ISSN 1346－7328
国総研資料第 844 号
平 成 27 年 3 月

国土技術政策総合研究所資料
共同研究報告書

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 844 March 2015

コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発

国土交通省 国土技術政策総合研究所
学校法人 大阪工業大学
国立大学校法人 九州工業大学
(株)横河ブリッジホールディングス
JFE エンジニアリング(株)
(株)東京鐵骨橋梁
川田工業(株)
(株)横河住金ブリッジ
三井造船（株)
宮地エンジニアリング（株)
(株)IHI インフラシステム
(株)駒井ハルテック
片山ストラテック(株)
三菱重工鉄構エンジニアリング(株)
日立造船(株)
日鉄トピーブリッジ(株)
(株)巴コーポレーション
宇部興産機械(株)

国土技術政策総合研究所資料
第 844 号　　2015 年 3 月

コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発

国土交通省 国土技術政策総合研究所
学校法人 大阪工業大学
国立大学法人 九州工業大学
(株)横河ブリッジホールディングス
JFE エンジニアリング(株)
(株)東京鐵骨橋梁
川田工業(株)
(株)横河住金ブリッジ
三井造船（株)
宮地エンジニアリング(株)
(株)IHI インフラシステム
(株)駒井ハルテック
片山ストラテック(株)
三菱重工鉄構エンジニアリング(株)
日立造船(株)
日鉄トピーブリッジ(株)
(株)巴コーポレーション
宇部興産機械(株)

概要

道路橋の鉄筋コンクリート床版や鋼コンクリート合成床版などのコンクリート系床版の疲労耐久性については、輪荷重走行試験機による疲労試験方法や耐荷力と関連づけられた疲労照査式が検討されてきた。しかしこれらの方法では床版支間や床版厚など様々な構造等の条件が異なる場合に、疲労耐久性を所要の水準以上となるよう定量的に設計することが困難である。

本研究では、コンクリート系床版の疲労損傷過程を解析的に模擬し、鋼コンクリート合成床版の部材各部の応力状態を算出することのできる解析手法を開発した。本解析手法を、多様な床版構造に対する疲労耐久性評価に適用できるよう、解析のモデル化において鋼部材とコンクリートの合成効果及び鋼部材とコンクリートの付着特性を考慮し、構造が異なる 14 種の合成床版を用いて適用性を検証した。また、撤去された実橋梁から切り出した床版の輪荷重走行試験結果と解析結果を比較し、本解析の既設橋の余寿命推定への適用について検討した。

キーワード：道路橋、コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版、輪荷重走行による疲労劣化、
耐久性評価、３次元非線形ＦＥＭ解析

Technical Note of NILIM
No. 844 March 2015

Research on Fatigue Durability Evaluation for Highway Bridge Concrete Slabs

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism
Osaka Institute of Technology
Kyusyu Institute of Technology
Yokogawa Bridge Holdings Corp.
JFE Engineering Corporation
TTK CORPORATION
KAWADA INDUSTRIES, INC.
Yokogawa Sumikin Bridge Corp.
Mitsui Engineering & Shipbuilding Co.,ltd.
MIYAJI ENGINEERING CO., LTD.
IHI Infrastructure System Co.,Ltd.
KOMAIHALTEC Inc.
KATAYAMA STRATECH CORP.
MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES BRIDGE & STEEL STRUCTURES ENGINEERING CO., Ltd.
Hitachi Zosen Corp.
Nippon Steel Topy Bridge Co., Ltd.
TOMOE Corporation
Ube Machinery Corporation, Ltd.

Synopsis

Fatigue durability of highway bridge concrete slabs has been evaluated by wheel trucking tests and by the punching shear strength equation. However, it is difficult to design concrete slabs which have different details such as thickness or span from those verified by the methods mentioned above or from the design specifications. For this reason, past study developed fatigue durability evaluation method that can apply to various type of concrete slabs which have various details by simulating the fatigue damage process of concrete slab analytically.
However, there are two problems to apply this analytical technique to various slabs. One is a synthetic effect of steel and the concrete. The other is a bond effect of steel and the concrete.
By solving these problems, fatigue durability evaluation of various slabs as well as evaluation of the existing slabs also becomes possible.
In this report, therefore, we propose new fatigue durability evaluation method by introducing a synthetic effect and bond characteristic, and examine the applicability of the evaluation method.

Key Words: highway bridge, concrete slabs, steel plate-concrete composite slabs, wheel loads, fatigue durability evaluation deterioration by running, 3D-nonlinear FEM analysis

共同研究参加機関および担当者名簿

（平成 26 年 3 月現在　順不同）

【共同研究名】鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性評価手法の信頼性向上に関する共同研究
【実施機関】平成 21 年 10 月～平成 25 年 3 月

国土交通省　国土技術政策総合研究所
道路研究部　道路構造物管理研究室

玉越　隆史
北村　岳伸
石尾　真理　　(平成 23 年 4 月～)
小沼　恵太郎　(～平成 23 年 3 月)

学校法人　　大阪工業大学　松井繁之

国立大学法人　九州工業大学　山口栄輝

(株)横河ブリッジホールディングス	春日井俊博
ＪＦＥエンジニアリング(株)	上村明弘（～平成 24 年 2 月）
	鞆一　　（平成 24 年 3 月～）
	熊野拓志（平成 24 年 3 月～）
(株)東京鐵骨橋梁	入部孝夫
川田工業(株)	橘吉宏
	森下弘行（平成 23 年 8 月～）
(株)横河住金ブリッジ	竹内大輔
	中川敏之
三井造船 (株)	浅野浩一
宮地エンジニアリング(株)	久保圭吾
(株)ＩＨＩインフラシステム	鈴木統
(株)駒井ハルテック	橘肇
片山ストラテック(株)	大久保宣人
三菱重工鉄構エンジニアリング(株)	前川勉
	平岡良彦（平成 24 年 11 月～）
日立造船(株)	宮川欣也（～平成 24 年 3 月）
	三好崇夫（平成 24 年 4 月～平成 24 年 9 月）
	樫本修二（平成 24 年 10 月～）
日鉄トピーブリッジ(株)	水上繁樹
(株)巴コーポレーション	酒井武志
宇部興産機械(株)	和多田康男
	小川淳史

コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発

目次

1 章　研究の概要 1.1

1.1　研究の背景 1.1

1.2　過去の関連研究 1.3

1.3　本研究の目的 1.11

1.4　本検討に用いた解析方法（３方向破壊を考慮した解析モデル） ... 1.13

2 章　コンクリート系床版の疲労耐久性評価手法の検証 2.1

2.1　解析手法の妥当性及び適用範囲の確認 2.1

2.2　疲労耐久性評価手法による解析結果の評価方法 2.31

3 章　比較対象とする鉄筋コンクリート床版とコンクリート被害則の設定 3.1

3.1　概要 3.1

3.2　実態調査に基づく供用 100 年分の軸数算出（157kN 換算輪数） 3.2

3.3　評価対象モデルと評価回数の設定 3.6

3.4　まとめ 3.10

4 章　合成床版の疲労耐久性評価に関する検討 4.1

4.1　合成床版解析的評価の共通事項 4.1

4.1.1 開発の経緯 4.1

4.1.2 合成床版の構造概要 4.1

4.1.3 要求性能 4.7

4.1.4 設計の共通事項 4.7

4.1.5 施工の共通事項 4.8

4.1.6 疲労解析の共通事項 4.9

4.2　各合成床版の検討 4.13

4.2.1 パワースラブ 4.13

4.2.2 パイプスラブ 4.38

4.2.3 ＡＤＳ床版 4.65
4.2.4 ＳＣデッキ 4.91
4.2.5 ダイヤスラブ 4.112
4.2.6 ＴＲＣ床版 4.135
4.2.7 リバーデッキ 4.158
4.2.8 ＫＴ－スラブ 4.183
4.2.9 ＱＳ Ｓｌａｂ 4.209
4.2.10 ＭＥＳＬＡＢ 4.228
4.2.11 チャンネルビーム合成床版 4.249
4.2.12 ＮＳスラブ 4.275
4.2.13 Ｈｉｔスラブ 4.298
4.2.14 ＵＢＥスラブ 4.323
4.3 合成床版における評価手法の考察 4.339
4.3.1 解析条件 4.339
4.3.2 解析モデルと解析結果 4.339
4.3.3 限界状態の相対比較 4.345
4.3.4 解析結果のまとめ 4.348
4.3.5 適用範囲 4.348
4.3.6 実橋への適用に関する留意事項 4.349

5 章 既設橋への適用に関する検討 5.1
5.1 損傷状況の異なる既設橋の現有耐力照査 5.1
5.2 撤去橋梁の輪荷重走行試験 5.2
5.3 疲労損傷解析 5.13
5.4 まとめ 5.29

6 章 研究のまとめ 6.1

資料１ 本報告書で用いる用語と略称

資料２ コンクリート系床版の疲労解析ガイドライン（案）

第 1 章　研究の概要

1.1　研究の背景

交通荷重の繰返載荷に起因する道路橋のコンクリート系床版の損傷は、架け替えに至った道路橋の主たる損傷要因にもなっている[1.1)]。この損傷が昭和 40 年代初期に発生が認められてから、道路橋の設計基準においても疲労耐久性の確保が課題となっており、現在は、経験的に耐荷力の向上や構造細目により、間接的に耐久性が確保されている。また、近年床版コンクリートの下面側に一体化された底鋼板が設けられるとともに床版内部にはコンクリートと一体で挙動する種々の鋼部材が設けられている形式の床版（以下「合成床版」という。）など、少数 I 桁橋や開断面箱桁橋などに代表される合理化形式の橋梁構造の採用とともに新しい形式のコンクリート系床版の採用事例が増えつつあることからも、コンクリート系床版に対して、定量的に疲労耐久性を評価する手法の開発が不可欠となってきた。

道路橋のコンクリート系床版の疲労耐久性に関する研究はこれまでも実施されており、疲労損傷メカニズムの解明について数多く検討がなされてきた。大阪大学の松井[1.2)]らによって輪荷重走行試験が開発され、それまで定点繰返載荷試験で再現することができなかったひび割れ性状を、比較的実橋に近い形態で再現するとともに、床版のコンクリート各部分で発生する応力の大きさや方向及びそれらの変化履歴が実橋での自動車荷重の移動で生じる現象を比較的良く再現しているものと考えられている[1.3)]。

輪荷重走行試験では、実橋の設計供用期間中に床版を通過する膨大な輪荷重の数に対して、供試体実験でこれを忠実に再現することは困難なため、載荷途中で段階的に載荷荷重を引き上げるいわゆる階段状漸増載荷が採用されることが多い。しかし荷重の引き上げによって新たなひび割れが発生したり、既に発生しているひび割れが進展する可能性があることなど、荷重の引き上げによって変化した床版各部の発生応力などの応答の変化の影響が耐久性とどの様な関係にあるかは明確ではないことから、輪荷重走行試験は同じ条件の試験を行った床版同士の相対比較を耐久性の評価に用いることが一般的である。

松井ら[1.2)]は、さらに疲労が進行した最終段階の破壊形態として一般的とされる床版部材としての押し抜きせん断破壊耐力との関係において疲労耐久性を評価する方法なども提案しているが、実橋の床版の破壊形態は必ずしも押し抜きせん断耐力の算出で想定しているような形態とならない場合もある。また、実橋の供用性にかかわる疲労耐久性の評価にあたっては、ひび割れが増加して押し抜きせん断破壊面が形成されるまでの間、徐々に床版の損傷が進展していく過程がそのほとんどの期間を占め、ある段階の状態に着目しての評価ではその状態になるまでの過程が各々異なる合成床版など新しい構造や形式の床版への適用には限界があると考えられる。

前川ら[1.4)] [1.5)]は、コンクリート組織の破壊による圧縮剛性の低下、鉄筋とコンクリートの付着疲労による引張剛性の低下、繰返荷重の影響によるひび割れ面の平滑化に伴うせん

断伝達力の低下の３つのコンクリート要素の破壊要因がそれぞれモデル式から基本構成則として考慮されている極めて緻密なシミュレーションにより、様々な鉄筋コンクリート床版等について疲労寿命と損傷課程の推定が可能としている。

しかしながら、設計段階における構造の決定や損傷の有無による耐久性の評価を目的にする場合においては、乾燥収縮の影響の見積もりが結果を左右するなど、極めて緻密なモデルであるがために、基本構成則などに考慮されない要因による差異が解析結果の差として現れ、緻密なモデルに見合った詳細な材料特性の解析への取り込みや適正な結果の評価に課題もあるものと考えられる。

このような背景のもと、本研究では、様々な架橋条件等により詳細な材料特性等の管理が困難な新設橋梁の設計段階や、部材によりばらつきのある材料特性を持つ既設橋梁の耐荷力評価や補修補強検討を目的として、構造形式の違いによる疲労耐久性の違いが定量的に評価できる手法を検討する。

なお、本研究では、コンクリート系床版の破壊に至る現象を厳密に表現することを目標とするものではなく、あくまでも自動車荷重などの外力条件や施工条件、及び、コンクリートの品質などのばらつきも含めて考慮するものとし、以下の２点を満足する設計手法を目標とする。

・現行設計基準による鉄筋コンクリート床版との相対比較において、コンクリート系床版の構造形式の違いにより、設計供用期間における疲労耐久性を定量的に評価できること。
・様々な構造形式のコンクリート系床版に対して解析的に局部の応力状態と疲労損傷の進展過程を表現できる、すなわち想定される実現象におけるひび割れの発生と進展という疲労損傷過程を擬似的に表現できること。

国土技術政策総合研究所、大阪工業大学、九州工業大学、(社)日本橋梁建設協会の 4 者で、2004(平成 16)年度から 2006(平成 18)年度までの約 2 カ年にわたって行った、道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究（以下「過去の共同研究」という。）では、コンクリート系床版の疲労損傷過程を解析的に模擬する手法について検討を行い、一般的な鉄筋コンクリート床版及び合成床版に対する解析的手法による疲労耐久性評価法を開発した[1.6)]。

しかし、開発した評価法を合成床版の疲労耐久性の評価へ適用するにあたっては、多様な合成床版において、鋼部材とコンクリートの合成効果、鋼部材とコンクリートの付着特性について安定して適切な結果が得られるモデル化方法に課題が残された。

本共同研究では、上記の課題を解決し、開発した評価法に対して多様な合成床版の構造特性とその劣化過程を導入する手法を確立することで、多様な構造形式の床版への適用性の拡大の開発を目指すものである。

1.2　過去の関連研究

(1) 概要

過去の共同研究 [1.6)] においては、多様な形式のコンクリート系床版に対して適用可能な汎用性のある疲労耐久性評価法の開発を意図して、疲労損傷課程を定量的に表現することのできる解析手法について検討した。

過去の輪荷重走行試験や実橋の損傷状態の観察から、鉄筋コンクリート床版の疲労による劣化形態は概ね把握されている。実橋の鉄筋コンクリート床版では床版コンクリートがブロック化して抜け落ちを生じても鉄筋は破断していないものがほとんどであり、コンクリートのひび割れの進展と鉄筋の疲労は必ずしも連動して生じるものではないと推定される。また、合成床版の輪荷重走行試験の結果では、圧縮側コンクリートにひび割れが生じたものや、コンクリート内部で補強鋼材との境界を起点としたひび割れが発生したものが確認されている。これらのことから、コンクリート系床版の疲労損傷過程は内部鋼材の形式や配置の相違などの構造形式によっても異なり、疲労耐久性を評価するにあたって平均化された一様な物理特性を持つ版構造として扱うことで精度良く推定することには限界があると考えられた。そこで、コンクリート系の床版構造を構成する３つの要素である「コンクリート」、「鋼部材」、及び「コンクリートと鋼部材の一体化機構」の３つの要素に分けて扱い、各時点の床版全体の劣化状態は、これらの３つの要素の劣化状態の組み合わされた結果として現出しているものと捉えることにした。

(2) 床版コンクリートの応力状態と疲労

大小の骨材とセメントからなり、微視的には複雑で一様な構造ではないコンクリート系床版のコンクリート部分について、平均化して捉えることができると仮定するある規模の領域部分に対して、それぞれに繰り返される応力変動の規模と回数の関係からなる累積値がある条件に達した時点で破壊を生じて剛性が発揮できなくなるものと仮定する。このような要素ごとの破壊は、実現象におけるひび割れの発生と進展という疲労損傷課程を模擬的に表現したものであり、これにより数値解析によって疲労耐久性を定量的に評価することを意図したものである。

(3) 解析の方法

1) 解析方法の概要

道路橋のコンクリート系床版では、輪荷重の移動の影響を受け、床版コンクリートや内部鋼材に発生する応力は多軸応力状態であり、かつその方向も荷重の移動につれて３次元的に複雑に変化する。さらに、鉄筋やＰＣ鋼材以外に床版コンクリートに様々な形状の鋼部材が配置される合成床版では、鋼材周囲のコンクリートは局部的に大きな応力が発生し

たり、荷重載荷位置の変化に応じて複雑な応力状態の変化が生じることがある。そこで、コンクリート各部分で生じる応力変動の繰返しの影響がある物理量としてその部分にダメージが累積され、これがある破壊基準に達するとその部分のコンクリートは剛性を失うなどの変状を来すものと仮定した。この各部位の変状は実現象でコンクリートにひび割れが発生進展していくことに相当する床版コンクリートの変化の影響の表現であり、これにより応力変動の繰り返しによってひび割れが拡大していく現象を解析的に疑似表現することとした。

2）解析モデル

解析には弾性 FE モデルを用い、解析の要素の大きさは、コンクリート要素毎にある閾値で急変する物性の変化として表現できるように設定することが必要で、要素分割の大きさが粗すぎると損傷進展過程や各時点での耐荷力性能などの実床版との対比が困難となる。本研究では平面的には 100mm×100mm で床版厚さ方向に 5 分割（要素高さは床版厚によって 38,40,50mm）の 6 面体ソリッド要素により分割することを基本とした。ここで、鉄筋を含む要素では、コンクリート部の母要素と自由度を共有する従属要素「埋め込み鉄筋要素」を用いて鋼材をソリッド要素に埋め込みモデル化した[1.8)]。埋め込み鉄筋モデルを用いたのは、コンクリート要素内の任意の位置に鉄筋を挿入することが可能であるためである。なお、コンクリートと鉄筋は完全付着としている。

境界条件を図-1.2.2 及び表-1.2.1 に示す。床版支間方向の支持条件は，鉛直方向の変位のみを固定するピン支持を基本とする。橋軸端部では，輪荷重走行試験で設置される弾性はりをモデル化し，弾性支持とする。

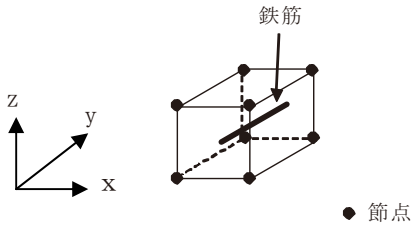


図-1.2.1　3 次元 8 接点要素と埋め込み鉄筋モデルのイメージ

表-1.2.1　拘束条件（構造モデルの最下層の節点）

	変位			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 軸回り	Y 軸回り	Z 軸回り
床版支間支点	Mov.	Mov.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.
隅角部	下図の通り			Mov.	Mov.	Mov.

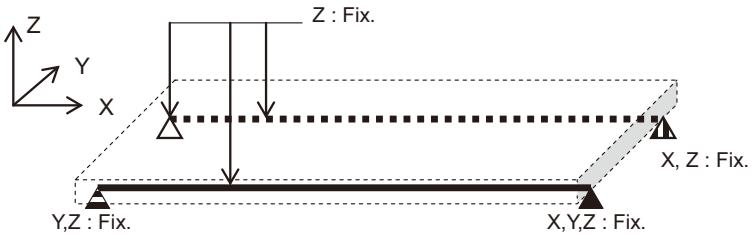


図-1.2.2 床版の支持条件（床版モデルの最下層の節点）

3）載荷条件

載荷は、輪荷重走行試験を模擬するため、少なくとも 5 箇所以上の載荷点を設け、それらを図-1.2.3 に示すケース 1→2→3→4→5→1→2→3→…というように、荷重載荷位置の移動を繰返す。なお、ケース 1 から 5 を 2 回繰り返した時点を、輪荷重走行試験の 1 往復とみなし「走行回数 2 回」という。また、新たな要素が破壊したとみなせるまでの間は、走行回数は増えるものの解析モデルに変化はなく同じ解析モデルのまま行われる一連の解析を「解析ステップ」という。

載荷荷重範囲は、輪荷重走行試験の載荷ブロックの大きさに合わせて、供試体のモデルごとに適宜設定する。例えば、土木研究所の輪荷重走行試験における載荷ブロックの寸法は、200×500mm である。

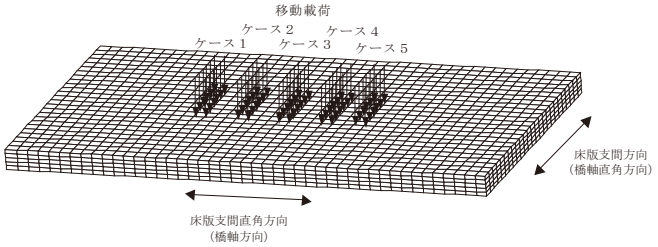


図-1.2.3 載荷荷重の概念図

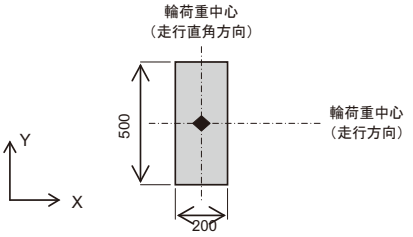


図-1.2.4 等分布荷重の分布範囲
（車輪の接地範囲）

4）コンクリート要素の疲労破壊

コンクリートの疲労耐久性は、一軸の室内疲労試験結果から、コンクリートに作用する最小応力と静的強度の比 S_{min}、最大応力と静的強度の比 S_{max} と関連づけて、ある程度精度良く表現できるとの研究成果が得られていおり、例えば、式-1.2.1 に示す S-N 曲線による定量的な疲労耐久性の評価手法も提案されている [1.7]。

$$\log N = 17\frac{1-S_{\max}}{1-S_{\min}} \qquad \text{（式-1.2.1）}$$

ここに、N：応力繰り返し数（但し、$N \leqq 2\times10^6$）

S_{max}：最大応力と静的強度との比

S_{min}：最小応力と静的強度との比

しかし、単純な一方向の応力変化のみの条件で得られた評価式を、輪荷重の移動の影響により床版コンクリートや内部鋼材に 3 次元的に複雑に変化する応力状態に、そのまま適用できるかどうかについては明らかにされていない。

本研究では、コンクリートの各部分で生じる応力変動の繰り返しの影響が、ある要素にダメージとして累積され、これが破壊基準に達したときにその部分のコンクリートは剛性が低下するといった変状をきたすと仮定することで、この各部位の変状は実現象のコンクリートにひび割れが発生し、拡大していく現象を解析的に疑似表現できるものとした。

①各コンクリート要素の応力とひずみとの積の変動分の算出方法

コンクリート要素の破壊は、走行回数ごとに生じる主引張応力と引張ひずみとの積の変動分（以下,「疲労度」という。）を累積した値に基づき破壊と判定する。

輪荷重モデルの載荷位置 k に対し、要素 i に生じる疲労度 U_{ik} は次式により求まる。

$$U_{ik} = \frac{1}{2}\sigma_{ik}\varepsilon_{ik} \qquad \text{（式-1.2.2）}$$

各コンクリート要素について、式-1.2.2 により算出した各荷重条件下で生じる疲労度の最大値 $Max\,(U_{i|j})$ と最小値 $Min(U_{i|j})$ を抽出し、それらの差をとることにより、輪荷重 1 回走行時の疲労度 $\Delta U_{i|j}$ を算出する。

$$\Delta U_{i|j} = Max(U_{i|j}) - Min(U_{i|j}) \qquad \text{（式-1.2.3）}$$

ここに、ΔU_{ij}：輪荷重 1 回走行で要素 i に生じる疲労度（N/mm²）

$Max\,(U_{i|j})$：輪荷重 1 回走行時の U_{ik} の最大値（N/mm²）

$Min\,(U_{i|j})$：輪荷重 1 回走行時の U_{ik} の最小値（N/mm²）

j　：検討している載荷ステップ数（ステップ）

②コンクリートの被害則

コンクリートの累積損傷度 Dは、図-1.2.5 に示す疲労度に基づく被害則によるものとし、解析ステップ j における疲労度 ΔU_j と走行回数 N_j との関係（以下「コンクリートの被害則」という。）として、図-1.2.5、式-1.2.4 及び式-1.2.5 に示すように定義する。

ここで、疲労度の蓄積が疲労強度に及ぼす感度は不明のため、便宜的に 8 乗の対数則に従うものと仮定した。なお、このコンクリート被害側の傾きを表す値そのものは劣化過程の時間の絶対評価には直接関わるものの、弾性解析の繰返しであり、本方法で比較される構造が類似した異なる床版同士の解析結果にあらわれる耐久性の優劣の定性的な相対関係には影響しないと考えられる。

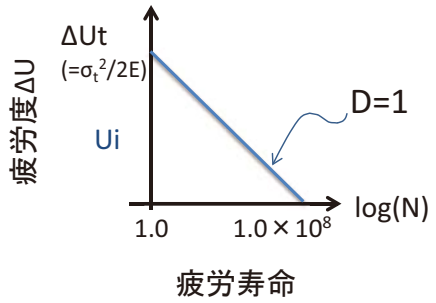


図-1.2.5　コンクリートの被害則

解析ステップ j における要素 $_i$ の累積損傷度 D_{ij} は、コンクリートの被害則と、上記①で算出した疲労度から、次のとおり算出できる。累積損傷度 D_{ij} が 1 に達したとき、コンクリートの要素 $_i$ はひび割れたものとみなす。

解析ステップ k から輪荷重走行試験結果の走行回数と比較するための、換算方法については、以降③に示す。

$$D_{ij} = \sum_{k=1}^{j} \frac{n_{ik}}{N_{ik}} \qquad \text{(式-1.2.4)}$$

ここに、n_{ik}：解析ステップ k の走行回数（回）

N_{ik}:要素 $_i$ の解析ステップ k から換算した疲労寿命となる走行回数(回)
（コンクリートの被害則と解析ステップ k で生じる疲労度 ΔU_j から算出される。）

D_{ij} ：解析ステップ j における要素 $_i$ の累積損傷度

なお、輪荷重走行 1 回の破壊基準（y 切片）は、すなわち静的な破壊基準とみなせることから、コンクリートの引張強度を用いて次式により算出する。

$$\Delta U_t = \frac{1}{2}\sigma_t \varepsilon_t = \frac{1}{2E}\sigma_t^2 \qquad \text{(式-1.2.5)}$$

ここに、ΔU_t：走行回数 1 回で破壊すると仮定した場合の相当疲労度（N/mm²）

σ_t，ε_t：破壊時の応力（N/mm²）、ひずみ

③走行回数

輪荷重走行試験結果における走行回数との比較に関しては、各解析ステップ数を輪荷重走行回数に換算した値（以下「走行回数 N 」という。）を用いた。走行回数は、コンクリートの被害則に基づいて、各要素の疲労度より求められる残存寿命を累積して算出する。なお、ここでは、主引張応力と引張ひずみが同時に生じる状態のみを合計している。

これまでの走行回数N_kと載荷ステップ数kとの関係を、式-1.2.6 及び図-1.2.6 に示す。

$$N_k = \sum_{k=1}^{k-1} n_k \qquad \text{(式-1.2.6)}$$

ここに、$k-1$：これまでの載荷ステップ数（ステップ）

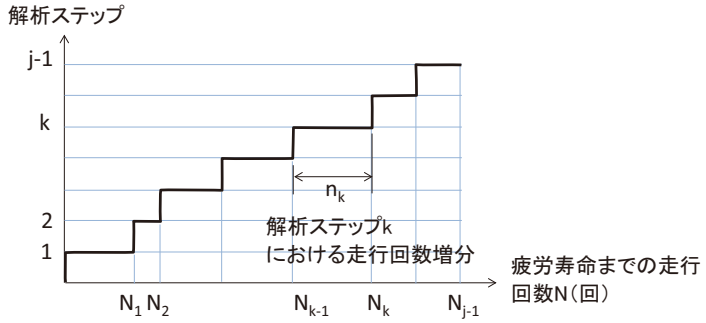


図-1.2.6　走行回数と解析ステップ数の関係

④コンクリート要素の破壊状態のモデル化

コンクリート要素の繰返荷重による疲労は、実際の現象としては骨材及びセメント等の組織の緩みやひび割れなどが複合的に生じているものと考えられ、その結果としてある領域のヤング係数やせん断弾性係数が低下すると考えられる。ここでは、それらのコンクリート要素の破壊による剛性の低下を、各方向の疲労の蓄積やそれまでの破壊状態に応じて考慮できることを目的に、モデル化した。

コンクリート要素の破壊よる剛性の低下は，ヤング係数 E を 1/10 に低減することによってモデル化する。ここで、あらたに累積する際，後述のとおりヤング係数 E を低減させた方向については疲労度及び方向別疲労指数を計上しないこととする。これは、実際のひび割れ近傍では、有限要素に相当する領域の変形はひび割れ開口によるものであり、ひび割れ面に垂直な方向にはコンクリートにひずみは生じないと仮定したことによる。

5）解析の手順

平成 16 年度から平成 19 年度に行った研究に基づく解析の手順を、図-1.2.7 に示す。

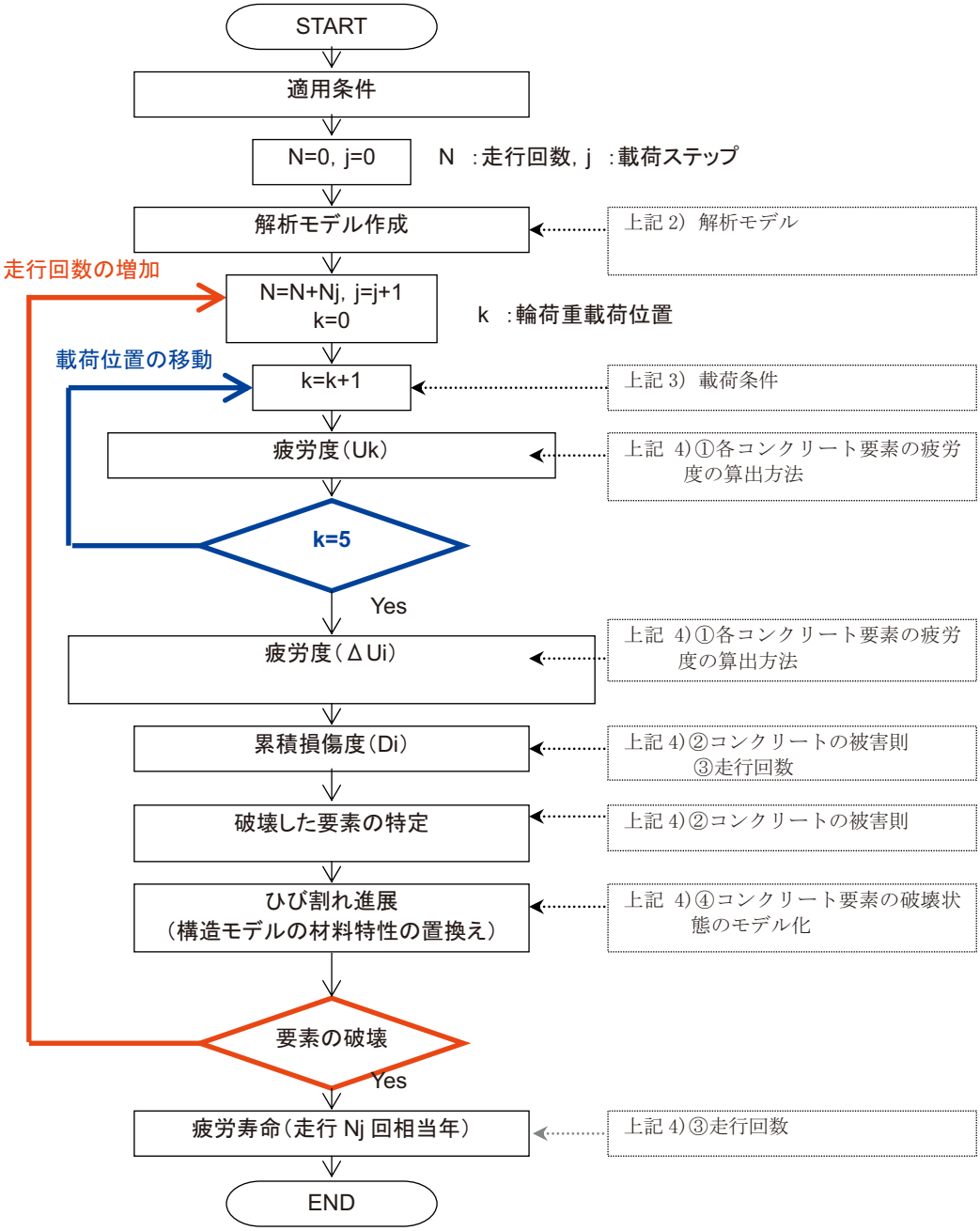


図-1.2.7　解析フロー図（平成16年度から平成19年度に行った研究）

(4) まとめと課題

平成 16 年度から平成 19 年度に行った一連の研究により、コンクリート系床版の統一的な概念での疲労耐久性評価を解析的に行うことの可能性が示唆された。さらに、このような評価手法を用いて、適切にモデル化するとともに、解析値と実験結果の整合を図ることで、版全体としては弾性的な挙動が生じている段階での床版の疲労劣化過程における応力状態は、ある程度の信頼性をもって解析的に評価できる可能性があると考えられる。

なお、評価手法としての信頼性向上の観点から、解決すべき残された検討課題として以下のものが挙げられる。

解析精度の向上：各種合成床版における輪荷重走行試験より、合成床版内部のリブ上端や上側鉄筋に沿ってひび割れが発生すると考えられる。本解析では、コンクリート要素の破壊の方法について、コンクリート要素にダメージとして累積され破壊基準に達したときに、全ての方向に対して剛性を低下させている。そのため、水平方向のひび割れが発生する初期の段階において、本来抵抗できる方向の剛性も低下させることとなり、適切に疲労耐久性を評価できない可能性がある。

モデル化方法　：鋼部材とコンクリートとの接触面における境界条件のモデル化の違いで、コンクリートの内部応力が比較的大きく影響を受けることが判明した。また、作用荷重の大きさによってもこの境界条件のモデル化の影響が変化する。また、検討に用いた合成床版は、リブとトラスを用いた限定的なケースのみの検証である。そのため、現在開発されている多様な合成床版に対しては、条件に応じて疲労耐久性の評価に用いるモデル化の方法を整理する必要がある。

実橋との違い　：「コンクリート」及び「コンクリートと鋼部材の一体化機構」の疲労に及ぼす応力変動の影響については、疲労限の有無、変動応力振幅の変化パターンや大きさなどとの関係について不明な点もあり、これらとの関係に対する本手法の適用性については、様々な構造形式の合成床版、劣化した床版の余寿命推定などの解析における適用範囲と連動して見極める必要がある。

1.3　本研究の目的

本報告書の構成の概念を図-1.3.1 に示す。

本共同研究においては、過年度までの研究で得られたコンクリート系床版の疲労耐久性を評価する手法として、より精度良く、普遍的に適用できる解析手法を検討した。

第 1 章では、過去の研究の概要を整理し、本共同研究にて改良した解析手法の内容を説明した。

第 2 章では、旧土木研究所において輪荷重走行試験を実施した鉄筋コンクリート床版を対象として、本共同研究で提案する解析を行い破壊の状況を確認した。また、合成床版の開発・採用において耐久性を評価するための解析指標を設定するため、鉄筋コンクリート床版に要求される性能を整理するとともに、解析により得られた損傷の段階と実験結果との関係から安全側に評価できる破壊の状態を定義した。

第 3 章では、交通実態のデータと現行設計基準で設計された鉄筋コンクリート床版における破壊の状態との関係から、合成床版の疲労耐久性と相対比較することのできる破壊回数を算出した。

第 4 章では、各種合成床版について、提案する疲労耐久性評価手法における解析モデル化手法について検討するとともに、各床版の損傷過程を想定し、疲労耐久性評価手法の適用範囲について検証した。

第 5 章では、既設橋の状態評価への適用拡大を狙いとして、実交通荷重により劣化した既設橋梁から撤去された床版を対象とした、輪荷重走行試験結果と解析結果を比較し、破壊の傾向について整理した。

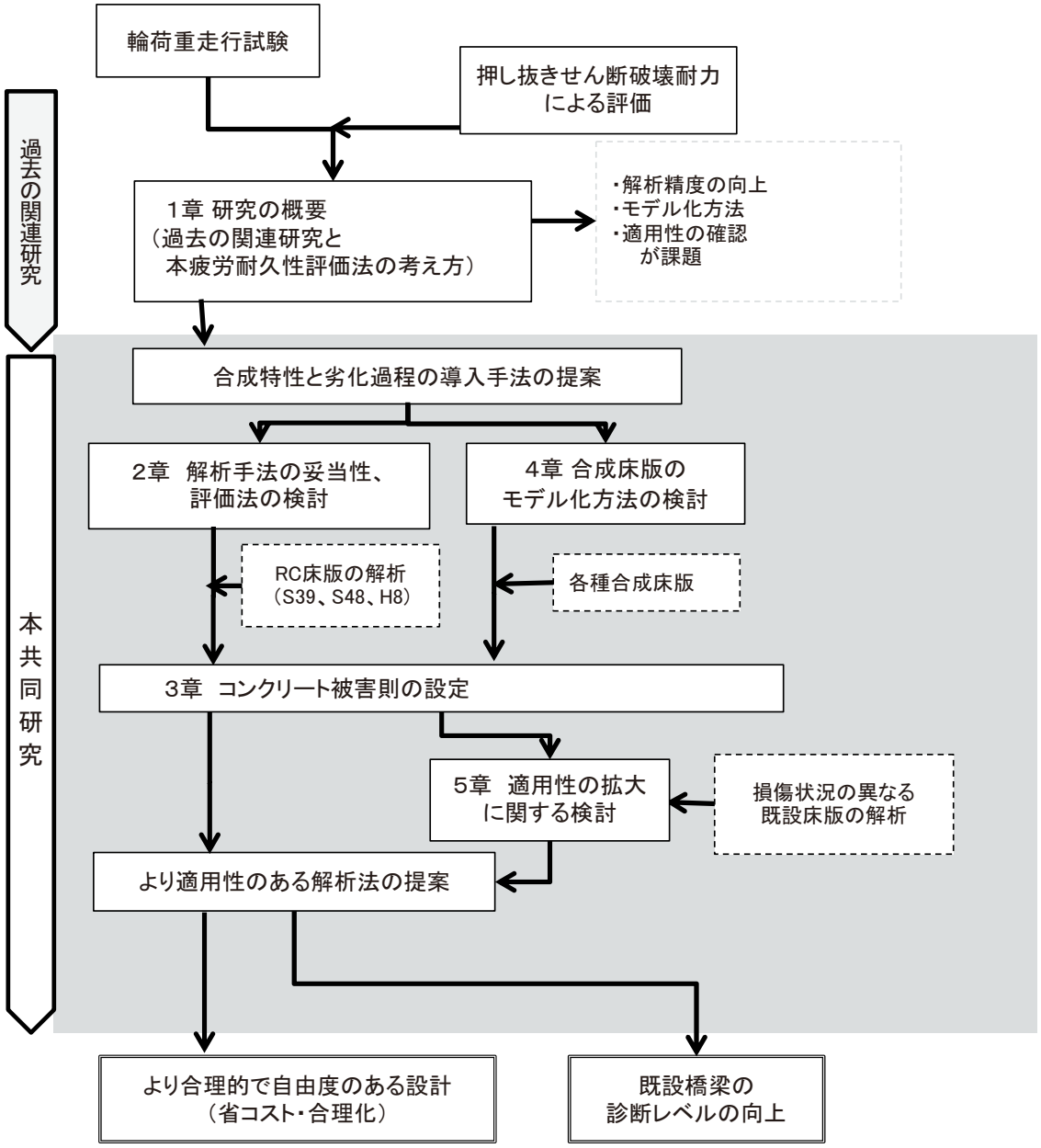


図-1.3.1　本研究の構成の概念

1.4　本検討に用いた解析方法（３方向破壊を考慮した解析モデル）

(1) 概要

各種合成床版における輪荷重走行試験より、合成床版内部のリブ上端や上側鉄筋に沿ってひび割れが発生すると考えられる。しかしながら、1.2(4)「解析精度の向上」に関する課題で記述したとおり、リブ上端や上側鉄筋に沿って生じる局部応力の繰返しに対してコンクリート要素の破壊に対して方向性を考慮する方法に見直す必要があることが示された。

そこで本研究では、床版コンクリートの応力状態、疲労の考え方、解析方法などは過年度の検討を踏襲し、破壊方法を方向別にヤング係数及びせん断弾性係数を低下させる（3方向破壊）とすることで、合成床版におけるリブ上端や上側鉄筋に沿ったひび割れなどの破壊形態を適切に評価できる方法を検討した。

(2) 解析の方法

1) 解析手順

平成 16 年度から平成 19 年度に行った研究に基づく解析からの改良点を次に示す。図-1.4.1 に示す解析手順のうち、改良点は太字で示しており、改良点について後述する。

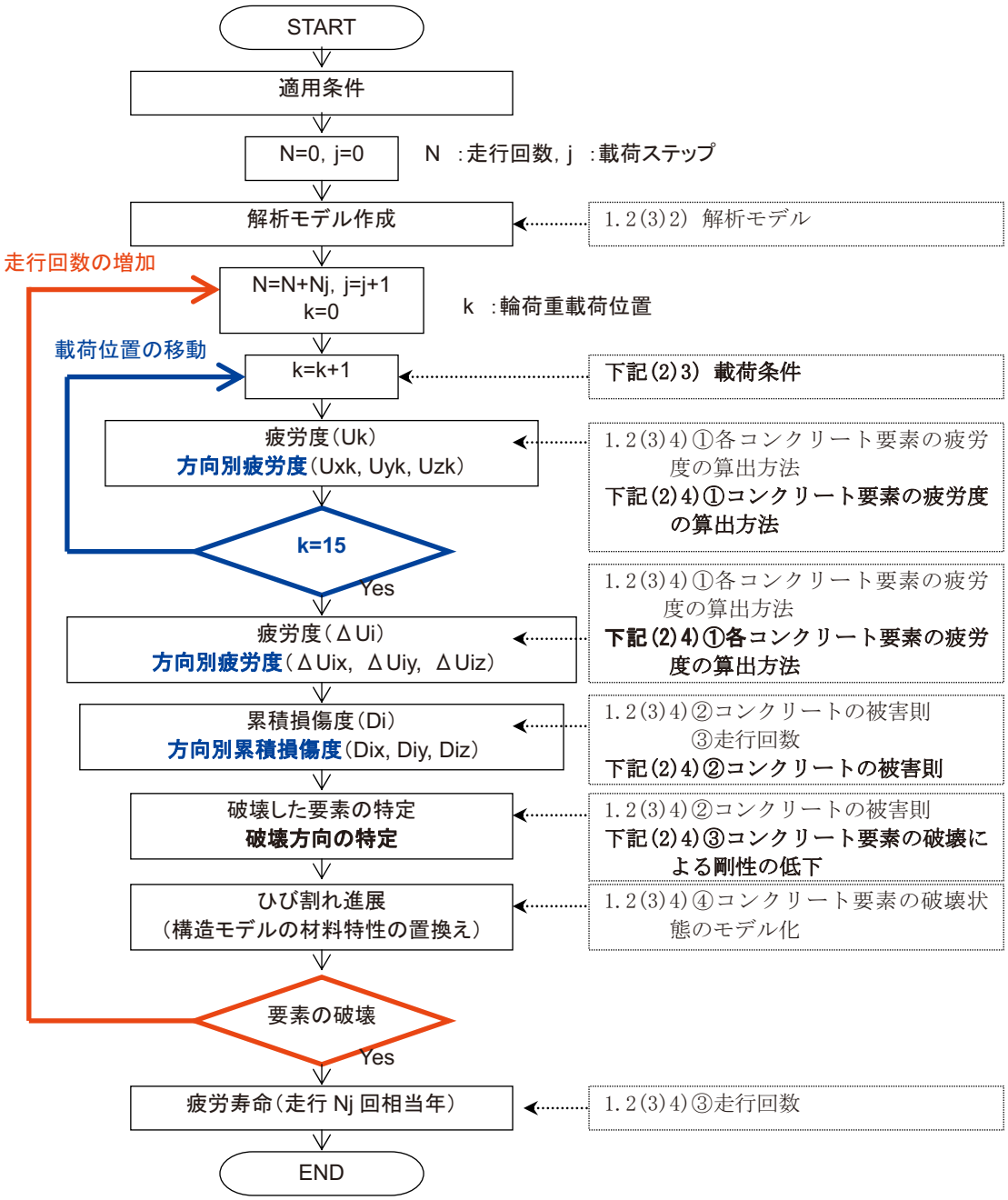

START
適用条件
N=0, j=0
N ：走行回数, j ：載荷ステップ
解析モデル作成
1.2(3)2) 解析モデル
走行回数の増加
N=N+Nj, j=j+1
k=0
k ：輪荷重載荷位置
載荷位置の移動
k=k+1
下記(2)3) 載荷条件
疲労度(Uk)
方向別疲労度(Uxk, Uyk, Uzk)
1.2(3)4)①各コンクリート要素の疲労度の算出方法
下記(2)4)①コンクリート要素の疲労度の算出方法
k=15
Yes
疲労度(ΔUi)
方向別疲労度(ΔUix, ΔUiy, ΔUiz)
1.2(3)4)①各コンクリート要素の疲労度の算出方法
下記(2)4)①各コンクリート要素の疲労度の算出方法
累積損傷度(Di)
方向別累積損傷度(Dix, Diy, Diz)
1.2(3)4)②コンクリートの被害則
③走行回数
下記(2)4)②コンクリートの被害則
破壊した要素の特定
破壊方向の特定
1.2(3)4)②コンクリートの被害則
下記(2)4)③コンクリート要素の破壊による剛性の低下
ひび割れ進展
(構造モデルの材料特性の置換え)
1.2(3)4)④コンクリート要素の破壊状態のモデル化
要素の破壊
Yes
疲労寿命(走行 Nj 回相当年)
1.2(3)4)③走行回数
END

図-1.4.1　解析フロー図

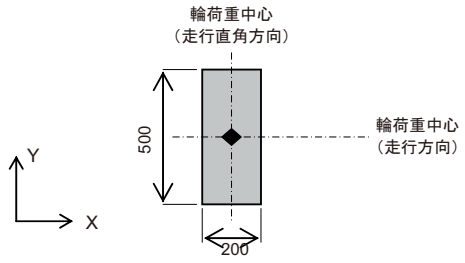
2）解析モデル

上記 1.2(3)2)と同様とする。

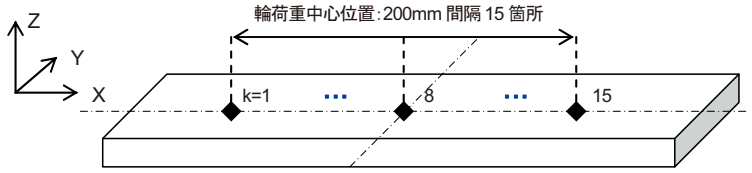
3）載荷条件

解析では、本研究で比較のための実床版の疲労試験を行った土木研究所の輪荷重走行試験の状況を再現して、輪荷重走行試験を模擬するため、15 箇所の載荷点を設け、それらを図-1.4.2 に示すケース 1→2→3→4→5→…というように、荷重載荷位置の移動を繰返して、載荷ごとの応答値を累積していく。

載荷荷重の設置範囲を幅 500mm, 長さ 200mm の矩形とし、この範囲で等分布させる。床版中央の輪荷重走行範囲において、200mm 間隔 15 箇所で順次載荷する。輪荷重は 157kN とする。



(a)　等分布荷重の分布範囲（車輪の接地範囲）



(b)　輪荷重中心位置（k=1～15）

図-1.4.2　荷重条件

4）コンクリート要素の破壊

①各コンクリート要素の疲労度の算出方法

破壊による剛性低下方向の判定は、荷重位置 k のときに要素 i に生じる疲労度は、方向性を考慮し、式-1.4.1 のとおりとする（以下「方向別疲労度」という。）。

$$U = \frac{1}{2}\sigma_{11}\varepsilon_{11} + \frac{1}{2}\sigma_{22}\varepsilon_{22} + \frac{1}{2}\sigma_{33}\varepsilon_{33} = \frac{1}{2E}\sigma_{tk}^{2} \qquad \text{（式-1.4.1）}$$

$$\begin{cases} \sigma_{i11\,k} \geq 0\,,\ \ \sigma_{i22\,k} \geq 0\,,\ \ \sigma_{i33\,k} \geq 0 & \text{（注，引張主応力≧0）} \\ \varepsilon_{i11\,k} \geq 0\,,\ \ \varepsilon_{i22\,k} \geq 0\,,\ \ \varepsilon_{i33\,k} \geq 0 & \text{（注，引張主ひずみ≧0）} \end{cases}$$

ここに、 k ：輪荷重モデルの載荷位置

U_{ik} ：要素 i に生じる疲労度（N/mm²）

σ_{i11k}，σ_{i22k}，σ_{i33k} ：要素 i に生じる主応力（N/mm²）

ε_{i11k}， ε_{i22k}， ε_{i33k} ：要素 i に生じる主応力方向の主ひずみ

$$\begin{cases} \varepsilon_{i11k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i11k} - \nu\left(\sigma_{i22k} + \sigma_{i33k}\right)\right) \\ \varepsilon_{i22k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i22k} - \nu\left(\sigma_{i33k} + \sigma_{i11k}\right)\right) \\ \varepsilon_{i33k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i33k} - \nu\left(\sigma_{i11k} + \sigma_{i22k}\right)\right) \end{cases}$$

式-1.4.1により算出した、各荷重条件に対する方向別疲労度の最大値と最小値を抽出し、それらの差から、輪荷重1回走行時の方向別疲労度を算出する。

$$\begin{cases} \Delta U_{ix|j} = Max\left(U_{ix|j}\right) - Min\left(U_{ix|j}\right) & \text{(式-1.4.2)} \\ \Delta U_{iy|j} = Max\left(U_{iy|j}\right) - Min\left(U_{iy|j}\right) & \text{(式-1.4.3)} \\ \Delta U_{iz|j} = Max\left(U_{iz|j}\right) - Min\left(U_{iz|j}\right) & \text{(式-1.4.4)} \end{cases}$$

ここに、$\Delta U_{ix|j}$， $\Delta U_{iy|j}$， $\Delta U_{iz|j}$ ：輪荷重1回走行に対する方向別疲労度（N/mm²）

$Max\left(U_{ix|j}\right)$， $Min\left(U_{ix|j}\right)$：輪荷重1回走行時の $U_{ix|k}$ の最大値，最小値（N/mm²）

$Max\left(U_{iy|j}\right)$， $Min\left(U_{iy|j}\right)$：輪荷重1回走行時の $U_{iy|k}$ の最大値，最小値（N/mm²）

$Max\left(U_{iz|j}\right)$， $Min\left(U_{iz|j}\right)$：輪荷重1回走行時の $U_{iz|k}$ の最大値，最小値（N/mm²）

j ：解析ステップ数

②コンクリートの被害則

コンクリートの被害則は、1.2(4)3)②と同様に、疲労度が疲労強度に及ぼす影響は不明のため、便宜的に8乗の対数則に従うものと仮定している。

載荷ステップ 終了時の要素 の方向別累積損傷度Dは、式-1.4.5により定義する。

コンクリート要素の累積損傷度が1に達した場合、XYZ方向のうちで最も累積が大きい方向をひび割れたものとする。

$$\left.\begin{array}{l} D_{ix|j} = D_{iy|j-1} + n_j \Delta U_{ix} \\ D_{iy|j} = D_{iy|j-1} + n_j \Delta U_{iy} \\ D_{iz|j} = D_{iz|j-1} + n_j \Delta U_{iz} \end{array}\right\} \text{(式-1.4.5)}$$

ここに、$D_{ix|j}$， $D_{iy|j}$， $D_{iz|j}$ ：方向別累積損傷度（N/mm²）

$U_{ix|j-1}$， $U_{iy|j-1}$， $U_{iz|j-1}$ ：これまでの方向別疲労指数（N/mm²）

n_j ：本載荷ステップの走行回数（回）

$\Delta U_{ix|j}$， $\Delta U_{iy|j}$， $\Delta U_{iz|j}$ ：輪荷重1回走行に対する方向別疲労度（N/mm²）

③走行回数

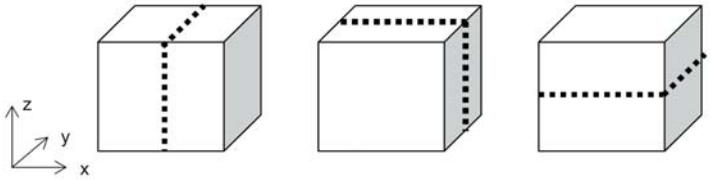
上記 1.2(3)4)③と同様である。

④コンクリート要素の破壊による剛性の低下

・コンクリート要素の累積損傷度が 1 に達した場合、XYZ 方向のうちで最も累積が大きい方向に直角な断面がひび割れたものとして、その累積方向の剛性のみ低下させる。例えば、x 方向に疲労が蓄積された場合は、図-1.4.3～5 に示す破壊判定タイプ-x となる。

・剛性を低下させた要素は、それまでの累積損傷度が解放されるとし、累積損傷度及び方向別疲労指数を 0 とする。その後剛性が低下していない方向についてのみ，輪荷重の走行に対して疲労被害を累積し、3 方向（3 回）までそれぞれに対して破壊判定する方法とした。これは、実際のひび割れ近傍では、有限要素に相当する領域の変形はひび割れ開口によるものであり、破壊判定面に垂直な方向にはコンクリートにひずみは生じないと仮定したことによる。

・コンクリートの破壊による剛性の低下率は、表-1.4.1～8 のとおり、ヤング係数 E 及びせん断弾性係数 G を 1/10 に低減することによってモデル化する。これは、コンクリートが繰返荷重により疲労すると、骨材やセメント等の組織のゆるみやひび割れなどが複合的に生じ、ある領域のヤング係数やせん断弾性係数が低下すると考えたものである。したがってここでは、各方向別に疲労による要素の破壊状態における挙動を、コンクリート要素の破壊による剛性の低下としてモデル化することにした。なお、要素破壊の前後でポアソン比は変えないこととしている。



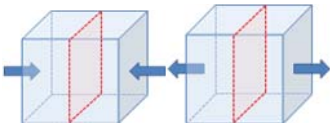
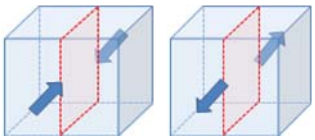
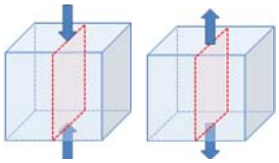
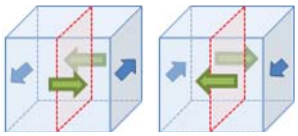
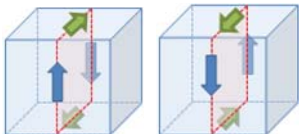
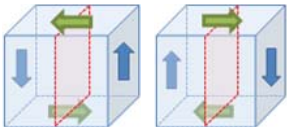
(a)　タイプ-x　　(b)　タイプ-y　　(c)　タイプ-z

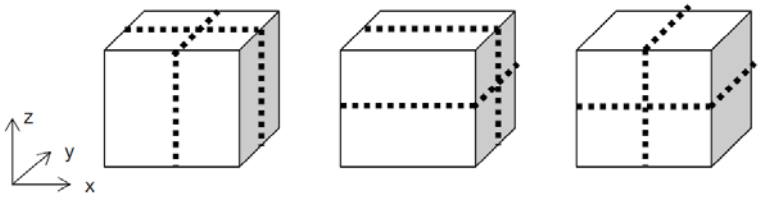
図-1.4.3　破壊判定タイプ（1 方向ひび割れ）

表-1.4.1　破壊判定タイプ別の剛性低下率（1 方向ひび割れ）

	タイプ-x			タイプ-y			タイプ-z		
ヤング係数	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	$E_c/10$	E_c	E_c	E_c	$E_c/10$	E_c	E_c	E_c	$E_c/10$
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	G/10	G	G/10	G/10	G/10	G	G	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν

表-1.4.2　破壊判定タイプごとの剛性低下と方向別低減率（タイプ x の例）

	タイプ-x		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	○：低減なし	○：低減なし
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	○：低減なし	×：1/10 に低減



(a)　タイプ-xy　　(b)　タイプ-yz　　(c)　タイプ-zx

図-1.4.4　破壊判定タイプ（2 方向ひび割れ）

表-1.4.3　破壊判定タイプ別の剛性低下率（2 方向ひび割れ）

	タイプ-xy			タイプ-yz			タイプ-zx		
ヤング係数	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	$E_c/10$	$E_c/10$	E_c	E_c	$E_c/10$	$E_c/10$	$E_c/10$	E_c	$E_c/10$
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν

表-1.4.4　破壊判定タイプｘｙの剛性低下と方向別低減率

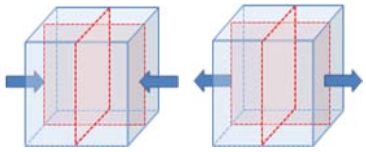
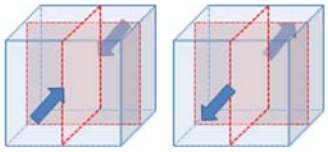
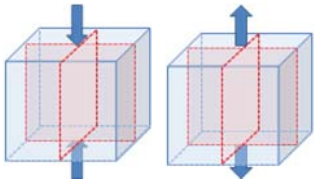
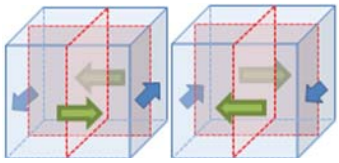
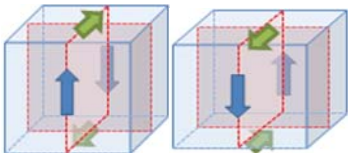
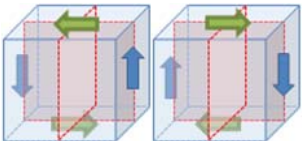
	タイプ-ｘｙ		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	○：低減なし
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

表-1.4.5　破壊判定タイプｙｚの剛性低下と方向別低減率

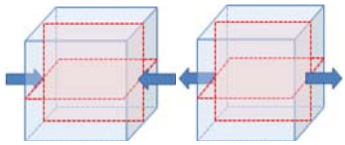
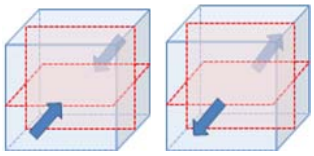
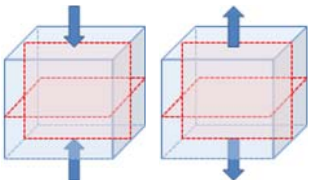
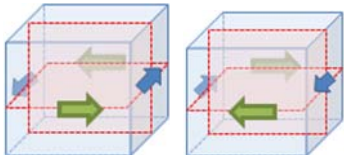
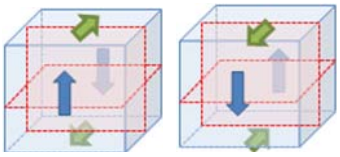
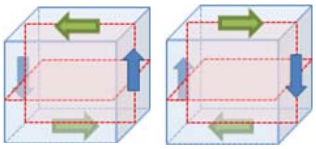
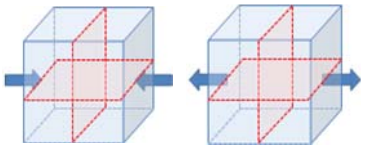
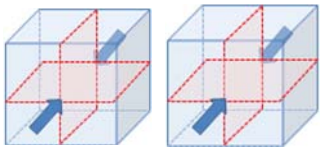
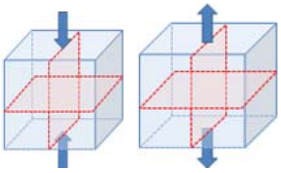
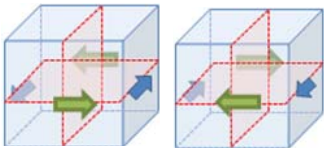
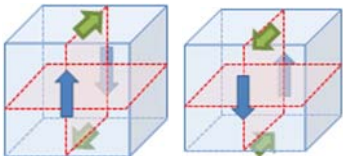
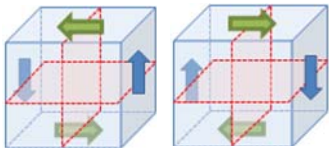
	タイプ-ｙ ｚ		
	x	y	z
ヤング係数	 ○：低減なし	 ×：1/10 に低減	 ×：1/10 に低減
	x-y	y-z	z-x
せん断弾性係数	 ×：1/10 に低減	 ×：1/10 に低減	 ×：1/10 に低減

表-1.4.6　破壊判定タイプｚｘの剛性低下と方向別低減率

	タイプ-ｚ ｘ		
	x	y	z
ヤング係数	 ×：1/10 に低減	 ○：低減なし	 ×：1/10 に低減
	x-y	y-z	z-x
せん断弾性係数	 ×：1/10 に低減	 ×：1/10 に低減	 ×：1/10 に低減

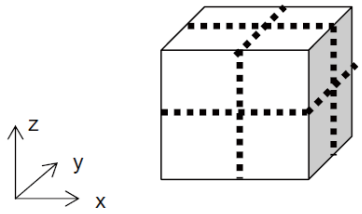
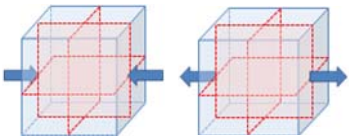
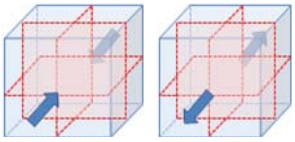
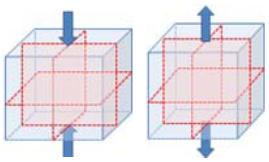
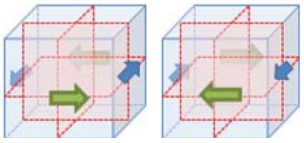
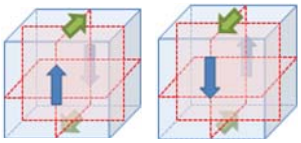
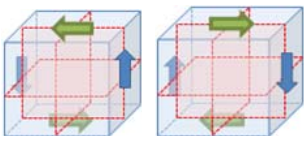


図-1.4.5　破壊判定タイプ（3 方向ひび割れタイプ-xyz）

表-1.4.7　破壊判定タイプ別の剛性低下率（3 方向ひび割れ）

	タイプ-xyz		
ヤング係数	x	y	z
	$E_c/10$	$E_c/10$	$E_c/10$
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
	G/10	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν

表-1.4.8　破壊判定タイプｘｙｚの剛性低下と方向別低減率

	タイプ-ｘｙｚ		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

(3) 解析結果の例

図-1.4.6, 図-1.4.9 及び図-1.4.12 に輪荷重走行試験で破壊に至った後の床版下面及び断面のひび割れ状況を、図-1.4.7, 図-1.4.10 及び図-2.1.13 に解析における載荷解析ステップごとの要素の破壊状況を示す。なお、要素内に縦線「｜」または横線「－」がある要素ではそれと直行する方向に要素が破壊したことを示す。また、「×」は水平方向の破壊を示す。さらに「＋」は「｜」と「－」の両方、「＊」は全ての方向が破壊したことを示す。

このように標記することで、移動載荷に伴うコンクリート各部の破壊を、損傷進行段階ごとに図示することが可能である。

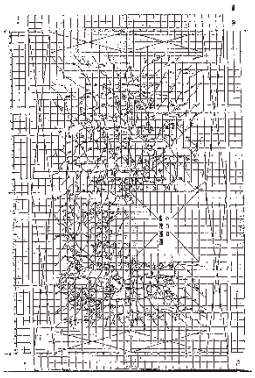


図-1.4.6　試験後のひび割れ状況（床版下面）

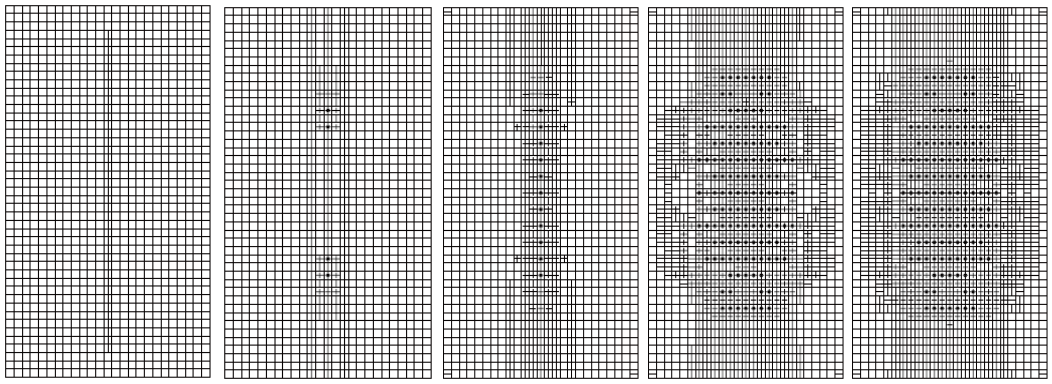


図-1.4.7 損傷進展（床版下面）

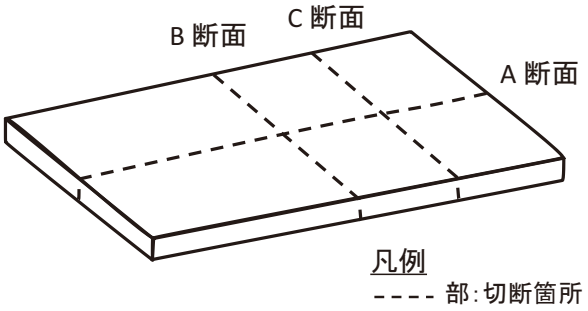


図-1.4.8　断面表示位置

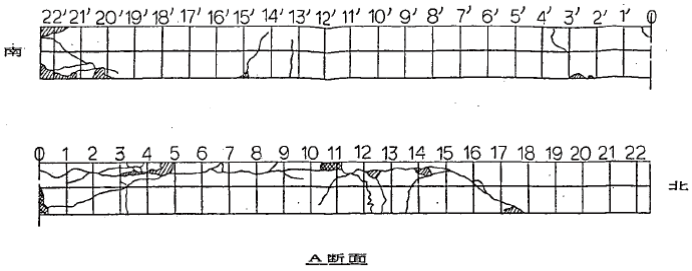
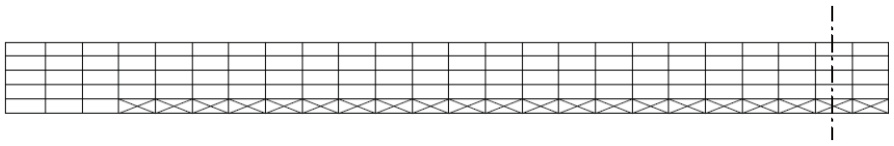
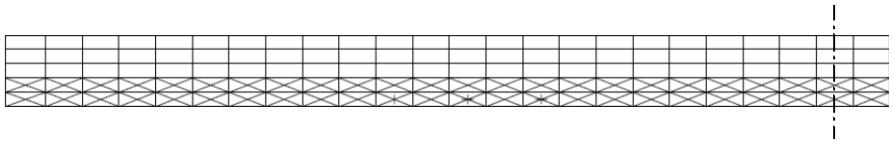


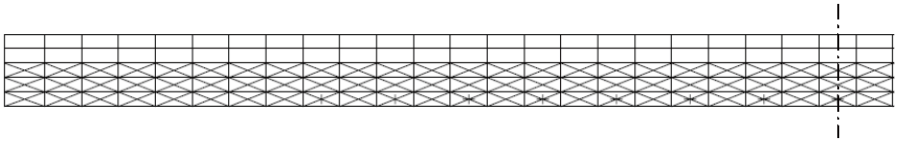
図-1.4.9　実験結果（A 断面）



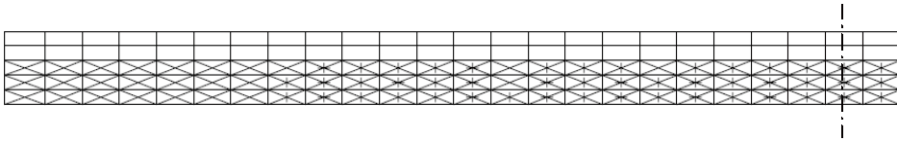
1)20 ステップ



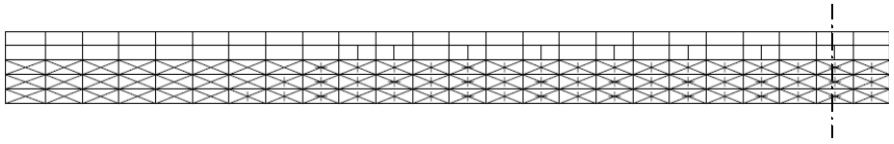
2)100 ステップ



3)200 ステップ



4)800 ステップ



5)1000 ステップ

図-1.4.10　解析結果 A 断面（３方向）

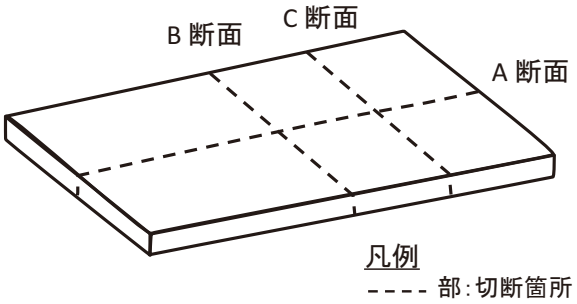


図-1.4.11　断面表示位置

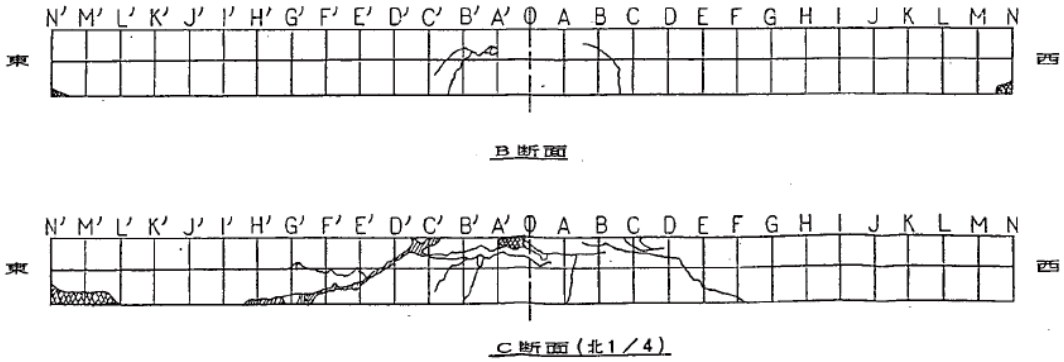
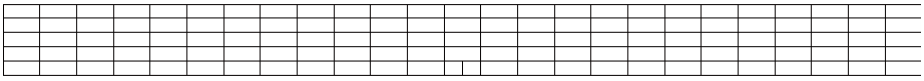
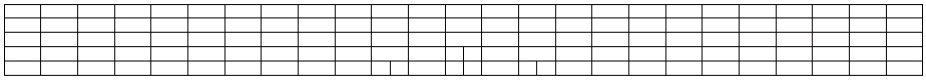


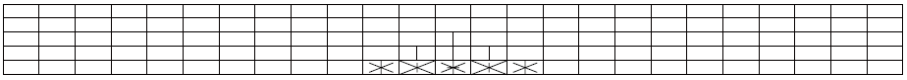
図-1.4.12　実験結果(B,C 断面)



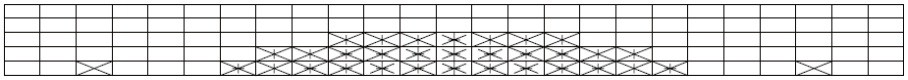
1)20 ステップ



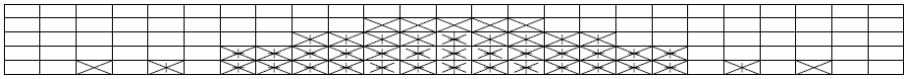
2)100 ステップ



3)200 ステップ



4)800 ステップ



5)1000 ステップ

図-1.4.13　解析結果　B 断面（３方向）

1章　参考文献

1. 1）玉越隆史，大久保雅憲，市川明広，武田達也：橋梁の架替に関する調査結果（Ⅳ），国土技術政策総合研究所資料，第 444 号，2008.4.

1. 2)(社)土木学会鋼構造委員会道路橋床版の合理化検討小委員会,道路橋床版の要求性能と維持管理技術,2008.6.

1. 3）松井繁之,道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究,大阪大学大学院博士論文,昭和 59 年 11 月

1. 4）藤山知加子，商峰，櫻井伸彰，前川宏一：直接経路積分法に基づく鋼コンクリート合成床版の疲労寿命推定と損傷モード,土木学会論文集Ａ Vol.66,No.1,106-116,2010.3.

1. 5）藤山知加子，櫻井信彰，中山逸人，前川宏一：鋼コンクリート境界面特性が合成床版疲労破壊機構に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，2010.

1. 6）国土技術政策総合研究所，大阪大学大学院，大阪工業大学，九州工業大学，日本橋梁建設協会：道路橋床版の疲労耐久性に関する研究，国交省国総研共同研究報告書，第 472 号，2008.8.

1. 7) コンクリート標準示方書(2012 年制定)[設計編:標準], 土木学会コンクリート委員会, 2012.3.

第 2 章　コンクリート系床版の疲労耐久性評価手法の検証

2.1 解析手法の妥当性及び適用範囲の確認

1.2～1.4 に記述したコンクリート系床版の疲労耐久性評価手法（すべての方向について同様の破壊則に基づいて剛性を低下させる破壊方法の考え方）の妥当性及び適用範囲について確認するため、上記手法を用いた解析結果と、旧土木研究所及び国立大学法人大阪大学で行われたＲＣ床版供試体における輪荷重走行試験結果を比較する。

(1) 検討ケース

対象とする床版は、表-2.1.1 に示す輪荷重走行試験を実施した床版供試体 No.1 から No.7 とする。供試体 No.1～6 は、輪荷重を一定とした載荷（以下「一定荷重走行」という。）試験、供試体 No.7 は同試験機により走行回数が多くなるに従い段階的に載荷荷重を大きくすることにより劣化を促進させる階段状荷重漸増載荷（以下「階段載荷」という。）試験が行われたものである。荷重載荷方法を図-2.1.1 に示す。

供試体 No.1～4 及び 7 は、（独）土木研究所の輪荷重走行試験機（当時建設省土木研究所）を用い、供試体 No.5,6 は大阪大学の輪荷重走行試験機を用いてそれぞれ試験を行った。

供試体 No.1～3 は、1964(昭和 39)年改定の道路橋示方書に準じて製作した供試体を対象として、異なる載荷荷重が作用した場合に解析で評価される疲労寿命が異なることを確認する。

供試体 No.4 は、1973(昭和 48)年に改定された道路橋床版に準じて製作した供試体であり、供試体 No.1～3 とは適用示方書が異なるため、版厚、配筋量及びコンクリート圧縮強度が異なる。従来示方書で行われてきた配筋量の増加措置による疲労耐久性の違いについて検討する。

供試体 No.5,6 は供試体 No.1～3 と床版支間が異なる供試体である。このため、供試体 No.4,5 を対象とした解析では、試験と同じ荷重を載荷させ、床版支間の相違が解析結果から推定される結果の違いを検討する。なお、供試体 No.5,6 の実験では、輪荷重走行試験機が異なっており、諸元に示した平面寸法以外にも、載荷板の形状や大きさ、接地圧特性などの細部で条件が異なる。このため、繰返回数や載荷荷重による単純な比較はできない面がある。ここでは、解析結果と実験結果の比較検討においては主として定性的な傾向について評価することから、詳細を厳密には反映していない。

供試体 No.7 は、1996(平成 8)年（現行設計規準と同じ）改定の道路橋示方書に準じた設計により製作された床版供試体である。本研究では、RC8n1 を検討対象とした。

表-2.1.1　対象とする床版

供試体		適用示方書	載荷荷重 (kN)	寸法(mm) (厚さ*幅*長さ)	支間長 (mm)	備考
1	S39-3	1964(昭和39)年	105	190*2800*4500	2500	基本のケース
2	S39-4		196			a)荷重の違い
3	S39-5		167			
4	S47	1973(昭和48)年	210	200*2800*4500	2500	b)基準の違い
5	N1(S47)*1		210	180*2000*3000	1800	c)供試体寸法の違い
6	DR1(S39)*2	1964(昭和39)年	142	190*2000*3000		
7	RC8n1	1998(平成8)年	階段載荷	250*2800*4500	2500	b)基準の違い

*1 参考文献2.3)

*2 参考文献2.4)

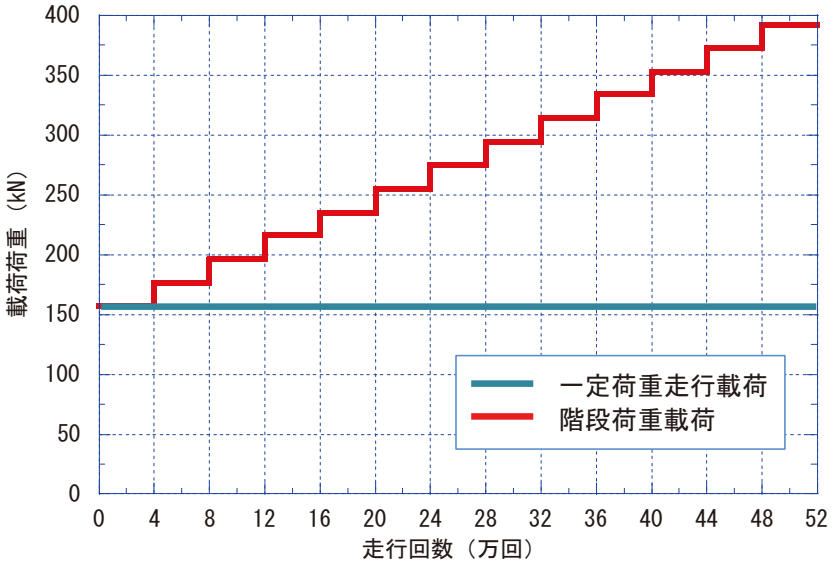
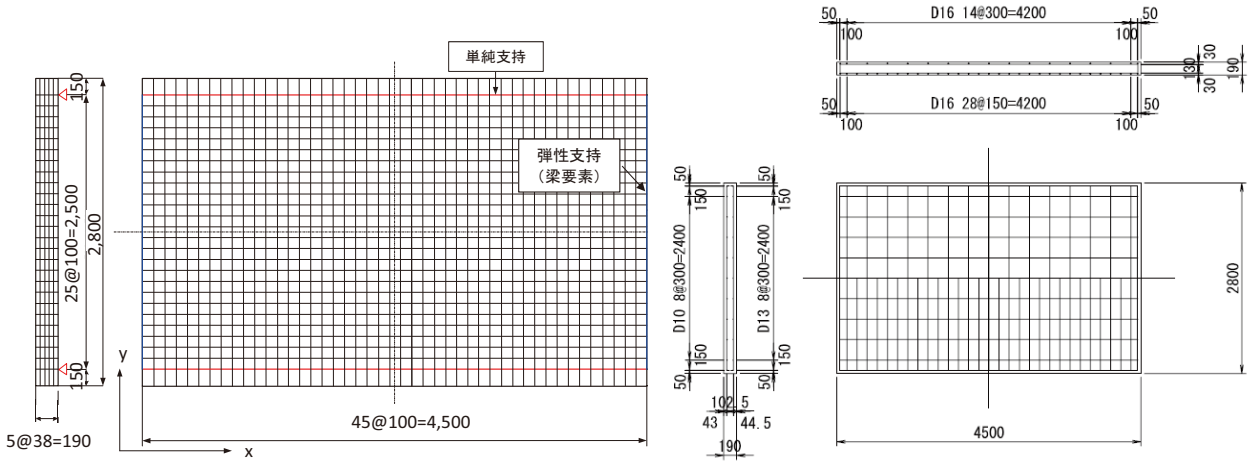


図-2.1.1 荷重載荷方法

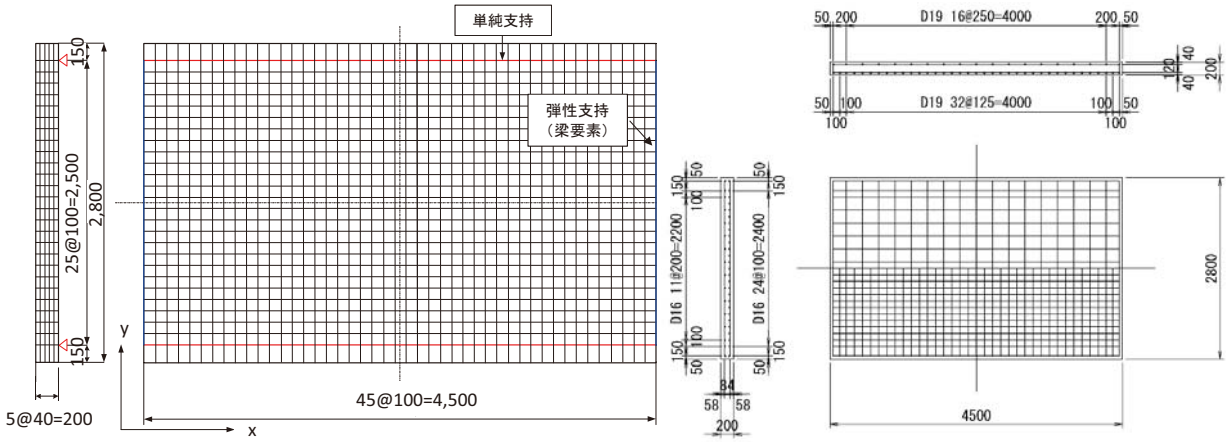
(2) 解析モデル

解析モデルは、床版をソリッドモデルとし、100mm×100mm 程度の大きさの要素に分割する。鉄筋は埋め込み要素とする。コンクリート要素の解析モデル図を図-2.1.2 に、要素分割の断面を図-2.1.3 に、材料の物理定数と諸元を表-2.1.2 に示す。荷重と支持条件は実験と同じであり、長辺は単純支持、短辺は弾性支持とした。荷重載荷位置は図-2.1.4 及び表-2.1.3 に示す。



コンクリート要素　　鉄筋要素

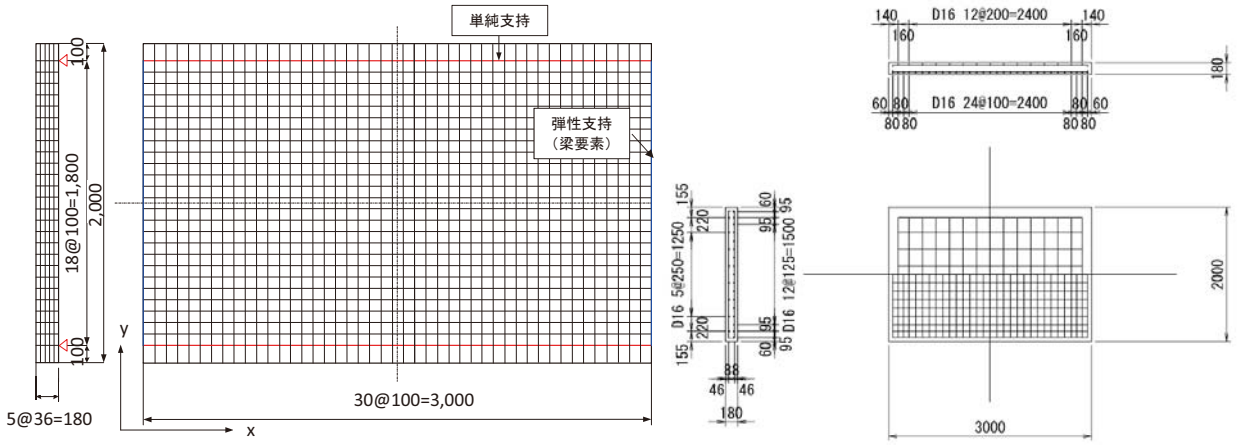
(a) 供試体 No.1～3



コンクリート要素　　鉄筋要素

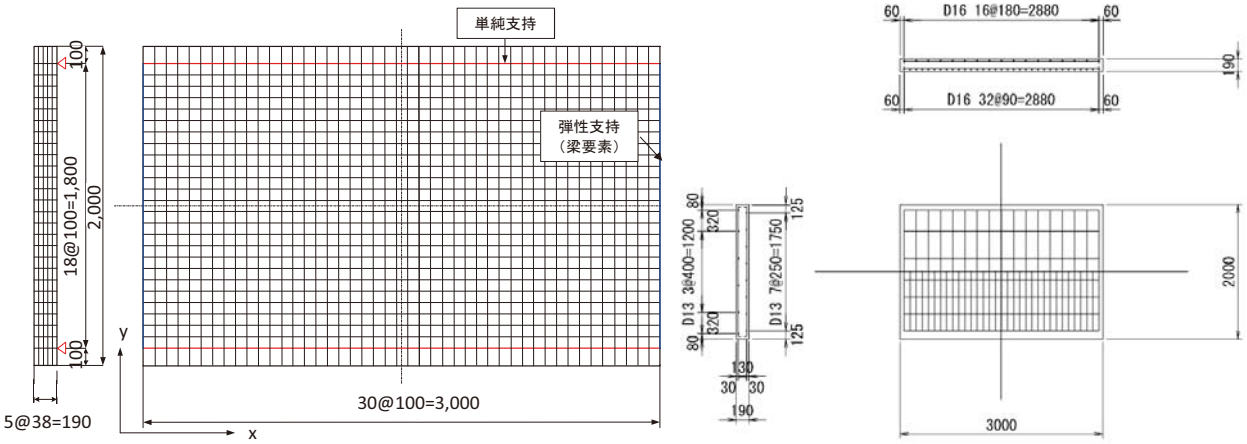
(b) 供試体 No.4

図-2.1.2(1)　要素分割



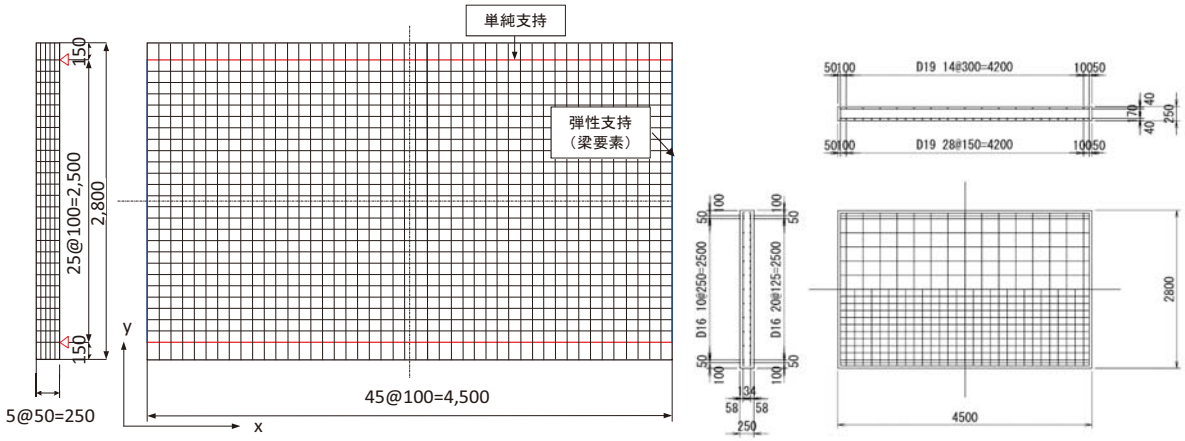
コンクリート要素　　鉄筋要素

（c）供試体 No.5



コンクリート要素　　鉄筋要素

（d）供試体 No.6



コンクリート要素　　鉄筋要素

（e）供試体 No.7

図-2.1.2(2)　要素分割

要素分割の部分を図-2.1.3 に示す。床版の版厚はそれぞれのケースで異なるが、いずれも版厚を 5 層に等分し、上面から 2 層目及び 4 層目に主鉄筋及び配力筋をそれぞれ配置している。

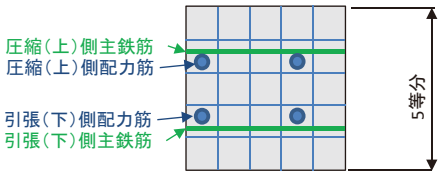
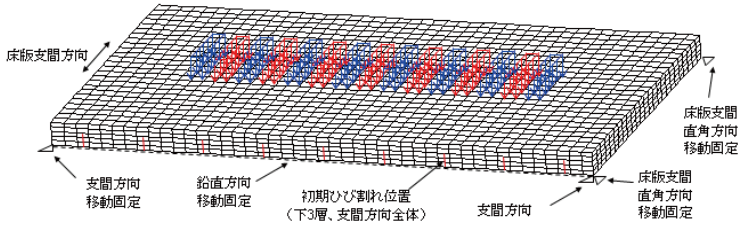
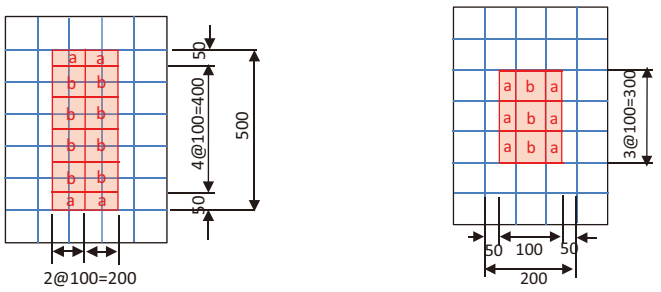


図-2.1.3　要素分割の部分

荷重の載荷位置を図-2.1.4 に示す。荷重は幅 500mm 又は 300mm、長さ 200mm の着色部分に載荷した。橋軸方向に 15 箇所の移動載荷とした。破壊基準、疲労被害則の考え方は 1.4 で記述したとおりである。



(a)荷重載荷位置



(b) 供試体 No.1～4,7 の荷重分布　　(c)供試体 No.5,6 の荷重分布

図-2.1.4　移動荷重載荷方法

表-2.1.2　材料の物理定数と諸元

供試体		コンクリート					鉄筋（下側）		鉄筋（上側）	
		圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	せん断弾性係数 (kN/mm²)	ﾎﾟｱｿﾝ比	主鉄筋	配力筋	主鉄筋	配力筋
1	S39-3	13.6	1.44	16.2	7.04	0.191	D16@150	D13@300	D16@300	D10@300
2	S39-4	29.7	2.69	23.9	10.40	0.172	D16@150	D13@300	D16@300	D10@300
3	S39-5	31.1	2.49	23.4	10.20	0.170	D16@150	D13@300	D16@300	D10@300
4	S47	29.9	2.92	23.1	10.00	0.184	D19@125	D16@100	D19@250	D16@200
5	N1(S47)	54.2	3.29	27.9	12.10	0.200	D16@100	D16@125	D16@200	D16@250
6	DR1(S39)	28.8	2.17	20.0	8.70	0.200	D16@90	D13@250	D16@180	D13@400
7	RC8n1	33.1	2.64	27.9	12.10	0.150	D19@150	D16@125	D19@300	D16@250

表-2.1.3　各要素に載荷する荷重

供試体		載荷荷重 (kN)	荷重要素 図-2.1.4 参照	X (mm)	Y (mm)	面積 (mm²)	荷重強度 (N/mm²)	荷重 (kN)
1	S39-3	105	a	100	50	5,000	1.050	5.250
			b	100	100	10,000	1.050	10.500
2	S39-4	167	a	100	50	5,000	1.670	8.350
			b	100	100	10,000	1.670	16.700
3	S39-5	196	a	100	50	5,000	1.960	9.800
			b	100	100	10,000	1.960	19.600
4	S47	210	a	100	50	5,000	2.100	10.500
			b	100	100	10,000	2.100	21.000
5	N1(S47)	210	a	50	100	5,000	3.500	17.500
			b	100	100	10,000	3.500	35.000
6	DR1(S39)	142	a	50	100	5,000	2.367	11.833
			b	100	100	10,000	2.367	23.667
7	RC8n1	階段載荷	a	100	50	5,000	1.570*	7.850*
			b	100	100	10,000	1.570*	15.700*

*：初期荷重

(3) 解析結果

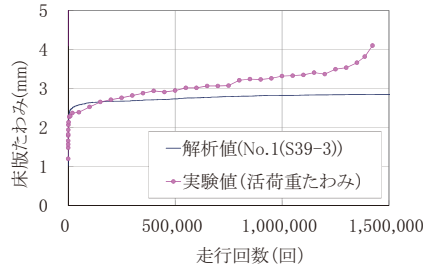
供試体 No.1～7 を解析し、床版たわみ、鉄筋ひずみの推移及び剛性低下要素の推移を示す。

なお、剛性低下した要素内に縦線「｜」または横線「－」がある要素ではそれと直行する方向に要素が破壊したことを示す。また、「×」は水平方向の破壊を示している。

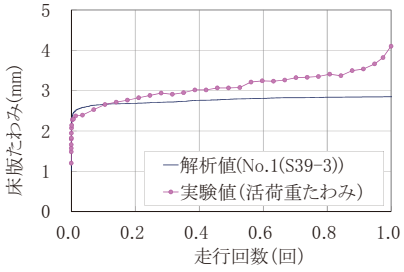
① 供試体 No.1（S39-3）

床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.5～図-2.1.7 に示す。図-2.1.5(b)の横軸は走行回数を輪荷重走行試験で破壊した走行回数で除した比を、図-2.1.6 の横軸は 1.2 節(3)4)③で定義した「走行回数 N」を換算回数としてそれぞれ表している。

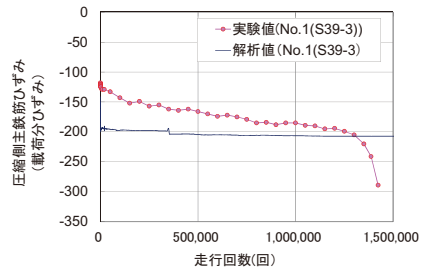
解析の結果、床版たわみ及び鉄筋ひずみは、走行回数の増加とともに徐々に増加しており、実験における傾向と概ね一致しているといえる。また、剛性低下範囲についても、走行回数が増えるごとに徐々に剛性低下範囲が増加し、かつその密度が増加しながら床版上面に拡がっていく傾向が得られた。これは、実際の道路橋床版や輪荷重走行試験の結果でみられるひび割れの進行傾向とも概ね一致する。たわみの絶対値は初期においては一致しているものの、2500 回を超えると実験値の増加程度と比較して解析値の増加程度の方が小さい。



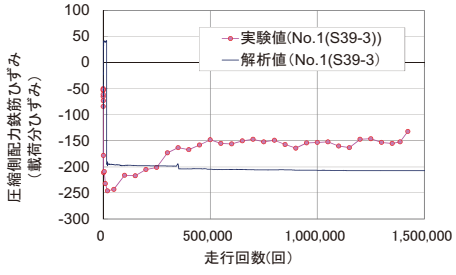
(a)載荷回数とたわみの関係



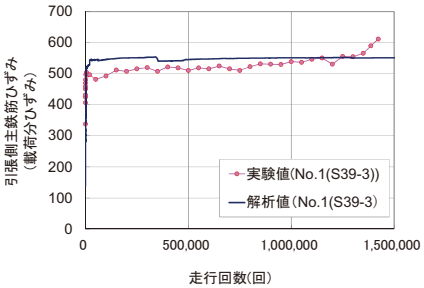
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



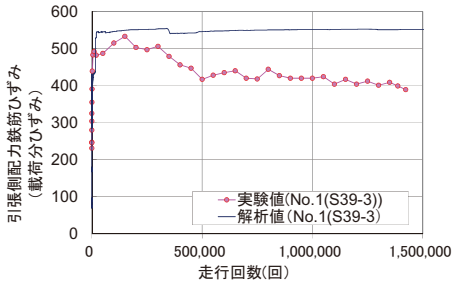
(c)圧縮(上)側主鉄筋



(d)圧縮(上)側配力筋

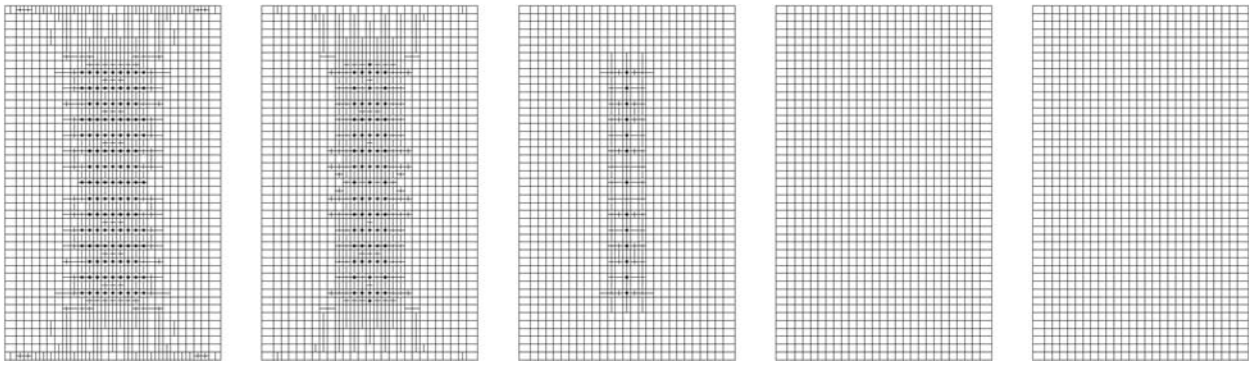


(e)引張(下)側主鉄筋

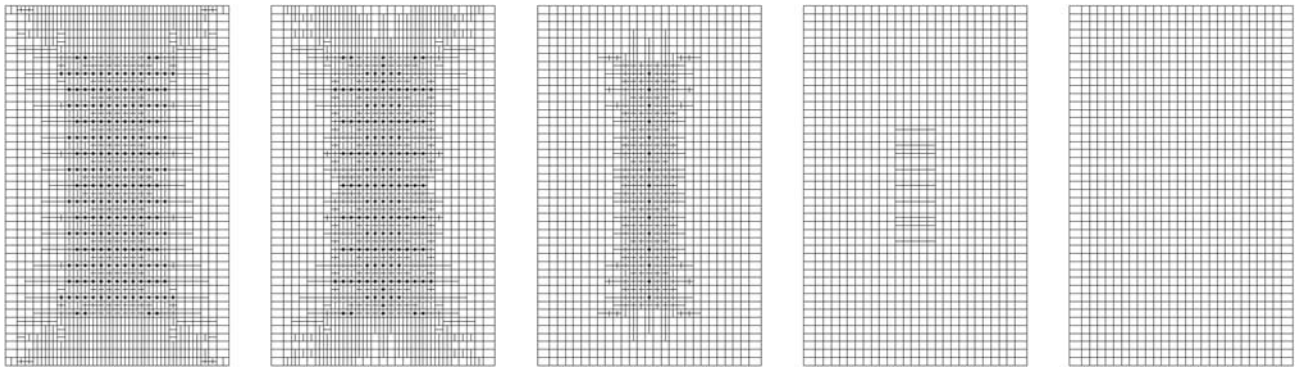


(f)引張(下)側配力筋

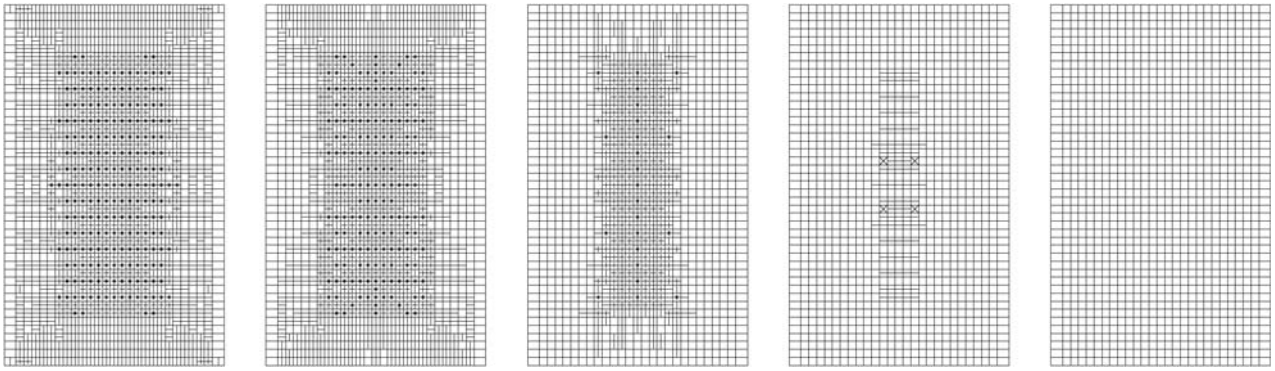
図-2.1.5　供試体 No.1(S39-4)の応答の推移（支間中央）



(a)　Step500　換算回数 0.078 回

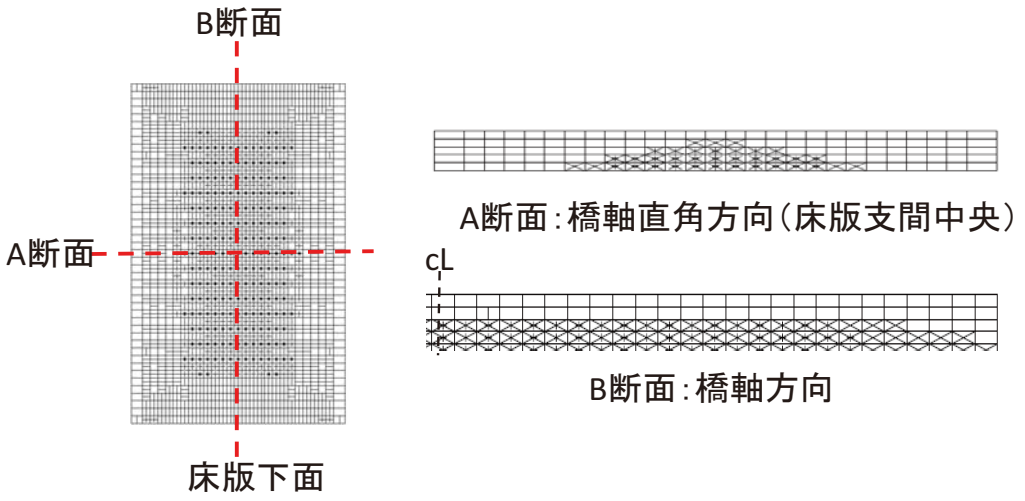


(b)　Step900　換算回数 397 回

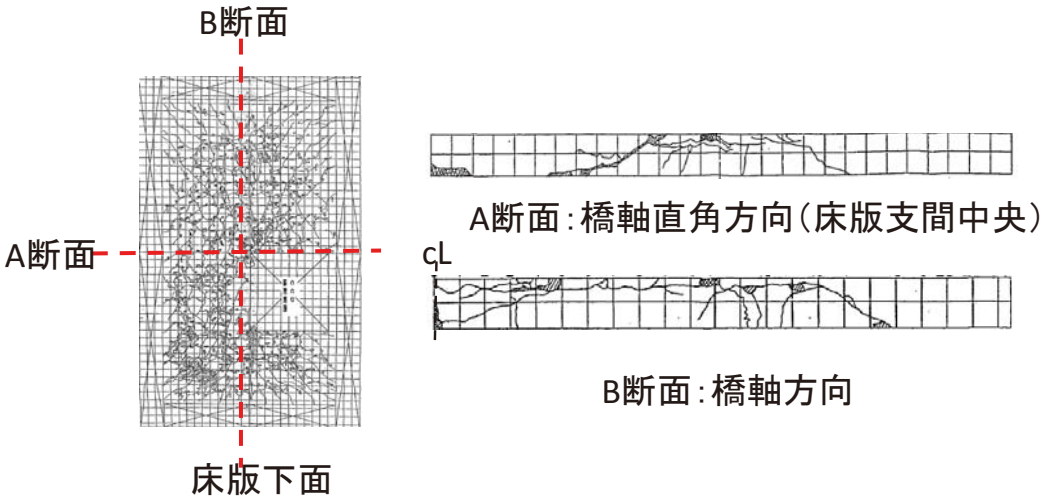


(c)　Step1100　換算回数 2,422 回

図-2.1.6 供試体 No.1(S39-3)剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果 (Step1,000 換算回数 2,422 回)

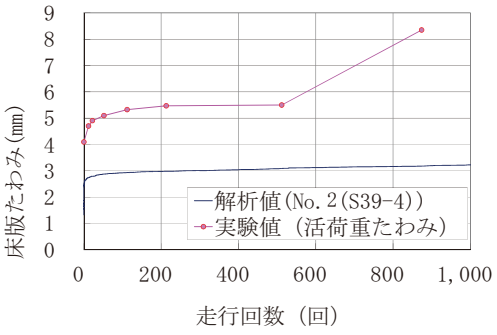


(b)　輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

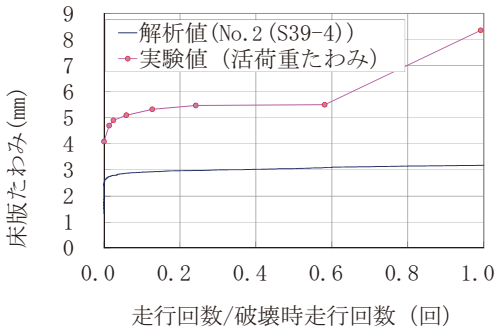
図-2.1.7 供試体 No.1(S39-3)剛性低下要素とひび割れ性状との関係

②供試体 No.2（S39-4）

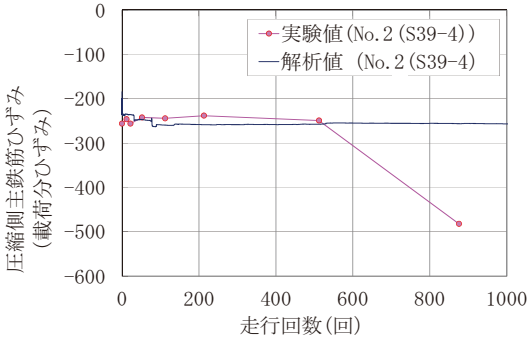
床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.8 から図-2.1.10 に示す。図-2.1.8(b)の横軸は、走行回数を輪荷重走行試験で破壊した走行回数で除した比で表している。これらの結果から、実験と解析の床版たわみ、鉄筋ひずみの増加傾向、ひび割れ性状と剛性低下範囲の関係は概ね一致しており、床版たわみの絶対値は初期値から合わないものの、損傷の進展に伴う耐荷力機構の変化はある程度再現できている可能性がある。



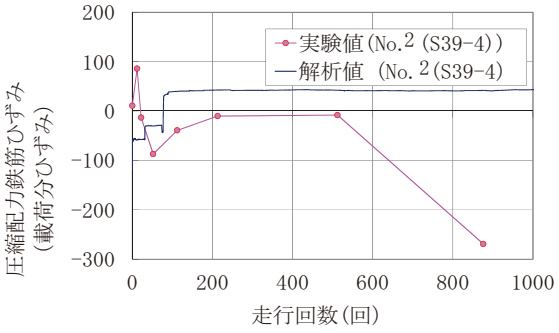
(a)載荷回数とたわみの関係



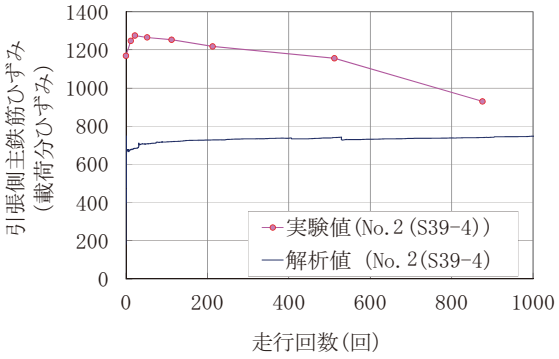
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



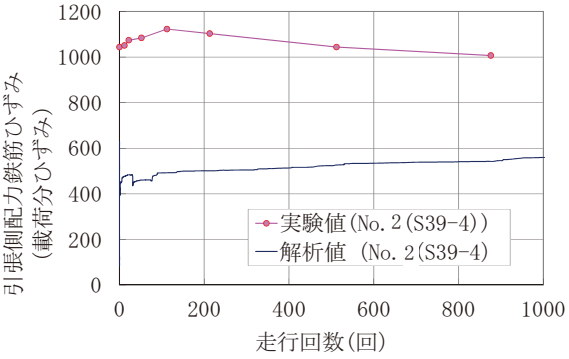
(c)圧縮(上)側主鉄筋



(d)圧縮(上)側配力筋

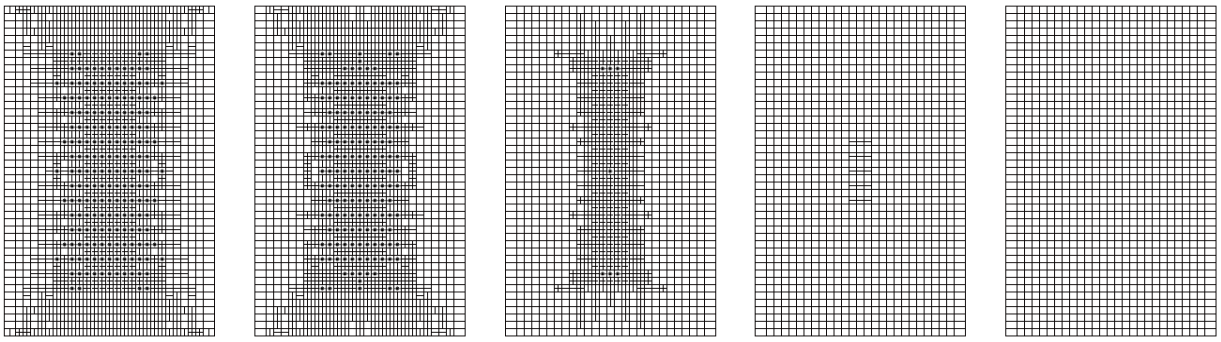


(e)引張(下)側主鉄筋

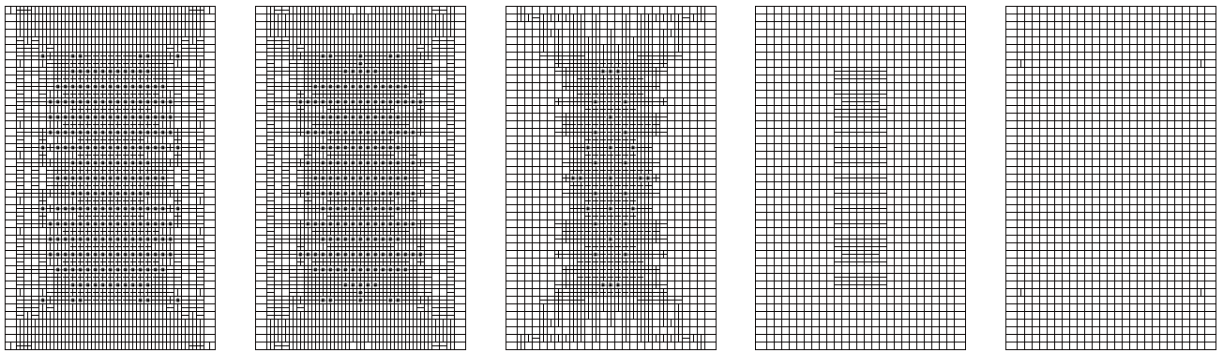


(f)引張(下)側配力筋

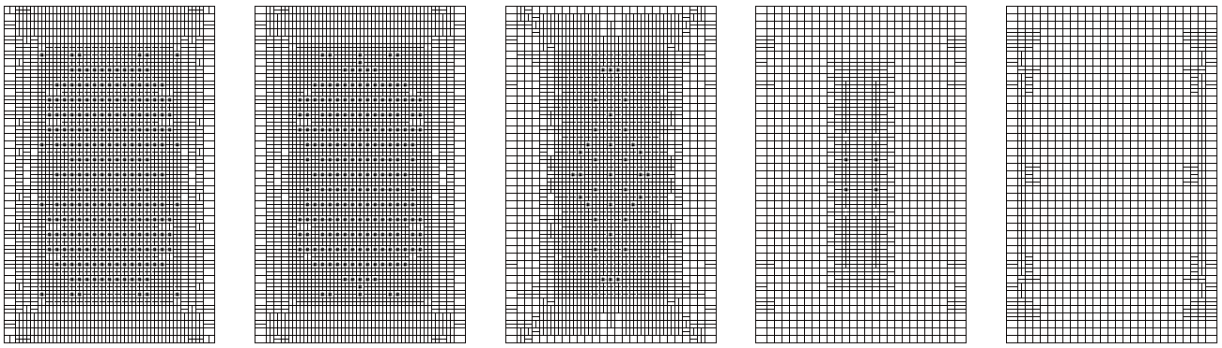
図-2.1.8　供試体 No.2(S39-4)の応答の推移（支間中央）



(a)　Step906　換算回数 109 回

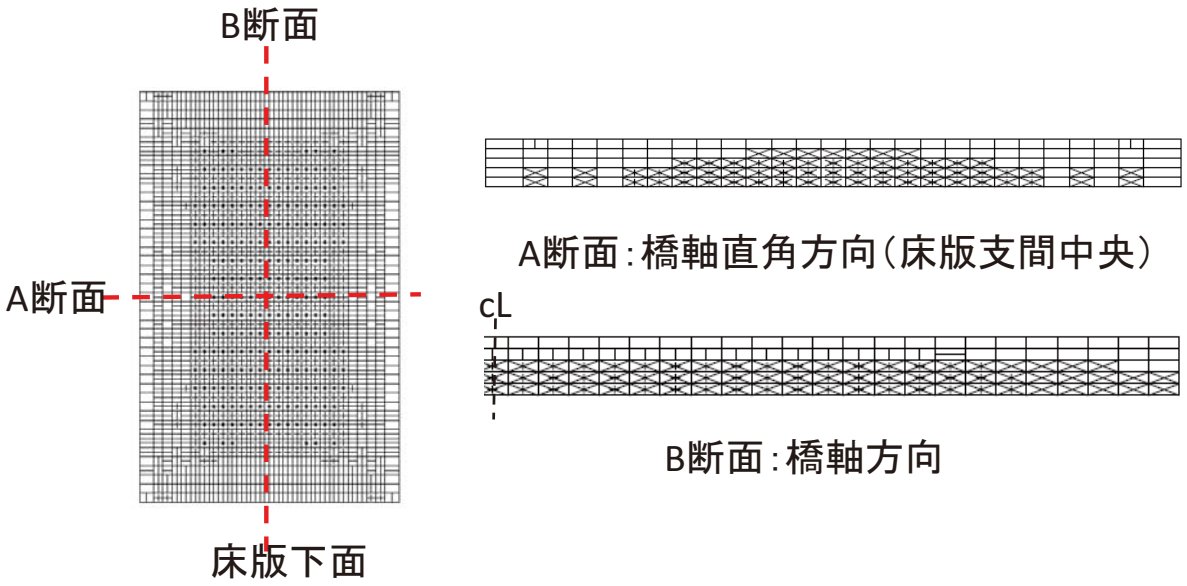


(b)　Step1256　換算回数 4,882 回

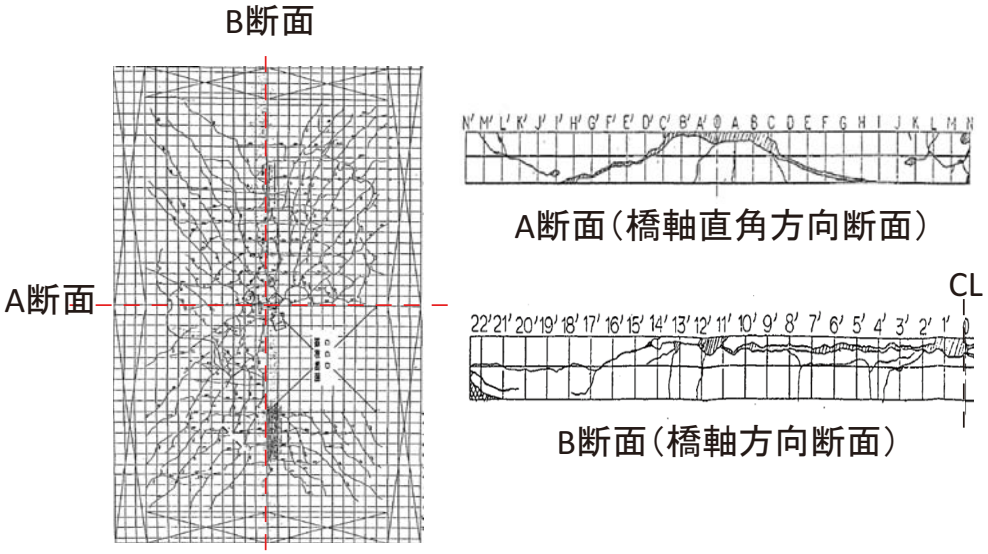


(c)　Step1592　換算回数 256,244 回

図-2.1.9 供試体 No.2(S39-4)剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果 (Step1592 換算回数 109 回)

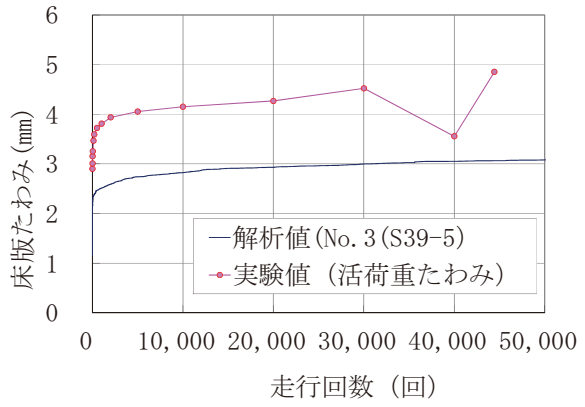


(b)輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

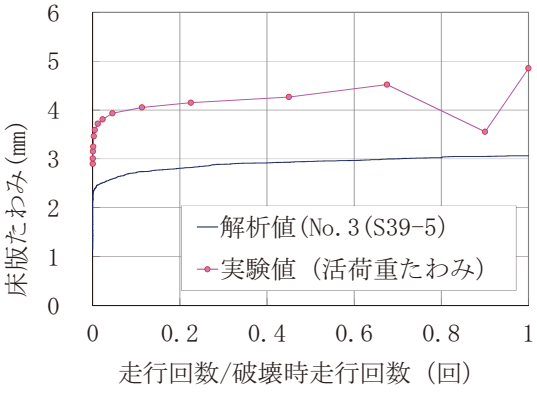
図-2.1.10 供試体 No.2(S39-4)剛性低下要素とひび割れ性状との関係

③供試体 No.3(S39-5)

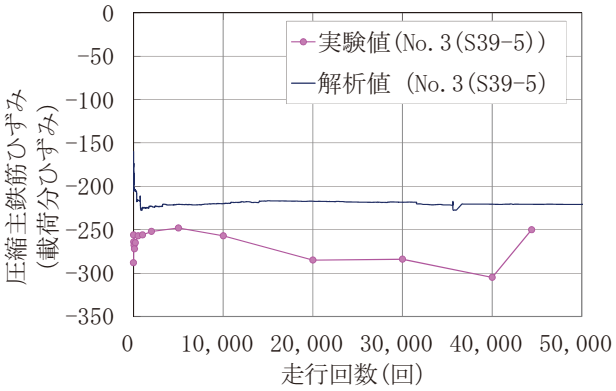
床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.11 及び図-2.1.12 に示す。図-2.1.11(b)の横軸は、走行回数を輪荷重走行試験で破壊した走行回数で除した比で表している。これらの結果から、実験と解析の床版たわみ、鉄筋ひずみの増加傾向、ひび割れ性状と剛性低下範囲の関係は概ね一致しており、床版たわみの絶対値は初期値から合わないものの、損傷の進展に伴う耐荷力機構の変化はある程度再現できている可能性がある。



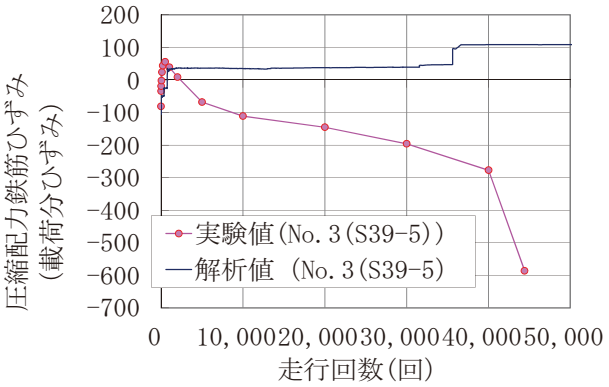
(a)載荷回数とたわみの関係



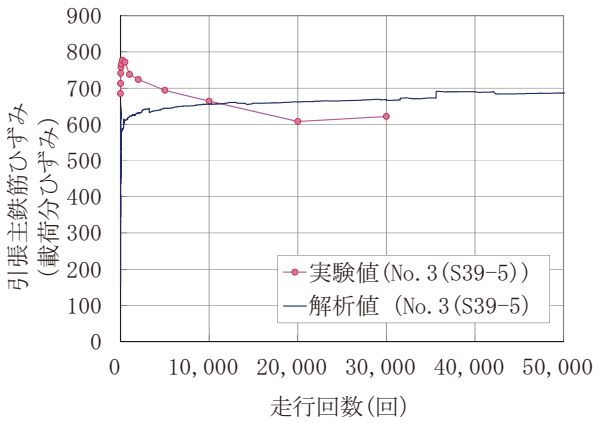
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



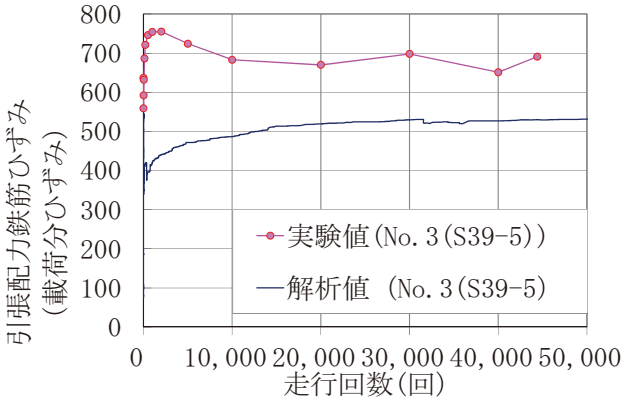
(c)圧縮(上)側主鉄筋



(d)圧縮(上)側配力筋

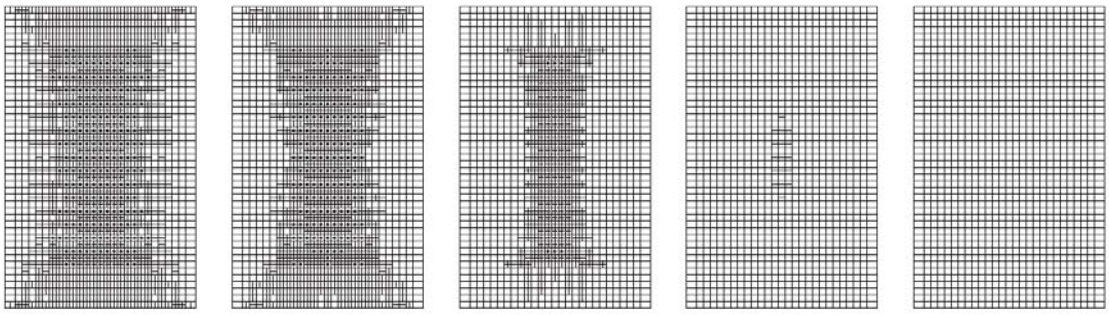


(e)引張(下)側主鉄筋

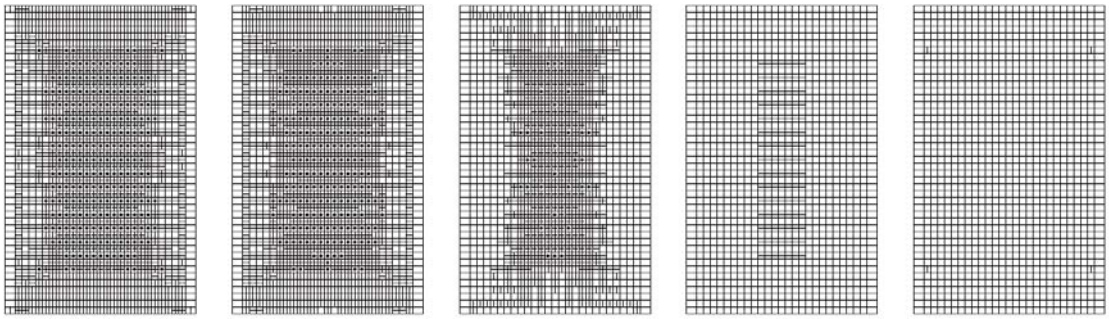


(f)引張(下)側配力筋

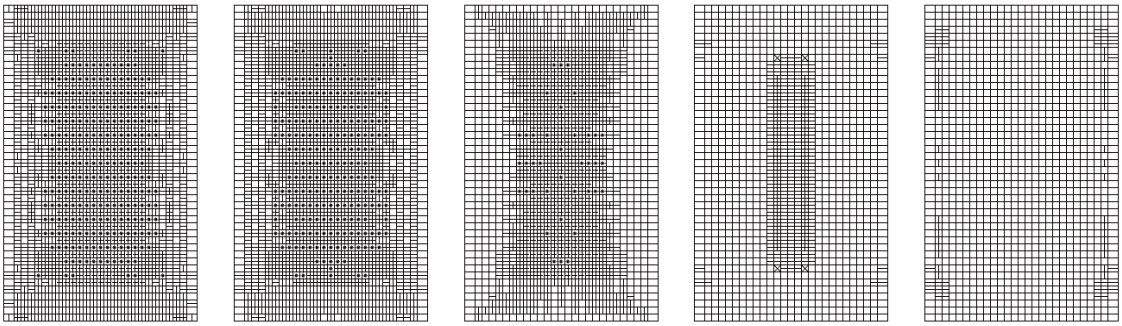
図-2.1.11　供試体 No.3(S39-5)応答の推移（支間中央）



(a)　Step898　換算回数 1,191 回

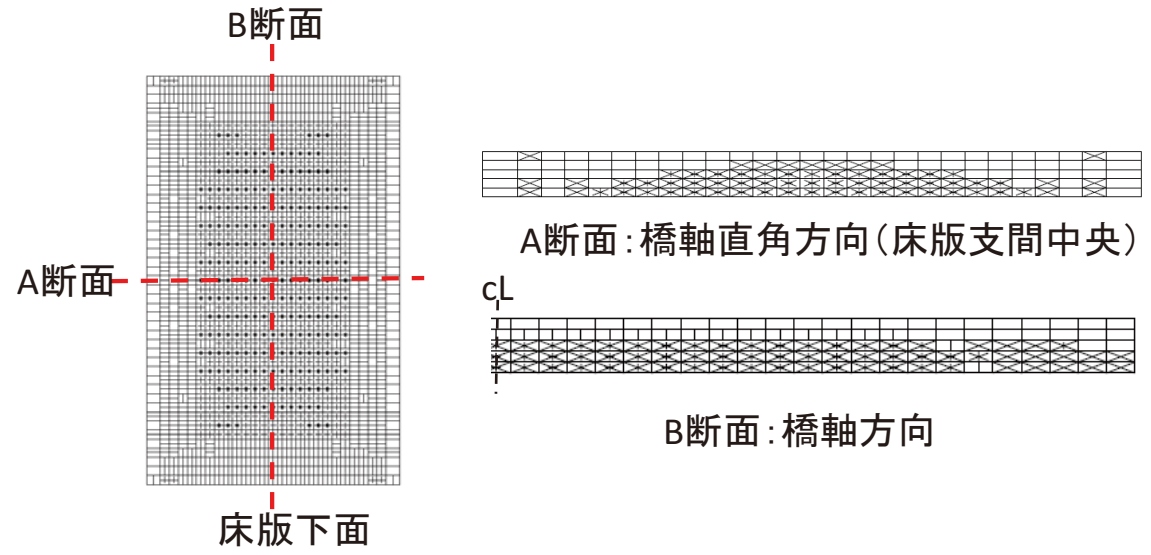


(b)　Step1251　換算回数 27,148 回

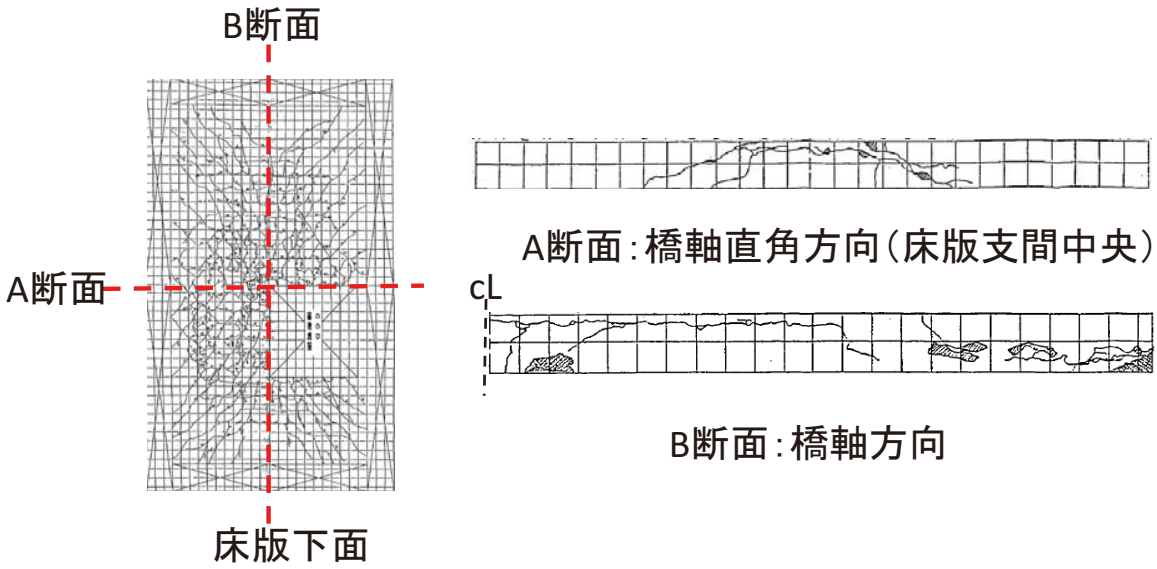


(c)　Step1447　換算回数 134,467 回

図-2.1.12　供試体 No.3(S39-5)剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果 （換算回数 482 回）

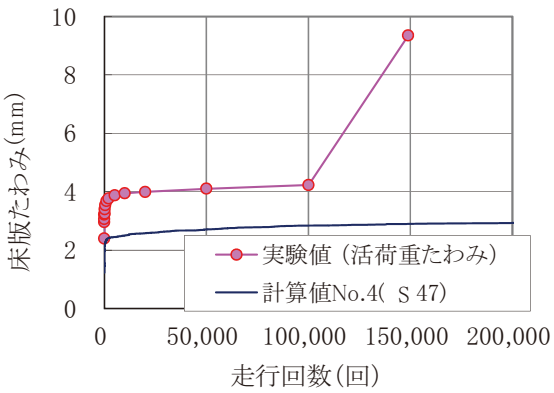


(b)　輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

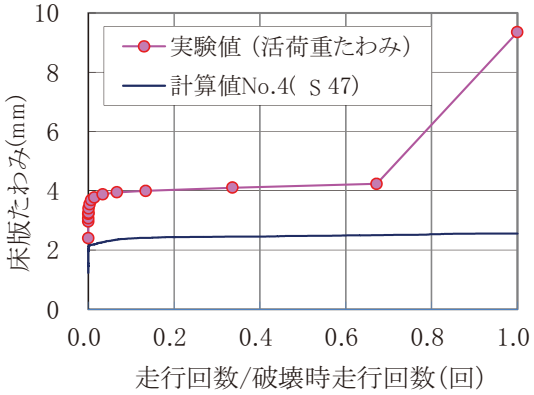
図-2.1.13 供試体 No.3(S39-5)剛性低下要素とひび割れ性状との関係

④供試体 No.4(S47)

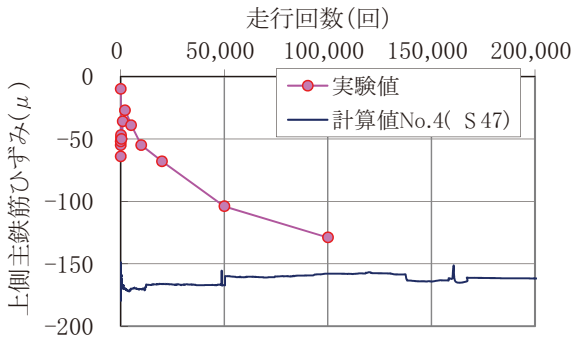
床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.14 から図-2.1.16 に示す。図-2.1.14(b)の横軸は、走行回数を輪荷重走行試験で破壊した走行回数で除した比で表している。これらの結果から、実験と解析の床版たわみ、鉄筋ひずみの増加傾向、ひび割れ性状と剛性低下範囲の関係は概ね一致しており、床版たわみの絶対値は初期値から合わないものの、損傷の進展に伴う耐荷力機構の変化はある程度再現できている可能性がある。



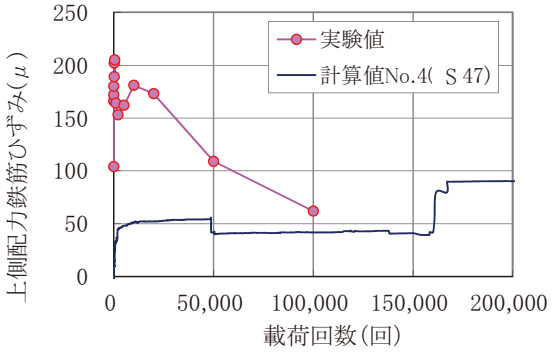
(a)載荷回数とたわみの関係



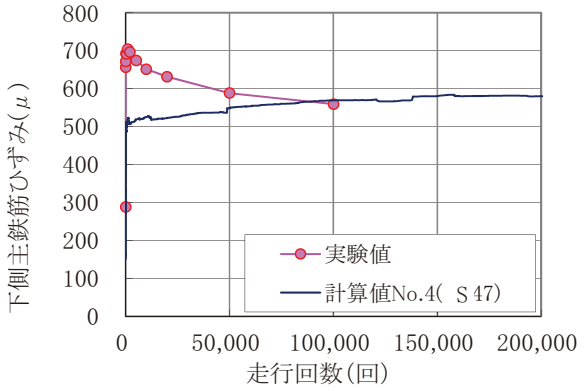
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



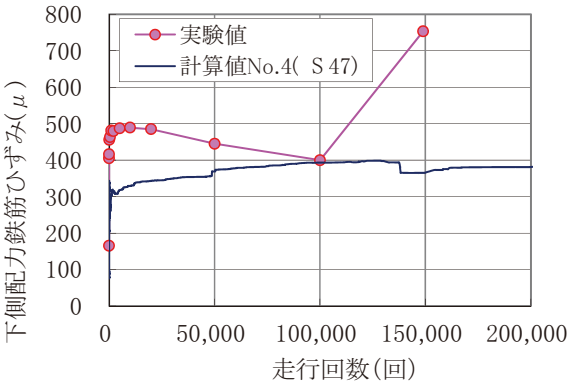
(c)圧縮(上)側主鉄筋



(d)圧縮(上)側配力筋

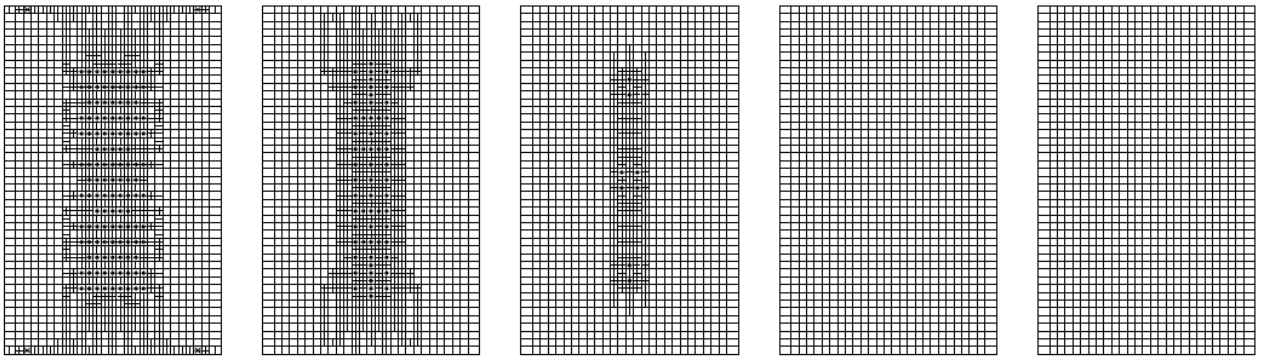


(e)引張(下)側主鉄筋

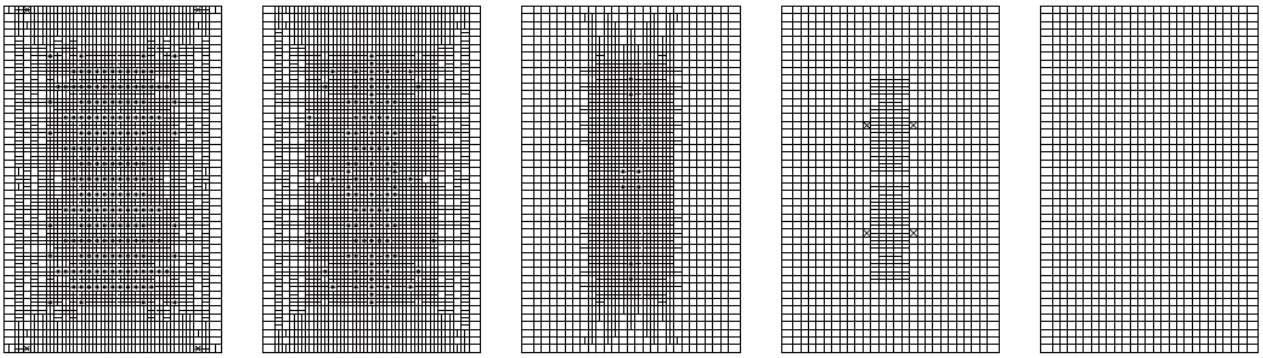


(f)引張(下)側配力筋

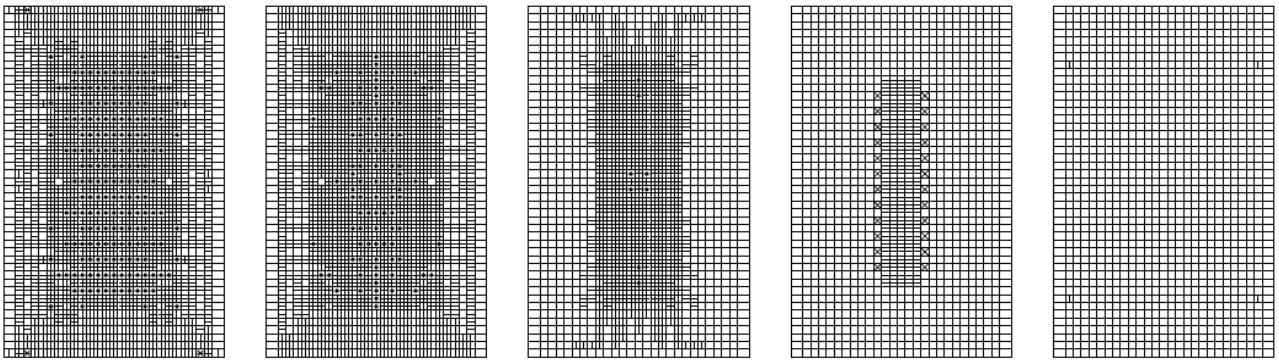
図-2.1.14　供試体 No.4(S47(P=210kN))応答の推移（支間中央）



(a)　Step522　換算回数　28 回

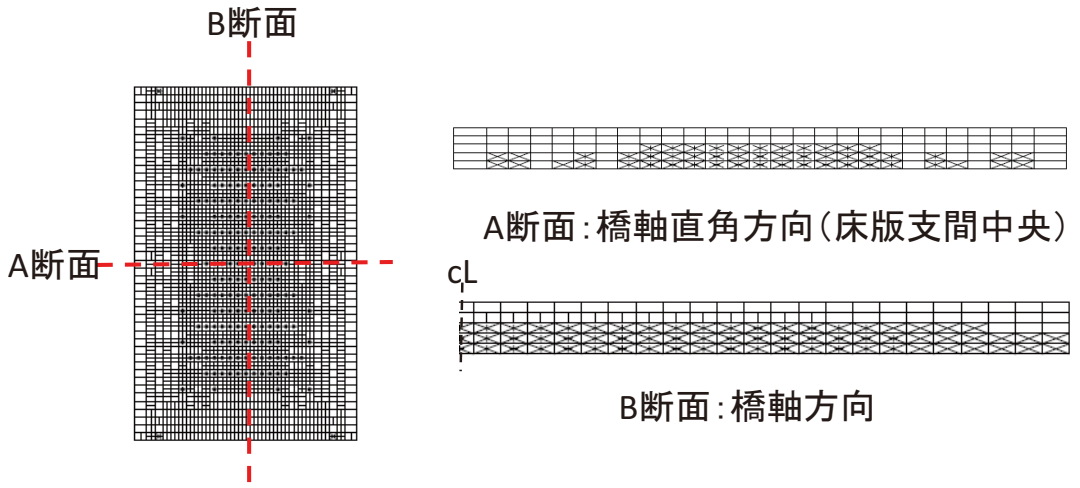


(b)　Step1,224　換算回数　196,475 回

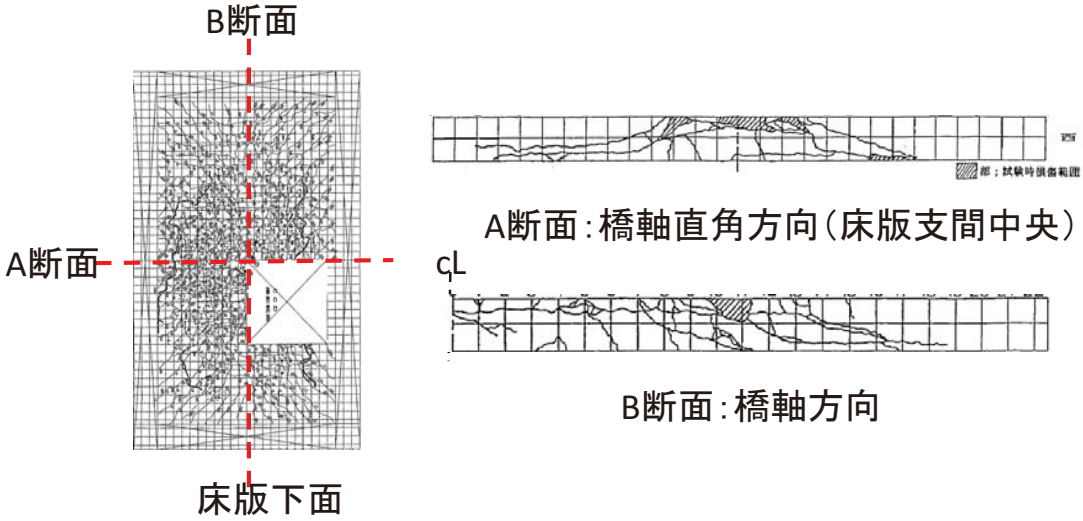


(c)　Step1,189　換算回数 148,000 回

図-2.1.15　供試体 No.4(S47(P=210kN))剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果 （換算回数 482 回）

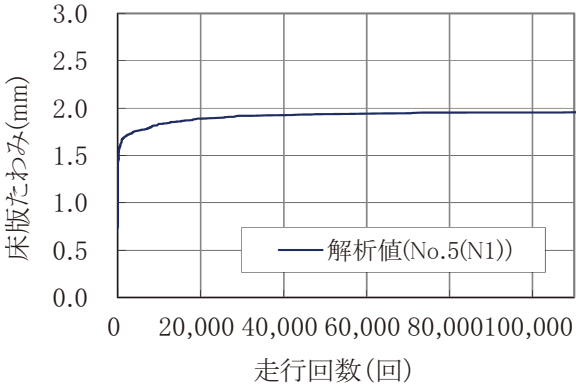


(b)　輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

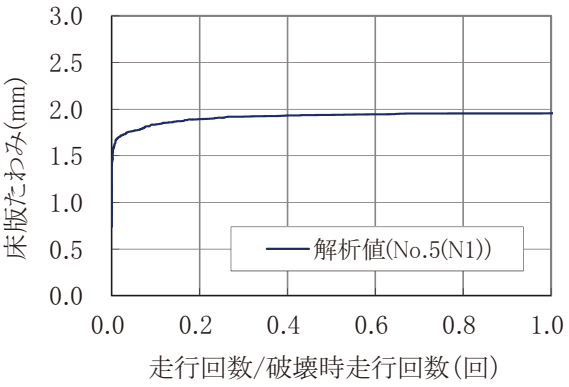
図-2.1.16 供試体 No.4(S47(P=210kN))剛性低下要素とひび割れ性状との関係

⑤供試体 No. 5 （N1(S47)）

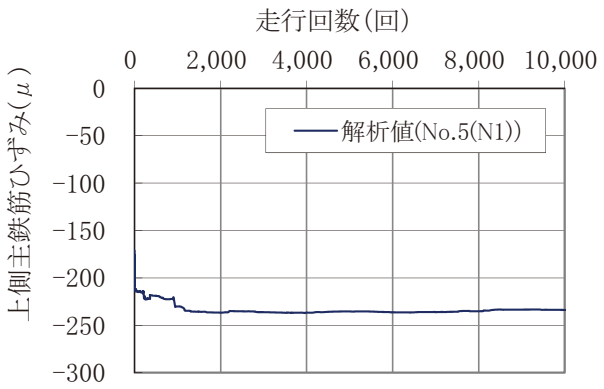
供試体 **No.5** の床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2. 1. 17 及び図-2. 1. 18 に示す。実験における床版たわみ及び鉄筋ひずみとの比較はしていないが、床版たわみ及び鉄筋ひずみの増加及び剛性低下範囲が少しずつ増加していく傾向は再現できているといえる。



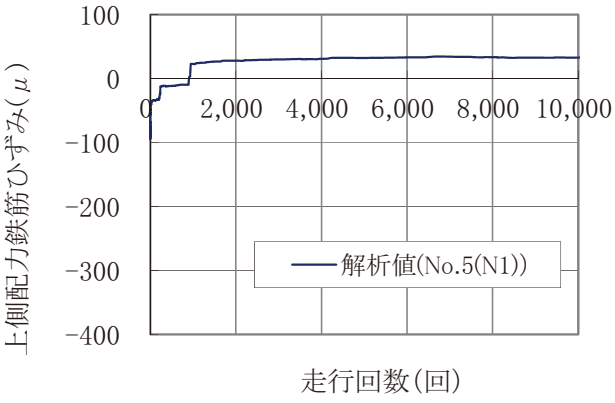
(a)載荷回数とたわみの関係



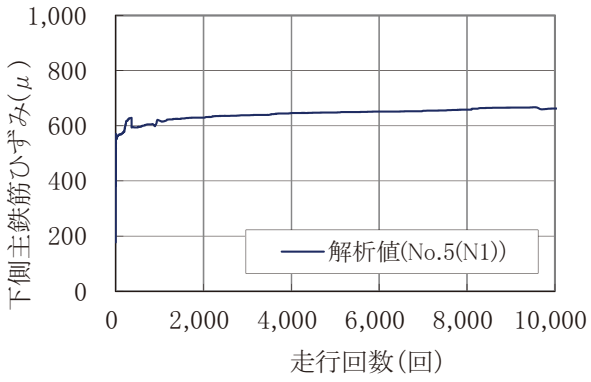
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



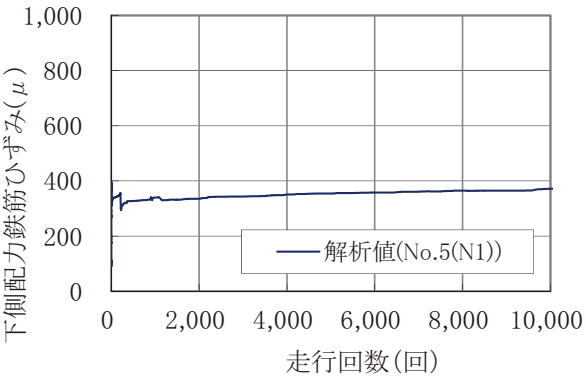
(b)圧縮(上)側主鉄筋



(c)圧縮(上)側配力筋

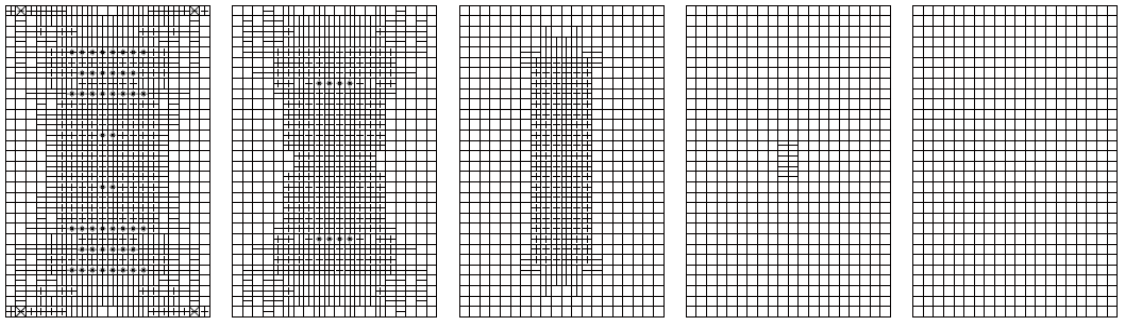


(d)引張(下)側主鉄筋

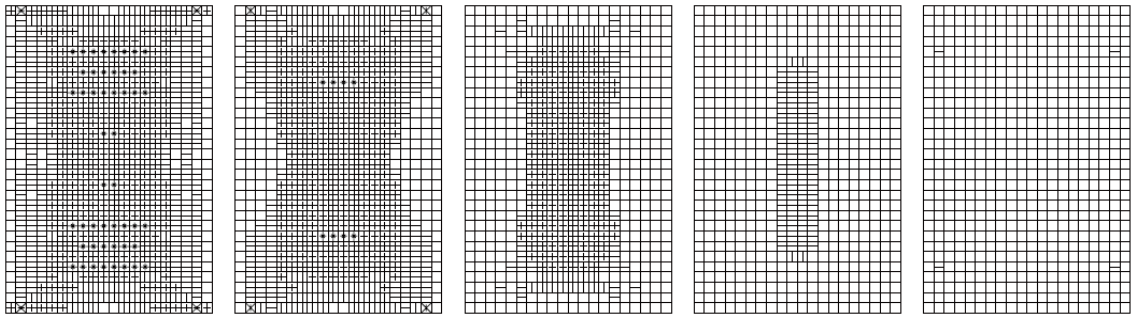


(e)引張(下)側配力筋

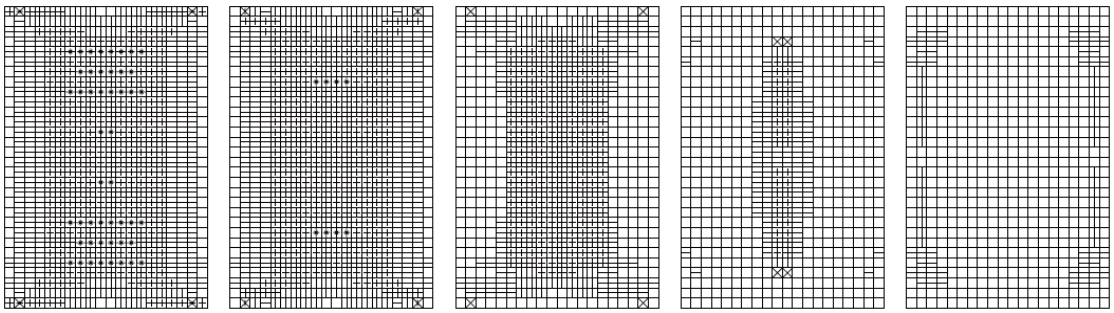
図-2. 1. 17　供試体 No. 5(N1(S47))(P=210kN) 応答の推移 （支間中央）



(a)　Step411　換算回数　907 回



(b)　Step536　換算回数　12,360 回

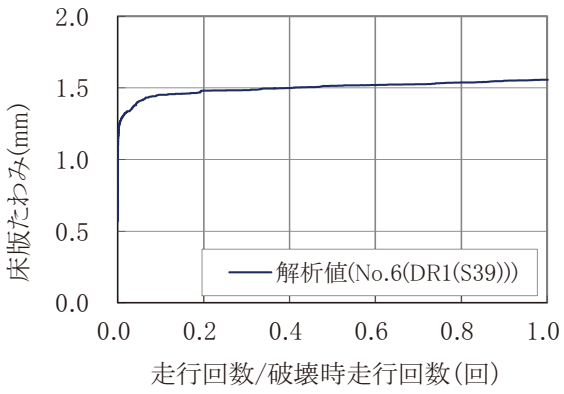


(c)　Step656　換算回数　246,806 回

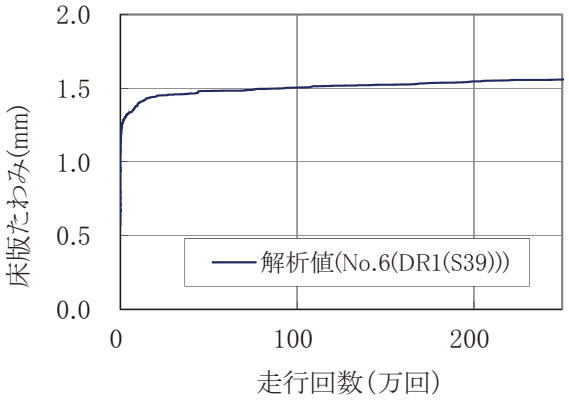
図-2.1.18 供試体 No.5(N1(S47))(P=210kN)剛性低下要素の増加傾向

⑥供試体 No.6(DR1(S39)) (P=142kN)

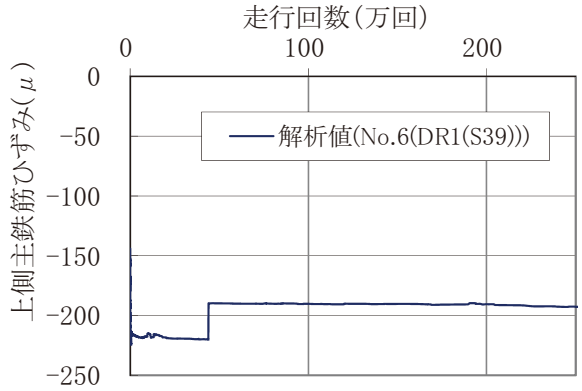
供試体 **No.6** の床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.19 及び図-2.1.20 に示す。実験における床版たわみ及び鉄筋ひずみとの比較はしていないが、床版たわみ及び鉄筋ひずみの増加及び剛性低下範囲が少しずつ増加していく傾向が表現されている。



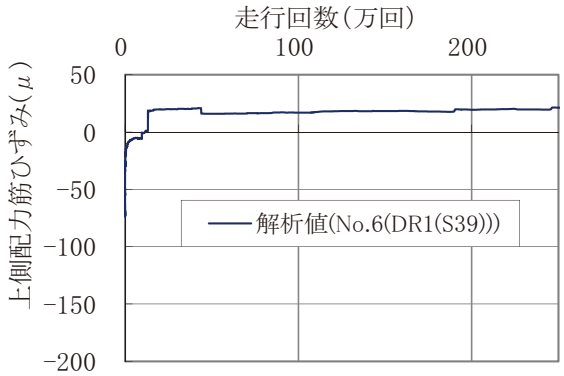
(a)載荷回数とたわみの関係



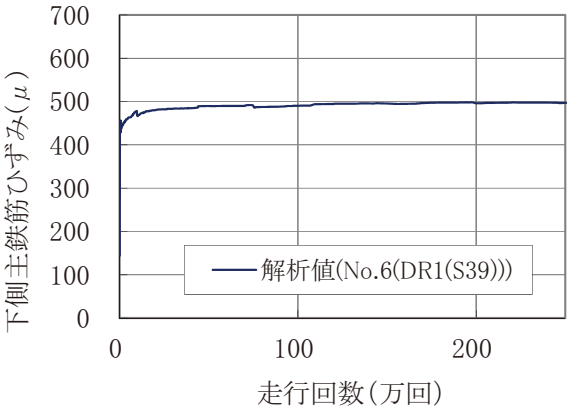
(b)破壊時走行回数比とたわみの関係



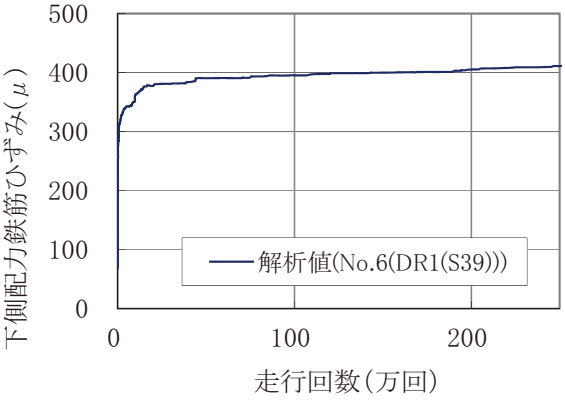
(b)圧縮(上)側主鉄筋



(c)圧縮(上)側配力筋

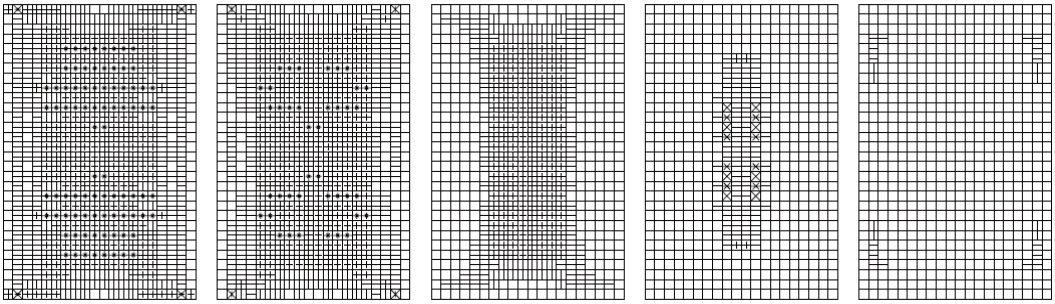


(d)引張(下)側主鉄筋

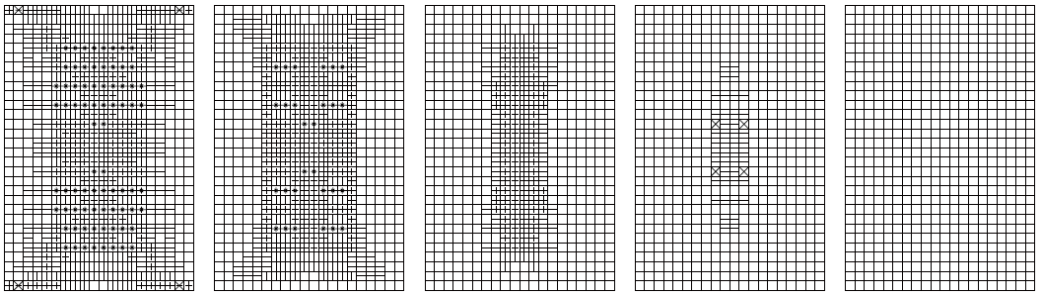


(e)引張(下)側配力筋

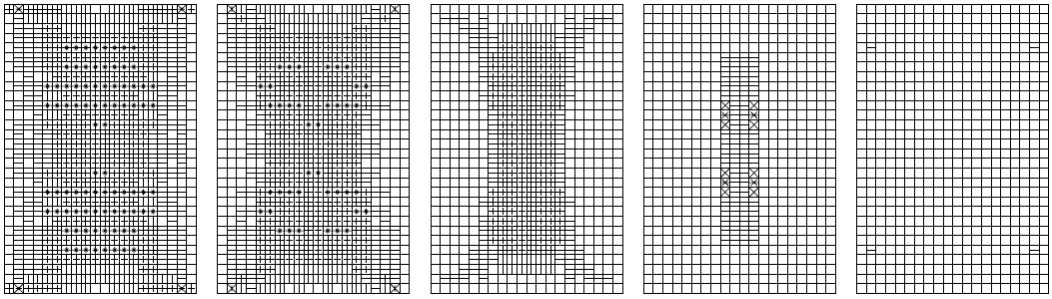
図-2.1.19　供試体 No.6(DR1(S39))(P=142kN)応答の推移 (支間中央)



(a)　Step593　換算回数　1.17×10^5 回



(b)　Step548　換算回数　63,527 回

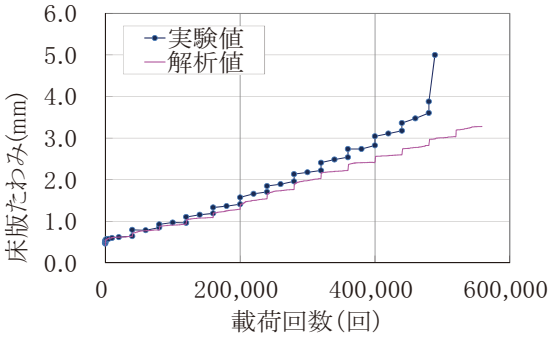


(c)　Step389　換算回数　4,112 回

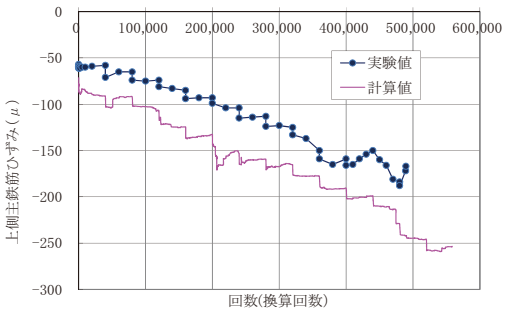
図-2.1.20　供試体 No.6(DR1(S39))(P=142kN)剛性低下要素の増加傾向

⑦供試体 No.7(RC8n1)(階段載荷)

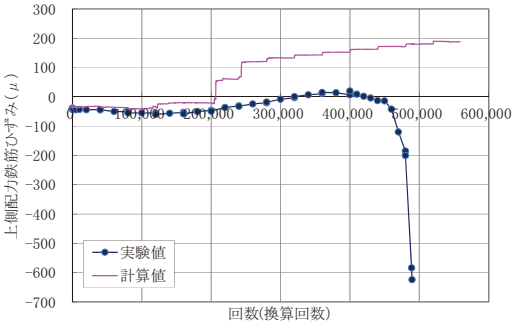
床版たわみ、鉄筋ひずみ、剛性低下範囲を図-2.1.21～図-2.1.23 に示す。床版たわみ、鉄筋ひずみの増加、剛性低下範囲の増加傾向について概ね一致している。また、図-2.1.28 及び図-2.1.29 に示すたわみの初期値についてもほぼ一致している。しかしながら 20,000 回を超えた辺りから少しずつ床版たわみが実験結果と解析結果が乖離していく傾向が見られた。



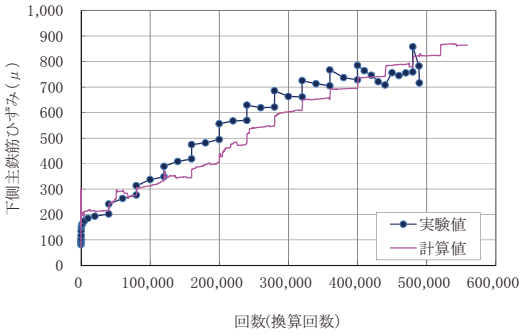
(a)載荷回数とたわみの関係



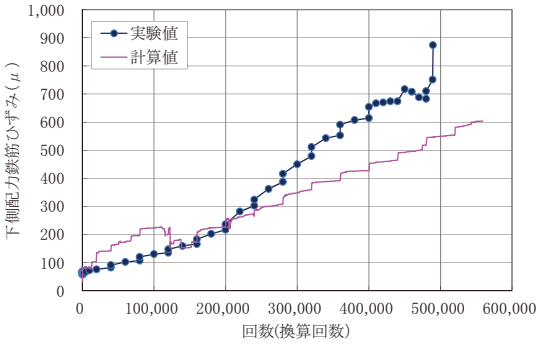
(b)圧縮(上)側主鉄筋



(c)圧縮(上)側配力筋

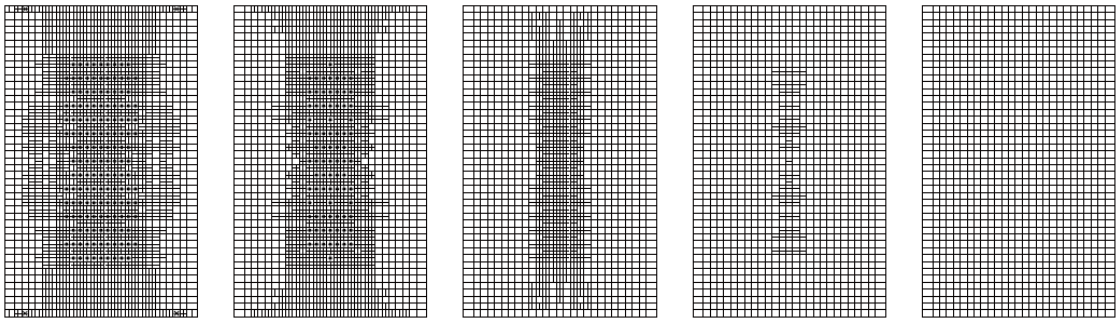


(d)引張(下)側主鉄筋

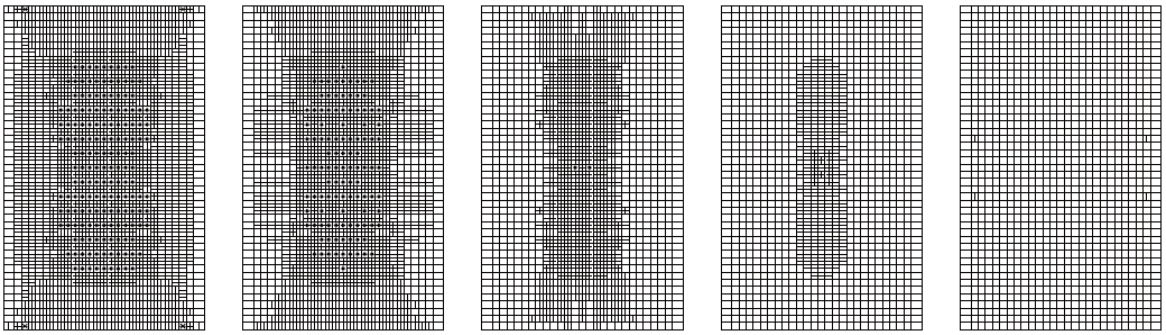


(e)引張(下)側配力筋

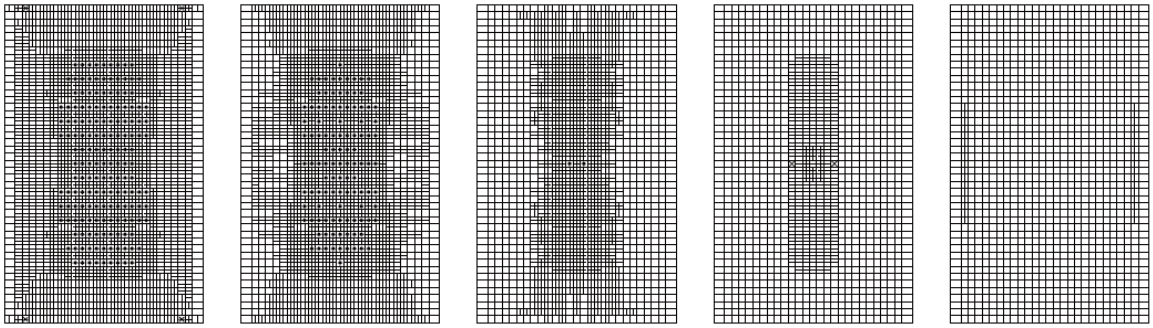
図-2.1.21　供試体 No.7(RC8n1)(階段載荷)応答の推移(支間中央)



(a)　Step837　換算回数　7.04×10^{6}回

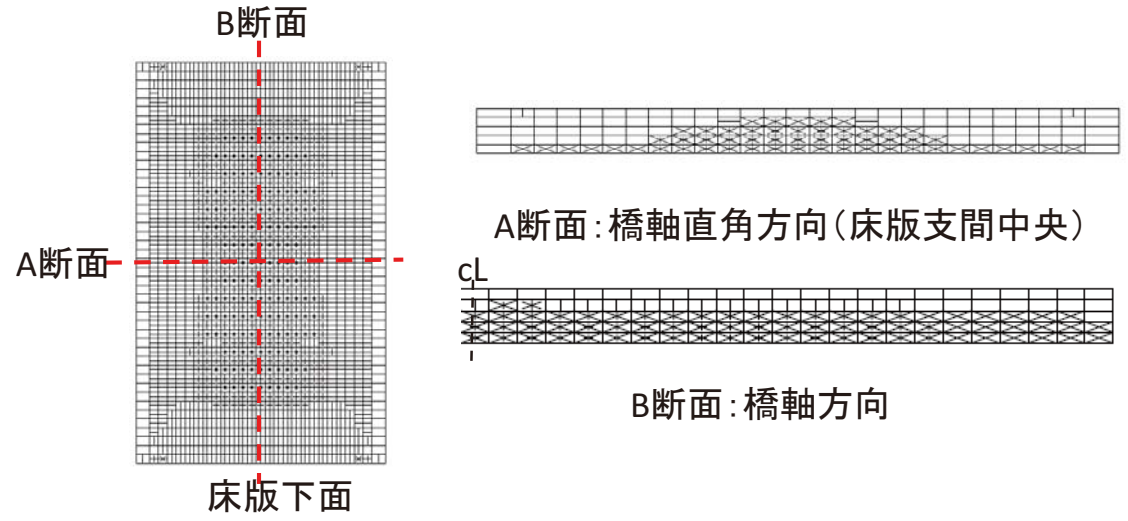


(b)　Step1,140　換算回数　1.67×10^{7}回

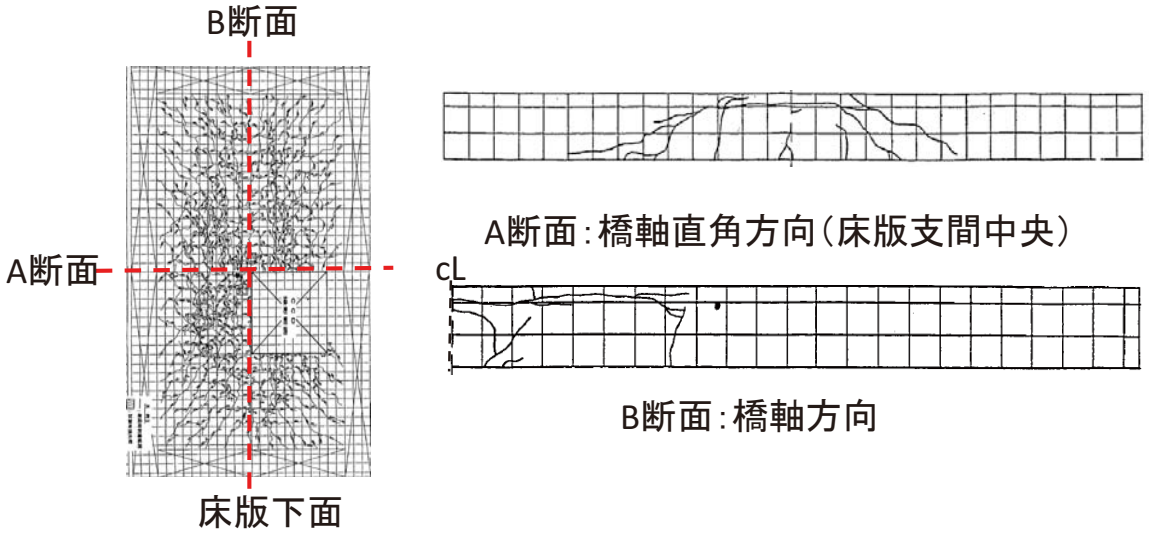


(c)　Step1,193　換算回数　1.87×10^{7}回

図-2.1.22　供試体 No.7(RC8n1)（階段載荷)剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果（換算回数 1.87×10^7 回）



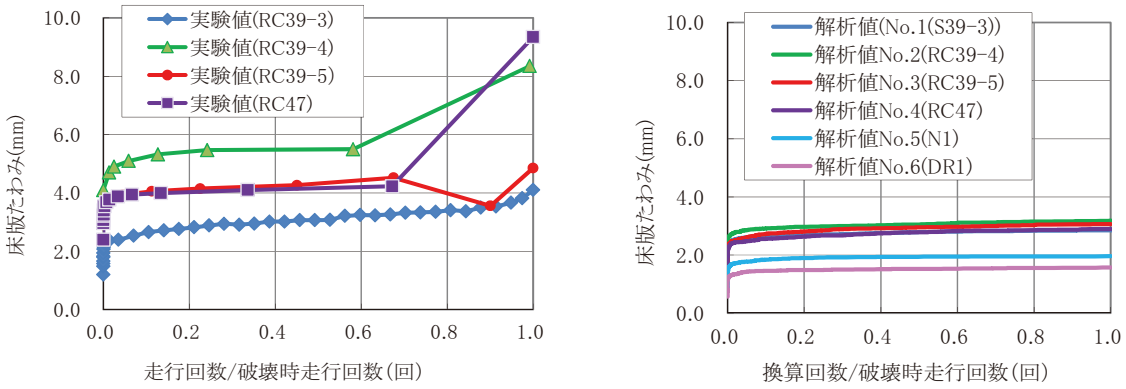
(b)　輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

図-2.1.23 供試体 No.7(RC8n1)剛性低下要素とひび割れ性状との関係

(4) まとめ

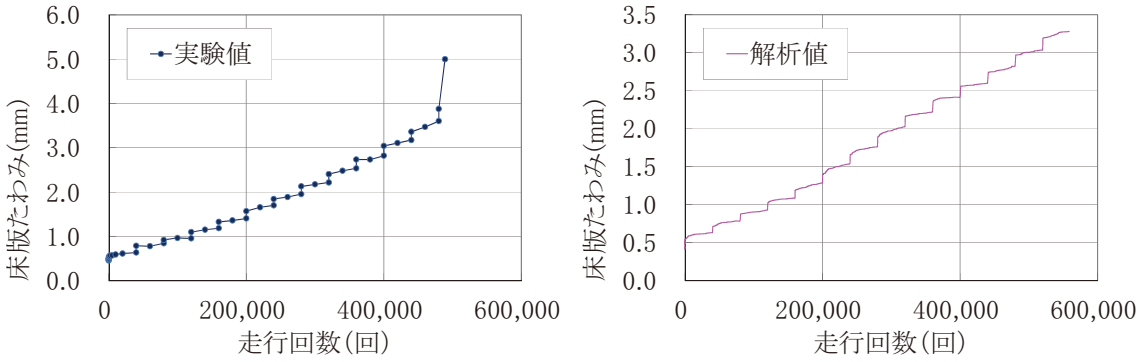
・輪荷重走行試験で生じる床版たわみの増加傾向は、提案する解析手法によってもある程度類似して表現されることがわかった。

一定荷重で輪荷重走行試験を実施した供試体 No.1～No.6 について解析したたわみの推移を図-2.1.24 に、階段載荷を実施した供試体 No.7 について解析したたわみの推移を図-2.1.25 に示す。横軸は、走行回数を輪荷重走行試験で破壊した走行回数で除した比で表している。床版中央における鉛直たわみの推移は、輪荷重走行試験の結果と同様に、荷重載荷直後に床版たわみが急激に増加し、その後緩やかな増加傾向を続け傾向を示した。実験と解析の供試体ごとの床版たわみの大小関係も同じであることから、解析結果が概ね妥当な評価を行えているものと考えられる。また、図-2.1.26 及び図-2.1.27 に供試体 No.2(S39-4)を例に床版のたわみ分布を、図-2.1.28 及び図-2.1.29 に供試体 No.7 の床版のたわみ分布を示す。解析値は実験値と同様にすべての供試体において橋軸直角方向分布、橋軸方向分布とも曲線の形状を保ちながら増加していく傾向となった。



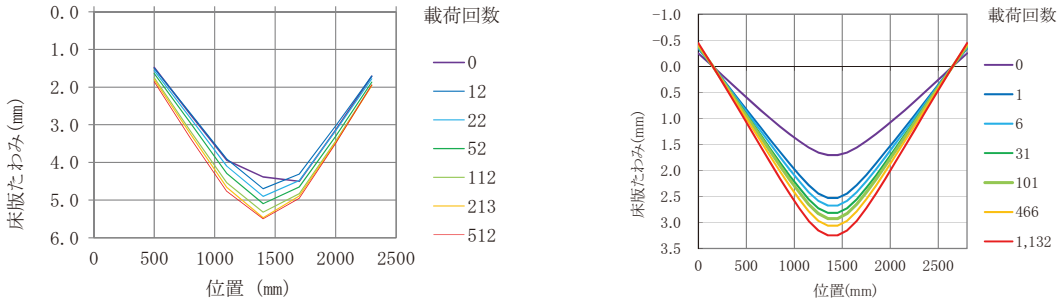
(a)実験値（活荷重たわみ）　(b)解析値

図-2.1.24　破壊時走行回数比と床版中央橋軸直角方向のたわみの関係（一定載荷）



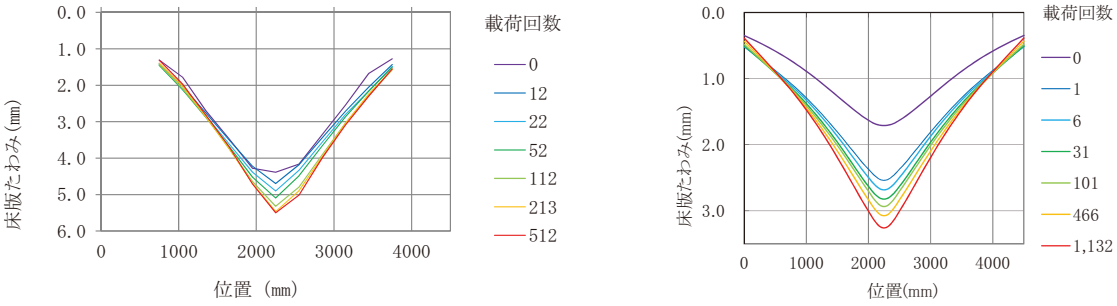
(a)実験値（活荷重たわみ）　(b)解析値

図-2.1.25 載荷回数と床版中央たわみの関係（供試体 No.7(RC8n1)）（階段載荷）



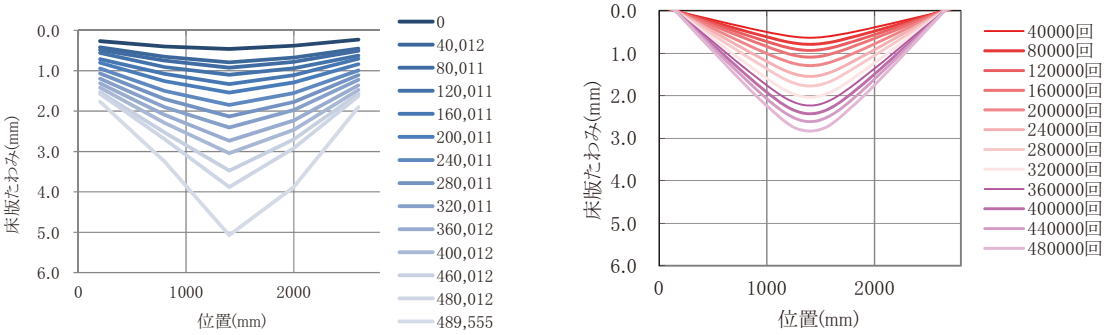
(a)実験値（活荷重たわみ）　　(b)解析値

図-2.1.26　床版橋軸直角方向のたわみ分布（供試体 No.2(S39-4)）



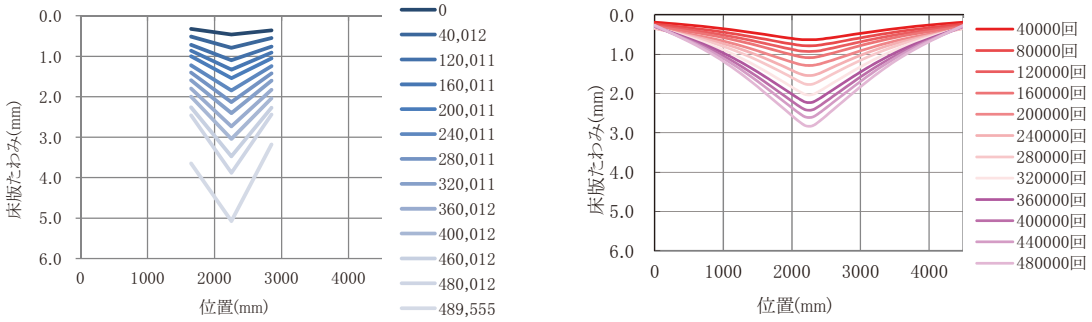
(a)実験値（活荷重たわみ）　　(b)解析値

図-2.1.27　床版橋軸方向のたわみ分布（供試体 No.2(S39-4)）



(a)実験値（活荷重たわみ）　　(b)解析値

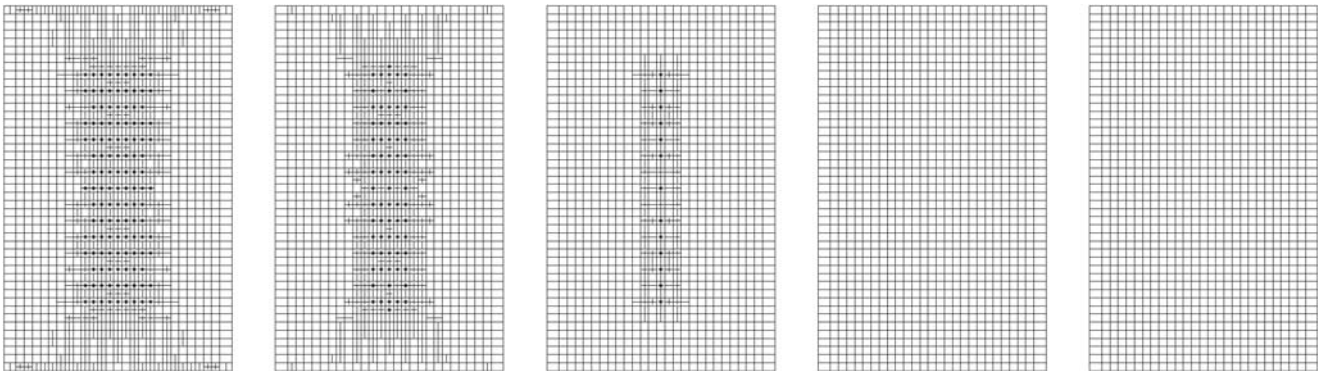
図-2.1.28　床版橋軸直角方向のたわみ分布（供試体 No.7(RC8n-1)）



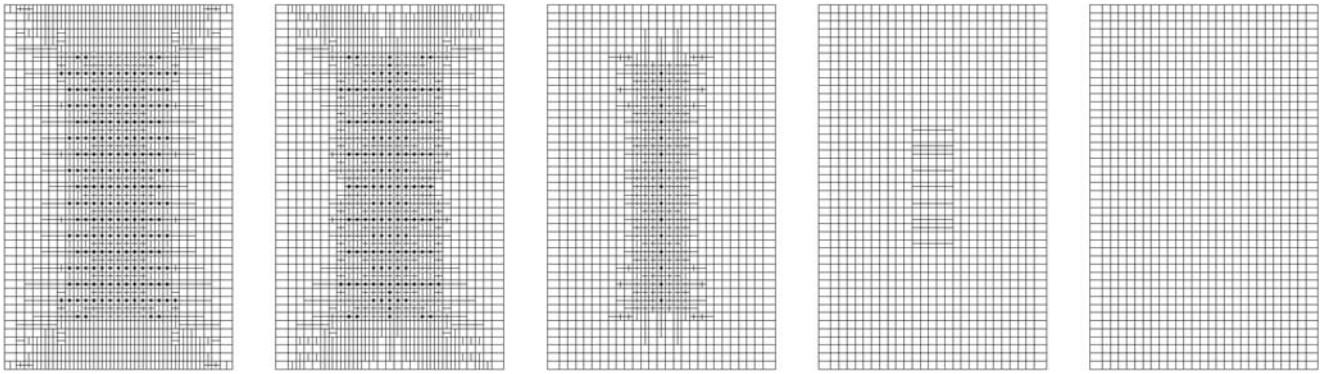
(a)実験値（活荷重たわみ）　　(b)解析値

図-2.1.29　床版橋軸方向のたわみ分布（供試体 No.7(RC8n-1)）

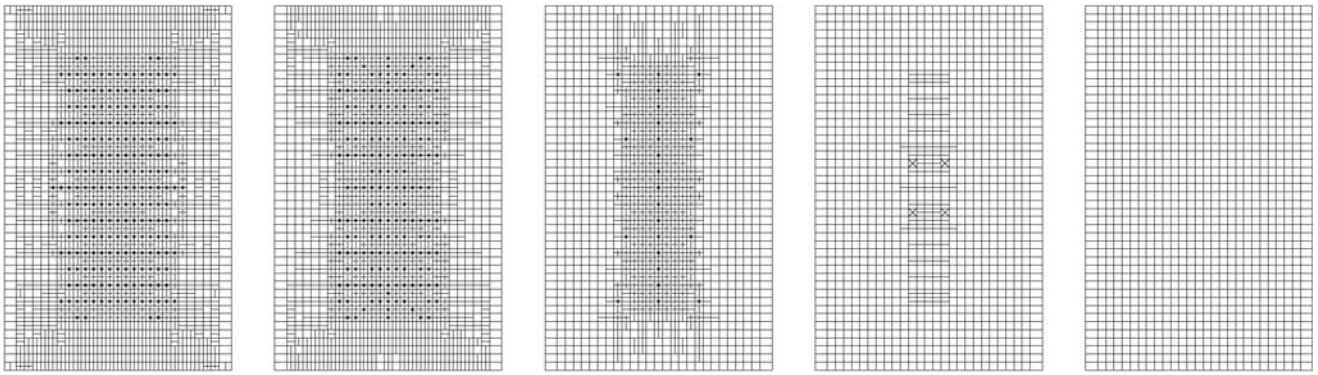
・剛性低下要素の範囲は、走行回数が増えると徐々に拡がる傾向が表されている。また、輪荷重走行試験におけるひび割れ性状との関係も概ね一致していることから、本解析によって実験結果を擬似的に表現できていると考えられる。



