i			動的計測
31	39	030	CL4o			
32	40	31	CL4G			
33	41	32	CL4I			
34	42	33	CL6			
35	43	34	SL6B			配力筋　Ｄ１３（下筋）
36	44	35	SL2			
37	45	36	SL4			
38	46	37	SL6i			動的計測
39	47	38	SL6o			
40	48	39	SL8			
41	49	040	SL10			
42	50	41	SL6E			
43	51	42	CB1X	0. 957		初期損傷時ｺﾝｸﾘｰﾄ下面　主筋方向(橋軸方向直角から)GF=2. 09
44	52	43	CB1Y			配力筋方向
45	53	44	CB2X			
46	54	45	CB2Y			
47	55	46	CB3X			
48	56	47	CB3Y			
49	57	48	CB4X			
50	58	49	CB4Y			

表-3 GAGE－SWBOX対応表

ＧＡＧＥ－ＳＷＢＯＸ対応表（静ひずみ計）：ＰＳＲ工法　No. 2

DATANO	CH NO	GAGE NO	CONST	MODE	MEMO
51	59	050	CB5X	0. 957	11	初期損傷時ｺﾝｸﾘｰﾄ下面　主筋方向(橋軸方向直角から)GF=2. 09
52	60	51	CB5Y			配力筋方向
53	61	52	CB6X			初期損傷時ｺﾝｸﾘｰﾄ下面　主筋方向(橋軸直角方向変換から)
54	62	53	CB6Y			配力筋方向
55	63	54	CB7X			
56	64	55	CB7Y			
57	65	56	CA1X			増厚ｺﾝｸﾘｰﾄ下面　主筋方向(橋軸方向直角から)
58	66	57	CA1Y			配力筋方向
59	67	58	CA2X			
60	68	59	CA2Y			
61	69	060	CA3X			
62	70	61	CA3Y			
63	71	62	CA4X			
64	72	63	CA4Y			
65	73	64	CA5X			
66	74	65	CA5Y			
67	75	66	CA6X			増厚ｺﾝｸﾘｰﾄ下面　主筋方向(橋軸直角方向変換から)
68	76	67	CA6Y			配力筋方向
69	77	68	CA7X			
70	78	69	CA7Y			
71	79	070	CL2'	0. 939		補強主鉄筋　GF=2. 13
72	80	71	CL4B'			
73	81	72	CL4D'			
74	82	73	CL4i'			
75	83	74	CL4G'			
76	84	75	CL4I'			
77	85	76	CL6'			
78	86	77	SL6B'			補強配力筋
79	87	78	SL2'			
80	88	79	SL4'			
81	89	080	SL6i'			
82	90	81	SL8'			
83	91	82	SL10'			
84	92	83	SL6E'			
85	93	84				
86	94	85				
87	95	86				
88	96	87				
89	97	88				
90	98	89				
91	99	090				
92	100	91				
93	01	92				
94	02	93				
95	03	94				
96	04	95				
97	05	96				
98	06	97				
99	07	98				
100	08	99				

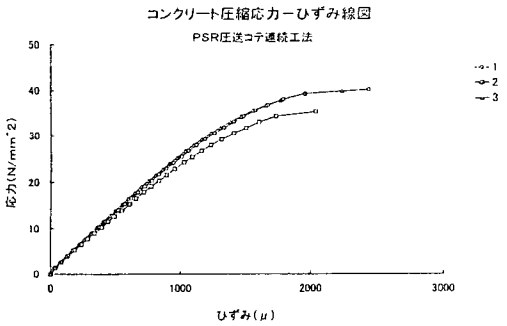


図-3 コンクリート圧縮応力ーひずみ線図

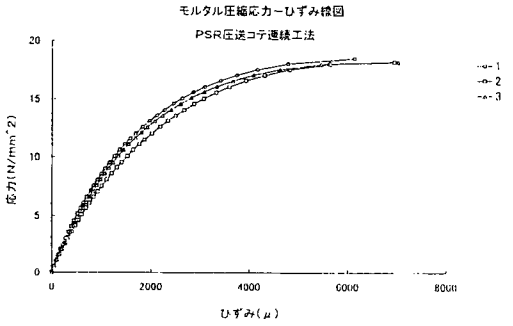


図-4 PPMGモルタルモルタル圧縮応力ーひずみ線図

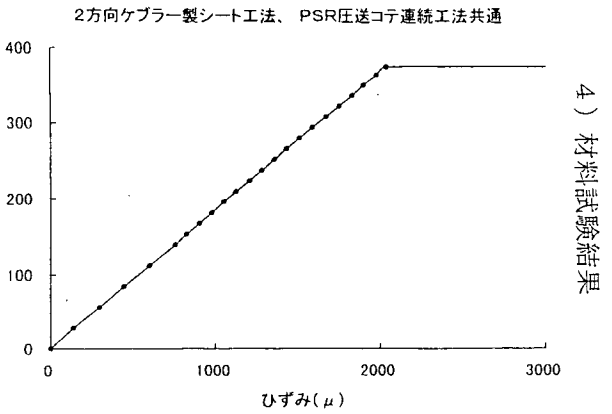


図-5 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D10-1)

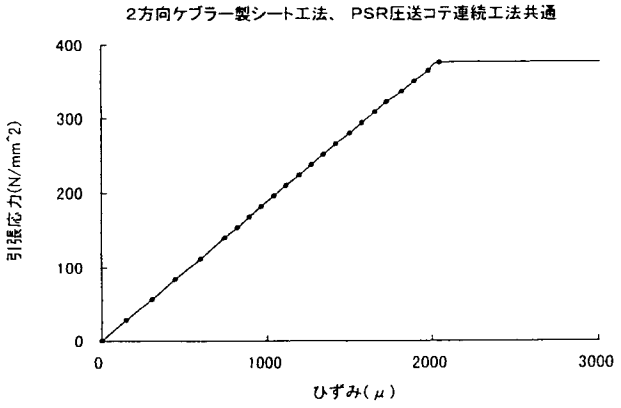


図-6 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D10-2)

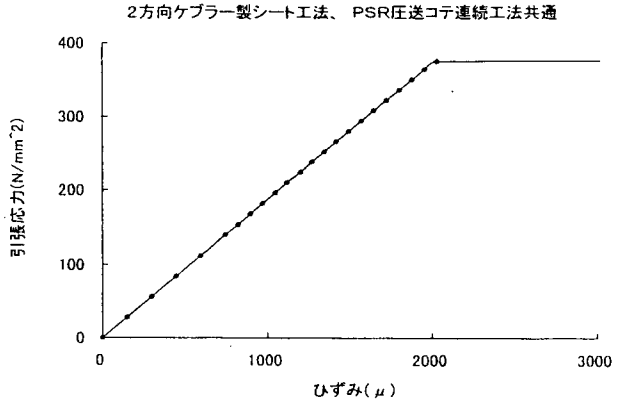


図-7 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D10-3)

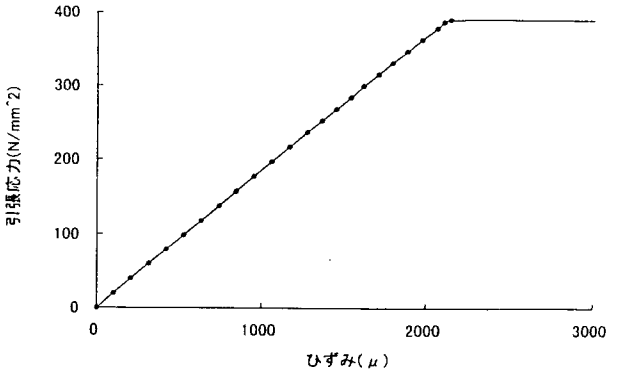


図-8 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D13-1)

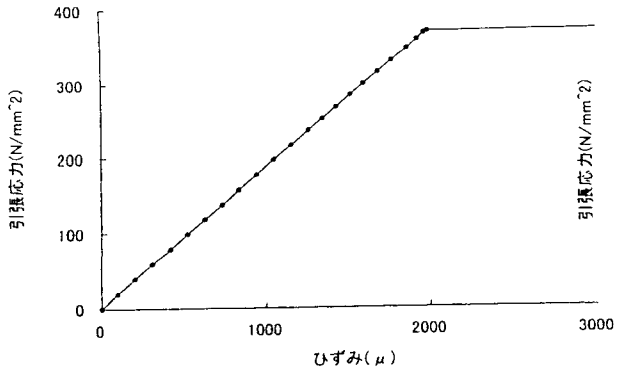


図-9 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D13-2)

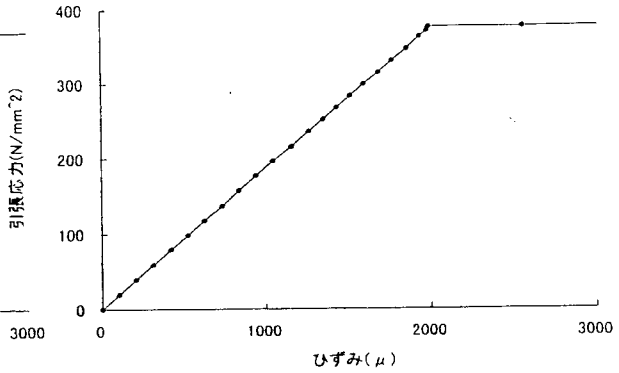


図-10 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D13-3)

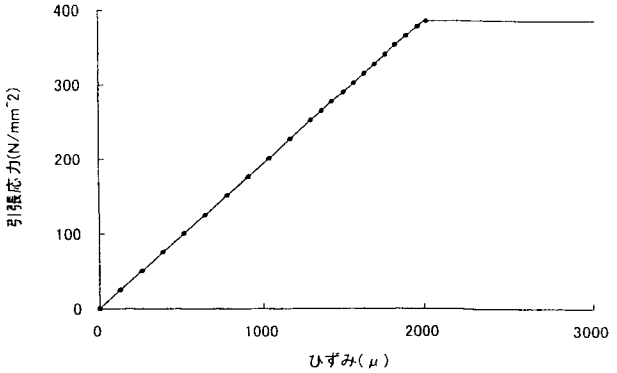


図-11 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D16-1)

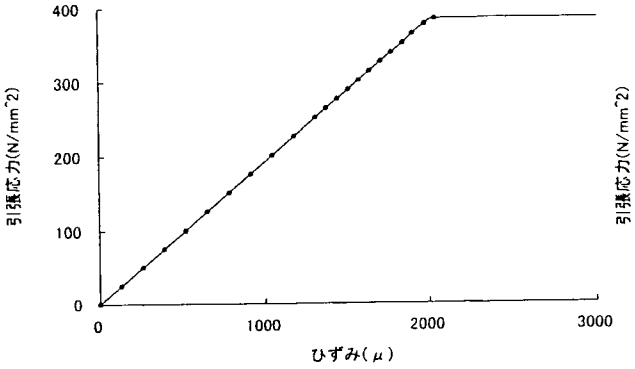


図-12 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D16-2)

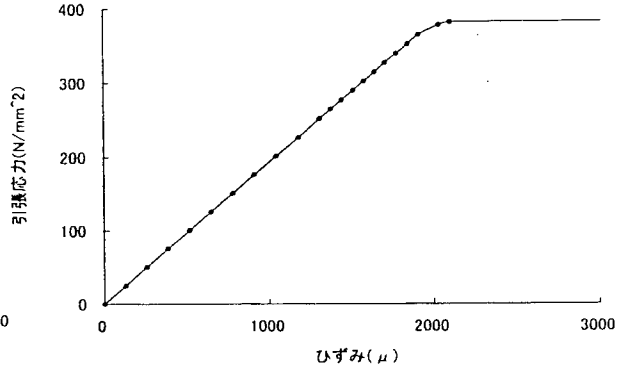


図-13 鉄筋引張応力ーひずみ線図(D16-3)

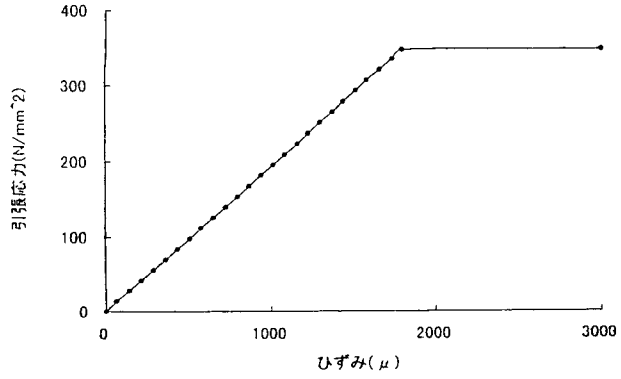


図-14 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-1)

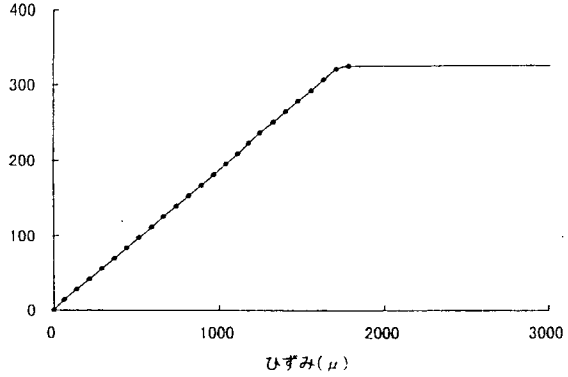


図-15 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-2)

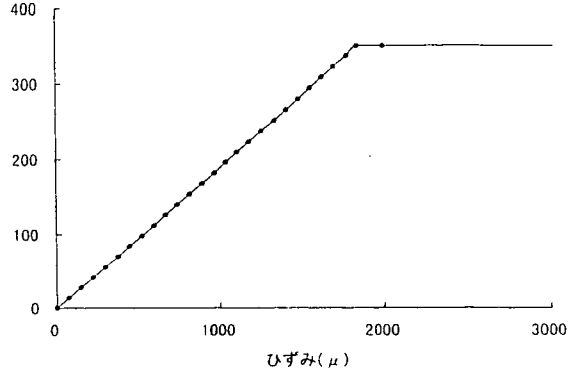


図-16 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-3)

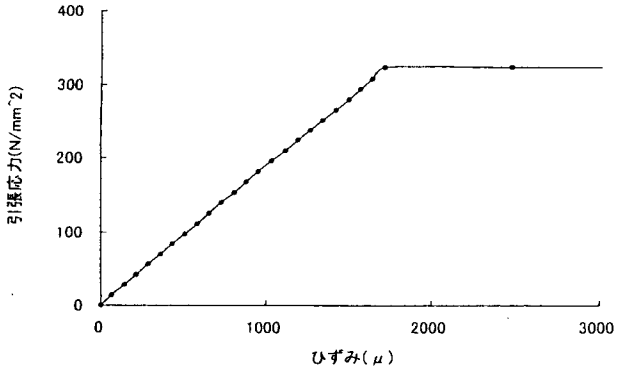


図-17 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-4)

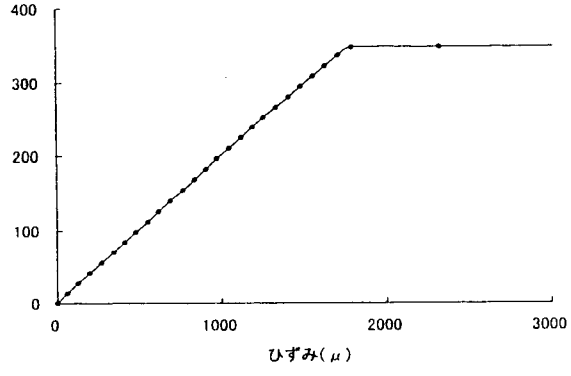


図-18 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-5)

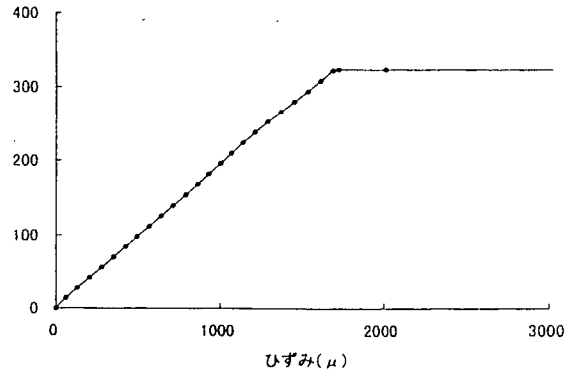


図-19 鉄筋引張応力－ひずみ線図(補強D10-6)

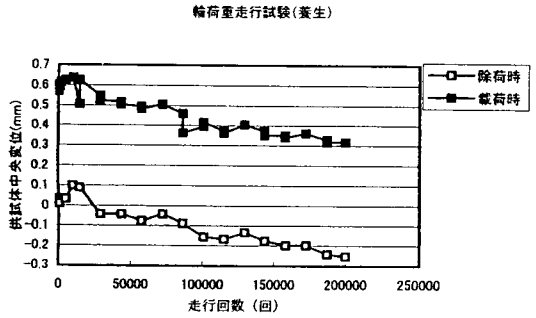


図-20 変位－走行関係(養生)

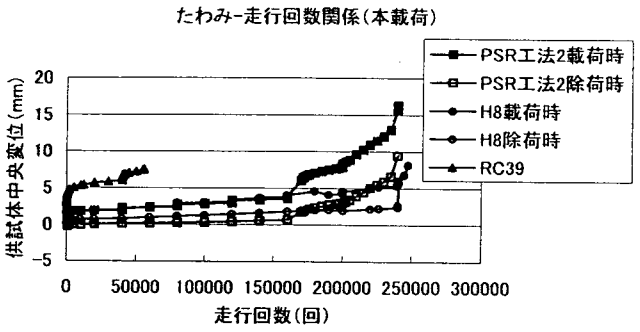


図-21 変位－走行関係(本試験)

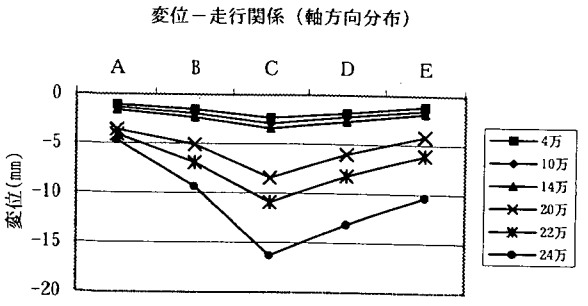


図-22 変位－走行関係(軸方向分布)

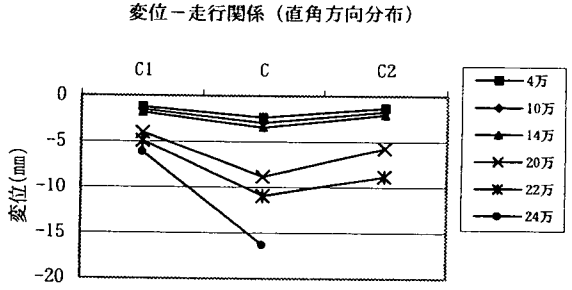


図-23 変位－走行関係(直角方向分布)

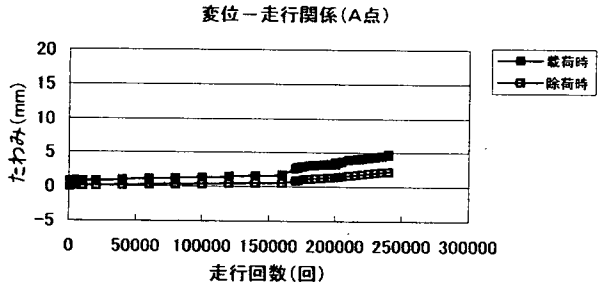


図-24 変位－走行関係(A点)

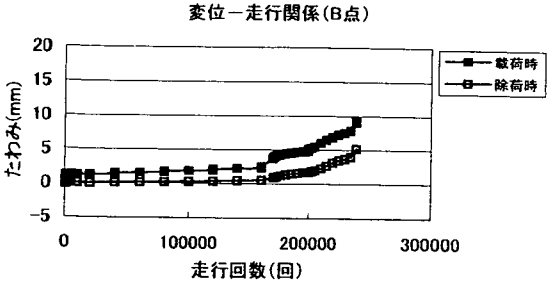


図-25変位－走行関係(B点)

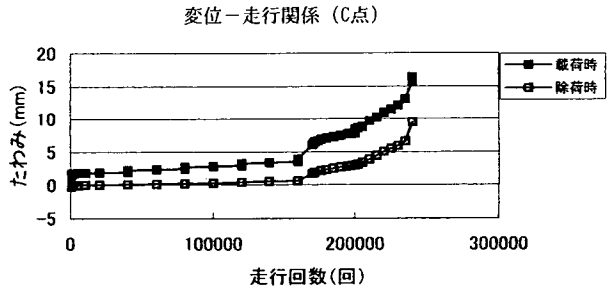


図-26 変位－走行関係(C点)

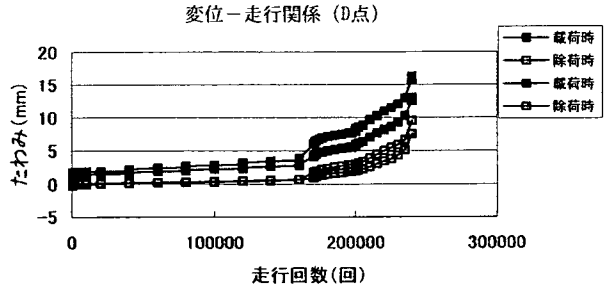


図-27 変位－走行関係(D点)

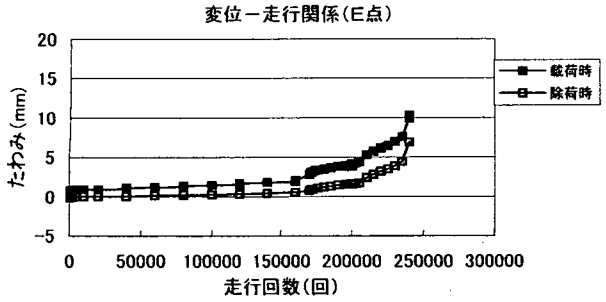


図-28 変位－走行関係(E点)

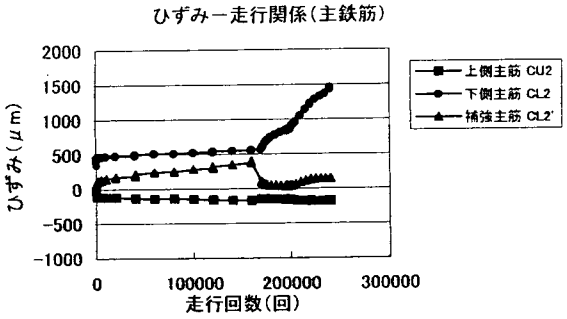


図-29 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

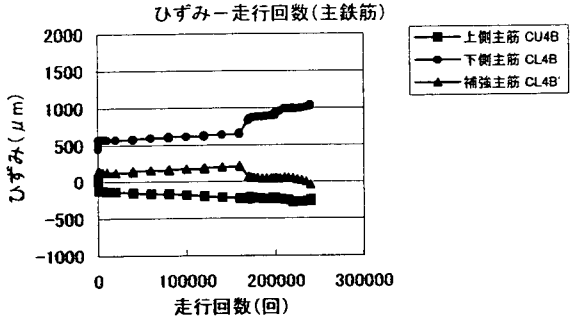


図-30 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

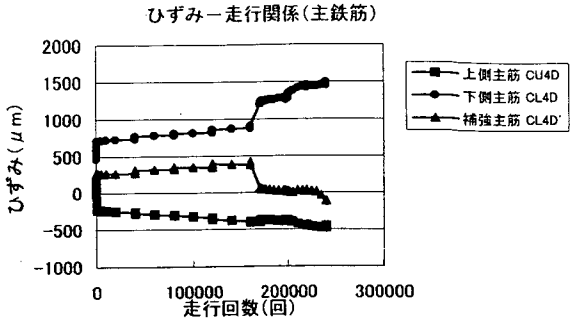


図-31 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

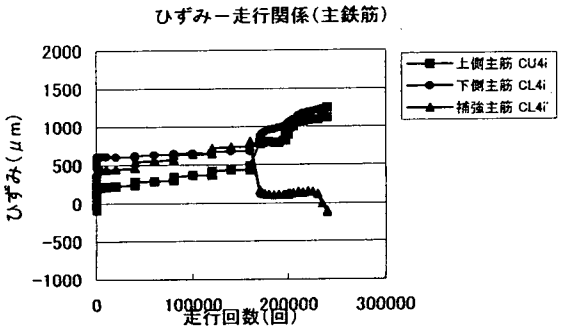


図-32 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

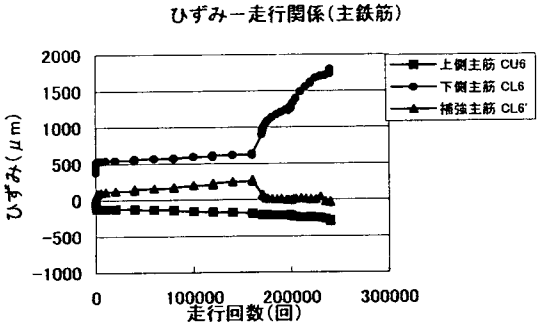


図-33 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

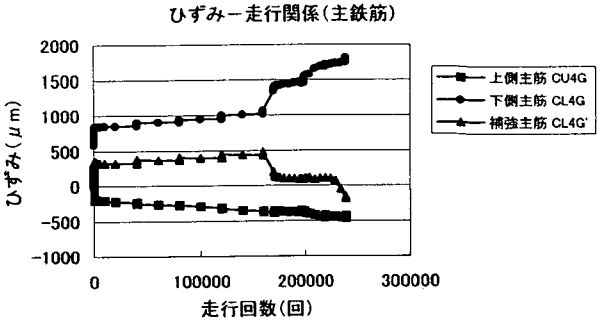


図-34 ひずみ－走行関係(主鉄筋)

付録－５　サンドイッチ型複合床版

（１）供試体設計計算書 ……295

（２）コンクリートの配合 ……303

（３）鋼材のミルシート ……309

（４）引張材料試験（追加試験） ……311

(1)供試体設計計算書

1) 設 計 条 件

主桁間隔	L＝3．００m
ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装厚	１００mm
輪荷重	P＝１０ｔｆ
ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度	σck＝　３５０kgf/cm2
鋼板許容応力度	σsa＝１４００kgf/cm2
床版厚（全厚）	H　＝２１８mm
ｺﾝｸﾘｰﾄ厚	t　＝２００mm
ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ板厚	t１＝　　９mm
底鋼板板厚	t２＝　　９mm
ＣＴ形鋼ピッチ	８７５mm
継手部ボルトピッチ	１５０mm
継手部ボルト径	Ｍ２２

2） 許容応力度

① 曲げ圧縮側鋼板

鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(土木学会)による局部座屈後の設計圧縮強度

一般部　　t=　　9 mm　　デッキ座屈防止用のｽﾀｯﾄﾞをウェブ間に設置する。

f'ud=　　－(tf／b)(Esf'yd)^1／2

＝　　-0.9 ／　　43.75　×(　　2.1×10^6　　×　　2400)^1/2
(　　87.5 /2)

＝　　-1460 kgf/cm2

(架設時:　　-730 kgf/cm2)

上限値は限界状態理論において適用される算定式であるため
許容応力度に換算すると以下の値となる。

σsa＝　　-1460　／　　1.7
＝　　-859 kgf/cm2
(架設時:　　-430 *　　1.25 =　　-537 kgf/cm2)

桁端部　　t=　　9 mm

f'ud=　－(tf／b)(Esf'yd)^1／2

＝　　-0.9 ／　　43.75　×(　　2.1×10^6　　×　　2400)^1/2

＝　　-1460 kgf/cm2

上限値は限界状態理論において適用される算定式であるため
許容応力度に換算すると以下の値となる。

σsa＝　　-1460　／　　1.7
＝　　-859 kgf/cm2

② 曲げ引張側鋼板

σsa＝　　1400 kgf/cm2

③ コンクリート部

設計基準強度　　350 kgf/cm2　　安全率　　3.0

σca＝　　-350　／　　3.0
＝　　-117 kgf/cm2

3） 床版厚の決定

連続版 として計算を行う。

主桁間隔(L)= 3.000m
FLG幅= 0.300m

① 床版支間の計算

床版支間は主桁間隔　3.000m　＋　0.000m　＝　3.000m

Ｈ＝２．５Ｌ＋１０，２０ｃｍ以上

Hmin＝２．５×３．００＋１０＝１７．５ｃｍ

＜２０．０ｃｍ

従って床版全厚はＨ＝２０ｃｍ以上とする。

備考） 合成床版として取り扱うため、床版厚は「鋼構造物設計指針　PARTＢ合成構造物 7．5」　平成９年版－土木学会－による。

② 鋼殻部断面の選定

使用形鋼サイズH1

H≧　200　-　9　-　9　=　182mm

使用するＣＴ形鋼サイズの選定

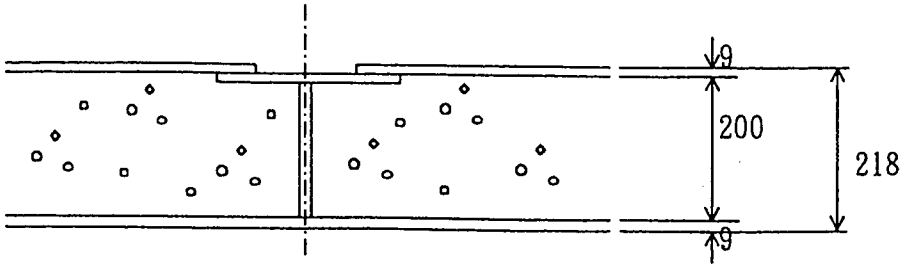
H1(mm)	B(mm)	t1(mm)	t2(mm)
200	200	8	13

CT-　200　×　200　×　8　×　13

を使用する。

よってサンドイッチ床版厚全高Ｈは

200　＋　9　＋　9　＝　218mm ＞　200mm



標準部床版断面図　（単位：ｍｍ）

4） 支間部の設計

① 鋼殻自重の算出

UFLG	0.200	×	0.013	×	1000	/	875		
						×	7.850	=	0.023 tf/m2
WEB	0.187	×	0.008	×	1000	/	875		
						×	7.850	=	0.013 tf/m2
底鋼板	0.009	×	7.850					=	0.071 tf/m2
ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ	0.009	×	7.850	−	0.008			=	0.063 tf/m2
									0.170 tf/m2
					1.15	×	0.170	=	0.195 tf/m2

② 設計断面力

a） 死荷重曲げモーメント

型枠					0.195	tf/m2
床版	0.200	×	2.350	=	0.470	tf/m2
舗装	0.1	×	2.300	=	0.230	tf/m2
均しｺﾝｸﾘｰﾄ	0.000	×	2.350	=	0.000	tf/m2
			Wd	=	0.895	tf/m2

Md= 895 × 3.000 2/ 10 = 806 kgf.m/m

b） 活荷重曲げモーメント

L= 3 m

橋軸直角方向

ML1= (0.114L+0.144) ×P×0．8

=(0.114 × 3 + 0.144)× 10000 × 0.80 = 3888 kgf.m/m

橋軸方向

ML2= (0.095L+0.098) ×P×α×0．8

=(0.095 × 3 + 0.098)× 10000 × 0.80 = 3064 kgf.m/m

c） 設計曲げモーメント

橋軸直角方向

M= Md + ML1

= 806 + 3888

= 4694 kgf.m/m

橋軸方向

M= ML1

= 3064 kgf.m/m

断面力集計表 (kgf.m/m)

橋軸直角方向	4694
橋軸方向	3064

③ 断面計算

a） 橋軸直角方向

橋軸直角方向の断面は、デッキプレート、ＣＴ型鋼、底鋼板からなる鋼部材のみを有効断面として応力計算を実施し、中詰コンクリートは計算に含めないものとする。

ＣＴ間隔の最大幅で計算する　　b=　875 mm

鋼殻部剛度の計算

断面(mm)					A	y	Ay	Ay2	I
材質	:	SM400AW,SS400			cm2	cm	cm3	cm4	cm4
1-UFLG	-	200	*	13	26.00	-0.65	-17	11	4
1-WEB	-	8	*	187	14.96	-10.65	-159	1697	436
1-DECK	-	775	*	9	69.75	0.45	31	14	5
1-LFLG	-	875	*	9	78.75	-20.45	-1610	32933	5
全高	=	218		ΣA	189.46		-1755	34655	450

e=ΣAY/ΣA=　9.26cm　　I=Ay2=　35105cm4　　Ix=I-ΣA*e^2=　18843cm4

Yu=　10.16cm　　Yl=　11.64cm

Z=I/Y　Zu=　1854cm3　　Zl=　1619cm3

応力度計算

σu:　-4694 × 100 × 0.875 / 1854

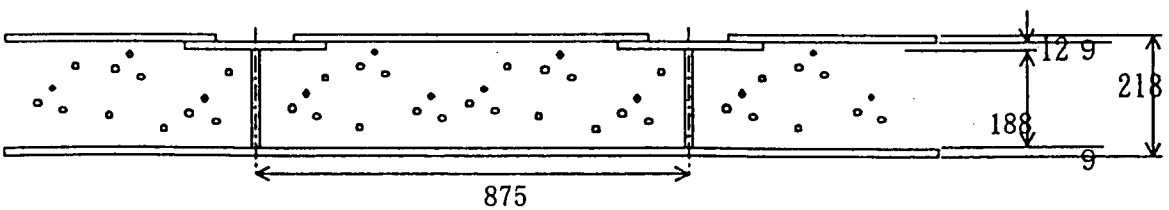
=　-222 kgf/cm2 ＜ -859 kgf/cm2

OK

σl:　4694 × 100 × 0.875 / 1619

=　254 kgf/cm2 ＜ 1400 kgf/cm2

OK

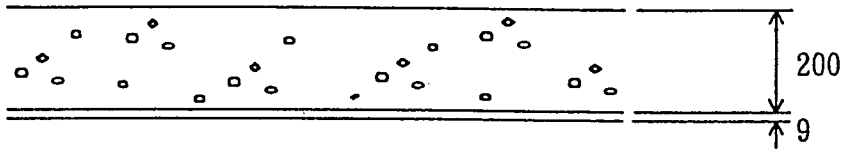


（単位：ｍｍ）

b） 橋軸方向

橋軸方向断面計算は、底鋼板を鉄筋と見なした単鉄筋コンクリート断面として計算する。上側デッキプレートは圧縮を受け座屈すると考え断面には加えない。

設計断面力		3064 kgf.m/m						
As	=	90.00 (cm2/m)			x	=	13.60 (cm)	
As'	=	0.00 (cm2/m)			Kc	=	10823 (cm3/m)	
b	=	100 (cm)			Ks	=	1433 (cm3/m)	
n	=	15						
d	=	20.45 (cm)						
d'	=	0.00 (cm)						
σc	=	-28	kgf/cm2	<	-117	kgf/cm2		OK
σs	=	214	kgf/cm2	<	1400	kgf/cm2		OK