(a)　Step500　換算回数 0.078 回

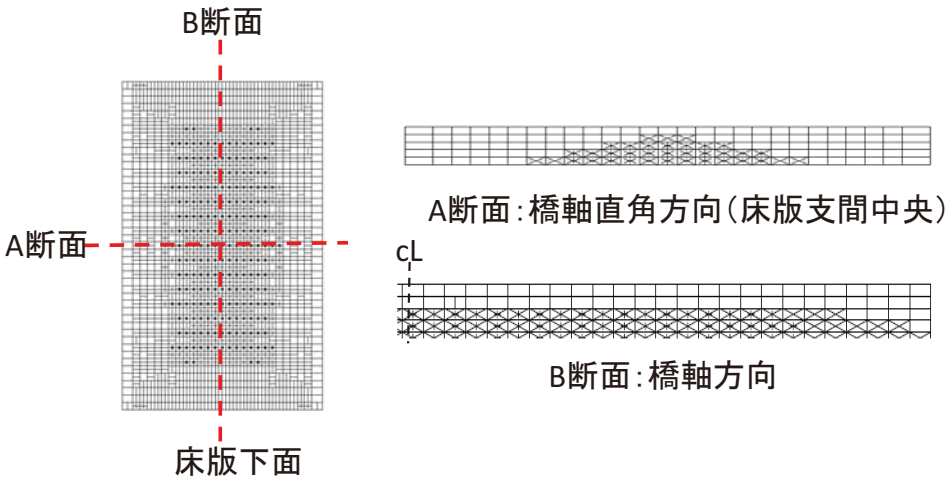


(b)　Step900　換算回数 397 回

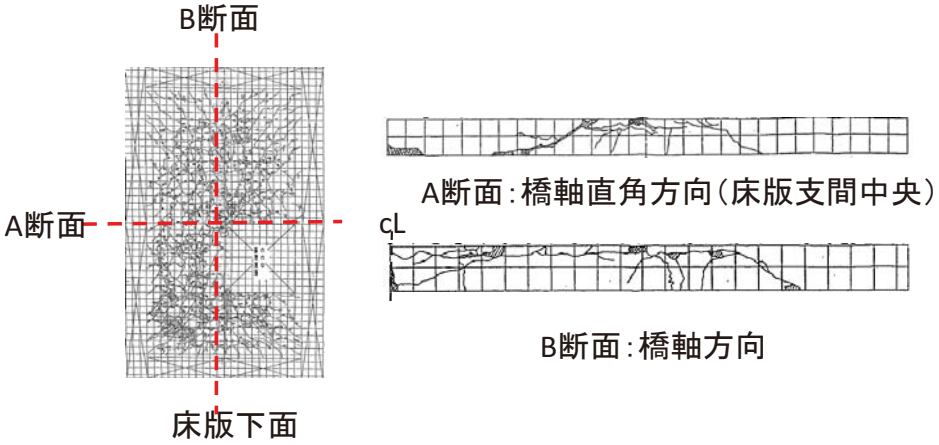


(c)　Step1,100　換算回数 2,422 回

図-2.1.30 供試体 No.1(S39-3)剛性低下要素の増加傾向



(a)解析結果（換算回数 2,420 回 Step1,000）



(b)　輪荷重走行試験破壊時のひび割れ性状

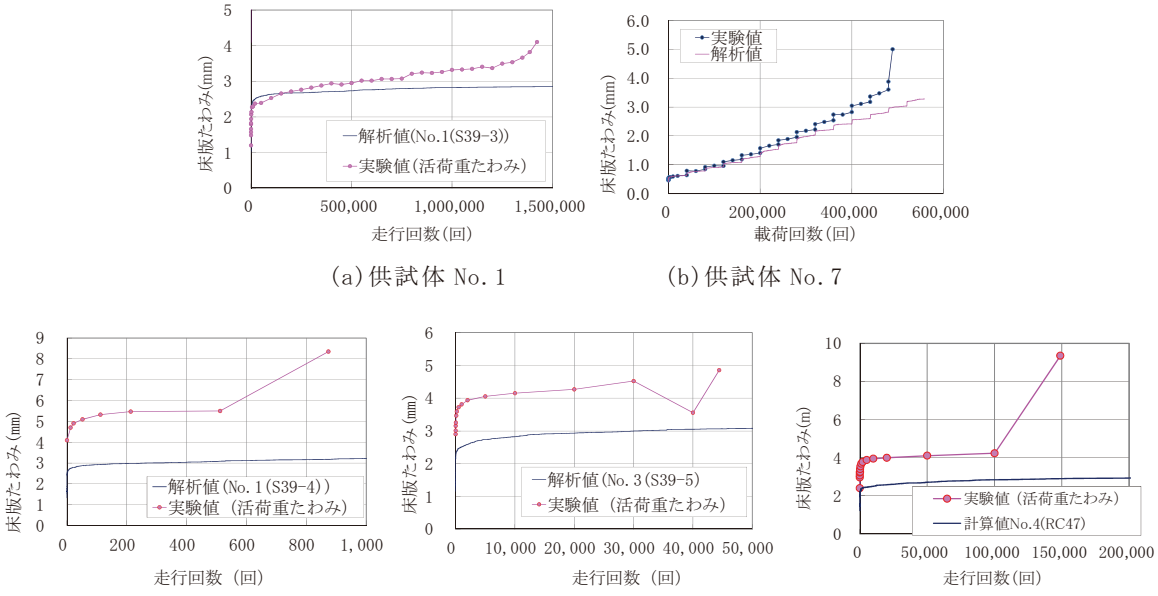
図-2.1.31 剛性低下要素とひび割れ性状との関係（供試体 No.1(S39-3)の例）

・床版たわみ及び鉄筋ひずみの絶対値の違いについて

本解析手法を用いることで、ＲＣ床版の輪荷重走行試験の結果について、たわみの増加、ひび割れの発生・進展による床版剛性の低下範囲の拡大、鉄筋応力の変化といった損傷過程における床版の特性の変化を模擬的に再現できる可能性が示された。しかしながら、図-2.1.32 に示すように、供試体 No.1,7 においては繰返載荷途中から、供試体 No.2～4 については初期の段階から、床版たわみ及び鉄筋ひずみの絶対値が乖離していく傾向であった。

これは、寸法形状が同じで荷重が異なる供試体 No.1～3 を比較しても荷重が大きい順（No.2,3 の順）に乖離が大きいことから、本解析において非線形状態を考慮していないこと、コンクリートと鉄筋の付着切れ等による鉄筋の抜け出し等は考慮できていないことが理由として考えられる。これにより、床版が持つ耐荷力に対して大きな荷重を載荷される場合による乖離が大きくなってしまうと考えられる。

例えば、ある範囲の床版に載荷される荷重と変位の関係を図-2.1.33 に示す。本解析においてはヤング係数及びせん断弾性係数を変化させることで損傷を模擬している。しかしながら実験床版においては、図-2.1.33 に示すような本モデルでは再現が困難な非線形性の強い挙動が生じている可能性がある。



(a)供試体 No.1　(b)供試体 No.7

(c)供試体 No.2　(d)供試体 No.3　(e)供試体 No. 4

図-2.1.32　実験結果と解析結果の差（床版たわみ）

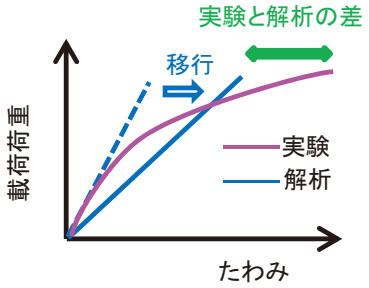


図-2.1.33　床版全体の剛性イメージ（実験と解析の比較）

2.2　疲労耐久性評価手法による解析結果の評価方法

(1) 耐久性評価のための限界点の設定

本解析手法を用いることで、床版たわみや鉄筋ひずみの増加、剛性低下領域の拡大といった各種応答が得られる。しかし、解析により得られた損傷の段階と、実際の橋梁の劣化状態との関係から、合成床版の開発・採用において耐久性を評価するための解析指標を設定するには、床版に要求される性能を考慮して適切に対応させる必要がある。

損傷事例や多くの研究結果[例えば 2.6)]による損傷過程等を参考に、道路橋床版の限界状態についてまとめると、表-2.2.1のように整理できる。

道路橋の設計においては、設計供用期間中に橋の機能上考えられる限界の状態に対して、構造毎に適切な工学的指標に置き換え、着目した橋の機能を決定付ける部材や部位の状態として評価することとなる。

道路橋鉄筋コンクリート床版において構造上の使用限界状態は、床版のひび割れが貫通しておらず版としての連続性を喪失していないとみなせる限界の状態と考えられる。そして通常の設計においては、それを活荷重による押抜きせん断耐力及び曲げ耐荷力算定式による指標により確認することになる。一方、所要の耐荷力性能が経年的な作用の影響によって損なわれていないとみなせる限界の状態を疲労限界状態とした場合、押抜きせん断破壊、曲げ破壊が生じていない状態と考えられることから、道路橋鉄筋コンクリート床版の活荷重による影響が支配的であるため、その使用限界と、疲労限界は結果的に近い状態であるともいえる。

表-2.2.1　道路橋鉄筋コンクリート床版の活荷重の疲労に対する限界状態の整理

	使用限界状態	疲労限界状態
機能上	想定する荷重に対して所要の耐荷力余裕を有しており、安全な通行機能が確保されているとみなせる限界の状態。	経時的な作用（ここでは、想定する自動車荷重）の影響に対して所要の耐荷力があるとみなせる限界の状態。
↓	↓	↓
構造上	・床版が版としての連続性を喪失していない状態。(≒ひび割れが貫通していない状態)	・押抜きせん断破壊、曲げ破壊が生じていない状態。
↓	↓	↓
工学的指標	・活荷重たわみが引張側コンクリートを無視したときの理論たわみに達していないこと。 ・活荷重による押抜きせん断耐力、曲げ（引張鉄筋）耐荷力算定式。	・活荷重による押抜きせん断耐力、曲げ（引張鉄筋）耐荷力算定式。

図-2.2.1 に本研究における疲労限界状態の考え方を示す。本研究では、活荷重の繰返載荷により損傷が徐々に拡大することにより耐荷力が低下する床版において、所要の耐荷力があるとみなせる限界の状態を疲労限界状態と呼ぶ。このとき、所要の耐荷力があるとみなす判断基準としては、時間的に適当な確からしさで（ある程度の余裕をもって）これが満足されることとなるため、結果的に床版として必要な耐荷力の最低限までは至らない状態がほぼ担保されることを想定している。

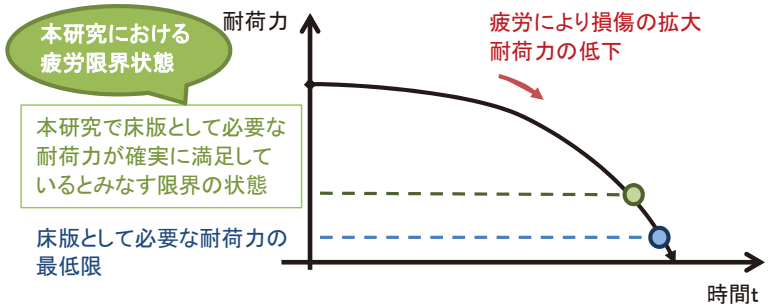


図-2.2.1 疲労限界状態の考え方

一方、床版の耐荷力性能の限界状態は、床版のタイプごとに異なると考えられる。鉄筋コンクリート床版においては、床版下面の橋軸直角方向、橋軸方向のひび割れが徐々に進行し、貫通ひび割れが形成され、陥没に至ると考えられている。しかしながら、底鋼板が設けられており内部にはコンクリートと一体で挙動する種々の鋼部材が設けられている合成床版においては、例えば、内部鋼材が設けられていることで床版コンクリートに生じる局部応力からひび割れが進行していくことも考えられる。

したがって、疲労耐久性を評価するためには、上記の疲労限界状態に対して共通の定義に基づき、種々の床版タイプに応じた耐荷力の低下程度を工学的指標にて判定する必要がある。

鉄筋コンクリート床版においては、図-2.2.1における必要な耐荷力が確実に満足しているとみなす限界の状態として、次の定義1から6に示すような工学的指標を定義した。これらは、本解析で得られる状態のうち、設計時に想定した破壊と同等と考えられる状態を想定している。

定義１：疲労解析の限界値は、①～④の条件を２つ以上の条件を満たしたものとする。

①厚さ方向に 5 層に分割した床版要素の上から 3 層（中間層）の Y 方向（橋軸方向面）剛性低下領域個数が層の要素数 50%以上に達する。

②厚さ方向に 5 層に分割した床版要素の上から 2 層目の X 方向（橋軸直角方向面）剛性低下領域個数が層の要素数 20%以上に達する。

③厚さ方向に 5 層に分割した床版要素の上から 2 層目の Z 方向（水平方向面）剛性低下領域個数が層の要素数 2.5%以上に達する。

④厚さ方向に 5 層に分割した床版要素の最上層の X 方向（橋軸直角方向面）剛性低下

領域個数が層の要素数 10%以上に達する。

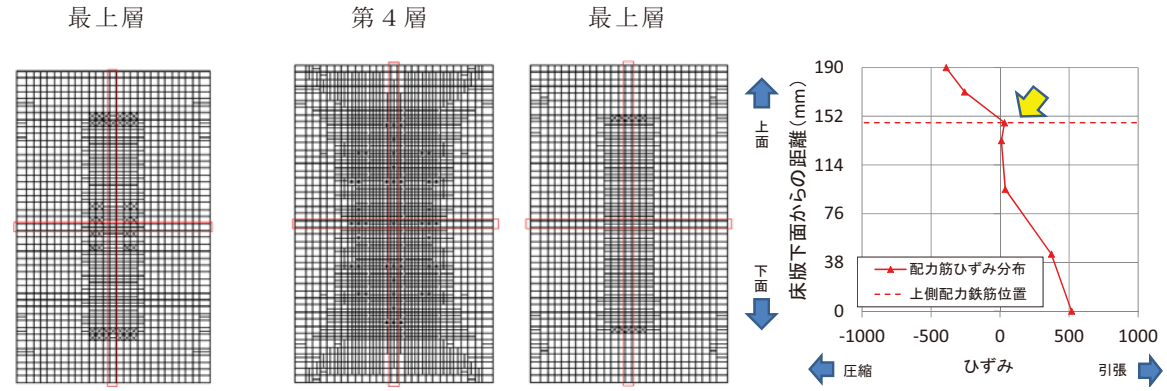
定義 2：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換(図-2.2.2(c)矢印)した回数を疲労破壊の限界値とする。

定義 3：上側配力鉄筋のひずみに変状が生じた時（図-2.2.2(d)丸印）の回数を疲労破壊の限界値とする。

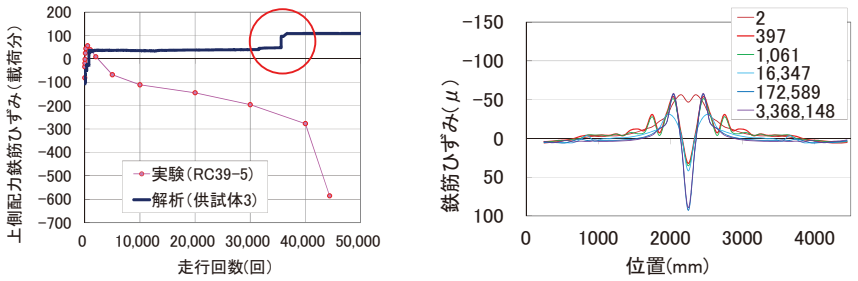
定義 4：上側配力鉄筋の引張ひずみが、鉄筋長さに対してある範囲に達した点を限界値とする。

定義 5：最上層に剛性低下要素が生じた（図-2.2.2(f)丸印）回数を限界値とする。

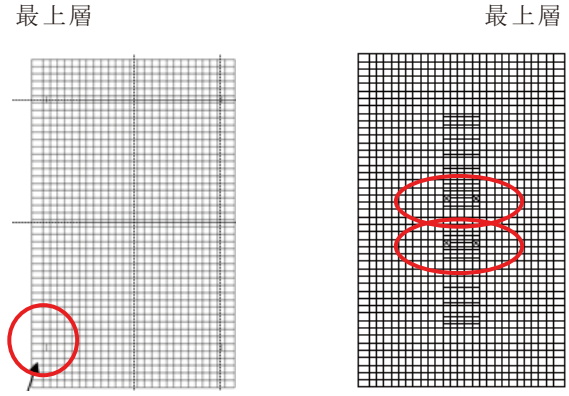
定義 6：厚さ方向に 5 層に分割した床版要素の上から 2 層目に Z 方向の剛性低下（水平方向にひび割れが発生）（図-2.2.2(g)丸印）が生じた回数を限界値とする。



(a)定義 1（②と③の状態）　(b) 定義 1（②と③の状態）　(c) 定義 2 の状態



(d) 定義 3　(e) 定義 4



(f) 定義 5　(g) 定義 6

図-2.2.2　破壊の定義 1～6 の例

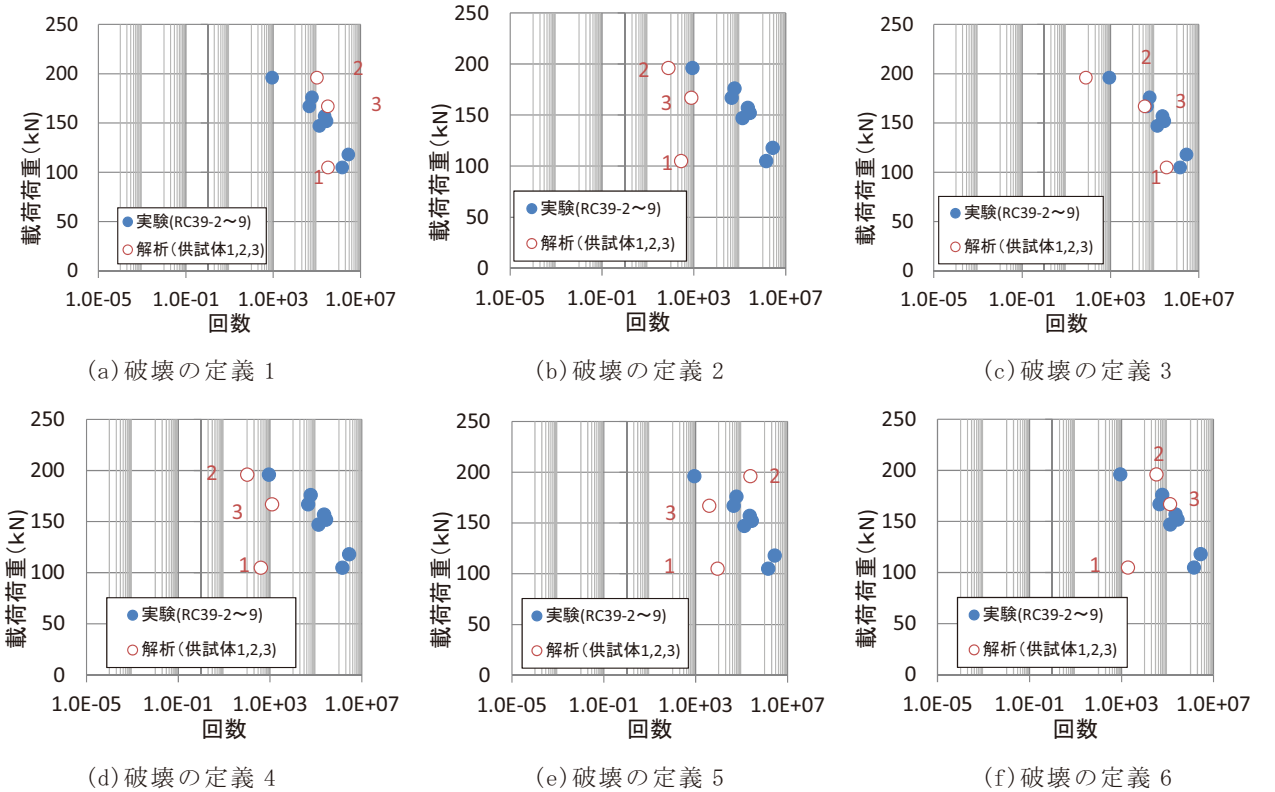
供試体 No.1～3 の解析結果を定義 1～6 で整理すると、表-2.2.2 のように整理することができる。これらの定義で整理した破壊とみなす走行回数と表-2.2.3 に示す輪荷重走行試験における破壊の回数を比較すると、破壊（とみなす）回数と載荷荷重との関係から、図-2.2.3 のように整理することができる。

表-2.2.2　解析において破壊とみなす走行回数

供試体名		破壊時荷重(kN)	走行回数					
			定義1	定義2	定義3	定義4	定義5	定義6
1	RC39-3	105	323,000	278	342,044	397	8,881	1,900
2	RC39-4	196	101,000	78	77	101	238,775	32,724
3	RC39-5	167	318,000	771	35,621	1,220	3,912	130,336

表-2.2.3　実験における破壊回数（一定載荷）

供試体名	荷重(kN)	破壊回数
RC39-2	176	59,078
RC39-3	105	1,423,112
RC39-4	196	881
RC39-5	167	45,034
RC39-6	147	130,828
RC39-7	152	272,329
RC39-8	118	2,750,073
RC39-9	157	224,764



(a)破壊の定義 1　(b)破壊の定義 2　(c)破壊の定義 3

(d)破壊の定義 4　(e)破壊の定義 5　(f)破壊の定義 6

※図中に示す赤字の数字は供試体名

図-2.2.3　解析において破壊とみなす回数と輪荷重走行試験における破壊回数

解析結果を定義1～6で整理した破壊とみなす走行回数と輪荷重走行試験における破壊の回数について図-2.2.3のように整理した結果、それぞれの定義について次のような課題が浮かび上がった。

定義１は、①から④の条件を組み合わせることで、載荷荷重に対する破壊回数の関係を実験結果と同様の順序で表すことができるものの、それぞれの条件の工学的な意味や相互の関係性は明確でなく、指標として曖昧である。

定義３は、実験結果の傾向をよく表すことができており、かつ安全側の評価ができると考えられるものの、図-2.2.4に示すようにひずみに変状が生じた回数の判断が曖昧となる場合がある。これは、本解析において鉄筋は棒要素で埋め込まれているものの実際には梁のような変形をすること、また、上側鉄筋では計測位置が載荷荷重の影響を直接受けていることなどが原因と考えられる。

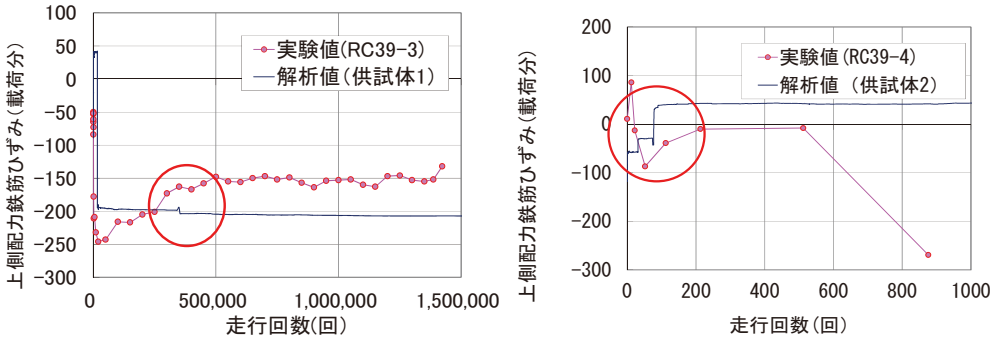
定義４は、図-2.2.5に示すように床版下面に発生したひび割れが徐々に増加していくとともに、鉄筋がコンクリート分のひずみも負担し、その範囲が増加していく状況をとらえようとしたものであり、鉄筋長さ当たりのひずみの大きさの範囲によって整理ができると考えたものである。しかしながら、図-2.2.6に示す輪荷重走行試験結果とは分布形状が全くことなることから、指標として普遍性に問題がある。なお、解析と輪荷重走行試験の分布形状が異なる理由としては、実際にはより多方面にひび割れが複雑に発生していることが挙げられる。

定義５は、輪荷重走行試験結果との関係が明らかに異なる上、支持辺近傍の床版上面に発生する剛性低下要素を対象に含めるかどうかなどの条件設定によっても結果が異なり、普遍性の点で問題がある。

以上を踏まえてここでは、定義２及び６（以下「定義Ａ」、「定義Ｃ」という。）を解析結果の評価指標として採用する。なお、各社合成床版の定義については４章にて後述する。

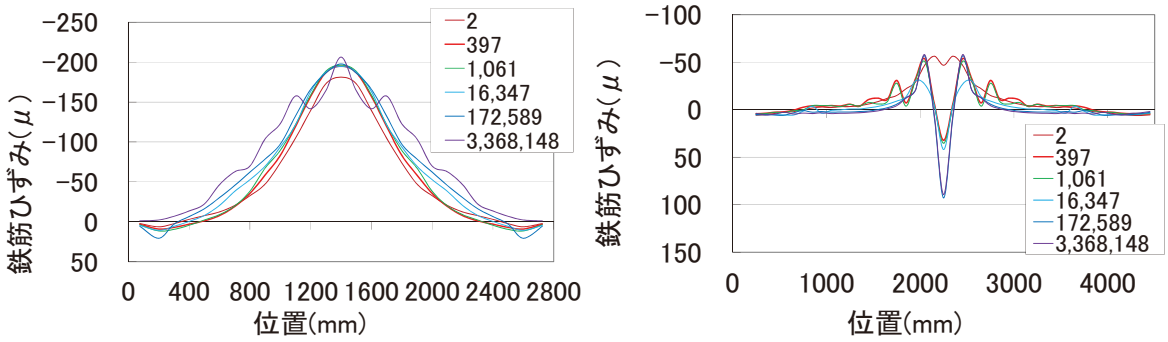
定義Ａ：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

定義Ｃ：厚さ方向に５層に分割した床版要素の上から２層目にＺ方向の剛性低下（水平方向にひび割れが発生）が生じた回数を限界値とする。

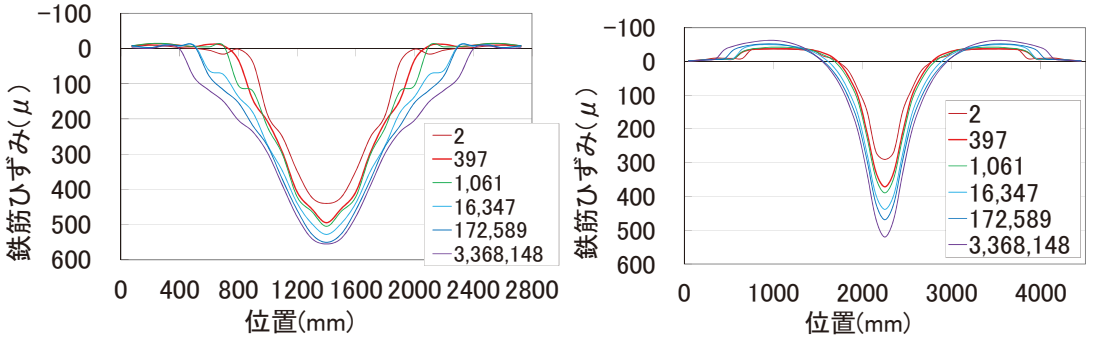


(a)供試体１(RC39-3)　　(b)供試体２(RC39-4)

図-2.2.4　輪荷重走行試験結果と解析の比較（鉄筋ひずみの推移(圧縮(上)側配力筋)）

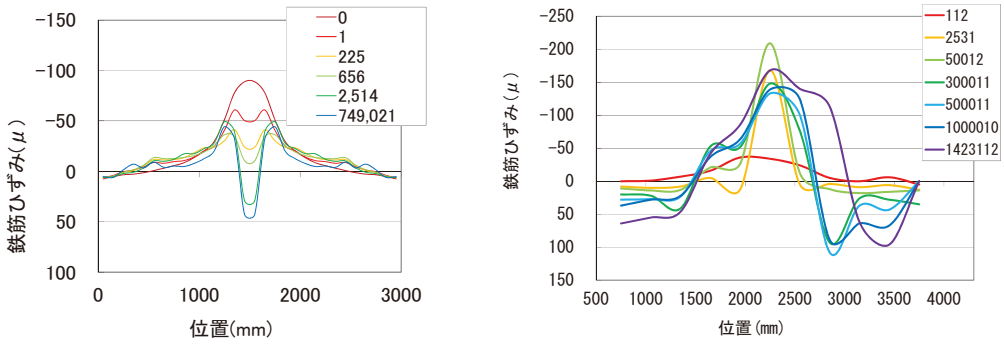


(a) 圧縮(上)側主鉄筋　　(b) 圧縮(上)側配力筋



(c) 引張(下)側主鉄筋　　(d) 引張(下)側配力筋

図-2.2.5　解析結果（鉄筋ひずみ分布(供試体 1（RC39-3）の例））



(a)解析結果（N1）　　(c)輸荷重走行試験結果

(供試体 1(RC39-3))

図-2.2.6　鉄筋ひずみ分布(圧縮(上)側配力筋

供試体 No.1～7 の解析結果から、定義Ａ及びＣで整理した結果を表-2.2.4(a)に、実験における破壊の回数を表-2.2.4(b),(c)に示す。

表-2.2.4

(a)　解析における破壊とみなす回数

供試体名		破壊時荷重(kN)	走行回数	
			定義A	定義C
1	RC39-3	105	278	1,900
2	RC39-4	196	78	32,724
3	RC39-5	167	771	130,336
4	RC47-1	210	29	148,315
5	N1(S47)*	210	907	109,800
6	DR1(S39)	142	117,000	2,280,000
7	RC8n1	階段載荷	206,000	480,000
7'	RC8n1	157	7,040,000	18,700,000

(b) 輪荷重走行試験における破壊回数（一定載荷）

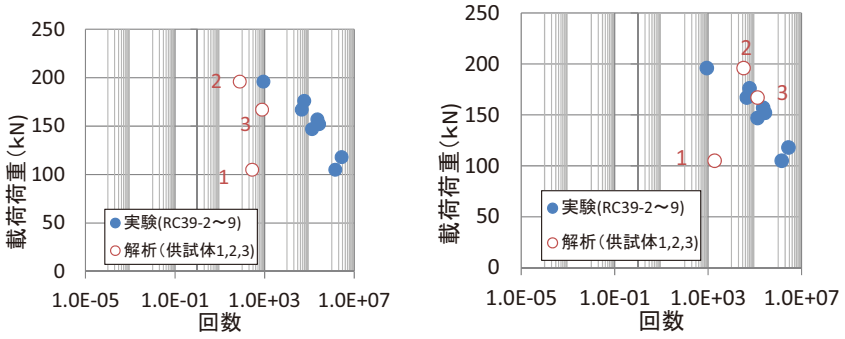
供試体名	荷重(kN)	破壊回数
RC39-2	176	59,078
RC39-3	105	1,423,112
RC39-4	196	881
RC39-5	167	45,034
RC39-6	147	130,828
RC39-7	152	272,329
RC39-8	118	2,750,073
RC39-9	157	224,764
RC47-1	210	148,927
RC8n1	階段載荷	489,555
RC8n1	157	実験なし
N1(S47)*1	210	109,800
DR1(S39)*2	142	2,280,000

(c) 輪荷重走行試験における破壊回数（階段載荷）

供試体名	荷重(kN)	破壊回数
RC39-1	157	27392
RC47-2	314	327725
RC47-3	314	352667
RC47-4	314	321127
RC8n1	392	489555
RC8n2	334	394122
RC8n3	392	520000

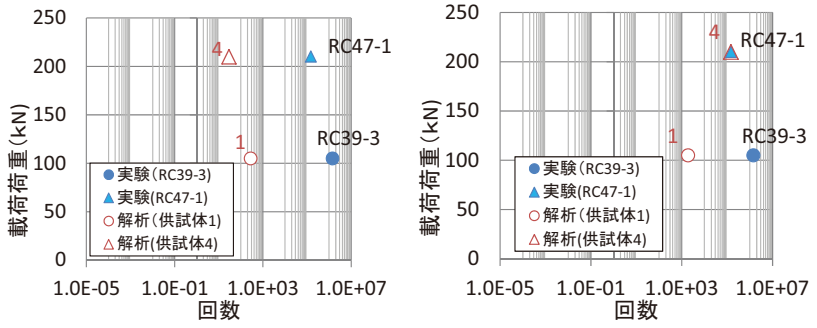
表-2.2.4 のうち載荷荷重の違いに着目し、破壊の回数と載荷荷重との関係を図-2.2.7 に整理する。実験では、供試体 No.1 よりも No.2,3 の方が早く破壊に至っているのに対し、定義 A では供試体 No.2 が No.1 よりも早く破壊し、定義 C では供試体 No.2,3 ともに No.1 よりも破壊回数が大きい結果となった。これは、2.2.1 で記述したとおり、個々の床版に対して大きい荷重を載荷する場合にたわみの絶対値が合わないと仮定すると、供試体 No.2,3 については供試体 No.1 よりも破壊の判定が実験よりも遅くなってしまっている可能性がある。

供試体 No.1 と No4 の比較結果を図-2.2.8 に示す。実験結果では供試体 No.4 の方が早く破壊に至るのに対して、定義 C で整理した結果によると供試体 No.1 の方が早く破壊に至る。供試体 No.4 も No.2,3 と同様に初期のたわみの絶対値が合わないことから、破壊の判定が遅くなってしまっている可能性がある。



（a）定義 A　　（c）定義 C

図-2.2.7　供試体 No.1～3 の解析結果と実験結果との比較（載荷荷重の違い）

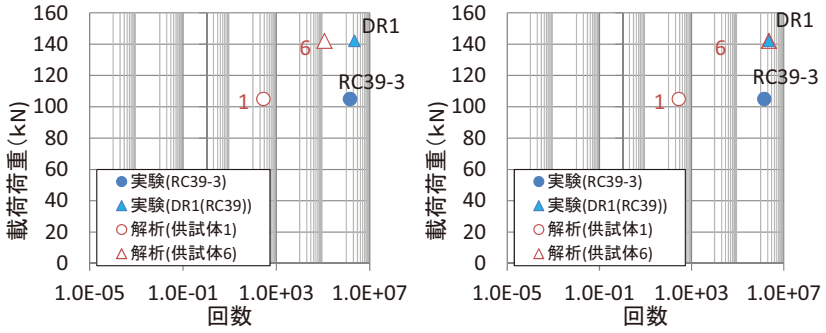


（a）定義 A　　（b）定義 C

図-2.2.8　供試体 No.1,4 の解析結果と実験結果の比較（諸元の違い）

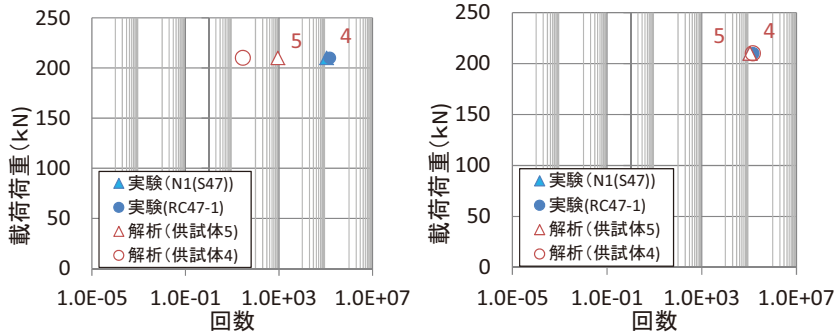
供試体寸法の異なる供試体 No.5,6 について、それぞれ同基準で設計した床版との比較を図-2.2.9 及び図-2.2.10 に示す。また、供試体 No.7 について解析した結果と、階段載荷による輪荷重走行試験結果との比較を図-2.2.11 に示す。図-2.2.7 及び図-2.2.8 の結果も含めて、いずれのケースにおいても「定義 A」の整理をすることで、安全側に評価可能であるといえる。

以上のことから、床版本来の耐荷力又は耐久性に対して過大な荷重により疲労試験を実施した場合を除き、設定した限界点の定義で耐久性を相対比較できる可能性が示された。また、鉄筋コンクリート床版ではいずれのケースにおいても実験結果に対して安全側に評価できる「定義 A」を限界点の基本とするのがよいと考えた。



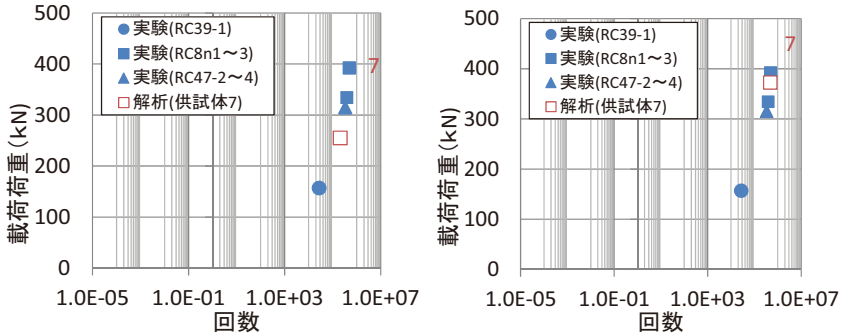
（a）定義 A　　（c）定義 C

図-2.2.9　供試体 No.1,6 の解析結果と実験結果の比較（供試体寸法の違い）



（a）定義 A　　（c）定義 C

図-2.2.10　供試体 No.4,5 の解析結果と実験結果の比較（供試体寸法の違い）



（a）定義 A　　（c）定義 C

図-2.2.11　供試体 No.7 の解析結果と実験結果（階段載荷）の比較（諸元の違い）

(2) 各供試体における破壊の状態

各供試体の損傷過程において定義した、A, Cそれぞれの状態における剛性低下要素の状況、ひずみ分布、上側配力鉄筋のひずみの推移について整理した結果を次に示す。

表-2.2.5(a)　供試体 No.1(RC39-3) 破壊の定義Aの状態

Step861　換算回数　278 回

剛性低下要素の範囲

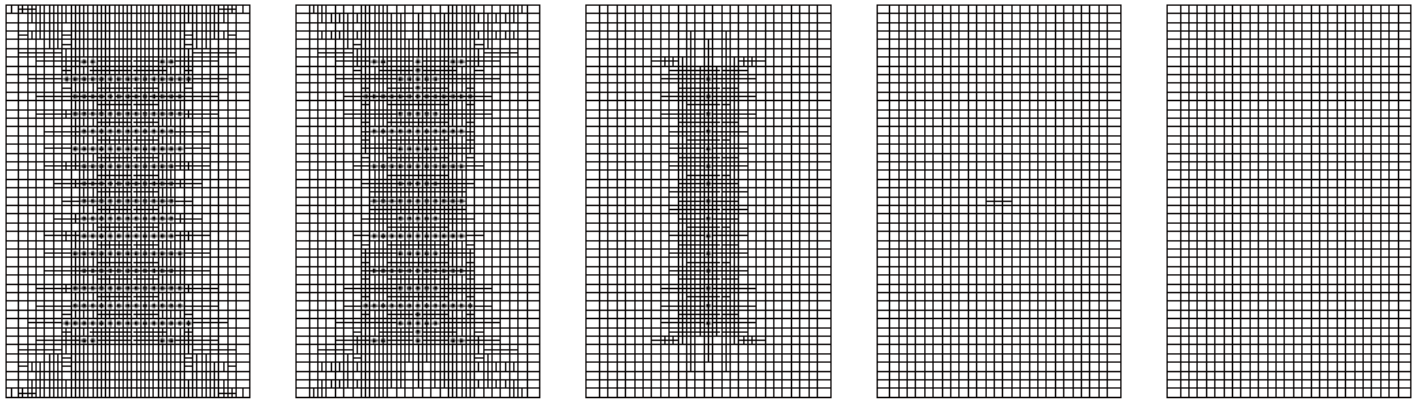
床版下面
(5 層目)

4 層目

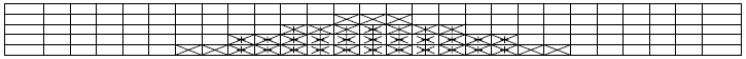
3 層目

2 層目

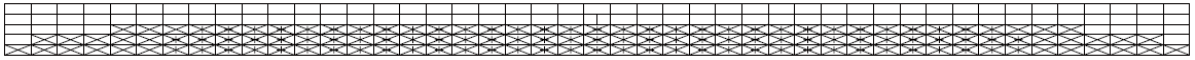
床版上面
(1 層目)



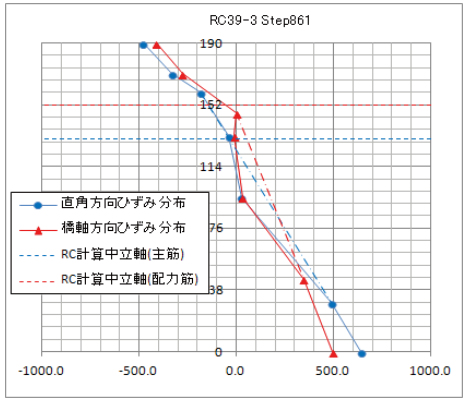
直角方向断面（床版中央）



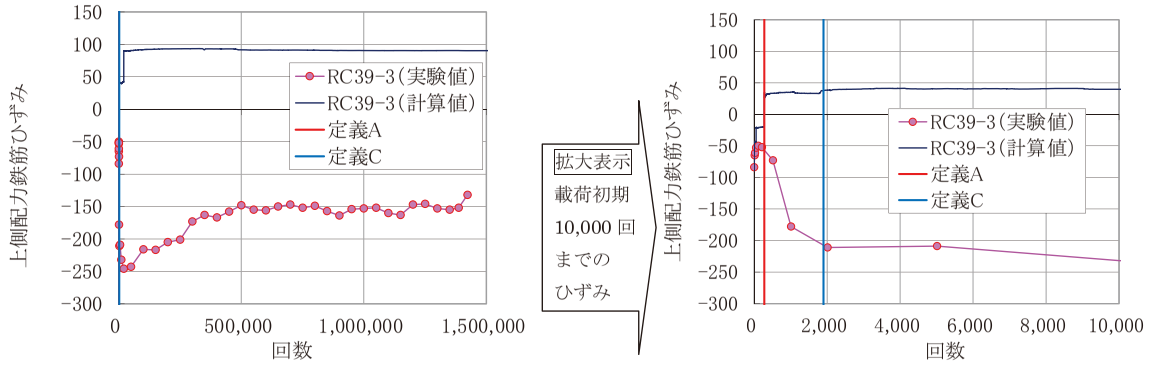
橋軸方向断面（床版中央）



ひずみ分布（床版中央）



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



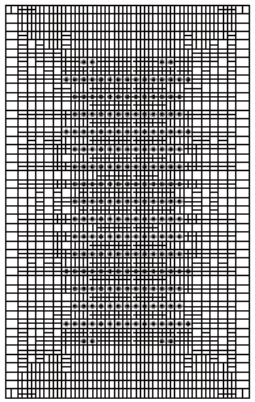
定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.5(b)　供試体 No.1(RC39-3) 破壊の定義 C の状態

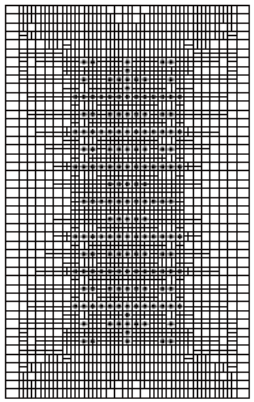
Step1,060　換算回数　1,900 回

剛性低下要素の範囲

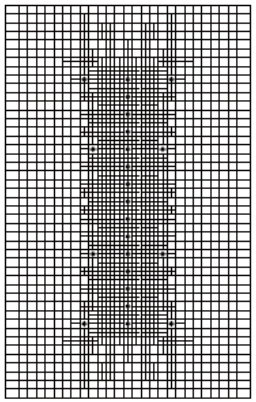
床版下面
(5 層目)



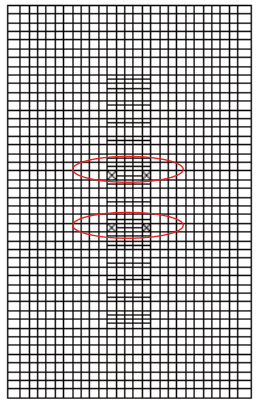
4 層目



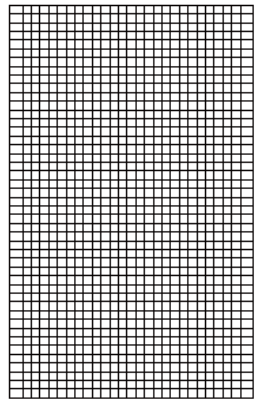
3 層目



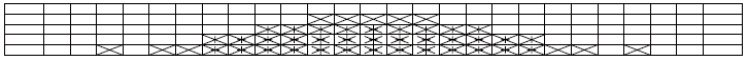
2 層目



床版上面
(1 層目)



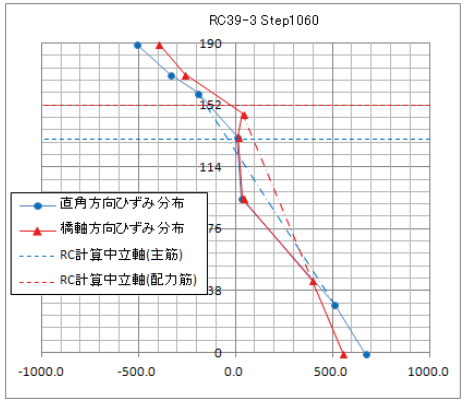
直角方向断面



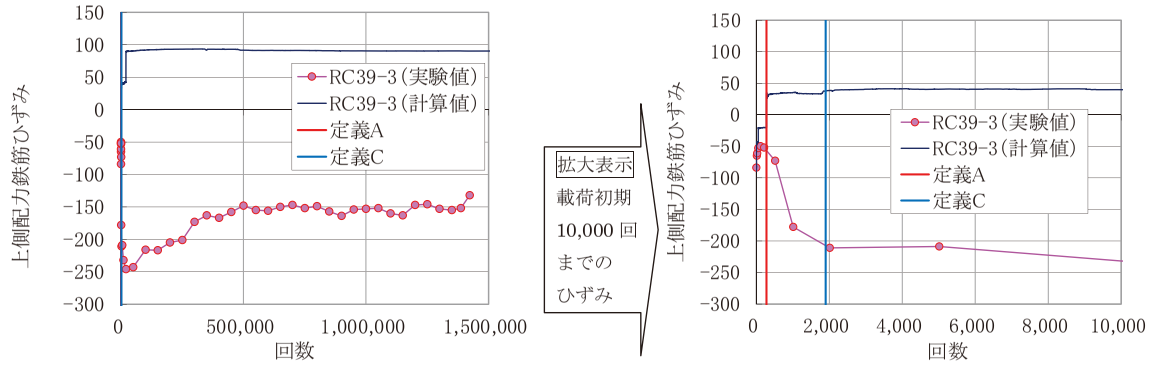
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数。

表-2.2.6(a)　供試体 No.2(RC39-4) 破壊の定義Aの状態

Step870　換算回数　78 回

剛性低下要素の範囲

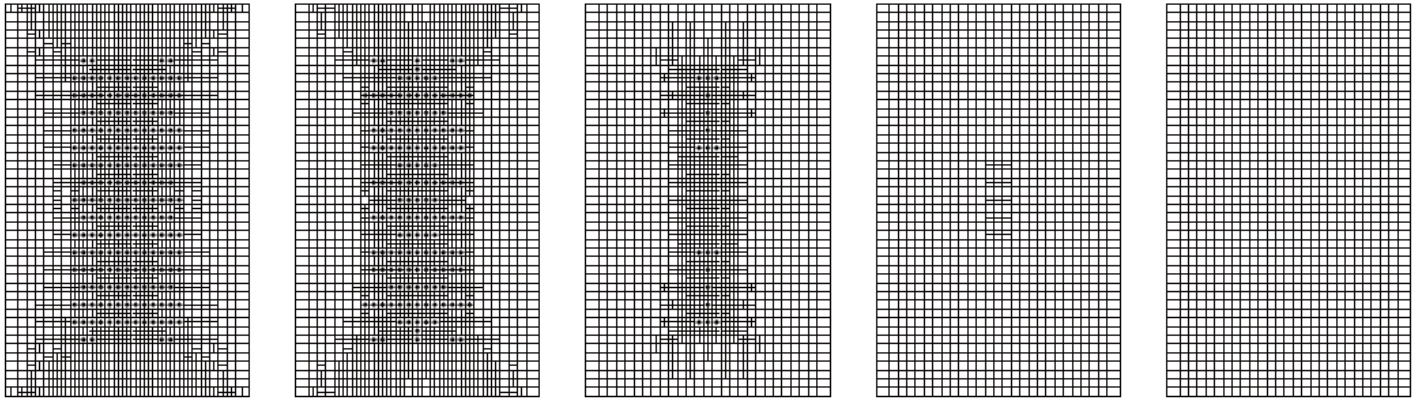
床版下面
(5 層目)

4 層目

3 層目

2 層目

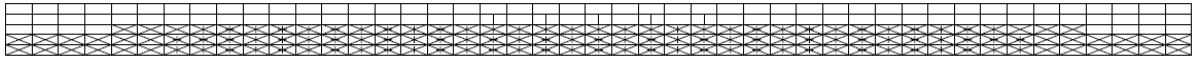
床版上面
(1 層目)



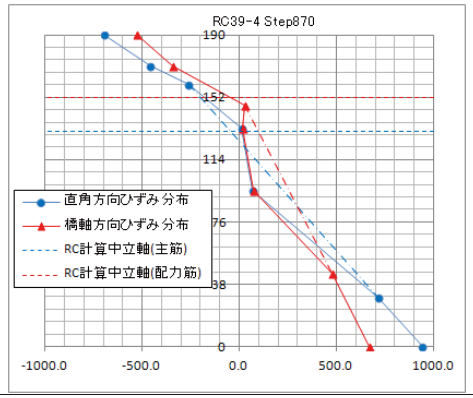
直角方向断面



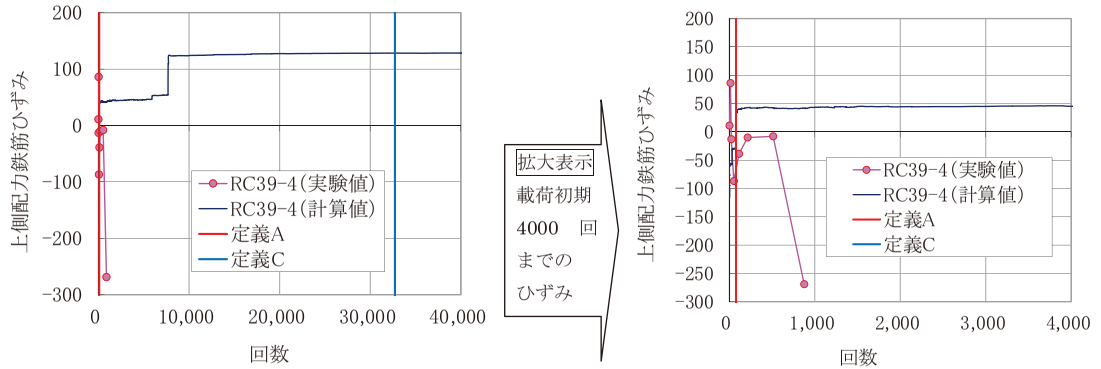
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.6(b)　供試体 No.2(RC39-4) 破壊の定義Cの状態

Step1,438　換算回数　32,724 回

剛性低下要素の範囲

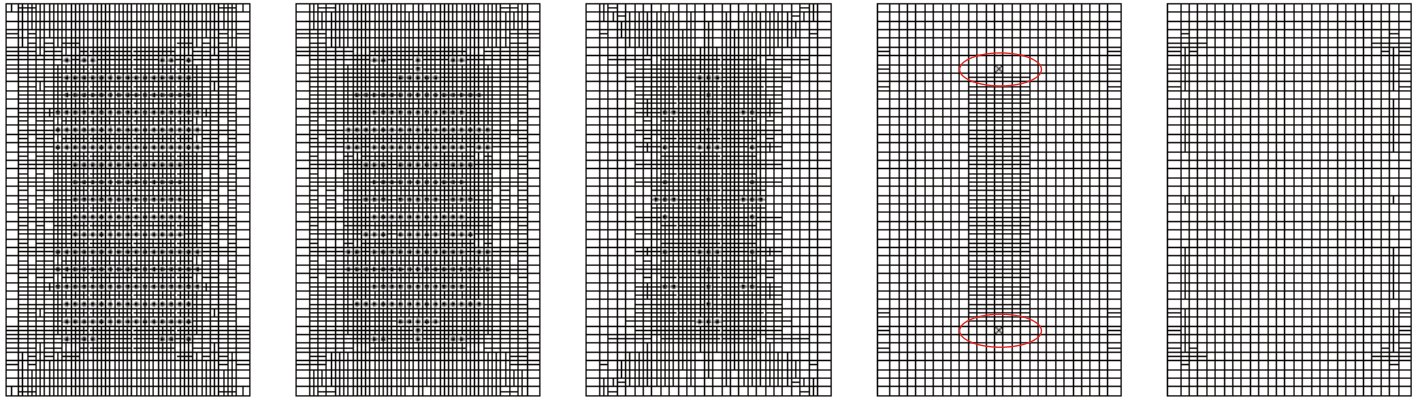
床版下面
(5 層目)

4 層目

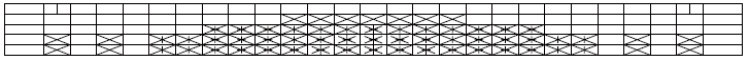
3 層目

2 層目

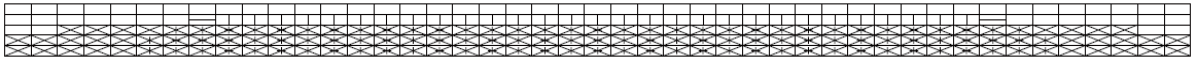
床版上面
(1 層目)



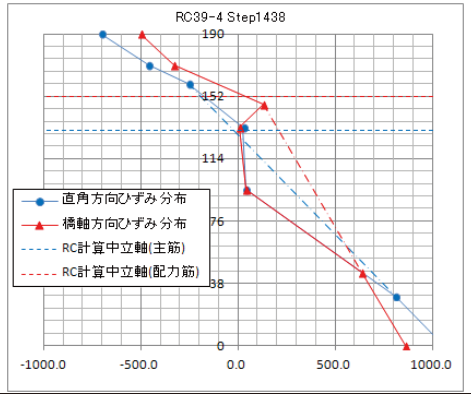
直角方向断面



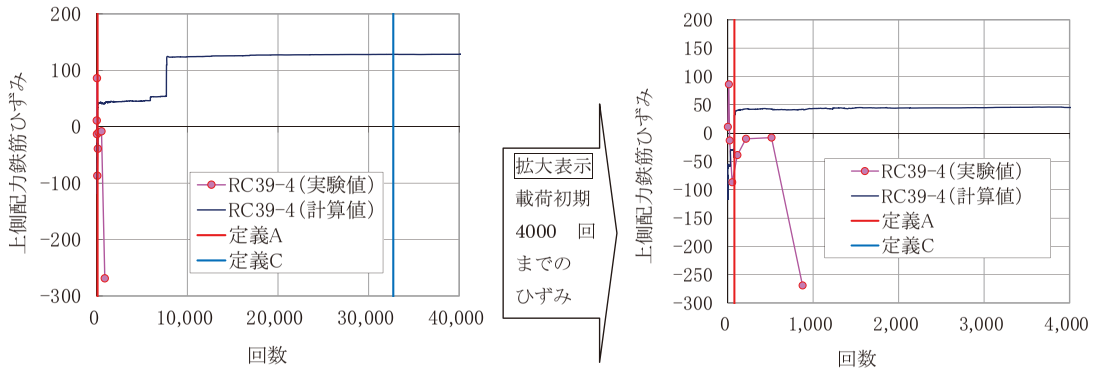
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

表-2.2.7(a)　供試体 No.3(RC39-5) 破壊の定義Aの状態

Step854　換算回数　771 回

剛性低下要素の範囲

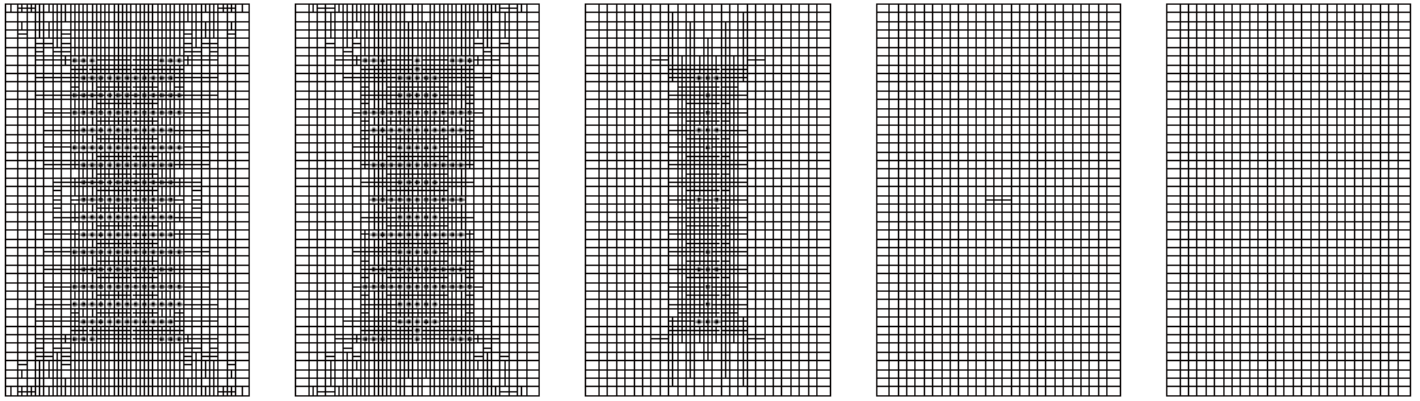
床版下面
(5 層目)

4 層目

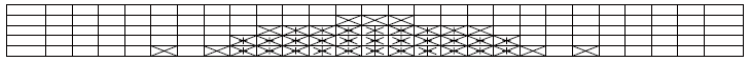
3 層目

2 層目

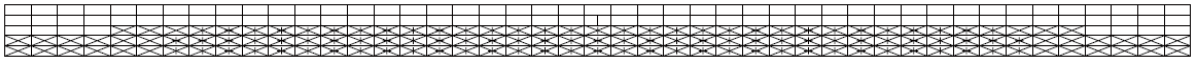
床版上面
(1 層目)



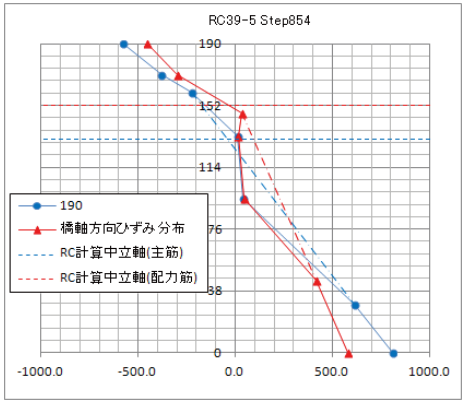
直角方向断面



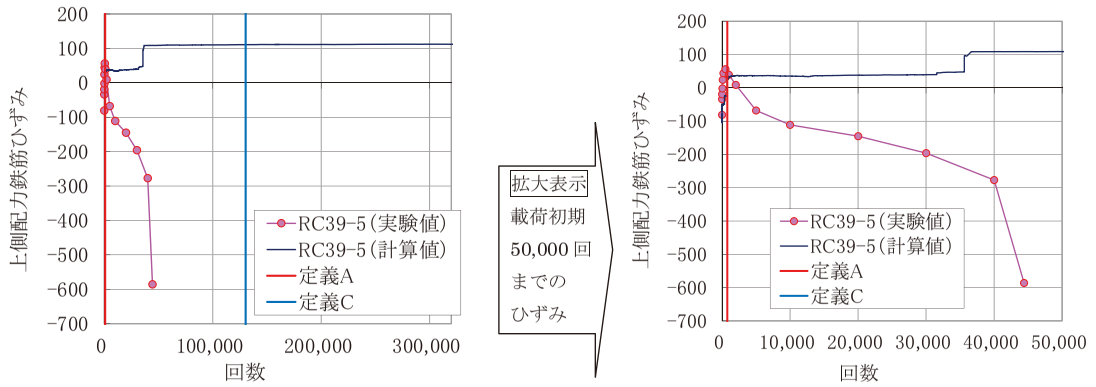
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



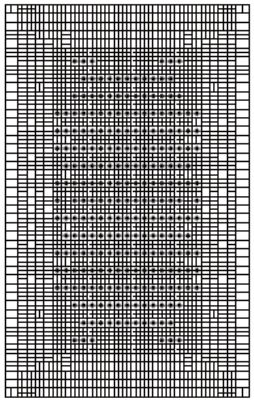
定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.7(b)　供試体 No.3(RC39-5) 破壊の定義Cの状態

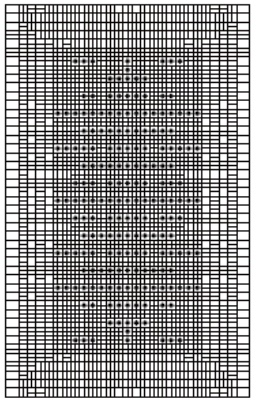
Step1,441　換算回数 1.30×10^5 回

剛性低下要素の範囲

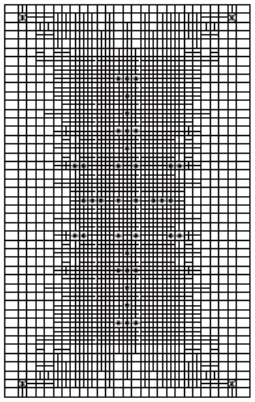
床版下面
(5 層目)



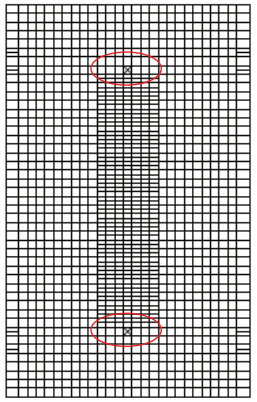
4 層目



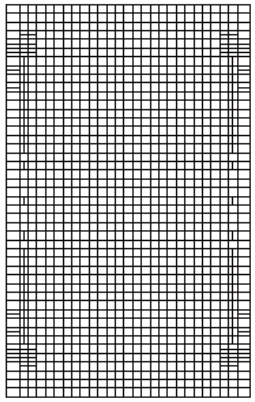
3 層目



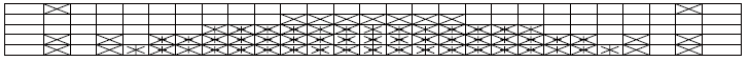
2 層目



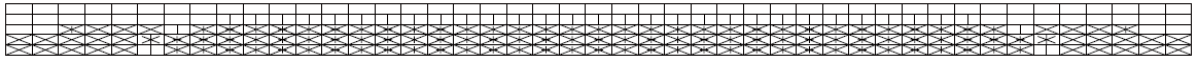
床版上面
(1 層目)



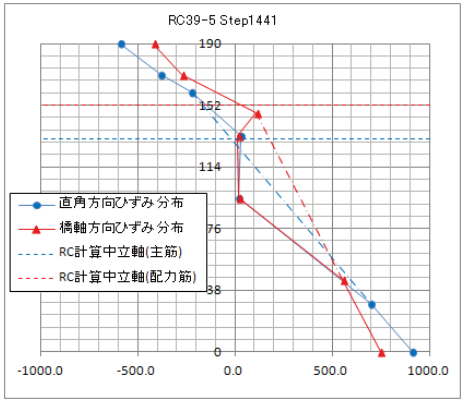
直角方向断面



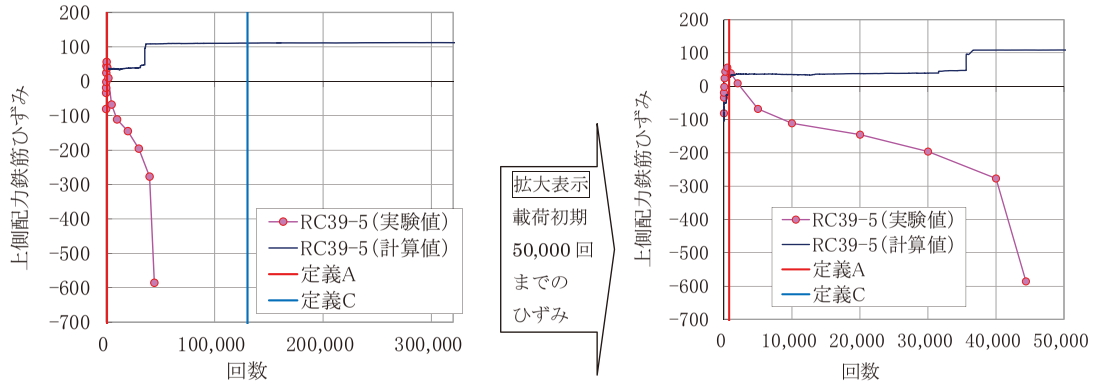
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

表-2.2.8(a)　供試体 No.4(S47) 破壊の定義Aの状態

Step522　換算回数　29 回

剛性低下要素の範囲

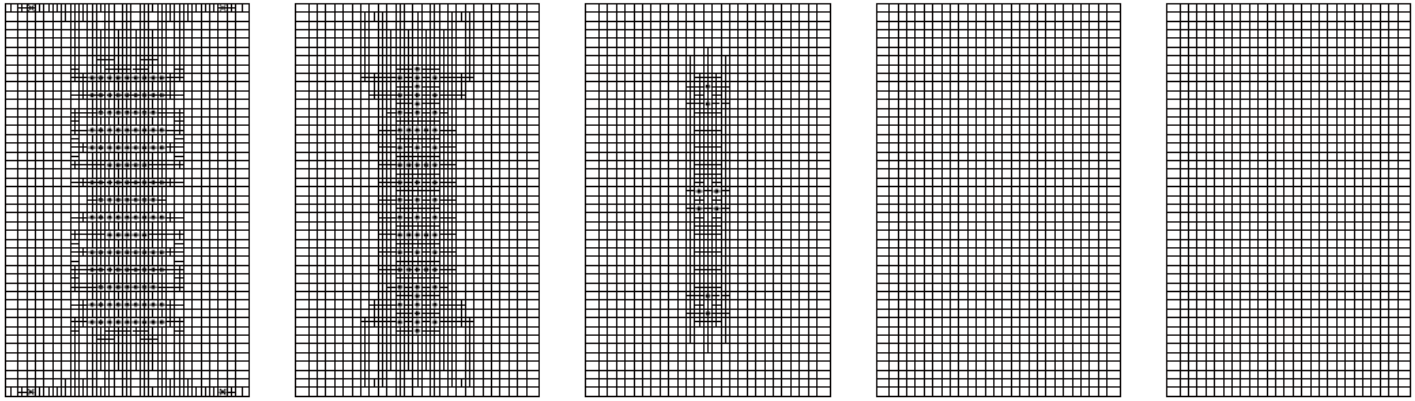
床版下面
(5 層目)

4 層目

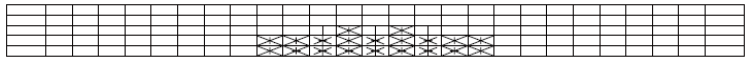
3 層目

2 層目

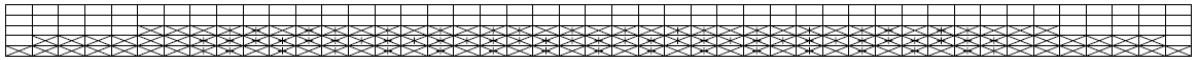
床版上面
(1 層目)



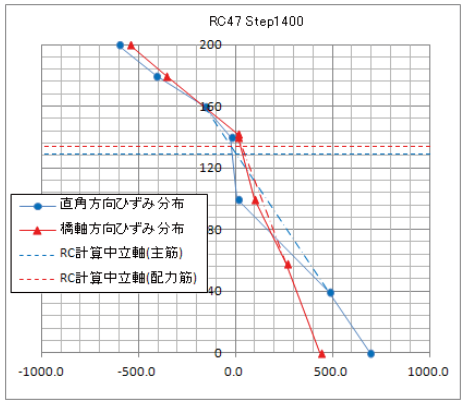
直角方向断面



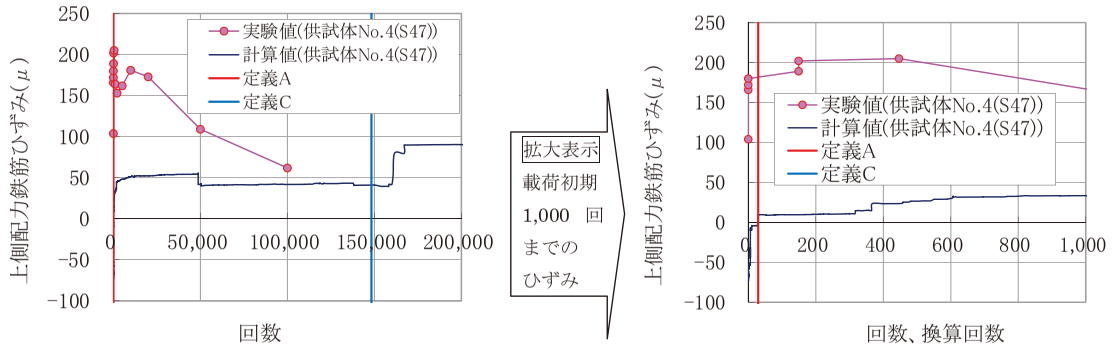
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



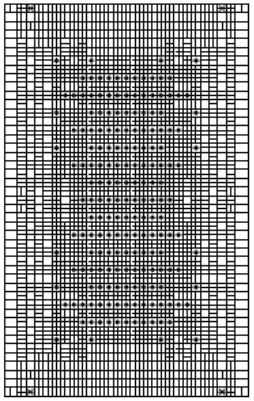
定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.8(b)　供試体 No.4(S47) 破壊の定義 C の状態

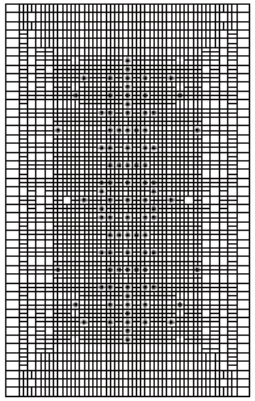
Ste1,189p　換算回数 1.48×10^5 回

剛性低下要素の範囲

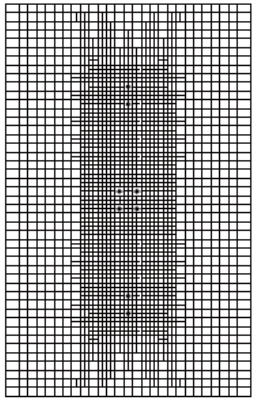
床版下面
(5 層目)



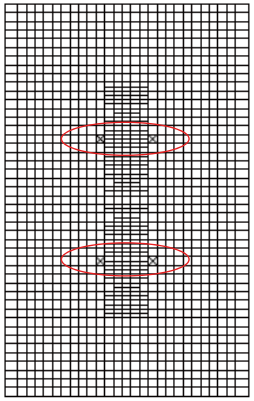
4 層目



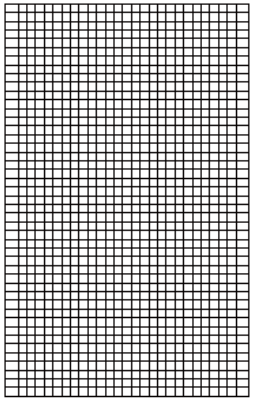
3 層目



2 層目



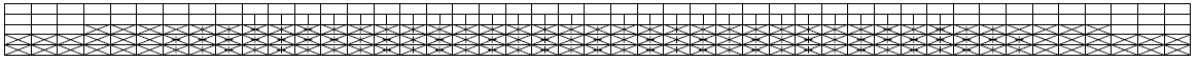
床版上面
(1 層目)



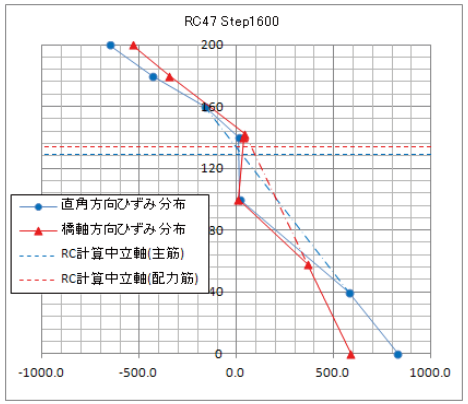
直角方向断面



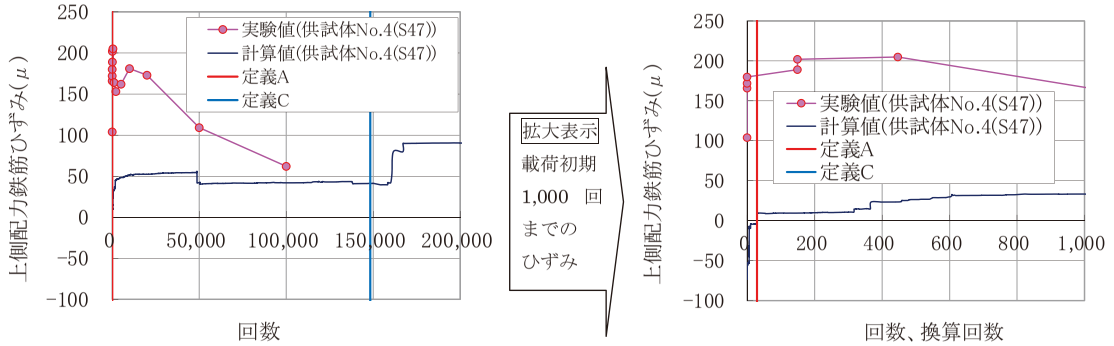
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

表-2.2.9(a)　供試体 No.5(N1(S47))　破壊の定義 A の状態

Step411　換算回数　907 回

剛性低下要素の範囲

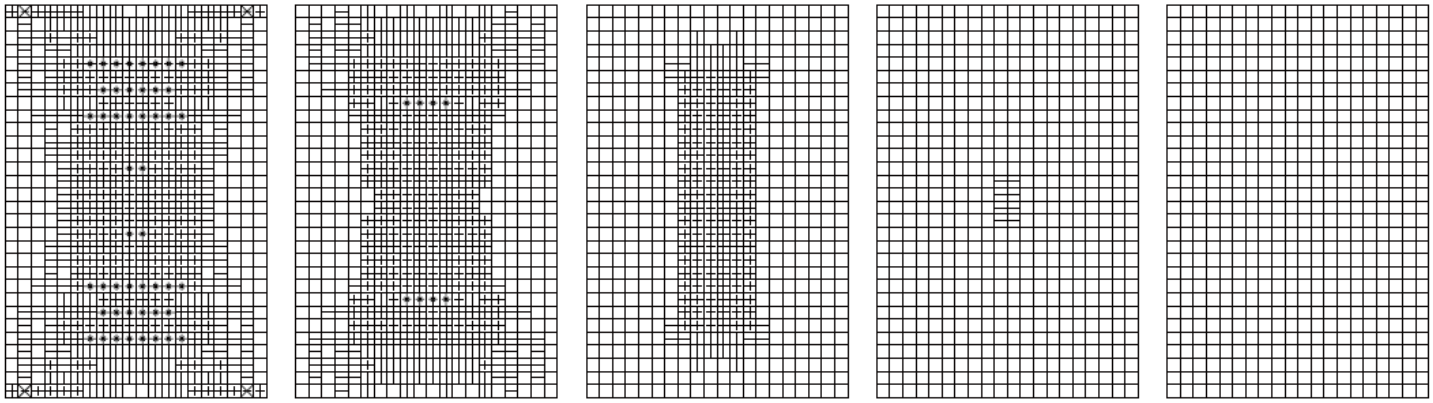
床版下面
(5 層目)

4 層目

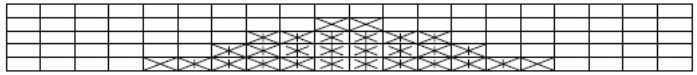
3 層目

2 層目

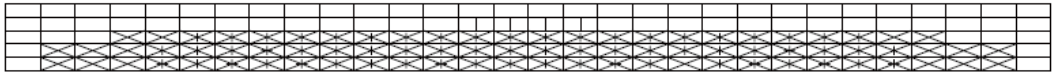
床版上面
(1 層目)



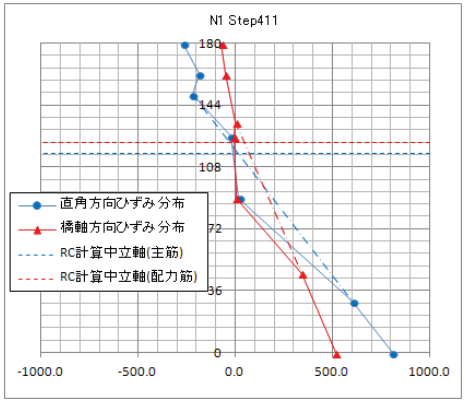
直角方向断面



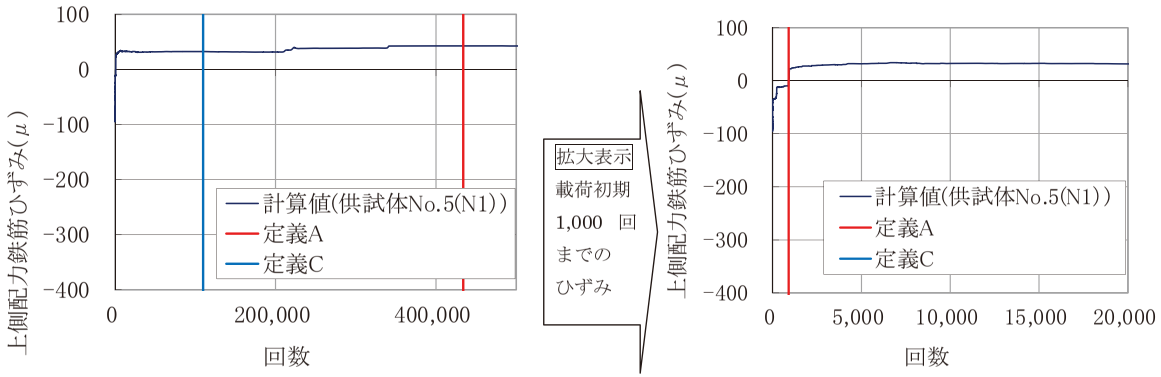
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



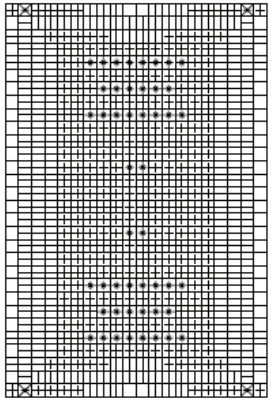
定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.9(b)　供試体 No.5(N1(S47)) 破壊の定義 C の状態

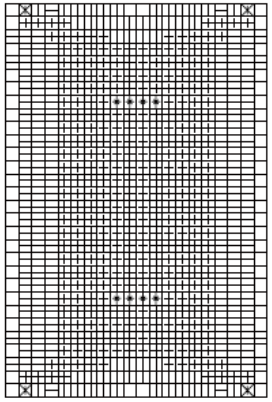
Step656　換算回数　246,806 回

剛性低下要素の範囲

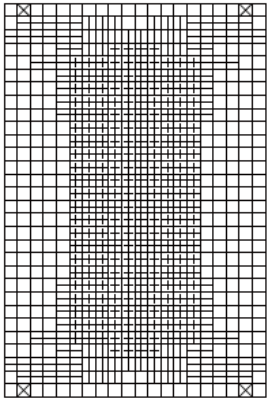
床版下面
(5 層目)



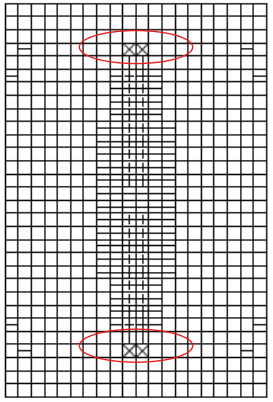
4 層目



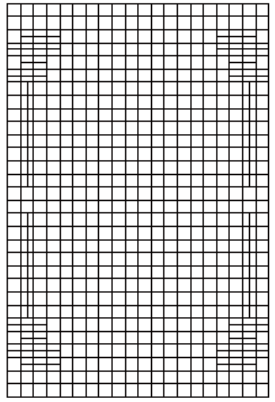
3 層目



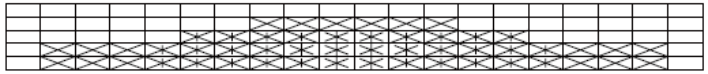
2 層目



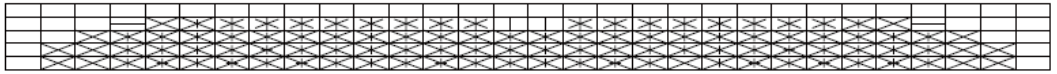
床版上面
(1 層目)



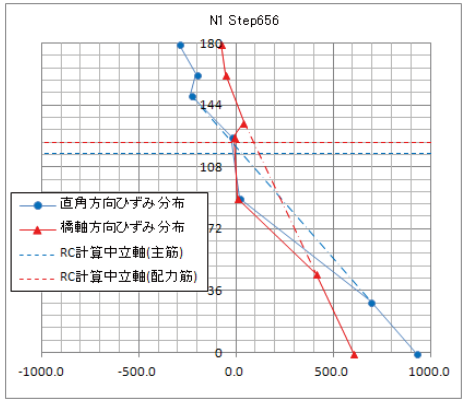
直角方向断面



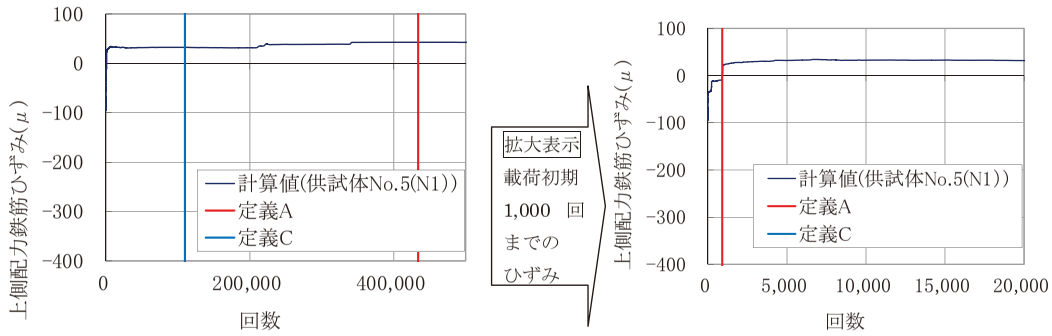
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

表-2.2.10(a)　供試体 No.6(DR1(S39)) 破壊の定義 A の状態

Step593　換算回数 116,799 回

剛性低下要素の範囲

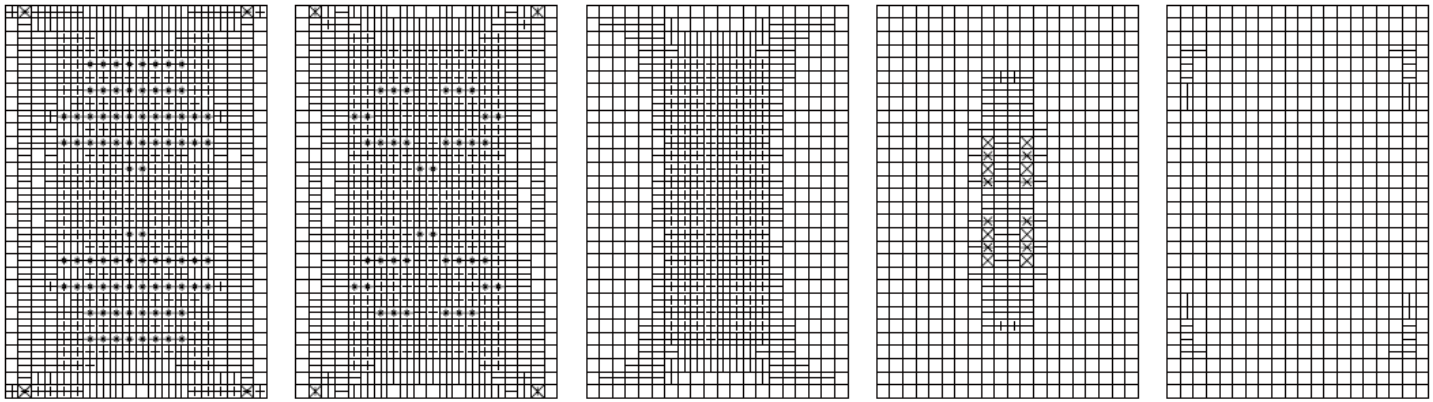
床版下面
(5 層目)

4 層目

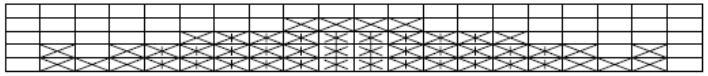
3 層目

2 層目

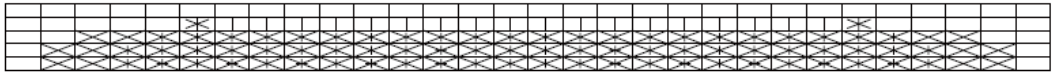
床版上面
(1 層目)



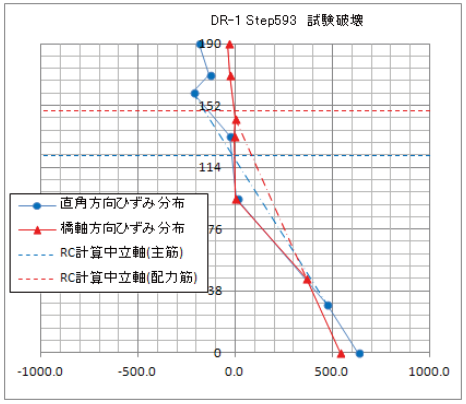
直角方向断面



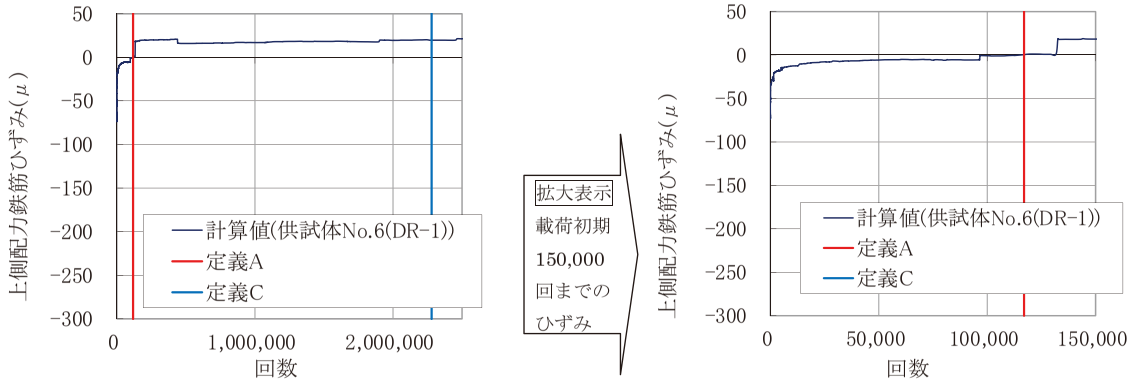
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.10(b)　供試体 No.6(DR1(S39)) 破壊の定義 C の状態

Step389　換算回数　4,112 回

剛性低下要素の範囲

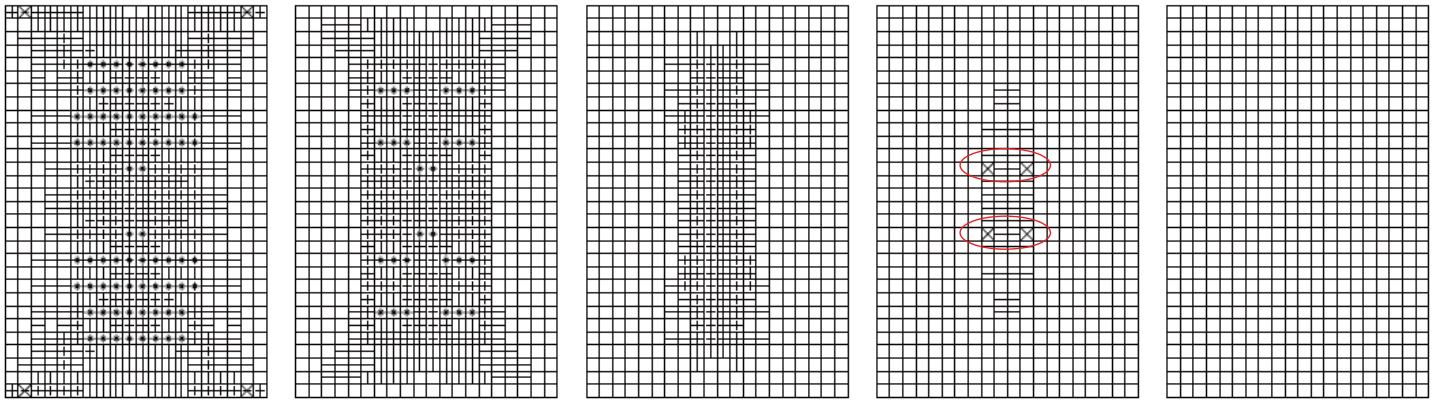
床版下面
(5 層目)

4 層目

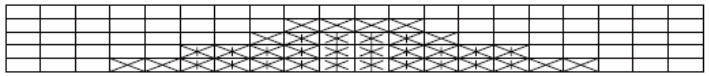
3 層目

2 層目

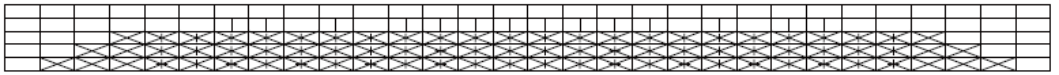
床版上面
(1 層目)



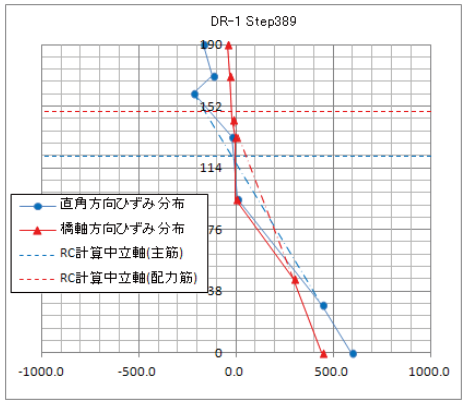
直角方向断面



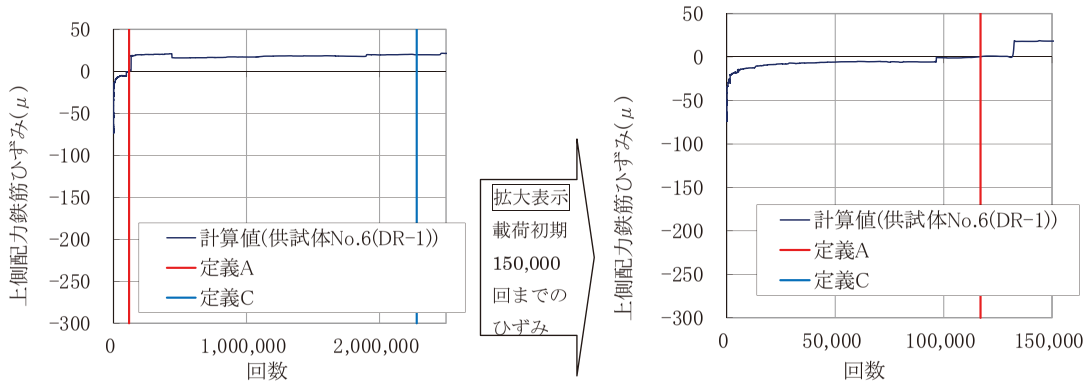
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋（載荷分ひずみの推移）



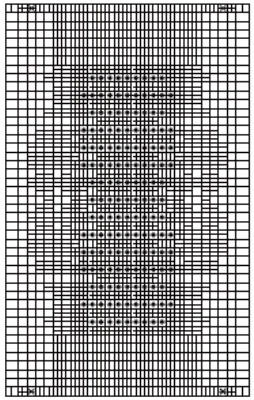
定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

表-2.2.11(a)　供試体 No.7(RC8n1) 破壊の定義 A の状態

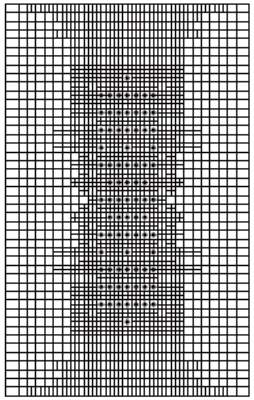
Step837　換算回数　7.04×10^6 回

剛性低下要素の範囲

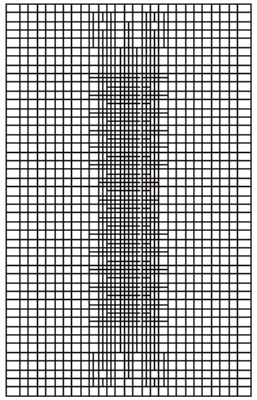
床版下面
(5 層目)



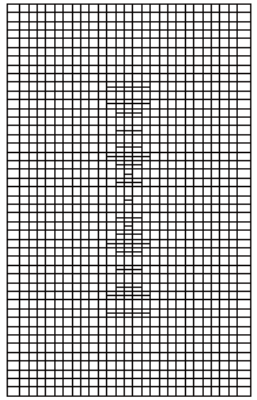
4 層目



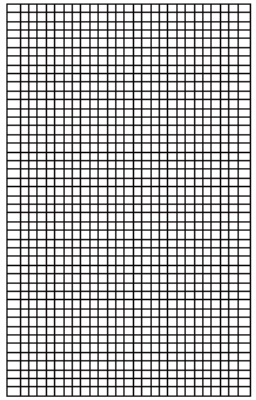
3 層目



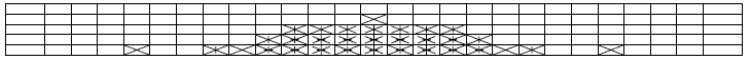
2 層目



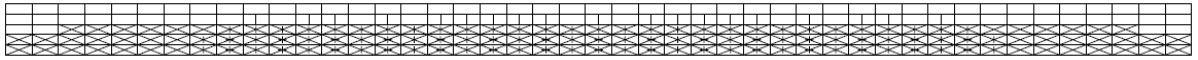
床版上面
(1 層目)



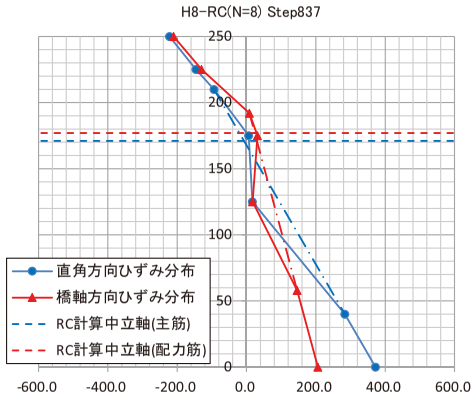
直角方向断面



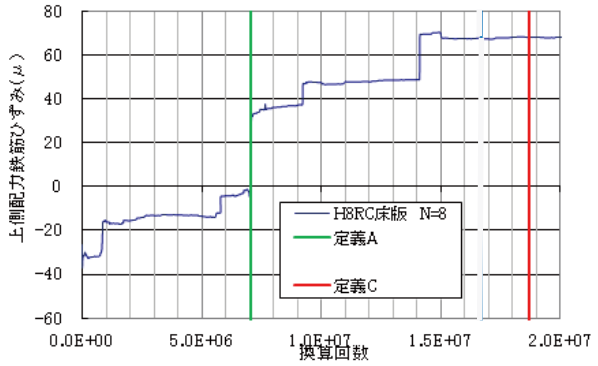
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋



定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

表-2.2.11(b)　供試体 No.7(RC8n1) 破壊の定義 C の状態

Step1,193　換算回数　1.87×10^{7} 回

剛性低下要素の範囲

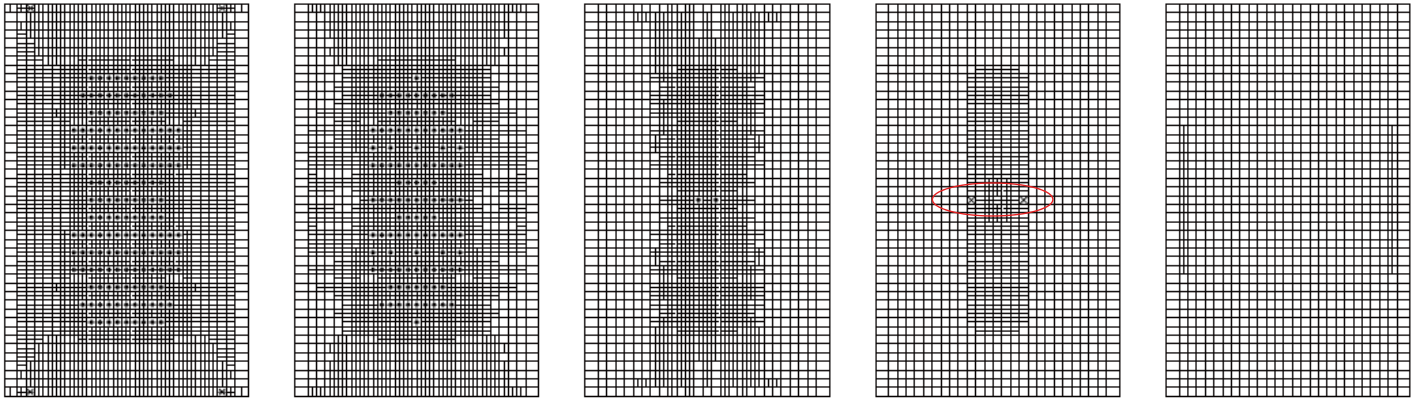
床版下面
(5 層目)

4 層目

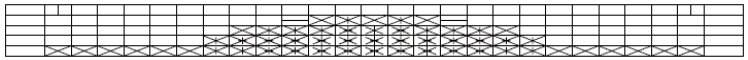
3 層目

2 層目

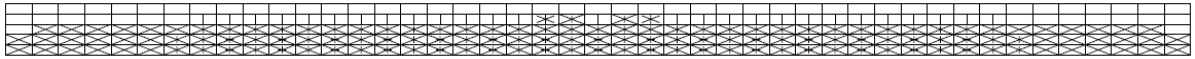
床版上面
(1 層目)



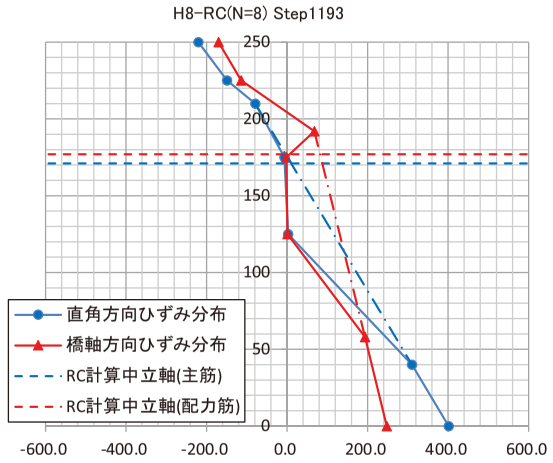
直角方向断面



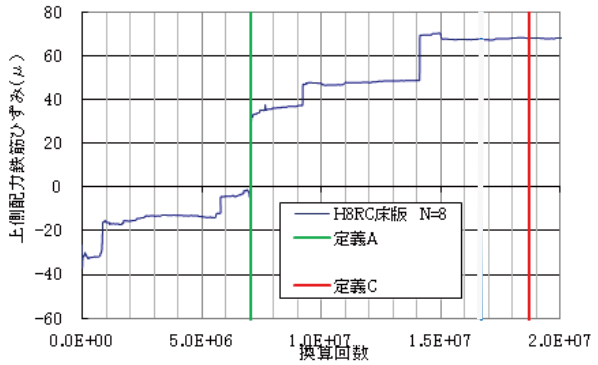
橋軸方向断面



ひずみ分布



上側配力鉄筋



定義 C：第 4 層 z 方向の合成低下要素が生じた回数を限界値とする。

2 章　参考文献

2. 1）国総研資料第 28 号道路橋床版の疲労耐久性に関する試験,2002.3

2. 2）国総研資料共同研究報告書第 472 号道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究,2008.8

2. 3）道路橋ＲＣ床版のひび割れ損傷と耐久性,平成 3 年 12 月阪神高速道路公団,阪神高速道路管理技術センター

2. 4）松井繁之,道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究,大阪大学大学院博士論文,昭和 59 年 11 月

2. 5）道路橋床版の要求性能と維持管理技術,(社)土木学会鋼構造委員会,2008.6

2. 6）松井繁之，前田幸雄 : 道路橋ＲＣ床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第 374 号/Ⅰ-6, pp.419-426.1986.

第 3 章　比較対象とする鉄筋コンクリート床版とコンクリート被害則の設定

3.1　概要

合成床版の開発・採用にあたっては、自動車の繰返し通行に対する疲労耐久性について、その疲労による破壊メカニズムが複雑であることから、現状では疲労耐久性がある程度明らかになっている床版との相対比較により照査することが一般に行われる。

本研究では、提案する解析手法によって、様々な鋼コンクリート合成床版について数値的に疲労耐久性を評価することを試みる。このとき、絶対的な耐久性については明確ではないため、現行基準（道路橋示方書，平成 24 年 3 月）で設計された床版を照査対照モデルとし、これとの相対関係で評価することとした。

具体的には、現行基準による床版が目標とする設計供用期間の丁度 100 年程度の耐久性を有しているものと仮定して、現行設計活荷重策定において参考としている活荷重実測データと比較し、本解析におけるコンクリートの被害則を設定した。図-3.1.1 に設定フローを示す。

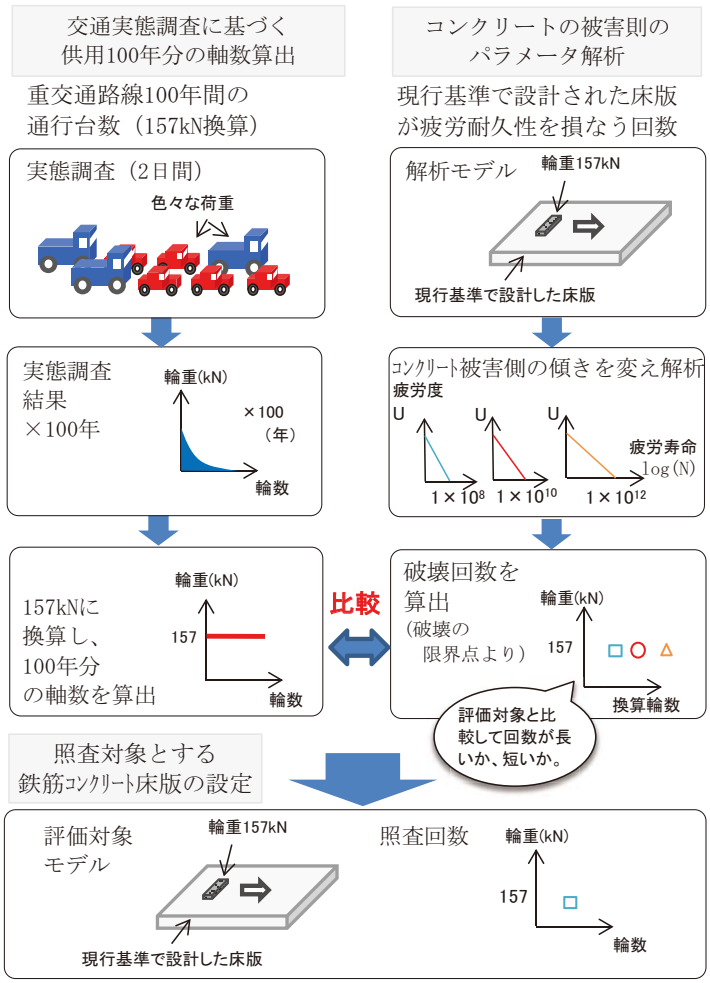


図-3.1.1　重交通路線 100 年分の通過輪数に相当する鉄筋コンクリート床版の照査回数の設定フロー

3.2　実態調査に基づく供用 100 年分の軸数算出（157ｋN 換算輪数）

(1) 交通実態調査の概要

本研究では、活荷重実態データとして、昭和 59 年に旧土木研究所で実施された国道 357 号線の有明付近での車重実態調査から得られた軸重ごとの頻度台数（以下「実態調査結果」という。）を用いた[3.1)]。測定は、車種ごとの輪重をマット式重量計で平日 2 日間計測したものである。測定された交通実態が 100 年変わらないと仮定し、単純に 100 年分の輪重ごとの頻度を算出した結果を図-3.2.1 に示す。

軸重量分布 (kN)	輪重 (kN)	合計(輪)	頻度割合 (%)	100年分の輪数 N(輪)
0 ≦t< 9.8	5	161266	42.82	2,943,104,500
9.8 ≦t< 20	10	103339	27.44	1,885,936,750
20 ≦t< 29	15	28948	7.69	528,301,000
29 ≦t< 39	20	16977	4.51	309,830,250
39 ≦t< 49	25	18617	4.94	339,760,250
49 ≦t< 59	29	11726	3.11	213,999,500
59 ≦t< 69	34	6463	1.72	117,949,750
69 ≦t< 78	39	8013	2.13	146,237,250
78 ≦t< 88	44	4412	1.17	80,519,000
88 ≦t< 98	49	2836	0.75	51,757,000
98 ≦t< 108	54	2805	0.74	51,191,250
108 ≦t< 118	59	2770	0.74	50,552,500
118 ≦t< 127	64	2059	0.55	37,576,750
127 ≦t< 137	69	1500	0.40	27,375,000
137 ≦t< 147	74	987	0.26	18,012,750
147 ≦t< 157	78	703	0.19	12,829,750
157 ≦t< 167	83	597	0.16	10,895,250
167 ≦t< 176	88	379	0.10	6,916,750
176 ≦t< 186	93	511	0.14	9,325,750
186 ≦t< 196	98	389	0.10	7,099,250
196 ≦t< 206	103	293	0.08	5,347,250
206 ≦t< 216	108	221	0.06	4,033,250
216 ≦t< 225	113	176	0.05	3,212,000
225 ≦t< 235	118	136	0.04	2,482,000
235 ≦t< 245	123	158	0.04	2,883,500
245 ≦t< 255	127	128	0.03	2,336,000
255 ≦t< 265	132	61	0.02	1,113,250
265 ≦t< 274	137	44	0.01	803,000
274 ≦t< 284	142	23	0.01	419,750
284 ≦t< 294	147	26	0.01	474,500
294 ≦t< 304	152	8	0.00	146,000
304 ≦t< 314	157	15	0.00	273,750
314 ≦t< 323	162	12	0.00	219,000
323 ≦t< 333	167	8	0.00	146,000
333 ≦t< 343	172	1	0.00	18,250
343 ≦t< 353	176	0	0.00	–
353 ≦t< 363	181	1	0.00	18,250
363 ≦t< 372	186	1	0.00	18,250
372 ≦t< 382	191	0	0.00	–
382 ≦t< 392	196	0	0.00	–
合計		376610	100.00	6,873,114,250

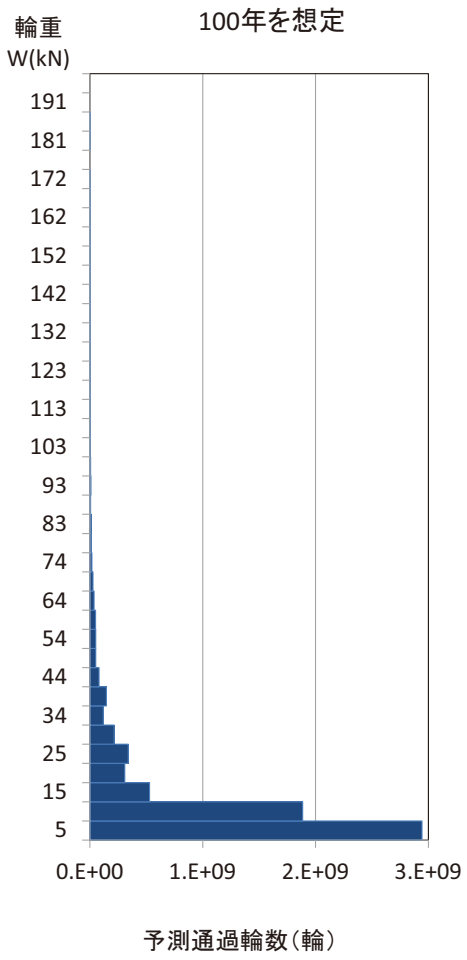


図-3.2.1　輪荷重頻度分布構成（実態調査結果）

(2) 代表輪重（157kN）での換算頻度

後述する解析においては、様々な重量の車両が通行する実態とは異なり、輪重 157kN を一定載荷することになる。そこで、活荷重実態調査で得られた輪荷重頻度分布構成比が供用期間中大きく変わらないという前提で、本研究における代表輪重による換算台数の算出は、次のように行っている。

ある程度以上の時間の中で計測される車両重量頻度分布形状とそれによって橋の着目部位に生じる変動応力範囲の頻度分布の形状が相似であると仮定する。このとき輪重あるいは変動応力範囲の最大値付近では、輪重の最大値（W_{max}）が実交通流においては通常セミトレーラ型の車両であるのに対して、変動応力範囲の最大値（$\Delta\sigma_{max}$）に最遠軸距が短い 3 軸ダンプトラックなどの大型トラックによるものが対応する場合があるが、全体的にみて分布系が相似であるとの仮定には大きく影響しない。

このように仮定すると、変動応力範囲の頻度から求められる損傷度（変動応力範囲の m 乗×頻度）の分布形状と「輪重分布のm乗に台数を乗じた値（以下「輪重損傷度」という。）」の分布形状も相似と見なすことができる（図-3.2.2 及び図-3.2.3 参照）。

さらに、これを代表輪重（W_D）のみの輪重損傷度で与えるとすると、式(3.2.1)のように代表輪重の頻度（N_D）として算出する。

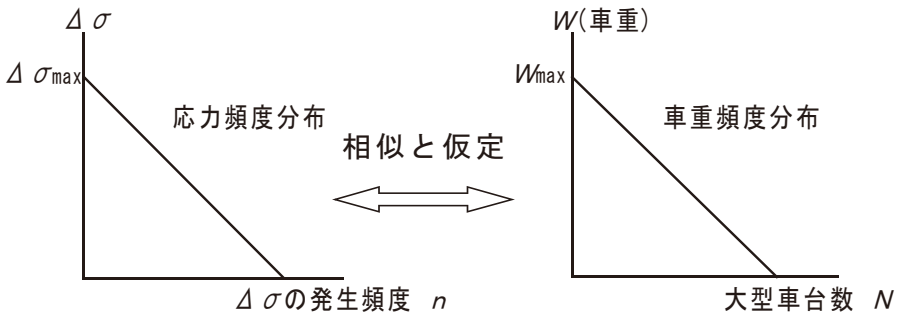
$$N_D = \sum_{W<Wve}^{Wmax} (W_i^{\mathrm{m}} \times \mathrm{N}_i)/W_{\mathrm{D}}^{m} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.1)$$

ここで、mは自動輪荷重により部材に影響を与えるダメージを表す。鋼部材の場合、応力範囲の 3 乗及び繰返し数の 1 乗で効いてくる[3.2)]。道路橋床版においては、全国の輪荷重走行試験により明らかにされており、その試験機の寸法や輪の種類（サイズや材料）によって異なる[3.3)]ものの、本研究では、土木研究所で実施された輪荷重走行試験結果を用いることから、土木研究所による S-N 線式(3.2.2)から求められた傾き(m=18.3)を用いている。

$$\log_{10}\frac{P}{P_{sx}} = -0.0545 \cdot \log_{10}N + \log_{10}10.9565 \quad \cdots\cdots\cdots (3.2.2)$$

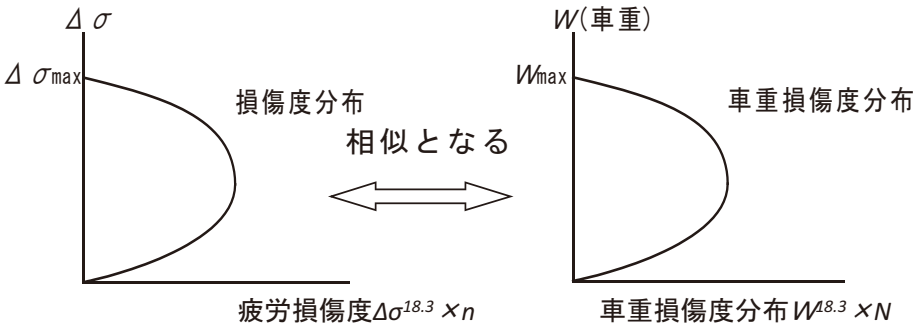
本研究において、代表輪重は 157kN、mは 18.3 とすると、代表輪重（W_{157}）の頻度（N_{157}）は、次のとおりである。

$$N_{157} = \sum_{i=5}^{195} (W_i^{18.3} \times \mathrm{N}_i)/W_{157}^{18.3} = 2{,}408{,}173 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.3)$$



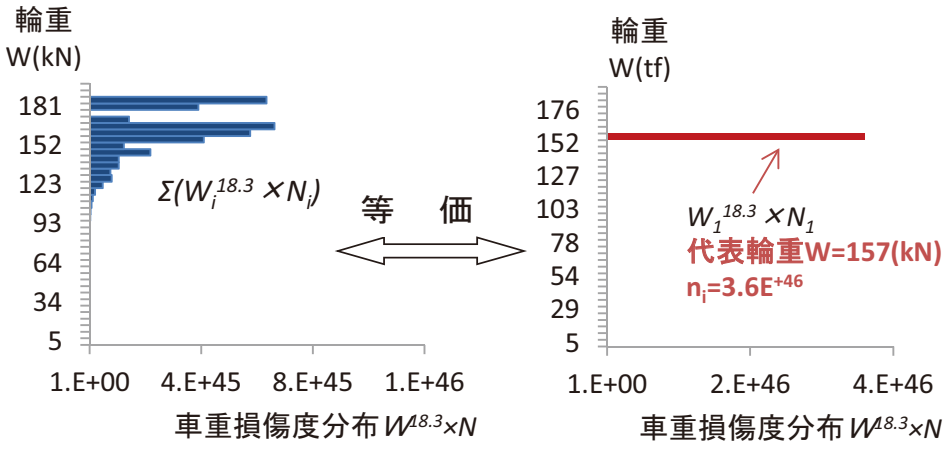
(a) 変動応力範囲 Δ σ　　(b) 車両重量

図-3.2.2　変動応力範囲の頻度分布と車両重量の頻度分布



(a) 疲労損傷度　　(b) 車重損傷度

図-3.2.3　変動応力範囲による損傷度分布と車重損傷度の頻度分布



(a) 車重損傷度　　(b) 代表輪重(W157)に換算

図-3.2.4　代表輪重(W157)による等価輪重損傷度

実態調査結果から求めた輪重損傷度分布と代表輪重を、次の図-3.2.5 に示す。

軸重量分布	輪重(tf)	合計(輪)	頻度割合(%)	100年分の輪数 N(輪)	$W^{18.3}$	$W^{18.3}\times N$
0 ≦t< 1	0.25	161266	42.82	2,943,104,500	9.60E-12	2.83E-02
1 ≦t< 2	0.75	103339	27.44	1,885,936,750	5.17E-03	9.75E+06
2 ≦t< 3	1.25	28948	7.69	528,301,000	5.94E+01	3.14E+10
3 ≦t< 4	1.75	16977	4.51	309,830,250	2.80E+04	8.68E+12
4 ≦t< 5	2.25	18617	4.94	339,760,250	2.79E+06	9.46E+14
5 ≦t< 6	2.75	11726	3.11	213,999,500	1.10E+08	2.35E+16
6 ≦t< 7	3.25	6463	1.72	117,949,750	2.33E+09	2.75E+17
7 ≦t< 8	3.75	8013	2.13	146,237,250	3.20E+10	4.68E+18
8 ≦t< 9	4.25	4412	1.17	80,519,000	3.16E+11	2.54E+19
9 ≦t< 10	4.75	2836	0.75	51,757,000	2.42E+12	1.25E+20
10 ≦t< 11	5.25	2805	0.74	51,191,250	1.51E+13	7.73E+20
11 ≦t< 12	5.75	2770	0.74	50,552,500	7.98E+13	4.03E+21
12 ≦t< 13	6.25	2059	0.55	37,576,750	3.67E+14	1.38E+22
13 ≦t< 14	6.75	1500	0.40	27,375,000	1.50E+15	4.11E+22
14 ≦t< 15	7.25	987	0.26	18,012,750	5.55E+15	9.99E+22
15 ≦t< 16	7.75	703	0.19	12,829,750	1.88E+16	2.41E+23
16 ≦t< 17	8.25	597	0.16	10,895,250	5.90E+16	6.43E+23
17 ≦t< 18	8.75	379	0.10	6,916,750	1.73E+17	1.20E+24
18 ≦t< 19	9.25	511	0.14	9,325,750	4.79E+17	4.47E+24
19 ≦t< 20	9.75	389	0.10	7,099,250	1.26E+18	8.91E+24
20 ≦t< 21	10.25	293	0.08	5,347,250	3.14E+18	1.68E+25
21 ≦t< 22	10.75	221	0.06	4,033,250	7.50E+18	3.02E+25
22 ≦t< 23	11.25	176	0.05	3,212,000	1.72E+19	5.53E+25
23 ≦t< 24	11.75	136	0.04	2,482,000	3.82E+19	9.47E+25
24 ≦t< 25	12.25	158	0.04	2,883,500	8.18E+19	2.36E+26
25 ≦t< 26	12.75	128	0.03	2,336,000	1.70E+20	3.97E+26
26 ≦t< 27	13.25	61	0.02	1,113,250	3.44E+20	3.83E+26
27 ≦t< 28	13.75	44	0.01	803,000	6.78E+20	5.44E+26
28 ≦t< 29	14.25	23	0.01	419,750	1.30E+21	5.47E+26
29 ≦t< 30	14.75	26	0.01	474,500	2.45E+21	1.16E+27
30 ≦t< 31	15.25	8	0.00	146,000	4.51E+21	6.58E+26
31 ≦t< 32	15.75	15	0.00	273,750	8.13E+21	2.23E+27
32 ≦t< 33	16.25	12	0.00	219,000	1.44E+22	3.16E+27
33 ≦t< 34	16.75	8	0.00	146,000	2.51E+22	3.66E+27
34 ≦t< 35	17.25	1	0.00	18,250	4.30E+22	7.84E+26
35 ≦t< 36	17.75	0	0.00	-	7.25E+22	0.00E+00
36 ≦t< 37	18.25	1	0.00	18,250	1.21E+23	2.20E+27
37 ≦t< 38	18.75	1	0.00	18,250	1.98E+23	3.61E+27
38 ≦t< 39	19.25	0	0.00	-	3.20E+23	0.00E+00
39 ≦t< 40	19.75	0	0.00	-	5.12E+23	0.00E+00
合計		376610	100.00	6,873,114,250	1.32E+24	1.98E+28

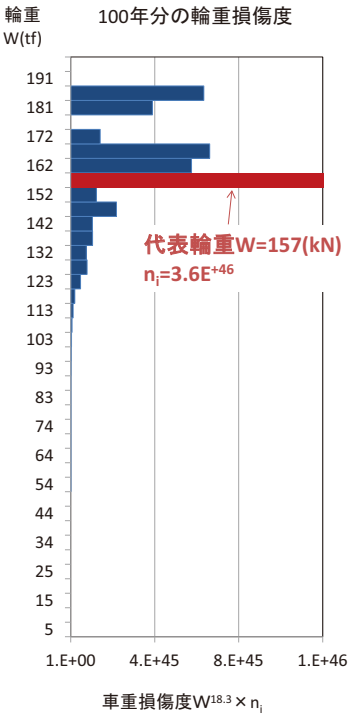


図-3.2.5 床版の輪重損傷度（m＝18.3）

3.3　評価対象モデルと評価回数の設定

(1) 検討概要

現行設計規準で設計した床版に対する耐久性評価手法を用いた解析を行う。ここで、計算は3通りのコンクリートの被害則（8 乗,10 乗,12 乗）で行い、コンクリートの被害則を変えることで疲労耐久性の絶対値評価を試みた。

解析ではモデルに代表荷重（157kN）を移動載荷した計算を行い、破壊に至るまでの損傷過程について実橋の床版で想定される疲労損傷過程及び設計上期待している疲労耐久性との比較から、床版の疲労解析に用いるコンクリートの被害則について考察する。

ここで、本研究で提案する解析の方法として、各コンクリート要素に発生する、方向別の応力とひずみの積の最大変動分（疲労度ΔU）の蓄積である、累積損傷度 D が 1 に達した場合、x,y.z 方向のうちで最も方向別累積損傷度が大きい方向を破壊するものとしている。このとき、ΔUt(y 切片)は、静的な破壊基準とみなせることから、コンクリートの引張強度としている。

(2) 解析の概要

①対象床版

鉄筋コンクリート床版について、昭和 40 年代に自動車荷重の繰返しによる疲労損傷が問題となったが、以後道路橋示方書の規定は数度にわたって改定されてきており、疲労耐久性が向上してきていることが輪荷重走行試験において確認されている。

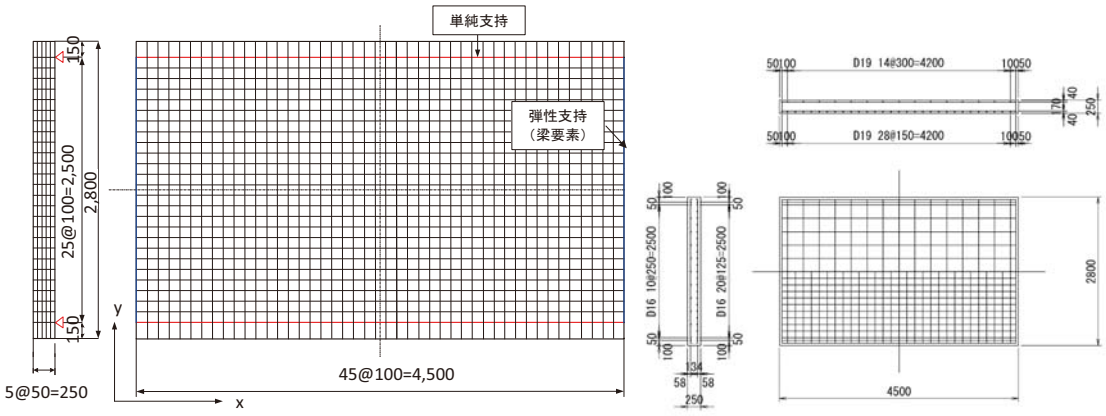
解析では、表-3. 3. 1 に示す構造諸元の床版モデルを対象とする。この床版では、現行設計基準と同じ「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成 8 年度）」に従って、床版支間 3.0m の連続版の設計と同様となるよう配筋を決定している供試体 RC8n1 を想定した床版である（以下「H8 床版」という。）。

表-3. 3. 1　構造概要一覧

床版	厚さ (mm)	ヤング係数(N/mm2)		支間(主鉄筋)方向鋼材(mm)		支間直角(配力筋)方向鋼材(mm)		(表面からの)中立軸高さ (mm)	
		ｺﾝｸﾘｰﾄ	鋼材	位置(表面から)	鉄筋の種類と配置間隔	位置(表面から)	鉄筋の種類と配置間隔	支間方向	直角方向
RC8n1 (H8 床版)	250	2.5×10^4	2.0×10^5	40	(上)D19@300	58	(上)D16@250	64	58
				210	(下)D19@150	192	(下)D16@125		

②解析モデル

解析モデルはこれまで検討してきたように、床版コンクリートをソリッドモデルとし、100mm×100mm 程度の大きさの要素に分割する。鉄筋は埋め込み要素とする。コンクリート要素の解析モデル図を図-3.3.1 に、要素分割の部分を図-3.3.2 に、材料の物理定数を表-3.3.2 に示す。荷重の支持条件は実験と同じであり、長辺は単純支持、短辺は弾性支持とした。載荷荷重は 157kN（一定載荷）とする。



コンクリート要素　　鉄筋要素

図-3.3.1　要素分割

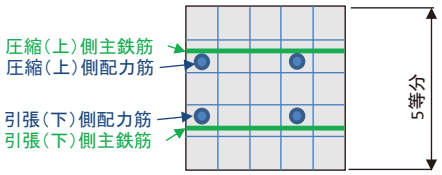


図-3.3.2　要素分割の部分

表-3.3.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	物理定数	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm²	33.1	
	引張強度	N/mm²	2.64	
	ヤング係数	N/mm²	27.9×10^3	
	せん断弾性係数	N/mm²	12.10×10^3	
	ポアソン比	－	0.150	
鉄筋	ヤング係数	N/mm²	2.0×10^5	

③コンクリートの被害則

コンクリートの累積損傷度 Dは、疲労度に基づく被害則に従い、図-3.3.3 に示す 8 乗,10 乗,12 乗の対数則に従うものと仮定し、それぞれ解析を行った。

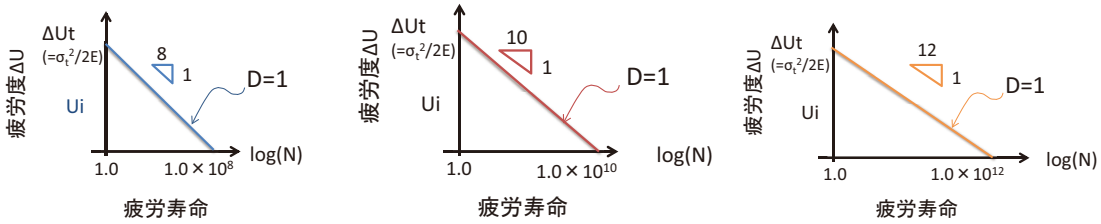
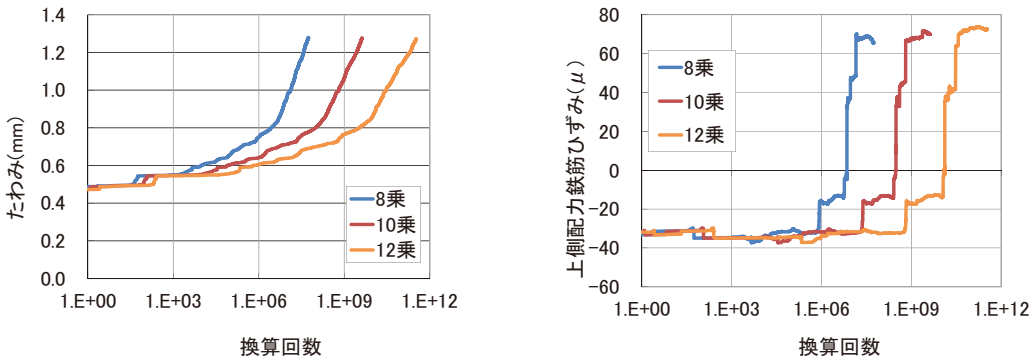


図-3.3.3　コンクリートの被害則の違い

(3) 解析結果

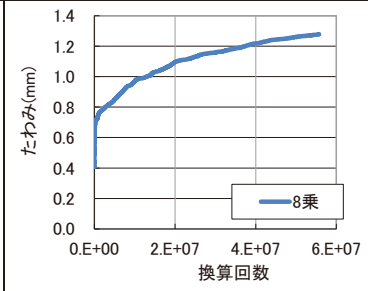
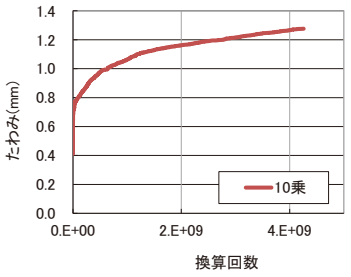
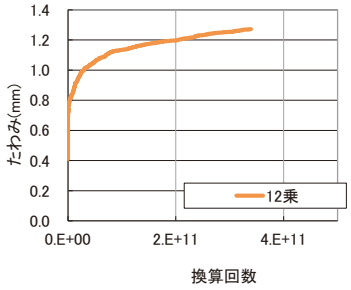
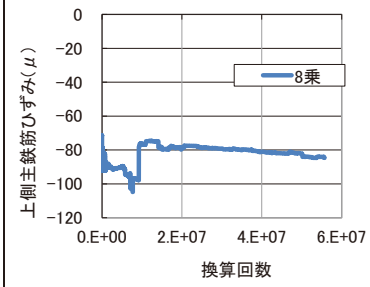
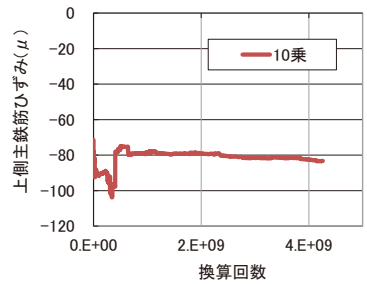
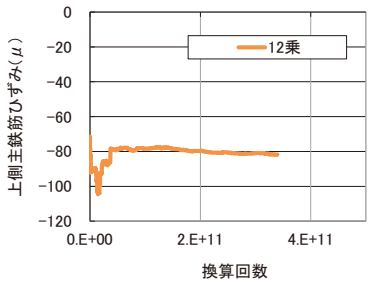
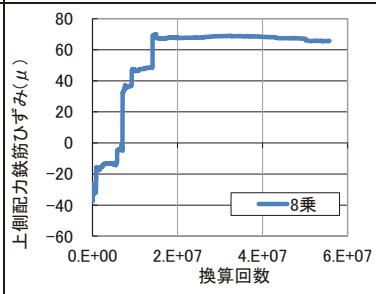
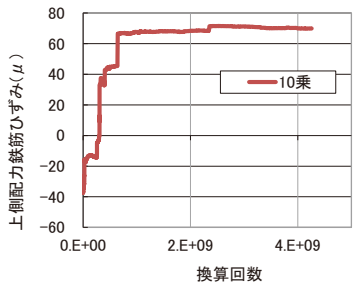
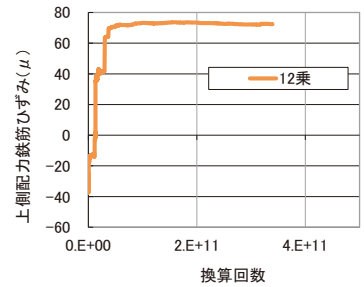
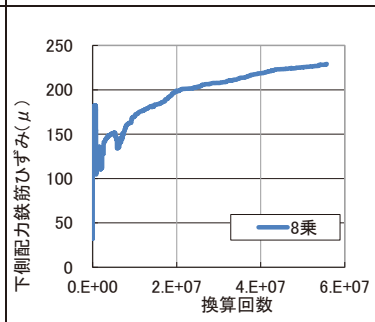
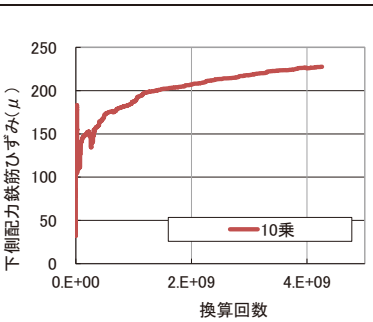
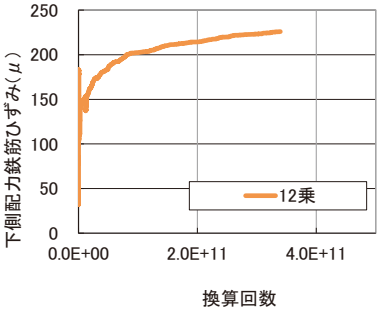
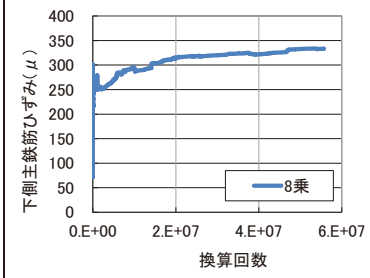
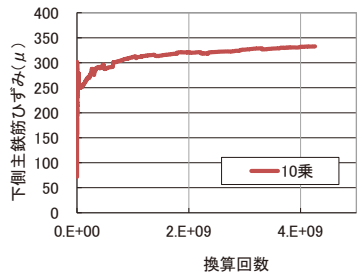
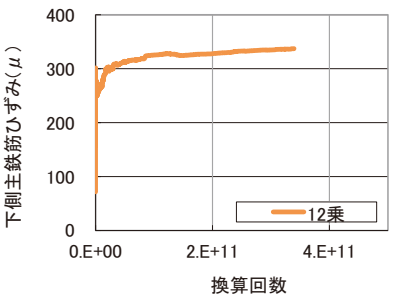
解析結果のうち、たわみと上側配力鉄筋のひずみを図-3.3.4 及び表-3.3.3 に示す。



(a) たわみ　　(b) 上側配力鉄筋ひずみ

図-3.3.4　コンクリートの被害則の違いごとの応答の違い

表-3.3.3　RC8n1 床版(一定荷重(157kN))

	8 乗	10 乗	12 乗
たわみ			
上側主鉄筋ひずみ			
上側配力鉄筋ひずみ			
下側配力鉄筋ひずみ			
下側主鉄筋ひずみ			

3.4 まとめ

実態調査結果を 157kN 換算したときの載荷回数と、上記(2)の解析を破壊の定義 A で整理した回数との比較を表-3.4.1 及び図-3.4.1 に示す。

供試体 RC8n1(H8 床版)が、本検討で想定した重交通の条件において疲労耐久性を有していると仮定すると、コンクリートの被害則を 8 乗,10 乗,12 乗とすることでいずれも実態調査に対しては充分に安全側の評価が可能であった。

コンクリート系床版の自動車荷重による疲労耐久性は、走行位置や軸重変動等の外力条件や、コンクリートの品質等にも大きく左右され、これらを制御することにも限界があり、解析によって実現象を精度良く推定しようとすることは現実的でない。従って、実務の設計においても、例えば現行基準による場合と相対比較において少なくとも設計供用期間における耐荷力性能が大きく劣ることがないこと、あるいは十分な余裕をもって確保される可能性が高いかどうかを概略推定できればよいと考えられる。

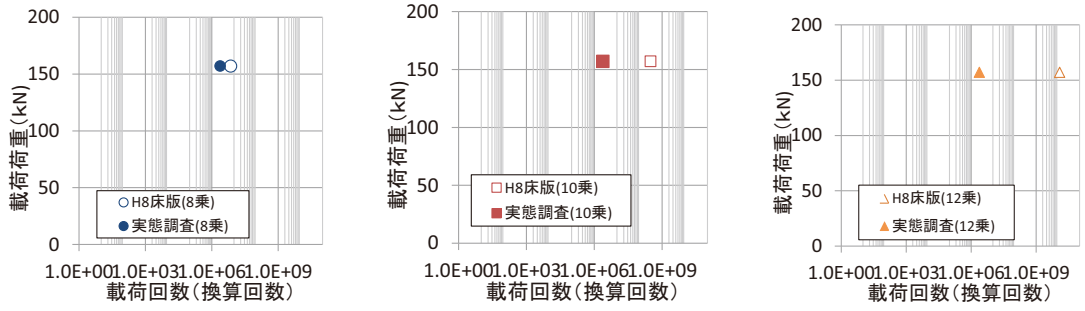
以上を踏まえて、本研究ではコンクリートの被害則を 8 乗として 4 章以降を示す。各種床版に対する解析による疲労耐久性の試算と比較を行うこととした。

なお、1.2(4)まとめと課題において述べた、疲労限の有無、変動応力振幅の変化パターンや大きさなどの関係については、引き続き課題として残されている。

表-3.4.1　解析結果と活荷重実態調査データにおける 100 年分の載荷回数比較

コンクリートの被害則	8 乗	10 乗	12 乗
RC8n(H8)床版※ （定義 A で整理）	837Step 7,040,000 回	836Step 306,000,000 回	789Step 12,200,000,000 回
実態調査 (157kN 換算,100 年相当)	2,408,173 回 (S-N 線図より傾き 18.3)		

※現行基準（道路橋示方書，平成 24 年 3 月）で設計された床版



(a)8 乗　　(b)10 乗　　(c)12 乗

図-3.4.1　解析結果と活荷重実態調査データにおける 100 年分の載荷回数比較

３章　参考文献

3. 1）建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第 2539 号,1988.1.

3. 2）鋼道路橋の疲労設計指針、(社)日本道路協会、2002.3.

3. 3）道路橋床版の要求性能と維持管理技術、(社)土木学会鋼構造委員会道路橋床版の合理化検討小委員会、2008.6

4章　合成床版の疲労耐久性評価に関する検討

4.1　合成床版解析的評価の共通事項

4.1.1　開発の経緯

1990年代以降、公共工事のコスト縮減を目的として、鋼橋では少数主桁橋や開断面箱桁橋の新しい形式の橋梁の建設実績が増えつつある。これらの橋梁では、床版が橋の耐荷力に重要な役割を果たすことから、長支間でかつ耐久性に優れた床版と組合せることが一般的となっており、プレストレストコンクリート床版や合成床版の適用が各機関で検討されるようになった。

合成床版が注目されたのは、1997年（平成9年）から4年にわたり実施された「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法の開発に関する共同研究[1),2)]」が契機となっている。この研究以降に、各種合成床版[3)~5)]の疲労耐久性が、現行基準で設計された鉄筋コンクリート床版[6),7)]やプレストレストコンクリート床版[8)]との相対比較から、これらと同等の耐久性をもたせることができることが検証されている。その後、合成床版は、各機関で採用実績が増加してきている。

現在主流となっている長支間タイプの合成床版は、1996年（平成8年）頃から使われ始めており、2001年（平成13年）に福岡北九州高速道路公社の福岡高速5号線で全面的に採用されてから施工実績が増加している。2010年（平成22年）度から2012年（平成24年）度の3年間で平均すると年間の施工面積（橋長×幅員）は約32万m^2である。

合成床版工法は、工場製作した鋼板パネルを現場へ輸送・鋼桁上に敷設した後に鉄筋の配筋、コンクリート施工を行って、床版の構築を行うものである。鋼板パネルはコンクリート施工時の型枠および型枠支保工の機能を有していることと、型枠脱型の手間が不要のため、現場での施工が安全に早期にできる特徴がある。コンクリート硬化後は、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとがずれ止め等により合成され耐荷力の高い高耐久性の床版となる。合成床版は、メーカー等によって鋼板パネルの補強材およびずれ止め構造に特徴がある。この章では、本研究で扱う合成床版の共通事項を概説したあと、各床版工法それぞれについて疲労耐久性を検討した結果を報告し、本研究で提案する解析手法によって様々な形式の合成床版の疲労耐久性を評価する方法についてまとめる。

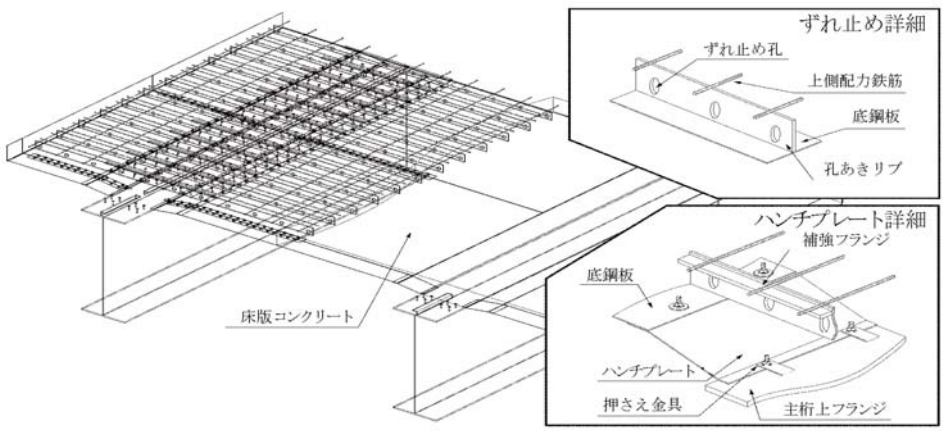
4.1.2　合成床版の構造概要

ここで検討対象とした合成床版は、床版下面に配置される底鋼板と底鋼板の補強材やずれ止めとなる鋼材およびコンクリート内部に配置される鉄筋とコンクリートとが一体となって荷重に抵抗する合成構造として機能するものである。床版の上面、下面のいずれも鋼板で覆うサンドイッチ型の合成床版や、底鋼板が型枠機能のみでコンクリートとの合成機構が保証されていないグレーチング床版等は検討対象としていない。

解析を実施して疲労耐久性を検討したのは以降に示す14タイプの合成床版である。

①パワースラブ

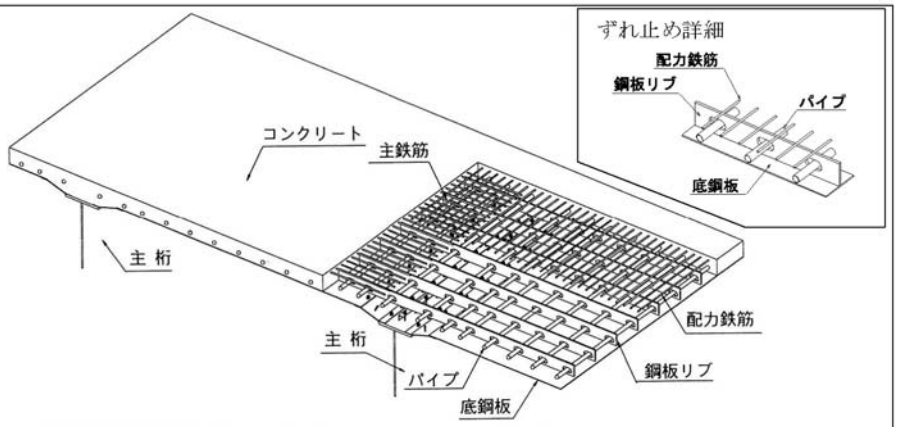
構造図：



特　徴：孔明き鋼板リブをずれ止めとして，底鋼板とコンクリートを合成させる．リブは，コンクリート打設時の型枠補強材となる．

②パイプスラブ

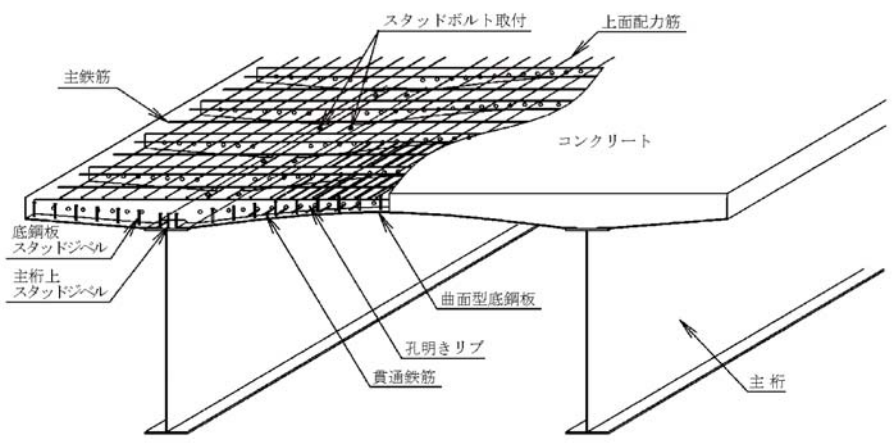
構造図：



特　徴：・鋼板リブと構造用鋼管を用いた合成床版である．橋軸直角方向に配置するリブの長孔に鋼管を貫通させることにより底鋼板とコンクリートとのずれ止め効果を向上させている．
・鋼管内部は中空であるためコンクリート重量が軽減でき，内部空間を利用して，ライフラインや通信設備などへの二次的利用が可能である．

③ＡＤＳ床版

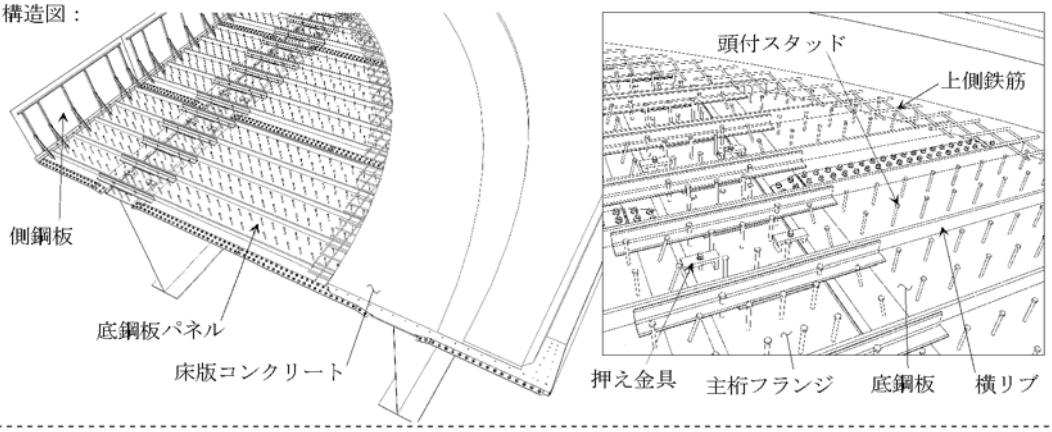
構造図：



特　徴：・底鋼板をなめらかなアーチ形状とした合成床版である．
・孔明き横リブとスタッドジベルを用いて底鋼板とコンクリートとの一体化を図っている．

④ＳＣデッキ

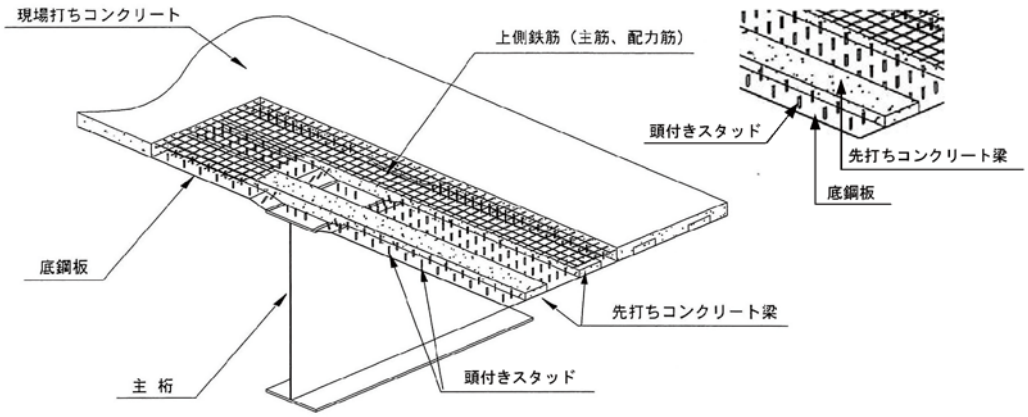
構造図：



特　徴：鋼板に溶接したスタッドにより鋼板とコンクリートを一体化した合成床版である．鋼板には横リブを溶接し，コンクリート打設時の補強材としている．

⑤ダイヤスラブ

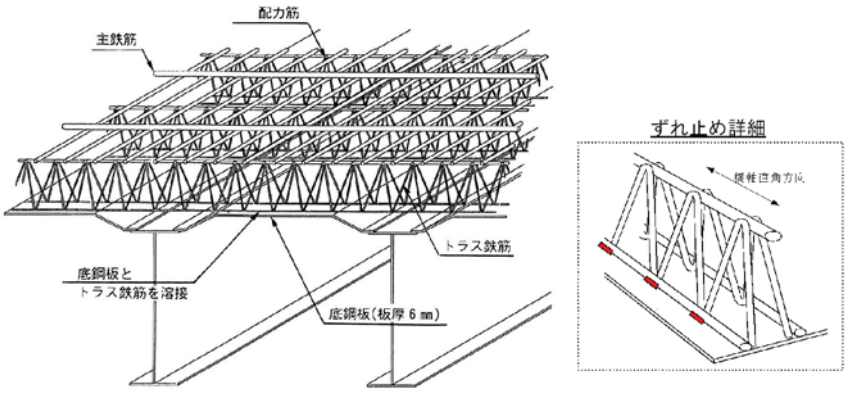
構造図：



特　徴：底鋼板とコンクリートを頭付きスタッドにより一体化した合成床版である．先行打設した先打ちコンクリート梁が打設時の剛性を確保しているため，補強鋼材が不要な構造である．

⑥ＴＲＣ床版

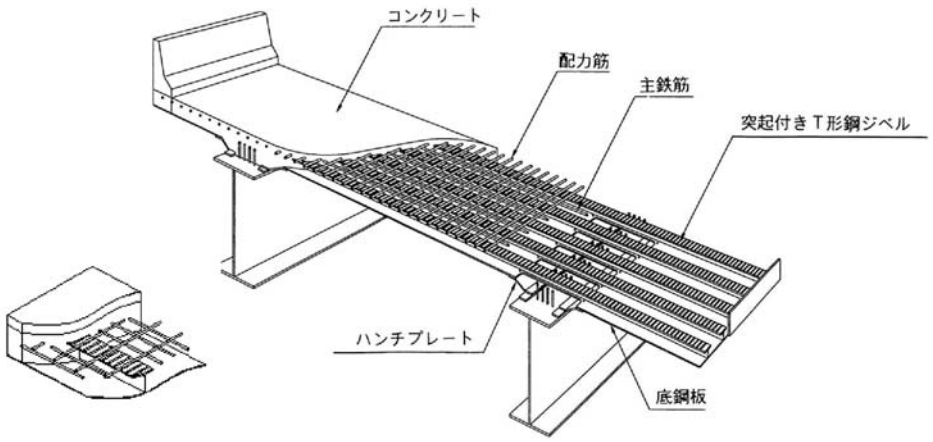
構造図：



特　徴：１本の上弦材と２本の下弦材及び２本の斜材からなる立体のプレファブトラス鉄筋をずれ止めとして底鋼板とコンクリートを合成させる．プレファブトラス鉄筋はコンクリート打設時には型枠補強材として機能し，コンクリート硬化後(供用時)には，輪荷重に対するせん断補強部材として機能する．

⑦リバーデッキ

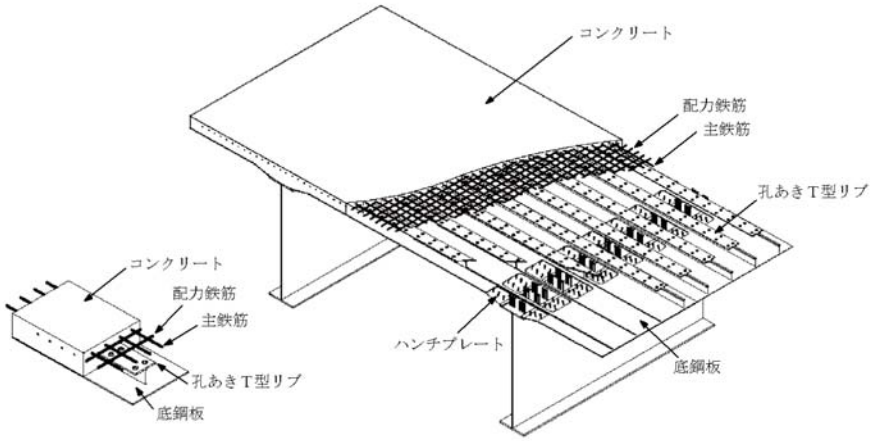
構造図：



特　徴：突起付きＴ形鋼ジベルにより鋼板とコンクリートを一体化させた剛性の高い合成床版であり，Ｔ形鋼の上フランジ上面に圧延段階にて付けた突起によりコンクリートとの付着を図る構造を採用している．

⑧ＫＴ－スラブ

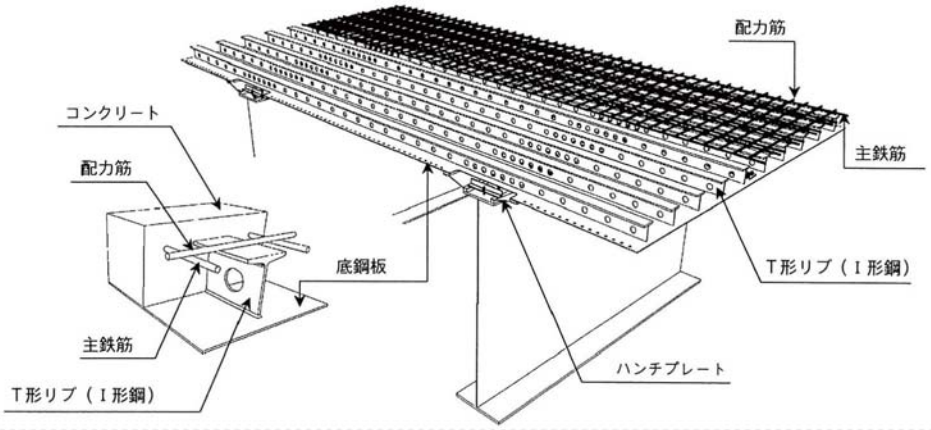
構造図：



特　徴：Ｈ形鋼を半分に切断し，フランジに孔をあけたＣＴ鋼（孔あきＴ型リブ）をずれ止めとして，底鋼板とコンクリートを合成させる．コンクリート打設時に底鋼板は型枠として，Ｔ型リブは型枠補強材として機能する．

⑨ＱＳスラブ

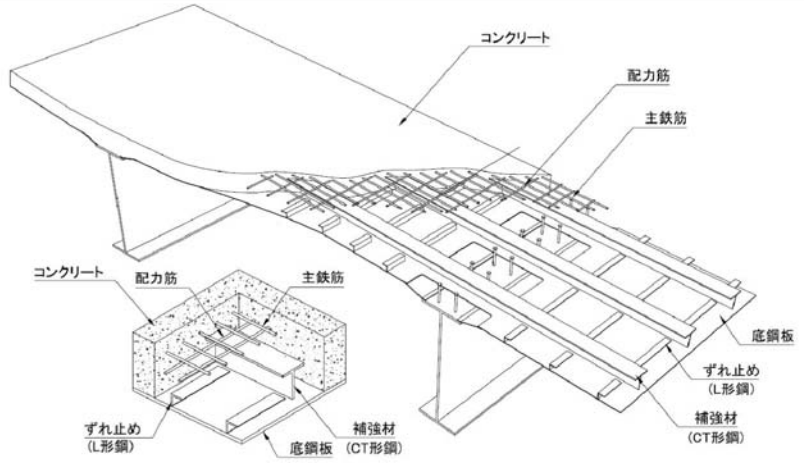
構造図：



特　徴：Ｉ形鋼を１/２に切断したＴ形リブを補剛材として使用する．
Ｔ形リブ腹板に設けた孔がずれ止めとなり，鋼 ― コンクリート間の合成を確保する．
リブフランジの勾配など，コンクリートの良好な充填性に配慮した構造としている．

⑩ＭＥＳＬＡＢ

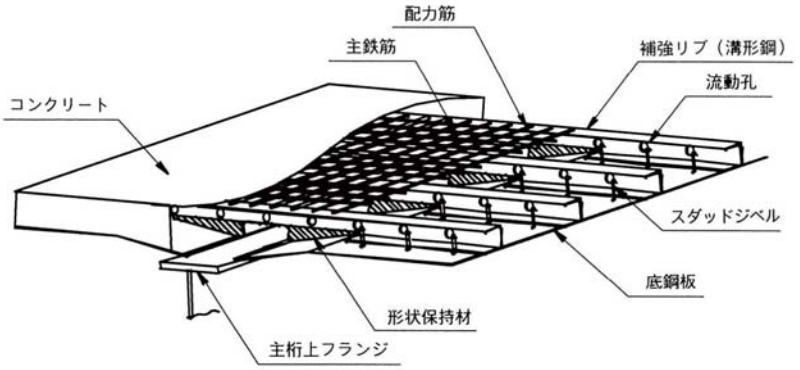
構造図：



特　徴：本床版はコンクリートと底鋼板のずれ止めとして，成型形鋼であるＬ形鋼を用いた合成床版である．桁直角方向に設置した補強材によりコンクリート打込み時の剛性を確保している．

⑪チャンネルビーム合成床版

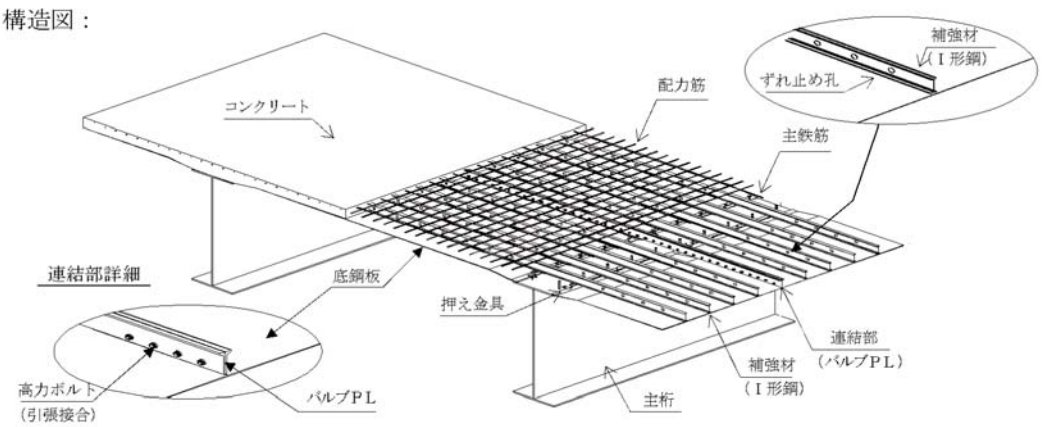
構造図：



特　徴：・補強リブは合成断面の主筋及び配力筋となり，かつコンクリート打設時の型枠補強材となる．
・補強リブはコンクリート充填に配慮した加工を行っている．
・鋼製パネルの連結は，床版施工用の吊足場を省略できる方式を採用している．

⑫ＮＳスラブ

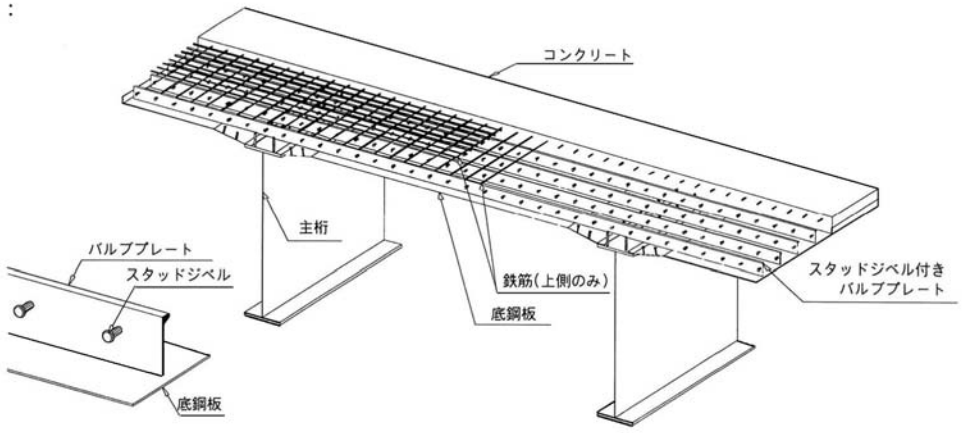
構造図：



特　徴：補強材に特殊Ｉ形鋼を使用し，補強材に設けたずれ止め孔により鋼とコンクリートを一体化した合成床版である．橋軸方向継手部に引張ボルト接合を採用し，架設現場での施工性に配慮した構造としている．

⑬Ｈｉｔスラブ

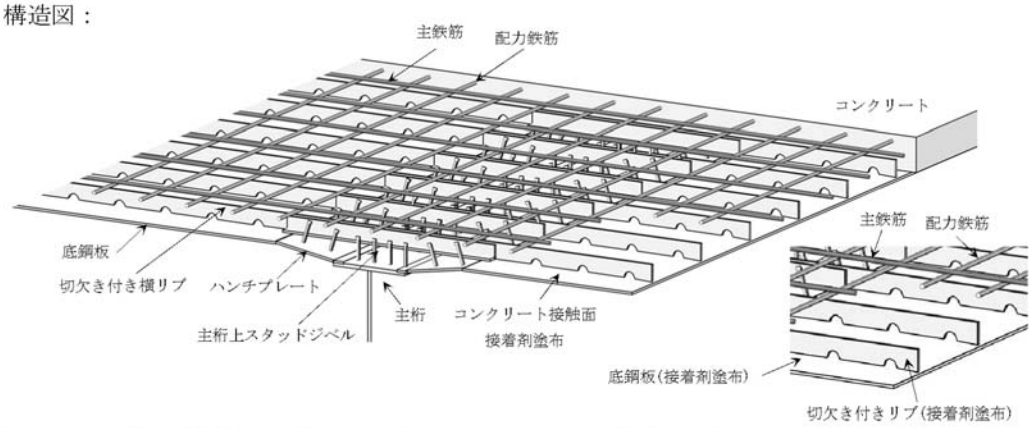
構造図：



特　徴：横リブとして使用しているスタッドジベル付きバルブプレート（ＢＰＬ）は，鋼板を補強してコンクリート打設時の底鋼板のたわみを抑える一方，底鋼板とコンクリートとのずれ止めにも機能している．スタッドジベル付きＢＰＬはコンクリートの拘束効果が大きく床版の高い剛性と耐荷力が確保できる．

⑭ＵＢＥスラブ

構造図：



特　徴：底鋼板とコンクリートを，一次防錆機能を有するセメント系接着剤により一体化した合成床版である．コンクリート打設時の剛性確保のための横リブの下端には，鋼とコンクリートの剥離を防止するための切欠きを設ける。

4.1.3　要求性能

道示[9]で示される床版構造の基本的な要求性能[10]は次のとおりであり、特に合成床版では、維持管理性の性能として床版コンクリート下面の状態を確認することが困難な構造であるため、変状発生時に安全に補修・補強等が行えることが必要となっている。

(a) 荷重に対して疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないこと。
(b) 直接支持する活荷重等の影響に対して安全なこと。
(c) 自動車荷重の繰返通行に対して疲労耐久性が損なわれないこと。
(d) 部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮する。
(e) 鋼種選定は、鋼材の機械的性質や品質を考慮する。
(f) 所定の品質を確保できるコンクリートの打込み方法とする。
(g) コンクリート内部の状態を直接的に確認できなくても、設計性能に対して十分な耐力を有しており、変状確認後も安全に補修・補強が行えること。
(h) 橋の断面形の保持、剛性の確保、横荷重の支承への伝達が図れる構造とする。
(i) 床版に主げた間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それらに対して安全にする。
(j) 地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それに対して安全にする。

また、道示では、合成床版の設計にあたっての注意事項として、道示Ⅱ9.1.2 の解説では、以下が記載されている。

・鋼部材とコンクリートを結合するずれ止めの溶接部や、鋼板、形鋼の取付け部又は開口部における鋼部材の疲労に対して配慮すること。
・継手部が一般部と同様の耐荷力及び耐久性を有していること。
・内部に水が浸入した場合にも滞水が生じないよう配慮すること。

4.1.4　設計の共通事項

合成床版は、道示の各規定に基づいて設計するものとし、合成床版の設計で特に注意が必要な設計の共通事項は以下のとおりであり、詳細は合成床版設計・施工の手引き[11]に示されている。

合成床版は、鋼板パネルを鋼桁上に設置後に現場にて配筋とコンクリートの打込みを行い，鋼板パネルとコンクリートとを一体化する床版であり、その設計は鋼とコンクリートとの合成構造として取り扱われている。本研究における 14 タイプの合成床版は、合成前荷重に対しては鋼板パネルの鋼断面により、合成後荷重に対しては鋼板パネルと鉄筋コンクリートとの合成断面により必要断面が決定されている。合成床版の設計では、鉄筋コンクリート床版やプレストレストコンクリート床版と同様に等方性版として挙動し、平面保持の仮定が成立することが前提条件となっている．床版の支持条件は 2 辺単純支持版または 1 辺固定支持版他辺自由無限版で、辺長比が 1 ： 2 以上であることが必要である。

合成床版における鋼とコンクリートとのヤング係数比は、床版作用に対して 10 としている。

床版の設計曲げモーメントは、床版支間６ｍ以下の適用範囲において道示に示されるプレストレストコンクリート床版の式 9)を用いるのが一般的であり、主鉄筋方向曲げモーメントの割増し係数についても道示の規定を適用する。一方、床版支間が６ｍを超える場合の設計曲げモーメントは、床版および支持桁の構造特性や断面構成を考慮して FEM 解析を使用するなど適切な方法により算出する必要がある。

合成床版の最小厚は、合成床版設計・施工の手引き 11)に示される式 4.1-1 で算出した値と 160mm の大きな方としている。

$$hc = 25L + 110 \qquad \text{・・・式 4.1-1}$$

ここで、ｈｃ：底鋼板を含む床版の最小厚さ(mm)

Ｌ：床版支間(m)

合成床版を採用して橋梁上部工を設計する場合に、死荷重算出用の合成床版の単位体積重量は、手引き 11)では 27.5kN/m³ を用いてよいとしている。この値は、施工実績に基づいて算出したもので、実設計での誤差は標準値の+5%（28.9kN/m³）としている。この範囲を超える場合には、実重量を明らかにしてそれに基づいた値を用いている。合成床版のコンクリートの設計基準強度は 30N/mm² 以上で、コンクリートの初期収縮補償がなされるのに必要な量の膨張材を使用することを原則としている。

4.1.5　施工の共通事項

合成床版の鋼部材の工場製作は、JIS 規格に適合する材料を用いて、道示の規定に従い鋼橋上部工と同様の品質が確保されるよう管理されている。道示に規定されていない合成床版に特有の溶接構造などは、別途溶接施工試験などを実施することにより品質が確認されている。鋼材の防錆防食処置は、塗装、溶射、溶融亜鉛めっき、および耐候性鋼材の使用のいずれか、またはこれらの組合せとしている。合成床版の鋼板パネルのコンクリート接触面は、特に指定が無い場合はジンクリッチプライマーとしているが、凍結防止剤の散布により鋼材腐食の促進が懸念される場合などでは、無機ジンクリッチペイントを用いた塗装とすることで耐久性が確保されるという研究 12)がある。

合成床版に使用するコンクリートの配合は、所要の強度、耐久性、水密性、ひび割れ抵抗性、および鋼材を保護する性能を満足するとともに、打込み時に適切なワーカビリティーを有する範囲で、単位水量をできるだけ少なくするように定めている。配合条件の目安は、粗骨材最大寸法が 20mm または 25mm、水結合材比が 50%以下、単位水量が 175kg/m³ 以下、単位セメント量が 300kg/m³ 以上である.

合成床版の現場施工手順は、鋼桁が先行して架設済みの場合には、鋼板パネルの設置、鉄筋の配置、コンクリートの打込み・養生となる。鋼桁架設時の断面補強部材として鋼板パネルを利用する場合は、鋼桁と鋼板パネルとの結合部に作用する断面力に抵抗できる定

着金具などで結合した後に送り出し架設や大ブロックの一括架設などが行われる。鋼桁と鋼板パネルが架設された後の施工手順は、鉄筋の配置、コンクリートの打込み・養生となる。コンクリートの現場施工は鉄筋コンクリート床版やプレストレストコンクリート床版と同様であるが、夏期の施工では合成床版の鋼板パネルが高温となりやすいため、コンクリート打込み前に日除けのシートで覆うなどの対処が必要となる。

4.1.6　疲労解析の共通事項

基本の解析ケースを表-4.1.1 に示す。土木研究所の階段載荷の輪荷重走行試験を再現する「階段載荷」と、輪荷重 157kN の「一定荷重走行載荷」の２つである。その他各床版で、底鋼板厚を変えたケースや要素分割を変えたケースなど必要に応じて解析ケースを追加している。解析で用いるコンクリート強度は、階段載荷では実験結果と比較できるようにテストピースの実強度とし、一定荷重走行載荷では合成床版同士の相対比較や鉄筋コンクリート床版との相対比較のために、どの合成床版タイプでも共通の値として設計基準強度を用いた。

表-4.1.1　基本の解析ケース

解析ケース名	輪荷重	材料の物理定数	
		鋼のヤング係数	コンクリート強度
階段載荷	157kN～392kNまで	道路橋示方書の値	テストピースの実強度
一定荷重走行載荷	157kN	道路橋示方書の値	設計基準強度30N/mm^2

合成床版はずれ止めによって底鋼板とコンクリートとを合成させているが、ずれ止め位置以外では底鋼板とコンクリートとは剥離することを許容している。輪荷重走行試験では多くの合成床版で載荷初期から剥離が確認されていることから、解析でも安全側の評価とするために、はじめから底鋼板とコンクリートとを剥離させることとした。底鋼板の剥離のモデル化は、底鋼板に接するコンクリート要素を 10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を表-4.1.2 に示すように低減した。ポアソン比は変化させていない。なお、底鋼板とこれに接触するコンクリートとを接着剤で接合したＵＢＥスラブについては、剥離を考慮するための要素は用いておらず、底鋼板とコンクリートとは剥離しないモデル化としている。

表-4.1.2　剥離を考慮するための要素の剛性低下

ヤング係数	x	y	z
	Ec/10	Ec/10	Ec/10
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
	G/10	G	G
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν

要素破壊の判定は 3 章までの検討に基づいてひずみエネルギーの累積値で行い、要素破壊の種別は、方向別疲労指数により決定した。弾性係数の低減率を、表-4.1.3 に示す。ポアソン比は要素破壊の前後で変化させていない。コンクリートの被害則の傾きを表すべき指数は m=8 とした。

表-4.1.3　弾性係数の低減率

(a)破壊前

ヤング係数	x	y	z
	Ec	Ec	Ec
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
	G	G	G
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν

(b) 1 方向

	タイプ-x			タイプ-y			タイプ-z		
ヤング係数	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	Ec/10	Ec	Ec	Ec	Ec/10	Ec	Ec	Ec	Ec/10
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	G/10	G	G/10	G/10	G/10	G	G	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν

(c) 2 方向

	タイプ-xy			タイプ-yz			タイプ-zx		
ヤング係数	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	Ec/10	Ec/10	Ec	Ec	Ec/10	Ec/10	Ec/10	Ec	Ec/10
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν

(d) 3 方向

	タイプ-xyz		
ヤング係数	x	y	z
	Ec/10	Ec/10	Ec/10
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
	G/10	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν

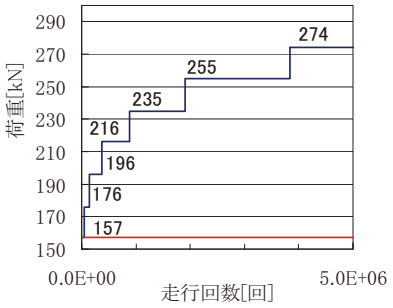
一定荷重走行載荷の解析結果と階段載荷の実験結果を比較する場合は、表-4.1.4 に示す換算計算をした走行回数を使用した。べき指数を m=8 として、荷重の大きさの違いの影響をマイナーの線形累積被害則が適用できると仮定して、階段載荷の走行回数と疲労損傷度が等価となる一定荷重走行載荷の走行回数に置き換えて考慮した。例えば、階段載荷の 294kN までの載荷と等価な 157kN の一定荷重走行載荷の走行回数は、1,330 万回のように計算できる。

表-4.1.4　階段載荷の走行回数と等価な一定荷重（157kN）走行載荷の走行回数

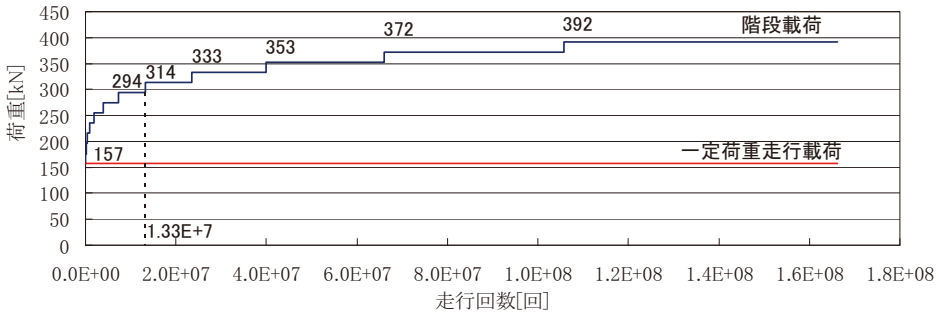
階段載荷			一定荷重走行載荷、157kN換算(m=8)		
荷重 P[kN]	走行回数 N[回]	累計	荷重 P[kN]	走行回数 N_1[回]	累計
157	4.00E+04	4.00E+04		4.00E+04	4.00E+04
176	4.00E+04	8.00E+04		9.98E+04	1.40E+05
196	4.00E+04	1.20E+05		2.36E+05	3.76E+05
216	4.00E+04	1.60E+05		5.13E+05	8.89E+05
235	4.00E+04	2.00E+05		1.01E+06	1.90E+06
255	4.00E+04	2.40E+05		1.94E+06	3.83E+06
274	4.00E+04	2.80E+05	157	3.44E+06	7.28E+06
294	4.00E+04	3.20E+05		6.05E+06	1.33E+07
314	4.00E+04	3.60E+05		1.02E+07	2.36E+07
333	4.00E+04	4.00E+05		1.64E+07	3.99E+07
353	4.00E+04	4.40E+05		2.61E+07	6.61E+07
372	4.00E+04	4.80E+05		3.97E+07	1.06E+08
392	4.00E+04	5.20E+05		6.04E+07	1.66E+08

一定荷重走行載荷の走行回数N_1は　(P/157)^m×N　で計算

P：階段載荷の荷重、m：べき指数、N：階段載荷の走行回数



付図　荷重と走行回数（部分拡大）



付図　荷重と走行回数

本研究における 14 タイプの合成床版の疲労限界状態（自動車荷重の繰返し載荷に対して所要の耐荷力があるとみなせる限界の状態）は、各床版の実験結果や後述する各床版の解析結果および両者の比較などから、表-4.1.5 に示す破壊の定義のいずれかで表されると想定した。これに該当する走行回数を各床版で調べた。また、RC 床版の破壊の定義 A、C との対応も各床版で調べた。

表-4.1.5　破壊の定義

工学的指標	解析結果の状態	
	ＲＣ床版	合成床版
破壊の定義Ａ	上側配力鉄筋が引張側に応力が転換したとき。	（同左）
破壊の定義Ｃ	上段鉄筋を含む上から第２層にｚ方向の剛性低下要素が発生したとき。	上段配力鉄筋近傍の層にｚ方向の剛性低下要素が発生したとき。
破壊の定義Ｄ		圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に300㎜以上連続したとき。橋軸直角方向の幅には制限を設けない。

破壊の定義 D は次の考え方による。すなわち、破壊の定義 A や C に至る前に水平ひび割れの発生が生じる場合があるが、図-4.1.1 に示す水平ひび割れが発生したとしてもまだ圧縮側の抵抗断面が残っている場合には、設計で仮定する抵抗断面とは異なる状態に変化したとまではいえない。輪荷重の橋軸方向の載荷長さが 200mm で、床版内の応力分布が 45 度の角度、床版上面から水平ひび割れが発生する上段鉄筋までのかぶりが 50mm と仮定すると、リブ上端での応力分布範囲は 300mm となる。しかし、水平ひび割れの長さがおよそ 300mm を超えると、かぶり部分のコンクリートは有効断面ではなくなり、水平ひび割れより下側の鋼材やコンクリートで抵抗する断面となり、有効高さが明らかに減少するため、設計で仮定する抵抗断面とは異なる状態に変化したと考えられる。

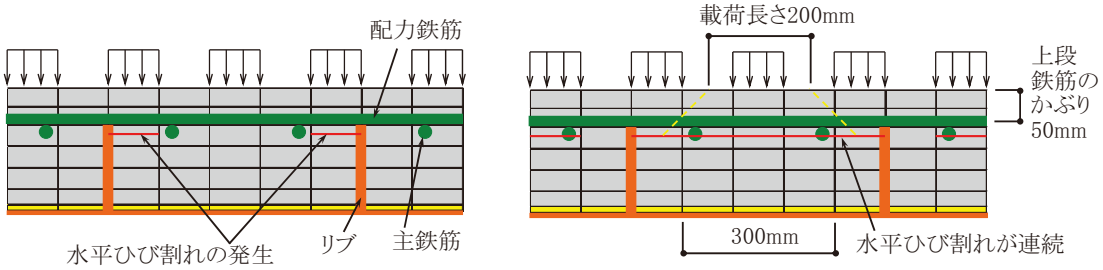


図-4.1.1　水平ひび割れの進展イメージ

4.2　各合成床版の検討

4.2.1　パワースラブ

(1) 工法の概要

鋼板パネルは、板厚 8mm または 6mm の底鋼板にずれ止めと補強材を兼ねる孔明き鋼板リブを連続すみ肉溶接で接合したもので構成される。ハンチプレートは、底鋼板と分離のタイプと底鋼板と一体のタイプがある。配力鉄筋および主鉄筋は床版上面側に配置される。連続合成桁の場合は、中間支点部付近のひび割れ制御のために、孔明き鋼板リブの孔内に橋軸方向の配力鉄筋を追加して配置する。底鋼板の現場継手は２種類ある[1-1)]。ひとつは、スタッドボルトと添接板で底鋼板を連続させて、断面力は上下に配置した配力鉄筋で伝える鉄筋継手方式である。他のひとつは底鋼板上面に配置した添接板と高力ボルトによる摩擦接合継手方式である。

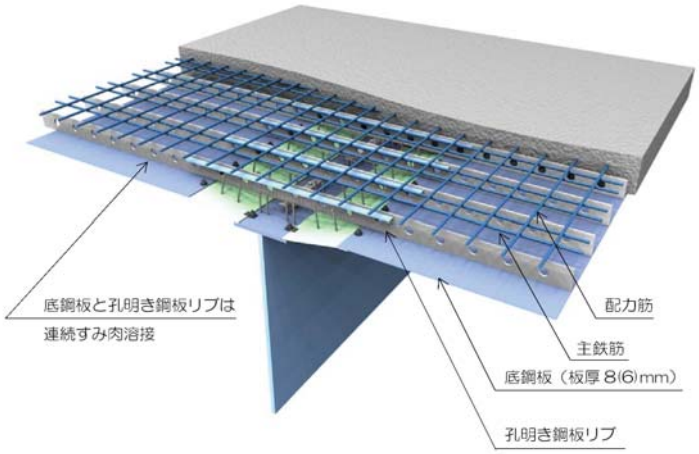


図-4.2.1.1　パワースラブの断面構成要素



写真-4.2.1.1　鋼板パネルと配筋

(2) 設計手法

鋼板とコンクリートとの合成前の死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、鋼板パネルと主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平

せん断力に対して孔あき鋼板リブを設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式[1-2)]によって求め、ずれ止めの耐荷力はレオンハルトの式[1-3)]によって求めている。

鋼部材の疲労強度は、孔あき鋼板リブと底鋼板とのすみ肉溶接部について、要素試験により検証している。疲労強度等級は、要素試験結果から橋軸方向（すみ肉溶接直角方向）応力に対しては F 等級、橋軸直角方向（すみ肉溶接方向）には E 等級としている。

(3) 輪荷重走行試験

解析対象とするパワースラブの過去に行った実験結果[1-4)]をここで示す。実験供試体は床版厚を 206mm としたもの（供試体 NP-1）で耐久性を確認する目的のものである。コンクリートの呼び強度は 30N/mm² である。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.1.2 に示す。供試体の長辺を単純支持、短辺を弾性支持とした。階段載荷 A は 157kN からはじめて 4 万回走行ごとに荷重を漸増させるもので最大荷重は 392kN である。供試体 NP-1 の詳細を図-4.2.1.4、表-4.2.1.1 に示す。輪荷重走行試験の状況を写真-4.2.1.2 に示す。

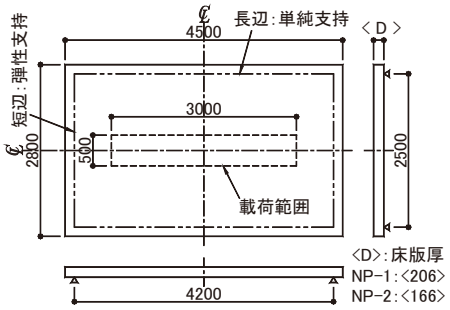
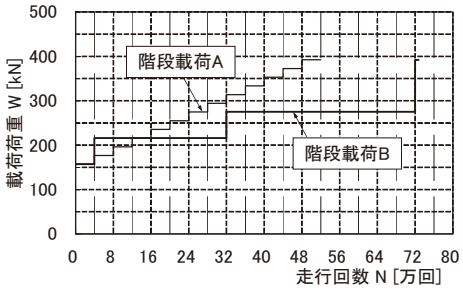


図-4.2.1.2　供試体の基本寸法と支持条件



写真-4.2.1.2　試験状況



付　表　荷重と走行回数

階段載荷A				階段載荷B	
供試体 NP-1				供試体 NP-2	
荷重	走行回数	荷重	走行回数	荷重	走行回数
[kN]	[回]	[kN]	[回]	[kN]	[回]
157	40,000	294	40,000	157	40,000
176	40,000	314	40,000	216	280,000
196	40,000	333	40,000	274	400,000
216	40,000	353	40,000	392	7,413
235	40,000	372	40,000	走行回数の合計	727,413
255	40,000	392	40,000		
274	40,000				
走行回数の合計			520,000		

図-4.2.1.3　載荷荷重

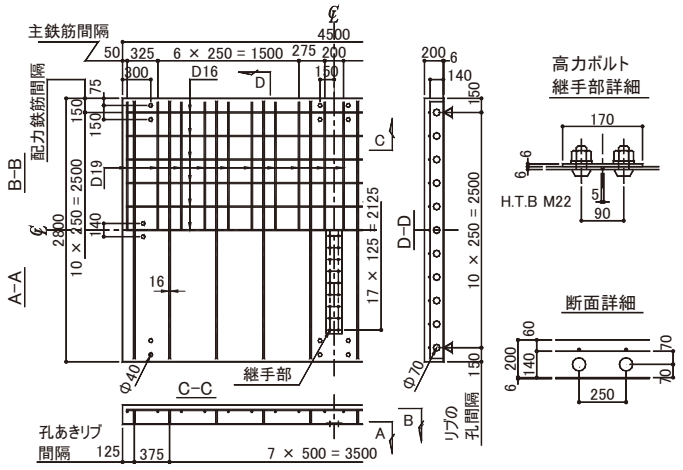


図-4.2.1.4　供試体の詳細（NP-1）

表-4.2.1.1　供試体の諸元

合成床版のタイプ			Type-H		Type-S
供試体名			NP-1	NP-2	NP-0
床版厚（底鋼板を含む）		mm	206	166	206
底鋼板厚		mm	6	6	6
孔あきリブ	間隔	mm	500	375	300
	板幅	mm	140	110	140
	板厚	mm	16	9	12
ずれ止め孔	直径	mm	70	50	70
	間隔	mm	250	250	125
主鉄筋	径	−	D19	D19	D16
	間隔	mm	250	187.5	300
上段配力鉄筋	径	−	D16	D16	D19
	間隔	mm	250	250	187.5
下段配力鉄筋	径	−	なし	なし	D19
	間隔	mm	−	−	125
コンクリート圧縮強度（材令28日）		N/mm^2	37.2	36.2	40.6
（注）Type-S（供試体名NP-0）の詳細は文献2),3)を参照のこと.					