（単位：mm）

5）支点部の設計

①鋼殻自重の算出

UFLG	0.200	×	0.013	×	1000	/	875	
						×	7.850	= 0.023 tf/m2
WEB	0.187	×	0.008	×	1000	/	875	
						×	7.850	= 0.013 tf/m2
底鋼板	0.009	×	7.850					= 0.071 tf/m2
ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ	0.009	×	7.850	-	0.008			= 0.063 tf/m2
								0.170 tf/m2
					1.15	×	0.170	= 0.195 tf/m2

② 設計断面力

a） 死荷重曲げモーメント

鋼殻						0.195 tf/m2
床版	0.200	×	2.350		=	0.470 tf/m2
舗装	0.1	×	2.300		=	0.230 tf/m2
均しｺﾝｸﾘｰﾄ	0.000	×	2.350		=	0.000 tf/m2
				Wd	=	0.895 tf/m2
				(内前死荷重		0.665 tf/m2)

Md= 895 × 3.000 ^2/ 8 = 1007 kgf.m/m

b） 活荷重曲げモーメント

L= 3.000 m

橋軸直角方向

ML1= (0.114L+0.144) ×P×０．８

=(0.114 × 3 + 0.144)× 10000 × 0.80 = 3888 kgf.m/m

c） 設計曲げモーメントの集計

橋軸直角方向

M= Md + ML1

= 1007 + 3888

= 4895 kgf.m/m

②断面計算（橋軸直角方向）

橋軸直角方向の断面は、デッキプレート、ＣＴ型鋼、底鋼板からなる鋼部材のみを有効断面として応力計算を実施し、中詰コンクリートは計算に含めないものとする。

ＣＴ間隔の最大幅で計算する　　b=　875 mm

鋼殻部剛度の計算

断面(mm)					A	y	Ay	Ay2	I
材質　：　SMA400AW,SS400					cm2	cm	cm3	cm4	cm4
1-UFLG	-	200	*	13	26.00	-0.65	-17	11	4
1-WEB	-	8	*	187	14.96	-10.65	-159	1697	436
1-DECK	-	775	*	9	69.75	0.45	31	14	5
1-LFLG	-	300	*	9	27.00	-20.45	-552	11291	2
全高	=	218		ΣA	137.71		-697	13013	446

e=ΣAY/ΣA=　5.06cm　　I=Ay2=　13013cm4　　Ix=I-ΣA*e^2=　9486cm4

Yu=　5.96cm　　Yl=　11.64cm

Z=I/Y　Zu=　1591cm3　　Zl=　815cm3

応力度計算

σu=　4895　×　100　×　0.875　/　1591

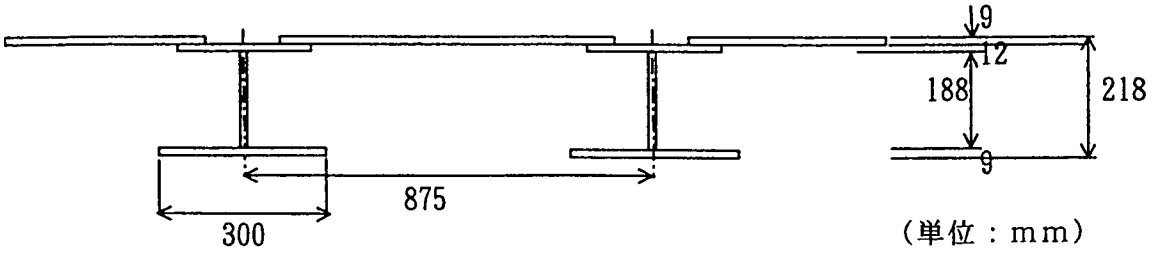
=　269　kgf/cm2　<　-859　kgf/cm2

OK

σl=　4895　×　100　×　0.875　/　815

=　-525　kgf/cm2　<　1400 kgf/cm2

(　-80　kgf/cm2　<　-636 kgf/cm2)・・・前死荷重に対する局部座屈の照査



（単位：ｍｍ）

（2）コンクリートの配合

配合計算書

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	35	15	20	N

指定事項

（1）標準偏差（σ）　当工場の実績により　σ ＝ 2.4 N/mm²

（2）配合強度（m）

m ＝ 0.85・SL ＋ 3.0・σ ＝ 31.9 N/mm²

m ＝ SL ＋ 2.5・σ ＝ 35.0 N/mm²

よって　m ＝ 35.0 N/mm²

（3）水セメント比（W/C）　m ＝ −12.5 ＋ 22.7・C/W

$$W/C = \frac{22.7}{35.0 + 12.5} \times 100 = 47.5\ \%$$

W/C ＝ 47.5 %

（4）単位水量（W）　当工場の実績により　W ＝ 174 kg/m³

（5）単位セメント量（C）

$$C = \frac{W}{W/C} \times 100 = \frac{174}{47.5} \times 100 = 367\ kg/m^3$$

Cv＝ C ÷ 密度 ＝ 367 ÷ 3.15 ＝ 117 ℓ/m³

（6）空気量（A）　A ＝ 4.5 % × 1000 ＝ 45 ℓ/m³

（7）単位粗骨材量（G）　当工場の実績により　かさ容積 ＝ 0.620 m³/m³　実積率 ＝ 60.0 %

Gv ＝ 0.620 × 1000 × 60.0 ÷ 100 ＝ 372 ℓ/m³

G1v＝ Gv × 50.0 % ＝ 186 ℓ/m³　G1＝ G1v×密度 ＝ 186 × 2.71 ＝ 504 kg/m³

G2v＝ Gv × 50.0 % ＝ 186 ℓ/m³　G2＝ G2v×密度 ＝ 186 × 2.67 ＝ 497 kg/m³

（8）単位細骨材量（S）　Sv ＝ 1000 − (W＋Cv＋Gv＋A) ＝ 1000 − 708 ＝ 292 ℓ/m³

S ＝ Sv × 密度 ＝ 292 × 2.60 ＝ 760 kg/m³

（9）細骨材率（s/a）　s/a ＝ Sv ÷ (Gv＋Sv) × 100 ＝ 44.0 %

（10）単位混和剤量（Ad）　Ad ＝ C × 添加率 ＝ 367 × 1.0000　% ＝ 3.67 kg/m³

配合表　(kg/m³)

セメント	混和材 ①	混和材 ②	水	細骨材 ①	細骨材 ②	細骨材 ③	粗骨材 ①	粗骨材 ②	粗骨材 ③	粗骨材 ④	混和剤 ①	混和剤 ②	混和剤 ③
367	−	−	174	760	−	−	504	497	−	−	3.67	−	−

水セメント比	47.5%	細骨材率	44.0%	骨材混合比（容積混合）	粗骨材①:②	50.0:50.0

備考

セメント試験成績表

平成 11 年　9月度

日立セメント株式会社

品質＼種類		普通ポルトランドセメント JIS R5210				高炉セメントB種 JIS R5211			
		JIS規格値	試験成績			JIS規格値	試験成績		
			平均値	標準偏差	最大値（最小値）		平均値	標準偏差	最大値（最小値）
密度 g/cm³		——	3.15	—	——	——	3.04	—	——
比表面積 cm²/g		2500以上	3,360	82	——	3000以上	3,850	71	——
凝結	水量 %	——	27.2	—	——	——	28.6	—	——
	始発h-min	60min以上	2-09	—	(1-50)	60min以上	3-00	—	(2-40)
	終結h-min	10h以下	3-18	—	3-40	10h以下	4-16	—	4-35
安定性		良	良	—	——	良	良	—	——
圧縮強さ N/mm²	3 d	12.5以上	28.3	1.54	——	10.0以上	21.3	1.52	——
	7 d	22.5以上	44.2	1.80	——	17.5以上	33.3	1.76	——
	28 d	42.5以上	60.2	1.94	——	42.5以上	61.2	1.86	——
水和熱 J/g	7 d	——	326	—	——	——	——	—	——
	28 d	——	385	—	——	——	——	—	——
酸化マグネシウム %		5.0以下	1.49	—	1.74	6.0以下	3.63	—	3.79
三酸化硫黄 %		3.0以下	2.03	—	2.34	4.0以下	2.07	—	2.21
強熱減量 %		3.0以下	0.84	—	1.04	3.0以下	0.55	—	0.85
全アルカリ %		0.75以下	0.66	—	0.70	——	——	—	——
塩化物イオン %		0.02以下	0.010	—	0.014	——	0.009	—	——

備考

1．試験方法はJIS R5201，JIS R5202およびJIS R5203による。
2．28日圧縮強さおよび水和熱は前月度の値を示す。
3．安定性はパット法による。
4．化学分析の試験成績は本体の分析方法による。

（注）1．ベースセメントの全アルカリ（Na_2Oeq%）：0.66
2．高炉スラグの混入量（質量%）：40~45

IQC

═ お問合せその他ご連絡先 ═

東京支店
電話03(3984)4160
〒171-0033 東京都豊島区高田3丁目31番5号
（マルカプビル7F）

水戸支店
電話029(246)4311
〒310-0836 茨城県水戸市元吉田町73番地

水戸支店 仙台営業所
電話022(225)7851
〒980-0014 宮城県仙台市青葉区本町2丁目19番5号

骨材の総合試験成績表

平成１１年９月４日

鹿島中央コンクリート株式会社
鹿島工場

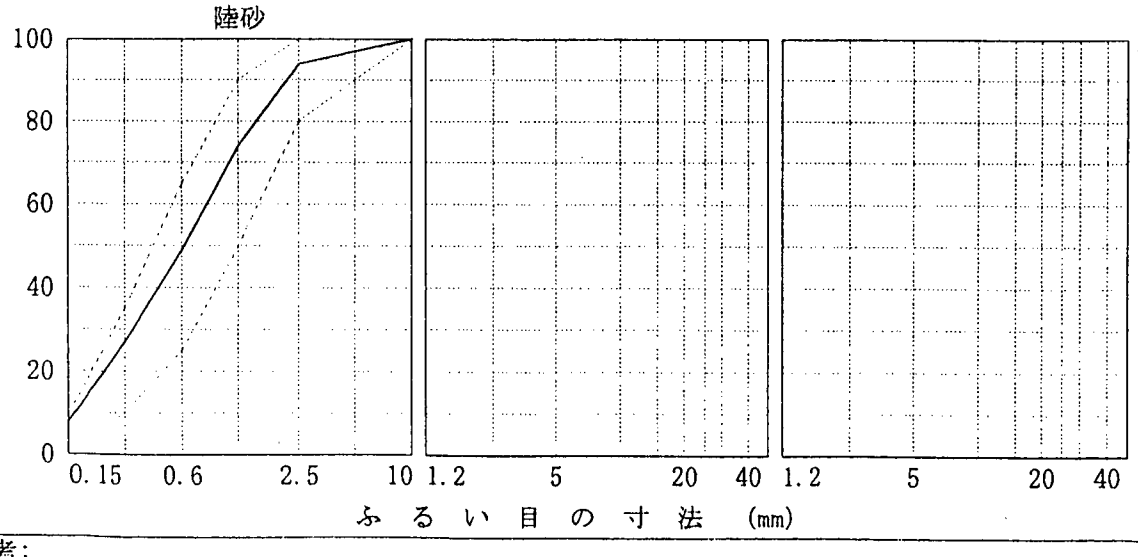
	産地品名
骨材①	鹿嶋産　　陸砂
骨材②	
骨材③	
骨材④	

試験項目	骨材①	骨材②	骨材③	骨材④
最大寸法 (mm)	5			
表乾密度 (g／cm³)	2.60			
絶乾密度 (g／cm³)	2.56			
吸水率 (%)	1.62			
単位容積質量 (kg/L)				
実積率 (%)				
微粒分量試験 (%)	1.2			
粘土塊量 (%)	0.4			
有機不純物	淡い			
やわらかい石片 (%)				
塩化物量 (%)	0.001			
比重1.95 (%)	0.05			
安定性 (%)	1.0			
すりへり減量 (%)				
粒形判定実積率 (%)				

ふるい分け試験（通過率%）

フルイ(mm)	陸砂		
150			
100			
80			
60			
50			
40			
30			
25			
20			
15			
10	100		
5	97		
2.5	94		
1.2	74		
0.6	49		
0.3	27		
0.15	8		
粗粒率	2.51		

粒　度　曲　線



備考:
有機不純物・塩化物量・比重1.95は平成１１年４月の試験結果である
安定性は平成１１年３月の試験結果である

担当者

IQC

骨材の総合試験成績表

平成１１年９月４日

鹿島中央コンクリート株式会社
鹿島工場

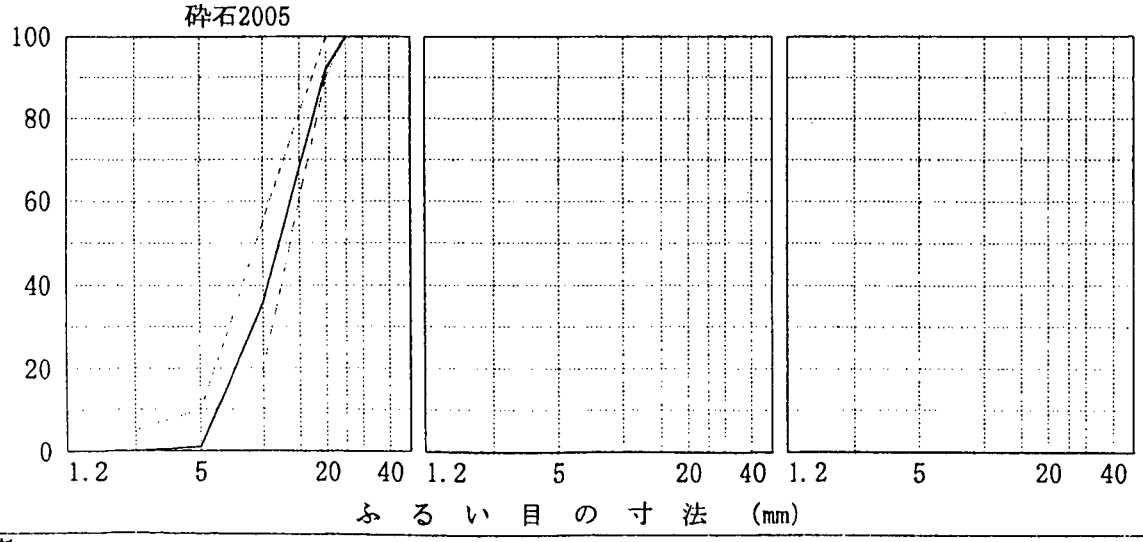
	産地品名
骨材①	岩間産　砕石２００５　　砕石2005
骨材②	
骨材③	
骨材④	

試験項目	骨材①	骨材②	骨材③	骨材④
最大寸法（mm）	20			
表乾密度（g／cm³）	2.71			
絶乾密度（g／cm³）	2.69			
吸水率（%）	0.678			
単位容積質量（kg/L）	1.62			
実積率（%）	60.2			
微粒分量試験（%）	0.30			
粘土塊量（%）				
有機不純物				
やわらかい石片（%）	0.0			
塩化物量（%）				
比重1.95（%）				
安定性（%）	0.4			
すりへり減量（%）	15.8			
粒形判定実積率（%）	59.7			

ふるい分け試験（通過率%）

ﾌﾙｲ(mm)	砕石2005		
150			
100			
80			
60			
50			
40			
30			
25	100		
20	92		
15	68		
10	36		
5	1		
2.5	0		
1.2			
0.6			
0.3			
0.15			
粗粒率	6.71		

粒　度　曲　線



備考:
軟らかい石片は平成１１年２月の試験結果である
安定性・すりへり減量は平成１１年２月の試験結果である

担当者

IQC

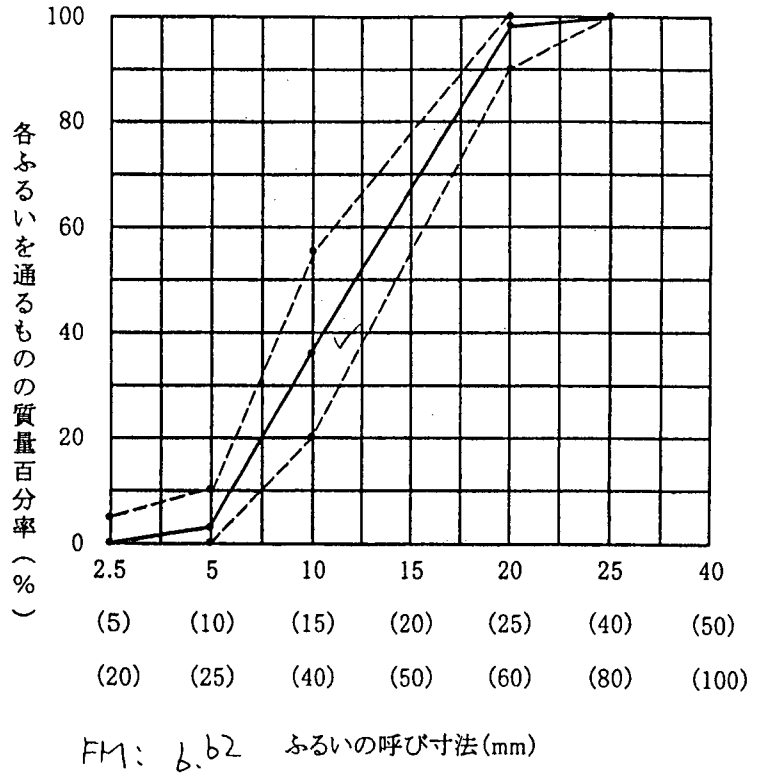
コンクリート用砕石試験成績表

種類	砕石2005A ✓	原石の種類	硬質砂岩
製造会社名	岡本興業㈱	採取地の地名・地番	茨城県笠間市片庭2862-9
工場名	笠間工場 0296-72-0811	試験実施日	物理試験: H11.8.27 ✓
			アルカリシリカ反応性試験: H11.8.9 ✓

試験項目（物理試験）	規格値	試験値	備考
絶乾密度（JIS A 1110）	2.5g/cm³以上	2.66 ✓	表乾密度（ 2.67 ✓ ）
吸水率（JIS A 1110）	3.0 %以下	0.40 ✓	
安定性（JIS A 1122）	12 %以下	0.4 ✓	H11.2.27
すりへり減量（JIS A 1121）	40 %以下	11.7 ✓	H11.2.27
骨材の微粒分量（JIS A 1103）	1.0 %以下	0.14 ✓	
粒形判定実積率	55 %以上	58.6 ✓	砕石2005だけ

ふるい分け試験（JIS A 1102）

	ふるいの呼び寸法	各ふるいを通るものの質量百分率 (%)	
ふるい分け試験結果	100		0
	80		
	60		
	50		
	40		
	25	100	0
	20	99	1
	15		
	10	36	64
	5	3	97
	2.5	0	100



アルカリシリカ反応性試験（JIS A 5308 附属書7又は8）	試験結果	A ✓
	試験方法	化学法 ✓
	A: 無害と判定 B: 無害と判定されない，又は試験を行っていない。	

試験機関名	物理試験: 岡本興業㈱ 試験室
	アルカリシリカ反応性試験: (財)日本品質保証機構 南関東試験センター

作成者	担当部署: 岡本興業㈱笠間工場 検査課
	担当者名: 谷田部 耕一

IQC

鹿島中央コンクリート㈱　　御中

東京都港区六本木一丁目10番26号
株式会社 エヌエムビー

平成　11　年　9　月度　コンクリート用化学混和剤試験結果報告書

品　　名：ﾎﾟｿﾞﾘｽ NO.70-250 ✓
種　　類：ＡＥ減水剤　標準形（Ｉ種）✓

1．コンクリートの試験結果

項目		JIS A 6204による規定値	試験値	
			スランプ8cm	スランプ18cm
減水率 %		10 以上	13 ✓	12 ✓
ブリーディング量の比 %		70 以下	57 ✓	60 ✓
凝結時間の差 min	始発	-60 ～ +90	+15 ✓	+35 ✓
	終結	-60 ～ +90	+15 ✓	+20 ✓
圧縮強度比 %	材齢3日	115 以上	137 ✓	138 ✓
	材齢7日	110 以上	127 ✓	126 ✓
	材齢28日	110 以上	121 ✓	118 ✓
長さ変化比 %		120 以下	101 ✓	101 ✓
凍結融解に対する抵抗性（相対動弾性係数 %）		80 以上	97 ✓	—
経時変化量	スランプ cm	— 以下	—	—
	空気量 %	— 以内	—	—

備考　1．1㎥当たりの化学混和剤使用量　スランプ8cm　3.20 kg/㎥　スランプ18cm 3.41 kg/㎥
　　2．材齢28日の圧縮強度比の値は，前月度の値である。
　　3．長さ変化比及び凍結融解に対する抵抗性の試験は，年1回の頻度で実施し，この表に表示されている試験値は，　平成 10 年 11 月分の試験結果である。

2．塩化物イオン（Cl⁻）量及び全アルカリ量

項目	化学混和剤中の含有量	1㎥当たりの化学混和剤の使用量	JIS A 6204による規定値	試験値
塩化物イオン(Cl⁻)量	0.03 %	3.41 kg/㎥	0.02kg/㎥以下	✓ 0.00 kg/㎥
全アルカリ量	1.0 %	3.41 kg/㎥	0.30 kg/㎥ 以下	✓ 0.03 kg/㎥

備考　1㎥当たりの化学混和剤量及び試験値は，スランプ8cmおよびスランプ18cmのコンクリートのいずれか大きい場合の値を示す。

3．その他の項目

項目	規格値	試験値
密度（g/cm³, 20℃）	1.060 ～ 1.070	1.065 ✓

IQC

注）セメント質量に対する化学混和剤使用量　250mL/C=100kg（原液換算）

証明書番号: K3 98943
CERTIFICATE No.

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

株式会社 神戸製鋼所
加古川製鉄所 加古川市金沢町1番地
KOBE STEEL, LTD.
KAKOGAWA WORKS
1, Kanazawa-cho, Kakogawa-city, Japan

契約番号: 148M34
KSL CONTRACT No.

需要家: K.K.OOSAWA SHOTEN
CUSTOMER

注文者: NISSHO-IWAI CO., LTD. 201
SHIPPED

品名: STEEL PLATE
COMMODITY

需要家発注番号
CUSTOMER'S PURCHASE ORDER No.:

注文者照合番号
REFERENCE No.: 20SW128

規格
SPECIFICATION: JIS G 3101 SS 400 (1995)

日付: 2000-10-06
DATE

寸法 SIZE 単位UNIT INCH:", FEET:', cm:SPACE	員数 QUANTITY	質量 MASS TABLE KG	製品番号 PLATE No.	鋳造番号 CAST No.	管理番号 CONTROL No.	引張試験 TENSILE TEST 位置 Pos. ※1	採取点距離 ※2	試験温度 Temperature 摂氏,華氏 Degree C or F	降伏点耐力 Y.P. N/MM2	引張強さ T.S. N/MM2	伸び EL. %	%	曲げ試験 BEND TEST 位置 Pos. ※1	180°	衝撃試験 IMPACT TEST 位置 Pos. ※1	形状寸法 ※3	試験温度 Temperature 摂氏,華氏 Degree C or F	吸収エネルギー Absorbed Energy 1	2	3	AV.	備考
						SPEC		MIN.	235	400	21											
22.0 X 2438 X 6096	1	2,643	596157B	KC8688	A905701	TC	A	MAX.		510												
								R.T.	310	442	32		TC	GOOD								
TOTAL	1	2,643																				

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION:ACCEPTABLE.

鋳造番号 CAST No.	※4	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION % C	Si	Mn	P	S	Cu	Al	Ni	Cr	Mo	V	Nb			Ceq	Pcm	※5 粒度 A.G.S.
SPEC.																		
MIN.																		
MAX.					.050	.050												
KC0688L		.13	.22	1.02	.021	.008												

上記の注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN MADE TO THE APPLICABLE SPECIFICATION BY THE BASIC OXYGEN PROCESS AND TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE RULES WITH SATISFACTORY RESULTS.

東京都江戸川区船堀6丁目14番5号
株式会社 大[illegible]商店
TEL 03 (687)[illegible]

品質保証[illegible]
MANAGER OF QUALITY SYSTEM [illegible]TO

NOTES:

※1……位置 Position---T=Top, M=Middle, B=Bottom, L=Longitudinal, C=Transverse, Z=Through Thickness.
※2……採点距離 Gauge Length---A=200mm, B=8", C=50mm(Rectangular), D=50mm(Round), E=2"(Rectangular), F=2"(Round), G=5D, H=5.65√A(Rectangular), J=5.65√A(Round), K=4D, L=80mm, M=100mm.
※3……形状・寸法 Type & Size---1=mm, 2=2mm/t, 4=2mm/t, Space=Full Size, A=10×3mm, B=10×½mm, C=10×¾mm, D=10×¾mm, E=10×1mm.
※4……鋳造 Type---L=とり べ分析 Ladle Analysis, C=製品分析 Product Analysis, CC=複合計算 Composite Calculation.
※5……C=焼ならし Normalized, Q=焼入れ Quenched, T=焼もどし Tempered, SR=応力除去焼なまし Stress Relieved/Simulated Post-Weld Heat Treatment, HR=昇温速度 Heating Rates, CR=降温速度 Cooling Rates, C=℃, F=℉.
YR=降伏比 Yield Ratio, RA=絞り Reduction Area, UE=一様伸び Uniform Elongation, LE=横拡がり量 Lateral Expansion, S.F=剪断破面 Shear Fracture, C.F=脆性破面 Cleavage Fracture, SI=セパレーションインデックス Separation Index.

鋼材のミルシート（3）

証明書番号: K3 01408
CERTIFICATE No.

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

株式会社神戸製鋼所
加古川製鉄所 加古川市金沢町1番地
KOBE STEEL, LTD.
KAKOGAWA WORKS
1, Kanazawa-cho, Kakogawa-city, Japan

契約番号: 148T76
YSL CONTRACT No.

需要家: K.K.OOSAWA SHOTEN
CUSTOMER

注文者: TSUDA CO.
SHIPPED

品名: STEEL PLATE
COMMODITY

需要家発注番号
CUSTOMER'S PURCHASE ORDER No.

注文者照合番号: R3000823
REFERENCE No.

規格: JIS G 3101 SS 400 (1995)
SPECIFICATION

日付: 2000-10-23
DATE

No. 8149 P. 1

E05

寸法 SIZE 単位UNIT INCH:", FEET:', mm:SPACE	員数 QUANTITY	質量 MASS TABLE KG	製品番号 PLATE No.	鋳造番号 CAST No.	管理番号 CONTROL No.	引張試験 TENSILE TEST 位置 Pos. ※1	採取方向 ※2	試験温度 Temperature 摂氏,華氏 Degree C or F	降伏点 耐力 Y.P. N/MM2	引張強さ T.S. N/MM2	伸び EL %	%	曲げ試験 BEND TEST 位置 Pos. ※1	180° 内R=1.50T	衝撃試験 IMPACT TEST 位置 Pos. ※1	形状寸法 ※3	試験温度 Temperature 摂氏,華氏 Degree C or F	吸収エネルギー Absorbed Energy 1	2	3	AV.	備考 REMARKS
9.0 X 2438 X 12192	1	2,163	6078943	KB7970	A961301	SPEC		MIN.	245	400	17											
						TC	A	MAX.		510												
								R.T.	295	428	30		TC	GOOD								
TOTAL	1	2,163																				

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION:ACCEPTABLE.

鋳造番号 CAST No.	※4	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION % C	Si	Mn	P	S	Cu	Al	Ni	Cr	Mo	V	Nb			Ceq	Pcm	脱酸法 A.G.S.
SPEC.																		
MIN.																		
MAX.																		
KB7970	U	.16	.14	.69	.050	.050												
	L				.009	.005												

上記の注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN MADE TO THE APPLICABLE SPECIFICATION BY THE BASIC OXYGEN PROCESS AND TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE RULES WITH SATISFACTORY RESULTS.

東京都江戸川区船堀[illegible]号
株式会社 大[illegible]商店
TEL 03 (687[illegible]

品質保証[illegible]
MANAGER OF QUALITY SYSTEM INSPECTION

P.S.:

※1……位置 Position---T=Top, M=Middle, B=Bottom, L=Longitudinal, C=Transverse, Z=Through Thickness.
※2……採取方向 Cause Length---A=200mm, B=8"(Bound), C=50mm(Rectangular), D=50mm(Round), E=2"(Rectangular), P=4"(Bound), G=50, H=5.65√A(Rectangular), J=5.65√A(Round), H=40, L=80mm, M=100mm.
※3……形状 The Type & Size---1=3mm, 2=2mm, 4=2mm, 5=Over, Space=Full Size, A=10×¼in, B=10×¼in, C=10×⅛in, D=10×3/16in, E=10×½in.
※4……成分 Type---L=とりべ分析 Ladle Analysis, C=製品分析 Product Analysis, CC=成品計算 Composite Calculation.
※5……N=ならし Normalized, Q=焼入れ Quenched, T=焼もどし Tempered, SR=応力除去焼なまし Stress Relieved/Simulated Post-Weld Heat Treatment, HR=昇温速度 Heating Rates, CR=降温速度 Cooling Rates, C=°C, F=°F.
YR=降伏比 Yield Ratio, RA=絞り Reduction Area, UE=一様伸び Uniform Elongation, LE=横膨出量 Lateral Expansion, S.F=延性破面 Shear Fracture, C.F=脆性破面 Cleavage Fracture, SI=セパレーションインデックス Separation Index.

（４）引張材料試験（追加試験）

試験片番号	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 (tf)	kN (tf)	N/mm² (kgf/cm²)	N/mm² (kgf/cm²)	試験前	試験後	%	mm²	－
DP-t9-1	61.10 (6.23)	92.5 (9.44)	302 (3,082)	457 (4,633)	50.46	71.50	41.7	202.5	PL t=9 SS400
DP-t9-2	60.90 (6.21)	91.3 (9.32)	299 (3,051)	449 (4,581)	50.65	71.20	40.9	203.4	
DP-t9-3	61.60 (6.29)	92.4 (9.43)	303 (3,092)	455 (4,640)	50.51	70.20	39.0	203.2	
平均値	－	－ 3	01 (3,075)	454 (4,629)	－	－	40.5	－	－

付録－６　低Ｕリブ床版

１）設計計算書 ……313
①供試体設計計算書
②コンクリート配合
③鋼材ミルシート
a)底鋼板
b)鉄筋
c)スタッド

1)設計計算書

①供試体設計計算書

1)設計断面力

道示の設計曲げモーメント式(道示Ⅱ6.1.4)による

L=	3.00 m	床版支間長(支持桁間隔)
P=	10,000 kgf	B活荷重
k=	1.042	曲げモーメントの割増し係数(道示Ⅱ6.1.4表-6.1.2)
	(A活荷重の場合は考慮せず曲げモーメントを2割低減するため0.8とする)	
H=	20.60 cm	全床版厚(鉄筋コンクリート厚+底鋼板厚)
	2,750 kgf/m3	合成床版単位重量(実績による)
w=	567 kgf/m2	床版自重(合成前死荷重)
Hs=	8.0 cm	舗装厚
	2,300 kgf/m3	舗装単位重量(道示Ⅰ2.1.2)
ws=	184 kgf/m2	舗装自重(合成後死荷重)
wsn=	kgf/m2	雪荷重(道示Ⅰ2.1.13)

支間タイプ: 2 1:単純版、2:連続版端支間、3:連続版中間支間
床版支間方向: 車両進行方向に直角

道示Ⅱ6.1.4 表6.1.1 T荷重(衝撃含む)による床版の単位幅あたりの設計曲げモーメント kgf・m/m

版の区分	曲げモーメントの種類		床版支間方向	車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
			曲げモーメントの方向	主部材方向	配力部材方向	主部材方向	配力部材方向
単純版	支間曲げモーメント		0<L≦4	+(0.12L+0.07)P	+(0.10L+0.04)P	+(0.22L+0.08)P	+(0.06L+0.06)P
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	0<L≦4	+(単純版の80%)	+(単純版の80%)	+(単純版の80%)	+(単純版と同じ)
		端支間				+(単純版の90%)	+(単純版と同じ)
	支点曲げモーメント	中間支点		-(単純版の80%)	---	-(単純版の80%)	---
片持版	支点		0<L≦1.5	-PL/1.30L+0.25	---	-(0.70L+0.22)P	---
	先端付近			---	+(0.15L+0.13)P	---	+(0.16L+0.07)P

道示Ⅱ6.1.4 表6.1.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版および連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数

支間 L(m)	L≦2.5	2.5<L≦4.0
割増し係数	1.0	1.0+(L-2.5)/12

道示Ⅱ6.1.4 表6.1.3 等分布死荷重による床版の単位幅あたりの設計曲げモーメント kgf・m/m

版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$+wL^2/8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント		$-wL^2/2$	
連続版	支間曲げモーメント	端支間	$+wL^2/10$	
		中間支間	$+wL^2/14$	
	支点曲げモーメント	2支間の場合	$-wL^2/8$	
		3支間以上の場合	$-wL^2/10$	

a)主部材方向設計曲げモーメント

Mds=	510 kgf.m/m	合成前 死荷重曲げモーメント(床版自重)
Mdv=	166 kgf.m/m	合成後 死荷重曲げモーメント(舗装自重+雪荷重)
Ml=	3,583 kgf.m/m	合成後 活荷重曲げモーメント

b)配力部材方向設計曲げモーメント

M= 2,720 kgf.m/m 合成後活荷重曲げモーメント

2)断面設計

・許容応力度

コンクリート

σ ck= 300 kgf/cm2 設計基準強度

*1 社内規定により、高耐久性床版の設計基準強度は300kgf/cm2を標準とする。

σ ca= 86 kgf/cm2 許容応力度(= σ ck/3.5)

*2 鋼部材との合成であるため道示Ⅱ9.3.1の規定に準じる。

鋼材 材質: SM400

σ ta= 1,400 kgf/cm2 許容引張応力度

σ ca= 1,400 kgf/cm2 許容圧縮応力度

*1 道示Ⅱ2.2.1による。座屈による低減は必要ない。

*2 前死荷重時は架設時割増1.25を考慮する(道示Ⅱ2.1)。

鉄筋 材質: SD295

σ ta= 1,400 kgf/cm2 許容引張応力度

σ ca= 1,800 kgf/cm2 許容圧縮応力度

*1 道示Ⅱ6.1.7による。

*2 引張鉄筋は上記許容応力度に200kgf/cm2程度の応力の余裕を見て設計する(同解説)。

*3 けた端部は活荷重による曲げモーメントの2倍を用い、上記余裕は見ない(道示Ⅱ6.1.11)。

a)主部材方向

・諸元

H= 20.60 cm 全床版厚(鉄筋コンクリート厚+底鋼板厚)

B= 50.0 cm Uリブ中心間隔

h= 10.0 cm Uリブ高さ

a= 30.0 cm Uリブ腹板間隔

t= 0.60 cm Uリブ板厚

A= 13.00 cm2 Uリブ純断面積(開孔部を控除)

e= 6.82 cm 重心位置(ウェブ端より)

I= 143 cm4 重心回りの断面二次モーメント

tb= 0.60 cm 底鋼板の板厚

・底鋼板の有効幅の算出(道示Ⅱ6.2.4の横リブとして算出)

L= 3.00 m 床版支間長

支間タイプ: 2 1:単純版、2:連続版端支間、3:連続版中間支間

l= 2.40 m 等価支間長

b1= 15.00 cm Uリブ腹板間隔/2(Uリブ内側)

b2= 10.00 cm Uリブ腹板間隔/2(Uリブ外側)

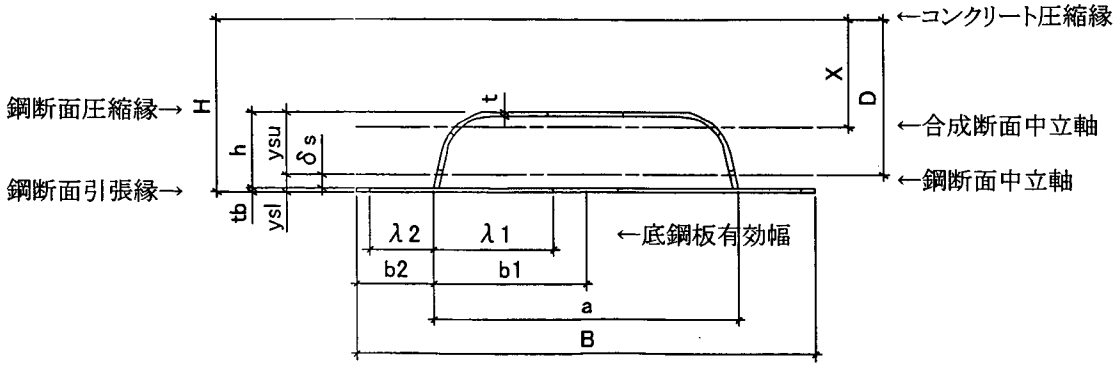
b1/l= 0.063 (0.02 < b1/l < 0.30)

b2/l= 0.042 (0.02 < b2/l < 0.30)

λ 1= 13.16 cm 底鋼板の片側有効幅(Uリブ内側)

λ 2= 9.34 cm 底鋼板の片側有効幅(Uリブ外側)

λ = 45.02 cm Uリブ1本あたりの底鋼板の有効幅 =2*(λ 1+λ 2)



・鋼断面諸量の算出

	B (cm)	T (cm)	A (cm2)	Y (cm)	A*Y (cm3)	A*Y^2 (cm4)	I (cm4)
Uリブ			13.00	6.82	89	605	143
底鋼板	45.02	0.60	27.01	-0.30	-8	2	1
		ΣA=	40.01	ΣA*Y=	81	Σ(I+A*Y^2)=	751

※1 Yは底鋼板上面からの各断面重心までの高さ

δ s=	2.01 cm	鋼断面重心(中立軸)の底鋼板上面からの高さ(=ΣA*Y/ΣA)
As=	40.01 cm2/B	鋼断面積=ΣA
Is=	589 cm4/B	鋼断面の鋼断面中立軸まわりの断面二次モーメント Is=Σ(I+A*Y^2)-ΣA*δ s^2
ysu=	7.99 cm	鋼断面中立軸より鋼断面圧縮縁までの距離(Uリブ頂部上面)
ysl=	2.61 cm	鋼断面中立軸より鋼断面引張縁までの距離(底鋼板下面)

・合成断面

n=	15	鋼・コンクリートのヤング係数比(道示Ⅱ6.1.2による)
D=	17.99 cm	鋼断面中立軸よりコンクリート圧縮縁までの距離(有効深さ)
X=	11.99 cm	合成断面中立軸よりコンクリート圧縮縁までの距離 $X=-\frac{n\cdot A_s}{B}+\sqrt{\left(\frac{n\cdot A_s}{B}\right)^2+\frac{2n}{B}\cdot A_s\cdot D}$
Iv=	7,885 cm4/m	合成断面の単位幅あたりの断面二次モーメント $I_v=\left\{\frac{B\cdot X^3}{3n}+A_s(D-X)^2+I_s\right\}\cdot\frac{100}{B}$
Zdsc=	147 cm3/m	鋼断面の鋼断面圧縮縁の断面係数 =Is/ysu*100/B
Zdst=	451 cm3/m	鋼断面の鋼断面引張縁の断面係数 =Is/ysl*100/B
Zcc=	9,861 cm3/m	合成断面のコンクリート圧縮縁の断面係 =n*Iv/X
Zsc=	3,954 cm3/m	合成断面の鋼断面圧縮縁の断面係数 =Iv/(X-(H-h-tb))
Zst=	916 cm3/m	合成断面の鋼断面引張縁の断面係数 =Iv/(H-X)

・応力計算

合成前死荷重

Mds=	510 kgf.m/m	合成前 死荷重曲げモーメント(床版自重)	
σ dsc= Mds/Zdsc			
=	-346 kgf/cm2	鋼断面圧縮縁 合成前 死荷重応力	<1,750kgf/cm2
σ dst= Mds/Zdst			
=	113 kgf/cm2	鋼断面引張縁 合成前 死荷重応力	<1,750kgf/cm2

合成後死荷重

Mdv=	166 kgf.m/m	合成後 死荷重曲げモーメント(舗装自重+雪荷重)	
σ dvcc= Mdv/Zcc			
=	-2 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁 合成後 死荷重応力	
σ dvsc= Mdv/Zsc			
=	-4 kgf/cm2	鋼断面圧縮縁 合成後 死荷重応力	
σ dvst= Mdv/Zst			
=	18 kgf/cm2	鋼断面引張縁 合成後 死荷重応力	

活荷重

Ml=	3,583 kgf.m/m	合成後 活荷重曲げモーメント	
σ lcc= Ml/Zcc			
=	-36 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁 合成後 活荷重応力	
σ lsc= Ml/Zsc			
=	-91 kgf/cm2	鋼断面圧縮縁 合成後 活荷重応力	
σ lst= Ml/Zst			
=	391 kgf/cm2	鋼断面引張縁 合成後 活荷重応力	

重ね合わせ

σ cc= σ dvcc+ σ lcc			
=	-38 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁の応力	<86kgf/cm2

σ sc=	σ dsc+ σ dvsc+ σ lsc		
=	−441 kgf/cm2	鋼断面圧縮縁の応力	<1,400kgf/cm2
σ st=	σ dst+ σ dvst+ σ lst		
=	522 kgf/cm2	鋼断面引張縁の応力	<1,400kgf/cm2

b)配力部材方向

①一般部(底鋼板との合成断面)

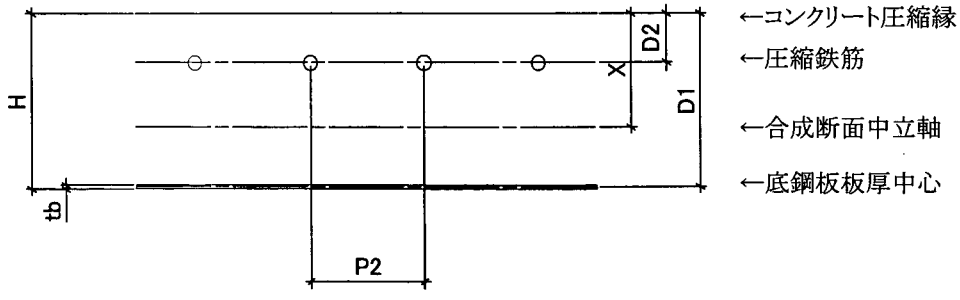
H=	20.60 cm	全床版厚
tb=	0.60 cm	底鋼板(引張)の板厚
D1=	20.300 cm	底鋼板板厚中心よりコンクリート圧縮縁までの距離
As1=	60.00 cm2/m	単位幅あたりの底鋼板断面積
	D13	圧縮鉄筋呼び名
P2=	15.0 cm	圧縮鉄筋間隔
D2=	5.5 cm	圧縮鉄筋中心よりコンクリート圧縮縁までの距離
Ad2=	1.267 cm2/本	圧縮鉄筋1本あたりの断面積
As2=	8.45 cm2/m	単位幅あたりの圧縮鉄筋断面積
ΣA=	68.45 cm2/m	単位幅あたりの鋼断面総断面積
n=	15	鋼・コンクリートのヤング係数比(道示Ⅱ6.1.2による)
X=	11.75 cm	合成断面中立軸よりコンクリート圧縮縁までの距離(B=100cm)

$$X = -\frac{n\cdot\Sigma A_s}{B} + \sqrt{\left(\frac{n\cdot\Sigma A_s}{B}\right)^2 + \frac{2n}{B}\left(A_{s1}\cdot D_1 + A_{s2}\cdot D_2\right)}$$

Iv=	8,326 cm4/m	合成断面の単位幅あたりの断面二次モーメント(B=100cm)

$$I_v = \left\{\frac{B\cdot X^3}{3n} + A_{s1}\left(D_1 - X\right)^2 + A_{s2}\left(X - D_2\right)^2\right\}\cdot\frac{100}{B}$$

Zcc=	10,632 cm3/m	合成断面のコンクリート圧縮縁の断面係	=n*Iv/X
Zsc=	1,322 cm3/m	合成断面の圧縮鉄筋の断面係数	=Iv/(X-D2)
Zst=	974 cm3/m	合成断面の底鋼板の断面係数	=Iv/(D1-X)



・応力計算

M=	2,720 kgf.m/m	合成後活荷重曲げモーメント	
σ c=	M/Zcc		
=	−26 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁の応力	<86kgf/cm2
σ sc=	M/Zsc		
=	−206 kgf/cm2	圧縮鉄筋の応力	<1,800kgf/cm2
σ st=	M/Zst		
=	279 kgf/cm2	底鋼板の応力	<1,400kgf/cm2

②継手部(鉄筋コンクリート複鉄筋断面)

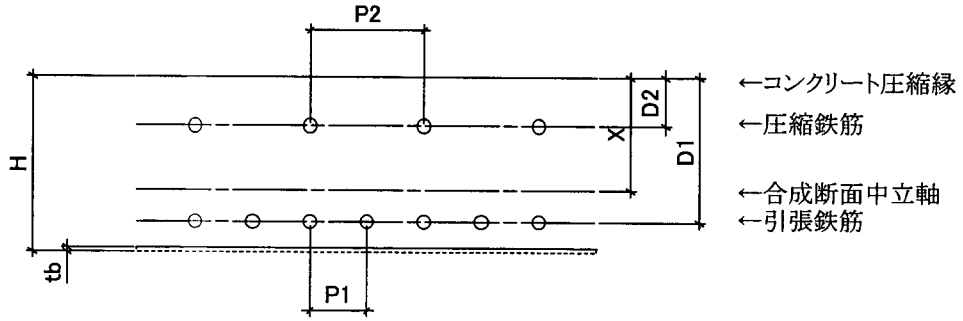
	D22	引張鉄筋呼び名
P1=	7.5 cm	引張鉄筋間隔
D1=	16.4 cm	引張鉄筋中心よりコンクリート圧縮縁までの距離
Ad1=	3.871 cm2/本	引張鉄筋1本あたりの断面積
As1=	51.61 cm2/m	単位幅あたりの引張鉄筋断面積
	D13	圧縮鉄筋呼び名
P2=	15.0 cm	圧縮鉄筋間隔
D2=	5.45 cm	圧縮鉄筋中心よりコンクリート圧縮縁までの距離
Ad2=	1.267 cm2/本	圧縮鉄筋1本あたりの断面積
As2=	8.45 cm2/m	単位幅あたりの圧縮鉄筋断面積
ΣA=	60.06 cm2/m	単位幅あたりの鉄筋総断面積
n=	15	鋼・コンクリートのヤング係数比(道示Ⅱ6.1.2による)
X=	9.67 cm	合成断面中立軸よりコンクリート圧縮縁までの距離(B=100cm)

$$X = -\frac{n \cdot \Sigma A_s}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot \Sigma A_s}{B}\right)^2 + \frac{2n}{B}\left(A_{s1} \cdot D_1 + A_{s2} \cdot D_2\right)}$$

Iv=	4,498 cm4/m	合成断面の単位幅あたりの断面二次モーメント(B=100cm)

$$I_v = \left\{\frac{B \cdot X^3}{3n} + A_{s1}\left(D_1 - X\right)^2 + A_{s2}\left(X - D_2\right)^2\right\} \cdot \frac{100}{B}$$

Zcc=	6,976 cm3/m	合成断面のコンクリート圧縮縁の断面係	=n*Iv/X
Zsc=	1,066 cm3/m	合成断面の圧縮鉄筋の断面係数	=Iv/(X-D2)
Zst=	668 cm3/m	合成断面の引張鉄筋の断面係数	=Iv/(D1-X)



・応力計算

M=	2,720 kgf.m/m	合成後活荷重曲げモーメント	
σ cc= M/Zcc			
=	-39 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁の応力	<86kgf/cm2
σ sc= M/Zsc			
=	-255 kgf/cm2	圧縮鉄筋の応力	<1,800kgf/cm2
σ st= M/Zst			
=	407 kgf/cm2	引張鉄筋の応力	<1,200kgf/cm2

③継手耐力の確保

・一般部の破壊抵抗曲げモーメントの算出(道示Ⅲ2.2.4)

α=	0.85	σc=α・σck	
β=	0.80	σck<500,0.80	
		σck>600,0.75	
σck=	300 kgf/cm2		
εcu=	0.0035	コンクリートの終局ひずみ	σck<500,0.0035 σck>600,0.0025
σsy=	2,400 kgf/cm2	引張鋼材の降伏点	SM400
Es=	2,100,000 kgf/cm2	引張鋼材のヤング率	
As1=	60.000 cm2	引張鋼材の断面積(／m)	
D1=	20.300 cm	引張鋼材の有効高	
As2=	8.447 cm2	圧縮鉄筋の断面積(／m)	
D2=	5.45 cm	圧縮鉄筋の有効高	
x=	6.548 cm	圧縮縁より中立軸までの距離	

xは、 $N_d=\alpha\cdot\beta\cdot\sigma_{ck}\cdot b\cdot x+A_{s2}\cdot E_s\cdot\varepsilon_{cu}\dfrac{x-D_2}{x}-A_{s1}\cdot\sigma_{sy}=0$ の解(b=100cm)。

C=	α・β・σck・b・x	コンクリート圧縮力の合力	(圧縮正)
=	133,587 kgf/m		
Tc=	As2・Es・εcu・(x-D2)/x	鉄筋圧縮力の圧縮力	(圧縮正)
=	10,413 kgf/m		
Ts=	As1・σsy	引張鋼材の引張力	(引張正)
=	144,000 kgf/m		
H=	20.60 cm	全床版厚	
d=	0.300 cm	引張縁から引張部材中心までの距離(=H-D1)	

$$M_{u0}=C\left(\frac{H}{2}-\frac{\beta}{2}x\right)+T_c\left(\frac{H}{2}+D_2\right)+T_s\left(\frac{H}{2}-d\right)$$

= 25,165 kgf.m/m 破壊抵抗曲げモーメント(／m)

・継手部の破壊抵抗曲げモーメントの算出(道示Ⅲ2.2.4)

α=	0.85	σc=α・σck	
β=	0.80	σck<500,0.80	
		σck>600,0.75	
σck=	300 kgf/cm2		
εcu=	0.0035	コンクリートの終局ひずみ	
σsy=	3,000 kgf/cm2	引張鋼材の降伏点	SD295
Es=	2,100,000 kgf/cm2	引張鋼材のヤング率	
As1=	51.613 cm2	引張鋼材の断面積(／m)	
D1=	16.40 cm	引張鋼材の有効高	
As2=	8.447 cm2	圧縮鉄筋の断面積(／m)	
D2=	5.45 cm	圧縮鉄筋の有効高	
x=	6.938 cm	圧縮縁より中立軸までの距離	
C=	141,528 kgf/m	コンクリート圧縮力の合力	(圧縮正)
Tc=	13,312 kgf/m	鉄筋圧縮力の圧縮力	(圧縮正)
Ts=	154,840 kgf/m	引張鋼材の引張力	(引張正)
H=	20.60 cm	全床版厚	
d=	4.20 cm	引張縁から引張部材中心までの距離(=H-D1)	
Mu=	20,741 kgf.m/m	破壊抵抗曲げモーメント(／m)	
=	0.82 ×Mu0	*OK!* (社内規定により、一般部の75%以上を確保する)	

②コンクリート配合

レディーミクストコンクリート配合報告書

No 2020A

平成 11年9月　日

株式会社 日本鋼管 殿

芙蓉コンクリート株式会社

川崎市川崎区桜本1－14－5
TEL(044)277-2721 FAX044-277-6909

配合計画者名 安部 哲也

工事名称	低 Uリブ合成床版試験体
所在地	NKK鶴見製作所 構造試験棟
納入予定時期	
本配合の適用期間	
コンクリートの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	30	21	20	N

指定事項				
	軽量コンクリートの単位容積質量	－	空気量	－
	コンクリートの温度	－	混和材料の種類	
	呼び強度を保証する材齢	－	アルカリ骨材反応抑制対策の方法	A
	水セメント比の上限値	－	単位セメント量の下限値又は上限値	－
	単位水量の上限値	－	塩化物含有量	0.30kg/m³ 以下
	流動化後のスランプ増大量	－		

使用材料

セメント	生産者名	太平洋セメント株式会社	密度(g/cm³)	3.16	Na_2Oeq(%)	0.60
混和材①	製品名	デンカCSA 20㎜	種類	膨張材	密度(g/cm³)	2.90
混和材②	製品名		種類		密度(g/cm³)	

骨材	No	種類	産地又は品名	ASRによる区分		粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率(%)
細骨材	①	砂	千葉県君津	A	モルタルバー法	5	2.60		2.60	1.50
	②									
	③									
粗骨材	①	砕石	北海道・上磯町・鮫朗	A	モルタルバー法	20～5	60.0		2.69	0.658
	②									
	③									

混和剤①	製品名	マイテイ3000S	種類	高性能AE減水剤	細骨材の塩化物量	①②③ 0.001%
混和剤②	製品名		種類		水の区分	水道水

配合表 (kg/m³)

セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②
384	35		175	807			904			4.186	

水セメント比	45.6 %	水結合材比	－	細骨材率	48.9 %

備考

［規格外］　　［　　］

③鋼材ミルシート

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

F2998

発行年月日 DATE: JAN. 27, 1998
証明書番号 CERTIFICATE No.: 129-0139 PAGE 01
契約番号 CONTRACT No.: 2507091-11
注文者整合番号 ORDER No.:
工事名 CONSTRUCTION NAME:

品名 DESCRIPTION: WIRE RODS
規格 SPECIFICATION: AISI1017
規格コード SPEC-CODE: AISI1017D
脱酸形式 DEOXIDATION: KILLED STEEL

SUPPLIER
CUSTOMER

寸法 DIMENSIONS mm	溶鋼番号 CHARGE No.	製品番号 PLATE No. & LOT No. & COIL No.	数量 QUANTITY	質量 MASS kg ACTUAL	引張試験 TENSILE TEST 降伏点 Y.P N/mm²	引張強さ T.S	伸び EL. %	絞り RA %	降伏比 YR %	曲げ特性 kN/m	曲げ試験 BEND TEST 180°	C ×100	Si ×100	Mn ×1000	P ×1000	S ×1000	Cu ×100	Ni	Cr	Ni+Cr	Cu+Ni+Cr	Mo	Nb	Ti	Al	Ceq (W) ×100	Pcm ×100
16	7L90232		2	6167	304	460	28	3				16	21	48	20	17											
"	7L90235		3	6218	301	467	25	2				17	23	52	28	13											
"	7LA0544		3	6262	298	456	25	2				15	24	51	16	13											
GRAND TOTAL			8	16623																							

ミルシート管理番号
チャージ番号 7L90235
ロット番号 F-2998
内使用量 3837 kg
ダイヘンスタッド株式会社

Signed by :

SURVEYOR TO

上記の鋼材は、検査の結果、御指定の規格または仕様に合格していることを証明します。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE STEEL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED AND INSPECTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.

大阪市大正区船町二丁目1番66号
株式会社 中山製鋼所
船町工場
1-1-66, Funamachi, Taisho-Ku, Osaka, Japan.
NAKAYAMA STEEL WORKS, LTD.

Signed by :

(注) NOTES G.L: 標点距離 Gauge Length ····· 1=50mm 2=200mm 3=4 D 4=8 D 5=5.65 √A 6=2"
H.B: ブリネル硬さ Brinell hardness
CH: シャルピー衝撃試験 Charpy Impact Test
ZN.C: 亜鉛付着量 Zn Coating Test
C.B: 曲げ試験 Coating Bend Test
UT: 超音波探傷試験 Ultrasonic Test
RA(Z): 絞り Reduction of Area
RA(Z): 絞り方向特性 Specification for through thickness characteristics
YR: 降伏比 Yield Ratio
Ceq(W): 炭素当量(%) = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14
Pcm: 溶接割れ感受性組成(%) = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B

品質管理部 品質総括室長
GROUP MANAGER OF QUALITY ADMINISTRATION SEC.
QUALITY CONTROL & TECHNICAL SERVICE DEPT.

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

新日本製鐵株式會社
Nippon Steel Corporation

注文者 SHIPPER: NITTETSU SHOJI
注文者整合番号 REFERENCE No.: 113 -19F74903
納入番号 CONTRACT No.: 9-111-H1-1-8-1400
品名 COMMODITY: HOT ROLLED STEEL SHEETS
規格 SPECIFICATION: JIS G3101 SS400
特記 NOTE:

需要家 CUSTOMER: FUJI TEKKO CENTER-SHIBUYA KOZA-
需要家管理番号 CUSTOMER'S CONTROL No.:

本社 HEAD OFFICE: 〒100-8071 東京都千代田区大手町二丁目6番3号 3-6-3, OTEMACHI CHIYODA-KU, TOKYO, 100-8071, JAPAN
君津製鉄所 KIMITSU WORKS: 〒299-1141 千葉県君津市君津1番地 1, KIMITSU, KIMITSU-CITY, CHIBA-PREF., 299-1141 //
証明書番号 CERTIFICATE No.: 99H1202685 PAGE: 1
発行年月日 DATE OF ISSUE: 1999-09-06

寸法 SIZE mm	員数 QUANTITY	重量 MASS KG	鋳造番号 CAST NO.	検査番号 INSPECTION No. COIL NO.	引張試験 TENSILE TEST 降伏点 Y.P N/MM2	引張強さ T.S N/MM2	伸び EL %	衝撃試験 IMPACT TEST 平均 AVE	衝撃試験 IMPACT TEST 個々 EACH	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION % C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000
6X1524X6096	01	17	7633	045444	7290134-7290135 907301600 Q	272	434	30	A			16	1	51	12	5
6X1524X6096 (S)	01	44	19756	047092	7290302-7290305 908284080 Q	283	445	31	A			17	1	48	11	6
6X1524X6096	01	19	8531	047092	7290307-7290308 908284080 Q	283	445	31	A			17	1	48	11	6
TOTAL	80	35920														

(注) NOTES (1) G.L: 標点距離 Gauge Length A: 50mm C: 70mm E: 80mm G: 200mm H: 2" I: 8" J: 5.65√So (2) Y.R: 降伏比 Yield Ratio R.A: 絞り Reduction Of Area (3) A: 合格 Acceptable (4) 2: 2.5mm 3: 3.3mm 4: 3.33mm 5: 5.0mm 6: 6.67mm 7: 7.5mm 8: 6.7mm 9 製品板厚 Hot Coil Thickness, Hot Rolled Sheet Thickness (5) HRB: Rockwell B Scale HRC: Rockwell C Scale HV: Vickers; AGS: オーステナイト 結晶 Austenite Grain Size; FGS: フェライト 結晶 Ferrite Grain Size NMI: 非金属介在物 Non Metallic Inclusion (6) P: 製品分析 Product Analysis SH: 破面遷移率 Shear Fracture CF: 破面結晶率 Crystallinity Fracture LE: 横収縮 Lateral Expansion

上記注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

証明書印
(証明書印がコピーの場合は無効です)
本証明書は(S)印の内 3 枚のうちの1枚です
渋谷鋼材工業株式会社
平成11年9月2日印刷

本証明書は原本の複写を有効です
11年9月6日
神奈川県横浜市[illegible]9番1号
[illegible]鋼材株式会社
電話(0[illegible])[illegible]3
支店次長 原口安徳 (原)

N. Tomiie
君津製鉄所 薄板管理グループリーダー
MANAGER, INSPECTION
KIMITSU WORKS

鋼材検査証明書

発行番号 000386

平成 11年 05月 08日

御契約先 瀧原鋼材 鶴 川崎支店 殿

需要家名 殿

工事名

契約番号	
規格	SS 400

JIS G3101
JIS G3106
許可番号 37 1 16 F

株式会社 石原製鋼所
〒272-0146 千葉県市川市広尾2-1-3番1号
TEL 市川(047)357-1161
FAX 市川(047)357-6363

鋼番	製品明細 形状	寸法 mm	員数 本	質量 kg	引張試験 降伏点 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %	曲げ試験 180°	化学成分 % C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1,000	S ×1,000	Cu ×100	Ni ×100	Cr ×100	備考
1999	F.B4.5X50	5,500	342	3,331	374	488	39	良	13	18	63	18	12				
2007	F.B6X32	5,500	913	7,578	345	482	24	良	14	19	53	21	5				
2275	F.B6X38	5,500	1,040	10,234	316	449	29	良	10	16	57	21	14				
1762	F.B6X50	5,500	1,600	20,800	344	478	28	良	12	21	66	18	15				
2240	F.B6X65	5,500	240	4,032	325	459	29	良	11	18	58	20	11				
○ 1799	F.B6X75	5,500	204	3,958	344	482	28	良	13	18	60	14	10				
2161	F.B6X90	5,500	87	2,207	312	447	28	良	9	15	62	19	20				
2160	F.B6X100	5,500	228	5,905	319	452	28	良	10	16	64	18	14				
1989	F.B9X38	5,500	138	2,029	309	446	31	良	10	20	58	13	8				
1823	F.B9X50	5,500	440	8,536	323	465	28	良	12	19	62	17	12				

上記の材料は外形材質共指定の規格に合格していることを証明いたします。

摘要

INSPECTION CERTIFICATE
鋼材検査証明書

Contract No. 注文No.: 1112798C003
Order's No. 注文書発番号:
Supplier 注文者: 日鐵商事株式会社
Commodity 品名: 異形棒鋼
Specification 規格: JIS G 3112 SD345
Customer 需要家:
Shipper:
Destination 着港:
工事名称:

(株) 栗山庄之助商店
JIS許可番号: 364076

(株) 栗山庄之助商店 浦安
SNP No.記番:

GODO STEEL,LTD. FUNABASHI WORKS
合同製鐵株式会社 船橋製造所
2-2-1 MINAMIKAJIN, FUNABASHI-CITY, CHIBA, JAPAN.
船橋市南本神2丁目2番1号

List No. 発行No.: 26977
Date 発行日: 1999.09.22
処理コード: 0922 36639

Size 寸法	Length 長さ	Quantity 員数	Mass 質量 KG	Charge No. 鋼番	Chemical Composition 化学成分(%) C ×100 MAX.	Si ×100 MAX.	Mn ×100 MAX.	P ×1000 MAX.	S ×1000 MAX.	CE ×100 MAX.
					27	55	160	40	40	50
D 22	3,500M	480	5,088	798120	24	16	64	32	26	38
D 22	4,000M	480	5,856	798121	24	17	64	32	29	38
D 22	5,000M	640	9,728	798131	24	17	67	34	26	38
D 22	5,500M	240	4,008	798128	24	16	63	33	24	38
○ D 22	5,500M	600	10,020	798130	24	16	65	32	29	38
合計		2,440	34,700							

Size 寸法	Charge No. 鋼番	Tensile Test 引張試験 (GL=8D) Y.P. 降伏点 N/MM² 345 - 440	T.S. 引張強さ N/MM² MIN. 490	EL. 伸び % MIN. 18	R.A. 絞り %	Bend Test 曲げ試験 R 2D	Angle 180°	Hardness 硬度	Impact Test 衝撃試験	
D 22	798120	394	578	20		GOOD				
D 22	798121	395	569	22		GOOD				
D 22	798131	402	578	20		GOOD				
D 22	798128	401	576	20		GOOD				
D 22	798130	397	569	20		GOOD				

本証明書は○印 本のみ有効です
平成 11年 9月 13日
東京都墨田区錦糸 1-3-7
(株) 栗山庄之助商店

CE: C+MN/6
上記注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

Surveyor to

品質管理課
Manager of Quality Control Section

鋼材検査証明書

99年10月19日 No 913655-1

契約先名 日鉄商事㈱条鋼部棒鋼チーム
ゼネコン名
納入先 ㈱栗山庄之助商店
TEL 0473-51-6238
扱店 ㈱栗山庄之助商店

物件名

千代田鋼鉄工業株式会社
綾瀬工場
東京都足立区綾瀬6丁目10番6号
電話 東京 03(3605)2121番(代表)

規格	種類の記号	契約番号	質量 (kg)	納品書番号
JISG3112	SD295A	N-10-28	14,784	913497

JIS G3112 認定番号9311

品質管理責任者 荒岡　証明書発行責任者 星野　担当 松洋

溶解番号	機械的性質					化学成分 %						製品明細			
	項目 / JIS / 試験片	降伏点 N/㎟	引張強さ N/㎟	伸び %	曲げ 180°	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn/6 ×100	呼び名	長さ (m)	本数 (本)	質量 (kg)
	2号	Min.295	440~600	Min.16	1.5D	—	—	—	Max.50	Max.50	—				
○04463		370	510	28.6	GOOD	19	13	64	25	34	30	D10	6.0M	3,000	10,080
04458		361	507	28.0	GOOD	18	13	65	25	29	29	D10	7.0M	1,200	4,704

本証明書は○印　本のみ有効です
平成11年9月13日
東京都墨田区緑4-19-7
㈱栗山庄之助商店

鋼材検査証明書

99年10月12日 No 913271-1

契約先名 日鉄商事㈱条鋼部棒鋼チーム
ゼネコン名
納入先 ㈱栗山庄之助商店
TEL 0473-51-6238
扱店 ㈱栗山庄之助商店

物件名

千代田鋼鉄工業株式会社
綾瀬工場
東京都足立区綾瀬6丁目10番6号
電話 東京 03(3605)2121番(代表)

規格	種類の記号	契約番号	質量 (kg)	納品書番号
JISG3112	SD295A	N-10-28	15,972	913118

JIS G3112 認定番号9311

品質管理責任者 荒岡　証明書発行責任者 星野　担当 松洋

溶解番号	機械的性質					化学成分 %						製品明細			
	項目 / JIS / 試験片	降伏点 N/㎟	引張強さ N/㎟	伸び %	曲げ 180°	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn/6 ×100	呼び名	長さ (m)	本数 (本)	質量 (kg)
	2号	Min.295	440~600	Min.16	1.5D	—	—	—	Max.50	Max.50	—				
04384		362	498	25.0	GOOD	17	12	58	22	31	27	D13	3.5M	1,500	5,220
○04346		349	492	28.0	GOOD	17	13	63	20	30	27	D13	4.5M	2,400	10,752
(03930)		381	538	22.1	GOOD	24	17	65	28	31	35				