NP-1 の床版たわみを図-4.2.1.5 に示す。図中の残留たわみは除荷時のたわみを表し、総たわみは残留たわみと静的載荷時のたわみの合計を表している。また RC8n1 の名称で示した値は RC 床版の実験値で、支持条件と荷重条件が NP-1 と同様のものである。NP-1 の総たわみは最大で 3.24mm であり、RC8n1 の急増前の総たわみ 7.19mm に比べて 45%にとどまっている。また、残留たわみの変化は RC8n1 に比べて NP-1 は小さく、残留たわみの最大値は NP-1 が 1.40mm で RC8n1 の急増前の 3.31mm に対して小さい値となった。NP-1 の断面を切断した状況を写真-4.2.1.3 に示す。床版内部のひび割れはリブ上端に沿って発生しており使用限界（設計で想定している引張側コンクリート無視の抵抗断面とは異なった状態）に達していると考えられる。これがさらに進展すればリブ上のひび割れが連続し、床版たわみの増大につながると予想される。

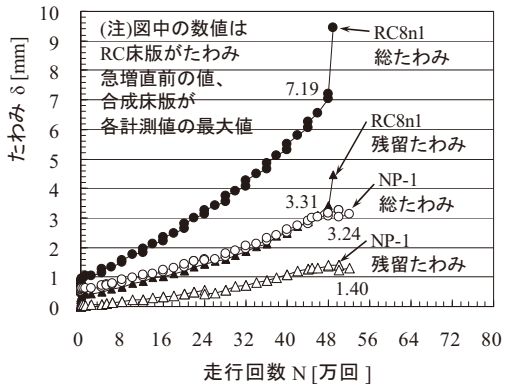


図-4.2.1.5　たわみ（NP-1）

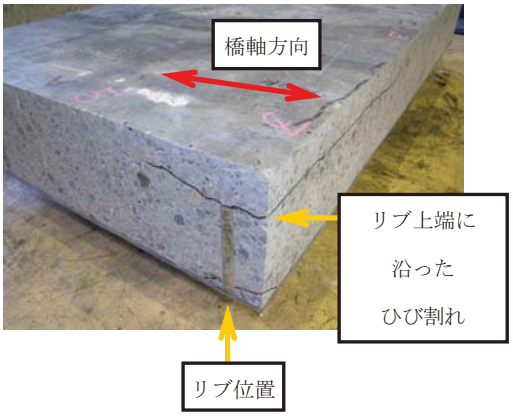


写真-4.2.1.3　床版内部のひび割れ（NP-1）

試験中に確認した、底鋼板の剥離範囲を図-4.2.1.6 に示す。

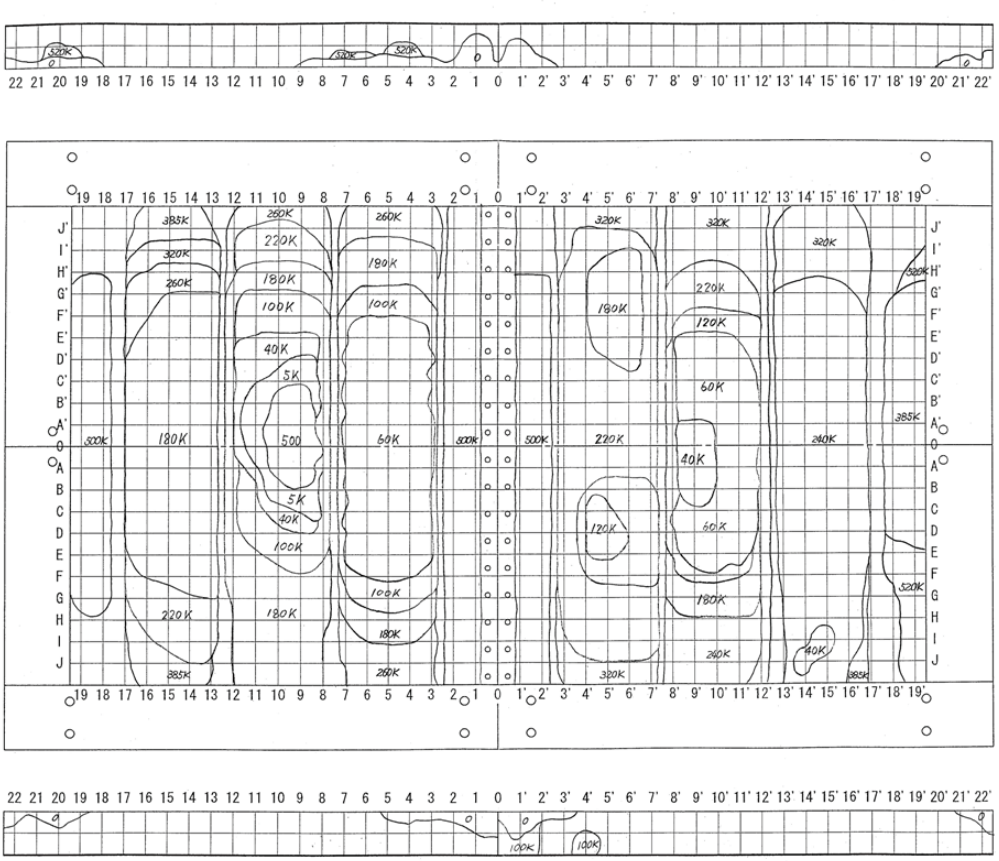
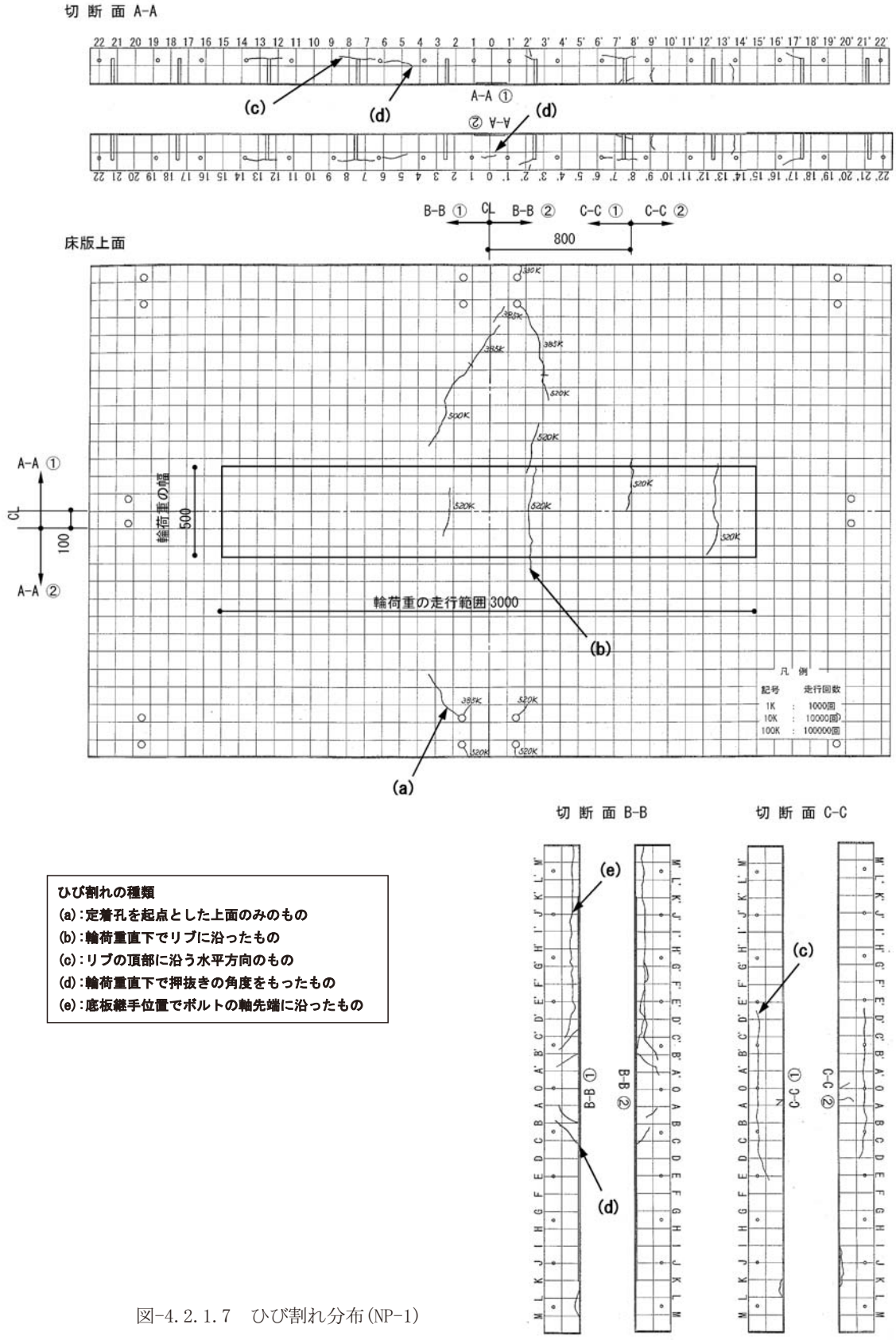


図-4.2.1.6　剥離分布(NP-1)

試験終了後に供試体を切断して観察した、床版内部のひび割れ分布を図-4.2.1.7 に示す。

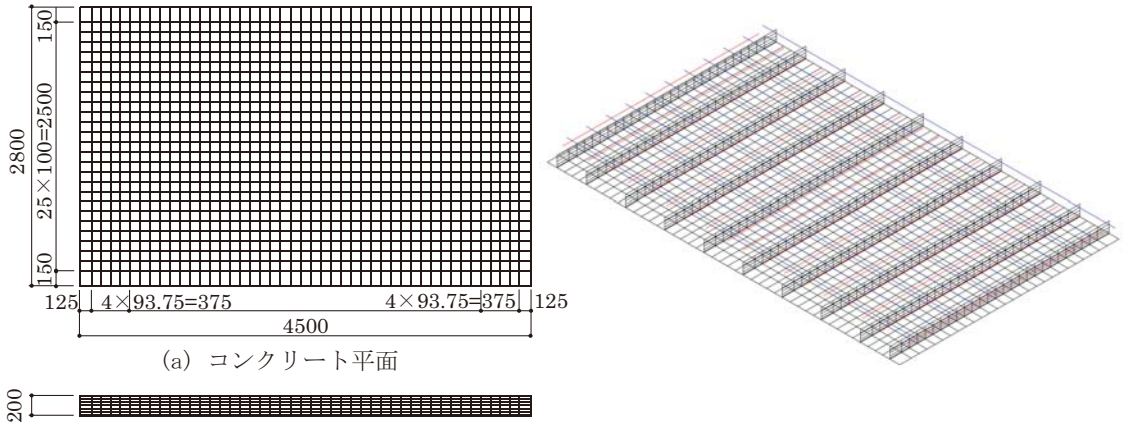


ひび割れの種類
(a):定着孔を起点とした上面のみのもの
(b):輪荷重直下でリブに沿ったもの
(c):リブの頂部に沿う水平方向のもの
(d):輪荷重直下で押抜きの角度をもったもの
(e):底板継手位置でボルトの軸先端に沿ったもの

図-4.2.1.7　ひび割れ分布(NP-1)

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

本共同研究の解析手法をパワースラブへ適用した。輪荷重走行試験に用いた供試体NP-1[2-3]を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。この合成床版はリブの孔がコンクリートと鋼板パネルとのずれ止めとなる構造であるが、要素分割が複雑となるのを避けることと、リブ孔内のコンクリートで疲労破壊は確認されていないことから、リブの孔は着目個所とせずに孔のないリブでモデルは構成している。要素分割を図-4.2.1.8 に示す。



(a) コンクリート平面　(b) コンクリート側面　(c) 鋼材

図-4.2.1.8　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.1.9 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減(表-4.1.2)した。

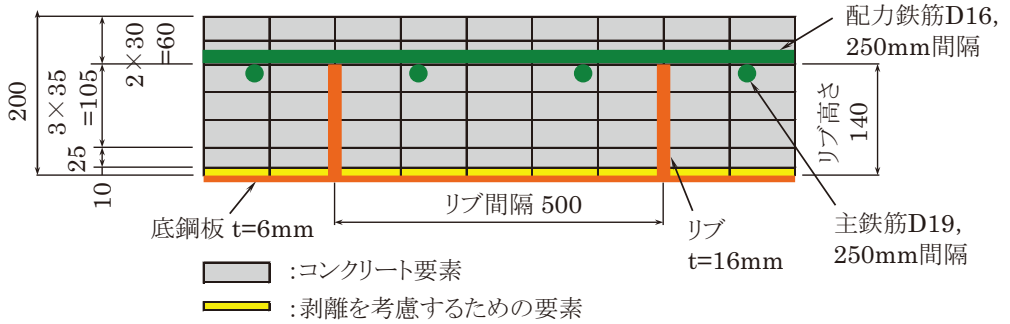


図-4.2.1.9　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）走行載荷としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.1.2 に示す。輪荷重走行試験と同じ階段載荷の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強

度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.1.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重 走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	37.2	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	3.16	〃	2.2	0.23(σc)^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	31,100	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	13,000	Ec/2.3，道示	12,000	〃
	ポアソン比	－	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置と解析モデルの支持条件を図-4.2.1.10 に示す。荷重は幅 500mm、長さ 100mm の着色部分に載荷した。橋軸方向に 15 箇所の移動載荷とした。床版の支持条件は実験と同じであり、長辺は単純支持、短辺は弾性支持とした。

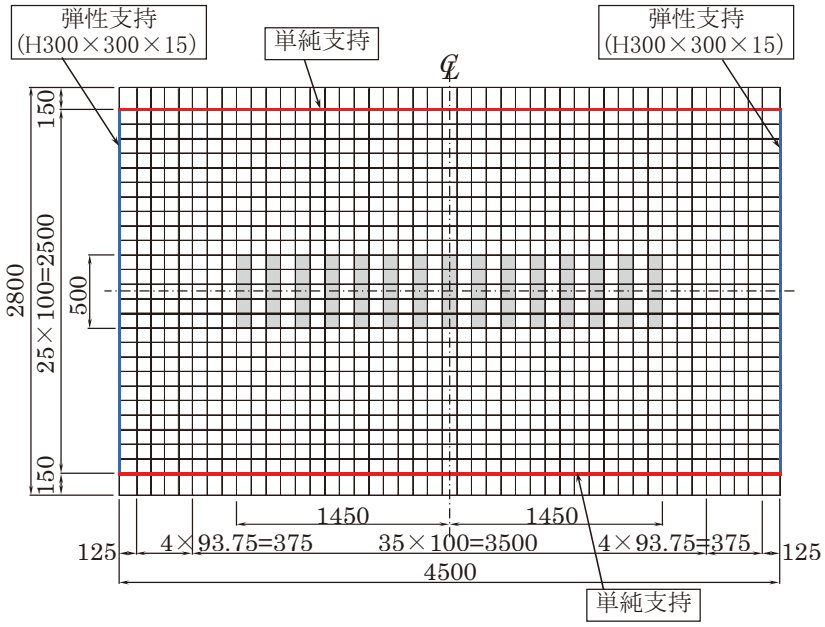
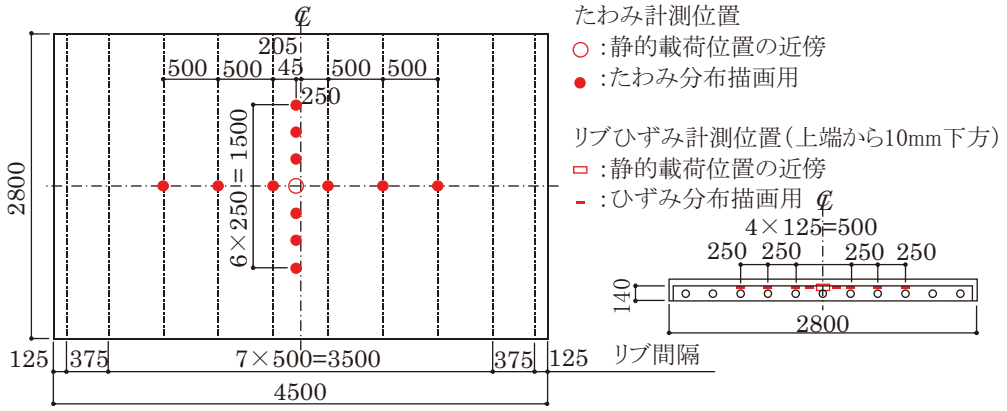


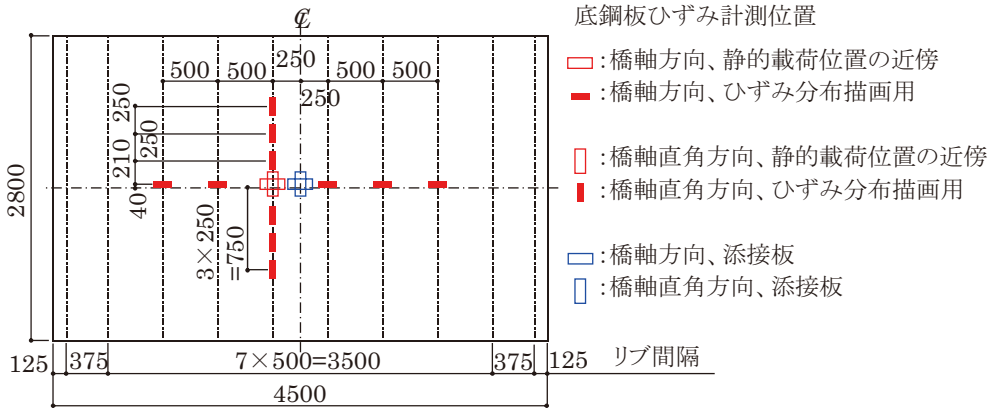
図-4.2.1.10　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

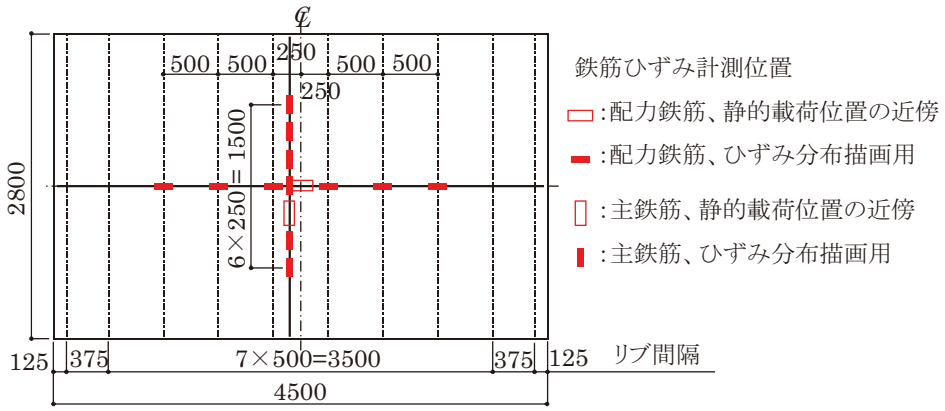
解析結果と実験結果との比較に用いる、変位およびひずみの計測位置を図-4.2.1.11 に示す。



(a) たわみとリブひずみの計測位置



(b) 底鋼板ひずみの計測位置



(c) 鉄筋ひずみの計測位置

図-4.2.1.11　変位およびひずみの計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.1.12 に、走行回数と床版たわみの関係を図-4.2.1.13 にそれぞれ示す。床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみである。解析値と実験値は走行開始時にはほぼ一致しているが、その後は載荷が進むにつれて実験値のたわみの増加に比べて解析値のたわみの増加は小さく、載荷終了時の走行回数 52 万

回では、実験値が 1.83mm、解析値が 1.60mm であった。

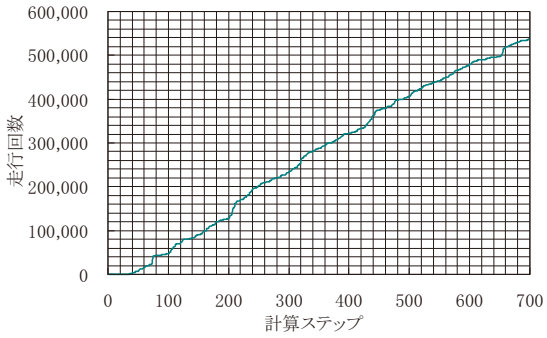


図-4.2.1.12　計算ステップと走行回数（階段載荷）

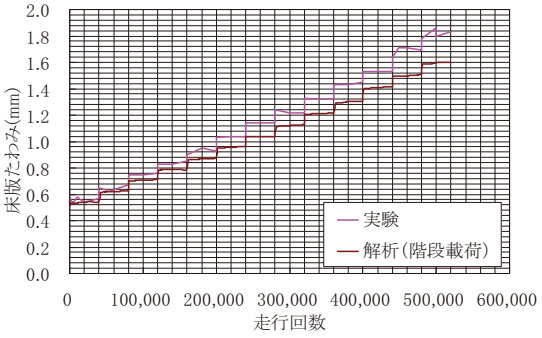


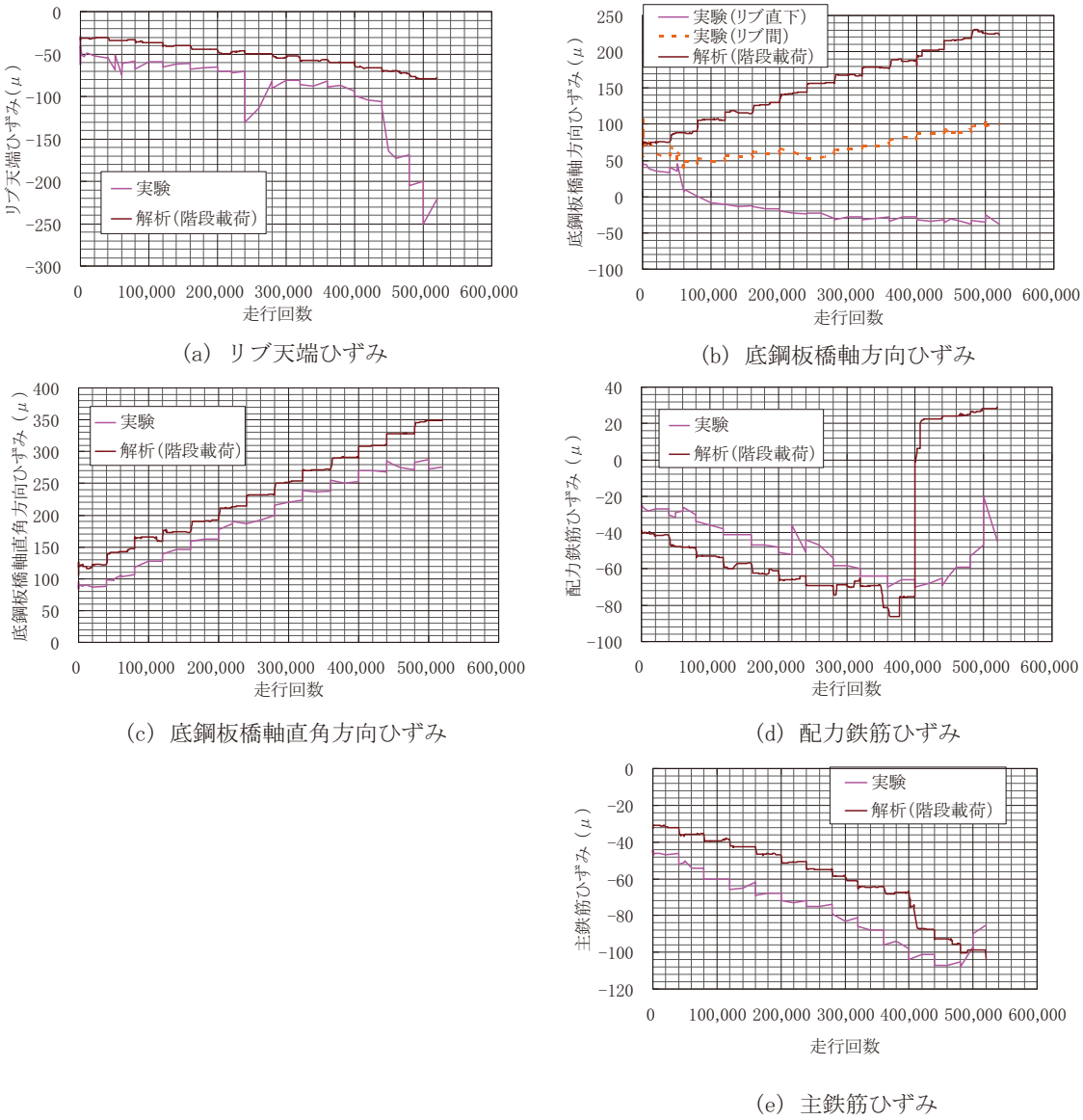
図-4.2.1.13　走行回数とたわみ（階段載荷）

走行回数とひずみの関係を図-4.2.1.14 に示す。リブ天端ひずみの計測値は、リブの上端から 10mm 下の位置である。リブ天端ひずみは、実験値が解析値より大きいが、荷重の増加に対する増分は近似している。

底鋼板橋軸方向ひずみは、実験値と解析値は傾向が異なる。底鋼板ひずみの実験での計測位置はリブ直下の鋼板下面とリブ間の添接板の鋼板下面の 2 箇所を示している。解析値のひずみ計算位置は、リブ直下の計測位置とは 50mm だけ供試体中央側へずれた位置にある。解析値は荷重の増分とともにひずみが増加するが、実験値のリブ直下では、載荷開始直後に引張りひずみであったものが圧縮側へ推移しており、実験値のリブ間は同様に引張り側から一旦ひずみが減少するが、走行回数が 30 万回以降は引張りひずみが増加する。底鋼板のひずみ計測は下面のみのため、鋼板とコンクリートの剥離が起こると板曲げによるひずみ変動があり、この計測結果を解析値と比較するのは不適当と考えられる。

底鋼板橋軸直角方向ひずみは、実験値は解析値より小さいが、荷重の増加に応じてひずみが増加する傾向は一致している。ひずみの増加割合は解析値の方が大きい。底鋼板の橋軸直角方向ひずみの計測位置は、リブ直下であり、リブに沿った方向となるため、底鋼板の橋軸方向ひずみで見られたような板曲げはリブの拘束があるため発生しないので、実験値と解析値とは傾向が一致したものと考えられる。

配力鉄筋ひずみは、実験値と解析値とで傾向がよく合っている。荷重の増加とともに圧縮ひずみが増大するが、コンクリートの疲労破壊により解析値、実験値ともに走行回数約 40 万回でひずみが減少し、解析値では引張側へひずみが転換する。配力鉄筋は、リブの上端でリブと直交する位置にあり、実験における水平ひび割れの発生位置に近い。解析結果でもリブ上端より下方のコンクリート要素で z 方向の破壊判定となり、水平ひび割れの発生が再現されている。水平ひび割れの発生は、走行回数 32 万回であった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Aに相当する走行回数は 40 万回、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Cに相当する走行回数は、上段配力鉄筋が含まれる上から 2 層目の z 方向の剛性低下から 48 万回であった。



（a）リブ天端ひずみ

（b）底鋼板橋軸方向ひずみ

（c）底鋼板橋軸直角方向ひずみ

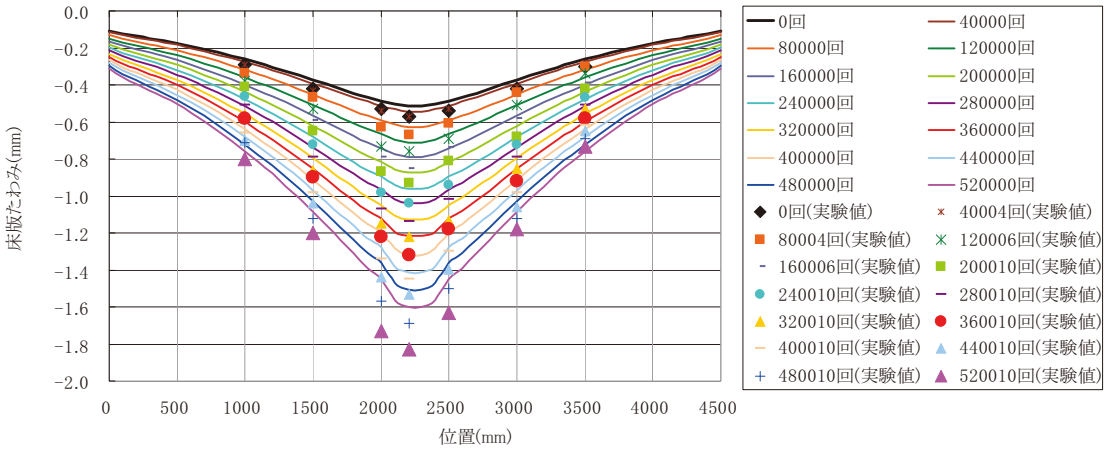
（d）配力鉄筋ひずみ

（e）主鉄筋ひずみ

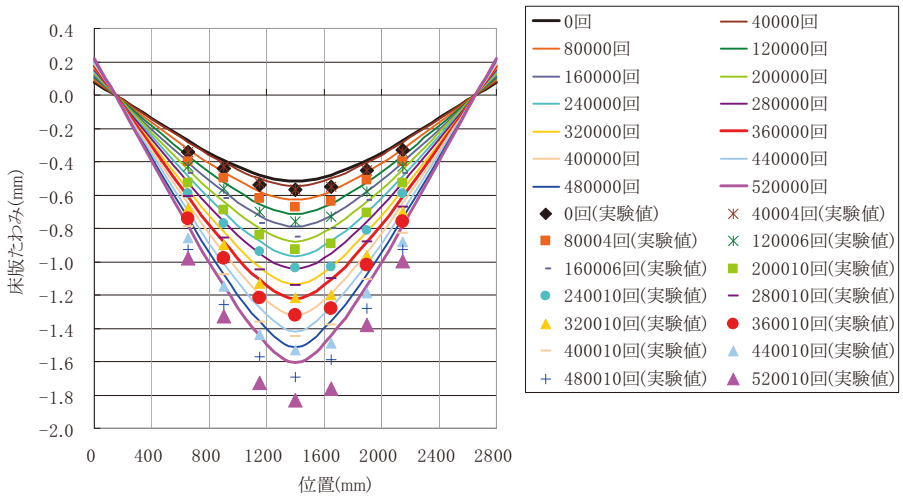
図-4.2.1.14　走行回数とひずみ（階段載荷）

主鉄筋ひずみは、計測値のなかで最大となる供試体中央から橋軸直角方向に 250mm の位置（輪荷重の端部）を示した。解析値と実験値いずれも荷重の増加に対応しており、走行回数約 40 万回で実験値、解析値とも変動が見られるが、水平ひび割れの発生と関連しているものと考えられる。

たわみ分布を図-4.2.1.15 に示す。橋軸方向、橋軸直角方向とも目立った不連続はなく、解析値と実験値のそれぞれの分布形状も似たものとなっている。



(a) たわみ分布（橋軸方向）



(b) たわみ分布（橋軸直角方向）

図-4.2.1.15　たわみ分布（階段載荷）

リブ天端のひずみ分布を図-4.2.1.16 に示す。輪荷重載荷幅の 500mm の範囲でひずみが大きく、載荷範囲の外側はひずみが小さくなっているため、ひずみの分布形状はたわみのようにきれいな放物線にはなっておらず、輪荷重載荷範囲が下に凸に突出する形状となっている。解析値は実験値に比べて値が小さく、走行回数 52 万回でも大きな変化は見られない。実験値は、走行回数 44 万回以降のひずみ増分が大きく、リブ上端付近でコンクリートとの付着が切れた可能性がある。または、リブ上端付近で水平ひび割れが発生している可能性があり、ひずみ計測位置に近いところでコンクリートの付着切れまたはひび割れが発生したために、リブ天端のひずみが増大したものと考えられる。実験では、走行回数 44 万回から 52 万回の間で、ひずみが増大するとともにひずみ分布形状も変化しており、リブの局部的な面外変形が発生している可能性も考えられる。

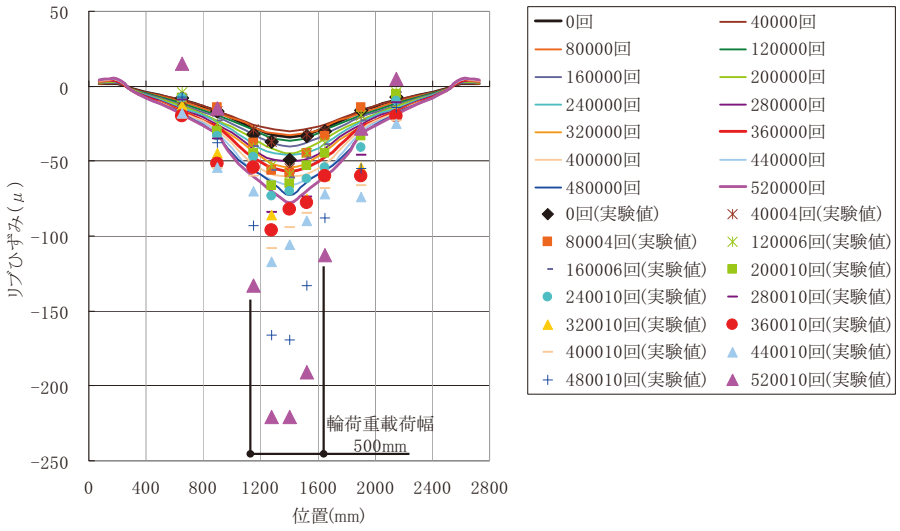
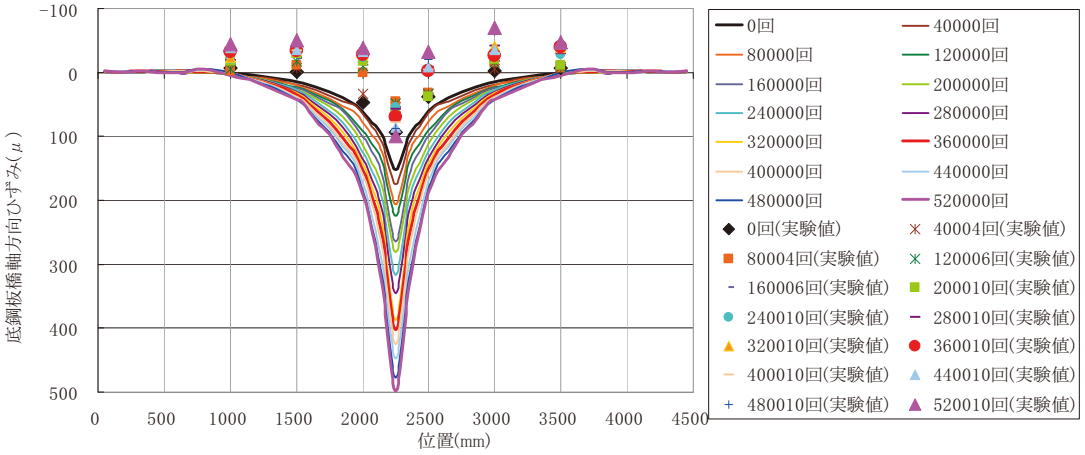
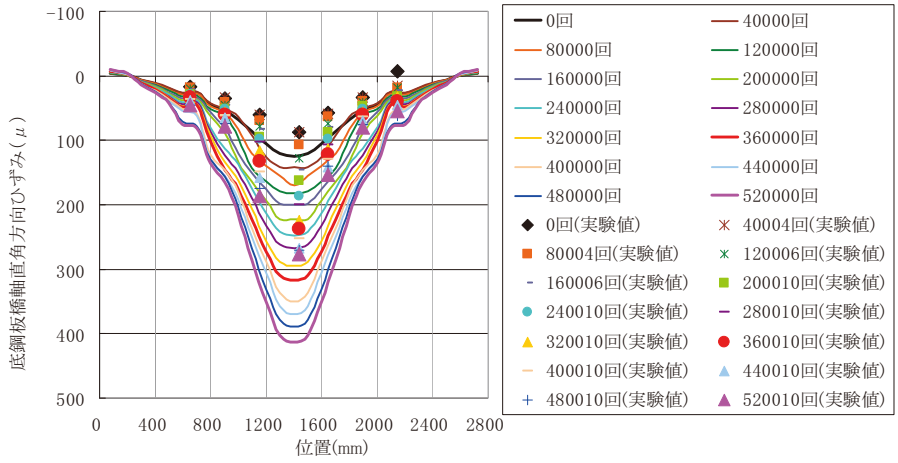


図-4.2.1.16　リブ天端ひずみ分布（階段載荷）

底鋼板のひずみ分布を図-4.2.1.17 に示す。実験値の底鋼板の橋軸方向ひずみは、中央のみ添接板の下面のひずみで、それ以外はリブ直下の底鋼板下面のひずみである。解析では、底鋼板の継手や添接板はモデル化していない。ひずみの実験値は解析値と比べて小さく、荷重の増加に対して反応していない。リブ直下で計測した底鋼板の橋軸方向ひずみは、底鋼板の剥離による底鋼板の局部的な板曲げが影響するため、解析値と比較する値としてこの実験値は不適当と考えられる。底鋼板の橋軸直角方向ひずみは、分布形状は解析値と実験値とは近似している。値は実験値が小さい。ひずみ形状は、載荷終了まで大きな変化は見られない。



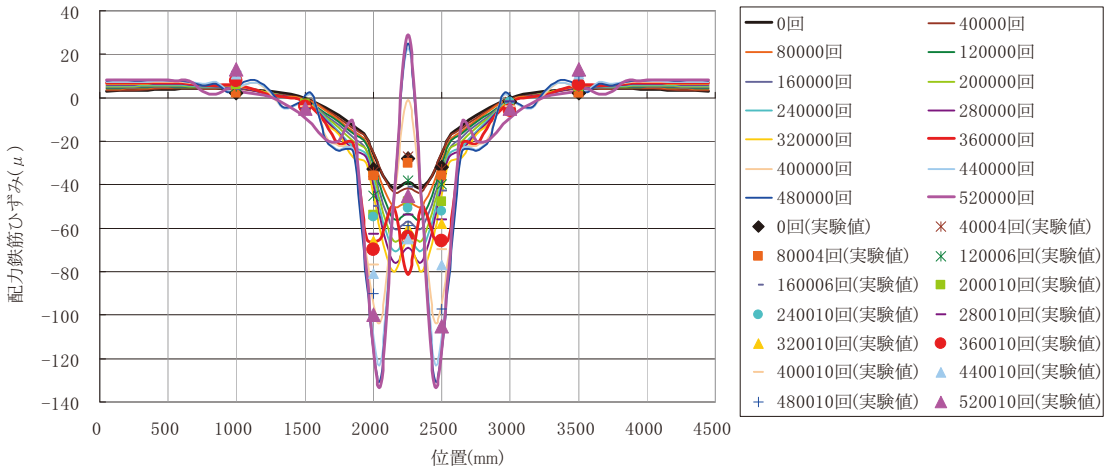
(a) 橋軸方向



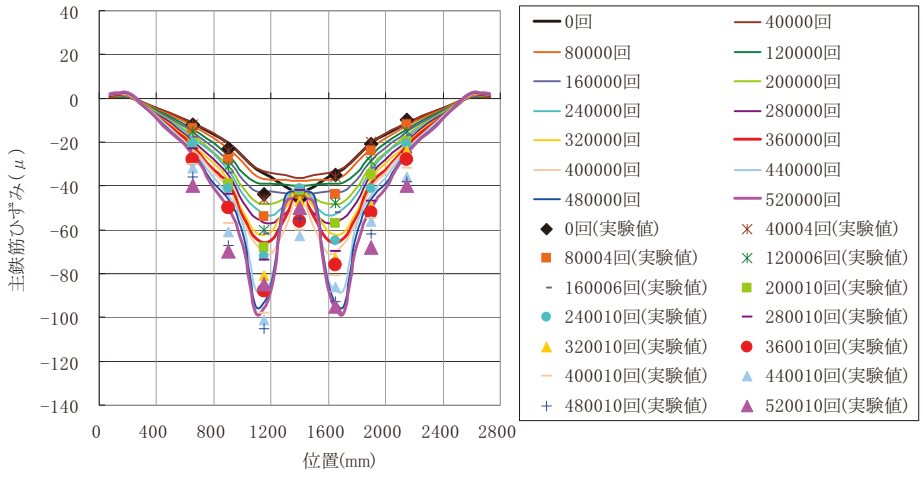
(b) 橋軸直角方向

図-4. 2. 1. 17　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）

鉄筋のひずみ分布を図-4. 2. 1. 18 に示す。配力鉄筋ひずみは供試体の中央位置とリブ位置で節のある形状となっており、走行回数 36 万回以降に中央のひずみが圧縮側から引張側へ変化し始め、走行回数 40 万回から 44 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A）の間にひずみが引張り側となる。解析値と実験値はいずれもひずみ分布の形状や床版内部の損傷とひずみの変化が良く対応している。パワースラブの水平ひび割れ発生と、その進展は配力鉄筋ひずみの変化と対応づけられることがわかった。主鉄筋ひずみの分布は、輪荷重の載荷幅 500mm の範囲では荷重の直下となるため、荷重の増加に対してひずみの対応は鈍くなっている。載荷幅 500mm の端部の位置では、荷重の増加とひずみの増加が良く対応している。実験値と解析値は分布形状とひずみとも良くあっている。合成床版のモデル化では、鉄筋ひずみが実験とよい整合を示すか否かで、鉄筋周囲の着目する圧縮側コンクリートのひずみが適切に評価できているか否かの判断ができるものと考えられる。



(a) 配力鉄筋



(b) 主鉄筋

図-4.2.1.18　鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

【剛性低下要素分布（階段載荷）】

剛性低下要素分布を図-4.2.1.19 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。リブより上方のかぶりコンクリート部分は、最上層（右端）と上から２層目（右から２番目）である。水平ひび割れの発生（ｚ方向の要素破壊判定）は、走行回数 32 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当）で上から３層目（リブ上端より下側）であった。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上の長さで連続するのは走行回数 40 万回で、水平ひび割れの長さは 500mm であった。その後水平ひび割れは上から２層目（リブ上端より上側）にも進展するが、階段載荷の 52 万回までの載荷では、最上層で剛性低下は発生しなかった。

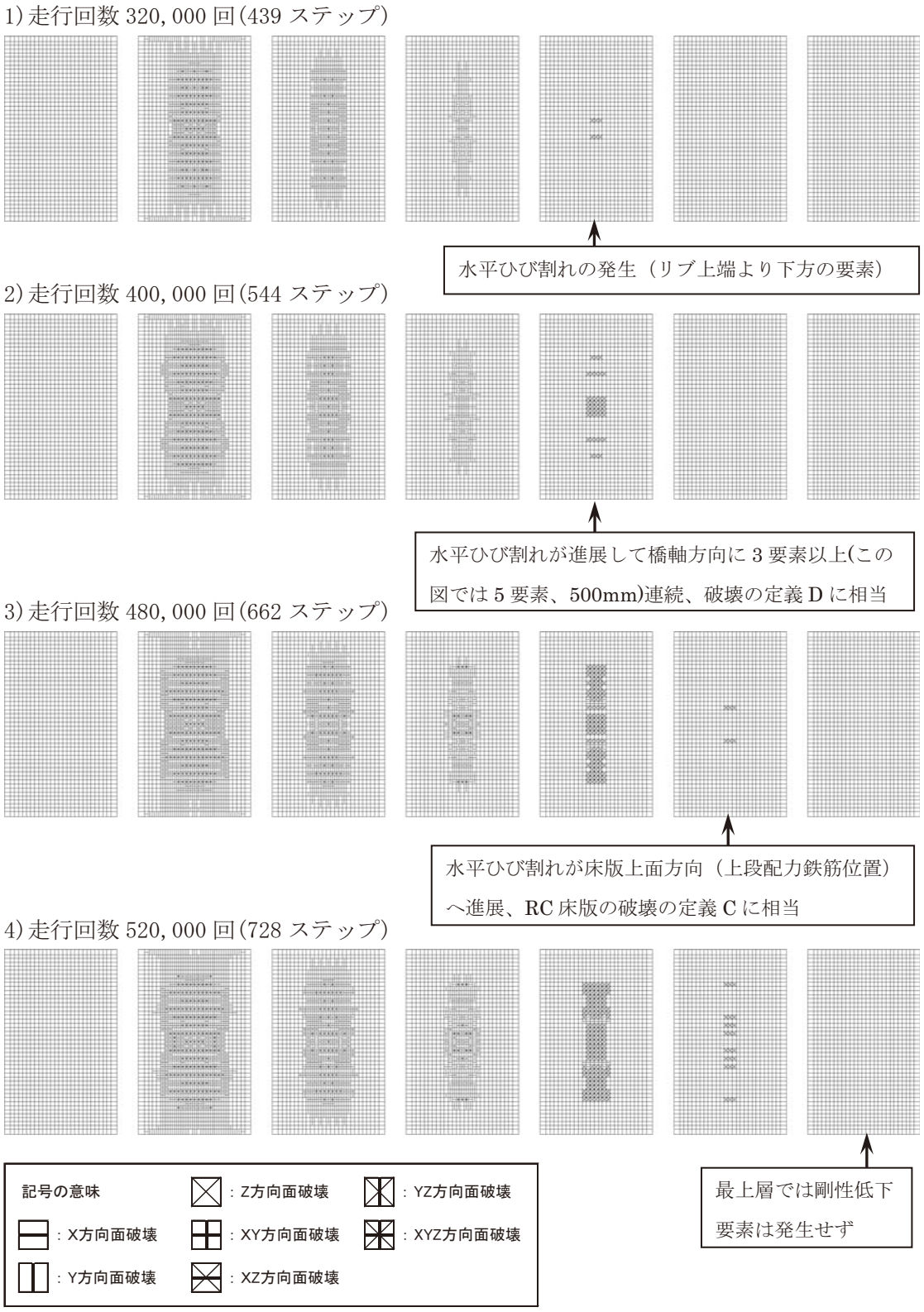


図-4.2.1.19　剛性低下要素分布（階段載荷）

解析結果の要素の剛性低下の方向に直行する面をひび割れとして赤線で模式的に表して図-4.2.1.20 に示す。水平ひび割れの発生から、これが進展する状況を示している。解析結果の水平ひび割れは、リブ上端に上面が一致する要素で発生しており、リブと配力鉄筋の交差部で応力集中があり、そこを起点としてひび割れが発生、進展していることがわかる。

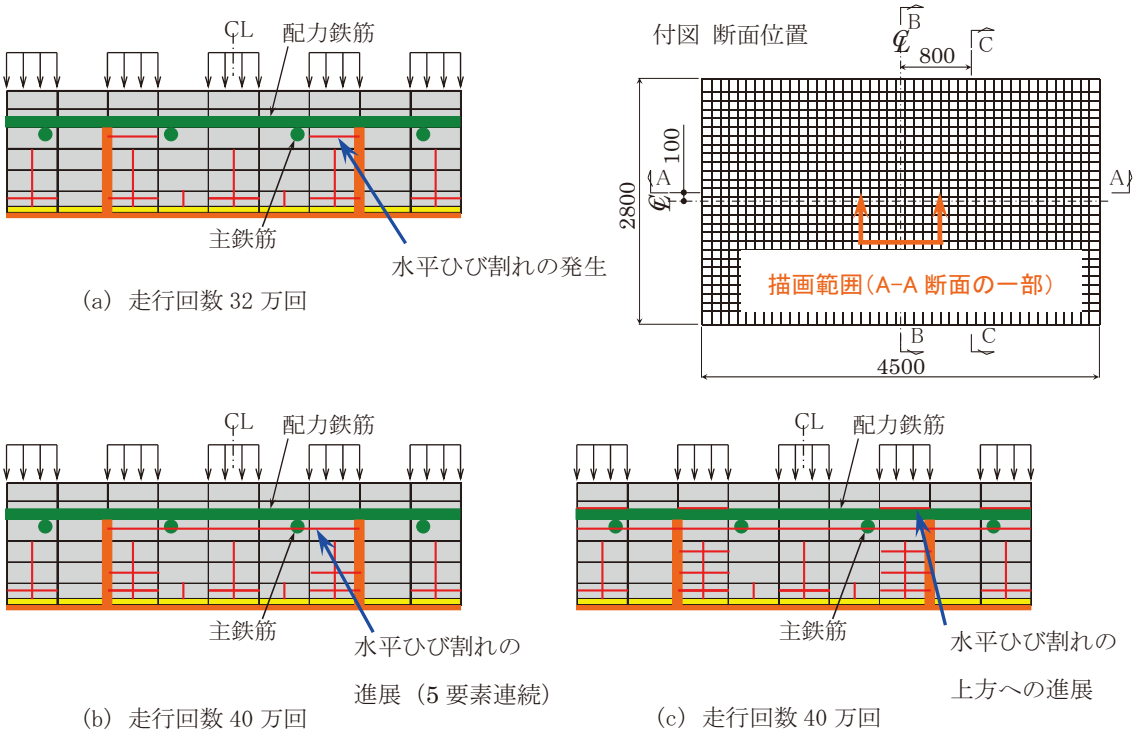
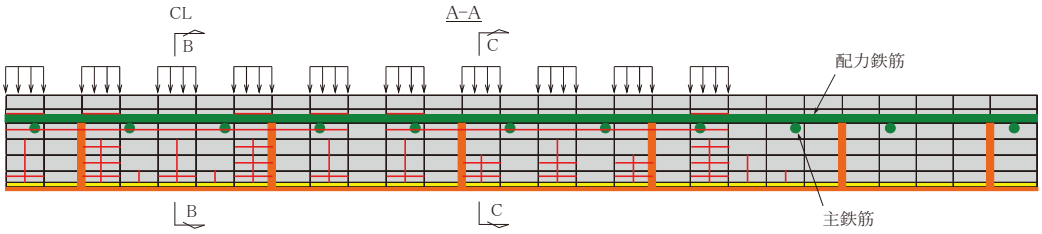
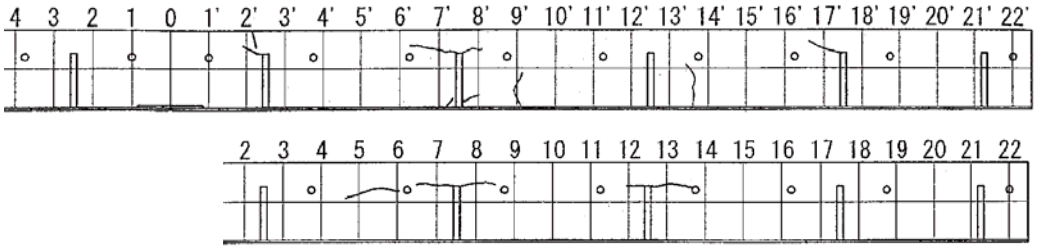


図-4.2.1.20　ひび割れの進展（解析結果、階段載荷）

走行回数 52 万回の解析結果のひび割れ分布を図-4.2.1.21、図-4.2.1.22 に示す。図中には実験後に供試体を切断して観察したひび割れ分布を対比して示した。実験では、床版下面側に曲げひび割れはほとんど観察されていない。これは、載荷中に曲げひび割れは発生しているが、鉄筋や底鋼板の拘束により荷重の除荷後はひび割れが閉じてしまっていて観察できていないためと考えられる。床版上面側の水平ひび割れは、実験ではリブ上端から水平または、やや上方へ進展している。以上より、解析結果は実験結果をよく再現できていると考えられる。

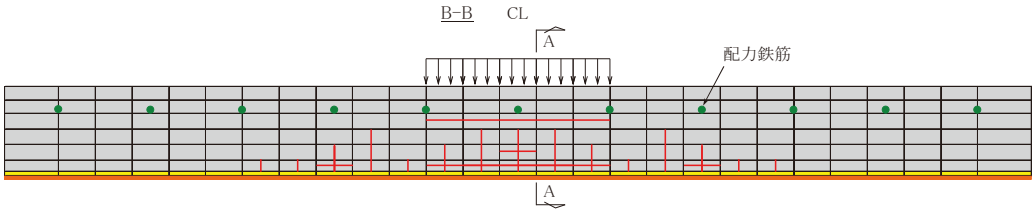


(a) 解析（走行回数 520,000 回）

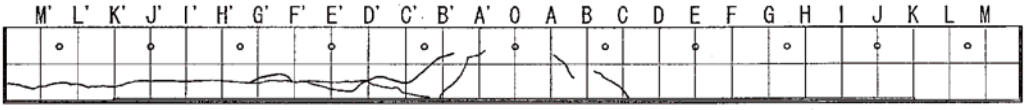


(b) 実験

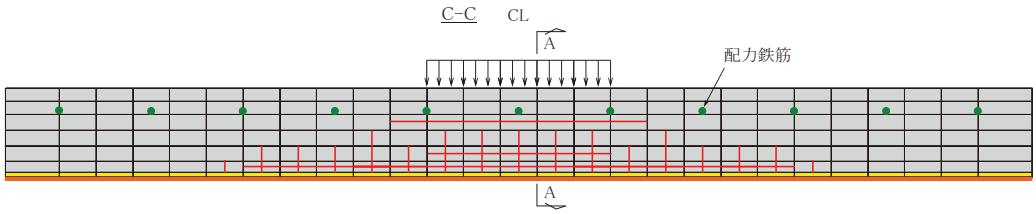
図-4.2.1.21　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸直角方向断面）



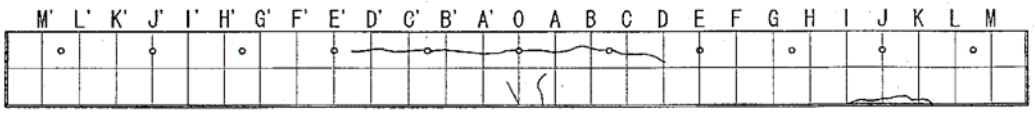
(a) 解析（B-B 断面，走行回数 520,000 回）



(b) 実験（B-B 断面）

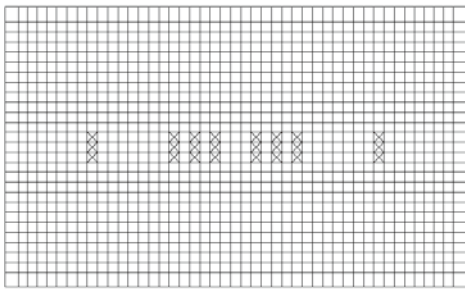


(c) 解析（C-C 断面，走行回数 520,000 回）

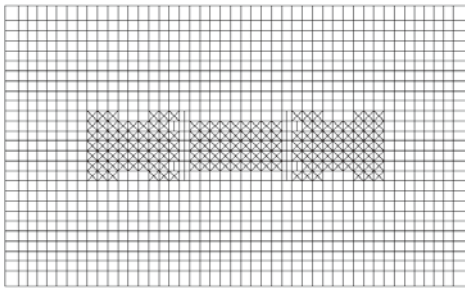


(d) 実験（C-C 断面）

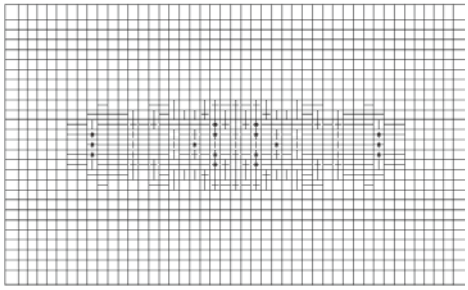
図-4.2.1.22　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸方向断面）



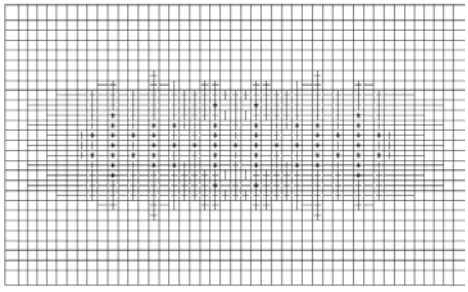
（上から２層目）



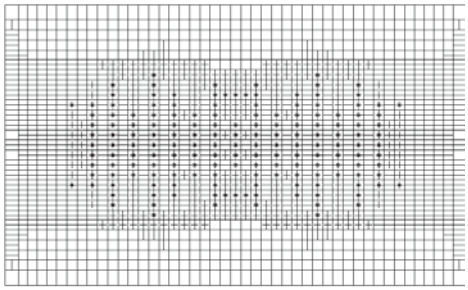
（上から３層目）



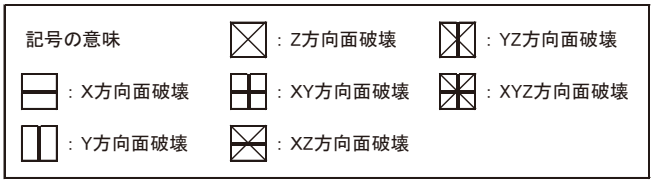
（上から４層目）



（上から５層目）



（上から６層目）



(参考図)図-4.2.1.20 の部分（上から 2,3,4,5,6 層の剛性低下要素分布，走行回数 520,000 回）

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.1.23 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.1.24 にそれぞれ示す。計算ステップ 2000 の走行回数 6,920 万回まで解析を行った。床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみである。以降の図中の実験値は階段載荷の走行回数を疲労損傷度が等価となる一定荷重の走行回数に置き換えたものである。実際には、一定荷重走行載荷の実験値があるわけではないので参考値とした。たわみは、載荷初期には約 0.5mm で解析と実験はほぼ同じ値であるが、走行回数が増えると解析値も実験値も漸増するが、その増加量は解析が大きい。走行回数約 1,000 万回でたわみは解析値が 0.73mm、実験値が 0.66mm、走行回数 6,920 万回でたわみは解析値が 0.83mm、実験値が走行回数 6,700 万回で 0.69mm（階段載荷の 44 万回）であった。計算ステップ 1300（走行回数 3,880 万回）では床版最上層のコンクリート要素まで剛性低下しており、図-4.2.1.24 では走行回数 3,710 万回でわずかであるがたわみの増加が見られる。

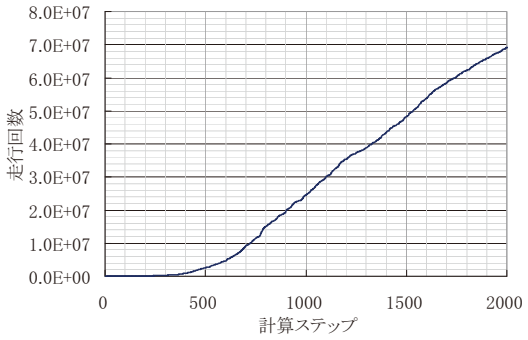
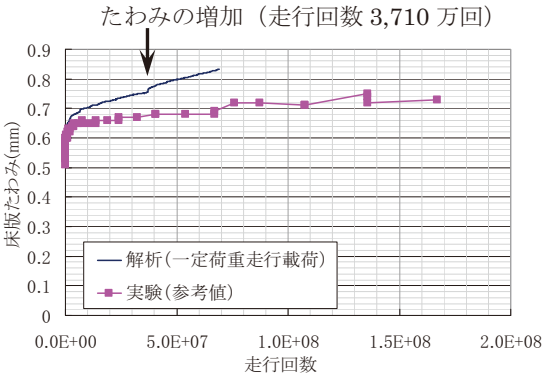
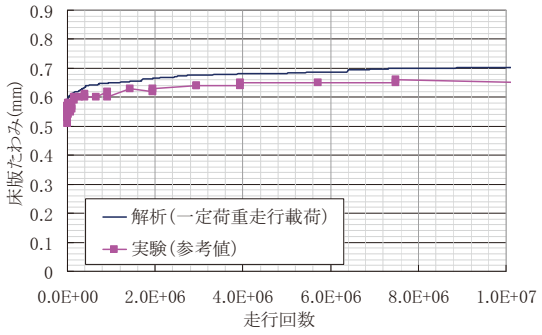


図-4.2.1.23　計算ステップと走行回数

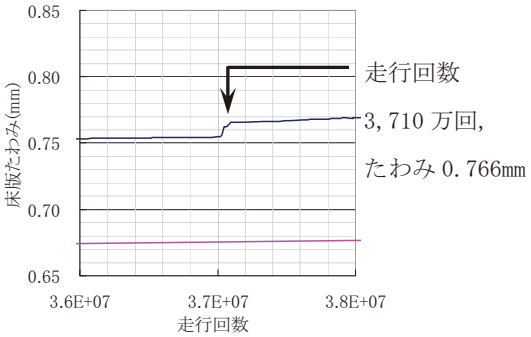
（一定荷重走行載荷）



(a) 走行回数 6,920 万回まで



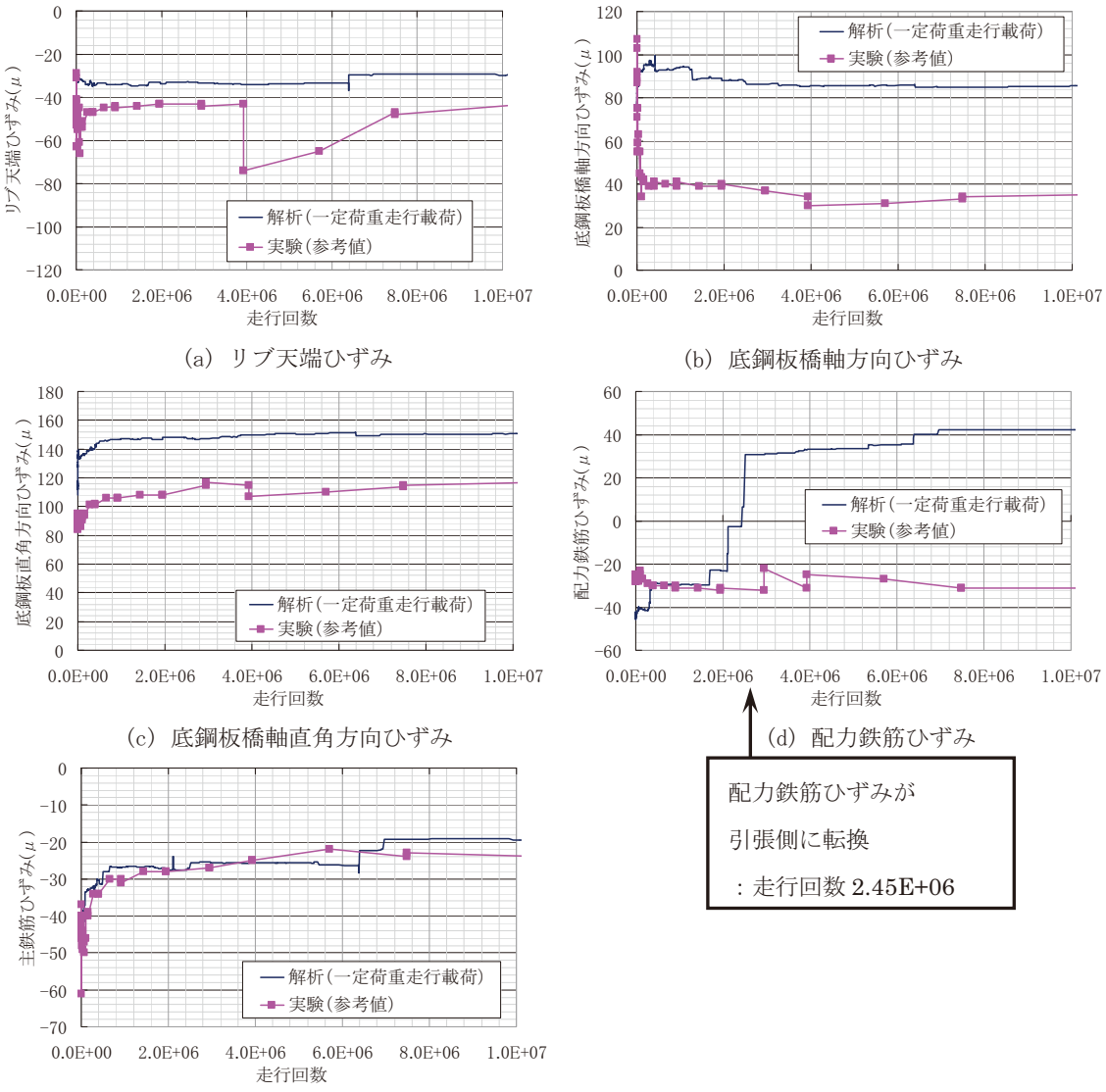
(b) 走行回数 1,000 万回までの部分拡大図



(c) 走行回数 3,710 万回付近の部分拡大図

図-4.2.1.24　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

走行回数とひずみの関係を図-4.2.1.25 に示す。リブ天端ひずみの解析値は、約-30×10^{-6}で大きく変動しない。底鋼板橋軸方向ひずみは約 90×10^{-6}で漸減する。底鋼板橋軸直角方向ひずみは約 150×10^{-6}で漸増する。配力鉄筋ひずみは、載荷初期は約-50×10^{-6}であるが換算回数 245 万回で引張側へ転換し、水平ひび割れの発生と関連していると考えられる。主鉄筋ひずみは載荷初期では約-40×10^{-6}であるが、漸減する。



(a) リブ天端ひずみ

(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

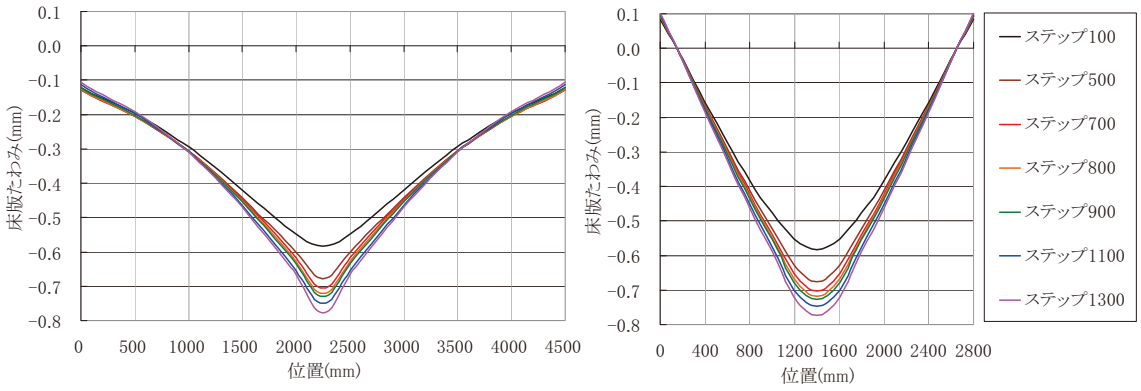
(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ

(d) 配力鉄筋ひずみ

(e) 主鉄筋ひずみ

図-4.2.1.25　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

たわみ分布を図-4.2.1.26 に示す。走行回数の増分に伴ってたわみは増加するが、その分布形状に大きな変化は見られない。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.1.26　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

リブ天端ひずみ分布を図-4.2.1.27 に示す。載荷初期には、下に凸の方物線形状であるが、載荷ステップ 700（走行回数 916 万回）で変曲点が現れた。コンクリート要素の破壊と関係しているものと考えられる。

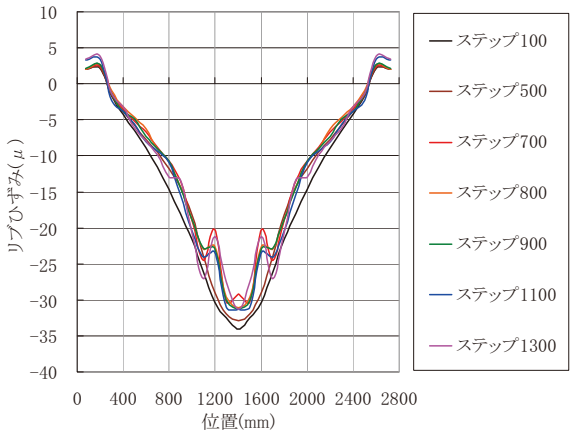
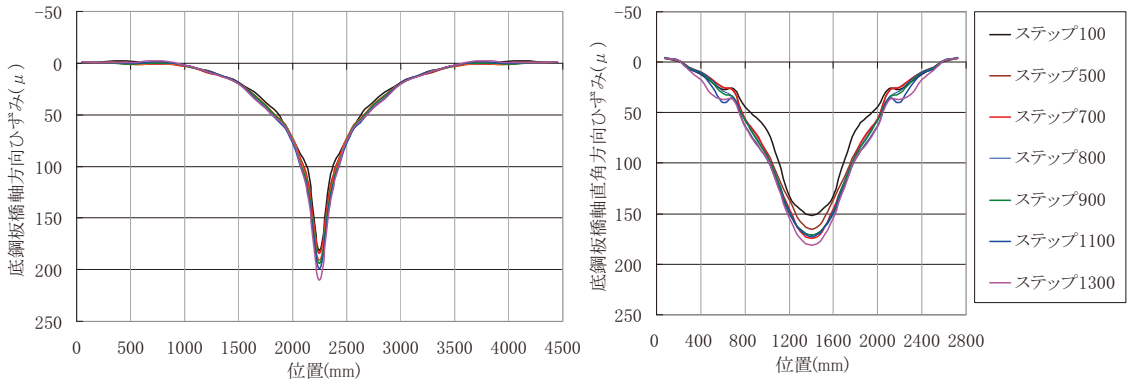


図-4.2.1.27　リブ天端ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

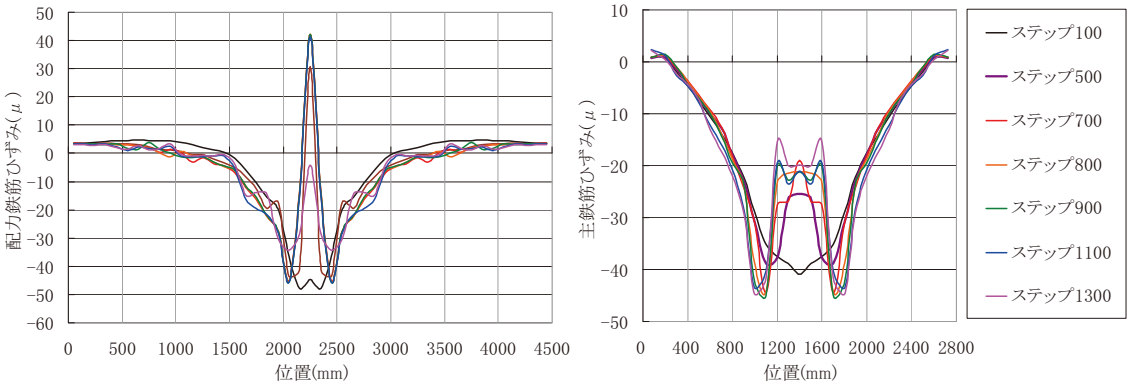
底鋼板のひずみ分布を図-4.2.1.28 に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともひずみの変動はあるが、分布形状の大きな変化はなかった。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.1.28　底鋼板ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.1.29 に示す。配力鉄筋ひずみは供試体中央の値がステップ 500（走行回数 263 万回）で引張側に転換した。この走行回数 263 万回は、配力鉄筋ひずみが引張側に転換（走行回数とひずみの関係からは 245 万回）するので、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当し、さらに水平ひび割れの発生時期も同じであり、これは鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C にも相当する。主鉄筋ひずみもステップ 100 とステップ 500 とでは、分布形状が変化しており、コンクリート要素の剛性低下（破壊判定）が鉄筋ひずみの変化に現れていると考えられる。



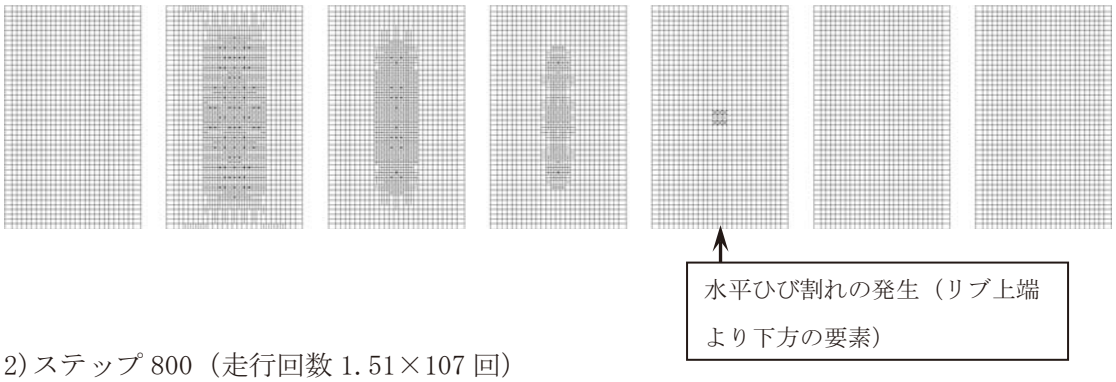
(a) 配力鉄筋　　(b) 主鉄筋

図-4.2.1.29　鉄筋ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

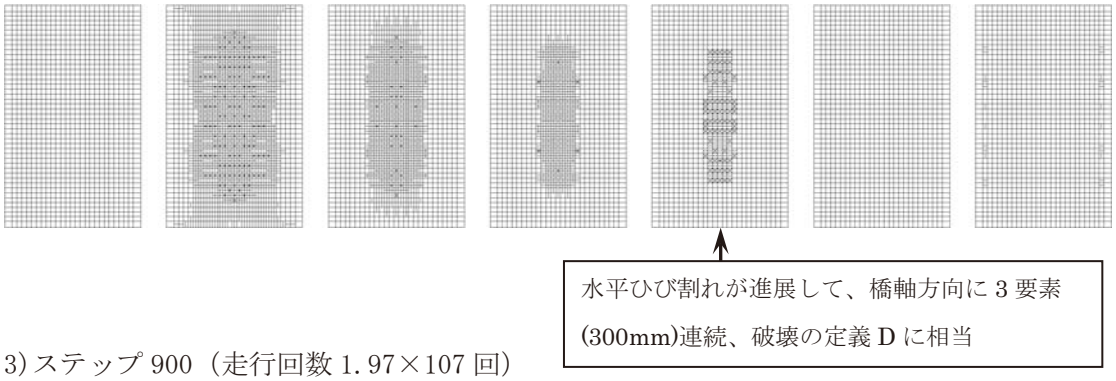
【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）】

剛性低下要素分布を図-4.2.1.30 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。リブより上方のかぶりコンクリート部分は、最上層（右端）と上から２層目（右から２番目）である。水平ひび割れの発生（ｚ方向の要素破壊判定）は、走行回数 263 万回で上から３層目（リブ上端より下側）であった。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上連続するのは走行回数 1,510 万回である。その後水平ひび割れは床版上面方向へ進展し、走行回数 1,970 万回で上から２層目に発生した。さらに走行回数 3,880 万回では載荷位置直下でｚ方向の剛性低下要素が最上層で発生した。

1) ステップ 500（走行回数 2, 634, 536 回）



2) ステップ 800（走行回数 1.51×107 回）



3) ステップ 900（走行回数 1.97×107 回）

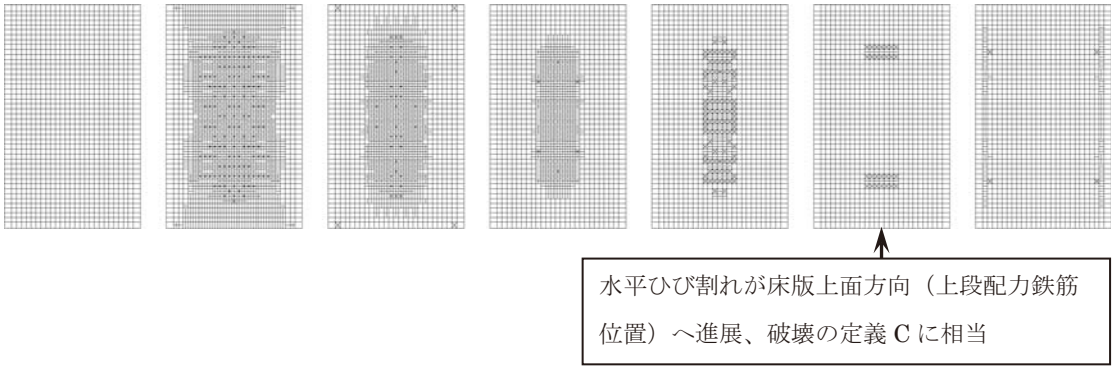


図-4.2.1.30　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）（その１）

4) ステップ 1300（走行回数 3.88×107 回）

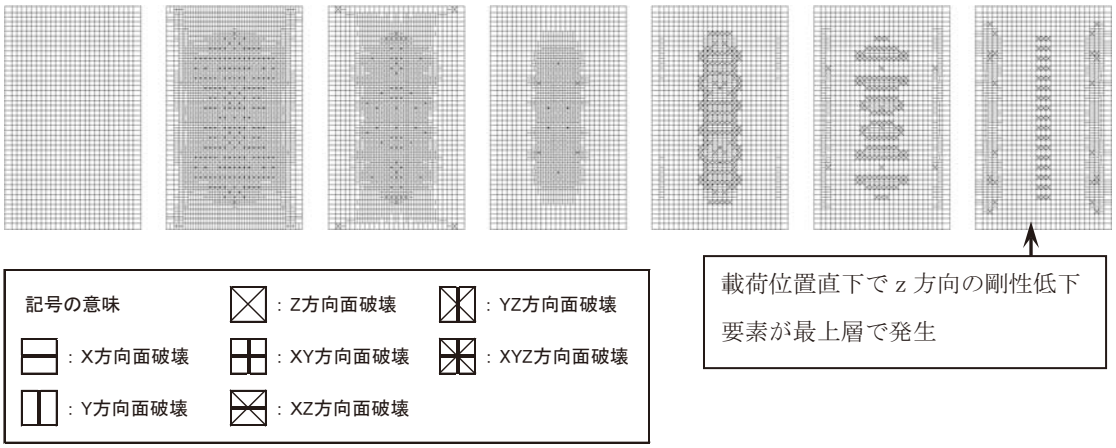


図-4.2.1.30　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）（その２）

(7) まとめ

パワースラブの疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

・階段載荷ケースの解析結果と実験結果との比較から、底鋼板の橋軸方向のひずみや鉄筋ひずみなど鋼材の局部のひずみは、解析と実験で必ずしも一致しない場合があるが、ひずみ分布の形状は解析と実験とで良く一致しており、解析は実験を良く再現できていると考えられる。着目する圧縮側コンクリートの水平ひび割れの発生は、解析が走行回数 32 万回であった。

・実験結果および解析結果からパワースラブの破壊形態の特徴は、輪荷重の繰返し載荷でリブ上端付近のコンクリートが疲労によってひび割れ、これを起点として輪荷重の繰返し載荷でリブ間のコンクリートへ水平方向にひび割れが進展する水平ひび割れであることがわかった。

・階段載荷ケースでは載荷終了までたわみの急増はなく、水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義 D の状態は走行回数 36 万回から 40 万回の間であった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 40 万回、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当する走行回数は 48 万回であった。

・配力鉄筋ひずみの変化は、水平ひび割れの発生・進展とよく対応することがわかった。とくに載荷位置直下の配力鉄筋ひずみは、コンクリート要素の剛性低下によって、圧縮側から引張側へ転換すること、ひずみ分布形状は、コンクリート要素の剛性低下によって、変曲点が現れる明確な変化があることがわかった。圧縮力を負担するコンクリートの疲労現象は、その近傍の鉄筋ひずみの変化で間接的に評価できる可能性がある。

・主鉄筋ひずみ分布から、載荷位置直下では荷重の増加にひずみの変化は対応せず、輪荷重の載荷幅 500mm の両外側位置の主鉄筋ひずみが荷重の増加によく対応することがわかった。ひずみ分布形状は、コンクリート要素の剛性低下によって、変曲点が現れる明確な

変化があることがわかった。

・一定荷重走行載荷では、水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義 D は走行回数 1,510 万回であった。また、3,880 万回で載荷位置直下の z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。鉄筋コンクリート床版の定義 A に相当する走行回数は 245 万回、同じく破壊の定義 C に相当する走行回数は 197 万回であった。

・配力鉄筋ひずみ、主鉄筋ひずみの変化は、階段載荷ケースと同様に一定荷重走行載荷ケースでもコンクリート要素の剛性低下とよく対応することがわかった。

4.2.2　パイプスラブ

(1) 工法概要

鋼板パネルは、板厚 6mm または 8mm の底鋼板にずれ止めと補強材を兼ねる長孔明き鋼板リブを橋軸直角方向にすみ肉溶接で接合したものと橋軸方向に長孔を貫通させて配置する構造用鋼管(以下，鋼管)で構成される。配力鉄筋および主鉄筋は床版上面側に配置される。パイプスラブの断面構成要素を図-4.2.2.1 に示す。底鋼板の現場継手は、底鋼板の応力伝達を考慮して高力ボルトによる一面摩擦接合を標準としている。足場などに制約条件がある場合は、底鋼板上面からの作業により接合する継手方式として、独自で開発したスタッドを用いた新形式の継手を採用する場合もある。

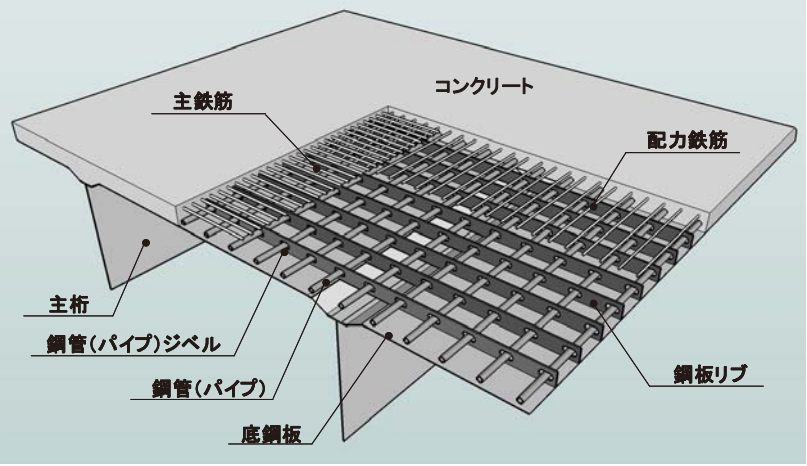


図-4.2.2.1　パイプスラブの断面構成要素

(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、鋼板パネル、主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式[2-1)]によって求め、ずれ止めの耐荷力は実験値より算出する。底鋼板上面の橋軸直角方向にリブを断続溶接し、このリブを貫通する方向(橋軸方向)に鋼管を配置している[2-2)2-3)]。リブに設けた長孔に充填されたコンクリートが鋼板パネルとコンクリート間とのずれ止めの役割を果たしており、鋼管を貫通配置させることによりずれ止め効果が向上する。鋼板パネルはコンクリートと合成し応力部材として機能するため、下側の主鉄筋および配力鉄筋が省略でき軽量化が図られている。また、鋼管の配置による重量より控除されるコンクリート重量の方が大きいため床版重量が軽減されるなどの特長がある。

鋼部材の疲労強度は、孔あき鋼板リブと底鋼板とのすみ肉溶接部について、要素試験により検証している[2-4)]。橋軸方向および橋軸直角方向のすみ肉断続溶接部の疲労強度等級は、要素試験結果により F 等級としている。

(3) 輪荷重走行試験[2-5)2-6)]

解析対象とする過去に行った輪荷重走行試験結果を示す。

供試体は，床版厚を 206mm とし耐久性の確認を行っている。コンクリートの仕様は、呼び強度は 30N/mm² である。供試体の形状寸法を図-4.2.2.2 に示す。底鋼板厚を 6mm としリブ間隔は最大 400mm としている。供試体の鋼板パネルの部材諸元を表-4.2.2.1 に、コンクリート材料の仕様および材料試験結果を表-4.2.2.2 に示す。

供試体の支持条件は、支間 2.5m の単純支持で橋軸方向の端部は横桁による弾性支持とした。載荷荷重は図-4.2.2.3 に示す階段載荷とした。階段載荷は文献 2-5)の荷重と同一であり、試験開始時の荷重は 157kN とし、走行回数 4 万回毎に荷重を順次約 20kN ずつ上昇させる階段載荷方式であり最終荷重は 392kN、走行回数は 52 万回とした。

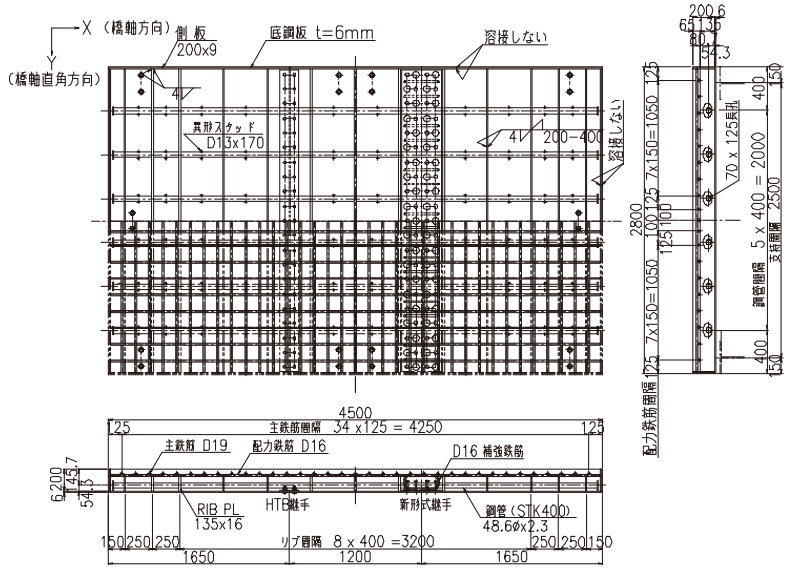


図-4.2.2.2　供試体の形状寸法

表-4.2.2.1　鋼板パネルの部材諸元

部材	寸 法	材質
リブ	135mm×16mm	SM400
底鋼板	6mm	SM400
鋼管	φ48.6mm×2.3mm	STK400

表-4.2.2.2 コンクリートの材料諸元

	設計値	実測値
圧縮強度	σ_{ck}=30 N/mm^2	σ_{34}=37.1 N/mm^2 （現場養生）
ス ラ ン プ	12.0 cm	10.0 cm
空　気　量	4.5 %	5.3 %
セメントの種類	普通セメント	
最大粗骨材寸法	20 mm	
混和剤	AE減水剤	

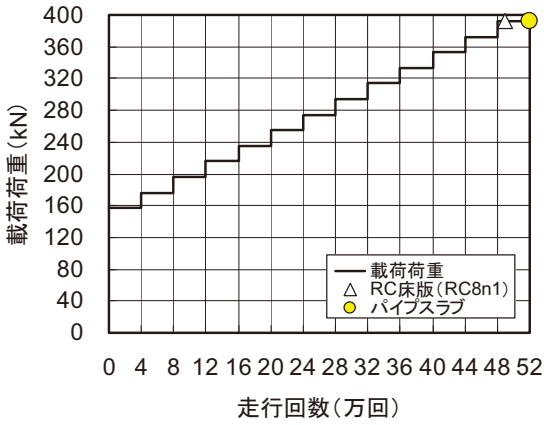


図-4.2.2.3　載荷荷重

試験結果として、パイプスラブの試験体たわみを鉄筋コンクリート床版の実験結果（RC8n1）と比較して図-4.2.2.4 に示す。図中の残留たわみは除荷時のたわみを表し、総たわみは残留たわみと静的載荷時のたわみの合計を示す。

パイプスラブの総たわみは最大で 2.48mm であり、RC8n 1 の急増前の総たわみ 7.19mm に比べ 35%程度である。また、残留たわみの最大値は、パイプスラブが 0.88mm で RC8n1 の急増前 3.31mm に対して小さい値となった。たわみの変化は、荷重の増加に伴って変化しているが、急激なたわみの増加もなく、疲労による損傷度合は，非常に小さかった。

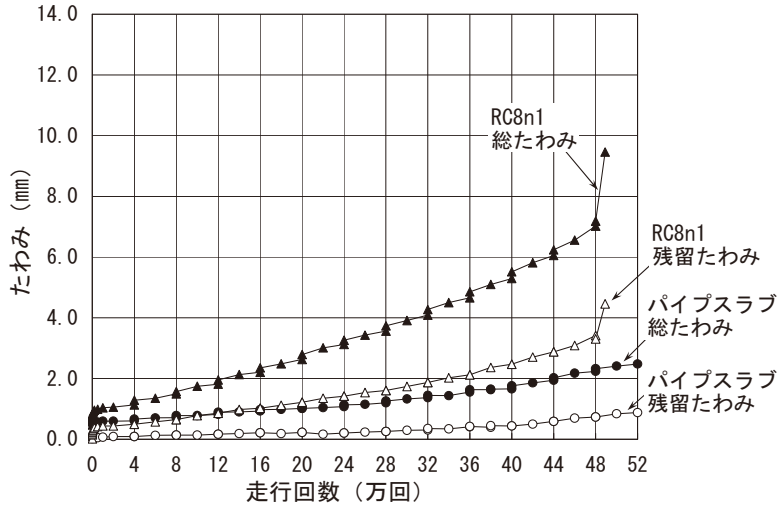
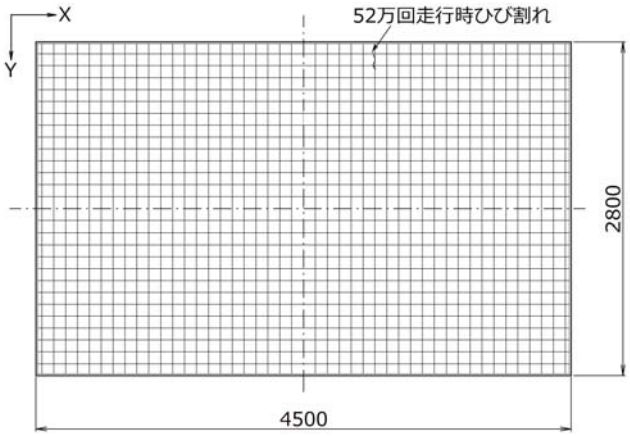
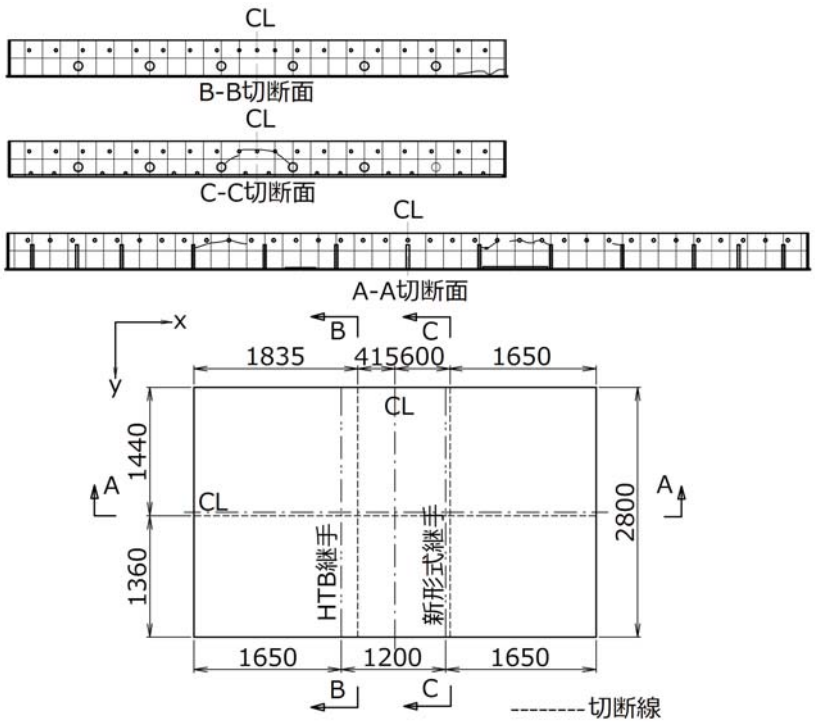


図-4.2.2.4　たわみ

供試体は、試験終了まで破壊に至らなかったが、図-4.2.2.5(a)に示すようにコンクリート上面には試験終了時に供試体端部に微細なひび割れが 1 本観察された。試験終了後の切断試験による内部の観察を実施した結果、図-4.2.2.5(b)に示すようにリブ上端から鉄筋に沿ってひび割れが発生しており、リブ天端あるいは上側鉄筋位置で水平ひび割れを生じたことによる二層化が生じたと考えられる。



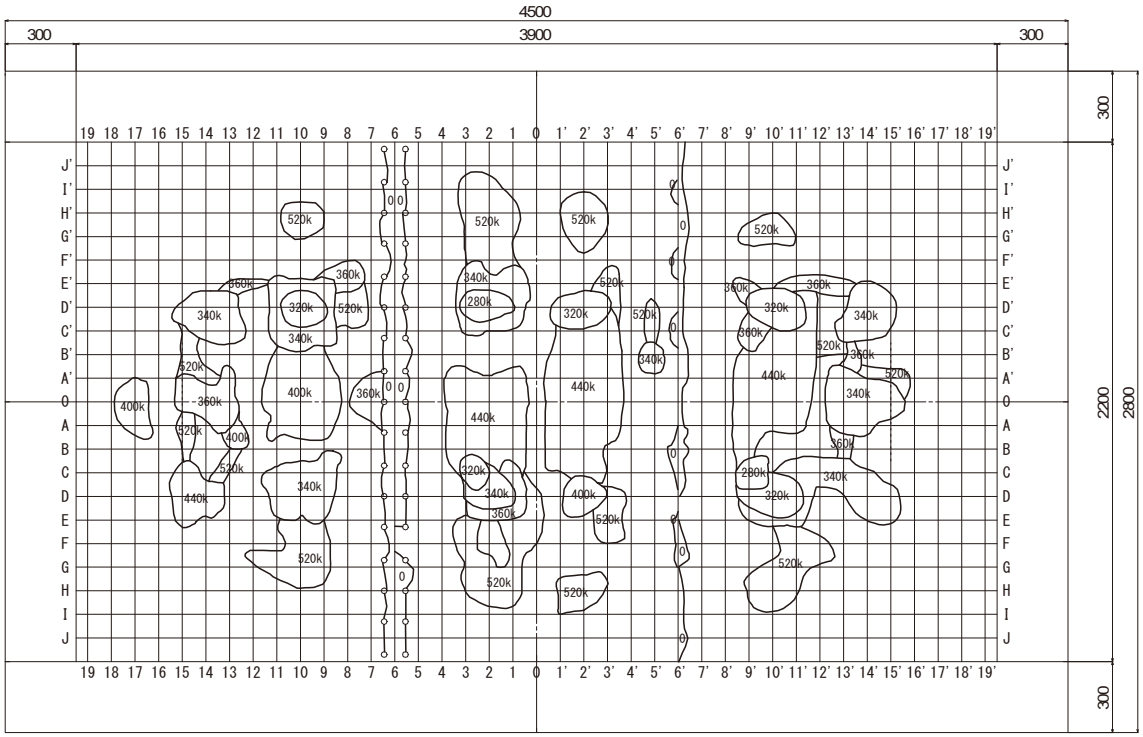
(a)床版上面のひび割れ



(b)床版内部のひび割れ

図-4.2.2.5　供試体のひび割れ状況

試験中に打音にて確認した底鋼板の剥離範囲を図-4.2.2.6 に示す。剥離は 28 万回で発生し、その後、走行面下で増大していき 44 万回程度でほぼ走行面下で剥離した状態となった。

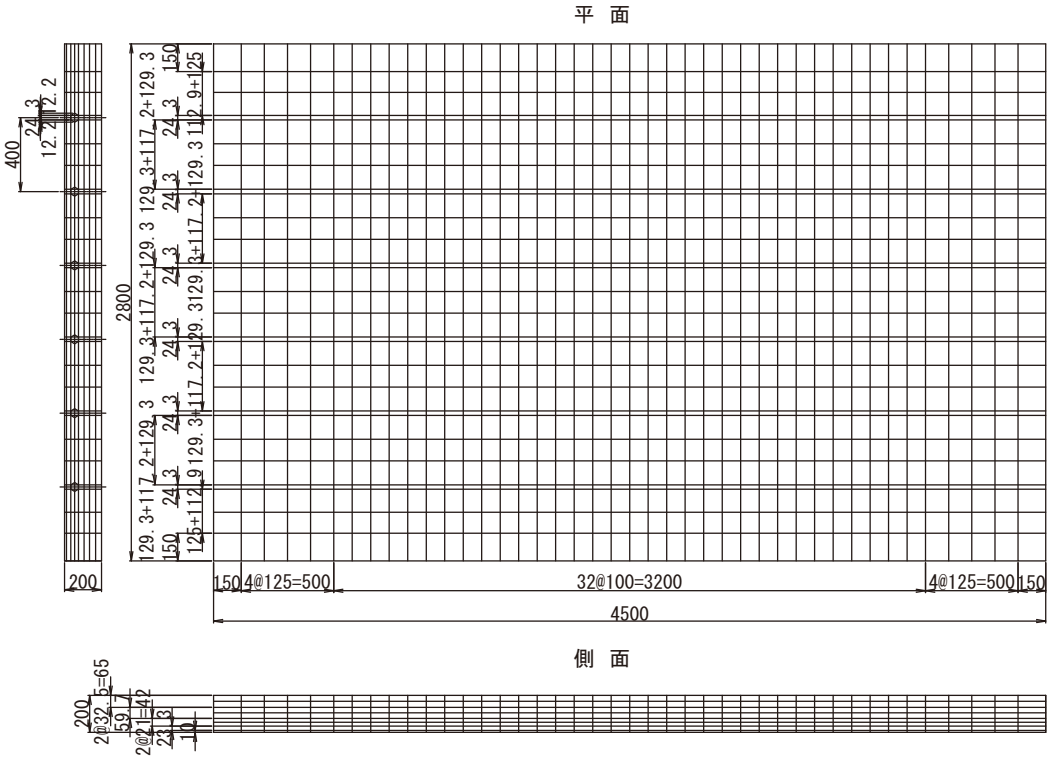


※１　記号 K(千回)は剥離確認時の走行回数を示す。
例：60K＝60,000 回
※２　◯ の内側が剥離発生の範囲である。
※３　記号 0 は初期剥離を示す。

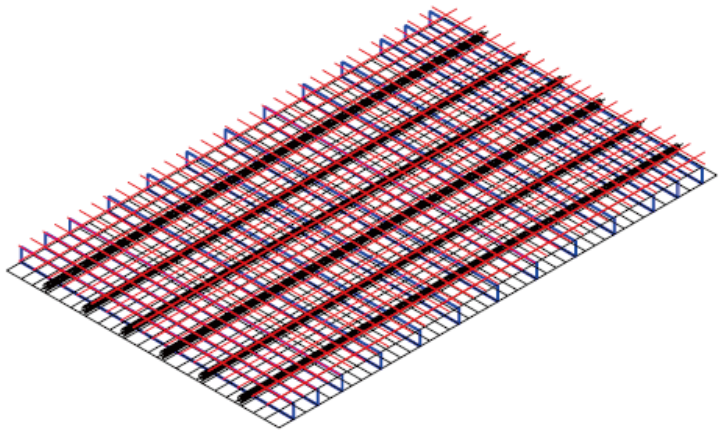
図-4.2.2.6　底鋼板の剥離分布

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。要素分割を図-4.2.2.7 に示す。コンクリートはソリッド要素、リブ、底鋼板および鋼管はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。なお、ずれ止め構造については、輪荷重走行試験にてリブ長孔内のコンクリートで疲労破壊は確認されていないため、リブの長孔は着目箇所とせずに長孔の無いリブでモデルを構成している。



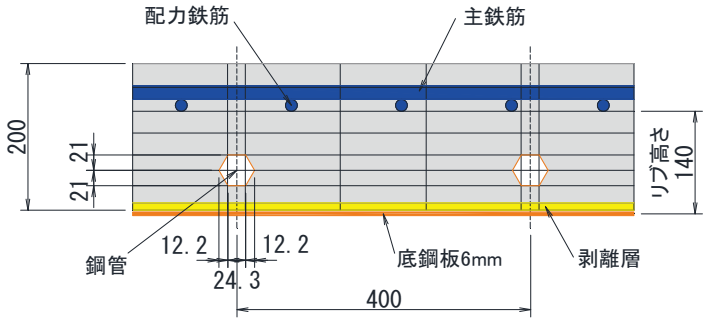
(a) コンクリート平面と側面



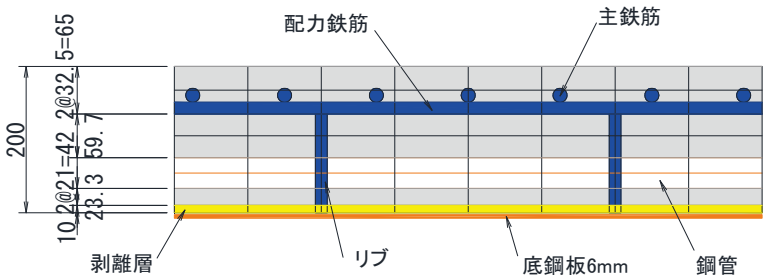
(b) 鋼材

図-4.2.2.7 要素分割

要素分割の側面の部分詳細図を図-4.2.2.8 に示す。鋼板および鋼管とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を表-4.1.2 に示す値に低減した。



(a)配力鉄筋方向



(b)主鉄筋方向

図-4.2.2.8　要素分割の側面の部分詳細図

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）走行載荷としたものの 2 ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.2.3 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.2.3　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	37.1	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	2.49	〃	2.2	0.23(σc)^(2/3), 土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	30,960	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	13,000	Ec/2.3, 道示	12,000	〃
	ポアソン比	－	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼管	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置を図-4.2.2.9 に示す。荷重は幅 500mm、長さ 200mm の範囲に載荷し、橋軸方向に 15 箇所の移動載荷とした。床版の支持条件は実験と同様に、長辺は単純支持、短辺は弾性支持とした。

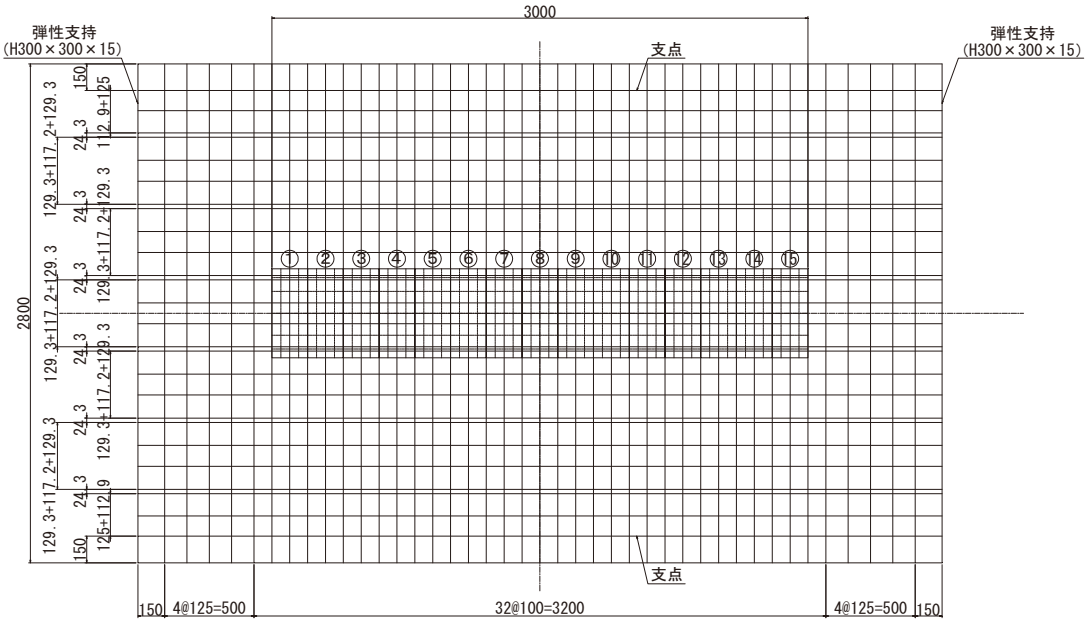
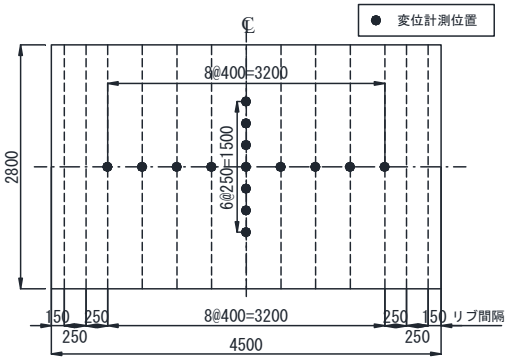


図-4.2.2.9 荷重載荷位置

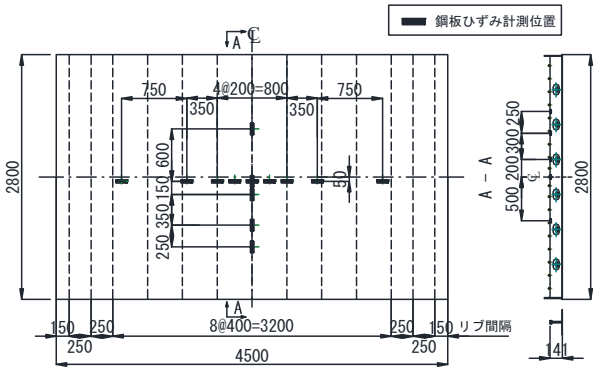
(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

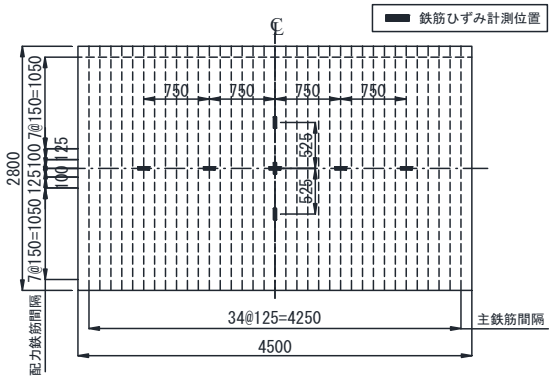
解析値と実験値との比較に用いる変位およびひずみの計測位置を図-4.2.2.10 に示す。



(a) 変位計測位置



(b) 底鋼板およびリブひずみ計測位置



(c) 鉄筋ひずみ計測位置

図-4.2.2.10　変位およびひずみの計測位置

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.2.11 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.2.12 にそれぞれ示す。ここで、たわみとは弾性たわみのことである．図より、たわみは実験値より解析値のほうが小さかった。

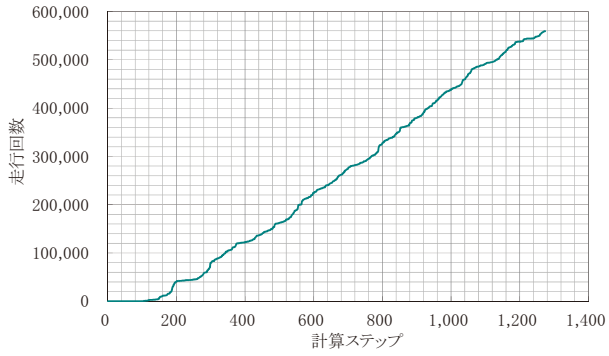


図-4.2.2.11　計算ステップと走行回数（階段載荷）

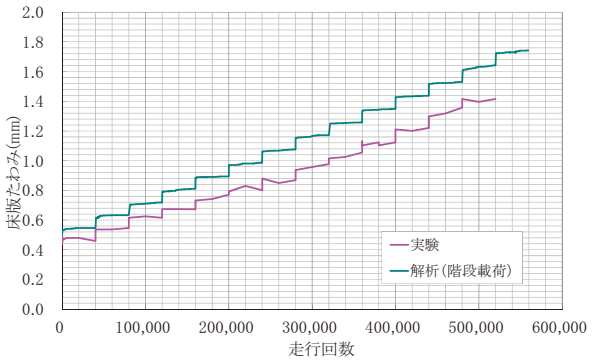
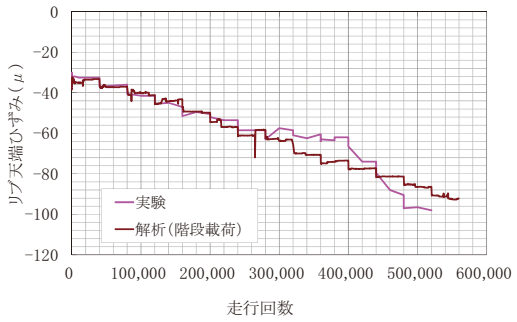
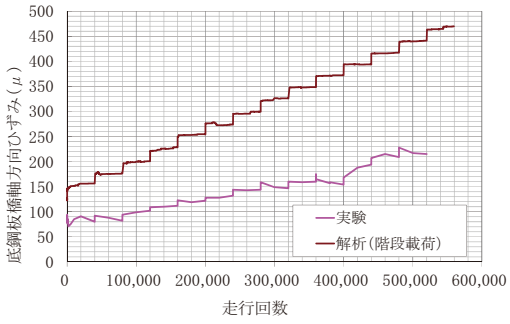


図-4.2.2.12　走行回数とたわみ（階段載荷）

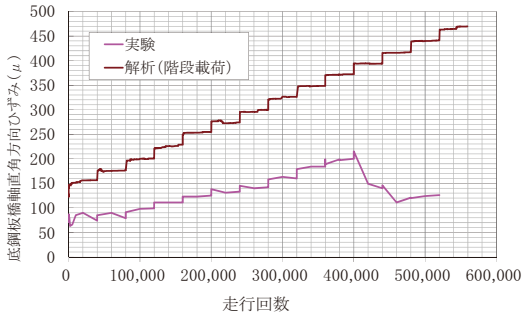
走行回数とひずみの関係を図-4.2.2.13 に示す。リブ天端のひずみはよく一致しているが 32 万回を越えたあたりから実験値のひずみが合わなくなった。これは，リブ付近のコンクリートにひび割れが発生したものであると考えられる。底鋼板のひずみは、解析での底鋼板はコンクリートとの付着を切っているため一致していない。主鉄筋のひずみは概ね一致しているが、配力鉄筋は違う傾向を示した。実験では配力鉄筋付近のコンクリートにひび割れが発生していないが、解析では配力鉄筋付近のコンクリートにひび割れが発生したため有効断面ではなくなり、走行回数 26 万回を超えたあたりで破壊の定義 A に相当する配力筋が引張側に応力転換したと考えられる。



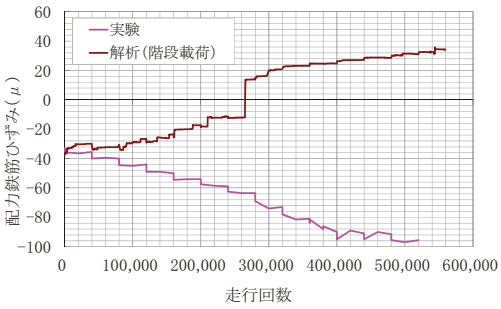
(a) リブ天端ひずみ



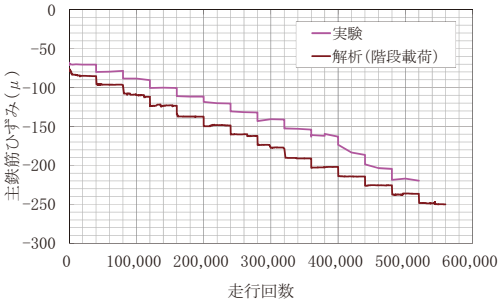
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



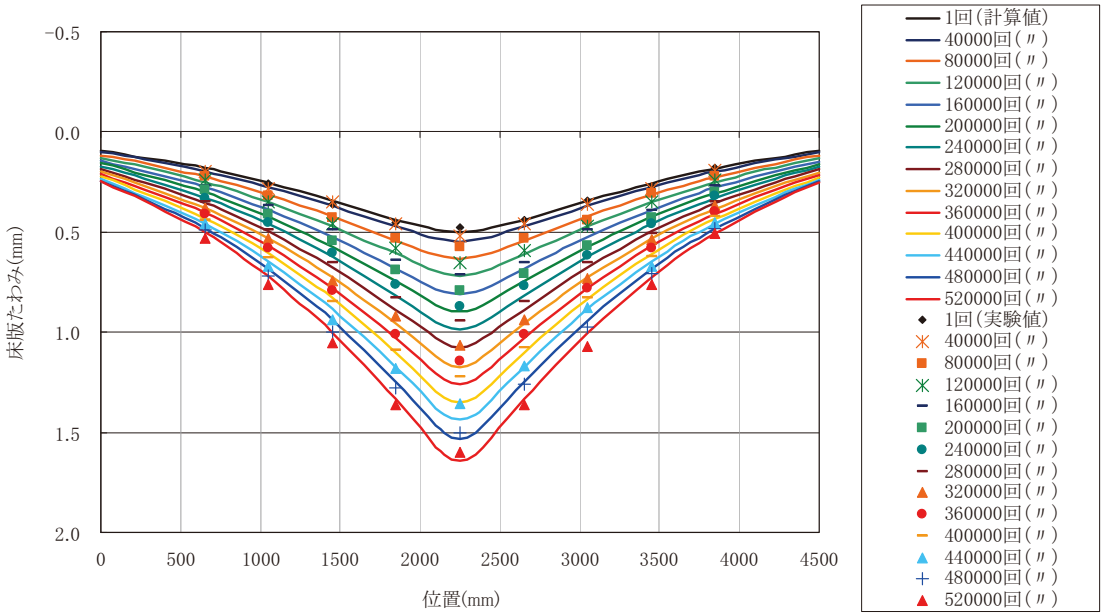
(d) 配力鉄筋ひずみ



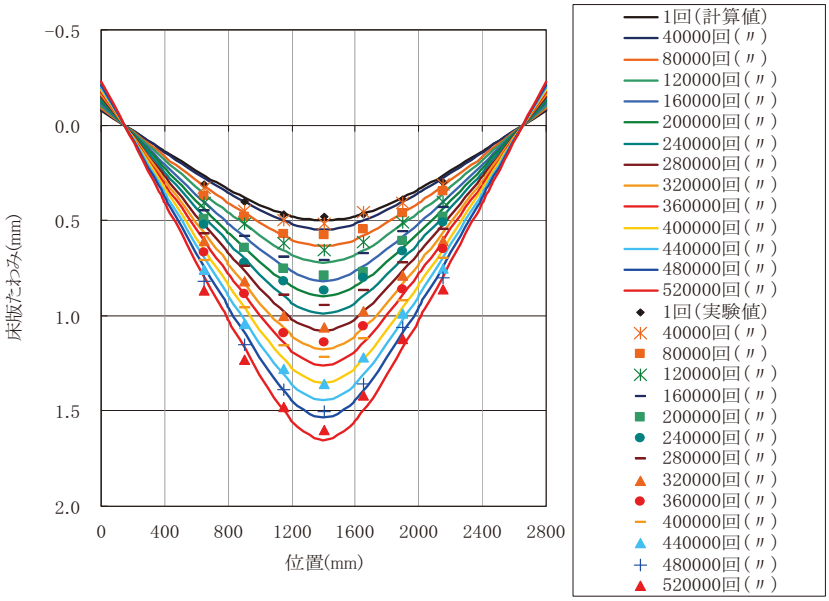
(e) 主鉄筋ひずみ

図-4.2.2.13　走行回数とひずみ（階段載荷）

たわみ分布を図-4.2.2.14 に示す。たわみは、橋軸方向および橋軸直角方向ともに急激な変化もなく、突出した点もなかった。また、解析値と実験値で分布形状は良く一致している。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4.2.2.14 たわみ分布（階段載荷）

リブ天端のひずみ分布を図-4.2.2.15 に示す。たわみの分布図と異なり、輪荷重載荷幅範囲が突出するような形になっている。解析値は実験値に比べてわずかに小さいがほぼ一致しており、走行回数 52 万回でも大きな変化は見られない。実験値は、走行回数 44 万回以降においてひずみ増加が大きくなっており、リブ天端付近でコンクリートの付着切れが起こった可能性がある。

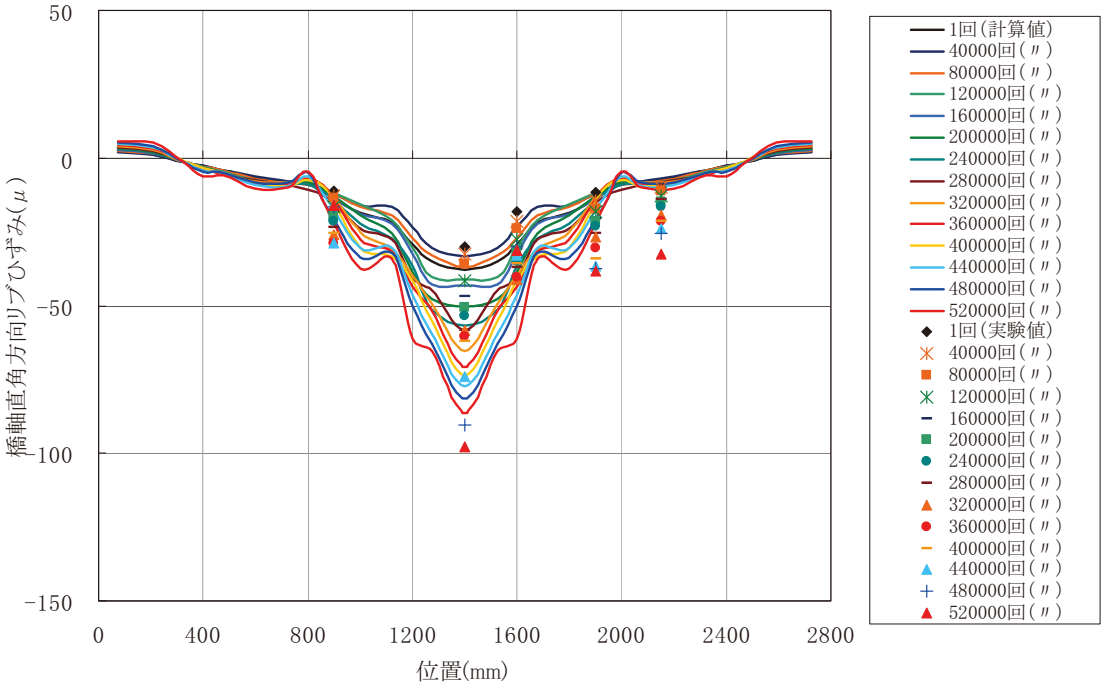
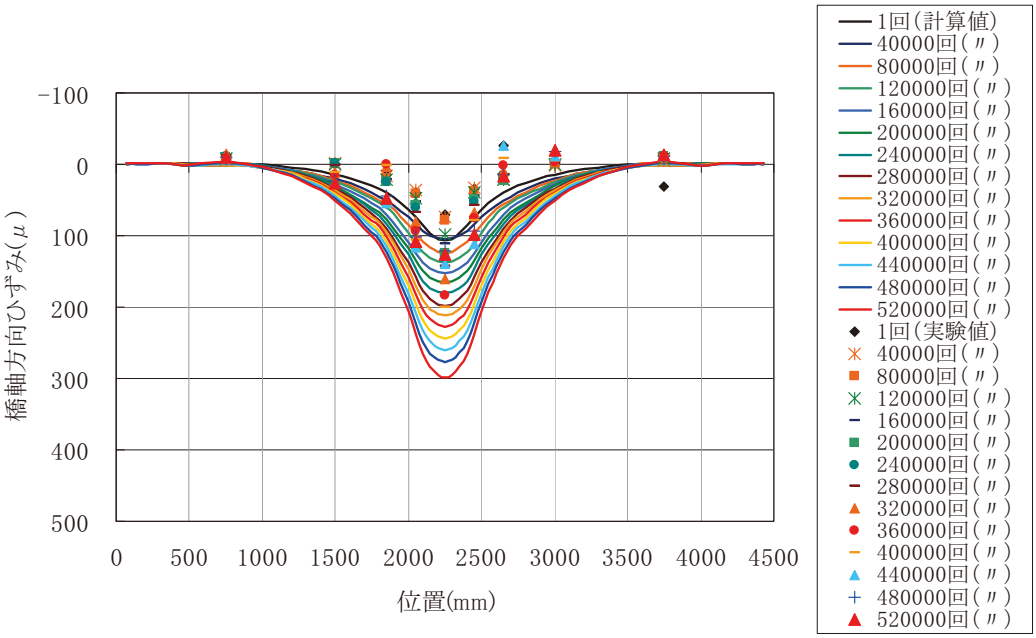
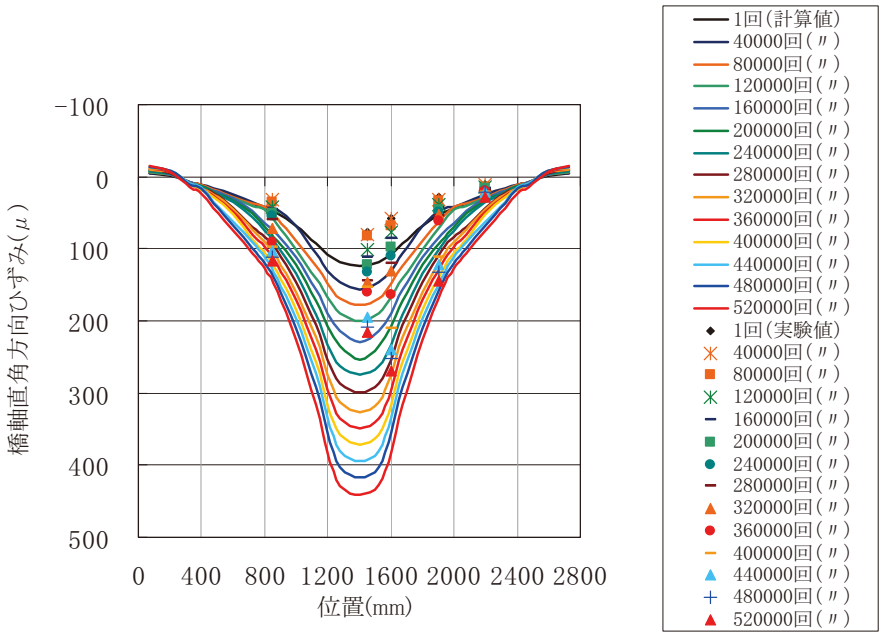


図-4.2.2.15　リブ天端ひずみ分布（階段載荷）

底鋼板のひずみ分布を図-4.2.2.16 に示す。橋軸方向ひずみの分布形状は、解析値と実験値とは近似しており、走行回数 52 万回でも大きな変化は見られない。しかし、橋軸方向、橋軸直角方向ともに解析値の方が実験値より大きくなっている。これは、解析では底鋼板とコンクリートの付着を切っているが、実験では図-4.2.2.6 に示すような剥離状況となっており、この剥離状況の違いが影響しているものと考えられる。



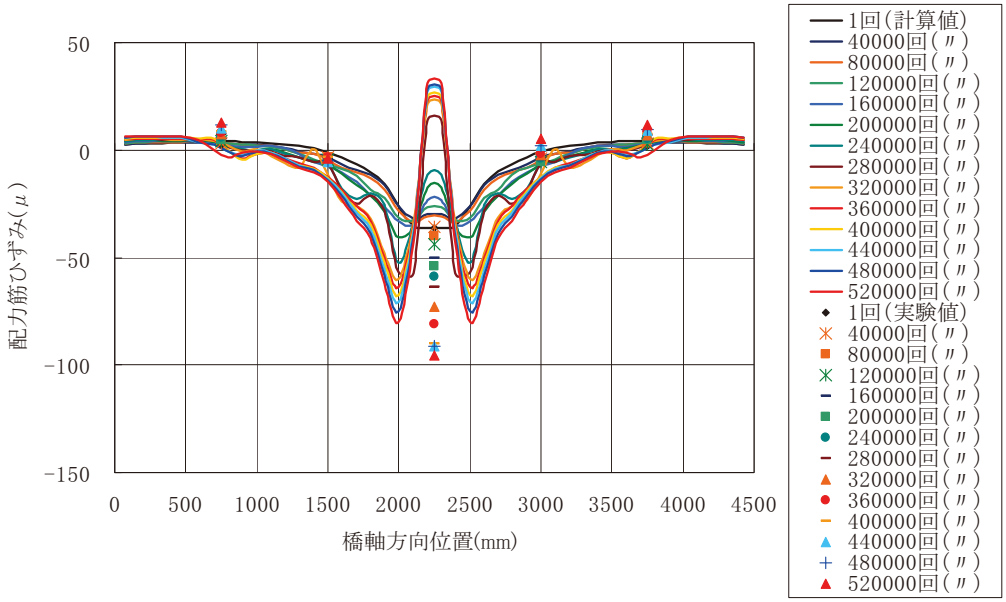
(a) 橋軸方向



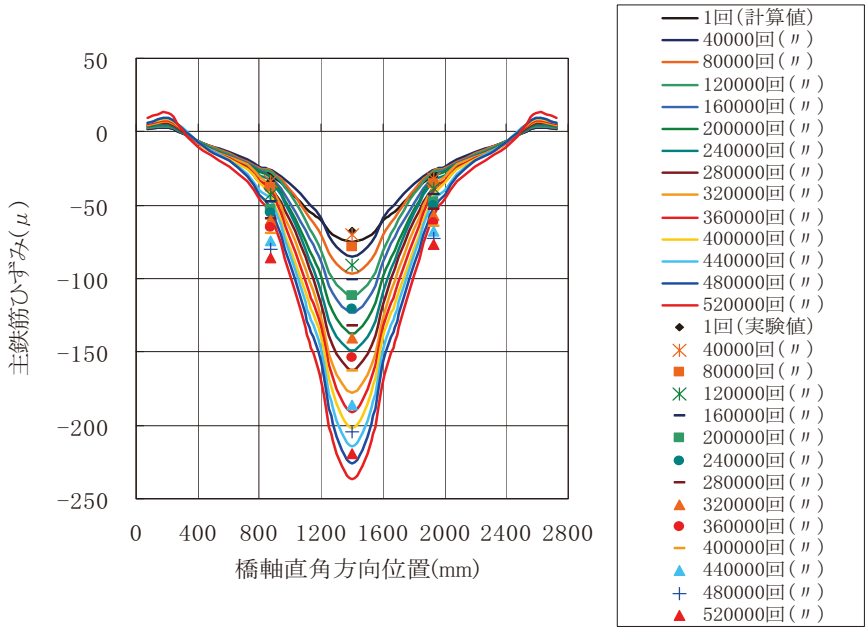
(b) 橋軸直角方向

図-4.2.2.16　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.2.17 に示す。配力鉄筋ひずみは、解析値が試験体の中央部で節のある形状となっており、走行回数 24 万回から 28 万回にかけて圧縮側から引張側へ変化しており、実験値と異なる結果となった。これは、実験では配力鉄筋付近のコンクリートにひび割れは発生していないが、解析では 26 万回を越えたあたりから配力鉄筋付近のコンクリートにひび割れが発生したためのものと考えられる。主鉄筋ひずみは、解析値と実験値とはひずみ値と分布形状ともによく一致しており、走行回数 52 万回でも大きな変化は見られない。



(a) 配力鉄筋



(b) 主鉄筋

図-4.2.2.17 鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

要素破壊分布を図-4.2.2.18 および図-4.2.2.19 に示す。走行初期は床版下側すなわち引張側のコンクリートから鉛直方向のひび割れが発生し、走行回数が増えるに従い、床版上面に向かって鉛直ひび割れが進展する。32 万回で破壊の定義 C に相当する水平ひび割れが上から 3 層目のリブ天端付近に発生した。破壊の定義 D に相当する橋軸方向に水平ひび割れが 300mm 以上の長さで連続するのは 52 万回載荷時で、水平ひび割れの長さは 600mm であった。また、最上層では剛性低下は発生しなかった。

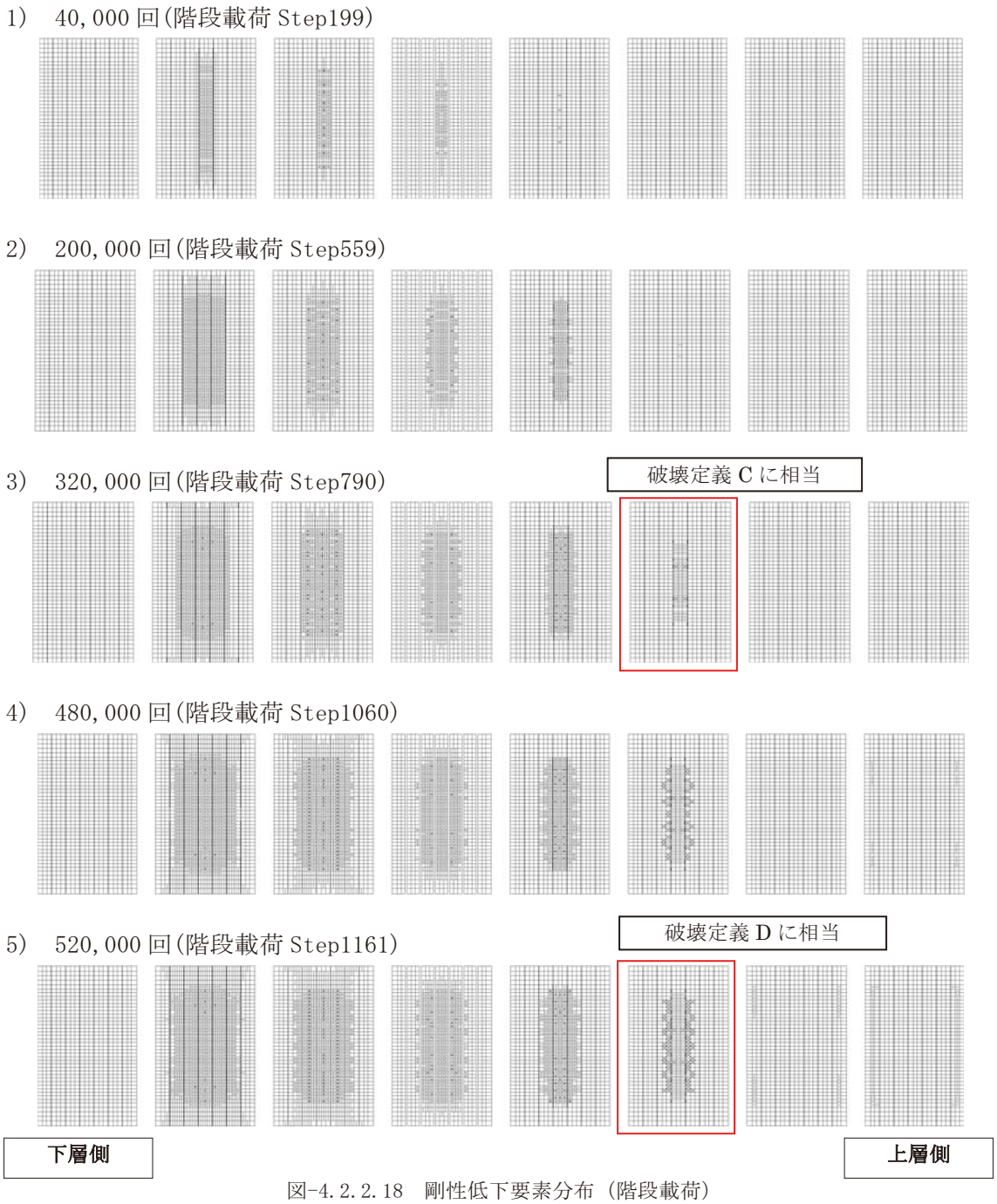
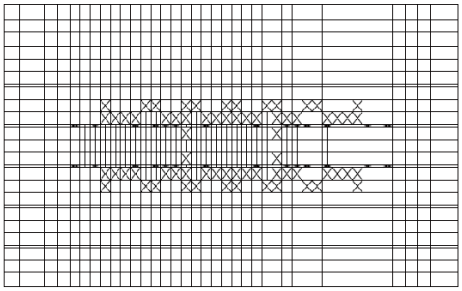
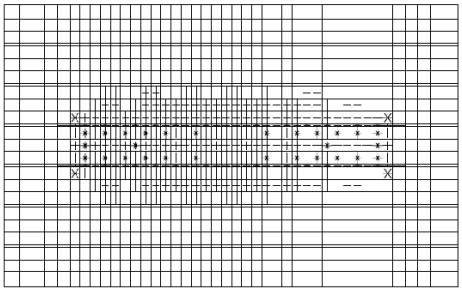


図-4.2.2.18　剛性低下要素分布（階段載荷）

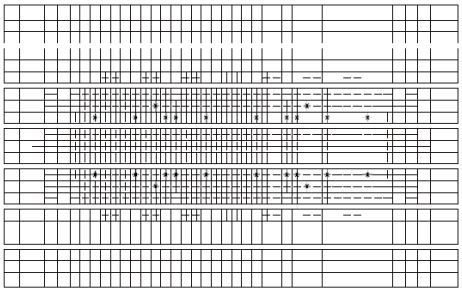
3層目



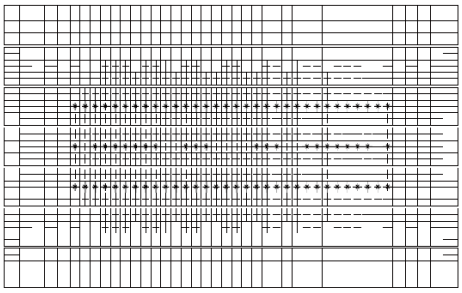
4層目



5層目



6層目



7層目

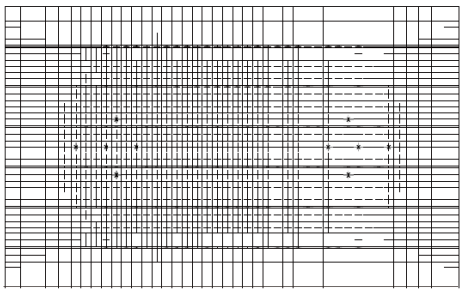
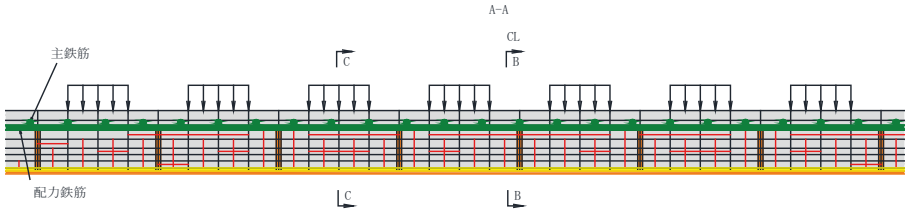
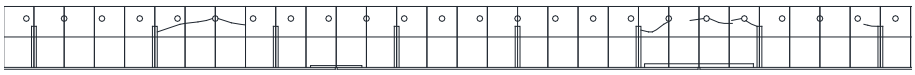


図-4.2.2.19　520,000 回載荷時　剛性低下要素分布

走行回数 52 万回における解析結果および実験結果のひび割れ分布を図-4.2.2.20 および図-4.2.2.21 に示す。解析結果は、リブ上端に沿ってひび割れが進展し、圧縮側コンクリートと鋼材とが分離する状態となっている。また、床版下面側のひび割れは、鋼管付近でややひび割れが見られるもののほとんど発生しておらず実験値と良い整合性を示している。以上より、解析結果は実験結果をよく再現できていると考えられる。

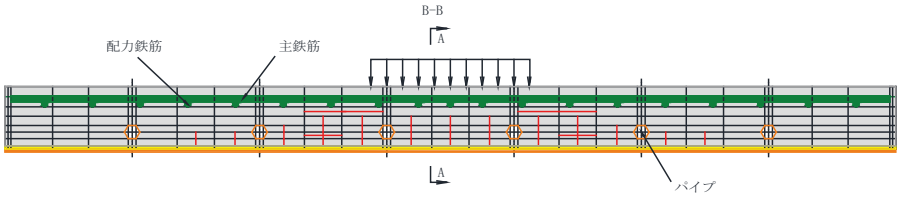


(a) 解析（走行回数 520,000 回）

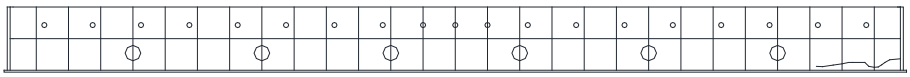


(b) 実験

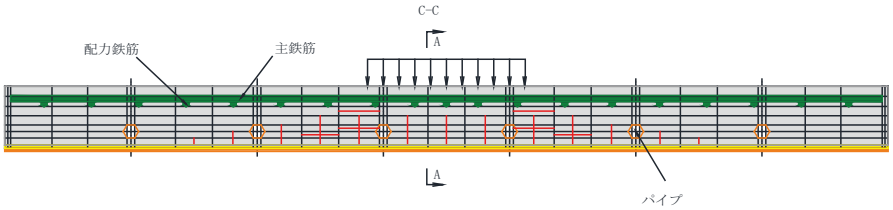
図-4.2.2.20　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸直角方向断面）



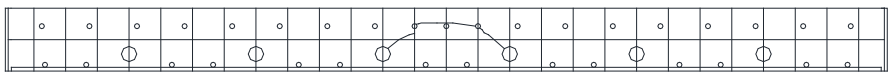
(a) 解析（B-B 断面，走行回数 520,000 回）



(b) 実験（B-B 断面）



(c) 解析（C-C 断面，走行回数 520,000 回）



(d) 実験（C-C 断面）

図-4.2.2.21　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸方向断面）

【一定荷重走行載荷(157kN)ケースの解析結果】

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.2.22 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.2.23 に示す。ここで、たわみとは弾性たわみを示している。実験値は階段載荷の走行回数を一定荷重 157kN にべき指数を m=8 とし換算しているため参考値とした。図より、たわみは載荷初期には約 0.5mm で解析と実験はほぼ同じ値であるが、走行回数 3 万回までに解析値の増加量が大きくなり、その後は走行回数が増えると同じような傾きで増加し、実験値より解析値のほうが大きい結果を示した。走行回数 6,920 万回でたわみは、解析値が 0.76mm、実験値が 0.61mm であった。

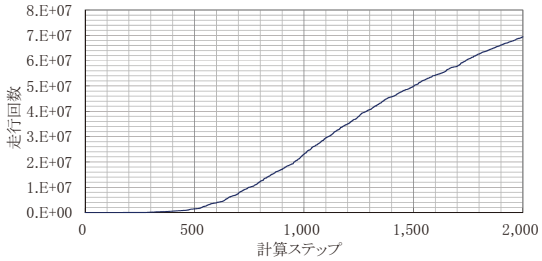
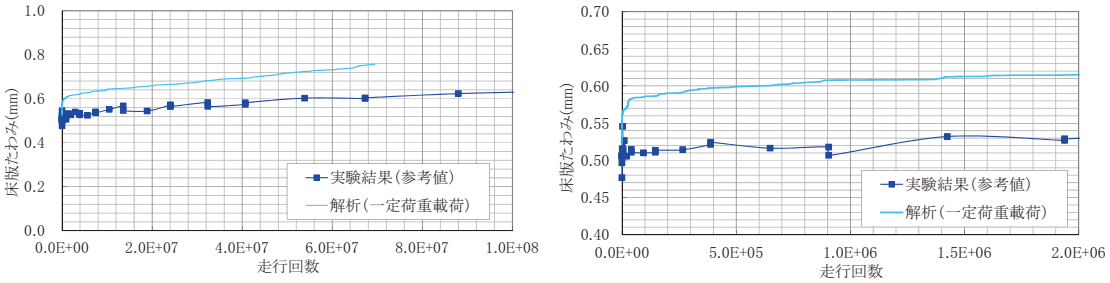


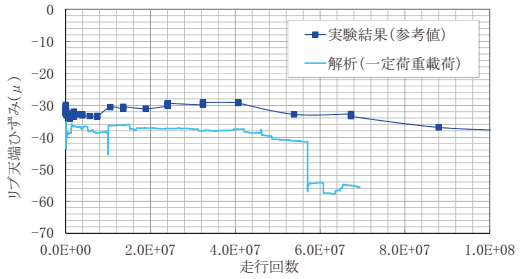
図-4.2.2.22　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



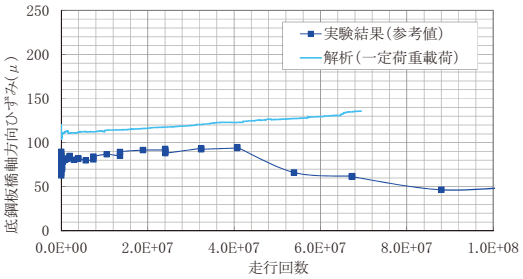
(a) 0～1.0E08 回　　(b) 0～200 万回

図-4.2.2.23　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

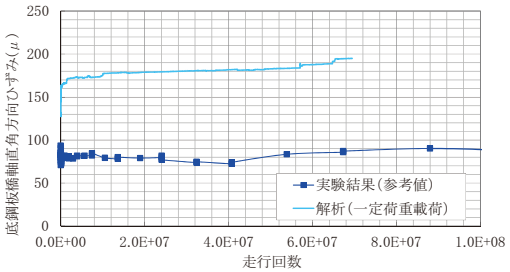
走行回数とひずみの関係を図-4.2.2.24 に示す。リブ天端と主鉄筋ひずみの分布は定性的に一致しているが 5,600 万回を越えたあたりから実験値のひずみとの乖離が大きくなった。これは、リブ付近のコンクリートにひび割れが発生したものであると考えられる。底鋼板のひずみは階段載荷と同様に、解析での底鋼板とコンクリートの付着を切っているため一致していない。配力鉄筋は実験値と異なる傾向を示しており、走行回数 1,000 万回を超えたあたりで引張側に推移している。



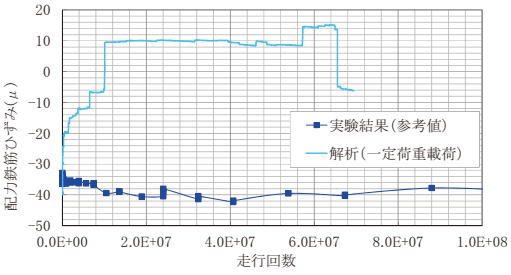
(a) リブ天端ひずみ



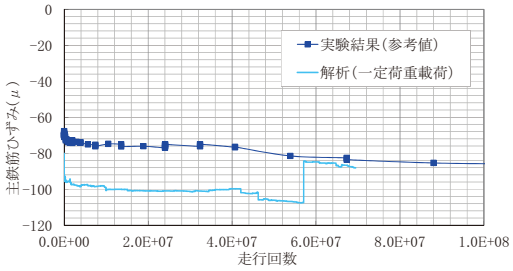
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



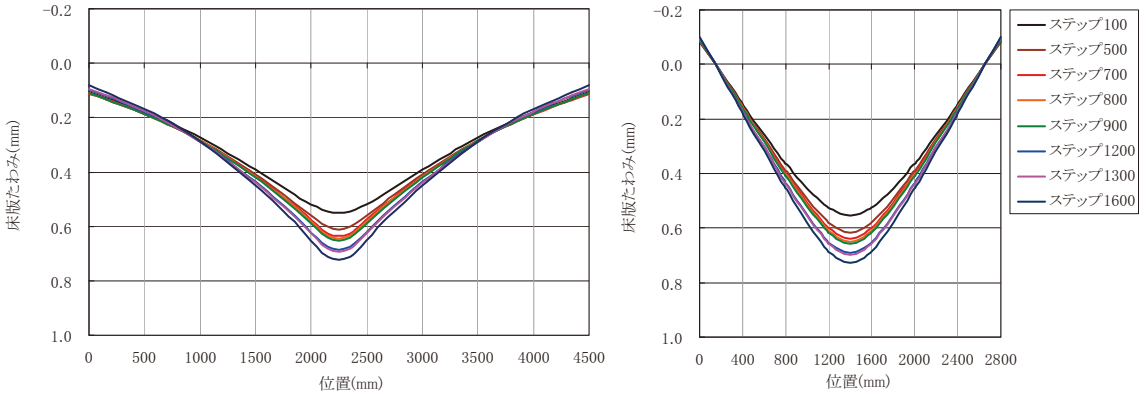
(d) 配力鉄筋ひずみ



(e) 主鉄筋ひずみ

図-4.2.2.24　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

橋軸方向および橋軸直角方向の解析におけるたわみの分布を図-4.2.2.25 に示す。たわみは急激な変化もなく、また突出した点もなかった。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.2.25　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

リブ天端のひずみ分布を図-4.2.2.26 に示す。載荷初期は放物線状のひずみ分布を形成している。しかし，載荷ステップ 1200 を超えたあたりからひずみ分布の形状が変化した。これは，載荷ステップ 1200（走行回数 3,510 万回）でリブ天端の上の 3 層目から 2 層目に水平ひび割れが発生しており，コンクリート要素の破壊と関係しているものと考えられる。

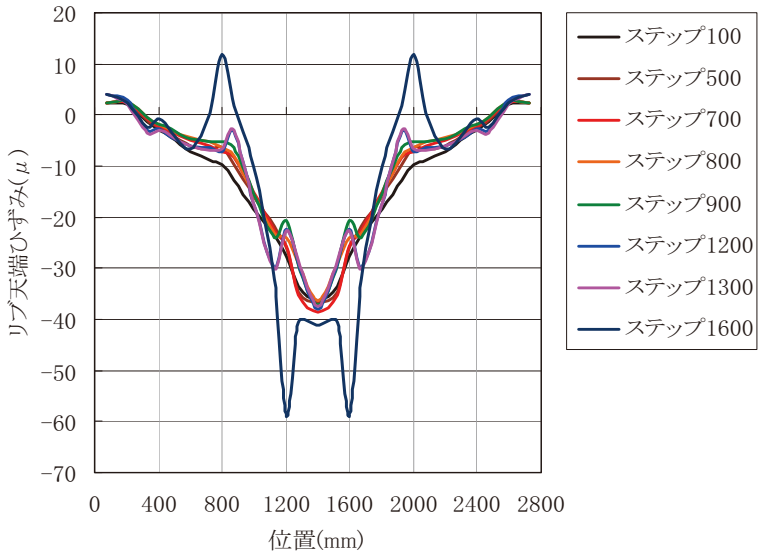
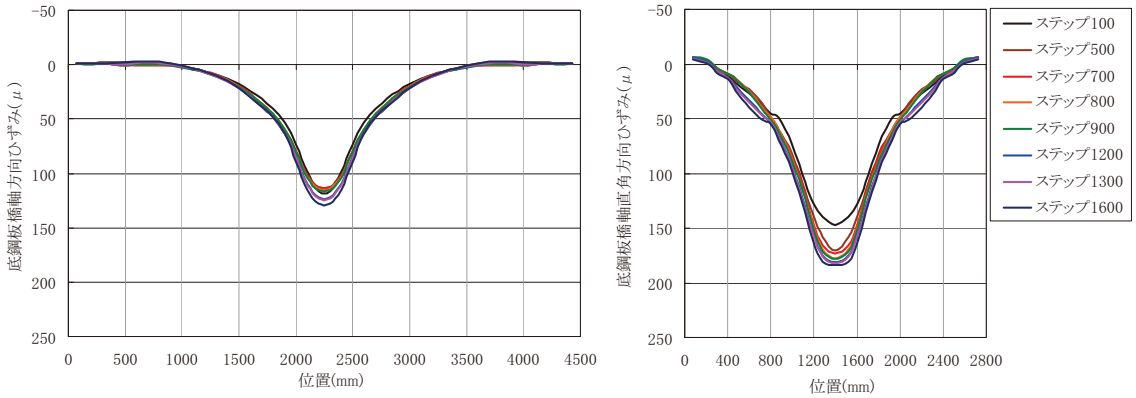


図-4.2.2.26　リブ天端ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

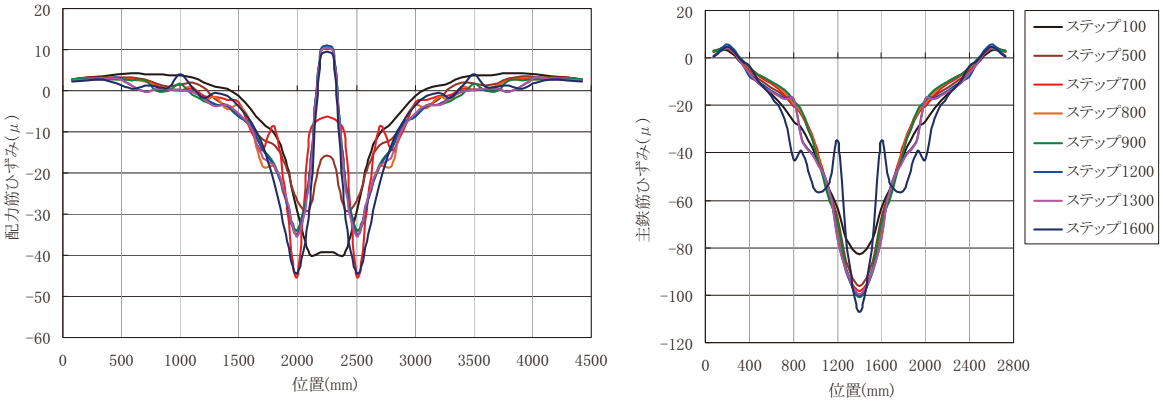
底鋼板のひずみ分布を図-4.2.2.27 に示す。橋軸方向および橋軸直角方向ともにひずみ分布形状に大きな変化はみられなかった。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.2.27　底鋼板ひずみ分布(一定荷重走行載荷)

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.2.28 に示す。配力鉄筋ひずみは、試験体の中央部で節のある形状となっており、載荷ステップ 750（走行回数 1000 万回）で圧縮側から引張側へ変化している。これは、載荷ステップ 700 で発生した配力鉄筋付近のコンクリートのひび割れが進行したことによるものと考えられる。主鉄筋ひずみは、載荷初期は放物線状の分布となっているが、載荷ステップ 1300 において分布形状が変化している。これはリブ天端ひずみと同様に 2 層目のコンクリート要素の剛性低下が関係しているものと考えられる。

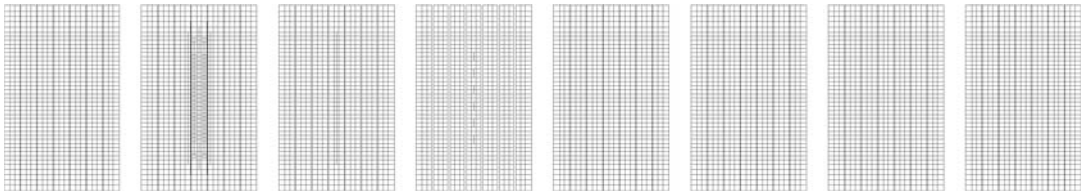


(a) 配力筋方向　　(b) 主鉄筋方向

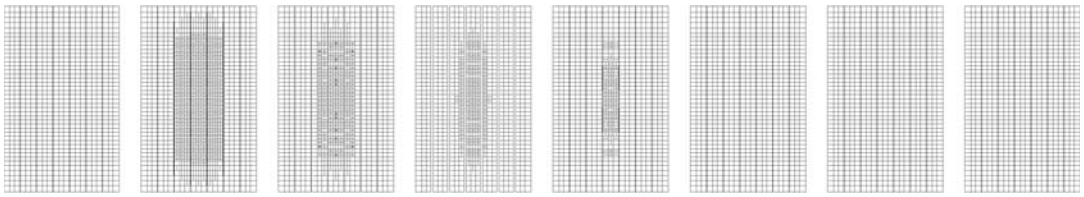
図-4.2.2.28　鉄筋ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

要素破壊分布を図-4.2.2.29 および図-4.2.2.30 に示す。走行初期は床版下側すなわち引張側のコンクリートから鉛直方向のひび割れが発生し、走行回数が増えるに従い、床版上面に向かって鉛直ひび割れは進展する。1,710 万回で上から 3 層目のリブ天端付近に水平ひび割れが発生した。破壊の定義 D に相当する橋軸方向に水平ひび割れが 300mm 以上の長さで連続するのは 3,510 万回載荷時で、水平ひび割れの長さは 600mm であった。また、5,420 万回載荷時で、最上層において輪荷重載荷幅端部直下に z 方向の剛性低下が発生した。

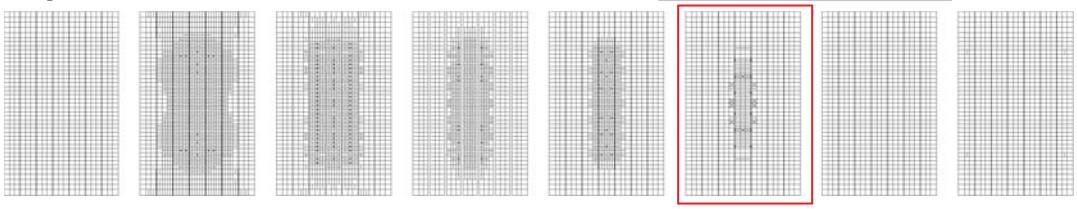
1) Step100（走行回数 109 回）



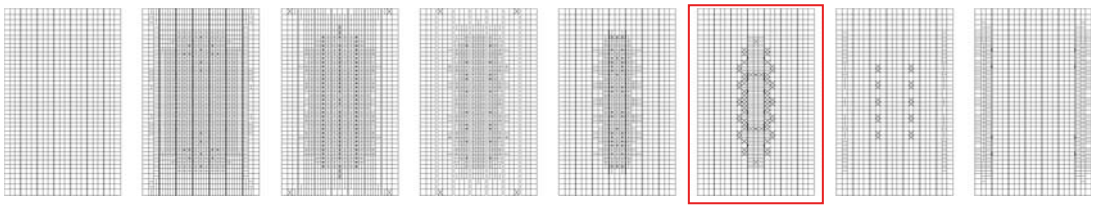
2) Step500（走行回数 1,460,000 回）



3) Step900（走行回数 1.71×10^7 回）



4) Step1200（走行回数 3.51×10^7 回）



5) Step1600（走行回数 5.42×10^7 回）

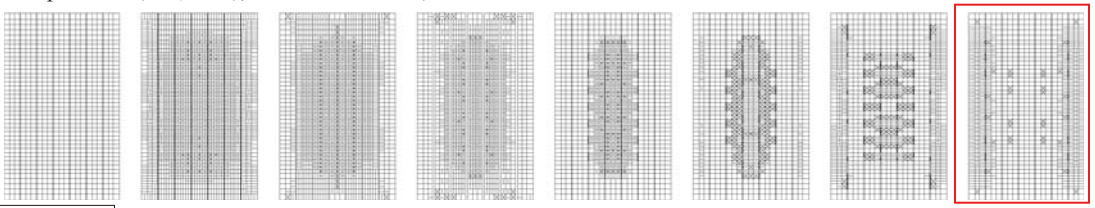
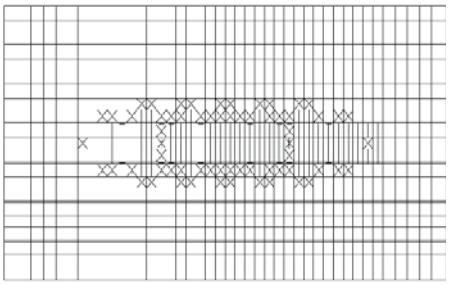
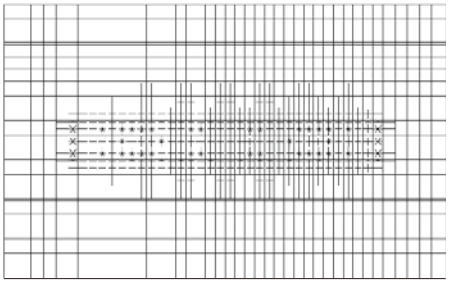


図-4.2.2.29　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

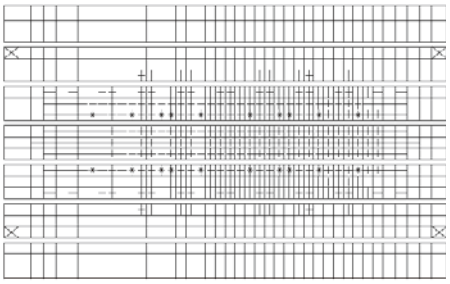
3層目



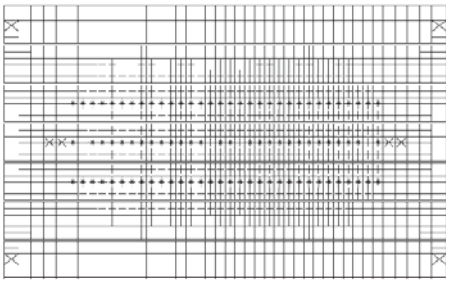
4層目



5層目



6層目



7層目

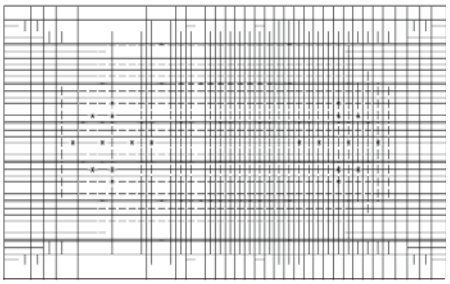


図-4.2.2.30　3,510 万回の剛性低下要素分布

(7) まとめ

パイプスラブの疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

1) 階段載荷

a) 走行回数とたわみの関係より，弾性たわみは載荷終了まで急増はなく、実験値より解析値のほうが大きい結果となった。

b) 実験値のリブ天端のひずみは実験値とよく一致しているが 32 万回を越えたあたりから乖離がおおきくなった．これは，リブ付近のコンクリートにひび割れが発生したことによるものであると考えられる。

c) 解析での底鋼板はコンクリートとの付着を切っているため，実験値と解析値の底鋼板のひずみは一致しない結果となった。

d) 主鉄筋のひずみは概ね一致しているが、配力鉄筋は違う傾向を示した。実験では配力鉄筋付近にひび割れが発生していないが、解析では配力鉄筋付近にひび割れが生じたため、このような傾向になったものと考えられる。

e) 水平ひび割れは 32 万回でリブ天端付近に発生した。その後、橋軸方向に水平ひび割れは進展し、破壊の定義 D の状態は、48 万回から 52 万回の間であることがわかった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 26 万回、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当する走行回数は 32 万回であった。

2) 一定荷重走行載荷

a) 走行回数とたわみの関係より、弾性たわみは実験値より解析値のほうが大きかった。

b) 実験値のリブ天端のひずみと主鉄筋ひずみは定性的に一致しているが、5,600 万回を越えたあたりから合わなくなった。これは、階段載荷と同様にリブ付近のコンクリートにひび割れが発生したものであると考えられる。

c) 解析での底鋼板はコンクリートとの付着を切っているため、実験値と解析値の底鋼板のひずみは一致しない結果となった。

d) 配力鉄筋は実験値と異なる傾向を示しており、走行回数 1,000 万回を超えたあたりで引張側に推移している。

e) 水平ひび割れは 1,710 万回でリブ天端付近に発生した。その後、橋軸方向に水平ひび割れは進展し、破壊の定義 D の状態は、2,950 万回から 3,510 万回の間であることがわかった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 1,000 万回、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当する走行回数は 1,710 万回であった。また、5,420 万回載荷時で、最上層において輪荷重載荷幅端部直下に z 方向の剛性低下が発生した。

以上の結果より、パイプスラブの破壊メカニズムは、リブ天端付近を起点としたコンク

リートの水平ひび割れが発生し、重ね梁となることで剛性が低下し、押し抜きせん断破壊に至ることが推測される。

また、破壊の定義については、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義AおよびC相当では、十分な抵抗断面が残っており、疲労破壊の限界に至っていないと判断される。パイプスラブでは、破壊メカニズムを考慮し、リブ上端付近での水平ひび割れ幅が配力筋方向に300mmを超えた、破壊の定義Dが相当すると考えられる。

4.2.3　ＡＤＳ床版

(1) 工法の概要

ＡＤＳ床版は、ハンチを無くし、その高さを利用して主桁上フランジ端から床版下面を滑らかな放物線形状にした合成床版である。鋼とコンクリートのずれ止めに孔あき鋼板ジベルとスタッドジベルを用いた構造で、底鋼板は最小板厚を 8mm とし、材質は SM400 材を基本としている。構造諸元として、横リブは孔あき鋼板リブを 500mm ピッチで配置し、材質は SM400 材を基本としている。横リブ高さは、床版厚から、かぶり厚（40mm）と主鉄筋と配力鉄筋の径を引いた値としている。横リブには、50～60mm の孔を 350mm ピッチ以下で設け、孔には貫通鉄筋φ16 を設置している。また、横リブは 6mm の連続すみ肉溶接により、底鋼板に取り付け、横リブ間の中央に一列、橋軸直角方向に横リブの孔と孔の間にスタッドジベルを配置している。底鋼板同士の現場継手は高力ボルト摩擦接合を基本としている。

床版コンクリートは膨張材により初期ひび割れを防止するとともに、防水工の施工により、雨水の浸透を防止する。連続桁中間支点上のコンクリートについては、縦方向鉄筋（配力鉄筋）を適正に配置して、プレストレスしない連続合成桁として、ひび割れ幅を許容値以下に制御する。

２主Ｉ桁橋での構造図を図-4.2.3.1 に示す。

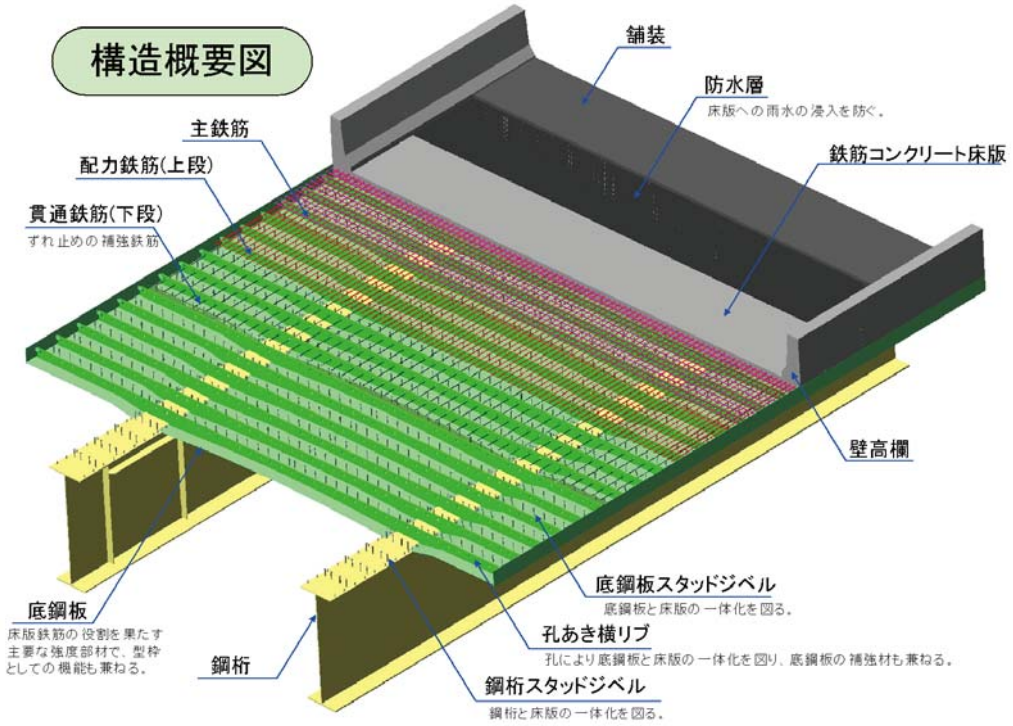
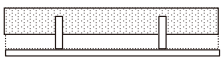
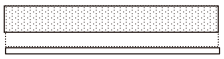
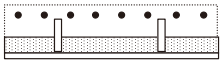
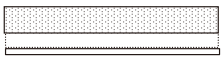


図-4.2.3.1　２主Ｉ桁橋での構造

(2) 設計手法

ADS 床版としての設計断面を表-4.2.3.1 に示す。

表-4.2.3.1　床版としての設計断面

着目断面		合成前後	構成断面	
中間支間部	主鉄筋方向	合成前	・底鋼板と横リブの鋼断面 ・横リブ孔欠損考慮	
		合成後	・底鋼板、横リブ、圧縮側コンクリートの合成断面 ・横リブ孔欠損考慮	
	配力筋方向	合成後	・底鋼板と圧縮側コンクリートの合成断面	
張り出し部	主鉄筋方向	合成前	・底鋼板と横リブの鋼断面 ・横リブ孔欠損考慮	
		合成後	・主鉄筋、底鋼板、横リブ、圧縮側コンクリートの合成断面 ・横リブ孔欠損考慮	
	配力筋方向	合成後	・底鋼板と圧縮側コンクリートの合成断面	

鋼とコンクリートのずれ止めは、孔あき鋼板ジベルとスタッドジベルの併用タイプを用いている。二つのずれ止めについては、押抜きせん断試験を実施し、ずれ止めの分担比などを検討しているが、ずれ止めに作用するせん断力（鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式）に対しての設計は、孔あき鋼板リブのみで抵抗できるようにしている。

鋼部材の疲労強度は、孔あき鋼板リブと底鋼板は連続すみ肉溶接とし、疲労強度等級は、橋軸方向（すみ肉溶接直角方向）応力に対しては F 等級、橋軸直角方向（すみ肉溶接方向）には E 等級としている。

(3) 輪荷重走行試験

解析対象とする ADS 床版の過去に行った輪荷重走行試験 [3-1),2)]の実験供試体形状を図-4.2.3.2 に、試験体構造諸元を表-4.2.3.2 に示す。試験体は、長さ 4.5m、床版支間 2.5m、コンクリート厚は支間中央で 182mm、底鋼板は 8mm としている。試験状況を写真-4.2.3.1 に示す。

これまでの他の合成床版試験体ではコンクリート厚が 200mm で実施されているが、ＡＤＳ床版は、床版下面の形状がハンチ相当分の放物線形状であり、主桁に近づくにつれて床版厚が厚くなっているため、既往の試験体よりも厳しい条件設定が必要となる。そこで、ADS 床版の床版厚は押し抜きせん断位置で 200mm となるように、支間中央のコンクリート厚を 182mm、ハンチ高 90mm 相当分のライズを有する放物線形状とした。よって、支持位置での厚さは底鋼板を含めて 280mm となる。

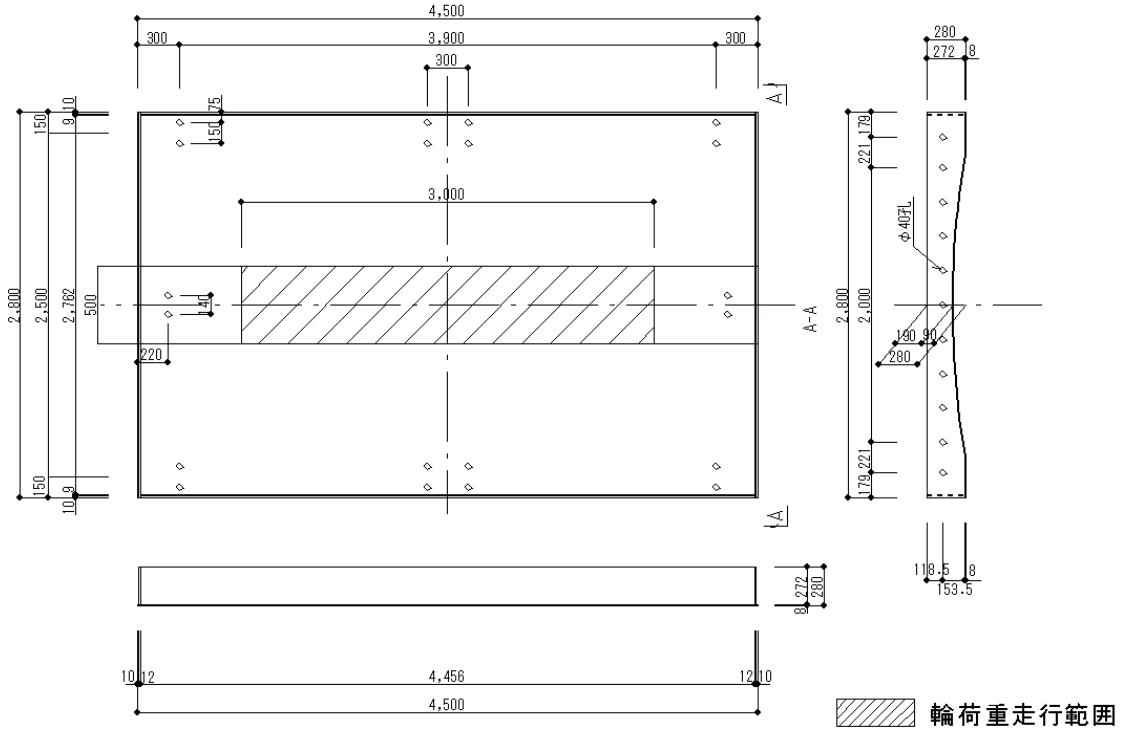


図-4.2.3.2 供試体図

表-4.2.3.2　試験体構造諸元

		構造諸元	単位
底鋼板	板厚	8	mm
孔明き鋼板リブ	板厚	11	mm
	橋軸方向間隔	500	mm
スタッド	寸法	φ19×130～160	mm
	橋軸方向間隔	500	mm
	橋軸直角方向間隔	200～250	mm
サイドパネル	板厚	9	mm
エンドパネル	板厚	12	mm
主鉄筋	呼び	D19	－
	間隔	125	mm
上側配力筋	呼び	D16	－
	間隔	125	mm
下側配力筋	呼び	D16	－
	間隔	250	mm
コンクリート	厚さ	182～272	mm
	設計基準強度	30	N/mm^2
	膨張材	30	kg / m^3



写真-4.2.3.1　試験状況

試験結果として、供試体中央のたわみと走行回数の関係を図-4.2.3.3 に示す。図には、RC8n1（平成 8 年道示に準じて製作されたコンクリート厚 200mm の RC 床版試験体）を比較のため描画した。RC8n1 は荷重 392kN、走行回数 48.9 万回でたわみが増大しているが、ADS 床版は荷重 392kN（40tf）、走行回数 52 万回に至るまで、たわみの急激な変化は認められず、弾性たわみおよび試験体の剛性もほぼ一定であった。したがって、ADS 床版は RC8n1 と比較しても、たわみ量は小さく、同等以上の疲労耐久性を有していることが確認された。

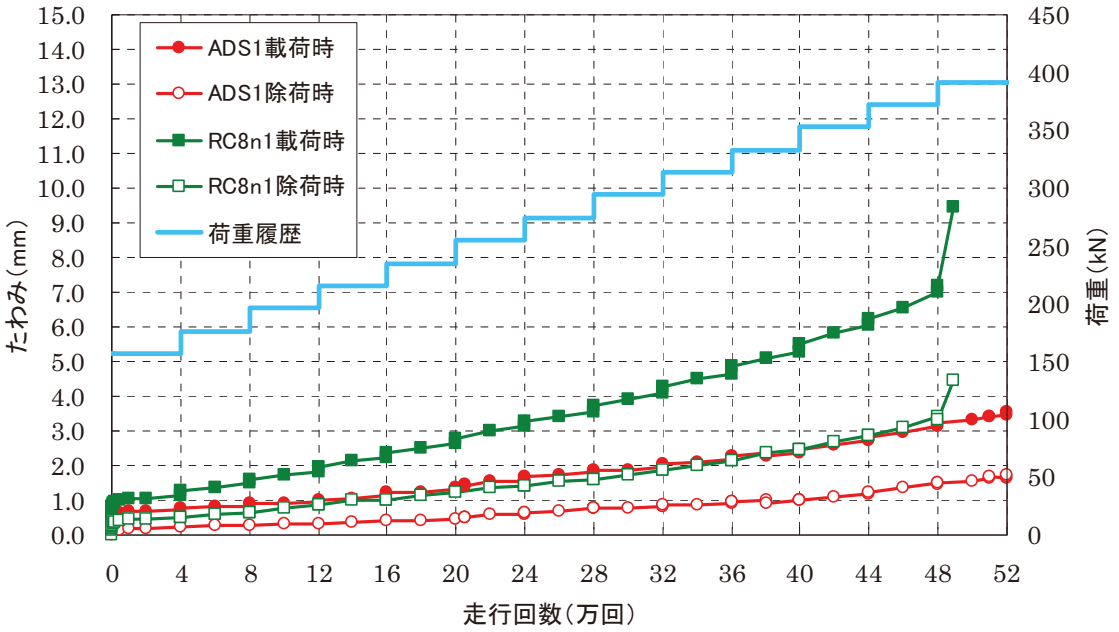


図-4.2.3.3 試験体中央のたわみと走行回数

コンクリート上面のひび割れ観察図を図-4.2.3.4 に示す。最終に至るまでコンクリート上面のひび割れはほとんど発生していない。切断面の観察状況を図-4.2.3.5 に示す。A、B、C 断面から、輪荷重の走行軌道部の直下の範囲において、横リブ、上段鉄筋の位置で水平方向に平面状のひび割れが発生している（写真-4.2.3.2）。これは 20 万回以後、荷重の増加につれて、コンクリート上面のひずみおよび上段鉄筋のひずみが低下していることから、輪荷重の走行軌道部直下で徐々に劣化が進行して、36～40 万回で平面状のひび割れ損傷が進行したと考えられる。しかし、垂直方向あるいは斜め方向のひび割れはほとんど認められなかったことから、押し抜きせん断破壊には至っていないことが確認された。

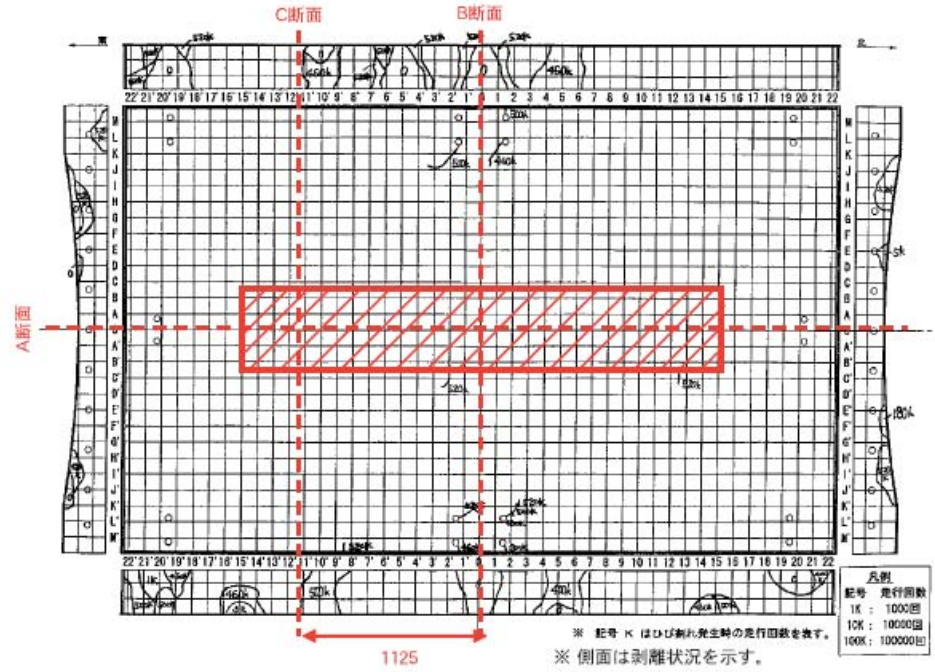


図-4.2.3.4　コンクリート上面のひび割れ状況

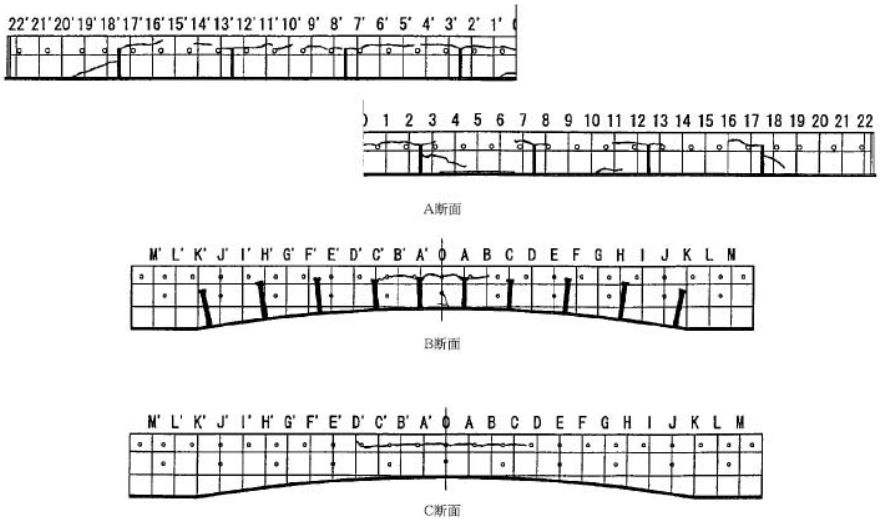


図-4.2.3.5　各断面のひび割れ状況



A断面（0～12′）



B断面（D～D′）

写真-4.2.3.2　切断後断面

底鋼板とコンクリートの剥離状況を図-4.2.3.6 に示す。剥離は、走行回数 4 万回から徐々に広がり、走行回数 22 万回ではほぼ全域に拡大したが、最終に至るまで横リブ近傍、スタッドジベル周辺および添接部については剥離せず、一体化が保たれた。

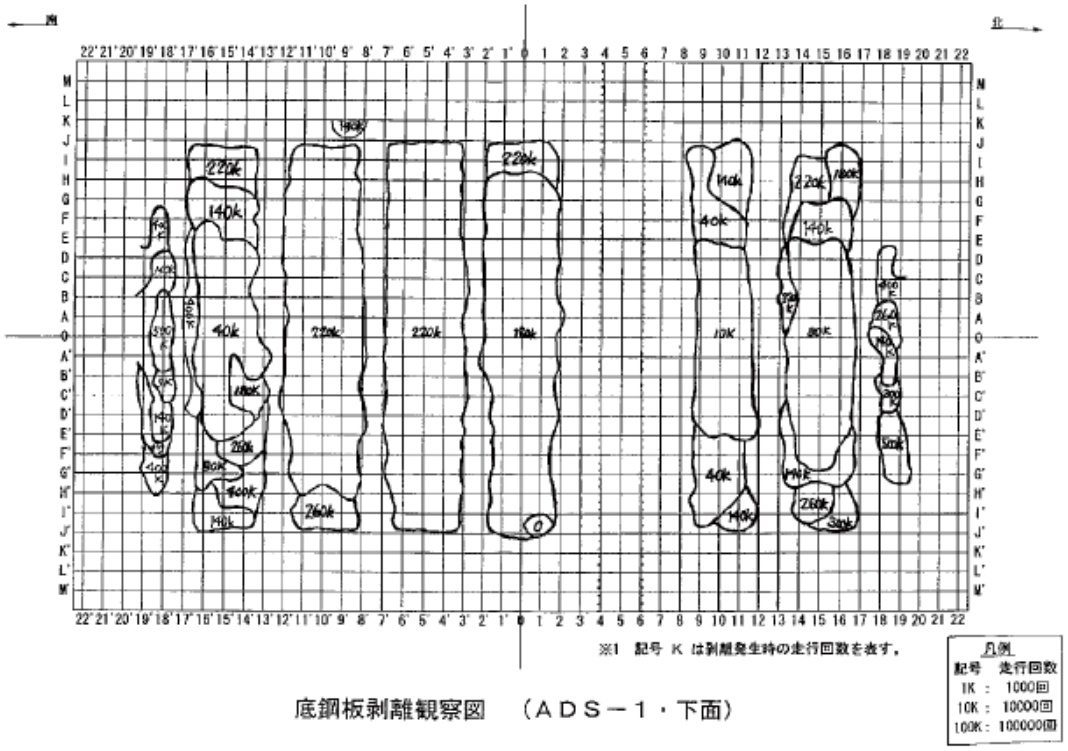


図-4.2.3.6　コンクリートと底鋼板の剥離状況

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

解析対象は、輪荷重走行試験に用いた供試体とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、スタッドジベルは梁要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。

解析モデルを図-4.2.3.7 に示す。

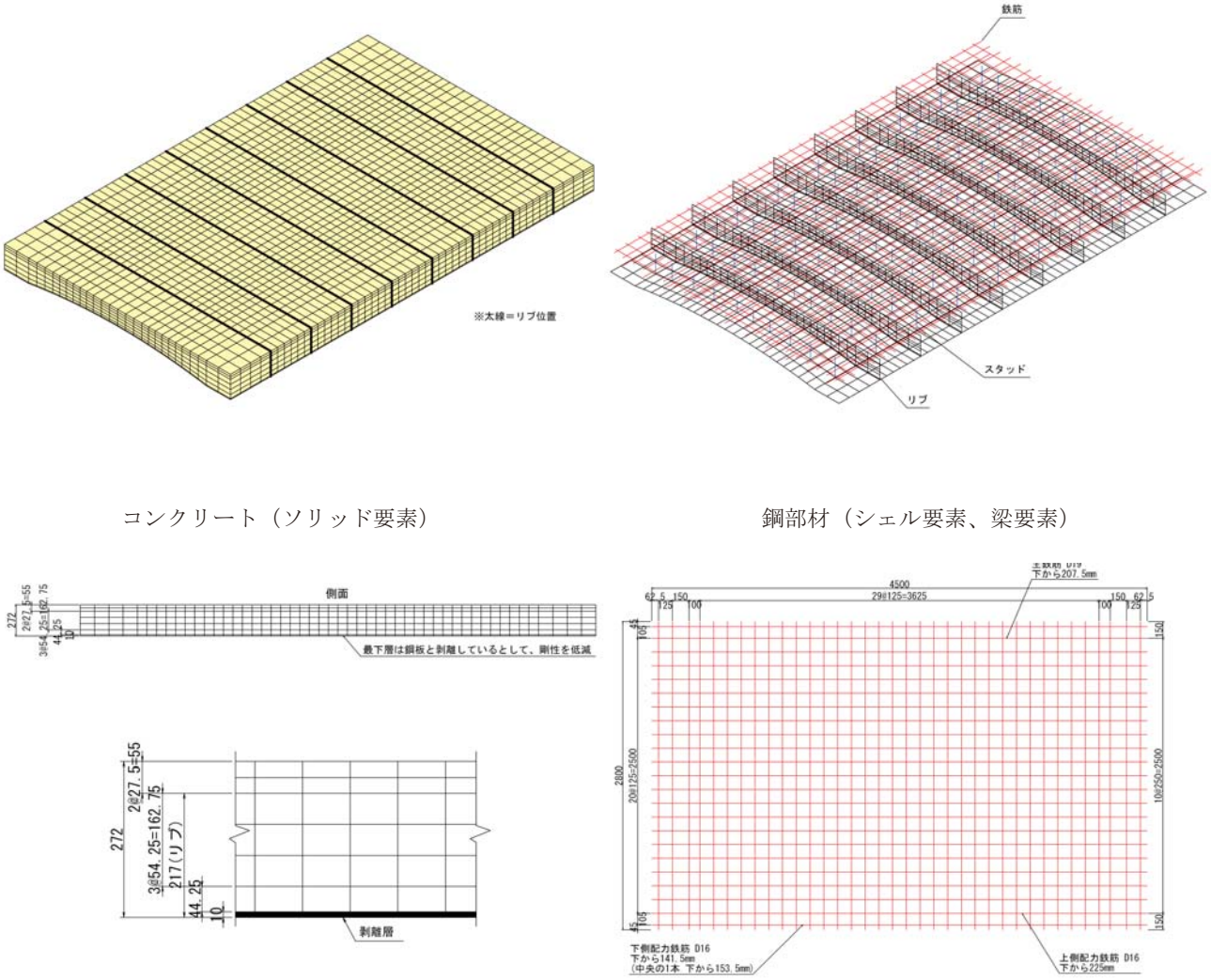


図-4.2.3.7　解析モデル図

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷と一定荷重（157kN）走行載荷の 2 ケースで、荷重は、図-4.2.3.8 に示す載荷位置で 15 ステップとした。要素破壊による弾性係数の低減率などについては、4.1.6 疲労解析の共通事項 に示す。