本証明書は○印　本のみ有効です
平成11年9月13日
東京都墨田区緑4-19-7
㈱栗山庄之助商店

付録－７　パワースラブ

１）設計計算書 ……323

２）コンクリートの配合・鋼板ミルシート ……329

３）図面 ……331

４）写真集 ……335

1）設計計算書

①床版厚

鋼構造物設計指針 PART B 合成構造 7.5 に準拠

設計床版支間長 L=3.0 m

床版厚=2.5×L+10=17.5 cm

自社規定により床版厚は 20 cm 以上とするため，

床版厚=ｺﾝｸﾘｰﾄ厚 20 cm + 底鋼板厚 0.6 cm とする。

②支間部断面（床版支間方向）の設計

2.1 断面力

設計支間長 L=3.0 m

2.1.1 合成前死荷重

床版の単位重量を 3.0 tf/m^3 とする。

w_{d1}=3.0 tf/m^3×0.206 m=0.618 tf/m^2

2.1.2 合成前曲げモーメント

道路橋示方書・同解説II鋼橋編 6.1.4 に準拠。連続版の端支間として設計。

支間曲げモーメント（+wL^2/10）

$M_{d1}=w_{d1}\times L^2/10$=556.2

=556 kgf･m/m

2.1.3 活荷重曲げモーメント

道路橋示方書・同解説II鋼橋編 6.1.4 に準拠。

支間曲げモーメント（+(0.12L+0.07)P×0.8）

M_{l1}=+(0.12L+0.07)P×0.8×k

P=10000 kgf

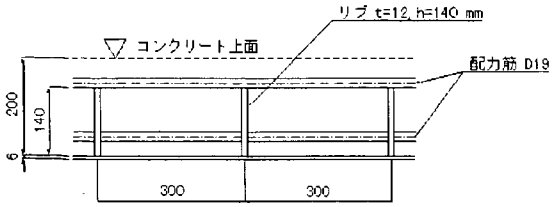
k（割増し係数）=1.0+(L-2.5)/12=1.042

M_{l1}=3584.48 kgf･m/m

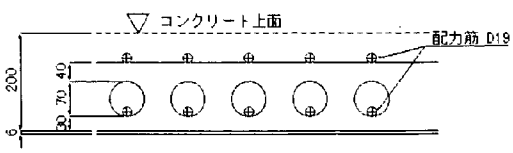
=3584 kgf･m/m

2.2 断面計算

床版断面図



床版側面図



2.2.1 合成前断面

リブ間隔を 30cm とすると，底板の有効幅は（道示 6.2.4）

b/L=15/(300×0.6)=0.083　　0.02<b/L<0.30

λ={1.06-3.2(b/L)+4.5(b/L)^2}b

=12.38 cm

合成前断面（１０００mmあたり）

SS400		B (mm)	t (mm)	A. (cm^2)	y (cm)	Ay (cm^3)	Ay^2 (cm^4)	I_0 (cm^4)
3.3	RIB-PL	140	12	56.00	0.00	0	0	915
3.3	D16	16		6.55	6.20	41	252	1
3.3	欠損	70	12	-28.00	0.50	-14	-7	-114
1	LFlg-PL	825	6	49.50	7.30	361	2638	1
				84.05		386	2883	803

δs = 4.62 (cm)　　Is = 1895 (cm^4)

リブ頂部　Ysu = -11.63 (cm)　　σsu = -341 (kgf/cm^2)

底板下面　Ysl = 3.98 (cm)　　σsl = 88 (kgf/cm^2)

2.2.2 合成後断面

合成後断面（１０００mmあたり、ｺﾝｸﾘｰﾄ換算）

ｺﾝｸﾘｰﾄ厚　h　20 (cm)

弾性係数比　:　7

SS400	断面諸元		A (cm^2)	y (cm)	Ay (cm^3)	Ay^2 (cm^4)	I_0 (cm^4)
1 ｺﾝｸﾘｰﾄ	有効高(cm)	9.67	966.98	4.83	4675	22605	7535
1 合成前断面			588.38	17.62	10365	182585	13263
			1555.36		15040	205189	20798

δv = 9.67 (cm)　Iv= 80553 (cm4)

			合成後	合計	
ｺﾝｸﾘｰﾄ上面	Yc = -9.67 (cm)	σc =	-46	-46	$<\sigma_{ca}$ (kgf/cm^2)
リブ頂部	Ysu = -3.67 (cm)	σsu =	-121	-462	$<\sigma_{sa}$ (kgf/cm^2)
底板下面	Ysl = 10.93 (cm)	σsl =	360	448	$<\sigma_{sa}$ (kgf/cm^2)

σ_{ca}=100 (kgf/cm2), σ_{sa}=1400 (kgf/cm^2)

③支間部断面（配力筋方向）の設計

3.1 断面力

支間直角方向曲げモーメント（+(0.10L+0.040)P×0.8)

M_{12}=+(0.10L+0.040)P×0.8

P=10000 kgf

M_{12}=2720.0

=2720 kgf･m/m

3.2 断面計算

合成後断面（１０００mmあたり、ｺﾝｸﾘｰﾄ換算）
ｺﾝｸﾘｰﾄ厚　h　　20 (cm)
弾性係数比　：　7

SS400	断面諸元		A (cm²)	y (cm)	Ay (cm³)	Ay² (cm⁴)	I_0 (cm⁴)
1 ｺﾝｸﾘｰﾄ	有効高(cm)	9.52	951.71	4.76	4529	21551	7184
1 LFlg-PL	1000× 6		420.00	20.30	8526	173078	13
			1371.71		13055	194628	7196

δv = 9.52 (cm)　Iv= 77580 (cm4)

ｺﾝｸﾘｰﾄ上面　Yc = -9.52 (cm)　σc = -33 < σ_{ca} (kgf/cm²)
底板下面　Ysl = 11.08 (cm)　σsl = 272 < σ_{sa} (kgf/cm²)
σ_{ca}=100 (kgf/cm2), σ_{sa}=1400 (kgf/cm²)

④配力筋方向継手部断面の設計

底鋼板の連続性は考慮せず，コンクリートおよび鉄筋で抵抗するものとする。

4.1 断面力

M_{12}=2720 kgf･m/m

4.2 断面計算

作用曲げモーメント　2.72 tm/m
床版上面から圧縮鉄筋までの距離　d' = 50
床版上面から引張鉄筋までの距離　d = 160

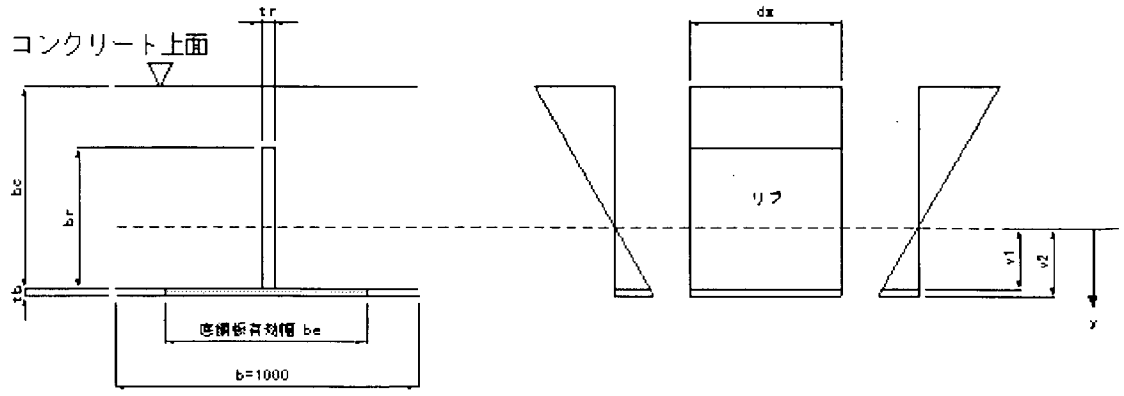
圧縮鉄筋径（SD345）　=D 19　(A= 2.865 cm²)
引張鉄筋径（SD345）　=D 19　(A= 2.865 cm²)
圧縮鉄筋間隔　= 125 mm　引張鉄筋間隔　= 125 mm
圧縮鉄筋量　As' = 22.92 cm²　引張鉄筋量　As = 22.92 cm²
弾性比　n = 10
中立軸　x = 6.25 cm
断面係数（ｺﾝｸﾘｰﾄ）　Wc = -4849 cm³
断面係数（圧縮鉄筋）　Ws' = -2432 cm³
断面係数（引張鉄筋）　Ws = 310.46 cm³

ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度　σc = -56.09 kg/cm² < 100 kg/cm²
圧縮鉄筋応力度　σsc= -111.9 kg/cm² < 1400 kg/cm²
引張鉄筋応力度　σst= 876.11 kg/cm² < 1400 kg/cm²

⑤ずれ止め孔の照査

孔明き鋼板ｼﾞﾍﾞﾙの照査

5.1 水平せん断力の計算方法



リブ下端と底板との境界位置に発生する水平せん断応力度τは，微少区間 dx の両端の応力度の差分 $d\sigma_b$ と以下のつり合い関係にある。

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int_{v1}^{v2} b_e d\sigma_b dy \tag{1}$$

ここで，

τ：水平せん断力（kgf/cm^2）

b：単位幅（$=100cm$）

b_e：底鋼板有効幅（cm）

$d\sigma_b$：底鋼板応力度の差分（kgf/cm^2）

任意の断面位置（y）での応力度σは，合成前と合成後それぞれ次のように表される。

$$\text{合成前} \quad \sigma_s = \frac{M_d}{I_s} y$$

$$\text{合成後} \quad \sigma_v = n\frac{M_v}{I_v} y \tag{2}$$

ここで，

n：鋼とコンクリートの弾性係数比

σ_s, σ_v：鋼断面に発生する合成前と合成後の応力度（kgf/cm^2）

M_d, M_s：合成前と合成後の曲げモーメント（$kgf \cdot cm$）

式(2)で，せん断力が $S = \frac{dM}{dx}$ と表されることを考慮すると，

$$\text{合成前} \quad d\sigma_s = \frac{y}{I_s} dM_d = \frac{y}{I_s} S_d dx$$

$$\text{合成後} \quad d\sigma_v = n\frac{y}{I_v} dM_v = n\frac{y}{I_v} S_v dx \tag{3}$$

ここで，S_d,S_v：合成前と合成後のせん断力

式(1),(3)より，合成前は，

$$\tau \cdot b \cdot dx = \frac{b_e S_d}{I_s} dx \int_{v1}^{v2} y dy = \frac{b_e S_d}{I_s} dx \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2} \right)$$

$$\tau = \frac{b_e S_v}{bI_s} \cdot \frac{v_2 + v_1}{2} \cdot (v_2 - v_1) = \frac{b_e S_v}{bI_v} \cdot y_{sb} \cdot t$$

ここで，y_{sb}：合成前断面の重心から底鋼板重心までの距離（cm）

同様にして，合成後は，

$$\tau = n\frac{b_e S_v}{bI_v} \cdot y_{vb} \cdot t_b \tag{4}$$

ここで，y_{vb}：合成後断面の重心から底鋼板重心までの距離（cm）

5.2 水平せん断力の計算

(1)荷重

合成前：自重　　w_d=3.0 tf/m^3×0.20 m×3.0 m=1.80 tf/m

合成後：活荷重　P=10.0 tf

(2)せん断力

合成前：　$S_d=w_d/2$=0.90 tf/m

合成後：　S_v=P=10.0 tf/m

(3)断面計算

「2.2 断面計算」で求めた断面係数を用いる。

1)合成前

I_s=1876 cm4 , b= 100 cm , b_e=82.5 cm

$y_{sb}=y_{sl}-t_b/2$=3.12-0.3=2.82 cm

式(4)より

$$\tau = \frac{b_e S_d}{bI_s} \cdot y_{sb} \cdot t_b = \frac{82.5 \times 0.90 \times 10^3}{100 \times 1876} \times 2.82 \times 0.6$$

$$= 0.670\ kgf/cm^2$$

リブピッチが 30cm であるので，リブ下端の水平せん断力は

H=30×0.670=20.1 kgf/cm

2)合成後

I_v=95120 cm^4

$y_{vb}=y_{v1}-t_b/2=10.16-0.3=9.86$ cm

式(4)より

$$\tau = n\frac{b_e S_v}{bI_v}\cdot y_{vb}\cdot t_b = \frac{10\times 82.5\times 10.0\times 10^3}{100\times 95120}\times 9.86\times 0.6$$

$$= 5.13\ kgf/cm^2$$

リブ下端の水平せん断力は

$H=30\times 5.13= 153.9$ kgf/cm

1),2)より

リブ下端の水平せん断力は

$H=20.1 + 153.9 = 174.0$ kgf/cm

上記水平せん断力を，ずれ止めに作用する水平せん断力とすると，

ずれ止め孔の間隔が 125 mm であることから，孔１つ当たりの作用せん断力は，

$V=12.5$ cm $\times$ 174.0 kgf/cm = 2175 kgf/孔

となる。

ずれ止め構造は，上記設計せん断力 V に対して，次の２式を満たす必要がある。

$$V \le V_1 = 2\times\frac{\pi\cdot d^2}{4}\times 1.14\times\sigma_{ck}\ (kgf)$$

$$V \le V_2 = d\times t\times 7.5\times\sigma_{ck}\qquad (kgf)$$

ここで，

d :リブ孔の直径

t :リブの板厚

σ_{ck} :設計基準強度 $(300kgf/cm^2)$

それぞれ，

$V_1= 26311$ kgf $\geqq$ 2175 kgf

$V_2= 18900$ kgf $\geqq$ 2175 kgf

O.K.

2）コンクリートの配合・鋼板ミルシート

レディーミクストコンクリート配合報告書

No

株式会社　横河ブリッジ　殿

平成　11 年　9 月　　日

日本工業規格表示認定工場
寿生コン株式会社
新港工場

配合計画者名　橋本　栄一

工事名称	パワースラブ試験体製作工事
所在地	千葉市美浜区新港８８
納入予定時期	平成１１年９月
本配合の適用期間	
コンクリートの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	30	8→15	20	N

指定事項				
	軽量コンクリートの単位容積質量	--- Kg/㎥	空気量	--- %
	コンクリートの温度	--- ℃	混和材料の種類	膨張材
	呼び強度を保証する材齢	--- 日	アルカリ骨材反応抑制対策の方法	A
	水セメント比の上限値	--- %	単位セメント量の下限又は上限値	--- Kg/㎥
	単位水量の上限値	--- Kg/㎥	塩化物含有量	0.30 Kg/㎥以下
	流動化後のスランプ増大量	7 cm		

使用材料

セメント	生産者名	太平洋セメント株式会社	密度 (g/cm³)	3.16	Na2Oeq %	0.64
混和材	製品名		種類		密度(g/cm³)	

骨材	No.	種類	産地又は品名	ASRによる区分		粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率 (%)
細骨材	①	砂	千葉県君津産　山砂	A	化学法	5	2.55		2.59	1.63
	②									
	③									
粗骨材	①	砕石	栃木市鍋山産　砕石	A	モルタルバー法	20-5	60.0		2.70	0.70
	②									
	③									

混和剤①	製品名	ポゾリスNO.70	種類	AE減水剤　標準形	細骨材の塩化物量	0.04 以下
混和材②	製品名	アサノジプカル	種類	膨張材	水の区分	上澄水

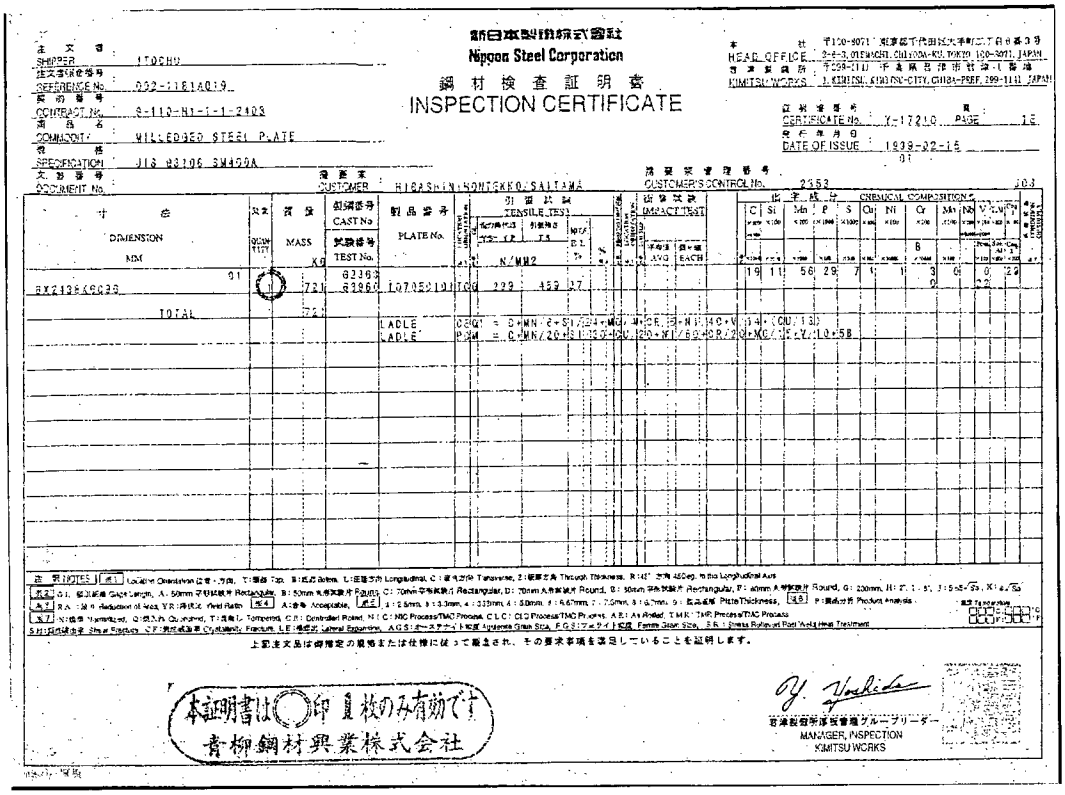
配合表　(Kg/㎥)

セメント	混和材	水	細骨材 ①	細骨材 ②	細骨材 ③	粗骨材 ①	粗骨材 ②	粗骨材 ③	混和剤 ①	混和剤 ②
311	30	163	751	--	--	1064	--	--	0.853	--

水セメント比	52.4 %	水結合材比	47.8 %	細骨材率	42.4 %

備考　膨張材入り＋流動化剤（現場投入）入り、　規格外品

①底鋼板



新日本製鐵株式會社
Nippon Steel Corporation
鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

SHIPPER ITOCHU
REFERENCE No. 092-11E1A019
CONTRACT No. 8-110-N1-1-1-2103
COMMODITY MILLEDGED STEEL PLATE
SPECIFICATION JIS G3106 SM490A
CUSTOMER HIGASHINIHONTEKKO/SAITAMA
CERTIFICATE No. Y-17210 PAGE 15
DATE OF ISSUE 1998-02-16
CUSTOMER'S CONTROL No. 2353

DIMENSION MM	QUANTITY	MASS KG	CAST No / TEST No.	PLATE No.	TENSILE TEST N/MM2	IMPACT TEST	CHEMICAL COMPOSITION %
01 BX2438X9036	1	721	83363 / 83960	L07N501101T00	229 459 27		C 19 Si 11 Mn 56 P 29 S 7 Cu 1 Ni 1 Cr 3 Mo 0 Nb 0 V 22
TOTAL		721					
				LADLE	CEQ1 = C+MN/6+SI/24+MO/4+CR/5+NI/40+V/14+(CU/13)		
				LADLE	PCM = C+MN/20+SI/30+CU/20+NI/60+CR/20+MO/15+V/10+5B		

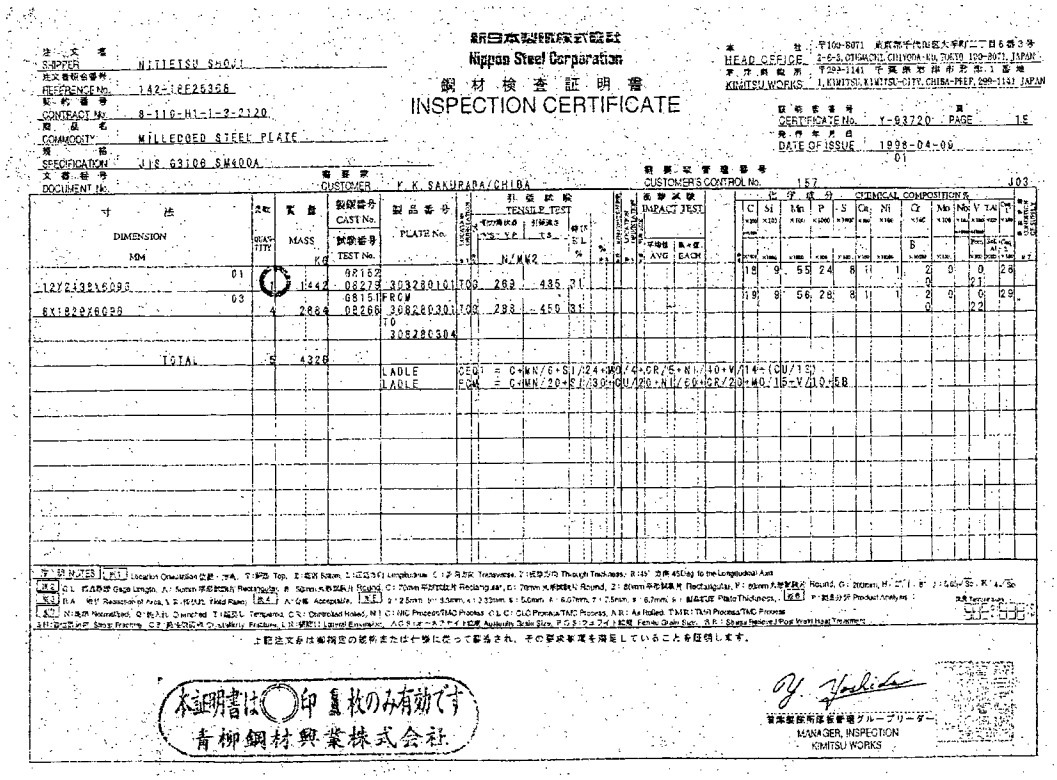
NOTES [1] Location Orientation 位置・方向, T: 頂部 Top, B: 底部 Bottom, L: 圧延方向 Longitudinal, C: 幅方向 Transverse, Z: 板厚方向 Through Thickness, R:45° 方向 45Deg. to the Longitudinal Axis
[2] GL: 標点距離 Gage Length, A: 50mm 平行部断面 Rectangular, B: 50mm 丸棒試験片 Round, C: 70mm 平板試験片 Rectangular, D: 70mm 丸棒試験片 Round, E: 80mm 平板試験片 Rectangular, F: 40mm 丸棒試験片 Round, G: 20mm, H: 2", I: 1", J: 5.65√So, K: 4√So
[3] RA: 絞り Reduction of Area, YR: 降伏比 Yield Ratio [4] A: 合格 Acceptable, [5] a: 2.5mm, b: 3.3mm, c: 4.0mm, d: 5.0mm, e: 6.0mm, f: 7.5mm, g: 8.0mm, h: 10.0mm 製品厚 Plate Thickness, [6] P: 製品分析 Product Analysis
[7] N: 焼準 Normalized, Q: 焼入れ Quenched, T: 焼戻し Tempered, CR: Controlled Rolled, NT: NC Process/TMCP Process, CLC: CLQ Process/TMCP Process, AR: As Rolled, TMR: TMR Process/TMCP Process
SH: 段付剪断破面 Shear Rupture, CF: 脆性破面率 Crystalinity Fracture, LE: 横収縮 Lateral Expansion, AGS: ボーステナイト結晶 Austenite Grain Size, FGS: フェライト結晶 Ferrite Grain Size, SR: Stress Relieved Post Weld Heat Treatment

上記注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

本証明書は○印 1 枚のみ有効です
青柳鋼材興業株式会社

MANAGER, INSPECTION
KIMITSU WORKS

②孔明き鋼板リブ



新日本製鐵株式會社
Nippon Steel Corporation
鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

SHIPPER NITTETSU SHOJI
REFERENCE No. 142-18F25366
CONTRACT No. 8-110-N1-1-2-2120
COMMODITY MILLEDGED STEEL PLATE
SPECIFICATION JIS G3106 SM400A
CUSTOMER K.K. SANJUBADA/CHIBA
CERTIFICATE No. Y-93720 PAGE 15
DATE OF ISSUE 1998-04-09
CUSTOMER'S CONTROL No. 157

DIMENSION MM	QUANTITY	MASS KG	CAST No / TEST No.	PLATE No.	TENSILE TEST N/MM2	IMPACT TEST	CHEMICAL COMPOSITION %
01 12Y2432X6096	1	1442	98152 / 08279	308280101T00	283 435 31		C 19 Si 9 Mn 55 P 24 S 8 Cu 1 Ni 2 Cr 0 Mo 0 Nb 0 V 21
03 8X1828X6096	4	2884	98151FROM / 08266	308280301T00	298 450 31		C 19 Si 8 Mn 56 P 28 S 8 Cu 1 Ni 2 Cr 0 Mo 0 Nb 0 V 22
			TO	308280304			
TOTAL	5	4326					
			LADLE		CEQ1 = C+MN/6+SI/24+MO/4+CR/5+NI/40+V/14+(CU/13)		
			LADLE		PCM = C+MN/20+SI/30+CU/20+NI/60+CR/20+MO/15+V/10+5B		

NOTES [1] Location Orientation 位置・方向, T: 頂部 Top, B: 底部 Bottom, L: 圧延方向 Longitudinal, C: 幅方向 Transverse, Z: 板厚方向 Through Thickness, R:45° 方向 45Deg. to the Longitudinal Axis
[2] GL: 標点距離 Gage Length, A: 50mm 平行部断面 Rectangular, B: 50mm 丸棒試験片 Round, C: 70mm 平板試験片 Rectangular, D: 70mm 丸棒試験片 Round, E: 80mm 平板試験片 Rectangular, F: 40mm 丸棒試験片 Round, G: 20mm, H: 2", I: 1", J: 5.65√So, K: 4√So
[3] RA: 絞り Reduction of Area, YR: 降伏比 Yield Ratio [4] A: 合格 Acceptable, [5] a: 2.5mm, b: 3.3mm, c: 4.0mm, d: 5.0mm, e: 6.0mm, f: 7.5mm, g: 8.0mm, h: 10.0mm 製品厚 Plate Thickness, [6] P: 製品分析 Product Analysis
[7] N: 焼準 Normalized, Q: 焼入れ Quenched, T: 焼戻し Tempered, CR: Controlled Rolled, NT: NC Process/TMCP Process, CLC: CLQ Process/TMCP Process, AR: As Rolled, TMR: TMR Process/TMCP Process
SH: 段付剪断破面 Shear Rupture, CF: 脆性破面率 Crystalinity Fracture, LE: 横収縮 Lateral Expansion, AGS: オーステナイト結晶 Austenite Grain Size, FGS: フェライト結晶 Ferrite Grain Size, SR: Stress Relieved Post Weld Heat Treatment

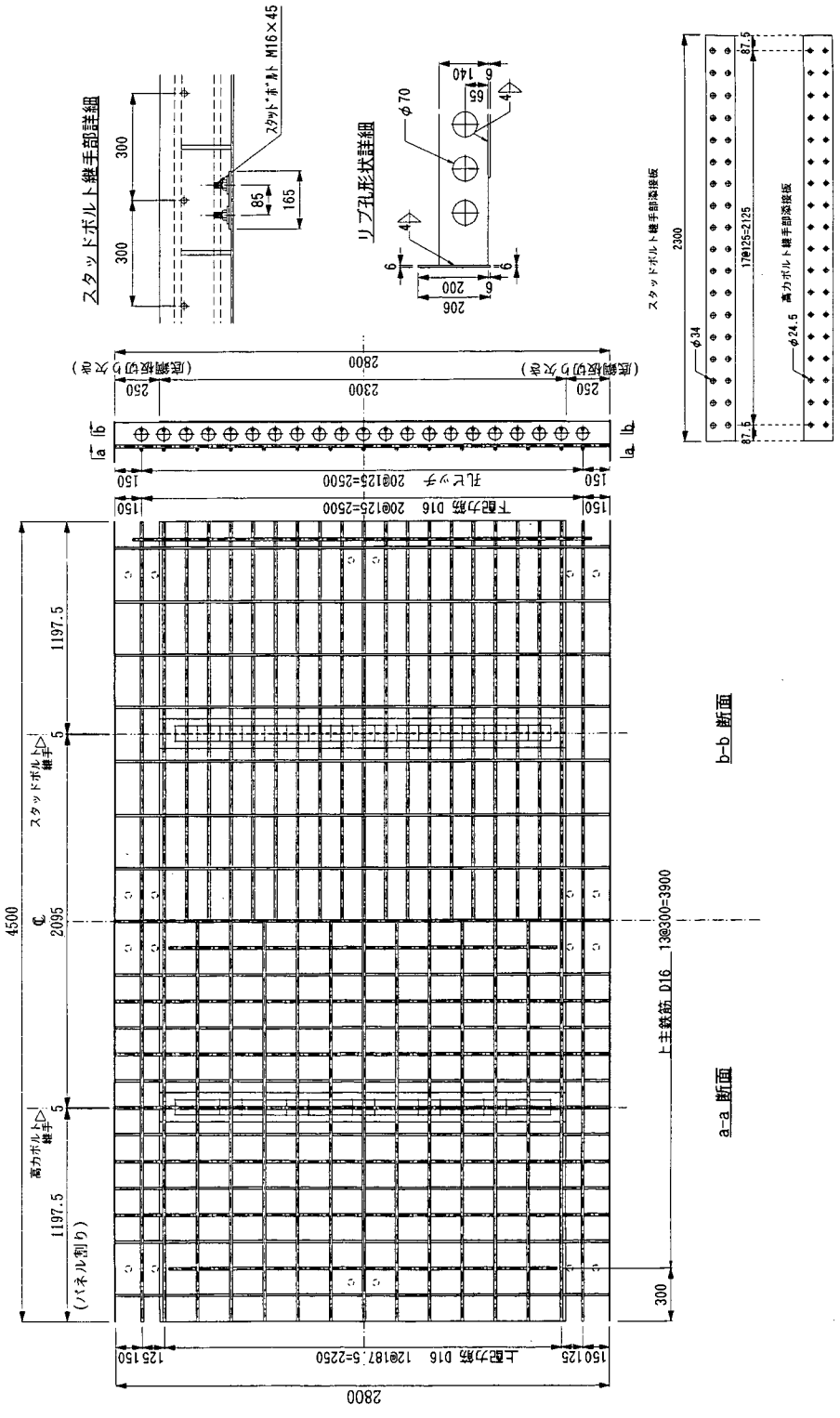
上記注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

本証明書は○印 1 枚のみ有効です
青柳鋼材興業株式会社

MANAGER, INSPECTION
KIMITSU WORKS

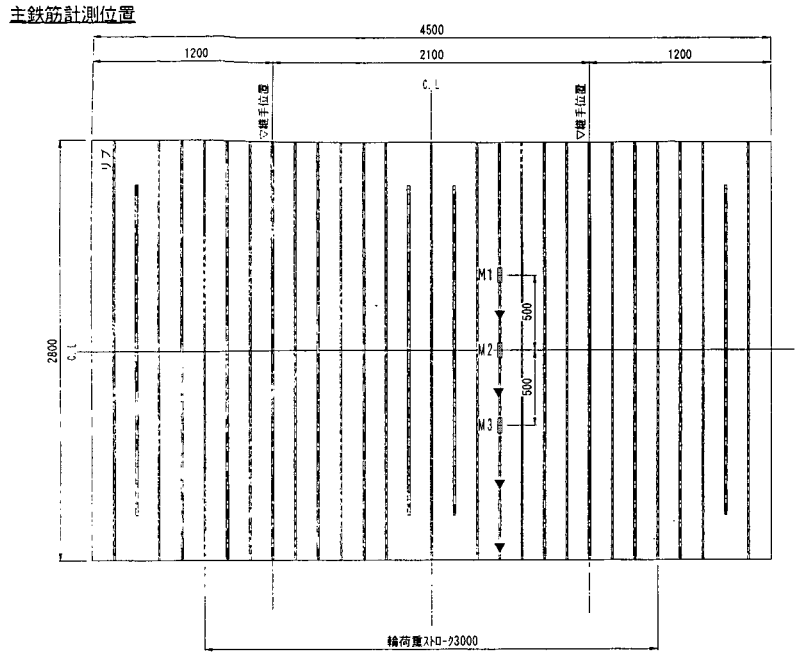
3）図面

①供試体図面（単位：mm）



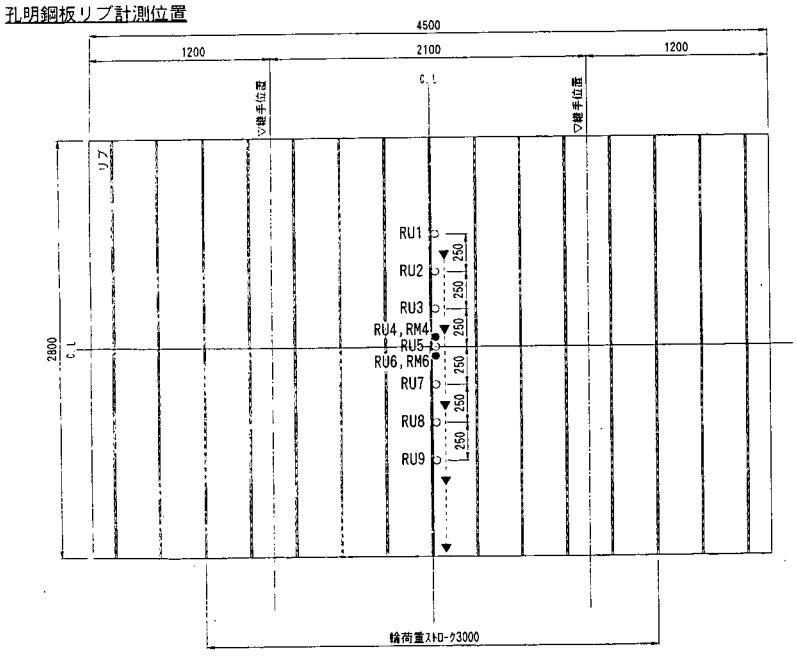
2.3 主鉄筋（単位：mm）

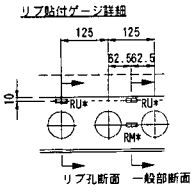
主鉄筋計測位置



2.4 孔明き鋼板リブ（単位：mm）

孔明鋼板リブ計測位置



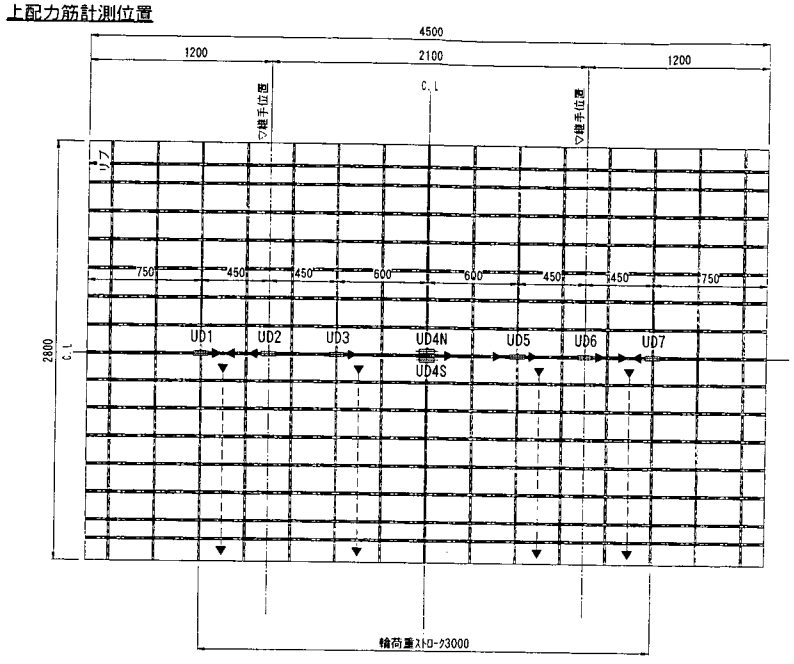


図中記号

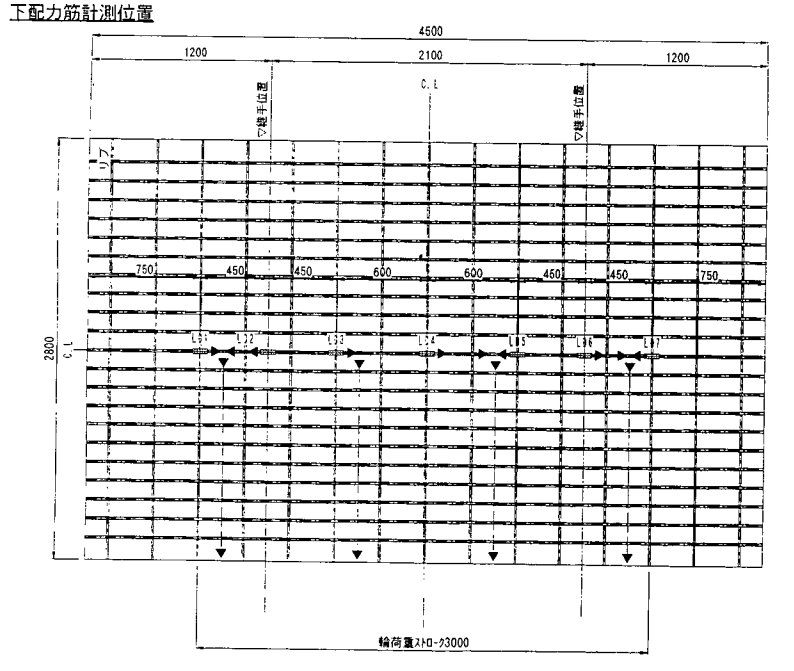
リブ孔断面 ○　一般断面 ●

②計測図面

2.1 上配力筋計測位置（単位：mm）

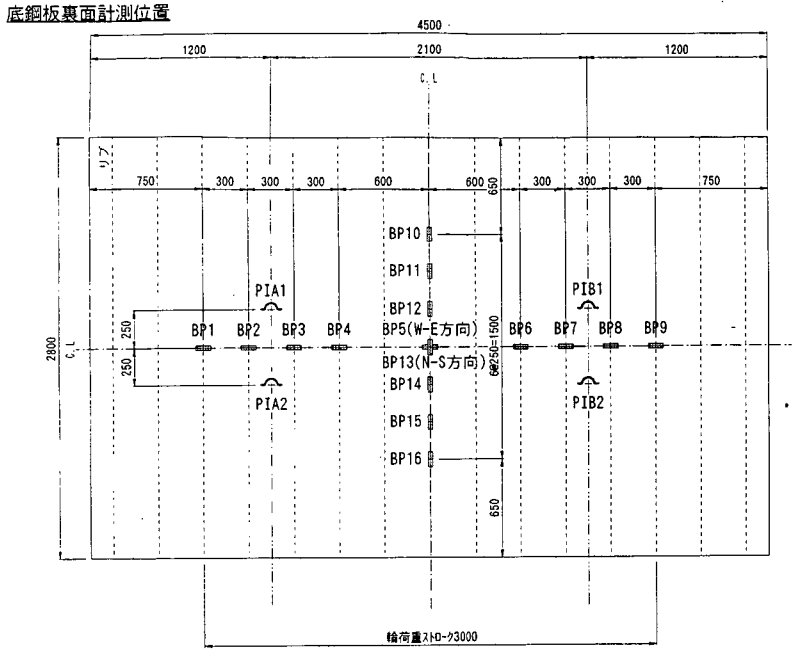


2.2 下配力筋（単位：mm）



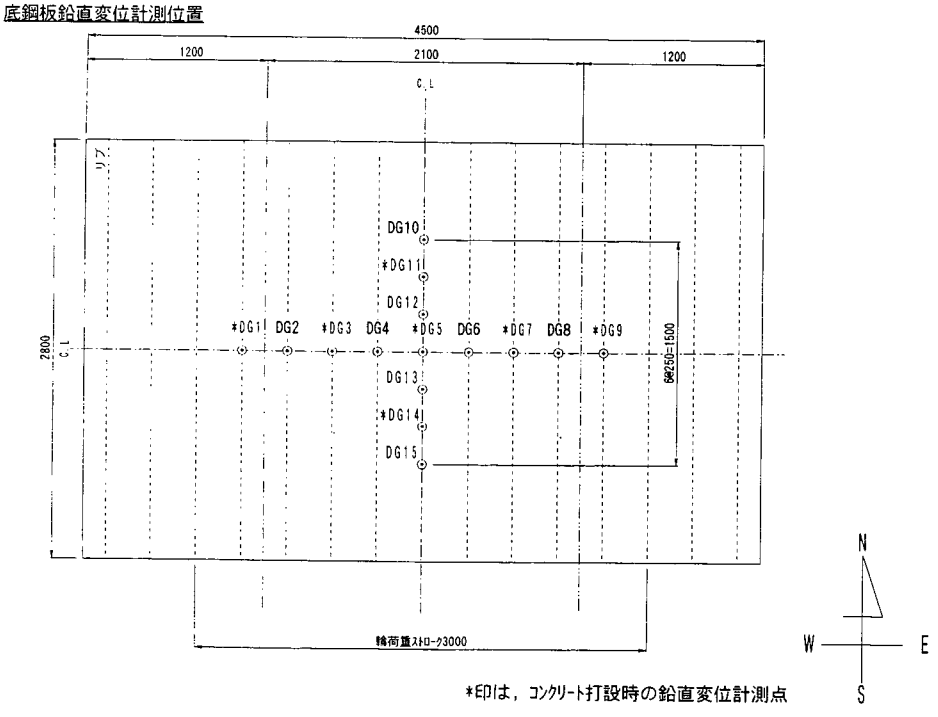
2.5 底鋼板（単位：mm）

底鋼板裏面計測位置



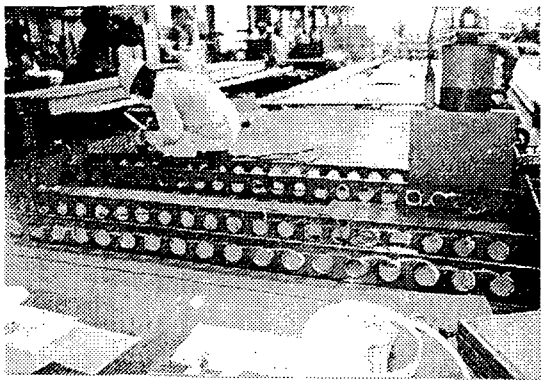
2.6 底鋼板鉛直変位（単位：mm）

底鋼板鉛直変位計測位置

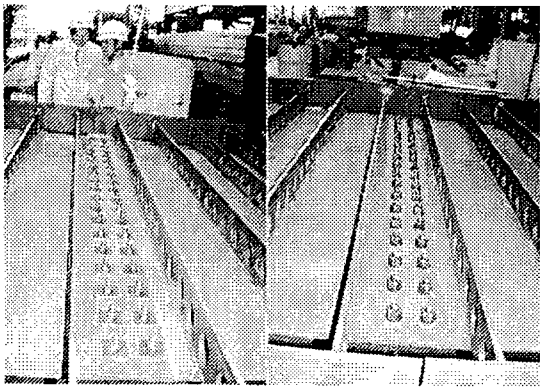


*印は，コンクリート打設時の鉛直変位計測点

4）写真集

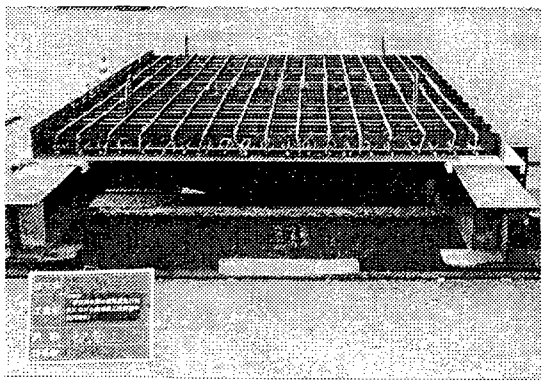


写真－1 鋼パネル製作

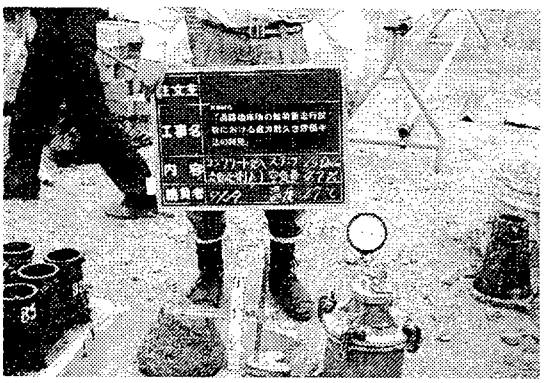


ｽﾀｯﾄﾞﾎﾞﾙﾄ　　高力ﾎﾞﾙﾄ

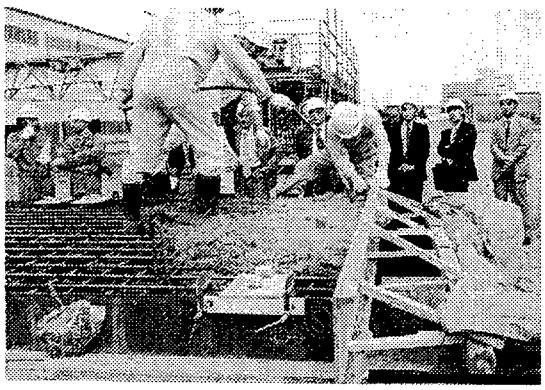
写真－2 パネル間継手



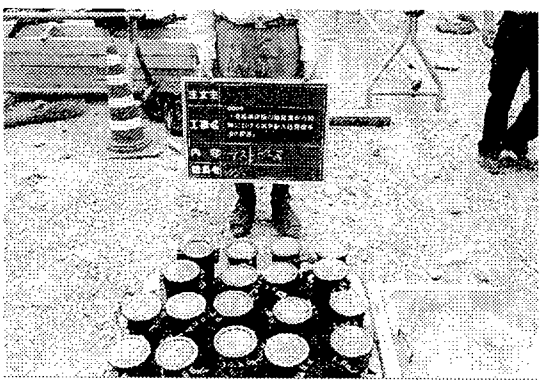
写真－3 供試体設置・配筋



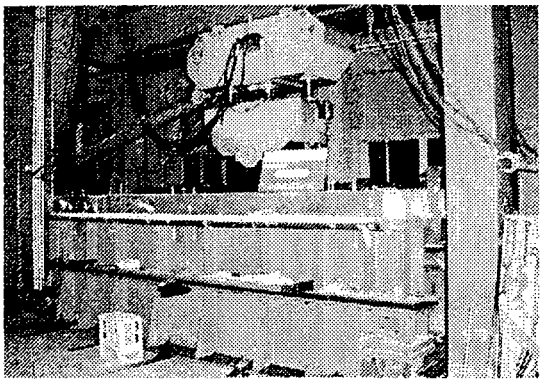
写真－4 ｺﾝｸﾘｰﾄ受入検査



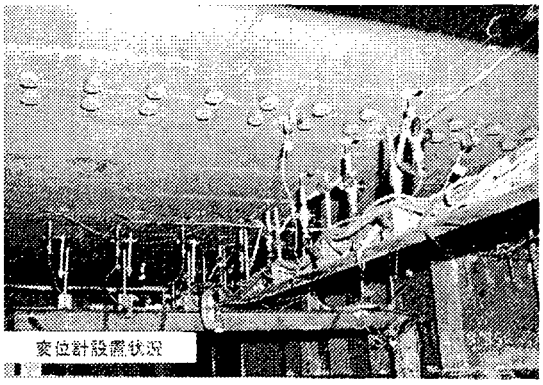
写真－5 ｺﾝｸﾘｰﾄ打設



写真－6 ｺﾝｸﾘｰﾄﾃｽﾄﾋﾟｰｽ採取

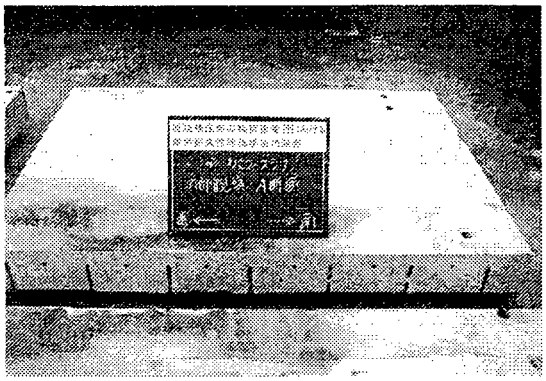


写真－7 載荷状況

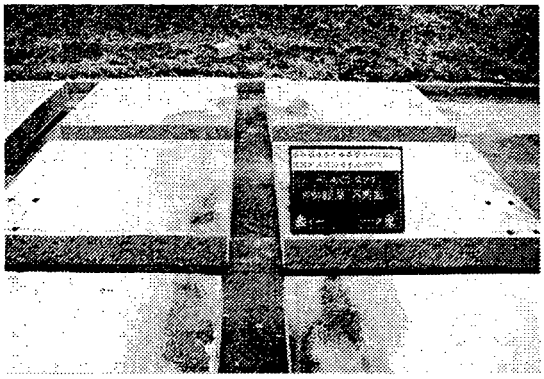


写真－8 変位計設置状況

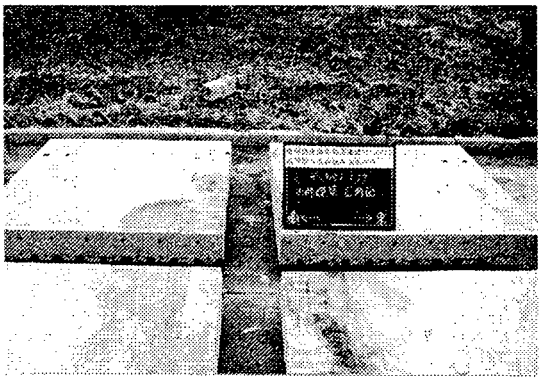
写真－9 試験終了時床版上面状況



写真－10 供試体切断状況（A-A 断面）



写真－11 供試体切断状況（B-B 断面）



写真－12 供試体切断状況（C-C 断面）

付録－８　ＦＲＰ合成床版

１．設計計算 ……337

２．コンクリートの配合 ……340

３．鉄筋のミルシート ……341

４．試験終了後の供試体写真 ……342

1）設計計算

①設計条件

床版支間		3.000 m（連続版）	
床版厚		23.0 cm	
アスファルト舗装厚		10 cm	
活荷重		B活荷重	
許容応力度	コンクリート（圧縮）	100 kgf/cm^2	
	鉄筋（引張）	1400 kgf/cm^2	
	ＦＲＰ（引張）	833 kgf/cm^2	2500 kgf/cm^2（保証強度）
	ＦＲＰ（圧縮）	733 kgf/cm^2	2200 kgf/cm^2（保証強度）

（ＦＲＰの許容応力度は、保証強度を基準に安全率を3.0として決定）

②設計曲げモーメント

設計曲げモーメントは、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による。

a)前死荷重曲げモーメント

床版　0.230 × 2.500 ＝ 0.575 tf/m^2

Md＝ Wd×L^2/10 ＝ 0.518 tf･m

b)後死荷重曲げモーメント

舗装　0.100 × 2.300 ＝ 0.230 tf/m^2

Md＝ Wd×L^2/10 ＝ 0.207 tf･m

c)活荷重曲げモーメント

輪荷重　P ＝ 10 tf

割り増し係数　λ＝ 1.0+(L-2.5)/12 ＝ 1.042

〈主鉄筋方向〉

ML＝(0.12×L+0.07)×P×0.8×λ

＝(0.12×3.000+0.07)×10×0.8×1.042 ＝ 3.583 tf･m

〈配力筋方向〉

ML＝(0.10×L+0.04)×P×0.8

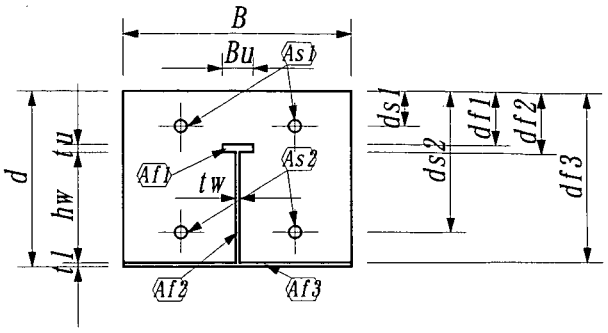
＝ (0.1×3.000+0.04)×10×0.8 ＝ 2.720 tf･m

d)断面力の集計

主鉄筋方向	(Pre)	ΣM	＝	0.518 tf･m
	(Aft)	ΣM＝ 0.207 + 3.583	＝	3.790 tf･m
配力筋方向	(Aft)	ΣM	＝	2.720 tf･m

③断面計算

主鉄筋方向（支間部）

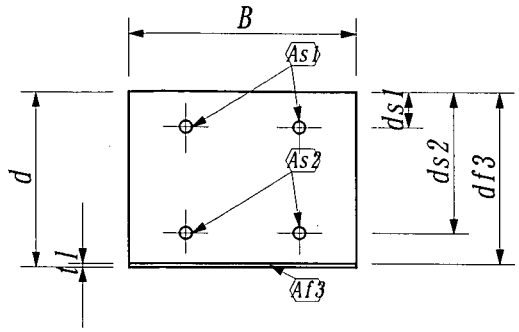


床版幅		B	=	30.0 cm
床版全厚		d	=	23.0 cm
FRP-U.FLG幅		Bu	=	4.0 cm
FRP-U.FLG厚		tu	=	1.0 cm
FRP-WEB　幅		hw	=	14.5 cm
FRP-WEB　厚		tw	=	0.5 cm
FRP-底板　厚		tl	=	0.5 cm
上面～距離	上鉄筋	ds1	=	4.5 cm
〃	下鉄筋	ds2	=	18.5 cm
〃	FRP-U.Flg上	df1	=	7.0 cm
〃	FRP-Web上	df2	=	8.0 cm
〃	FRP-Web下	df3	=	22.5 cm
上側鉄筋	D16 × 150	As1	=	3.97 cm^2
下側鉄筋	D16 × 150	As2	=	3.97 cm^2
FRP-U.FLG面積		Af1	=	4.00 cm^2
FRP-WEB　面積		Af2	=	7.25 cm^2
FRP-底板　面積		Af3	=	15.00 cm^2

弾性係数比　Es／Ec＝		nc	=	10		
弾性係数比　Es／Ef＝		nf	=	7		
合成前の作用曲げモーメント		M(Pre)	=	0.518 t·m		
合成後の作用曲げモーメント		M(Aft)	=	3.790 t·m		
ＦＲＰの中立軸		XFRP	=	18.355 cm		
合成後の中立軸		X	=	7.141 cm		
ＦＲＰの断面２次モーメント		IFRP	=	456 cm^4		
合成後の断面２次モーメント		I	=	5046 cm^4		
コンクリートの応力度		σc	=	-36 kgf/cm^2	< σca=	-100 kgf/cm^2
鉄筋の応力度		σs	=	853 kgf/cm^2	< σsa=	1400 kgf/cm^2
ＦＲＰ上端応力度	合成前	σfu(Pre)	=	-184 kgf/cm^2		
	合成後	σfu(Aft)	=	-2 kgf/cm^2		
	合　計	σfu	=	-186 kgf/cm^2	< σfa=	-733 kgf/cm^2
ＦＲＰ下端応力度	合成前	σfl(Pre)	=	75 kgf/cm^2		
	合成後	σfl(Aft)	=	170 kgf/cm^2		
	合　計	σfl	=	245 kgf/cm^2	< σfa=	833 kgf/cm^2

配力筋方向（支間部）

配力筋方向の断面計算は、ＦＲＰリブ直角方向の弾性係数がリブ方向に比べ半分程度とかなり小さく、版の曲げ剛性に対するＦＲＰ底板の寄与率が小さいことから、ＦＲＰを無視した鉄筋コンクリート断面として計算を行う。



床版幅			B	=	30.0 cm
床版全厚			d	=	23.0 cm
上面～距離	上鉄筋		ds1	=	6.2 cm
〃	下鉄筋		ds2	=	16.9 cm
上側鉄筋	D16 ×	300	As1	=	1.99 cm^2
下側鉄筋	D16 ×	150	As2	=	3.97 cm^2
ＦＲＰ底板			t1	=	0.5 cm

作用曲げモーメント	M	=	2.72 t･m				
中立軸	X	=	6.419 cm				
断面２次モーメント	I	=	2042 cm^4				
コンクリートの応力度	σc	=	-57 kgf/cm^2	＜	σca=	-100 kgf/cm^2	
鉄筋の応力度	σs	=	1396 kgf/cm^2	＜	σsa=	1400 kgf/cm^2	

2）コンクリートの配合

レディーミクストコンクリート配合報告書

No 416-05
平成 11年10月27日

㈱酒井鉄工所 殿

大阪府堺市築港新町一丁5番1号
堺臨海生コン株式会社
TEL 0722-45-1471 FAX 0722-41-3075
配合計画者名 小林 正蔵

工事名称	㈱酒井鉄工所
所在地	
納入予定時期	
本配合の適用期間	
コンクリートの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	30	10	20	N

指定事項				
	軽量コンクリートの単位容積質量	—	空気量	—
	コンクリートの温度	—	混和材料の種類	
	呼び強度を保証する材齢	—	アルカリ骨材反応抑制対策の方法	A
	水セメント比の上限値	—	単位セメント量の下限値又は上限値	—
	単位水量の上限値	—	塩化物含有量	0.30kg/㎥ 以下
	流動化後のスランプ増大量	—		

使用材料

セメント	生産者名	住友大阪セメント株式会社	密度(g/cm³)	3.15	Na_2Oeq(%)	0.61
混和材①	製品名		種類		密度(g/cm³)	
混和材②	製品名		種類		密度(g/cm³)	

骨材	No	種類	産地又は品名	ASRによる区分		粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率(%)
細骨材	①	砂	倉敷市竪場 (海砂)	A	化学法	5	2.70		2.56	1.71
	②	砕砂	兵庫県 西島産(砕砂)	A	モルタルバー法	5以下			2.56	1.71
	③									
粗骨材	①	砕石	兵庫県 西島産(砕石)	A	モルタルバー法	20～5	58.0		2.63	0.926
	②	砕石	大分県津久見産(石灰石)	A	モルタルバー法	20～5			2.70	0.32
	③									

混和剤①	製品名	パリックSA	種類	AE減水剤標準形Ⅰ種	細骨材の塩化物量	0.04以下
混和剤②	製品名		種類		水の区分	工業用水

配合表 (kg/m³)

セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②
364			171	516	221		600	410		3.64	

水セメント比	47 %	水結合材比	—	細骨材率	43.1 %

砂と砕砂の7:3(容積比)

備考

砕石①と②の6:4

[規格外]

注文者 Supplier
川鉄商事

納入先 Puchaser
フルカワ テッキン

引渡場所 Transfer Place

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

JIS・G3112 許可番号 8992

国光製鋼株式会社
KOKKO STEEL WORKS, LTD.
〒559-0021 大阪市住之江区柴谷2丁目8番60号
No.60-8, 2-chome, Sibatani, Suminoe-ku, Osaka, Japan.
電話 大阪 06 (6682) 1843

出荷年月日 Date	受注番号 Order No.	伝票番号 Certificate No.	製品名	規格名
11年 10月 9日	513401	A0447-0	鉄筋コンクリート用棒鋼 Steel Bars For Concrete Reinforcement	JIS G3112 SD345

鋼番 Charge No.	寸法 Size	長さ Length	本数 Quantity	質量 Mass kg	化学成分値 Chemical Composition C % ×100	Si % ×100	Mn % ×100	P % ×1000	S % ×1000	C+Mn/6 ×100	引張試験 Tensile Test 降伏点又は耐力 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %	曲げ試験 Bend Test 内側半径 ×公称直径	曲げ角度 180°
					MAX 27	MAX 55	MAX 160	MAX 40	MAX 40	MAX 50	345 -440	MIN 490	※		
K5671	D22	5.500M	150	2,505	25	20	80	30	32	38	392	614	21	2.0	GOOD
		サイズ計	150	2,505											
K5070	D16	6.000M	ｵｰﾀﾞｰ 220	2,059	23	16	72	27	31	35	373	577	27	1.5	GOOD
K5548		5.500M	ﾊﾞﾗ 240	2,059	23	15	66	27	26	34	399	596	26	1.5	GOOD
H3067		5.000M	ｺﾐ 260	2,028	25	20	70	26	34	37	393	599	24	1.5	GOOD
H3045		4.000M	ｵｰﾀﾞｰ 320	1,997	23	15	70	26	31	35	374	581	25	1.5	GOOD
		サイズ計	1,040	8,143											
合計			1,190	10,648											

本証明書は○印 ﾌﾟﾚ 本のみ使用しております
平成11年12月 日
堺市土師町3丁20番24号
株式会社 古川鉄筋土師加工センター
代表取締役 古川武嗣

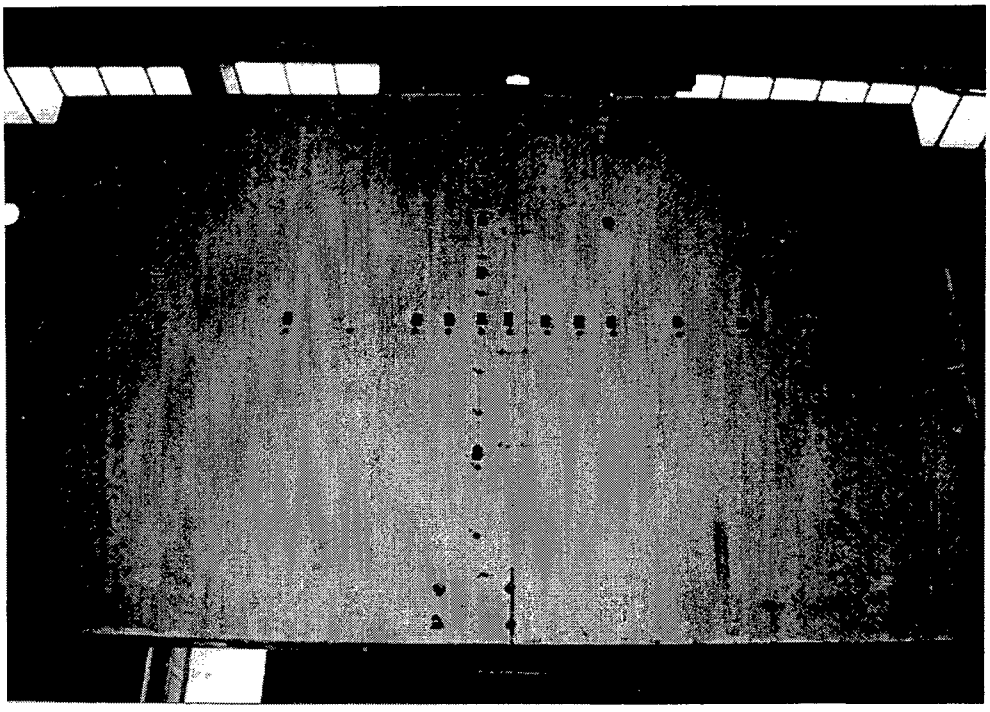
※ SD295A(B)、SD390のD22以下は16%以上、D25以上は18%以上　SD345のD22以下は18%以上、D25以上は20%以上
SD490のD22以下は12%以上、D25以上は14%以上である。
尚、D32を超えるものについては呼び名3を増す毎に上記の伸び値からそれぞれ2%を減じます。但し減ずる限度は4%とします。

上記製品は、検査の結果、指定の規格に合格していることを証明いたします。

管理部品質保証課長

4）試験終了後の供試体写真

床版上面



床版下面

付録－９　ウルトラパネル

１．床版の設計 …… 343

２．コンクリートの配合 …… 347

３．鉄筋のミルシート …… 348

４．たわみ分布の連続性 …… 350

５．鋼板のひずみ－走行回数の関係 …… 351

６．高力ボルトのひずみ－走行回数の関係 …… 354

1　床版の設計

1．1　設計条件

・活荷重　　B活荷重、群集荷重

・舗　装　　アスファルト舗装

車道部 t＝100mm

・床　版　　床版支間 l＝3.0m

ウルトラパネルの床版厚 t＝162mm

鋼板；上側鋼板 t＝6mm

下側鋼板 t＝6mm

ボルト間隔　300mm

コンクリート厚150mm　σck＝27N/mm²

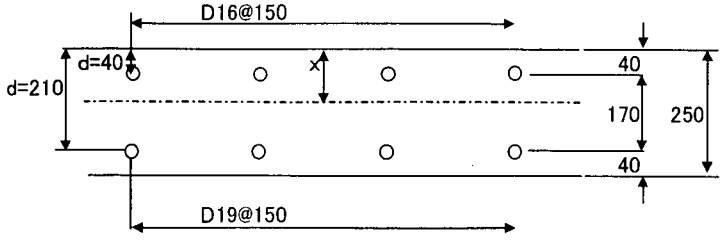
大型車計画交通量　2000台以上（1日1方向）

1．2　床版厚の照査

ウルトラパネルの床版厚は、鉄筋コンクリート床版時に有する断面剛度以上となるようにその厚さを照査する。

想定した鉄筋コンクリート床版は、平成8年道路橋示方書に準拠したものとする。
配筋状況を下図に示す。

① 想定鉄筋コンクリート床版（平成8年道路橋示方書）



（単位：mm）

As　＝19.10cm²/m

As′＝13.24cm²/m

b　＝100cm

n　＝ 15

d　＝ 21.0cm

d′　＝ 4.0cm

床版厚 t＝（3L+11）×1.25＝（3×3.0＋11）×1.25＝25cm

中立軸 $x=-n(As+As')/b+\sqrt{\{n(As+As')/b\}^2+2n(Asd+As'd'/b)}$

$=-15\times32.34/100+\sqrt{\{15\times32.34/100\}^2+2\times15(19.1\times21.0+13.24\times4.0)/100}$

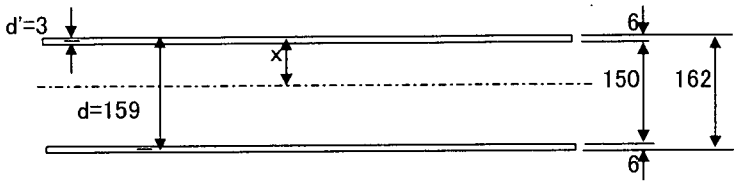
$=7.79cm$

断面二次モーメント $I=bx^3/3+nAs(d-x)^2+nAs'(d'-x)^2$

$=100\times7.79^3/3+15\times19.1(21.0-7.79)^2+15\times13.24(4.0-7.79)^2$

$=68605\ cm^4$

② ウルトラパネル



(単位：mm)

$As=60.0\ cm^2/m$

$As'=60.0\ cm^2/m$

$b=100cm$

$n=10$

$d=15.9cm$

$d'=0.3cm$

床版厚 $t=0.6+0.6+15=16.2cm$

中立軸 $x=-10\times120/100+\sqrt{\{(10\times120/100)^2+2\times10(60\times15.9+60\times0.3)/100\}}$