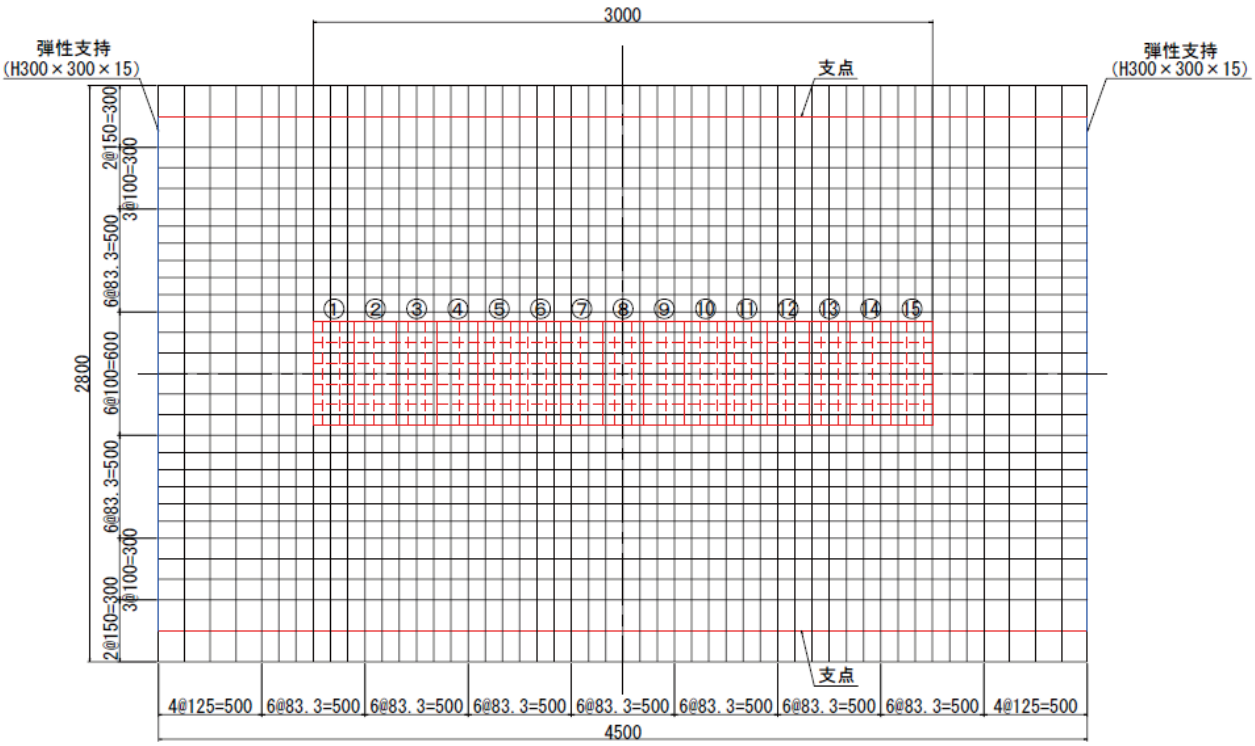


図-4.2.3.8　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

輪荷重走行試験と同じ階段載荷での解析結果を実験値と合わせて図-4.2.3.9～14 に示す。

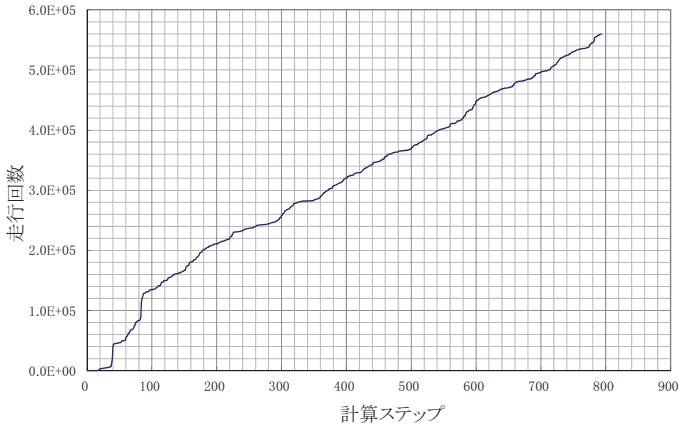


図-4.2.3.9　計算ステップと走行回数（階段載荷）

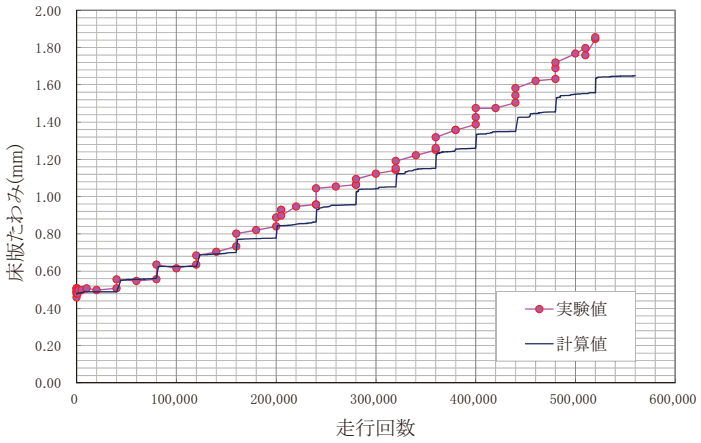


図-4.2.3.10　走行回数とたわみ

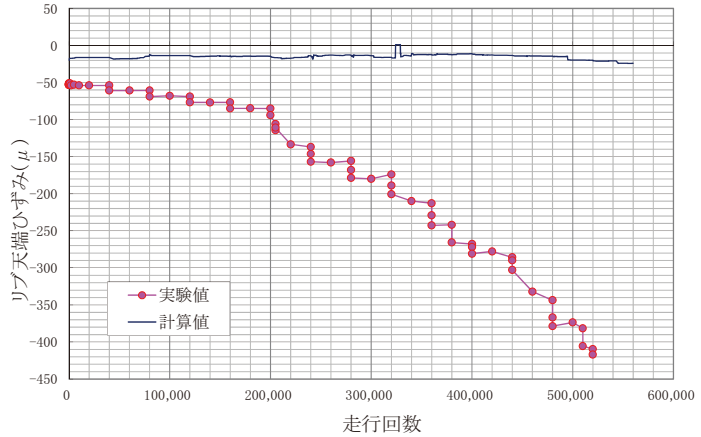


図-4.2.3.11　走行回数とリブ天端ひずみ

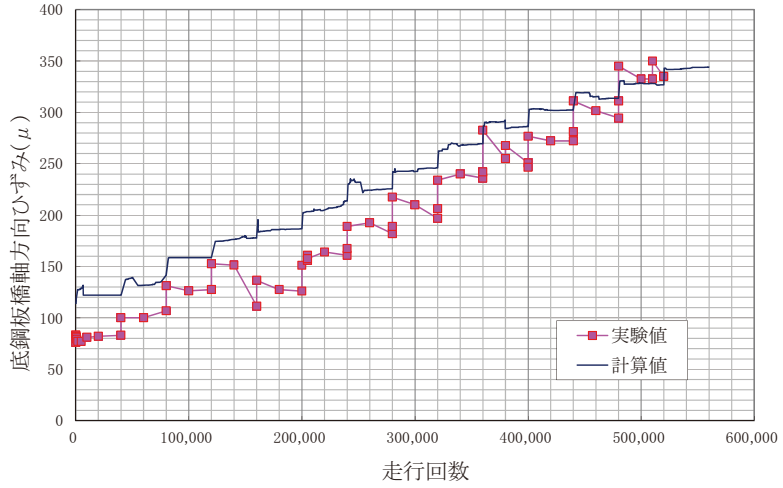


図-4.2.3.12　走行回数と底鋼板橋軸直角方向ひずみ

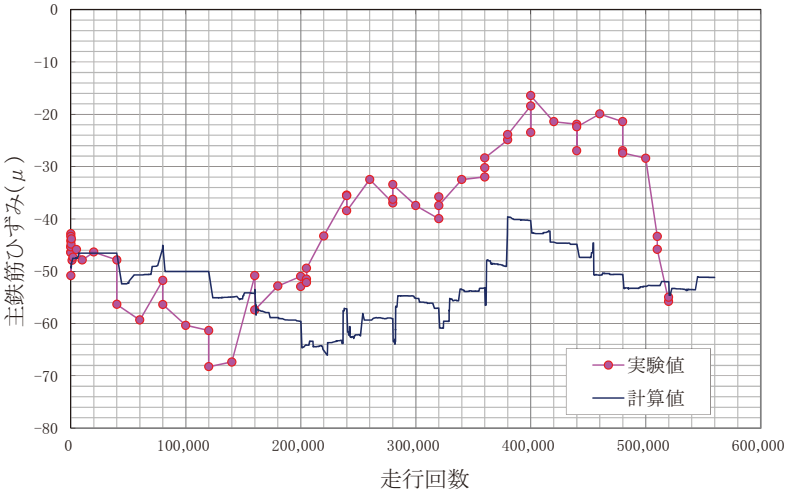


図-4.2.3.13　走行回数と主鉄筋ひずみ

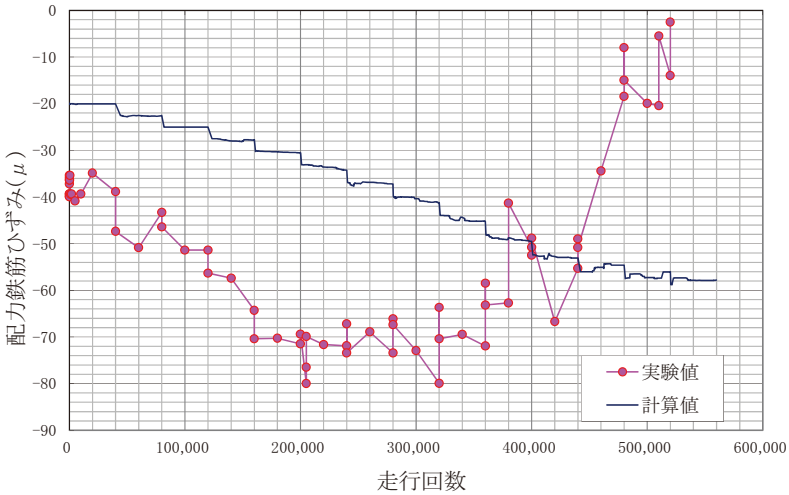


図-4.2.3.14　走行回数と配力鉄筋ひずみ

床版のたわみ分布図（階段載荷）を図-4.2.3.15、16 に示す。

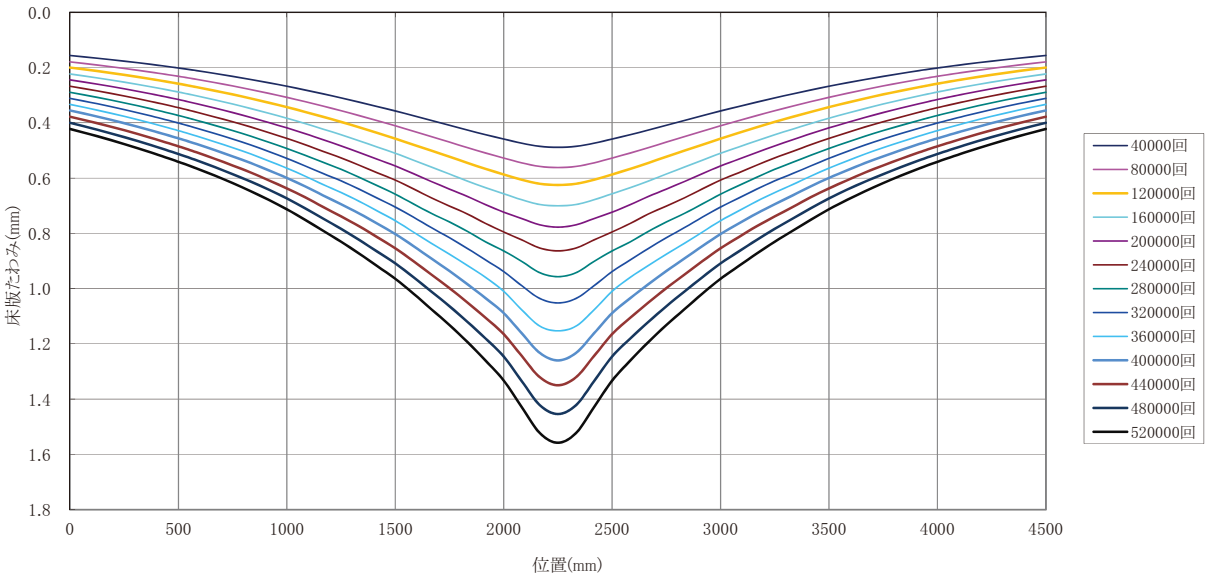


図-4.2.3.15　たわみ分布図（橋軸方向）

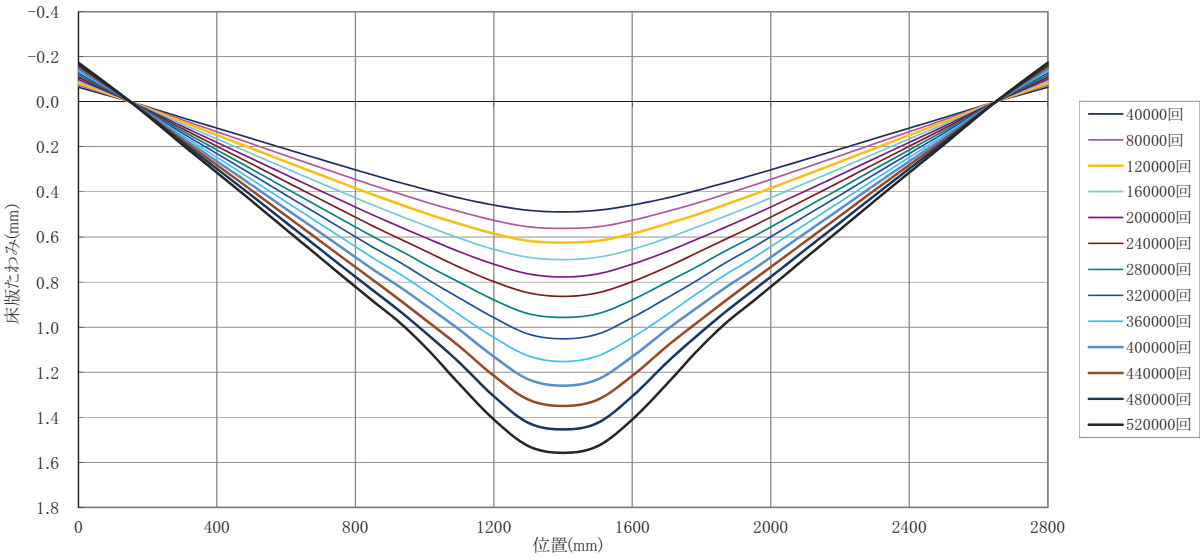
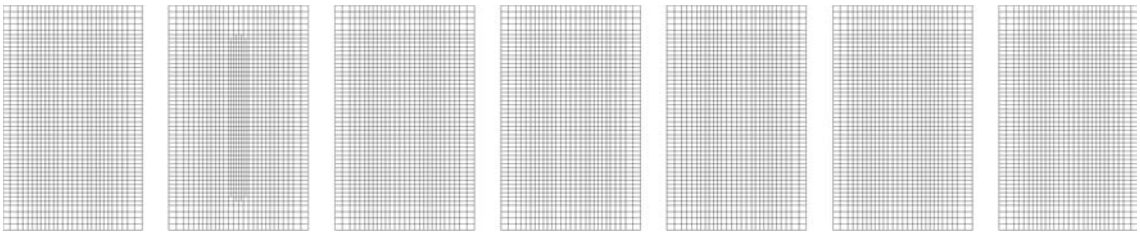


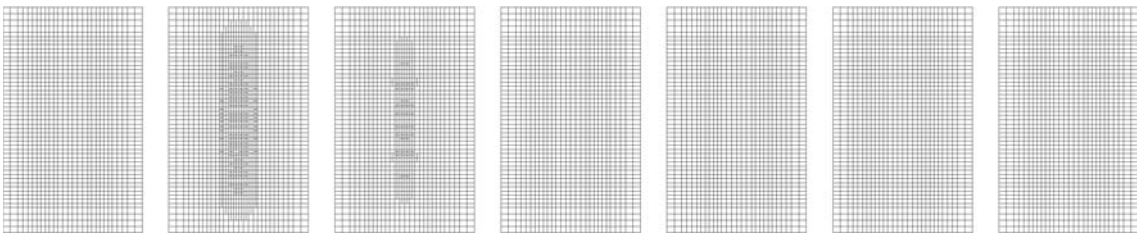
図-4.2.3.16　たわみ分布図（橋軸直角方向）

剛性低下要素分布図（階段載荷）を図-4.2.3.17 に示す。

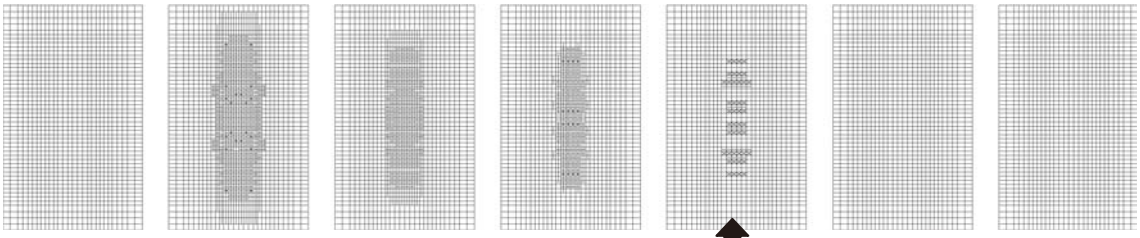
1） 走行回数 40,000 回 （Step40）



2） 走行回数 200,000 回 （Step178）

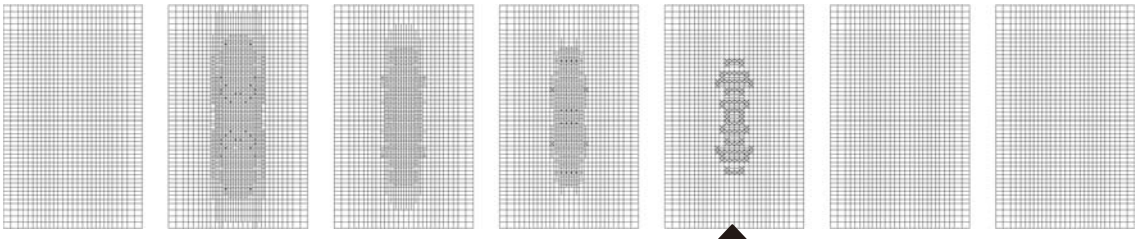


3） 走行回数 360,000 回 （Step467）



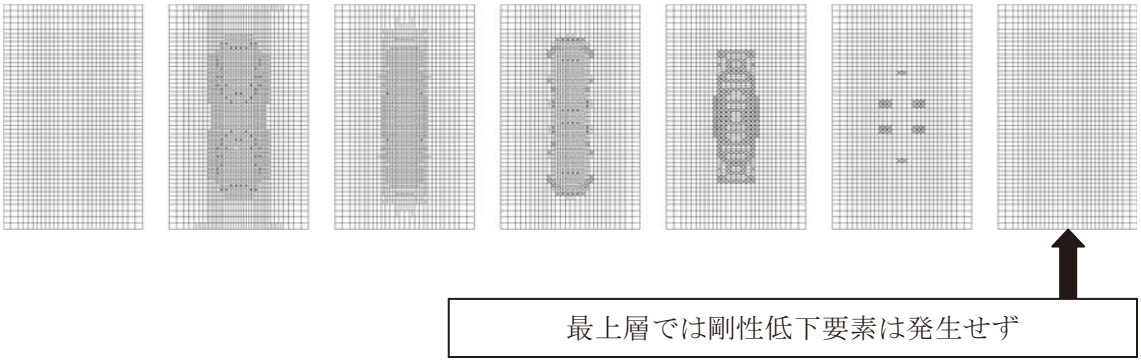
水平ひび割れの発生
（リブ上端近傍要素）
破壊の定義Ｃに相当

4） 走行回数 400,000 回 （Step543）



水平ひび割れが橋軸方向に４要素連続しての発生
（橋軸方向 333mm、橋軸直角方向 100mm）
破壊の定義Ｄに相当

5） 走行回数 520,000 回 （Step40）



凡例

― ： X方向面破壊		： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
｜ ： Y方向面破壊	╳	： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.3.17　剛性低下要素分布図（階段載荷）

【一定荷重(157kN)走行載荷ケースの解析結果】

157kN の一定荷重走行載荷の解析結果を実験値と合わせて図-4.2.3.18～23 に示す。

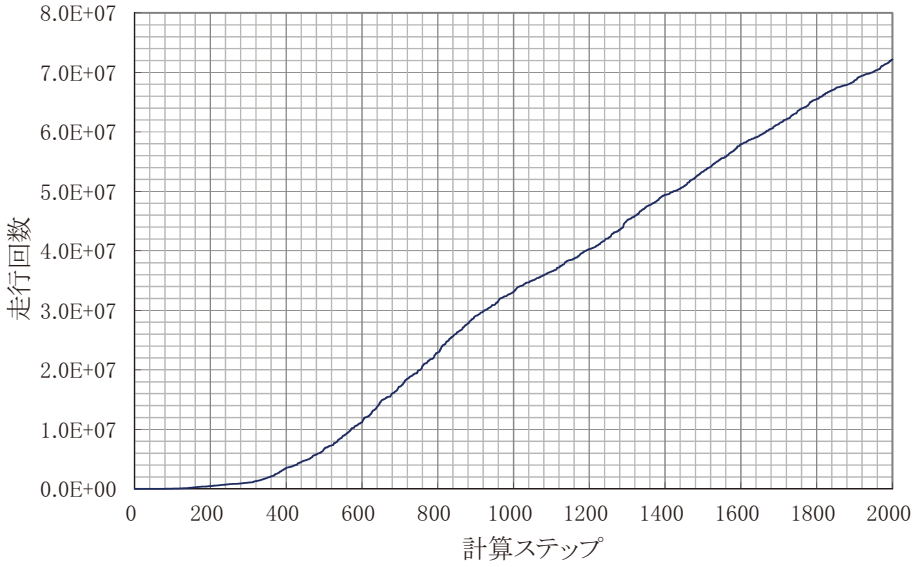


図-4.2.3.18　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）

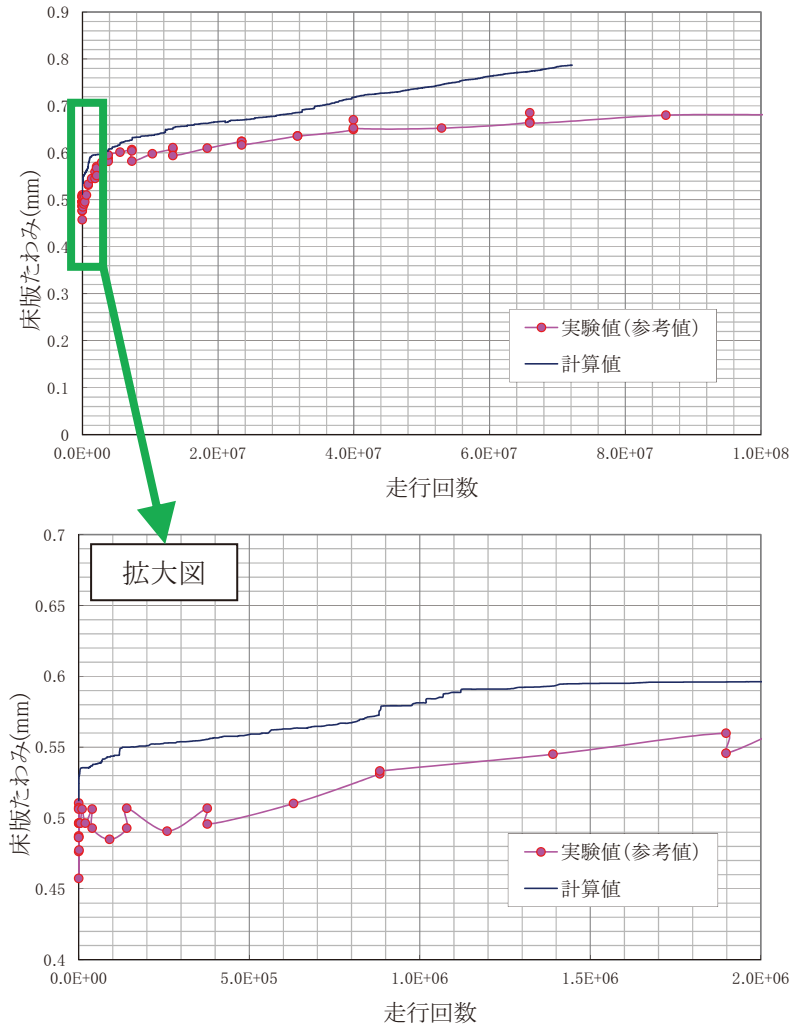


図-4.2.3.19　走行回数とたわみ

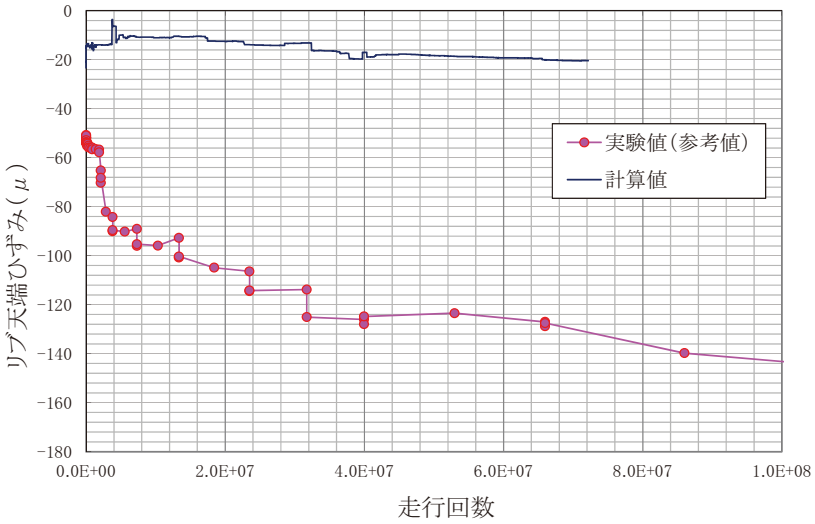


図-4.2.3.20　走行回数とリブ天端ひずみ

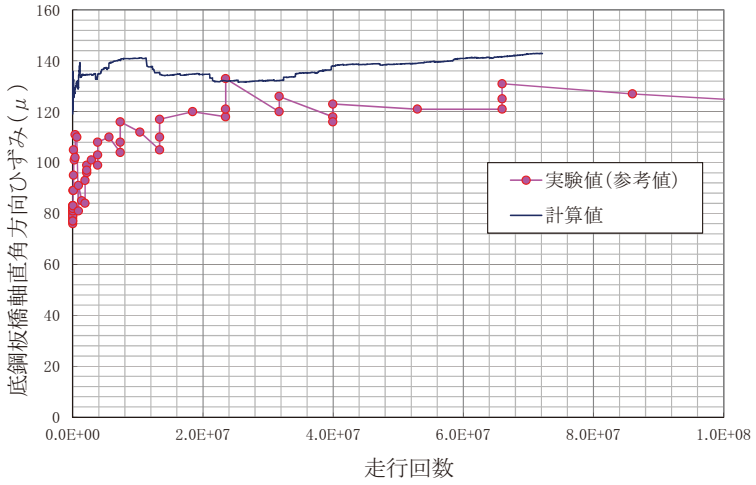


図-4.2.3.21 走行回数と底鋼板橋軸直角方向ひずみ

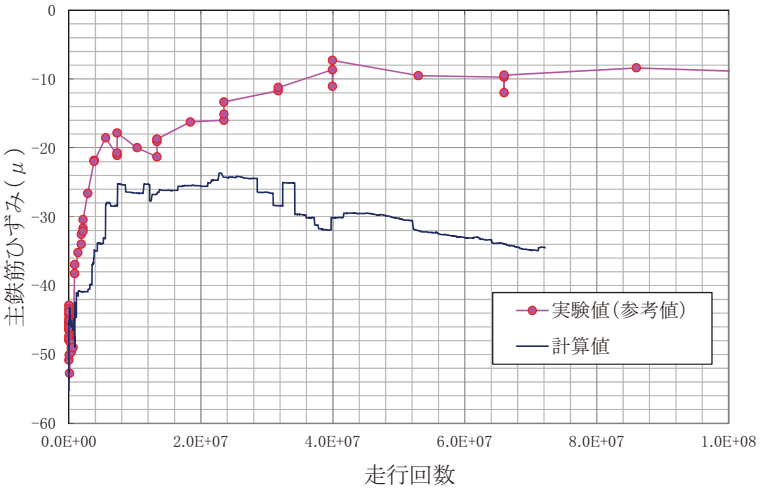


図-4.2.3.22　走行回数と主鉄筋ひずみ

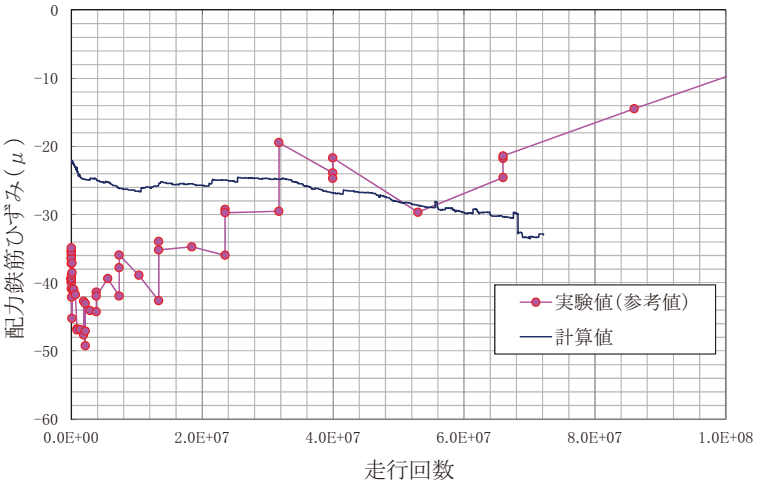


図-4.2.3.23　走行回数と配力鉄筋ひずみ

床版のたわみ分布図（一定荷重走行載荷）を図-4.2.3.24、25 に示す。

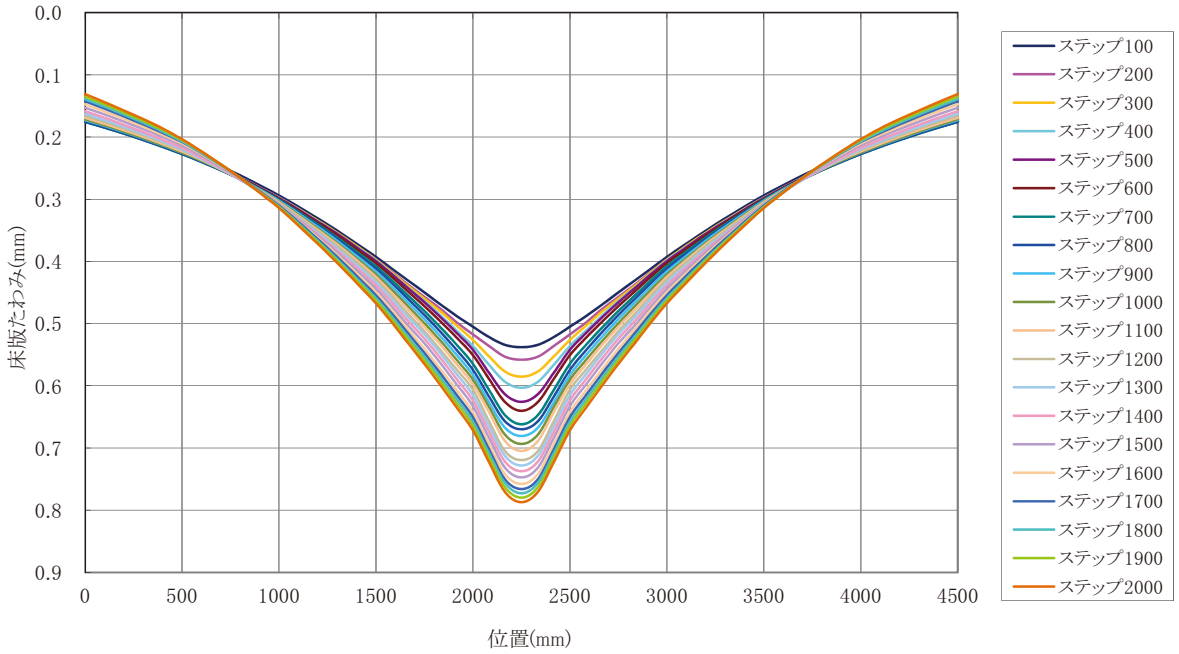


図-4.2.3.24　たわみ分布図（橋軸方向）

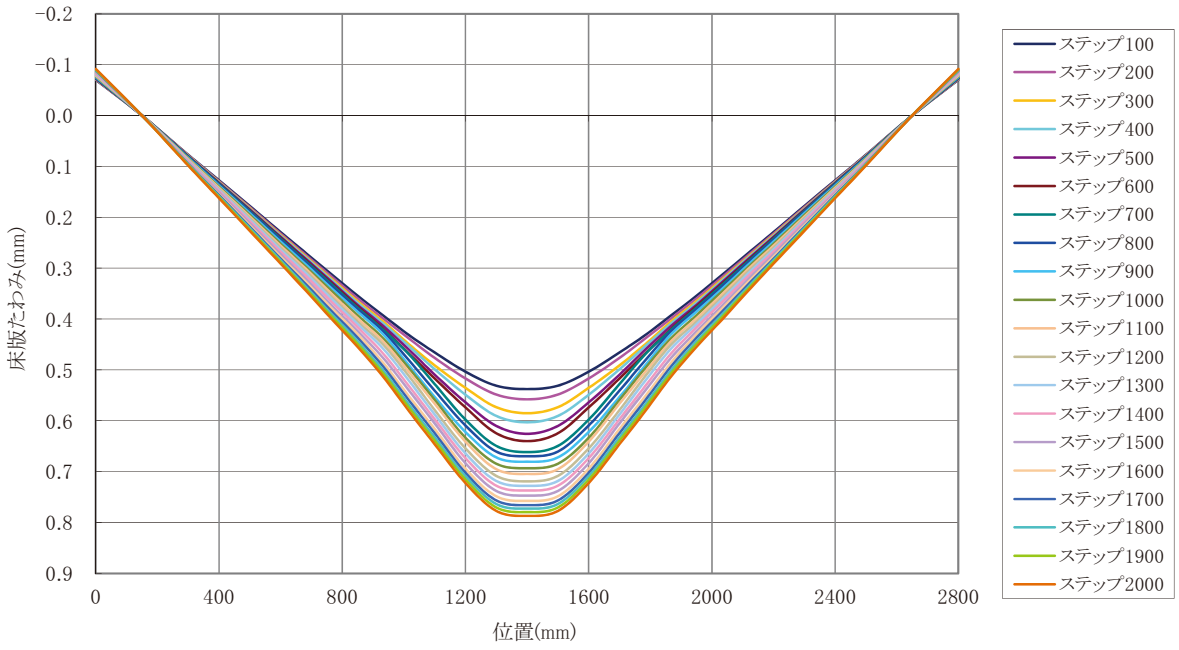
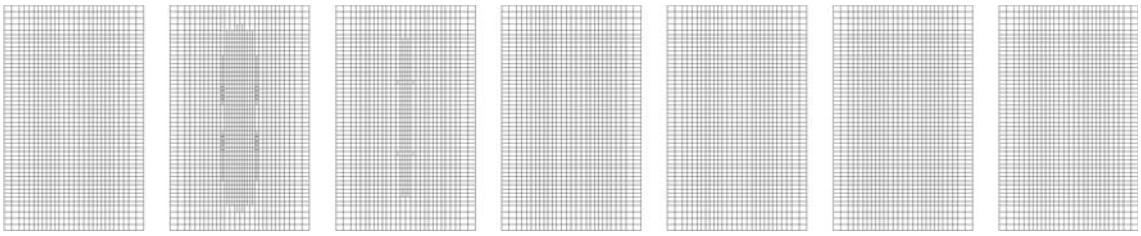


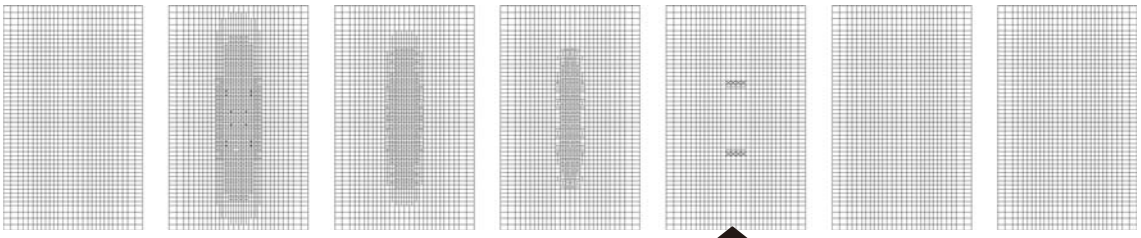
図-4.2.3.25　たわみ分布図（橋軸直角方向）

剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）を図-4.2.3.26 に示す。

1）Step100（走行回数 41,000 回）

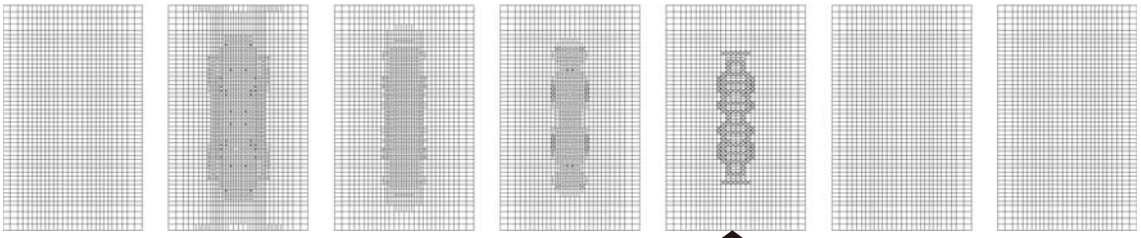


2）Step400（走行回数 3,520,000 回）



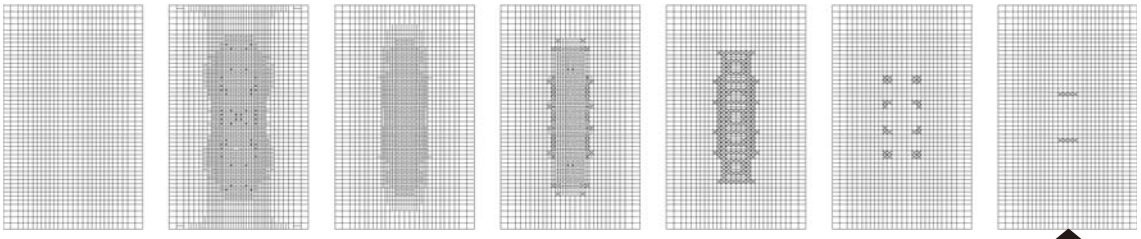
水平ひび割れの発生
（リブ上端近傍要素）
破壊の定義Ｃに相当

3）Step600（走行回数 1.12×10^7 回）



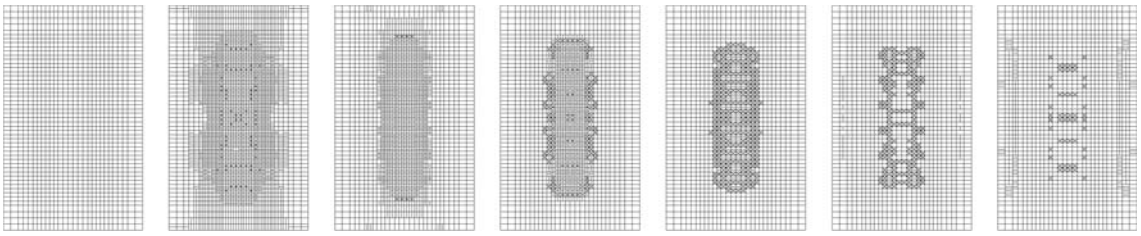
水平ひび割れが橋軸方向に 10 要素連続しての発生
（橋軸方向 833mm、橋軸直角方向 100mm）
破壊の定義Ｄに相当

4）Step700（走行回数 1.72×10^7 回）

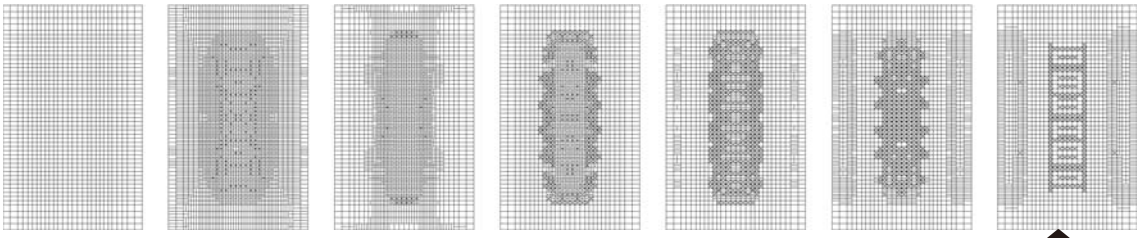


最上層で剛性低下要素が発生

5）Step1000（走行回数 3.31×10^7 回）

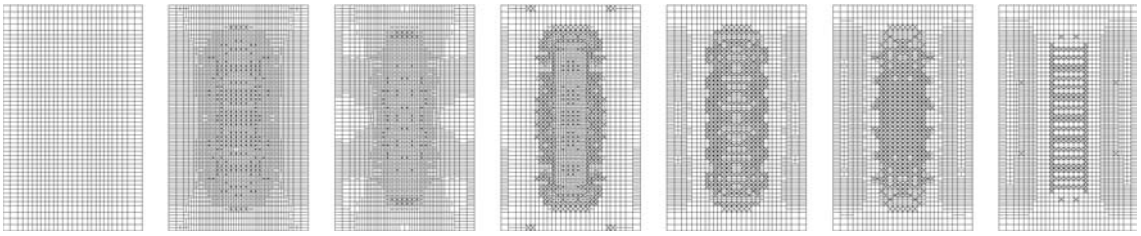


6）Step1500（走行回数 5.33×10^7 回）



最上層で剛性低下要素が橋軸方向に連続して発生。
また、リブ位置での階段状の破壊分布を呈している。

7）Step2000（走行回数 7.22×10^7 回）



計算時の最終状態

凡例

― ： X方向面破壊	X ： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
｜ ： Y方向面破壊	╳ ： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.3.26　剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）

【解析と実験の比較】

今回の解析と実験結果を比較すると以下である。

①たわみに関しては、一定荷重走行載荷では計算値が実験値よりも約 10%大きいが、階段載荷ではおおよそ一致しており、たわみ特性は実験とよく一致した解析といえる。

②横リブ天端のひずみは、一定荷重走行載荷では実験値が計算値の 6 倍と大きく異なっている。一方、同じ方向である主鉄筋のひずみは、逆に計算値が実験値の約 3 倍（換算回数 6.0E+07 回）と大きく、横リブと主鉄筋のひずみの分担が実験とは異なっていると考えられる。この傾向は、階段載荷でも程度の差はあるが、同様である。

③底鋼板の橋軸直角方向ひずみは、計算値が実験値よりもやや大きいが、おおよそ一致している。

④配力鉄筋のひずみに関しては、階段載荷において、数値の違いもあるが、計算値が徐々に増加しているのに対して、実験値は載荷回数が増えると減少してゆく傾向にあり、コンクリートの破壊とともに配力鉄筋のひずみの減少が解析上現れていないと考えられる。

⑤剛性低下要素分布図から、一定荷重走行載荷では走行回数 3,520,000 回（Step400）で、階段載荷では走行回数 360,000 回（Step467）で水平ひび割れと思われる初期の破壊が発生している。

⑥実験後のひび割れ状況と階段載荷での剛性低下要素分布図（走行回数 520,000 回）を比較すると、橋軸直角方向のひび割れ幅（図-4. 2. 3. 5 のひび割れ図 B 断面、C 断面）と解析上の破壊範囲の幅がほぼ一致しており、また、横リブ位置でのひび割れの発生（図-4. 2. 3. 5 のひび割れ図 A 断面）と破壊位置（剛性低下要素分布図の 4 層目）とがよく一致していると考えられる。

【破壊の定義との考察】

ADS 床版の解析結果から、RC 床版の破壊の定義（定義Ａおよび定義Ｃ）と合成床版の破壊の定義（定義Ｄ）について考察した。

・RC 床版の破壊の定義

定義Ａ：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換したとき

定義Ｃ：第４層に z 方向の剛性低下要素が発生したとき

・合成床版の破壊の定義

定義Ｄ：圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に 300 ㎜以上連続したとき。橋軸直角方向の幅には制限を設けない。

(a) 階段載荷

・定義Ｄ（階段載荷）：400,000 回

下図より、上から３層目で水平ひび割れが橋軸方向に４要素連続して発生している。その範囲は、橋軸方向 333mm、橋軸直角方向 100mm である。

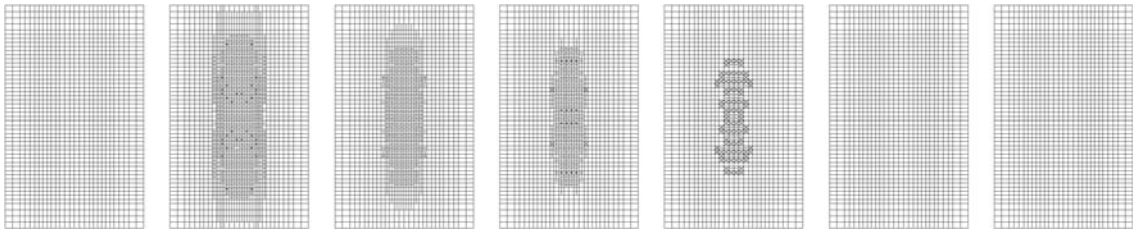


図-4.2.3.27　400,000 回（階段載荷）

・RC 床版の定義Ａに相当（階段載荷）：520,000 回以上

「図-4.2.3.14　走行回数と配力鉄筋ひずみ」より、配力鉄筋の応力は、引張側に転換していない。この配力鉄筋のひずみに関しては、実験結果からも同様に転換していない。図-4.2.3.28 に実験時の配力鉄筋のひずみ測定位置を、図-4.2.3.29 に配力鉄筋のひずみ変化を示す。

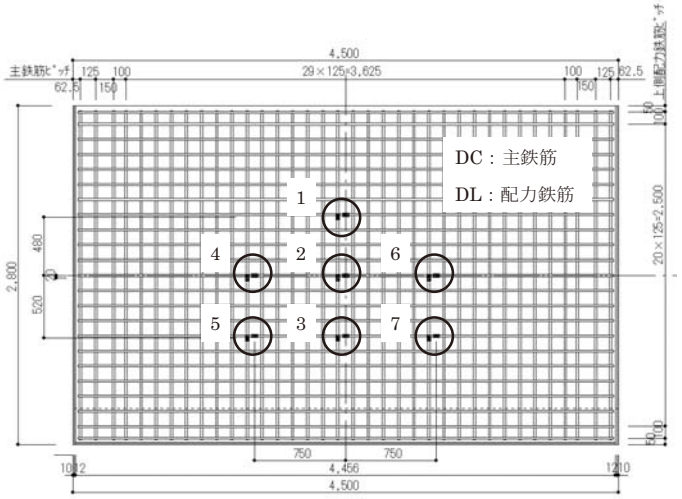


図-4.2.3.28　実験時の配力鉄筋測定位置

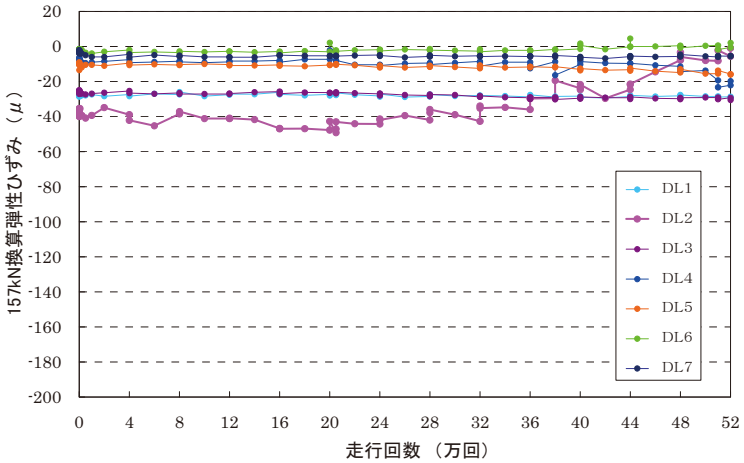


図-4.2.3.29　実験時の配力鉄筋ひずみ

・RC 床版の定義Ｃに相当（階段載荷）：360,000 回

RC 床版の第４層を ADS 床版のリブ天端として、上から３層目に着目すると、下図の回数が、水平ひび割れが発生した時点である。

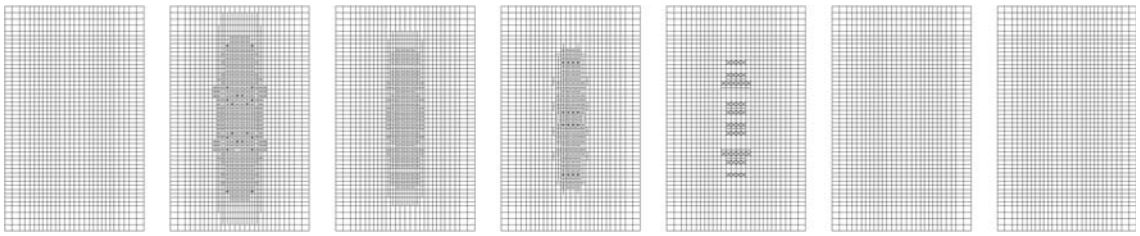


図-4.2.3.30　360,000 回（階段載荷）

(b) 一定荷重走行載荷

・定義D（一定荷重走行載荷）：Step600（走行回数 1.12×10^7 回）

下図より、上から 3 層目で水平ひび割れが橋軸方向に 10 要素連続して発生している。範囲は、橋軸方向 833mm、橋軸直角方向 100mm である。

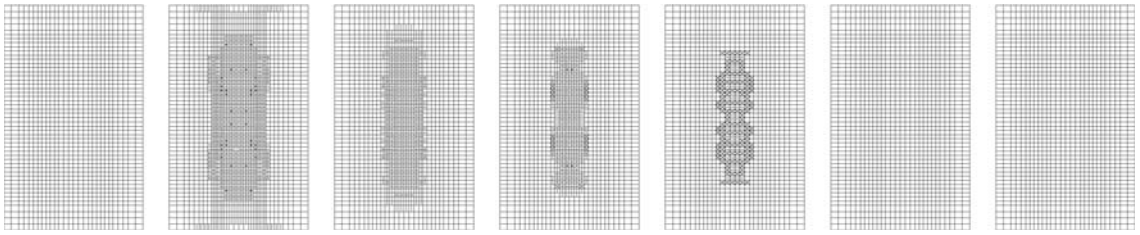


図-4.2.3.31　Step600（走行回数 1.12×10^7 回）（一定荷重走行載荷）

・RC 床版の定義Aに相当(一定荷重走行載荷)：Step2000(走行回数 7.22×10^7 回）以上

「図-4.2.3.23　走行回数と配力鉄筋ひずみ」より、配力鉄筋の応力は、引張側に転換していない。

・RC 床版の定義Cに相当（一定荷重走行載荷）：Step400（走行回数 3,520,000 回）

リブ天端に水平ひび割れが発生した時点である。

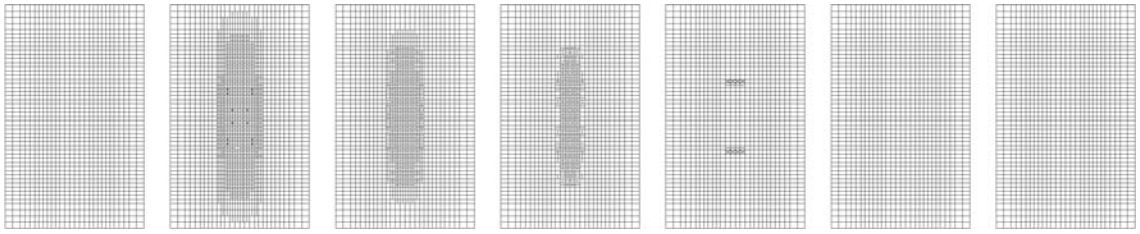


図-4.2.3.32　Step400（走行回数 3,520,000 回）（一定荷重走行載荷）

破壊の定義ごとにまとめると下表のようになる。

表-4.2.3.3 破壊の定義と載荷回数

破壊の定義	階段載荷	一定荷重走行載荷
合成床版の定義D	400,000 回	11,200,000 回
RC 床版の定義A	520,000 回以上	72,200,000 回以上
RC 床版の定義C	360,000 回	3,520,000 回

(7) まとめ

今回の疲労解析結果および過去に実施した輪荷重走行試験から ADS 床版の破壊過程および限界状態について考察した。

【破壊過程】

輪荷重走行試験結果から推定した ADS 床版の破壊過程と、今回の疲労解析結果との関係を以下に示す。

①第１段階：コンクリート、底鋼板および横リブが一体の合成床版（活荷重載荷前の健全な状態）

②第２段階：（輪荷重）横リブ間の底鋼板とコンクリートの付着が切れ、コンクリート部下面からひび割れが発生し始める。

（解　析）底鋼板とコンクリートの付着切れについては、モデル化で剥離層を考慮。また、コンクリート部下面からひび割れの発生については、たとえば、下図のように下層からＸおよびＹ方向の破壊が発生していることから、推定の整合性が確認できる。

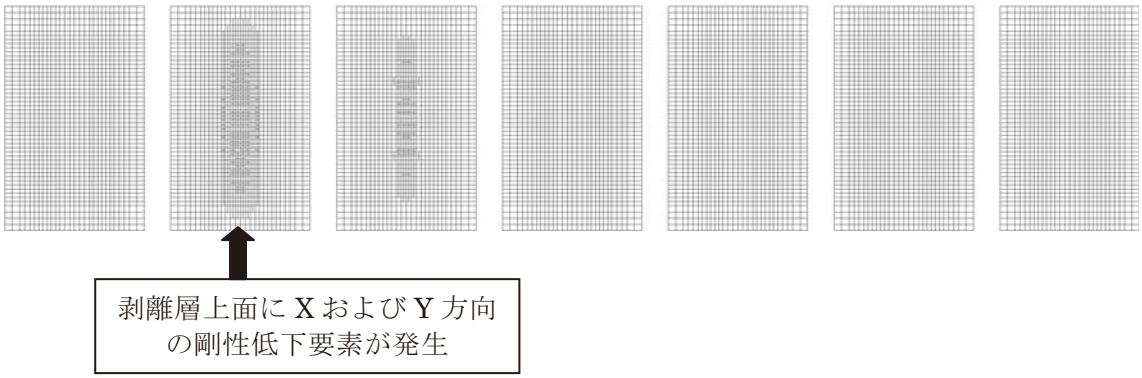


図-4.2.3.33　Step178（走行回数 200,000 回）（階段載荷）

③第３段階：（輪荷重）輪荷重軌道直下の横リブ上端、上側鉄筋位置で水平ひび割れが発生し、床版内部で層状ひび割れに進展する。

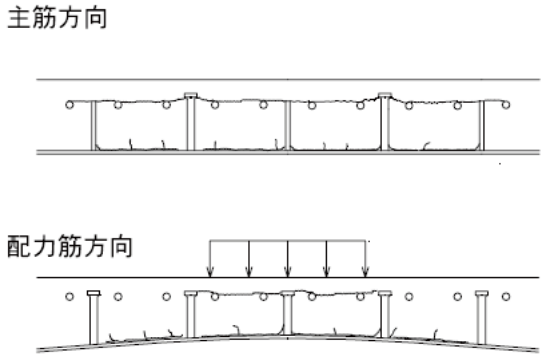


図-4.2.3.34　輪荷重走行試験結果からの破壊過程（第３段階）

（解　析）階段載荷の解析結果より、下図のように水平ひび割れが連続して発生している状況がわかる。この状態が合成床版の破壊の定義 D に相当する。床版上面への貫通ひび割れには達していない状態である。

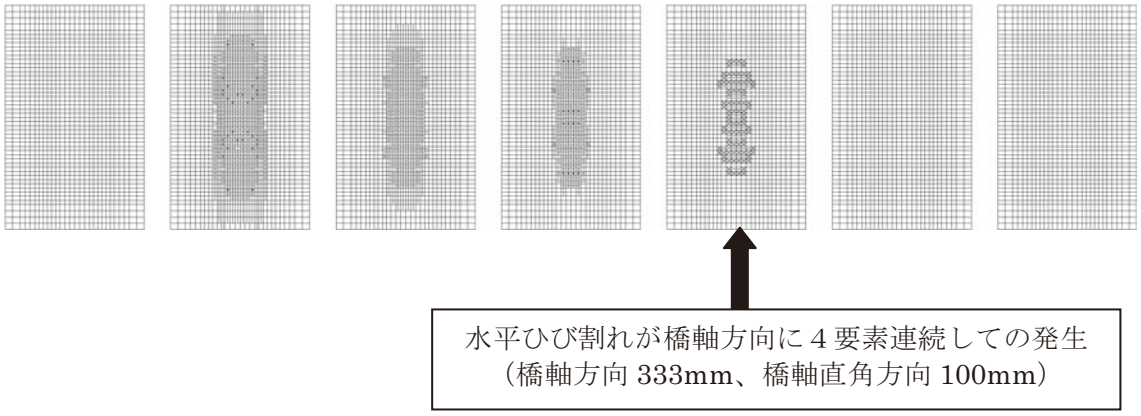


図-4.2.3.35　Step543（走行回数 400,000 回）（階段載荷）

④第４段階：（輪荷重）曲げひび割れから押し抜きせん断破壊に移行し、底鋼板とコンクリートが分離する。実際に行った輪荷重走行試験では、下図のような押し抜きせん断破壊は生じていないが、推定したものである。

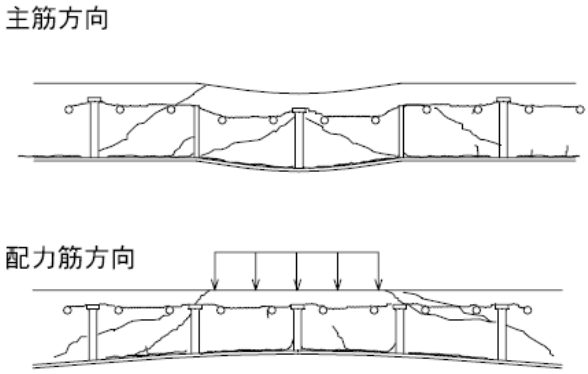


図-4.2.3.36　輪荷重走行試験結果からの破壊過程（第４段階）

（解　析）階段載荷の解析では、試験結果と同様に最上層の剛性低下要素は発生していない。一定荷重走行載荷の解析では、下図のように、換算回数 1.72×10^7 回で最上層に剛性低下要素が発生し、押し抜きせん断破壊に移行する可能性のある損傷が生じている。

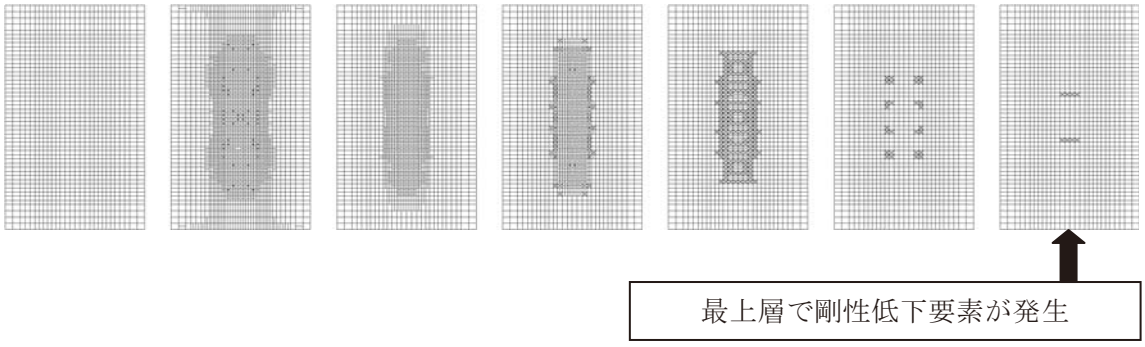


図-4.2.3.37　Step700（走行回数 1.72×10^7 回）（一定荷重走行載荷）

【限界状態】

今回の疲労解析結果と輪荷重走行試験結果による破壊過程の推定から、疲労解析結果に対する ADS 床版の疲労限界状態の工学的指標は、破壊の定義D（圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に 300 ㎜以上連続したとき）が妥当と考えられる。また、ADS 床版の終局限界状態は、水平ひび割れが床版内部で層状ひび割れに進展した後、最終的に曲げひび割れから押し抜きせん断破壊に移行し、底鋼板とコンクリートが分離して破壊する状態と考えられる。

4.2.4　ＳＣデッキ

(1) 工法概要

鋼板パネルは、板厚 8mm または 9mm の底鋼板にずれ止めとして頭付きスタッド、補強材として鋼板リブを断続すみ肉溶接で接合したもので構成される。ハンチは、底鋼板を曲げ加工によりつけている。配力鉄筋および主鉄筋は床版上面側に配置される。連続合成桁の場合は、中間支点部付近のひび割れ制御のために、橋軸方向の配力鉄筋量として鉄筋比 1.3%程度以上となるように追加して配置する。底鋼板の現場継手は、底鋼板上面に配置した添接板と高力ボルトによる摩擦接合継手方式を標準としている（図-4.2.4.1 参照）。

(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、底鋼板と主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。頭付スタッドは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式を基本として、過去の実験および解析的研究成果から横リブの効果を考慮した修正式で算出する。許容せん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物に示されている回転せん断力が作用した場合の疲労強度としている。

鋼部材の疲労強度は、鋼板リブと底鋼板との断続すみ肉溶接部について、要素試験により検証している。疲労強度等級は、要素試験結果から橋軸方向（すみ肉溶接直角方向）応力に対してはＦ等級、橋軸直角方向（すみ肉溶接方向）にはＦ等級としている。

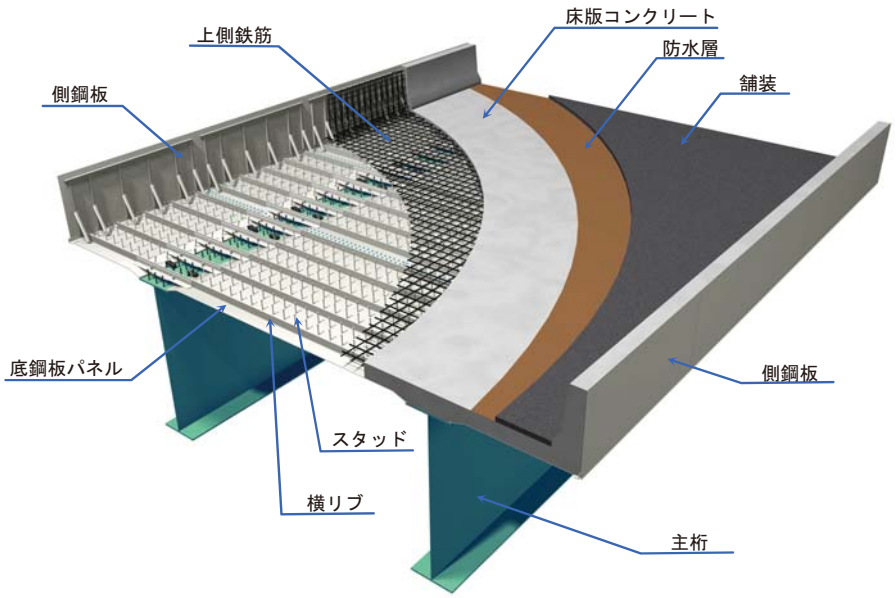


図-4.2.4.1　ＳＣデッキの断面構成要素

(3) 輪荷重走行試験（既往の載荷試験）[4-1),4-2)]

実験試験体は、コンクリート版厚 200 ㎜，底鋼板厚 9 ㎜であり、床版厚は 209mm とした。試験体の形状寸法は、幅 2.8m、長さ 4.5m、床版支間 2.5m である（図-4.2.4.2 参照）。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.4.2 に示す。載荷荷重は、4.2.1.3 に示す階段載荷 A の荷重と同一であり、荷重は 157kN から最大荷重 392kN まで 4 万回ごとに 19.6 kN の荷重を増加した階段載荷である（図-4.2.4.3 参照）。試験体の詳細、諸元は図-4.2.4.4 および表-4.2.4.1 に示すように、横リブ寸法は 100 ㎜×16 ㎜、横リブ間隔は 750mm、スタッド寸法はφ16 ㎜×120 ㎜としている。なお、輪荷重走行範囲内に継手が位置するように、試験体の中心から橋軸方向に 525 ㎜離れた位置に下鋼板の継手部を設けた。コンクリートの仕様は、普通コンクリートで呼び強度は 30N/mm² である。

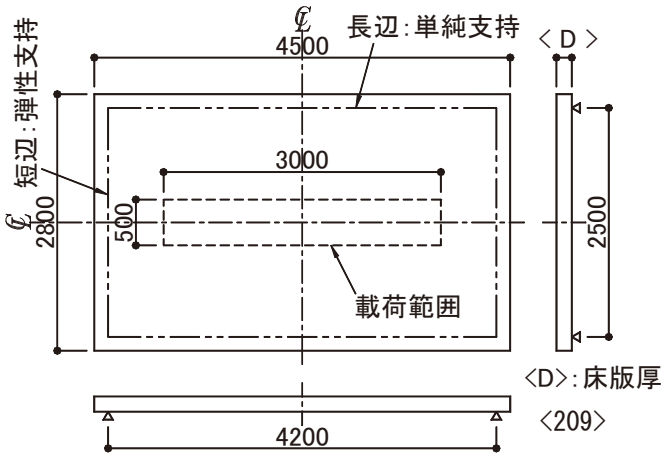


図-4.2.4.2　供試体の基本寸法と支持条件

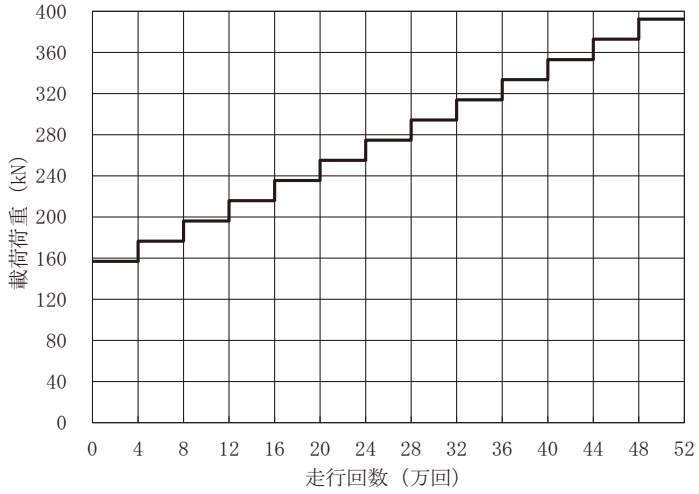


図-4.2.4.3　載荷荷重

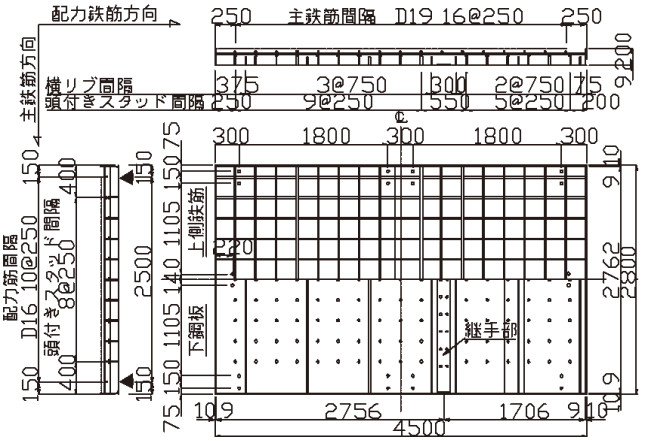


図-4.2.4.4　供試体の詳細

表-4.2.4.1　供試体の諸元

		単位	構造諸元
コンクリート	版厚	mm	200
	設計基準強度	N/mm^2	30
下鋼板	板厚	mm	9
横リブ	断面	mm	100×16
	橋軸方向間隔	mm	750
スタッド	寸法	mm	φ16×120
	橋軸方向間隔	mm	250
	橋軸直角方向間隔	mm	250
主鉄筋	呼び径	－	D19
(橋軸直角方向)	間隔	mm	250
配力鉄筋	呼び径	－	D16
(橋軸方向)	間隔	mm	250

床版たわみを図-4.2.4.5 に示す。床版たわみは、総たわみから残留たわみを差し引いた弾性たわみで整理し、Ｈ８道示で設計された鉄筋コンクリート床版（RC8n1）の床版たわみとともに示す。ＳＣデッキの床版たわみはＨ８道示ＲＣに対して約 60～65%のたわみにとどまっており、ＳＣデッキは 52 万回の最大荷重 392kN では床版の破壊は生じなかった。ＳＣデッキの断面を切断した状況の一部を写真-4.2.4.1（支間中央で橋軸方向に切断）に示す。床版内部のひび割れはリブ上端から発生しており使用限界に達していると考えられる。なお、文献 4-3）に示したＦＥＭ弾塑性解析のモデル化および解析手法を用いて、輪荷重の走行により生じるリブ上縁部の引張応力度の変化を、リブ高を床版厚の 50～70%と変化させた場合と、底鋼板厚が 8mm と 9mm の場合について解析により求めて考察を行った結果を文献 4-4)で報告している。

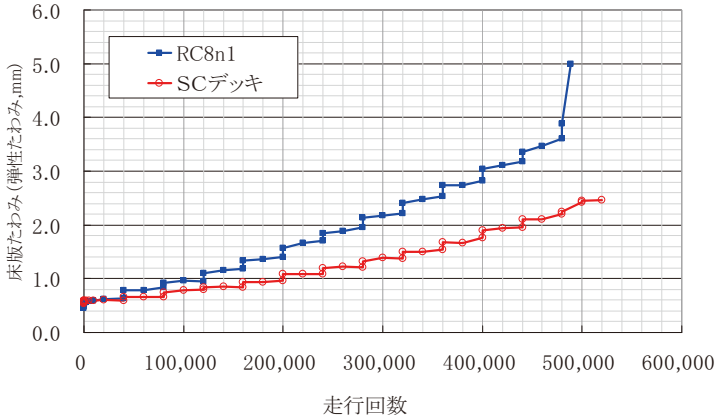


図-4.2.4.5　床版たわみ(弾性たわみ)の変化

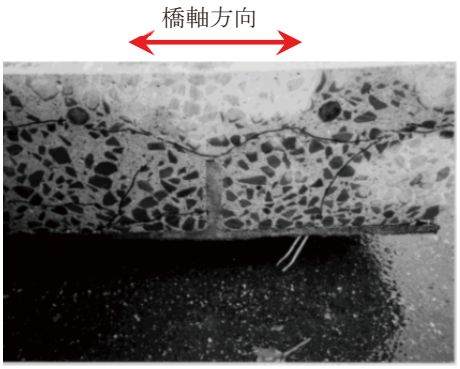
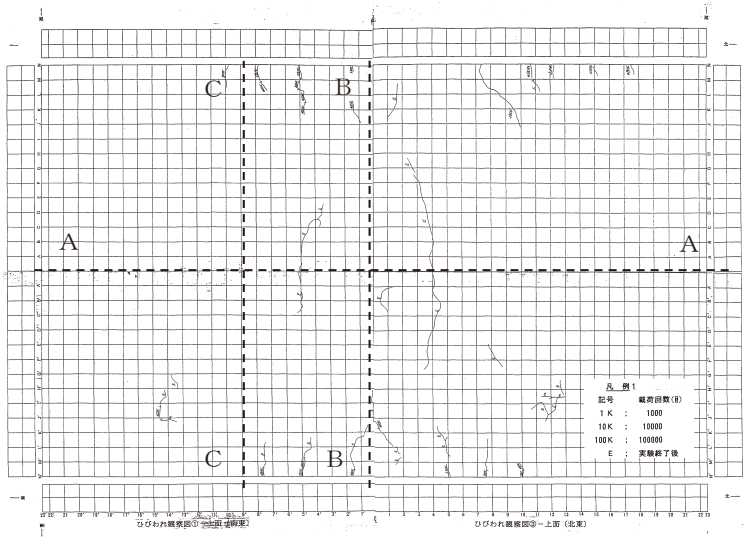
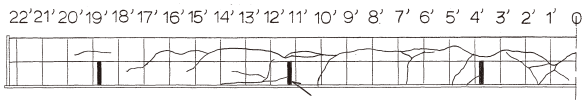


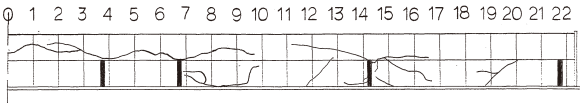
写真-4.2.4.1　床版内部のひび割れ

試験終了後に供試体を切断して観察した床版内部のひび割れ分布を図-4.2.4.6に示す。

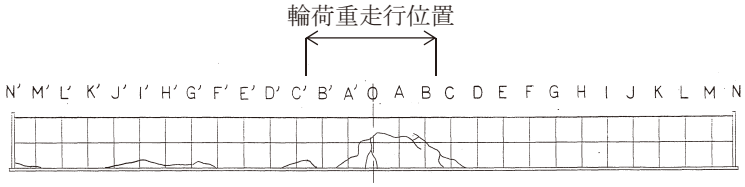




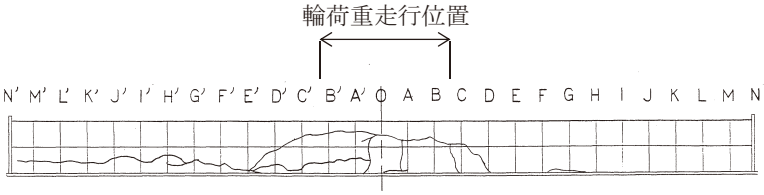
横リブ位置



(a)切断面Ａ－Ａ



(b)切断面Ｂ－Ｂ

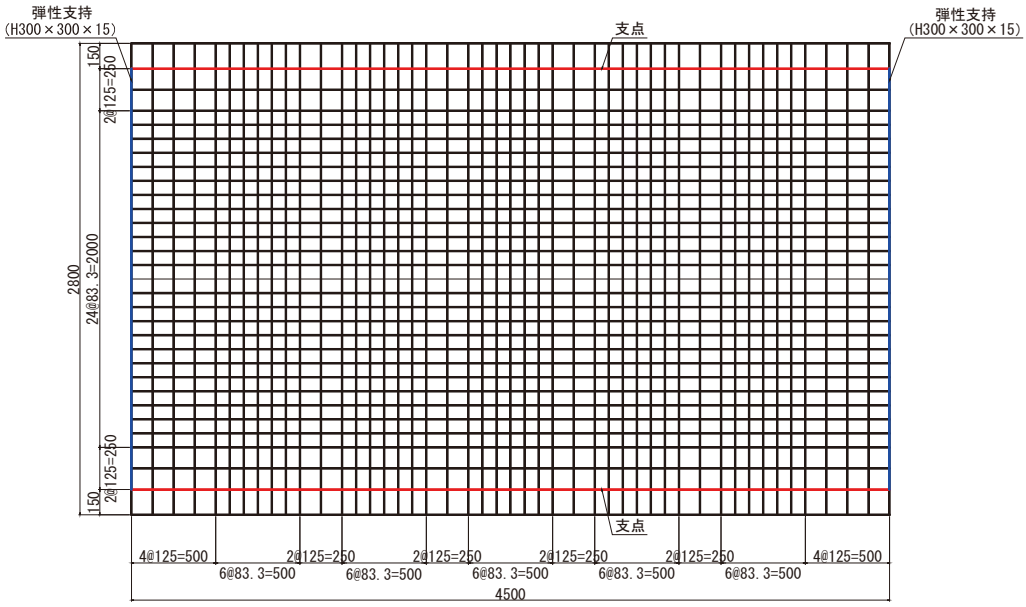


(c)切断面Ｃ－Ｃ

図-4.2.4.6　ひび割れ分布(SCデッキ)

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

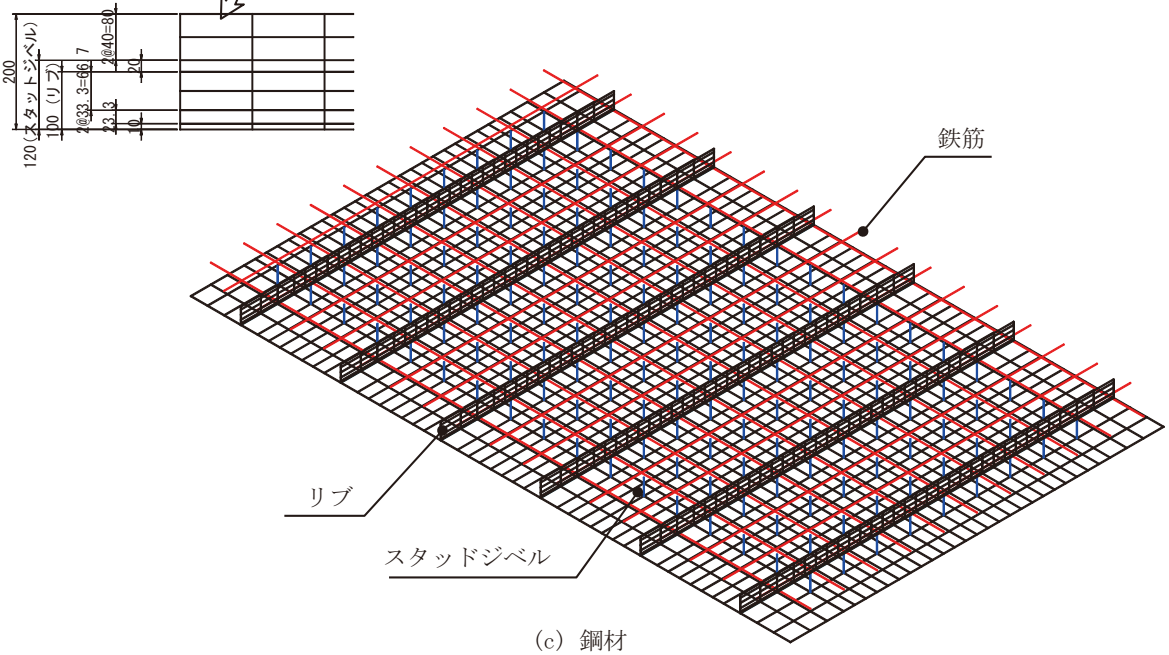
上述の輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、頭付きスタッドは梁要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.4.7 に示す。なお、一定荷重走行載荷では、底鋼板厚が 8mm の場合の解析も行った。



(a) コンクリート平面



(b) コンクリート側面



(c) 鋼材

図-4.2.4.7　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.4.8 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、表-4.2.4.2 に示すように 10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減（表-4.1.2 参照）した。

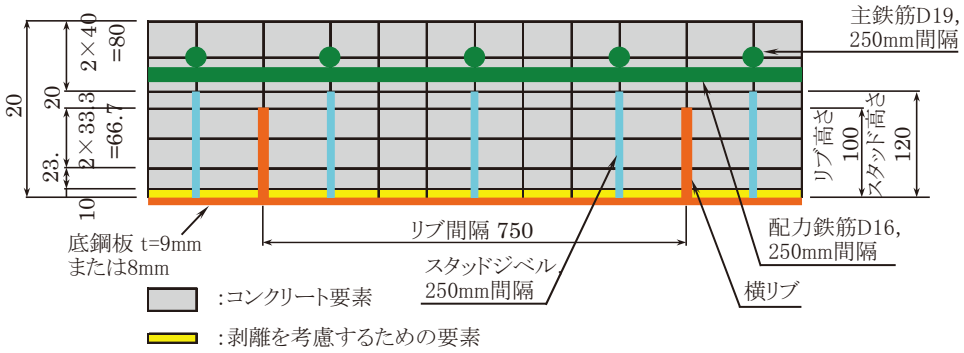


図-4.2.4.8　要素分割の部分

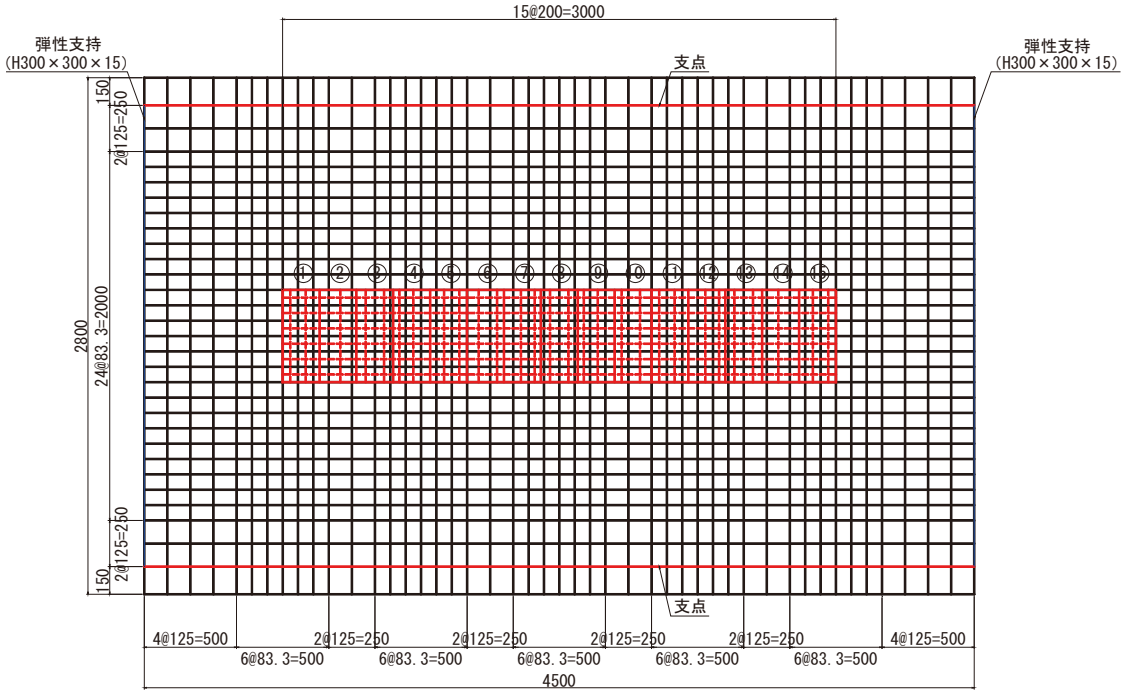
(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたケースと、一定荷重（157kN）走行載荷としたケースである。材料の物理定数を表-4.2.4.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

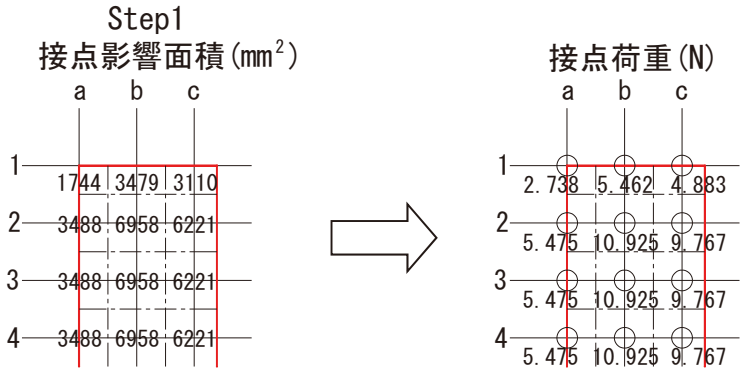
表-4.2.4.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	37.6	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	3.12	〃	2.2	0.23(σc^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	28,800	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	12,500	Ec/2.3,道示	12,000	〃
	ポアソン比	—	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置を図-4.2.4.9 に示す。



(a)　荷重載荷位置とステップ



(b)　接点荷重への換算（ステップ１の場合）

図-4.2.4.9　荷重載荷位置

載荷板は 20×50cm であり、載荷ステップは図-4.2.4.9 に示す 15 ステップであり、載荷板内の接点の影響面積に応じて接点荷重を設定した。要素破壊の判定はひずみエネルギーの累積値で行い、要素破壊の種別は、方向別疲労指数により決定した。

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.4.10 に、走行回数と床版中央のたわみの関係を図-4.2.4.11 に示す。これらの図より、床版たわみは実験値より解析値の方が小さい傾向であった。図-4.2.4.12 に階段載荷の床版中央における実験結果と解析結果の比較を示す。鋼板橋軸方向、底鋼板直角方向、主鉄筋のひずみについては、おおむね傾向は一致しており、いずれも解析値が実験値より絶対値が大きい傾向であった。配力鉄筋のひずみについては、実験結果では圧縮側であるが、解析結果では 32 万回で引張側に転じた。

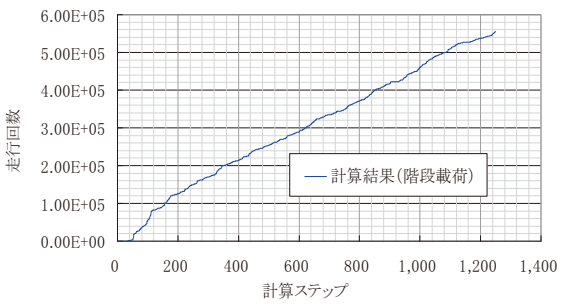


図-4.2.4.10　計算ステップと走行回数（階段載荷）

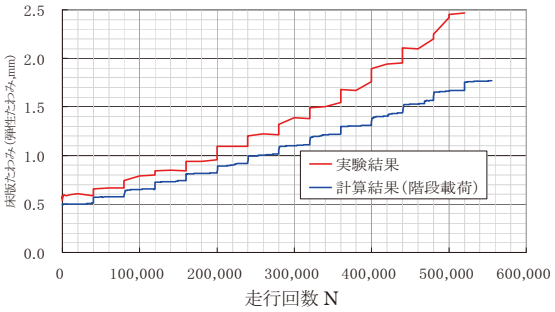
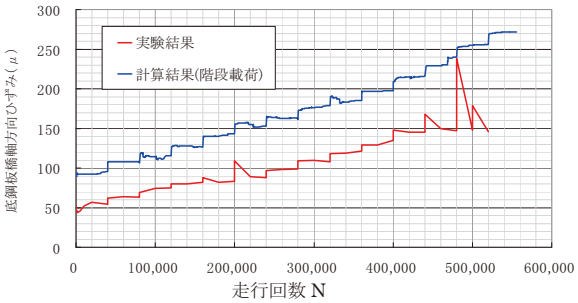
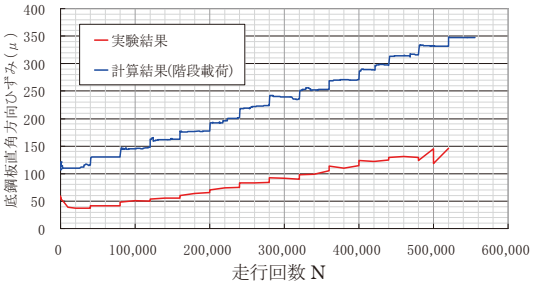


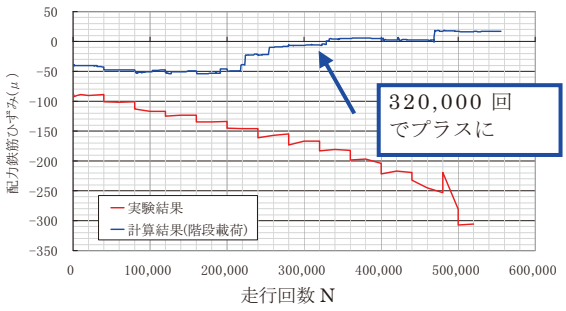
図-4.2.4.11　走行回数とたわみ（階段載荷）



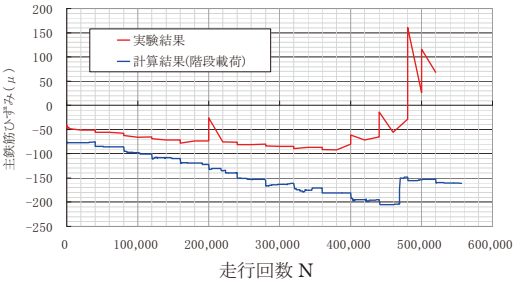
(a) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(b) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



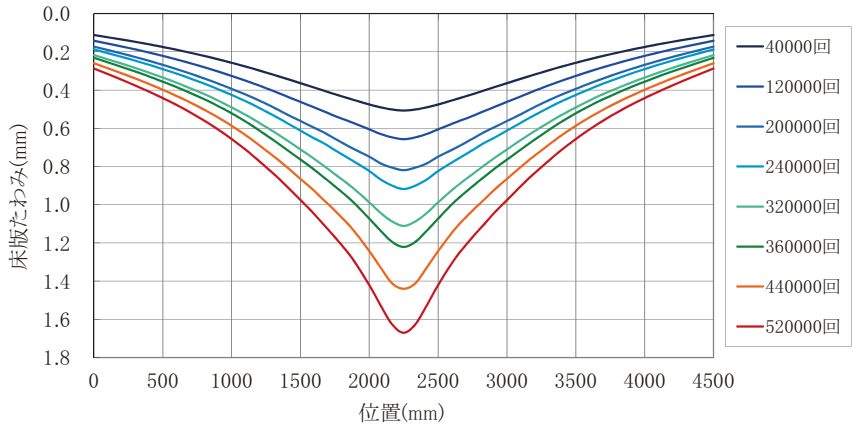
(c) 配力鉄筋ひずみ



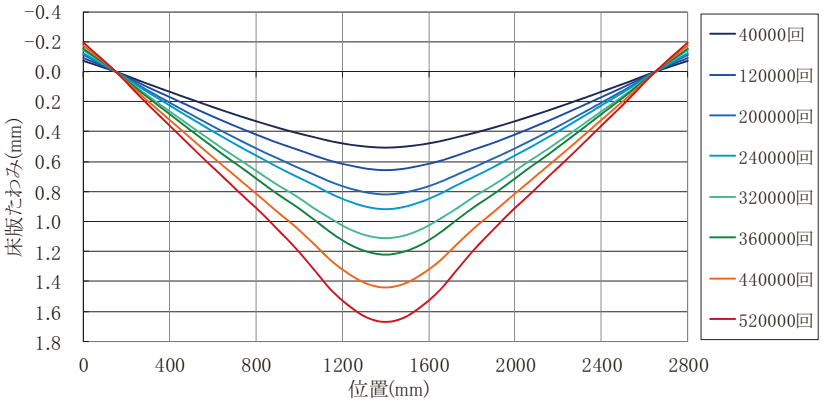
(d) 主鉄筋ひずみ

図-4.2.4.12　走行回数とひずみ（階段載荷）

図-4.2.4.13 に、解析における橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を示す。たわみは急激な変化もなく、また、突出した点もなくバランスよく分布していると考えられる。また、図-4.2.4.14 にひずみ分布の解析値と実験値との比較を示す。ひずみ分布については解析と実験では必ずしも一致しなかった。この原因として、底鋼版においては局部的な板曲げの影響やジベル付近でのせん断力の伝達の影響、鉄筋においては局部的なひび割れなどが影響したことが考えられる。

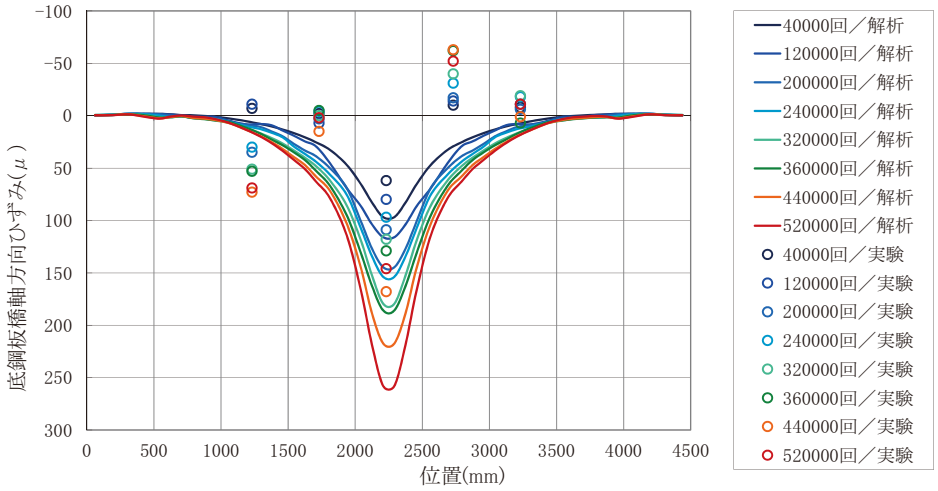


(a) 橋軸方向

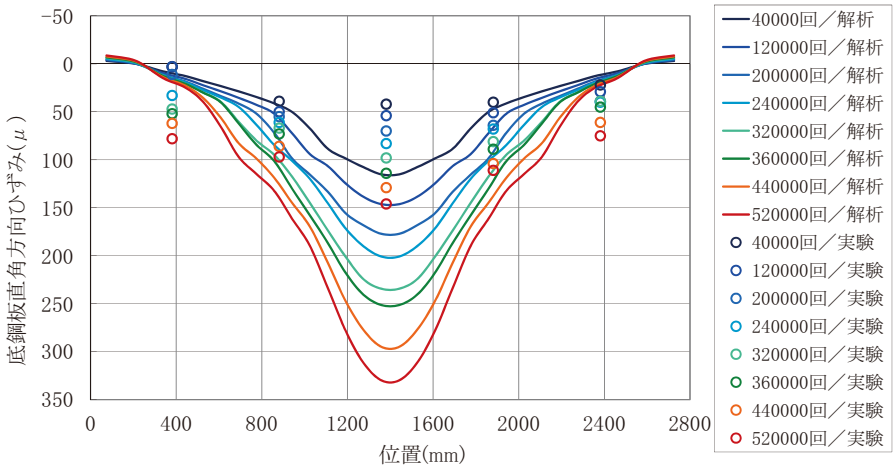


(b) 橋軸直角方向

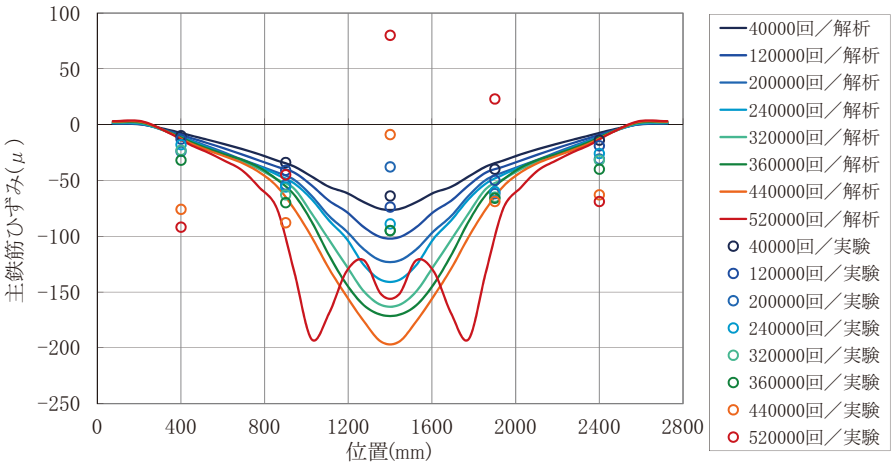
図-4.2.4.13　たわみ分布（階段載荷）



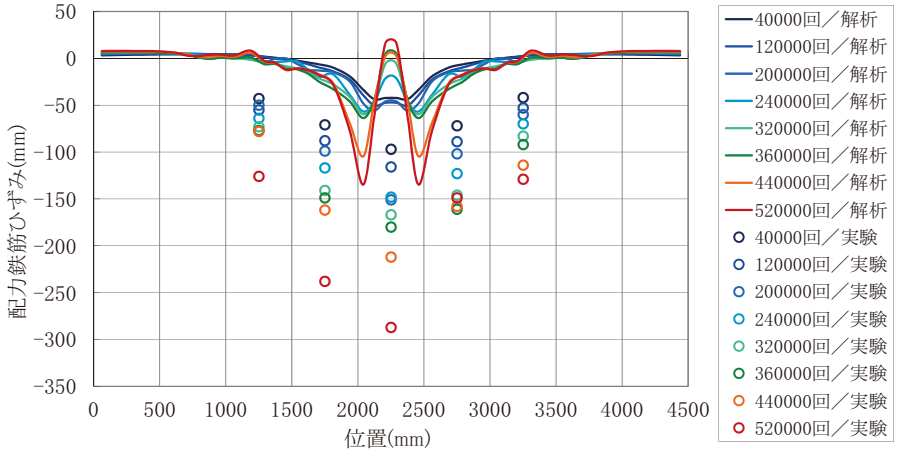
(a) 底鋼板橋軸方向



(b) 底鋼板橋軸直角方向



(c) 主鉄筋ひずみ



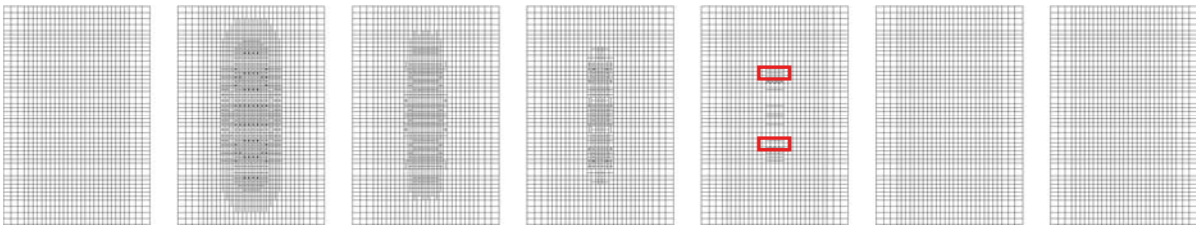
(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.4.14　ひずみ分布（階段載荷）

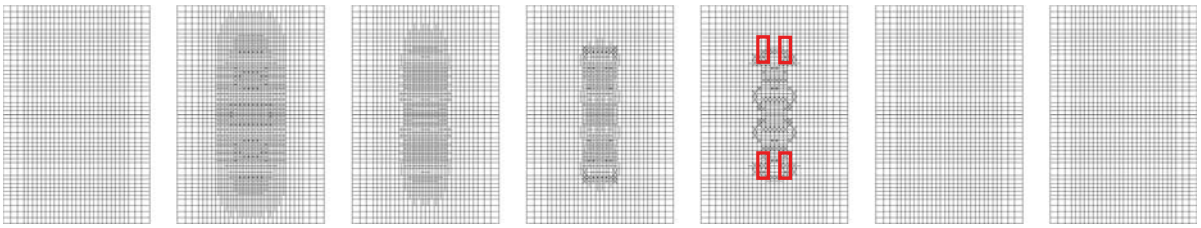
【剛性低下要素分布図（階段載荷）】

図-4.2.4.15 に解析における剛性低下要素の分布、図-4.2.4.16，17 に剛性低下要素分布と切断後のひび割れ分布を示す。

1) 走行回数 240,000 回(451 ステップ)：水平ひび割れが発生



2) 走行回数 320,000 回(654 ステップ)： 3 要素に水平ひび割れが連なる



3) 走行回数 360,000 回(756 ステップ)：水平ひび割れが上層に進展

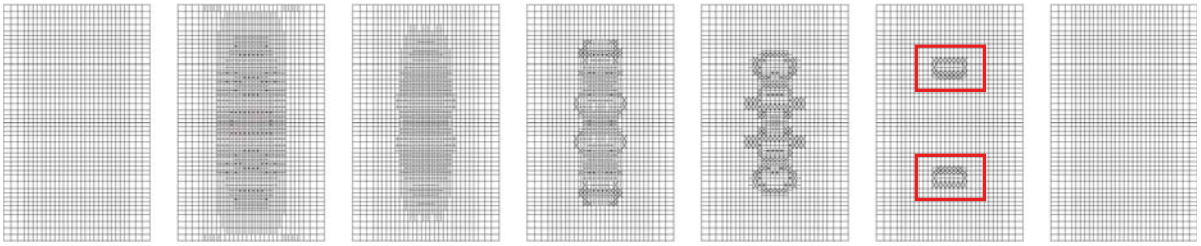
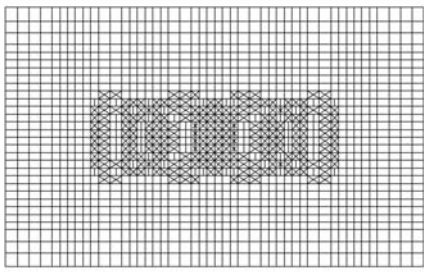


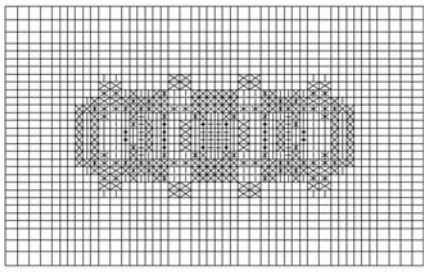
図-4.2.4.15　剛性低下要素分布（階段載荷）

図-4.2.15 に示した剛性低下要素の分布から、24 万回で水平ひび割れが発生して、32 万回で 3 要素の水平ひび割れが連なった。32 万回は図-4.2.12 の配力鉄筋のひずみ引張に転じた回数であり、水平ひび割れの進展と配力鉄筋のひずみとは関連していることが推測される。その後、36 万回でその上の層に水平ひび割れが進展した。なお、最上層へひび割れの進展はしなかった。

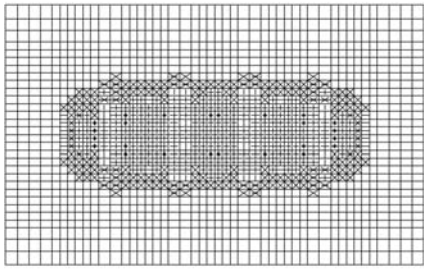
図-4.2.4.16，17 に示した、剛性低下要素分布と切断後のひび割れ分布を比較すると、解析結果は試験終了時のひび割れ性状を表現しているといえる。



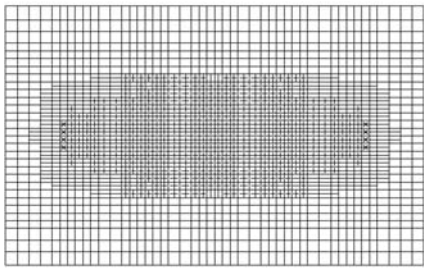
（上から 2 層目）



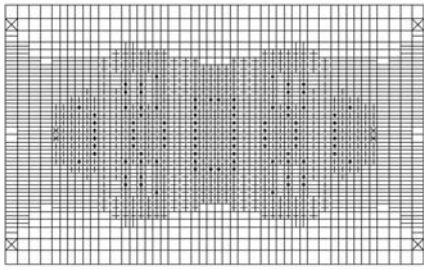
（上から 3 層目）



（上から 4 層目）

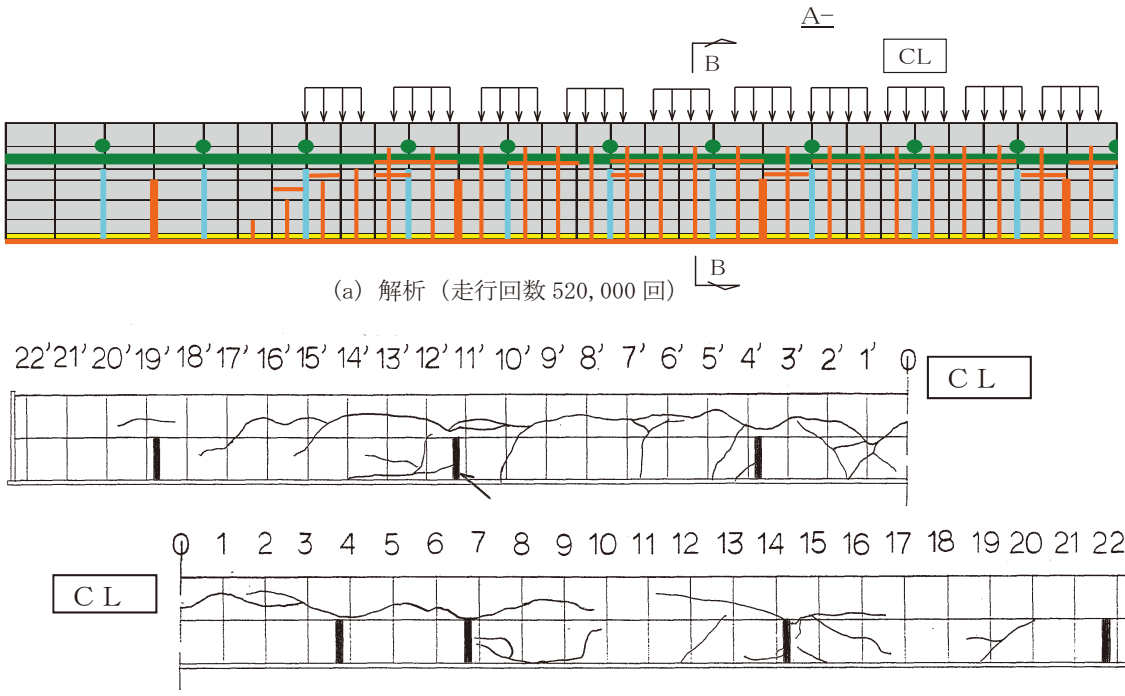


（上から 5 層目）



（上から 6 層目）

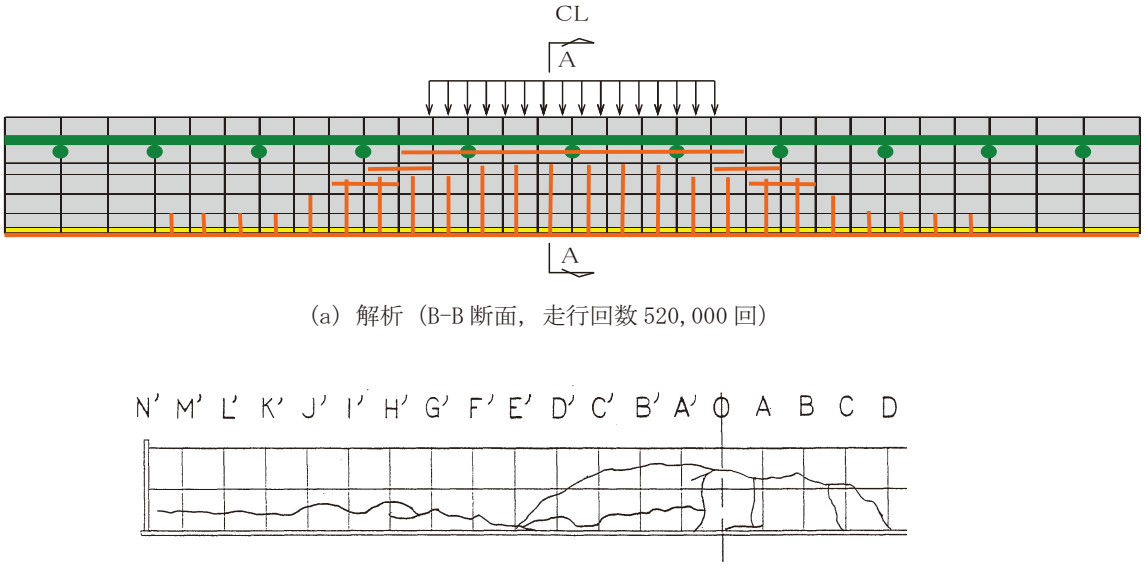
（参考図）剛性低下要素分布拡大図（階段載荷・走行回数 520,000 万回）



(a) 解析（走行回数 520,000 回）

(b) 実験

図-4.2.4.16　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸直角方向断面）



(a) 解析（B-B 断面，走行回数 520,000 回）

(b) 実験（B-B 断面）

図-4.2.4.17　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸方向断面）

【一定荷重走行載荷（157kN）】

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.4.18 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.4.19 に示す。解析は、底鋼板厚 t =8mm と 9mm について行った。実験結果(参考値)は階段載荷における実験結果を、べき指数 N=8 で走行回数を補正して、荷重を 157kN に換算した参考値である。

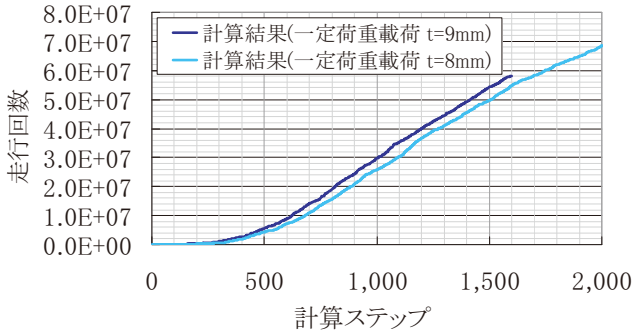
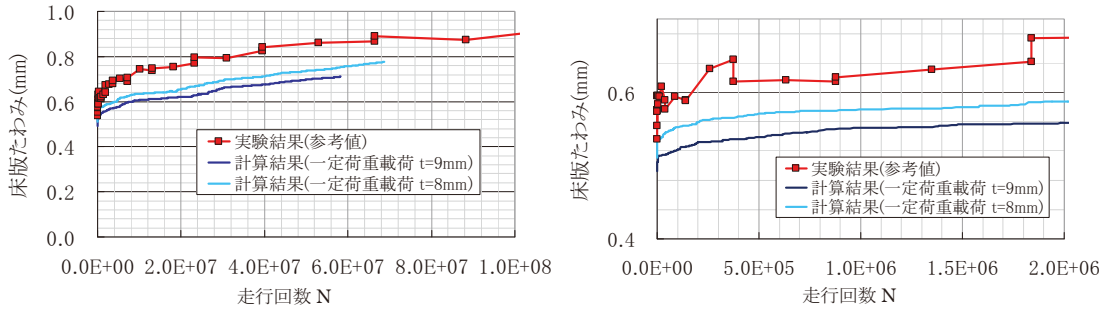


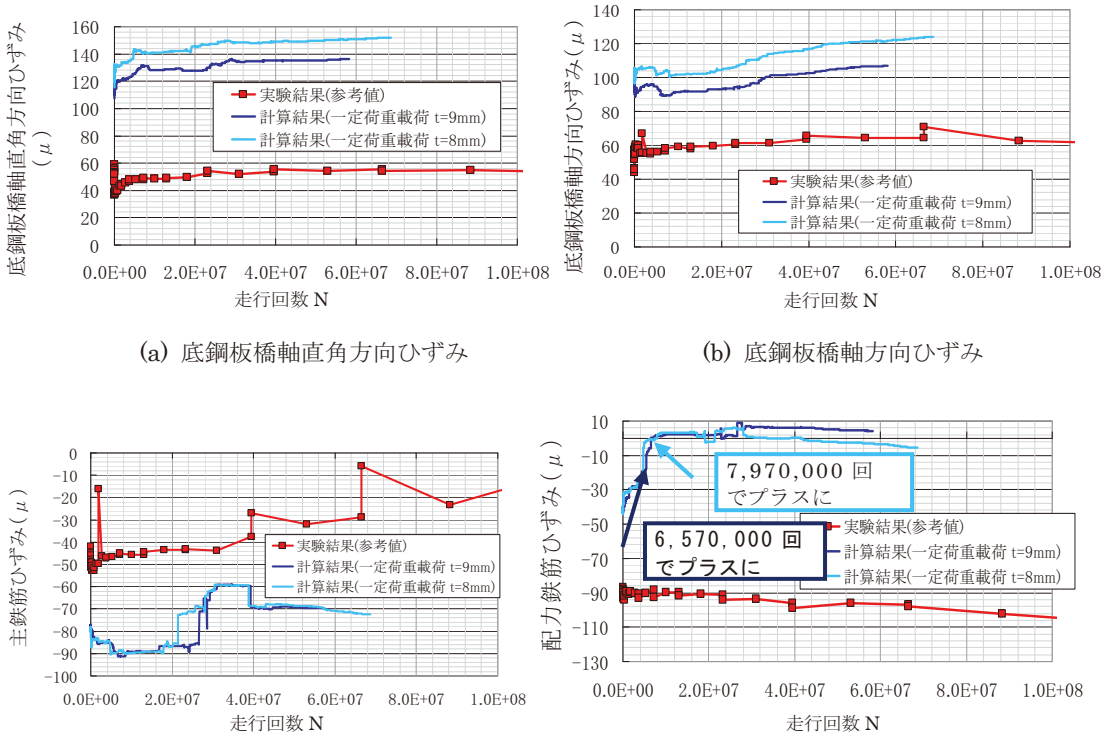
図-4.2.4.18　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



(a) 全体　　(b) 部分

図-4.2.4.19　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

一定荷重走行載荷のひずみと走行回数の関係を図-4.2.4.20 に示す。図-4.2.4.19 に示した床版たわみについてはt＝8mm の方が大きくt＝8mm と 9mm では5%の差であった。底鋼板の橋軸方向および橋軸直角方向のひずみの差については、t＝8mm と 9mm では10%の差であった。主鉄筋および配力鉄筋ひずみについては、t =8mm と 9mm でほぼ同じ解析結果である。階段載荷で水平ひび割れの進展と関係あることが推測された配力鉄筋のひずみについては、t=8mm では 797 万回で引張側に、t=9mm では 657 万回で引張側に転じた。

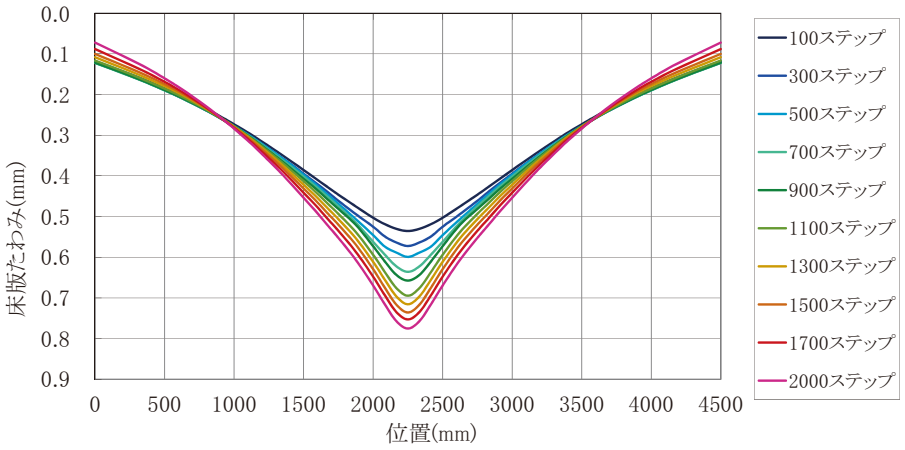


(a) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ　　(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

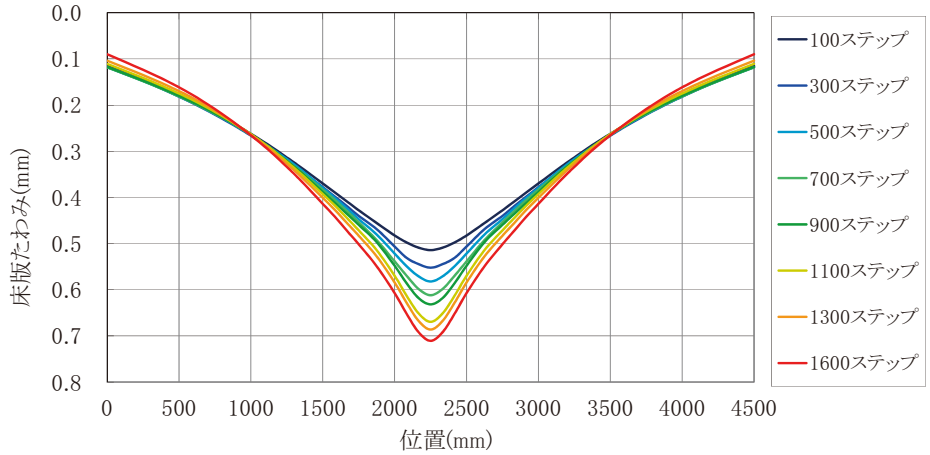
(c) 主鉄筋ひずみ　　(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.4.20　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

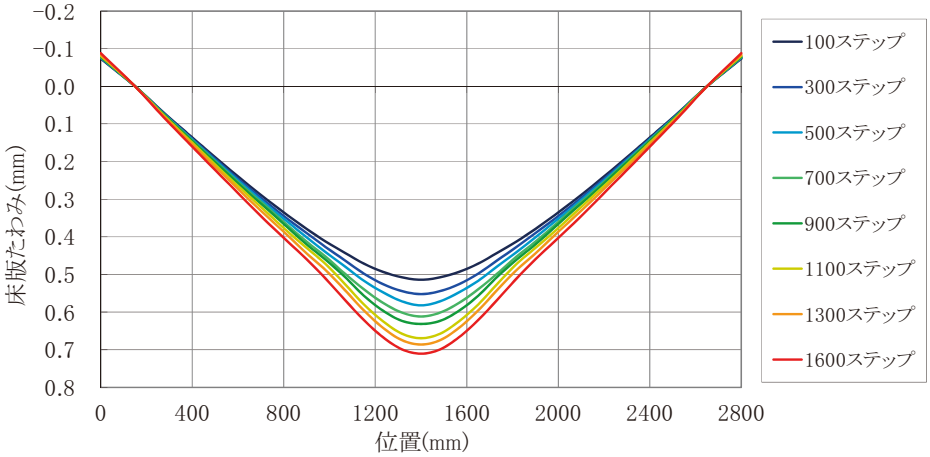
図-4.2.4.21 に、橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を示す。たわみは急激な変化もなく、滑らかな分布を呈しており、版として一体的な挙動が確保されていると考えられる。



(a) 橋軸方向 (t＝8㎜)



(b) 橋軸方向 (t＝9㎜)



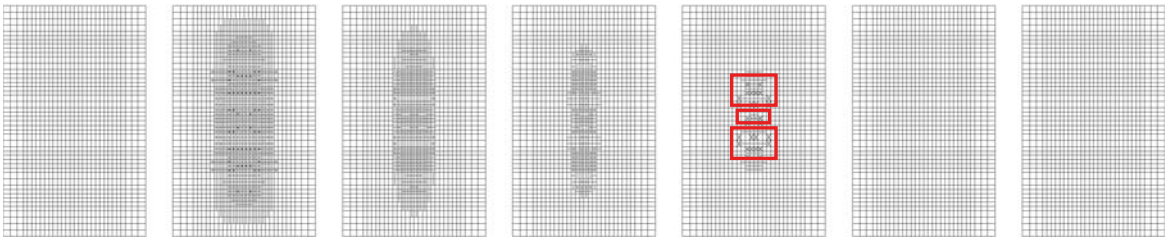
(c) 橋軸直角方向 (t＝9㎜)

図-4.2.4.21　たわみ分布 (一定荷重走行載荷)

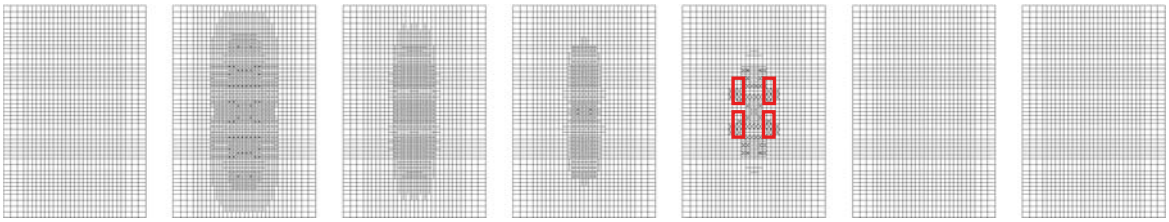
【剛性低下要素分布図（底鋼板厚 t＝9㎜ の計算結果】

図-4.2.4.22 に、底鋼板厚 t＝9mm の解析における剛性低下要素の分布を示す。図-4.2.22 に示した底鋼板厚 t=9mm の場合の剛性低下要素の分布から、走行回数 562 万回で水平ひび割れが発生して、887 万回で３要素の水平ひび割れが連なった。図-4.2.20 の配力鉄筋のひずみ引張に転じた回数は 657 万回であり、これは３要素の水平ひび割れが連なる前である。その後、1910 万回で上の層に水平ひび割れが進展し、2980 万回で最上層までひび割れが進展した。

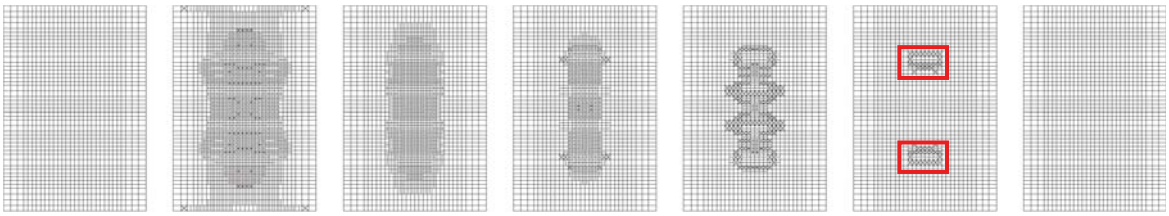
1) ステップ 500（走行回数 5,620,000 回） ：水平ひび割れが発生



2) ステップ 600（走行回数 8,870,000 回） ： ３要素に水平ひび割れが進展



3) ステップ 800（走行回数 1.91×10^7 回） ：水平ひび割れが上層に進展



4) ステップ 1000（走行回数 2.98×10^7 回） ：水平ひび割れが最上層に進展

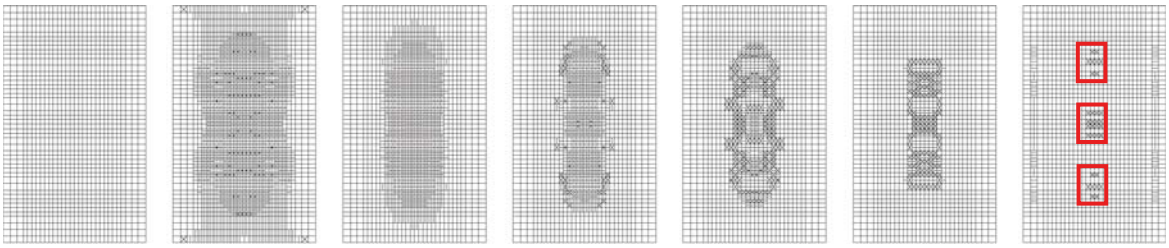
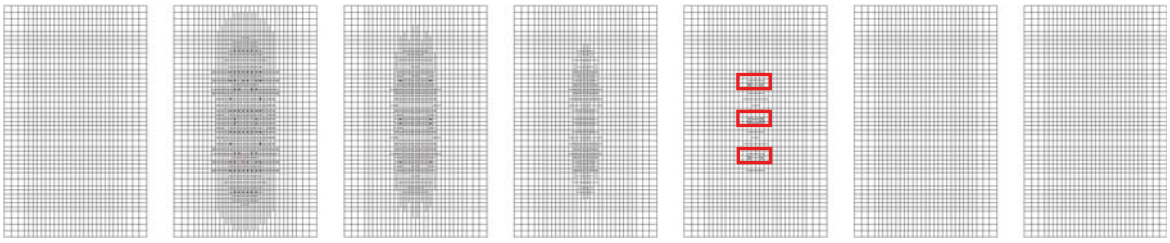


図-4.2.4.22　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷 t=9㎜）

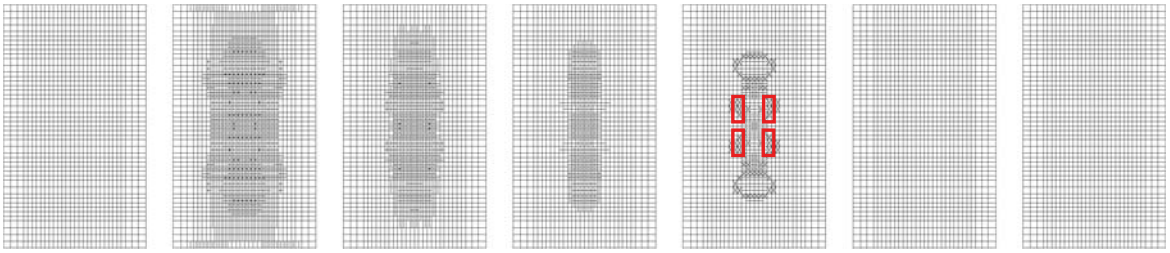
【剛性低下要素分布図（底鋼板厚 t＝8㎜）の計算結果】

図-4.2.4.23 に、底鋼板厚 t＝8mm の解析における剛性低下要素の分布を示す。図-4.2.23 に示した底鋼板厚 t=8mm の場合の剛性低下要素の分布から、走行回数 441 万回で水平ひび割れが発生して、1090 万回で 3 要素の水平ひび割れが連なった。図-4.2.20 で配力鉄筋のひずみ引張に転じた回数は 797 万回であり、これは 3 要素の水平ひび割れが連なる前である。その後、1570 万回で上の層に水平ひび割れが進展し、2570 万回で最上層まで進展した。

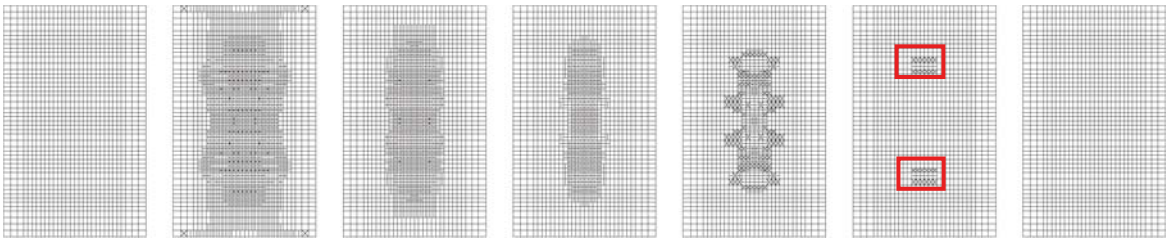
1) ステップ 500（走行回数 4,410,000 回）：水平ひび割れが発生



2) ステップ 700（走行回数 1.09×10^7 回）：3 要素に水平ひび割れが連なる



3) ステップ 800（走行回数 1.57×10^7 回）：水平ひび割れが上層に進展



4) ステップ 1000（走行回数 2.57×10^7 回）：水平ひび割れが最上層に進展

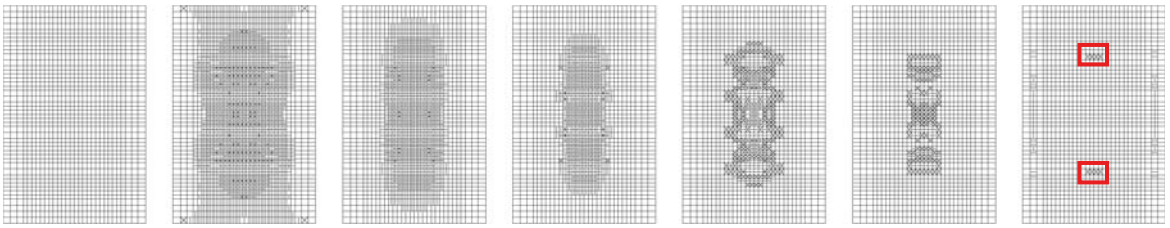


図-4.2.4.23　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷 t=8㎜）

(7) まとめ

ＳＣデッキの疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

・階段載荷において、たわみの増加については実験値よりも解析値が小さい傾向であった。また、各部のひずみについては実験値が局部的なひずみを計測しているようで、解析と合わせることは難しい。しかし、実験において試験終了後に観察されたひび割れ性状と、解析におけるひび割れ性状についてはほぼ一致しており、本解析手法についてひび割れの進展性状すなわち破壊の進行を把握するには有効な方法であると考えられた。

・一定荷重走行載荷において、底鋼板厚 t = 9mm に加え t = 8mm の場合についても解析を行った。床版たわみについては t＝8mm の方が大きく t＝8mm と 9mm では 5%の差であった。底鋼板の橋軸方向および橋軸直角方向のひずみの差については、t＝8mm と 9mm では 10%の差であった。主鉄筋および配力鉄筋ひずみについては、ほぼ同じ解析結果であった。

・階段載荷、一定荷重走行載荷ともに解析においてリブ端部から水平ひび割れが発生した後に、配力鉄筋ひずみが引張りに転換する関係があった。したがって、配力鉄筋の引張への転換は水平ひび割れ発生のひとつの指標にできることが確かめられた。

・全ての解析ケースで表-4.2.4.5 に示した過程で、破壊が進行した。ここで表-4.2.4.5 には各状態の走行回数についても示し、状態②は定義Ａの破壊、状態③は定義Ｄの破壊、状態④は定義Ｃの破壊に対応する。

表-4.2.4.3　SC デッキにおける破壊の進行過程

①水平ひび割れが発生 ⇨ ②配力鉄筋ひずみが引張に転換 ⇨ ③水平ひび割れが３要素連続 ⇨ ④水平ひび割れが上層に進展 ⇨ ⑤水平ひび割れが最上層に進展

	回　数				
	状態①	状態②（定義Ａ）	状態③（定義Ｄ）	状態④（定義Ｃ）	状態⑤
1)階段載荷	24 万回	32 万回	32 万回	36 万回	（至らず）
2)一定荷重走行載荷（t=9mm）	562 万回	657 万回	887 万回	1910 万回	2980 万回
3)一定荷重走行載荷（t=8mm）	441 万回	797 万回	1090 万回	1570 万回	2570 万回

・一定荷重走行載荷で、底鋼板厚 t=8，9mm の各状態における走行回数の比較を行うと、定義Ａ、Ｄの破壊に対する走行回数は t=8mm＞t=9mm となり、定義Ｃの破壊の走行回数は t=8mm＜t=9mm と逆転した。
・一般的には、たわみの増加量が小さい底鋼板厚 t=9mm の方が t=8mm に比べて疲労に対して有利な構造であるように思えるが、走行回数で比較すると、定義Ａ、Ｄを選択すれば t =8mm の場合が有利になる。このように、ひとつの定義での絶対的な評価が難しいと推測されるため、定義については複数を設定して、総合的に比較および判断する必要があるものと考えられた。

4.2.5　ダイヤスラブ

(1) 概要

ダイヤスラブは、板厚 8mm または 9mm の底鋼板上に、ずれ止めに頭付きスタッド、補強材に先打ちコンクリート梁(床版コンクリートの一部を梁状に取り付けた梁)を用い、コンクリート（現場打ちコンクリート）と一体化した合成床版である。先打ちコンクリート梁は鋼板パネル製作工場または架設現場近郊の製作ヤードで架設前に構築する。主鉄筋および配力鉄筋は鋼板パネル架設後、床版上面側に配置される。底鋼板の現場継手は、架設条件等に応じ、鉄筋継手方式または高力ボルトによる摩擦接合継手方式を選定する。

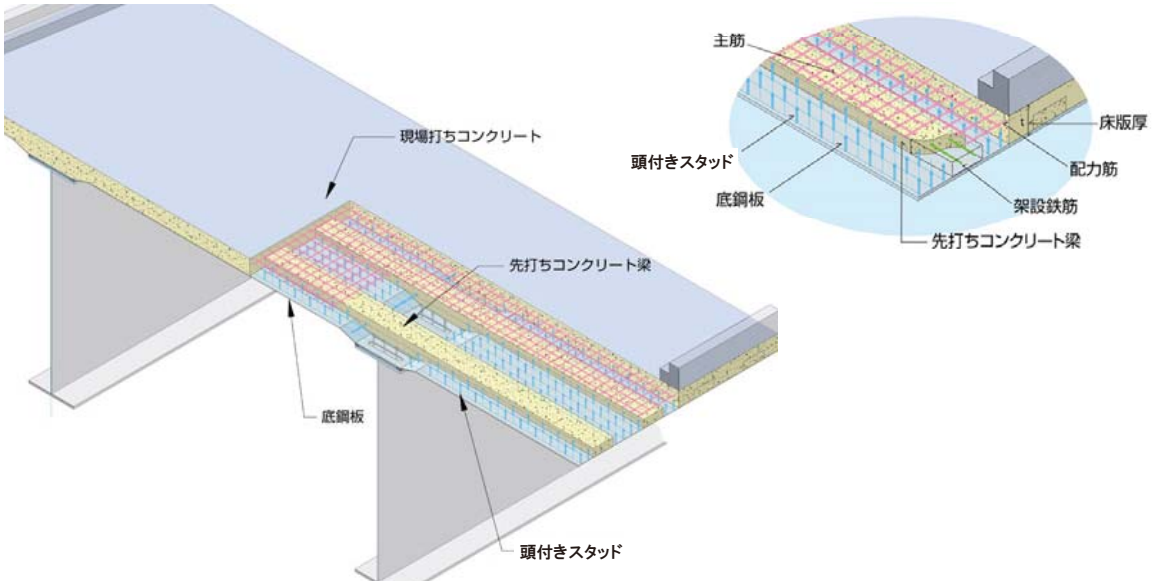


図-4.2.5.1　ダイヤスラブの断面構成要素

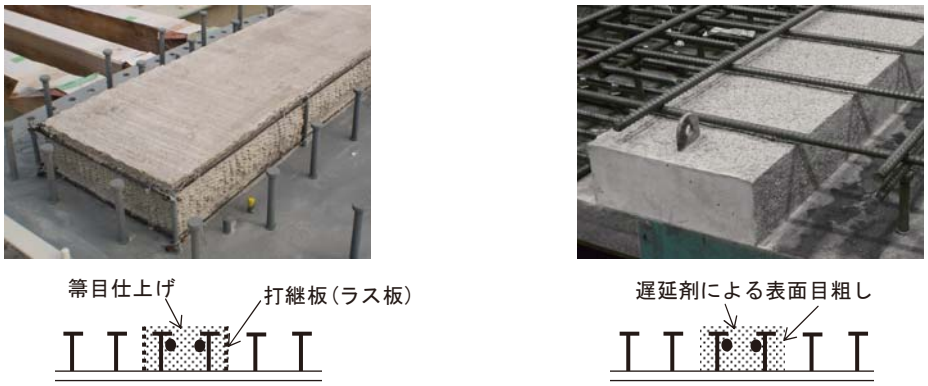
(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、底鋼板と先打ちコンクリート梁が抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、底鋼板と先打ちコンクリート梁に加え主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。先打ちコンクリート梁は合成前死荷重および施工時の荷重に対し応力が残留するため、合成後死荷重および活荷重に対する応力にこの残留応力を重ね合わせた照査を行う。

ずれ止めとなる頭付きスタッドに作用するせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式によって求め、頭付きスタッドの許容せん断強度は、回転せん断に対する打ち切り限界である 50N/mm² にて照査を行う。鋼部材の疲労強度は、底鋼板と頭付きスタッドとの溶接部において、道示に従い、疲労強度等級を E 等級として照査を行う。

(3) 輪荷重走行試験 [5-1) 5-2)]

(独)土木研究所が所有する輪荷重走行試験機にて過去に行った実験では、先打ちコンクリート梁と現場打ちコンクリートとの打継処理方法を、ラス板と呼ばれる金網を打継板に用いた方法、遅延剤による洗い出し処理を行う方法の 2 つのケースで行い、いずれの打継処理方法でも、十分な耐久性を有していることを確認している。以下、遅延剤による洗い出し処理を行う方法により検証した輪荷重走行試験結果について詳述する。



(a) ラス板と呼ばれる金網を打継板に用いた方法　　(b) 遅延剤による洗い出し処理を行う方法

図-4.2.5.2　先打ちコンクリート梁と現場打ちコンクリートとの打継処理方法

実験供試体は、幅 2,800mm×長さ 4,500mm×厚さ 208mm とし、先打ちコンクリート梁を 4 箇所設けたものである。供試体の製作においては、実施工での荷重状態を再現するため、鋼板を平置きにした状態で先打ちコンクリート梁を打設した後、架台上に搭載し現場打ちコンクリートを施工して製作した。供試体中央部には鉄筋継手方式による継手とし、底鋼板上面側に添接板を設置している。供試体の基本寸法および支持条件を図-4.2.5.3 に、供試体詳細を図-4.2.5.4 に示す。載荷荷重は初期荷重 157kN から開始し、走行 4 万回毎に荷重を 19.6kN 増加させ、最終的に走行回数 52 万回、載荷荷重 392kN 載荷を行う階段状荷重漸増載荷により行った。輪荷重走行試験の状況を写真-4.2.5.1 に示す。

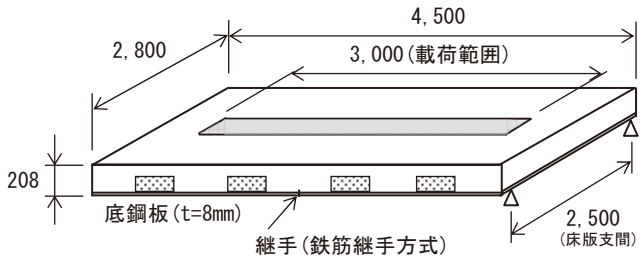


図-4.2.5.3　供試体の基本寸法と支持条件



写真-4.2.5.1　試験状況

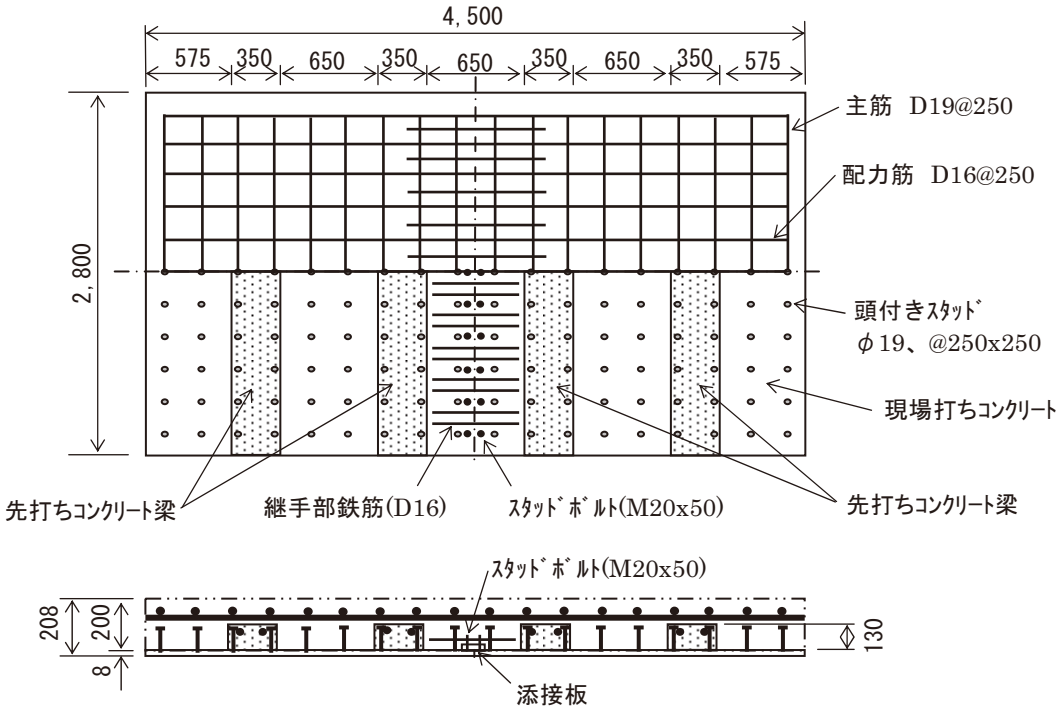


図-4.2.5.4　供試体詳細

各荷重段階での床版中央部のたわみを図-4.2.5.5 に示す。同図には、鉄筋コンクリート床板の実験値である RC8n1 の値を合わせて示す。実験においては、走行回数 42 万回でひび割れが初めて確認されたが、その後、走行回数 52 万回終了時まで、急激なひび割れ、剛性低下もなく実験が終了した。走行回数 52 万回終了時におけるたわみは、荷重載荷時で 1.968mm、除荷時で 0.648mm であった。走行回数 52 万回終了後のひび割れ状況図を図-4.2.5.6 に示す。

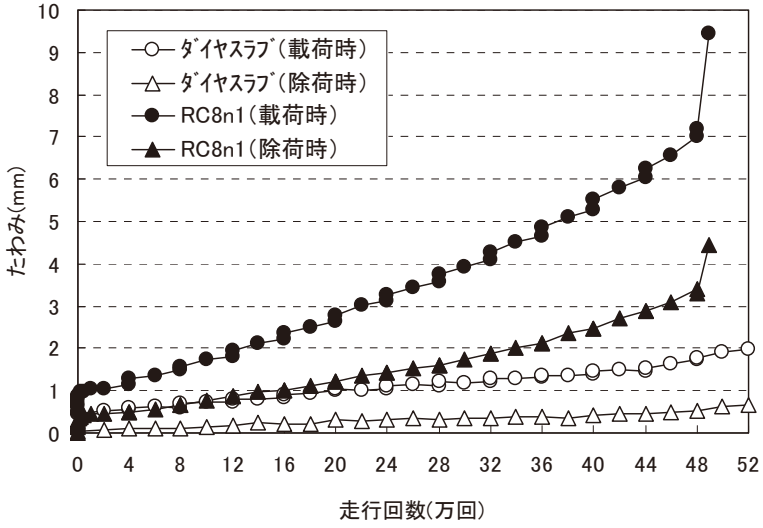


図-4.2.5.5　床版中央部のたわみ

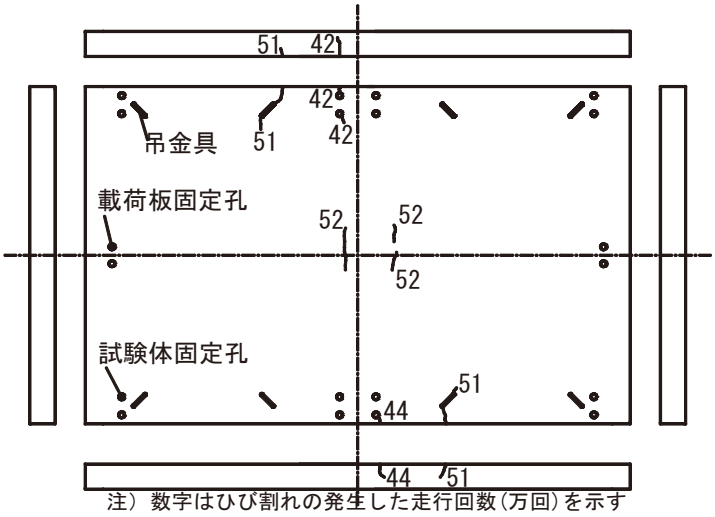
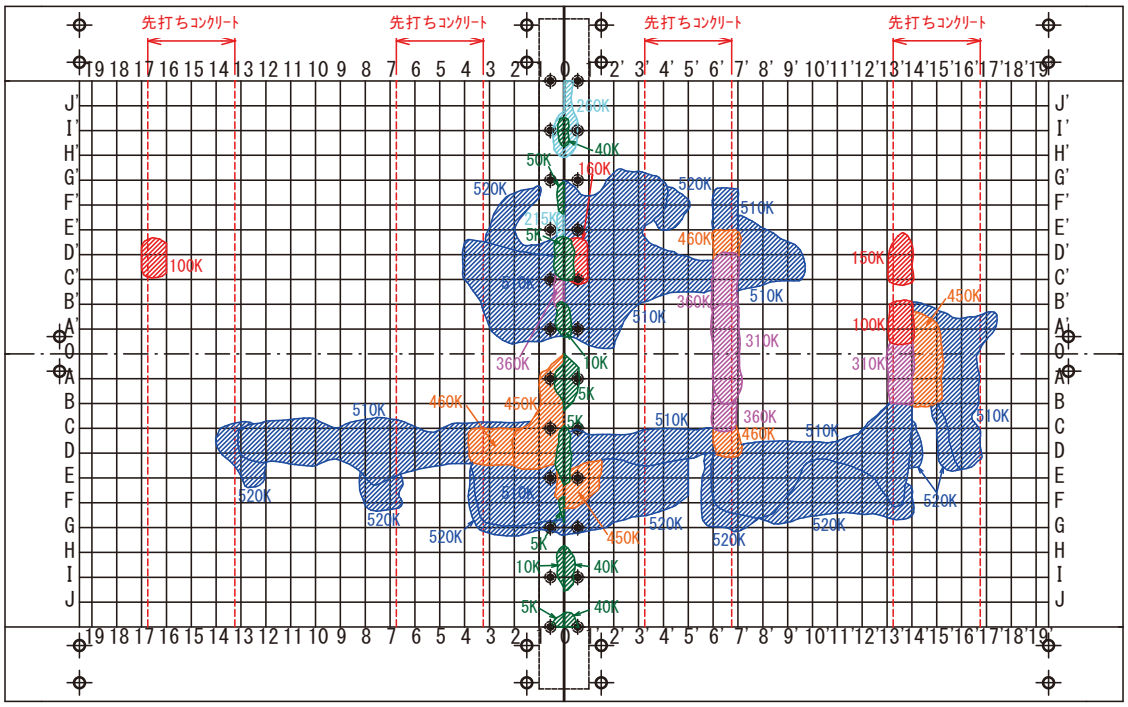


図-4.2.5.6　ひび割れ状況図

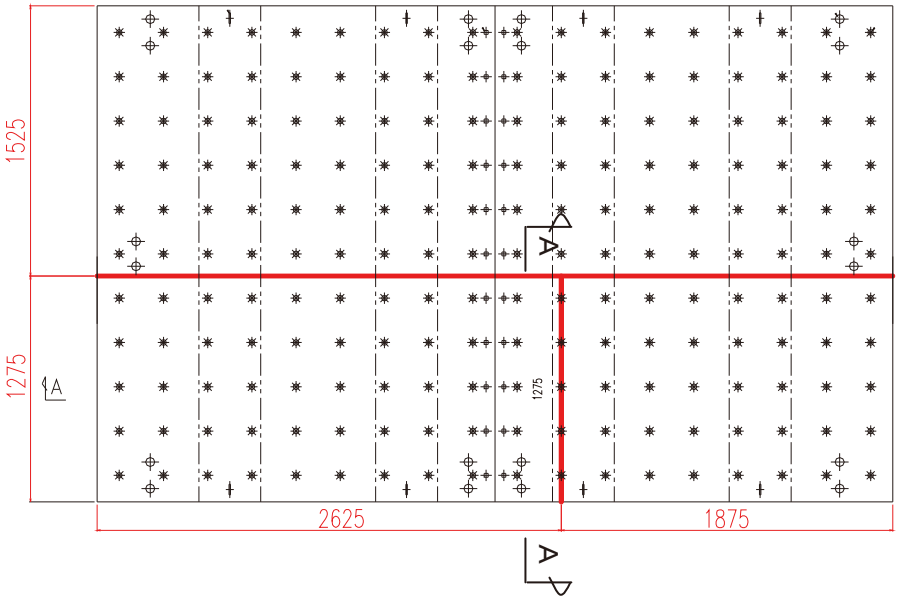
各荷重段階での走行終了毎に、底鋼板下面からたたき検査を行い、底鋼板の剥離状況を確認した。底鋼板の剥離分布を図-4.2.5.7 に示す。5 千回終了時に添接部において剥離が確認された後、走行が進むにつれ除々に剥離範囲が広がっていった。



※1　記号Kは剥離発見時の走行回数を示す。
※2◯　の内側が剥離が発生した範囲である。

図-4.2.5.7　底鋼板の剥離分布

走行試験終了後に供試体を切断し、切断面に水を散布した上で、内部のひび割れ状況を確認した。中央部の横断切断面において、底鋼板上面、頭付スタッド頭部から 0.05mm 程度の微細なひび割れが確認されたが、大きなひび割れの発生は確認できなかった。また、先打ちコンクリート部と現場打ちコンクリート部との境界部においても付着切れ等は見受けられなかった。ダイヤスラブは、底鋼板上面または頭付きスタッド頭部からひび割れが発生、進展することで曲げ剛性が低下し、床版たわみの増大につながっていくものと予想される。



(a) 切断ライン（赤線部）



(b) 切断後の供試体ブロック

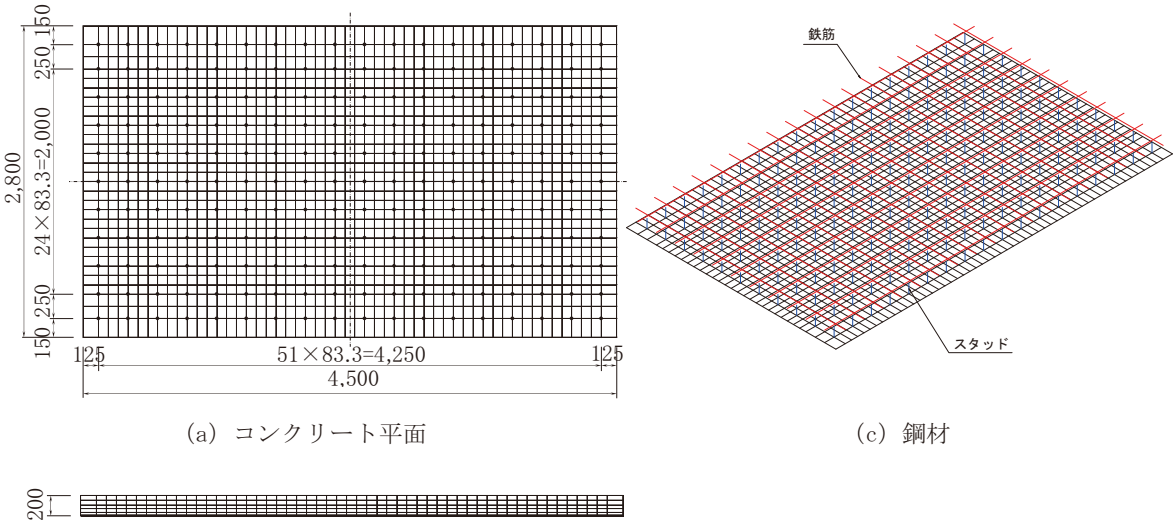


(c) ひび割れ部詳細（A－A断面）

図-4.2.5.8　切断ラインと観察写真

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、底鋼板はシェル要素、頭付きスタッドは梁要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.5.9 に示す。



(a) コンクリート平面　　(c) 鋼材

(b) コンクリート側面

図-4.2.5.9　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.5.10 に示す。鋼材、頭付きスタッド、コンクリートとの境界条件は全て剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄いソリッド要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を 1/10 に低減した。

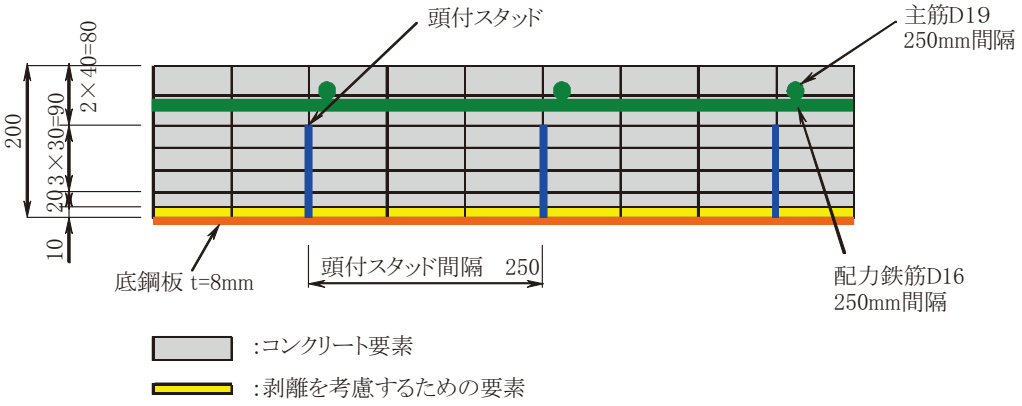


図-4.2.5.10　要素分割の部分

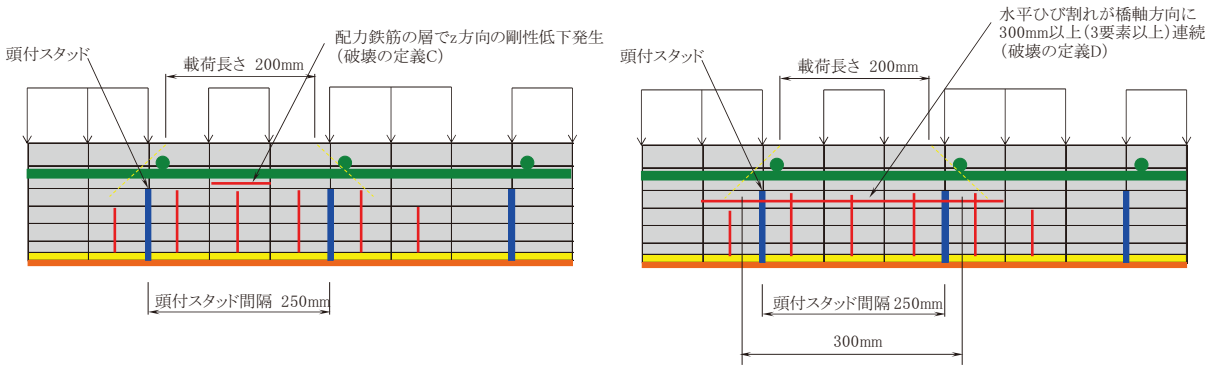
(5) ダイヤスラブの破壊の定義

ダイヤスラブの疲労限界状態（自動車荷重の繰返し載荷に対して所要の耐荷力があるとみなせる限界の状態）は、表-4.2.5.1に示す破壊の定義のいずれかで表されると想定し、各々の破壊の定義に到達する走行回数を調べた。また、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Ａ、定義Ｃとの対応も調べた。

表-4.2.5.1　ダイヤスラブの破壊の定義

工学的指標	鉄筋コンクリート床版	ダイヤスラブ	
	判定方法	判定方法	破壊形態
破壊の定義Ａ	上側配力鉄筋が引張側に応力が転換したとき。	（同左）	
破壊の定義Ｃ	上側配力鉄筋の層（上から２層目）にｚ方向の剛性低下要素が発生したとき。	（同左）	底鋼板上面からの曲げひび割れの進展による剛性低下
破壊の定義Ｄ		圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に 300㎜ 以上（3 要素）以上、連続したとき。橋軸方向には制限は設けない。	頭付きスタッド頭部近傍のひび割れが水平に繋がり、2 層化状態となる剛性低下

ダイヤスラブが破壊に至る過程は、輪荷重走行試験の結果より、底鋼板上面または頭付きスタッド頭部からひび割れが発生、進展することで曲げ剛性が低下し、破壊に至ると考えられる。底鋼板上面からのひび割れ発生、進展による破壊形態は、鉄筋コンクリート床版と同様の破壊形態となるため、破壊の定義Ｃとする。一方、頭付きスタッド頭部からのひび割れ発生、進展は、他の合成床版と同様の水平ひび割れの進展による破壊形態となるため、破壊の定義Ｄとした。



（a）破壊の定義Ｃ　　（b）破壊の定義Ｄ

図-4.2.5.11　破壊の定義

(6) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷と、一定荷重（157kN）走行載荷の 2 ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.5.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.5.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm²	42.0	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm²	2.78	0.23(σc)^2/3 土木学会	2.2	0.23(σc)^2/3 土木学会
	ヤング係数	N/mm²	32,100	材料試験値	280,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm²	14,000	Ec/2.3，道示	121,700	Ec/2.3，道示
	ポアソン比	－	0.2	道示	0.2	道示
鉄筋	ヤング係数	N/mm²	200,000	〃	200,000	〃
鉄板	ヤング係数	N/mm²	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置と解析モデルの支持条件を図-4.2.5.12 に示す。荷重は幅 500mm とし、橋軸方向には、走行長さ 3000mm の区間において 15 箇所の移動載荷とした。床版の支持条件は実験と同様に、長辺は単純支持、短辺は弾性支持とした。

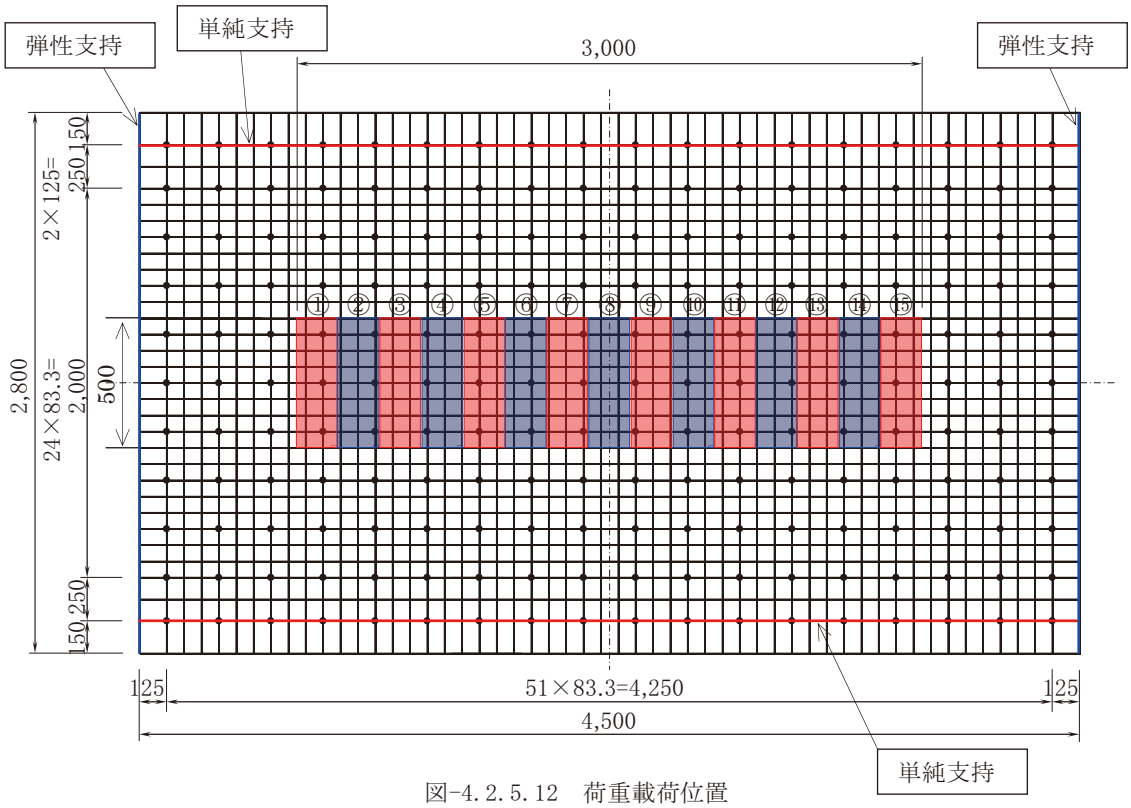
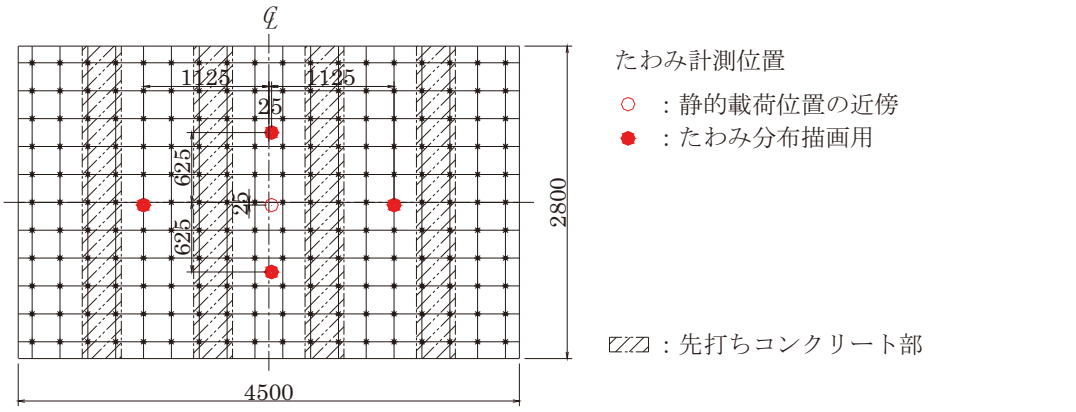


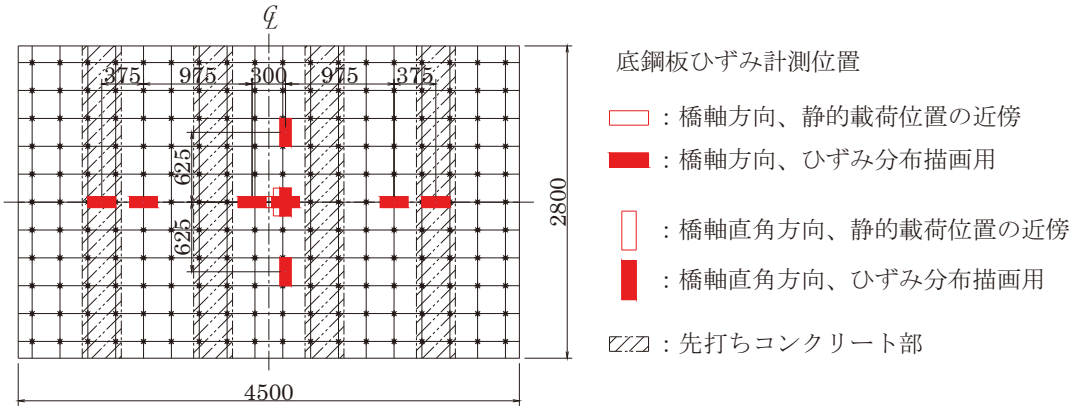
図-4.2.5.12　荷重載荷位置

(7) 解析結果と考察

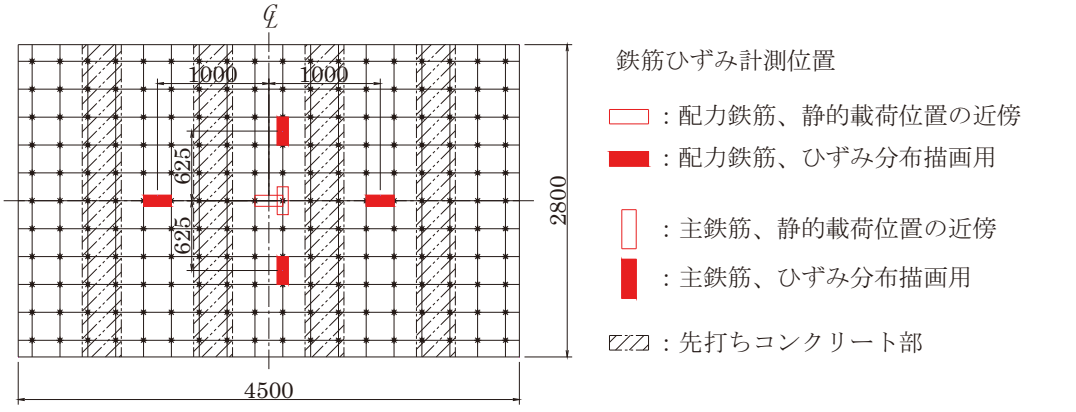
解析結果と実験結果との比較に用いる、変位およびひずみの計測位置を図-4.2.5.13 に示す。



(a) たわみの計測位置



(b) 底鋼板ひずみの計測位置



(c) 鉄筋ひずみの計測位置

図-4.2.5.13　変位およびひずみの計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.5.14 に、走行回数と床版たわみの関係を図-4.2.5.15 にそれぞれ示す。床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみである。載荷初期は実験値と解析値は概ね一致しているが、走行回数が進むにつれて実験値のたわみの増加に比べ解析値のたわみの増加が大きくなる。走行回数 52 万回終了時では、実験値が 1.32mm、解析値が 1.58mm であった。

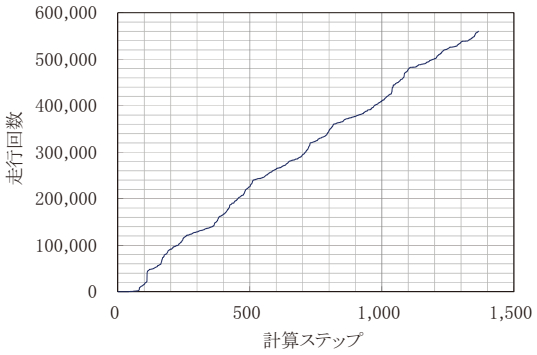


図-4.2.5.14　計算ステップと走行回数（階段載荷）

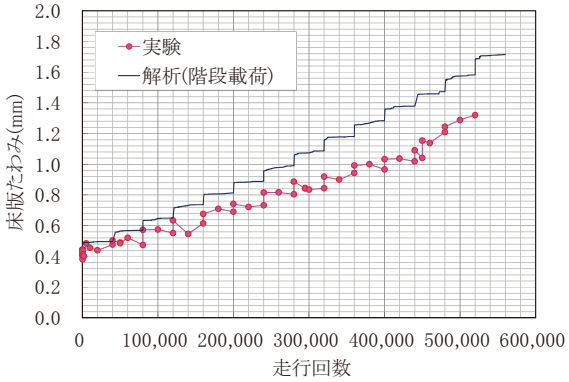
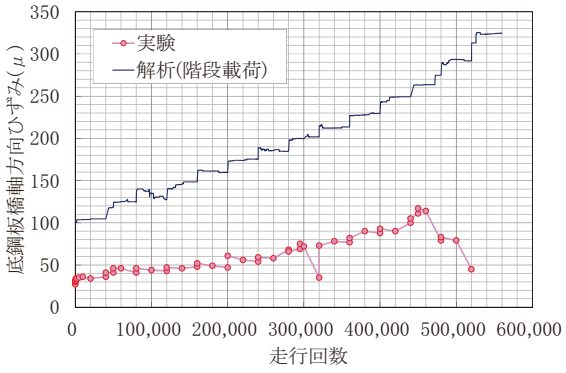


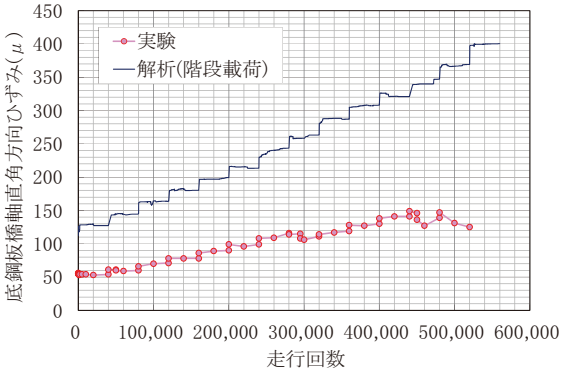
図-4.2.5.15　走行回数とたわみ（階段載荷）

走行回数とひずみの関係を図-4.2.5.16 に示す。底鋼板のひずみは初期段階から橋軸方向、橋軸直角方向とも実験値が解析値よりも小さく、荷重の増加につれ、差異が大きくなる傾向を示した。これは、解析においては、載荷初期段階から底鋼板と接触するコンクリート要素に、剥離を考慮するための要素を組み込んでいるため、実験値との差異が大きいものと考えられる。

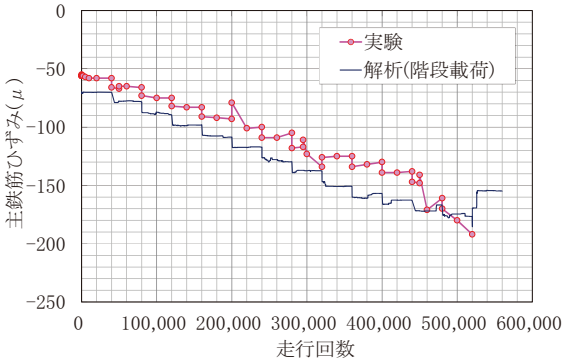
主鉄筋ひずみは、解析値が実験値よりも若干大きいが、実験値と解析値はほぼ同じ傾向を示し、比較的良く一致している。一方、配力鉄筋ひずみは、24 万回までは実験値と解析値は良く一致しているが、24 万回到達以降（24.4 万回）で、解析値が大きく変化し、圧縮から引張に転じはじめる。30 万回、47 万回でも解析値のひずみが大きく変化している。解析においては、走行回数 28 万回で、上から 3 層目（頭付きスタッドの領域）に最初の z 方向の剛性低下（水平ひび割れ）が生じた。また、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Ａ（引張側に応力が転換したとき）に相当する走行回数は 30 万回、破壊の定義Ｃに相当する走行回数は、上側配力鉄筋が含まれる上から 2 層目の z 方向の剛性低下から 48 万回であった。尚、実験においては、32 万回で配力筋ひずみが急変するが、その後は再び単調増加傾向を示すことから、荷重載荷レベルを変化させた際に、一時的にひずみが急変したものと考えられる。



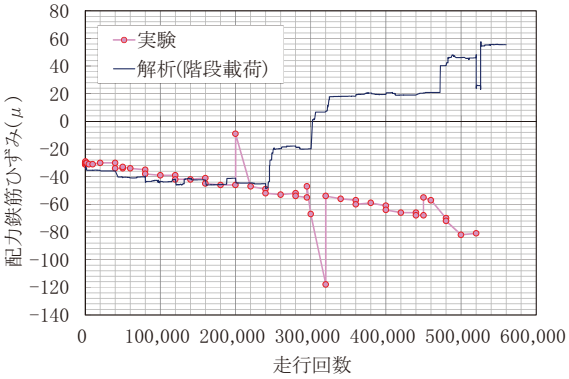
(a) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(b) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



(c) 主鉄筋ひずみ



(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.5.16　走行回数とひずみ（階段載荷）

たわみ分布を図-4.2.5.17 に示す。橋軸方向、橋軸直角方向とも目立った不連続はなく、解析値と実験値のぞれぞれの分布形状も似たものとなっている。

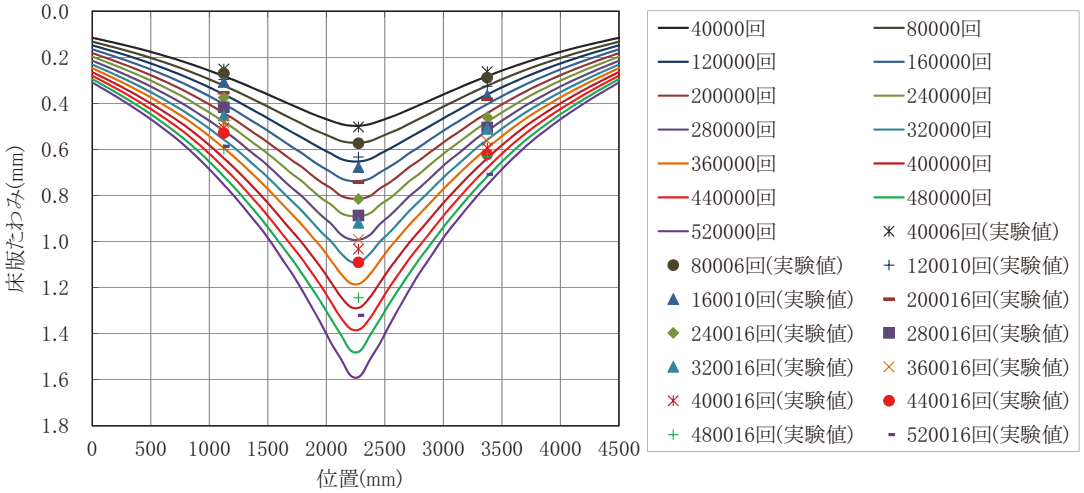
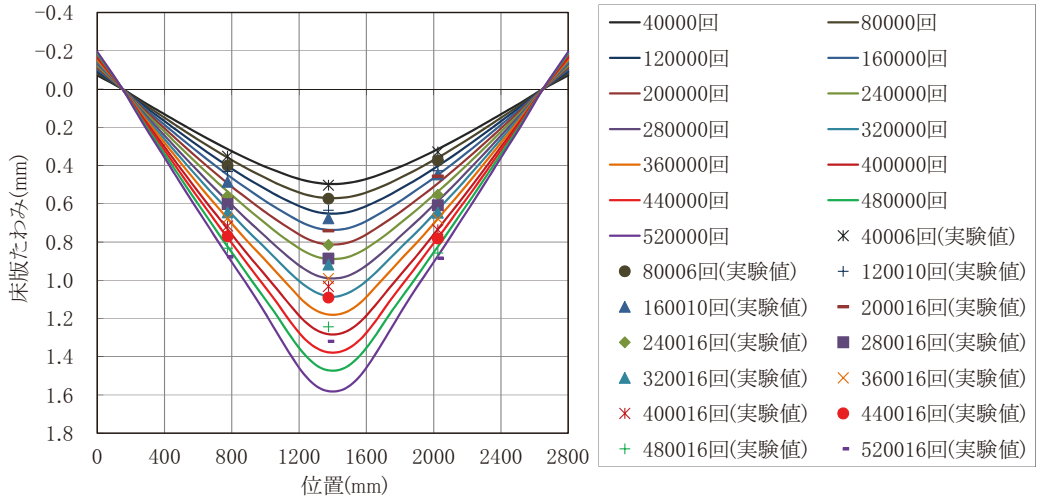


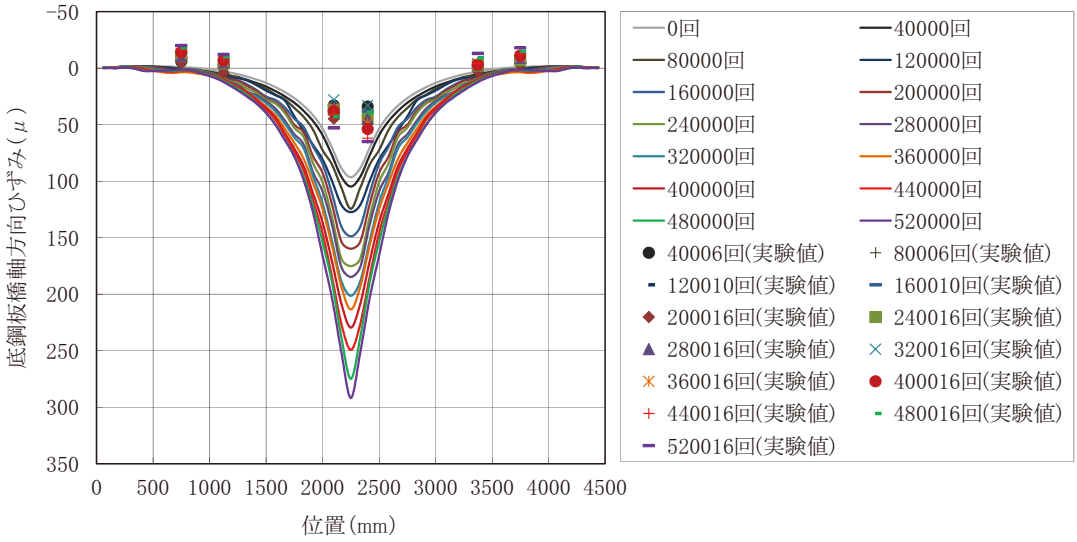
図-4.2.5.17（a）　たわみ分布（階段載荷）



(b) 橋軸直角方向

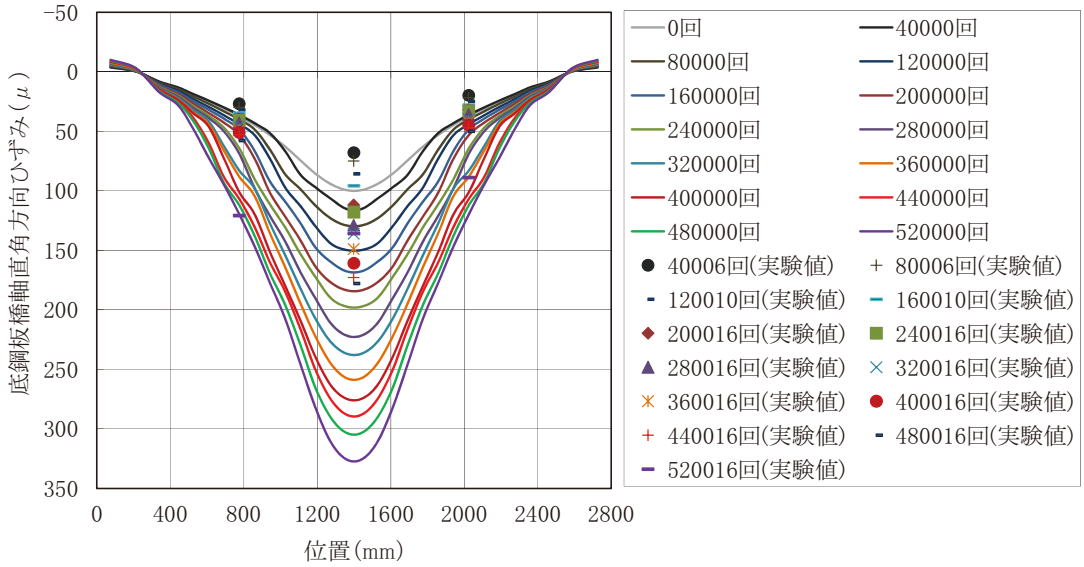
図-4.2.5.17 (b)　たわみ分布（階段載荷）

底鋼板のひずみ分布を図-4.2.5.18 に示す。実験では供試体中央部に継手を設け、底鋼板上面側に添接板を設置しているが、解析では、底鋼板の継手や添接板はモデル化していない。ひずみの実験値は解析値と比べて小さい。橋軸方向、橋軸直角方向とも目立った不連続はなく、載荷に応じて、ひずみは漸増増加するが、載荷終了まで大きな変化は見られない。



(a) 橋軸方向

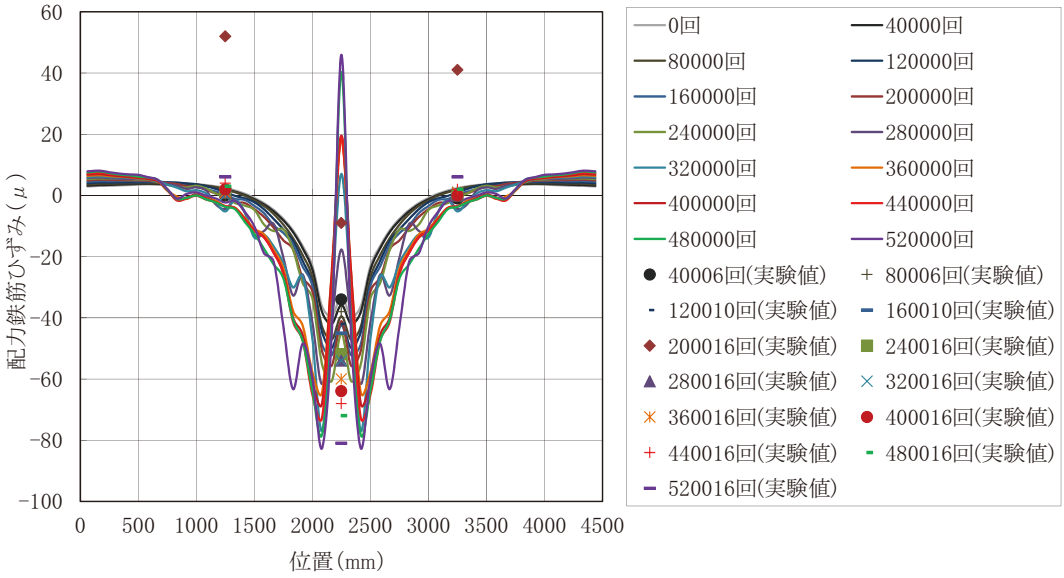
図-4.2.5.18 (a)　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）



(b) 橋軸直角方向

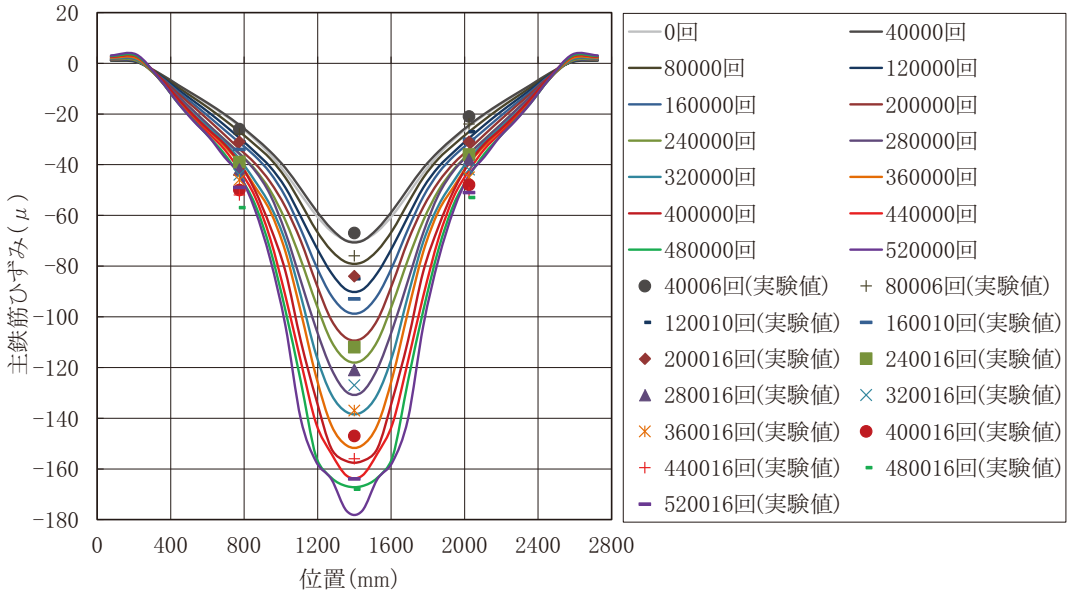
図-4.2.5.18 (b)　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.5.19 に示す。実験においては、載荷に応じて、配力鉄筋、主鉄筋ともひずみは圧縮側に増加していくが、解析では、配力鉄筋の中央のひずみが引張側に変化していき、走行回数 28 万回から 30 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義A）の間で引張側となった。



(a) 配力鉄筋

図-4.2.5.19 (a)　鉄筋ひずみ分布（階段載荷）



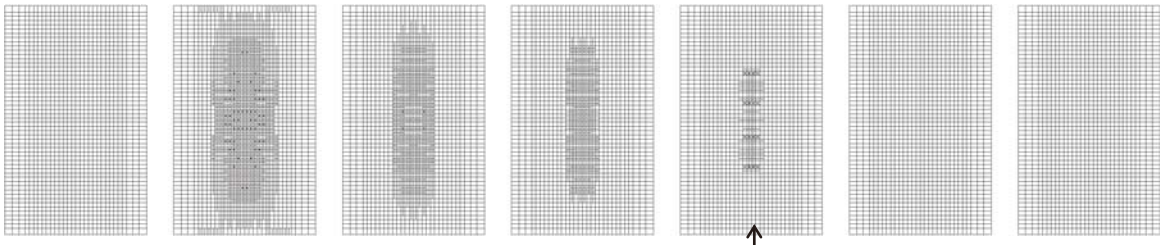
(b) 主鉄筋

図-4.2.5.19 (b)　鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

【剛性低下要素分布（階段載荷）】

剛性低下要素分布を図-4.2.5.20 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。頭付きスタッド頭部より上方のかぶりコンクリート部分は、最上層（右端）と上から 2 層目（右から 2 番目）である。水平ひび割れの発生（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 28 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Cに相当）で上から 3 層目（頭付きスタッド頭部より下方）であった。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300 ㎜以上の長さで連続するのは走行回数 40 万回で、水平ひび割れの長さは 416.5 ㎜（5 要素分）であった。その後、水平ひび割れは上から 2 層目にも進展するが、階段載荷の 52 万回までの載荷では最上層で剛性低下は発生しなかった。

1) 走行回数 280,000 回（648 ステップ）

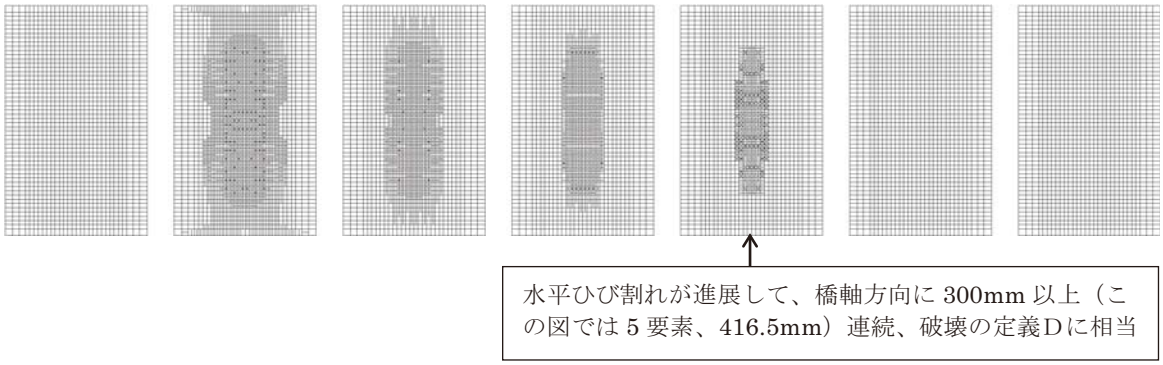


300,000 回（713 ステップ）で配力鉄筋の応力が引張側に転換
（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Aに相当）

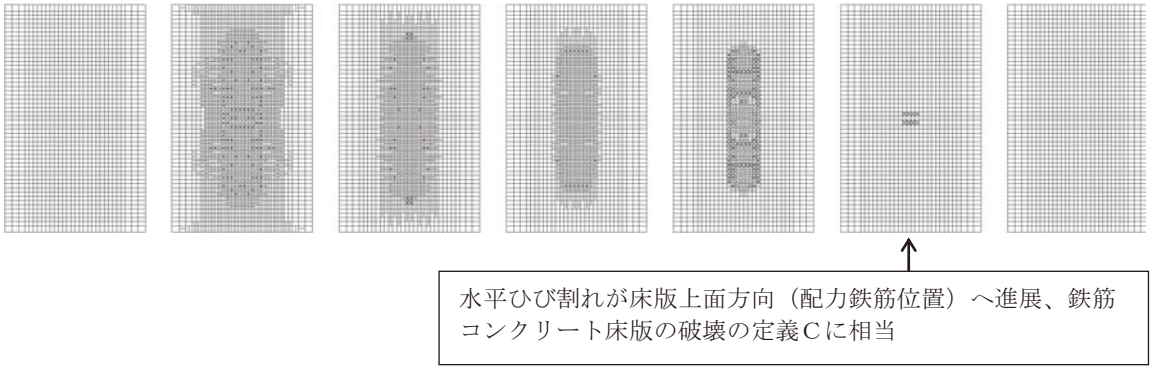
水平ひび割れの発生（頭付きスタッド頭部より下方の要素）

図-4.2.5.20 (a) 剛性低下要素分布（階段載荷）

2) 走行回数 400,000 回（971 ステップ）



3) 走行回数 480,000 回（1103 ステップ）



4) 走行回数 520,000 回（1236 ステップ）

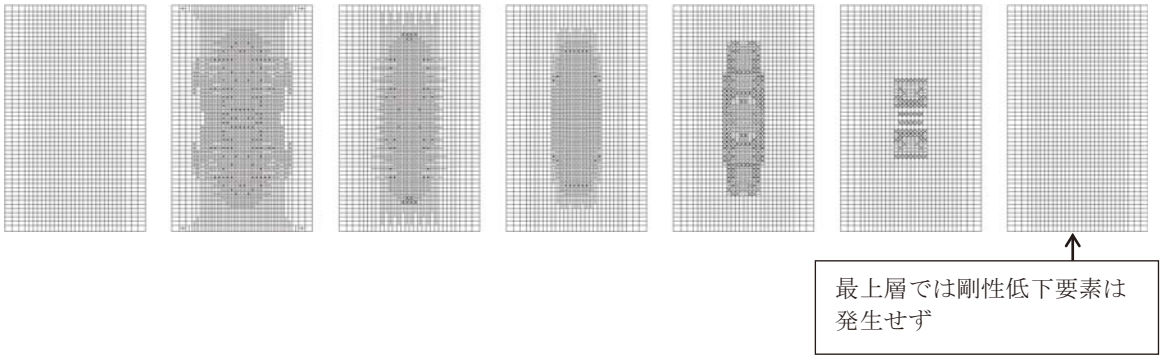
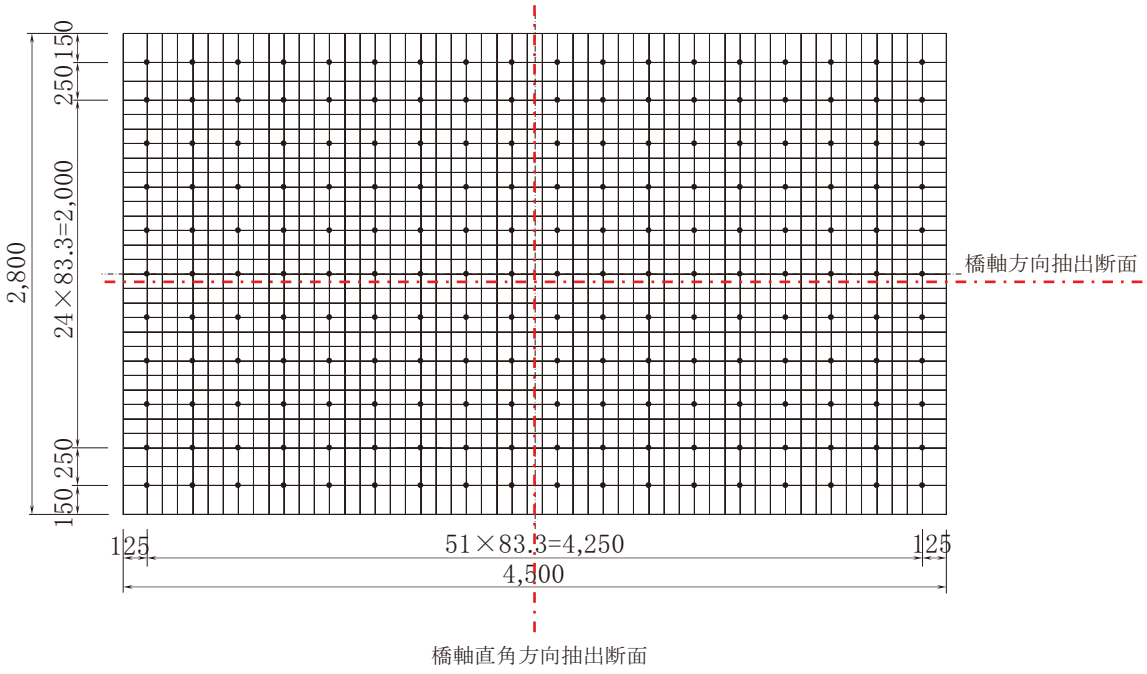
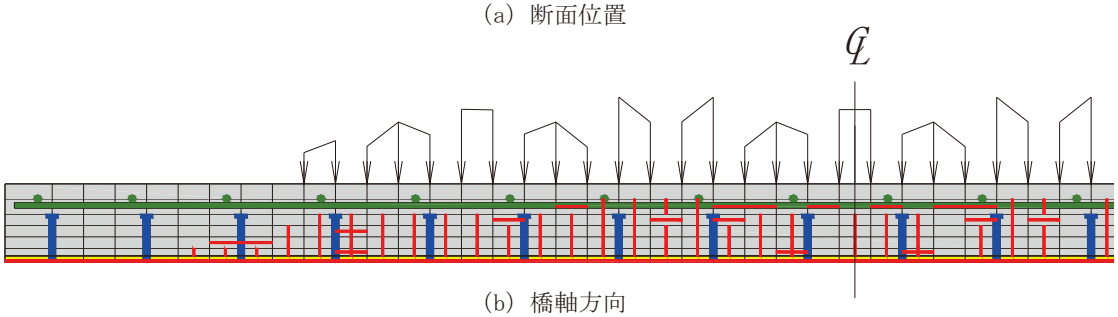


図-4.2.5.20（b）剛性低下要素分布（階段載荷）

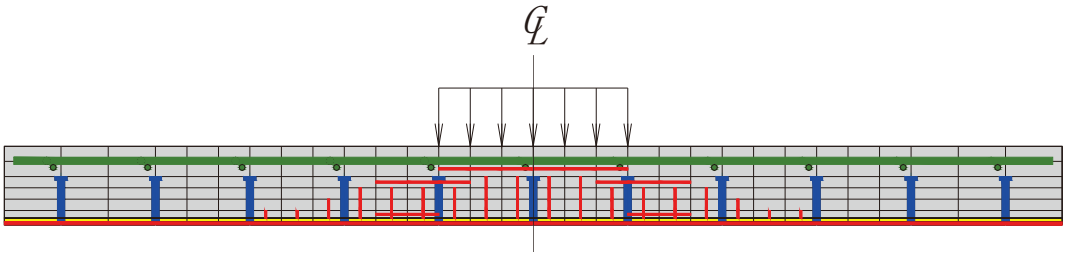
走行回数 52 万回の解析におけるひび割れ分布を図-4.2.5.21 に示す。実験では床版下面側の曲げひび割れは僅かしか発生していないが、解析では多くの要素で曲げひび割れが発生している。また、解析においては、荷重の増加に伴い、頭付きスタッド頭部から水平ひび割れの発生も見られる。



(a) 断面位置

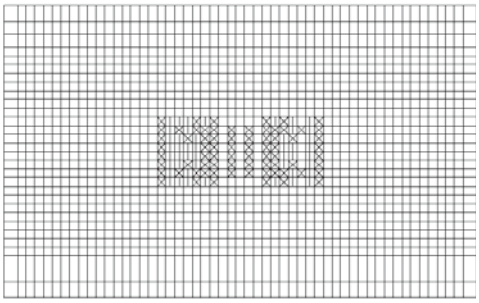


(b) 橋軸方向

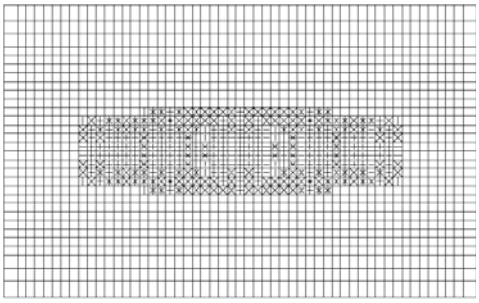


(c) 橋軸直角方向

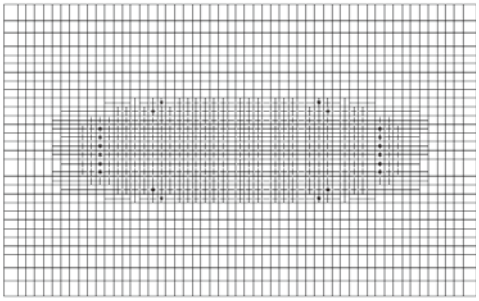
図-4.2.5.21　ひび割れ分布図（解析結果）（階段載荷、走行回数 52 万回）



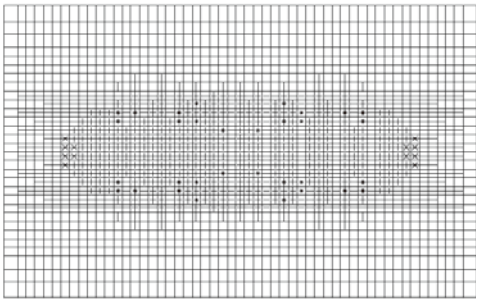
上から 2 層目



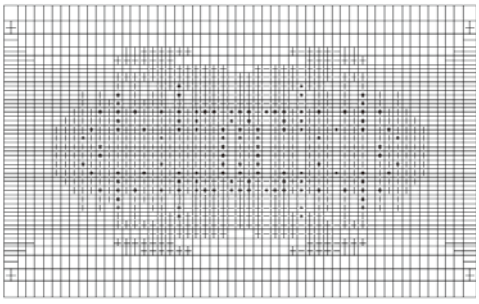
上から 3 層目



上から 4 層目



上から 5 層目



上から 6 層目

（参考図）図-4. 2. 5. 20 の部分（上から 2, 3, 4, 5, 6 層の剛性低下要素分布、走行回数 52 万回）

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

一定載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.5.22 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.5.23 にそれぞれ示す。計算ステップ 2000 の走行回数 5,760 万回まで解析を行った。床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみである。以降の図中の実験値は階段載荷の走行回数を疲労損傷度が等価となる一定荷重の走行回数に置換したものである。実際には、一定荷重走行載荷時の実験値があるわけではないので参考値とした。たわみは、載荷初期段階において、実験値が約 0.45mm に対し、解析値は 0.55mm と 0.1mm の差異がある。走行回数が増えると、解析値は漸増をはじめるが、実験値でのたわみの増加は僅かである。

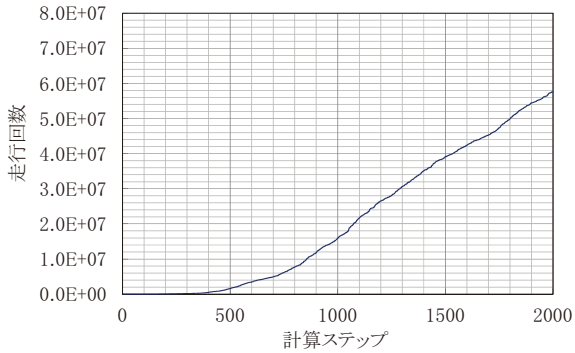
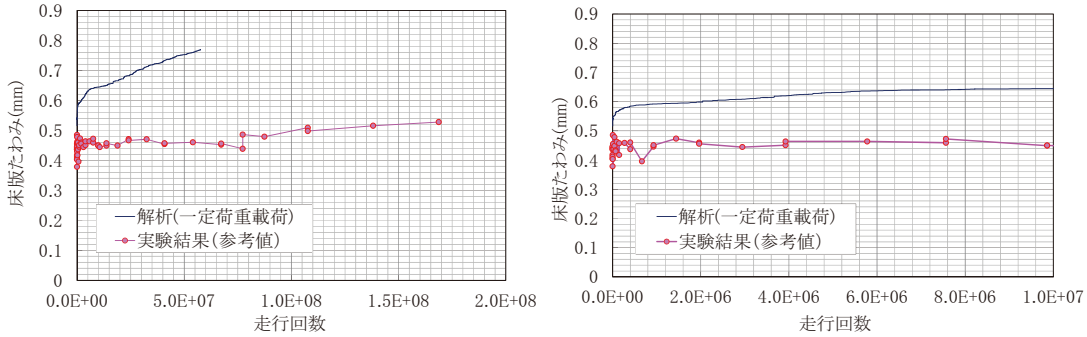


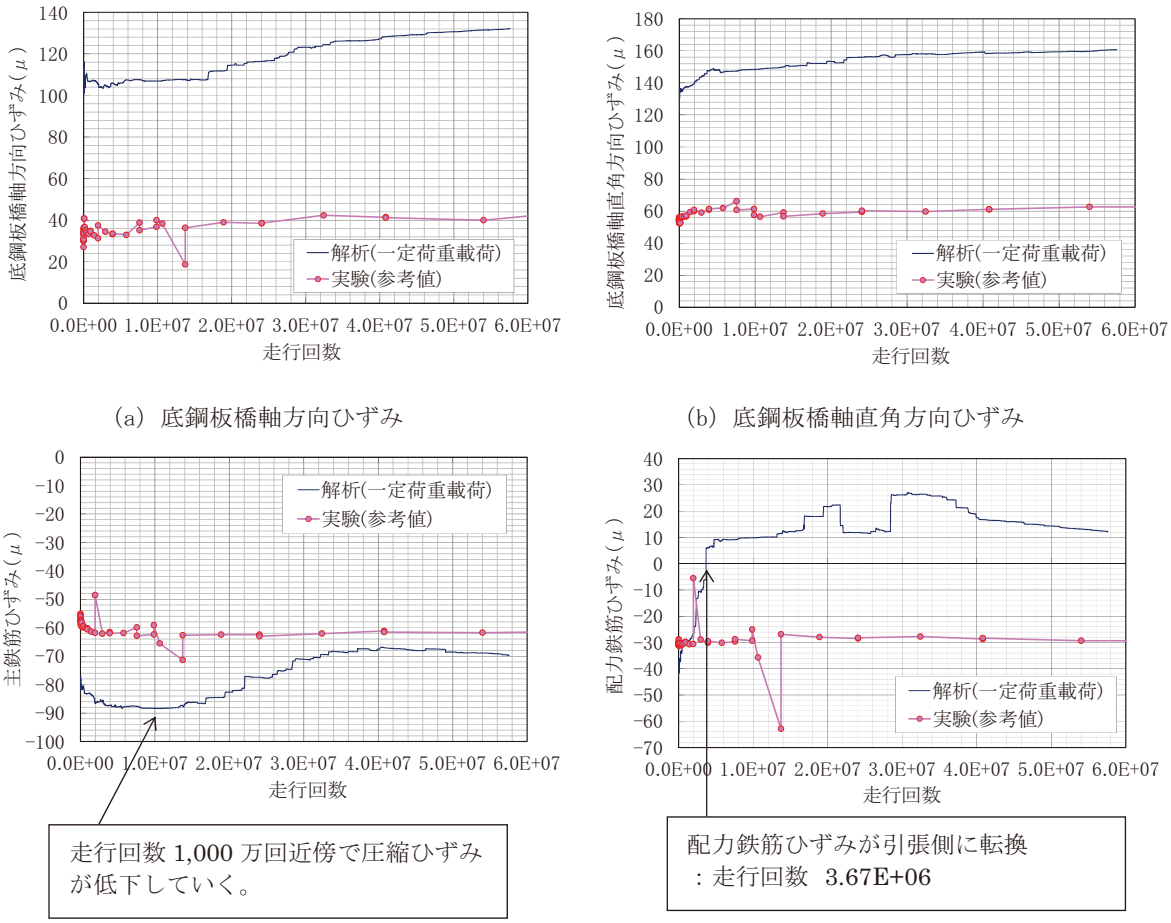
図-4.2.5.22　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



（a）全体　　（b）部分

図-4.2.5.23　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

走行回数とひずみの関係を図-4.2.5.24 に示す。解析においては、走行回数が増えると底鋼板のひずみは、橋軸方向、橋軸直角方向とも漸増していくが、実験では橋軸方向は 40×10^{-6}、橋軸直角方向は 60×10^{-6} 程度の値から僅かにひずみが増大する程度である。また、橋軸方向、橋軸直角方向とも解析値に対し実験値は、ひずみが約 80×10^{-6} 小さい。主鉄筋ひずみは、解析においては約 80×10^{-6} を初期ひずみとし圧縮側に漸増増加していくが、走行回数 1,000 万回近傍で圧縮ひずみが増加しなくなり、その後、低下していく。配力鉄筋ひずみは、約 40×10^{-6} を初期ひずみとして、増加していくが、走行回数 50 万回を超えた段階で急激にひずみが圧縮から引張に転じ始め、走行回数 367 万回で引張側に転換する。

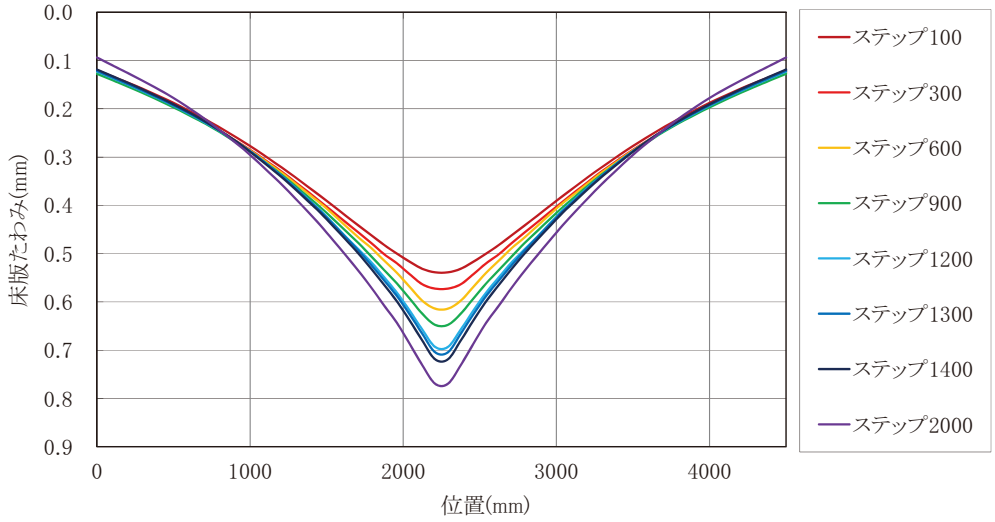


(a) 底鋼板橋軸方向ひずみ　(b) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ

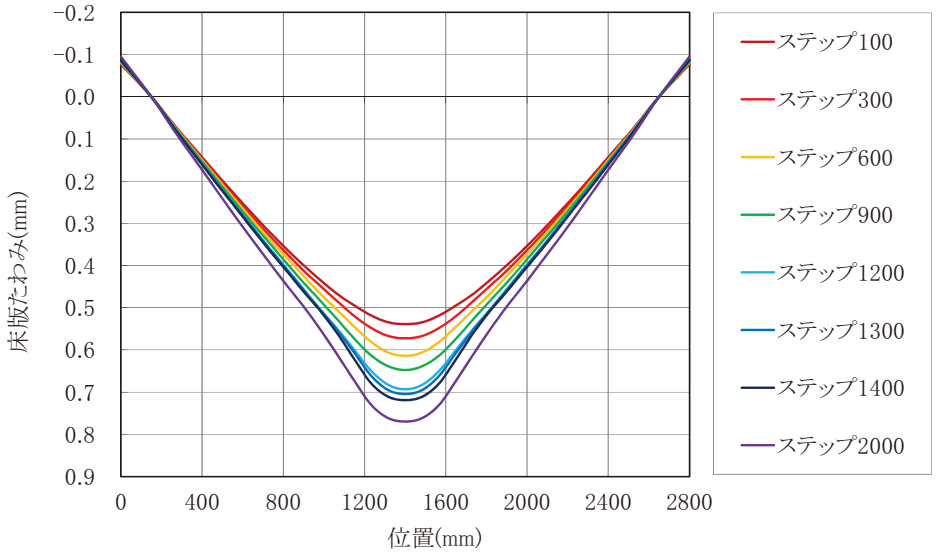
(c) 主鉄筋ひずみ　(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.5.24　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

たわみ分布を図-4.2.5.25 に示す。走行回数の増分に伴ってたわみは増加するが、橋軸方向、橋軸直角方向とも目立った不連続は見られない。



（a）橋軸方向



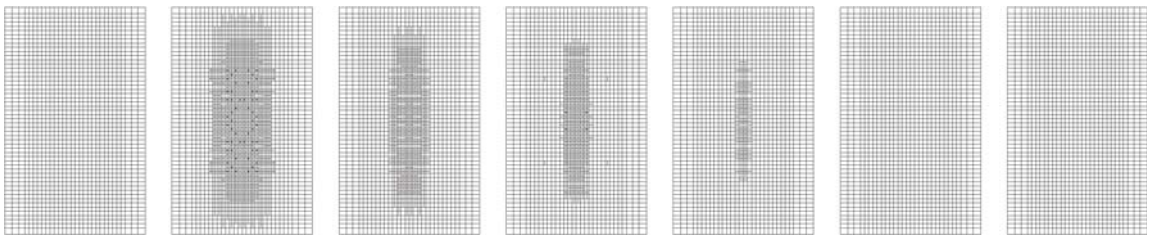
（b）橋軸直角方向

図-4.2.5.25　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）】

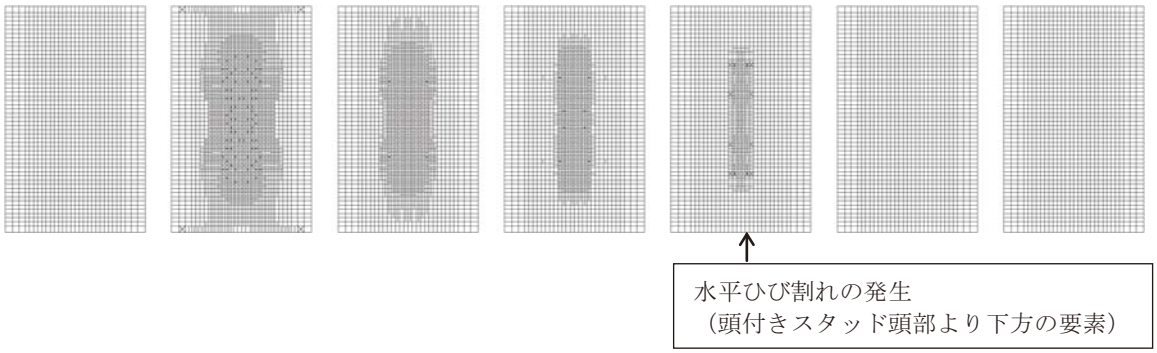
剛性低下要素分布を図-4.2.5.26 に示す。図の配置およびひび割れ記号の凡例は階段載荷と同様である。水平ひび割れの発生（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 1,180 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Cに相当）であった。水平ひび割れの発生は、走行回数 2,660 万回で上から 2 層目にも発生した。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300 ㎜以上の長さで連続するのは走行回数 3,070 万回で水平ひび割れの長さは 333.2 ㎜（4 要素分）であった。走行回数 3,510 万回では z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。

1) ステップ 600（走行回数 3.46×10^{6} 回）

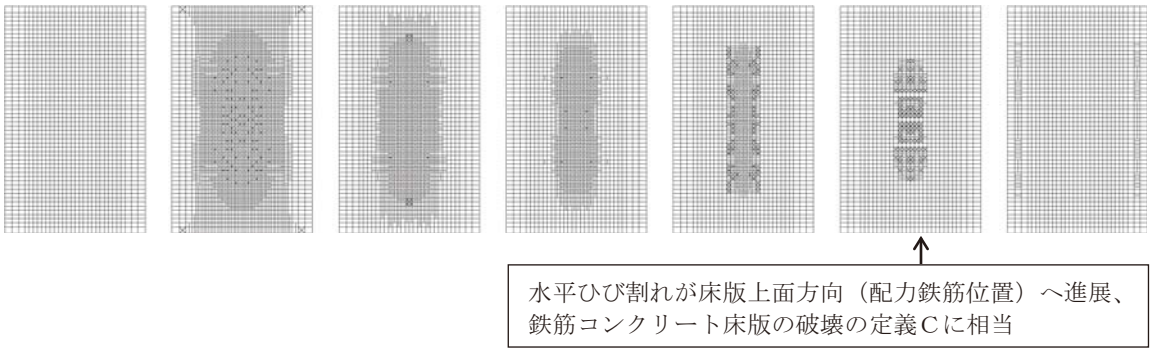


ステップ 610（走行回数 3.67×10^{6} 回）で配力鉄筋の応力が引張側に転換
（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Aに相当）

2) ステップ 900（走行回数 1.18×10^{7} 回）



3) ステップ 1200（走行回数 2.66×10^{7} 回）



4) ステップ 1300（走行回数 3.07×10^{7} 回）

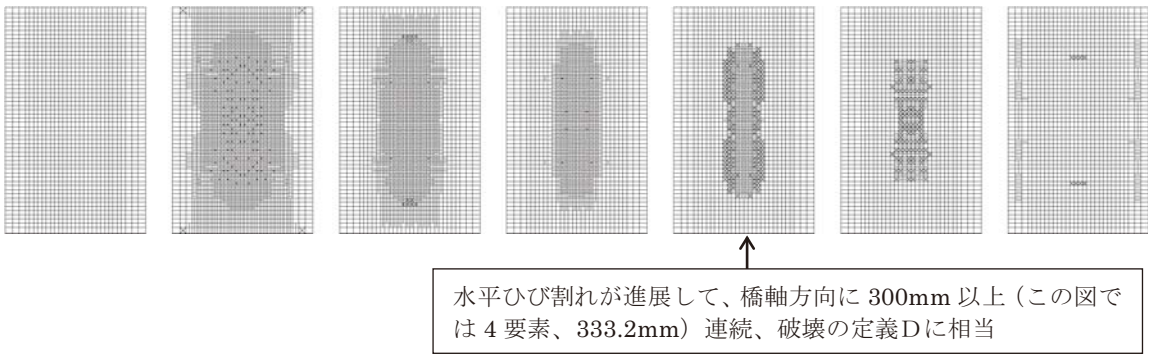
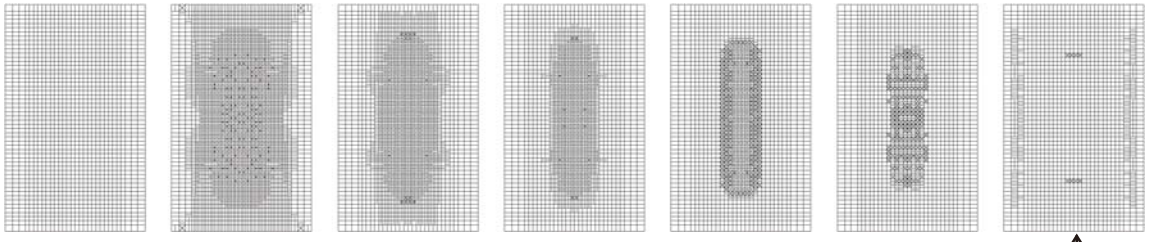


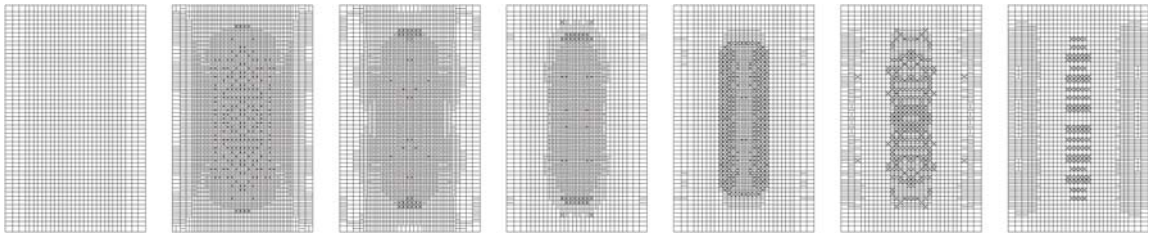
図-4.2.5.26（a）剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

5)ステップ 1400（走行回数 3.51×10^7 回）



載荷位置直下で z 方向の剛性低下要素が最上層で発生

6)ステップ 2000（走行回数 5.76×10^7 回）



凡例

― ： X方向面破壊	╳ ： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
｜ ： Y方向面破壊	╳ ： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.5.26（b）剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(8) まとめ

ダイヤスラブの疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

・(独)土木研究所が所有する輪荷重走行試験機にて過去に行った実験では、底鋼板上面、頭付きスタッド頭部から僅かながらひび割れの発生が確認できている。本解析において、走行回数が増えるにつれて生じる剛性低下要素の範囲の拡がり、ひび割れ性状は、実験を模擬的に表現できていると考えられ、ダイヤスラブの疲労限界状態（自動車荷重の繰返し載荷に対して所要の耐荷力があるとみなせる限界の状態）は、底鋼板上面または頭付きスタッド頭部からのひび割れが進展することで曲げ剛性が低下した時点であると考えられる。

・ダイヤスラブの底鋼板上面からのひび割れ発生、進展による破壊形態は、鉄筋コンクリート床版の破壊形態と同様、破壊の定義Cとした。一方、頭付きスタッド頭部からのひび割れ発生、進展は、他の合成床版と同様、水平ひび割れの進展による破壊形態となるため、破壊の定義Dとした。

・階段載荷ケースでは、実験と同様、載荷終了までたわみの急増は見られなかった。水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義Dの状態は走行回数 40 万回であった。圧縮側コンクリートの水平ひび割れの発生は、解析が走行回数 28 万回、鉄筋コンクリート床版

の破壊の定義Aに相当する走行回数は 30 万回、破壊の定義Cに相当する走行回数は 48 万回であった。

・階段載荷ケースにおいて、配力鉄筋ひずみは、走行回数 24 万回到達以降で、解析値が大きく変化し、圧縮側から引張側にひずみが転換し始めるが、はじめて水平ひび割れの発生が見られるのは 28 万回であり、解析において、配力鉄筋ひずみの変化と水平ひび割れの発生は、対応していることがわかる。

・一定荷重走行載荷では、水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義Dの状態は走行回数 3,070 万回の間であった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Aに相当する走行回数は 367 万回、破壊の定義Cに相当する走行回数は 2,660 万回であった。また、3,510 万回で z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。

・階段載荷ケースでは、破壊の定義Dの状態となる走行回数が破壊の定義Cの状態となる走行回数よりも早かったが、一定荷重走行載荷では、破壊の定義Cの状態となる走行回数の方が早くなっており、輪荷重の大きさの違いにより、疲労破壊形態（剛性低下要素の拡がり方）が異なるものと推測される。

・コンクリートの被害則のべき指数を 8 として、ダイヤスラブの一定荷重走行載荷に対する疲労寿命を比較すると、平成 8 年道示で設計された鉄筋コンクリート床版（RC8n1）の破壊の定義Aの走行回数は 704 万回であるのに対し、ダイヤスラブの破壊の定義C、定義Dのうち最小の走行回数は、破壊の定義C（2,660 万回）であり、鉄筋コンクリート床版の 3.78 倍であった。

4.2.6　ＴＲＣ床版

(1) 工法の概要

TRC 床版は、トラス鉄筋を使用した鋼コンクリートの合成床版である。トラス鉄筋は 1 本の上弦材と 2 本の下弦材および 2 本の斜材で構成される立体形状の部材である。

トラス鉄筋と鋼板は溶接で接合されており、コンクリートと鋼板パネルはトラス鉄筋により一体化される。主鉄筋・配力鉄筋は、工場で組み立てられたトラス鉄筋と鋼板からなる鋼板パネルを主桁上に敷設した後、トラス鉄筋上に配置する。その後、コンクリート打設して完成する。主要部材は鉄筋部材で構成されている点が構造の特性である。

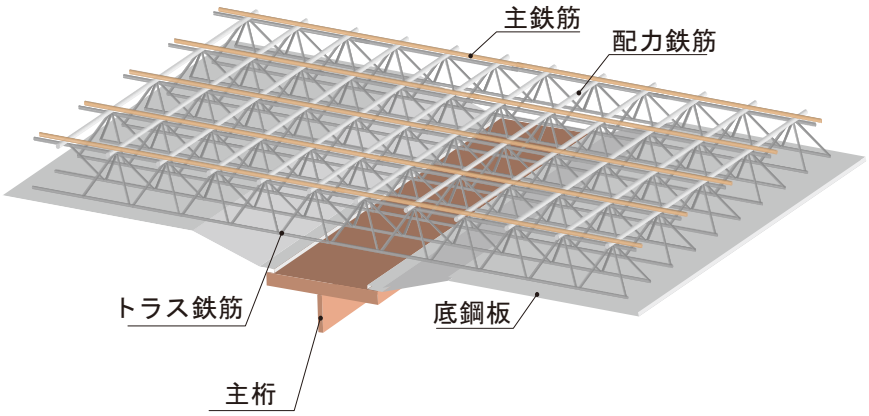


図-4.2.6.1　TRC 床版工法の断面構成要素

(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、底鋼板と主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。

トラス鉄筋と底鋼板の接合部は、鋼板パネルと鉄筋コンクリートが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PARTB 合成構造物の式に基づき算出し，許容応力度は疲労強度の打切り限界とする。

鋼部材の疲労強度は、トラス鉄筋と底鋼板との断続溶接部について、要素試験により検証している。疲労強度等級は、要素試験結果から橋軸方向（溶接直角方向）応力に対しては E 等級、橋軸直角方向（溶接方向）応力に対しては E 等級としている。



(a) 主鉄筋方向断面　　(b) 配力鉄筋筋方向断面

図-4.2.6.2　設計上の合成後有効断面

(3) 輪荷重走行試験

実験供試体は床版厚を 206mm とし疲労耐久性の確認を行っている。コンクリートの仕様は呼び強度 30N/mm² である。供試体の形状寸法を図-4.2.6.3 に示す。底鋼板の板厚を 6mm とし、供試体の中央部に継手を設置した。供試体の鋼板パネルの部材諸元を表-4.2.6.1 に、コンクリート材料の仕様および材料試験結果を表-4.2.6.2 に示す。

供試体の支持条件は、支間 2.5m の単純支持で橋軸方向の端部は横桁による弾性支持とした。載荷荷重は図-4.2.6.4 に示す階段載荷とした。試験開始時の荷重は 157kN とし、走行回数 4 万回毎に荷重を順次約 20kN ずつ上昇させる階段載荷方式であり最終荷重は 392kN、走行回数は 52 万回とした。

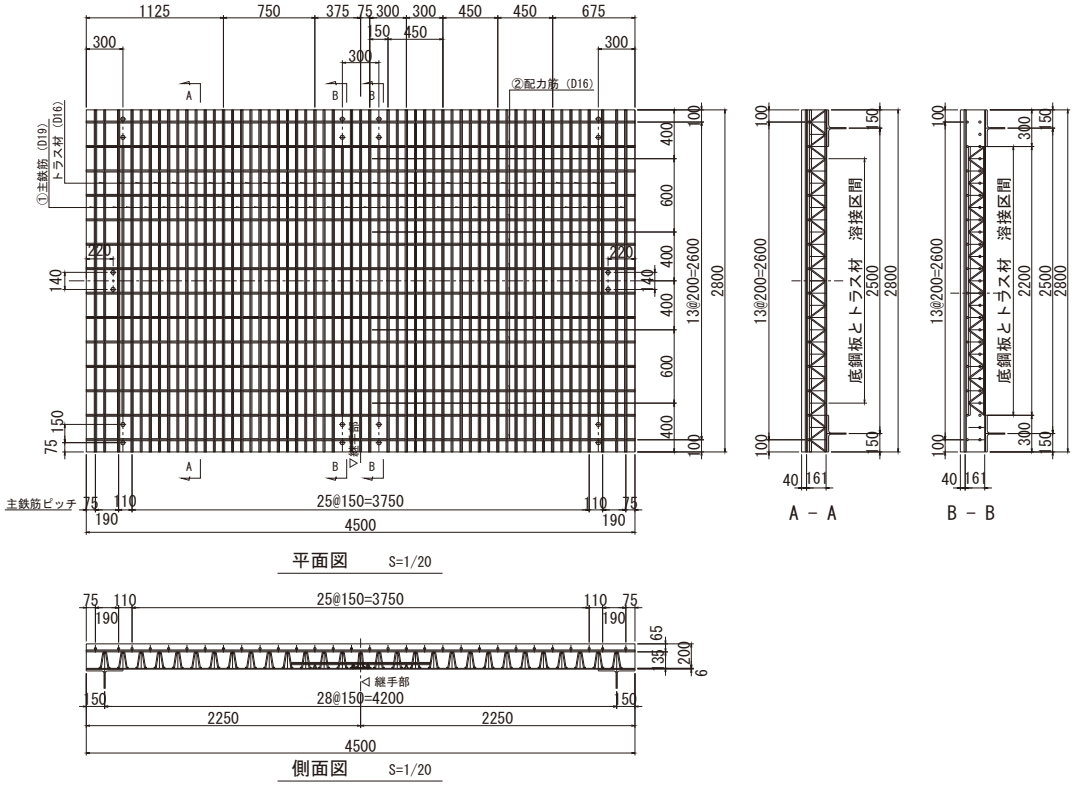


図-4.2.6.3 供試体の形状寸法

表-4.2.6.1 鋼板パネルの部材諸元

部材	寸法	材質
トラス鉄筋	D16-Φ8-D10	SD295A
底鋼板	6mm	SS400

表-4.2.6.2 コンクリートの材料諸

	設計条件
圧縮強度	σck=30N/mm2
スランプ	8cm
空気量	4.50%
セメントの種類	普通セメント
最大骨材寸法	20mm

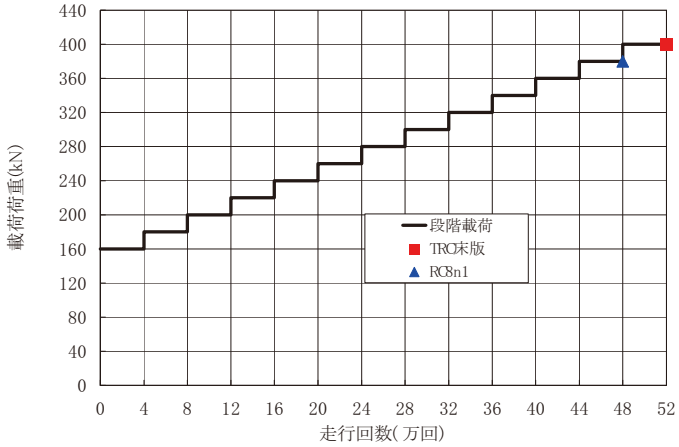


図-4.2.6.4　載荷荷重

試験結果として、試験体中央のたわみと走行回数の関係を図-4.2.6.5 に示す。図には、RC8n1（1996 年(平成 8 年)道示に準じて作成されたコンクリート厚 250mm の鉄筋コンクリート床版試験体）を比較のため併記した。ＴＲＣ床版は荷重 392kN(40tf)、走行回数 52 万回に至るまで、たわみの急激な変化は認められず、弾性たわみおよび試験体の剛性はほぼ一定であった。

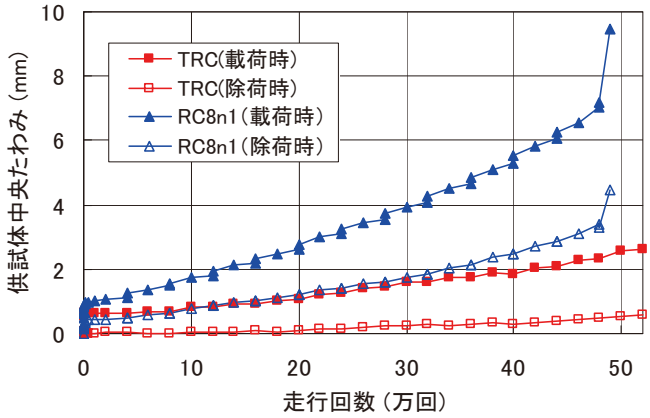
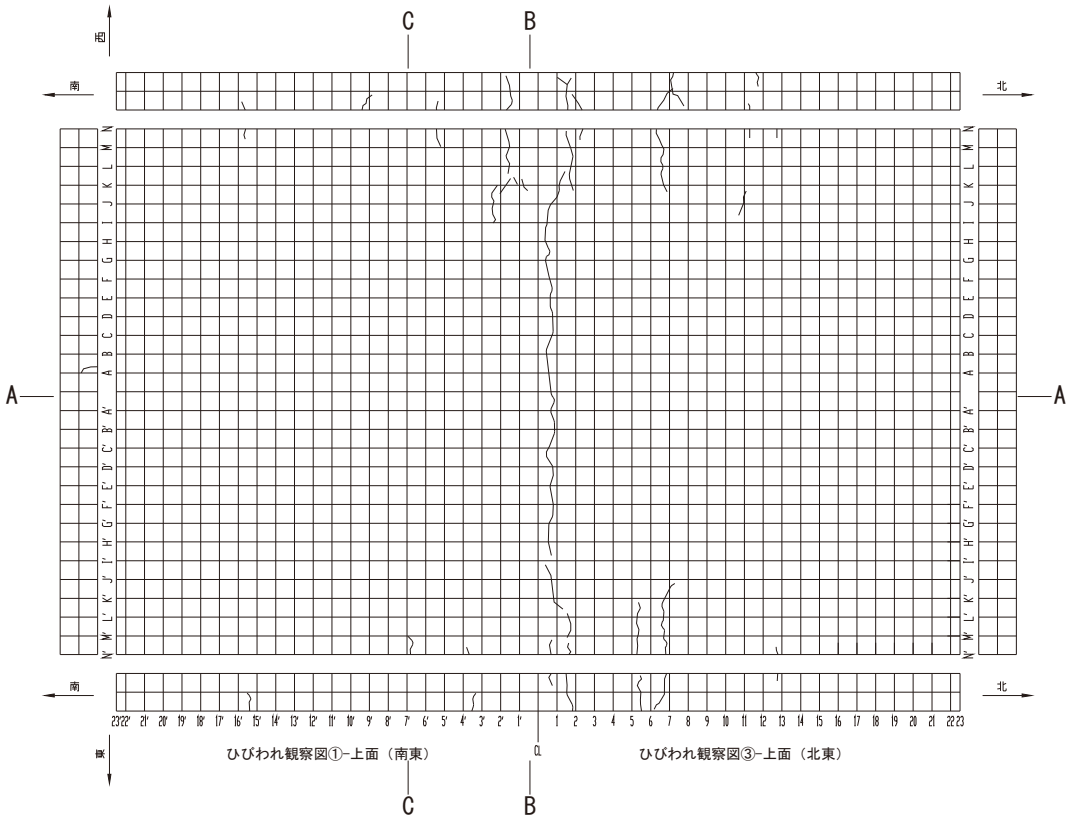
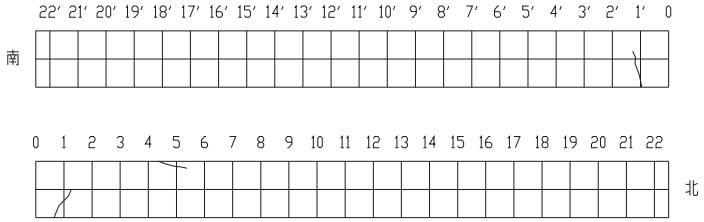


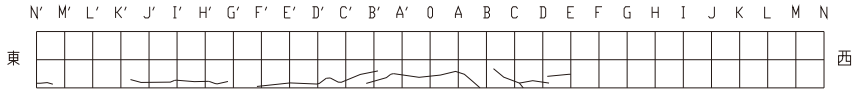
図-4.2.6.5　たわみ

試験終了後の試験体切断面のひび割れ状況を図-4.2.6.6 に示す。A断面においては、ひび割れはほぼ見受けられない。Ｂ断面、Ｃ断面において、いずれも供試体の下側に水平方向のひび割れが数本見られたが、床版の押しぬきせん断破壊に繋がるような貫通ひび割れや、床版の二層化に繋がるような上側主鉄筋・配力鉄筋位置近傍での水平ひび割れも見受けられなかった。





A断面（東50）



B断面（南100）

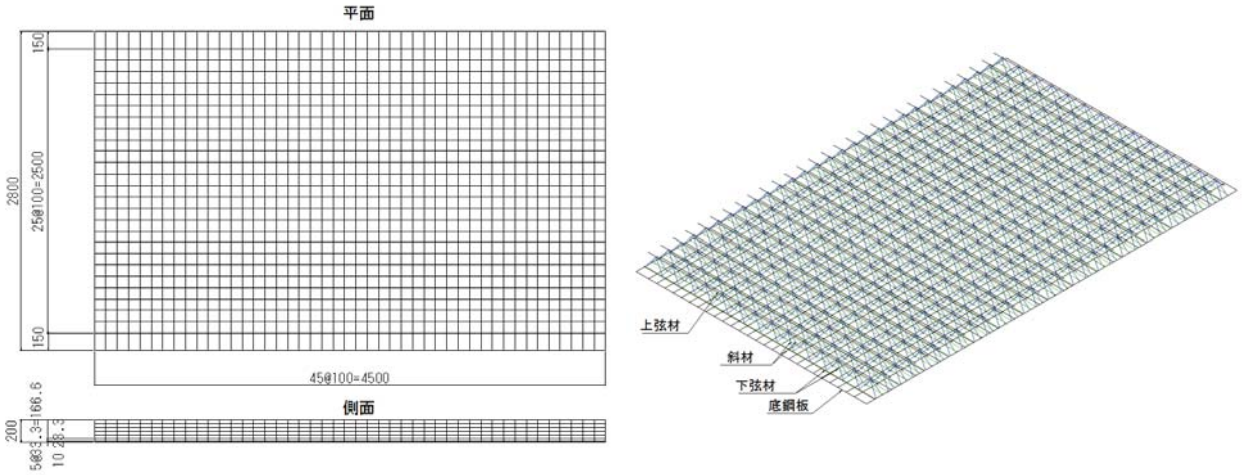


C断面（北650）

図-4.2.6.6　供試体のひび割れ状況

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.6.7 に示す。



(a) コンクリート　　(b) 鋼材

図-4.2.6.7　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.6.8 に示す。底鋼板とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減した。

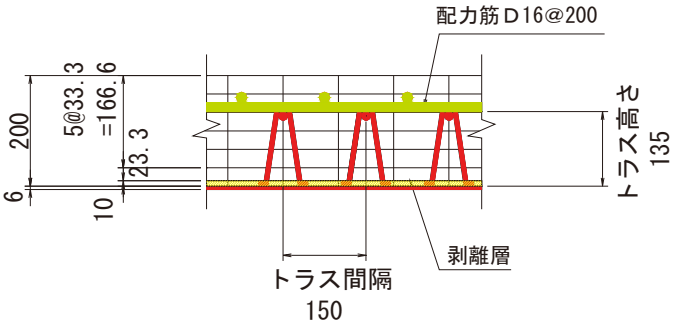


図-4.2.6.8　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重走行載荷（157kN）としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.6.3 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.6.3　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	36.9	材料試験値	30	共通値
	引張強度	N/mm^2	－	〃	2.2	0.23(σc)^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	26,700	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	－	Ec／2.3,道示	12,000	〃
	ポアソン比	―	0.147	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置を図-4.2.6.9 に示す。

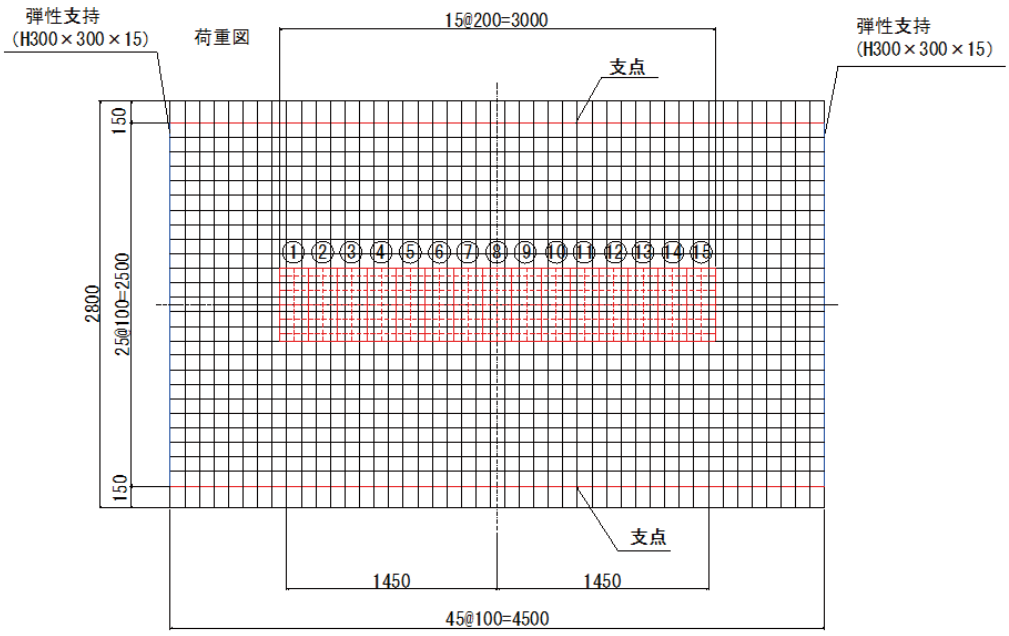


図-4.2.6.9　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

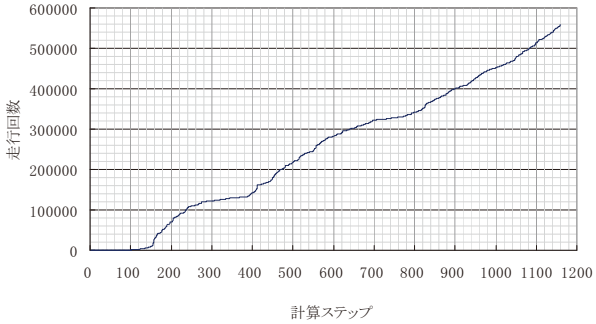


図-4.2.6.10　計算ステップと走行回数（階段載荷）

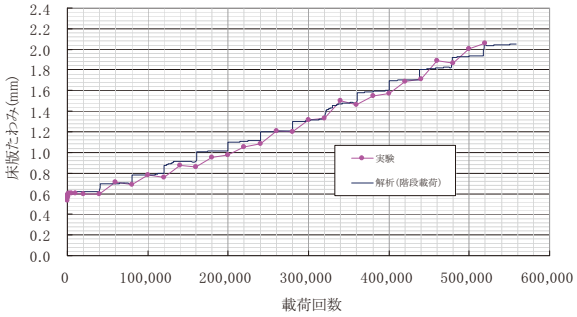
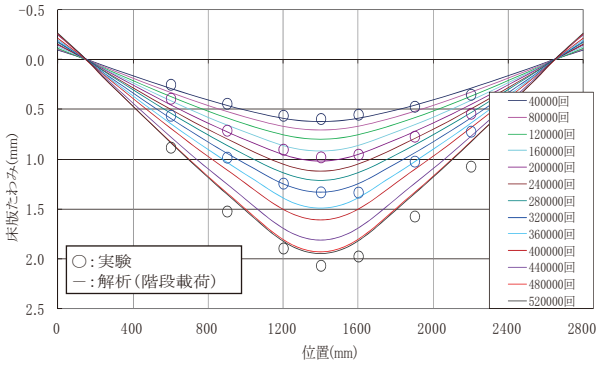
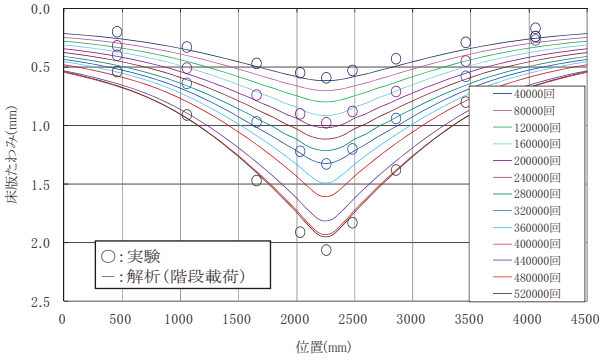


図-4.2.6.11　走行回数とたわみ（階段載荷）



(a)　橋軸方向



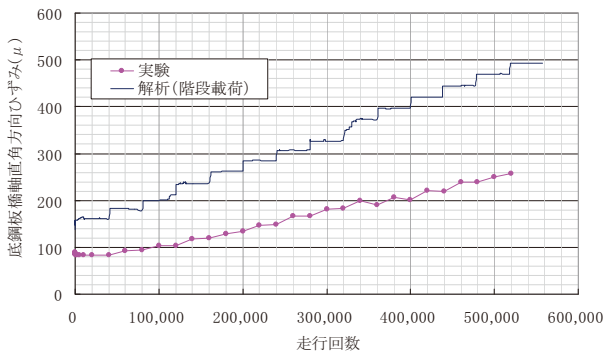
(b)　橋軸直角方向

図-4.2.6.12　たわみ分布（階段載荷）

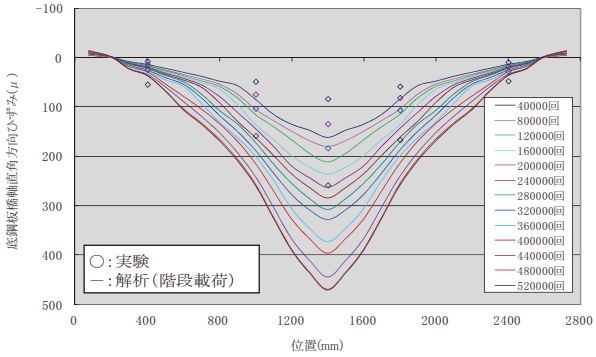
図-4.2.6.10 に階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を示す。図-4.2.6.11 に中央部の弾性鉛直たわみの解析結果と実験値の比較を示す。弾性たわみについては、解析の結果は実験値と良く一致している。

図-4.2.6.12 に　橋軸方向および橋軸直角方向の解析値たわみ分布を示し、また載荷初期 4 万回、20 万回、32 万回、52 万回の実験値を併記した。

橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布ともに、解析結果と実験値は良く一致している。



(a) 走行回数とひずみの関係



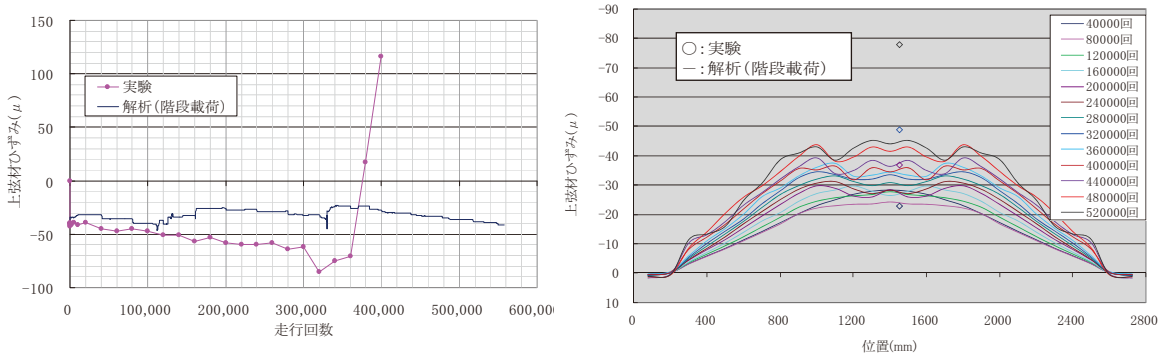
(b) 橋軸直角方向ひずみ分布

図-4.2.6.13　底鋼板橋軸直角方向ひずみ（階段載荷）

図-4.2.6.13 には底鋼板橋軸直角方向ひずみに関して、(a)走行回数とひずみの関係および(b)橋軸直角方向ひずみ分布を示す。

解析結果および実験値ともに載荷初期から載荷終了段階まで荷重の増加に対してほぼ一定の勾配でひずみも増加している。また実験値に対して解析結果は約 1/2 である。

解析結果では載荷回数 32 万回の近傍で上層から 3 層目の最初の z 方向面の剛性低下が生じているため、その近傍で底鋼板ひずみが増加する傾向が見られる。

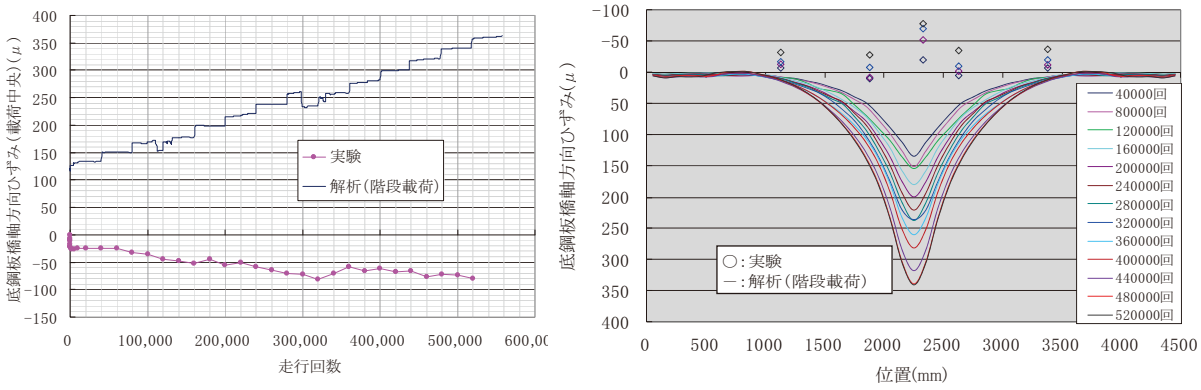


(a) 走行回数とひずみの関係　　(b) ひずみ分布

図-4.2.6.14　上弦材ひずみ（階段載荷）

図-4.2.6.14 には上弦材ひずみに関して、(a)走行回数とひずみの関係および(b)橋軸直角方向ひずみ分布を示す。

載荷初期から走行回数が 10 万回を超えるあたりまで解析結果と実験結果は比較的一致している。実験結果は 30 万回を超えるあたりまでは荷重増加に対してほぼ一定の勾配で-40μ～-60μに推移しており、解析値は-25μ～-50μの間を推移した。

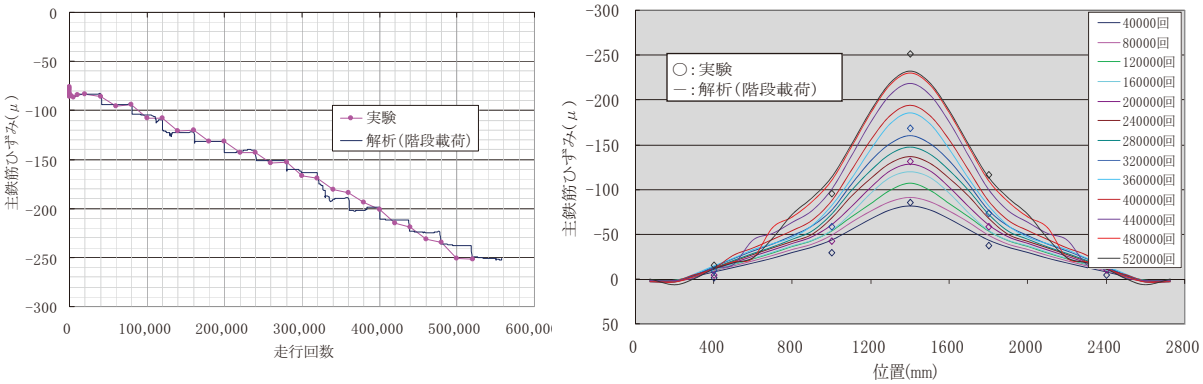


(a) 走行回数とひずみの関係　　(b) ひずみ分布

図-4.2.6.15　底鋼板橋軸方向ひずみ（階段載荷）

図-4.2.6.15 には底鋼板橋軸方向ひずみに関して、(a)走行回数とひずみの関係および(b)橋軸方向ひずみ分布を示す。

解析結果は引張側の値を示し、荷重の増加に合わせてひずみも増加している。実験結果は、解析値と逆の圧縮側の値を示し、荷重の増加によりその値は増加するが-25μ～-50μの間を推移しひずみの値は小さい。またこの傾向は載荷初期の段階から見られる。

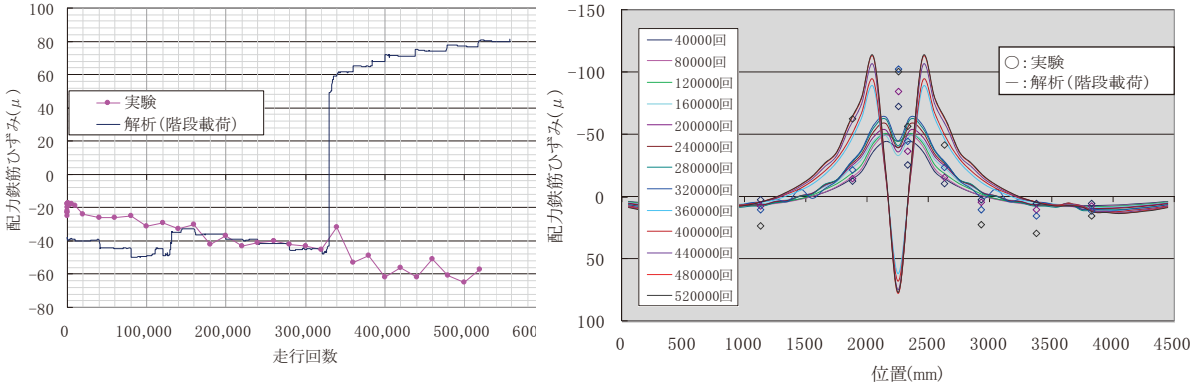


(a) 走行回数とひずみの関係　　(b) ひずみ分布

図-4.2.6.16　主鉄筋ひずみ（階段載荷）

図-4.2.6.16 には主鉄筋ひずみに関して、(a)走行回数とひずみの関係および(b)ひずみ分布を示す。

載荷初期から 52 万回載荷まで、主鉄筋ひずみの解析結果と実験値は良く一致している。



(a) 走行回数とひずみの関係　　(b) ひずみ分布

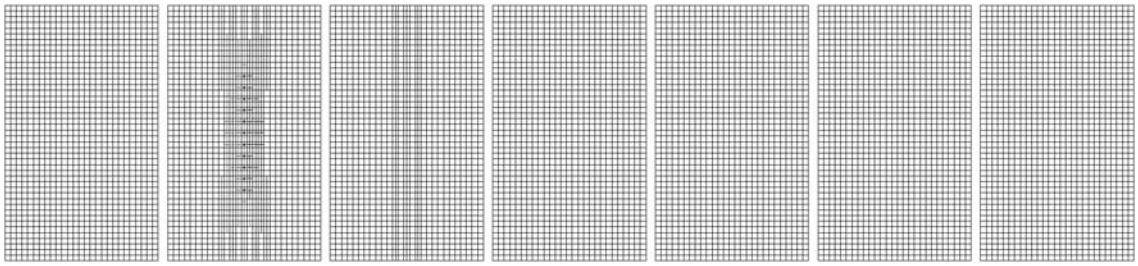
図-4.2.6.17　配力鉄筋ひずみ（階段載荷）

図-4.2.6.17 は配力鉄筋ひずみに関して、(a)走行回数とひずみの関係および(b)ひずみ分布を示す。

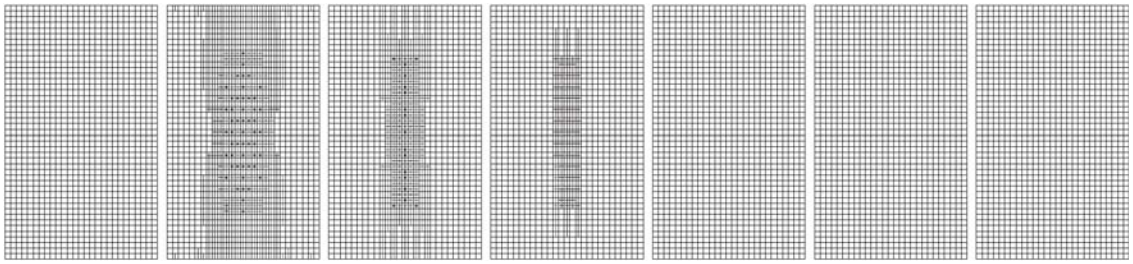
実験結果は、載荷初期から 52 万回載荷まで荷重増加に伴い-20μ～-60μの間を概ね一定の勾配で推移している。解析値は載荷初期から 13 万回載荷まで実験結果の約 2 倍程度の値であり、13 万回から 32 万回載荷までにおいては、実験結果と良く一致している。32 万回以降、配力鉄筋ひずみは圧縮側から引張側のひずみに移行している。

【剛性低下要素分布（階段載荷)】

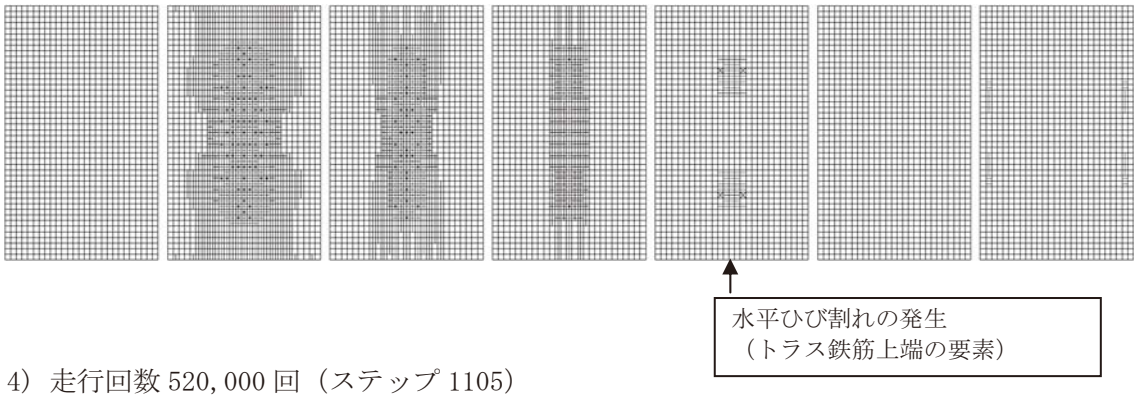
1)走行回数 40,000 回（ステップ 167）



2） 走行回数 200,000 回（ステップ 469）



3)走行回数 320,000 回（ステップ 696）



4） 走行回数 520,000 回（ステップ 1105）

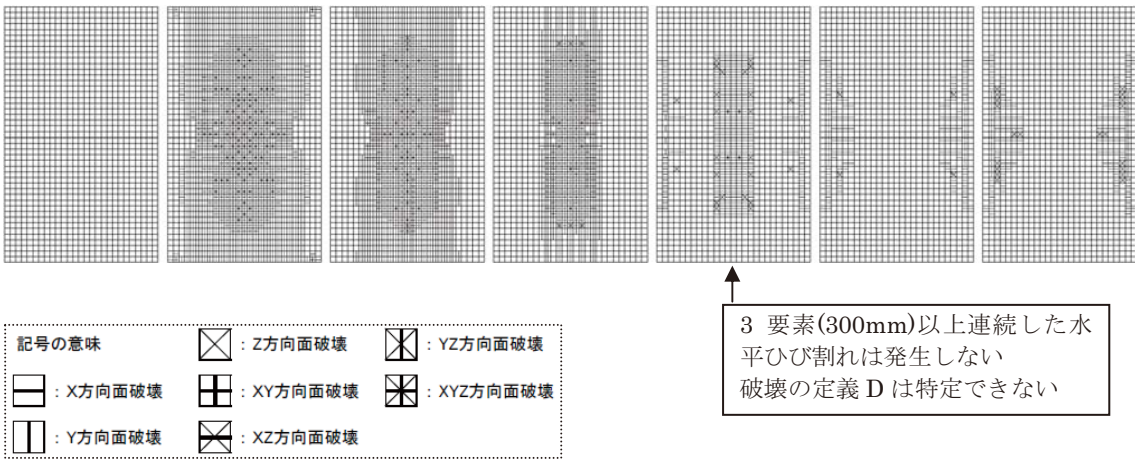


図-4.2.6.18　剛性低下要素分布図（階段載

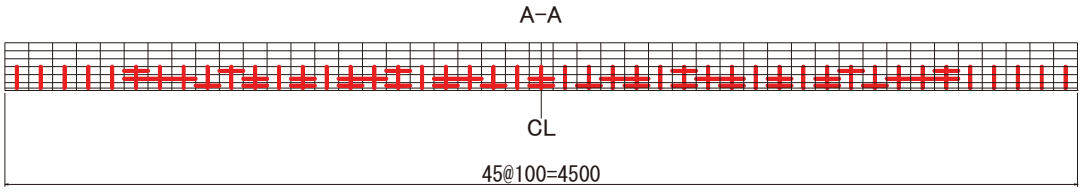
図-4. 2. 6. 18 に階段載荷における剛性低下要素分布図を示す。

走行回数 32 万回の近傍で上層から 3 層目に最初の z 方向面の剛性低下が生じる。以降、走行回数の増加とともに輪荷重の載荷直下近傍に z 方向断面の剛性低下は進展するが、走行回数 52 万回時点において、 z 方向の剛性低下要素が連続的に進展する傾向は見られない。

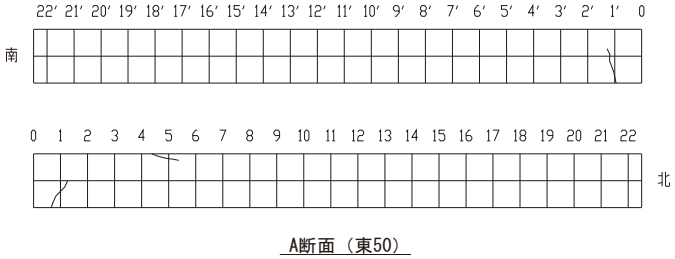
図-4. 2. 6. 19、図-4. 2. 6. 20 に 52 万回載荷後の実験供試体の切断面ひび割れ図および解析結果のひび割れ図示す。

橋軸方向断面(A-A 断面)において、解析結果においてはコンクリートの下方の層（上面から 4～6 層目）において、z 方向および x 方向の剛性低下がみられたが、実験結果の切断面においてはほとんどひび割れは見られない。

橋軸直角方向(B-B 断面、C-C 断面)においても、実験結果の切断面においては、底鋼板の上方近傍に水平方向のひび割れがみられるが、解析結果にみられる鉛直方向のひび割れはみられない。

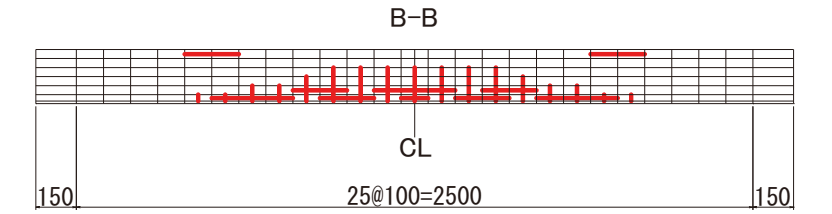


(a)　解析（A-A 断面, 走行回数 520,000 万回）

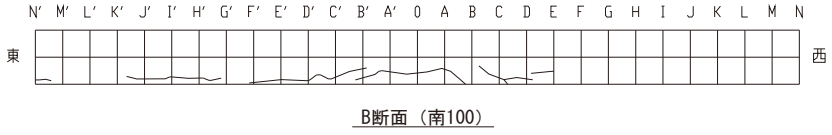


(b)　実験（A-A 断面）

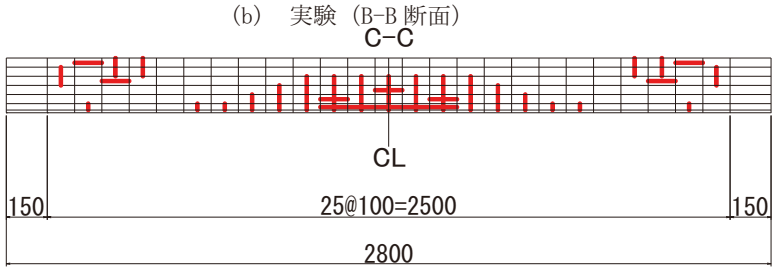
図-4.2.6.19　ひび割れ分布の比較（階段載荷, 橋軸直角方向断面）



(a)　解析（B-B 断面, 走行回数 520,000 万回）



(b)　実験（B-B 断面）



(c)　解析（C-C 断面, 走行回数 520,000 万回）



(d)　実験（C-C 断面）

図-4.2.6.20　ひび割れ分布の比較（階段載荷, 橋軸方向断面）

【一定荷重走行載荷（157kN）の解析結果】

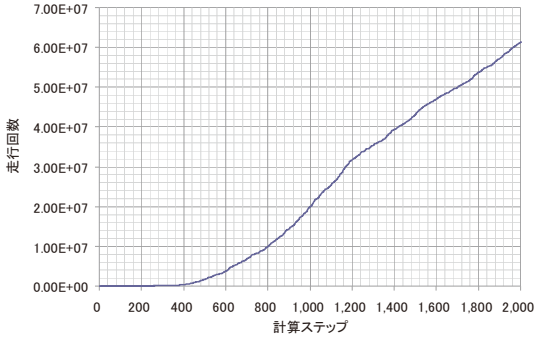
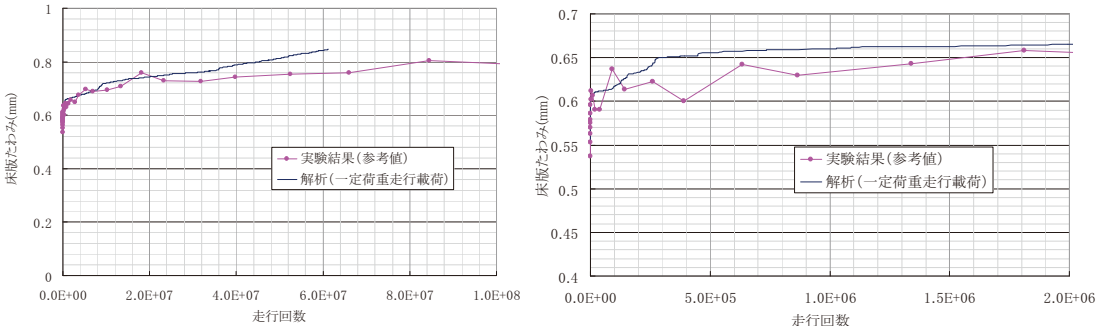


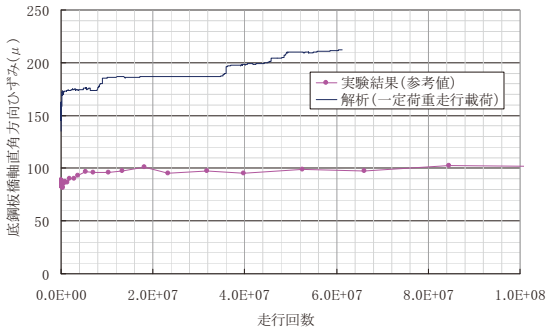
図-4.2.6.21　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



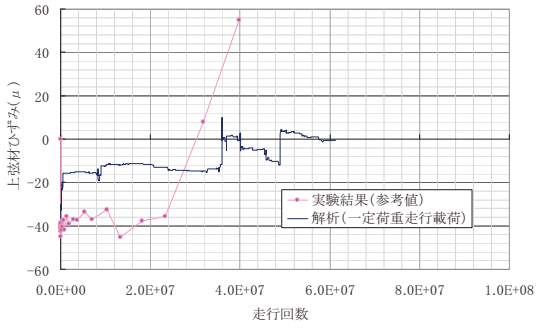
(a)全体　　(b)部分

図-4.2.6.22　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

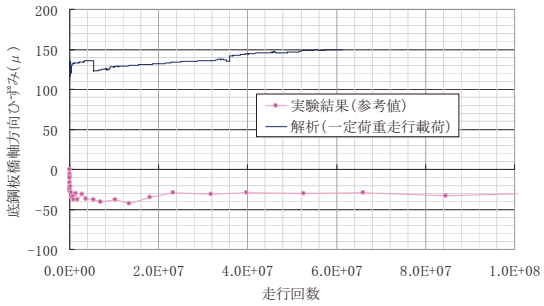
図-4.2.6.21 に計算ステップと走行回数の関係を示す。図-4.2.6.22 に中央部の弾性鉛直たわみの解析結果と実験値を示す。載荷初期から 2×10^7 回の範囲では、解析結果と実験値は一致している。解析結果においては載荷回数 1.99×10^7 回(ｽﾃｯﾌﾟ 1000)において、上から 3 層目に最初の z 方向面の剛性低下が生じており、以降解析結果のたわみは実験値より大きな値を示す。



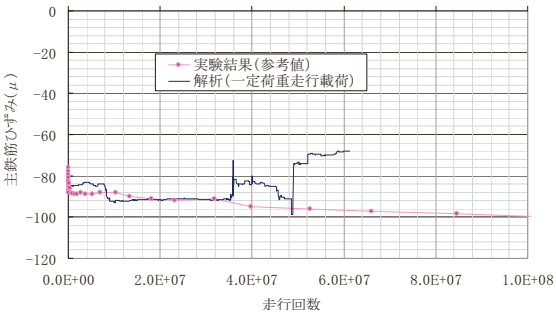
(a)底鋼板橋軸直角方向ひずみ



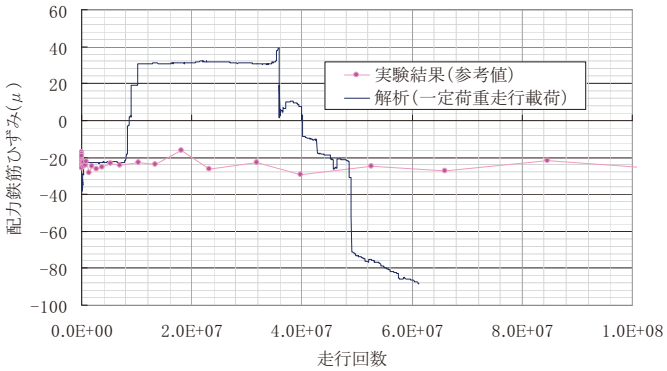
(b)上弦材ひずみ



(c)底鋼板橋軸方向ひずみ（中央載荷）

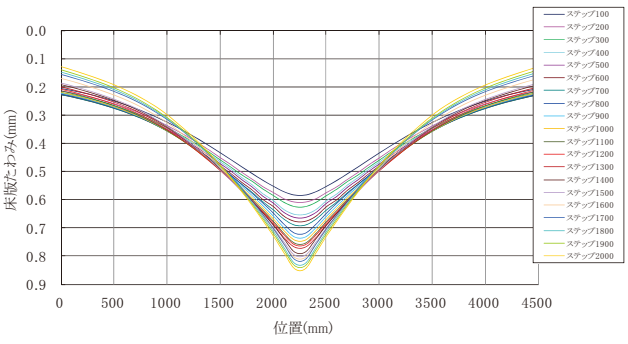


(d)主鉄筋ひずみ

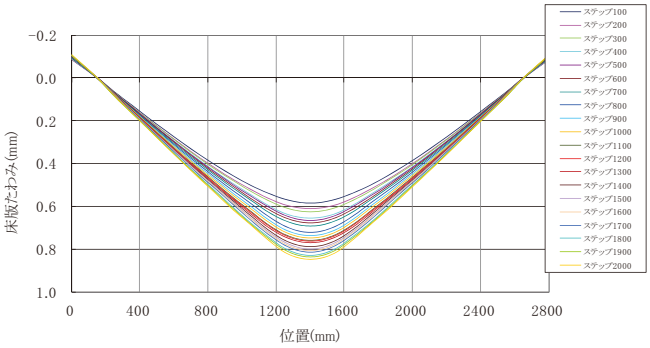


(e)配力鉄筋ひず

図-4.2.6.23　走行回数とひずみ（一定荷重載荷）



(a)　橋軸方向



(b)　橋軸直角方向

図-4.2.6.24　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

図-4.2.6.23 には、各部位の走行回数とひずみの関係を、図-4.2.6.24 にはたわみ分布をそれぞれ示す。

・底鋼板橋軸直角方向ひずみの解析値は実験結果に対して約 1.5 倍～2 倍の値(170μ～210μ)を増加しながら推移する。

・上弦材ひずみの解析値は 3.6×10^7 回載荷までは-15μ近傍を推移し移行 0μ近傍を推移する。

・底鋼板橋軸方向ひずみの解析値は 130μ～150μの間を推移する。実験結果は-25～-40μの間を推移し圧縮側の値を示す。

・主鉄筋ひずみの解析値は 3.6×10^7 回載荷までは実験値と良く一致している。以降主鉄筋の圧縮側のひずみは現象する傾向を示す。

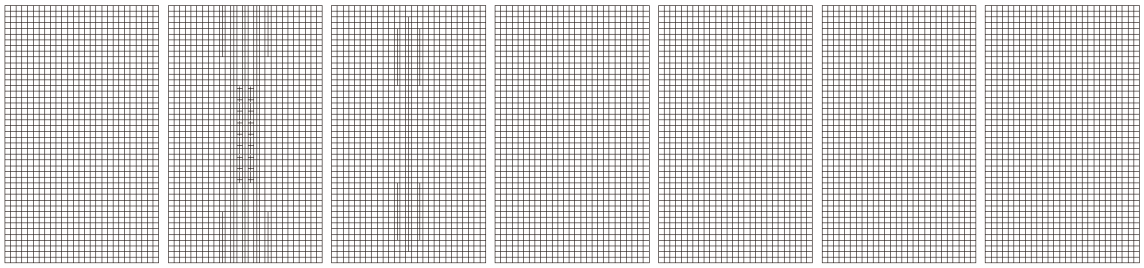
・配力鉄筋ひずみの解析値は 8×10^6 回載荷を超えたあたりで、圧縮側から引張側のひずみに移行する。3.6×10^7 回載荷近傍で圧縮側のひずみに以降し、以降圧縮ひずみは増加する傾向を示す。

・各部位のひずみにおいて、8×10^6 回載荷、3.6×10^7 回載荷、4.4×10^7 回載荷の近傍でひずみの値が変動する傾向が見られる。

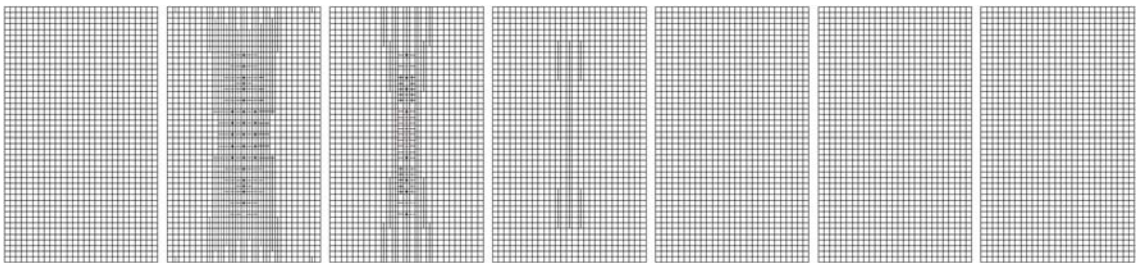
図-4.2.6.23 に剛性低下要素分布を示す。走行回数 1.99×10^7 の近傍で上層から 3 層目に最初の z 方向面の剛性低下が生じる。以降、走行回数の増加とともに輪荷重の載荷直下近傍に z 方向断面の剛性低下は進展する。

【剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）】

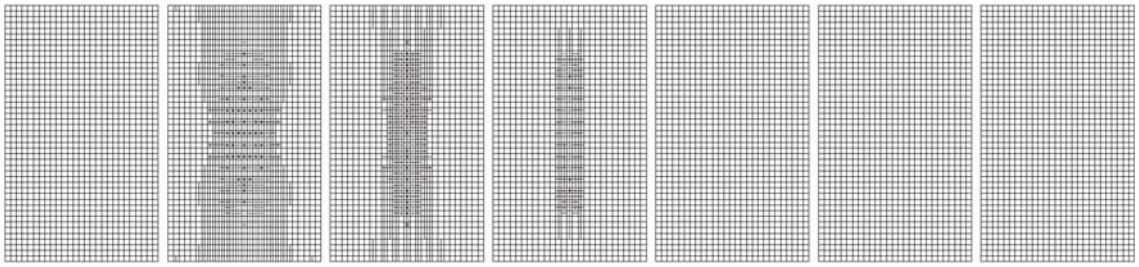
1）ステップ 100（走行回数 9 回）



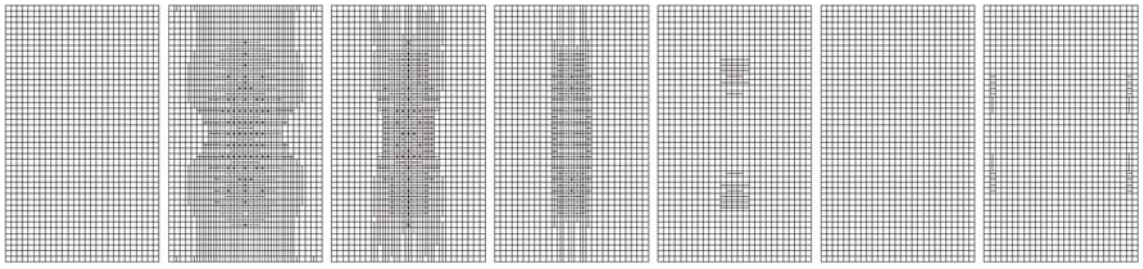
2）ステップ 300（走行回数 131,000 回）



3）ステップ 500（走行回数 1,690,000 回）



4）ステップ 700（走行回数 6,920,000 回）



5）ステップ 800（走行回数 9,850,000 回）

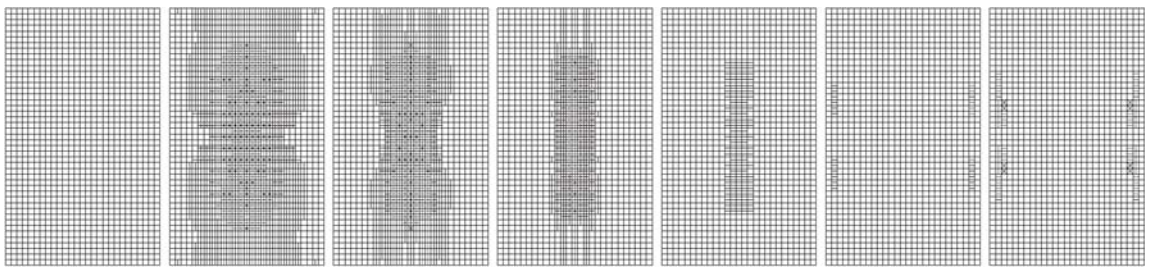
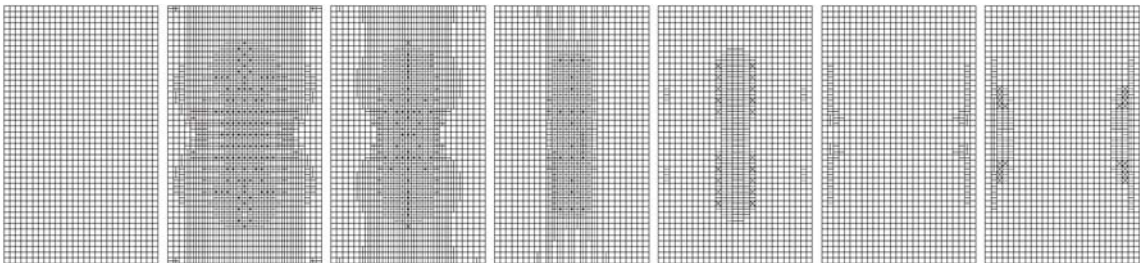


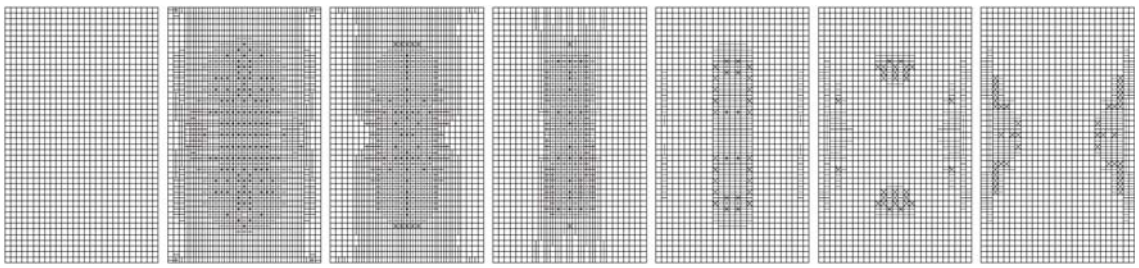
図-4.2.6.25　剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）その 1

6）ステップ 1000（走行回数 1.99×10^7 回）



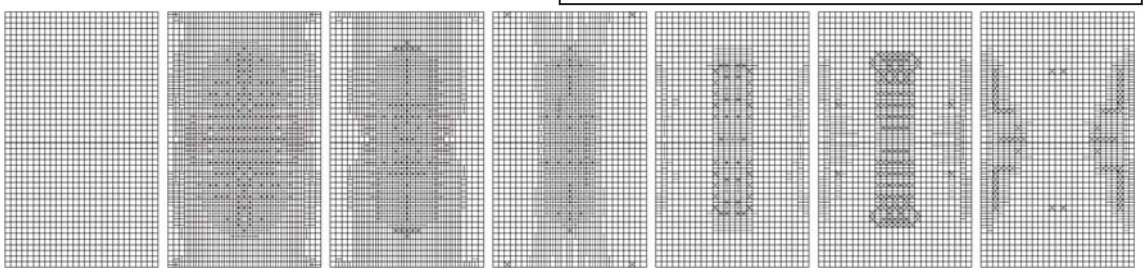
水平ひび割れの発生
（トラス鉄筋上端の要素）

7）ステップ 1200（走行回数 3.17×10^7 回）



水平ひび割れが床版上面方向（上側配力鉄筋位置）へ進展、破壊の定義 C に相当
また、水平ひび割れは橋軸方向に 3 要素(300mm)連続しており、破壊の定義 D に相当

8）ステップ 1400（走行回数 3.94×10^7 回）



載荷位置直下で z 方向の剛性低下要素が最上層で発生

9）ステップ 1600（走行回数 4.70×10^7 回）

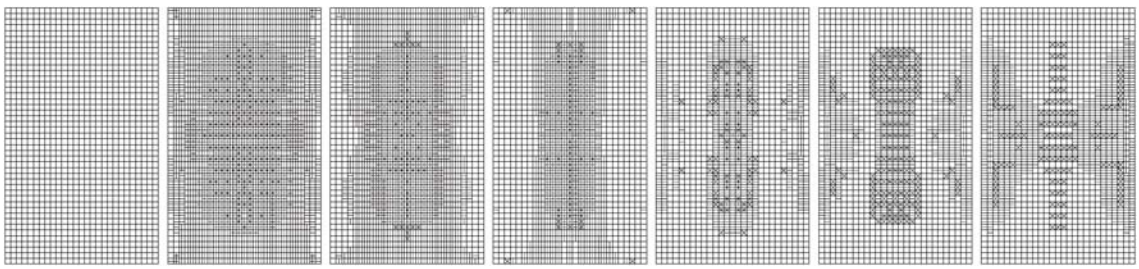
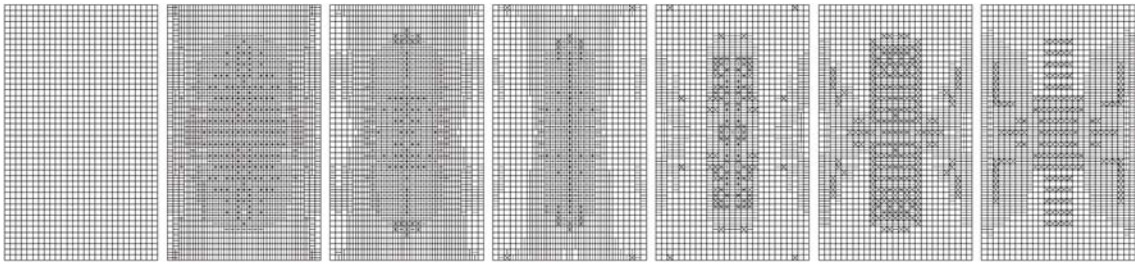


図-4.2.6.26　剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）その 2

10）ステップ 1800（走行回数 5.38×10^7 回）



11）ステップ 2000（走行回数 6.12×10^7 回）

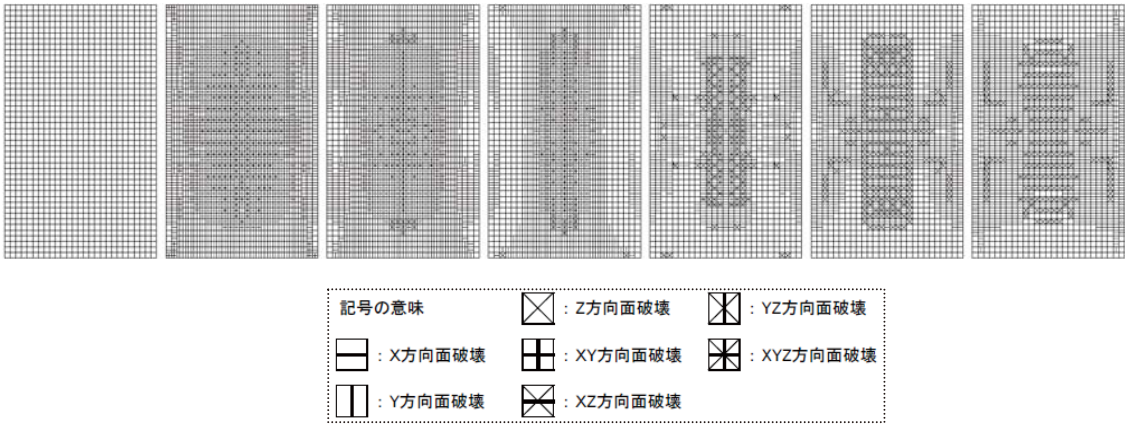


図-4.2.6.27　剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）その 3

(7)まとめ

TRC 床版の疲労耐久性の評価は，以下のようにまとめられている。

1)階段載荷

①供試体の最大たわみについて、解析結果と実験値は良く一致しており、橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布も、解析結果と実験値は良く一致している。

②底鋼板橋軸直角方向ひずみに関して、解析結果および実験値ともに載荷初期から載荷終了段階まで荷重の増加に対してほぼ一定の勾配でひずみも増加している。また実験値に対して解析結果は約 1/2 である。

③上弦材ひずみに関して、載荷初期から走行回数が 10 万回を超えるあたりまで解析結果と実験結果は比較的一致している。実験結果は 30 万回を超えるあたりまでは荷重増加に対してほぼ一定の勾配でひずみは増加しており-40μ～-60μに推移したのに対して、解析値は-25μ～-50μの間を推移した。

④主鉄筋ひずみに関して、載荷初期から 52 万回載荷まで、解析結果と実験値は良く一致している。

⑤配力鉄筋ひずみに関して、実験結果は、載荷初期から 52 万回載荷まで荷重増加に伴い-20μ～-60μの間を概ね一定の勾配で推移している。解析値は載荷初期から 13 万回載荷まで実験結果の約 2 倍程度の値であり、13 万回から 32 万回載荷までにおいては、実験結果と良く一致している。32 万回以降、配力鉄筋ひずみは圧縮側から引張側のひずみに移行している。

⑥ひび割れに関して、解析結果においては 32 万回載荷近傍で最初の z 方向の剛性低下が見られた。実験結果の切断面においてはほとんどひび割れは見られない。

2)一定荷重走行載荷

①たわみに関して、1.99×10^7回(ｽﾃｯﾌﾟ 1000)において、上から 3 層目に最初の z 方向面の剛性低下が生じ、以降解析結果のたわみは実験値より大きな値を示す。

②ひずみに関して、各部位において、8×10^6回載荷、3.6×10^7回載荷、4.4×10^7回載荷の近傍でひずみの値が変動する傾向が見られる。

③ひび割れに関して、載荷回数 1.99×10^7の近傍で上層から 3 層目に最初の z 方向面の剛性低下が生じる。以降、載荷回数の増加とともに輪荷重の載荷直下近傍に z 方向断面の剛性低下は進展する。

3)破壊の定義と解析結果

○鉄筋コンクリート床版における破壊の定義

・定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換したとき。

・定義 C：第 4 層に z 方向の剛性低下要素が発生したとき。

○合成床版における破壊の定義

・定義 C：上段配力鉄筋近傍の層に Z 方向の剛性低下要素が発生したとき。

・定義 D：圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に 300mm 以上連続したとき。橋軸直角方向の幅には制限を設けない。

(a)階段載荷

○合成床版の定義 D

下図は走行回数 520,000 回の剛性低下要素の分布図である。圧縮領域となる載荷直下の上層部で水平ひび割れが橋軸方向に 3 点連続していないため、520,000 万回の段階で破壊の定義 D は特定できない。

また、同図において、載荷直下における水平ひび割れは床版上面に達していない。

（走行回数 520, 000 回）

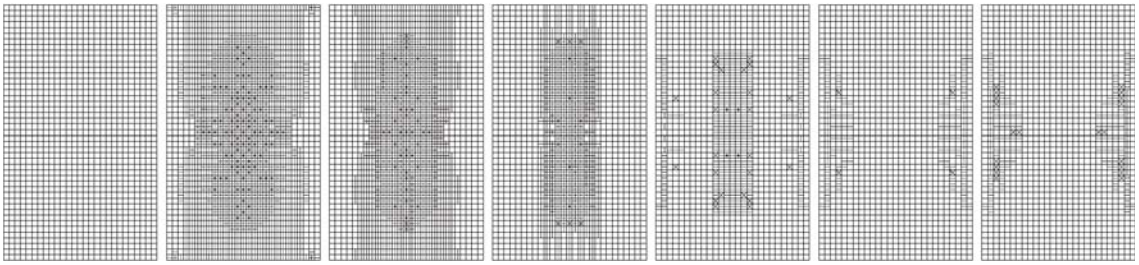


図-4. 2. 6. 28　剛性低下要素分布図（走行回数 520, 000 回）

○鉄筋コンクリート床版の定義 A に相当（階段載荷）

320,000 回を越えた時点で上側配力鉄筋のひずみが引張側に転換する。また 320,000 回載荷の時点で、最初の剛性低下要素（上から 3 層目）が発生し、上側配力鉄筋ひずみが引張側に転換する回数とほぼ一致する。

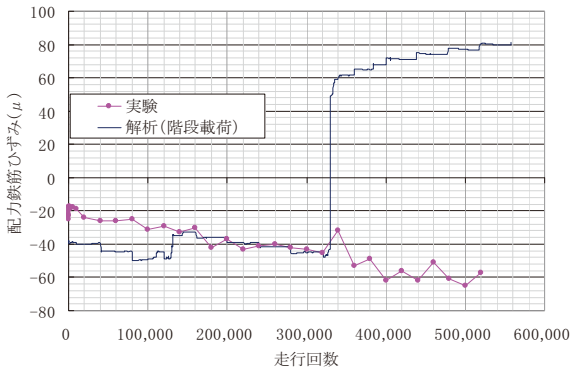


図-4. 2. 6. 29　走行回数とひずみ（階段載荷）

（走行回数 320,000 回）

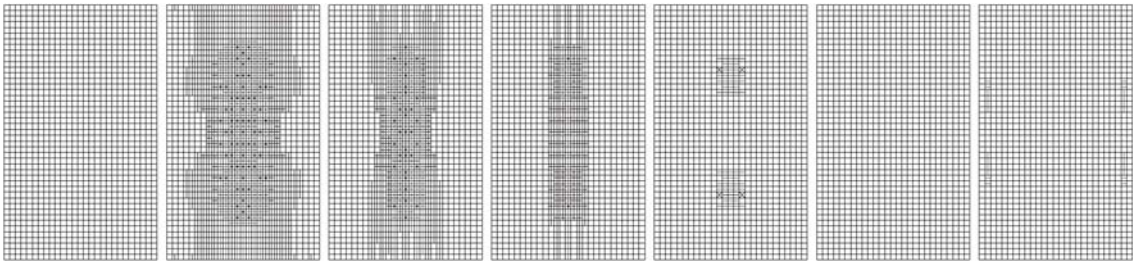


図-4.2.6.30　剛性低下要素分布図（走行回数 320,000 回）

○鉄筋コンクリート床版の定義 C に相当（階段載荷）

走行回数 320,000 回において、載荷位置近傍の最初の剛性低下要素が、上から 3 層目の要素（上側配力鉄筋～トラス鉄筋上端位置近傍）に発生。

(b)一定荷重走行載荷

○合成床版の定義 D

下図で、上から 2 層目の載荷位置直下の圧縮側の領域で水平ひび割れが 3 要素(300mm)連続して発生。走行回数 3.17×10^7 回が破壊の定義 D に相当。

（ステップ 1200（走行回数 3.17×10^7 回））

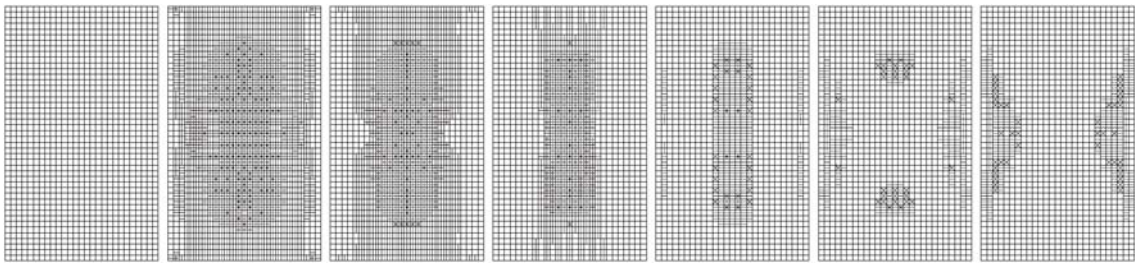


図-4.2.6.31　剛性低下要素分布図（走行回数 3.17×10^7 回）

また走行回数 3.94×10^7 回で、載荷位置直下の z 方向の剛性低下要素が最上層で発生。

（ステップ 1400（走行回数 3.94×10^7 回））

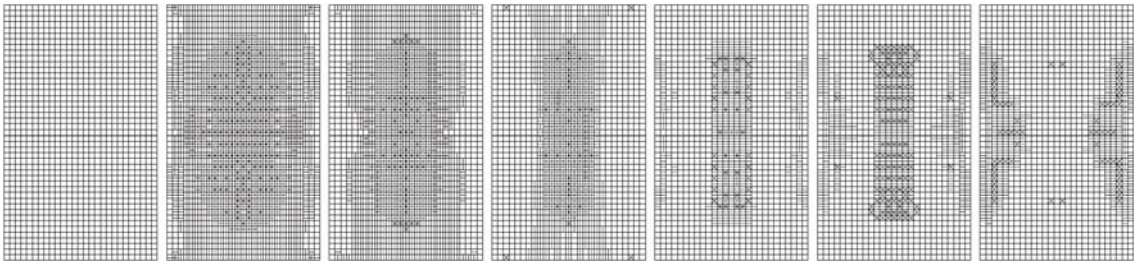


図-4.2.6.32　剛性低下要素分布図（走行回数 3.94×10^7 回）

○鉄筋コンクリート床版の定義 A に相当（一定荷重走行載荷）

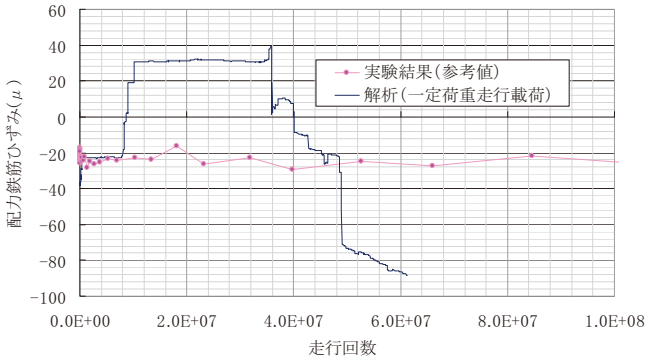
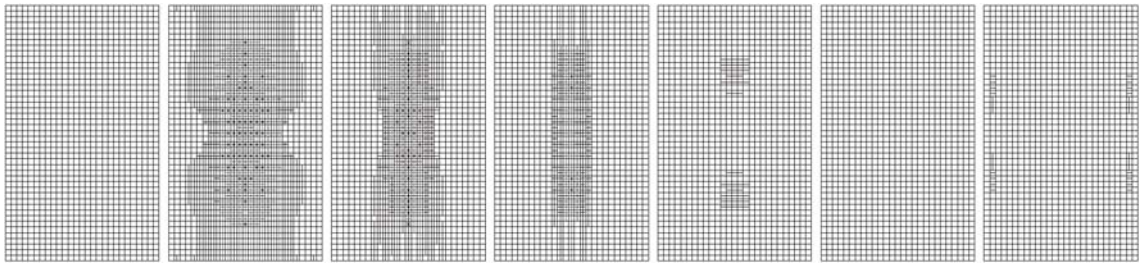


図-4. 2. 6. 33　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

走行回数 8,000,000 万回を超えた段階で上側配力鉄筋ひずみが引張側に転換する。

下図は、8,000,000 回載荷の前後の剛性低下要素の分布図で、上側鉄筋～トラス鉄筋上端付近の層（上から 2、3 層目の要素）での水平ひび割れは見受けられない。

（ステップ 700（走行回数 6,920,000 回））



（ステップ 800（走行回数 9,850,000 回））

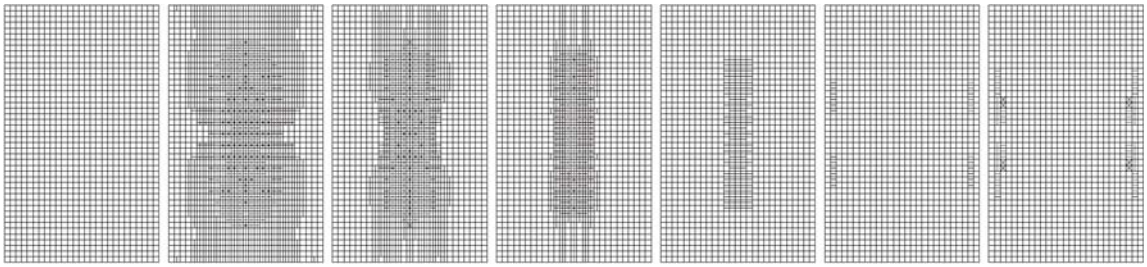


図-4. 2. 6. 34　剛性低下要素分布図（走行回数 8, 000, 000 回）

○RC 床版の定義 C に相当（一定荷重走行載荷）

載荷回数 1.99×10^7 回において、載荷位置近傍の最初の剛性低下要素が、上から 3 層目の要素（上側配力鉄筋～トラス鉄筋上端位置近傍）に発生。

4)想定される破壊形態（破壊の定義 D）

一定荷重走行載荷の解析結果において、載荷回数 1.99×10^7 回においてトラス鉄筋上弦材位置にあたる上層から 3 層目に最初の水平ひび割れが発生し、その後約 1.18×10^7 回載

荷後の走行回数 3.17×10^7 回において、上側主鉄筋・配力鉄筋位置となる上層から 2 層目に 3 要素以上の連続した剛性低下要素が発生する。

以上より、破壊の特徴は、トラス鉄筋上弦材位置から上側主鉄筋・配力鉄筋位置となる上層から 2〜3 層目に水平ひび割れが発生するものと想定される（破壊の定義 D)。

4.2.7　リバーデッキ

(1) 工法の概要

リバーデッキは、図-4.2.7.1 に示すような底鋼板、側鋼板及び突起付き T 形鋼（以下、DFT と呼ぶ）よりなるプレファブ部材と、鉄筋及び現場打ちコンクリートより構成される合成床版である。底鋼板の現場継手は、添接板を上面に配置した高力ボルトによる一面摩擦接合としている。支持桁部には底鋼板と一体化したハンチを設けている。配力鉄筋は DFT の上面に置き、主鉄筋は配力鉄筋の下面に配置している。DFT は圧延段階においてフランジに突起を付けたH形鋼より切断した T 形鋼であり、DFT 方向の水平せん断力に対しては突起面の付着が抵抗し、DFT 直交方向の水平せん断力に対してはウェブが機械的に抵抗し、コンクリートの浮き上がり方向力に対してはフランジが機械的に抵抗している。

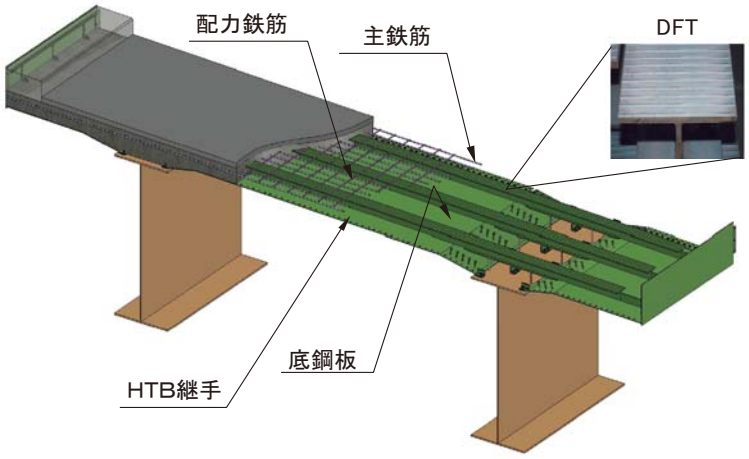


図-4.2.7.1　リバーデッキの断面構成要素

(2) 設計概要

設計上の有効断面は合成前の段階では鋼部材の全断面とし、合成後は引張応力を受けるコンクリート部を無視し、平面保持されているものとして応力を照査する。平面保持については、床版断面のひずみ分布が中立軸位置からの距離に比例していることを設計荷重レベルの実大実験[7-1,7-2)]によって確認している。

設計輪荷重によって床版に発生するせん断力は、文献 7-3)の鋼構造設計指針の第 3 編 7.4 に示された式から、十分剛なずれ止めの係数 k=1.0 として求める。DFT 直交方向とコンクリートの浮き上がり方向については十分に大きな抵抗力があるものとし、DFT 方向の突起面の付着抵抗の照査を行う。DFT の突起面については実験により異形鉄筋と同等以上の付着抵抗を有していることを確認している[7-4)]。

底鋼板と DFT の溶接部は DFT 方向応力に対しては縦方向すみ肉溶接継手（D 等級）、DFT 直角方向に対しては荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手（E 等級）とし、輪荷重による一定振幅応力に対して応力範囲の打切り限界以下であることを照査する。

(3) 輪荷重走行試験 [7-1)]

実験供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.7.2 に示し、DFT の断面を図-4.2.7.3 に示す。また、試験体の諸元を表-4.2.7.1 に示す。載荷の方法は文献 7-5)の階段載荷と同一であり、157kN から開始して走行回数が 4 万回終了毎に 19.6kN ずつ上昇させ、52 万回（荷重 392kN）まで載荷した。輪荷重の走行距離は 3m とし、速度は最大 25rpm/min とした。

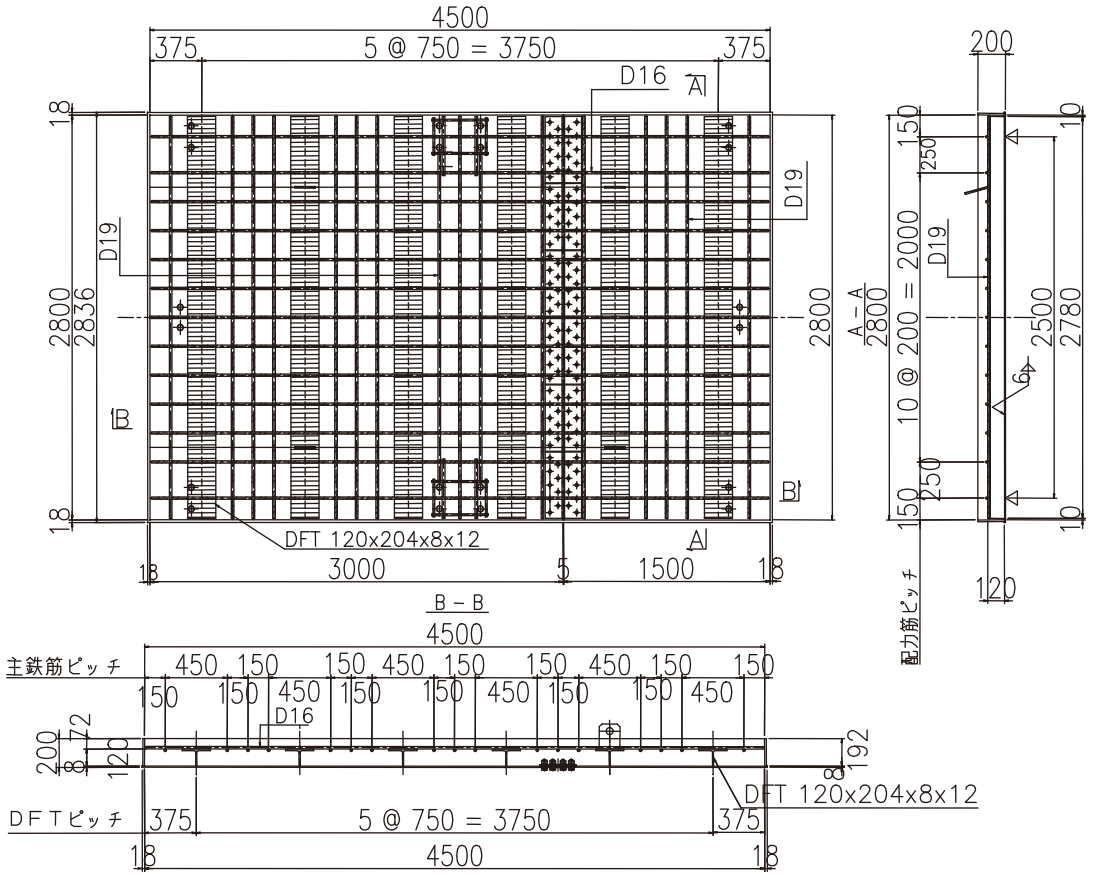


図-4.2.7.2　供試体の基本寸法

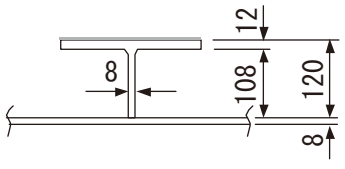


図-4.2.7.3　DFT 詳細

計測項目は床版のたわみ、継手部の開閉量、底鋼板のひずみ、上面コンクリートのひずみ、DFT の上フランジのひずみ、および鉄筋のひずみとし、2 万回走行毎に最大、最小の自動計測を行った。荷重上昇時は手動で計測を行った。計画荷重値と計測時の荷重値を図-4.2.7.4 に示す。

載荷時・除荷時の供試体中央部の鉛直変位を図-4.2.7.5 に示す。この図には平成 8 年道路橋示方書に準拠し設計された鉄筋コンクリート床版供試体（RC8n1：床版厚 250mm）の試験結果も合わせて示す。

リバーデッキは載荷荷重 392kN（走行回数 52 万回）に至るまで鉛直変位に急激な変化が認められなかった。載荷時の最大たわみ量は 2.8mm であり、RC8n1 の試験結果の半分以下の値であった。また、弾性たわみ量（載荷時-除荷時）を 157kN に換算した図-4.2.7.6 からは、RC8n1 床版の鉛直変位が試験開始から単調増加の範囲である 48 万回までに 200%増加しているのに対して、リバーデッキは 52 万回でも 20%程度の増加に留まっていることが確認された。

底鋼板とコンクリートの剥離状況を図-4.2.7.7 に示す。載荷前から DFT と DFT で挟まれる底鋼板とコンクリートに剥離が認められた。これは、試験前の供試体の吊上げや降下作業の過程によって生じたものと考えられる。しかしながら、DFT 付近の約 300mm 区間は 52 万回の走行終了時点まで鋼とコンクリートが一体化していた。また、鋼板パネルの添接部は 52 万回終了時まで鋼とコンクリートが剥離していなかった。

輪荷重走行試験後に切断した観察断面を図-4.2.7.8 に示す。底鋼板の継手部に小さなひび割れが観測されたが、それ以外のひび割れは観察されなかった。

表-4.2.7.1　供試体の諸元

項目		単位	数値
床版厚(底鋼板を含む)		mm	200
底鋼板厚		mm	8
DFT	間隔	mm	750
	フランジ厚	mm	204
	フランジ幅	mm	12
	高さ	mm	120
	腹板厚	mm	8
主鉄筋	径	呼び	D19
	間隔	mm	150
配力鉄筋	径	呼び	D16
	間隔	mm	200
コンクリート圧縮強度	設計	N/mm²	30
	28 日強度	N/mm²	42

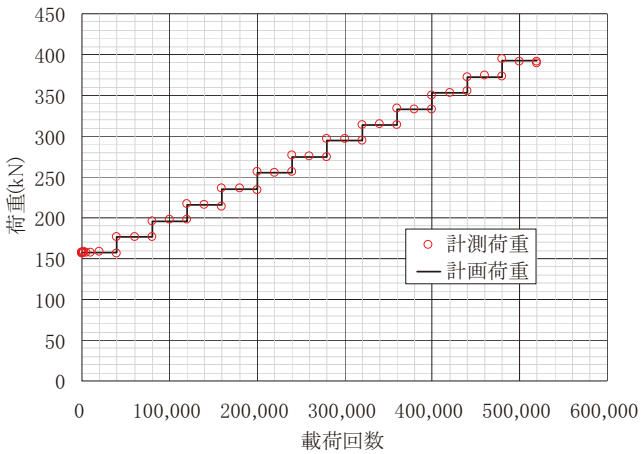


図-4.2.7.4　走行試験荷重

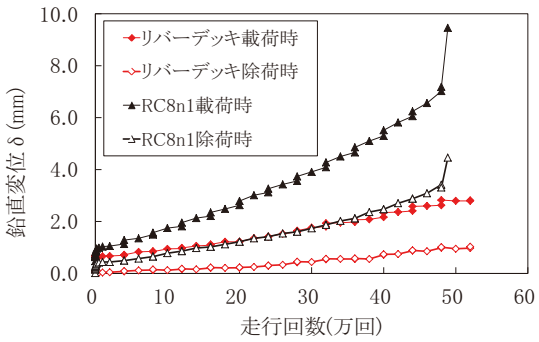


図-4.2.7.5　各床版の中央部のたわみ変化

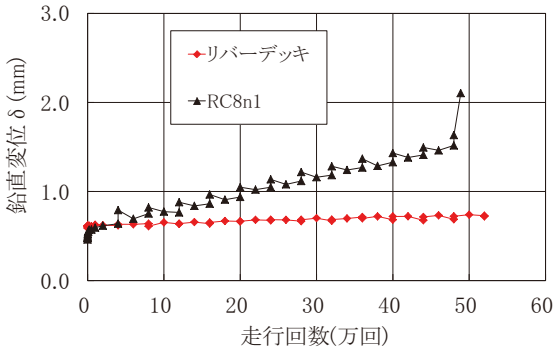


図-4.2.7.6　弾性たわみの 157kN 換算値



図-4.2.7.7　剥離分布

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

解析対象は輪荷重走行試験に用いた供試体とした。コンクリートはソリッド要素、DFT リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.7.9 に示し、その詳細を図-4.2.7.10 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素とし、あらかじめ弾性係数およびせん断弾性係数を低減（表-4.1.2）した。

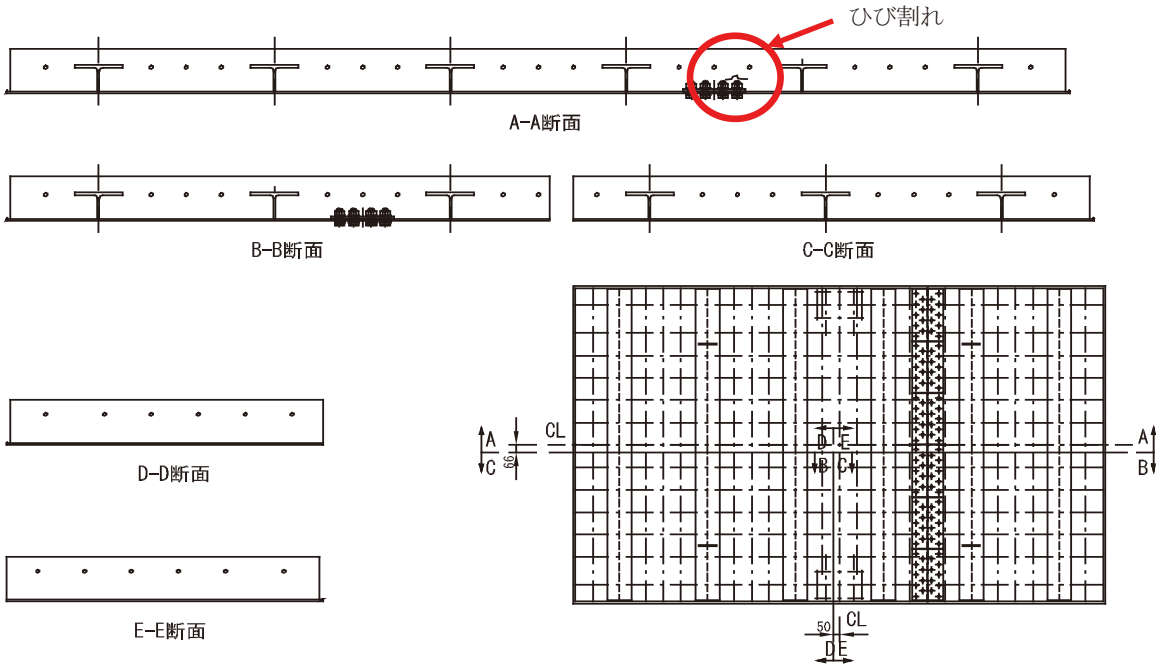
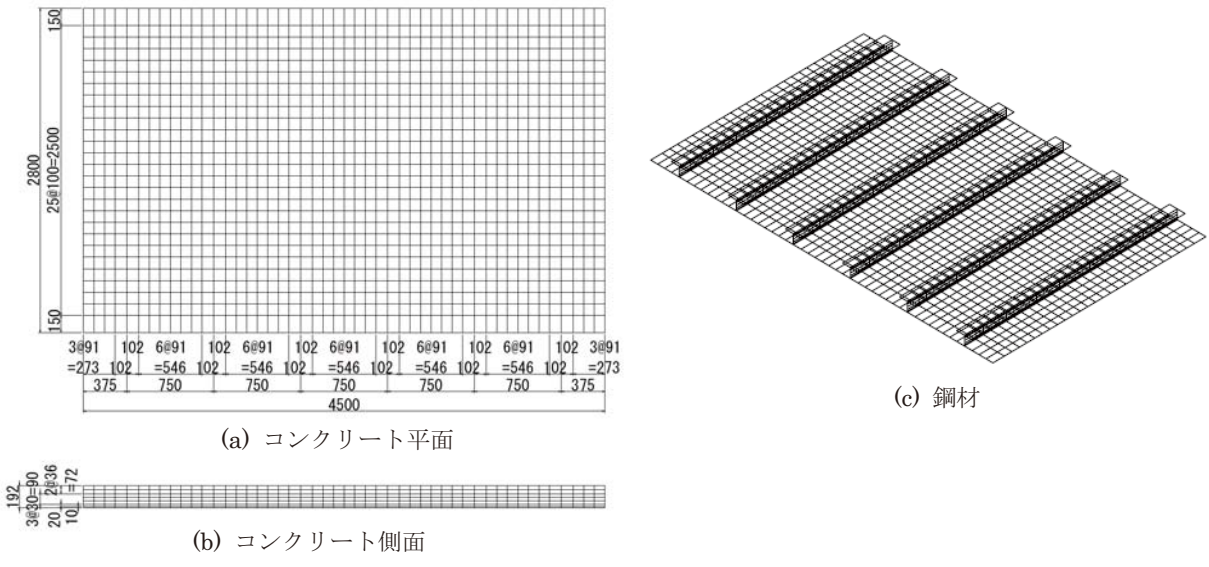


図-4.2.7.8　断面観察図



(a) コンクリート平面

(b) コンクリート側面

(c) 鋼材

図-4.2.7.9　要素分割

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重走行載荷（157kN）としたものの２ケースとした。材料の物理定数は表-4.2.7.2 に示すとおりである。階段載荷の解析では輪荷重走行試験の材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を設計値の 30N/mm² とし、これに対応する物理定数の値を用いた。

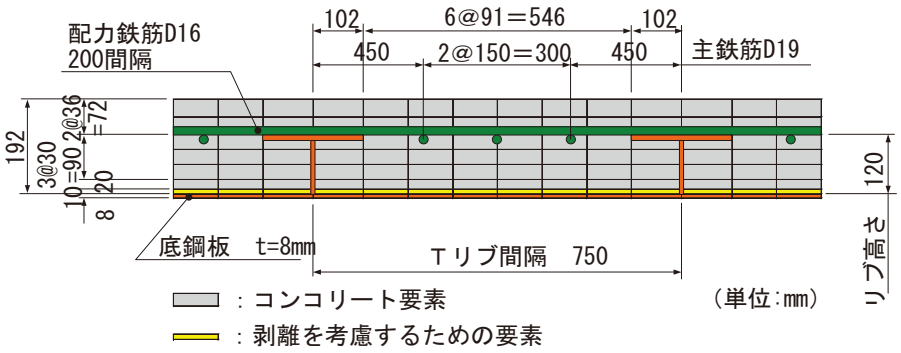


図-4.2.7.10　要素分割の詳細

表-4.2.7.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm²	42.0	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm²	3.24	材料試験値	2.2	$0.23(\sigma c)^{2/3}$ (土木学会)
	ヤング係数	N/mm²	25,100	材料試験値	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm²	10,900	Ec/2.3(道示)	12,000	道示
	ポアソン比	ー	0.172	材料試験値	0.2	道示
鉄筋	ヤング係数	N/mm²	200,000	道示	200,000	道示
鋼板、リブ	ヤング係数	N/mm²	200,000	道示	200,000	道示

荷重の載荷位置を図-4.2.7.11 に示す。輪荷重の載荷幅 250mm に対して要素分割幅（91mm、102mm）がその倍数とならないため、表-4.2.7.3 に示すように、載荷幅内の格点に分配する載荷Ａと 1-0 法で外側にも分配する載荷Ｂの２通りの荷重ケースで解析を行った。

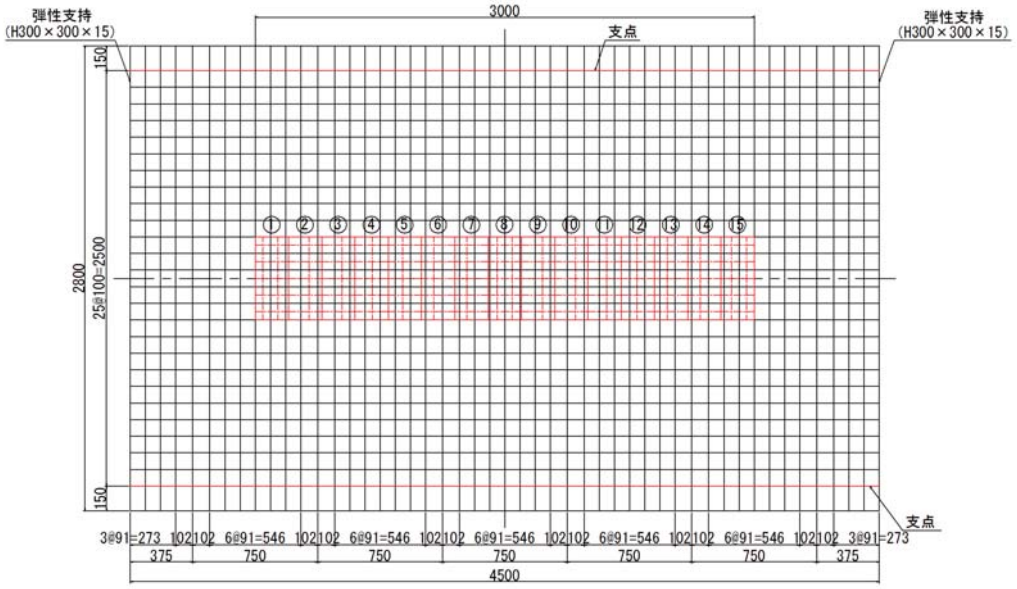
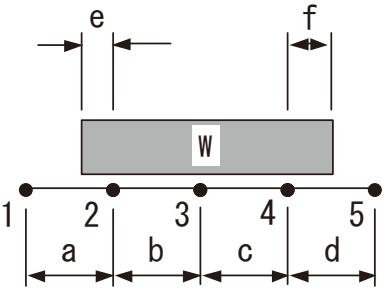


図-4.2.7.11　荷重載荷位置

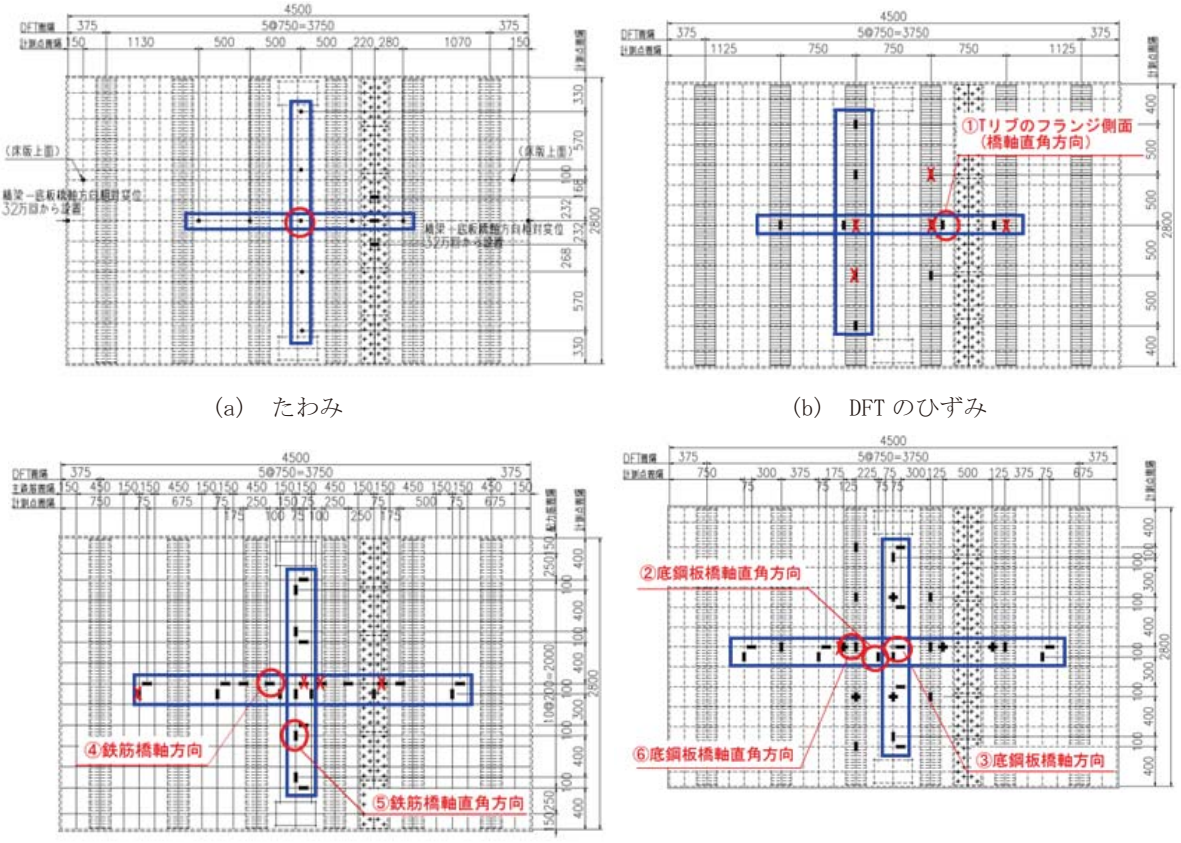
表-4.2.7.3　輪荷重の格点分配方法

格点	分配方法	
	載荷A	載荷B
1	0	e・W/a
2	e・W+0.5b・W	(a-e)W/a+0.5b・W
3	0.5b・W+0.5c・W	0.5b・W+0.5c・W
4	0.5c・W+f・W	0.5c・W+(d-f)W/d
5	0	f ・W/d
備考	載荷幅内に分配	1-0 法で分配



(6) 解析結果と考察

解析結果と実験結果との比較に用いる変位およびひずみの計測位置を図-4.2.7.12 に示す。ここで、〇位置は走行回数に応じた変化グラフに対応し、□は分布のグラフに対応している。また、×は機能しなかったゲージを示す。



(a)　たわみ　　(b)　DFT のひずみ

(c)　底鋼板のひずみ　　(d)　鉄筋のひずみ

図-4.2.7.12　実験における計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

階段載荷の走行回数と計算ステップの関係は図-4.2.7.13 に示すとおりである。中央部の弾性鉛直たわみの解析値と実験値の比較を図-4.2.7.14 に示し、たわみ分布の比較を図-4.2.7.15 に示す。同図の□部は図-4.2.7.14 の変化図の位置を示す。解析によるたわみ量は載荷A、載荷Bともに実験値によく近似しており、載荷Bの方がより実験値に近かった。また両解析値とも実験値よりわずかに大きくなっており、実験値を安全側に評価できる結果であった。

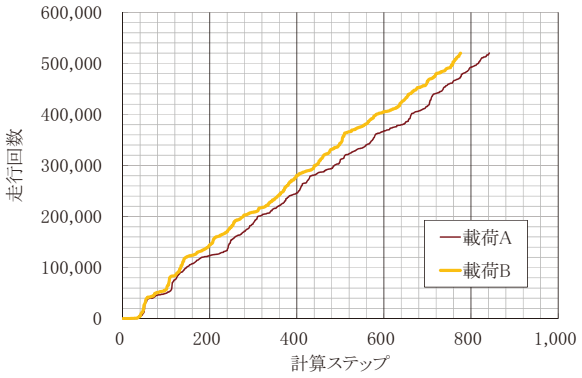


図-4.2.7.13　計算ステップと走行回数（階段載 荷 ）

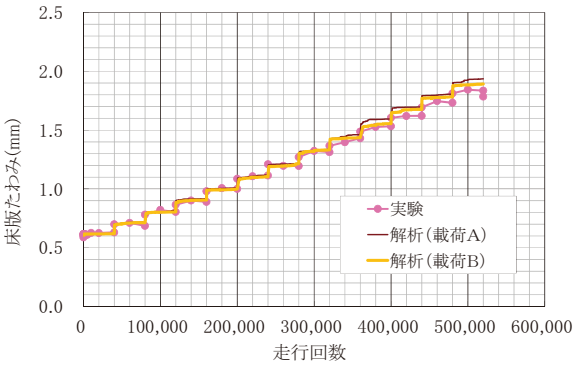
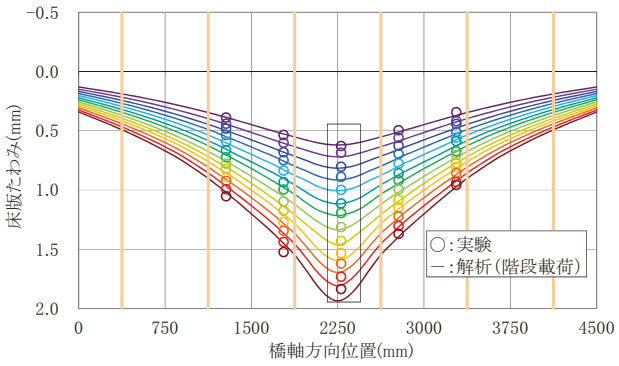
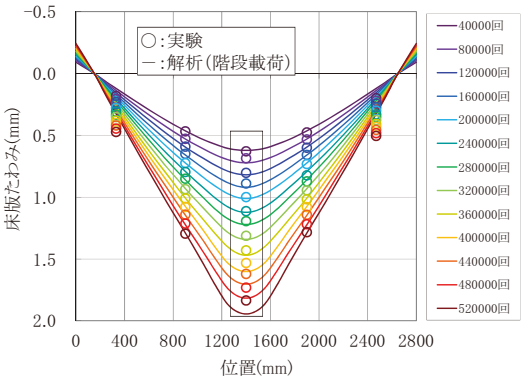


図-4.2.7.14　走行回数とたわみ（階段載荷 ）



（a） 橋 軸 方 向



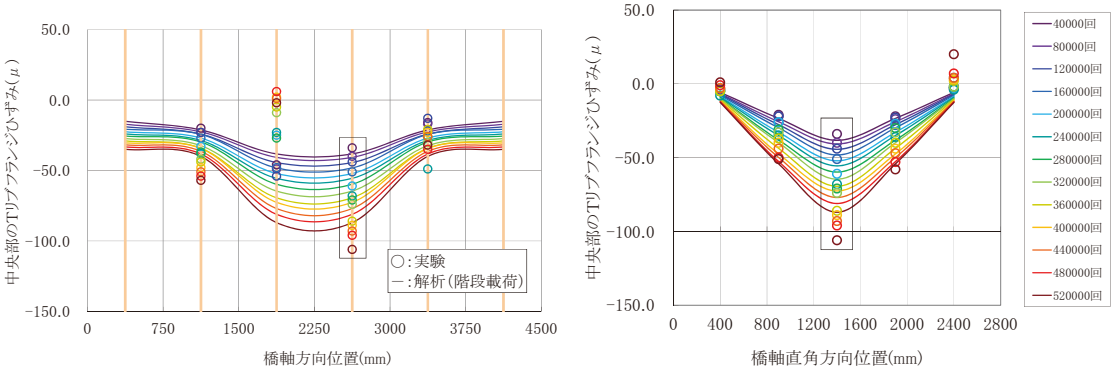
（b） 橋軸直角方向

図-4.2.7.15　たわみ分布（階段載荷A）

DFT リブのひずみ分布の比較を図-4.2.7.16 に示し、その中で□で囲んだ位置での走行回数による変化を図-4.2.7.17 に示す。橋軸方向分布の左から 2 番目の実験値を除くと、分布の傾向はよく一致しており、実験値の方が若干大きい。荷重の増加に対して実験値も解析値も単純増加しているが、増加率は実験値の方が大きい。

底鋼板のひずみ分布の比較を図-4.2.7.18 と図-4.2.7.19 に示し、その中で□で囲んだ位置での載荷による変化を図-4.2.7.20 に示す。ひずみ分布の傾向は概ね一致している。ひずみ量は一般部では解析値の方が実験値より大きく、また荷重の増加に対するひずみ量の

増分も解析値の方が大きい。一方DFTリブ位置では解析値と実験値はよく一致している。これは、解析では剥離層を設けているために底鋼板とコンクリートが一体になっておらず、底鋼板の荷重分担率が相対的に大きかったことに起因するものと考えられる。



（a）橋軸方向　　（b）橋軸直角方向

図-4.2.7.16　DFTリブのひずみ分布（階段載荷A）

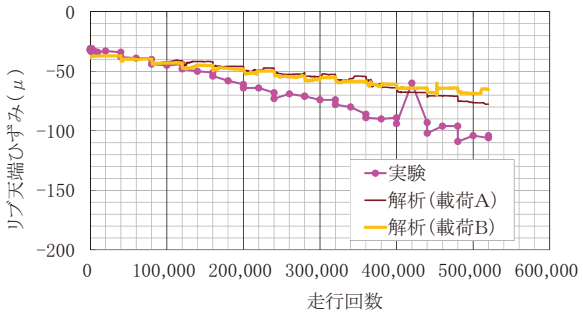
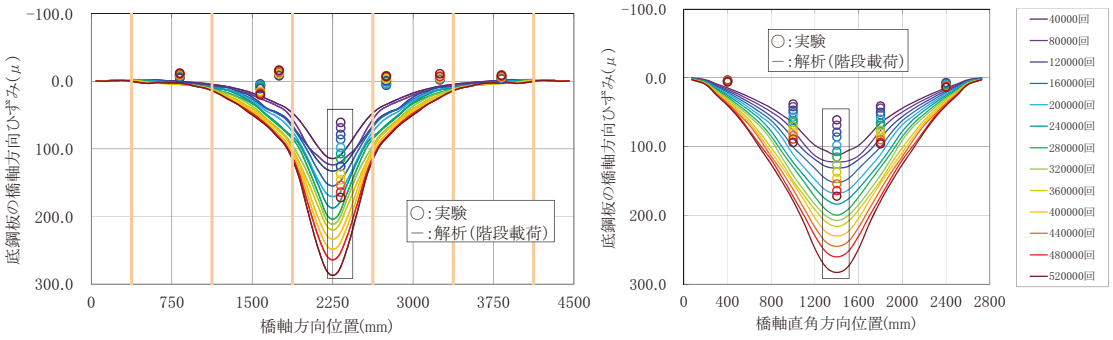
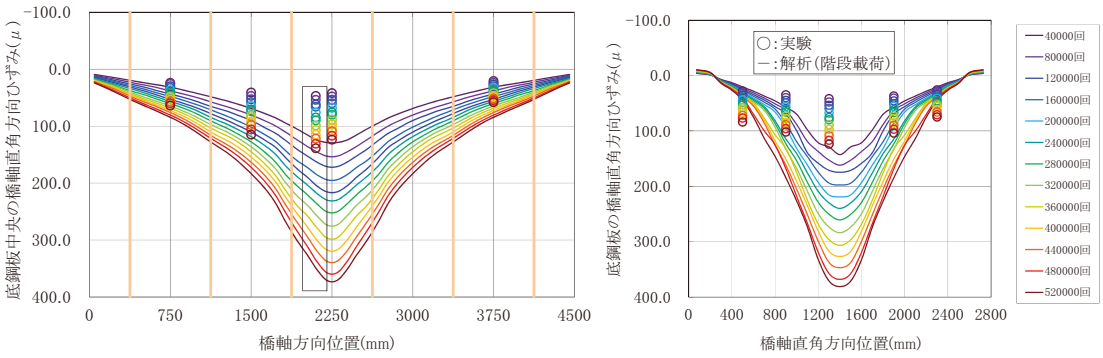


図-4.2.7.17　走行回数とDFTリブひずみ（階段載荷）

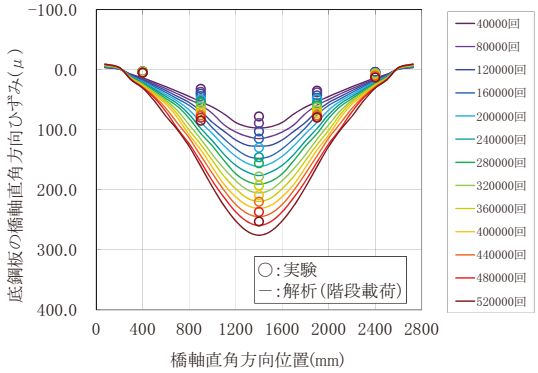


（a）橋軸直角方向ひずみの橋軸方向分布　　（b）橋軸方向ひずみの橋軸直角方向分布

図-4.2.7.18　底鋼板の橋軸方向ひずみ分布（階段載荷A）

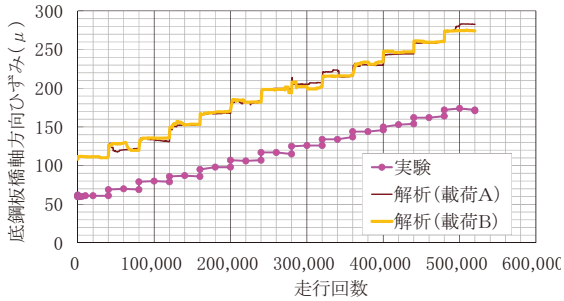


(a) 橋軸直角方向ひずみの橋軸方向分布　　(b) 橋軸方向ひずみの橋軸直角方向分布

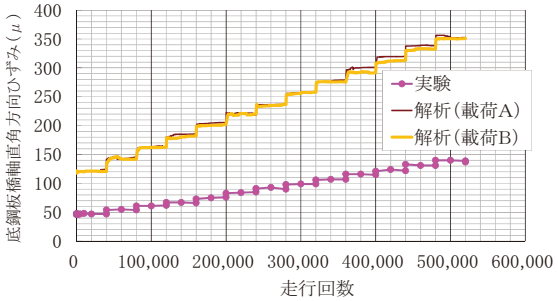


(c) DFT リブ位置での橋軸直角方向分布

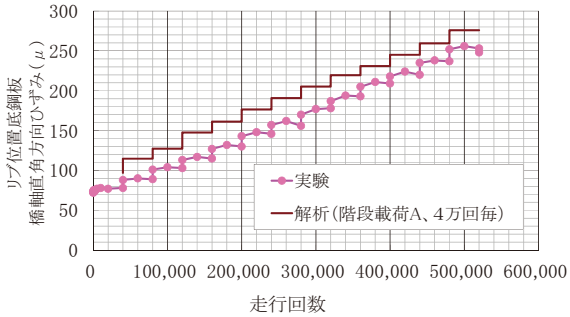
図-4.2.7.19　底鋼板の橋軸直角方向ひずみ分布（階段載荷A）



(a) 橋軸方向ひずみ



(b) 橋軸直角方向ひずみ

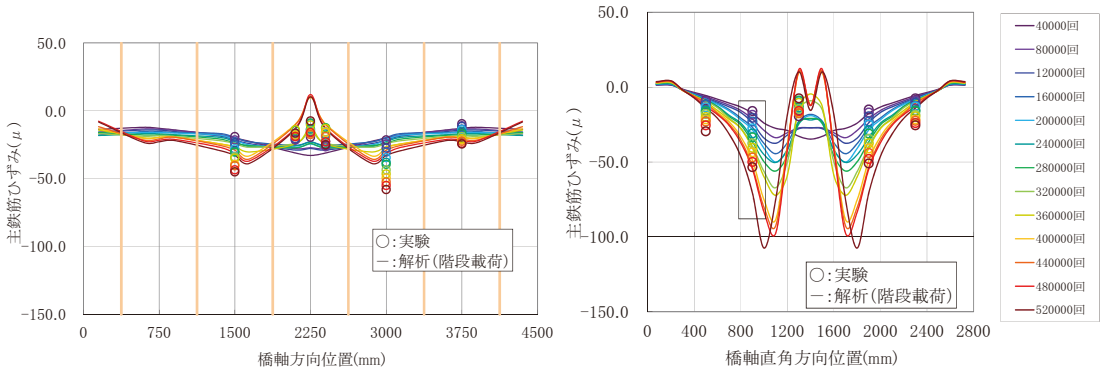


(c)　DFT 位置橋軸直角方向ひずみ

図-4.2.7.20　走行回数と底鋼板ひずみ（階段載荷）

主鉄筋のひずみ分布の比較を図-4.2.7.21 に示し、その中で□で囲んだ位置での載荷による変化を図-4.2.7.22 に示す。解析と実験の値は共に小さいが、ひずみ分布の傾向はよく一致している。荷重の増加に対する□部のひずみも、解析値と実験値はよく一致している。

配力鉄筋のひずみ分布の比較を図-4.2.7.23 に示し、その中で□で囲んだ位置での載荷による変化を図-4.2.7.24 に示す。解析と実験のひずみ分布の傾向は概ね一致している。解析の載荷Aでは、28 万回と 36 万回でコンクリートの破壊によると思われるひずみの増加が見られるが、実験値は荷重の増加に対して大きな変化が無く単純増加している。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.7.21　主鉄筋のひずみ分布（階段載荷A）

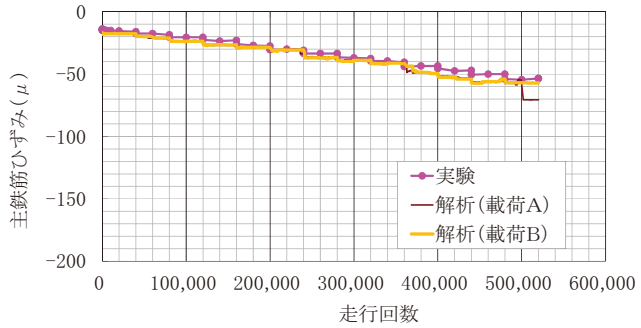
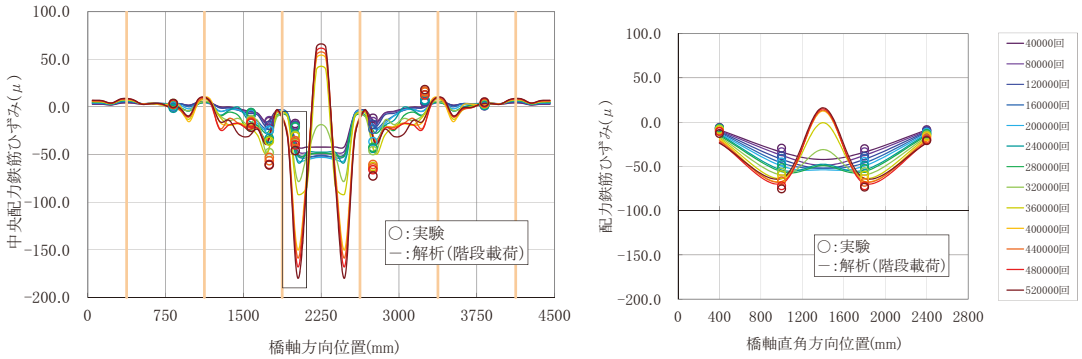


図-4.2.7.22　走行回数と主鉄筋ひずみ（階段載荷）



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.7.23　配力鉄筋のひずみ分布（階段載荷A）

図-4.2.7.23 の解析において見られる中央部のひずみの符号の変化（圧縮から引張）は、設置したひずみゲージが機能しなかったため、実験では計測されていない。

載荷方法の違いによる解析結果の差異は、図-4.2.7.24 に示す配力鉄筋のひずみ量において見られたが、その他に有意な差異はなかった。配力鉄筋については、最初の急激なひずみ量の増加時期は載荷方法に拘わらず 28 万回付近であったが、載荷Ａはその後 36 万回で急激な増加を示し、載荷Ｂのひずみ量は複雑な変化をしながら 52 万回時で載荷Ａに漸近している。

試験体中央部の配力鉄筋の解析におけるひずみ変化を図-4.2.7.25 に示す。28 万回頃までは徐々に圧縮ひずみが増加しているが、その後急激にひずみ量が減少し、載荷Ａ、載荷Ｂともに約 32 万回付近でひずみ量の正負が逆転し、正のひずみ量が急増している。この逆転現象は配力鉄筋が圧縮から引張に変化する破壊の定義 A に相当すると考えられる。ひずみ量が 0 となる走行回数は、載荷Ａが 33 万回、載荷Ｂが 32 万回であった。

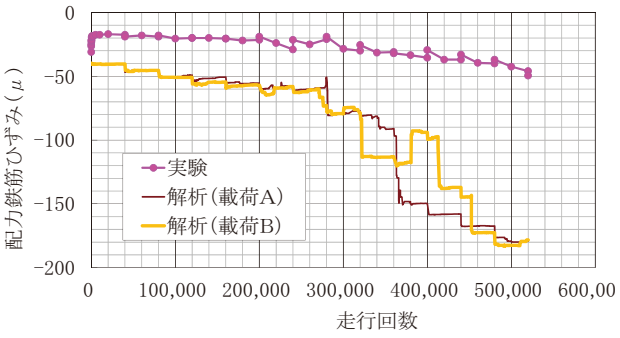


図-4.2.7.24　走行回数と配力鉄筋ひずみ（階段載荷）

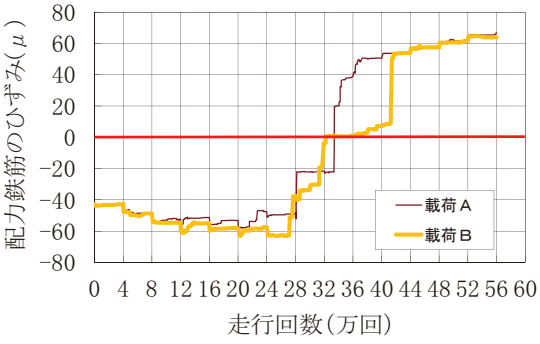


図-4.2.7.25　中央部配力鉄筋の応力変化

【剛性低下要素分布（階段載荷）】

水平ひび割れの進展イメージは図-4.2.7.26 のようになると考えられる。水平ひび割れが発生した時点では圧縮側の抵抗断面が残っている。載荷長 200mm の輪荷重が 45 度で分布すると仮定すると、DFT の上端での応力分布範囲は 344mm（200mm＋2×72mm）であるため、水平ひび割れが 3 要素 273mm（3×91mm）を超えると圧縮力に抵抗できるコンクリート断面が無くなることになる。

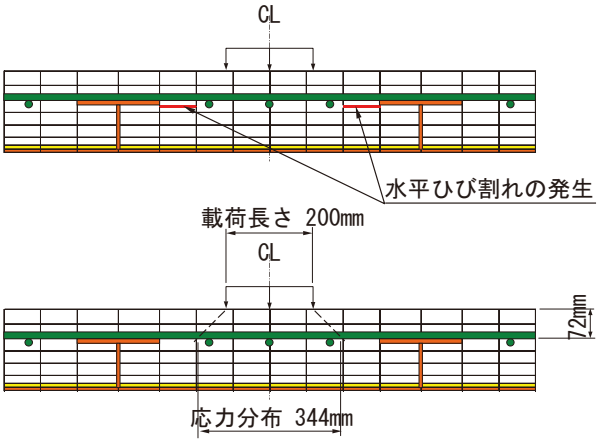


図-4.2.7.26　水平ひび割れの進展イメージ

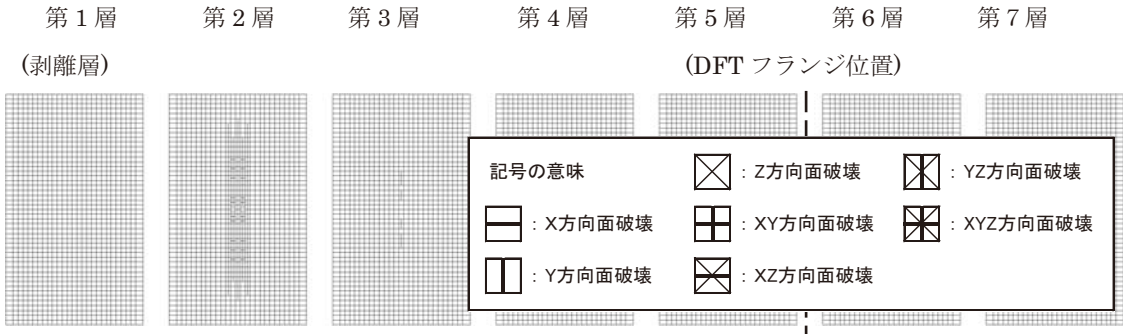
剛性低下要素分布図を図-4.2.7.27（載荷Ａ）と図-4.2.7.28（載荷Ｂ）に示す。ここでは、図化した 4 万回毎のステップのうち、下から第 3 層以降に剛性低下が生じた走行回数とイベントが生じたと推定される回数及び終了時の 52 万回だけを示している。

表-4.1.5 の破壊の定義 A に相当する回数は、図-4.2.7.25 から載荷Ａが 33 万回、載荷Ｂが 32 万回であるが、剛性低下要素分布図では両者ともに 36 万回である。破壊の定義 C に相当する配力鉄筋の位置における要素での水平ひび割れの発生回数（ｚ方向の要素破壊判定）は、載荷Ａが 40 万回、載荷Ｂが 52 万回である。リバーデッキにおいて定義 D に相当する、水平ひび割れが進展して橋軸方向に 3 連続以上の要素が破壊判定となる回数は、載荷Ａが 40 万回であるが、載荷Ｂでは 52 万回時においても生じていない。載荷Ａも載荷Ｂも 52 万回の終了時に最上層（第 7 層、表面）での剛性低下は発生していない。表-4.2.7.4 は上記の破壊のイベントをまとめたものである。載荷方法の違いによるたわみやひずみへの影響は相対的に小さいが、コンクリートの破壊の進行を示す破壊の定義に達する回数は、分布幅の広い載荷Ｂの方が多い結果であった。

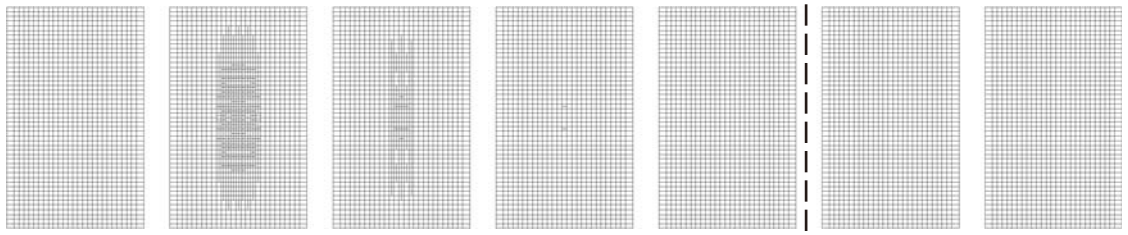
表-4.2.7.4　破壊の定義と走行回数（階段載荷）

破壊の定義	載荷Ａの回数	載荷Ｂの回数
水平ひび割れ	24 万回	44 万回
A	33 万回	32 万回
C	40 万回	52 万回
D	40 万回	52 万回以上
最上層の破壊	52 万回以上	52 万回以上

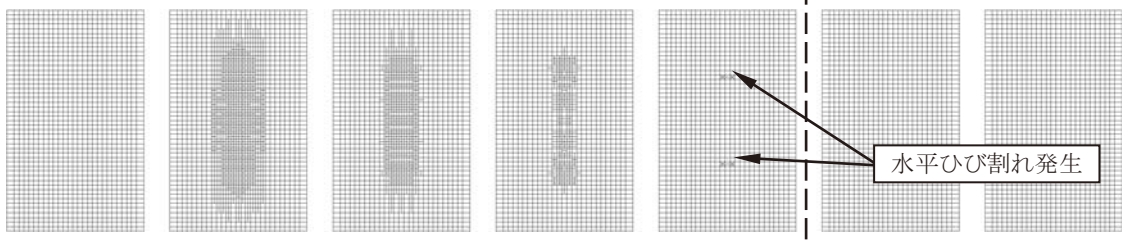
1)走行回数 40,000 回(76 ステップ):第 3 層に剛性低下発生



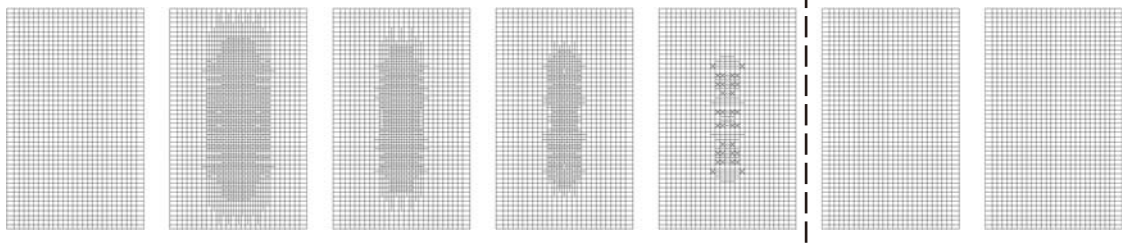
2)走行回数 120,000 回(181 ステップ) :第 4 層に剛性低下発生



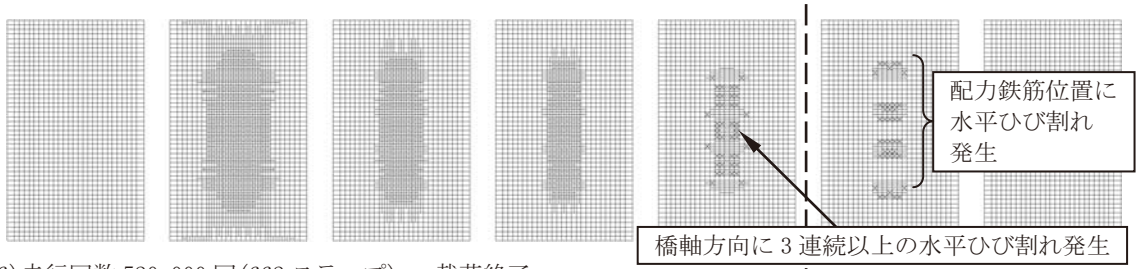
3)走行回数 240,000 回(307 ステップ) :第 5 層に剛性低下発生



4)走行回数 360,000 回(426 ステップ):破壊の定義 A と判定



5)走行回数 400,000 回(473 ステップ) :第 6 層に剛性低下発生(破壊の定義 C,D と判定)



6)走行回数 520,000 回(662 ステップ) :載荷終了

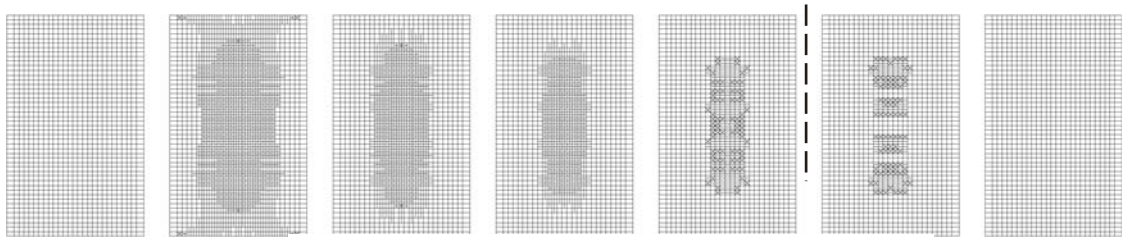
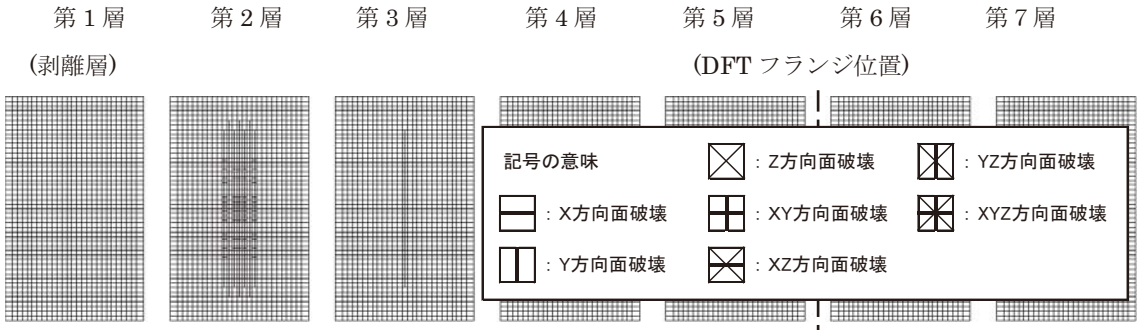
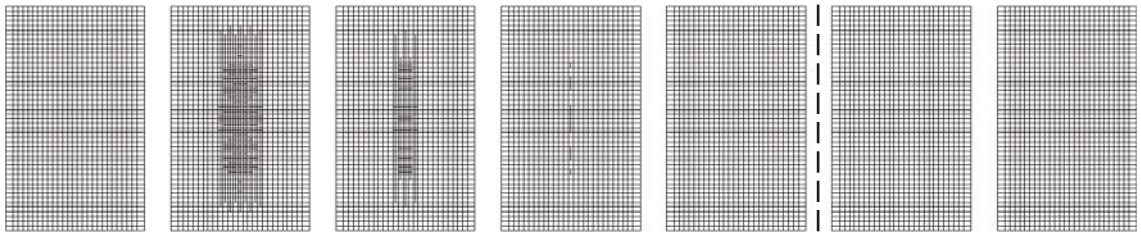


図-4.2.7.27　剛性低下要素分布(載荷Aの階段載荷)

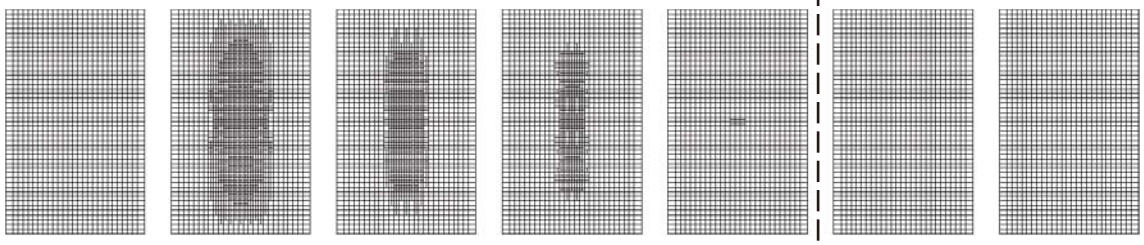
1)80,000 回（108 ステップ）：第 3 層に剛性低下発生



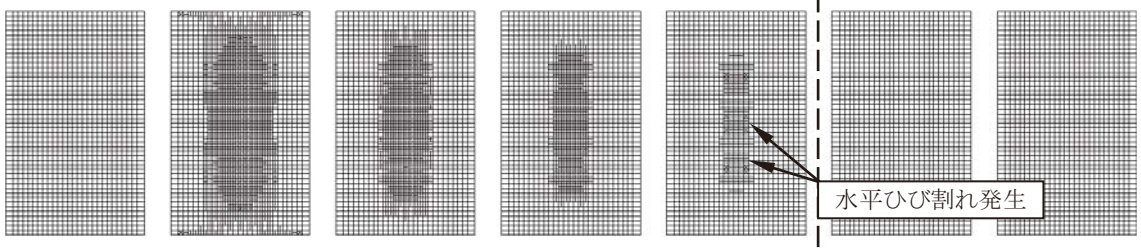
2)160,000 回（214 ステップ）：第 4 層に剛性低下発生



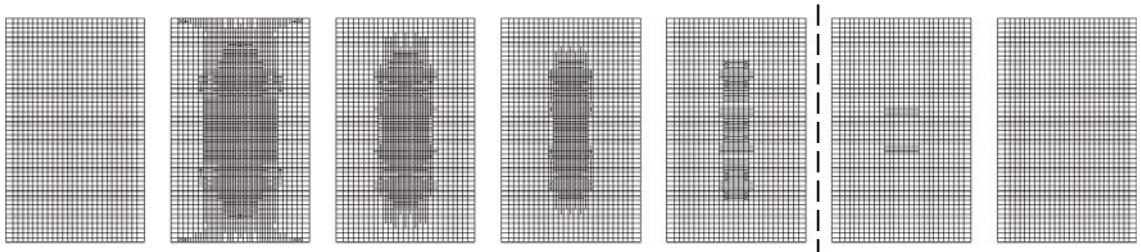
3)320,000 回（462 ステップ）：第 5 層に剛性低下発生（破壊の定義 A と判定）



4)440,000 回（658 ステップ）



5)480,000 回（721 ステップ）：第 6 層に剛性低下発生



4)520,000 回（776 ステップ）：載荷終了時（破壊の定義 C と判定）

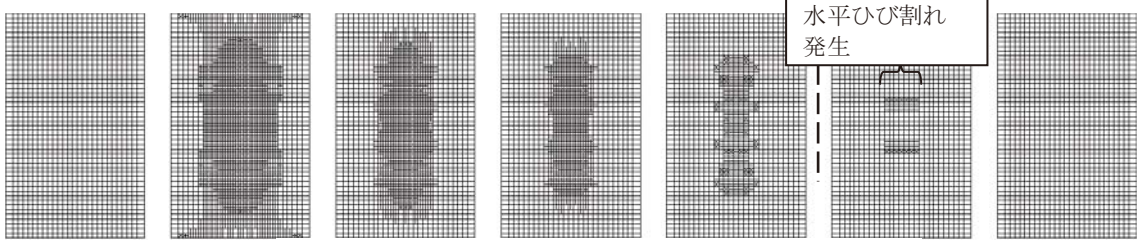
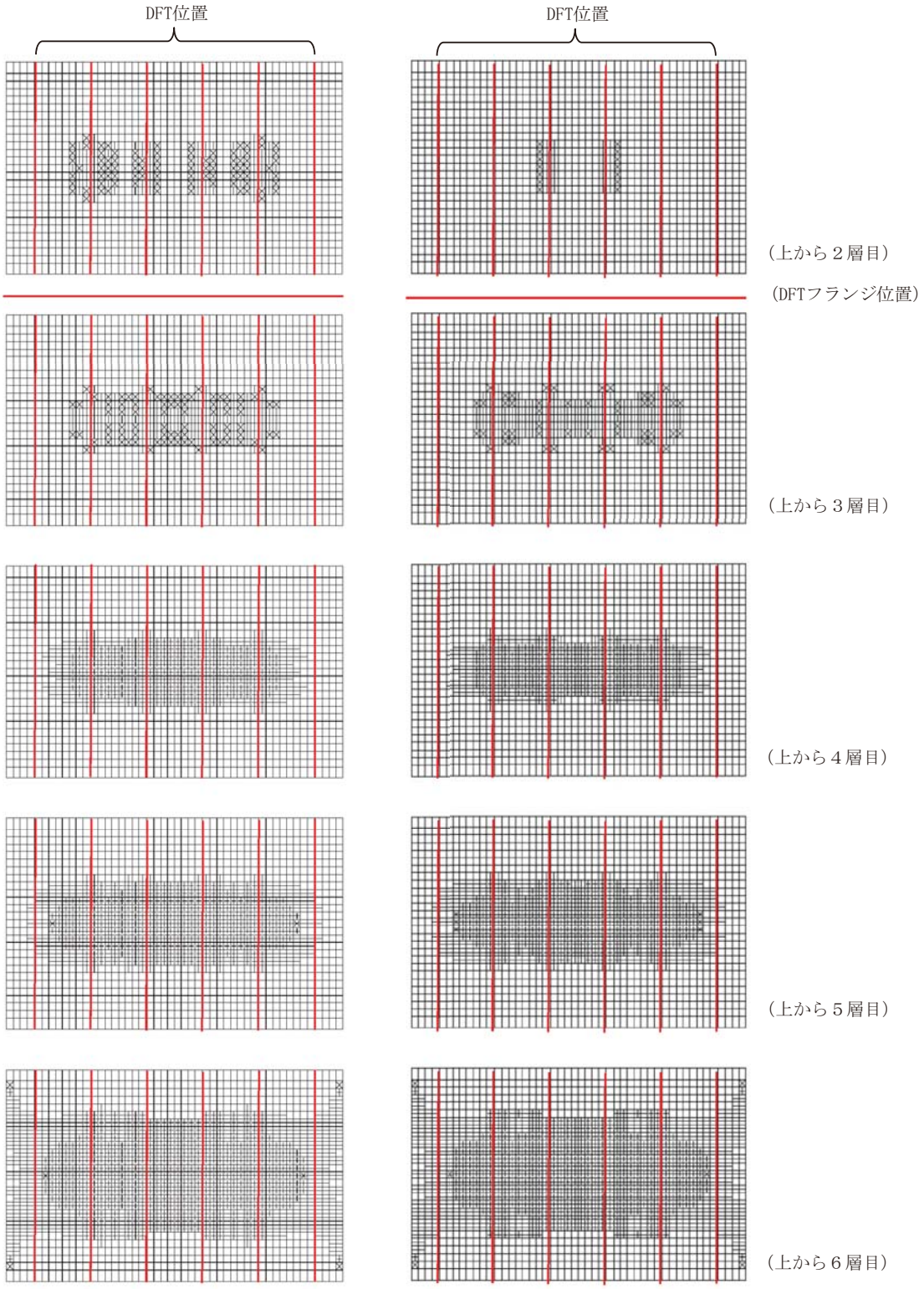


図-4.2.7.28　剛性低下要素分布（載荷Ｂの階段載荷）



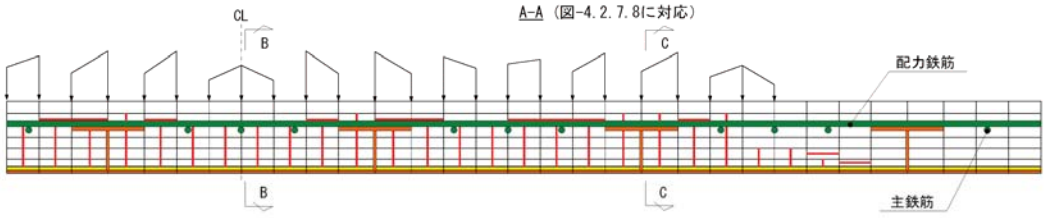
(a) 載荷Ａの解析　　(b) 載荷Ｂの解析

図-4.2.7.29　走行回数 52 万回時の剛性低下要素分布

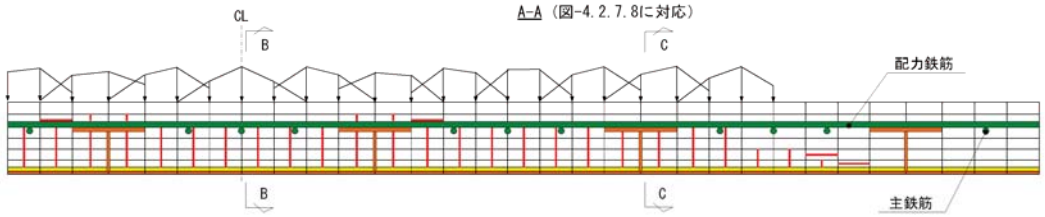
52 万回載荷終了時の剛性低下要素分布の詳細を図-4.2.7.29～図-4.2.7.31 に示す。いずれも対比すべき実験結果においてはひび割れの発生は確認されなかった。

図-4.2.7.30 と図-4.2.7.31 における鉛直の線は平面方向の破壊を示し、水平の線は版厚方向の水平ひび割れを示している。水平ひび割れは DFT フランジ下面の層の DFT 中間部から発生し、DFT フランジ上面の層の DFT フランジ上に拡がっている。これは、DFT フランジが DFT 間の下層の水平ひび割れの発生を抑制しているためと推察される。

載荷Ａと比較し載荷Ｂでは剛性低下要素の進展速度が相対的に遅い傾向がみられた。これは荷重の分布範囲が広いことに起因するものと思われる。実験の結果ではひび割れが生じていないことから、両方とも安全側の評価となるが、載荷Ｂの方が実験結果に近いと考えられる。

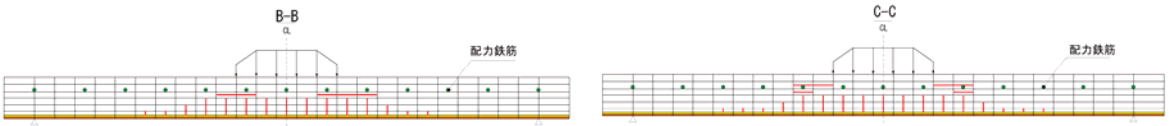


(a) 載荷Ａの解析

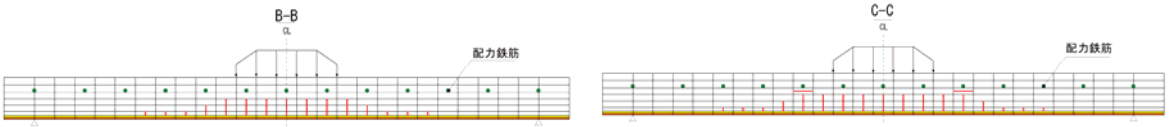


(b) 載荷Ｂの解析

図-4.2.7.30　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸直角方向断面）



(a) 載荷Ａの解析



(b) 載荷Ｂの解析

図-4.2.7.31　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸方向断面）

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.7.32 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.7.33 に示す。計算は 2000 ステップまで行った。以降の実験値は、階段載荷の結果を基本荷重 157kN の倍率で換算し、走行回数は荷重倍率の 8 乗に換算し、疲労損傷度が等価となると仮定した参考値である。

たわみ量の解析値は初期値の約 20%増となる約 1000 万回以降は増加率が一定となり、載荷Ａでは約 3200 万回で、載荷Ｂでは約 5000 万回で変化が見られる。しかし、走行回数 6800 万回においても初期値からの増加量は 50%以下にとどまる結果であった。

載荷Ａの解析による床版支間の中央部におけるたわみ分布を図-4.2.7.34 に示す。分布形状の大きな変化は見られなかった。

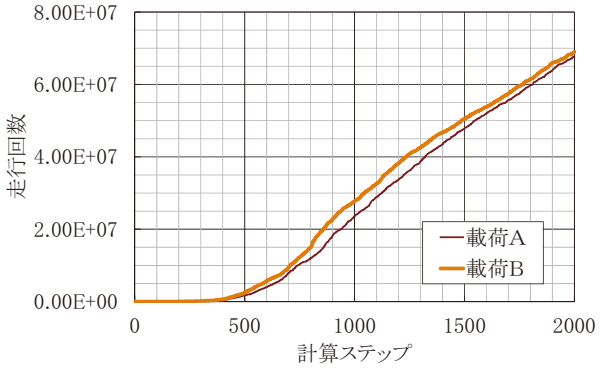


図-4.2.7.32　計算ステップと走行回数

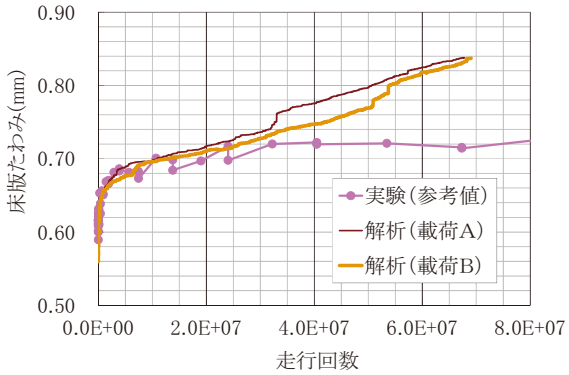


図-4.2.7.33　走行回数とたわみ

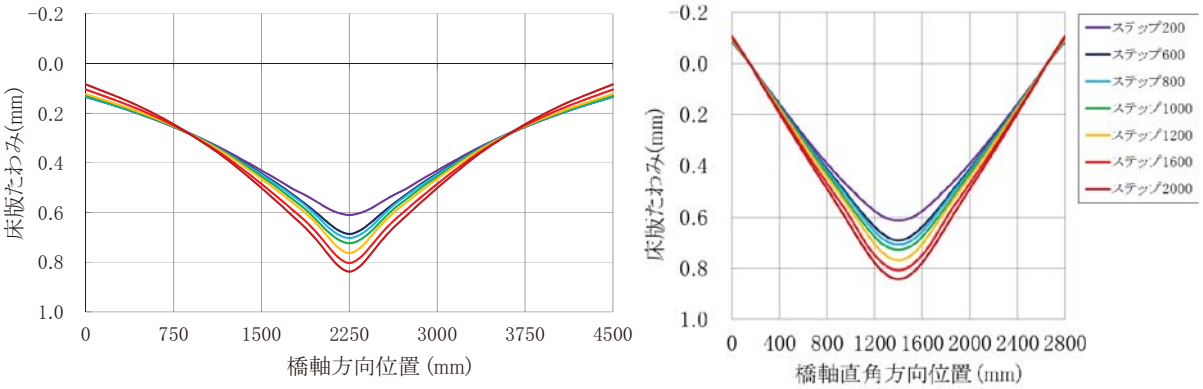
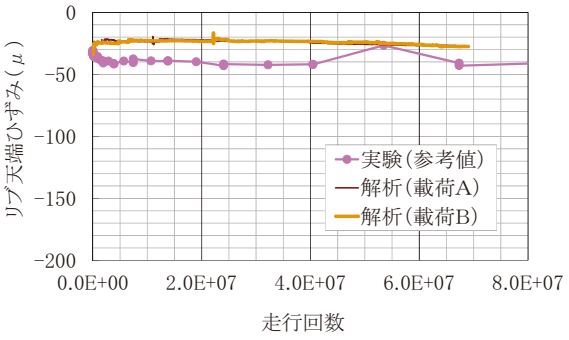
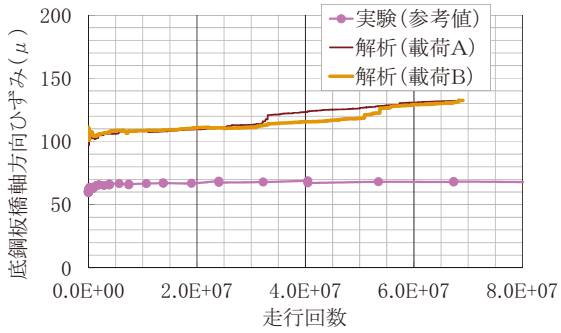


図-4.2.7.34　載荷Ａの解析のたわみ分布

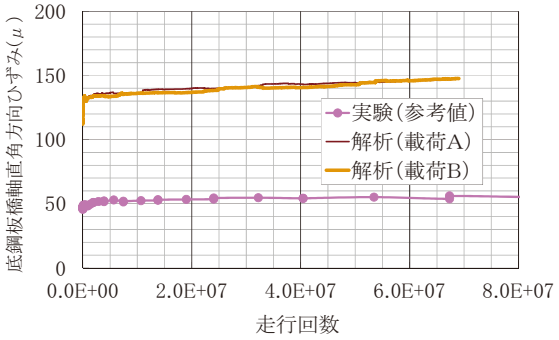
走行回数と各ひずみ量の関係について、解析と実験との比較結果は図-4.2.7.35 に示すとおりである。　底鋼板の橋軸方向ひずみと配力鉄筋のひずみにおいて、たわみ量に変化の見られた載荷Ａで約 3200 万回、載荷Ｂで約 5000 万回の時に同様の急変が確認された。



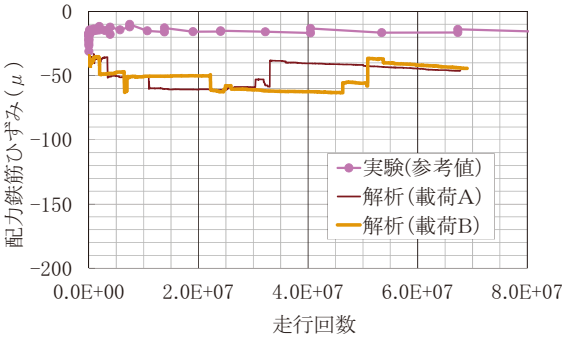
(a) DFT リブひずみ



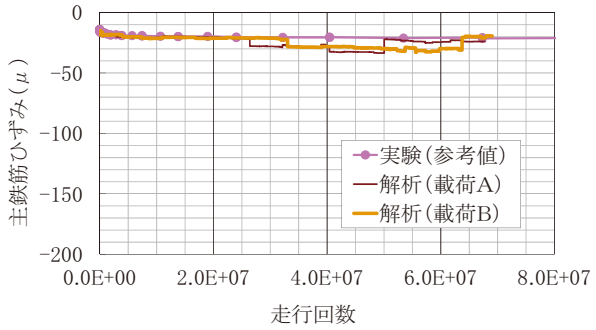
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



(d) 配力鉄筋ひずみ



(e) 主鉄筋ひずみ

図-4.2.7.35　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

中央部の配力鉄筋の解析におけるひずみ量の変化を図-4.2.7.36 に示す。配力鉄筋が圧縮から引張に変化する破壊の定義 A に相当する回数は、載荷A、載荷Bともに 200 万回付近と考えられる。また、載荷Aで約 3200 万回、載荷Bで約 5000 万回において、ひずみ量が再逆転する結果であった。

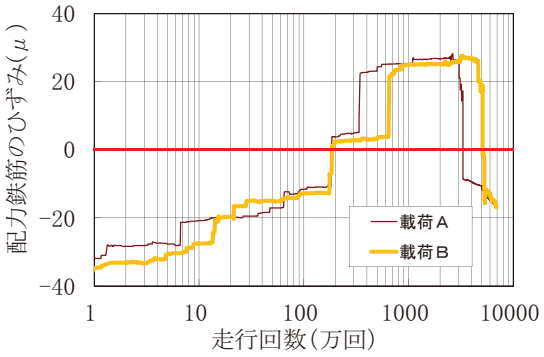


図-4.2.7.36　中央部配力鉄筋の応力変化

【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）】

剛性低下要素の分布図を図-4.2.7.37（載荷A）と図-4.2.7.38（載荷B）に示す。ここでは、下から第3層以上の要素において剛性低下が生じた走行回数とイベントが生じたと推定されるステップだけを示している。最上層（第7層）については中央部に剛性低下が生じた時とし、縁端部の剛性低下は無視した。

表-4.1.5の破壊の定義Aに相当する回数は図-4.2.7.36から載荷A、載荷Bともに200万回であり、剛性低下要素分布図では載荷Aが407万回、載荷Bが252万回となる。各段階の破壊の定義に相当する回数は表-4.2.7.5に示すとおりである。

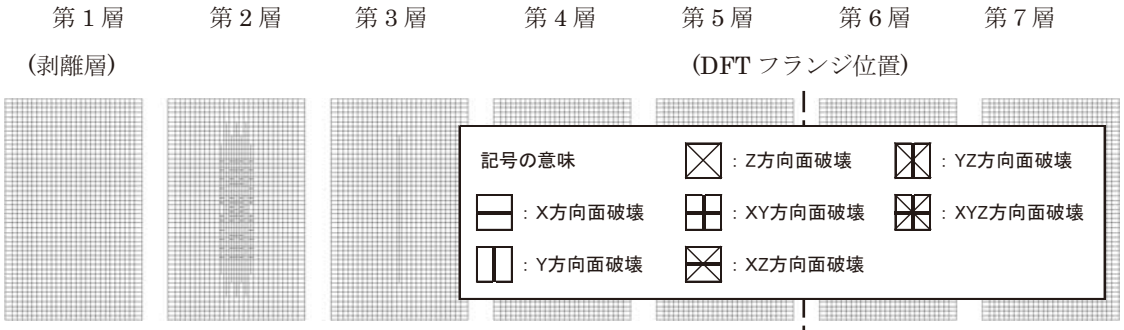
表-4.2.7.5　破壊の定義と走行回数（一定荷重走行載荷）

破壊の定義	載荷Aの回数	載荷Bの回数
水平ひび割れ	407万回	942万回
A	200万回	200万回
Aの再逆転	3200万回	5000万回
C	1200万回	2770万回
D	2370万回	2770万回
最上層の剛性低下	2890万回	5740万回

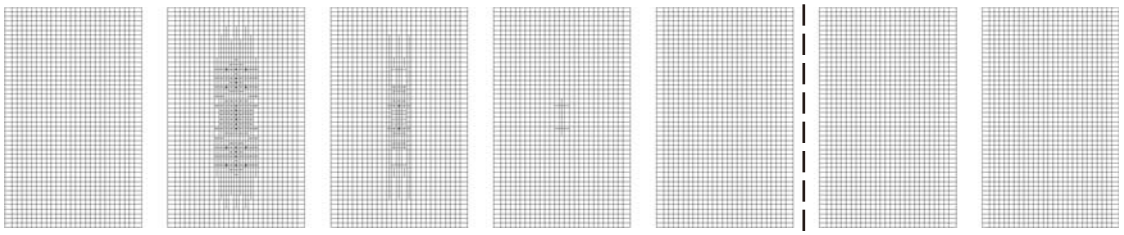
配力鉄筋の再逆転の回数と最上層の破壊の回数が近似していることから、再逆転はコンクリートの破壊が最上層まで及んだことにより生じた現象と考えられる。たわみや底鋼板のひずみの同時期での変化も同様の理由と考えられる。

載荷方法による違いについては、たわみやひずみの値と破壊の定義Aの回数には大きな差異はなかった。一方、コンクリートの破壊の進行については両者で差異が見られ、載荷Bの方が載荷Aより破壊の定義Dでは2割程度、最上層の剛性低下では2倍程度の回数増となっていた。また、破壊の定義Dから最上層の破壊に至る回数も載荷Aが約500万回で載荷Bが3000万回となっており、載荷Aが相対的に厳しい載荷方法になっていたと考えられる。

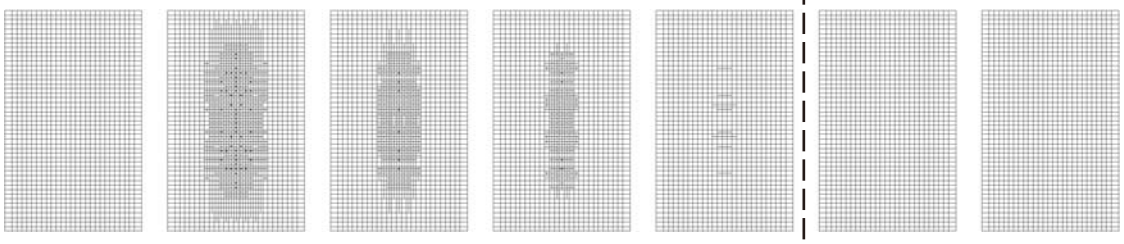
1) 走行回数 192 回（100 ステップ）：第 3 層に剛性低下要素発生



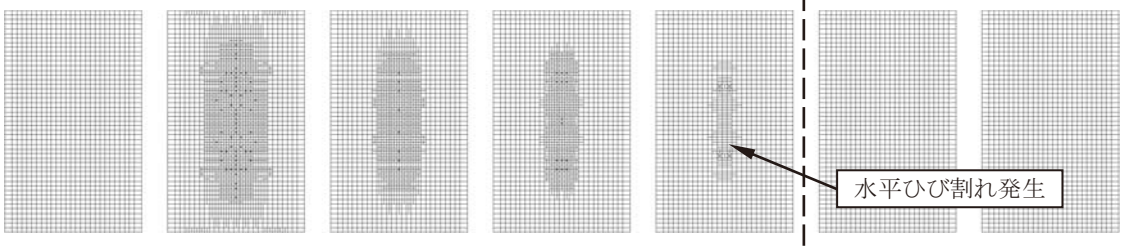
2) 走行回数 14,272 回（200 ステップ）：第 4 層に剛性低下要素発生



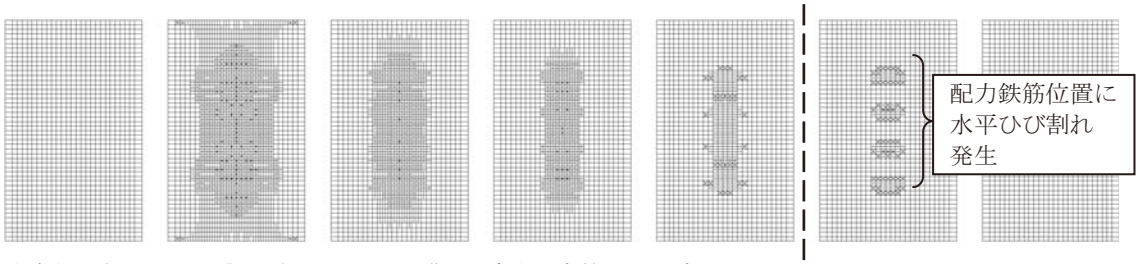
3) 走行回数 1,758,784 回（500 ステップ）：第 5 層に剛性低下要素発生