$=6.40cm$

断面二次モーメント $I=100\times6.40^3/3+10\times60(15.9-6.40)^2+10\times60(0.3-6.40)^2$

$=85214\ cm^4 > 68605\ cm^4$

1．3 断面力の算定

1）支間部（主鉄筋方向）

① 合成前死荷重曲げモーメント

床版	鋼板＋ボルト	0.012×77+0.128	=1.052
	コンクリート	0.150×23	=3.450

Wd_1 ＝4.502 kN/m²

Msd_1＝1/10×Wd_1×L^2 ＝ 1/10×4.502×3.0² ＝4.052 kN·m

② 合成後死荷重曲げモーメント

舗装　　Wd_2＝0.100×22.5 ＝2.250 kN/m²

Msd_2＝1/10×2.250×3.0² ＝ 1/10×2.250×3.0² ＝2.025 kN·m

③ 活荷重曲げモーメント

Msl＝ (0.12L＋0.07) ×P×0.8×{1.0＋(L－2.5)／12}

＝ (0.12×3.0＋0.07) ×100×0.8×{1.0＋(3.0－2.5)／12}

＝ 35.833 kN·m

2）支間部（配力鉄筋方向）

Msl＝ (0.10L＋0.04) ×P×0.8

＝ (0.10×3.0＋0.04) ×100×0.8

＝ 27.200 kN·m

1．4　応力度の算定

1）支間部（主鉄筋方向）

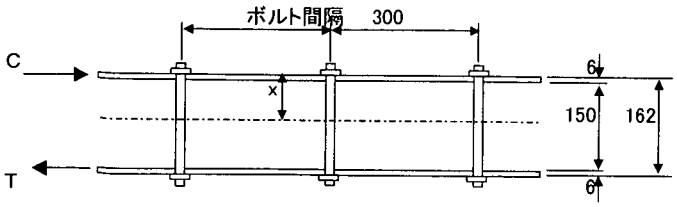
① 合成前

M＝4.052 kN·m

中空状態で鋼板に作用する応力度

中立軸 x＝8.10cm

断面２次モーメント I＝7304 cm⁴



（単位：mm）

上側鋼板

$\sigma s' = M \cdot (x - d') / I$ $= 4052000 \times (81-3) / 73040000$ $= 4.3$ N/mm²

下側鋼板

$\sigma s = M \cdot (d - x) / I$ $= 4052000 \times (159-81) / 73040000$ $= 4.3$ N/mm²

② 合成後

$M = 2.025 + 35.833 = 37.858$ kN·m

$\sigma c = M \cdot x / I$ $= 37858000 \times 64 / 852140000$ $= 2.9$ N/mm²

$\sigma s = n \cdot M \cdot (d - x) / I$ $= 10 \times 37858000 \times (159-64) / 852140000$ $= 42.2$ N/mm²

③ 合成応力度

$\sigma c = 0 + 2.9 = 2.9$ N/mm² $\leqq$ $\sigma ca = 27/3.5 = 7.8$ N/mm²

$\sigma s = 4.3 + 42.2 = 46.5$ N/mm² $\leqq$ $\sigma sa = 140$ N/mm²

2）支間部（配力鉄筋方向）

$\sigma c = M \cdot x / I$ $= 27200000 \times 64 / 852140000$ $= 2.1$ N/mm² $\leqq$ $\sigma ca = 7.8$ N/mm²

$\sigma s = n \cdot M \cdot (d - x) / I$ $= 10 \times 27200000 \times (159-64) / 852140000$ $= 30.3$ N/mm²

$\leqq$ $\sigma sa = 140$ N/mm²

2．コンクリートの配合

レディーミクストコンクリート配合報告書　　No. 1

平成11年11月 2日

ショーボンド建設 株式会社 殿

株式会社ホッコー 岩見沢工場
岩見沢市岡山町 [illegible]68番地11
Tel (0126) [illegible]2-2111

配合計画者名　伊藤博道

工事名称	栗沢美流渡製作所
所在地	
納入予定時期	
本配合の適用期間	
コンクリートの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ値	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	27	60	25	N

(14)指定事項				
	軽量コンクリートの単位容積質量	kg/m³	空気量	4.5 %
	コンクリートの温度	℃	混和材料の種類	高性能AE減水剤 増粘剤
	呼び強度を保証する材齢	日	アルカリ骨材反応抑制対策の方法(15)	A
	水セメント比の上限値	%	単位セメント量の下限値	350 kg/m³
	単位水量の上限値	kg/m³	塩化物含有量	0.3 kg/m³ 以下
	流動化後のスランプ増大量	cm		

使用材料(16)

セメント	生産者名	日鐵セメント株式会社		密度(g/cm³)	3.16	Na_2Oeq(%)(17)	0.6以下
混和材①	製品名		種類		密度(g/cm³)		
混和材②	製品名		種類		密度(g/cm³)		

骨材	No.	種類	産地又は品名	ASR(18)による区分		粒の大きさの範囲(19)	粗粒率又は実積率(20)	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率(%)
細骨材	①	普通	門別町富川	A	化学法	5.0mm以下	2.8	2.60	2.65	1.52
	②									
	③									
粗骨材	①	普通	由仁町岩内	A	化学法	25-5mm以下	65	2.58	2.63	1.49
	②									
	③									
	④									

混和剤①	製品名	ﾏｲﾃｨ3000S	種類	高性能AE減水剤	細骨材の塩化物量	①0.00 %
混和剤②	製品名	ﾋﾞｽｺﾝ	種類	増粘剤		
混和剤③	製品名		種類		水の区分	上水道水

配合表 (kg/m³) (21)

セメント	混和材 ①	混和材 ②	水	細骨材 ①	細骨材 ②	細骨材 ③	粗骨材 ①	粗骨材 ②	粗骨材 ③	粗骨材 ④	混和剤 ①	混和剤 ②	混和剤 ③
350			175	922			844				6.30	0.35	

水セメント比	50.0 %	水結合材比(22)	%	細骨材率	52.0 %
備考	規格外品　高流動コンクリート		骨材混合比		

注(14)呼び方欄以外に特に指定された場合に記入する。
(15)附属書6表1に示す記号で記入する。ただし、附属書1の区分Aの骨材を用いる場合は、記号Aを同欄に記入する。
また、高炉スラグ微粉末またはフライアッシュを混和材として用いて、アルカリシリカ反応が抑制されることの確認がなされた場合は、それらの混和材の種類と使用割合を記入する。
(16)配合設計に用いた材料について記入する。
(17)ポルトランドセメントを使用した場合にだけ記入する。
(18)アルカリシリカ反応(ASR)性による区分及び判定に用いた試験方法を記入する。
(19)細骨材に対しては、砕砂またはｽﾗｸﾞ骨材では粒の大きさの範囲を、砂又は人工軽量骨材では最大寸法を記入する。
粗骨材に対しては、砕石またはｽﾗｸﾞ骨材では粒の大きさの範囲を、砂利では粗骨材の大きさを、人工軽量骨材では骨材の寸法を記入する
(20)細骨材に対しては粗粒率の値を、粗骨材に対しては実積率の値を記入する。
(21)人工軽量骨材の場合は絶対乾燥状態の質量で、その他の骨材の場合は表面乾燥飽水状態の質量で表す。
(22)高炉スラグ微粉末などを結合材として使用した場合にだけ記入する。

証明書番号
CERTIFICATE NO : M-17615
契約番号
CONTRACT NO : F233-83805
扱商社
SUPPLIER : KAWATETSU SHOJI
需要家
CUSTOMER : ショーボンドケンセツ
品名
NAME OF ARTICLE: JIS G3101 SS400 ｼﾞﾂｹﾝﾖｳｷﾖｳｼﾀｲ (AFZZ)

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

川崎製鉄株式会社
水島製鉄所
KAWASAKI STEEL CORPORATION MIZUSHIMA WORKS
〒712-8511 倉敷市水島川崎通1丁目
1, MIZUSHIMA KAWASAKI DORI, KURASHIKI, JAPAN

日付
DATE : JULY 28 ,1999

72

炉鋼番 HEAT-NO	製品番号 PLATE-NO	製品寸法 DIMENSIONS mm	枚数 巻数 本数 QUANTITY	質量 MASS kg	Location Orientation *1	引張試験 TENSILE TEST 降伏点又は耐力 Y.P. or Y.S.	引張強さ TENSILE STRENGTH	伸び ELONGATION %	降伏比 Y. R	曲げ試験 BEND TEST	衝撃試験 IMPACT TEST mm notch	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Al	*2 %	炭素当量 Ceq
						N/MM2		GL= 200	%	R=		×100			×1000		×100			X1000				×100
						245	400 510	17		150 ×t					50	50								
2-3637	GG052 C- E	6X2800X9100	3	3708	TC	329	441	30		G		13	11	66	21	2								
2-3860	GK094 A, B	6X2800X9100	2	2472	TC	325	438	30		G		13	10	69	20	4								
			*****																					
		S-TOTAL	5	6180																				
		G-TOTAL	5	6180																				
						VISUAL & DIMENSIONAL EXAMINATION : ACCEPTABLE																		

上記鋼材は規定の検査を行ない これに合格したことを証明する。

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION.

MANAGER OF INSPECTION SECTION

(Notes) *1 Location, Orientation 位置．方向 T…Top頂部 B…Bottom 底部 L…Longitudinal 圧延方向 C…Transverse 圧延方向に直角 *2 Al, AT, NB, TI, ZR… X1000 B, N… X10000 AT…Total Al *3…X100 *4…X1000
the other ＊R=5.65√S。 R.T.…Room Temp. 室温 HB…Brinell Hardness ブリネル硬さ HRB, HRC…Rockwell Hardness ロックウェル硬さ HV…Vicker's Hardness ビッカース硬さ G…Good A…Austenite Grain Size No. 結晶粒度番号
Q.T.…Quenching Temp. 焼入温度(℃) T.T.…Teepering Temp. 焼戻し温度(℃) N.T.…Normalizing Temp. 焼準温度(℃) SR…Stress-Relieved 応力除去焼なまし RA…Reduction of Area 絞り(%) RED…Reduction

KM31B NO2

b）高力ボルト

製品検査証明書

平成 11 年 7 月 23 日

日亜鋼業株式会社
品質保証部

SWSトルシアボルト

ロット番号	寸法	強度区分	備考
NR－6483	M24－M20 × 150mm	F10T(相当)	
NR－6484	M24－M20 × 180mm	F10T(相当)	

寸法	項目	試験片の機械的性質試験		製品の機械的性質試験		形状寸法	外観
		耐力 (kgf/㎟)	引張強さ (kgf/㎟)	かたさ (HRC)	製品引張 (kgf)		
	規格	≧ 90	≧ 100 ~ 120	27 ~ 38	≧ 24,500		
M24-M20×150mm	試験値	105	110	34	26,200	合格	合格
M24-M20×180mm	試験値	105	110	34	26,400	合格	合格

高力高ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10)	規格	16 ~ 35	30,300		
M22 [h108]	試験値	26	合格	合格	合格
M22 [h138]	試験値	27	合格	合格	合格

SWS PI ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	35,300		
M24	試験値	28	合格	合格	合格

SWS 丸ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	24,500		
M20	試験値	27	合格	合格	合格

SWS ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	24,500		
M20	試験値	28	合格	合格	合格

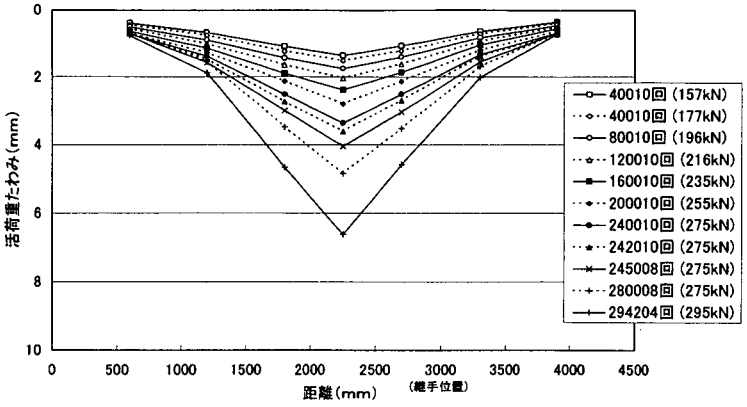
SWS高力平座金

寸法	項目	機械的性質	形状寸法	外観
		かたさ (HRC)		
(F35)	規格	35 ~ 45		
24	試験値	40	合格	合格

4．たわみ分布の連続性

①橋軸方向の活荷重たわみ分布

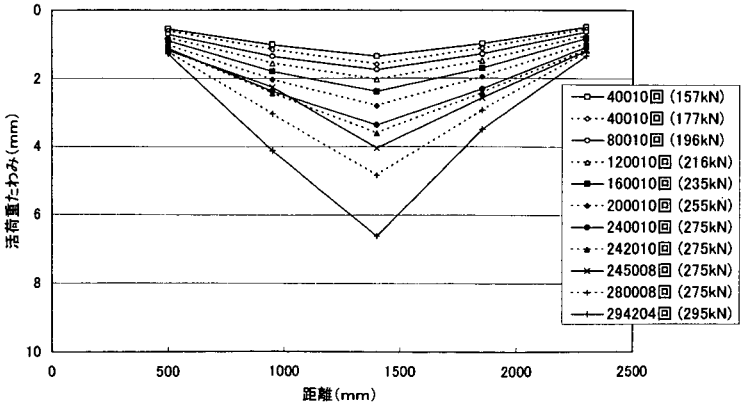
橋軸方向の活荷重のたわみ分布を付図－1 に示す.



付図－1　橋軸方向のたわみ分布（活荷重）

②橋軸直角方向のたわみ分布

橋軸直角方向の活荷重のたわみ分布を付図－2 に示す.

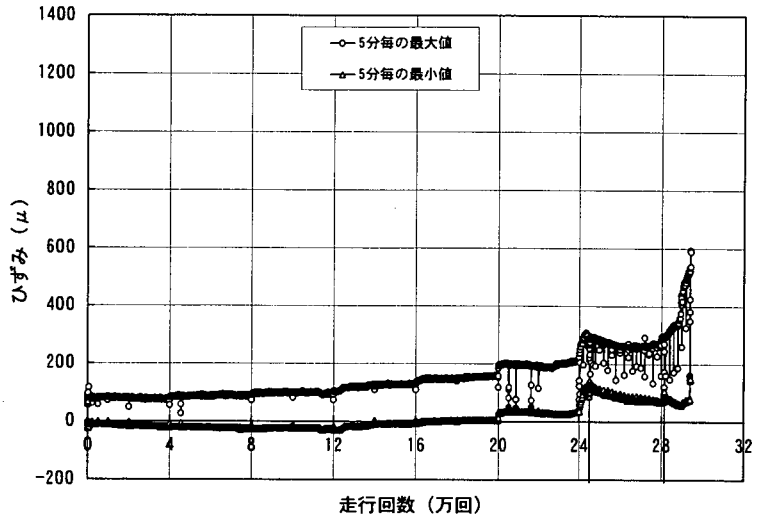


付図－2　橋軸直角方向のたわみ分布（活荷重）

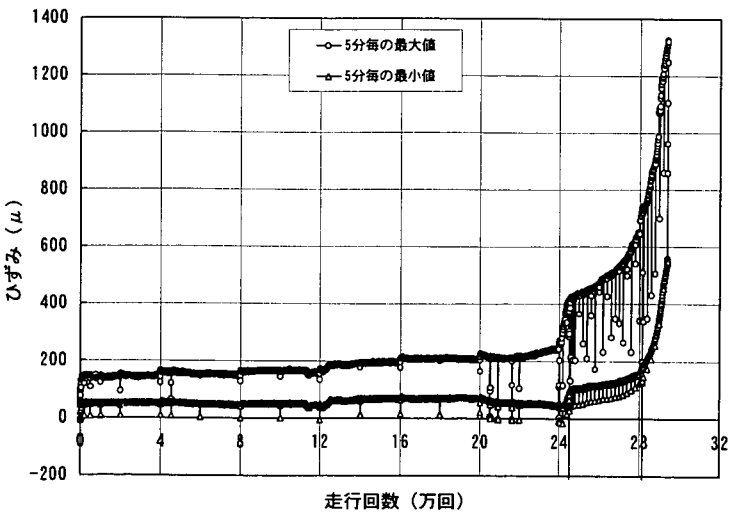
5．鋼板のひずみ－走行回数の関係

①輪荷重の載荷板端部の下面鋼板ひずみ

輪荷重の載荷板端部（エッジ）の下鋼板下面の橋軸方向（L45-X）および橋軸直角方向（L45-Y）のひずみと走行回数の動的測定結果を**付図－3，付図－4** に示す．動的測定によるひずみの最大値は，橋軸方向で592μ，橋軸直角方向で 1326μである．両図の傾向は前述の静的測定結果に類似しており，載荷荷重275kN(28tf)・走行回数 24.2 万回から載荷時のひずみは増加し，橋軸直角方向の最大ひずみは鋼板の降伏点に近い値を示した．



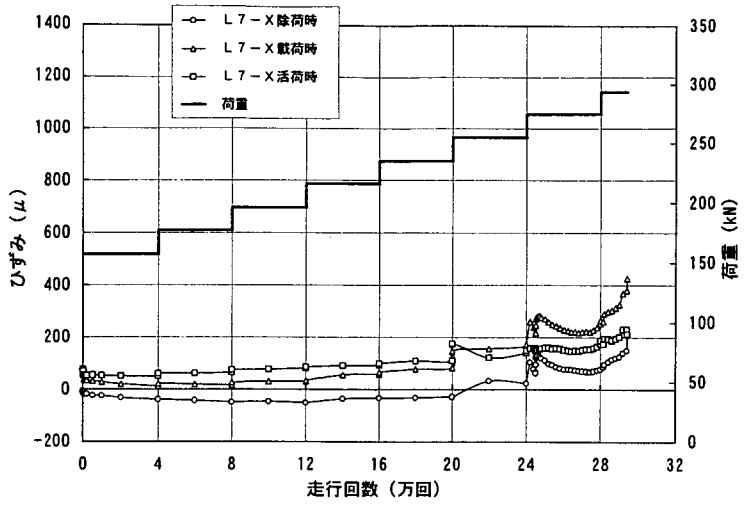
付図－3　鋼板のひずみ L45(橋軸方向)の動的計測



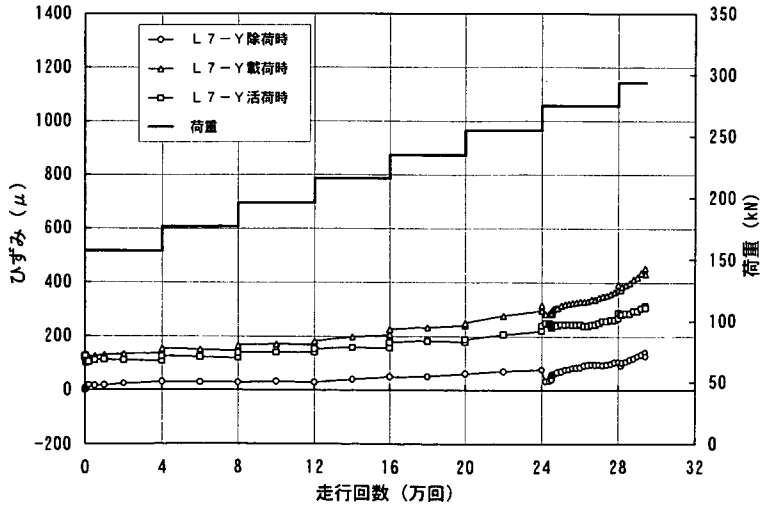
付図－4　鋼板のひずみ L45(直角方向)の動的計測

②静的測定および動的測定による鋼板のひずみ－走行回数の関係

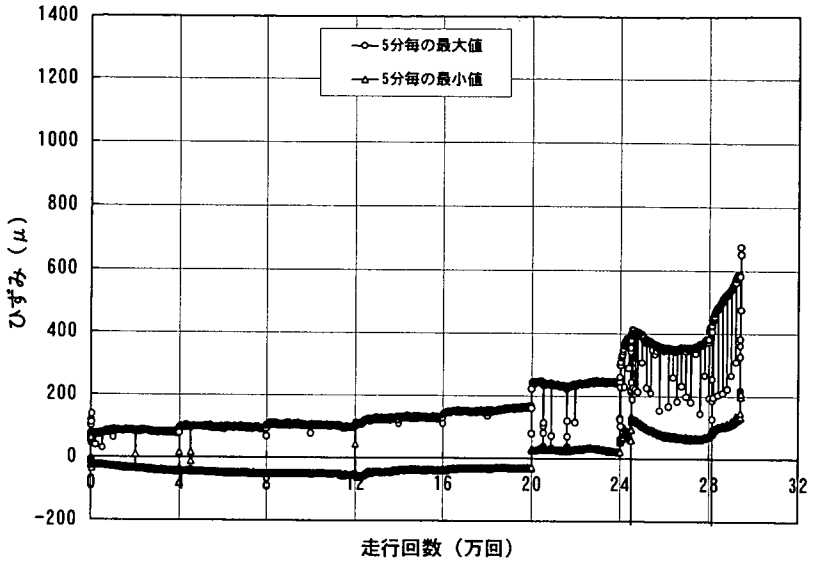
下面鋼板の中央付近の橋軸方向（L7-X）および橋軸直角方向（L7-Y）のひずみと走行回数の静的測定結果を付図－5 および付図－6 に，動的測定結果を付図－7，付図－8 に示す．



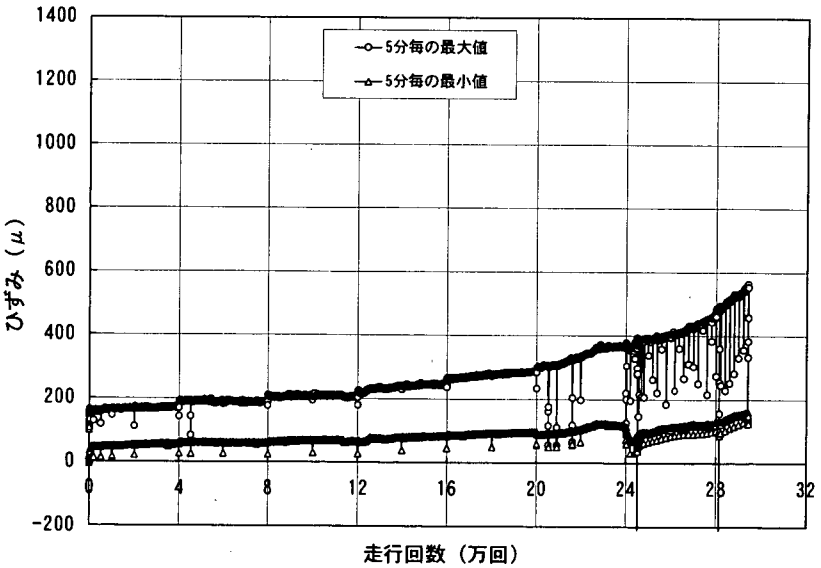
付図－5　鋼板のひずみ L7（橋軸方向）の静的計測



付図－6　鋼板のひずみ L7（橋軸直角方向）の静的計測



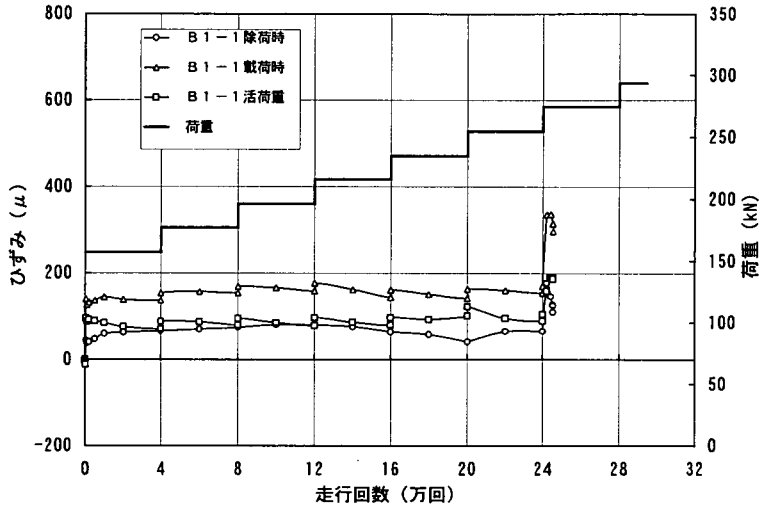
付図－7　鋼板のひずみL7(橋軸方向)の動的計測



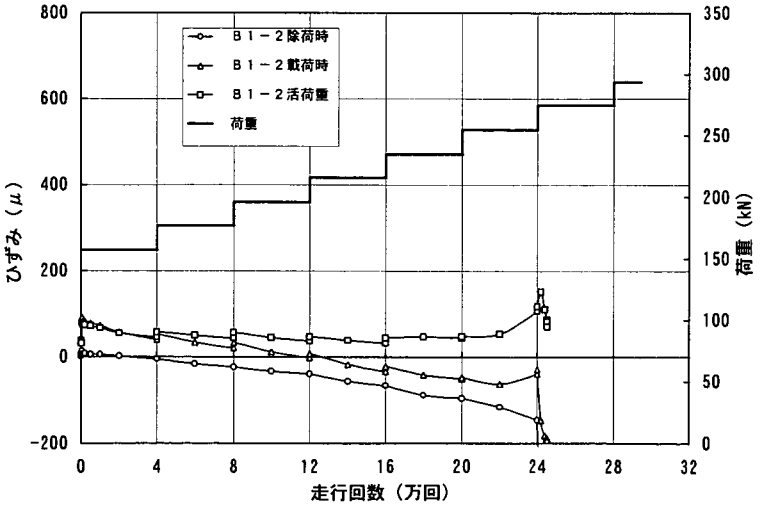
付図－8　鋼板のひずみL7(橋軸直角方向)の動的計測

6．高力ボルトのひずみ－走行回数の関係

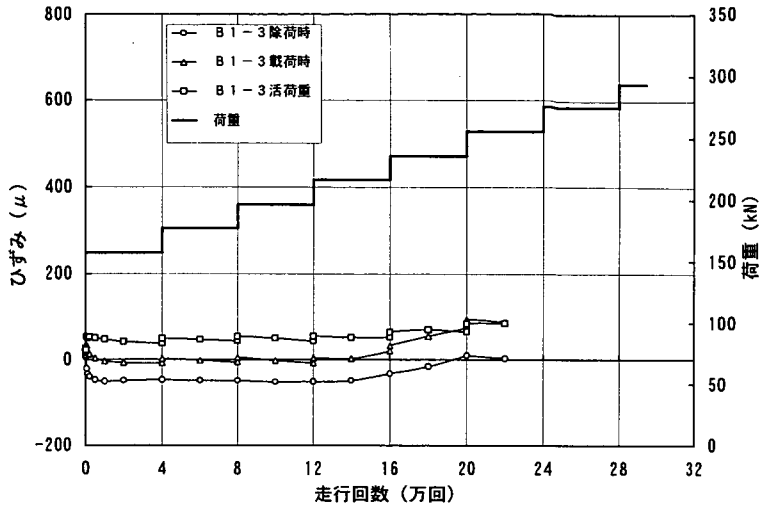
高力ボルト（B1）のひずみと走行回数の静的測定結果を付図－9～12 に示す．静的測定は載荷荷重 275kN(28tf)・走行回数 24.5 万回までである．ひずみの最大値は，B1-1 で 337μ，B1-2 で-193μ，B1-3 で 94μ，B1-4 で 553μである．床版中央での静的載荷のため，B1-1,4 は引張の傾向であり，B1-2,3 は圧縮の傾向がある．



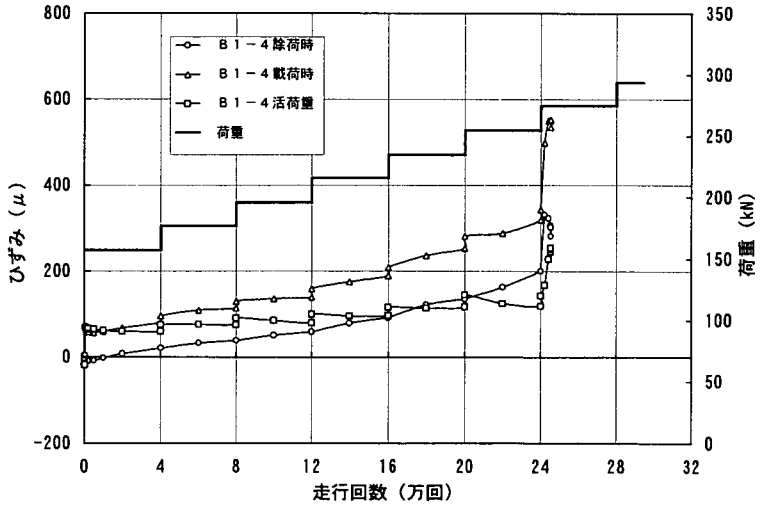
付図－9　高力ボルトのひずみＢ１－１



付図－10　高力ボルトのひずみＢ１－２



付図－11　高力ボルトのひずみＢ１－３



付図－12　高力ボルトのひずみＢ１－４

付録－１０　トラス型ジベル合成床版

１．供試体設計計算書 ……357

２．コンクリート配合 ……361

３．鋼材のミルシート ……362

1　供試体設計計算書

1．1　設計条件

・活荷重　　B活荷重、群集荷重

・舗　装　　アスファルト舗装

車道部 t＝100mm

・床　版　　床版支間 l＝3.0m

ウルトラパネルの床版厚 t＝162mm

鋼板；上側鋼板 t＝6mm

下側鋼板 t＝6mm

ボルト間隔　300mm

コンクリート厚150mm　σck＝27N/mm²

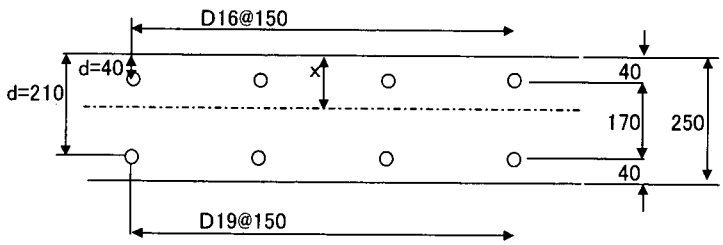
大型車計画交通量　2000台以上（１日１方向）

1．2　床版厚の照査

ウルトラパネルの床版厚は、鉄筋コンクリート床版時に有する断面剛度以上となるようにその厚さを照査する。

想定した鉄筋コンクリート床版は、平成８年道路橋示方書に準拠したものとする。
配筋状況を下図に示す。

① 想定鉄筋コンクリート床版（平成８年道路橋示方書）



（単位：mm）

As　＝19.10cm²/m

As´＝13.24cm²/m

b　＝100cm

n　＝ 15

d　＝ 21.0cm

d´　＝ 4.0cm

床版厚 t＝（3L+11）×1.25＝（3×3.0+11）×1.25＝25cm

中立軸 $x=-n(As+As')/b+\sqrt{\{n(As+As')/b\}^2+2n(Asd+As'd'/b)}$

$=-15\times32.34/100+\sqrt{\{15\times32.34/100\}^2+2\times15(19.1\times21.0+13.24\times4.0)/100}$

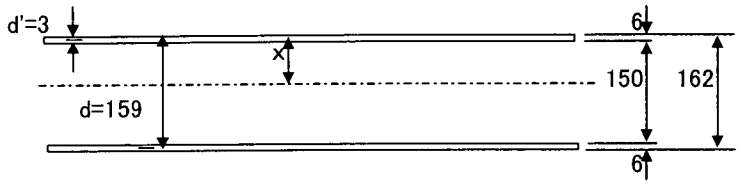
$=7.79cm$

断面二次モーメント $I=bx^3/3+nAs(d-x)^2+nAs'(d'-x)^2$

$=100\times7.79^3/3+15\times19.1(21.0-7.79)^2+15\times13.24(4.0-7.79)^2$

$=68605\ cm^4$

② ウルトラパネル



(単位：mm)

As $=60.0\ cm^2/m$

As' $=60.0\ cm^2/m$

b $=100cm$

n $=10$

d $=15.9cm$

d' $=0.3cm$

床版厚 $t=0.6+0.6+15=16.2cm$

中立軸 $x=-10\times120/100+\sqrt{\{(10\times120/100)^2+2\times10(60\times15.9+60\times0.3)/100\}}$

$=6.40cm$

断面二次モーメント $I=100\times6.40^3/3+10\times60(15.9-6.40)^2+10\times60(0.3-6.40)^2$

$=85214\ cm^4 > 68605\ cm^4$

1．3 断面力の算定

1）支間部（主鉄筋方向）

① 合成前死荷重曲げモーメント

床版	鋼板＋ボルト	$0.012\times77+0.128$	$=1.052$
	コンクリート	0.150×23	$=3.450$

Wd_1 ＝4.502 kN/m²

Msd_1＝1/10×Wd_1×L^2 ＝ 1/10×4.502×3.0² ＝4.052 kN·m

② 合成後死荷重曲げモーメント

舗装　　Wd_2＝0.100×22.5 ＝2.250 kN/m²

Msd_2＝1/10×2.250×3.0² ＝ 1/10×2.250×3.0² ＝2.025 kN·m

③ 活荷重曲げモーメント

Msl＝ (0.12L＋0.07) ×P×0.8×{1.0＋(L－2.5)／12}

＝ (0.12×3.0＋0.07) ×100×0.8×{1.0＋(3.0－2.5)／12}

＝ 35.833 kN·m

2） 支間部（配力鉄筋方向）

Msl＝ (0.10L＋0.04) ×P×0.8

＝ (0.10×3.0＋0.04) ×100×0.8

＝ 27.200 kN·m

1．4　応力度の算定

1） 支間部（主鉄筋方向）

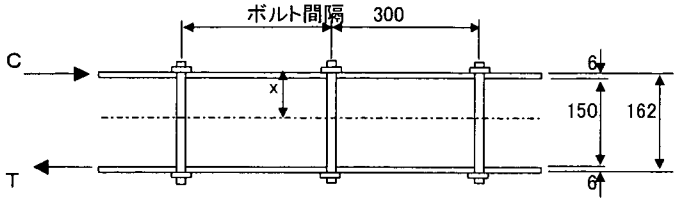
① 合成前

M＝4.052 kN·m

中空状態で鋼板に作用する応力度

中立軸 x＝8.10cm

断面２次モーメント I＝7304 cm⁴



（単位：mm）

上側鋼板

$\sigma s' = M \cdot (x - d') / I$ $= 4052000 \times (81-3) / 73040000$ $= 4.3$ N/mm²