4) 走行回数 4,066,856 回（600 ステップ）：第 5 層に水平ひび割れ発生（破壊の定義 A と判定）



5) 走行回数 1.20×10^7 回（800 ステップ）：第 6 層剛性低下要素発生（破壊の定義 C と判定）



6) 走行回数 2.37×10^7 回（1000 ステップ）：破壊の定義 D と判定

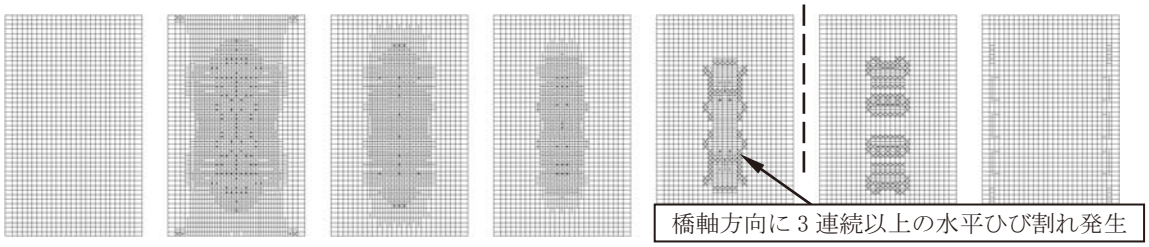


図-4.2.7.37　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷 A）

7) 走行回数 2.89×10^7 回（1100 ステップ）：最上層に剛性低下要素発生

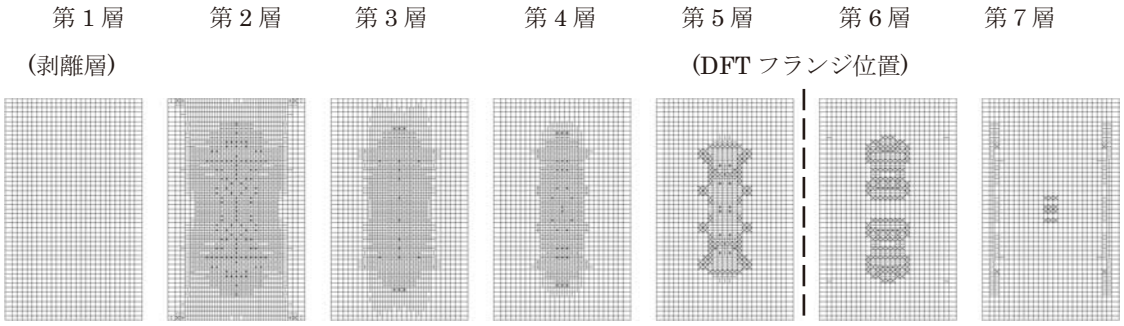
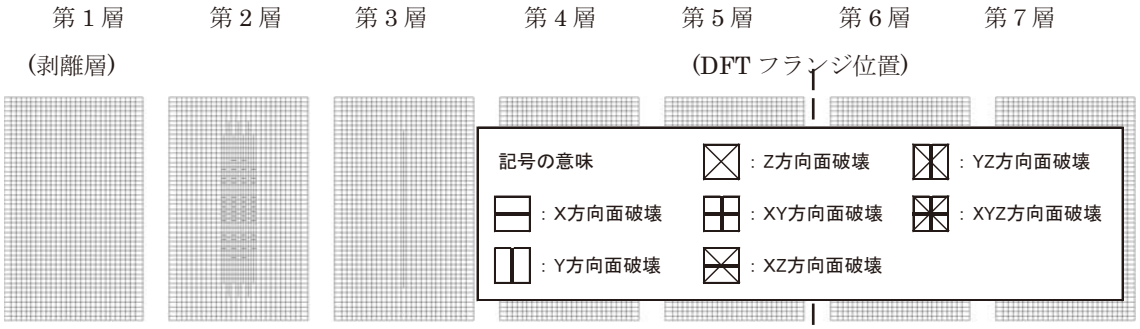
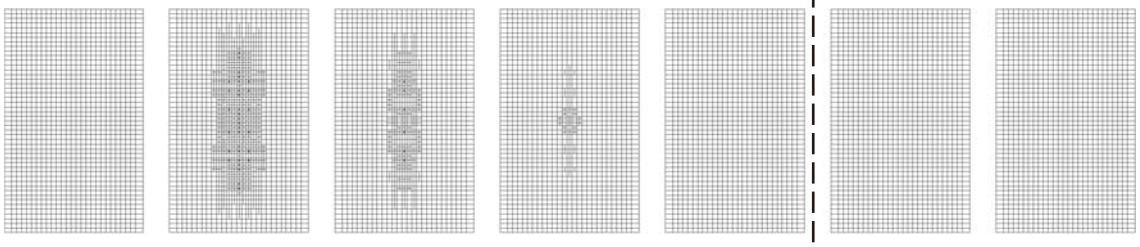


図-4.2.7.37　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷 A）

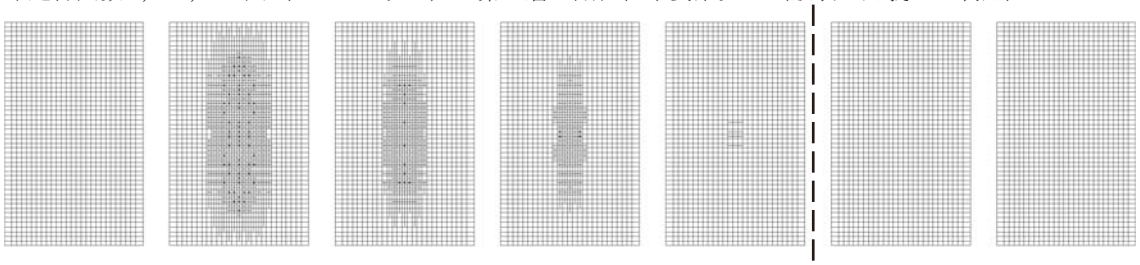
1) 走行回数 400 回（100 ステップ）：第 3 層に剛性低下要素発生



2) 走行回数 182,296 回（300 ステップ）：第 4 層に剛性低下要素発生



3) 走行回数 2,516,718 回（500 ステップ）：第 5 層に剛性低下要素発生（破壊の定義 A と判定）



4) 走行回数 9,421,633 回（700 ステップ）：第 5 層に水平ひび割れ発生

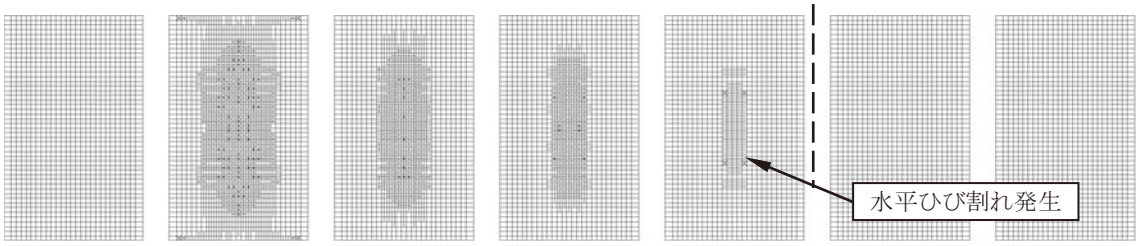


図-4.2.7.38　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷 B）

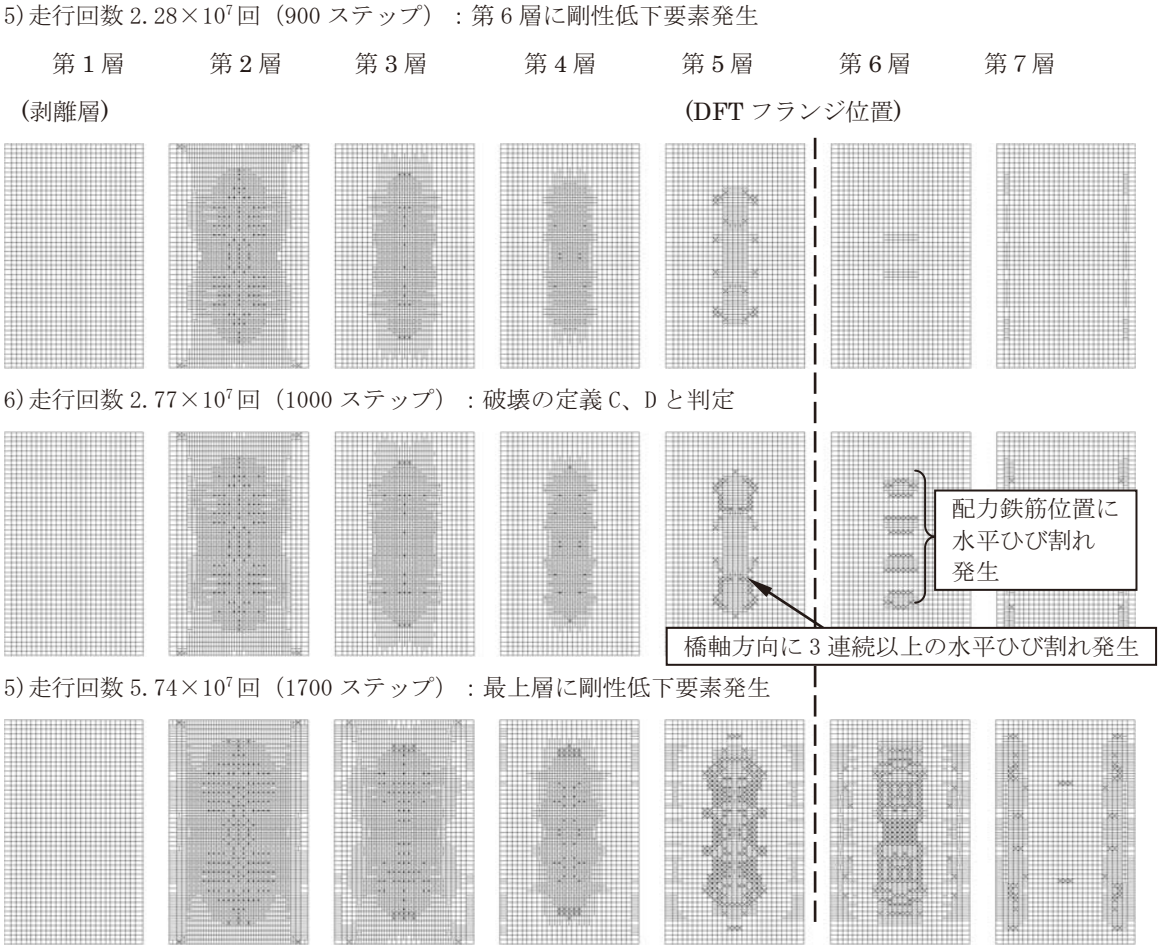


図-4.2.7.38　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷Ｂ）

(7) まとめ

リバーデッキの疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

1) 解析による検討結果のまとめ

(a) 階段載荷

- 解析結果と実験値を比較すると、たわみ、主鉄筋ひずみ及び DFT 位置の底鋼板ひずみが良く一致していた。また実験値の方が小さいことから解析により実験値を安全側に評価できる結果であった。DFT リブ中間の底鋼板や DFT リブ、配力鉄筋についても分布や荷重増加に対する傾向は同じであり、DFT リブを除いて解析の方が安全側の結果となっていた。
- 要素分割と輪荷重範囲が一致しなかったため、輪荷重の格点への分配方法を変えた 2 通りの解析を行った。たわみやひずみの性状に大きな差異は生じなかったが、コンクリートの破壊性状については両者に差異がみられた。分布範囲の狭い載荷Ａでの解析

の場合に 40 万回時に DFT のフランジ間において 4 要素連続した水平ひび割れが生じたが、分布範囲が広い載荷Ｂでは 52 万回終了時においても 3 要素以上の連続する水平ひび割れは生じていなかった。輪荷重走行試験における 52 万回終了時の切断面の観察ではひび割れは確認されておらず、載荷Ｂの方が実験結果に近いと考えられる。解析結果や類似形式の研究事例より、リバーデッキにおける水平ひび割れは DFT フランジ付近を起点として発生するものと推定できる。また、解析結果では 52 万回終了時においても最上層（表面）に剛性低下要素は発生しなかった。

- 載荷Ａの解析結果では、コンクリートに 4 要素連続した水平ひび割れが生じた 40 万回時に配力鉄筋にひずみ量の急変がみられた。鉄筋コンクリート床版の定義Ａと同様に、配力鉄筋のひずみ量の変化がひび割れの発生の指標の一つになりうると考えられる。一方、実験結果では同位置の配力鉄筋のひずみ量は荷重増に対して単純増加しており、このことからも実験ではひび割れが生じなかったものと推察できる。

(b) 一定荷重走行載荷

- 解析の結果、コンクリートの破壊が進行した状態においても、たわみや大方のひずみは漸増するにとどまり、大きな変化は見られなかった。特に、主鉄筋や DFT リブ天端、配力鉄筋の応力変動は相対的に小さかった。床版支間の中央付近の配力鉄筋については、絶対量が小さいながらもひずみに正負交番の変動が見られるなど特徴的な変化を示しており、コンクリートの破壊進行を評価する際の指標になりうると考えられる。
- 鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Ａに相当する回数は 200 万回、定義Ｃに相当する回数は載荷Ａで約 1,200 万回、載荷Ｂで約 2,800 万回であった。破壊の定義Ｄは、載荷Ａで約 2,400 万回、載荷Ｂで約 2,800 万回であった。載荷Ｂでは、その後最上層に破壊が達するのはその 2 倍に近い約 5,800 万回であった。
- 階段載荷と同様に、解析結果は実験結果に対して概ね安全側の評価を与える結果であった。

2) 破壊形態および限界状態の評価

(a) 想定される破壊形態

実験結果と、階段載荷および一定荷重走行載荷の解析結果より、リバーデッキにおける輪荷重に対する破壊の進行過程は以下のように推定される。

状態①：DFT のフランジ間のコンクリートに初期の水平ひび割れが発生する。（実験ではひび割れ確認されず）

状態②：DFT フランジ間の中央付近の配力鉄筋のひずみが引張側に転換する。(定義Ａ)

状態③：DFT フランジの上部にある配力鉄筋の周辺のコンクリートに水平ひび割れが発生する。(定義Ｃ)

状態④：DFT フランジ間の水平ひび割れが水平方向に進展する。(定義D)
状態⑤：最上層コンクリートにひび割れが発生する（剛性低下要素が発生）。なお、この状態においてもたわみ量や、配力鉄筋を含む版内部の各地点のひずみ量は相対的に小さい。

(b) 限界状態の判定基準

以上の検討結果より、想定される輪荷重が載荷された場合におけるリバーデッキの疲労限界状態の判定基準としては、状態①～④の過程を経て状態⑤に至った状態とするのが妥当であると考えられる。ここで、状態①から④の各イベントの発生順序については、対象とする床版の設計条件などにより若干変化する場合があると考えられる。また、状態⑤の段階においてもある程度の残存耐力を保持していると推定されることから、この判定基準によりある程度の余裕を持って所定の性能が満足されていること、すなわち疲労限界状態を安全側に評価できることが期待できる。

3) 留意点

リバーデッキのひび割れ性状については、荷重の載荷方法の違いにより差異が生じる解析結果であった。また、水平ひび割れについては、実験では確認されなかった一方で、解析では発生したなど両者の結果に差異が見られた。解析によりひび割れ性状を評価する際には、これらへの注意(配慮)が必要である。

4.2.8　ＫＴ－スラブ

(1) 工法の概要

鋼板パネルは、板厚 8mm の底鋼板にずれ止めと補強材を兼ねる孔あきＴ形リブをすみ肉溶接で接合したもので構成される。ハンチプレートは、底鋼板と分離されている。主鉄筋及び配力鉄筋は床版上面側に配置される。底鋼板の現場継手は、底鋼板上面に配置した添接板と高カボルトによる摩擦接合継手方式である。底鋼板は孔あきＴ形リブによりコンクリートと一体化される。合成床版は、鋼桁に配置されたずれ止めにより結合される。図-4.2.8.1 に断面構成要素を示す。

Ｔ形リブのフランジにあいている孔は、コンクリート打設時には空気孔として機能し、コンクリート硬化後には鋼板パネルとコンクリートを一体化するためのずれ止めとして機能する。

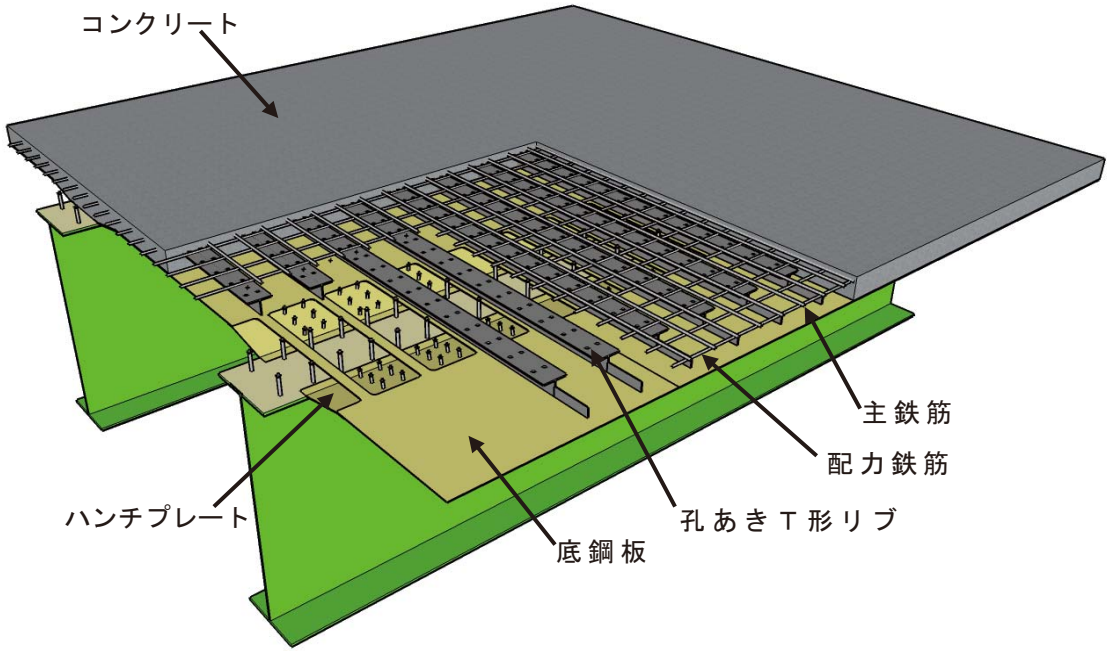


図-4.2.8.1　ＫＴ－スラブの断面構成要素

(2) 設計手法

合成前死荷重及び施工時荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重及び活荷重に対しては、鋼板パネルと主鉄筋及び配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 [8-1)]の式によって算出し、ずれ止めの耐荷力はレオンハルトらの研究を参照して誘導した式 [8-2)]によって算出している。

孔あきＴ形リブと底鋼板の溶接部は、Ｔ形リブ方向（橋軸直角方向）に対しては縦方向すみ肉溶接継手（D 等級）、Ｔ形リブ直角方向（橋軸方向）に対しては荷重非伝達型十字

すみ肉溶接継手（E 等級）とし、１個の設計輪荷重によって発生するせん断応力の一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界に対する照査を行う。

(3) 輪荷重走行試験

解析対象とする合成床版の過去に行った実験結果を以下に示す。本試験では、階段載荷方式で走行試験を行い、①破壊時の載荷荷重，走行回数及び破壊形態、②各荷重段階のたわみ，ひずみの進展の把握（鋼コンクリートの合成作用の変化）、③継手部の耐久性確認 、④鉄筋コンクリート床版とのたわみ比較に着目し、疲労耐久性を確認した。コンクリートの呼び強度は 30N/mm² であったが、コンクリートの圧縮強度試験を行った結果、44.90 N/mm2 であった。

供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.8.2 から図-4.2.8.4 に示す。底鋼板厚は供試体のサイズを考慮し 6mm としている。載荷荷重は階段状荷重漸増載荷とし、初期荷重を 157kN、４万回走行ごとに 20kN ずつ荷重を増加させるものとした。また、供試体が破壊に至るまで、もしくは走行回数 52 万回（荷重：392kN）まで実施するものとした（図-4.2.8.5 参照）。

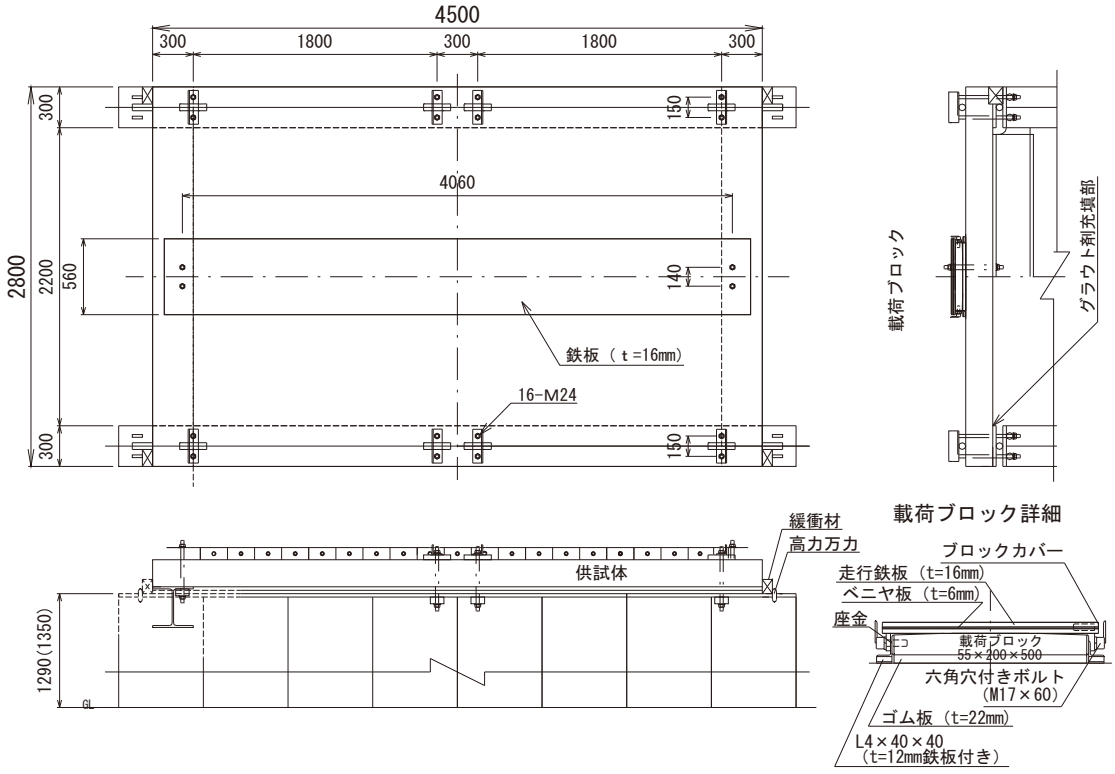


図-4.2.8.2　供試体の基本寸法と支持条件

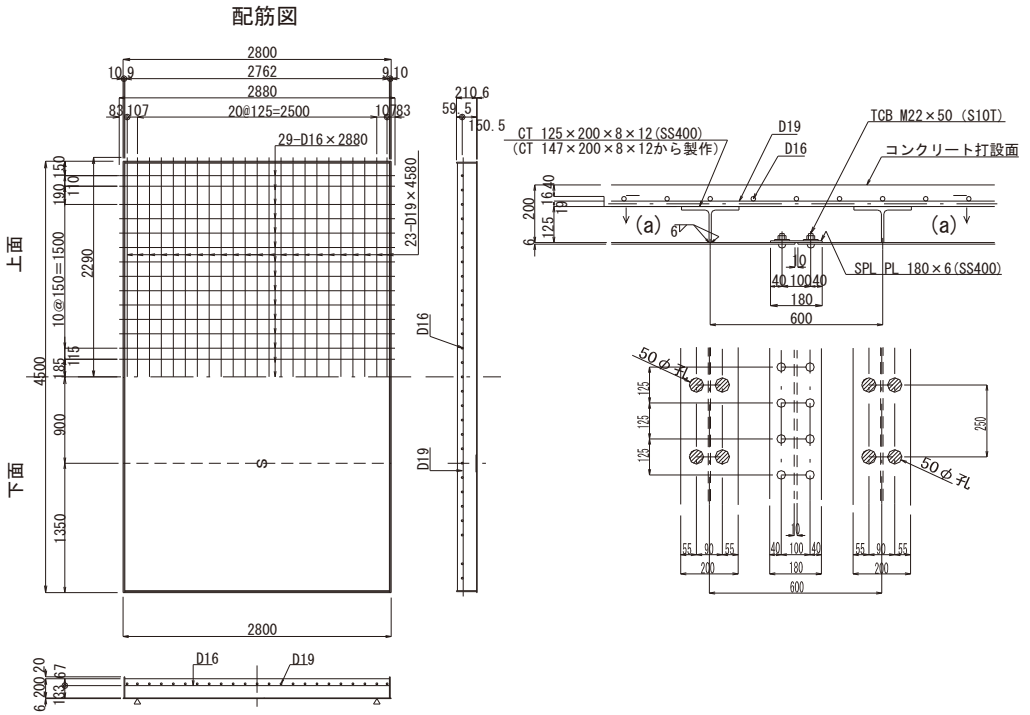


図-4.2.8.3　供試体の詳細(a)

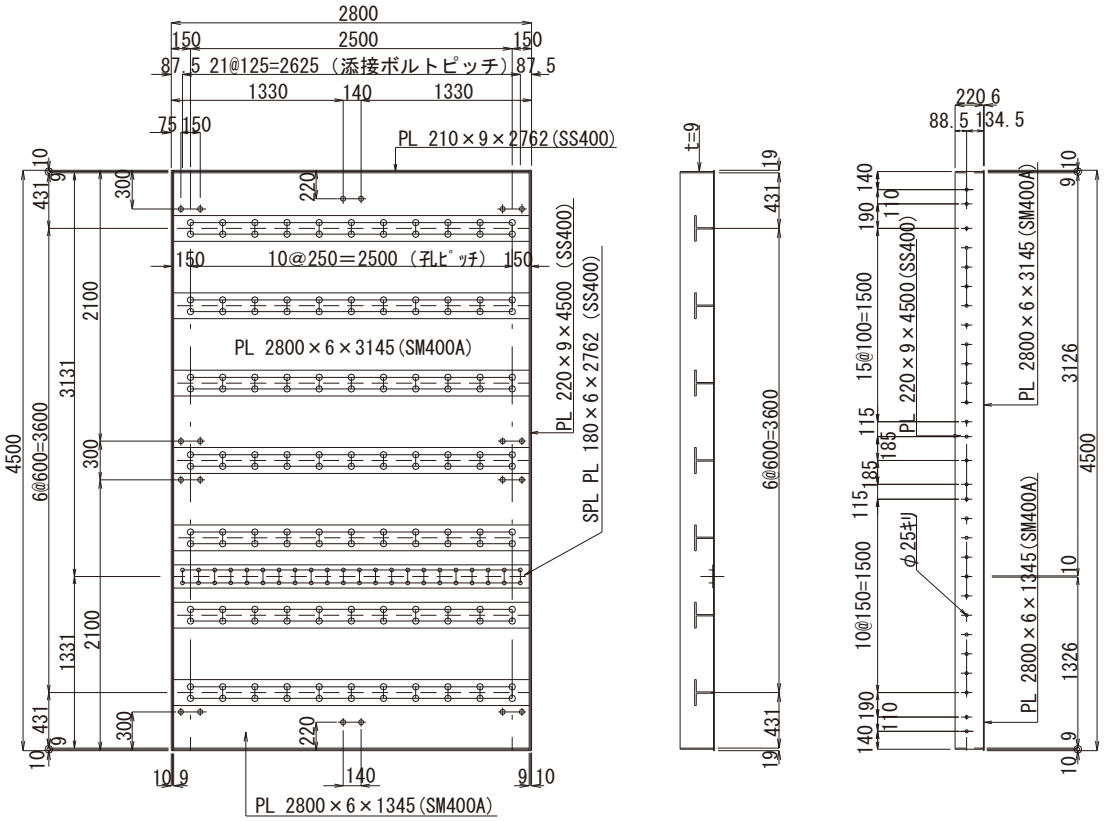


図-4.2.8.4　供試体の詳細(b)

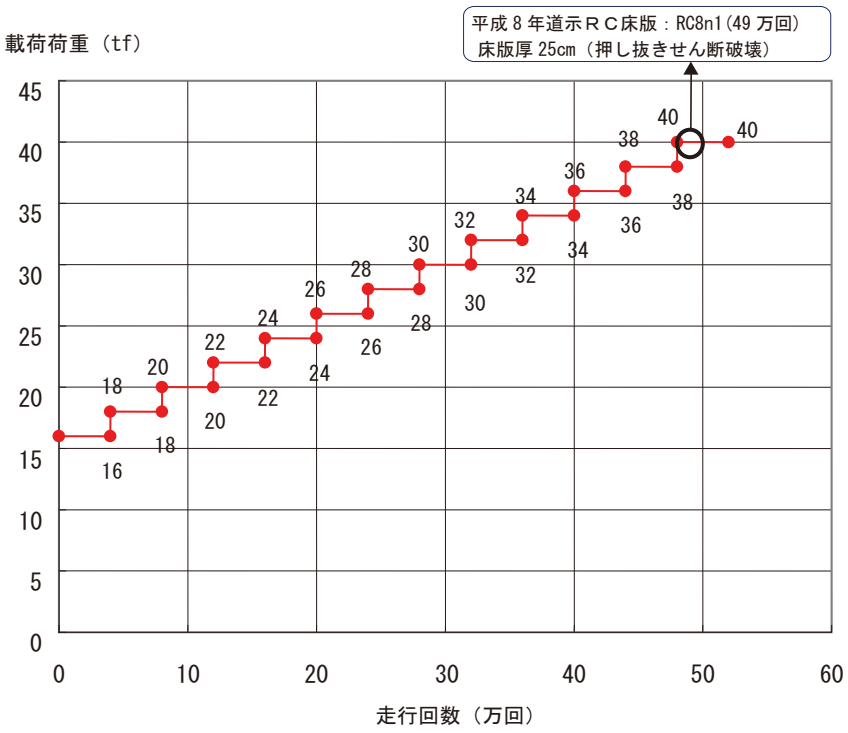


図-4.2.8.5　載荷荷重

供試体中央の床版たわみと走行回数の関係を図-4.2.8.6 に示す。図中の除荷時たわみは残留たわみを表し、載荷時のたわみは除荷時のたわみと静的載荷時のたわみの合計を表している。

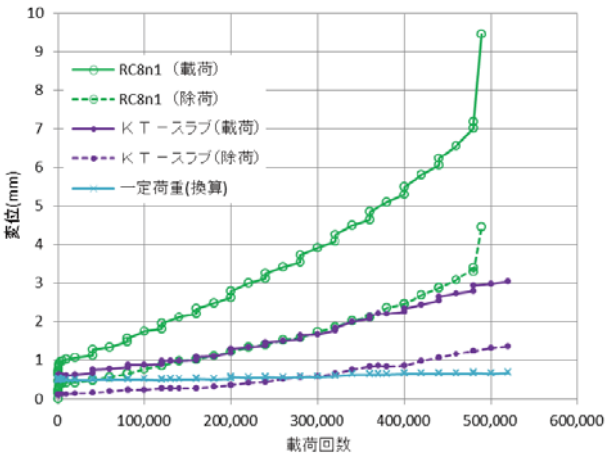


図-4.2.8.6　たわみ(支間中央)

同図より、載荷荷重 392kN・走行回数 52 万回に至るまで、破壊につながるような急激なたわみ増加現象が見られないことがわかる。たわみは、階段状荷重漸増載荷している荷重を一定荷重(157kN)に換算するとたわみの変化がほとんどないことから、疲労による損傷はほとんど発生せず、床版が健全な状態を保っていることがわかる。最終的に、392kN 載荷時で総たわみの最大値は 3.0mm、除荷時（残留たわみ）の最大値は 1.4mm であった。

また載荷時のたわみについて鉄筋コンクリート床版(RC8n1)と比較すると、RC8n1 のたわみが急増する直前の走行回数 48 万回のたわみ 7mm に対して、3mm であり 40%程度にとどまっている。残留たわみについても、走行回数 48 万回で比較すると、RC8n1 で 3.2mm であるのに対して、1.4mm であり 40%程度にとどまっている。

試験終了後に供試体を切断し観察した床版内部のひび割れ分布を図-4.2.8.7 に示す。床版内部のひび割れは床版コンクリート下面から曲げによって生じたと思われるひび割れが発生している。床版上面にひび割れは見られなかった。また、水平ひび割れに進展するようなT形リブのフランジ先端などから生じるひび割れは見られなかった。また、床版コンクリート上面にはひび割れを確認できなかった。

試験中に確認した、底鋼板の剥離範囲を図-4.2.8.8 に示す。

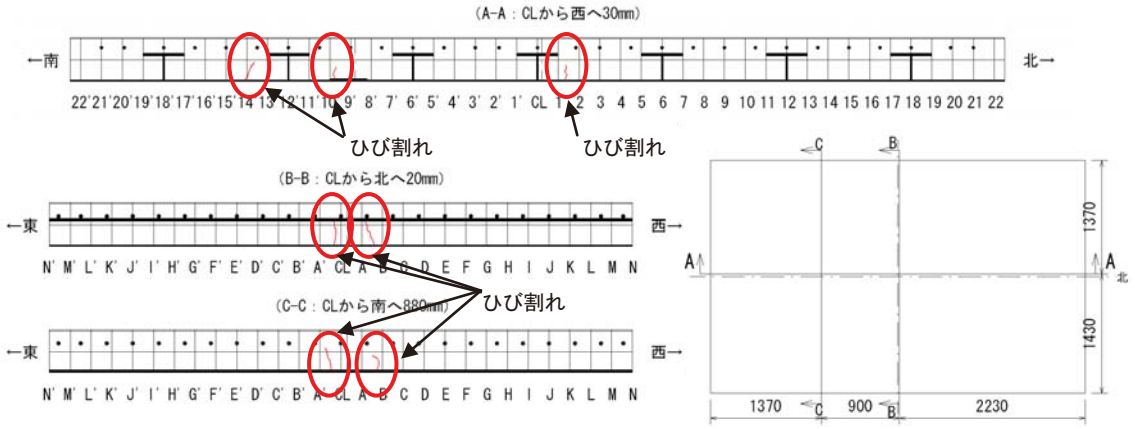
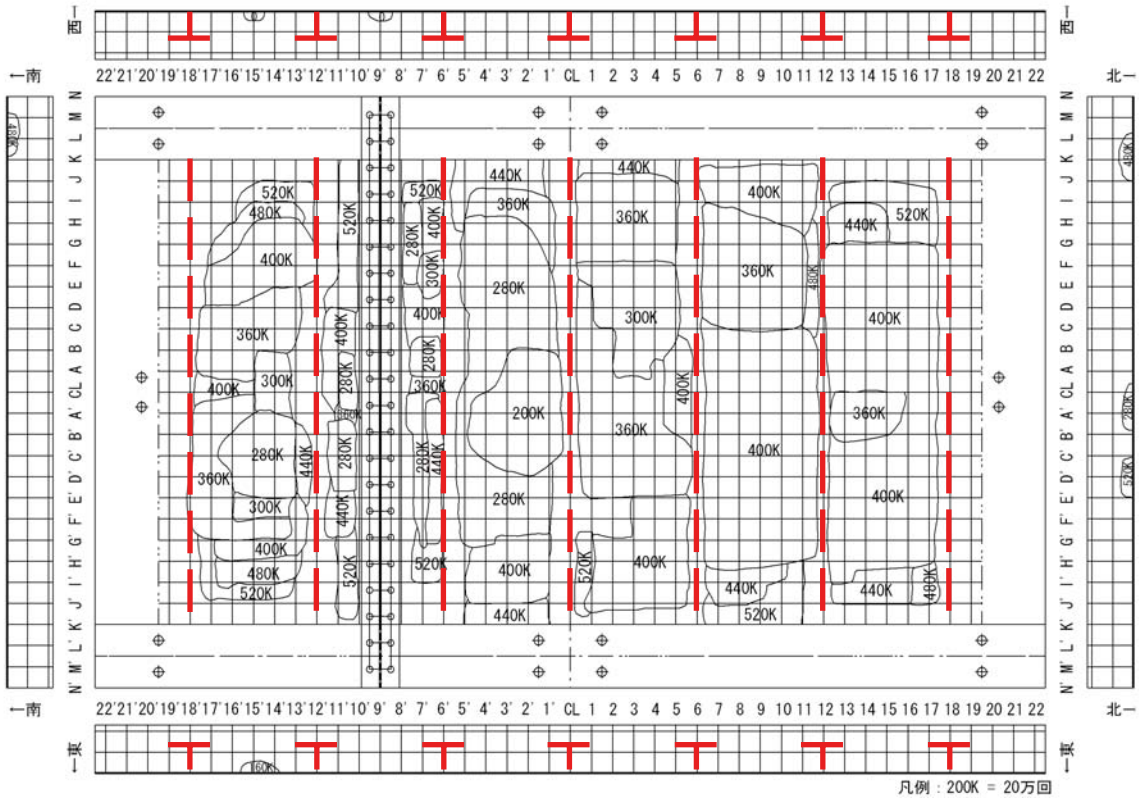


図-4.2.8.7　床版内部のひび割れ

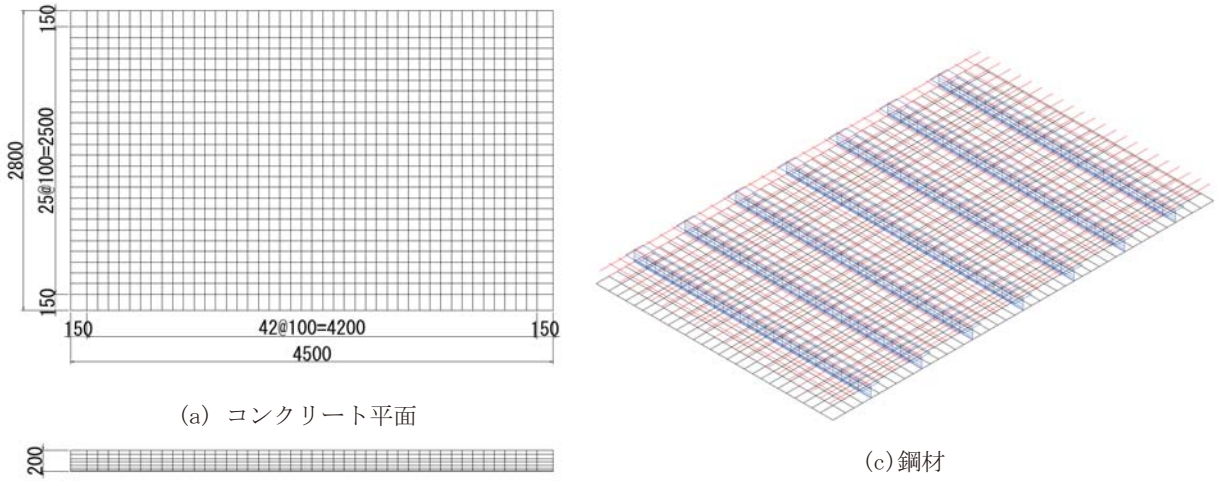


※　記号 K(千回)は剥離確認時の走行回数を示す。

図-4.2.8.8　剥離分布

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、T形リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.8.9 に示す。平面的な要素分割は、ほとんどの要素で 100×100mm となった(図-4.2.8.9(a))。



(a) コンクリート平面

(b) コンクリート側面

(c)鋼材

図-4.2.8.9　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.8.10 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数及びせん断弾性係数を低減した。

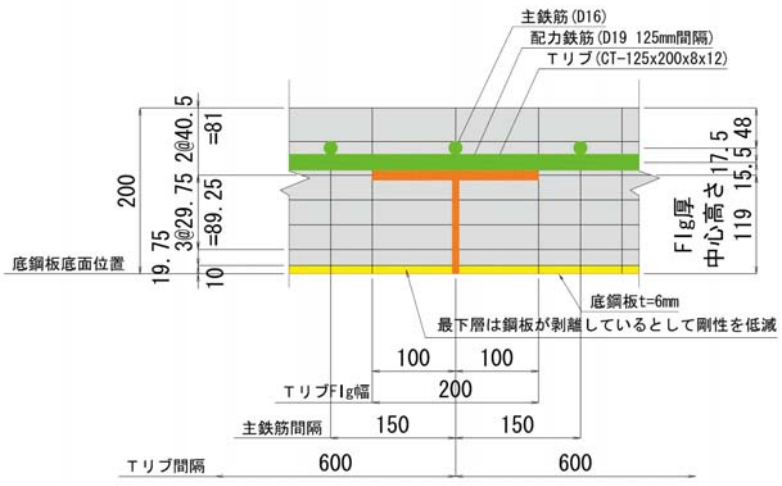


図-4.2.8.10　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）を載荷としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.8.1 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm2 として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.8.1　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	44.9	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	3.72	〃	2.2	0.23(σc)^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	32,640	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	13,000		12,000	〃
	ポアソン比	-	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置と解析モデルの支持条件を図-4.2.8.11 に示す。荷重は幅 500mm、長さ 200mm に区分した範囲（①から⑮）の 15 箇所に順次載荷し、移動載荷とした。各節点に載荷する荷重値は輪荷重の載荷幅内に存在する節点に対して面積比より算出した。床版の支持条件は実験と同じであり、長編は単純支持、短辺は弾性支持とした。

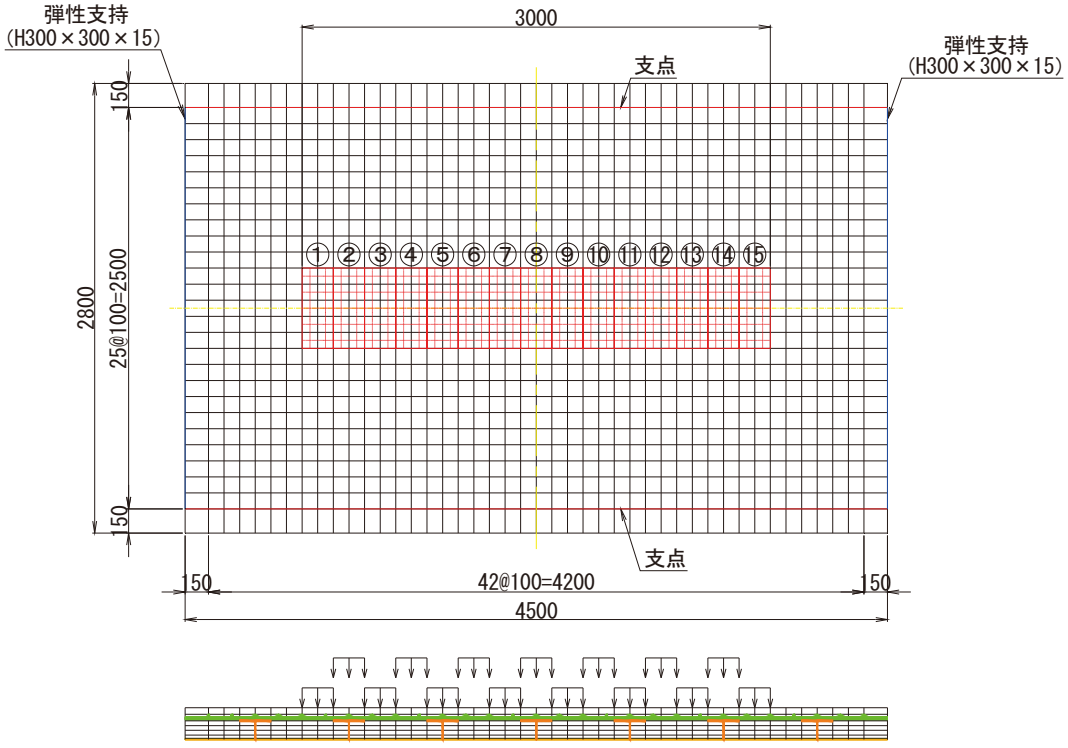


図-4.2.8.11　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

解析におけるひび割れ（コンクリート要素の剛性低下）はT形リブのフランジ下側までで止まり、床版上面に到達しなかった。各部のひずみの実験値が一部で乱れているが、実験の日程により試験機を一時的に停止した影響や、走行鉄板を交換したことが影響していると考えられる（試験機の一時停止：13 万回、37 万回、走行鉄板の交換：20 万回、32 万回、40 万回、50 万回）。階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.1.12 に示す。

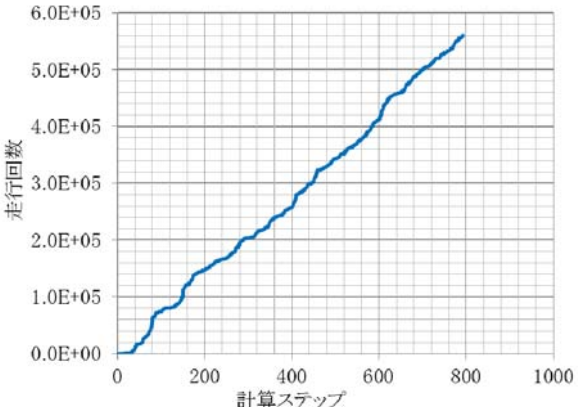


図-4.2.8.12　計算ステップと走行回数（階段載荷）

a) たわみ

走行回数とたわみの関係を図-4.2.8.13 に示す。たわみは輪荷重載荷時から除荷時を差し引いた活荷重たわみである。実験では底鋼板の剥離が進むとたわみも多少増加傾向となるものの、載荷終了時の走行回数 52 万回では実験値が 1.67mm、解析値が 1.62mm となり、実験と解析との差が大きいところでも 10%程度と概ね一致している。

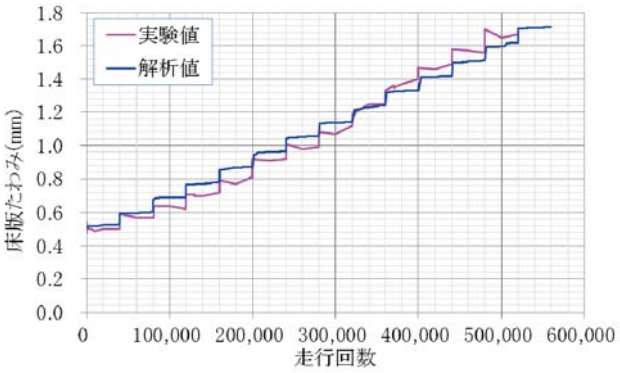


図-4.2.8.13　走行回数とたわみ（階段載荷）

b) T形リブフランジのひずみ

解析において当初圧縮側であるひずみが走行回数とともにゼロに近づくのは、引張側にあるコンクリート要素の剛性低下が徐々に進行することで中立軸が上昇したことに起因すると考えられる（図-4.2.8.14）。実験では、荷重の増加と共にひずみも増加する傾向となった。これは、実験においてT形リブ付近のコンクリート合成効果が失われず、中立軸の移動がないことに起因すると考えられる。

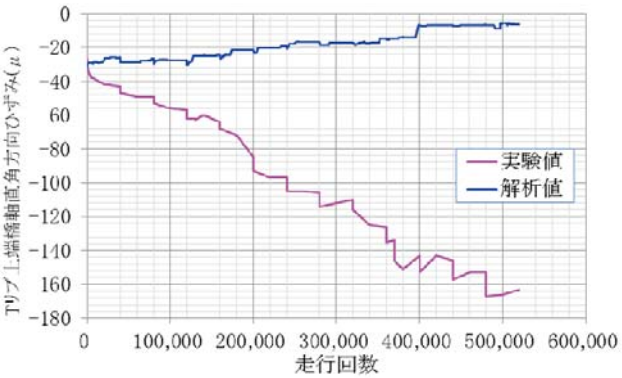
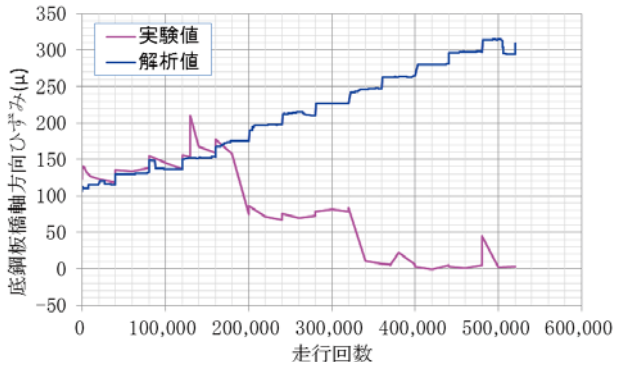


図-4.2.8.14　走行回数とT形リブのひずみ

c） 底鋼板のひずみ（橋軸方向）

解析では、底鋼板とコンクリートが剥離した状況をモデル化しているため、荷重の増加にしたがって徐々にひずみも増加した。実験値は、12 万回程度までは解析値に近い傾向を示していたが、その後は荷重の増加と共に引張ひずみが減少し、最終的にひずみはほぼゼロとなった（図-4.2.8.15）。これは、T形リブウェブ直下の底鋼板下面にひずみゲージを設置していたことが一因と考えられる。



(支間中央)

図-4.2.8.15　底鋼板橋軸方向ひずみ

d） 底鋼板のひずみ（橋軸直角方向）

解析では実験のような剥離による乱れがなく、荷重の増加にしたがって徐々にひずみも増加した（図-4.2.8.16）。解析と実験でコンクリートのひび割れ(剛性低下)性状は異なるものの、底鋼板を剥離させたモデルによる解析の値に、実験の値が荷重の増加にしたがって徐々に近づく傾向となった。

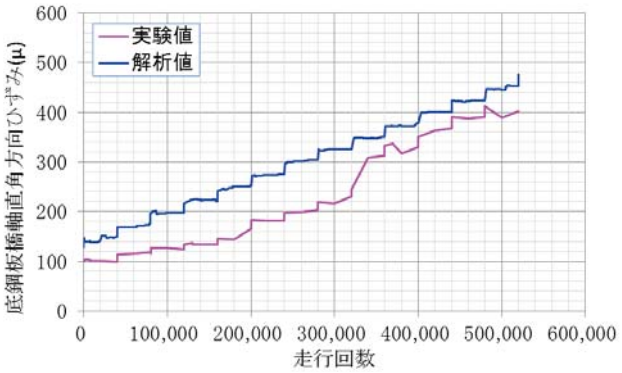
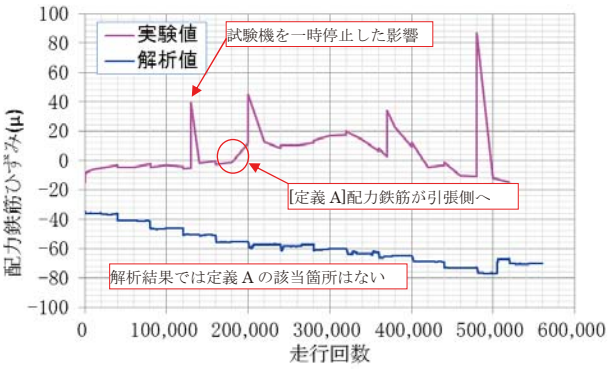


図-4.2.8.16　底鋼板橋軸直角方向ひずみ（支間中央）

e） 配力鉄筋

解析値は、荷重の増加にしたがって徐々にひずみも増加した（図-4.2.8.17(a)）。50 万回を超えたあたりから圧縮ひずみの減少が見られるものの、ひずみが引張側に転ずることはなく、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Aに相当する挙動はなかった。支間中央部の実験値は、定義 A に相当する走行回数が 18 万回程度であることがわかった（図-4.2.8.17(b)）。DBU-1、DBU-4 は、ほぼゼロで推移した(計測位置については図-4.2.8.21(a)参照)。実験値がほぼゼロ付近に推移した原因は、輪荷重走行範囲の直下を計測していたこと、測点が少なく計測値の信頼性に劣ることなど考えられるが、明確ではない。また、実験値の急激な変化は底鋼板剥離の影響のほかに、実験の日程による試験機の一時的な停止や走行部の鉄板交換による中断なども原因と考えられる。

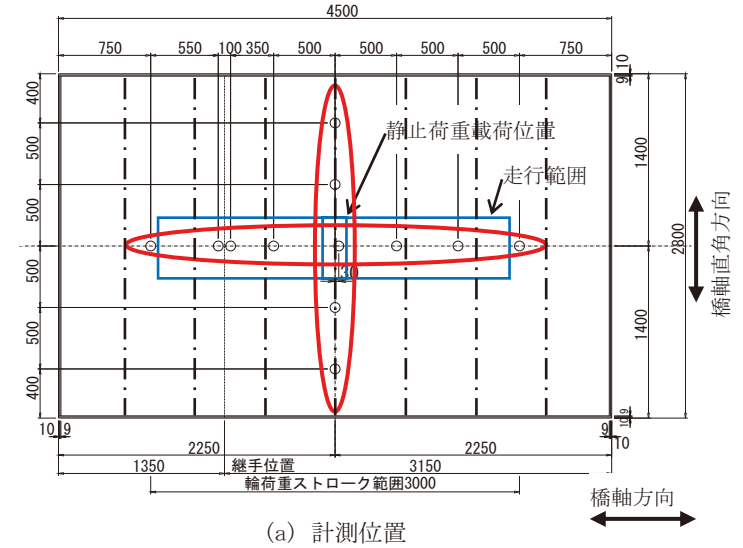


(支間中央)

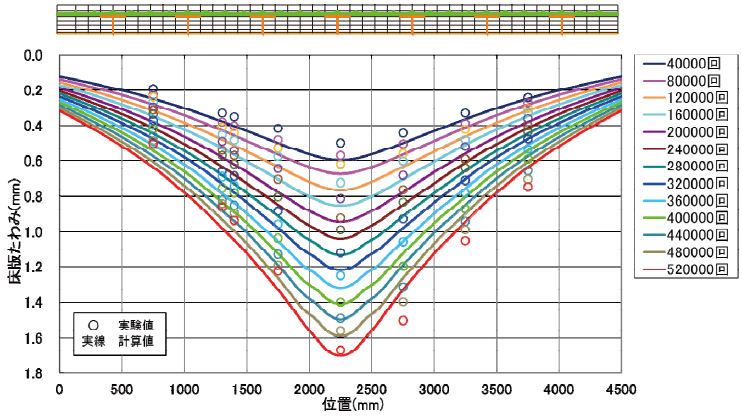
図-4.2.8.17　走行回数とひずみ（階段載荷）

f） たわみ分布

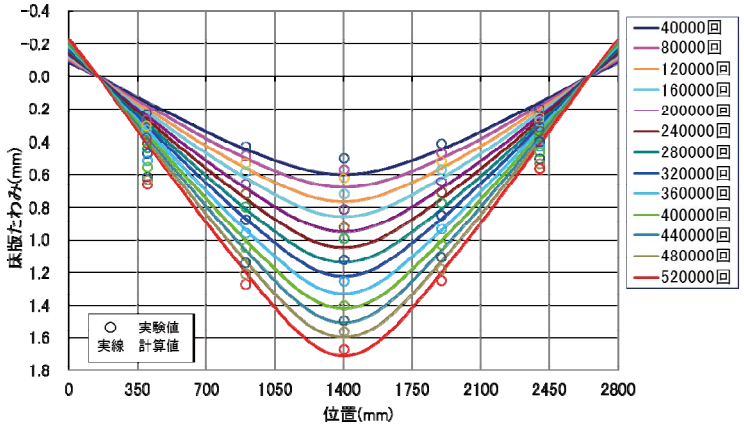
たわみ分布を図-4.2.8.18 に示す。解析値は走行回数と載荷荷重の増加にしたがってたわみが増加し、その分布に大きな乱れはない。実験値も解析値に概ね一致している。



（a） 計測位置



（b） 橋軸方向

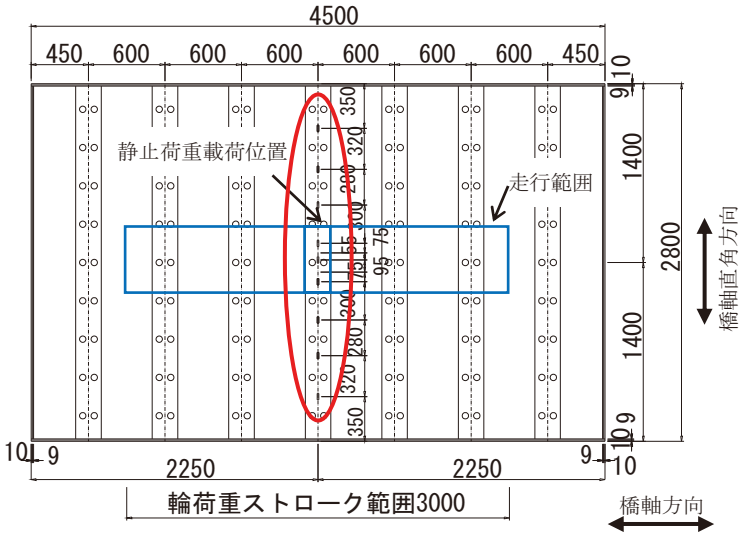


（c） 橋軸直角方向

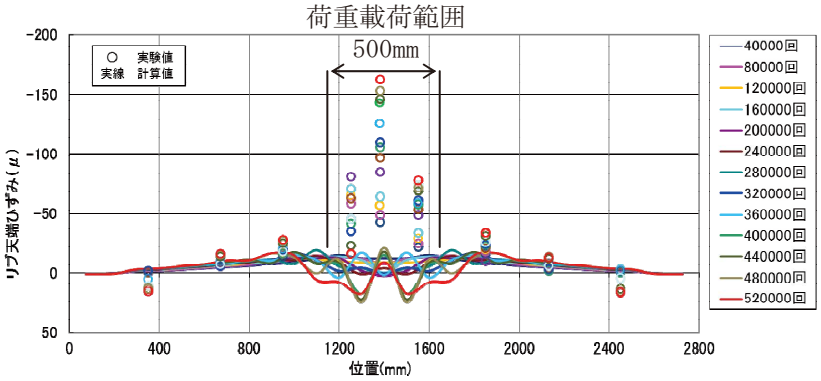
図-4.2.8.18　たわみ分布（階段載荷）

g） T形リブ天端のひずみ分布

T形リブ天端のひずみ分布を図-4.2.8.19 に示す。実験値と解析値は相違する傾向であった。実験値と解析値とも荷重載荷範囲となる 500mm の区間ではひずみが大きく、それ以外の区間ではひずみが小さくなる傾向は同様であるが、その値は実験値に比べて解析値は小さく、乱れている。この解析値の乱れは、T形リブフランジ付近のコンクリート要素の剛性低下と関係しているものと考えられる。実験においてはT形リブフランジ付近のコンクリートの付着切れやコンクリートの破壊は確認されていないことも、異なる傾向の一因と考えられる。



(a) 計測位置

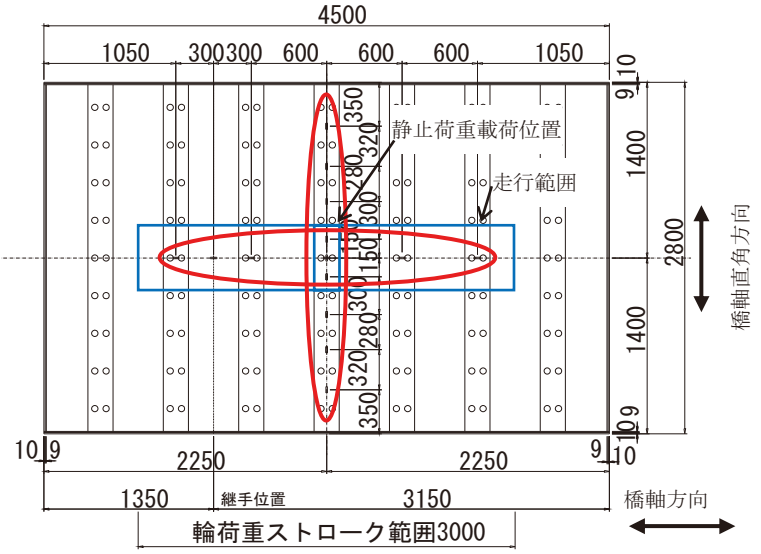


(b) ひずみ分布

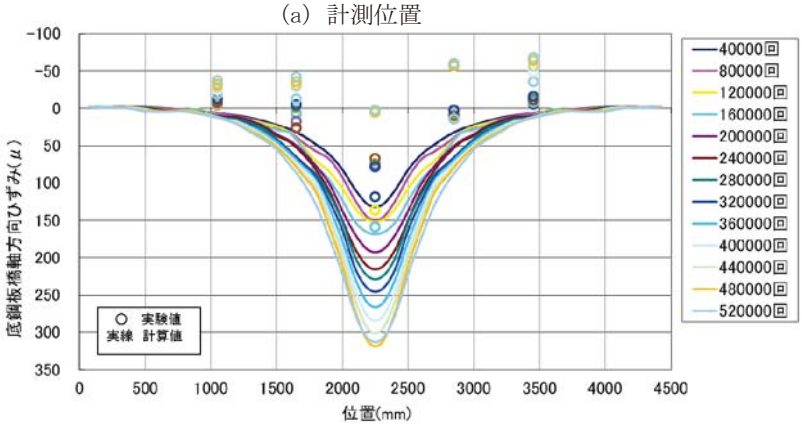
図-4.2.8.19 T形リブ天端のひずみ分布（階段載荷）

h） 底鋼板のひずみ分布

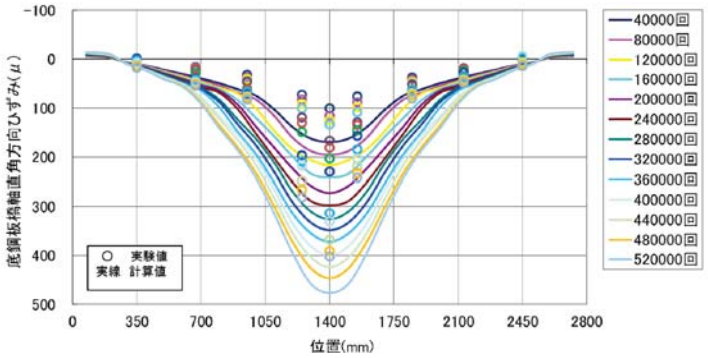
底鋼板のひずみ分布を図-4.2.8.20 に示す。解析値は走行回数と載荷荷重の増加にしたがってひずみが増加し、その分布に大きな乱れはない。実験値と解析値の分付形状は概ね近似しているが、実験値と解析値の凸状の傾向の差は、実験値は損傷が局所的であり、解析値は底鋼板の付着を考慮していないためと考えられる。橋軸方向の実験値は、T形リブ直下で計測していることも一因と考えられる。



（a） 計測位置



（b） 橋軸方向



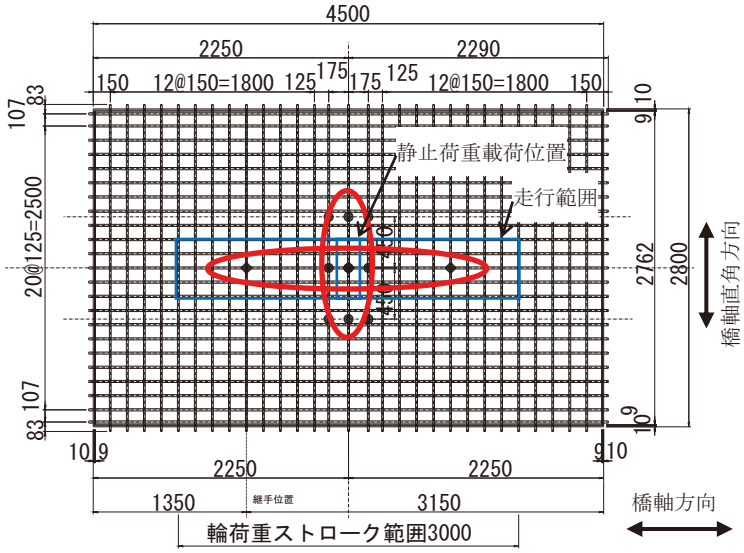
（c） 橋軸直角方向

図-4.2.8.20　底鋼板のひずみ分布（階段載荷）

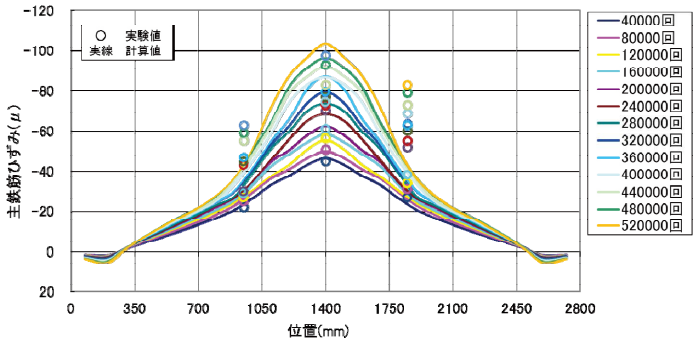
i） 鉄筋のひずみ分布

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.8.21 に示す。主鉄筋ひずみは、載荷位置を中心に走行回数の増加とともに圧縮ひずみが増加した。主鉄筋ひずみの分布形状は、T形リブ直上の鉄筋であることの影響を受けていると考えられるが、実験値と解析値で、概ね一致している。

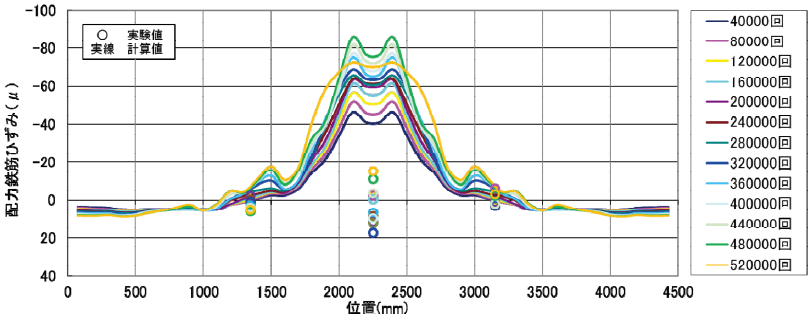
配力鉄筋ひずみは載荷位置を中心に走行回数とともに増加するが、その分布性状は乱れている。供試体中央部の変曲及び分布形状の変化は、載荷荷重幅とその直下のT形リブフランジ幅、配力鉄筋下部のコンクリート要素の剛性低下などにより複雑な挙動をしていると考えられる。



(a) 計測位置



(b) 主鉄筋(橋軸直角方向)ひずみ



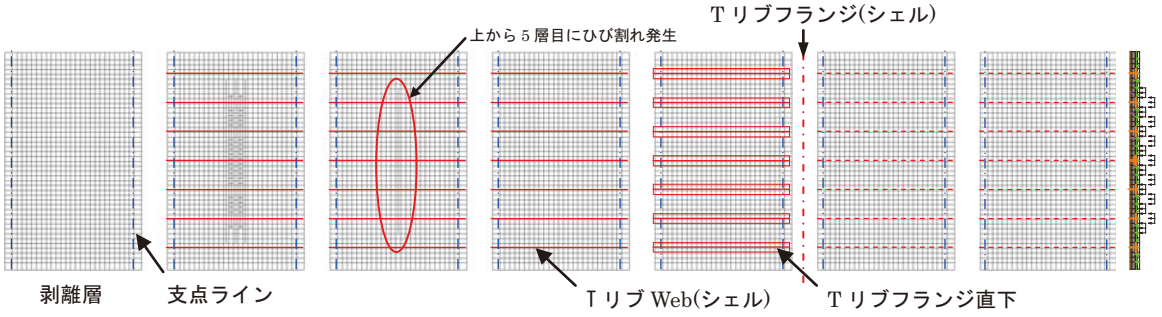
(c) 配力鉄筋(橋軸方向)ひずみ

図-4.2.8.21 鉄筋のひずみ分布（階段載荷）

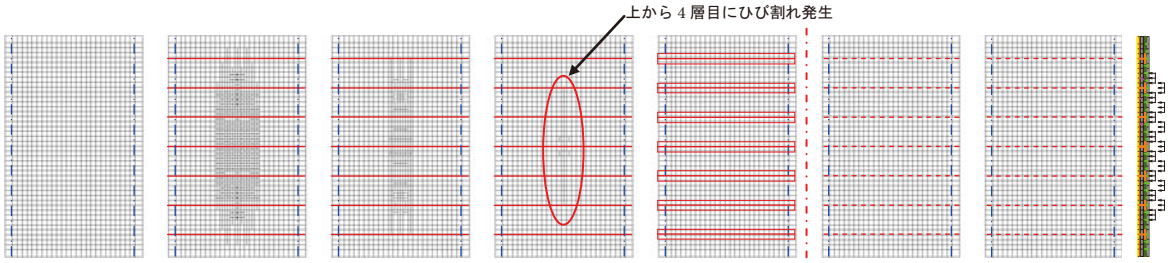
【剛性低下要素分布（階段載荷）】

剛性低下要素分布図を図-4.2.8.22 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。T形リブより上方のかぶりコンクリート部分は、最上層(右端)と上から 2 層目(右から 2 番目)である。水平ひび割れ（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 40 万回(鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当)で上から 3 層目（T形リブフランジ直下）であった。その後、階段載荷の 52 万回まで水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上の長さで連続することはなく、最上層の要素での剛性低下も発生しなかった。

a) 走行回数 40,000 回(74 ステップ)



b) 走行回数 160,000 回(224 ステップ)



c) 走行回数 280,000 回(412 ステップ)

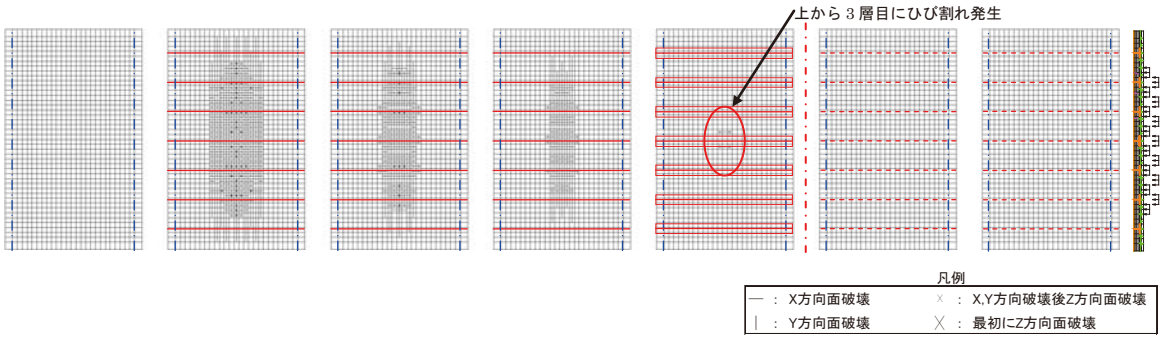
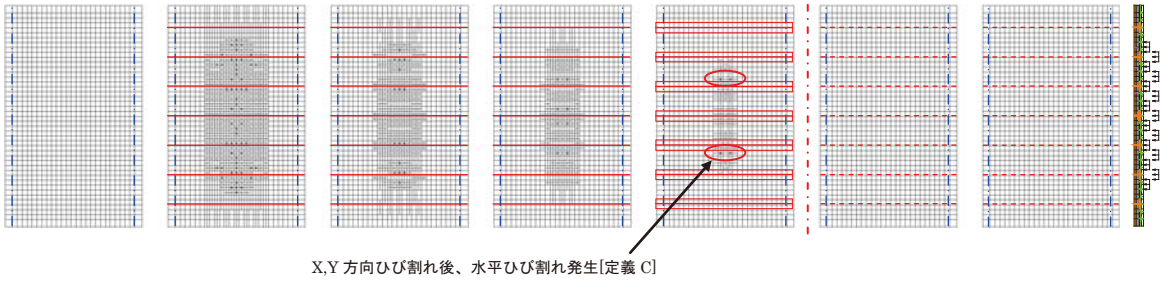


図-4.2.8.22(a)　剛性低下要素分布（階段載荷）

d) 走行回数 400,000 回(586 ステップ)



e) 走行回数 520,000 回(733 ステップ)

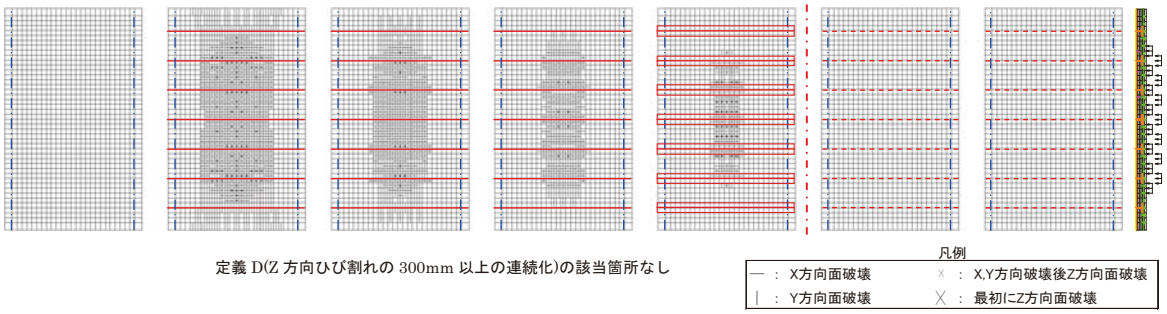


図-4.2.8.22(b)　剛性低下要素分布（階段載荷）

【解析と実験のひび割れの比較】

解析結果における同位置での断面のひび割れ(剛性低下)状況と、輪荷重走行試験終了時（走行回数 52 万回）に切断断面で確認したひび割れ状況を図-4.2.8.23 に示す。解析結果では、曲げひび割れが発生、増加後、水平方向のひび割れが発生した。実験結果では曲げに伴うひび割れが確認されているが､その数は解析結果で想定されるよりも少なくなった。ここで、解析結果の B-B 断面では水平ひび割れはないが、B-B 断面はＴ形リブ(フランジを含む)位置と一致しているため、Ｔ形リブ間に位置する断面 B’-B’を見るとＴ形リブのフランジ先端付近に水平ひび割れが発生している。52 万回での剛性低下要素分布の部分的な拡大図を図-4.2.8.24 に示す。

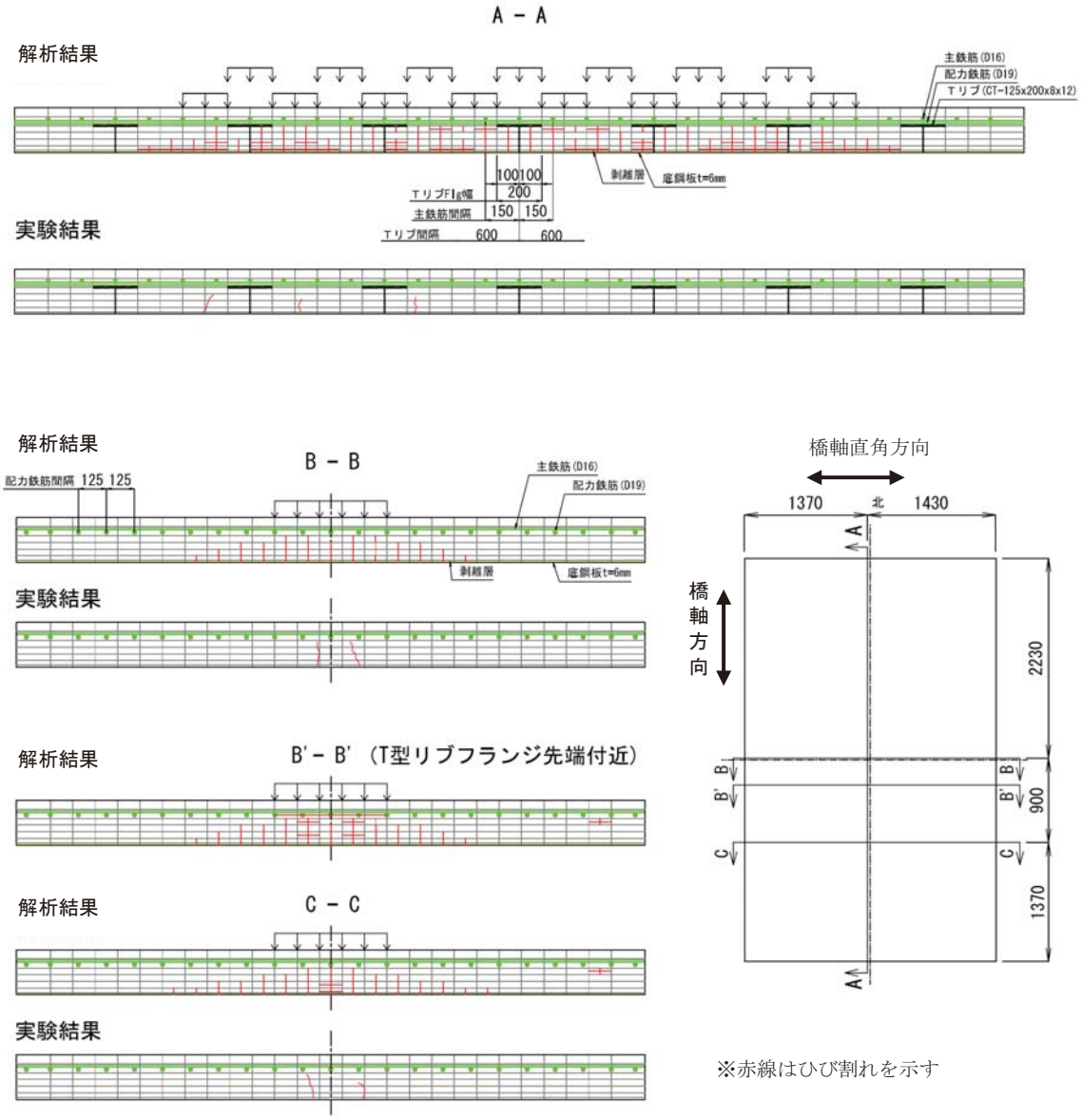


図-4.2.8.23　ひび割れ分布の比較（階段載荷）

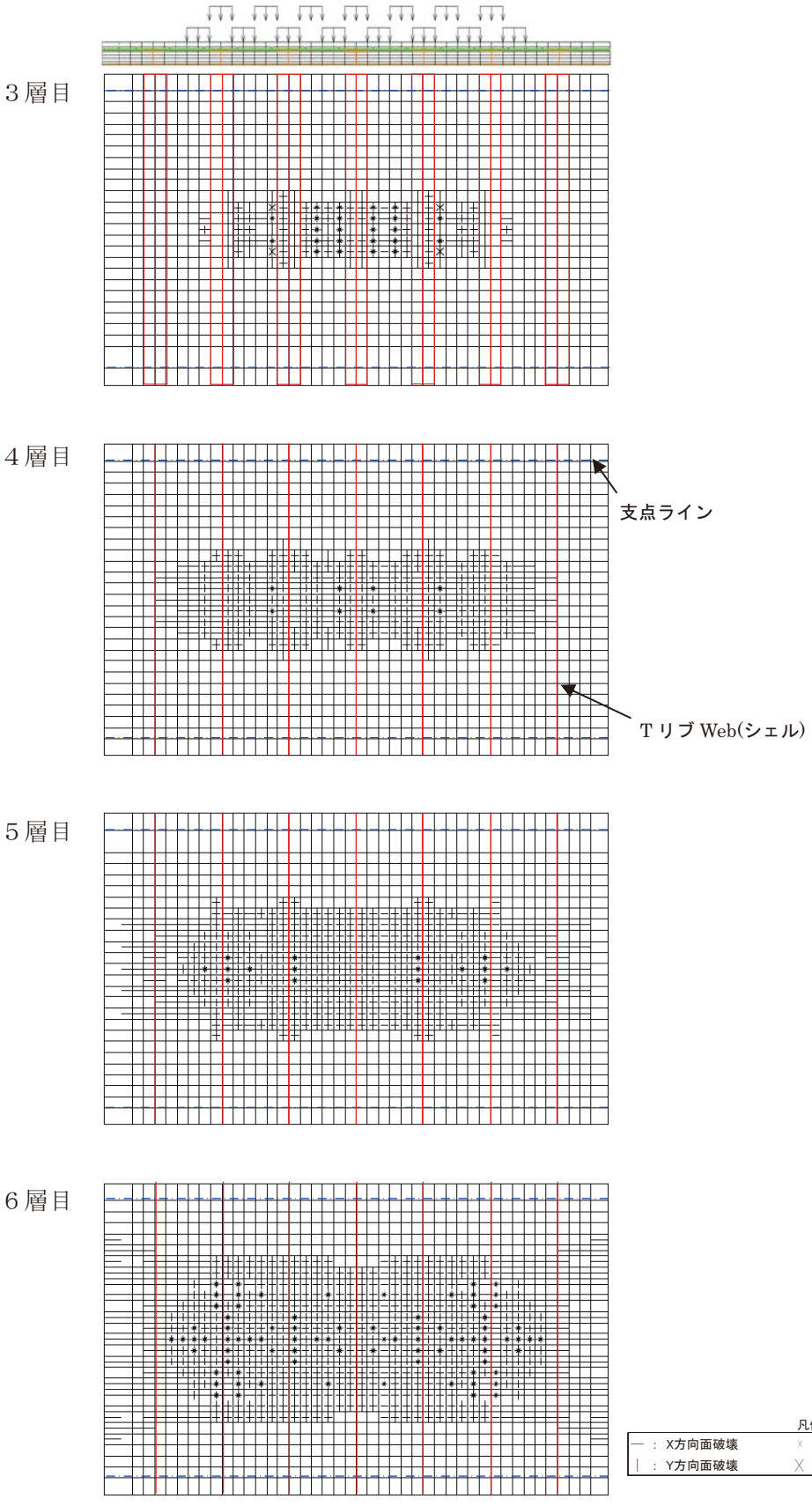


図-4.2.8.24　剛性低下要素分布の部分（上から 3, 4, 5, 6 層，52 万回）

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

この解析では、階段載荷と同様のひび割れ(剛性低下)性状を示しているが、走行回数2,000 万回以降にT形リブフランジより上にひび割れが生じ、配力鉄筋やT形リブのひずみに影響を与えていると考えられる。

一定荷重走行載荷の計算と走行回数の関係を図-4.2.8.25 に示す。また、以下で示す実験値は、一定荷重(157kN)に換算した値、走行回数である。

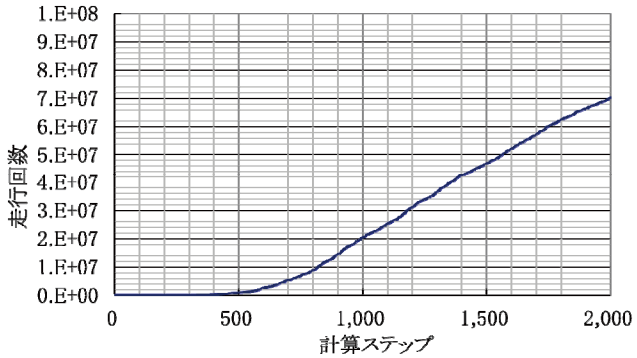
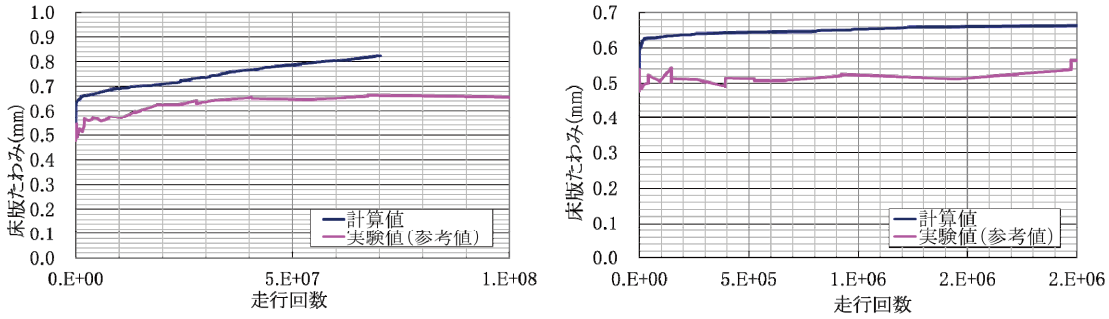


図-4.2.8.25　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）

a)　たわみ

解析値は、ひび割れの進展と共に徐々にたわみが増加している（図-4.2.8.26)。実験値は多少の乱れがあるものの、その値は比較的小さく、解析終了時(7,020 万回)のたわみを比較すると、その差は 20%程度となった。



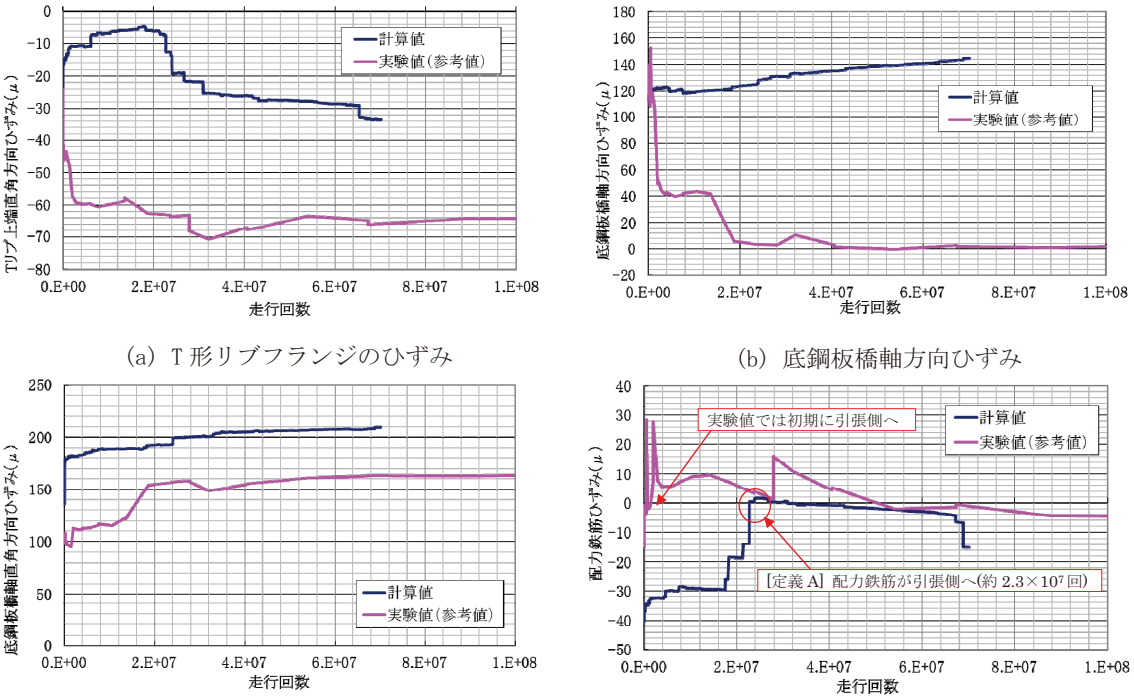
(a) 全体　　(b) 部分

図-4.2.8.26　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

b)　T形リブフランジのひずみ

解析値は、全体的なひび割れ性状やT形リブ周辺のひび割れ状況に影響されながら圧縮ひずみが増減している（図-4.2.8.27(a)）。初期段階では、引張側コンクリートのひび割れが進行するに従って中立軸が上昇するため、当初の圧縮ひずみが徐々に小さくなった。

2,000 万回以降には、フランジ周辺の水平ひび割れの発生により大きくひずみが増加した。その後は、ひび割れの進行とともに徐々にひずみが大きくなっている。実験値は、フランジ周辺にひび割れがないことから、解析値と傾向が異なっている。



(a) T 形リブフランジのひずみ　(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ　(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.8.27　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

c) 底鋼板のひずみ（橋軸方向）

解析値は、全体的なひび割れ性状やT形リブ周辺のひび割れ状況に影響されながら徐々に引張ひずみが増加している（図-4.2.8.27(b)）。実験値は、乱れが大きく、引張ひずみが走行回数 2,000 万回程度までにほとんどゼロとなった。これは、T形リブウェブの直下にひずみゲージを設置しているため、ウェブとの位置関係が一因と考えられる。

d) 底鋼板のひずみ（橋軸直角方向）

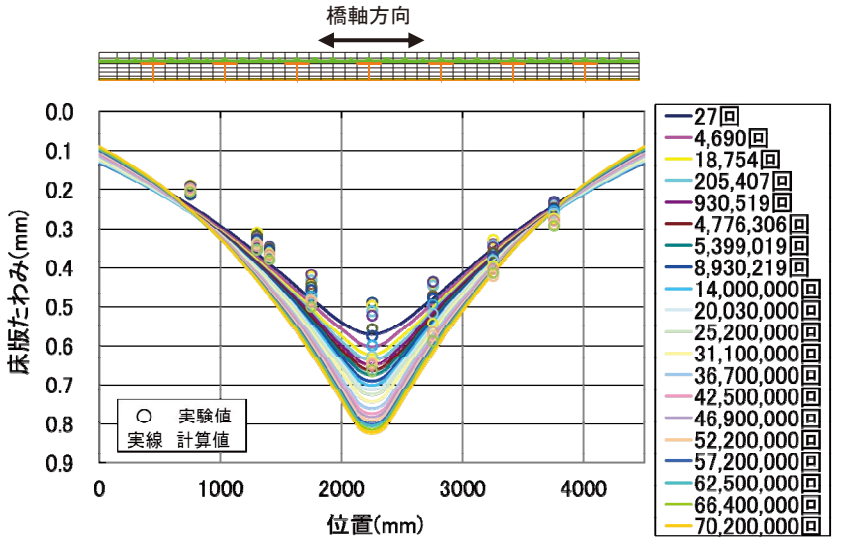
解析値は、全体的なひび割れ性状やT形リブ周辺のひび割れ状況に影響されながら徐々に圧縮ひずみが増加している(図-4.2.8.27(c))。実験値は、多少の乱れや差があるものの、概ね同様の傾向を示している。

e) 配力鉄筋

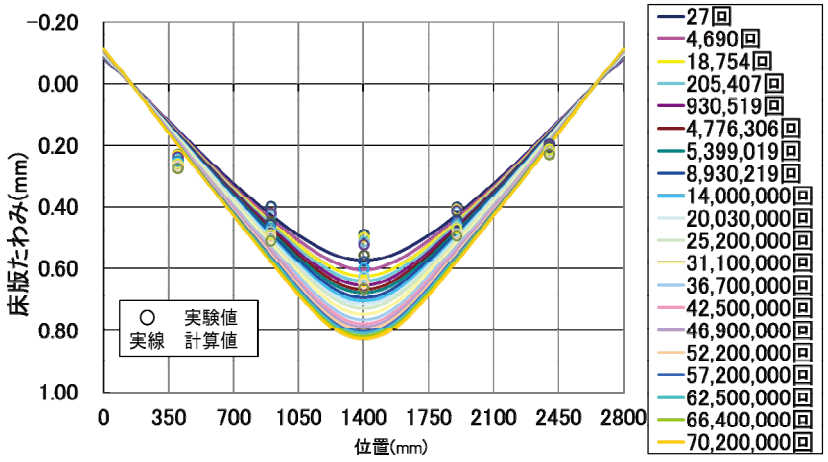
解析値は、全体的なひび割れ性状やT形リブ周辺のひび割れに影響されながら徐々に圧縮ひずみが減少していき、2,300 万回にはほぼゼロとなる（図-4.2.8.27(d)）。その後、最上層のコンクリートに水平ひび割れが発生すると、再び圧縮ひずみが増加している。実験値は、実験の日程による試験機の一時的な停止や、走行部の鉄板交換などが原因と考えられる急激な変化があった。

f) たわみの分布

たわみの分布を図-4.2.8.28 に示す。走行回数と載荷荷重の増加にしたがってたわみが増加し、その分布に大きな乱れはなく最大値で解析値の方が 20%程度大きいものの、実験値と解析値で概ね一致している。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4.2.8.28 たわみ分布（一定荷重走行載荷）

g) T形リブひずみの分布

T形リブ天端のひずみを図-4.2.8.29 に示す。走行回数の増加に伴い、ひずみの乱れの範囲が広がっているのがわかる。これは、荷重載荷直下のリブであることに加えて、T形リブ周辺のひび割れ(コンクリート要素の剛性低下)が要因と考えられる。

詳細に見ると、載荷当初の分布は載荷荷重幅を除き、圧縮側に山型の分布となっているが、走行回数の増加とともに載荷荷重付近の床版中央部のコンクリート要素に剛性低下が生じることでコンクリートとT形リブとの合成効果が減少し、ひずみの分布は載荷荷重の両側で引張側に凹んだ形状となった。その後、剛性低下の進展に伴って凹みが徐々に大きく、広い範囲となり、走行回数 890 万回には一部のひずみが引張側となった。さらに後には凹みの中にも圧縮側に山型となった分布が現れた。

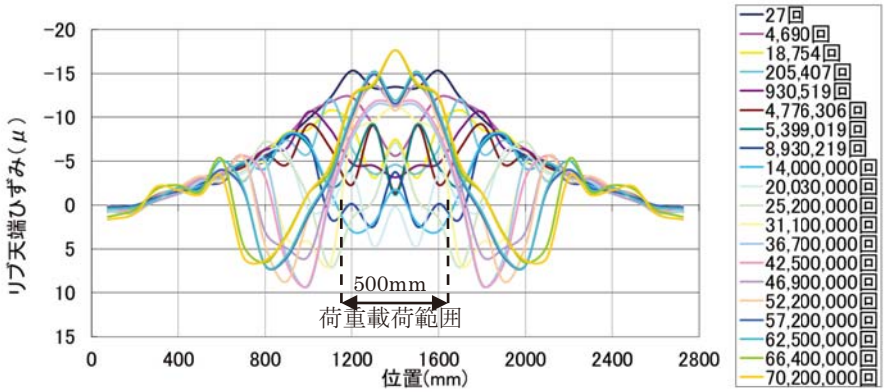
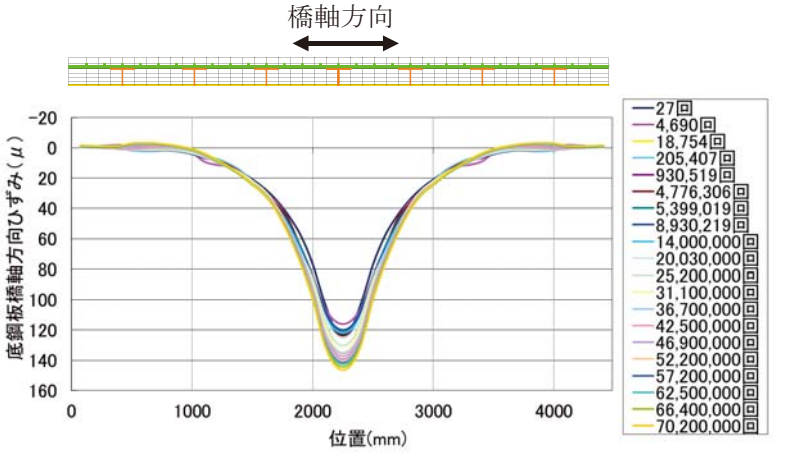


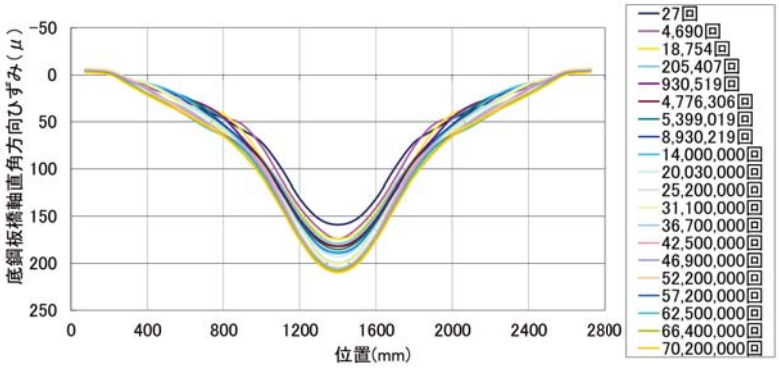
図-4.2.8.29　T 形リブのひずみ分布（一定荷重走行載荷）

h） 底鋼板のひずみ分布

底鋼板ひずみの分布を図-4.2.8.30 に示す。橋軸方向・橋軸直角方向とも走行回数の増加にしたがってひずみが増加し、その分布に大きな乱れはない。



（a） 橋軸方向

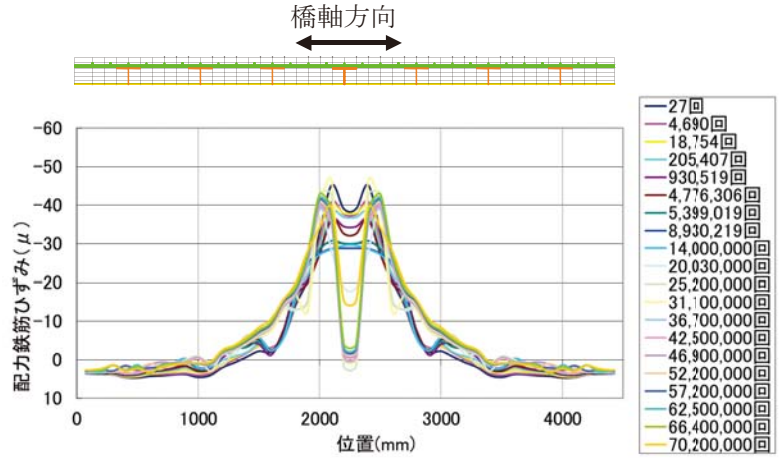


（b） 橋軸直角方向

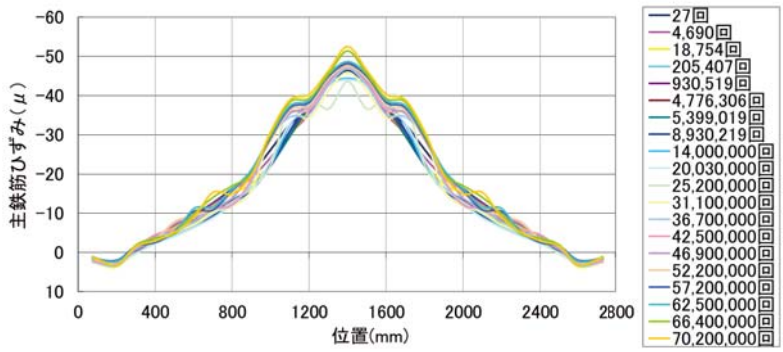
図-4.2.8.30　底鋼板のひずみ分布（一定荷重走行載荷）

i） 鉄筋のひずみ分布

鉄筋のひずみ分布を図-4.2.8.31 に示す。配力鉄筋ひずみは載荷荷重の端部付近２箇所を頂点とした位置を中心に走行回数とともに荷重直下部の圧縮ひずみが 2,000 万回程度から急激に減少した。さらに 2,500 万回で一旦引張側に転じた後、0～-4μ付近に推移し、その後再び圧縮に転じた。供試体中央部の変曲及び分布性状の変化は、載荷荷重幅とその直下のＴ形リブフランジ幅、配力鉄筋下部のコンクリート要素の剛性低下が要因と考えられる。主鉄筋ひずみは、載荷位置を中心に走行回数の増加とともに圧縮ひずみも増加している。主鉄筋ひずみ分布の性状は、多少乱れがあるものの、主鉄筋がＴ形リブ直上にあること、周辺のコンクリート要素の剛性低下の影響を受けていると考えられる。



(a) 配力鉄筋(橋軸方向)



(b) 主鉄筋(橋軸直角方向)

図-4.2.8.31　鉄筋のひずみ分布（一定荷重走行載荷）

【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）】

剛性低下要素分布図を図-4.2.8.32 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。T形リブより上方のかぶりコンクリート部分は、最上層（右端）と上から２層目（右から２番目）である。水平ひび割れ（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 2,030 万回で上から２層目、３層目（T形リブフランジの上下層）に同時期に発生した。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上連続するのは走行回数 2,300 万回である。その後、水平ひび割れは床版上面方向へ進展し、走行回数 7,020 万回では載荷位置直下の最上層で z 方向の剛性低下が発生した。

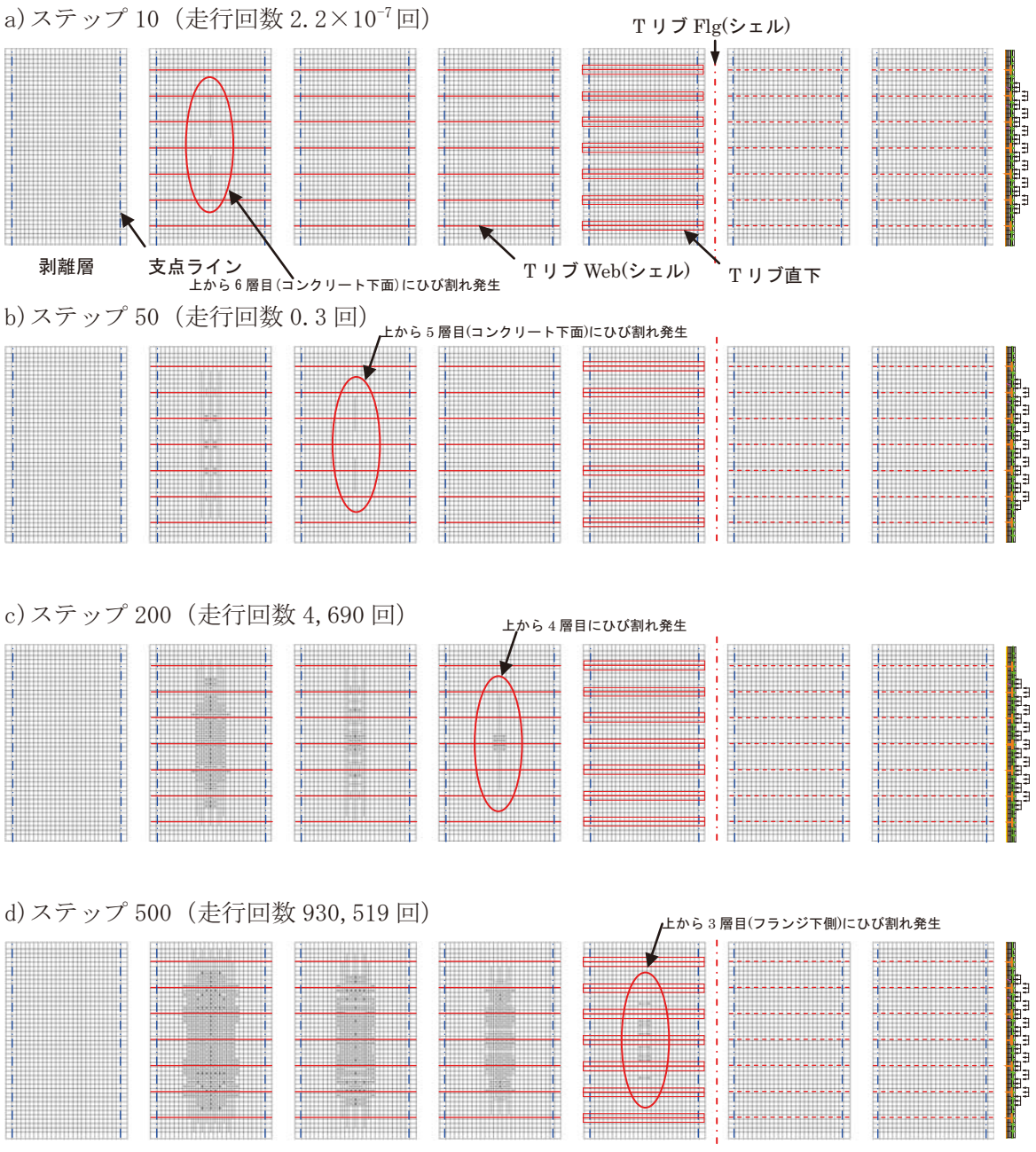
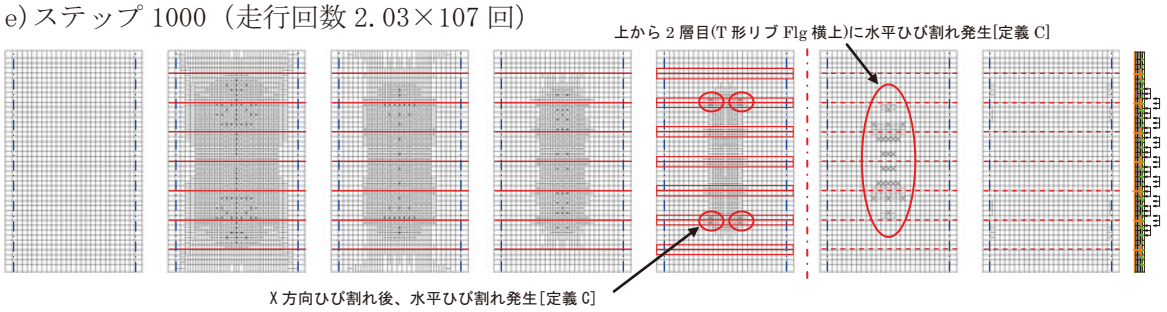
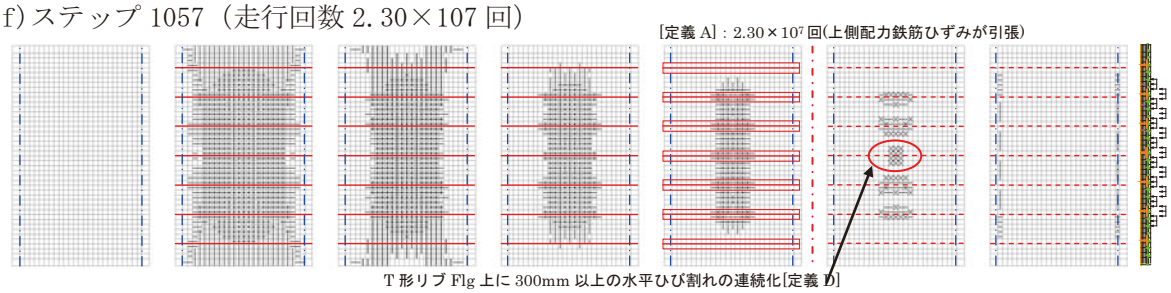


図-4.2.8.32(a)　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

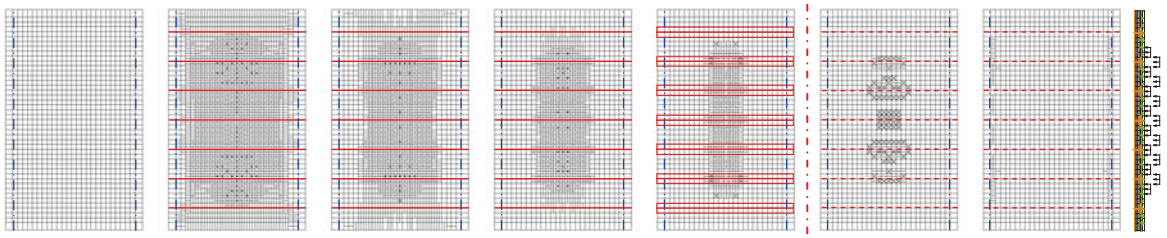
e) ステップ 1000（走行回数 2.03×107 回）



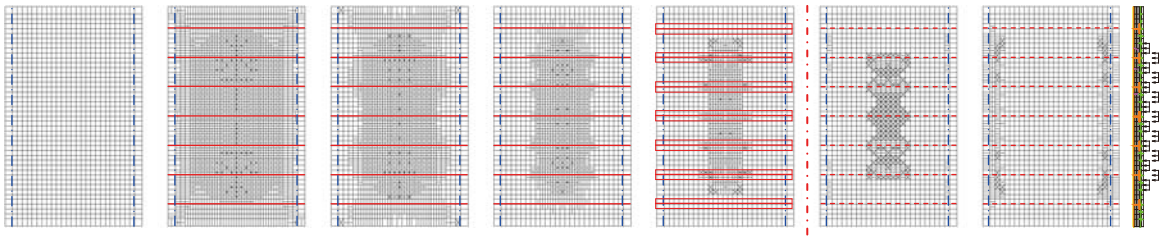
f) ステップ 1057（走行回数 2.30×107 回）



g) ステップ 1100（走行回数 2.52×107 回）



h) ステップ 1300（走行回数 3.67×107 回）



i) ステップ 2000（走行回数 7.02×107 回）

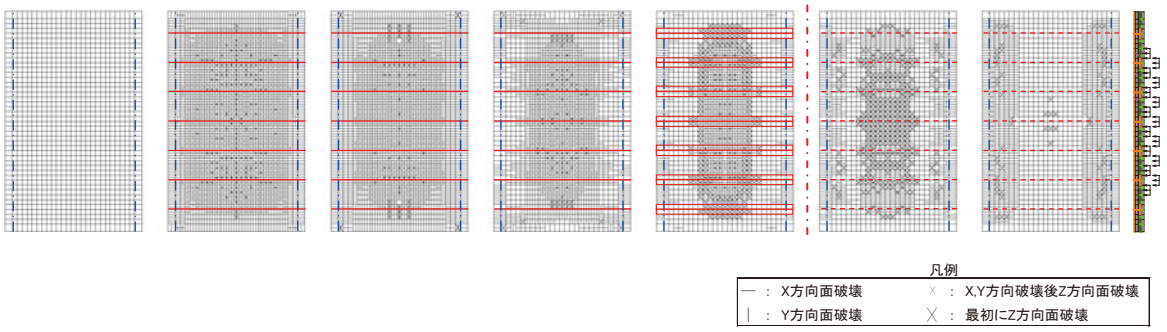


図-4.2.8.32(b)　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

【破壊の定義と解析結果について】

破壊の定義に従って、比較を行った。各破壊の定義と走行回数を表-4.2.8.2 に示す。

表-4.2.8.2　解析における破壊の定義と走行回数

定義		階段載荷	一定荷重 走行載荷	階段載荷 実験値(参考)
RC 床版の破壊の 定義 A	配力鉄筋ひずみに引張	該当なし (圧縮力のみ)	2,300 万回	18 万回
RC 床版の破壊の 定義 C	Z 方向に剛性低下	40 万回(334kN)	2,030 万回	該当なし (水平ひび割れなし)
合成床版の破壊の 定義 D	Z 方向に剛性低下 (300mm 以上)	該当なし (連続化しない)	2,300 万回	該当なし (水平ひび割れなし)
ひび割れが 最上層まで連続化	Z 方向の剛性低下要素 が 床版上面まで連続	該当なし	7,020 万回	該当なし (貫通ひび割れなし)

階段載荷及び一定荷重走行載荷において鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Cが最も走行回数が少なかった。階段載荷において、実験では定義 C に該当する現象(水平ひび割れの発生)が確認されていないことから、解析と実験で異なる判定となった。また、定義 D ついては、解析、実験とも該当なしの結果ではあるものの、判定結果としては一致しているため比較的実態に近いとも考えられる。

床版が版として連続性を喪失していない状態(使用限界状態)、または押抜きせん断破壊、曲げ破壊が生じていない状態（疲労限界状態）という限界状態の観点から、破壊の定義について考察する。

階段載荷においてたわみの急増はない（図-4.2.8.13）が、破壊の定義 C が走行回数 40 万回で表れたものの、破壊の定義 D が表れず、最上層まで連続化しなかったため、このケースのみで限界状態を定義するのは難しい結果となった。

一定荷重走行載荷において、破壊の定義 A,C,D は各々2,300 万回、2,030 万回、2,300 万回となり、7,020 万回でひび割れ(剛性低下)が最上層まで連続化した。破壊の定義 A,C,D の走行回数は近く、最上層までひび割れが連続化することに対して十分な余裕があり、最上層までひび割れが連続化してもたわみの急増がない（図-4.2.8.26）ことから、破壊の定義 D をＫＴ－スラブの破壊の定義とすることで安全側の判定ができると考えられる。

この解析では、要素の破壊（剛性低下）の走行回数は要素サイズにも影響されるため、Ｔ形リブ付近のモデル化の際に要素サイズに著しく差が生じる場合には、小さい要素の Z 方向の剛性低下を破壊と判定しないことが考えられる。

(7) まとめ

ＫＴ－スラブの疲労耐久性の評価結果は以下にまとめられる。

1) 階段載荷

a) 解析結果と実験結果から、底鋼板（橋軸方向）や配力鉄筋などの鋼材の局部的なひずみ

は、解析と実験で必ずしも一致しない場合があるものの、ひずみ分布の形状は解析と実験で概ね一致しており、解析は実験をおおよそ再現できていると考えられる。
b）走行回数とたわみの関係より、実験値と解析値で、階段載荷では載荷終了まで載荷回数に伴うたわみの急増はなく、その推移やその分布形状も実験と概ね一致した。
c）ひずみについて、T形リブ、底鋼板（橋軸方向)、配力鉄筋では、各々の部位と載荷荷重との位置関係、その周辺のコンクリートのひび割れ（剛性低下）状況より、各部位のひずみは局部的な影響を受けやすく、実験と解析で必ずしも一致しない部分があった。しかし、底鋼板（橋軸方向）の解析値について、その分布に乱れはなく、解析結果として、良好であったと考えられる。底鋼板（橋軸直角方向）及び主鉄筋のひずみは、実験において底鋼板の剥離が進むにつれて、実験と解析で、その推移や分布形状がよく一致した。これは、コンクリートのひび割れ等の影響を受けにくい部位であったと考えられる。
d）解析上の合成床版の破壊の定義 D は走行回数 40 万回であった。また、コンクリート要素の剛性低下が床版上面まで連続化することはなかった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A,C に相当する状態には至らなかった。

2）一定荷重走行載荷
a）一定荷重走行載荷の解析結果から、T形リブ、底鋼板（橋軸方向)、配力鉄筋について階段載荷と同様に、実験値と解析値で一致しない傾向が見られた。
b）たわみ、底鋼板（橋軸直角方向）および主鉄筋のひずみについて、階段載荷と同様にコンクリートのひび割れ（剛性低下）の影響を受けながらも、比較的乱れのないたわみやひずみの分布形状となった。これらは、コンクリートのひび割れの影響等を受けにくい部位であったと考えられる。
c）合成床版の破壊の定義 D に相当する走行回数は 2,300 万回であった。7,020 万回において載荷位置直下で z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A、C に相当する走行回数は各々、2,300 万回、2,030 万回であった。

以上の結果より、ＫＴ－スラブの破壊メカニズムは、引張側コンクリートのひび割れが先行して発生し、徐々に圧縮側に進展したのち、T形リブのフランジ付近を起点としたコンクリートの水平ひび割れが発生することで剛性が低下し、押抜きせん断破壊に至ることが推測される。

床版が版として連続性を喪失していない状態(使用限界状態)、または押抜きせん断破壊、曲げ破壊が生じていない状態（疲労限界状態）という限界状態の定義に対して、階段載荷と一定荷重走行載荷の解析結果より、最上層までひび割れが連続化することに対して十分な余裕があり、かつ、たわみの急増がないＫＴ－スラブでは、破壊の定義 D(Z 方向に剛性低下が連続 300mm 以上)を破壊の定義とすることで安全側の判定ができると考えられる。

4.2.9　QS Slab

(1) 工法の概要

QS Slabは、底鋼板の補剛材として比較的断面剛性の高いT形リブを用いた構造であり、形鋼リブのウエブに設けた孔を、ずれ止め（孔あき鋼板ジベル）としている。本床版の構造概念を、図-4.2.9.1に示す。

本床版の特長としては、主鉄筋方向にT形断面の形鋼をリブとして配置することにより、床版の張出長が長い場合などのように床版上面側に大きな引張応力が作用する場合に有利となる。また、T形リブのフランジ裏側に約14%の勾配を有しているＩ形鋼を用いることで、縦断勾配を考慮しても残留気泡等が溜まる恐れが少ないという利点もある。

設計計算における有効断面は、コンクリートとの合成前は鋼部材のみを有効断面とし、合成後は引張側コンクリートを無視した複鉄筋矩形鉄筋コンクリート断面として抵抗するものとする。また、ずれ止めは、T 形リブのウエブに設ける孔がずれ止め（いわゆる孔あきジベル作用）となって結合するものとして設計する。

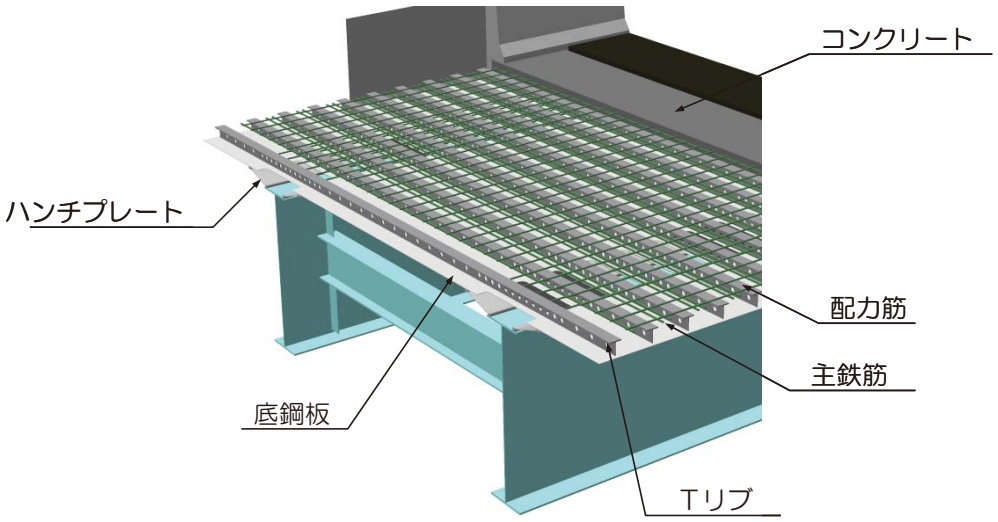


図-4.2.9.1　QS Slab の構造

(2) 輪荷重走行試験 [1),2)]

供試体の寸法は、幅 2.8m、長さ 4.5m、床版支間 2.5m であり、床版厚は、コンクリート版厚 200mm＋底鋼板厚 6mm の 206mm とした。パネルの継手は、床版中央に 1 箇所設けており、6mm の連結板で高力ボルトを用いて接合している。このときの、供試体の詳細を図-4.2.9.2 に示す。載荷荷重は、図-4.2.9.3 に示すように 157kN から 4 万回ごとに 19.6kN 増加させ、392kN で 52 万回まで載荷する階段状荷重漸増載荷とした。

供試体中央のたわみ－走行回数の計測結果を、平成 8 年道示により設計された鉄筋コンクリート床版供試体（以下 RC8n1）の試験結果とともに図-4.2.9.4 に示す。QS Slab のたわみは、走行完了（走行回数 52 万回、載荷荷重 392 kN）に至るまで急激な変化は起こらず、載荷時の最大たわみは 2.813 mm、除荷時の最大たわみは 1.270 mm であり、鉄筋コンクリート床版と比べ小さいことが確認できた。

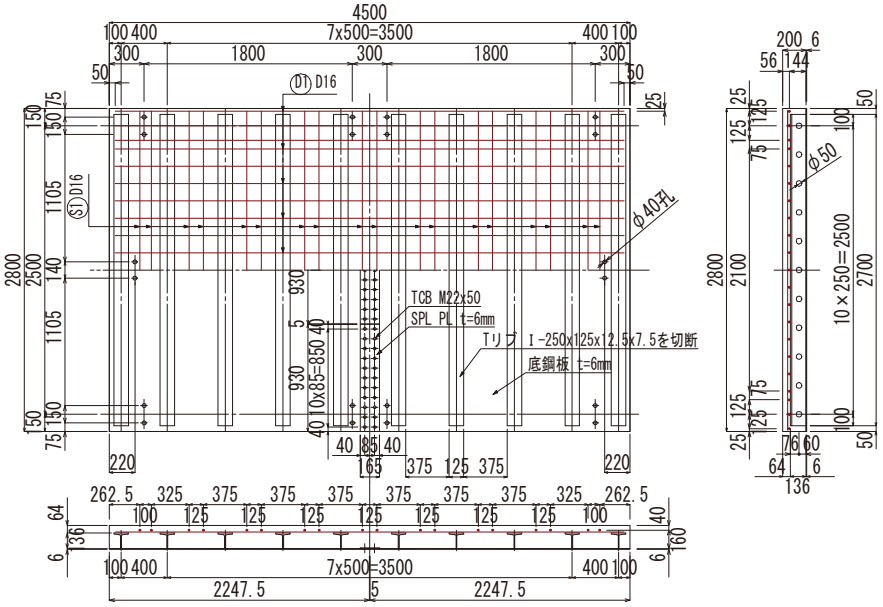


図-4.2.9.2　供試体の詳細

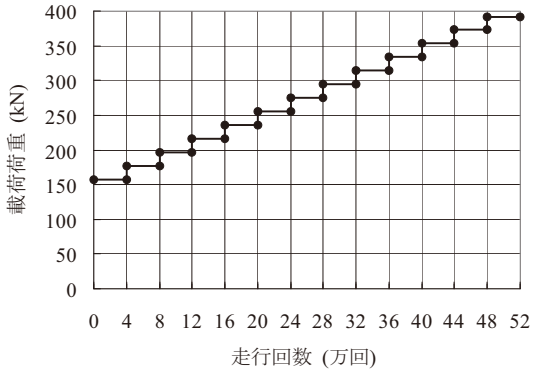


図-4.2.9.3　載荷荷重

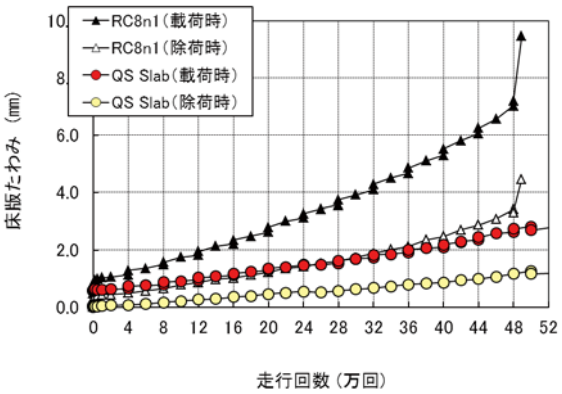


図-4.2.9.4　床版中央のたわみ－走行回数

試験中に確認した底鋼板の剥離範囲を図-4.2.9.5 に、試験終了後に供試体を切断して観察した床版内部のひび割れ分布を図-4.2.9.6 に示す。

これより、剥離は走行回数 26 万回、載荷荷重 294 kN の段階で確認され、走行回数の増加とともに範囲が車輪走行直下の T リブ間に広がった。

床版コンクリートのひび割れは、供試体側面に若干ひび割れが観察されたものの、主鉄筋方向、配力鉄筋方向に切断した断面では、ひび割れは認められなかった。

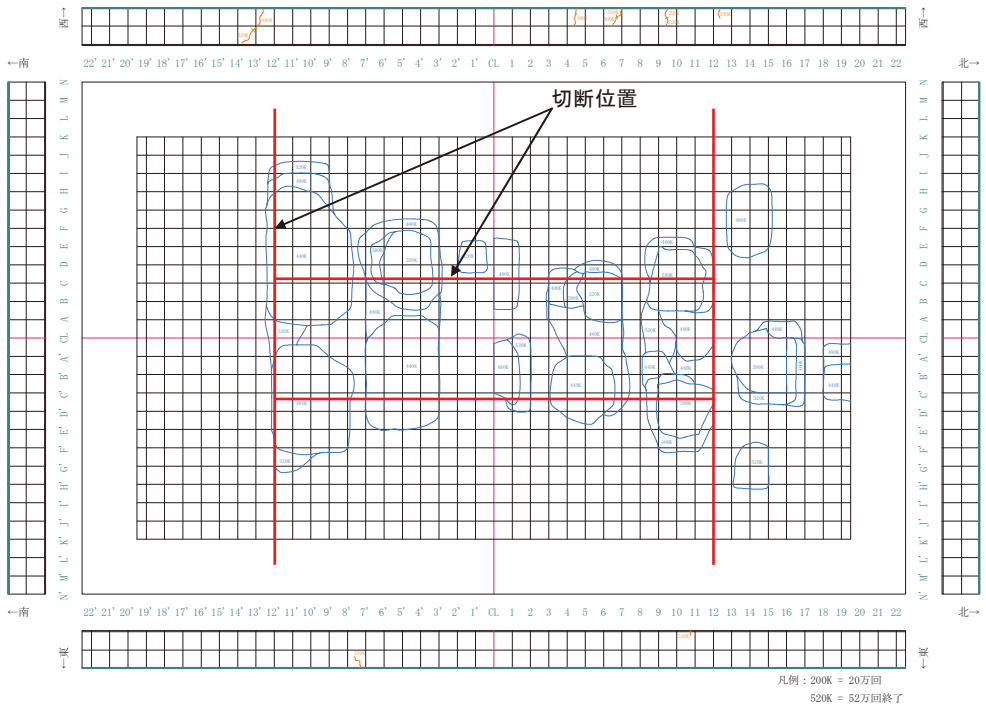


図-4.2.9.5　底鋼板の剥離図



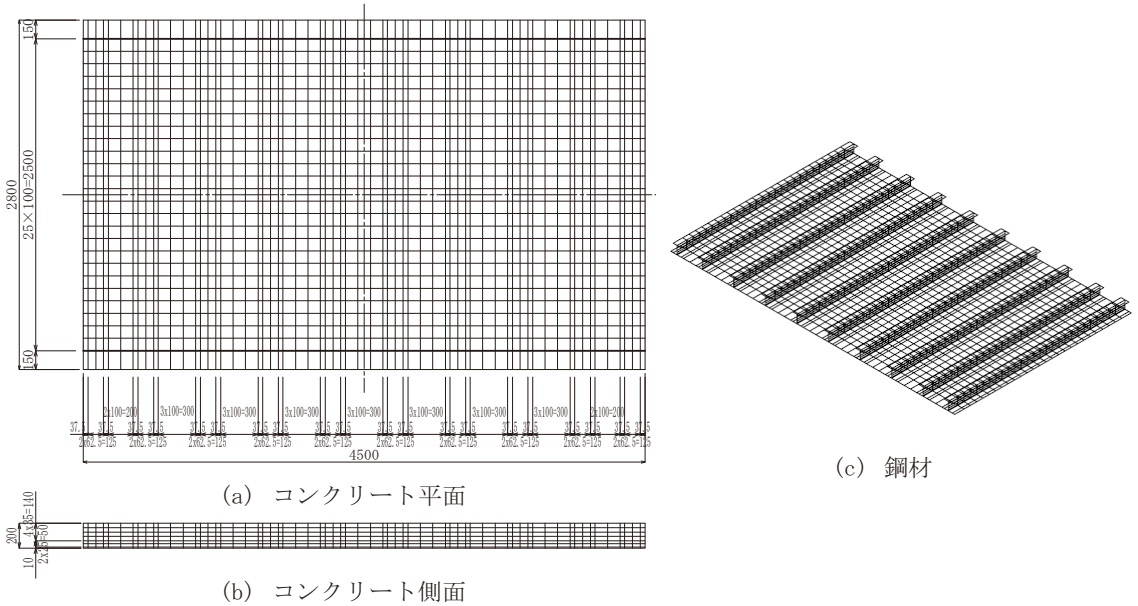
(a)　橋軸方向切断面の状況　　(b)　橋軸直角方向切断面の状況

図-4.2.9.6　床版切断面の状況

(3) 疲労損傷解析におけるモデル化

疲労損傷解析は、土木研究所で実施した輪荷重走行試験に用いた供試体を対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。本合成床版は、リブの孔がコンクリートと鋼板パネルとのずれ止めとなる構造であるが、要素分割が複雑となるのを避けること、リブ孔内のコンクリートで疲労破壊は確認されていないことから、リブの孔は着目箇所とせずに孔のないリブでモデルは構成している。要素分割を図-4.2.9.7 に、要素分割の部分を図-4.2.1.8 に示す。

鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板との剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減（表-4.1.2）した。



(a) コンクリート平面

(c) 鋼材

(b) コンクリート側面

図-4.2.9.7 要素分割

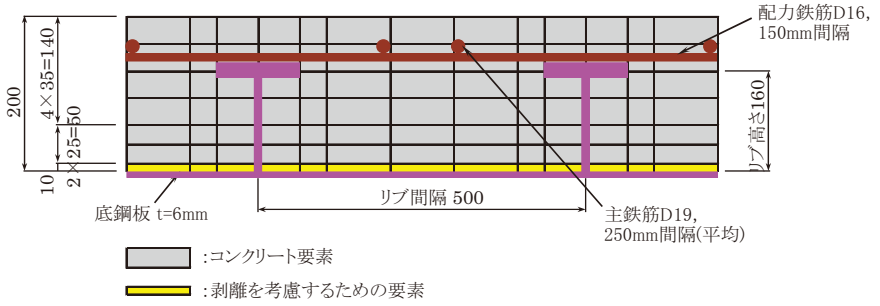


図-4.2.9.8 要素分割の部分

(4) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）走行載荷としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.9.1 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

荷重の載荷位置は図-4.2.9.9 に示すとおりであり、走行回数の換算に用いる、べき指数は m=8 とした。

表-4.2.9.1　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	42.0	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	3.24	〃	2.2	0.23(σc)^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	25,100	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	10,900	Ec/2.3，道示	12,000	〃
	ポアソン比	－	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm^2	200,000	〃	200,000	〃

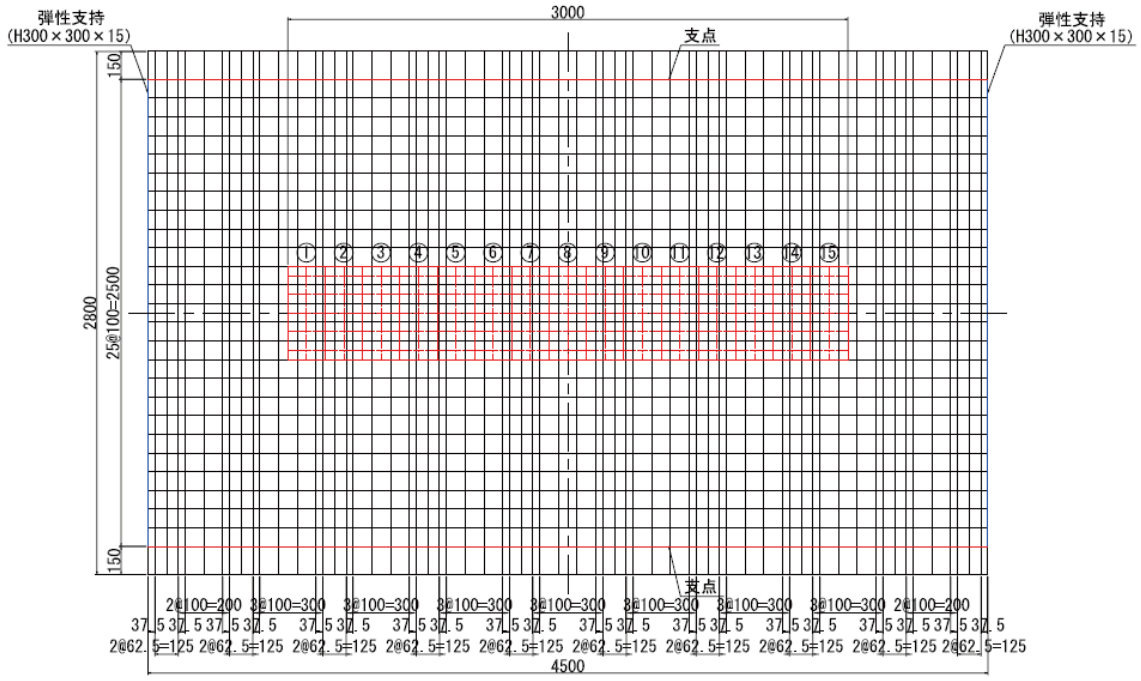


図-4.2.9.9　荷重載荷位置

(5) 階段載荷の解析結果

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.9.10 に、走行回数と床版たわみの関係を図-4.2.9.11 にそれぞれ示す。ここで、床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみを示している。これより、載荷初期は、実験値と計算値が概ね等しいものの、載荷とともに計算値の方が大きい傾向となっており、載荷終了時のたわみは、実験値が 1.58mm、解析値が 1.74mm であった。

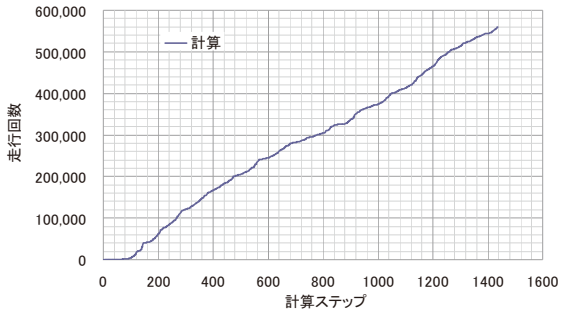


図-4.2.9.10　計算ステップと走行回数（階段載荷）

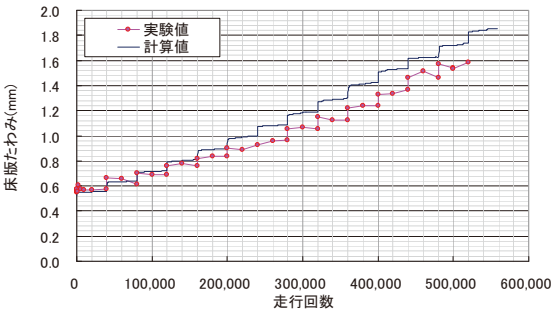
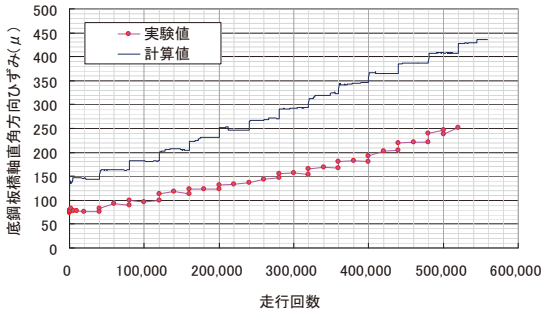


図-4.2.9.11　走行回数とたわみ（階段載荷）

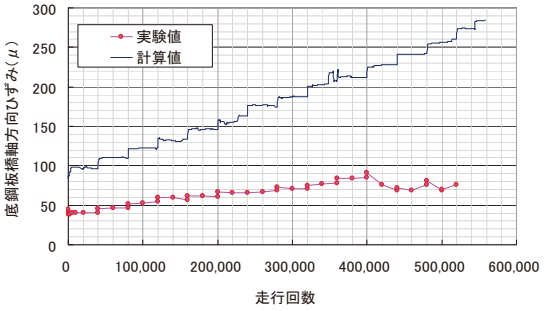
走行回数とひずみの関係を図-4.2.9.12 に示す。底鋼板のひずみは、橋軸方向、橋軸直角方向ともにひずみの増加傾向は一致しているものの、実験値が計算値の半分程度の値となっている。これは、解析では底鋼板の継手を考慮していないのに対し、実験では供試体中央の継手部に高力ボルトで連結した添接板を配置していることから、この部分の底鋼板の剛性が高くなったことで、解析によるひずみ値が小さい傾向を示すものと考えられる。さらに、ひずみの計測位置が T リブから 62.5mm と近いことから、T リブの剛性の影響も受けていると考えられる。

主鉄筋のひずみは、概ね計算値と実験値が一致しているものの、配力鉄筋では 36 万回付近で急変し、引張ひずみが生じている。これは、実験ではひび割れが生じていないことからひずみの急変が見られないが、解析では計測値近傍のコンクリート要素がひび割れたことにより、ひずみが急変したと考えられる。このため、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義Ａ（上側配力鉄筋の応力が引張側に転換）に相当する走行回数は 36 万回であった。

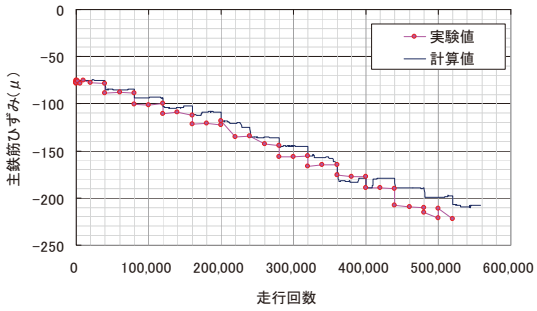
リブ天端のひずみは、載荷初期は、実験値と計算値が概ね等しいものの、載荷とともに計算値の方が小さい傾向となっている。



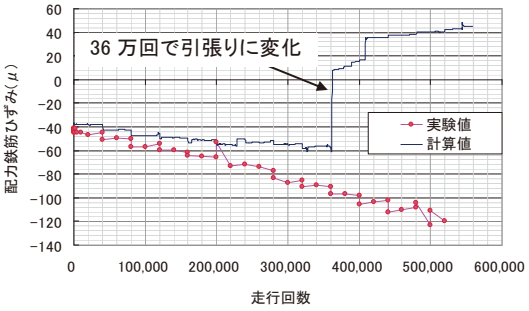
(a) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



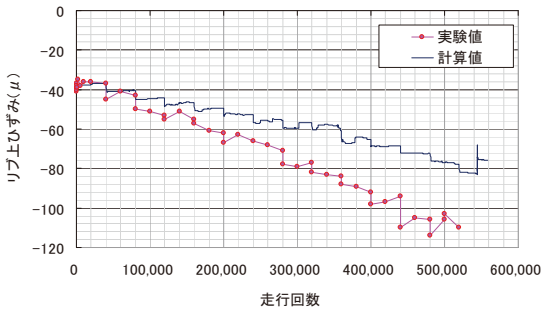
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 主鉄筋ひずみ



(d) 配力鉄筋ひずみ



(e) リブ天端ひずみ

図-4.2.9.12　走行回数とひずみ（階段載荷）

実験でのたわみの計測位置を図-4.2.9.13 に、各走行回数における橋軸方向、橋軸直角方向のたわみ分布を図-4.2.9.14 に示す。なお、たわみ分布には、計算値のたわみ分布も併記している。これより、計算値と実験値は、いずれの方向とも概ね一致していることが確認できる。

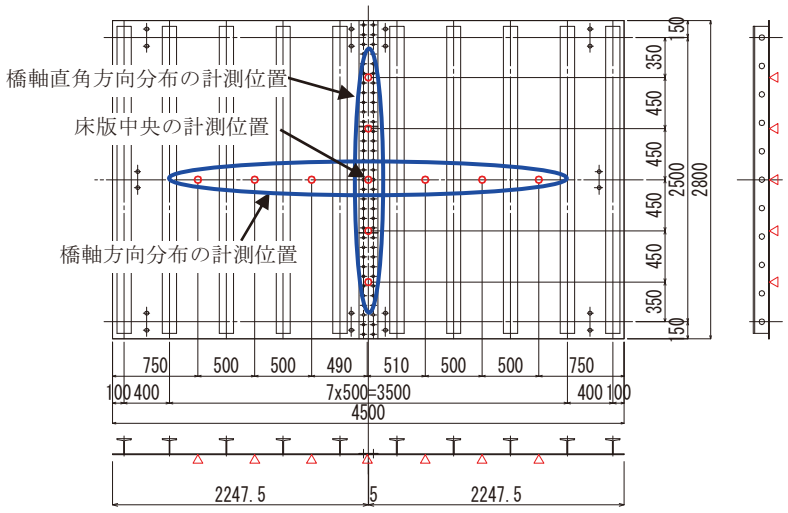
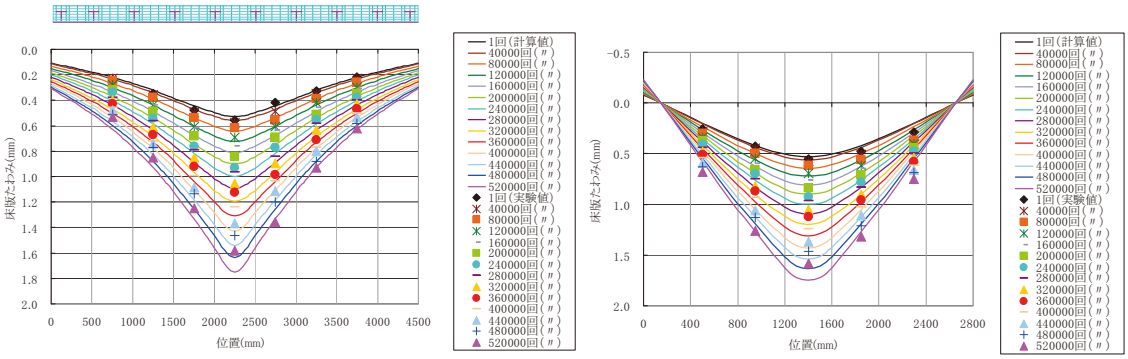


図-4.2.9.13　たわみの計測位置



(a)橋軸方向　　(b)橋軸直角方向

図-4.2.9.14　たわみ分布（階段載荷）

実験での底鋼板のひずみ計測位置を図-4.2.9.15 に、各走行回数における橋軸方向、橋軸直角方向のひずみ分布を計算値とともに図-4.2.9.16 に示す。これより、いずれの実験値も計算値の半分程度の値であるものの、概ね分布形状は一致している。

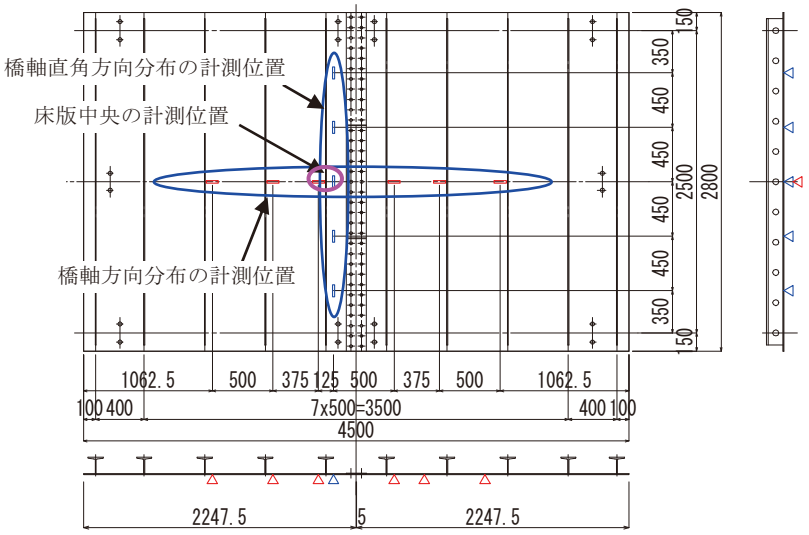
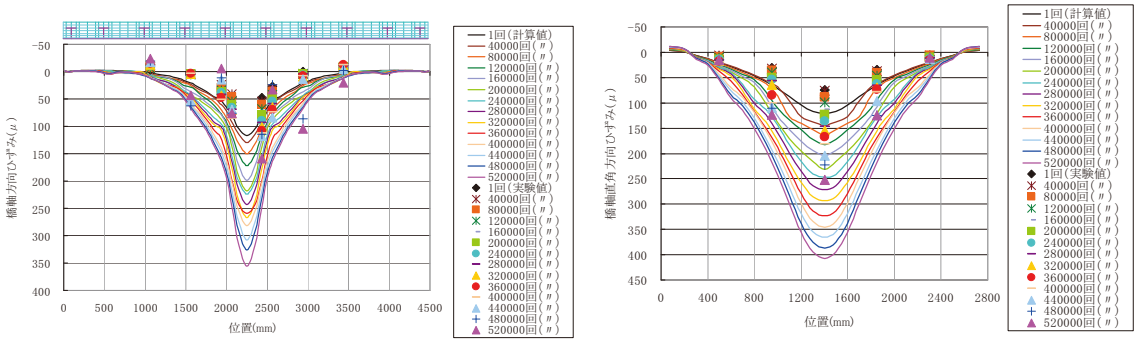


図-4.2.9.15　底鋼板ひずみの計測位置



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.9.16　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）

実験での鉄筋ひずみ計測位置を図-4.2.9.17 に、各走行回数における橋軸方向、橋軸直角方向のひずみ分布を計算値とともに図-4.2.9.18 に示す。これより、主鉄筋のひずみは実験値と計算値で概ね一致しているが、配力鉄筋の解析値が T リブ近傍で大きく変化している。これは、T リブ近傍のコンクリート要素がひび割れたことによる影響と考えられるが、実験ではリブ近傍の計測値がないため直接判断はつかないものの、実験終了後の切断面にひび割れが生じていなかったことから推察して、実験ではこのような変化は生じていないと考えられる。

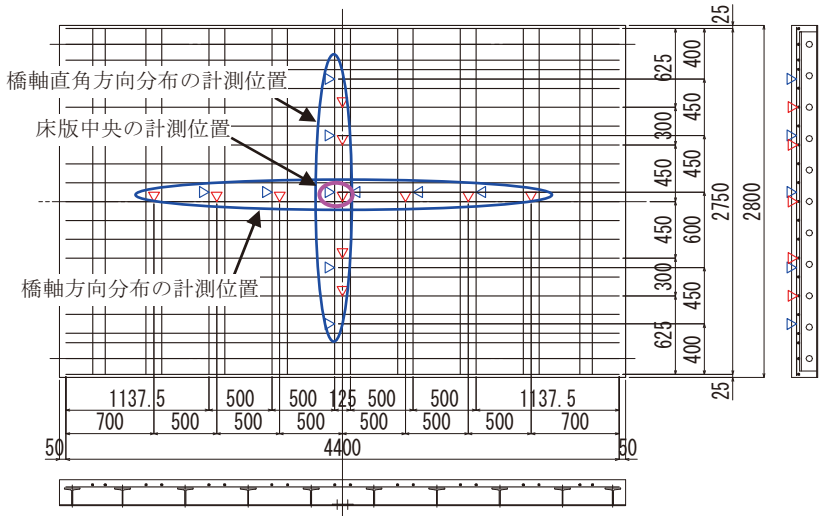
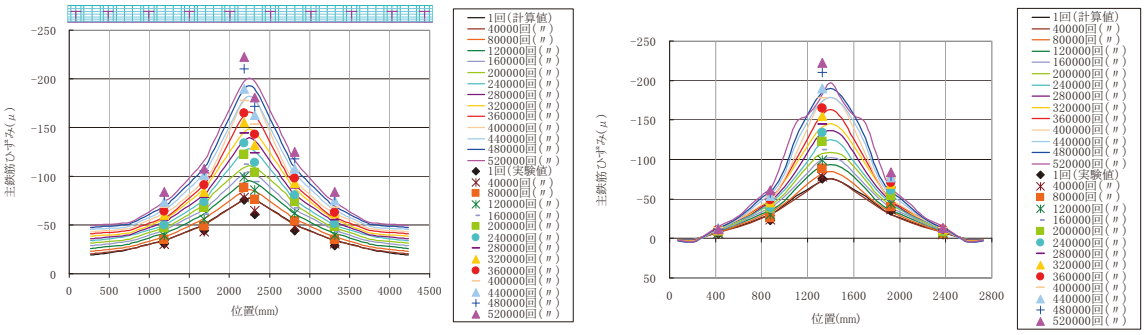
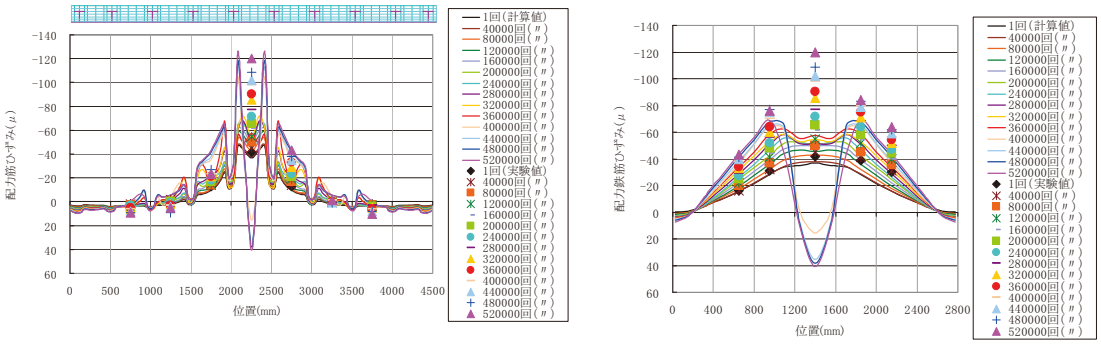


図-4.2.9.17　鉄筋ひずみの計測位置



(a)　主鉄筋ひずみ分布



(b)　配力鉄筋ひずみ分布

図-4.2.9.18　鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

実験での T リブのひずみ計測位置を図-4.2.9.19 に、各走行回数における橋軸方向のひずみ分布を計算値とともに図-4.2.9.20 に示す。これより、載荷初期は実験値と計算値が概ね等しいものの、載荷とともに計算値の方が小さい傾向となっている。

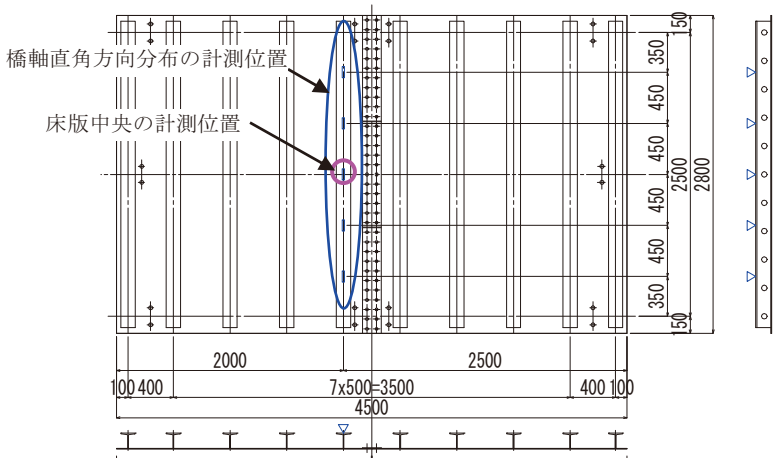


図-4.2.9.19　リブ上ひずみ分布（階段載荷）

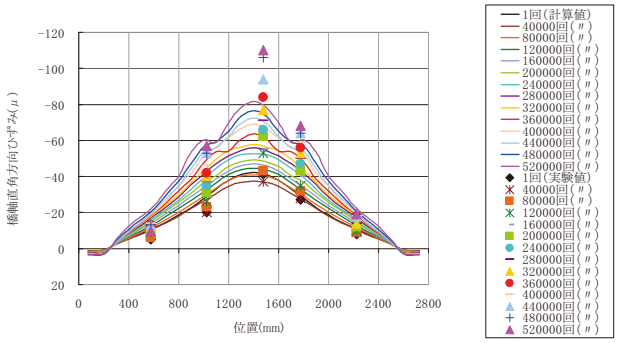
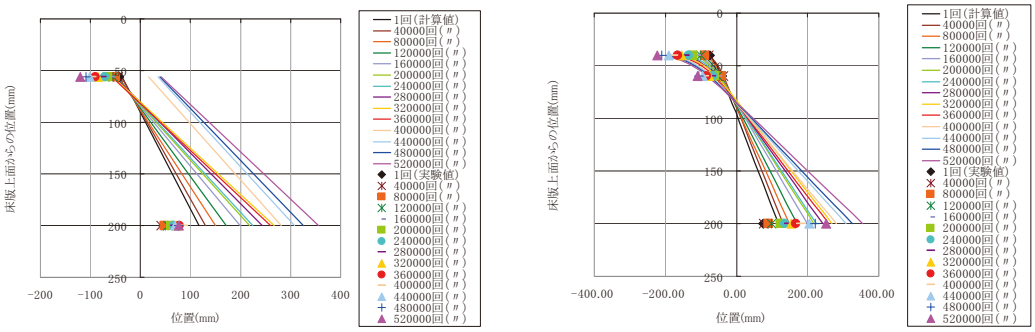


図-4.2.9.20　リブ上ひずみ分布（階段載荷）

図-4.2.9.21 に床版中央の断面内のひずみ分布を示す。これより、橋軸方向、橋軸直角方向ともに底鋼板ひずみの実験値が計算値より小さい傾向があるものの、橋軸方向の 52 万回の計算値を除いて、平面保持が成り立っていると推察できる。



(a)　橋軸方向　　(b)　橋軸直角方向

図-4.2.9.21　断面内のひずみ分布（階段載荷）

剛性低下要素分布を図-4.2.9.22 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。剛性低下要素の分布は、走行初期に床版下側に曲げひび割れによる X 方向、Y 方向のひび割れが生じ、その後ひび割れ範囲の拡大とともに床版上面へと進展している。水平ひび割れの発生（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 20 万回（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当）で上から 3 層目（T リブ下側）であった。鉄筋が含まれる T リブフランジの上の要素に水平ひび割れが生じたのは、走行回数 36 万回であり、配力鉄筋ひずみが変化した回数と一致していた。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上の長さで連続する（破壊の定義 D に相当）のは走行回数 44 万回であった。その後、水平ひび割れは、ひび割れ範囲の拡大とともに床版上面へと進展しており、床版最上層に剛性低下要素が生じた回数（鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 B に相当）は 48 万回であった。

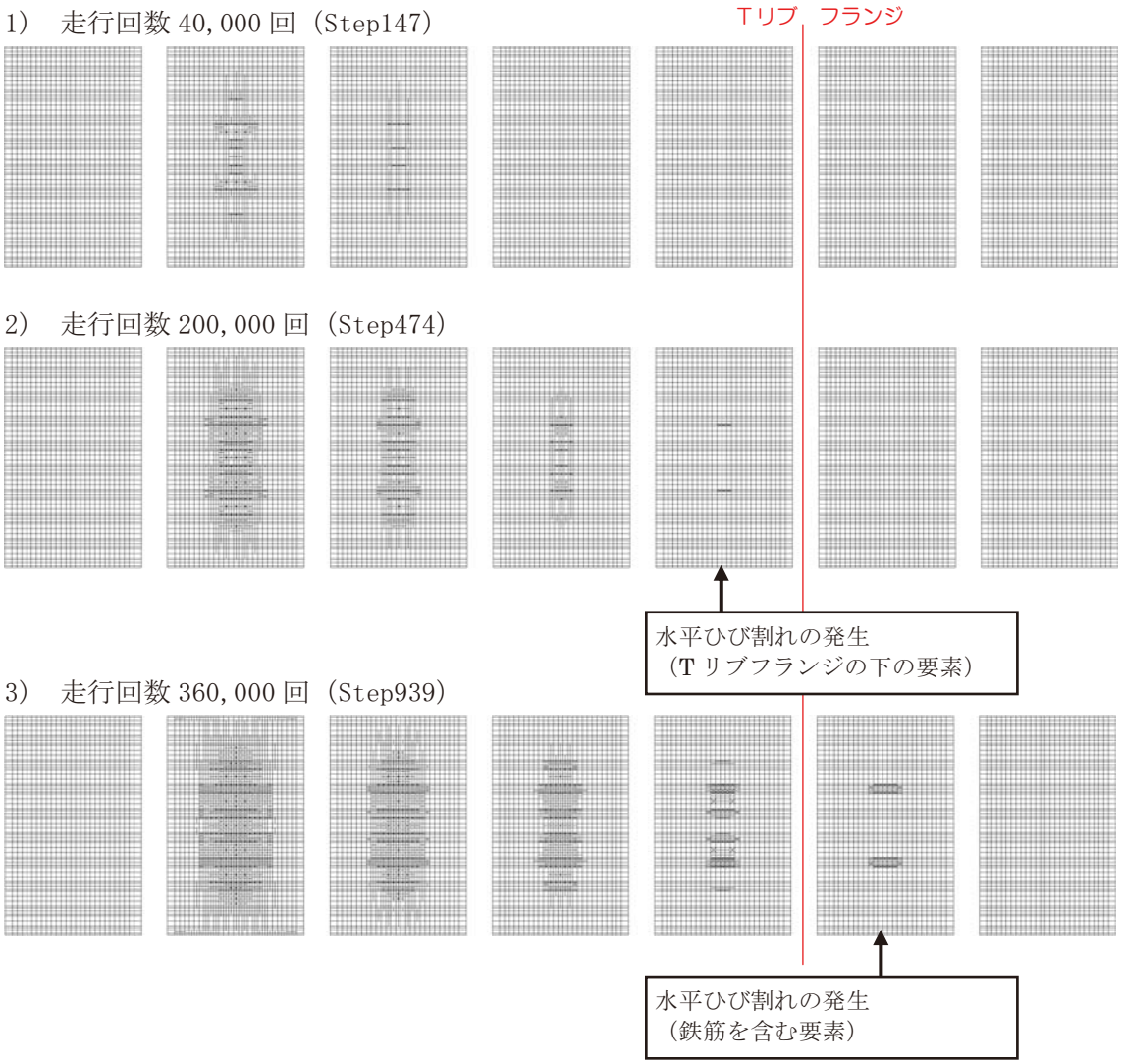


図-4.2.9.22　剛性低下要素分布（階段載荷）

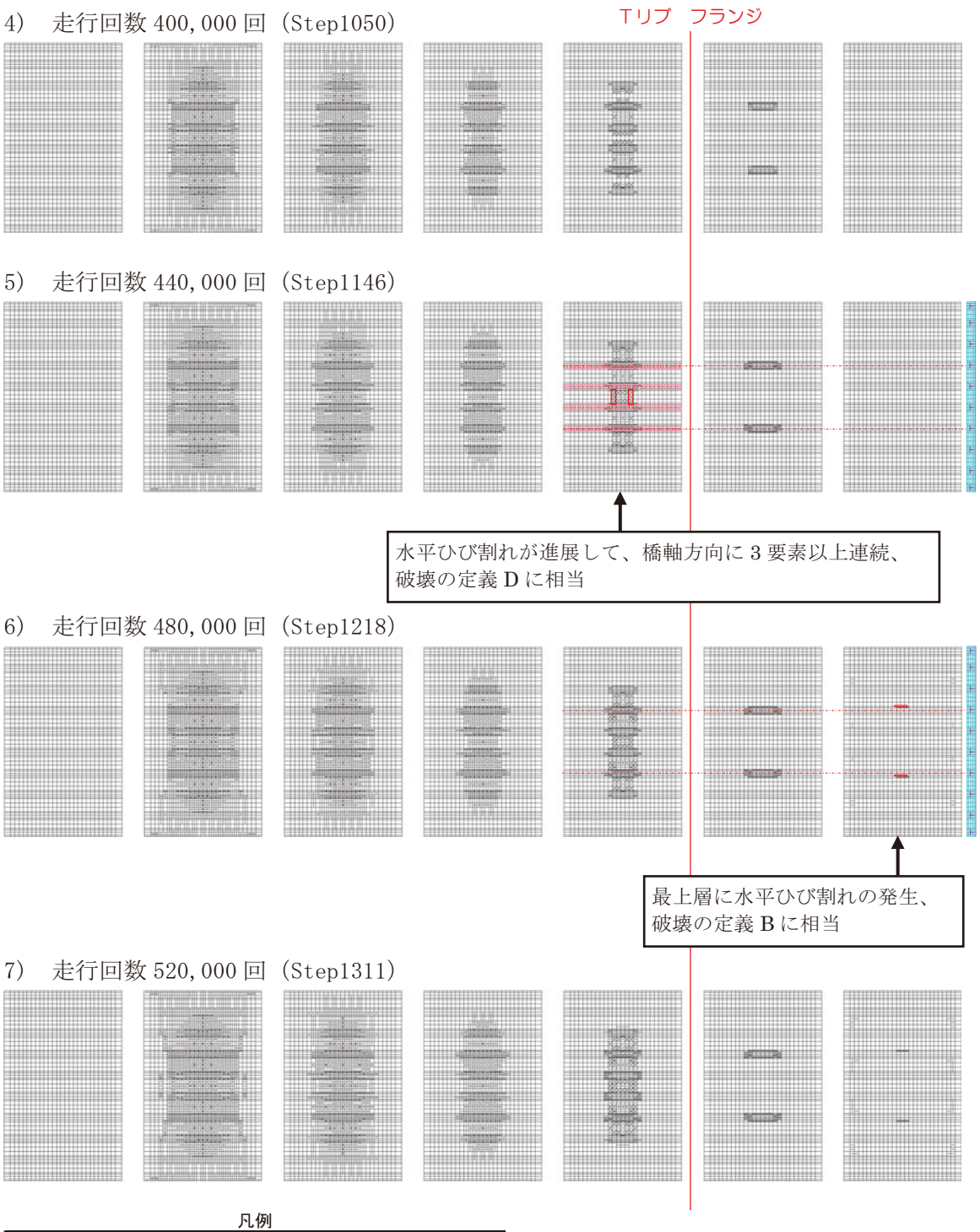
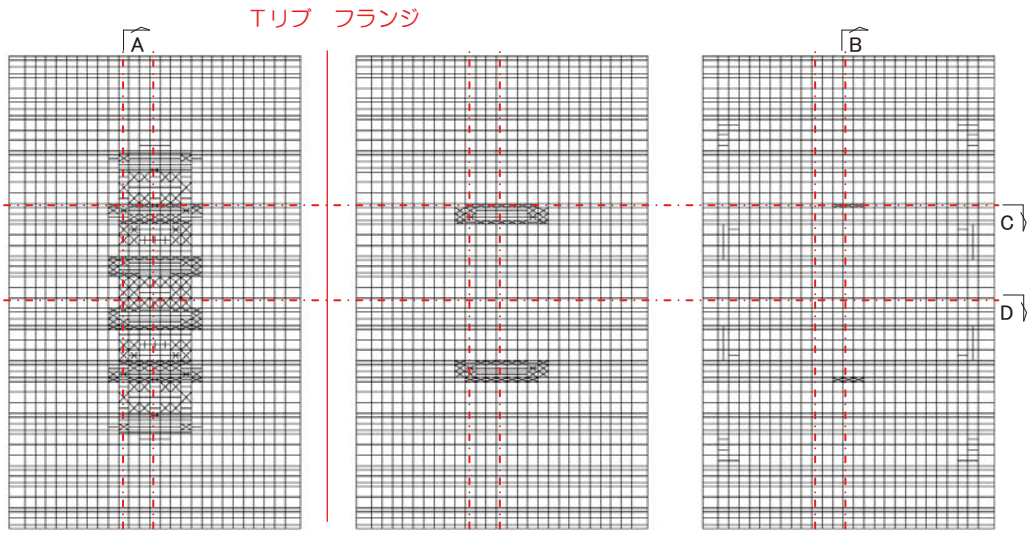


図-4.2.9.22　剛性低下要素分布（階段載荷）

走行終了時（52 万回）の断面内の剛性低下の方向に直行する面をひび割れとして赤線で模式的に表した分布を図-4.2.9.23 に示す。これより、床版下側に曲げひび割れが生じるとともに、水平ひび割れが生じている。この水平ひび割れは、リブ横の要素サイズが小さい箇所で顕著な傾向が見られていることから、小さい要素サイズの使用が解析上のひび割れ発生を助長することが確認できる。



床版上面から 3 層の剛性低下要素分布

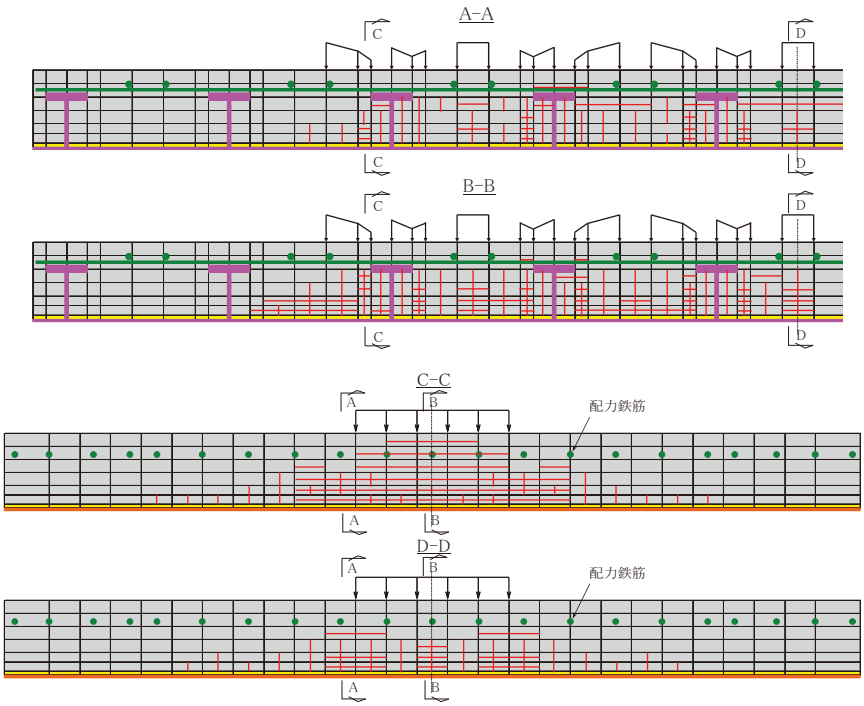


図-4.2.9.23　走行終了時（52 万回）の断面内の剛性低下要素分布

(6) 一定荷重走行載荷（157kN）の解析結果

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.9.24 に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.9.25 にそれぞれ示す。解析は、計算ステップ 2000 の走行回数 3,280 万回まで実施した。床版たわみは、輪荷重載荷時の活荷重たわみであり、図中の実験値は階段載荷の走行回数を疲労損傷度が等価となる一定荷重の走行回数に置き換えたものである。しかしながら、実際には一定荷重走行載荷の実験値ではないため参考値とした。

たわみは、載荷初期には約 0.6mm で解析値と実験値は同程度であるが、走行回数が増えると解析値は漸増するものの、実験値はほとんど増加しておらず、走行回数約 1,000 万回で解析値が 0.71mm、実験値が 0.57mm、走行回数 3,280 万回で解析値が 0.78mm、実験値が 0.58mm（階段載荷の 38 万回）であった。

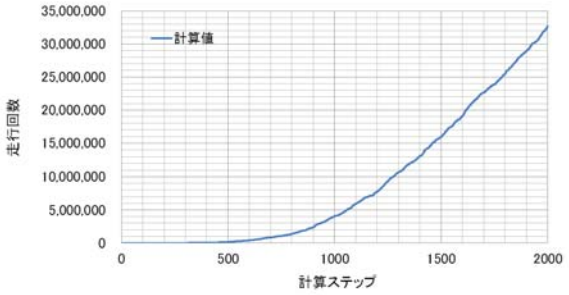


図-4.2.9.24　計算ステップと走行回数

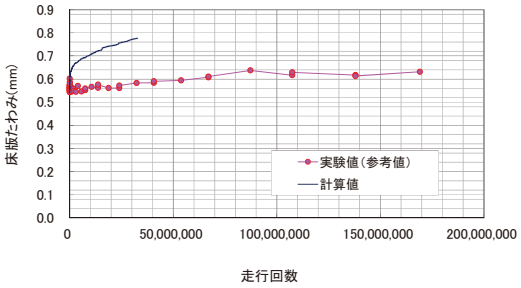


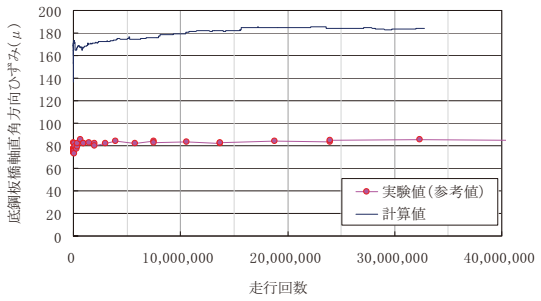
図-4.2.9.25　走行回数とたわみ

走行回数とひずみの関係を図-4.2.9.26 に示す。底鋼板橋軸直角方向ひずみは、若干増加傾向を示すものの 180μ程度でほとんど変化していない。また、底鋼板橋軸方向ひずみも、若干増加傾向を示すものの 140μ程度でほとんど変化していない。なお、底鋼板のひずみは橋軸直角方向、橋軸方向ともに、実験値が計算値の半分程度であった。

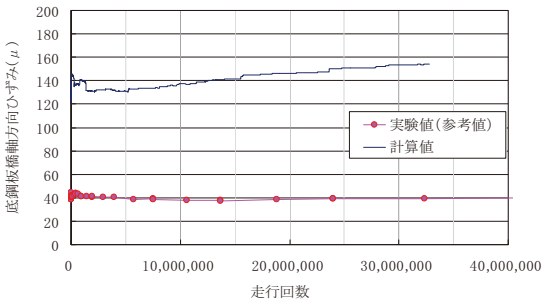
主鉄筋のひずみは、80μ程度で概ね計算値と実験値が一致しているものの、配力鉄筋では、527 万回、1050 万回でひずみ値が変化し、1570 万回で引張ひずみへと転じている。

リブ天端のひずみは、走行初期の実験値と計算値が概ね等しいが、走行とともに実験値のひずみが増加するのに対し、計算値はほとんど変化していない。

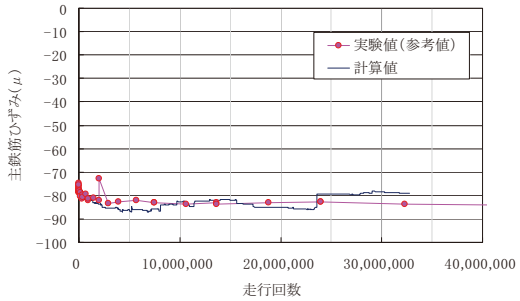
図-4.2.4.27 に、橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を示す。たわみは急激な変化もなく、なめらかな分布形状となっている。



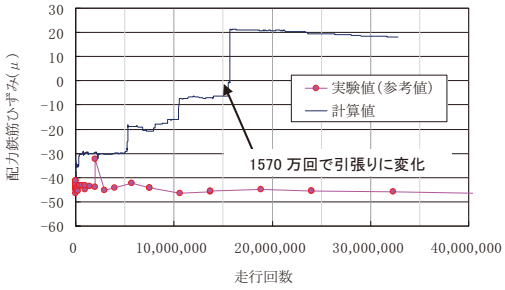
(a) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



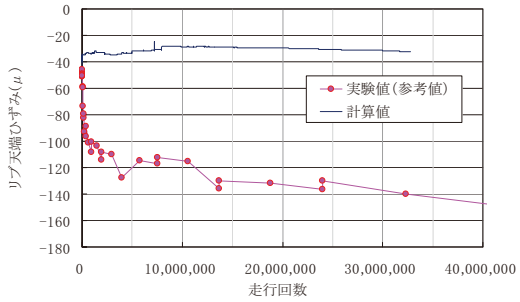
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 主鉄筋ひずみ

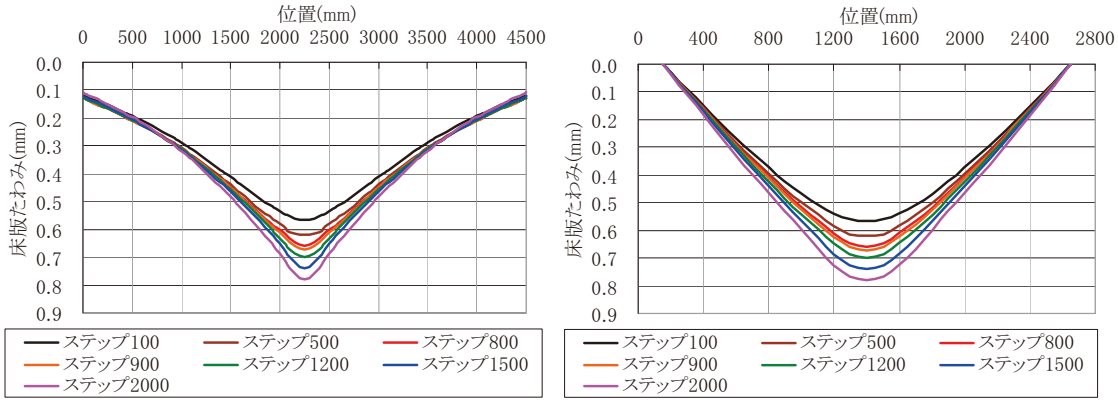


(d) 配力鉄筋ひずみ



(e) リブ天端ひずみ

図-4.2.9.26 走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.9.27 たわみ分布（一定荷重走行載荷）

一定荷重走行載荷による剛性低下要素分布を図-4.2.9.28 に示す。最下層（左端）は剥離を考慮するための要素で破壊判定はしていない。剛性低下要素の分布は、階段載荷と同様、走行初期に床版下側に曲げひび割れによる X 方向、Y 方向のひび割れが生じ、その後ひび割れ範囲の拡大とともに床版上面へと進展している。

水平ひび割れの発生（z 方向の要素破壊判定）は、走行回数 138 万回で上から 3 層目（T リブ下側）であった。その後、水平ひび割れは床版上面方向へ進展し、走行回数 239 万回で上から 2 層目に発生した。さらに走行回数 775 万回では載荷位置直下で z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。水平ひび割れが進展して橋軸方向に 300mm 以上連続するのは走行回数 1,600 万回であり、リブ横の要素サイズが小さい箇所における床版上面へのひび割れの進展が、階段載荷より顕著な傾向が見られる。

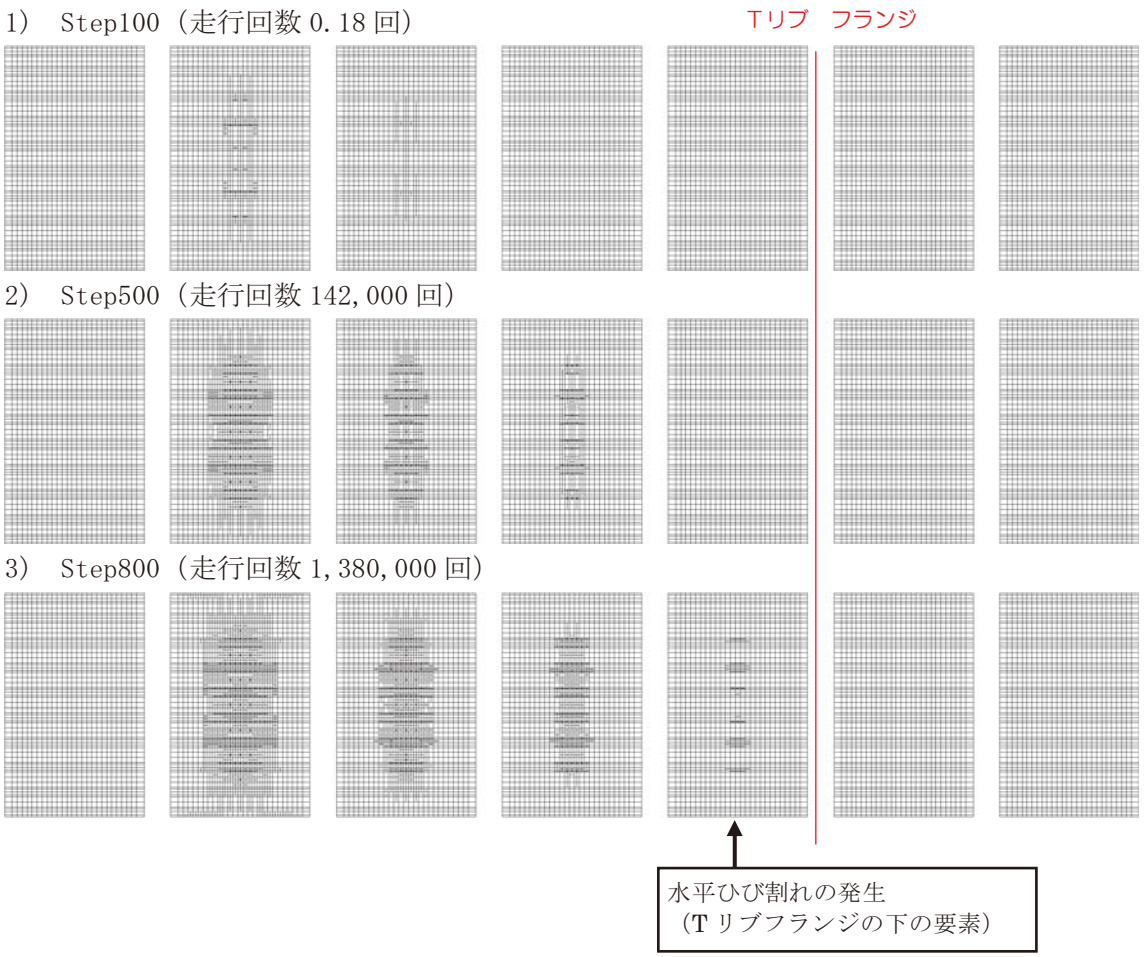


図-4.2.9.28 剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

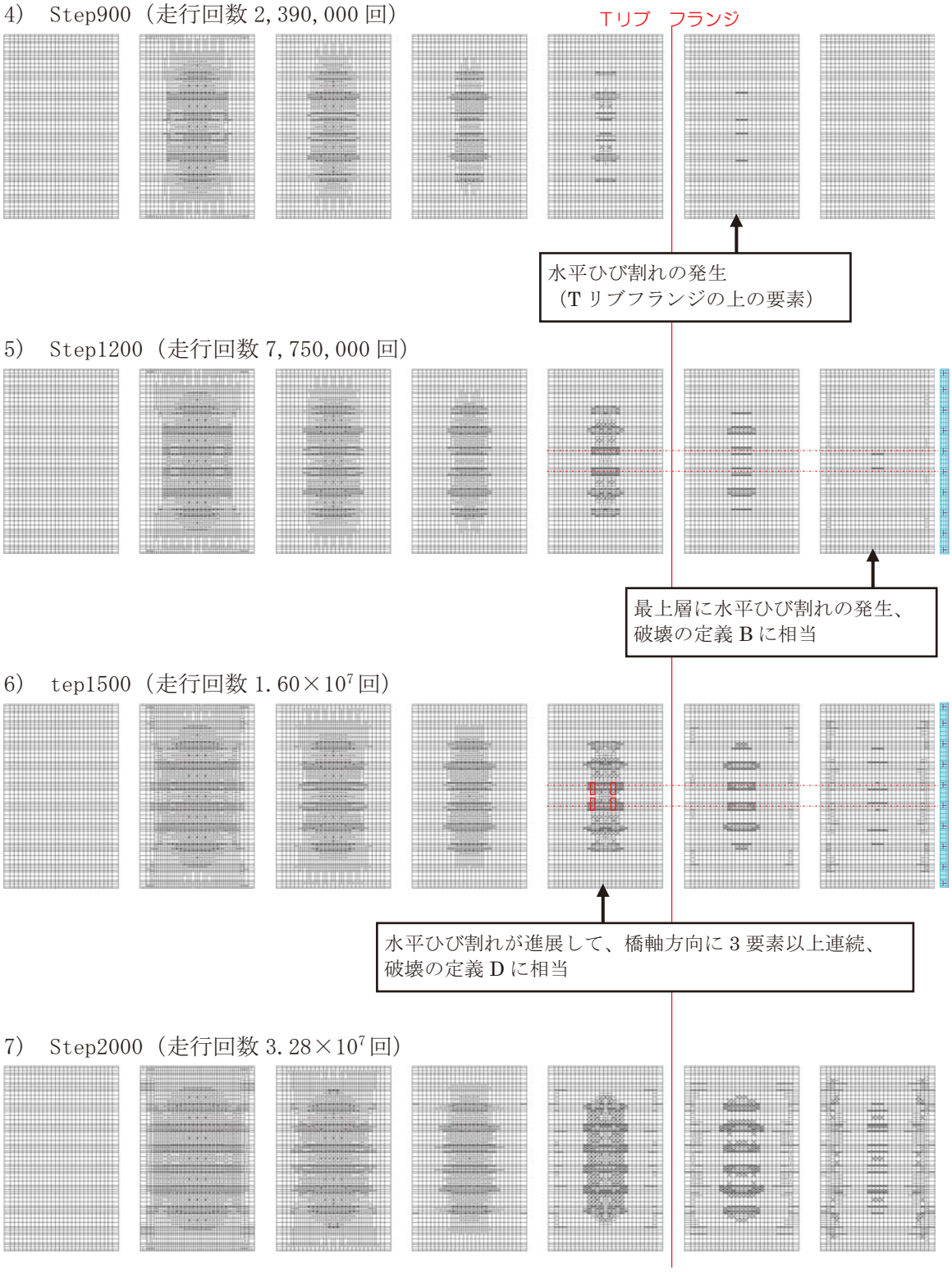


図-4.2.9.28　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(7) まとめ

QS Slab の疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

- 階段載荷ケースの解析結果と実験結果との比較から、底鋼板のひずみや鉄筋ひずみなど鋼材の局部のひずみは、解析と実験で必ずしも一致しない場合があるが、増加傾向や分布形状は概ね一致しており、解析は実験を良く再現できていると考えられる。
- 階段載荷ケースでは走行終了までたわみの急増はなく、水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義 D の状態は走行回数 44 万回程度であった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 36 万回、定義 B に相当する走行回数は 48 万回、定義 C に相当する走行回数は 20 万回であった。
- 配力鉄筋ひずみの変化は、内在するコンクリート要素の剛性低下とよく対応することがわかった。載荷位置直下の配力鉄筋ひずみは、コンクリート要素の剛性低下により圧縮側から引張側へと転換し、ひずみの分布形状が、T リブ位置で変曲点が現れる明確な変化があることがわかった。
- 一定荷重走行載荷では、水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義 D の状態は走行回数 1,600 万回であった。鉄筋コンクリート床版の定義 A に相当する走行回数は 1,570 万回、定義 B に相当する走行回数は 775 万回、定義 C に相当する走行回数は 138 万回であった。
- 配力鉄筋ひずみの変化は、階段載荷ケースと同様に一定荷重走行載荷ケースにおいてもコンクリート要素の剛性低下とひずみの変化がよく対応することがわかった。
- 鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 B（床版最上層に剛性低下要素が発生）に相当する走行回数は、階段載荷では他の破壊定義と比べ最も多くなっているが、一定荷重走行載荷では、比較的少ない回数となることがわかった。これは、リブ近傍に設けた小さい要素分割の影響と考えられることから、要素分割に際しては、他の要素と比べ小さい要素を作らないような配慮が必要であると考えられる。

以上の結果より、QS Slab の破壊メカニズムは、リブ天端付近を起点としたコンクリートの水平ひび割れが発生し、重ね梁となることで剛性が低下し、押し抜きせん断破壊に至ると推測され、破壊の定義として定義 D で安全側の評価ができると考えられる。

4.2.10 MESLAB

(1) 工法概要

鋼板パネルは，板厚 8mm の底鋼板に成型形鋼である L 形鋼と CT 形鋼を連続すみ肉溶接で接合したもので構成される。橋軸方向に配置された L 形鋼は，鋼とコンクリートのずれ止めの役割を果たしており，橋軸直角方向に配置された CT 形鋼は，コンクリート打ち込み時の補強材とし有効に働くとともに，コンクリート硬化後は主鉄筋の一部としての役割も果たしている。ハンチプレートは，底鋼板と分離のタイプを標準としている。配力鉄筋および主鉄筋は床版上面側に配置される。底鋼板の現場継手は底鋼板上面に配置した添接板と高力ボルトによる摩擦接合継手方式を基本としている。

(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては，鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては，鋼板パネルと主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは，鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。

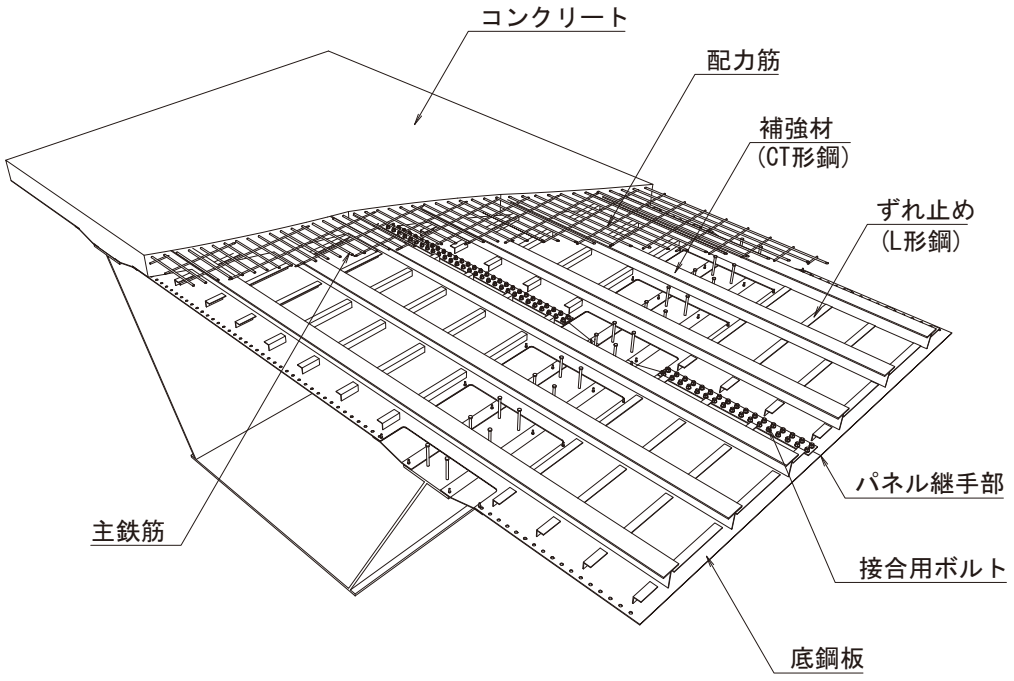


図-4.2.10.1 MESLAB の断面構成要素

CT 形鋼と底鋼板の溶接部の疲労強度は，CT 形鋼方向（橋軸直角方向）に対しては縦方向すみ肉溶接継手（D 等級），CT 形鋼直角方向（橋軸方向）に対しては荷重非伝達型十字すみ肉溶接継手（E 等級）としている。L 形鋼ジベルに関しては発生応力度の特異性を考慮し，底鋼板との溶接部近傍に発生する局所応力に対する疲労強度を求めるための要素試験を実施し，HSS に対して E 等級の疲労強度を有していることを確認している[10-1)～10-3)]。

(3) 輪荷重走行試験[10-4)]

過去に実施した輪荷重走行試験により，合成床版「MESLAB」の疲労耐久性の確認を実施している。実験供試体は床版支間 3.0m の連続版とし，B 活荷重に対して設計を行った。なお試験設備の都合により連続版の支間中央の曲げモーメントが同様になる支間 2.5m で単純支持した。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），厚さ 21cm（含む鋼板 8mm）とした。コンクリートの仕様は，呼び強度は 30N/mm² である(表-4.2.10.1 参照)。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.10.2 に，輪荷重走行試験の状況の写真を写真-4.2.10.1 に示す。また，載荷荷重は図-4.2.10.3 としており，階段載荷荷重は文献 10-5)の荷重と同一である。 供試体の詳細を図-4.2.10.4 に示す。

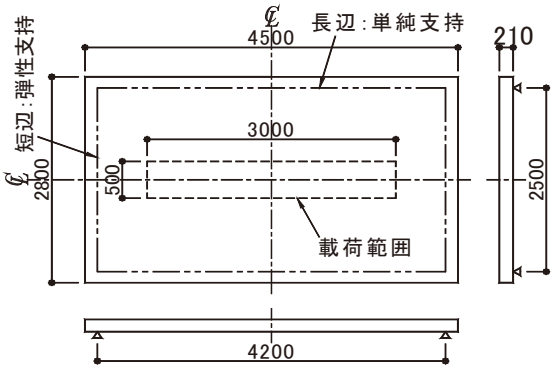


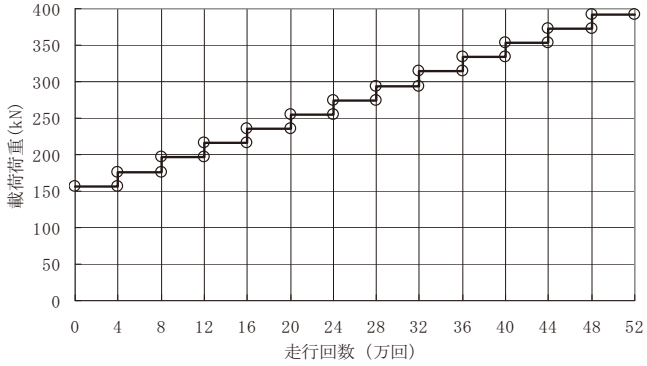
図-4.2.10.2　供試体の基本寸法と支持条件



写真-4.2.10.1　試験状況

表-4.2.10.1　供試体の諸元

部位	項目	構造諸元
ｺﾝｸﾘｰﾄ	版　厚	202 mm
	設計基準強度	30 N/mm^2
底鋼板	板　厚	8 mm
L形鋼	断　面	L 75×75×9
	橋軸直角方向間隔	370 mm
CT形鋼	断　面	CT 125×125×6×9
	橋軸方向間隔	800 mm
主鉄筋	呼び径	D19
(橋軸直角方向)	間　隔	125 mm
配力筋	呼び径	D16
(橋軸方向)	間　隔	250 mm



付表　荷重と走行回数

荷重［kN］	載荷回数［回］	荷重［kN］	載荷回数［回］
157	40,000	294	40,000
176	40,000	314	40,000
196	40,000	333	40,000
216	40,000	353	40,000
235	40,000	372	40,000
255	40,000	392	40,000
274	40,000		
載荷回数の合計			520,000

図-4.2.10.3　載荷荷重

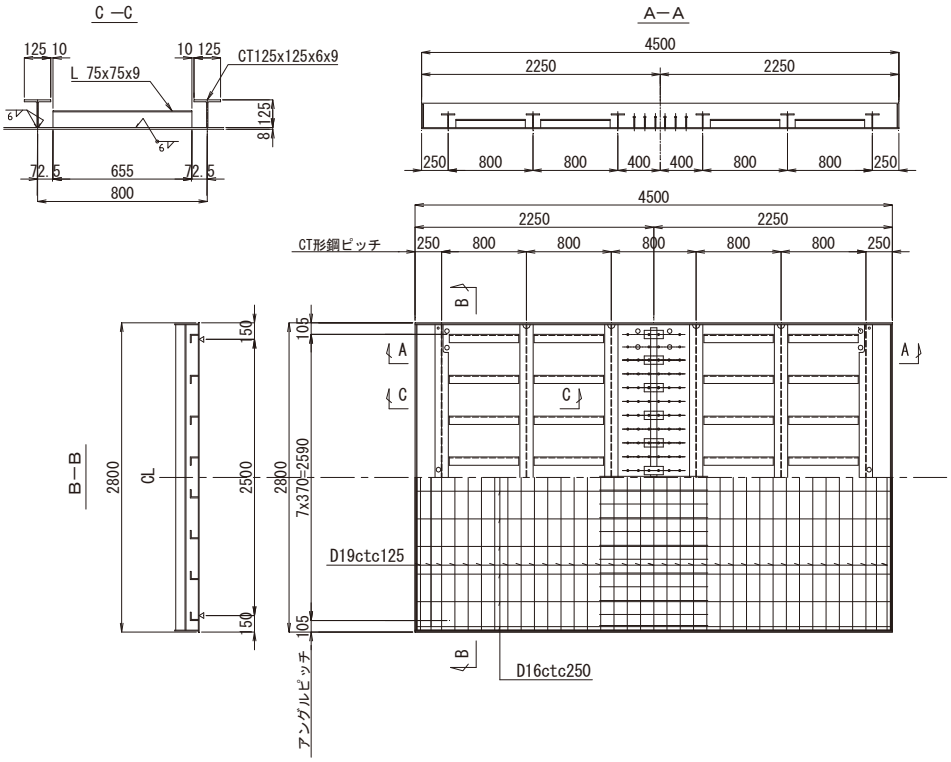


図-4.2.10.4　供試体の詳細

輪荷重走行試験の供試体中央のたわみを図-4.2.10.5 に示す。図中に示すたわみ値は計測結果から荷重無載荷状態の残留たわみを控除した載荷荷重により変形したたわみ値を示している。また，図中“RC8n1 床版-実験結果”は平成 8 年道示に拠り設計された鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験結果を参考値として併記したものである。RC8n1 床版が走行回数 48 万回を超えたあたりでたわみが急増し押し抜きせん断破壊を起こしているのに対し，MESLAB 試験体では荷重，走行回数の増加にともないたわみも漸増しているが，試験完了の 52 万回走行時（載荷荷重 392kN）まで急激なたわみの変化はみられない。

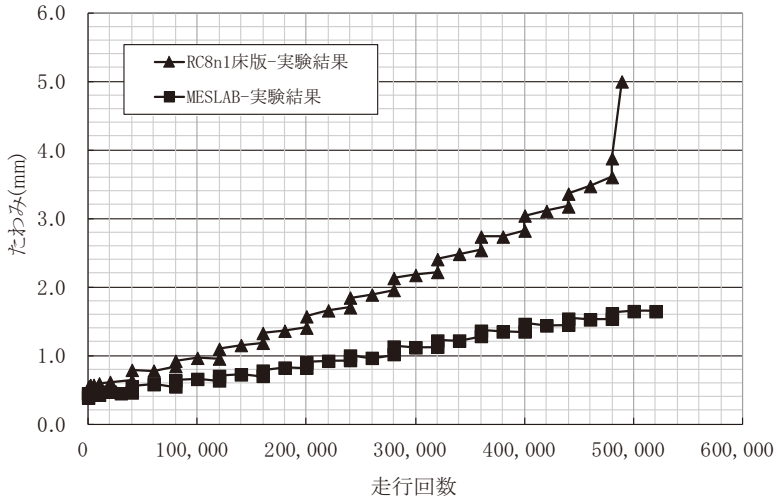


図-4.2.10.5　たわみ

輪荷重走行試験中に行った，底鋼板の付着切れの観測結果を図-4.2.10.6 に示す。なお，観察は，供試体下面をハンマーでたたき，発生する音の違いにより行った。付着切れの範囲は CT 形鋼と L 形鋼などのずれ止めで囲まれた局部範囲（構造上，ずれ止めのない領域）にのみ認められた。また，付着切れの箇所数は走行回数と共に増加した。しかしながら，前述したたわみ－走行回数の関係では，MESLAB は走行完了まで剛性の低下がわずかであることから，付着切れが剛性および疲労耐久性能に与える影響はないと考えられる。

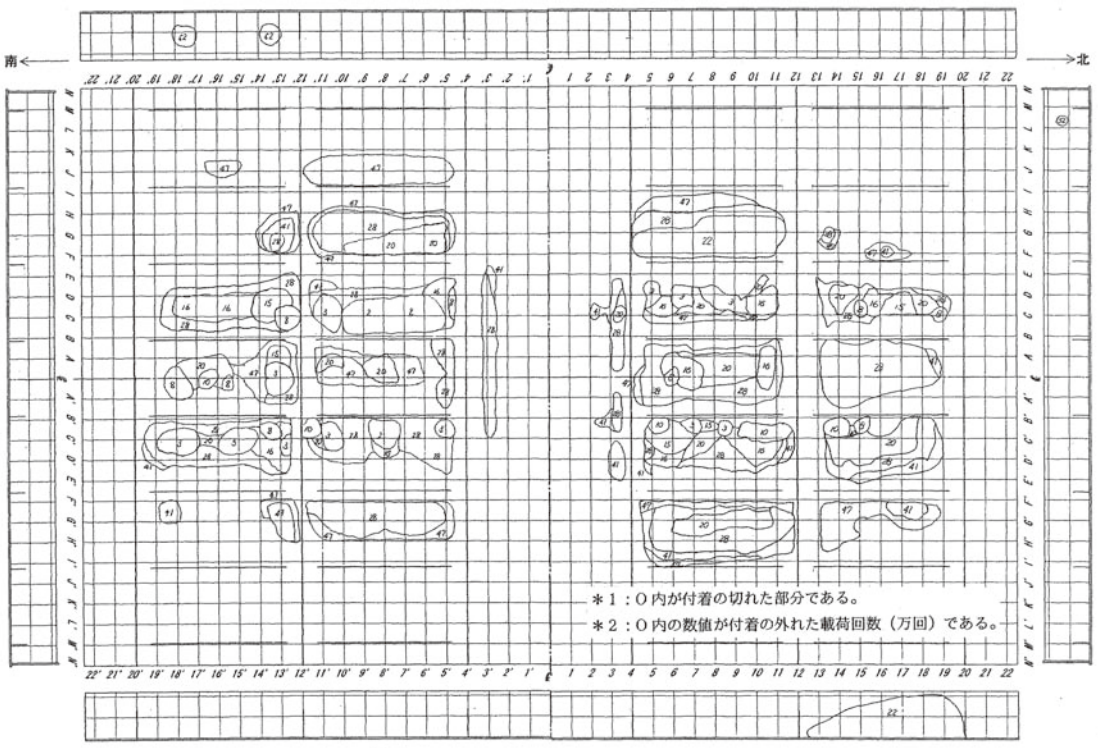


図-4.2.10.6　付着切れ状況図（合成床版・下面）

コンクリート上面のひび割れ状況及び試験終了後に供試体を切断して観察した，床版内部のひび割れ分布を図-4. 2. 10. 7 および写真-4. 2. 10. 2 に示す。

コンクリート上面のひび割れ状況は，走行回数 48 万回，載荷荷重 392kN の時に，供試体端部の桁位置付近に橋軸直角方向のひび割れが 2 本発生しており，走行試験終了後，走行範囲を観察したところ，橋軸直角方向のひび割れを新たに 4 本確認した。

供試体切断面の観測結果としては，供試体中央において橋軸方向に切断したA断面で，2 本の鉛直方向ひび割れ，4 本程度の水平方向のひび割れが認められた。鉛直ひび割れは底鋼板から断面中立軸付近まで延びている。水平方向のひび割れは床版厚さの半分の位置に発生する特徴がある。また，コンクリート上面で認められた 3’-3’位置の橋軸方向ひび割れは断面Aでは認められず，貫通ひび割れではないことを確認した。継手部位置において橋軸直角方向に切断したB断面では, 東側を中心に水平方向のひび割れが認められた。水平方向のひび割れはコンクリート下面から高さ 50mm 程度の位置と 100ｍｍ程度の位置に並列して発生する特徴がある。しかしながら，いずれのひび割れも床版厚さ方向のひび割れ貫通には至っていない。一般部において橋軸直角方向に切断したC断面では，2 本の斜めひび割れと 4 本程度の水平方向のひび割れが認められた。斜めひび割れはいずれも車輪走行直下で，L形鋼の角部から上側に延びている。しかしながら，いずれのひび割れも貫通には至っていない。

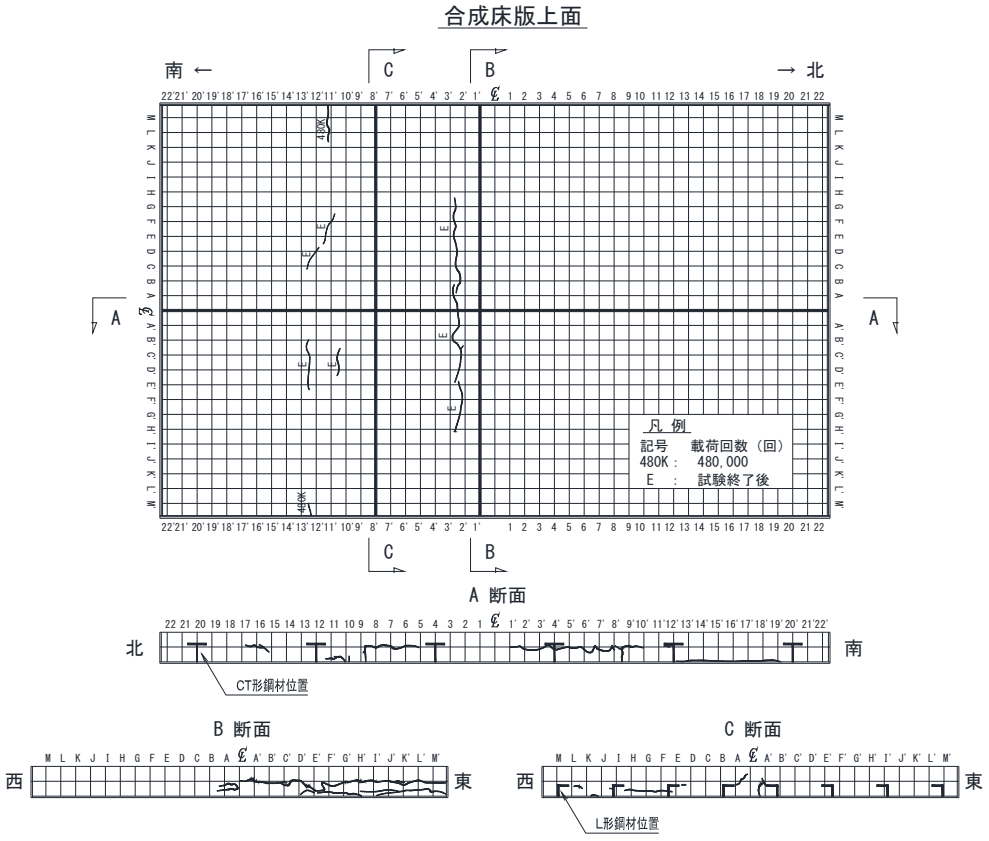


図-4. 2. 10. 7　ひび割れ状況図

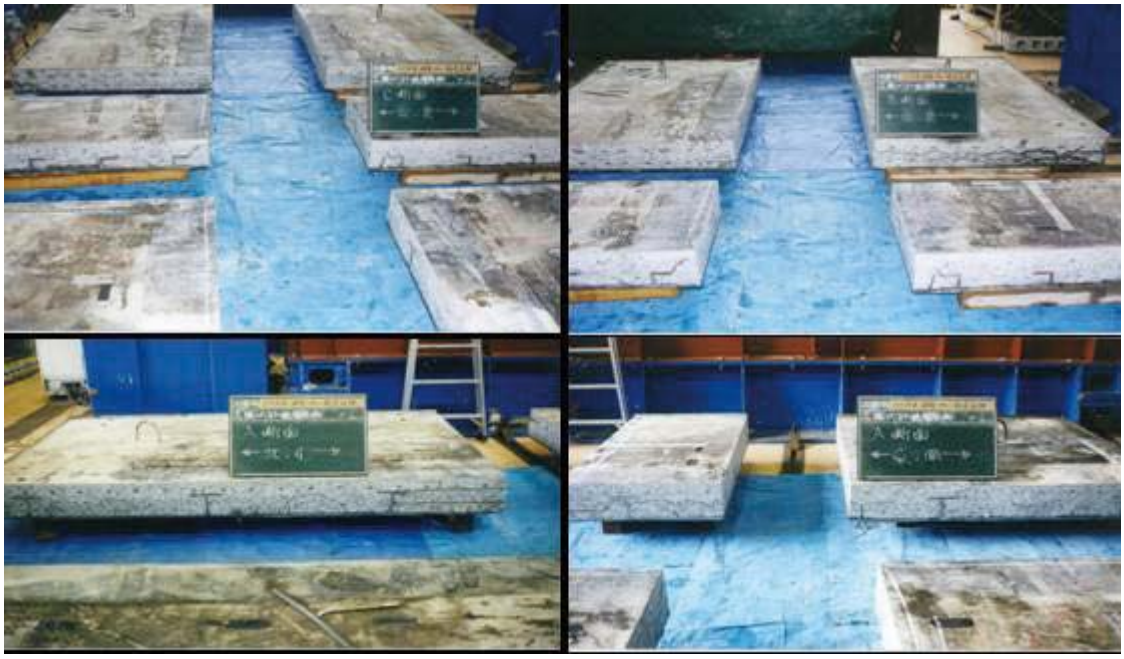


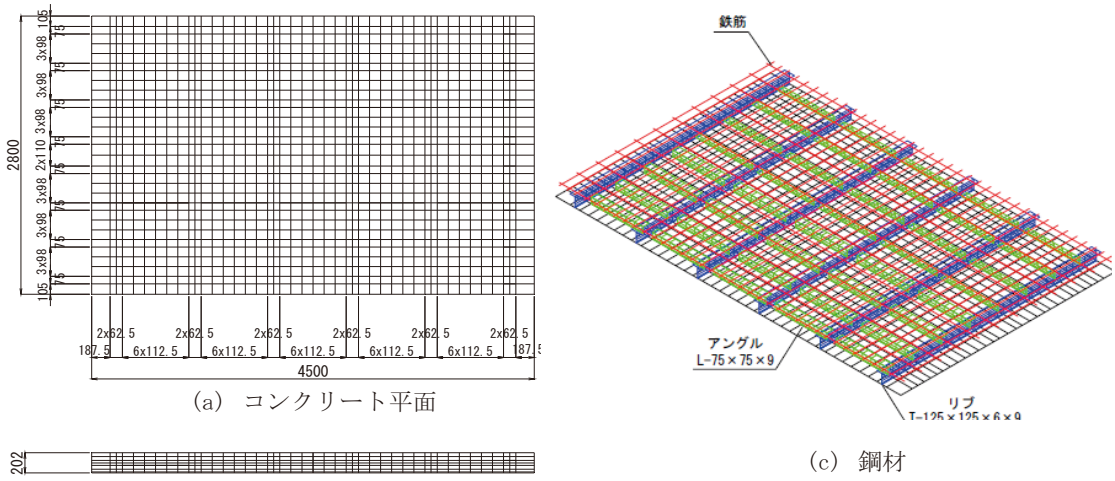
写真-4.2.10.2　コンクリート切断面

なお，ここで比較した実験結果は，本研究で実施したものでなく，2001 年（平成 13 年）7 月に実施した輪荷重走行試験の結果を引用している。

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素，リブと底鋼板はシェル要素，鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.10.8 に示す。

要素分割の部分を図-4.2.10.9 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし，底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため，10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減した。



(a) コンクリート平面

(b) コンクリート側面

(c) 鋼材

図-4.2.10.8　要素分割

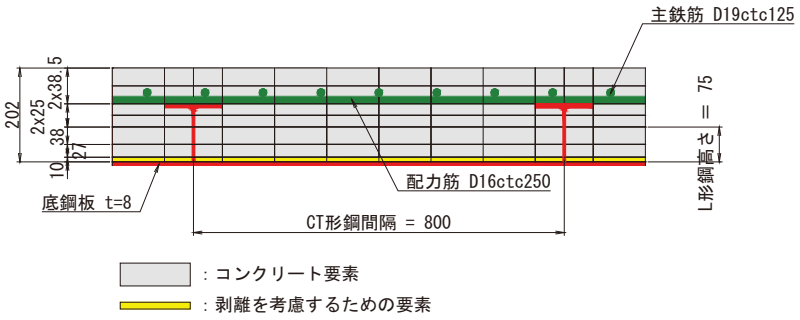


図-4.2.10.9　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは，輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと，一定荷重（157kN）載荷としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.10.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では，材料試験結果の値を用いたが，一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を30N/mm² として，これに対応する物理定数の値とした。荷重の載荷位置を図-4.2.10.10 に示す。

表-4.2.10.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	38.8	材料試験値	30.0	共通式
	引張強度	N/mm^2	3.02	材料試験値	2.2	0.23(σc)^(2/3)，土木学会
	ヤング係数	N/mm^2	27,600	材料試験値	28,000	道　示
	せん断弾性係数	N/mm^2	12,000	Ec/2.3，道示	12,000	道　示
	ポアソン比	－	0.2	道　示	0.2	道　示
鉄　筋	ヤング係数	N/mm^2	20,000	道　示	20,000	道　示
鋼　板	ヤング係数	N/mm^2	20,000	道　示	20,000	道　示

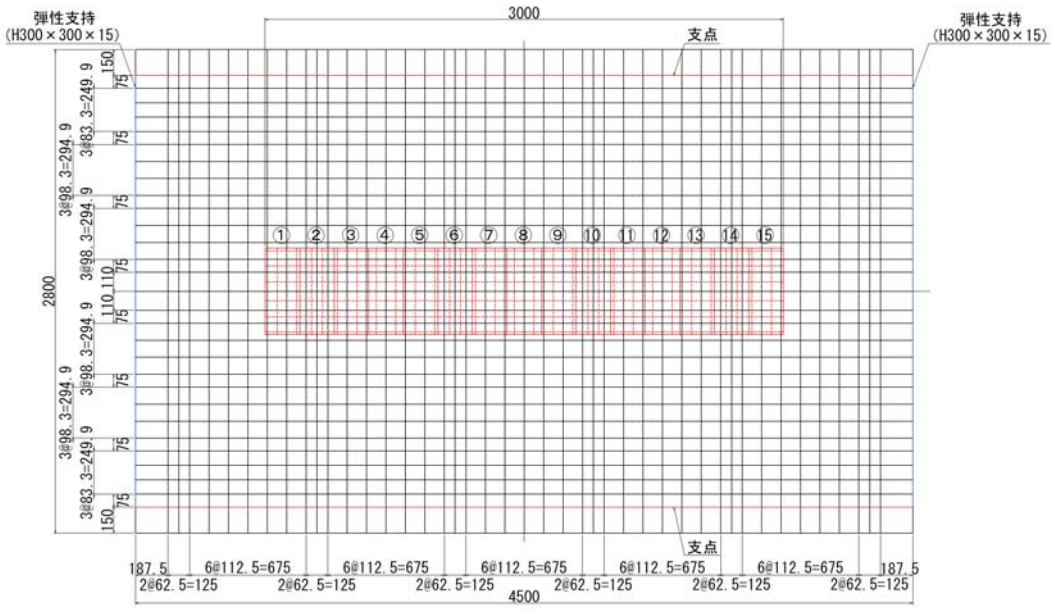


図-4.2.10.10　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

階段載荷荷重の解析に用いた計算ステップと走行回数を図-4.2.10.11 に示す。また，走行回数とたわみの結果を図-4.2.10.12 に，走行回数とひずみの結果を図-4.2.10.13 に示す。

図-4.2.10.12 より，走行回数の増加に伴い実験値と解析結果の差異が増加する傾向にあるものの，両者の結果は概ね一致していることがわかる。また，底鋼板橋軸方向ひずみ，主鉄筋ひずみ及び配力鉄筋ひずみに関しても，実験値と解析結果が概ね一致しており解析結果が実挙動を概ね再現出来ていることがわかる。

底鋼板の橋軸方向ひずみは実験値と解析結果の傾向が異なり，実験値は 10μ 程度の小さい値にて試験開始から終了までその値を継続している。これは，試験体中央に現場継ぎ手位置を設けており，継手部に設けた下側配力鉄筋により応力を伝達する構造となっているため底鋼板が不連続となっていたためと考えられる。解析モデルと供試体で一部整合しない部分があるが，本解析の結果より，実験供試体は底鋼板が連続した場合と同程度の剛性を有する継手方式であったことが確認できた。

図-4.2.10.14 に示す抽出ラインにおけるたわみ及び，ひずみの分布図を図-4.2.10.15，図-4.2.10.16 に示す。たわみの分布は，全ての計測点で，試験体中央点の結果と同様の傾向を示している。橋軸直角方向の支間中央の底鋼板のひずみ分布についてもたわみと同様の結果であるが，支間中央から離れたライン-2 では，若干実験値が小さくなる結果となっている。主鉄筋の分布は支間中央のラインでは実験値が解析値に対して大きくなる傾向にあるが，少し離れたライン-2 では実験値と解析値がよく一致している。橋軸方向の底鋼板のひずみは前述の理由にいずれの計測点でも実験値と解析値の値は一致していない。配力鉄筋については，支間中央のひずみが大きくなる点で計測を行っておらず，その点での比較ができないため，あくまで傾向的にではあるが，実験値と解析値が一致していることがわかる。従って，たわみ・ひずみの分布図からも概ね解析が実験結果を再現出来ていると判断できた。

剛性低下要素分布の経時変化の結果を図-4.2.10.17 に示している。図中には，水平ひび割れの発生状況も記載している。

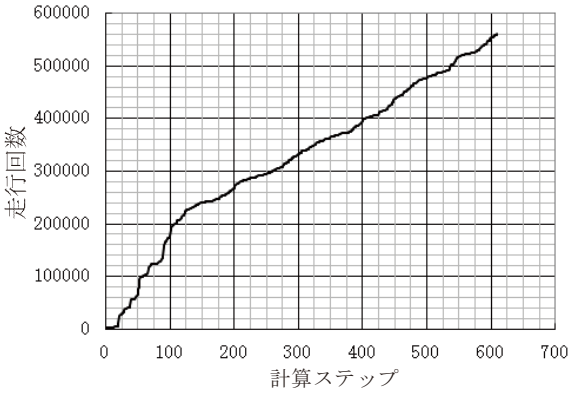


図-4.2.10.11　計算ステップと走行回数（階段載荷）

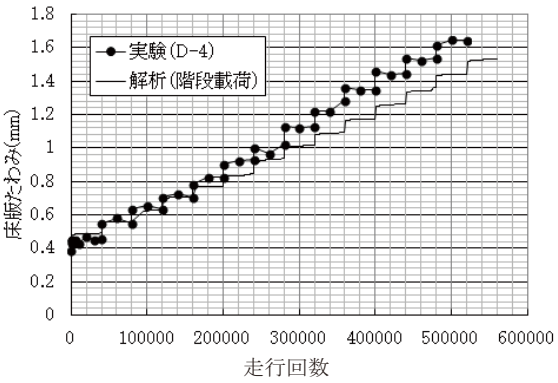
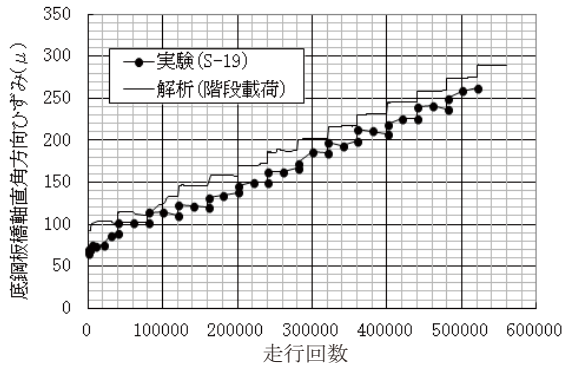
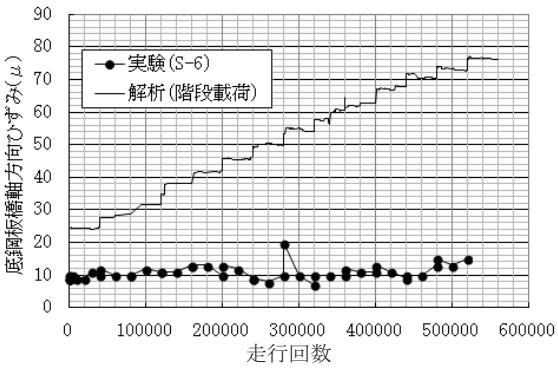


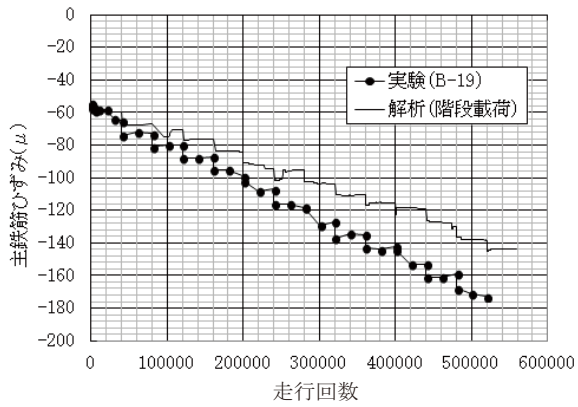
図-4.2.10.12　走行回数とたわみ（階段載荷）



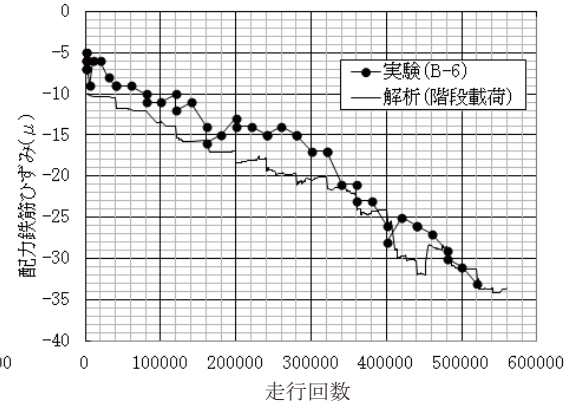
（a）底鋼板橋軸直角方向ひずみ



（b）底鋼板橋軸方向ひずみ



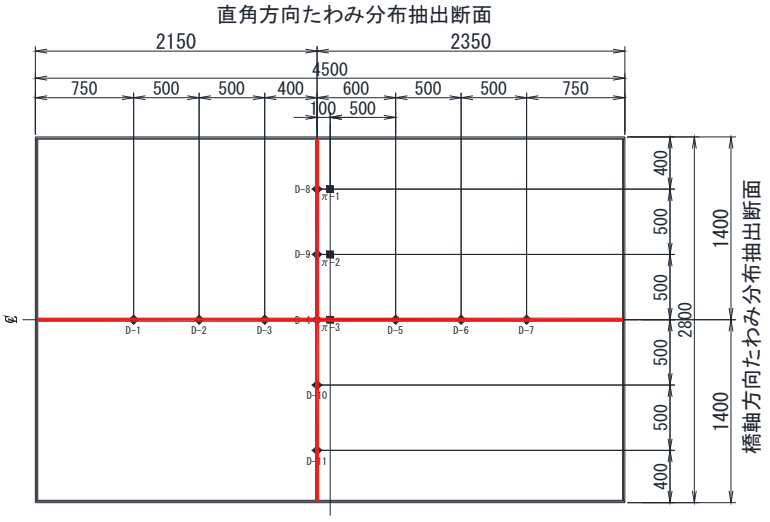
（c）主鉄筋ひずみ



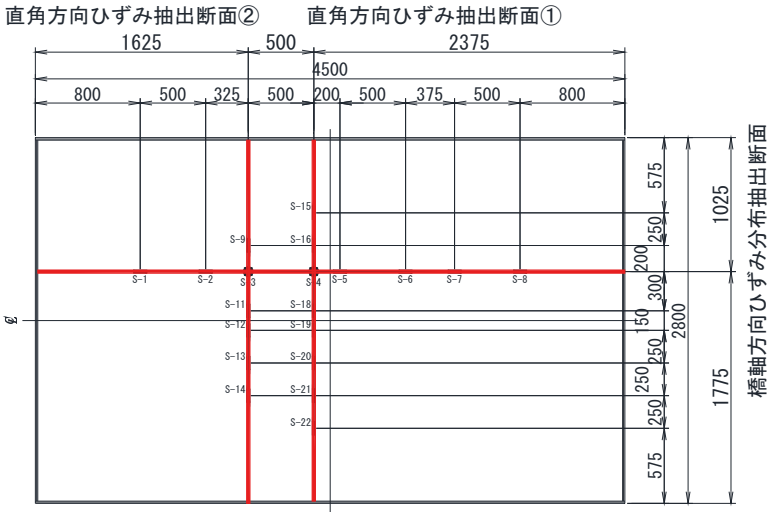
（d）配力鉄筋ひずみ

図-4.2.10.13　走行回数とひずみ（階段載荷）

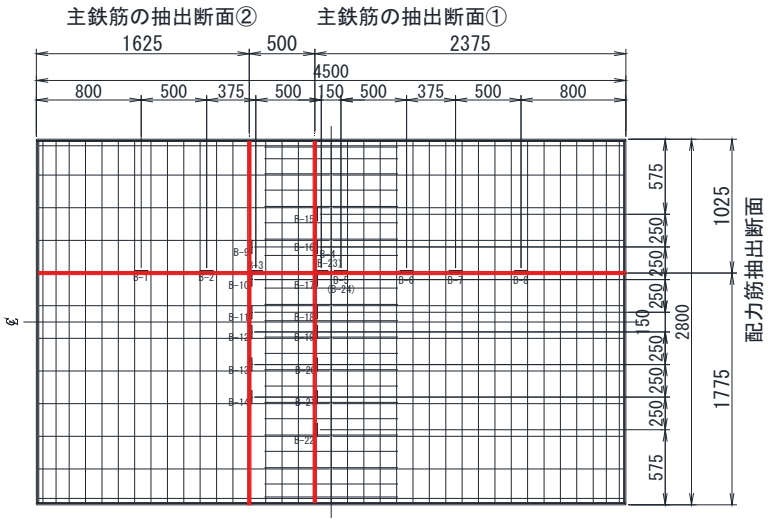
注）図中の実験の付記号は図-4.2.10.14 を参照のこと。



(a) たわみ

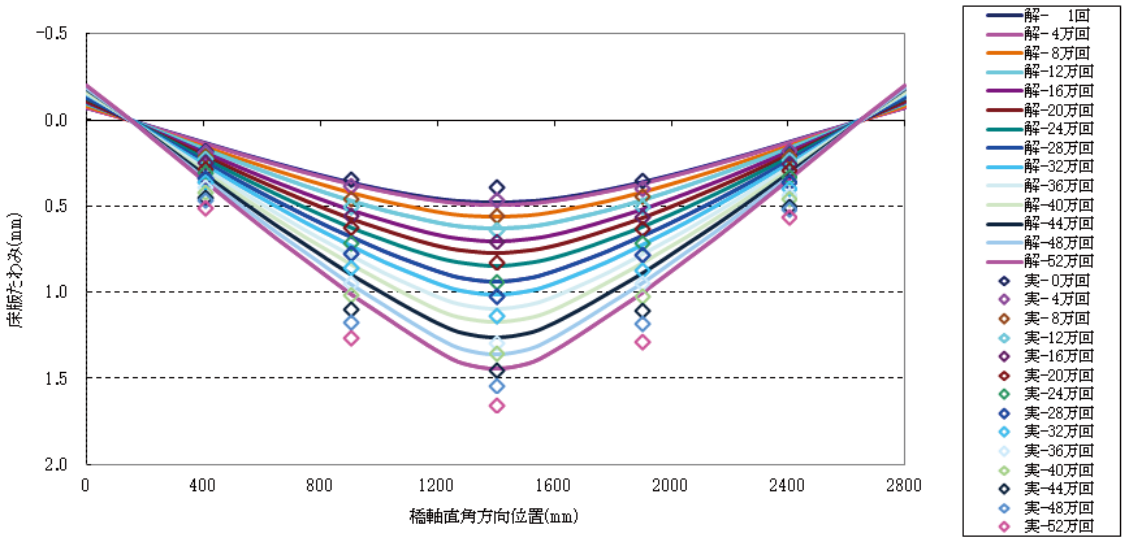


(b) 底鋼板ひずみ

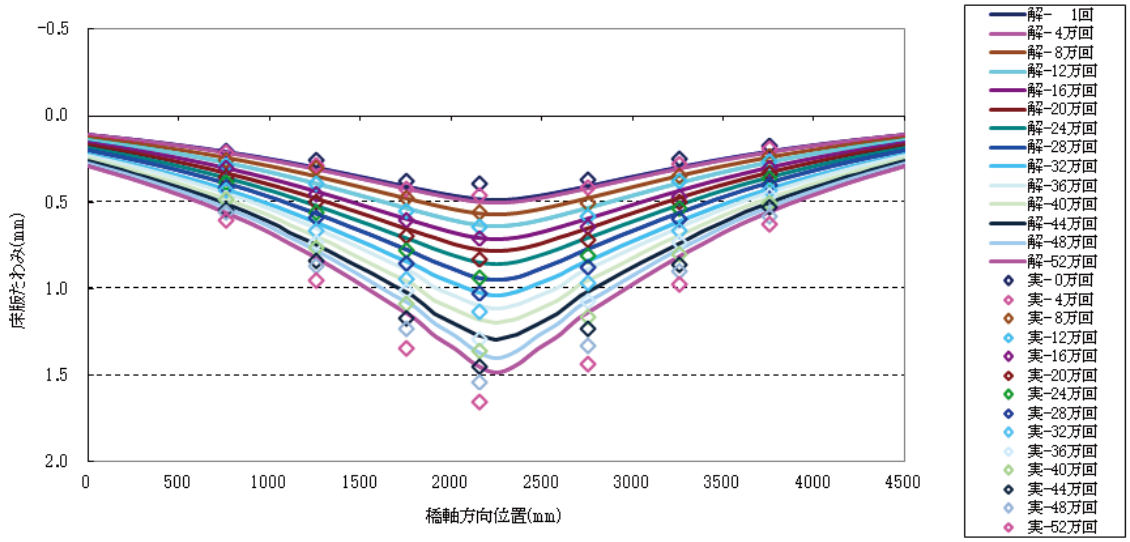


(c) 鉄筋ひずみ

図-4.2.10.14　分布図抽出ライン

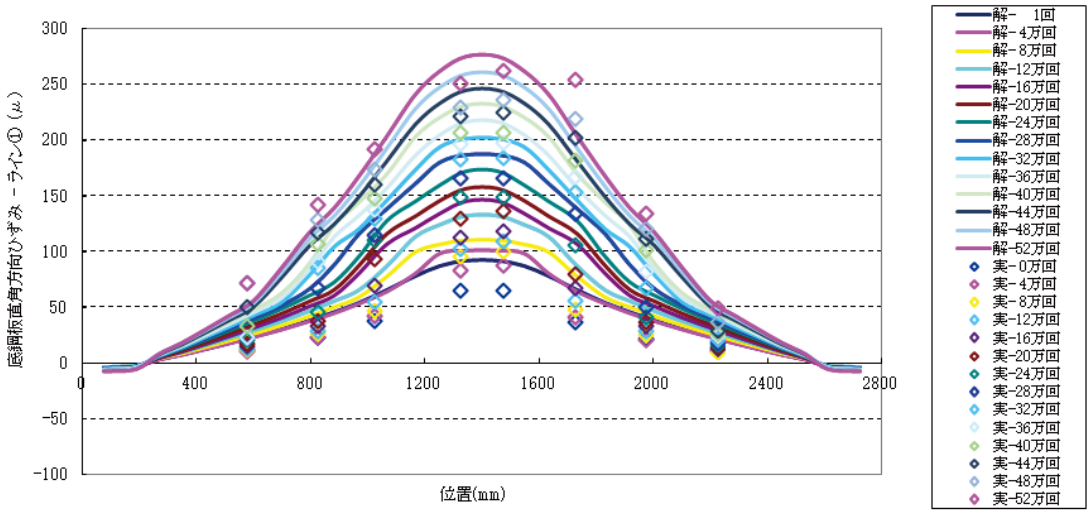


(a) 橋軸方向

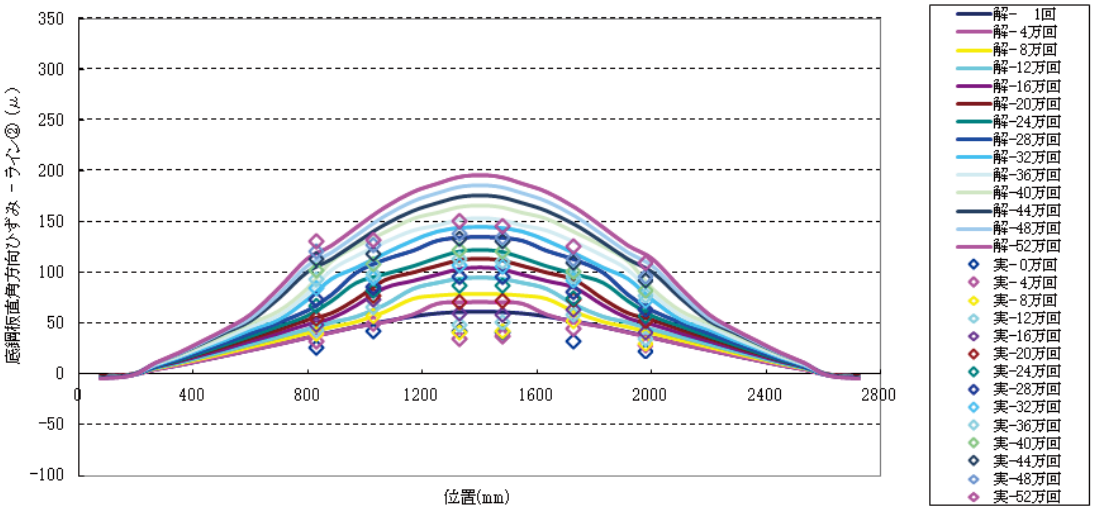


(b) 橋軸直角方向

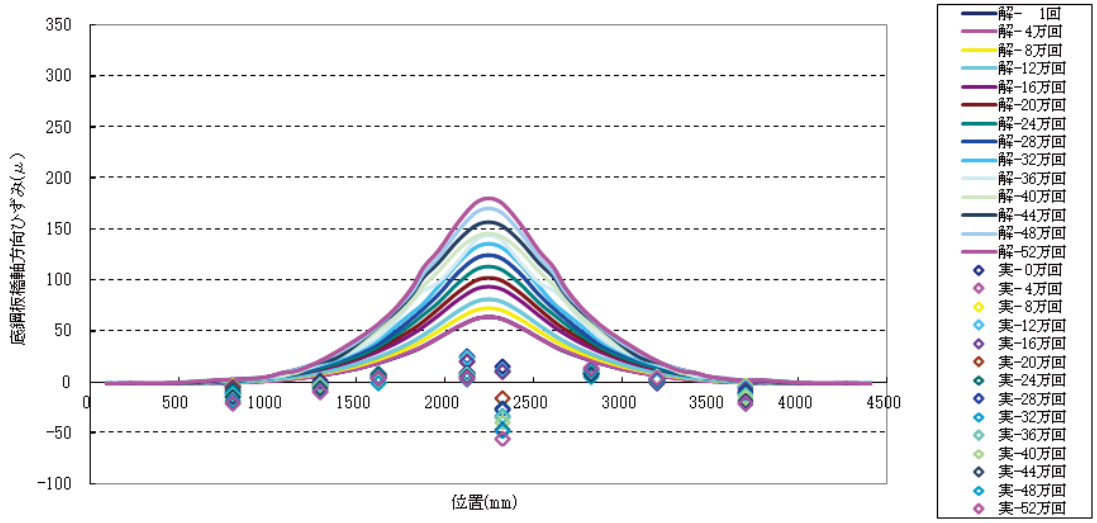
図-4.2.10.15 たわみ分布（階段載荷）



（a） 底鋼板橋軸直角方向-1

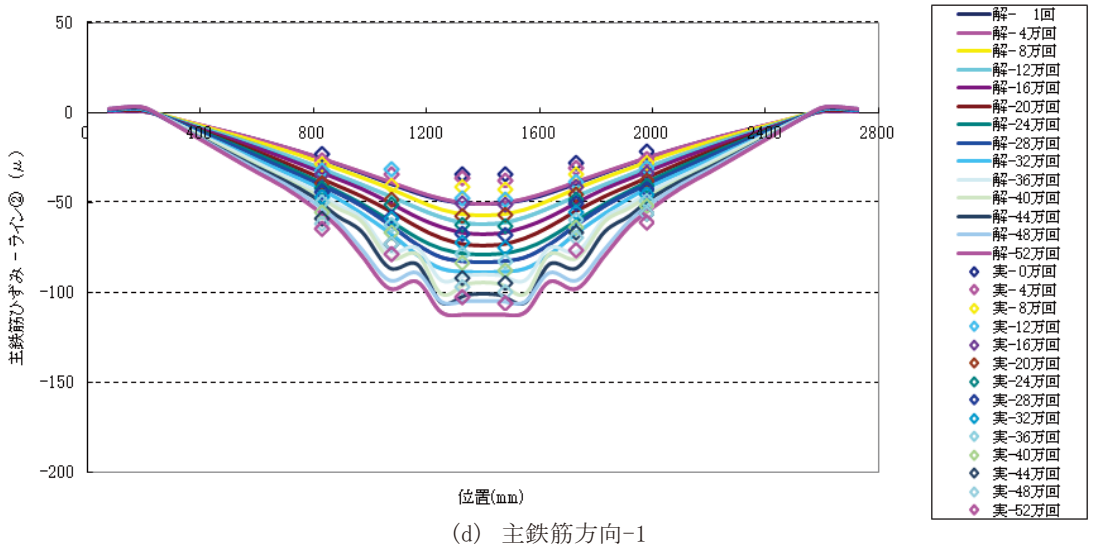


（b） 底鋼板橋軸直角方向-2

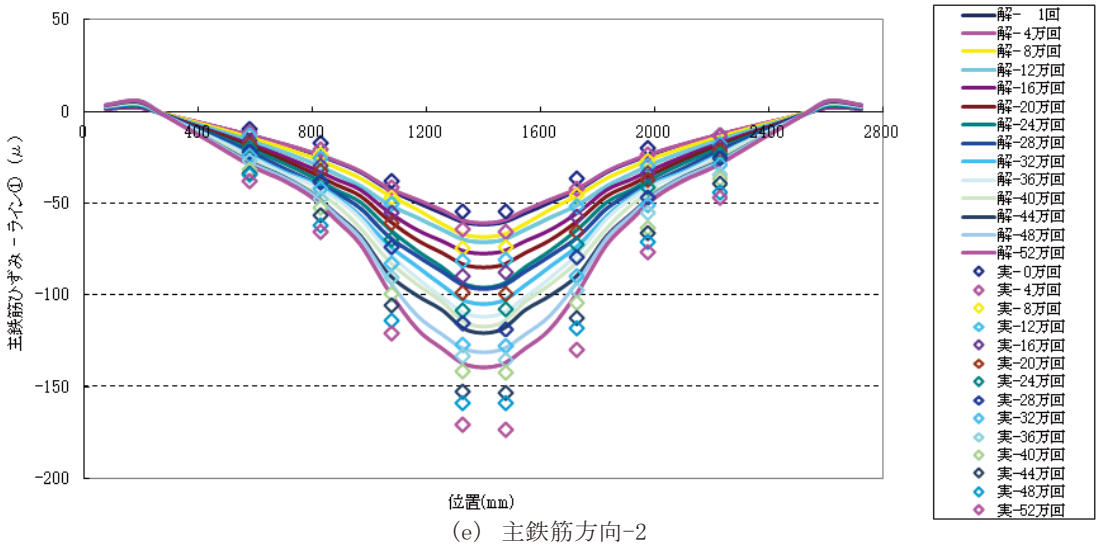


（c） 底鋼板橋軸方向

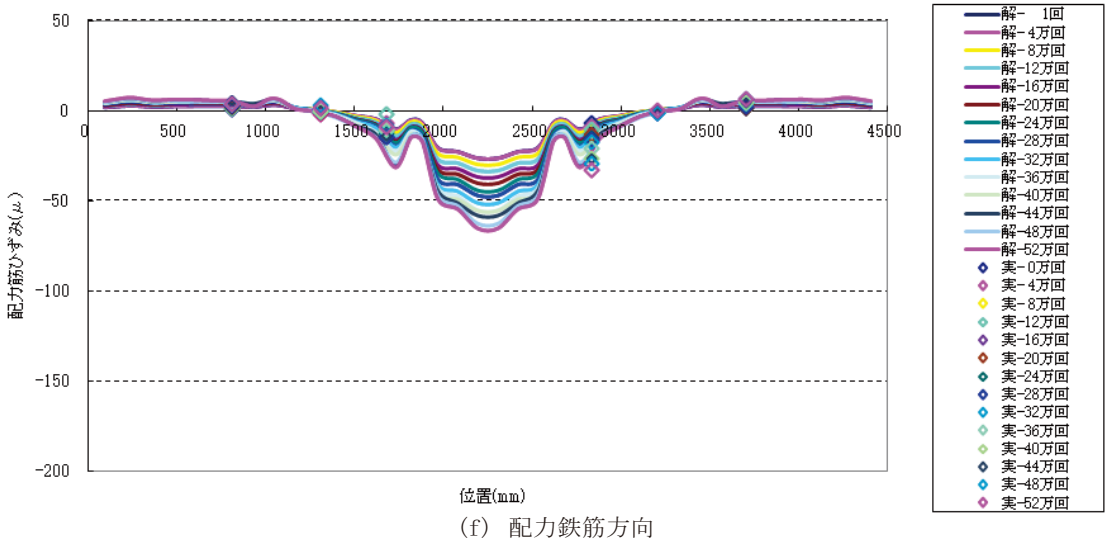
図-4.2.10.16　ひずみ分布（階段載荷）



(d) 主鉄筋方向-1



(e) 主鉄筋方向-2

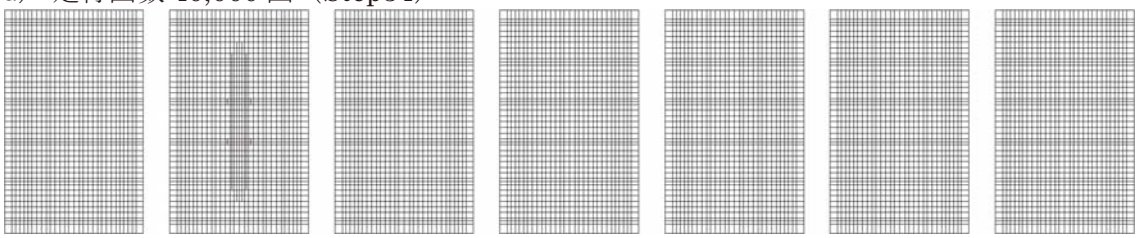


(f) 配力鉄筋方向

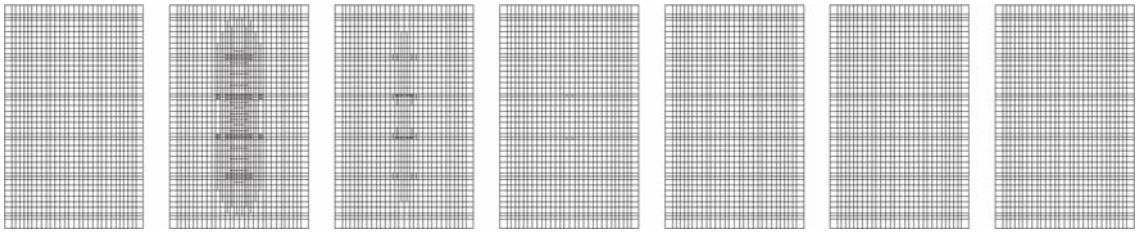
図-4.2.10.16 ひずみ分布（階段載荷）

【剛性低下要素分布図（階段載荷）】

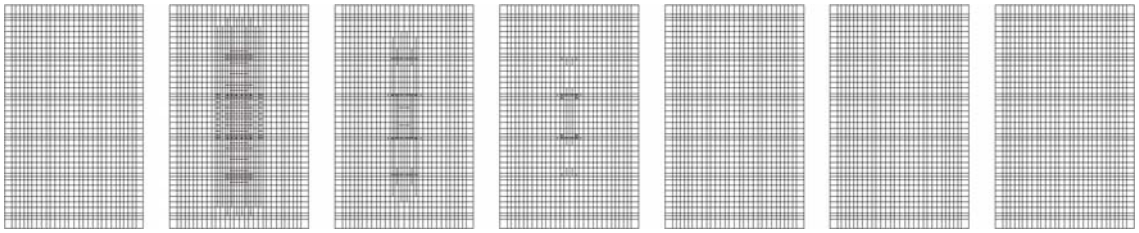
a） 走行回数 40,000 回（Step34）



b） 走行回数 240,000 回（Step148）

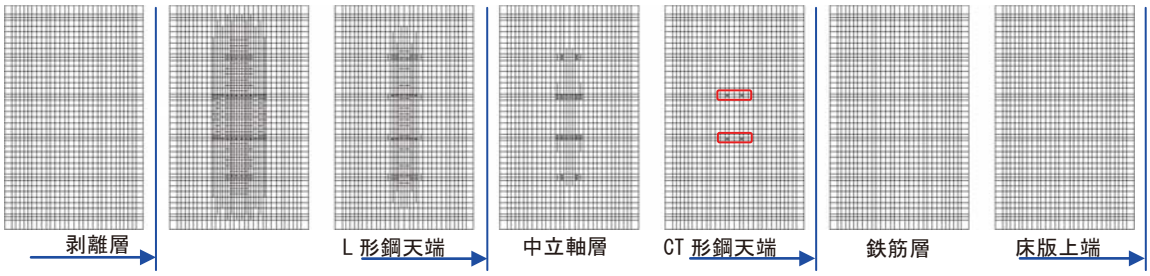


c） 走行回数 280,000 回（Step209）



d） 走行回数 320,000 回（Step285）

：下から第 5 層目（配力鉄筋の下側要素）の CT 形鋼部に一部水平ひび割れが発生



e） 走行回数 360,000 回（Step340）

：下から第 5 層目の CT 形鋼部の水平ひび割れが追加発生

（32 万回発生の隣の CT にも水平ひび割れが発生）

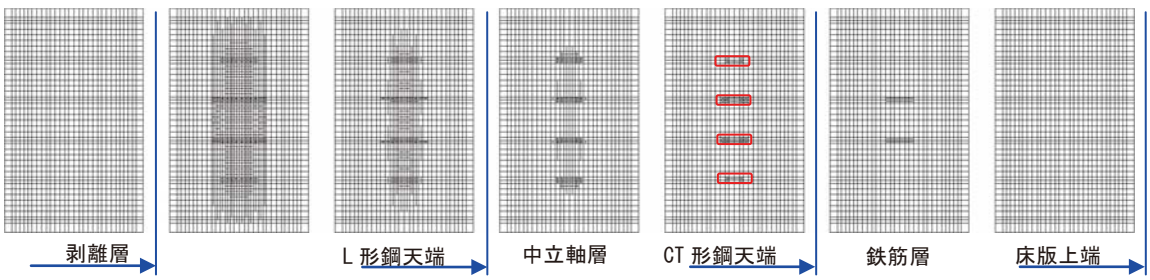
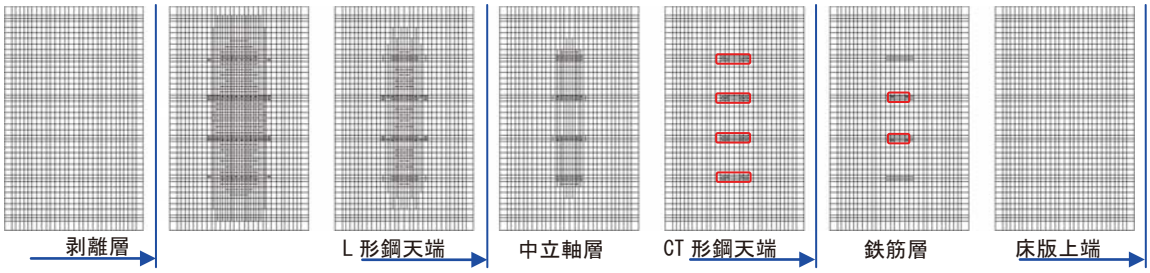


図-4.2.10.17　剛性低下要素分布（階段載荷）

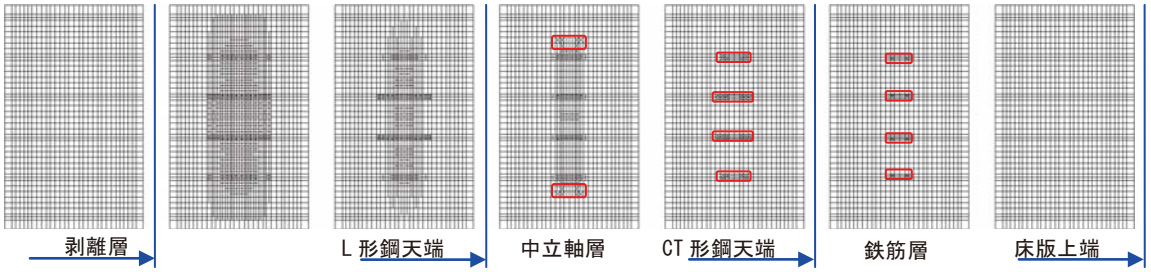
f） 走行回数 400,000 回（Step404）

：下から第 5 層目の CT 形鋼部に加え，下から第 6 層目の CT 形鋼部にも一部水平ひび割れが発生



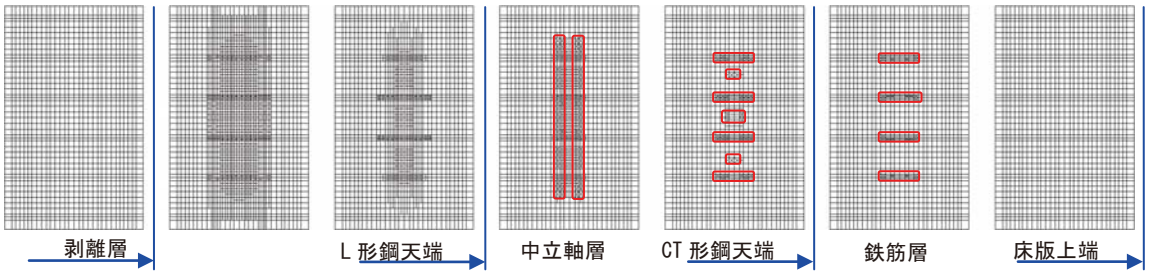
g） 走行回数 440,000 回（Step452）

：下から第 5,6 層目の CT 形鋼部に加え第 4 層目（中立軸のある要素）の一部で水平ひび割れが発生



h） 走行回数 480,000 回（Step502）

：下から第 4 層目の水平ひび割れが橋軸方向に伸展（L 形鋼背面の要素）



i） 走行回数 520,000 回（Step554）

：48 万回から，それぞれの水平ひび割れが若干伸展

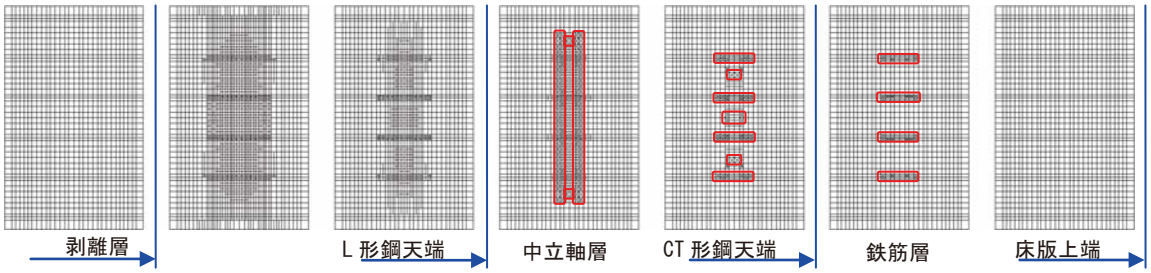


図-4.2.10.17　剛性低下要素分布（階段載荷）

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

一定荷重走行載荷の解析に用いた計算ステップと走行回数を図-4.2.10.18 に示す。また，走行回数とたわみの結果を図-4.2.10.19 に，走行回数とひずみの結果を図-4.2.10.20 に，試験体中央断面のたわみの分布図を図-4.2.10.21 に示す。また，階段載荷と同様に，剛性低下要素分布の経時変化の結果を図-4.2.10.22 に示している。図中に水平ひび割れの発生状況を記載しているので参照されたい。

走行回数 7700 万回程度で解析を終了しているが，剛性低下要素分布では水平ひび割れの分布が広がりをみせているものの，たわみやひずみの急激な変状は発生していない。これは，水平ひび割れ発生後のヤング係数を解析上 1/10 で処理しており，ある程度の剛性が保持されているためであると考えられる。実際の限界状態については，後述する。

なお，ここで示している実験結果は，輪荷重走行試験の結果を 157kN の一定載荷荷重に換算（物理定数は実験結果を使用しているため条件は一致していない）してプロットしたもので，あくまで参考値であるが，解析結果と実験値の比較結果は階段載荷荷重と同様の傾向を示している。

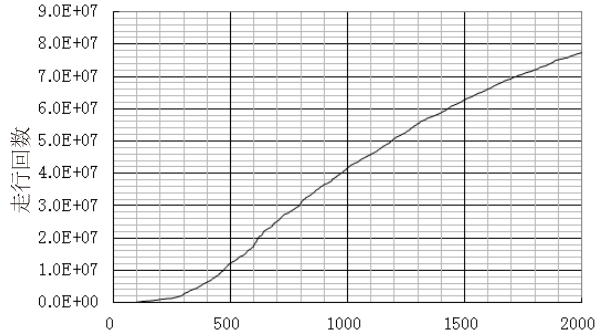
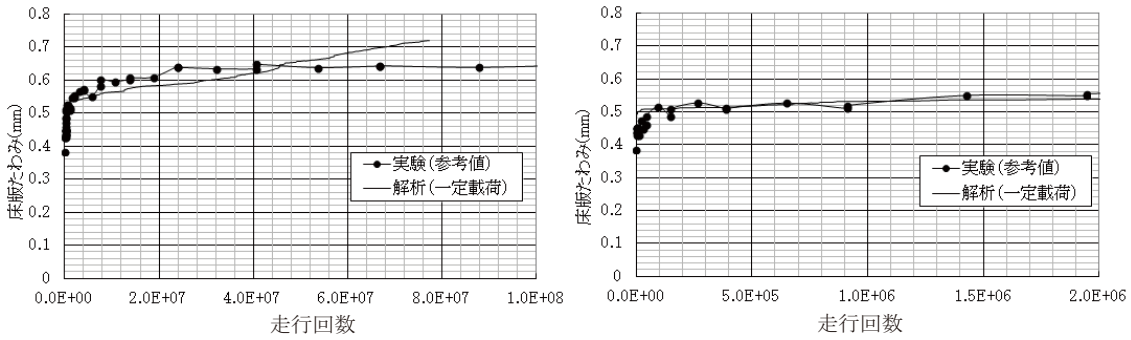
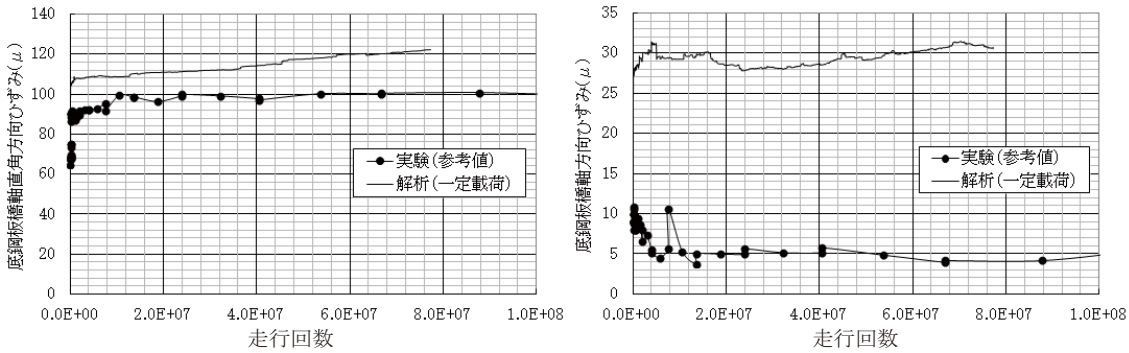


図-4.2.10.18　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



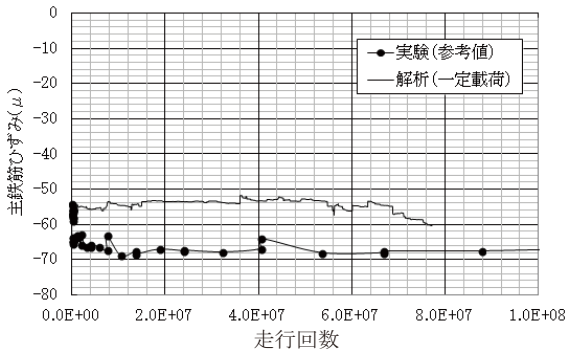
(a)　全体　　(b)　部分

図-4.2.10.19　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

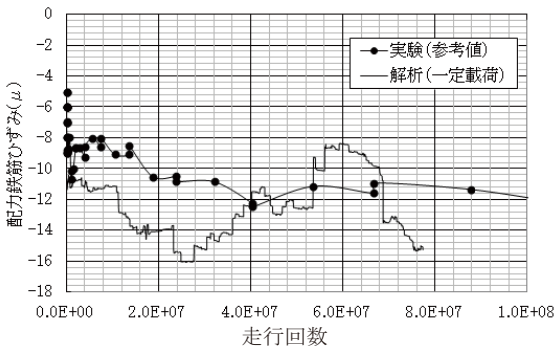


(a) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ

(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

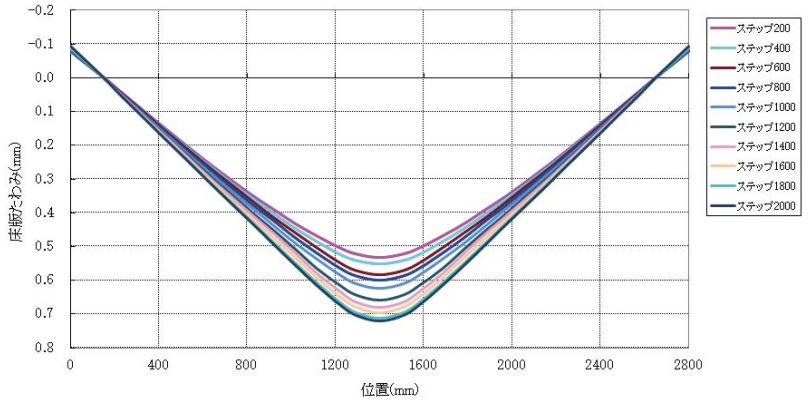


(c) 主鉄筋ひずみ

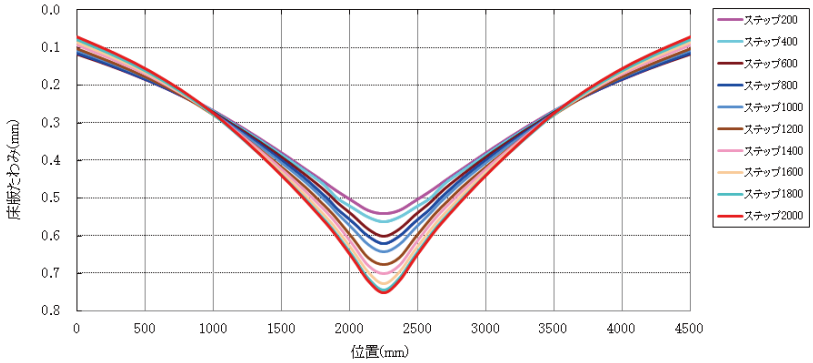


(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.10.20　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）



(a) 橋軸方向

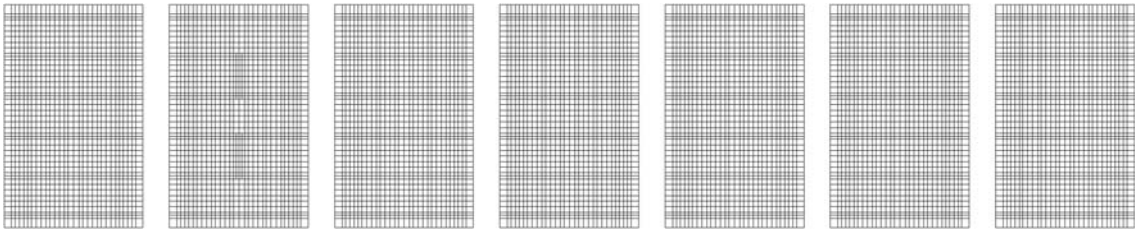


(b) 橋軸直角方向

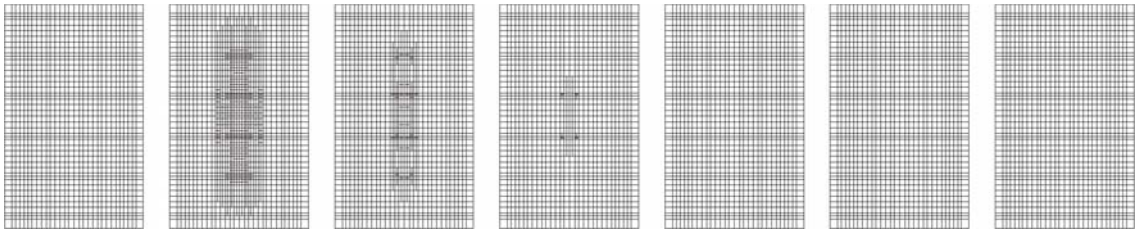
図-4.2.10.21　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

【剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）】

a)　Step10（走行回数 0 回）

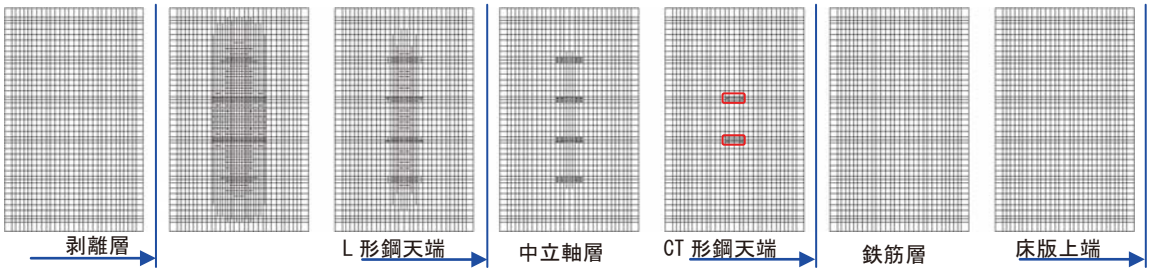


b)　Step200（走行回数 936,350 回）



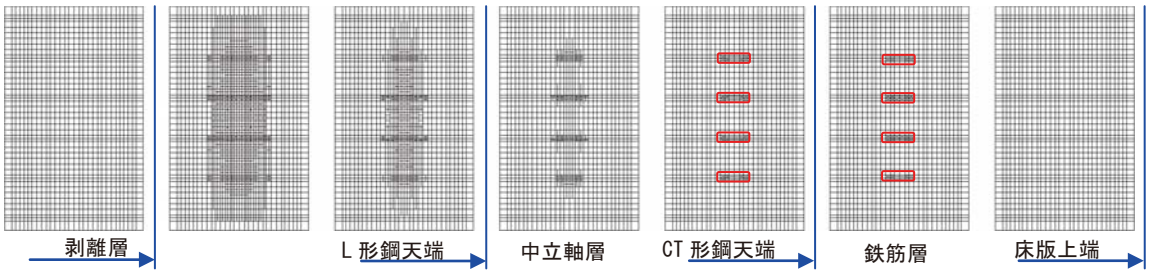
c)　Step300（走行回数 2,581,796 回）

：下から第 5 層目（配力鉄筋の下側要素）の CT 形鋼部に一部水平ひび割れが発生



d)　Step400（走行回数 6,242,929 回）

：下から第 6 層目の一部にも水平ひび割れが発生



e)　Step500（走行回数 1.27×10^{7} 回）

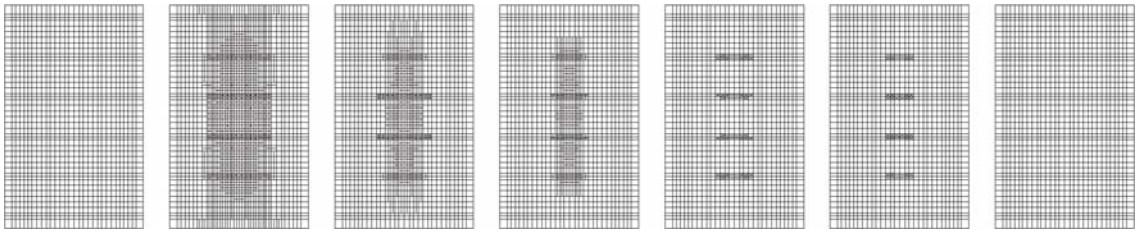
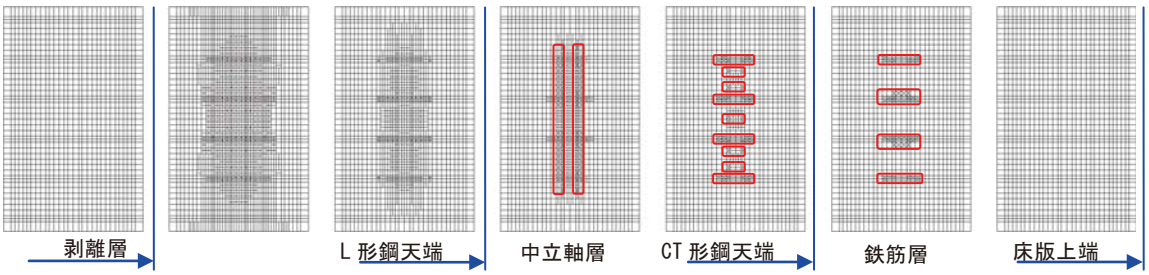


図-4.2.10.22　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

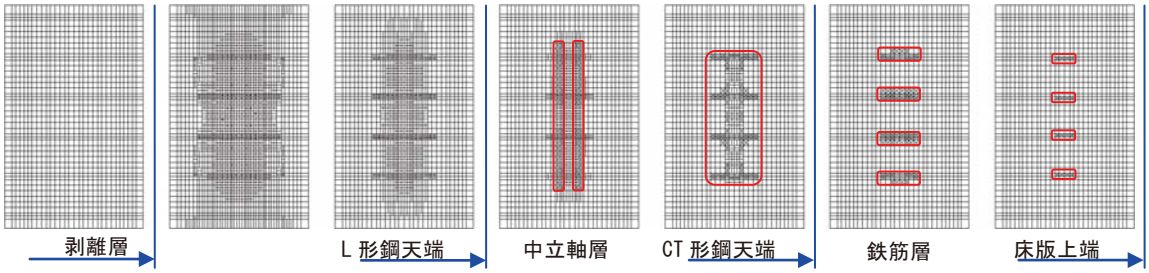
f)　Step600（走行回数 1.77×10^7 回）

：下から　第 4 層目の水平ひび割れが橋軸方向に連続して発生

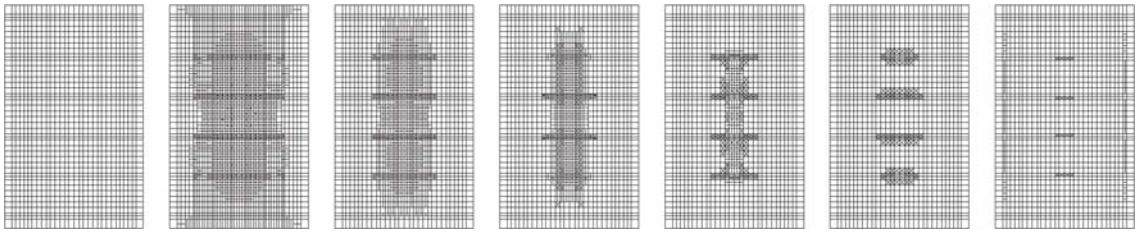


g)　Step700（走行回数 2.52×10^7 回）

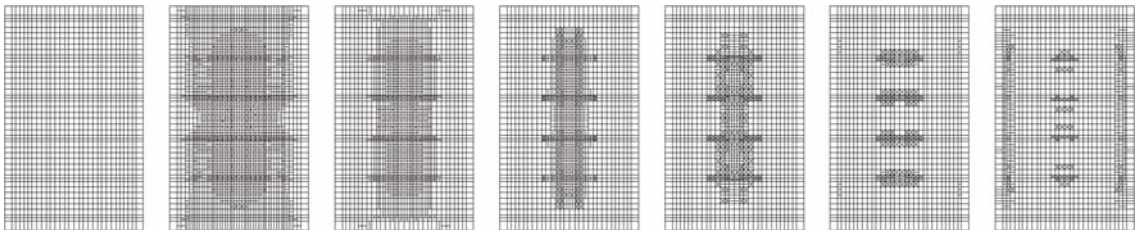
：載上層の一部に水平ひび割れが発生



h)　Step800（走行回数 3.05×10^7 回）



i)　Step1000（走行回数 4.17×10^7 回）



j)　Step2000（走行回数 7.74×10^7 回）

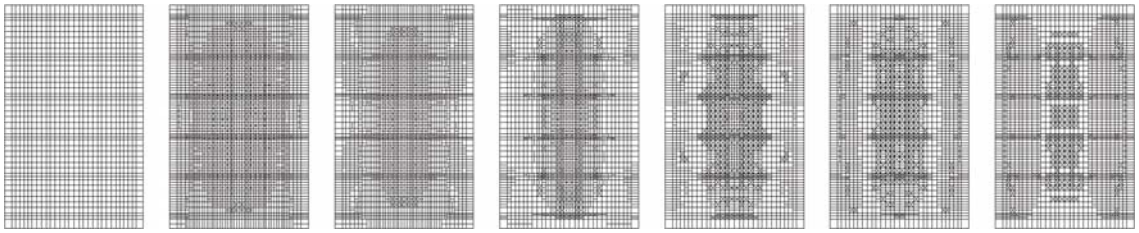


図-4.2.10.22　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(7) まとめ

MESLAB の疲労耐久性の評価結果は以下のようにまとめられる。

・階段載荷ケースの解析結果と実験結果の比較より，一部の結果で傾向が異なるものの，解析結果と実験結果は概ね一致しており，解析が実現象を再現出来ていることが確認できた。着目する圧縮側コンクリートの水平ひび割れの発生は，解析が走行回数 32 万回であった。

・ただし，要素破壊については，相対的に小さな要素から水平ひび割れが発生する結果となっている。この要素は，MESLAB に使用する CT 形鋼，L 形鋼をモデル化するために必要となったもので，この要素の大きさは，標準の要素サイズ 100mm×100mm に対し，62.5mm×75mm（橋軸方向×橋軸直角方向）である。その後の水平ひび割れの発生，伸展も要素サイズの小さな点から発生，伸展する傾向にある。この結果より，水平ひび割れの発生，伸展については，要素サイズのアンバランスが影響しているものと考えられるが，今回の解析ではその影響の検討は行っていない。今後の課題であると考えている。

・階段載荷ケースでは載荷終了までたわみの急増はなく，水平ひび割れが進展した状態を示す破壊の定義 D の状態は走行回数 48 万回であった。鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 48 万回，鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 C に相当する走行回数は 32 万回であった。

・一定荷重走行載荷では，2520 万回で載荷位置直下の z 方向の剛性低下要素が最上層で発生した。合成床版の破壊の定義 D の状態は走行回数 1770 万回，鉄筋コンクリート床版の定義 A に相当する走行回数は 1440 万回，同じく破壊の定義 C に相当する走行回数は 258 万回であることがわかった。

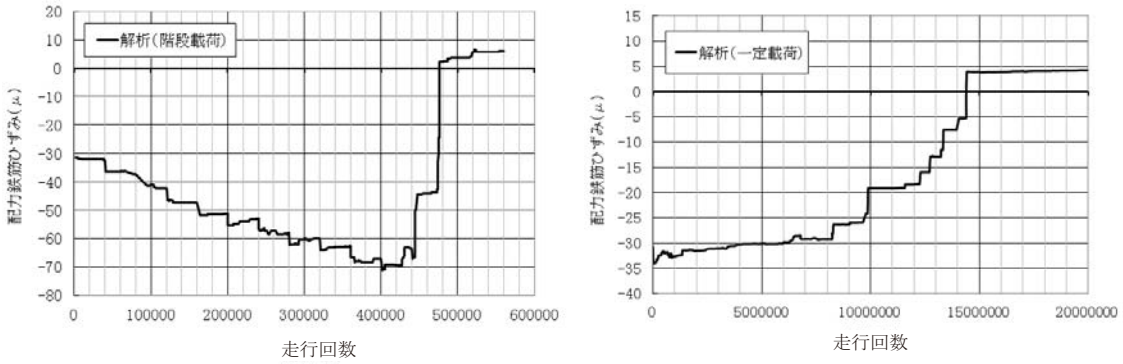
・解析結果より，MESLAB の破壊を生じる特徴として，以下が考えられる。

  ・補強材として使用している CT 形鋼の上端（鋼とコンクリートのあたり面）に最初に水平ひび割れが発生しており，これは剛性の異なる材料の接合面の応力集中によるものと考えられる。この水平ひび割れを起点として，さらに繰返し荷重を受けることで，そのひび割れがコンクリート天端面まで達し，コンクリートの剛性がなくなることで，床版の破壊に至る経過を示している。

  ・輪荷重走行試験終了後の試験体切断面においても，CT 上端部に沿ったひび割れが一部確認されており，52 万回走行完了時点では，疲労破壊の初期段階に入っていた可能性も考えられる。

  ・MESLAB は上記の解析結果によるひび割れの進展状況，輪荷重走行試験体の試験完後のひび割れ発生状況が合性床版の破壊の定義 D の考えに一致しており，コンクリート内部に異種材料である鋼板補強材を配置しているリブタイプ合成床版の典型的な限界状態を経過した後に，疲労破壊するものと想定される。

注）実験では支間中央部の配力鉄筋を計測していなかったため，支間中央部の配力鉄筋ひずみの疲労解析の結果を抽出し，鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A に相当する走行回数を求めた（図-4.2.10.23 で配力鉄筋ひずみが引張側に応力が転換した回数）。



(a)階段載荷　　(b)一定荷重走行載荷

図-4.2.10.23　支間中央部の配力鉄筋の走行回数とひずみ

4.2.11　チャンネルビーム合成床版

(1) 工法の概要

チャンネルビーム合成床版は、6 ㎜または 8 ㎜の底鋼板を溝形鋼のリブにより補強したパネルを、スタッドジベルを介してコンクリートと一体化させる合成床版である。主鉄筋・配力鉄筋は床版上面側に配置される。ハンチ部には形状保持材と呼ぶ板を溶接してあり、合成前施工時の荷重を主桁フランジに伝達する構造としている。図-4.2.11.1 に構造概要図を示す。

(2) 設計手法

合成前死荷重およびコンクリート打設前の施工時荷重に対しては底鋼板およびリブからなるパネルの断面を有効断面とし、コンクリート合成後はスタッドジベルを介してコンクリートと底鋼板が一体となるため底鋼板パネルと鉄筋およびコンクリートからなる合成断面を有効断面とする。

鋼部材の疲労強度はリブと底鋼板は連続すみ肉溶接で橋軸直角方向にはD等級、橋軸方向にはE等級としている。スタッドジベルは鋼構造物設計指針 PARTB の式を用いて設計し、疲労強度は回転せん断 [11-1) 11-2)] を考慮し設計している。

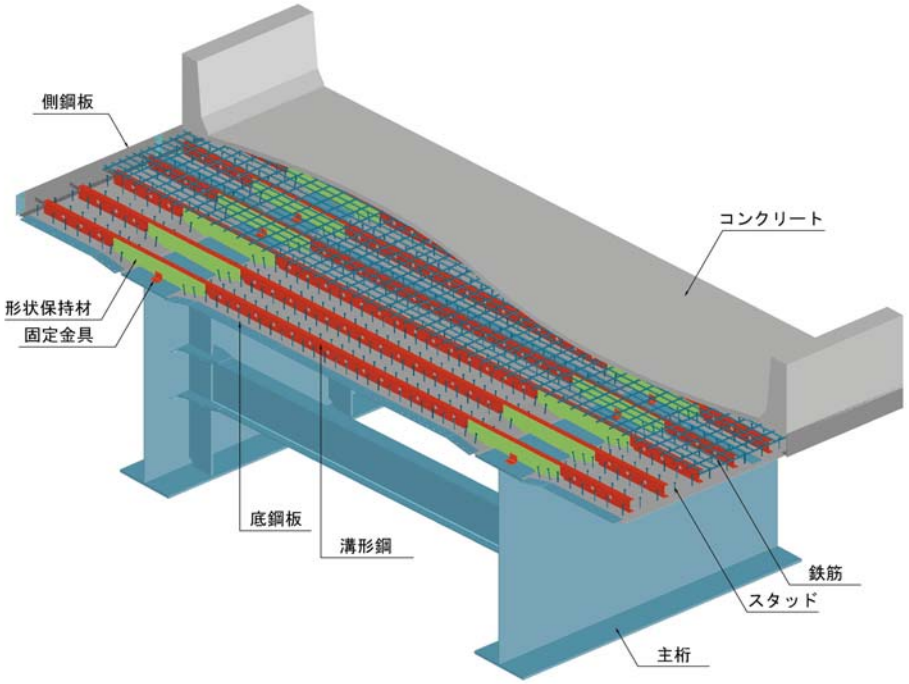


図-4.2.11.1　チャンネルビーム合成床版工法の断面構成要素

(3) 輪荷重走行試験

過去に実施した輪荷重走行試験の実験供試体の寸法および支持条件を図-4.2.11.2 に、供試体諸元を表-4.2.11.1 に示す。供試体の寸法は幅 2.8m、長さ 4.5m、床版支間 2.5m で、コンクリート版厚 200 ㎜＋底鋼板厚 8 ㎜の 208 ㎜の床版厚とした。パネル継手部は 2 ヵ所設けているが一般部と同等の性状にするために長ボルトを用いてずれ止めと兼用し、一般部の頭付スタッドと同じ本数を配置した。

載荷方法は図-4.2.11.3 に示す階段載荷とし、走行範囲 3m で 157kN から載荷 4 万回ごとに 19.6kN ずつ荷重を増し、52 万回 392kN まで行った。

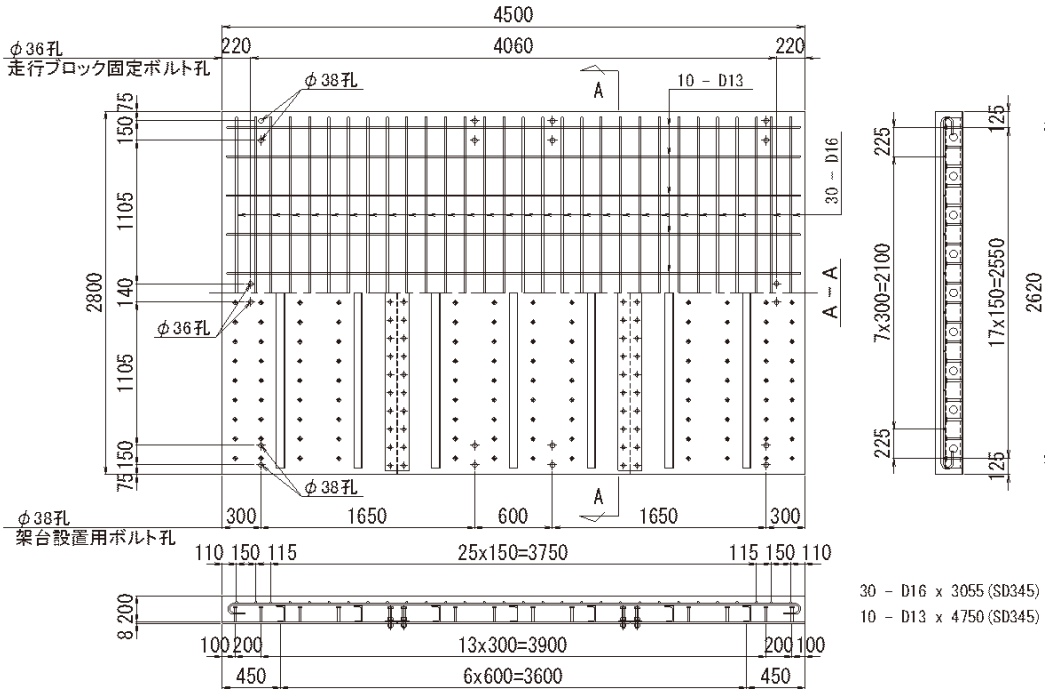


図-4.2.11.2　供試体詳細

表-4.2.11.1　供試体諸元

項目		単位	値
コンクリート	版厚	mm	200
	圧縮強度	N/mm^2	30
底鋼板	版厚	mm	8
リブ(溝形鋼)	サイズ	mm	125×65×6×8
スタッド	寸法	mm	φ16×120
	橋軸方向間隔	mm	300
	橋軸直角方向間隔	mm	
主鉄筋	径	呼び	D16
	間隔	mm	150
配力鉄筋	径	呼び	D13
	間隔	mm	300

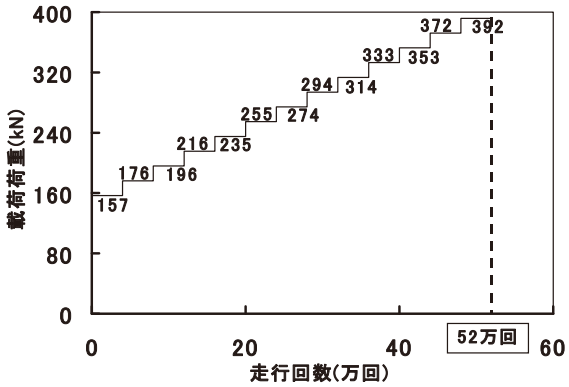


図-4.2.11.3 走行試験荷重

載荷時・除荷時の供試体中央で計測した鉛直変位を図-4.2.11.4 に示す。この図に以前土木研究所で行われた実験で、平成 8 年道示により設計された RC 床版供試体（以下 RC8n1）のデータも併記する。

チャンネルビーム合成床版供試体は急激なたわみの増加が生じることなく、載荷時の最大たわみが 52 万回時 3 ㎜で実験を終了した。このグラフより載荷時たわみ、除荷時たわみともチャンネルビーム合成床版は RC8n1 より小さい値であったことが確認できる。

疲労試験終了後の供試体コンクリート面のひび割れ状況を図-4.2.11.5 に示す。

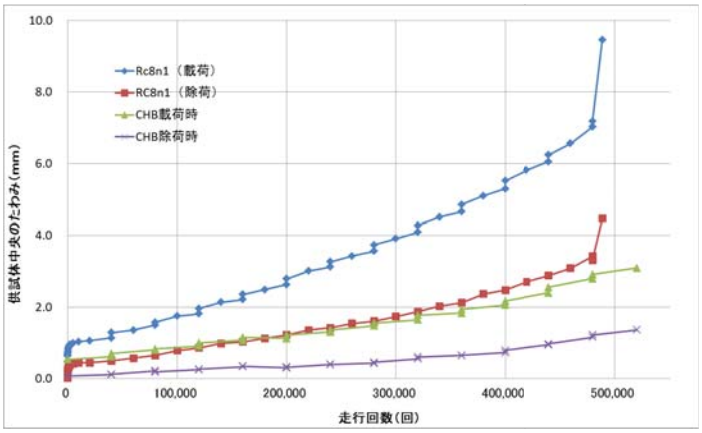
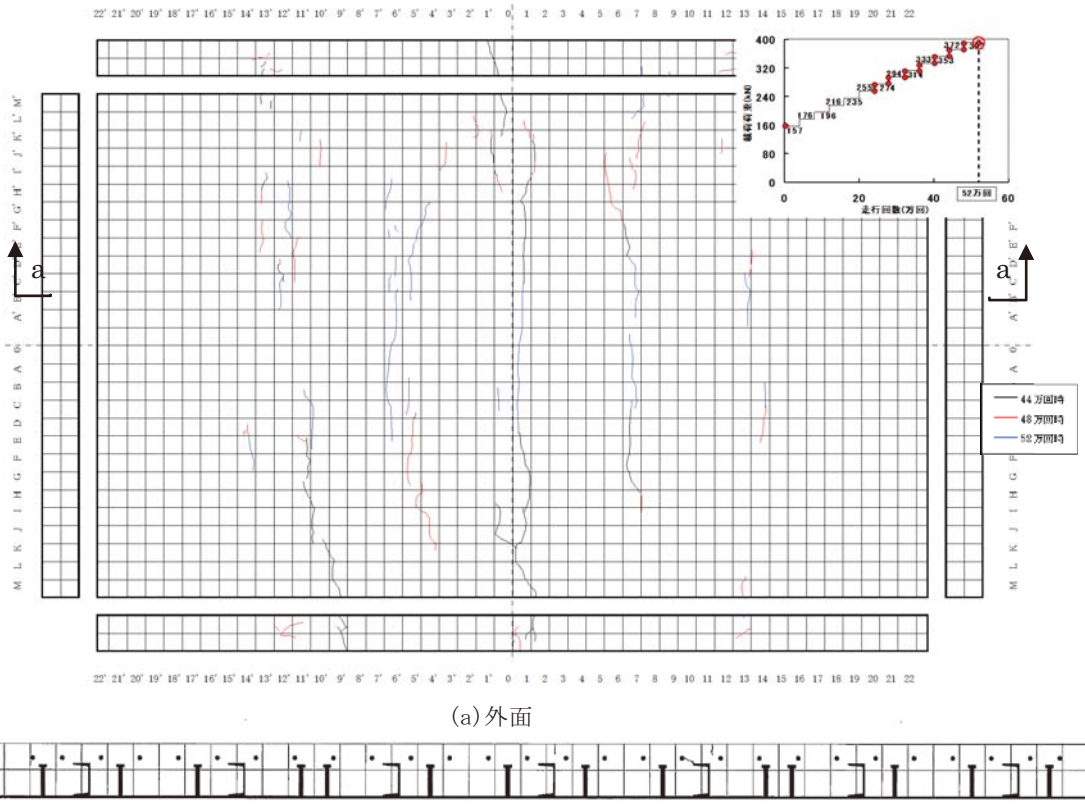


図-4.2.11.4　床版中央におけるたわみの変化



(a)外面

(b)橋軸方向断面（a-a 断面）

図-4.2.11.5　ひび割れ分布図

リブ上で橋軸直角方向のクラックが発生しているが、切断面で確認するとコンクリート上面のみに発生していることがわかる。リブを起点とする水平ひび割れはほとんど発生していない。

図-4.2.11.6 に切断要領と写真-4.2.11.1 に供試体中央における橋軸方向の切断面の写真を示す。

供試体中央のリブ近傍では直上のコンクリートの橋軸直角方向のひび割れがあるが水平ひび割れは生じていない。隣のリブにおいてチャンネルのフランジ先端からのひび割れが発生しているのが確認できた。

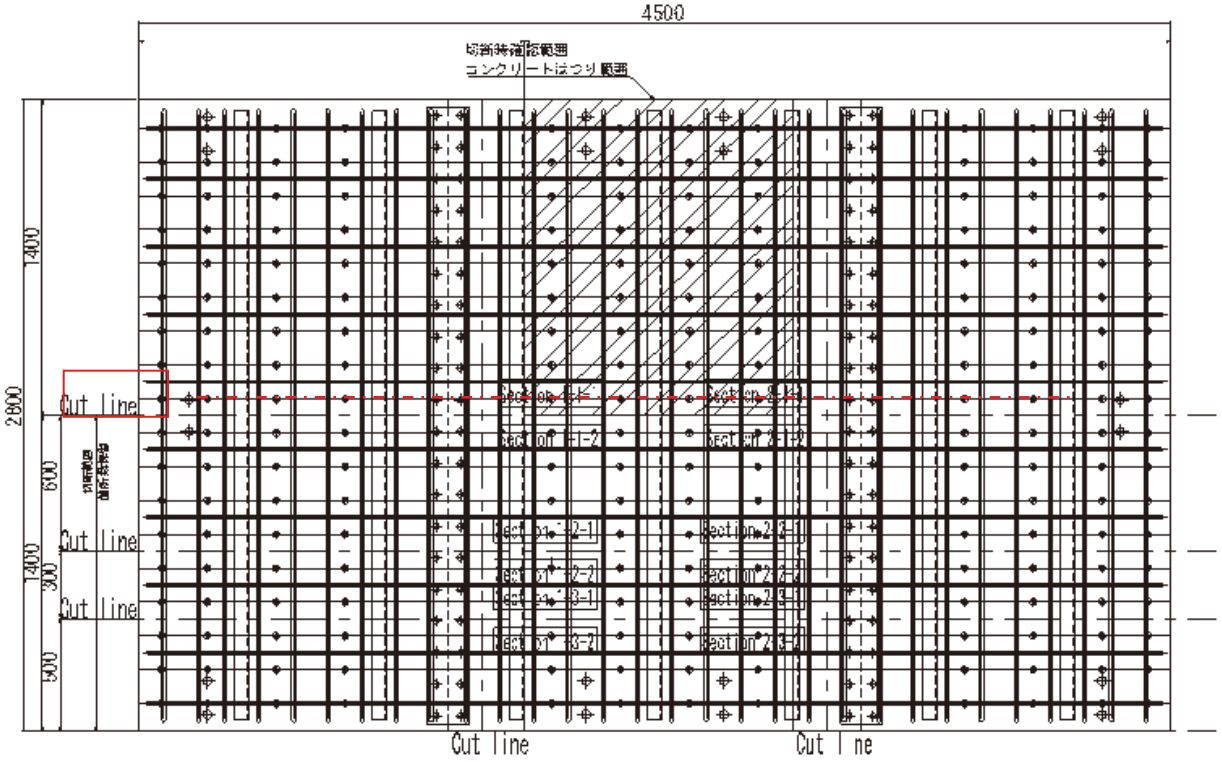
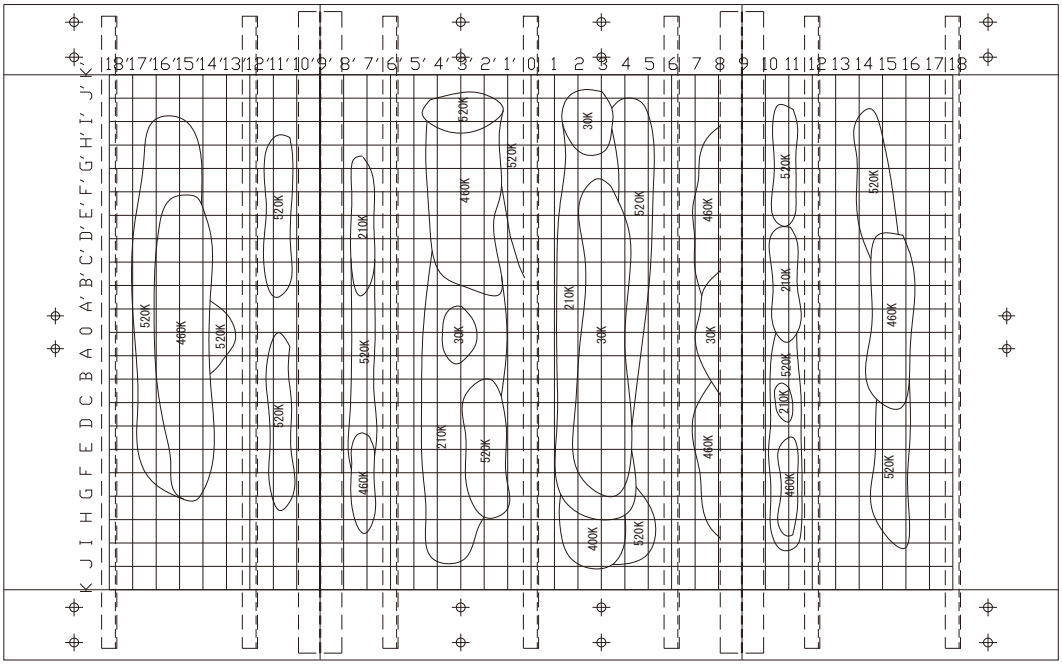


図-4.2.11.6　供試体切断要領



写真-4.2.11.1　橋軸方向切断面

輪荷重試験の進行に伴って、底鋼板とコンクリート間の付着切れが進行する。試験中に記録した付着切れの範囲を示す。



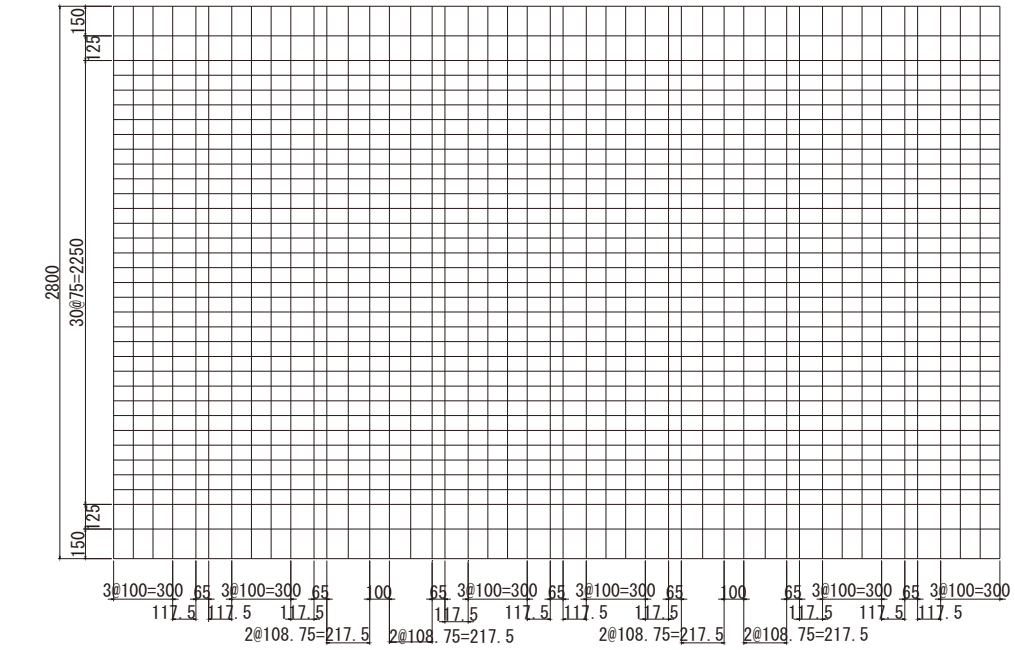
＊1　記号 K（千回）は付着切れ確認時の走行回数を示す。

＊2 ⬭ の内側が付着切れの範囲である。
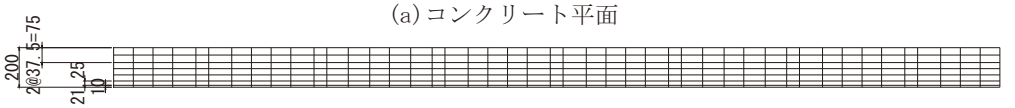
図-4.2.11.7　底鋼板付着切れ分布

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

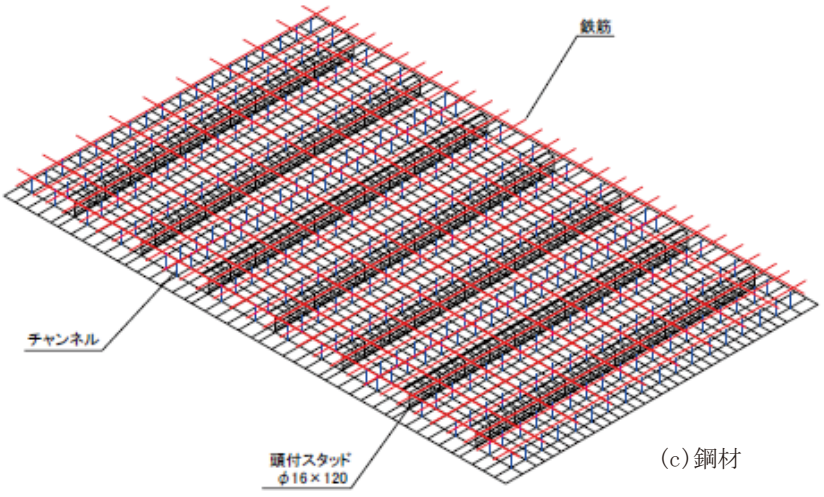
輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、スタッドジベルは梁要素、鉄筋は埋め込み要素とした。要素分割図を図-4.2.11.8 に示す。



(a) コンクリート平面



(b) コンクリート断面



(c) 鋼材

図-4.2.11.8　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.11.9 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するために 10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減した。

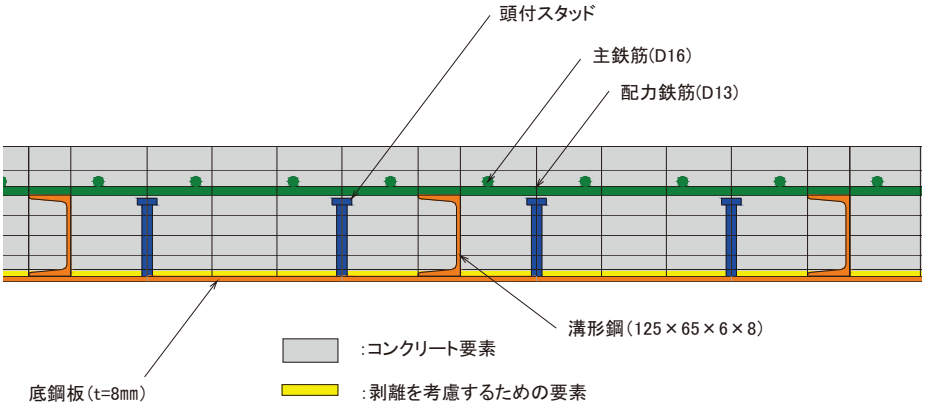


図-4.2.11.9　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重(157kN)走行載荷としたものの 2 ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.11.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定載荷荷重では圧縮強度の呼び強度を 30N/㎜^{2}として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.11.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	31.4	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm^2	2.1	材料試験値	2.2	$0.23(\sigma c)^{2/3}$ (土木学会)
	ヤング係数	N/mm^2	24,100	材料試験値	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm^2	10,500	Ec/2.3(道示)	12,000	道示
	ポアソン比	-	0.2	道示	0.2	道示
鉄筋	ヤング係数	N/mm^2	200,000	道示	200,000	道示
鋼板、リブ	ヤング係数	N/mm^2	200,000	道示	200,000	道示

荷重の載荷位置を図-4.2.11.10 に示す。

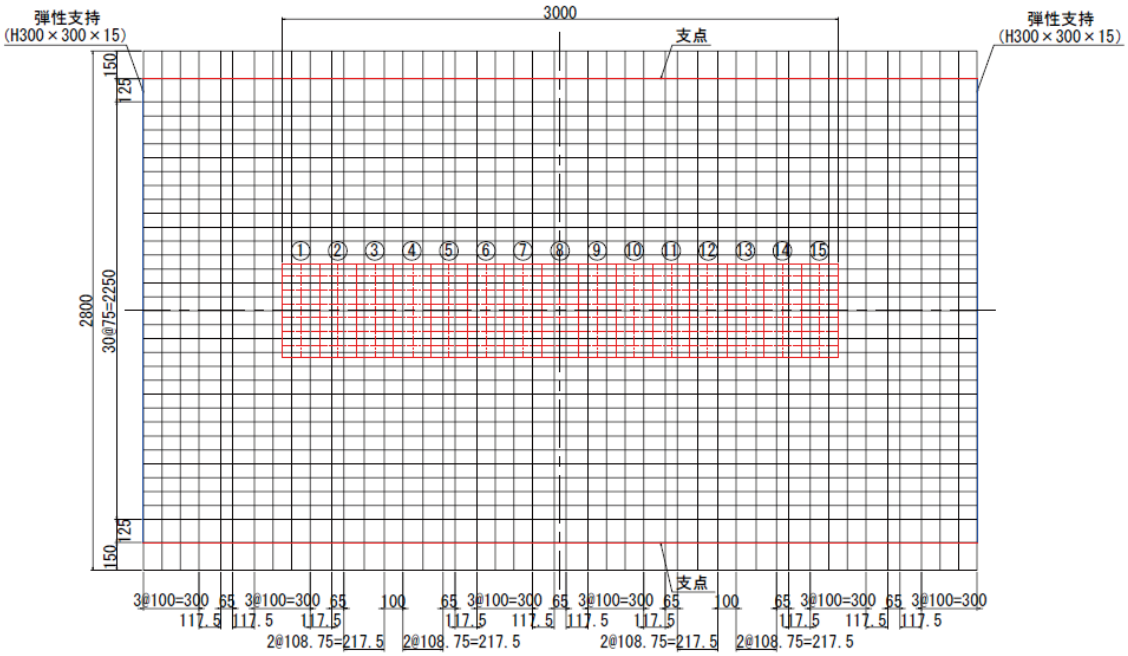
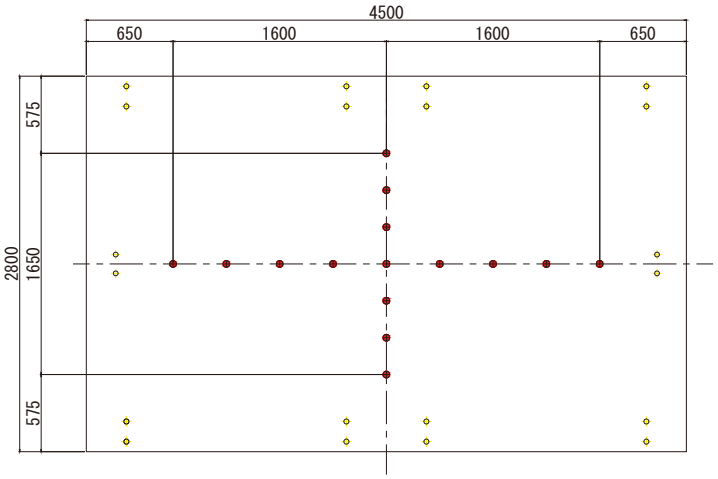


図-4.2.11.10　荷重載荷位置と載荷ステップ

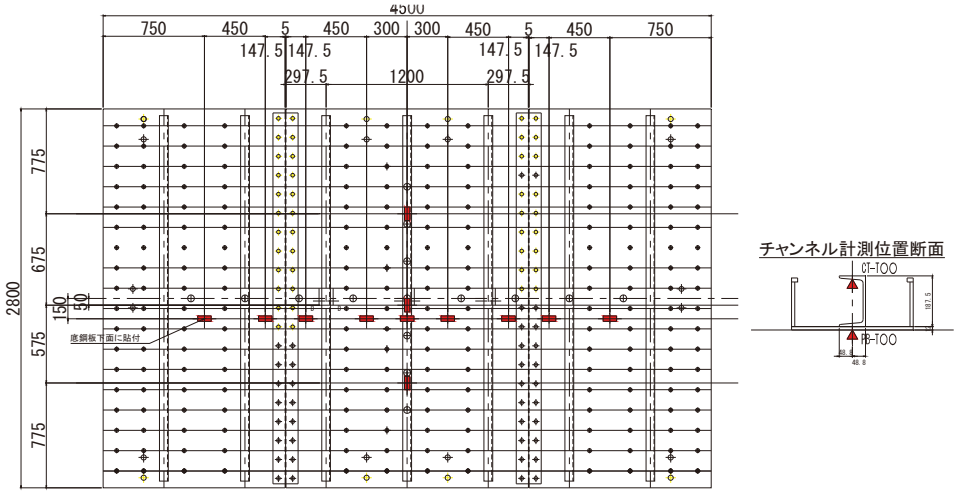
載荷板寸法は 200×500 ㎜で、載荷板内の接点の影響面積に応じて接点荷重を設定した。要素破壊の判定はひずみエネルギーの累積値で行い、要素破壊の種別は、方向別疲労指数により決定する。べき指数は m=8 とした。

(6) 解析結果と考察

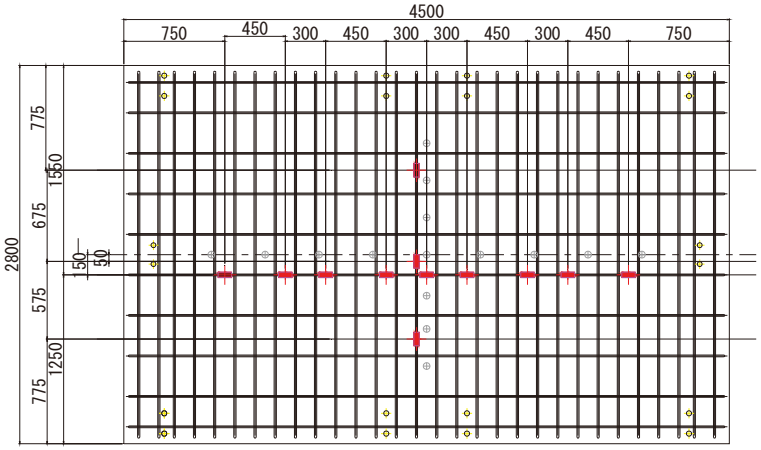
解析結果と実験結果との比較に用いる変位およびひずみの計測位置を図-4.2.11.11 に示す。



(a) たわみ計測位置



(b) 鋼材ひずみ計測位置



(c) 鉄筋ひずみ計測位置

図-4.2.11.11　たわみおよびひずみの計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

図-4.2.11.12、図-4.2.11.13 にそれぞれ計算ステップと載荷回数の関係、載荷回数とたわみの関係のグラフを示す。値は活荷重によるたわみを示している。

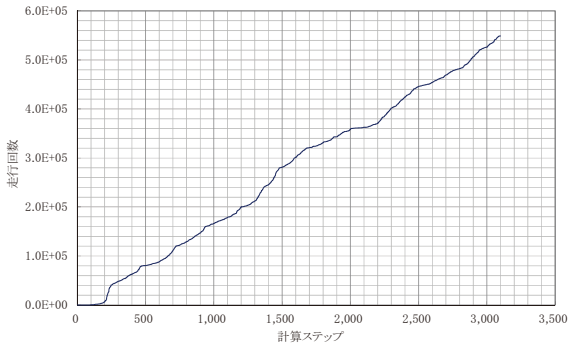


図-4.2.11.12　計算ステップと走行回数

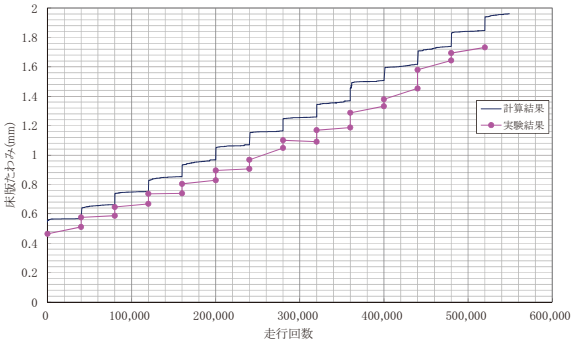
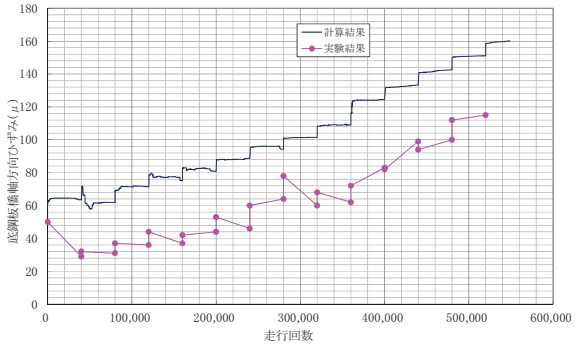
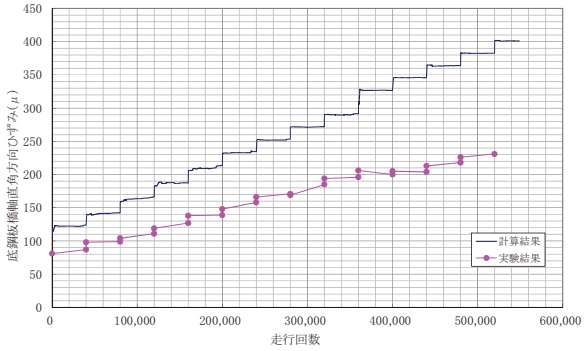


図-4.2.11.13　走行回数とたわみ

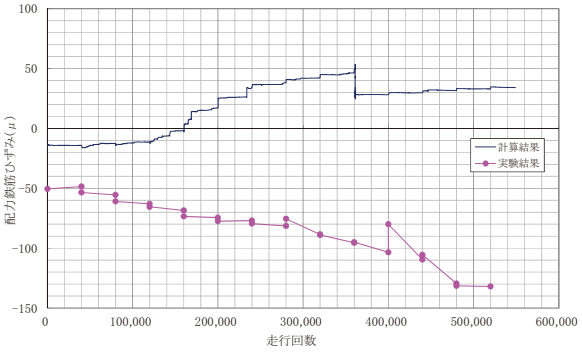
全体的に増加の傾向は一致しているが、解析値の方が大きい傾向にある。



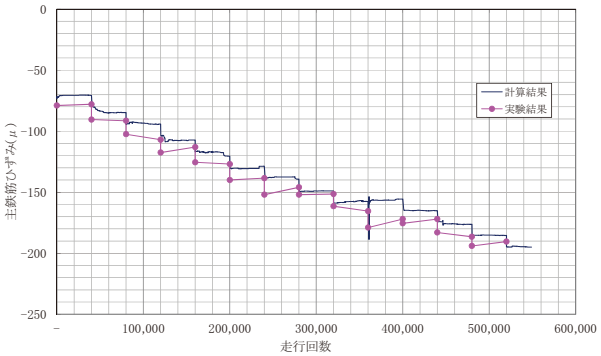
(a)底鋼板橋軸方向ひずみ



(b)底鋼板橋軸直角方向ひずみ



(c)配力鉄筋ひずみ



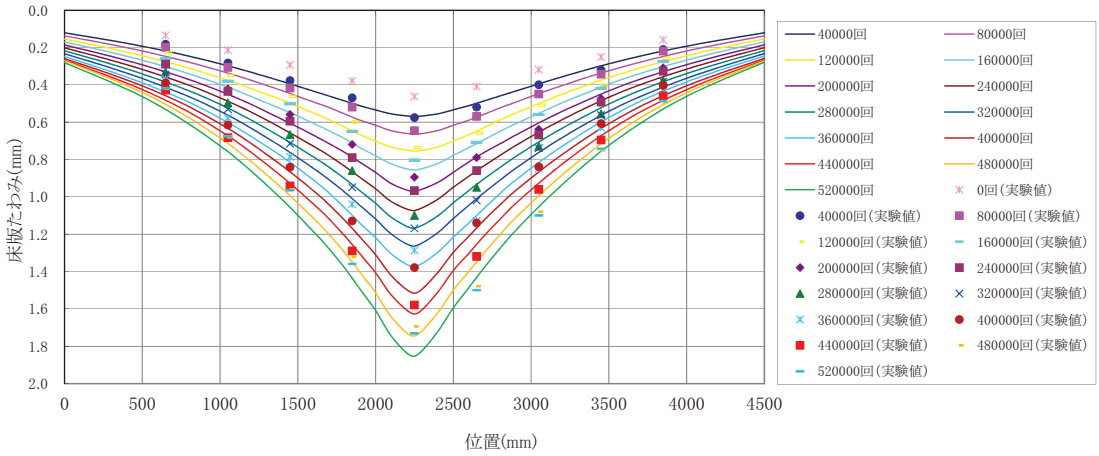
(d)主鉄筋ひずみ

図-4.2.11.14　走行回数とひずみ(階段載荷)

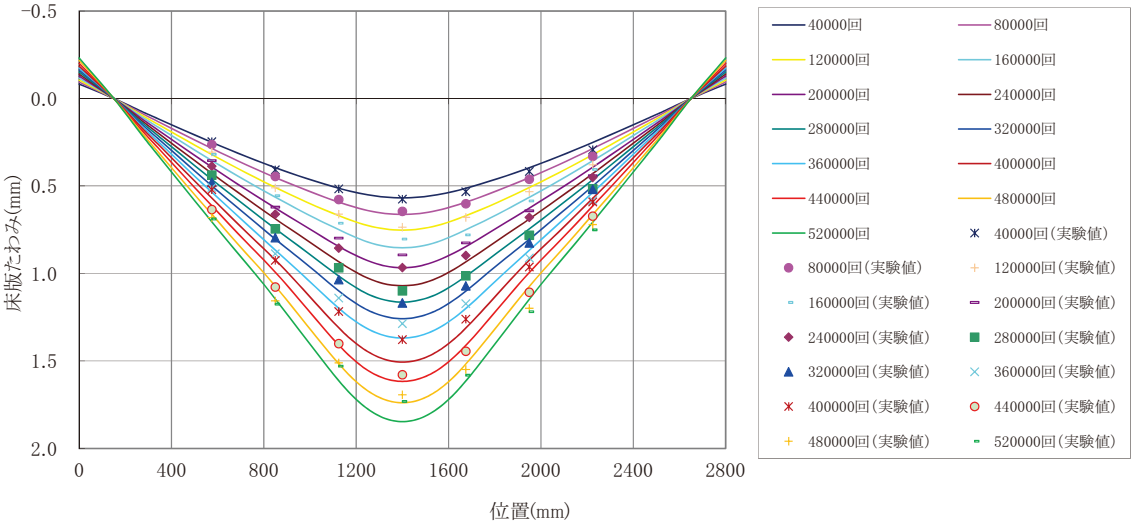
図-4.2.11.14 に底鋼板、鉄筋のひずみのグラフを示す。

底鋼板のひずみは橋軸方向、橋軸直角方向とも解析値の方が大きい。これは解析のモデルではコンクリートの最下層に剥離層を設けて当初から付着切れを再現していることの影響がある。橋軸直角方向のひずみをみると、増加の割合は解析の方が大きい。

鉄筋のひずみは主鉄筋のひずみはよく一致しているが、配力鉄筋のひずみは逆の傾向を示している。これは後に示すが、解析では計測位置（リブ直上）で負曲げが生じているために計測値と増加の傾向が逆転するためである。このため、実験では圧縮ひずみが増加し続けるが解析値では減少している。解析値では圧縮が減少し、16 万回で値が引張に移行して以降は引張が増加していく。実験値において 40 万回でひずみがいったん減少したのは、計測位置近傍でチャンネルの付着切れが生じた可能性がある。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4.2.11.15　たわみ分布(階段載荷)

図-4.2.11.15 にたわみ分布のグラフを示す。実験値、解析ともほぼ同様のたわみ分布を示している。連続した形状を示し、増加の割合もほぼ一定で急激に増加するところは見られない。

リブ上端（実験値はチャンネルの上側フランジの下面で計測。図-4.2.11.11（b）参照）のひずみを図-4.2.11.16 に示す。

解析値では 40 万回から支間中央のひずみが急増しているが、剛性低下要素分布図との明確な相関は不明である。

実験値も 40 万回で支間中央のひずみが急増しているが、供試体の断面観察よりこの位置での水平ひび割れが発生していないことから、計測位置近傍でリブとコンクリートの付着が部分的に切れた可能性がある。

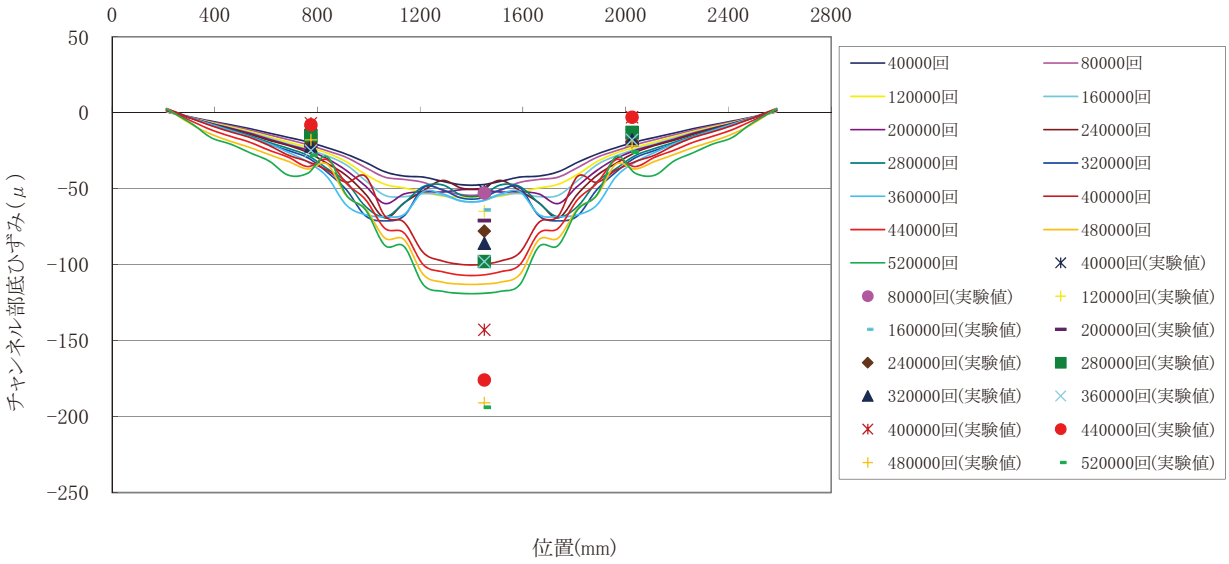


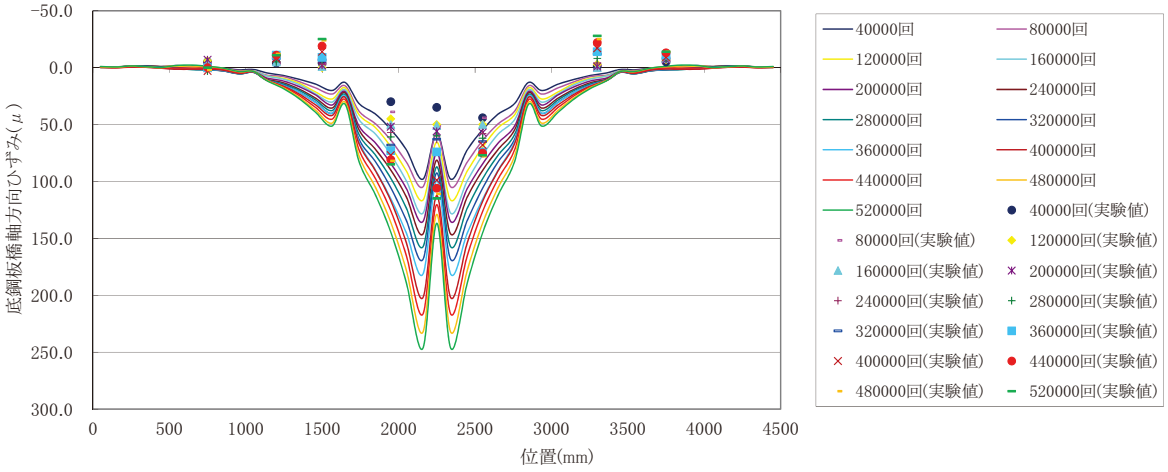
図-4.2.11.16　リブ上側ひずみ分布

図-4.2.11.17 に底鋼板のひずみ分布のグラフを示す。

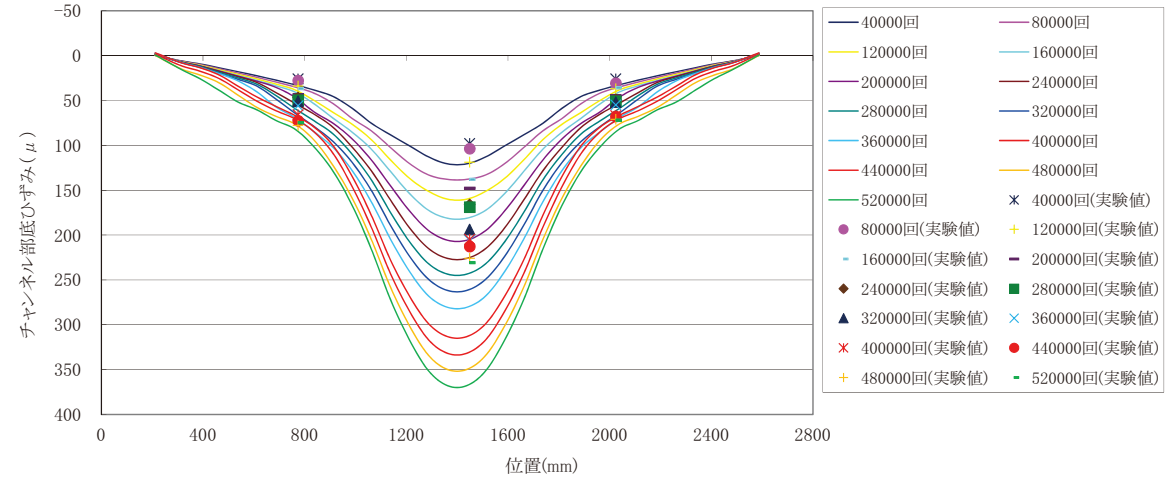
橋軸方向のひずみ計測位置は供試体中央を除きリブ・スタッド・底鋼板継手部と一致しないように設定した。橋軸直角方向のひずみは供試体中央リブの直下での計測値である。

橋軸方向のひずみは解析値ではリブ位置で減少する形状の分布となっている。実験値は全体に連続した分布となっていて、載荷回数の増加による急増も見られない。床版中央のリブ直下では実験値・解析値が比較的近い値となっているが、床版中央リブの両隣の計測位置（リブ・スタッド・継手と干渉しない位置）では解析値は実験値の 2 倍程度の値となっている。

橋軸直角方向のひずみは実験値・解析値ともなだらかな連続した分布となっており、載荷回数の増加による急増も見られない。全体に解析値が実験値より大きくなっており、52 万回時のひずみでは実験値の 2 倍程度の値となっている。

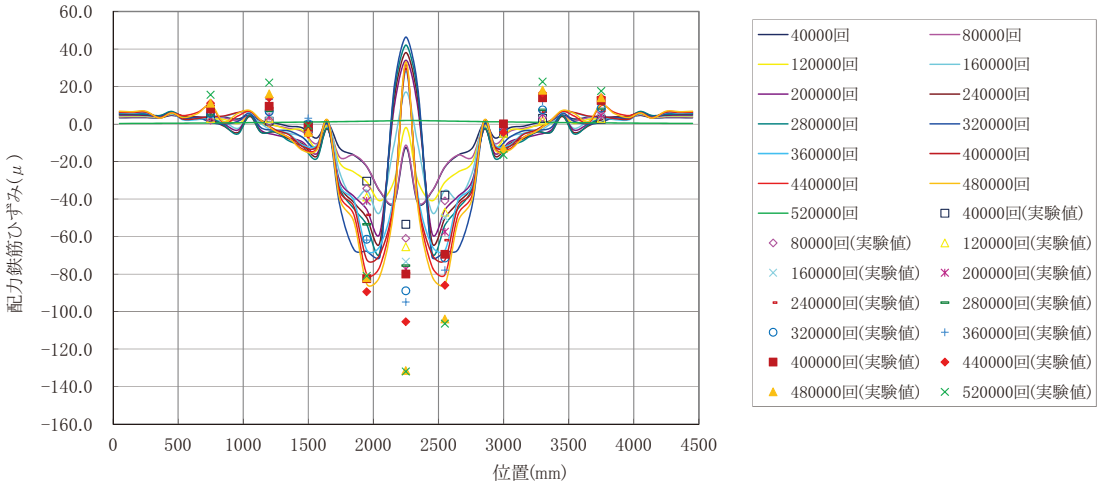


(a) 橋軸方向

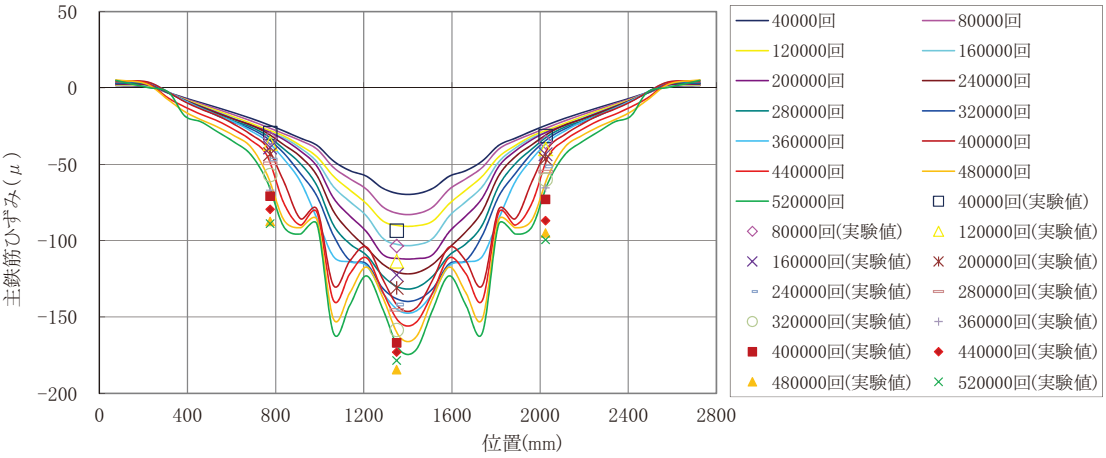


(b) 橋軸直角方向

図-4.2.11.17　底鋼板ひずみ分布（階段載荷）



(a) 配力鉄筋ひずみ分布



(b) 主鉄筋ひずみ分布

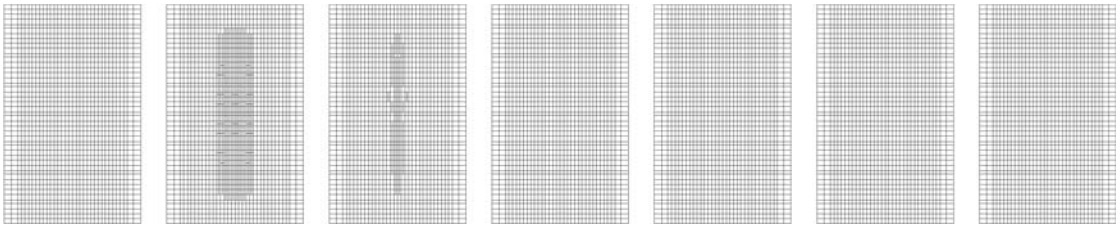
図-4.2.11.18　鉄筋ひずみ分布(階段載荷)

図-4.2.11.18 に鉄筋のひずみ分布の解析結果を示す。配力鉄筋のひずみではリブ直上で鉄筋に負曲げが生じ、その最大値が z 方向の剛性低下の進行に伴って圧縮域から引張域へと移行している。この結果は図-4.2.11.14 (C) と一致する。主鉄筋は載荷初期には比較的なだらかな分布形状を示すが、40 万回以降では配力鉄筋と交差する位置でのひずみの減少が顕著となり、配力鉄筋と同様の現象と思われる。

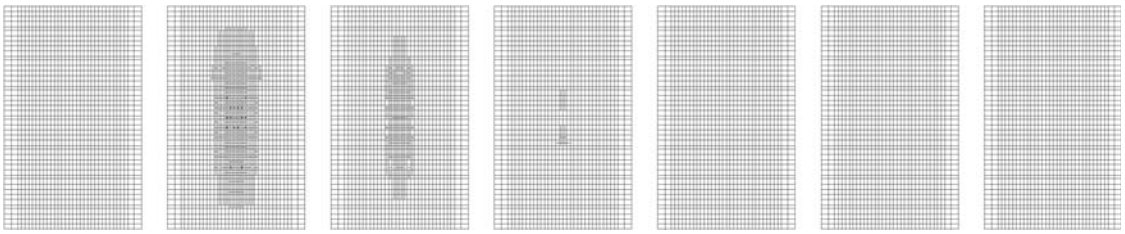
これらのグラフに実験値の分布を合わせてプロットしてみると、主鉄筋に関しては計測位置では計算値と同様の分布を示すが、配力鉄筋では計算値と異なりリブ上での負曲げ・引張域への変移は見られない。これは解析では床版中央近傍で水平ひび割れが進行しているが、実験では図-4.2.11.5 に示すように床版中央では水平ひび割れが発生していないためと考えられる。

【剛性低下要素分布（階段載荷）】

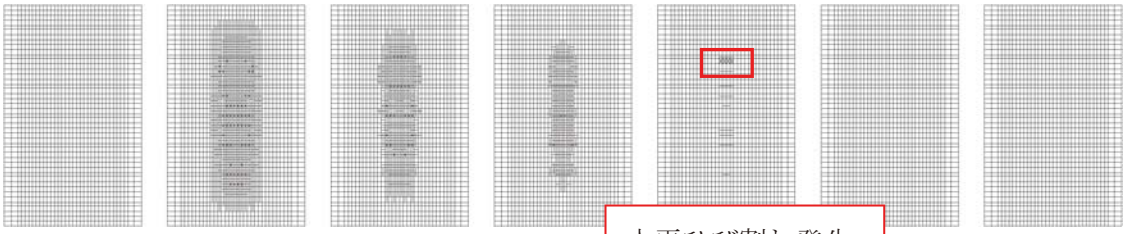
1）走行回数 40,000 回（Step246）



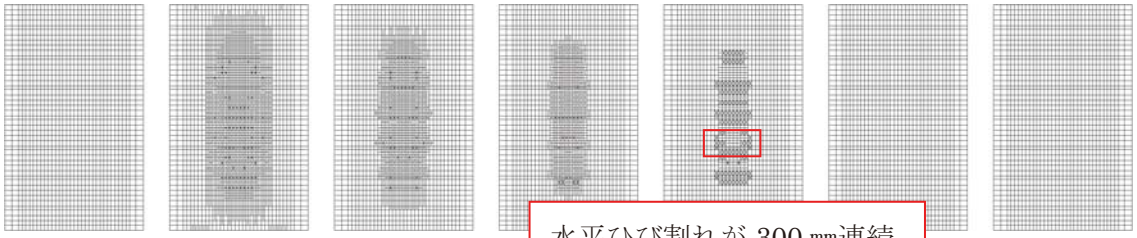
2）走行回数 80,000 回（Step477）



3）走行回数 160,000 回（Step938）



4）走行回数 280,000 回（Step1482）



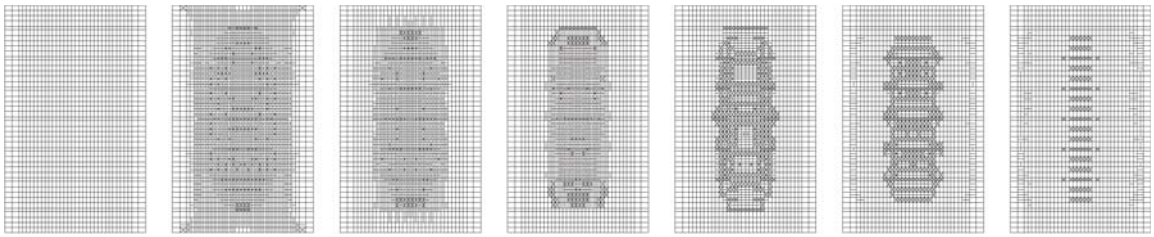
凡例

―	： X方向面破壊	X	： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
|	： Y方向面破壊	╳	： 最初にZ方向面破壊

5）走行回数 480,000 回（Step2771）



6）走行回数 520,000 回（Step2943）



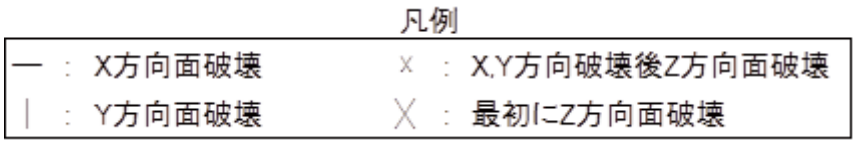


図-4.2.11.19　破壊要素分布(階段載荷)

解析結果の要素の剛性低下の方向に直行する面をひび割れとして赤線で模式的に示し、実際の供試体断面のひび割れ図と併記し図-4.2.11.20 に示す。

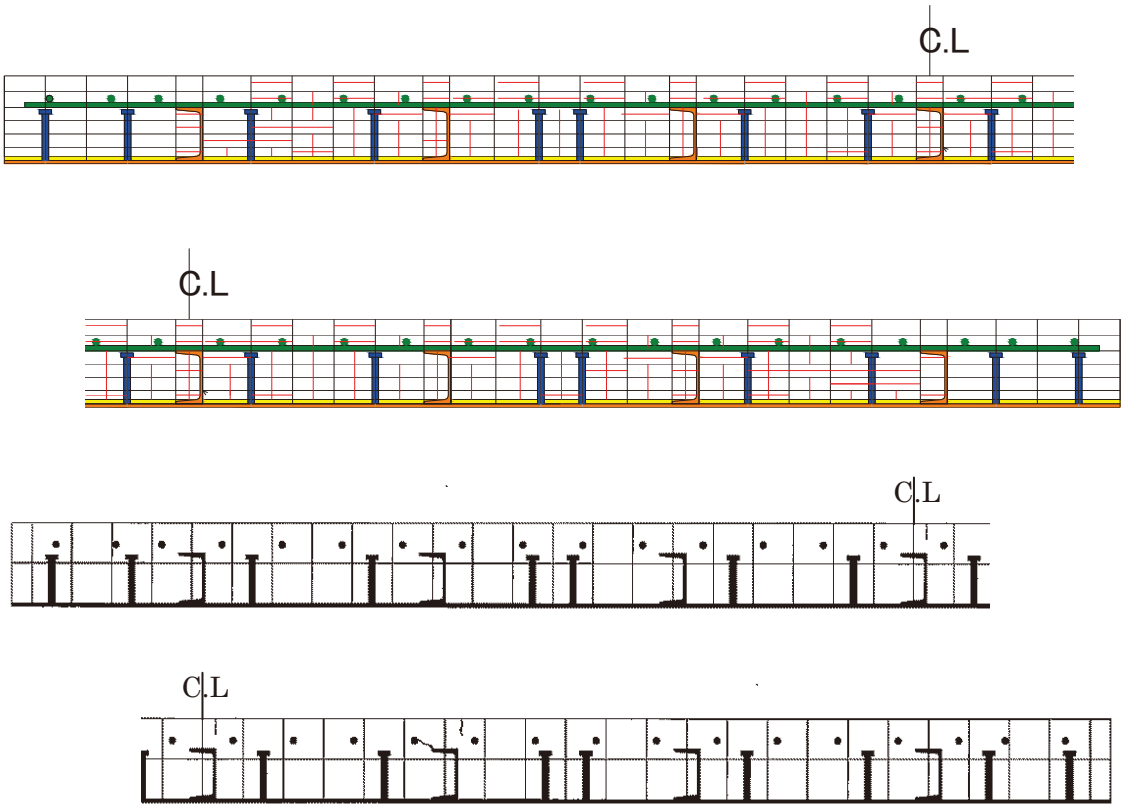


図-4.2.11.20　ひび割れ分布の比較（階段載荷、橋軸方向）

解析で見られる床板下面の曲げひび割れは実験終了後の供試体では見られない。これは実際に曲げひび割れが生じていても底鋼板の拘束によりひび割れが閉じていると考えられる。実験ではリブ先端より斜め上方にひび割れが生じており、これがこの後水平に進展し連続した水平ひび割れとなり破壊に至るものと思われる。

【一定荷重(157kN)走行載荷ケースの解析結果】

図-4.2.11.21、図-4.2.11.22 にそれぞれ一定荷重走行載荷時の計算ステップと載荷回数の関係、載荷回数とたわみの関係のグラフを示す。値は活荷重によるたわみを示しており、以下のグラフに示す実験値は階段載荷で行った実験結果を疲労損傷度が等価となる一定荷重走行載荷の走行回数に置き換えたものであり、参考値である。

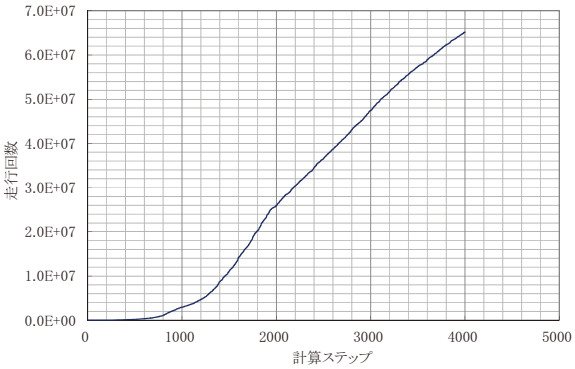


図-4.2.11.21　計算ステップと走行回数

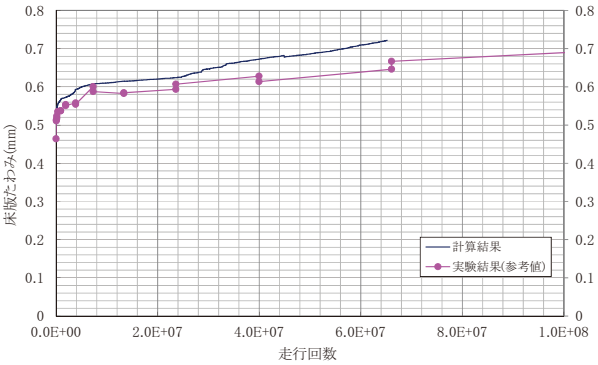
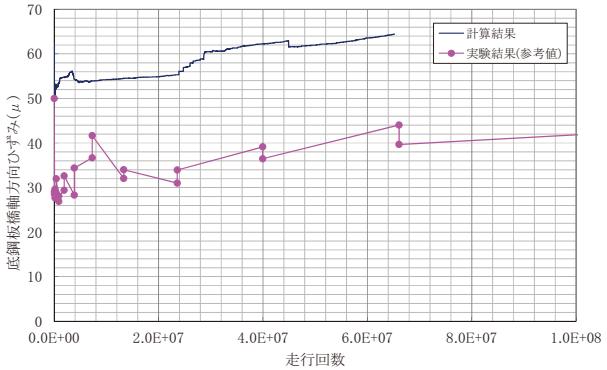


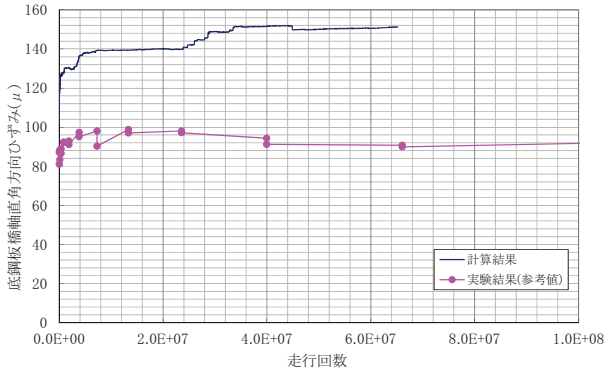
図-4.2.11.22　走行回数とたわみ

図-4.2.11.22 において、載荷回数の解析値は初期にたわみの増加が大きく、いったんなだらかな勾配に戻った後、2,400 万回程度から勾配が大きくなる傾向にある。

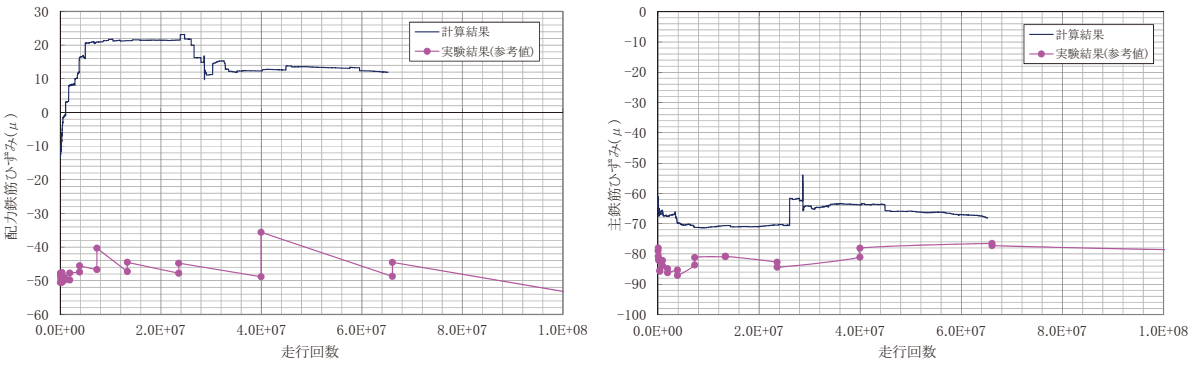
図-4.2.11.23 に底鋼板、鉄筋のひずみのグラフを示す。(a)、(b) に示す底鋼板ひずみのグラフでは、解析値の方が実験値より大きく、橋軸方向・橋軸直角方向ともひずみが 2,400 万回から勾配が増加しており、たわみと同じ傾向である。



(a)底鋼板橋軸方向ひずみ



(b)底鋼板橋軸直角方向ひずみ

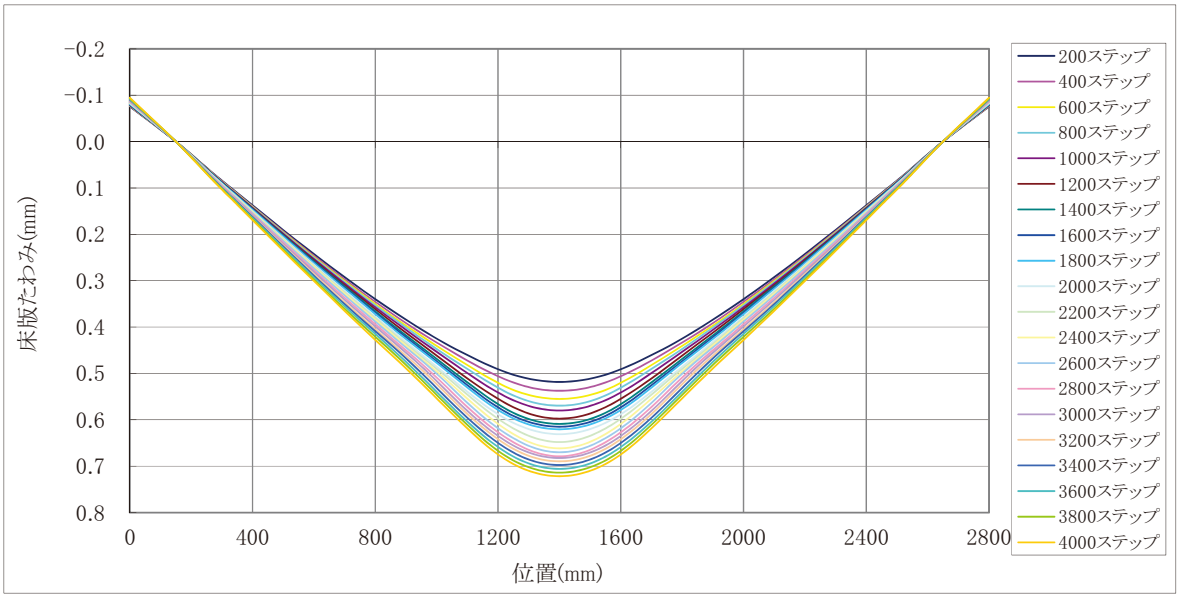


(c)配力鉄筋ひずみ　　(d)主鉄筋ひずみ

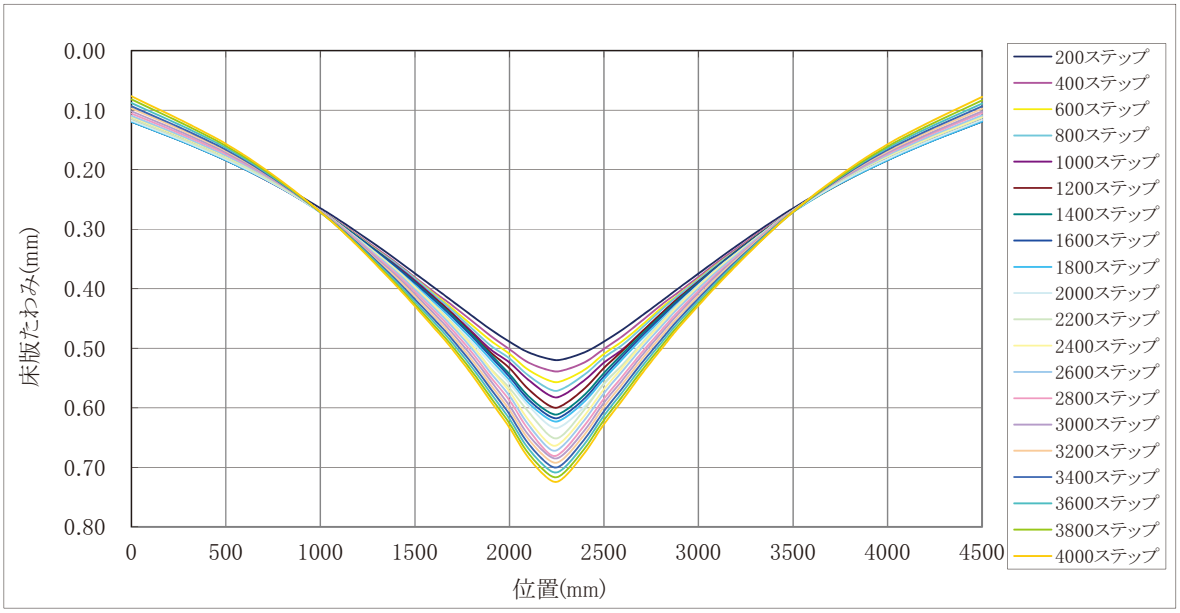
図-4.2.11.23　走行回数とひずみ(一定荷重走行載荷)

(c) に示す配力鉄筋ひずみのグラフでは、配力鉄筋は実験値と異なる傾向を示し、1,050,000 回で引張側へ移行している（破壊の定義A）。水平ひび割れの発生は 100 万回から 294 万回の間で発生しており、このひずみの増加と関連がある可能性がある。水平ひび割れが連続した 3 要素(300 ㎜以上)に発生する(破壊の定義D)のは 2,020 万回から 2,600 万回の間であった。

たわみの分布を図-4.2.11.24 に示す。走行回数の増分に伴ってたわみは増加するが、分布形状に変化は見られない。



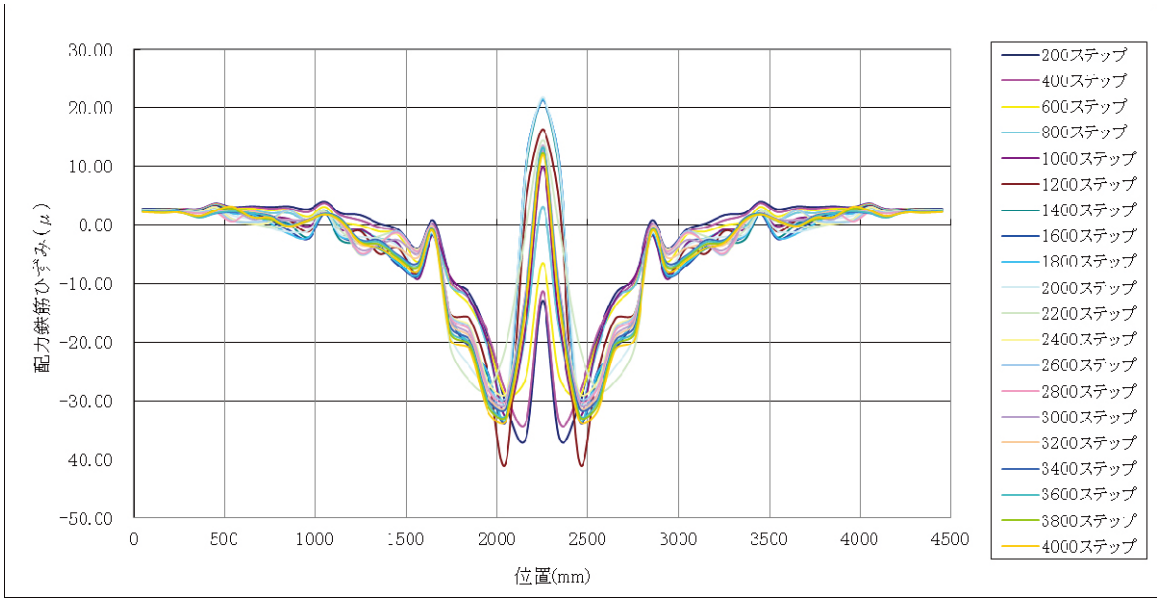
(a) 橋軸方向



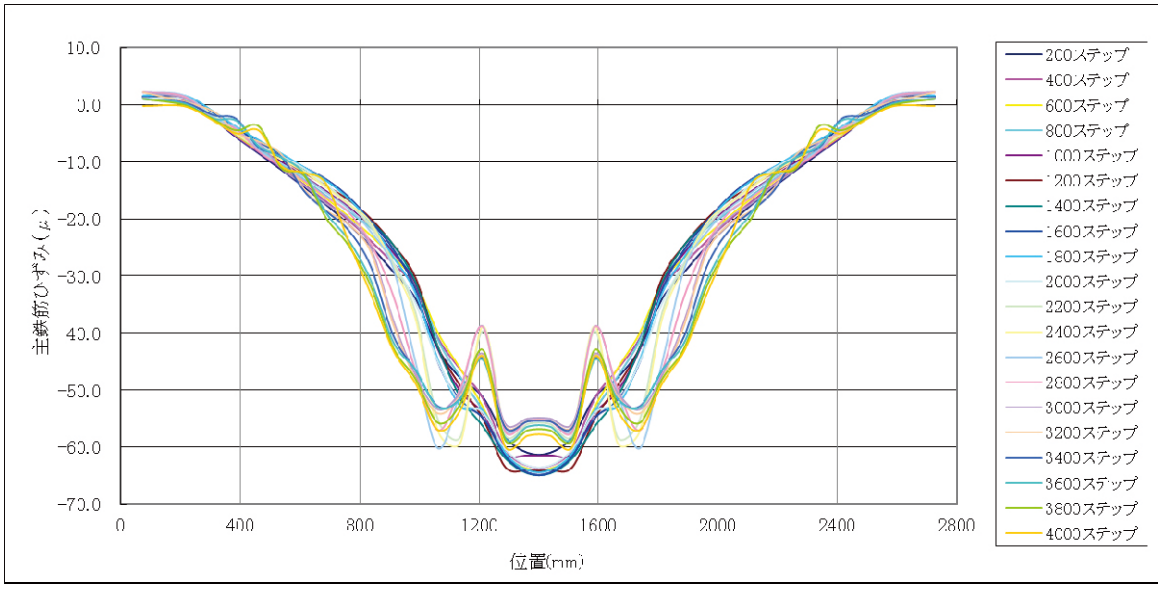
(b) 橋軸直角方向

図-4.2.11.24　たわみ分布(一定荷重走行載荷)

配力鉄筋、主鉄筋のひずみの分布形状を図-4.2.11.25 に示す。(a)の配力鉄筋のひずみは、支間中央で図-4.2.11.23(a)に示したように 100 万回程度（800 ステップ）で引張側に移行している。



(a)配力鉄筋ひずみ分布

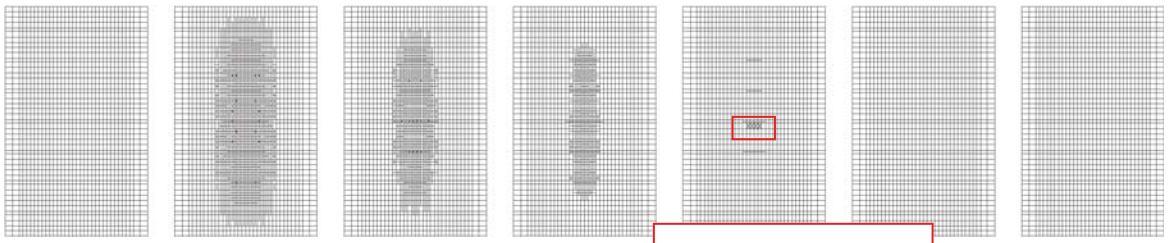


(b)主鉄筋ひずみ分布

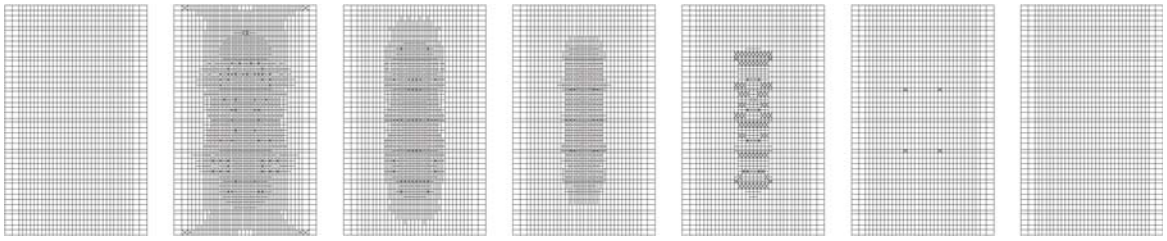
図-4.2.11.25　鉄筋ひずみ分布（一定荷重走行載荷）

【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）】

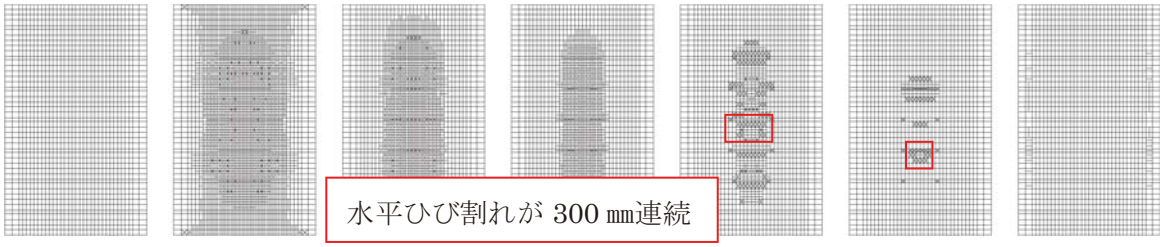
1）Step1000（走行回数 2,940,000 回）



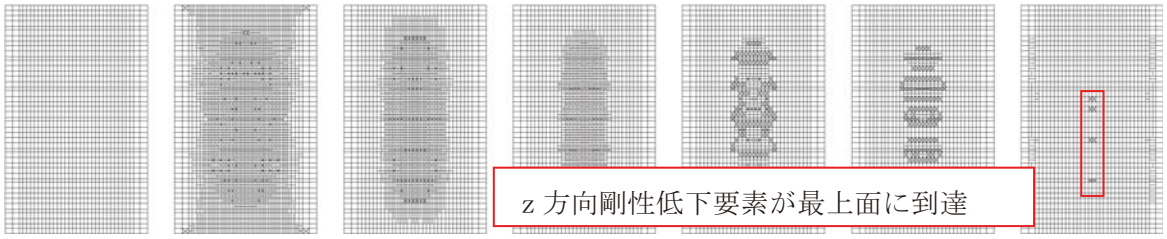
2）Step1800（走行回数 2.02×10^7 回）



3）Step2000（走行回数 2.60×10^7 回）



4）Step2200（走行回数 3.03×10^7 回）



凡例

—	： X方向面破壊	X	： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
|	： Y方向面破壊	╳	： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.11.26　破壊要素分布（一定載荷）

(7) まとめ

チャンネルビーム合成床板工法の疲労耐久性に関する解析結果は以下のようにまとめられる。

今回の解析と実験の比較を通して、たわみやひずみの増加傾向は一部を除いて概ね一致しているといえる。このことより、実験供試体もさらに損傷が進むと解析と近いひび割れ進展が起きると予想できる。以下に個々の項目について述べる。

1) RC8n1 との比較について

実験において RC 床版 RC8n1 は 48 万回過ぎに破壊したが、チャンネルビーム合成床板は 52 万回終了後も破壊には至らなかった。RC8n1 破壊直前の 48 万回で活荷重たわみを比較すると、チャンネルビーム合成床板のたわみは RC8n1 の 45%程度であった。

2) 階段載荷について

a) たわみ

たわみの計算値と実験値では、図-4.2.11.13 に示すように同様の傾向を示して増加しているが、値は全体を通じて計算値の方が大きく載荷回数の増加に伴いその差が大きくなる傾向にある。計算値は実験値より最大 16%程度大きい結果となっている。これは解析ではコンクリートの剛性低下が進んでいくのに対して、実験では図-4.2.11.5 や写真 -4.2.11.1 に示すように実際のひび割れが解析結果ほど進行していないためと考えられる。

b) 底鋼板ひずみ

底鋼板ひずみは図-4.2.11.14(a)、(b)に示すように橋軸方向・橋軸直角方向とも計算値と実験値は同様の傾向を示して増加している。しかし、全体的に計算値の方が実験値より大きく、さらに橋軸直角方向では回数の増加に伴いその差が大きくなっていく傾向である。

c) 鉄筋のひずみ

主鉄筋のひずみは図-4.2.11.14(d)に示すように計算値と実験値でほぼ一致しているといえる。図-4.2.11.14(c)の配力鉄筋ひずみが圧縮側から引張側へ移行する回数の前後で、近傍のコンクリートに水平ひび割れが発生しており、この配力筋のひずみの変化によって水平ひび割れの発生を確認できる可能性があることが分かった。グラフでは計算値と実験値が正負逆転しているが、これは図-4.2.11.18　(b)のひずみ分布に示すように、解析ではｚ方向の剛性低下に伴いリブ直上で配力鉄筋に局所的な負曲げが生じており、その最大値が版としての圧縮ひずみの絶対値より大きくなっているためである。実験値の分布と比較すると計算値のような局所的な曲げは発生しておらず、解析結果との乖離が見られる。これは解析と比較している床版中央の位置では、まだ水平ひび割れが発生していないためと考えられる。

d) 破壊要素分布図

階段載荷では、走行回数 16 万回(938 ステップ）において載荷範囲の端部のリブ横の要

素で水平ひび割れが発生している。その後、他のリブ近傍でも水平ひび割れが発生するが、使用限界とみなす水平ひび割れが連続して300㎜以上発生するのは走行回数28万回(1482ステップ）であった。その後上層への剛性低下が進展し、48万回で床版上面へz方向剛性低下要素が連続した。

3）一定荷重走行載荷について

a）たわみ

図-4.2.11.22より、走行回数2,400万回程度まで計算値と実験値は同様の傾向を示しているが、2,400万回を超えると計算値の増加の割合が大きくなり計算値との差が増加する傾向である。走行回数2,400万回は図-4.2.11.26の7)に示す水平ひび割れが300㎜以上連続する回数(走行回数2,600万回)に近い値である。

b）底鋼板ひずみ

底鋼板ひずみは図-4.2.11.23(a)、(b)に示すように橋軸方向・橋軸直角方向とも計算値と実験値は同様の傾向を示して増加している。しかし、全体的に計算値の方が実験値より大きく、さらに橋軸直角方向では回数の増加に伴いその差が大きくなっていく傾向である。これは解析モデルにおいては当初から剥離層により付着が切れた状態であること、実際よりひび割れの発生・進展が多いことによる。計算値のひずみはたわみと同様に走行回数2,400万回過ぎから増加傾向にある。

c）鉄筋ひずみ

主鉄筋のひずみは図-4.2.11.23(d)に示すように計算値と実験値ともほぼ一定の値で推移しているが、値は計算値の方が大きい。図-4.2.11.23(c)の配力鉄筋ひずみは、計算値と実験値が正負逆転しているが、これは図-4.2.11.25(a)のひずみ分布に示すように解析ではリブ直上で配力鉄筋に局所的な負曲げが生じており、その最大値が版としての圧縮ひずみの絶対値より大きくなっているためである。配力鉄筋が引張側に移行する前後で近傍のコンクリート要素に水平ひび割れが発生していることから、この配力筋のひずみの変化によって水平ひび割れの発生を確認できる可能性があることが分かった。

d）破壊要素分布図

一定荷重走行載荷では、走行回数294万回(1000ステップ）において載荷範囲の中央部のリブ横の要素で水平ひび割れが発生している。その後、他のリブ近傍でも水平ひび割れが発生するが、使用限界とみなす水平ひび割れが連続して300㎜以上発生するのは走行回数2,600万回（2000ステップ）であった。その時点でさらに上層にひび割れは進展しており、走行回数3,030万回（2200ステップ）でz方向剛性低下要素が最上面まで連続した。

4）限界状態に関する考察

チャンネルビーム合成床版は、リブで補強された合成床版であり、本解析で示されるようにリブを起点とした水平ひび割れが進展することにより、圧縮側の抵抗断面が減少し破

壊に至ると考えられる。実験では連続した水平ひび割れは観察できなかったが、写真-4.2.11.1 にあるリブ先端からのひび割れが進展することが予想される。従って本床板の使用限界は破壊の定義 D で評価することが妥当と考えられる。

階段載荷では使用限界状態である破壊の定義D（剛性低下要素が 300 ㎜連続）は走行回数 28 万回であった。走行回数 48 万回で疲労限界状態である床版上面での剛性低下要素が発生した。RC 床版の破壊の定義 A、C に相当する走行回数はそれぞれ 16 万回、32 万回であった。

一定荷重走行載荷での使用限界状態である定義Dは走行回数 2,600 万回であった。また、走行回数 3,030 万回で剛性低下要素が床版上面に達し、疲労限界状態となった。RC 床版の破壊の定義 A に相当する走行回数は 100 万回、定義 C に相当する走行回数は 2,020 万回であった。

4.2.12　ＮＳスラブ

(1)　工法の概要

鋼板パネルは、板厚 8mm の底鋼板にずれ止めと補強材を兼ねるＩ形鋼（グレーチング用主部材）を断続すみ肉千鳥溶接で接合したもので構成される。Ｉ形鋼ウェブにはずれ止めとして孔明き鋼板ジベルが配置される。配力鉄筋および主鉄筋は床版上面側に配置され、主鉄筋はコンクリートかぶりが確保される範囲で配力筋の上面または下面に配置される。底鋼板の現場継手は、鋼板パネル端部に取付けたバルブＰＬを背合わせにし、高力ボルト引張接合により連結する。

(2)　設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、鋼板パネルと主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるよう両者のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。設計に用いる水平せん断力は鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式によって求め、ずれ止めの耐荷力は土木学会複合構造標準示方書またはレオンハルトの式 [12-1)]によって求める。

鋼部材の疲労強度は、Ｉ形鋼と底鋼板の断続すみ肉千鳥溶接部について、要素試験により検証している。疲労強度等級は、要素試験結果から橋軸方向（すみ肉溶接直角方向）応力に対しては F 等級、橋軸直角方向（すみ肉溶接方向）には E 等級としている。

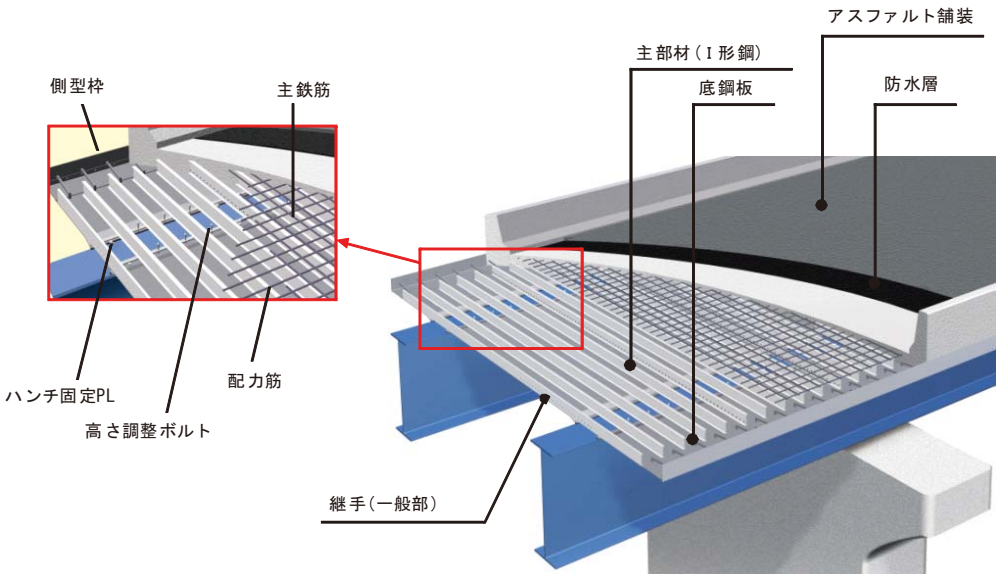


図-4.2.12.1　ＮＳスラブ工法の断面構成要素

(3) 輪荷重走行試験 [12-2)]

解析対象となる合成床版の過去に行った実験結果を以下に示す。

実験供試体は異なる床版支間を想定した 2 種類とした。ひとつ（CASE-1）は床版支間 2.5 を想定し試験体支間 2.0m、もうひとつ（CASE-2）は床版支間 2.0m を想定し試験体支間 1.6m とした。床版厚は床版支間 2.0m を想定した 166m とし、床版支間 2.5m を想定した CASE-1 試験体についても同様の床板厚としている。 I 形鋼間隔は試験体支間に応じ CASE-1 は 200mm、CASE-2 は 240mm とした。コンクリートの仕様は共通で、呼び強度は 30N/mm² である。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.12.2、図-4.2.12.3、供試体諸元を表-4.2.12.4 に示す。載荷荷重は両供試体ともに文献 12-3)の荷重と同一である階段載荷とした。

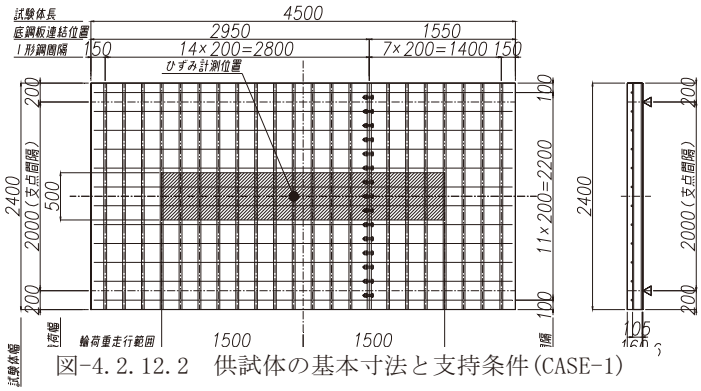


図-4.2.12.2　供試体の基本寸法と支持条件(CASE-1)

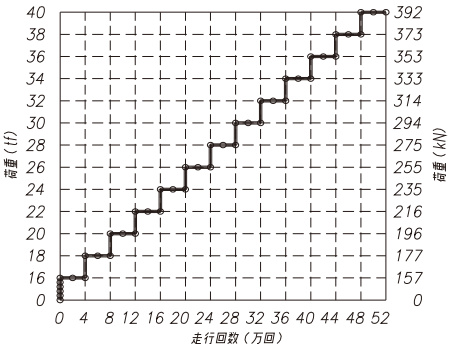


図-4.2.12.4　載荷荷重

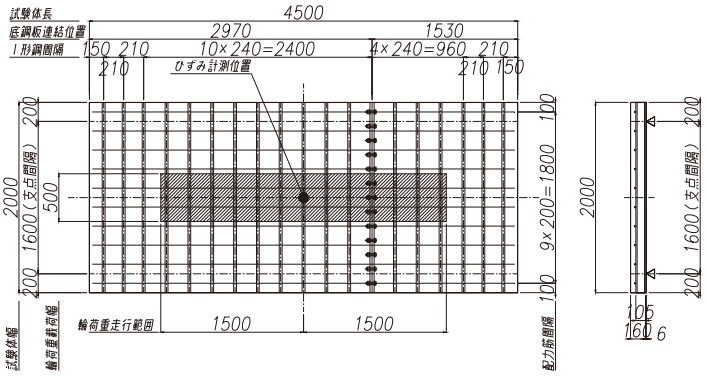


図-4.2.12.3　供試体の基本寸法と支持条件(CASE-2)

表-4.2.12.1　供試体の諸元

		CASE-1	CASE-2
供試体寸法		2400mm×4500mm×166mm	2000mm×4500mm×166mm
支間長		2000mm	1600mm
主部材	サイズ	I-105（SS400）	I-105（SS400）
	間隔	200mm	240mm
配力鉄筋	サイズ	D16（SD295A）	D16（SD295A）
	間隔	200mm	200mm
底鋼板		6mm（SS400）	6mm（SS400）

輪荷重走行試験の床版たわみを図-4.2.12.5、図-4.2.12.6 に示す。図中の”除荷時”は荷重無載荷状態の残留たわみを表し、”載荷時”は残留たわみと静的載荷時のたわみの合計を表している。また図中”RC8n1”は平成 8 年道示に拠り設計された鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験結果を参考値として併記したものである。RC8n1 が 48 万回付近でたわみが急増し押抜きせん断破壊を起こしているのに対し、ＮＳスラブ試験体では CASE-1、CASE-2 ともに荷重、走行回数の増加に伴いたわみも増加しているが、最終の 52 万回まで急激なたわみの変化はみられない。ただし、両供試体ともに 40 万回を超えたあたりからたわみの増加の割合が大きくなっている。各部応力度から算出した供試体中立軸の推移を図-4.2.12.7、図-4.2.12.8 に示す。図中の赤いラインは床版有効高さ 166mm のＲＣ断面（設計断面）を想定した場合の中立軸位置である。CASE-1 では 34 万回を超えたあたりから中立軸位置が設計断面での中立軸位置より下がり始めている。CASE-2 では 12 万回あたりで一時変化したものの 26 万回あたりまでほぼ設計断面での中立軸位置を保っているが、26 万回を超えたあたりから中立軸位置が下がり始めた。これは、水平ひび割れの発生により床版が 2 層化し、床版としての有効高さが減少したためと考えられる。

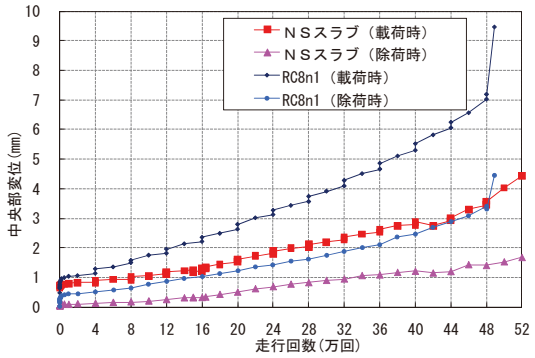


図-4.2.12.5　たわみ(CASE-1)

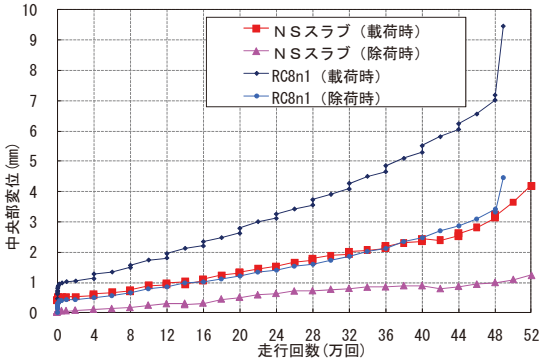


図-4.2.12.6　たわみ(CASE-2)

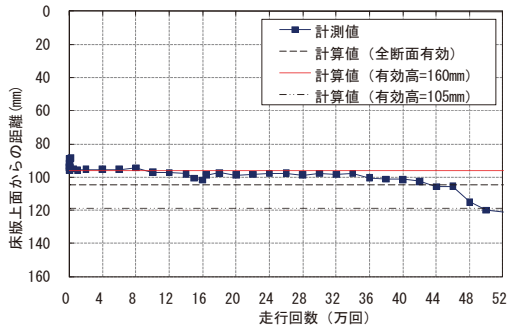


図-4.2.12.7　中立軸の推移(CASE-1)

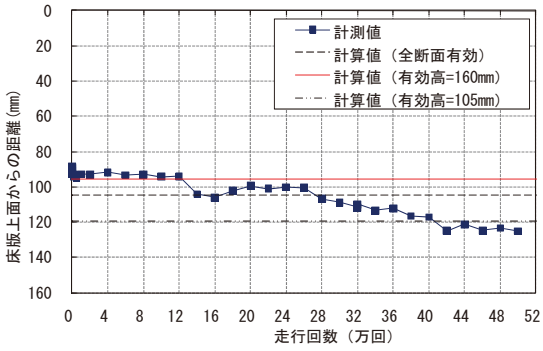


図-4.2.12.8　中立軸の推移(CASE-2)

試験後供試体の切断面の状況を写真-4.2.12.1、写真-4.2.12.2 に示す。CASE-1、CASE-2 ともに I 形鋼上端部を連なる形で水平ひび割れが発生しているのが確認できる。この水平ひび割れにより床版が 2 層化し合成が低下することで、試験終盤にたわみの増加が促進されたと考えられる。また、 I 形鋼上端部を連ねる水平ひび割れの発生時期は、中立軸推移の状況より、CASE-1 で 34 万回あたり、CASE-2 で 26 万回あたりであったことが推測される。



写真-4.2.12.1　床版内部のひび割れ(CASE-1)



写真-4.2.12.2　床版内部のひび割れ(CASE-2)

解析の対象となる CASE-2 供試体について、試験中に確認した底鋼板の剥離範囲および床版上面のひび割れ分布を図-4.2.12.9、図-4.2.12.10 に示す。

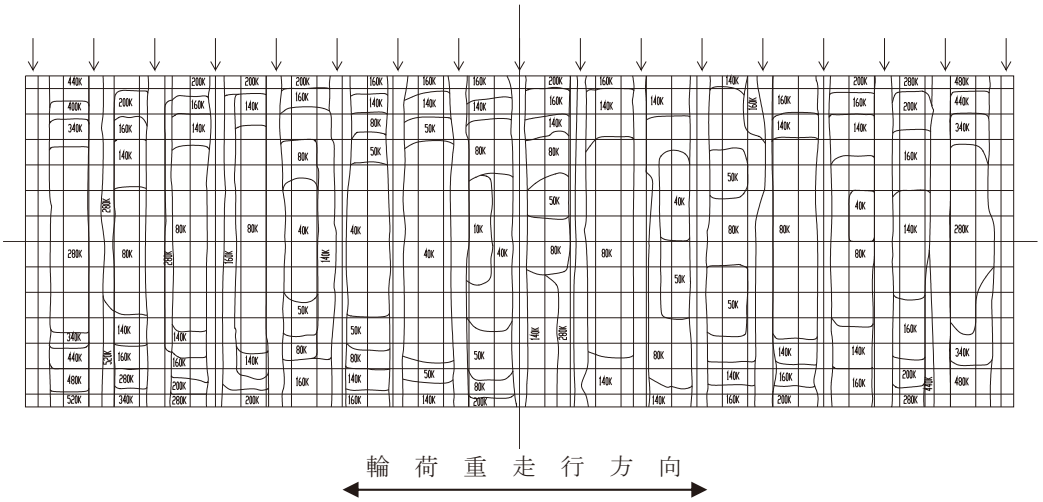


図-4.2.12.9　剥離分布(CASE-2)

1.図中記号"-K"は剥離発生時期を示す。
　例）50K　→　5 万回走行時
　　520K　→　52 万回走行時
2.↓印は I 形鋼位置を示す。

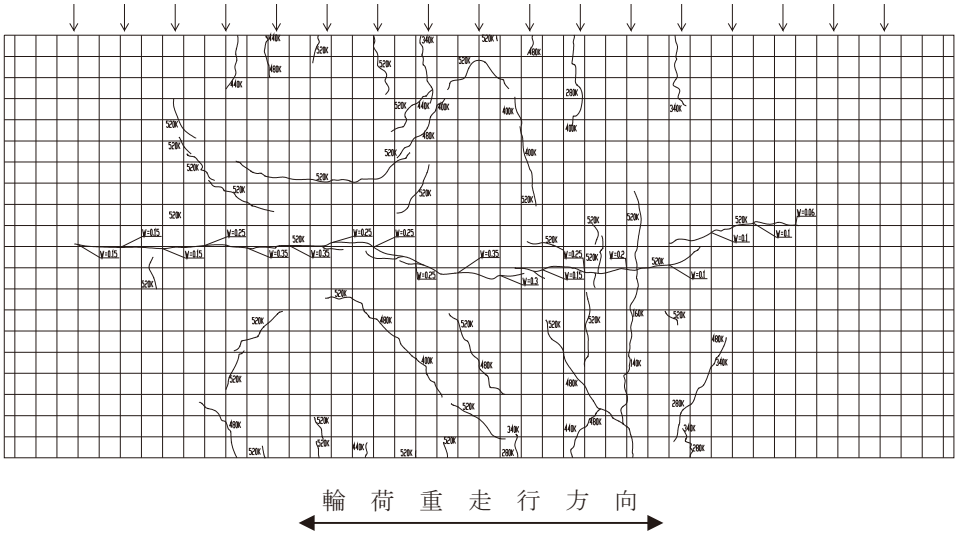
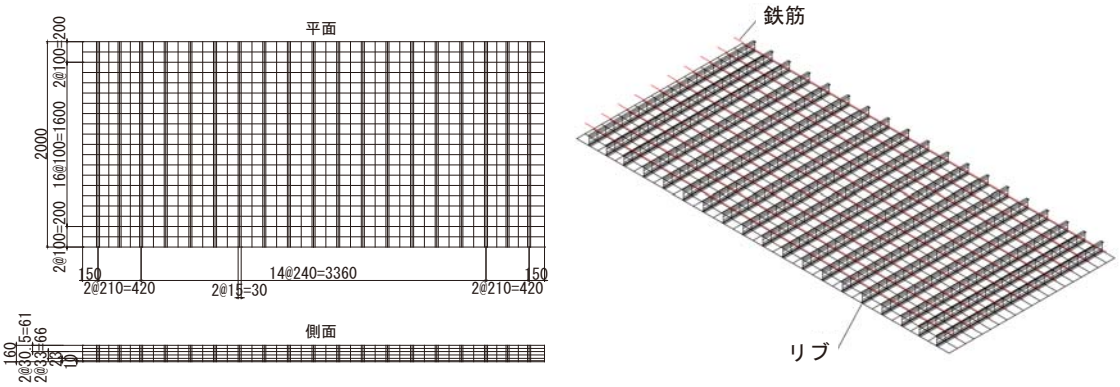


図-4.2.12.10　ひび割れ分布 (CASE-2)

1.図中記号"-K"はひび割れ発生時期を示す。
　例）50K　→　5 万回走行時
　　520K　→　52 万回走行時
2.図中記号"W="はひび割れ幅(mm)を示す。
　（発生時期は未確認）
3.↓印は I 形鋼位置を示す。

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた 2 供試体のうち、破壊がより早く進行した CASE-2 供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、I 形鋼と底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.12.11 に示す。



コンクリート要素　　鋼材要素

図-4.2.12.11　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.1.12 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。供試体は I 形鋼ウェブに孔明きジベルのないタイプであるが、試験結果ではコンクリート内部の水平ひび割れの影響が現れる 26 万回程度までは平面保持を確認できているため、解析モデルでは I 形鋼とコンクリートについても剛結として扱うこととした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめヤング係数およびせん断弾性係数を低減（表-4.1.2）した。

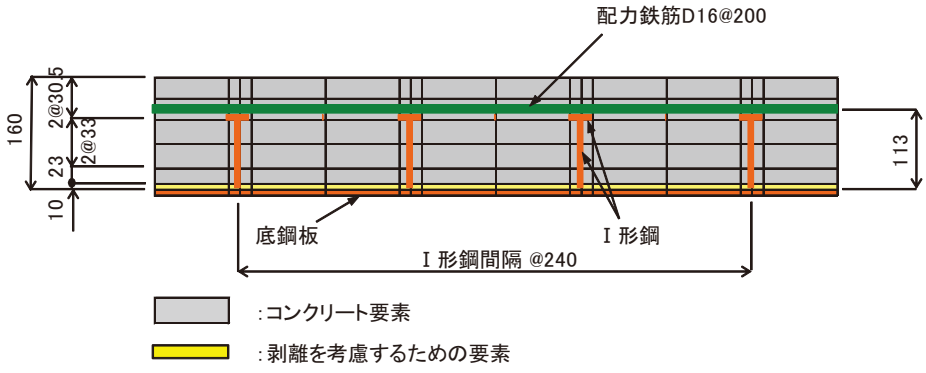


図-4.2.12.12　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）走行載荷としたものの 2 ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.12.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.12.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重走行載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm²	36.2	材料試験値	30	共通値
	引張強度	N/mm²	2.68	材料試験値	2.2	$0.23\sigma c^{2/3}$,土木学会
	ヤング係数	N/mm²	35200	材料試験値	28000	道示
	せん断弾性係数	N/mm²	15300	Ec/2.3,道示	12000	〃
	ポアソン比	−	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm²	200000	〃	200000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm²	200000	〃	200000	〃
I 形鋼	ヤング係数	N/mm²	200000	〃	200000	〃