下側鋼板

$\sigma s = M \cdot (d - x) / I$ $= 4052000 \times (159-81) / 73040000$ $= 4.3$ N/mm²

② 合成後

$M = 2.025 + 35.833 = 37.858$ kN·m

$\sigma c = M \cdot x / I$ $= 37858000 \times 64 / 852140000$ $= 2.9$ N/mm²

$\sigma s = n \cdot M \cdot (d - x) / I$ $= 10 \times 37858000 \times (159-64) / 852140000$ $= 42.2$ N/mm²

③ 合成応力度

$\sigma c = 0 + 2.9 = 2.9$ N/mm² $\leqq$ $\sigma ca = 27/3.5 = 7.8$ N/mm²

$\sigma s = 4.3 + 42.2 = 46.5$ N/mm² $\leqq$ $\sigma sa = 140$ N/mm²

2） 支間部（配力鉄筋方向）

$\sigma c = M \cdot x / I$ $= 27200000 \times 64 / 852140000$ $= 2.1$ N/mm² $\leqq$ $\sigma ca = 7.8$ N/mm²

$\sigma s = n \cdot M \cdot (d - x) / I$ $= 10 \times 27200000 \times (159-64) / 852140000$ $= 30.3$ N/mm²

$\leqq$ $\sigma sa = 140$ N/mm²

2．コンクリートの配合

レディーミクストコンクリート配合報告書　　No. 1

平成11年11月 2日

ショーボンド建設 株式会社 殿

株式会社ホッコー 岩見沢工場
岩見沢市岡山町168番地11
TEL (代)2-2-1211

配合計画者名　伊藤博道

工事名称	栗沢美流渡製作所
所在地	
納入予定時期	
本配合の適用期間	
ｺﾝｸﾘｰﾄの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ値	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	27	60	25	N

(14)指定事項				
	軽量ｺﾝｸﾘｰﾄの単位容積質量	kg/m³	空気量	4.5 %
	コンクリートの温度	℃	混和材料の種類	高性能AE減水剤 増粘剤
	呼び強度を保証する材齢	日	アルカリ骨材反応抑制対策の方法(15)	A
	水セメント比の上限値	%	単位ｾﾒﾝﾄ量の下限値	350 kg/m³
	単位水量の上限値	kg/m³	塩化物含有量	0.3 kg/m³ 以下
	流動化後のスランプ増大量	cm		

使用材料(16)

セメント	生産者名	日鐵セメント株式会社	密度(g/cm³)	3.16	Na_2Oeq(%)(17)	0.6以下
混和材①	製品名		種類		密度(g/cm³)	
混和材②	製品名		種類		密度(g/cm³)	

骨材	No.	種類	産地又は品名	ASR(18)による区分		粒の大きさの範囲(19)	粗粒率又は実積率(20)	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率(%)
細骨材	①	普通	門別町富川	A	化学法	5.0mm以下	2.8	2.60	2.65	1.52
	②									
	③									
粗骨材	①	普通	由仁町岩内	A	化学法	25-5mm以下	65	2.58	2.63	1.49
	②									
	③									
	④									

混和剤①	製品名	ﾏｲﾃｨ3000S	種類	高性能AE減水剤	細骨材の塩化物量	①0.00 %
混和剤②	製品名	ﾋﾞｽｺﾝ	種類	増粘剤		
混和剤③	製品名		種類		水の区分	上水道水

配合表 (kg/m³) (21)

セメント	混和材		水	細骨材			粗骨材				混和剤		
	①	②		①	②	③	①	②	③	④	①	②	③
350			175	922			844				6.30	0.35	

水セメント比	50.0 %	水結合材比(22)	%	細骨材率	52.0 %

備考	規格外品　高流動コンクリート	骨材混合比	

注(14)呼び方欄以外に特に指定された場合に記入する。
(15)附属書6表1に示す記号で記入する。ただし、附属書1の区分Aの骨材を用いる場合は、記号Aを同欄に記入する。
また、高炉スラグ微粉末またはフライアッシュを混和材として用いて、アルカリシリカ反応が抑制されることの確認がなされた場合は、それらの混和材の種類と使用割合を記入する。
(16)配合設計に用いた材料について記入する。
(17)ポルトランドセメントを使用した場合にだけ記入する。
(18)アルカリシリカ反応(ASR)性による区分及び判定に用いた試験方法を記入する。
(19)細骨材に対しては、砕砂またはｽﾗｸﾞ骨材では粒の大きさの範囲を、砂又は人工軽量骨材では最大寸法を記入する。
粗骨材に対しては、砕石またはｽﾗｸﾞ骨材では粒の大きさの範囲を、砂利では粗骨材の大きさを、人工軽量骨材では骨材の寸法を記入する
(20)細骨材に対しては粗粒率の値を、粗骨材に対しては実積率の値を記入する。
(21)人工軽量骨材の場合は絶対乾燥状態の質量で、その他の骨材の場合は表面乾燥飽水状態の質量で表す。
(22)高炉スラグ微粉末などを結合材として使用した場合にだけ記入する。

証明書番号
CERTIFICATE NO : M-17615
契約番号
CONTRACT NO : F233-83805
扱商社
SUPPLIER : KAWATETSU SHOJI
需要家
CUSTOMER : ショーボンドケンセツ
品名
NAME OF ARTICLE: JIS G3101 SS400 シツケンヨウキヨウシタイ (AFZZ)

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

川崎製鉄株式会社
水島製鉄所
KAWASAKI STEEL CORPORATION MIZUSHIMA WORKS
〒712-8511 倉敷市水島川崎通1丁目
1, MIZUSHIMA KAWASAKI DORI, KURASHIKI, JAPAN

72

日付
DATE : JULY 28 ,1999

炉鋼番 HEAT-NO	製品番号 PLATE-NO	製品寸法 DIMENSIONS mm	枚数 巻数 本数 QUANTITY	質量 MASS kg	Location Orientation *1	引張試験 TENSILE TEST 降伏点or耐力 Y.P.or Y.S.	引張強さ TENSILE STRENGTH	伸び ELONGATION %	降伏比 Y.R %	曲げ試験 BEND TEST 180° R=	衝撃試験 IMPACT TEST mm notch 10× °	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION *2 % C ×100	Si ×100	Mn	P ×1000	S	Cu ×100	Ni	Cr	Mo X1000	V	Al	炭素当量 Ceq ×100
						N/MM2		GL=200															
						245	400	17		150													
					*1		510			xt					50	50							
2-3637	GG052 C- E	6X2800X9100	3	3708	TC	329	441	30		G		13	11	66	21	2							
2-3860	GK094 A, B	6X2800X9100	2	2472	TC	325	438	30		G		13	10	69	20	4							
			*****																				
		S-TOTAL	5	6180																			
		G-TOTAL	5	6180																			

VISUAL & DIMENSIONAL EXAMINATION : ACCEPTABLE

上記鋼材は規定の検査を行ない これに合格したことを証明する。

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION.

S. Yoshimura
MANAGER OF INSPECTION SECTION

(Notes) *1 Location, Orientation 位置, 方向 T…Top頂部 B…Bottom 底部 L…Longitudinal 圧延方向 C…Transverse 圧延方向に直角 *2 Al, AT, NB, TI, ZR… X1000 B, N… X10000 AT…Total Al *3…X100 *4…X1000
the other *R=5.65√S。 R.T.…Room Temp. 室温 HB…Brinell Hardness ブリネル硬さ HRB, HRC…Rockwell Hardness ロックウェル硬さ HV…Vicker's Hardness ビッカース硬さ G…Good A…Austenite Grain Size No. 結晶粒度番号
Q.T.…Quenching Temp. 焼入温度(℃) T.T.…Tempering Temp. 焼戻し温度(℃) N.T.…Normalizing Temp. 焼準温度(℃) SR…Stress-Relieved 応力除去焼なまし RA…Reduction of Area 絞り(%) RED…Reduction

頁 PAGE : 1392

KM31B N02

b）高力ボルト

製品検査証明書

平成 11 年 7 月 23 日

日亜鋼業株式会社
品質保証部

SWSトルシアボルト

ロット番号	寸法	強度区分	備考
NR－6483	M24－M20 × 150mm	F10T(相当)	
NR－6484	M24－M20 × 180mm	F10T(相当)	

寸法	項目	試験片の機械的性質試験		製品の機械的性質試験		形状寸法	外観
		耐力 (kgf/㎟)	引張強さ (kgf/㎟)	かたさ (HRC)	製品引張 (kgf)		
	規格	≧ 90	≧ 100 ~ 120	27 ~ 38	≧ 24,500		
M24-M20×150mm	試験値	105	110	34	26,200	合格	合格
M24-M20×180mm	試験値	105	110	34	26,400	合格	合格

高力高ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10)	規格	16 ~ 35	30,300		
M22 [h108]	試験値	26	合格	合格	合格
M22 [h138]	試験値	27	合格	合格	合格

SWS PI ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	35,300		
M24	試験値	28	合格	合格	合格

SWS 丸ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	24,500		
M20	試験値	27	合格	合格	合格

SWS ナット

寸法	項目	機械的性質		形状寸法	外観
		かたさ (HRC)	保証荷重 (kgf)		
(F10相当)	規格	16~35	24,500		
M20	試験値	28	合格	合格	合格

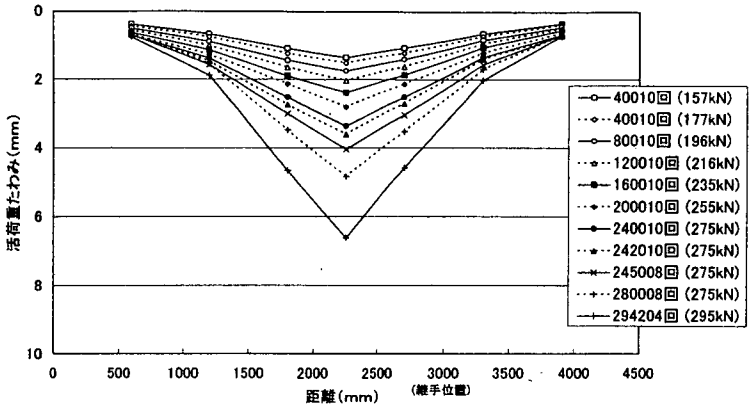
SWS高力平座金

寸法	項目	機械的性質	形状寸法	外観
		かたさ (HRC)		
(F35)	規格	35 ~ 45		
24	試験値	40	合格	合格

4．たわみ分布の連続性

①橋軸方向の活荷重たわみ分布

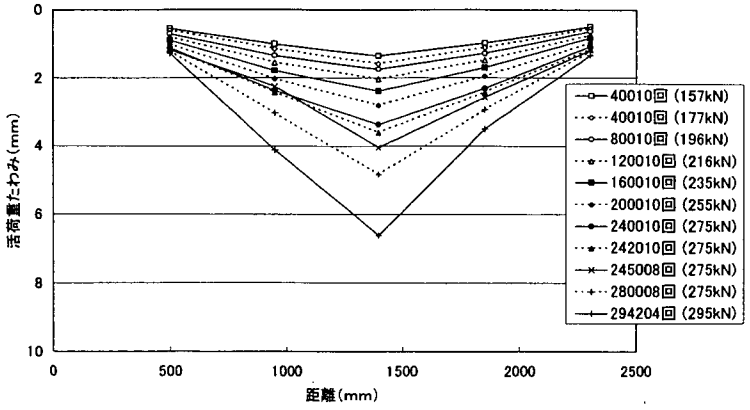
橋軸方向の活荷重のたわみ分布を付図－1 に示す.



付図－1　橋軸方向のたわみ分布（活荷重）

②橋軸直角方向のたわみ分布

橋軸直角方向の活荷重のたわみ分布を付図－2 に示す.

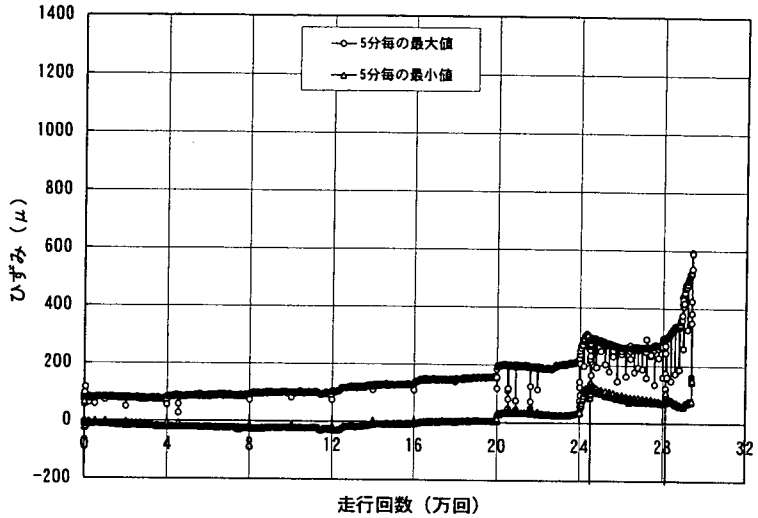


付図－2　橋軸直角方向のたわみ分布（活荷重）

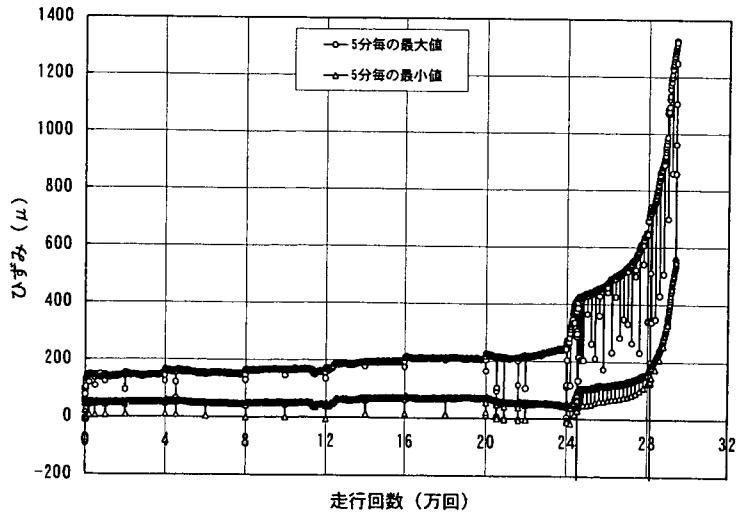
5．鋼板のひずみ－走行回数の関係

①輪荷重の載荷板端部の下面鋼板ひずみ

輪荷重の載荷板端部（エッジ）の下鋼板下面の橋軸方向（L45-X）および橋軸直角方向（L45-Y）のひずみと走行回数の動的測定結果を**付図－3，付図－4** に示す．動的測定によるひずみの最大値は，橋軸方向で592μ，橋軸直角方向で 1326μである．両図の傾向は前述の静的測定結果に類似しており，載荷荷重275kN(28tf)・走行回数 24.2 万回から載荷時のひずみは増加し，橋軸直角方向の最大ひずみは鋼板の降伏点に近い値を示した．



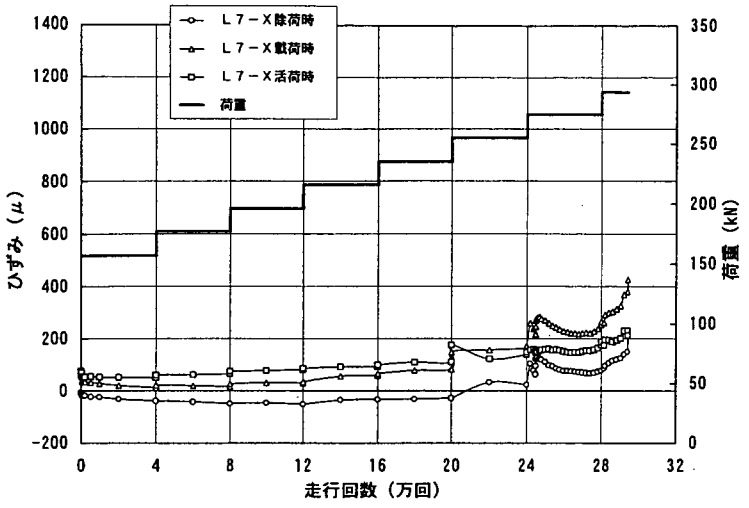
付図－3　鋼板のひずみ L45(橋軸方向)の動的計測



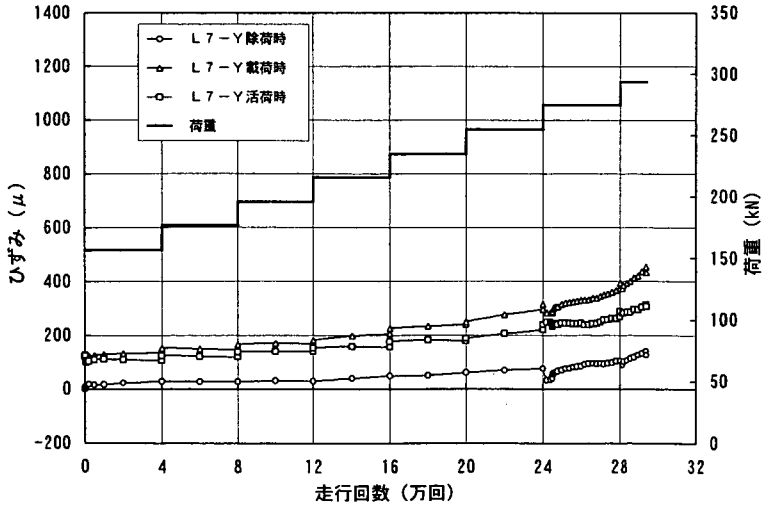
付図－4　鋼板のひずみ L45(直角方向)の動的計測

②静的測定および動的測定による鋼板のひずみ－走行回数の関係

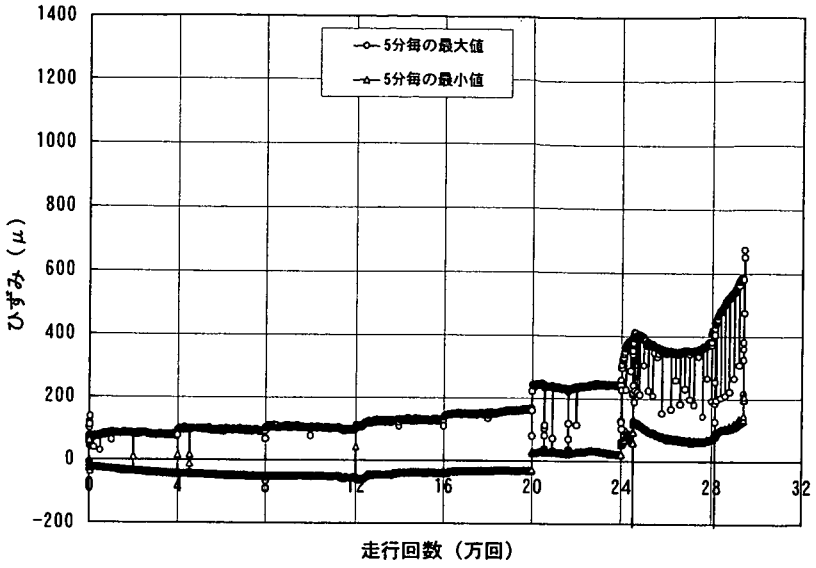
下面鋼板の中央付近の橋軸方向（L7-X）および橋軸直角方向（L7-Y）のひずみと走行回数の静的測定結果を付図－5および付図－6に，動的測定結果を付図－7，付図－8に示す．



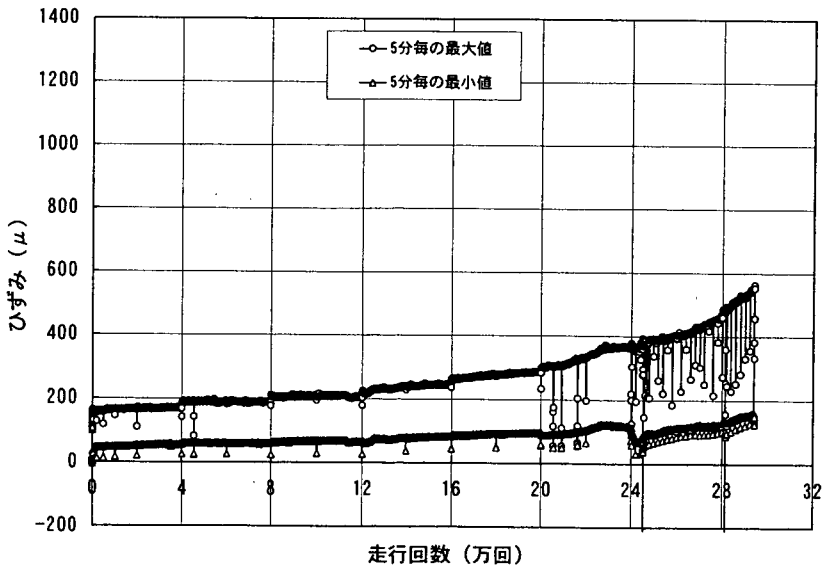
付図－5　鋼板のひずみL7（橋軸方向）の静的計測



付図－6　鋼板のひずみL7（橋軸直角方向）の静的計測



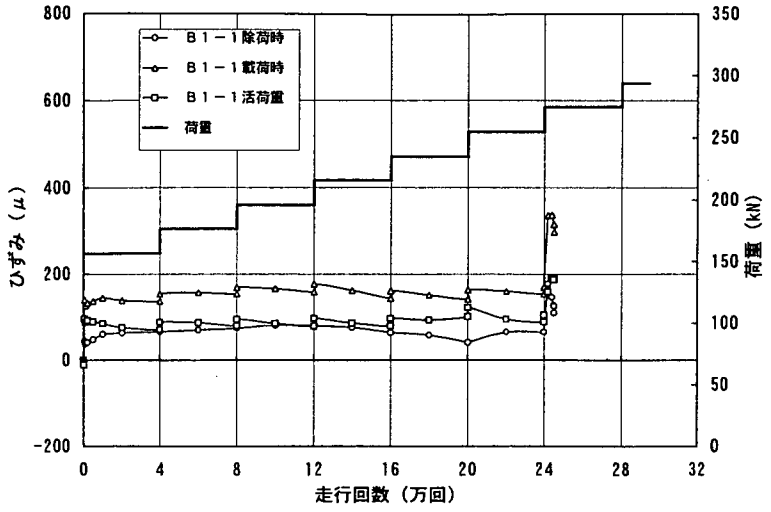
付図－7　鋼板のひずみL7(橋軸方向)の動的計測



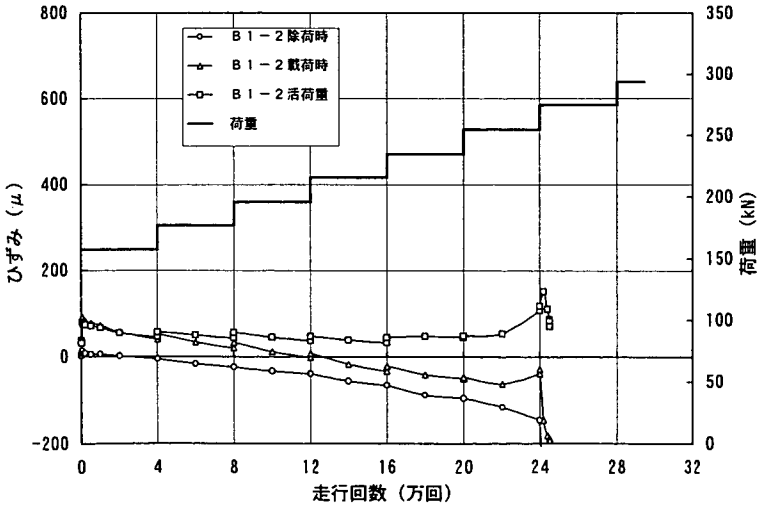
付図－8　鋼板のひずみL7(橋軸直角方向)の動的計測

6．高力ボルトのひずみ－走行回数の関係

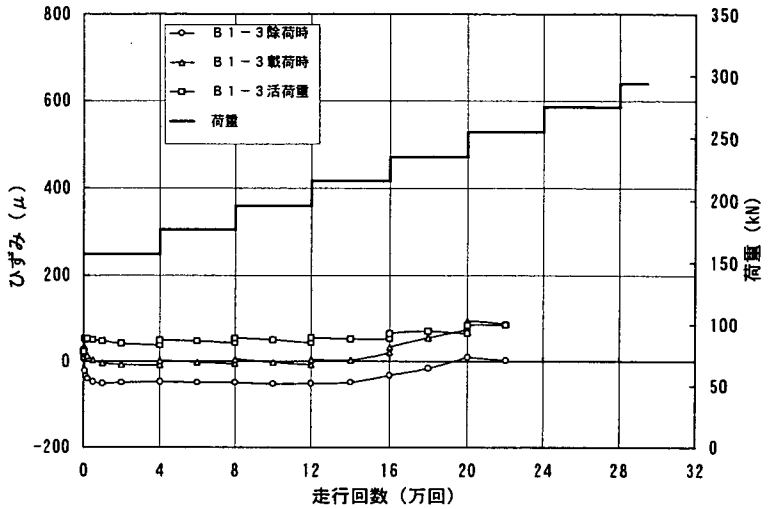
高力ボルト（B1）のひずみと走行回数の静的測定結果を付図－9～12 に示す．静的測定は載荷荷重 275kN(28tf)・走行回数 24.5 万回までである．ひずみの最大値は，B1-1 で 337μ，B1-2 で-193μ，B1-3 で 94μ，B1-4 で 553μである．床版中央での静的載荷のため，B1-1,4 は引張の傾向であり，B1-2,3 は圧縮の傾向がある．



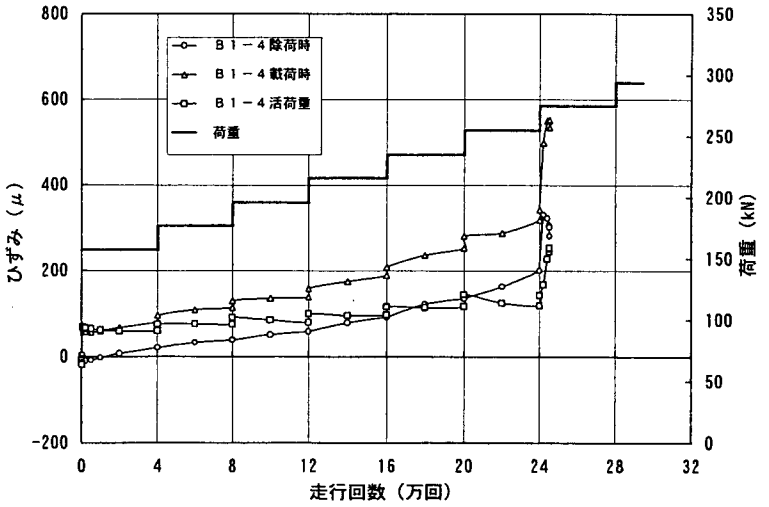
付図－9　高力ボルトのひずみＢ１－１



付図－10　高力ボルトのひずみＢ１－２



付図－11　高力ボルトのひずみＢ１－３



付図－12　高力ボルトのひずみＢ１－４

付録－１１　トラス鉄筋付ＰＣＦ版合成床版

１．設計計算書 ……371

２．計測データ ……374

３．ミルシート ……376

４．状況写真 ……379

1．設計条件

・床版支間3.0mの連続版，舗装厚10cmとして設計する．

・橋軸直角方向はＰＣ構造，橋軸方向はＲＣ構造として設計する．

・コンクリートの設計基準強度は40N/mm²とする．

2．床版厚の設定

・道路橋示方書に基づき床版厚を設定する．

・大型車の計画交通量を2,000（台／日）以上とする．

d＝1.25×（3×3.0＋11）×0.9＝22.5(cm)

トラス鉄筋を入れることによる効果を考慮し，少数以下を切り捨てる．

よって，床版厚は22cmとする．

3．橋軸直角方向の設計

3．1 断面力

・道示により曲げモーメントを算出する．

■支間曲げモーメント

Md(床版)＝（24.5×0.22×3.0×3.0）／10＝4.85kN･m/m（495kgf･m/m）

Md(舗装)＝（22.5×0.10×3.0×3.0）／10＝2.03kN･m/m（207kgf･m/m）

Ml＝（（0.12×3.0＋0.07）×100）×0.8＝34.4kN･m/m（3508kgf･m/m）

割増係数：1.0＋(3.0－2.5)／12＝1.042

合計M＝4.85＋2.03＋34.4×1.042＝42.7kN･m/m（4354kgf･m/m）

■支点曲げモーメント

Md(床版)＝－（24.5×0.22×3.0×3.0）／10＝－4.85kN･m/m（－495kgf･m/m）

Md(舗装)＝－（22.5×0.10×3.0×3.0）／10＝－2.03kN･m/m（－207kgf･m/m）

Ml＝－（（0.12×3.0+0.07）×100）×0.8＝－34.4kN･m/m（－3508kgf･m/m）

割増係数：1.0＋(3.0－2.5)／12＝1.042

合計M＝－（4.85＋2.03＋34.4×1.042）＝－42.7kN･m/m（－4354kgf･m/m）

3．2 床版断面

・ＰＣ鋼材は断面中心に配置する．

A＝100×22＝2200cm²

Z＝1/6×100×22×22＝8067cm³

3．3 プレストレスの計算

・ＰＣ鋼材 1S25.4mm（引張荷重：745kN，降伏荷重：633kN，A=417.6 mm²）をピッチ@600で配置

・許容応力度

・ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入時　MIN（0.80σpu，0.90σpy）＝1364N/mm²

・ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入直後　MIN（0.70σpu，0.85σpy）＝1249N/mm²

・設計荷重作用時　MIN（0.60σpu，0.75σpy）＝1070N/mm²

・ヤング係数

・ＰＣ鋼材＝2.0×10⁵N/mm²

・ｺﾝｸﾘｰﾄ＝3.1×10⁴N/mm²

・ﾔﾝｸﾞ係数比n＝6.45

（1）プレストレス導入時ＰＣ鋼材緊張応力度

①．ＰＣ鋼材初期緊張応力度およびプレストレス力

σpt＝1220N/mm²

P＝1220×417.6＝509.5kN

②．摩擦によるＰＣ鋼材応力度の減少量

$\sigma pt1=1220\times e^{-0.003\times2.4}=1210N/mm^2$

③．定着具のセットによるＰＣ鋼材応力度の減少量

補正ｸﾞﾘｯﾌﾟを使用することより0とする．

④．ＰＣ鋼材導入時緊張応力度

σpt＝1210N/mm²＜1364N/mm²

（2）プレストレス導入直後のＰＣ鋼材応力度

①．ＰＣ鋼材図心位置でのコンクリート応力度

σcg＝（1210×417.6×1000/600）／220000＝3.8N/mm²

②．コンクリートの弾性変形によるPC鋼材応力度の減少量

Δσp＝1/2×6.45×3.8×8/9＝10.9N/mm²

③．プレストレス導入直後のＰＣ鋼材応力度およびプレストレス力

σpt＝1210－10.9＝1199N/mm²＜1249N/mm²

Pt＝1199×417.6＝500.8kN

（3）有効プレストレス力

①．ｸﾘｰﾌﾟ・乾燥収縮によるプレストレス力の減少量

ｸﾘｰﾌﾟ係数：ψ＝2.8，乾燥収縮度：20×10^{-6}

$\Delta\sigma p\psi=(6.45\times2.8\times3.8+2.0\times10^5\times20\times10^{-6})/(1+6.45\times(3.8/1199)\times(1+2.8/2))$

＝104N/mm²

②．リラクセーションによるＰＣ鋼材応力度の減少量

Δpr＝0.025×1199＝30N/mm²

③．有効プレストレス

σpe＝1199－104－30＝1065N/mm²＜1070N/mm²

④．有効率

η＝1065/1199＝0.888

3．4 合成応力度の計算

応力照査は，以下について照査する．

①．ＰＣＦ版架設時（ＰＣＦ版自重＋後打ちｺﾝｸﾘｰﾄ＋作業荷重1.47kN/m²（150kgf/m²））

②．プレストレス導入時（床版＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ）

③．全死荷重（床版＋舗装＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ）

④．完成時（全死荷重＋活荷重＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ）

また，それぞれの照査項目を以下に示す．

①．コンクリートの曲げ強度以下であること（ひびわれは発生しない）

②．コンクリート上縁は許容曲げ圧縮応力度以下であること

③．コンクリート下縁に引張り応力が発生しないこと

④．コンクリート上縁が許容曲げ圧縮応力度以下であること，コンクリート下縁が許容引張応力度以下であること．（ひび割れは発生しない）

①．ＰＣＦ版架設時（試験体架設時）

M＝－(24.5×0.22＋1.47)×2.3×2.3／8 ＝－4.54kN･m

σt_{FM}＝－4.54×1000×100／1350＝－336N/cm²（34.3kgf/cm²）

＝－3.4N/mm²＜－3.8N/mm²（曲げ強度：ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書）

②．プレストレス導入時（死荷重（床版）＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ）

σc_{FM}＝4.85×1000×100／8067＋500800×100/60／2200＝440N/cm²（45kgf/cm²）

＝4.4N/mm²＜19N/mm²

σt_{FM}＝－336＋500800×100/60／2200＝44N/cm²（4kgf/cm²）＝0.4N/mm²

③．プレストレス導入時（全死荷重＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ）

σc_{FM}＝（4.85＋2.03)×1000×100／8067＋500800×100/60／2200

＝464N/cm²（47kgf/cm）＝4.6N/mm²＜15N/mm²

σt_{FM}＝44－2.03×1000×100／8067

＝25N/cm2（2kgf/cm）＝0.3N/mm²

④．完成時（死荷重（床版＋舗装）＋ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ＋活荷重）

σc_{FM}＝42.7×1000×100／8067＋444744×100/60／2200＝866N/cm²（88kgf/cm）

＝8.7N/mm²＜14N/mm²

σt_{FM}＝－42.7×1000×100／8067＋444744×100/60／2200＝－192N/cm²（20kgf/cm²）

＝－1.92N/mm²＜－2.1N/mm²（引張強度：ｺﾝｸﾘｰﾄ標準示方書）

4．橋軸方向の設計

・道示により曲げモーメントを算出する。

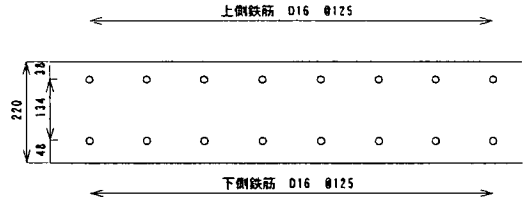
■支間曲げモーメント

Md＝0

Ml＝（(0.10×3.0＋0.04）×100）×0.8＝27.2kN･m/m（2774kgf･m/m）

合計M＝27.2kN･m/m（2774kgf･m/m）

■断面計算



（単位；mm）

ＲＣとして計算する．

As ＝1.986×1000／125＝15.888cm²

As' ＝ 〃 ＝15.888cm²

As+As' ＝31.776cm²

x＝－(15×31.776）／100＋√（(15×31.776／100）²＋(2×15）／100×(15.888×3.8＋15.888×17.2)）＝－4.7664＋√(22.7186＋100.094）＝6.3157cm

Kc＝(100×6.3157）／2×(17.2－6.3157／3）＋15×15.888×(6.3157－3.8）／6.3157×(17.2－3.8）＝4767+1272.0＝6039cm³

Ks＝1／15×6.3157／(17.2－6.3157）×6039=233.6cm²

σc＝27.2×1000×1000／6039000

＝4.5N/mm²（46kgf/cm²）＜10N/mm²（100kgf/cm²）（＜40/3＝13.3N/mm²）

σs＝27.2×1000×1000／233600

＝116N/mm²（1187kgf/cm²）＜140N/mm²（1400kgf/cm²）

（鉄筋の許容応力度は20N/mm²程度の余裕を持たせた）

5．緊張計算

5．1 作業緊張力

(1) 設計初期緊張応力度

ＰＣ鋼より線種類　　SWPR19φ 25.4 mm　断面積 Ap=　417.6 mm²

１本当たり Ｐｉ =　509.5　kN

$$\sigma Pi = \frac{Pi}{Ap} = \frac{509500}{417.6} = 1220\ N/mm^2$$

(2) 作業緊張応力度

定着具のｾｯﾄによるPC鋼材応力度の減少は補正ｸﾞﾘｯﾌﾟを使用することにより0とする．
また，引張装置の内部摩擦によるPC鋼材応力度の減少（内部摩擦2%）は，ｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝにより補正済みである．

$$\sigma P = \sigma Pi \quad 1220\ N/mm^2 \quad < \sigma Pi_{(max)} = 1364\ N/mm^2$$

(3) 作業緊張力

$$\Sigma P = \sigma P \cdot Ap \cdot N$$

N：ＰＣ鋼材本数　　1 本

$$= 1220 \times 418 \times 1$$
$$= 509472\ N$$
$$= 509.5\ kN$$

5．2 ＰＣ鋼材の伸び量

$$l = \frac{\sigma P \cdot L}{Ep}$$

L ：ＰＣ鋼材定着部間隔　　2864 mm

Ep：ＰＣ鋼材のみかけの弾性係数 200 kN/mm²

$$= \frac{1220 \times 2864}{200000} = 17.5\ mm$$

5．3 作業緊張力の管理

作業緊張力の管理は，PC鋼材の緊張に際して伸び量から推定される緊張力と荷重計の示度から推定される緊張力が 0 ～ +10%の範囲内におさまる様にする．

緊張力上限 Pl =　509.5 × 1.1　　管理伸び上限 =　17.5 × 1.1

=　560.5 kN　　=　19.3 mm

緊張力下限 Pl =　509.5 × 1　　管理伸び下限 =　17.5 × 1

=　509.5 kN　　=　17.5 mm

作業緊張力管理値一覧表

項目		単位	計算値	備考	
作業緊張力	ΣP	kN	509.5	上限	560.5
				下限	509.5
管理伸び	l	mm	17.5	上限	19.3
				下限	17.5

2）計測データ

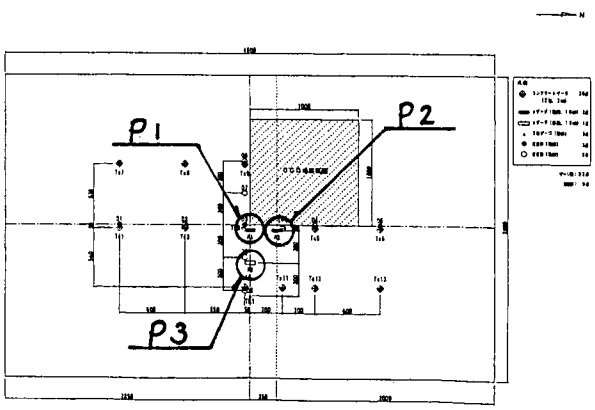
① たわみー走行回数(荷重)関係

トラス鉄筋付PCF版合成床版						
走行回数	載荷荷重		変位(mm)		弾性変位	弾性変位／載荷荷重
(万回)	(tf)	(kN)	PCF除荷時	PCF載荷時	(mm)	(mm／kN)
0	16	156.9	-0.011	0.450	0.461	0.0029
0.001	16	156.9	-0.011	0.461	0.472	0.0030
0.002	16	156.9	-0.011	0.461	0.472	0.0030
0.005	16	156.9	0.000	0.494	0.494	0.0031
0.011	16	156.9	0.000	0.472	0.472	0.0030
0.021	16	156.9	0.011	0.505	0.494	0.0031
0.051	16	156.9	0.011	0.494	0.483	0.0031
0.101	16	156.9	0.011	0.527	0.516	0.0033
0.201	16	156.9	0.011	0.516	0.505	0.0032
0.501	16	156.9	-0.011	0.505	0.516	0.0033
1.001	16	156.9	-0.011	0.505	0.516	0.0033
2.001	16	156.9	-0.011	0.516	0.527	0.0034
4.001	16	156.9	0.000	0.516	0.516	0.0033
4.001	18	176.5	0.000	0.604	0.604	0.0034
6.001	18	176.5	0.000	0.615	0.615	0.0035
8.001	18	176.5	0.033	0.648	0.615	0.0035
8.001	20	196.1	0.033	0.747	0.714	0.0036
10.001	20	196.1	0.066	0.780	0.714	0.0036
12.001	20	196.1	0.088	0.802	0.714	0.0036
12.001	22	215.7	0.088	0.890	0.802	0.0037
14.001	22	215.7	0.121	0.923	0.802	0.0037
16.001	22	215.7	0.143	0.945	0.802	0.0037
16.001	24	235.4	0.143	1.044	0.901	0.0038
17.001	24	235.4	0.121	1.022	0.901	0.0038
17.001	24	235.4	0.121	1.022	0.901	0.0038
18.001	24	235.4	0.165	1.044	0.879	0.0037
20.001	24	235.4	0.176	1.066	0.890	0.0038
20.001	26	255.0	0.176	1.187	1.011	0.0040
22.001	26	255.0	0.220	1.219	0.999	0.0039
24.001	26	255.0	0.198	1.230	1.032	0.0040
24.001	28	274.6	0.198	1.340	1.142	0.0042
26.001	28	274.6	0.242	1.351	1.109	0.0040
28.001	28	274.6	0.275	1.395	1.120	0.0041
28.001	30	294.2	0.275	1.505	1.230	0.0042
30.001	30	294.2	0.264	1.505	1.241	0.0042
32.001	30	294.2	0.297	1.582	1.285	0.0044
32.001	32	313.8	0.297	1.703	1.406	0.0045
34.001	32	313.8	0.308	1.725	1.417	0.0045
36.001	32	313.8	0.341	1.725	1.384	0.0044
36.001	34	333.4	0.341	1.901	1.560	0.0047
38.001	34	333.4	0.406	1.956	1.550	0.0046
40.001	34	333.4	0.428	1.967	1.539	0.0046
40.001	36	353.0	0.439	2.098	1.659	0.0047
42.001	36	353.0	0.483	2.175	1.692	0.0048
44.001	36	353.0	0.571	2.274	1.703	0.0048
44.001	38	372.7	0.571	2.494	1.923	0.0052
46.001	38	372.7	0.615	2.450	1.835	0.0049
48.001	38	372.7	0.681	2.560	1.879	0.0050
48.001	40	392.3	0.681	2.714	2.033	0.0052
50.001	40	392.3	0.714	2.823	2.109	0.0054
51.001	40	392.3	0.747	2.878	2.131	0.0054
51.001	40	392.3	0.747	2.922	2.175	0.0055
52.001	40	392.3	0.802	2.944	2.142	0.0055

② PCF版相互の目地の開き

ゲージNo.	測定位置
P1	目地部;中央部
P2	継手部;北に250mm
P3	目地部;東に300mm

走行回数	荷重	載荷時			走行回数	荷重	除荷時		
(回)	(kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	(回)	(kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)
0	157.69	0.017	-0.012	0.015	0	0	-0.008	-0.009	0.000
10	157.69	0.012	-0.021	0.017	10	0	0.003	-0.017	0.003
20	158.00	0.025	-0.026	0.018	20	0	0.012	-0.029	0.003
50	158.00	0.017	-0.021	0.021	50	0	0.008	-0.034	0.005
110	157.69	0.034	-0.029	0.024	110	0	-0.003	-0.038	0.006
210	158.00	0.034	-0.041	0.027	210	0	0.008	-0.038	0.008
510	158.00	0.045	-0.029	0.029	510	0	0.000	-0.046	0.008
1010	157.69	0.040	-0.029	0.032	1010	0	0.003	-0.034	0.009
2010	158.00	0.040	-0.029	0.033	2010	0	0.008	-0.029	0.011
5010	158.00	0.040	-0.029	0.036	5010	0	0.003	-0.034	0.011
10010	158.00	0.045	-0.034	0.038	10010	0	0.003	-0.038	0.011
20010	158.00	0.040	-0.029	0.038	20010	0	-0.008	-0.041	0.011
40010	158.00	0.034	-0.055	0.033	40010	0	0.003	-0.055	0.008
40010	177.56	0.037	-0.058	0.038	60010	0	-0.003	-0.067	0.005
60010	177.56	0.037	-0.067	0.035	80010	0	-0.008	-0.063	0.002
80010	177.56	0.040	-0.067	0.035	100010	0	-0.003	-0.063	0.002
80010	197.13	0.049	-0.050	0.042	120010	0	0.003	-0.046	0.005
100010	197.13	0.049	-0.058	0.039	140010	0	0.003	-0.041	0.006
120010	196.82	0.062	-0.038	0.044	160010	0	0.017	-0.050	0.006
120010	216.70	0.071	-0.038	0.051	170010	0	0.003	-0.072	0.003
140010	216.70	0.074	-0.029	0.053	180010	0	0.008	-0.072	0.005
160010	216.70	0.074	-0.041	0.053	200010	0	0.000	-0.067	0.005
160010	237.56	0.077	-0.046	0.059	220010	0	0.000	-0.075	0.006
170010	236.26	0.086	-0.067	0.056	240010	0	0.003	-0.084	0.006
170010	236.26	0.086	-0.072	0.057	260010	0	-0.003	-0.079	0.008
180010	236.26	0.091	-0.067	0.057	280010	0	0.008	-0.092	0.009
200010	236.26	0.082	-0.055	0.057	300012	0	0.003	-0.096	0.009
200010	254.84	0.094	-0.055	0.065	320014	0	0.003	-0.096	0.009
220010	256.13	0.094	-0.063	0.063	340010	0	0.003	-0.096	0.015
240010	255.82	0.094	-0.075	0.065	360010	0	0.008	-0.087	0.014
240010	275.39	0.111	-0.075	0.074	380010	0	0.008	-0.079	0.014
260010	275.69	0.106	-0.058	0.075	400010	0	0.012	-0.075	0.014
280010	277.01	0.106	-0.072	0.075	400010	7.32	0.012	-0.079	0.014
280010	295.27	0.119	-0.072	0.084	420010	0	0.025	-0.067	0.015
300012	293.65	0.123	-0.092	0.084	440010	0	0.025	-0.055	0.018
320014	294.95	0.119	-0.084	0.086	460014	0	0.025	-0.075	0.015
320014	314.83	0.151	-0.075	0.102	480011	0	0.034	-0.050	0.020
340010	315.81	0.151	-0.087	0.108	500010	0	0.040	-0.072	0.026
360010	314.52	0.156	-0.079	0.102	510010	0	0.040	-0.075	0.024
360010	334.07	0.160	-0.075	0.114	520010	0	0.045	-0.087	0.032
380010	334.07	0.160	-0.063	0.107					
400010	334.39	0.160	-0.063	0.107					
400010	353.65	0.188	-0.067	0.116					
420010	355.27	0.185	-0.041	0.117					
440010	353.95	0.188	-0.034	0.122					
440010	374.52	0.210	-0.034	0.132					
460014	373.53	0.210	-0.046	0.129					
480011	373.21	0.213	-0.026	0.128					
480011	393.40	0.239	-0.034	0.143					
500010	392.78	0.254	-0.058	0.153					
510010	392.78	0.259	-0.067	0.153					
510010	393.09	0.267	-0.046	0.161					
520010	393.09	0.271	-0.079	0.164					



3) ミルシート

① 鉄筋

契約番号 1-9-08-610-065　出荷年月日 11-08-23　-[ ][ ][ ][ ]

扱商社 510 三菱商事（株）名古屋 線材 殿

納入先 廣鋼株式会社 殿
東海コンクリート工業
廣鋼・三重工場

鋼材検査証明書

No. 281668　発行年月日 11-08-23

許可番号 572142　規格 JIS G3112

TOUGH-CON（タフコン）

共英製鋼株式会社
枚方事業所
〒573-0004 大阪府枚方市中宮[illegible]
TEL (0720)[illegible]
FAX (0720) 49-3339

下記注文品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 kg	引張試験 降伏点 (N/mm²)	引張試験 引張強さ (N/mm²)	引張試験 伸び (%)	曲げ試験 180°	化学成分 (%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn/6 ×100	摘要
					345-440	MIN. 490	min. 18	1.5R	MAX. 27	MAX. 55	MAX. 160	max. 40	max. 40	MAX. 50	
SD345 D10	6.50m	58070	600		387	537	27	GOOD	21	18	83	38	36	35	
		56741	600		389	547	24	GOOD	23	14	87	26	29	38	
		58072	1800		415	605	21	GOOD	24	17	87	39	30	38	
		小計	3000	10920											
		中計	3000	10920											
								合格							
		合計	3000	10920											

三重プレコン工場品質管理課

長	担当者
[illegible]	伊藤 / 水谷

契約番号 1-9-10-610-097　出荷年月日 11-10-19　-[ ][ ][ ][ ]

扱商社 510 三菱商事（株）名古屋 線材 殿

納入先 廣鋼株式会社 殿
東海コンクリート工業株式会社

鋼材検査証明書

No. 284879　発行年月日 11-10-19

許可番号 572142　規格 JIS G3112

TOUGH-CON（タフコン）

共英製鋼株式会社
枚方事業所
〒573-0004 大阪府枚方市中宮[illegible]
TEL (0720)[illegible]
FAX (0720) 49-3339

下記注文品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 kg	引張試験 降伏点 (N/mm²)	引張試験 引張強さ (N/mm²)	引張試験 伸び (%)	曲げ試験 180°	化学成分 (%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn/6 ×100	摘要
					345-440	MIN. 490	min. 18	1.5D	MAX. 27	MAX. 55	MAX. 160	max. 40	max. 40	MAX. 50	
SD345 D13	6.00m	58853	300		409	588	21	GOOD	24	18	89	40	29	39	
		58852	2700		403	570	25	GOOD	24	16	88	33	30	39	
		小計	3000	17910											
	6.50m	58847	1500		397	567	24	GOOD	24	17	87	31	31	38	
		小計	1500	9705											
		中計	4500	27615											
								合格							
		合計	4500	27615											

三重プレコン工場品質管理課

長	担当者
	水谷

契約番号 1-9-06-112-530　出荷年月日 11-08-18

鋼材検査証明書

伝票No. 414457　発行年月日 11-08-18

扱商社 320 三菱商事株式会社中部支社 御中
納入先
廣鋼株式会社 殿
東海コンクリート工業株式会社 殿
殿

規格 JIS G3112
許可番号 478029
TOUGH-CON (タフコン)

共英製鋼株式会社
名古屋事業所
〒490-1443 愛知県海部郡飛島村大字新政成字末之切809-1
電話 05675(5)1367
ファックス 05675(5)2380

下記納入品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 (kg)	※引張試験 降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び率 (%)	曲げ試験 曲げ角度	曲げ試験 内側半径	化学成分(%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	(C+Mn/6) ×100
					345-440	MIN 490	MIN 18	180°	1.5D	MAX 27	MAX 55	MAX 160	MAX 40	MAX 40	MAX 50
SD345 D16	6.00m	37037	200		384	606	22		GOOD	26	21	108	18	28	44
		小計	200	205.92											
	6.50m	37039	600		408	622	22		GOOD	26	21	108	22	32	44
		37040	400		400	583	23		GOOD	25	19	106	15	29	42
		小計	1000	101.00											
		中計	3200	306.92											
		合計	3200	306.92											

合格

三重プレコン工場品質管理課
長　担当者

※引張試験片の種類について　呼び径25mm以下は2号試験片、25mmを越えるものは3号試験片。但しD25は後者に属する。

契約番号 1-9-06-112-580　出荷年月日 11-09-08

鋼材検査証明書

伝票No. 417055　発行年月日 11-09-08

扱商社 320 三菱商事株式会社中部支社 御中
納入先
廣鋼株式会社 殿
東海コンクリート工業(株)三重工場 殿
殿

規格 JIS G3112
許可番号 478029
TOUGH-CON (タフコン)

共英製鋼株式会社
名古屋事業所
〒490-1443 愛知県海部郡飛島村大字新政成字末之切809-1
電話 05675(5)1367
ファックス 05675(5)2380

下記納入品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 (kg)	※引張試験 降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び率 (%)	曲げ試験 曲げ角度	曲げ試験 内側半径	化学成分(%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	(C+Mn/6) ×100
					345-440	MIN 490	MIN 18	180°	2D	MAX 27	MAX 55	MAX 160	MAX 40	MAX 40	MAX 50
SD345 D19	7.00m	37607	160		387	594	26		GOOD	25	17	108	18	35	43
		小計	160	252.8											
		中計	160	252.8											
		合計	160	252.8											

合格

三重プレコン工場品質管理課
長　担当者

※引張試験片の種類について　呼び径25mm以下は2号試験片、25mmを越えるものは3号試験片。但しD25は後者に属する。

② PC鋼材

SE1111

試　験　成　績　表

平成11年 11月 29日

成績表番号　1A9Y29001901

東海コンクリート工業株式会社　御中

三重工場

品名　PC鋼より線　19本より　25.4mm

仕様

種類の記号

契約質量

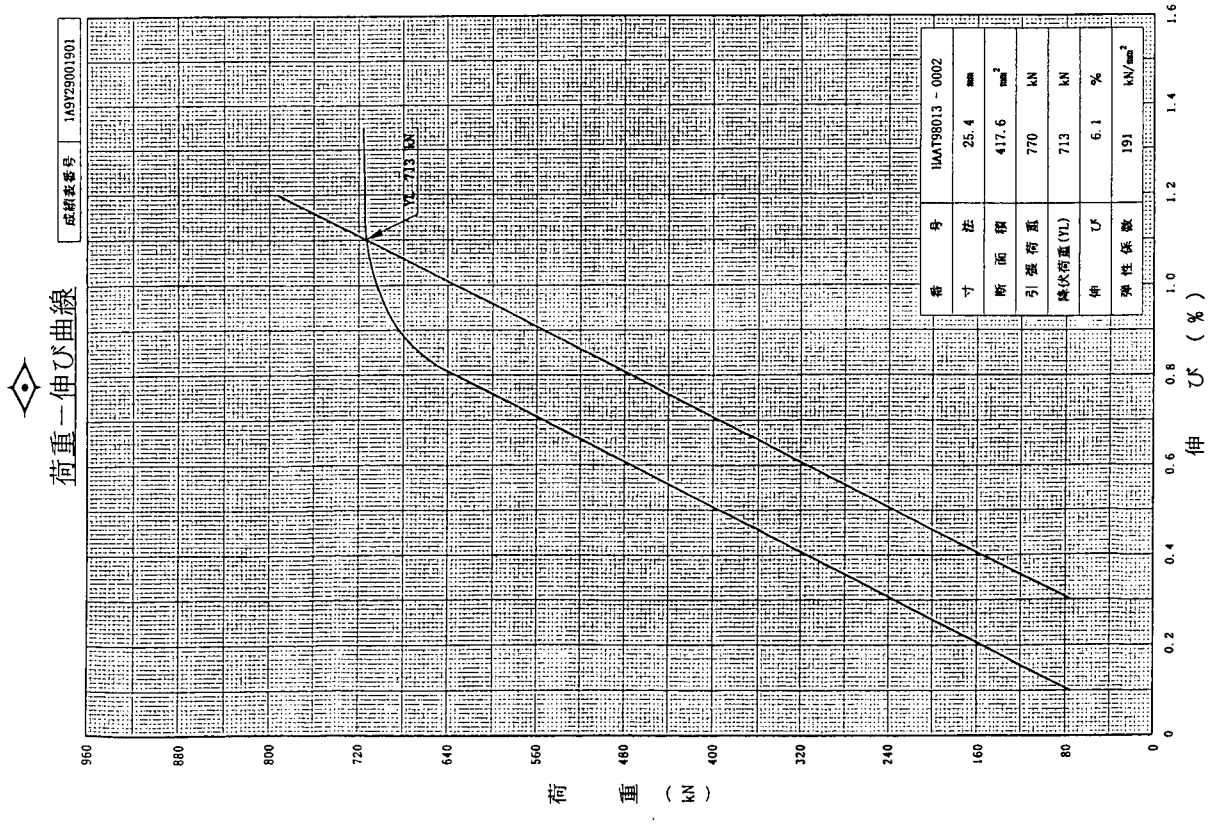
納入質量　132 kg

数量　10

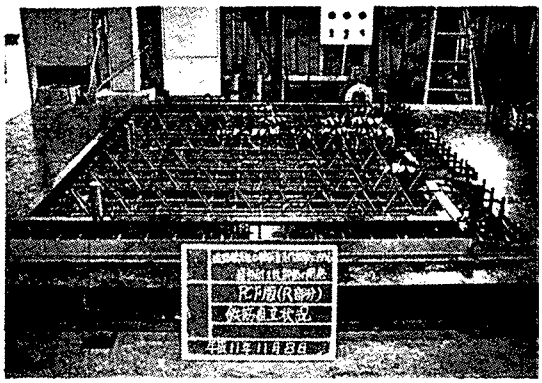
神鋼鋼線工業株式会社
鋼線事業部品質保証室
兵庫県尼崎市中浜町10-1
大阪(06)6411-1914

品質保証室長

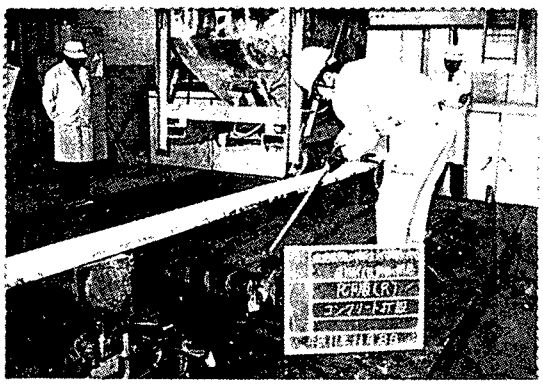
番号 ＼ 試験項目 ＼ 規格	直径 mm	引張荷重 kN	0.2%永久伸びに対する荷重 kN	破断時伸び GL=1000 mm %	よりの長さ D±倍					
	-0.250 +0.600	MIN	MIN	MIN	MIN	MAX				
		745	633	3.5	12	18				
HAAT98013 -0002	25.4	770	713	6.1	13.4					



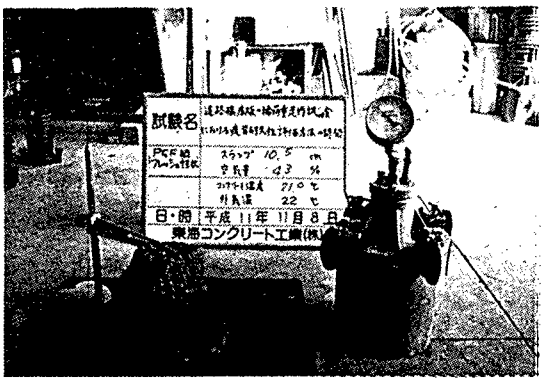
4）状況写真



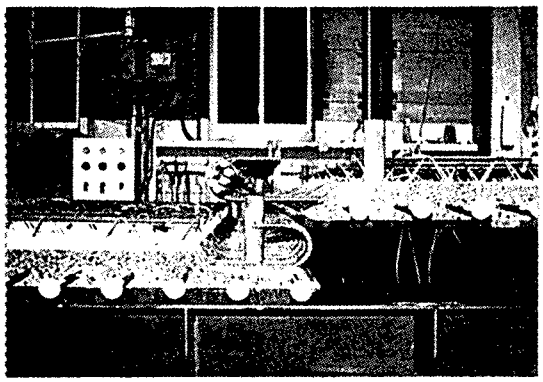
ＰＣＦ版　鉄筋組立状況



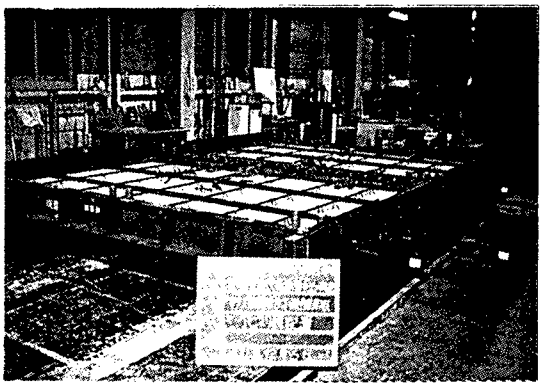
ＰＣＦ版　コンクリート打設



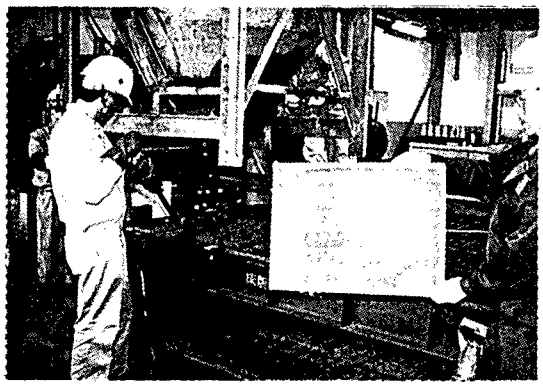
ＰＣＦ版　コンクリートフレッシュ性状



ＰＣＦ版のループ式継手

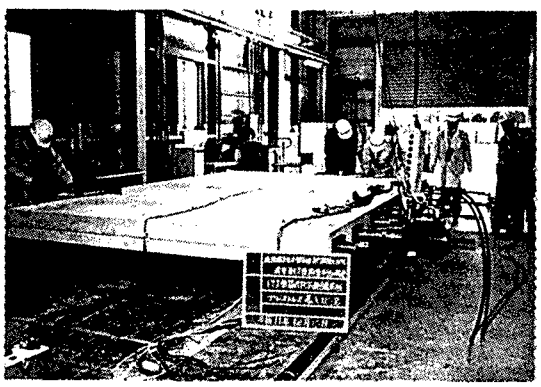


ＰＣ鋼より線の配置

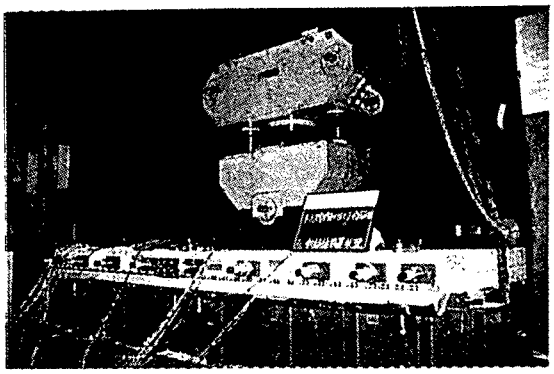


後打ち部　コンクリート打設

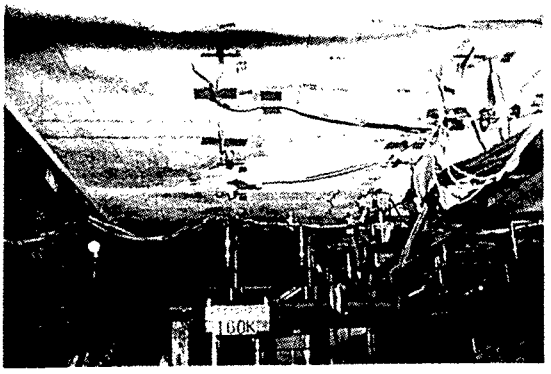
後打ち部　コンクリートフレッシュ性状



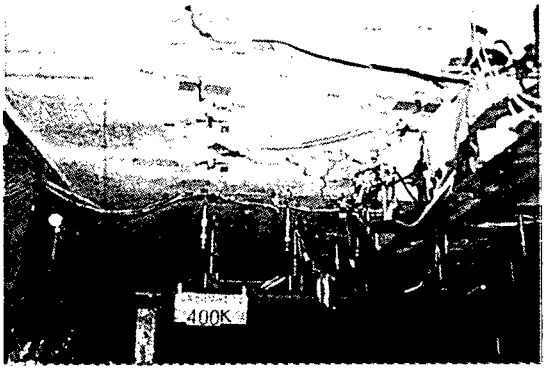
ＰＣ緊張状況



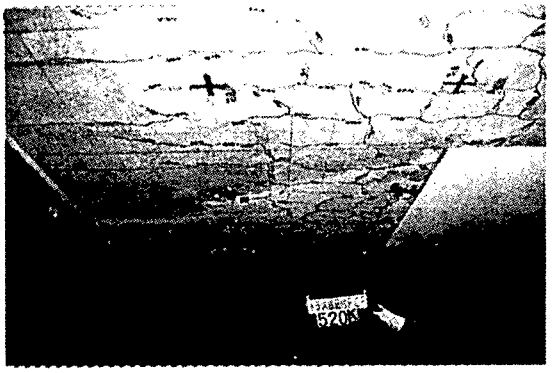
輪荷重走行試験状況



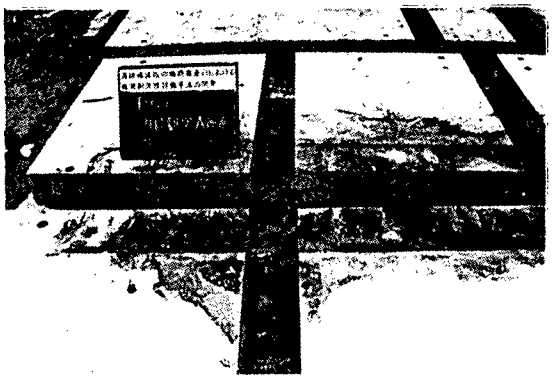
床版下面ひび割れ発生状況（１６万回）



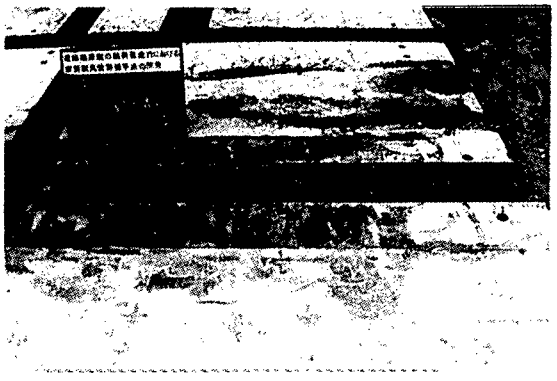
床版下面ひび割れ発生状況（４０万回）



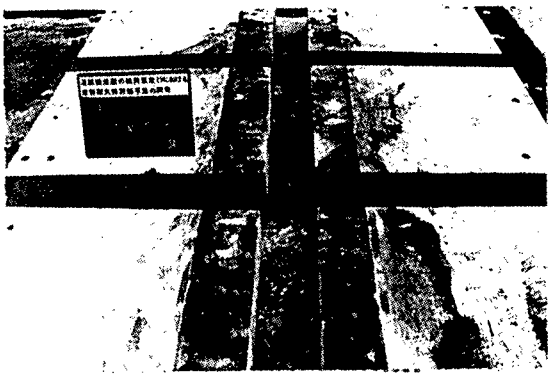
床版下面ひび割れ発生状況（５２万回）



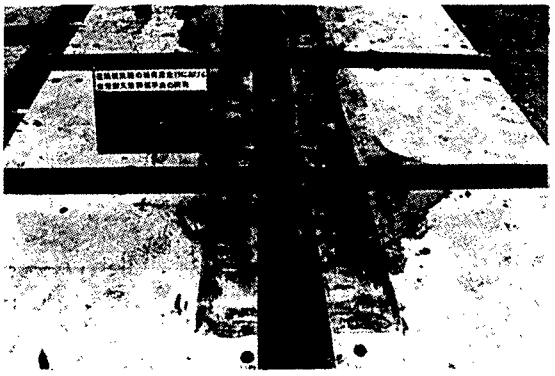
カッター切断面の状況（Ａ断面）



カッター切断面の状況（Ａ断面）



カッター切断面の状況（Ｂ断面）



カッター切断面の状況（Ｃ断面）