荷重の載荷位置を図-4.2.12.13 に示す。荷重は幅 500mm、長さ 200mm の範囲に載荷し、長さ 3.0m の区間で移動載荷させた。

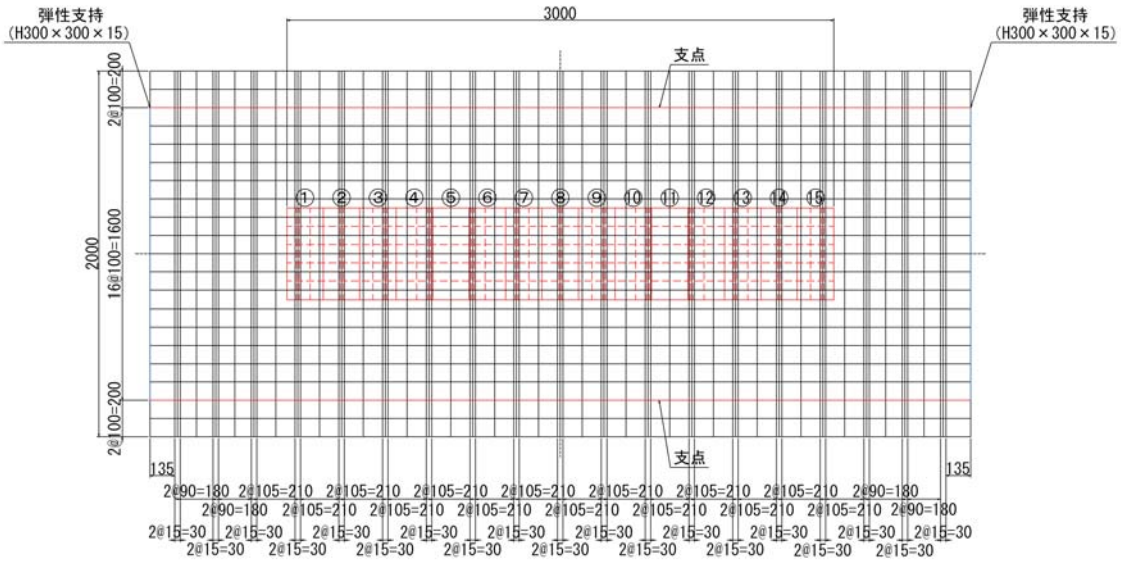


図-4.2.12.13　荷重載荷位置

要素破壊の判定は 4.1.6 に従った。

(6) 解析結果と考察

【階段載荷ケースの解析結果】

計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.12.14、試験体中央位置での鉛直たわみの解析結果を図-4.2.12.15 に示す。たわみについては計算値が実験値より若干小さいものの走行回数 30 万回程度までは概ね一致している。30 万回を境に水平ひび割れの影響から実験値の増加が大きくなり、解析値との乖離が大きくなった。

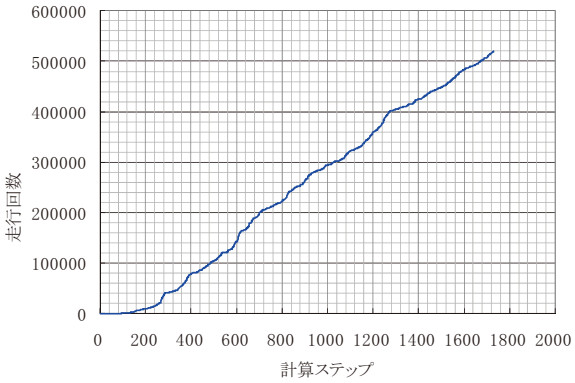


図-4.2.12.14　計算ステップと走行回数（階段載荷）

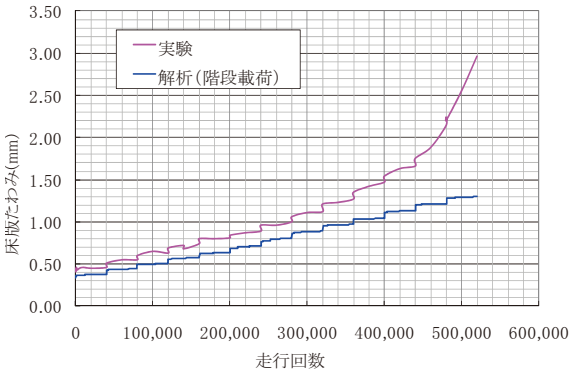
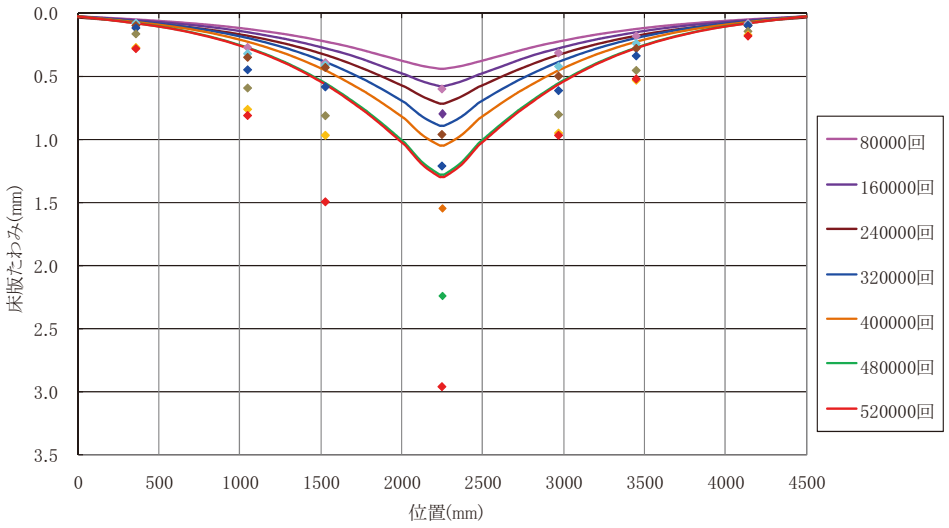


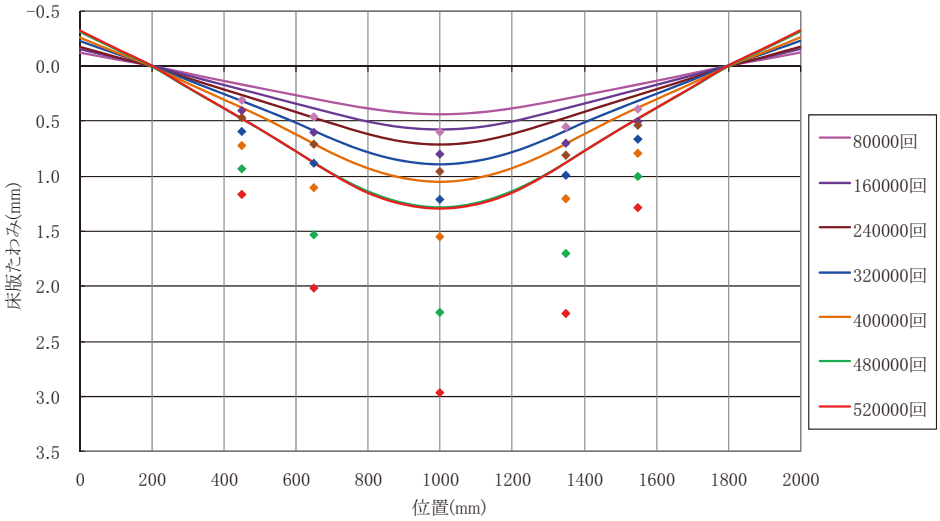
図-4.2.12.15　走行回数とたわみ（階段載荷）

橋軸方向および橋軸直角方向の鉛直たわみの分布図を図-4.2.12.16 に示す。実線が解析値、プロットが実験値を示す。特に高荷重段階において実験値が解析値を大きく上回る結果となっているが、全体的な分布形状は橋軸方向、橋軸直角方向ともに一致しており、大きな不連続等はみられなかった。



(a) 橋軸方向

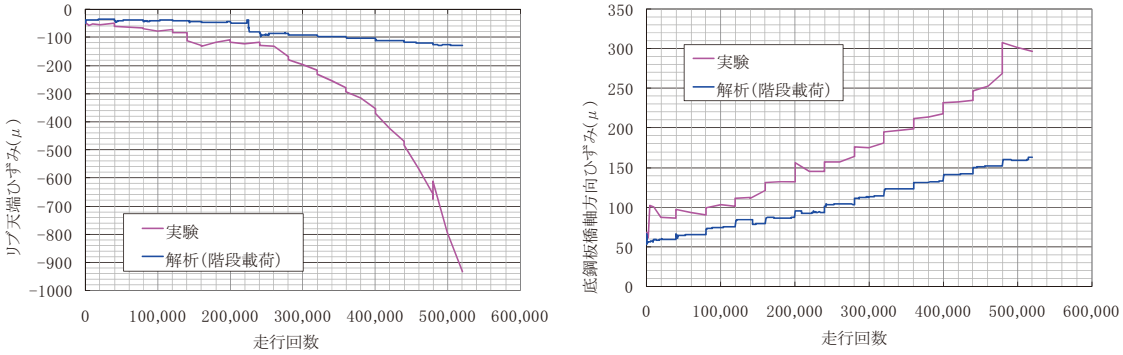
図-4.2.12.16　たわみ分布（階段載荷）



(b) 橋軸直角方向

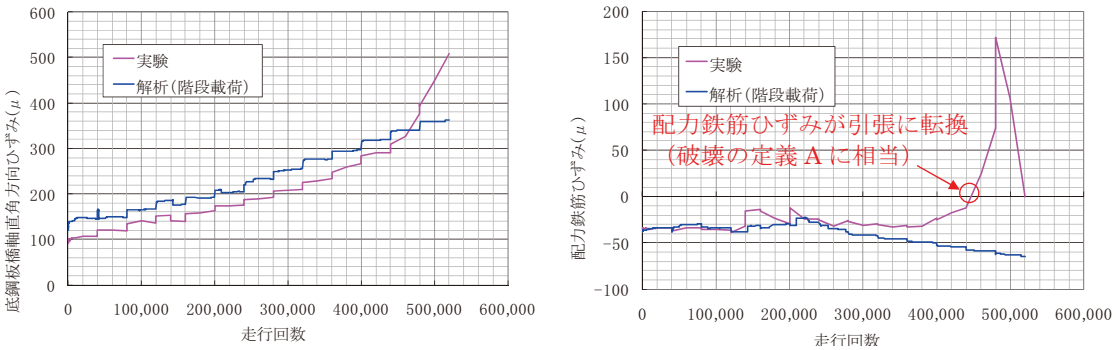
図-4.2.12.16　たわみ分布（階段載荷）

各部位のひずみの解析結果を図-4.2.12.17 に示す。リブ（I 形鋼）天端ひずみは計算値が実験値に対して小さく、実験値が走行回数の増加にともないひずみも増加しているのに対し、計算値はほぼ横ばいとなっている。また、たわみと同様に走行回数 30 万回を境に乖離が大きくなった。底鋼板ひずみは定性的には一致しているが、橋軸方向ひずみは計算値が実験値に対して小さく、橋軸直角方向ひずみは計算値が実験値に対して大きな値を示した。配力鉄筋ひずみは概ね一致しているが、実験後半の載荷回数 40 万回あたりから実験値が大きく変動しているのに対し、計算値は大きな変動を示さなかった。実験値の大きな変動は、水平ひび割れにより床版が 2 層化し配力筋に引張り力が作用したためであるが、解析では上記の状態を再現しきれないものと考えられる。



(a) リブ天端ひずみ　　(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

図-4.2.12.17　走行回数とひずみ（階段載荷）



(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ　　(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.12.17　走行回数とひずみ（階段載荷）

【剛性低下要素分布図】

コンクリート要素の剛性低下要素分布図を図-4.2.12.18 に示す。分布図は左側が床版下面側、右側が床版上面側の要素を示す。走行回数 40,000 回の段階で幅の狭い微小要素（幅 15mm）に水平ひび割れが発生した。その後、走行回数増加に伴い、他の微小要素に水平ひび割れが広がり、走行回数 200,000 回で I 形鋼上面の要素（床版上面から 2 層目）で一般的な大きさの要素（幅 105mm）に水平ひび割れが発生（破壊の定義 C に相当）した。実験では走行回数 26～28 万回でコンクリート 2 層化の影響（中立軸の移動）が出始めたことから、それより少し前の 20 万回で局部的に水平ひび割れが発生することは実験の傾向と整合していると考えられる。実験で 2 層化の影響が出始めた走行回数 280,000 回では、I 形鋼上面の要素で 300mm 以上にわたり水平ひび割れが発生しており、実験結果と整合している。このことからＮＳスラブの破壊形態は、I 形鋼上縁付近のコンクリートの水平ひび割れによる 2 層化（破壊の定義 D に相当）であることが確認できる。その後、床版上面から 2 層目を中心に水平ひび割れ発生範囲が広がっていき、実験終盤の走行回数 52 万回では床版上面から 2 層目を頂点とするアーチ状のひび割れ状況を確認することができ、これは実験後の試験体切断状況と傾向が一致している。

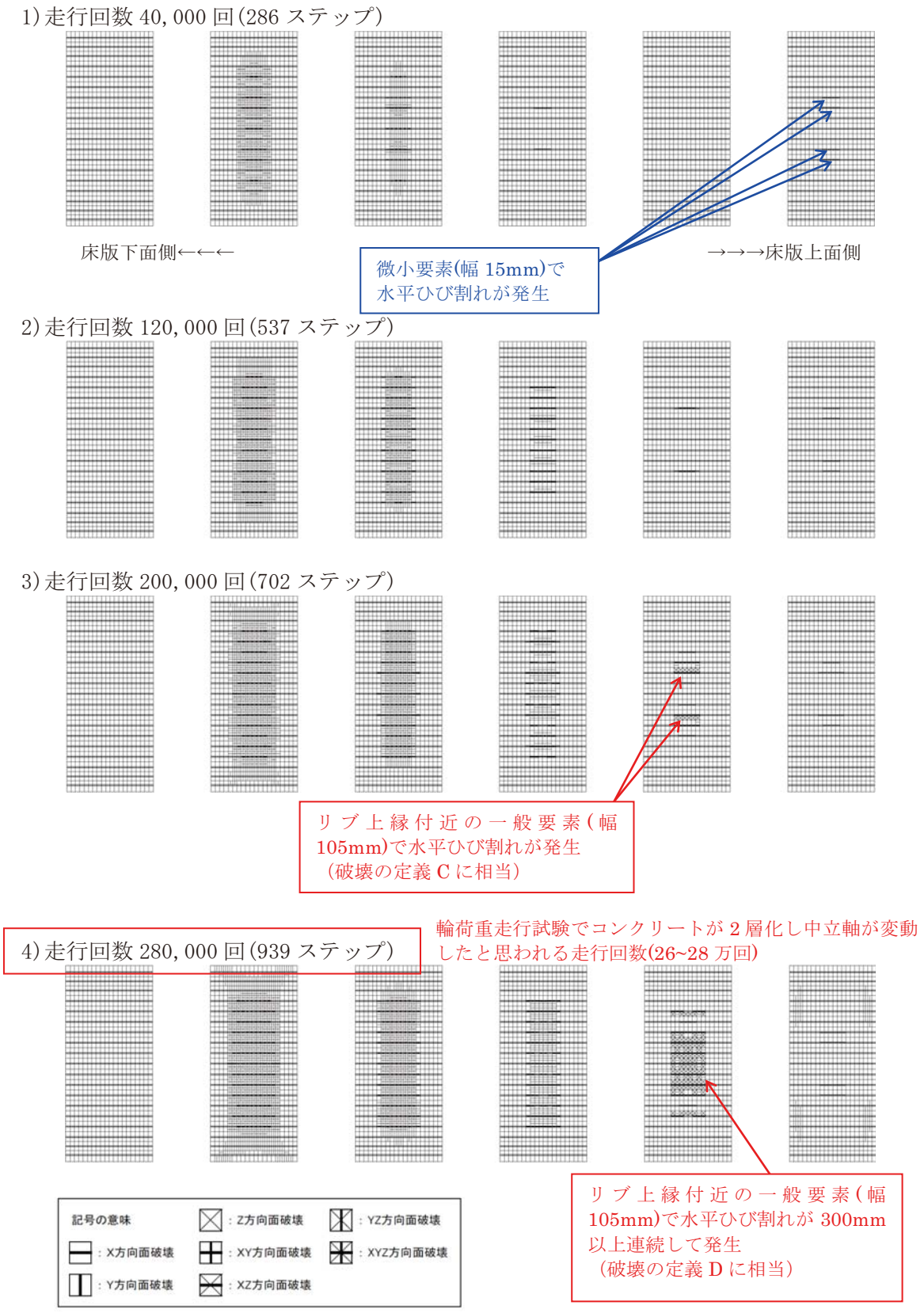
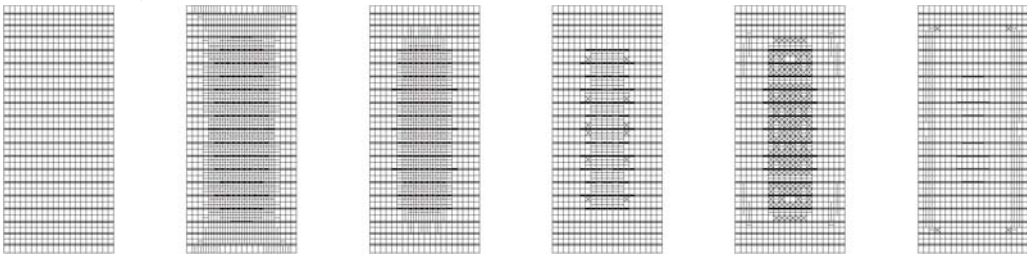
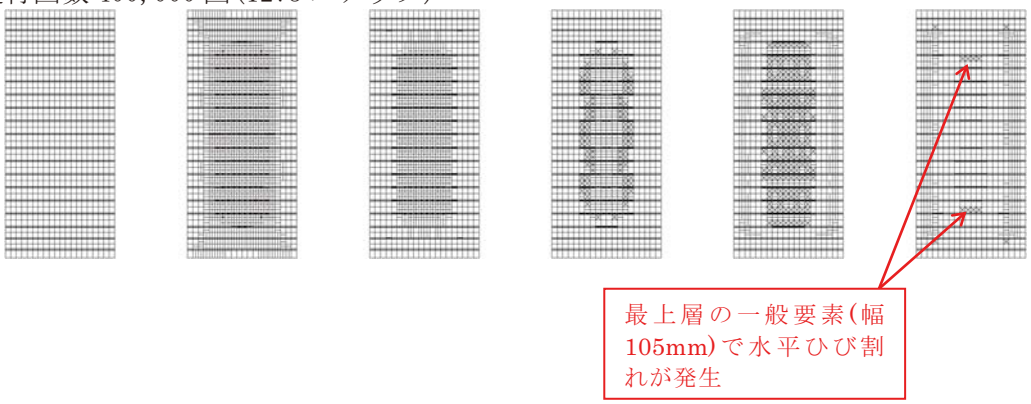


図-4. 2. 12. 18　剛性低下要素分布 (階段載荷)

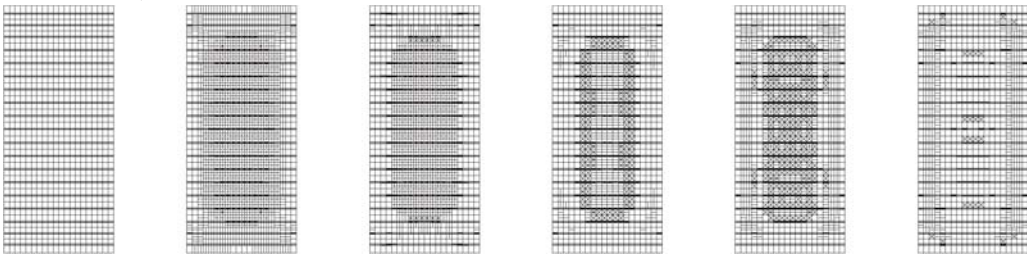
5) 走行回数 320, 000 回 (1094 ステップ)



6) 走行回数 400, 000 回 (1273 ステップ)



7) 走行回数 480, 000 回 (1588 ステップ)



8) 走行回数 520, 000 回 (1729 ステップ)

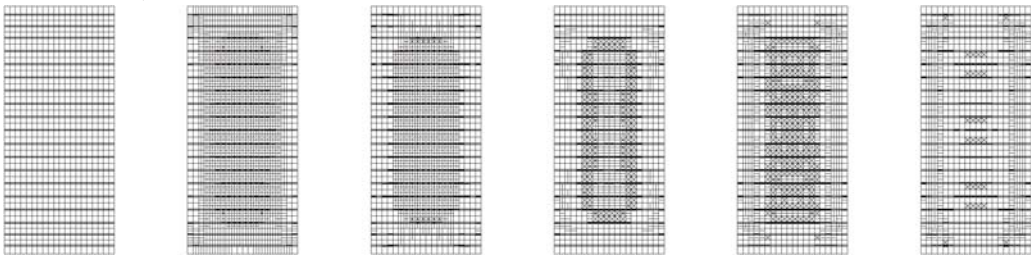
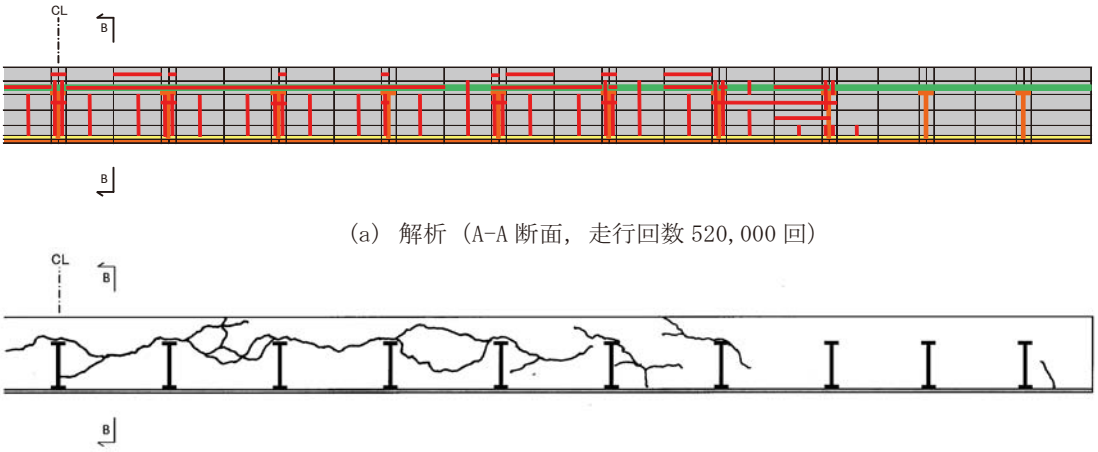


図-4. 2. 12. 18　剛性低下要素分布 (階段載荷)

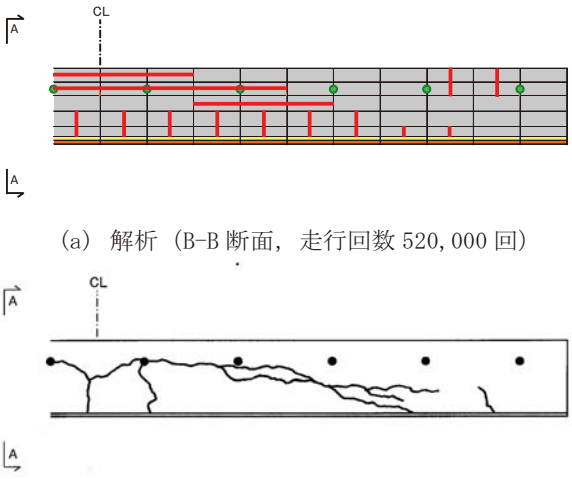
剛性低下要素分布図をもとに、解析における走行回数 52 万回時点での試験体中央断面でのひび割れ分布と、輪荷重試験終了時の試験体ひび割れ状況の比較を図-4.2.12.19、図-4.2.12.20 に示す。橋軸直角方向断面ではリブ上縁での水平ひび割れが広範囲にわたって連なり、床版が 2 層化した試験結果と一致している。橋軸方向断面では、配力鉄筋位置を頂点とするアーチ状のひび割れが発生し、試験結果と一致している。



(a) 解析（A-A 断面，走行回数 520,000 回）

(b) 実験（A-A 断面）

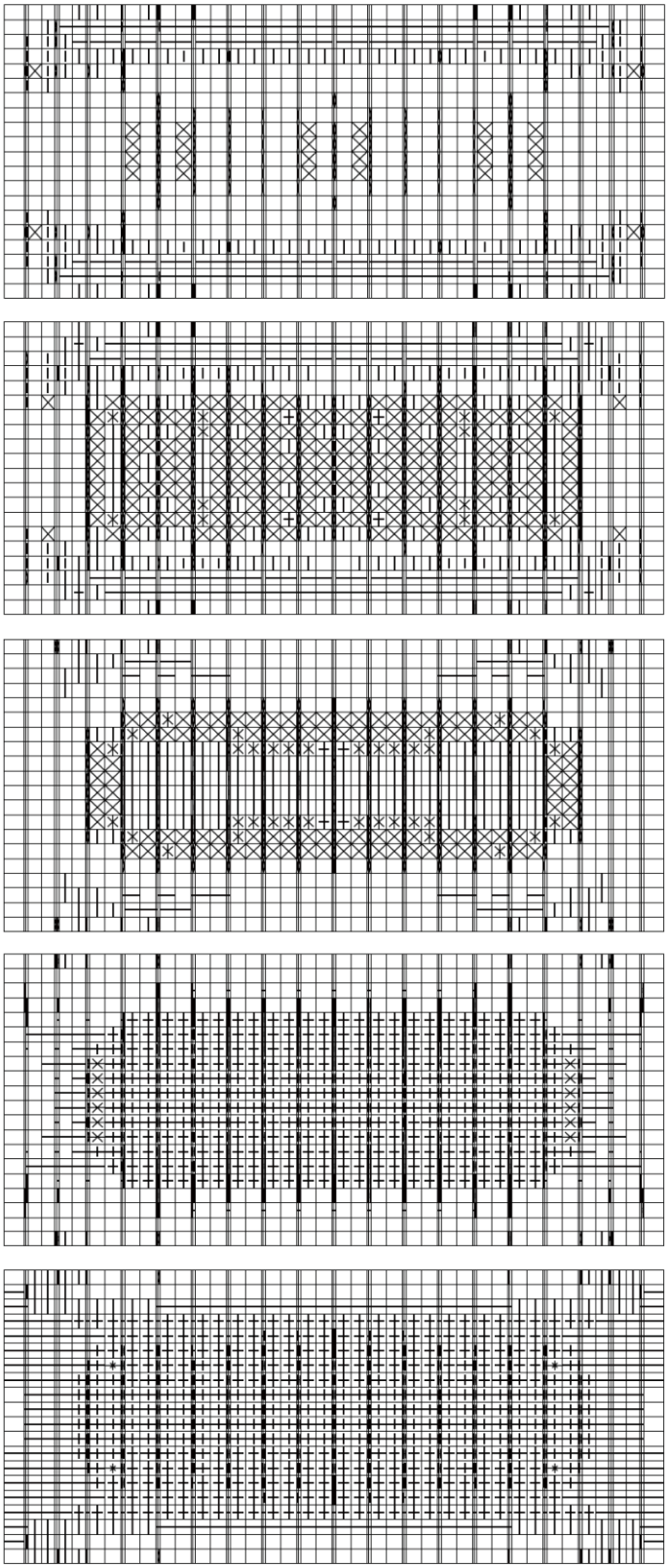
図-4.2.12.19　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸直角方向断面）



(a) 解析（B-B 断面，走行回数 520,000 回）

(b) 実験（B-B 断面）

図-4.2.12.20　ひび割れ分布の比較（階段載荷，橋軸方向断面）



（参考図）　図-4.2.12.18 の部分（上から 1～5 層の破壊要素分布，520,000 回）

【一定荷重走行載荷（157kN）ケースの解析結果】

計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.12.21、試験体中央位置での鉛直たわみの解析結果を図-4.2.12.22 に示す。たわみについては、計算値が実験値より若干小さい値となっているが、概ね一致している。

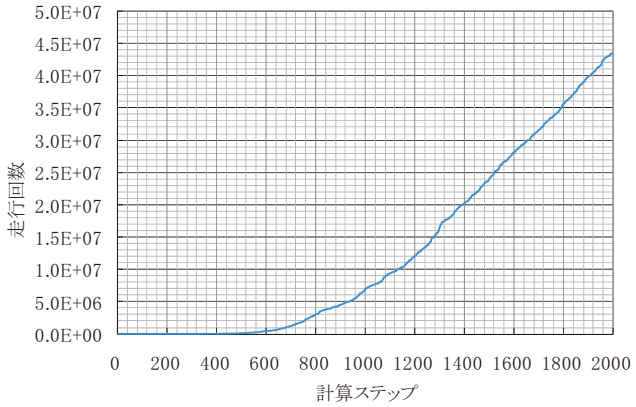
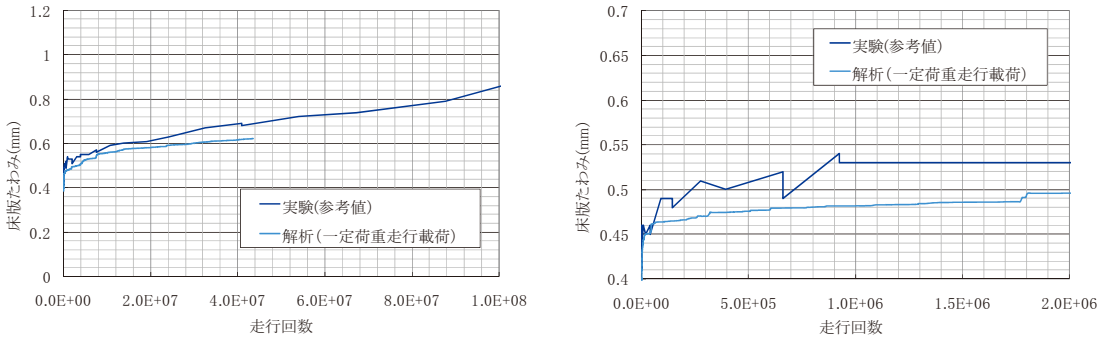


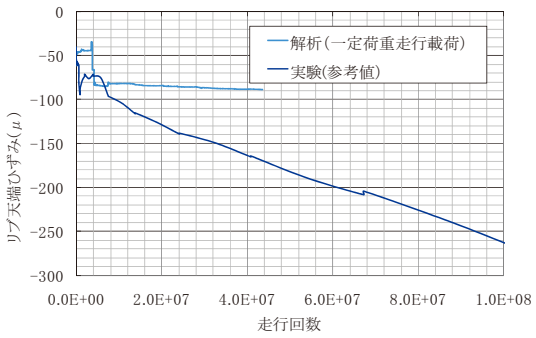
図-4.2.12.21　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



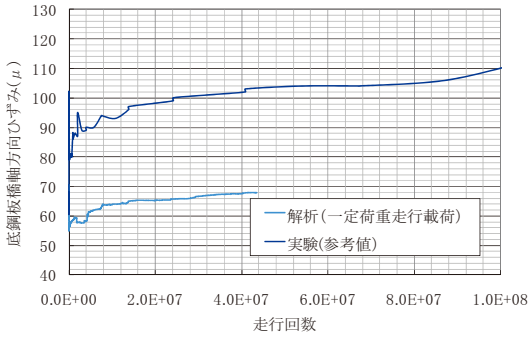
(a)　全体　　(b)　部分

図-4.2.12.22　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

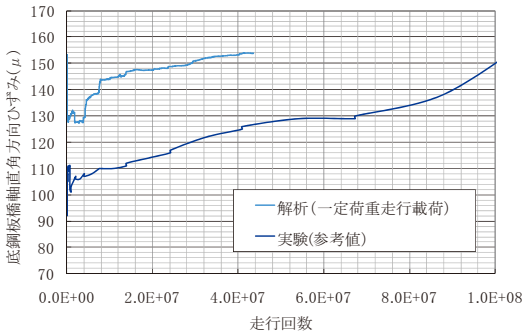
各部位のひずみの解析結果を図-4.2.12.23 に示す。I 形鋼天端ひずみは計算値が実験値に対して小さく、実験値が走行回数の増加にともないひずみも増加しているのに対し、計算値は一定の値でほぼ横ばいとなっている。底鋼板ひずみは定性的には一致しているが、橋軸方向ひずみは計算値が実験値に対して小さく、橋軸直角方向ひずみは計算値が実験値に対して大きな値を示した。配力鉄筋ひずみは定性的には一致しているが、計算値が実験値に対して小さい値を示した。



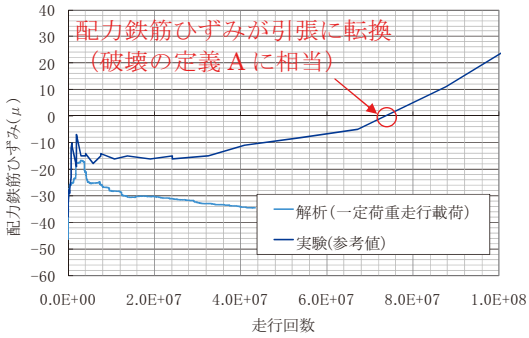
(a) リブ天端ひずみ



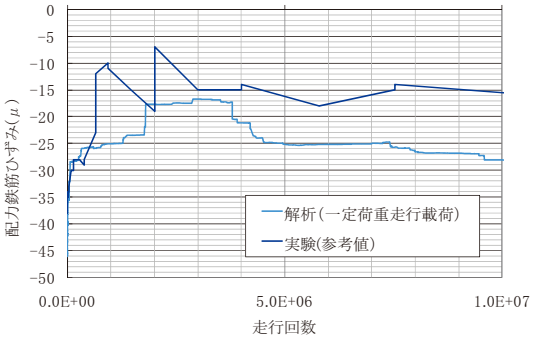
(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



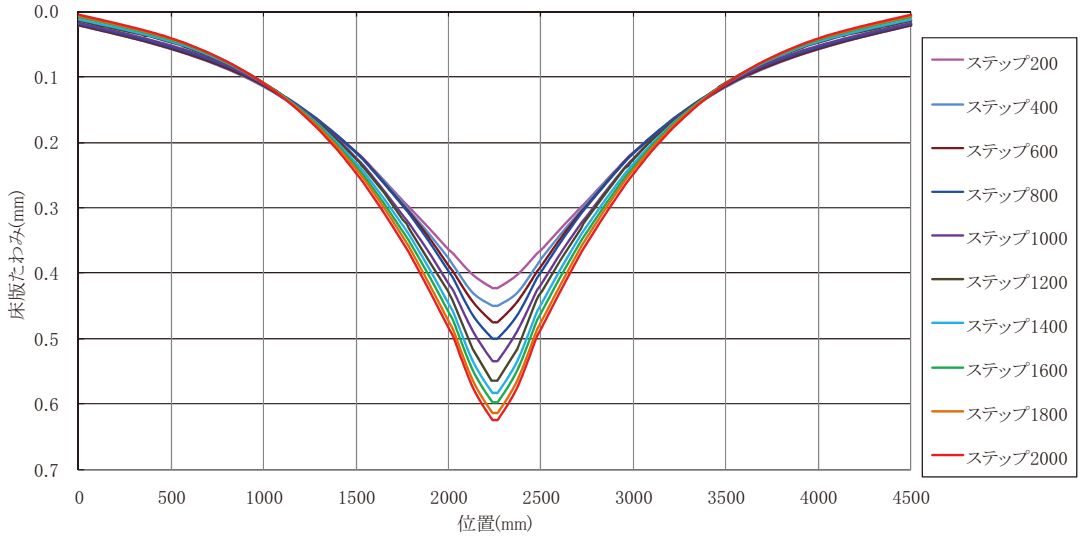
(d) 配力鉄筋ひずみ



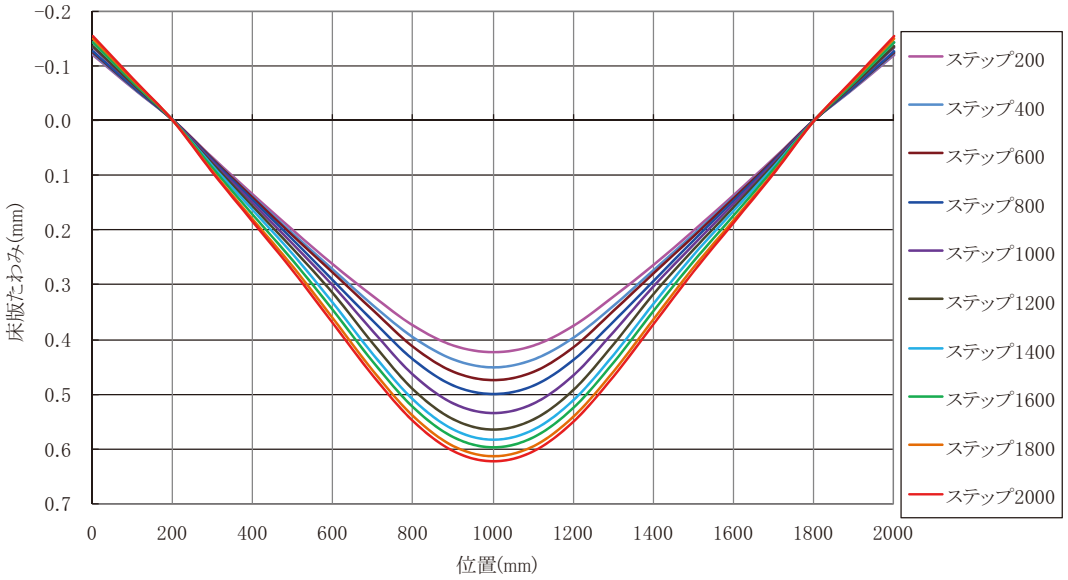
(e) 配力鉄筋ひずみ（部分）

図-4.2.12.23　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

橋軸方向および橋軸直角方向の解析での鉛直たわみの分布図を図-4.2.12.24 に示す。全体的に橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きな不連続等はみられなかった。



(a) 橋軸方向



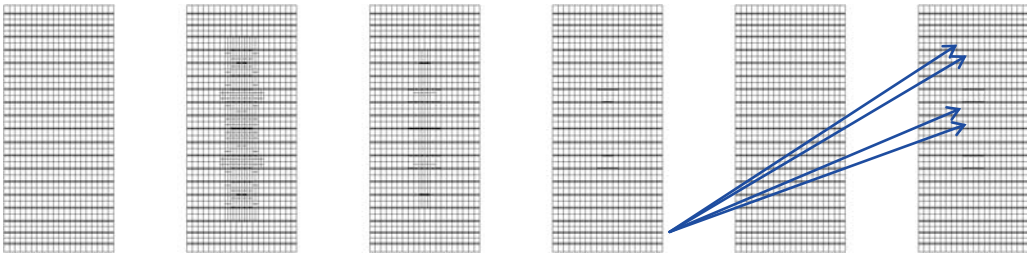
(b) 橋軸直角方向

図-4.2.12.24 たわみ分布（一定荷重走行載荷）

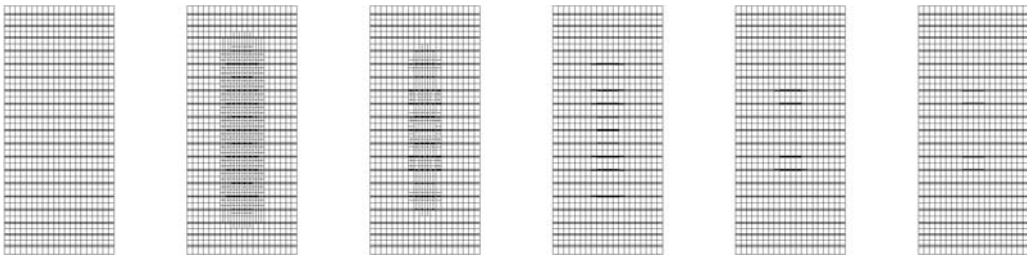
【剛性低下要素分布図】

コンクリート要素の剛性低下要素分布図を図-4.2.12.25 に示す。分布図は左側が床版下面側、右側が床版上面側の要素を示す。走行回数 969 回の段階で、I 形鋼上フランジ下層（床版上面から 3 層目）および最上層の幅の狭い微小要素（幅 15mm）で水平ひび割れが発生した。その後、走行回数増加に伴い、他の微小要素に水平ひび割れが広がり、走行回数 429,000 回で I 形鋼上面の要素（床版上面から 2 層目）で一般的な大きさの要素（幅 105mm）で水平ひび割れが発生（破壊の定義 C に相当）した。走行回数 6,800,000 回では、I 形鋼上面の要素で 300mm 以上にわたり水平ひび割れが発生（破壊の定義 D に相当）した。

1) ステップ 200（走行回数 969 回）



2) ステップ 400（走行回数 17,600 回）



3) ステップ 600（走行回数 429,000 回）

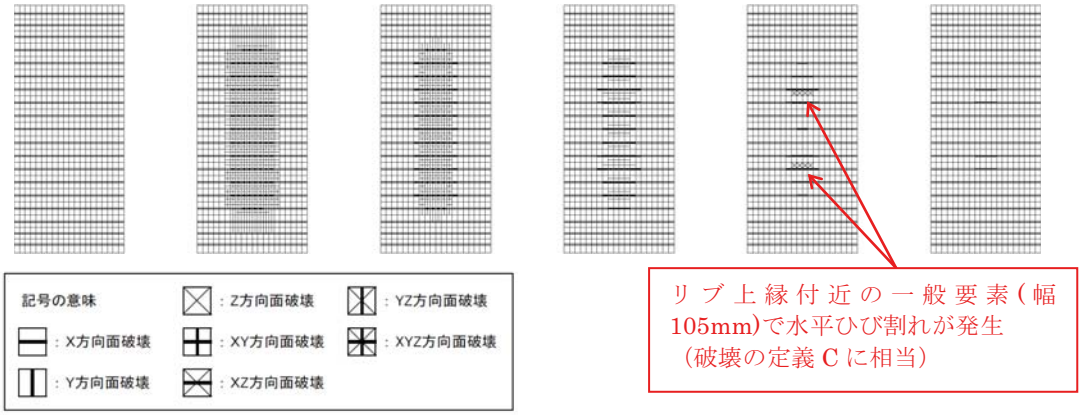
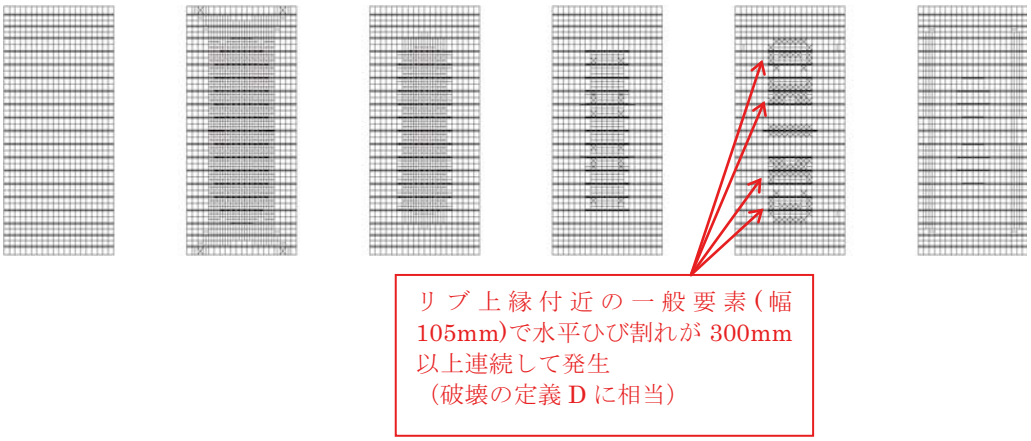
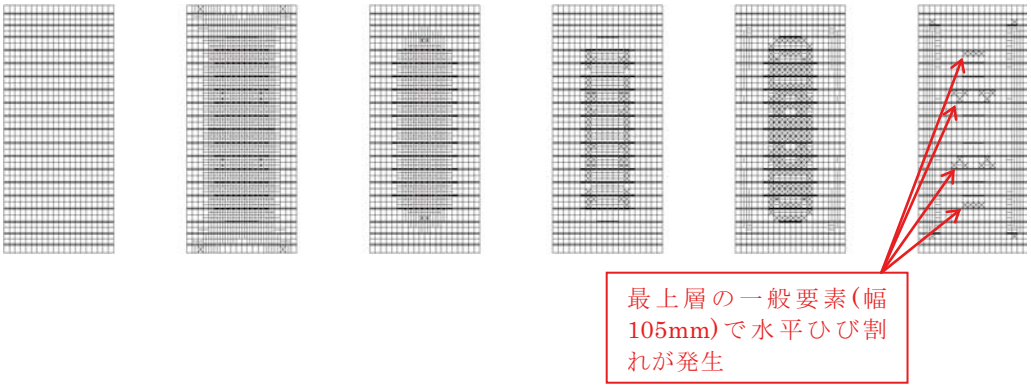


図-4.2.12.25　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

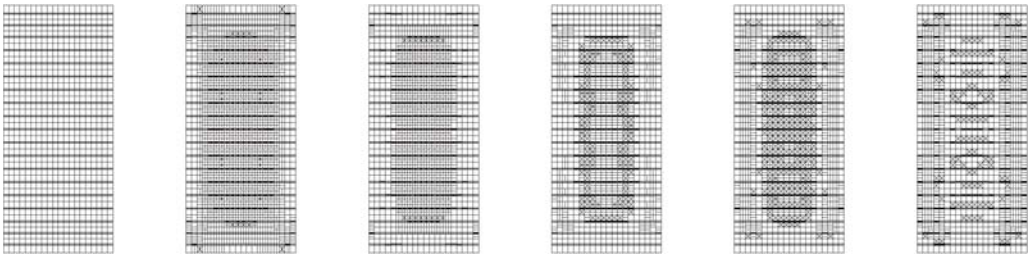
4) ステップ 1000（走行回数 6,800,000 回）



5) ステップ 1200（走行回数 1.21×10^7 回）



6) ステップ 1700（走行回数 3.15×10^7 回）



7) ステップ 2000（走行回数 4.37×10^7 回）

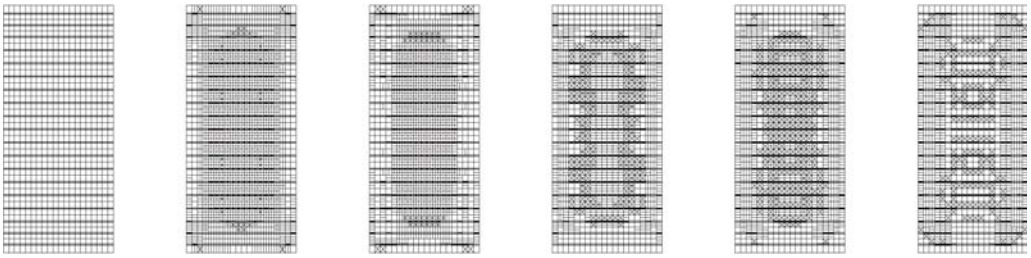


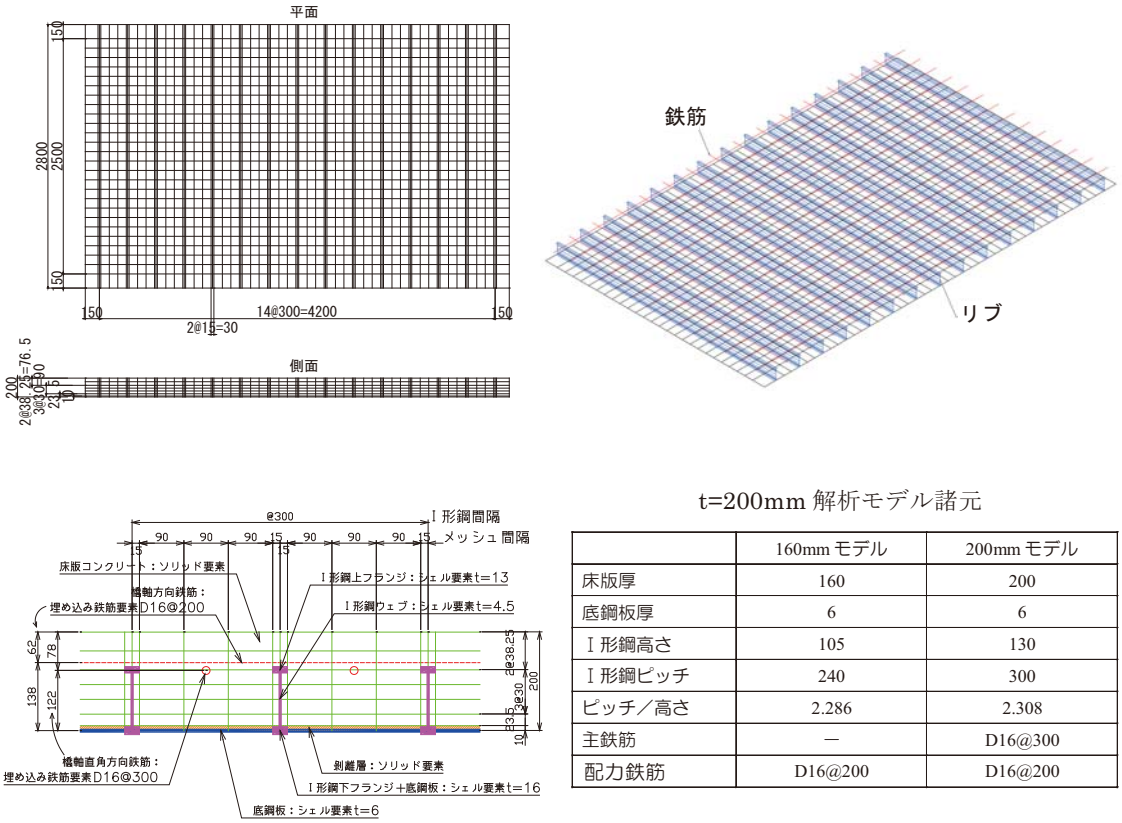
図-4.2.12.25　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(7) 床版厚 t=200㎜ の場合の疲労解析

ＮＳスラブでは他の合成床版と比較して小さな試験体（床版厚 160mm）により輪荷重走行試験および疲労解析を実施している。他の合成床版ならびに鉄筋コンクリート床版との疲労耐久性の相対比較のために、他床版と同等の床版支間 2.5m、床版厚 200mm のモデルについて階段載荷での追加解析を実施した結果を以下に示す。

1) 解析モデル

解析モデル図を以下に示す。床版支間 2.5mm、床版厚 200mm とし、試験体長さは t=160mm と同じ 4.5m とした。床版厚増加にともないＩ形鋼サイズを I-105→I-130 とし、Ｉ形鋼間隔を 240mm→300mm に変更した。荷重載荷方法、要素破壊判定、剥離層の設置は t=160mm と同様とした。なお、材料の物理定数は設計値とした。



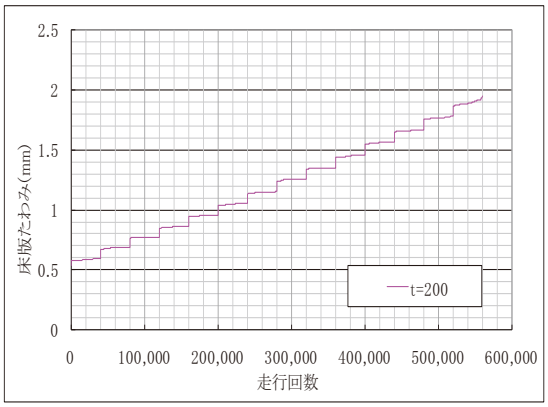
t=200mm 解析モデル諸元

	160mm モデル	200mm モデル
床版厚	160	200
底鋼板厚	6	6
Ｉ形鋼高さ	105	130
Ｉ形鋼ピッチ	240	300
ピッチ／高さ	2.286	2.308
主鉄筋	―	D16@300
配力鉄筋	D16@200	D16@200

図-4. 2. 12. 26　床版厚 t=200㎜ の場合の解析モデル

2） 解析結果

たわみと計算ステップ（階段載荷）



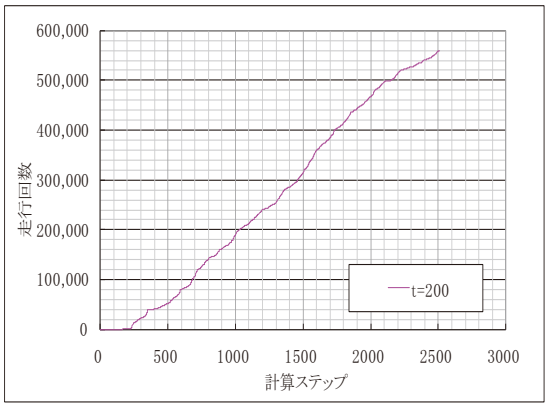
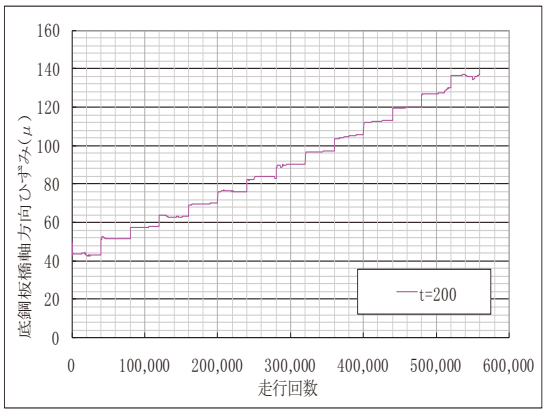
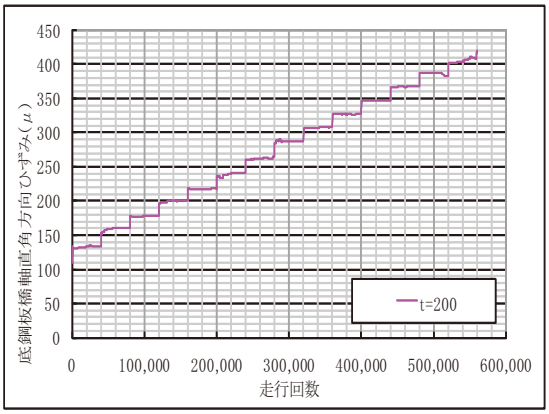
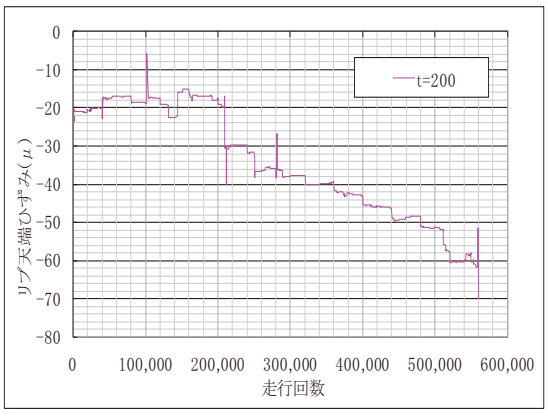


図-4.2.12.27　床版厚 t=200mm の場合のたわみと計算ステップ（階段載荷）

ひずみ（階段載荷）







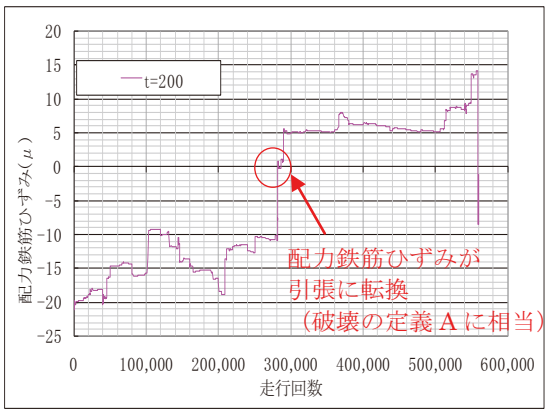


図-4.2.12.28　床版厚 t=200mm の場合の各ひずみ（階段載荷）

剛性低下要素分布図（階段載荷）

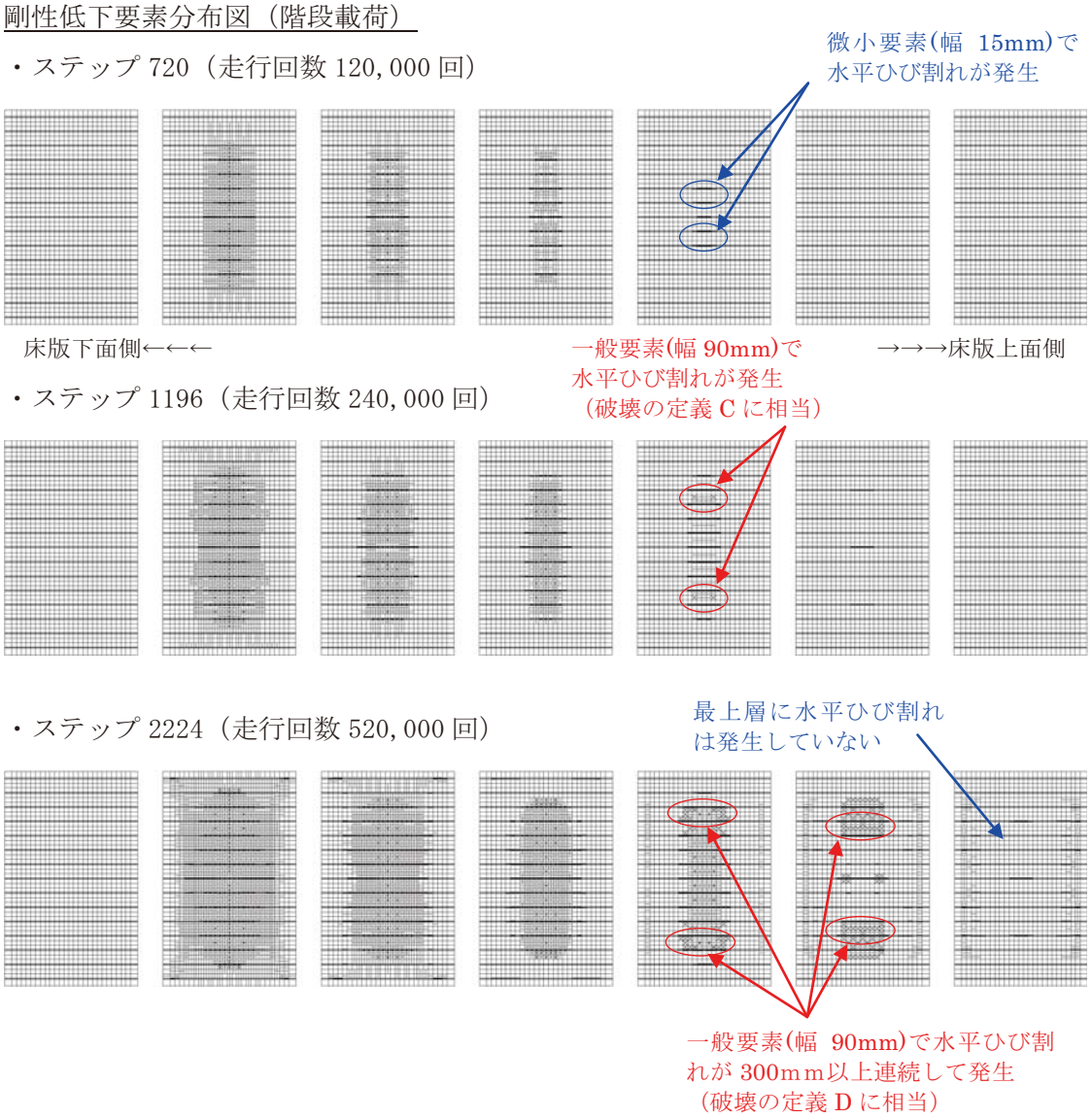


図-4.2.12.29　床版厚 t=200mm の場合の剛性低下要素分布（階段載荷）

一般要素に着目した床版厚 t=160mm と床板厚 t=200mm の階段載荷における疲労解析結果の比較を下表に示す。床版厚が増加することで、破壊（定義 C,D）に至るまでの走行回数が増加する傾向となり、合成床版としての疲労耐久性が向上することが確認できた。

表-4.2.12.3　床版厚 t=160mm と t=200mm の疲労解析結果の比較

	t=160mm	t=200mm	
	階段載荷	階段載荷	157ｋＮ換算（参考値）
破壊の定義 A	至らず	280,000 回	7,276,768 回
破壊の定義 C	200,000 回	240,000 回	3,834,321 回
破壊の定義 D	280,000 回	520,000 回	166,228,238 回

(8) まとめ

ＮＳスラブの疲労耐久性に関する解析結果をまとめると以下となる。

・階段載荷、一定荷重走行載荷ともに、実験値と計算値で多少のばらつきはあるものの、定性的には疲労解析結果と輪荷重走行試験が一致していることを、たわみ、各ひずみ、剛性低下要素分布の比較から確認できた。

・階段載荷、一定荷重走行載荷ともに、Ｉ形鋼上縁付近の要素で最初に水平ひび割れが発生し、走行回数の増加にともないその範囲が広がり、最終的にはＩ形鋼上縁を連ねる形の水平ひび割れとなるのが確認できた。この破壊性状は輪荷重走行試験体の試験後の状態と整合しており、本解析によりＮＳスラブの特徴的な破壊を再現できていると考えられる。

・たわみについて計算値が実験値より若干小さな値となっているのは、実験では主部材であるＩ形鋼とコンクリート間にずれ止め（スタッド、孔あきジベル等）を設置していなかったのに対し、解析では剛結で扱った影響と推測される。

・階段載荷において、実験では終盤にコンクリート 2 層化の影響からたわみ、ひずみが急速に増加したのに対し、解析ではそのような傾向は現れなかった。解析では破壊した要素の剛性が 1/10 に低減されるが 0 となるわけではなく、2 層化による重ね梁としての挙動やかぶりコンクリートの貫通ひび割れなどの重度の損傷を再現しきれないためと考えられる。

・試験体形状再現のため設けられた寸法が極端に小さな要素（幅 15mm）については、載荷開始初期の段階で Z 方向破壊し剛性低下する結果となった。この現象は実験結果とは整合せず、また周辺要素の剛性低下に直接的に影響していないことから、例えば微小要素の剛性低下は破壊としてカウントしないなどの配慮を状況に応じて行う必要があると考える。

・同様の手法で床版厚 t=200mm とした場合の疲労解析を行った結果、床版厚 t=160mm での解析結果と比較して破壊に至るまでの走行回数が増加し、合成床版としての疲労耐久性が向上することが確認できた。

4.2.13　Hit スラブ

(1) 工法の概要

鋼板パネルは、底鋼板にスタットジベル付きバルブプレートを連続すみ肉溶接で接合したもので構成される。一例として、床版支間 6m、床版厚 260mm の場合、底鋼板厚 6mm、バルブプレート 180×9.5×7×2 を 430mm ピッチで配置し、スタッドジベルはφ22×60 のものを 300mm ピッチでバルブプレートに溶植している。配力鉄筋および主鉄筋は、床板上面側に配置される。連続合成桁橋への適用に際しても、本床版の鉄筋配置によって、ひび割れ幅はコンクリート標準示方書に適合することが確認されている。底鋼板の現場継手は、底鋼板上面に配置した添接板と高力ボルトによる摩擦接合継手方式である。

(2) 設計手法

合成前死荷重および施工時の荷重に対しては、鋼板パネルが抵抗断面となる。合成後死荷重および活荷重に対しては、鋼板パネルと主鉄筋および配力鉄筋を含む鉄筋コンクリートからなる合成断面が抵抗断面となる。ずれ止めは、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとが一体となって抵抗できるように、両者間のずれ力により発生する水平せん断力に対して設計する。ずれ止めの設計に用いるせん断力は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物の式によって求め、ずれ止めの耐荷力はレオンハルトの式によって求める。

鋼部材の疲労強度は、バルブプレートと底鋼板とのすみ肉溶接部について、要素試験により検証している。疲労強度等級は、要素試験結果から橋軸方向（すみ肉溶接直角方向）応力に対しては E 等級、橋軸直角方向（すみ肉溶接方向）には D 等級としている。

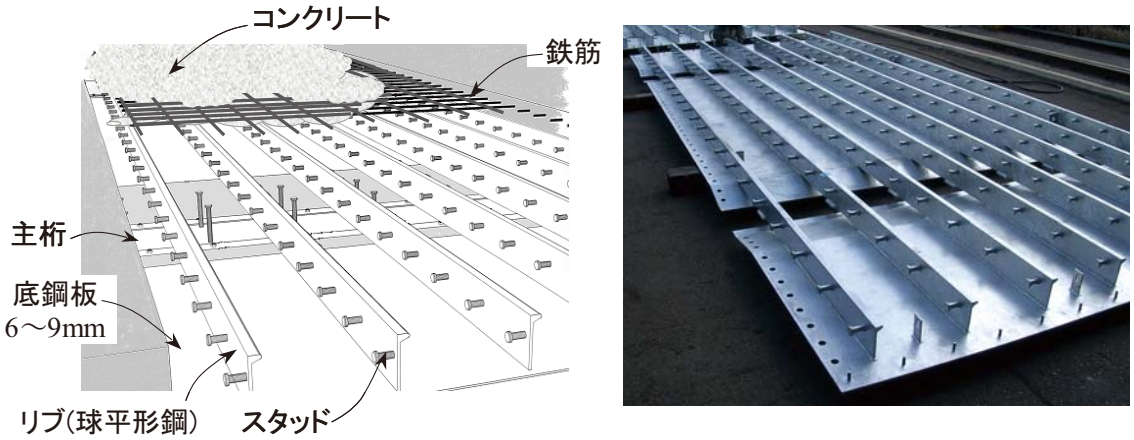


図-4.2.13.1　Hit スラブ工法の断面構成要素

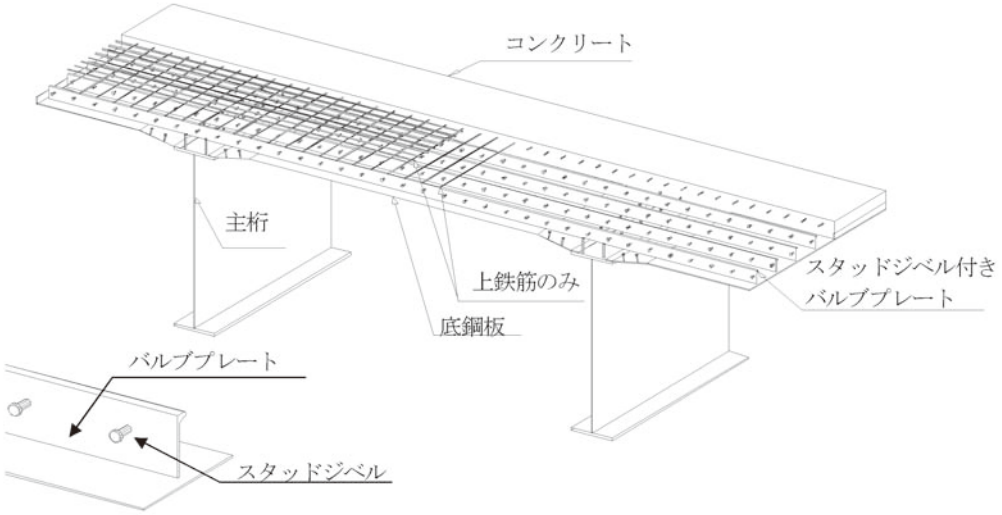


図-4.2.13.2　Hit スラブ工法の断面構成要素

(3) 輪荷重走行試験 [13-1)]

過去に実施した Hit スラブの輪荷重走行試験結果を示す. 実験供試体は床版厚を 200mm とした供試体で、耐久性を確認する目的のものである。コンクリートの仕様は共通で、呼び強度は 30N/mm² である。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.13.3 に示す。載荷荷重は　図-4.2.13.4 とした。階段載荷は文献 [13-2)]の荷重と同一であり、階段載荷荷重は試験機の最大荷重である 392kN とした。

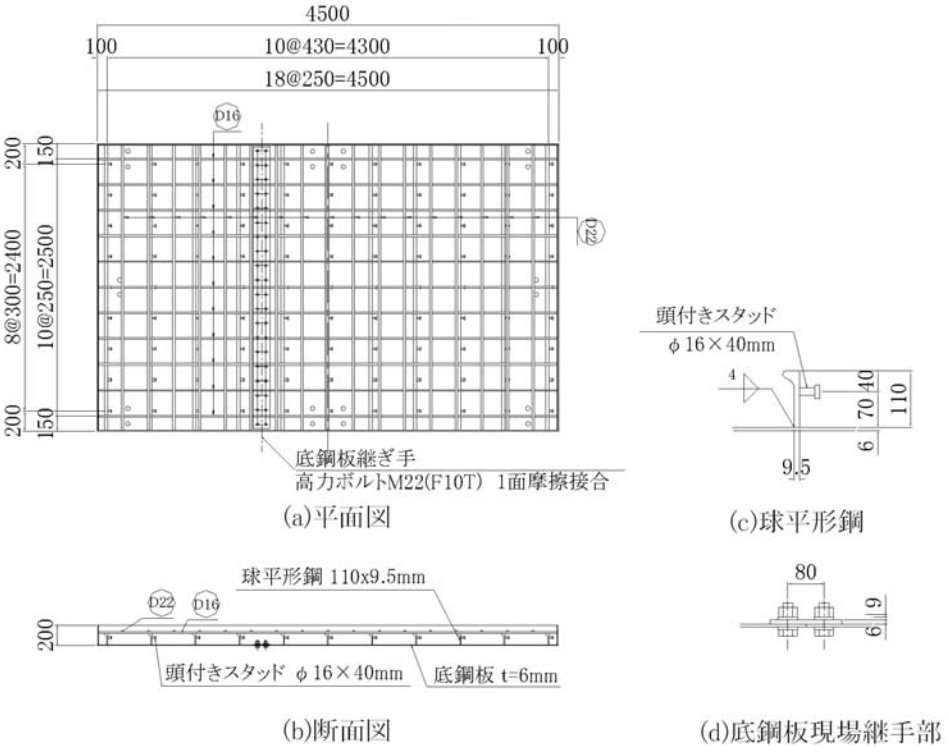


図-4.2.13.3　供試体の基本寸法と支持条件

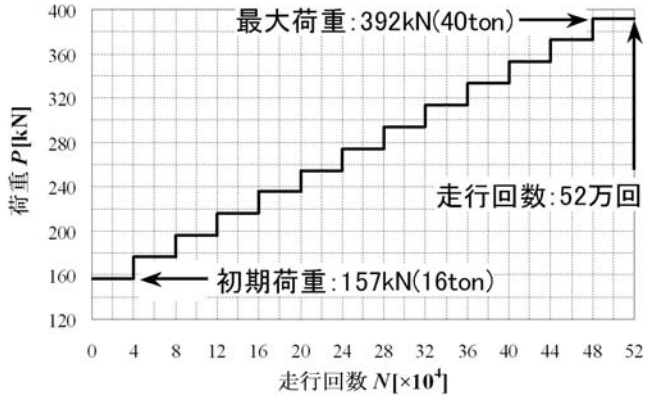


図-4.2.13.4　載荷荷重

荷重走行回数とたわみの関係を図-4.2.13.5 に示す。52 万回の走行試験で急激なたわみの増加傾向は見られなかった。ずれ止めの変形および損傷が発生した場合、試験体の残留変形が増加する傾向が現れるが、本床版の試験体では残留変形は漸増傾向にあるものの、急増することなく試験を終了しており、ずれ止めが損傷し疲労破断に至ることはなかった。

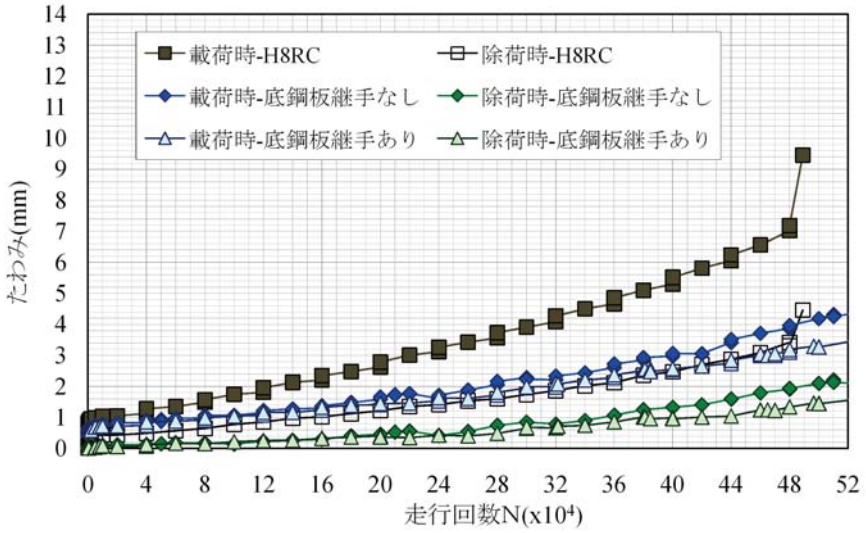
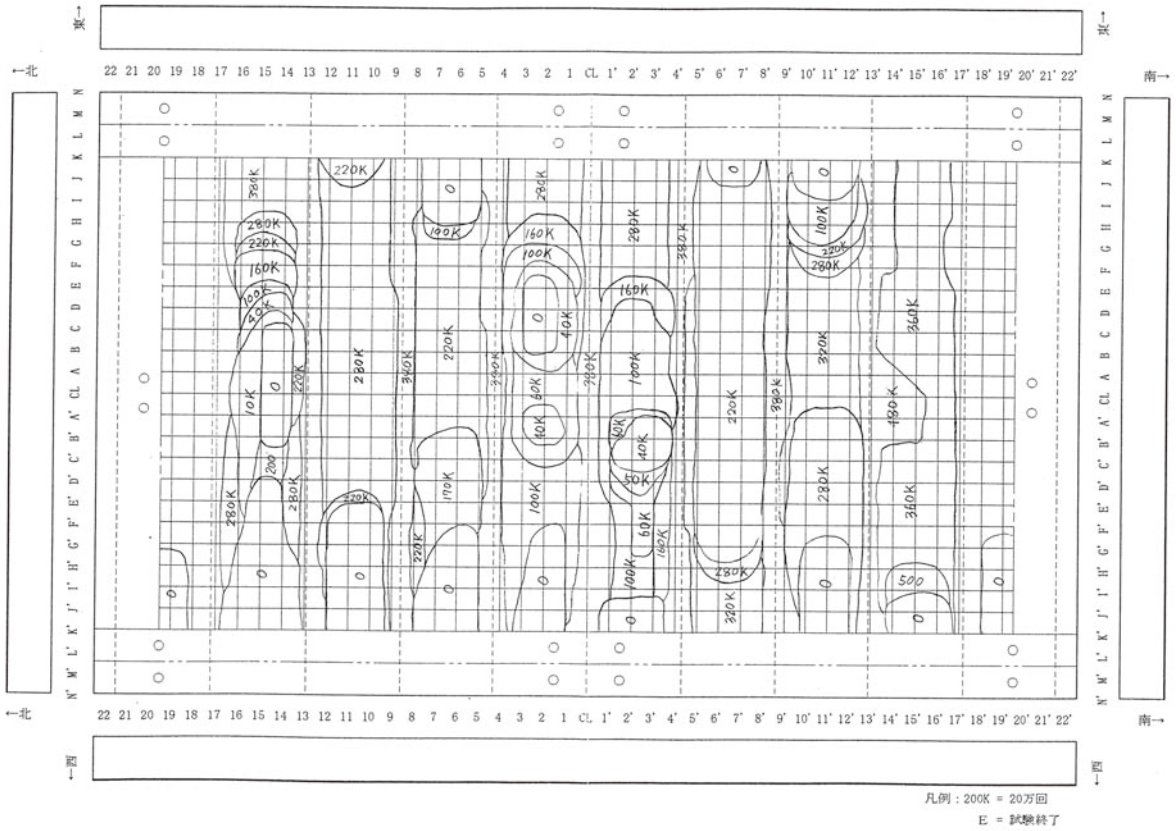


図-4.2.13.5　たわみ

試験中に確認した底鋼板の剥離範囲を図-4.2.13.6 に示す。



※1　記号 K(千回)は剥離確認時の走行回数を示す。
　　例：60K＝60,000 回
※2　（楕円）の内側が剥離発生の範囲である。
※3　記号 0 は初期剥離を示す。

図-4.2.13.6　剥離分布

試験終了後に供試体を切断して観察した床版内部のひび割れ分布を図-4.2.13.7 に示す。

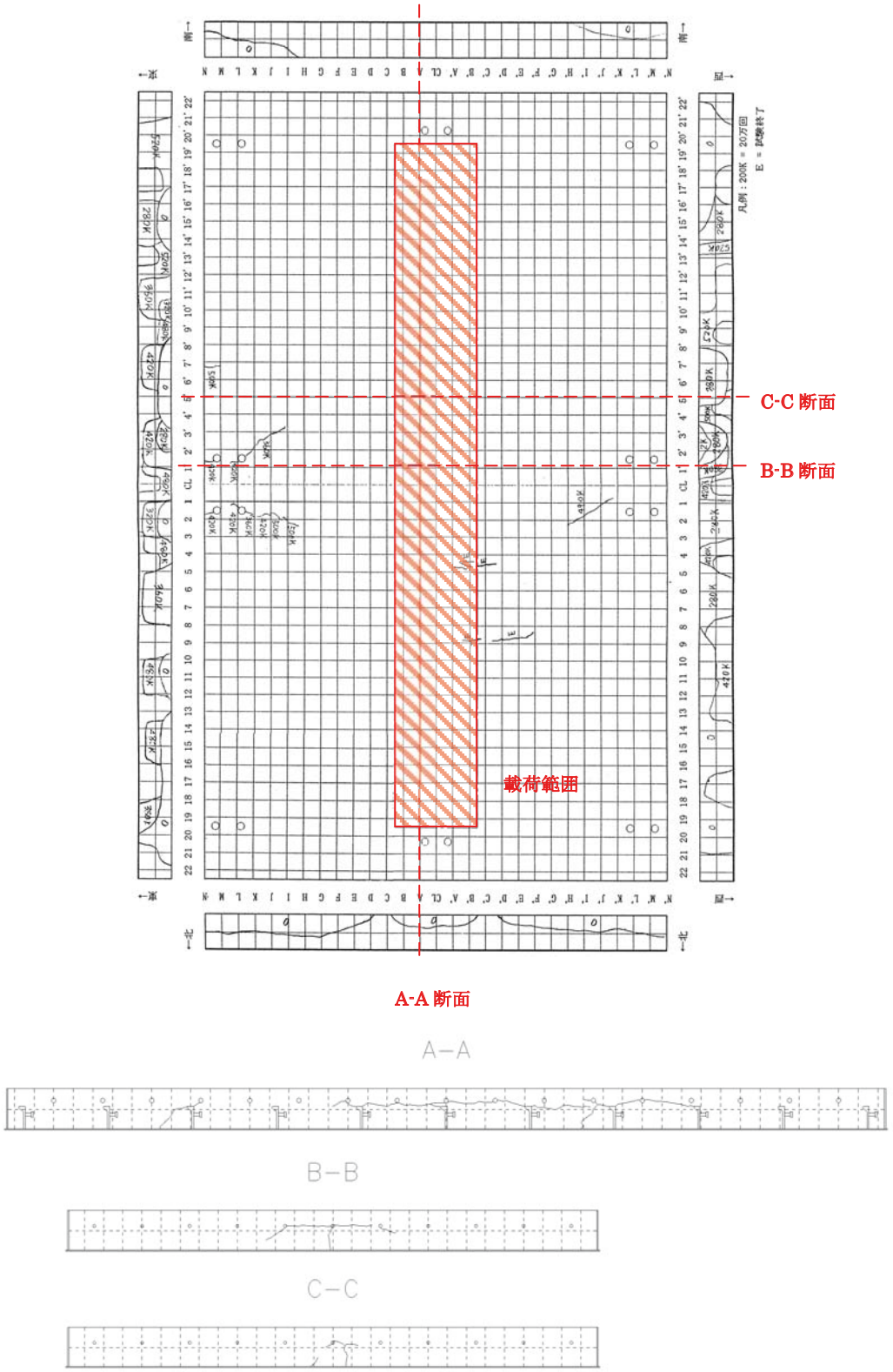
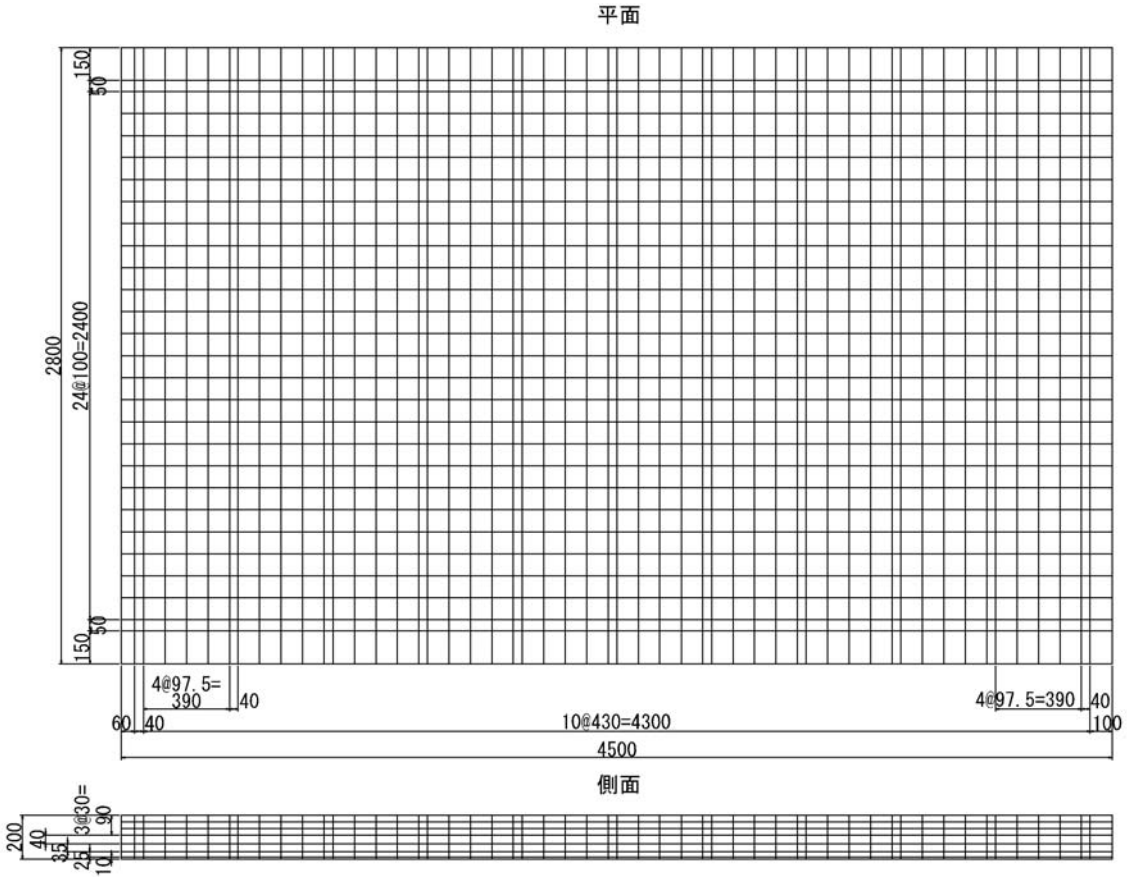
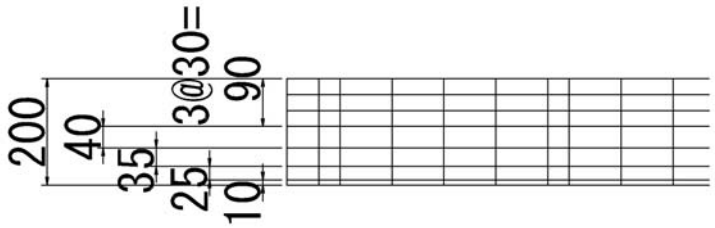


図-4.2.13.7　ひび割れ分布

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

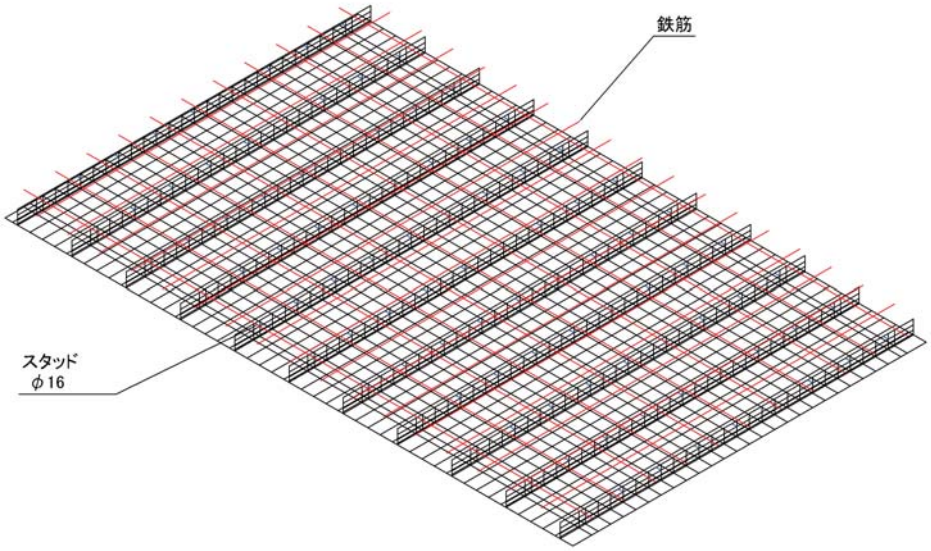
輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.13.8 に示す。





(a) コンクリート

図-4.2.13.8 要素分割



(b) 鋼材

図-4.2.13.8　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.13.9 に示す。鋼材とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。ただし、底鋼板と接触するコンクリートは底鋼板の剥離をモデル化するため、10mm 厚の薄い要素としてあらかじめ弾性係数およびせん断弾性係数を低減（表-4.2.13.1）した。

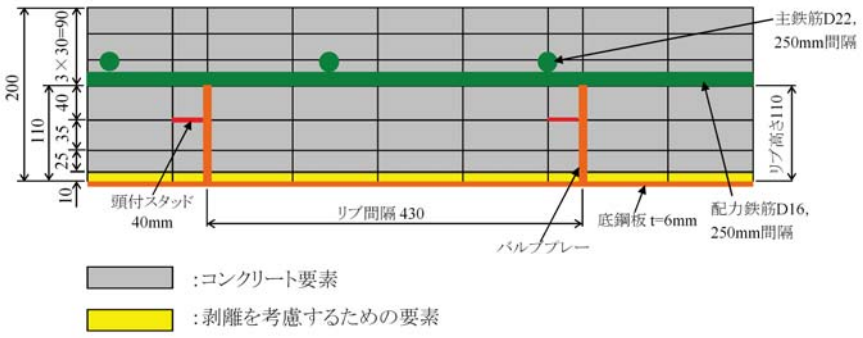


図-4.2.13.9　要素分割の部分

表-4.2.13.1　剥離を考慮するための要素の剛性低下率

ヤング係数	x	y	z
	Ec/10	Ec/10	Ec/10
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
	G/10	G	G
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（157kN）走行載荷としたものの２ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.13.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.13.2　材料の物理定数

コンクリート

	階段載荷	一定荷重走行載荷
圧縮強度　σ_{ca}	29.8 N/mm²	30.0 N/mm²
引張強度　σ_t	3.21 N/mm²	2.2 N/mm²
弾性係数　E_c	31,600 N/mm²	28,000 N/mm²
せん断弾性係数　G	13,200 N/mm²	12,000 N/mm²
ポアソン比　v	0.2	0.2

鉄筋

弾性係数　E_s	200,000 N/mm²

鋼板

弾性係数　E_s	200,000 N/mm²

荷重の載荷位置を図-4.2.13.10 に示す。

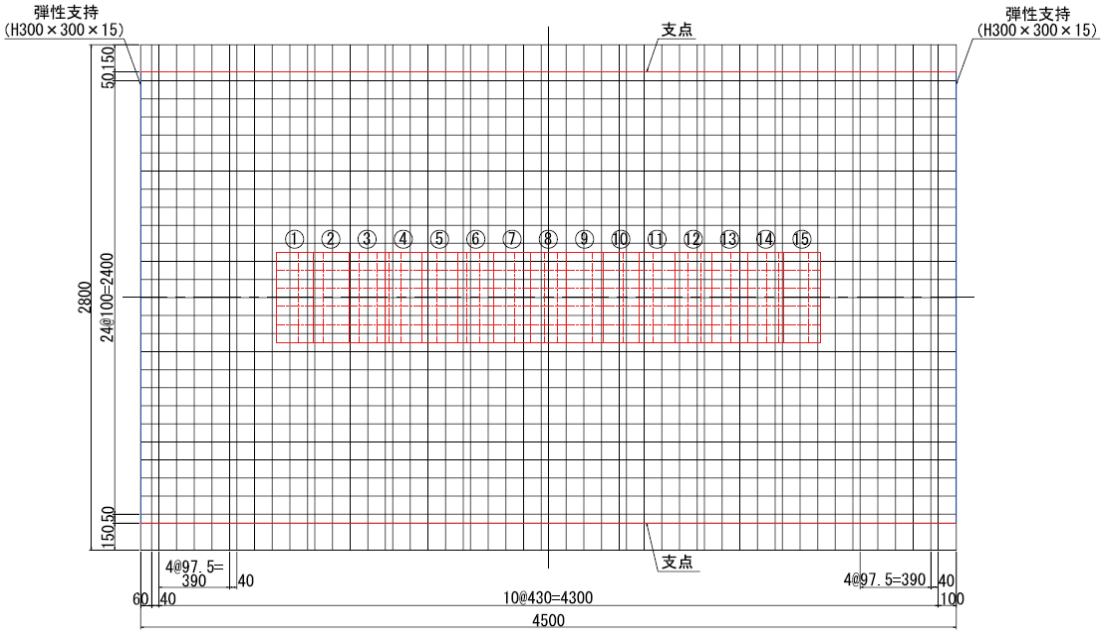


図-4.2.13.10　荷重載荷位置

要素破壊の判定はひずみエネルギーの累積値で行い、破壊した要素についてはその弾性係数を低減した。詳細は 4.3.1 項に記述している。

(6) 解析結果と考察

解析結果と実験結果に用いる変位およびひずみの計測位置を図-4.2.13.11 に示す。

底鋼板橋軸方向、底鋼板橋軸直角方向、リブ上端、上側主筋、上側配力筋

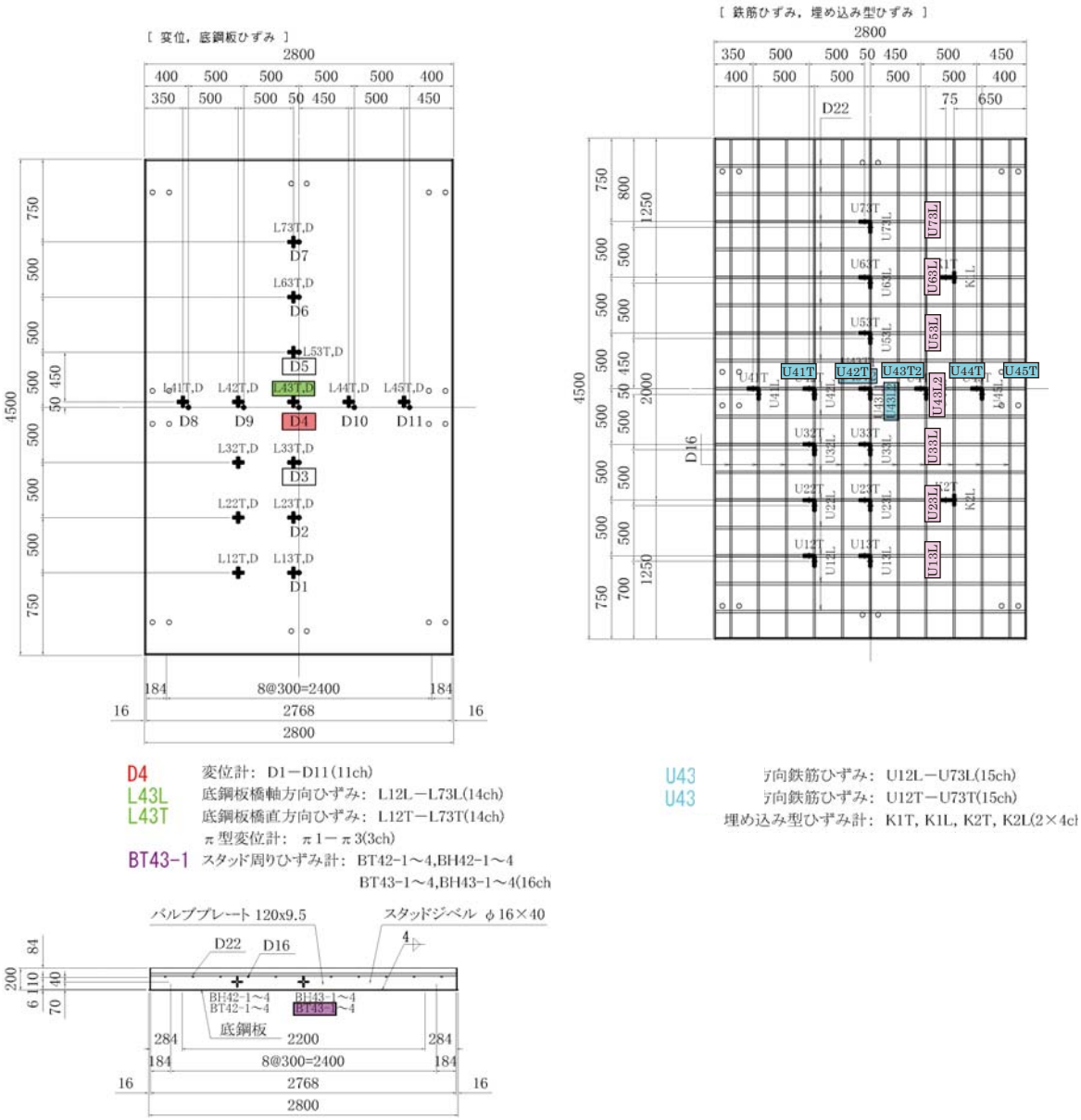


図-4.2.13.11　変位およびひずみの計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

計算ステップと走行回数を図-4.2.13.12、走行回数とたわみの関係を図-4.2.13.13 に示す。図-4.2.13.12 より、計算値は実験値に比べて最大で 22%小さいが、変動特性は両者で定性的に一致している。

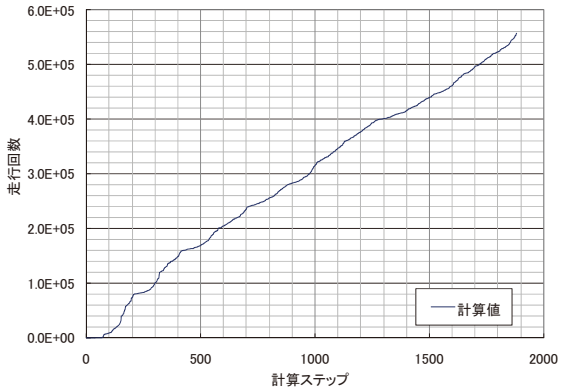


図-4.2.13.12　計算ステップと走行回数（階段載荷）

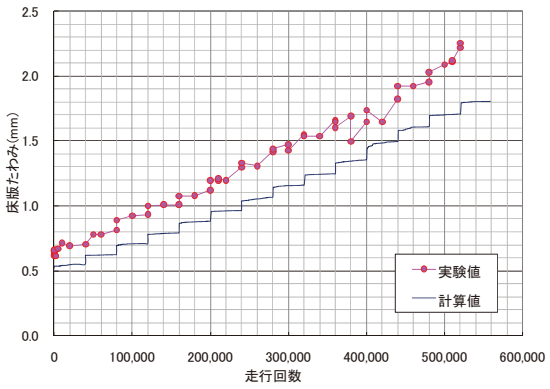


図-4.2.13.13　走行回数とたわみ（階段載荷）

リブ天端ひずみ、底鋼板橋軸方向ひずみ、底鋼板橋軸直角方向ひずみと配力鉄筋ひずみと走行回数の関係を図-4.2.13.14(a)～図-4.2.13.14 (d)に示す。

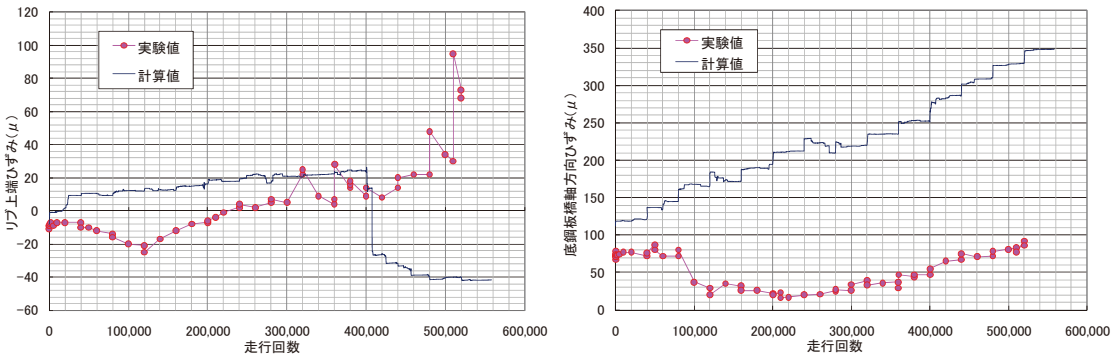
図-4.2.13.14(a)より、4.0×10^5回あたりまでは、概ね計算値が実験値と一致しているのに対して、計算値は圧縮側に急増することがわかる。ただし、本実験値は横リブ（球平形鋼）天端でのひずみが計測されていないため、横リブ腹板に溶殖されたスタッド周りに貼付けしたゲージの値を用いている。

図-4.2.13.14(b)より、計算値は走行回数の増大につれてひずみが 350μ まで階段状に増加するのに対して、実験値は階段載荷と無関係に 0～100μ の間を変動することがわかる。

図-4.2.13.14(c)より、底鋼板橋軸直角方向ひずみは、実験値と計算値とで定性的には一致しているものの、実験値が計算値に比べて小さい。

図-4.2.13.14(d)より、配力鉄筋ひずみは走行回数が 1.5×10^5回あたりまでは計算値と実験値が一致するものの、それ以降は走行回数の増大につれて、実験値が圧縮ひずみに転ずるのに対して計算値は引張りひずみに転ずる。

以上のひずみと走行回数の関係は、計算値と実験値との定性的な不一致も大きく、両者間に乖離を生じた原因を把握するには至っていない。このような傾向は本床版のみならず、他の床版についても見られるものもある。

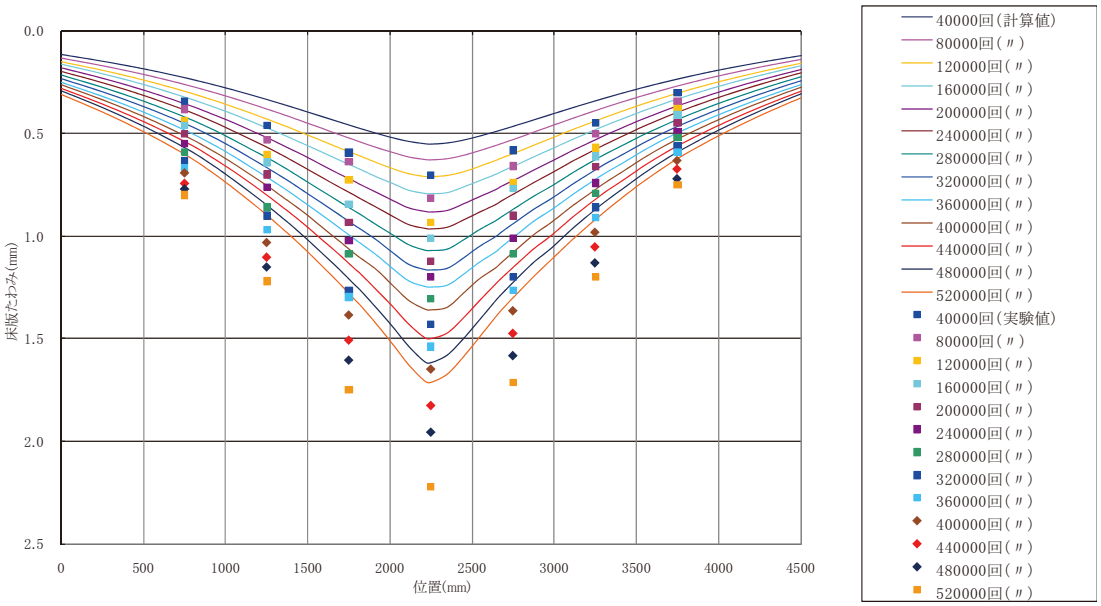


(a) リブ天端ひずみ　(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ

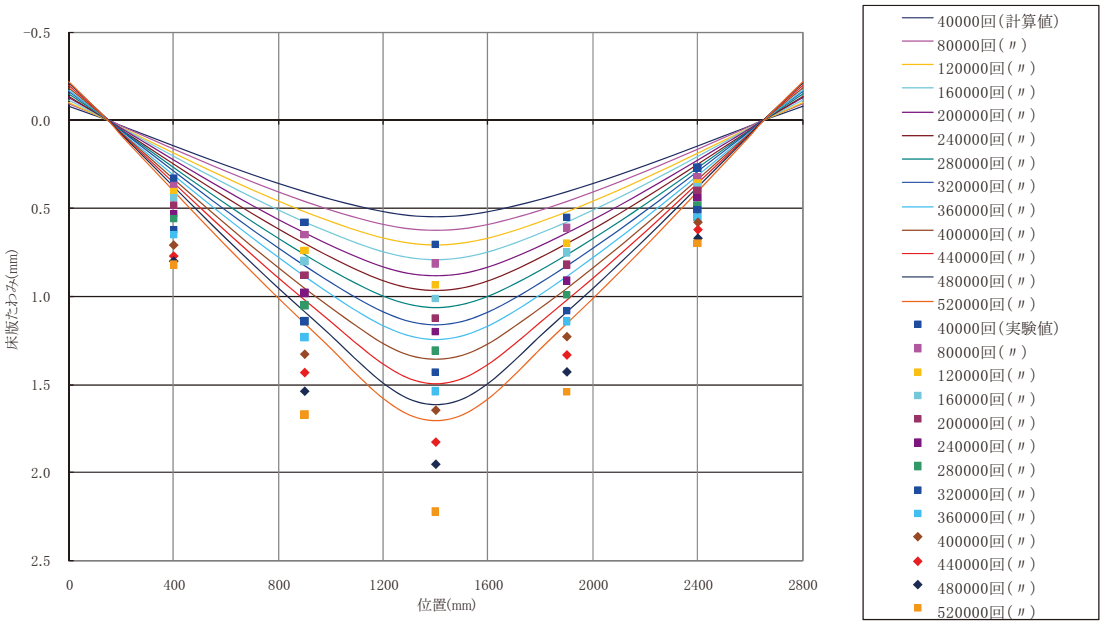
(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ　(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.13.14　走行回数とひずみ（階段載荷）

各走行回数における、橋軸方向と橋軸直角方向のたわみ分布について、それぞれ図-4.2.13.15(a)、図-4.2.13.15 (b)に示す。これらより、図-4.2.13.13 に示したように、たわみの分布形状についても、計算値に比べて実験値が大きいことがわかる。



(a) 橋軸方向



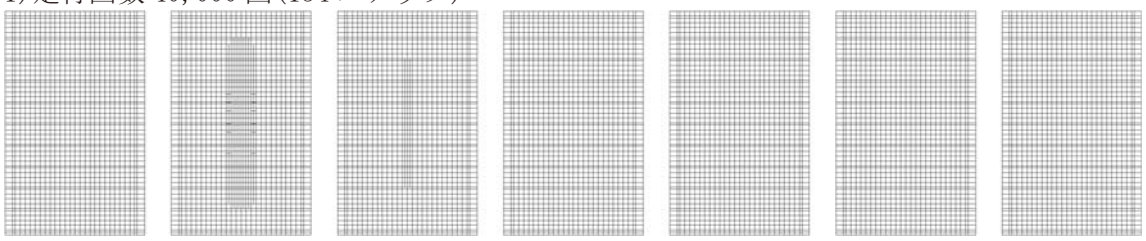
(b) 橋軸直角方向

図-4.2.13.15　たわみ分布（階段載荷）

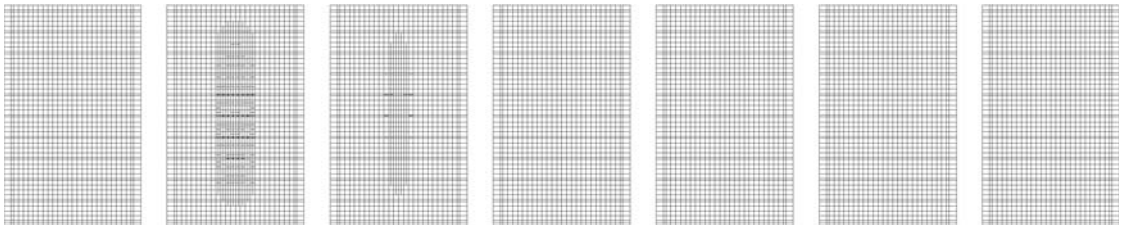
【剛性低下要素分布（階段載荷）】

各走行回数における剛性低下要素分布図を図-4.2.13.16～図-4.2.13.17 に示す。これらの図において、右から３つがリブよりも上の要素で最も右が床版表面の要素である。最も左は、剥離を考慮するための要素、左から２つ目から４つ目までがリブの高さ内に位置する要素である。これより、水平ひび割れは、走行回数 280,000 回で発生していることがわかる。

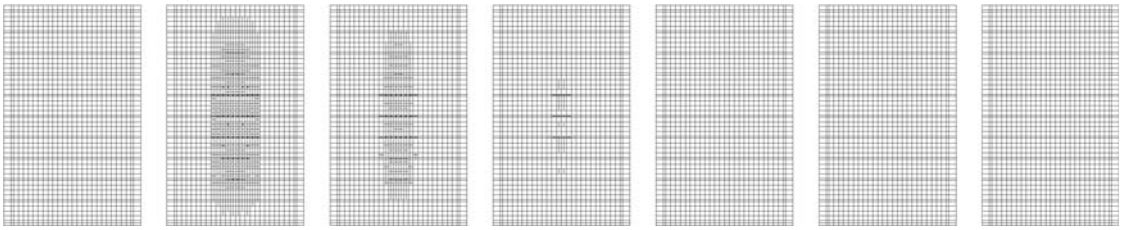
1)走行回数 40,000 回(154 ステップ)



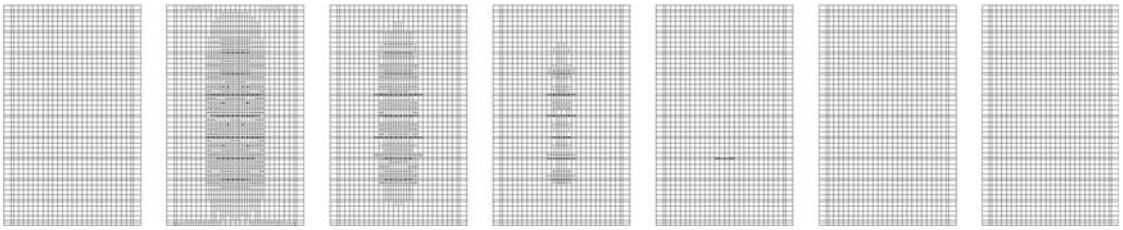
2)走行回数 120,000 回(321 ステップ)



3)走行回数 200,000 回(577 ステップ)



4)走行回数 280,000 回(878 ステップ)

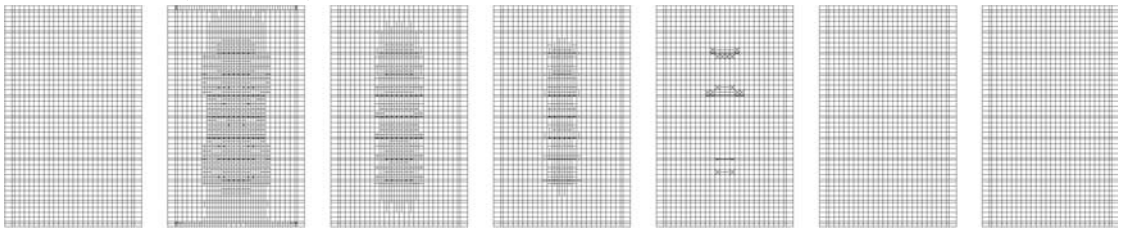


凡例

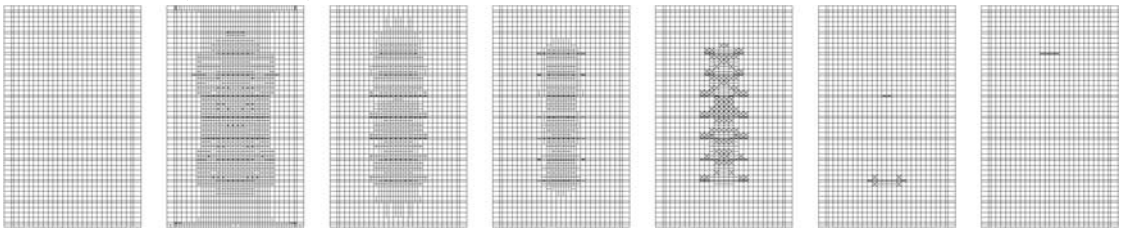
― ： X方向面破壊	ｘ ： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
｜ ： Y方向面破壊	╳ ： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.13.16　剛性低下要素分布（階段載荷）

5)走行回数 360,000 回(1,128 ステップ)



6)走行回数 440,000 回(1,496 ステップ)



7)走行回数 520,000 回(1,776 ステップ)

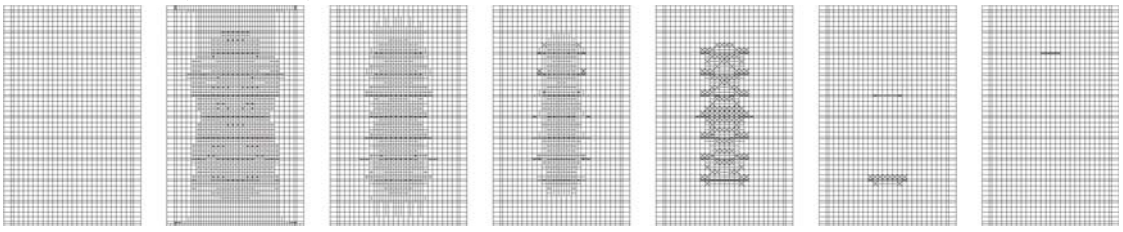
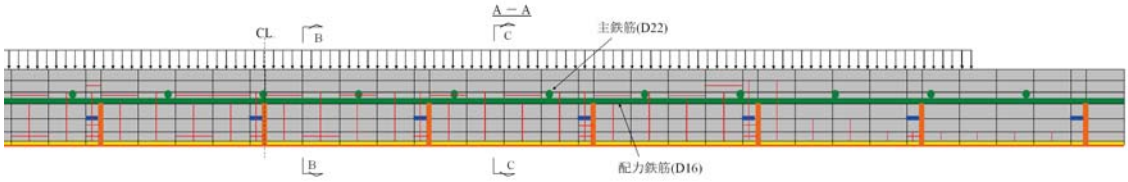


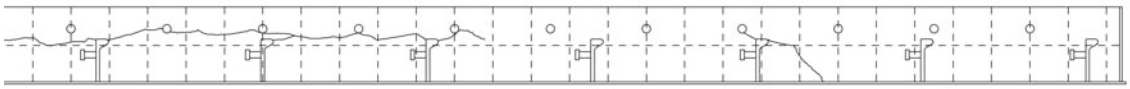


図-4.2.13.17　剛性低下要素分布（階段載荷）

走行回数 520,000 回における実験と解析で得られた橋軸直角方向断面と橋軸方向断面のひび割れ分布図を、それぞれ図-4.2.13.18 と図-4.2.13.19 に示す。図-4.2.13.18 より、解析においては、実験で見られた横リブ位置からのひび割れの発生がよく捉えられていることがわかる。図-4.2.13.19 より、橋軸方向断面のひび割れ幅は、計算値と実験値とでほぼ一致していることがわかる。

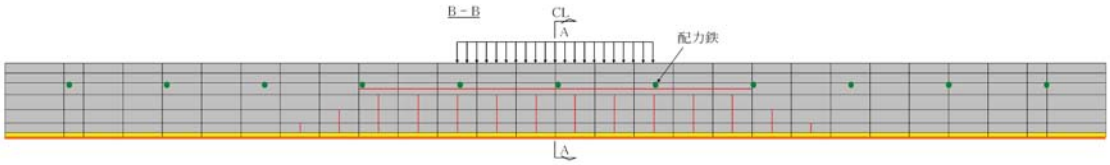


(a)　解析（A-A 断面　走行回数 520,000 回）



(b)　実験（A-A 断面）

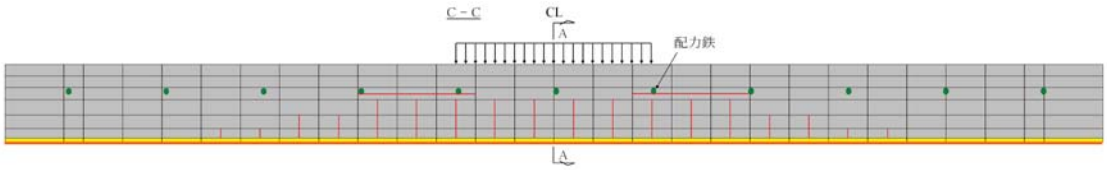
図-4.2.13.18　ひび割れ分布図の比較（階段載荷、橋軸直角方向断面）



(a)　解析（B-B 断面　走行回数 520,000 回）



(b)　実験（B-B 断面）

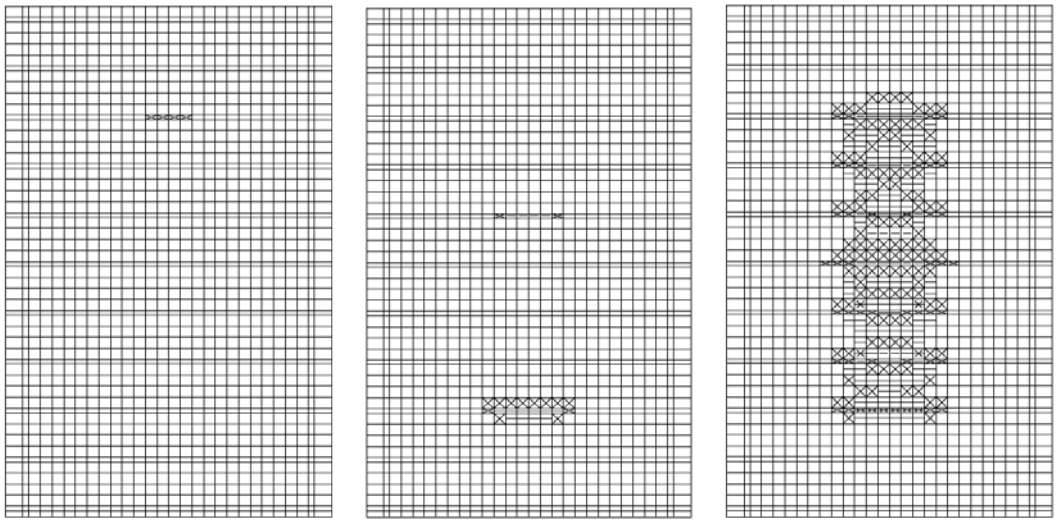


(c)　解析（C-C 断面　走行回数 520,000 回）

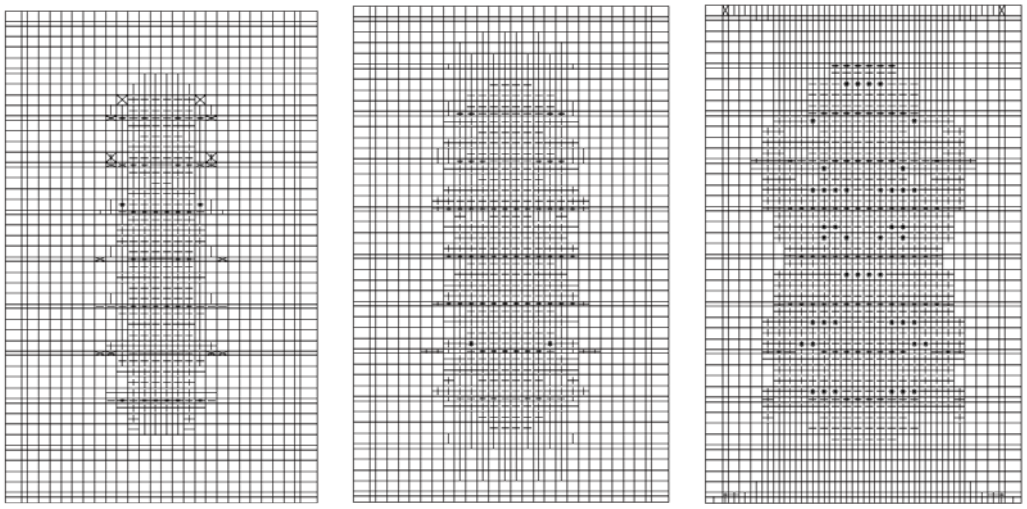


(d)　実験（C-C 断面）

図-4.2.13.19　ひび割れ分布図の比較（階段載荷、橋軸方向断面）



１層　　２層　　３層



４層　　５層　　６層

図-4.2.13.20 図-4.2.13.17（上から 1～6 層の剛性低下要素分布、520,000 回）の拡大図

【一定荷重（157kN）走行載荷ケースの解析結果】

計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.13.21に、走行回数とたわみの関係を図-4.2.13.22に示す。図-4.2.13.22より、走行回数 1.8×10^7 回では、計算値が実験値よりも約18%小さいが、たわみの変動特性は実験値と計算値とで概ね一致することがわかる。

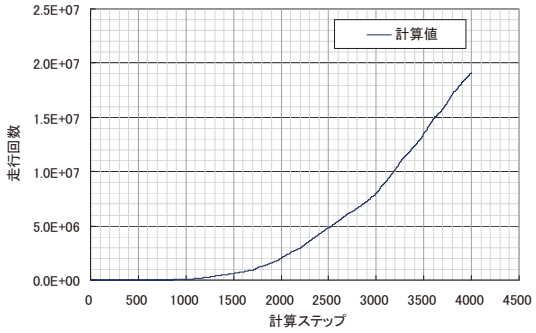
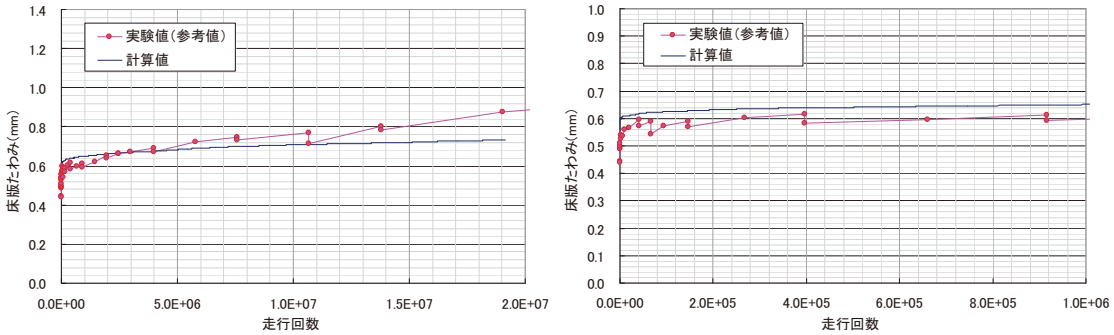


図-4.2.13.21　計算ステップと走行回数（一定荷重走行載荷）



(a)　全体　　(b)　部分

図-4.2.13.22　走行回数とたわみ（一定荷重走行載荷）

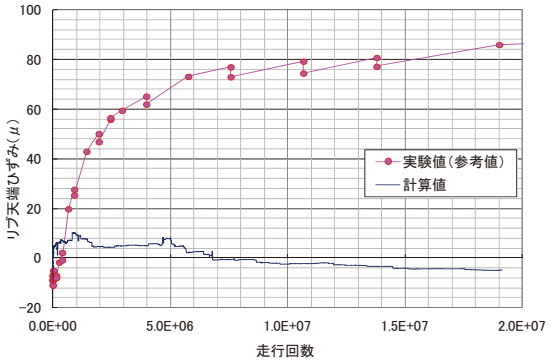
リブ天端ひずみ、底鋼板橋軸方向ひずみ、底鋼板橋軸直角方向ひずみと配力鉄筋ひずみと走行回数の関係を図-4.2.13.23(a)～図-4.2.13.23 (d)に示す。

図-4.2.13.23(a)より、リブ天端のひずみは、実験値が走行回数の増加につれて増大するのに対して、計算値はほぼ0であることがわかる。

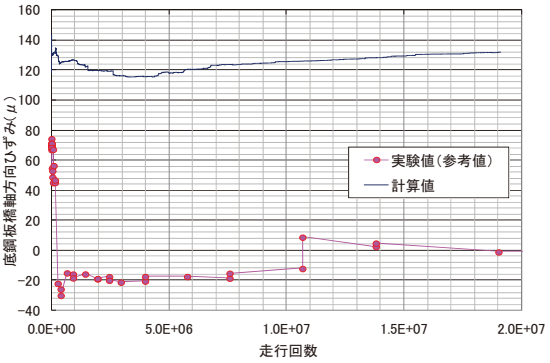
図-4.2.13.23(b)より、底鋼板橋軸方向ひずみは、計算値については120～130μ程度を変動するのに対して、実験値は走行回数 0.2×10^6 回で大きく低下し、以降－20～20μの間を変動することがわかる。

図-4.2.13.23(c)より、底鋼板橋軸直角方向ひずみは、計算値のほうが実験値よりも大きいが、変動特性は定性的には一致していることがわかる。

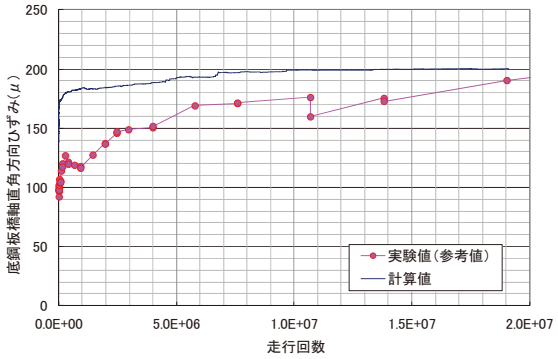
図-4.2.13.23(d)より、配力鉄筋ひずみは載荷初期の計算値と実験値とで概ね一致するものの、走行回数の増大につれて、実験値は圧縮から引張りに転ずるのに対して、計算値は30μで一定値を示す。



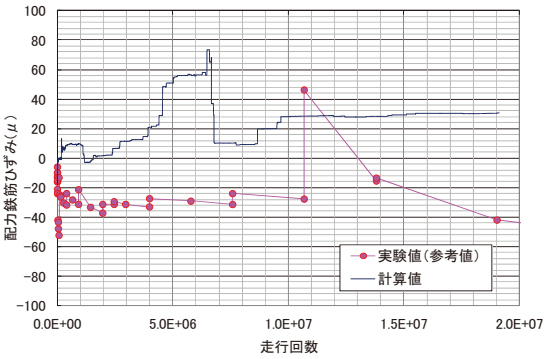
(a) リブ天端ひずみ



(b) 底鋼板橋軸方向ひずみ



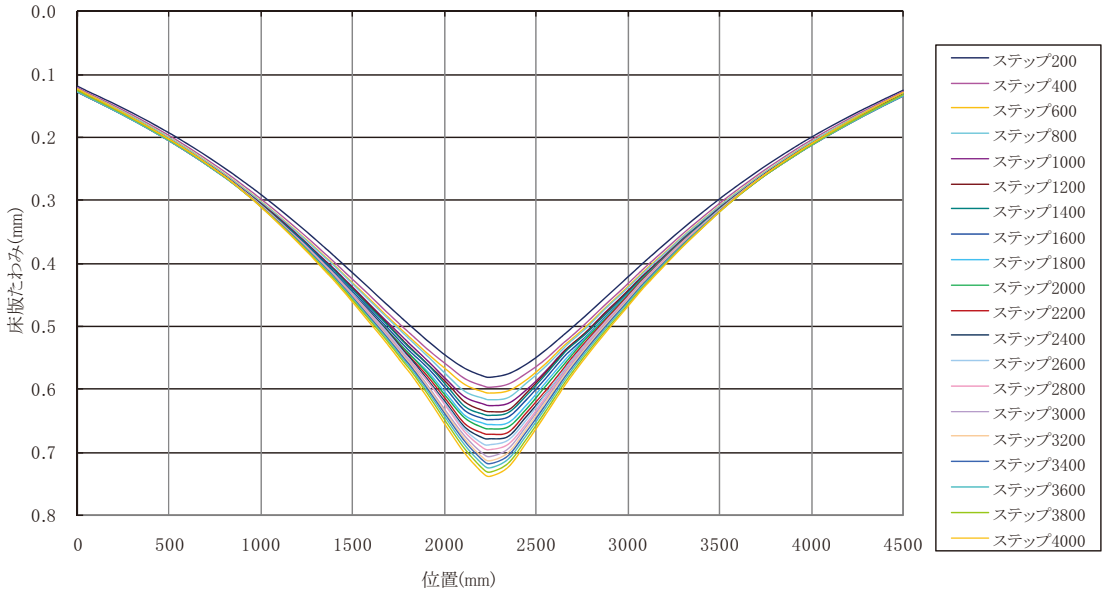
(c) 底鋼板橋軸直角方向ひずみ



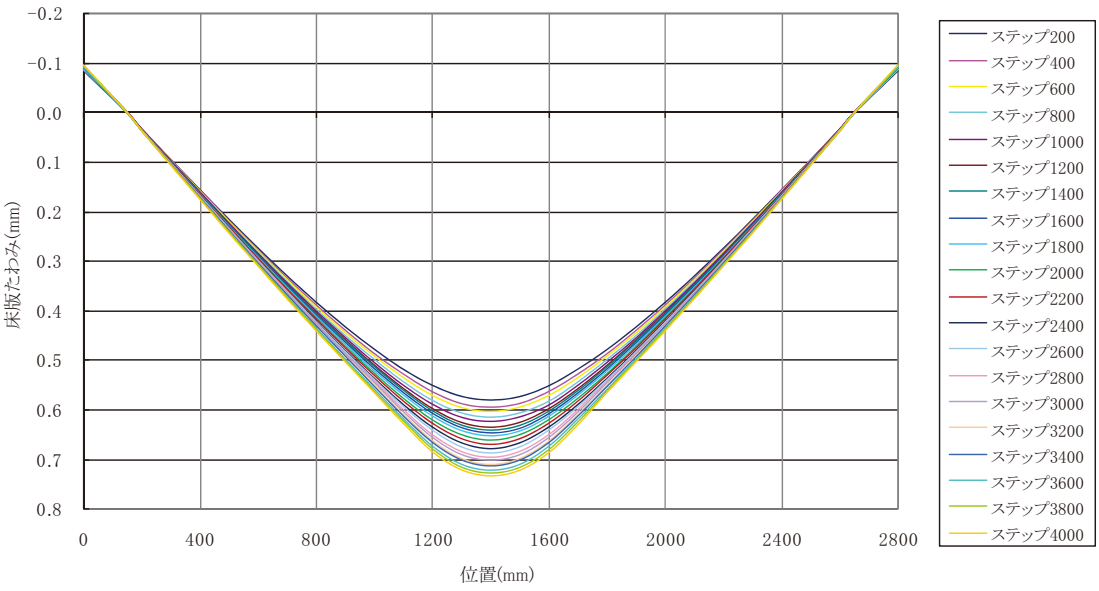
(d) 配力鉄筋ひずみ

図-4.2.13.23　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

各走行回数における、橋軸方向と橋軸直角方向のたわみ分布について、それぞれ図-4.2.13.24(a)、図-4.2.13.24 (b)に示す。



(a) 橋軸方向



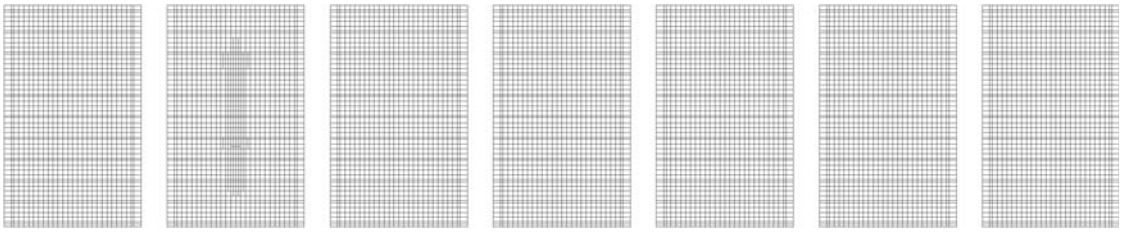
(b) 橋軸直角方向

図-4.2.13.24　たわみ分布（一定荷重走行載荷）

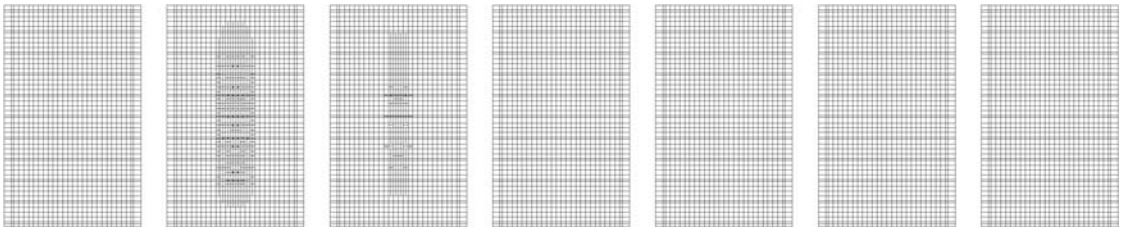
【剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷】

階段載荷の場合と同様に、各走行回数における剛性低下要素分布図を図-4.2.13.25～図-4.2.13.26 に示す。これより水平ひび割れは、走行回数 747,000 回で発生していることがわかる。

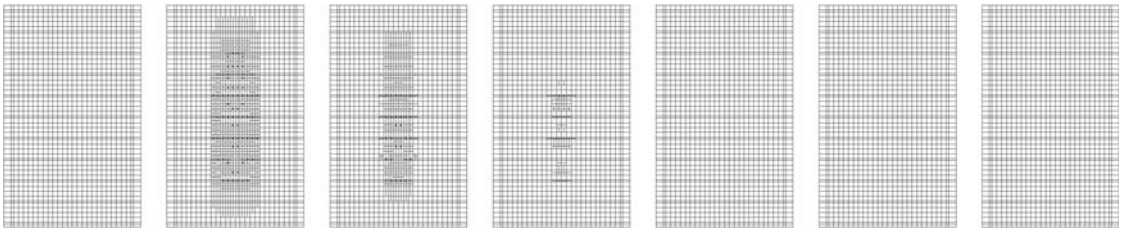
1)ステップ 100（走行回数 0 回）



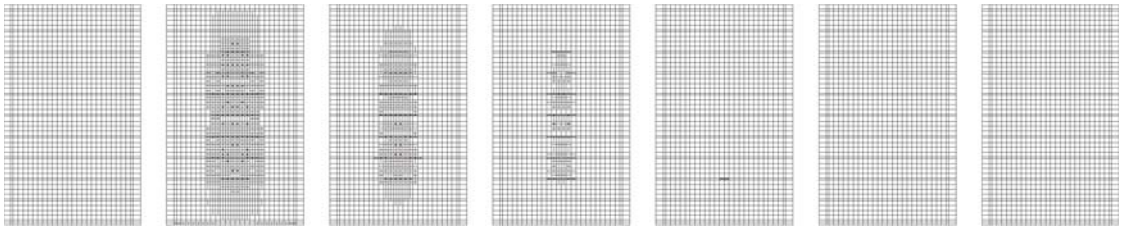
2)ステップ 600（走行回数 3,690 回）



3)ステップ 1200（走行回数 221,000 回）



4)ステップ 1600（走行回数 747,000 回）

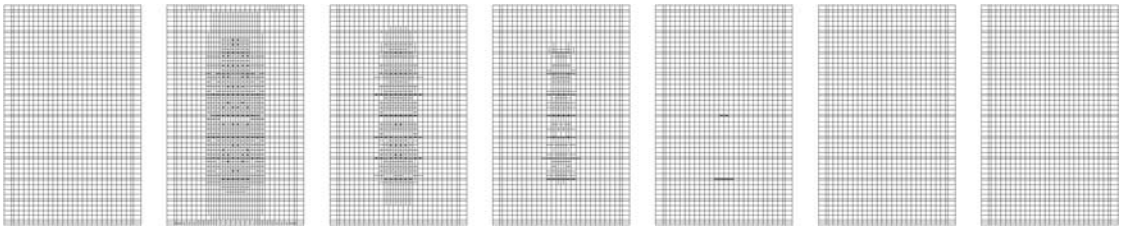


凡例

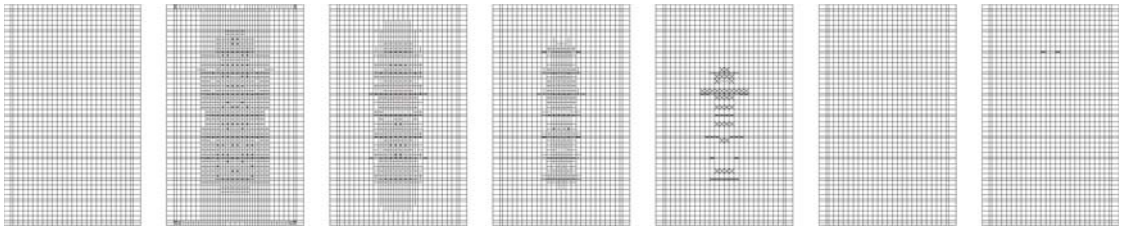
—	： X方向面破壊	X	： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
|	： Y方向面破壊	╳	： 最初にZ方向面破壊

図-4.2.13.25　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

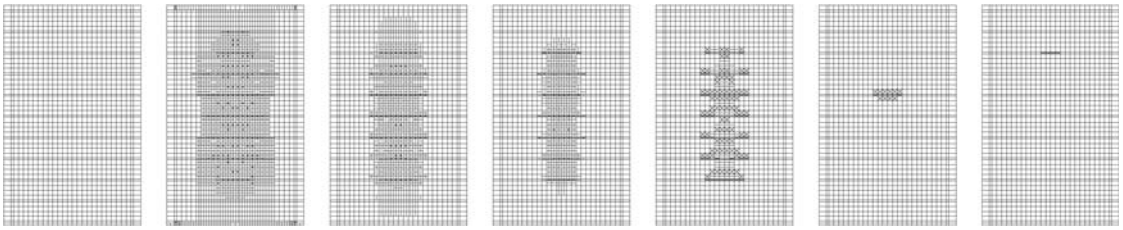
5)ステップ 1800（走行回数 1,260,000 回）



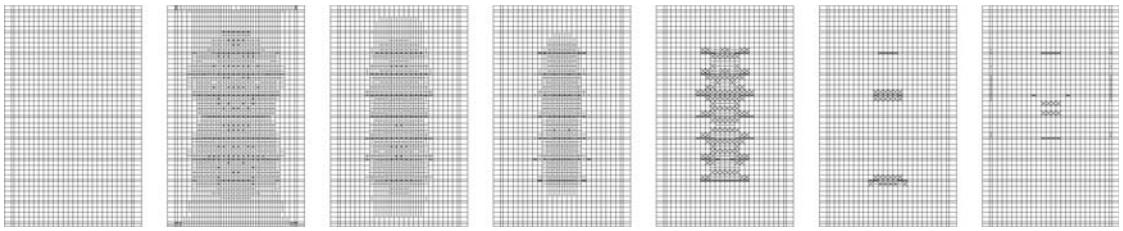
6)ステップ 2400（走行回数 4,230,000 回）



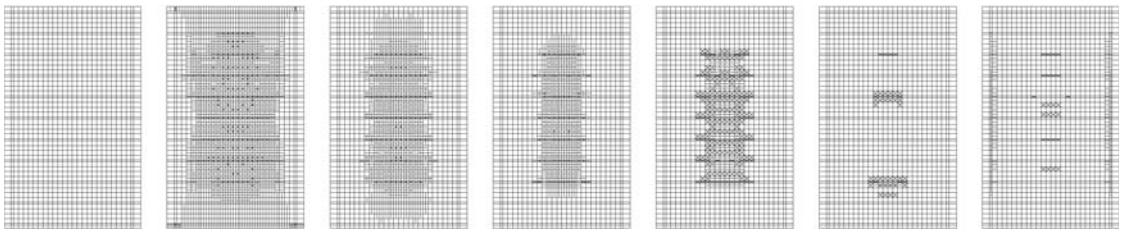
7)ステップ 3000（走行回数 8,040,000 回）



8)ステップ 3600（走行回数 1.48×10^{7} 回）



9)ステップ 4000（走行回数 1.91×10^{7} 回）



凡例

― ： X方向面破壊	╳ ： X,Y方向破壊後Z方向面破壊
｜ ： Y方向面破壊	╳ ： 最初にZ方向面破壊

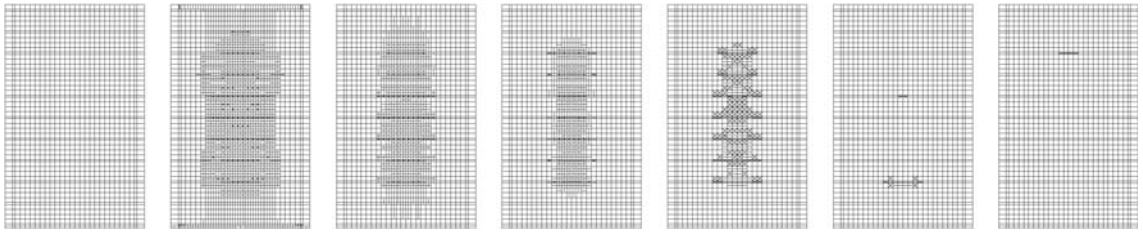
図-4.2.13.26　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(7) Hit スラブの限界状態のまとめ

1) 階段載荷

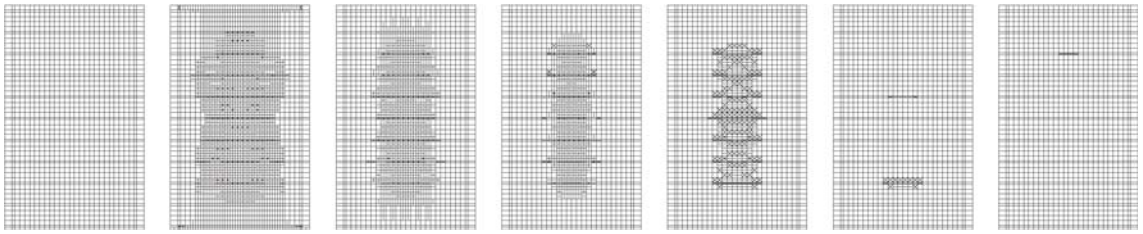
・使用限界状態（階段載荷）：440,000 回

下図で、上から 3 層目で水平ひび割れが 4 要素（400mm>300mm）連続して発生。



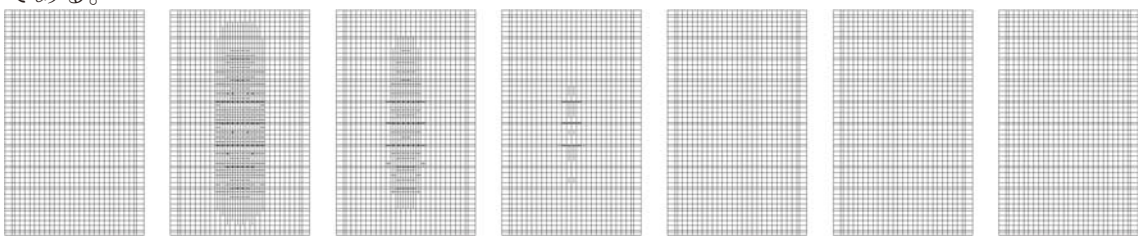
・疲労限界状態（階段載荷）：520,000 回以上で特定できず。

下図は 520,000 回の剛性低下要素の分布図であるが、載荷位置直下で z 方向の剛性低下要素は床版上面に発生しているが連続していない。



・鉄筋コンクリート床版の定義Ａに相当（階段載荷）：200,000 回

下図は 200,000 回の剛性低下要素の分布図であり、配力筋が引張側に応力が転換した回数である。



・鉄筋コンクリート床版の定義Ｃに相当（階段載荷）：280,000 回

下図は、リブ天端近傍（配力鉄筋の下側要素）に水平ひび割れが発生したとき。

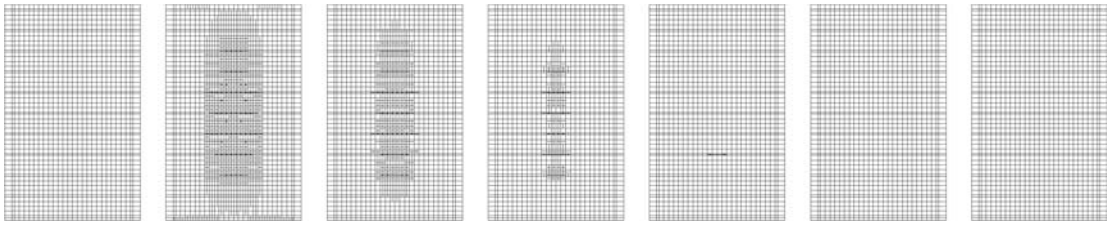
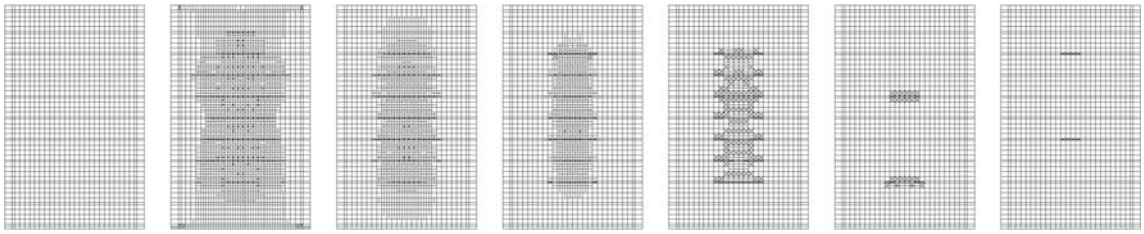


図-4.2.13.27　剛性低下要素分布（階段載荷）

2） 一定荷重走行載荷

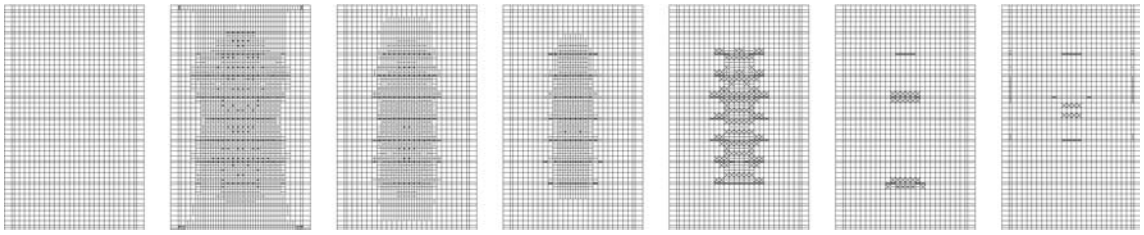
使用限界状態（一定荷重走行載荷）：ステップ 3,400（走行回数 1.23×10^{7} 回）

下図で、上から３層目で水平ひび割れが４要素（400mm）連続して発生。



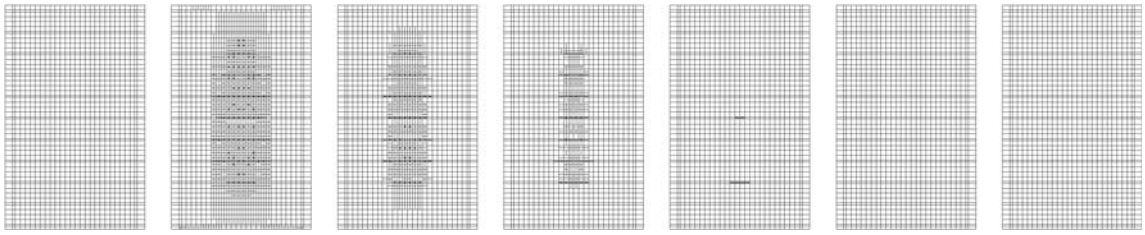
疲労限界状態（一定荷重走行載荷）：ステップ 3,600（走行回数 1.48×10^{7} 回）

下図で、載荷位置直下でｚ方向の剛性低下要素が最上層で発生。



鉄筋コンクリート床版の定義Ａに相当（一定荷重走行載荷）：ステップ 1,800（走行回数 1.26×10^{6} 回）

下図は、配力鉄筋ひずみが引張り側に転換したときの剛性低下要素の分布図で、リブ上端近傍の要素でｚ方向の剛性低下が発生している。水平ひび割れの発生時期と配力鉄筋ひずみが引張り側に転換するときが一致している。



鉄筋コンクリート床版の定義Ｃに相当（一定荷重走行載荷）：ステップ 1,600（走行回数 7.47×10^{5} 回）

鉄筋コンクリート床版の第４層（上から３層目）にｚ方向の剛性低下が生じるときは、配力鉄筋位置に水平ひび割れが発生することとほぼ同じと考えらえる。

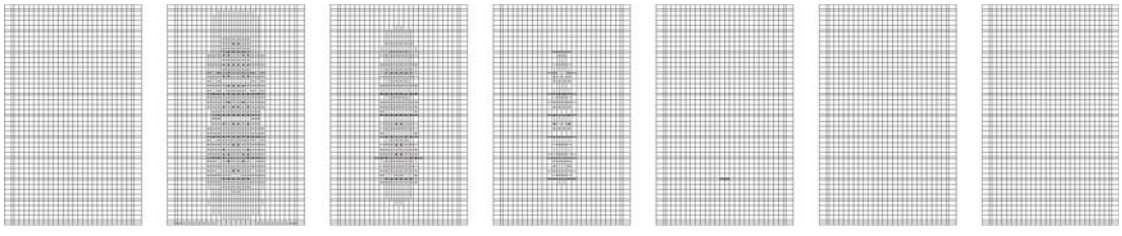


図-4.2.13.28　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(8) まとめ

本解析結果をまとめると、以下のとおりである。

・一定荷重走行載荷と階段載荷の別を問わず、たわみについては、実験値と解析値が定性的には一致した。しかし、ひずみについて、階段載荷に関しては、底鋼板橋軸方向ひずみを除けば概ね実験結果と解析結果との定性的な一致が認められたものの、一定載荷に関しては、底鋼板橋軸直角方向ひずみを除いて実験結果と解析結果との差異は大きい。これらの実験結果と解析結果に乖離を生じた原因の解明には至っていない。

・実験後のひび割れ状況と階段載荷での剛性低下要素分布図（走行回数 520,000 回）を比較すると、橋軸直角方向のひび割れ幅（ひび割れ図 B 断面、C 断面）は、計算で得られた破壊範囲の幅がほぼ一致している。また、横リブ位置でのひび割れの発生（ひび割れ図 A 断面）と破壊位置（剛性低下要素分布図の 4 層目）とがよく一致していると考えられる。

・解析結果によれば、Hit スラブの破壊は表-4. 2. 13. 3 に示すように進行するものと推定される。即ち、同表より、載荷によるダメージは階段載荷に比べて一定載荷の方が大きいが、いずれも最初にコンクリート下面に曲げひび割れを生じた後に、リブ上面に水平ひび割れを生じてリブ間に伝播し、さらに上面方向へも拡大するという両者の破壊過程は同じであり、一般的に合成床版に対する輪荷重走行試験で観察される破壊過程とも符合するため、解析によって疲労損傷過程が再現できていると考えられる。

表-4. 2. 13. 3　Hit スラブの破壊過程

段階	階段載荷		一定載荷	
	発生現象	関連図番	発生現象	関連図番
1	走行開始から走行回数 28 万回にかけて、床版下面から x 方向ひび割れが発生し、リブの高さあたりまで進展。y 方向ひび割れも生ずるが、x 方向ひび割れが卓越する。	4.2.13.16	走行開始から走行回数 126 万回にかけて、床版下面から x，y 方向ひび割れが発生し、リブの高さあたりまで進展。スタッド近傍には、x，y 方向ひび割れ発生後に水平（z 方向）方向ひび割れも発生する。	4.2.13.25
2	走行回数 28 万回でリブ天端に水平（z 方向）ひび割れが発生する。	4.2.13.16	走行回数 126 万回でリブ天端に水平ひび割れが発生。走行回数 423 万回で床版上面にも水平ひび割れが発生するが、リブ天端と水平ひび割れとは連続していない。	4.2.13.25 4.2.13.26
3	走行回数 44 万回にてリブ天端から生じた水平ひび割れがリブ間を貫通。床版上面にも発生するが、リブ天端から連続していない。x，y 方向ひび割れの発生範囲が拡大するとともに、高さ方向にもひび割れが進展する。走行回数 52 万回の載荷後も x，y 方向ひび割れの発生範囲の拡大やその z 方向への進展はみられるものの、リブ天端から床版上面にかけて連続した z 方向ひび割れは発生しない。	4.2.13.17	走行回数 1,480 万回ではリブ天端から生じた水平ひび割れが、リブ間を貫通するとともに、床版上面にも連続し、押し抜きせん断型のひび割れも発生する。x，y 方向ひび割れの発生範囲も拡大するとともに、高さ方向にもひび割れが進展する。 1,910 万回の載荷後も x，y，z 方向ひび割れの発生範囲はさらに拡大し、床版上面には y 方向ひび割れが発生する。	4.2.13.26

・階段載荷と一定載荷について破壊の定義、限界状態と走行回数をまとめれば表-4.2.13.4のようである。これより、階段載荷と一定載荷では、RC 床板の破壊の定義 A と C の発生順序は逆ではあるものの、いずれも最終的にリブ天端から発生した水平ひび割れが床版上面に進展していることからも、同状態を合成床版の疲労限界状態と定義するのが合理的と考えられる。また、一定載荷条件下での解析結果に基づく使用限界状態に関しては、平成8年道示にて設計された RC 床板の換算回数が 704 万回であったとされているのに対して Hit スラブでは 1,230 万回であり、同等以上の疲労耐久性とみなすことができる結果が示された。

表-4.2.13.4　解析における破壊の定義、限界状態と走行回数

破壊の定義	限界状態	発生現象	回数	
			階段載荷	一定載荷
RC 床板の破壊の定義 A	いずれかの小さい方が RC 床板の使用限界状態	配力筋の応力が圧縮から引張に反転（水平ひび割れの発生に起因）	20 万	126 万
RC 床板の破壊の定義 C		リブ天端近傍に水平ひび割れが発生（第 4 層の z 方向剛性の低下）	28 万	74.7 万
合成床版の破壊の定義 D	合成床版の使用限界状態	リブ天端より上側の床版の水平ひび割れ長が橋軸方向に 300mm 以上	44 万	1,230 万
RC 床板の押し抜きせん断破壊	RC，合成床板の疲労限界状態	床版上の載荷面にひび割れが進展（z 方向剛性の低下した要素が連続）	特定できず	1,480 万

4.2.14　UBE スラブ

(1)　工法の概要

鋼板パネルは、底鋼板と横リブ、側鋼板から構成される。鋼パネルとコンクリートを一体化するずれ止め機構には接着剤を用いる。鋼板パネル製作工場において、底鋼板および横リブに接着剤を塗布し、鋼パネル架設、鉄筋配置後にコンクリートを打設することで、鋼パネルとコンクリートを合成する[14-1)]。底鋼板厚は 6mm 程度を標準とし、外面の防錆処理には塗装や耐候性鋼材などを適用する。なお、鋼パネルに塗布する接着剤は防錆機能を有するため、鋼パネル内面の一次防錆処理は接着剤の塗布のみとする。横リブの設置間隔は 650mm 程度を標準とし、断続すみ肉溶接により設置する。また、横リブの下端には剥離防止用の R40 程度の半円型の切欠きを設けることを標準とする[14-2)]。主鉄筋および配力筋は床版上面側に配置する。

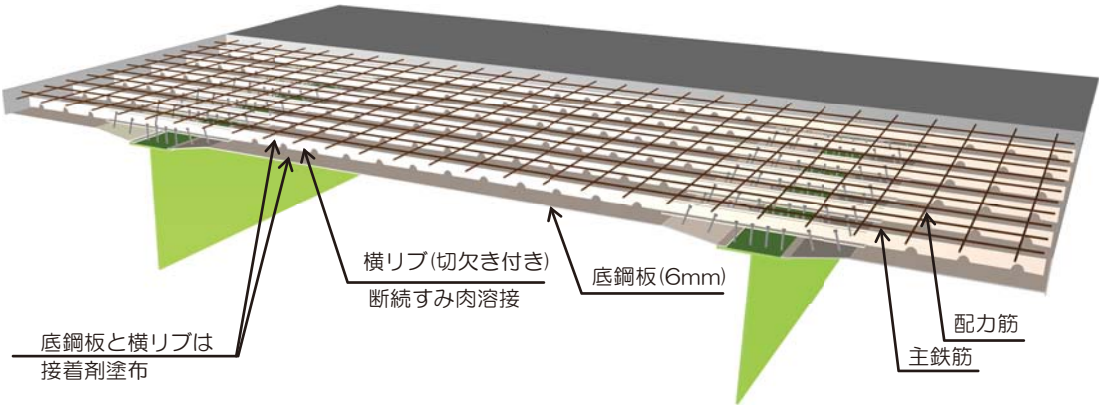


図-4.2.14.1　UBE スラブの断面構成要素

(2)　設計手法

合成前の床版断面では型枠および型枠支保工の役割を担当し、自重も含めた合成前死荷重を負担する。また、鋼パネルは、合成後の床版断面において、下側鉄筋の役割を負担する。スタッドジベルや孔あき鋼板ジベルを用いた合成構造と同様、鋼とコンクリートの合成後は死荷重および活荷重に対して、鋼パネルとコンクリートが一体化した床版として応力度の算出を行い、合成断面前と合成後断面の応力度の和が鋼板パネル部の許容応力度をこえないように設計する。鉄筋は底鋼板が下側鉄筋の役割を負担するため、上側鉄筋の主鉄筋および配力筋のみを配置することを標準とし、純かぶりは 30mm 以上とする。コンクリートは普通ポルトランドセメントを使用し、設計基準強度は $\sigma ck=30N/mm^2$ とする。また、初期乾燥収縮によるひび割れ防止のため、膨張材の使用を標準とする。

(3) 輪荷重走行試験

過去に実施された輪荷重走行試験の結果について述べる [14-3)]。床版支間 6000mm、床版厚 270mm で設計した合成床版を 1/2 に縮小した供試体(床版支間 3000mm、床版厚 135mm)を用いて輪荷重走行試験を実施した。なお、試験機は山口大学の輪荷重走行試験機(最大荷重 157kN)を使用した。供試体の基本寸法と支持条件を図-4.2.14.2 に示す。実験供試体寸法は 135×4300×3300mm とし、横リブには 250mm 間隔で半径 20mm の半円を設けている。底鋼板と横リブに接着剤を塗布し、2 週間以上に乾燥させた後、コンクリートを打設した。コンクリートの配合条件を表-4.2.14.1 に示す。また，試験体の圧縮鉄筋には D13（SD345）の鉄筋を用い、主鉄筋および配力鉄筋を 125mm 間隔に配置した。養生方法は，材齢 7 日まで養生シートによる湿潤養生を行い、その後は気中養生とした。なお、材齢 28 日における強度試験の結果、標準養生したコンクリートでは圧縮強度 28.6MPa となった。載荷条件は、走行荷重を 49.0kN から始め、4 万回毎に 6.6kN ずつ漸増させた。ただし、16 万から 40 万回までは 75.3kN とし、40 万回から 52 万回までは 4 万回毎に 6.6kN ずつ漸増させ、52 万から 60 万回までは 101.5.kN とした。なお、各計測を行うために 0、1、10、100、1000、10000 回時、それ以降では走行回数 1 万回増加ごとに静的載荷試験を実施した。

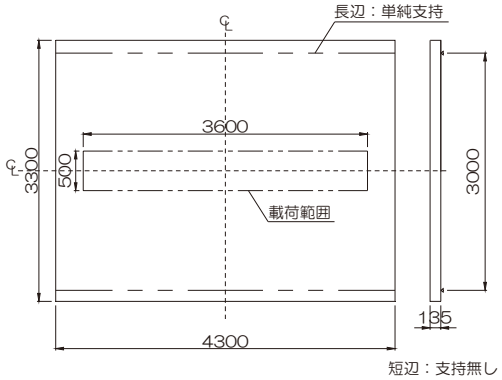


図-4.2.14.2　供試体の基本寸法と支持条件

表-4.2.14.1　コンクリート配合条件

水	169kg/m^3	
セメント	332kg/m^3	
混和材	20kg/m^3	
細骨材	石灰砕砂（表乾密度 2.69g/cm^3）	258kg/m^3
	砕砂（表乾密度 2.58g/cm^3）	258kg/m^3
	石灰砕砂（表乾密度 2.60g/cm^3）	343kg/m^3
粗骨材	946kg/m^3	
混和剤	2.82kg/m^3	

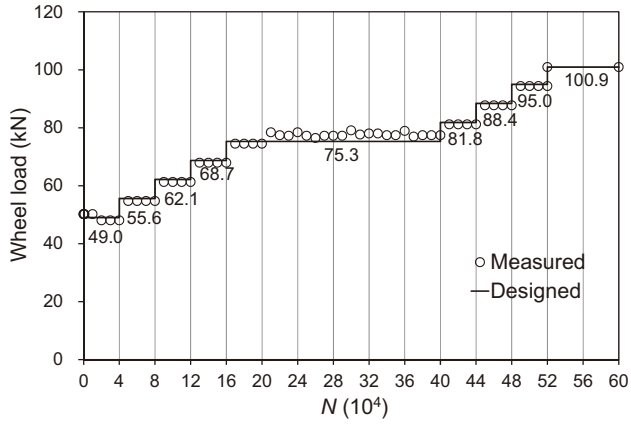


図-4.2.14.3　載荷荷重



写真-4.2.14.1　試験状況

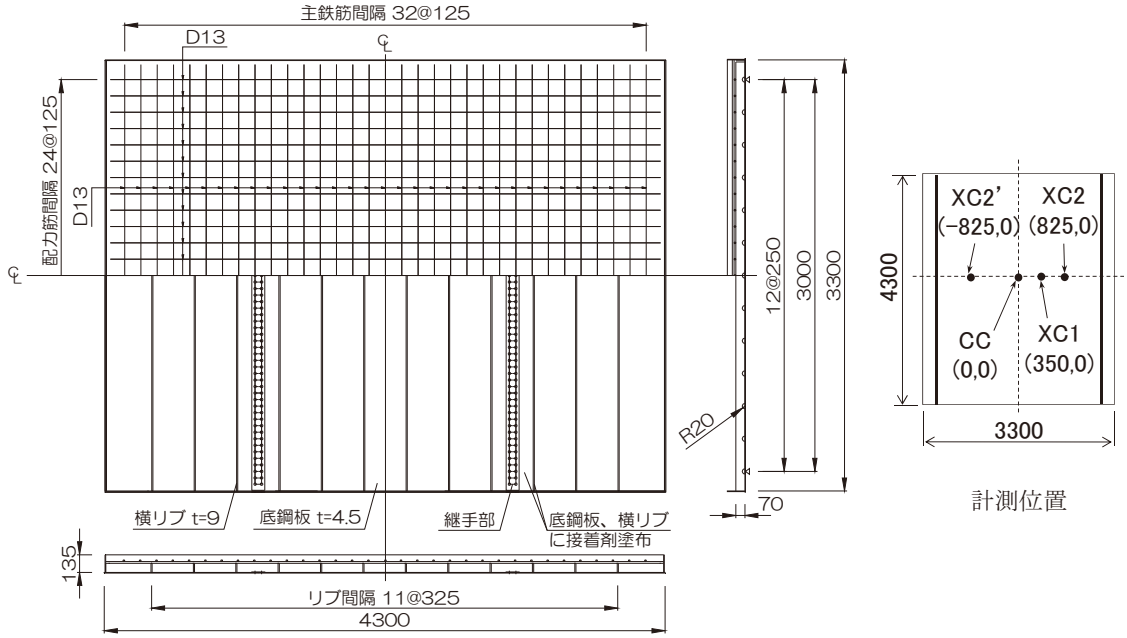


図-4.2.14.4　供試体の詳細

走行回数とたわみの変化を図-4.2.14.5 に示す。スパン中央 CC におけるたわみ（載荷時－除荷時）は走行回数 100 回で 0.6mm 生じたが、走行回数 60 万回（載荷荷重 101.5kN）に達した時点で 1.2mm であり、大きな変化はみられなかった。また、スパン長 1/4 にあたる XC2’においても同様に，走行回数 100 回でたわみは 0.4mm 生じたが，走行回数 60 万回に達した時点では 0.8mm であった．試験結果を全体的にみると、載荷荷重と走行回数の増加に応じて、たわみ量も増加しているが、走行回数 60 万回までに破壊に至るような大きな変化はみられなかった。

走行回数と底鋼板ひずみの変化を図-4.2.14.6 に示す。CC のひずみ（載荷時－除荷時）は走行回数 1 回で 43×10-6 が生じたが、走行回数 60 万回では最大 93×10-6 であった。XC2,XC2’においても、走行回数 60 万回までの最大ひずみと最小ひずみの差は 13×10-6 生じた程度である。

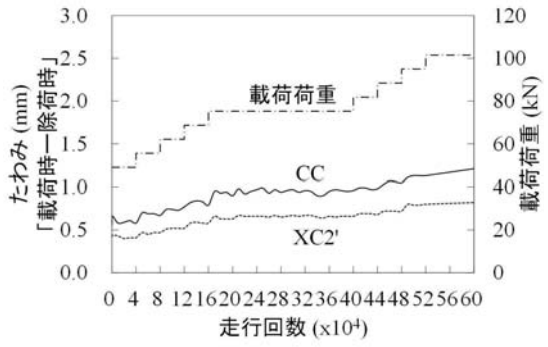


図-4.2.14.5　走行回数とたわみの関係

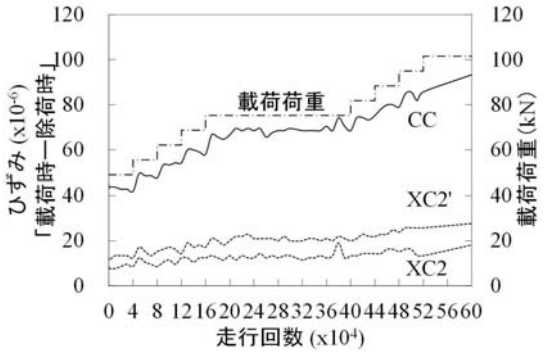


図-4.2.14.6　走行回数とひずみの関係

走行回数とコンクリートひずみの変化を図-4.2.14.7 に示す。試験体中央に近い XC1 のひずみは走行回数 1 回で-41×10-6 生じたが、走行回数 60 万回では-83×10-6 であった。XC2 においても、走行回数 60 万回までの最大ひずみと最小ひずみの差は-20×10-6 生じた程度である。以上より、走行回数と各ひずみの関係においても、たわみの場合と同様に、載荷荷重と走行回数の増加に応じて、ひずみは緩やかに増加したが、走行回数 60 万回に達しても破壊に至るような大きな変化はみられなかった。

スパン中央の各荷重レベルにおける床版高さ方向のひずみ分布を図-4.2.14.8 に示す。各荷重レベルにおいてひずみ分布がほぼ線形を示した。この結果より、走行回数 60 万回に達するまで供試体の平面保持の法則が成立しており、鋼とコンクリートの合成が維持されていたと考えられえる。また、コンクリート表面に顕著なひび割れは生じておらず、切断面の観察及び底鋼板全面の打音検査を実施したが、浮き・剥離等は確認されなかった。本実験では、疲労限界を確認できなかったため、他の合成床版形式と同様の条件で試験を行い、疲労限界等の確認を行う必要がある。

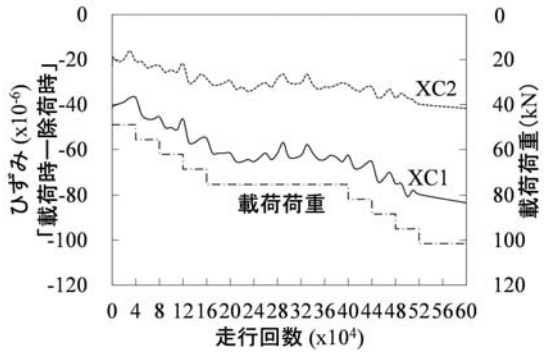


図-4.2.14.7　走行回数とコンクリート上面ひずみ

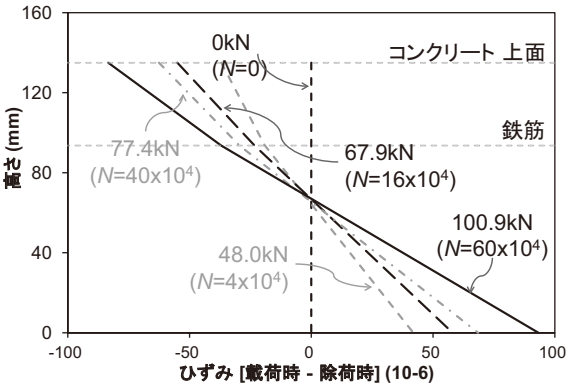
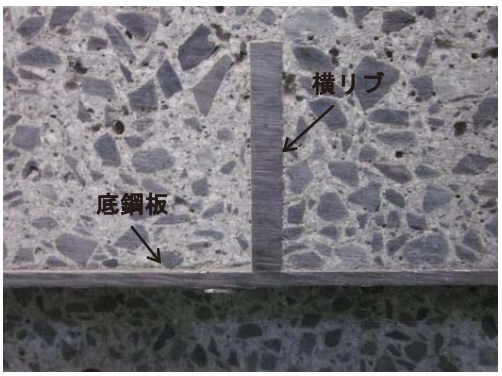
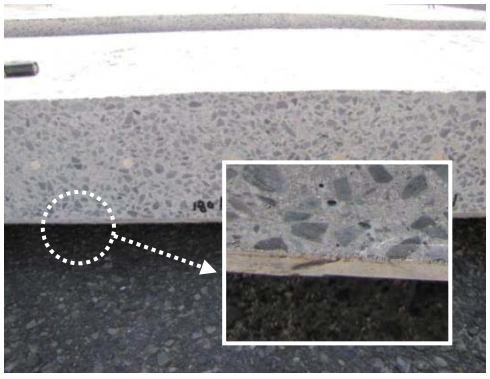


図-4.2.14.8　ひずみ分布



(a)縦断方向切断面



(b)横断方向切断面

写真-4.2.14.2　切断面観察

本構造の終局状態を確認するために、輪荷重走行試験後の供試体から幅 1130mm、長さ 3300mm のスラブの断片を抜き出し載荷試験を行った。載荷は供試体上面が圧壊に至るまで単調増加を行い、最終的に 415.1kN まで行った。載荷荷重が 334.5kN の時点で底鋼板は降伏点に達しており、鋼板が降伏に至るまで鋼とコンクリートの合成が保たれていたと考えられる。なお、載荷荷重 412.3kN におけるコンクリートのひずみの急変はコンクリート上部が圧壊したために発生したものである。破壊の進展状況は、コンクリートに曲げひび割れが発生し、底鋼板からコンクリートが剥離、進展し、たわみの増大につながると予想される。

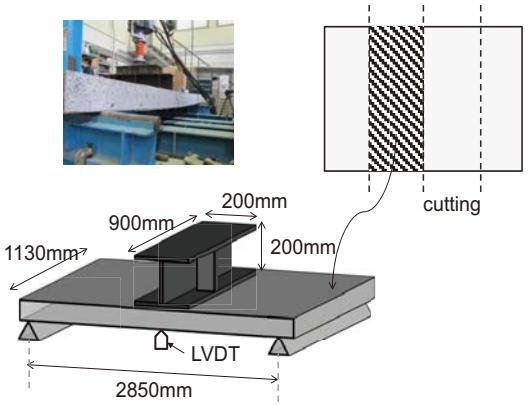


図-4.2.14.9　試験方法

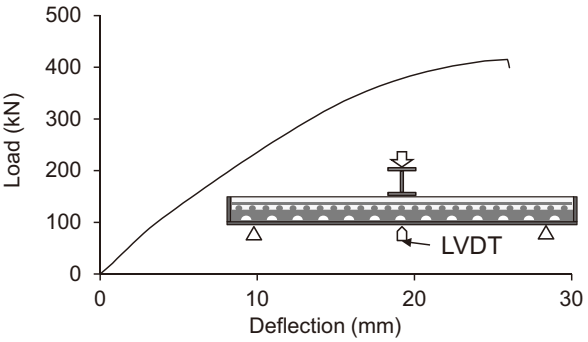


図-4.2.14.10　荷重と変位の関係

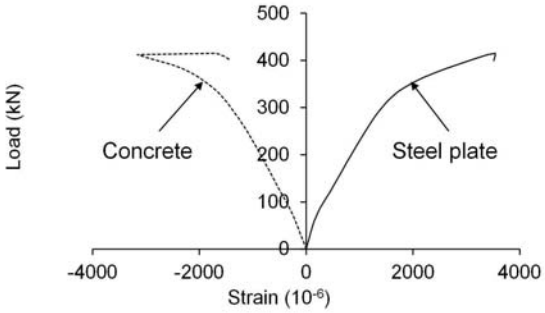


図-4.2.14.11　荷重とひずみの関係

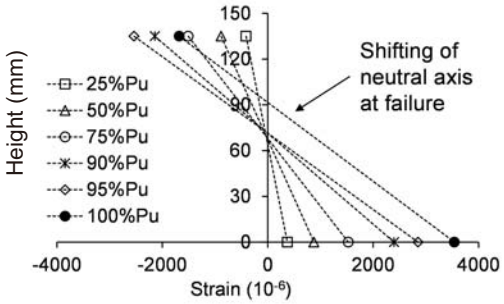


図-4.2.14.12　荷重とひずみ分布

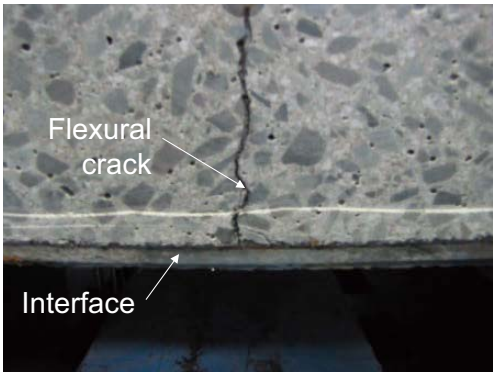


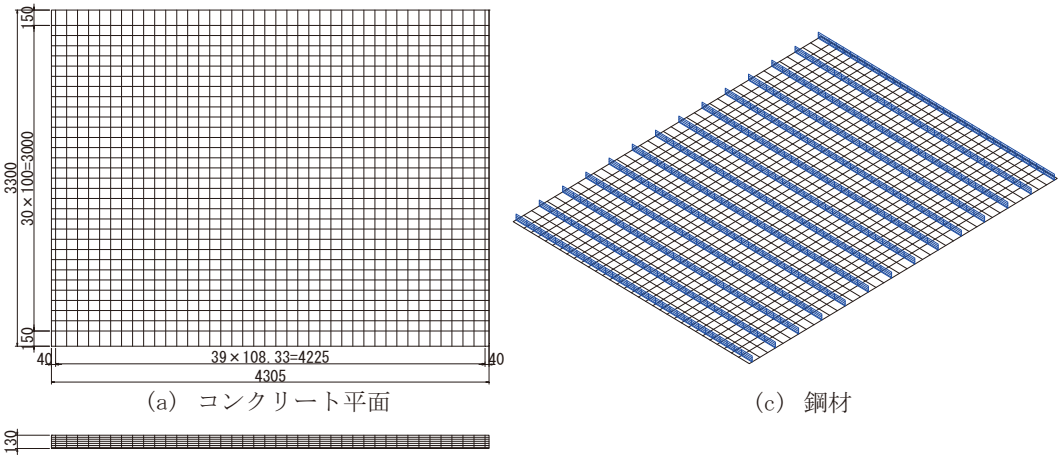
写真-4.2.14.3　曲げひび割れ発生状況



写真-4.2.14.4　コンクリート上面の圧壊状況

(4) 疲労損傷解析におけるモデル化

輪荷重走行試験に用いた供試体を解析対象とした。コンクリートはソリッド要素、リブと底鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素とした。要素分割を図-4.2.14.13 に示す。



(a) コンクリート平面　　(c) 鋼材

(b) コンクリート側面

図-4.2.14.13　要素分割

要素分割の部分を図-4.2.14.14 に示す。UBE スラブの鋼材部はコンクリートと一体化しているものとして、鋼とコンクリートとの境界条件はすべて剛結とした。また、UBE スラブの場合、コンクリートと底鋼板が接着剤により合成しているため、剥離を考慮するための層を設けず、コンクリート要素のせん断弾性係数の低減率は全て表-4.1.3 と同様とした。

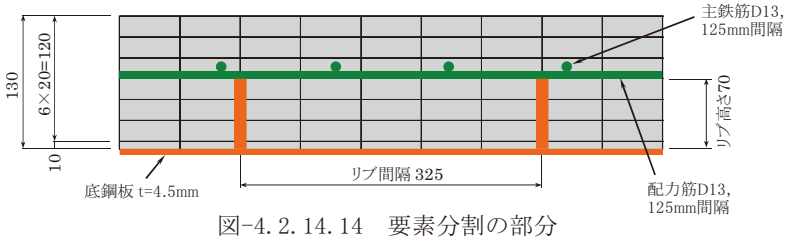


図-4.2.14.14　要素分割の部分

(5) 疲労損傷解析

解析ケースは、輪荷重走行試験と同じ階段載荷としたものと、一定荷重（50kN）載荷としたものの 2 ケースとした。材料の物理定数を表-4.2.14.2 に示す。輪荷重走行試験の解析では、材料試験結果の値を用いたが、一定荷重走行載荷では圧縮強度の呼び強度を 30N/mm² として、これに対応する物理定数の値とした。

表-4.2.14.2　材料の物理定数

要素	物理定数	単位	解析ケース			
			階段載荷	備考	一定荷重載荷	備考
コンクリート	圧縮強度	N/mm²	28.6	材料試験値	30.0	共通値
	引張強度	N/mm²	2.15	〃	2.20	0.23(σc)^(2/3),土木学会
	ヤング係数	N/mm²	33,500	〃	28,000	道示
	せん断弾性係数	N/mm²	14,600	Ec/2.3，道示	12,000	〃
	ポアソン比	－	0.2	道示	0.2	〃
鉄筋	ヤング係数	N/mm²	200,000	〃	200,000	〃
鋼板	ヤング係数	N/mm²	200,000	〃	200,000	〃

荷重の載荷位置を図-4.2.14.15 に示す。

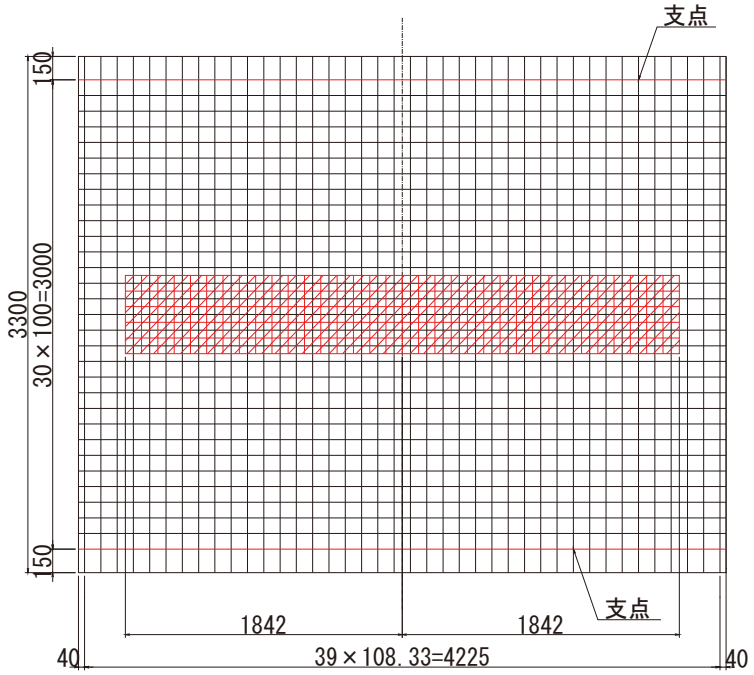


図-4.2.14.15　荷重載荷位置

(6) 解析結果と考察

解析結果と実験結果との比較に用いる変位およびひずみの計測位置を図-4.2.14.16 に示す。

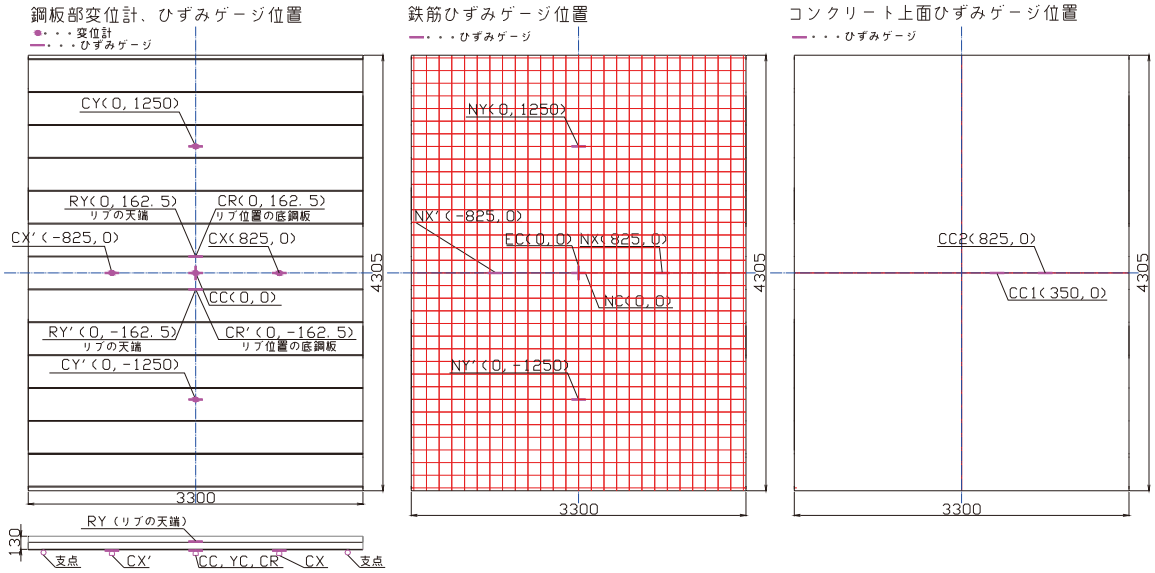


図-4.2.14.16　ひずみ計測位置

【階段載荷ケースの解析結果】

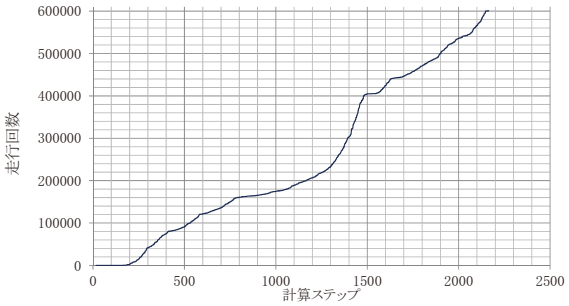


図-4.2.14.17　計算ステップと走行回数（階段載荷）

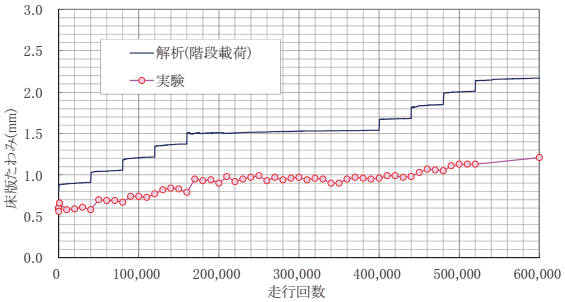
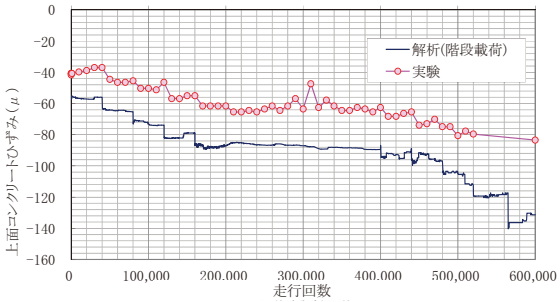
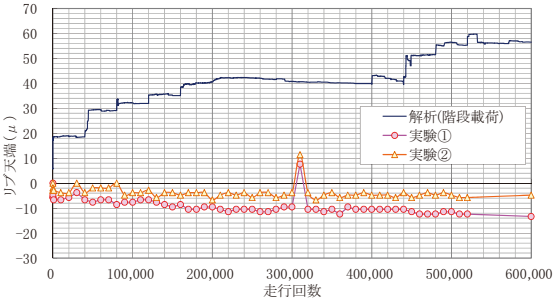


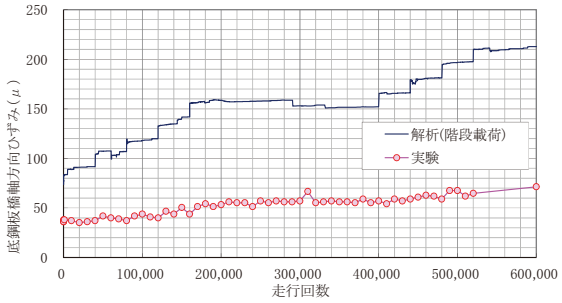
図-4.2.14.18　走行回数とたわみ（測定点 CC）



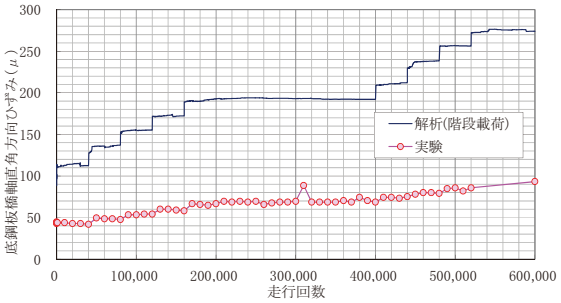
(a)　コンクリート天端ひずみ(測定点 CC1)



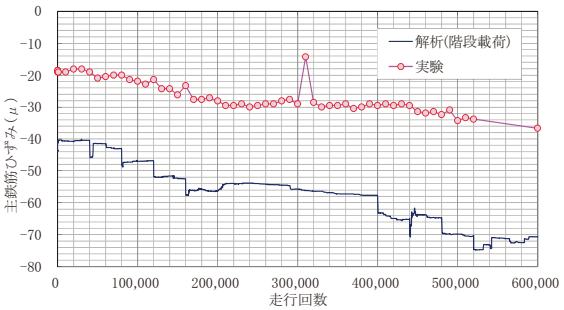
(b)　リブ天端ひずみ(測定点 RY, RY')



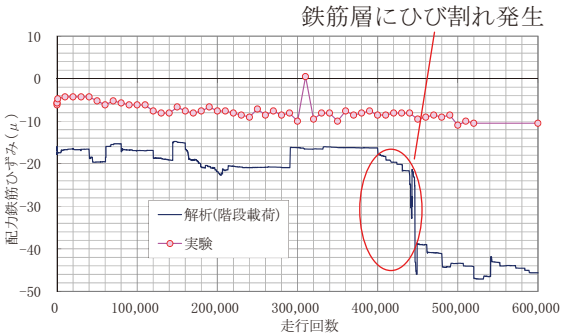
(c)　底鋼板橋軸方向ひずみ(測定点 CC1)



(d)　底鋼板橋軸直角方向ひずみ(測定点 CC1)



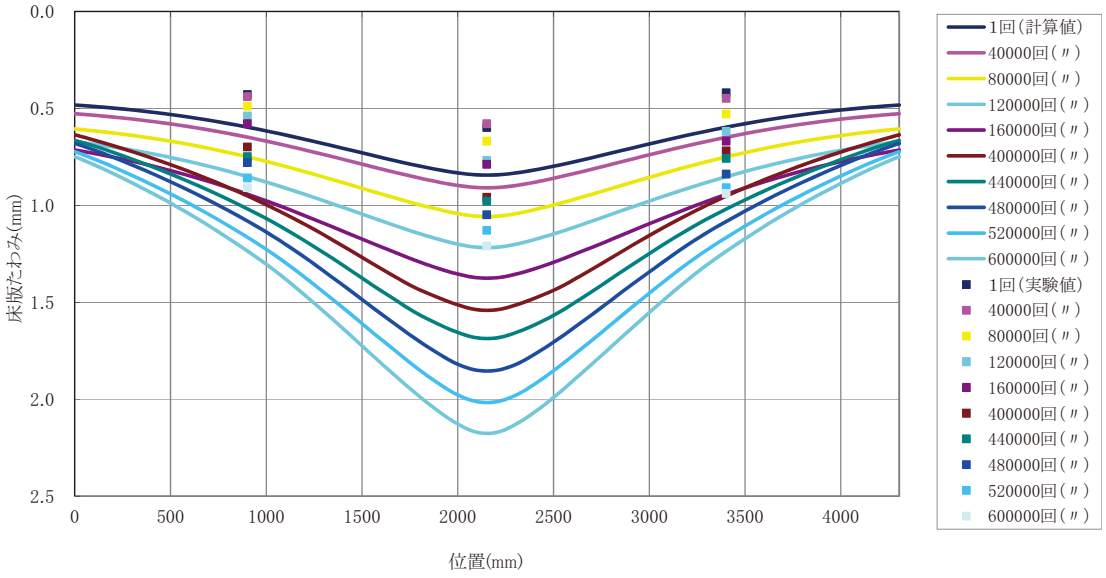
(e)　主鉄筋ひずみ(測定点 NC)



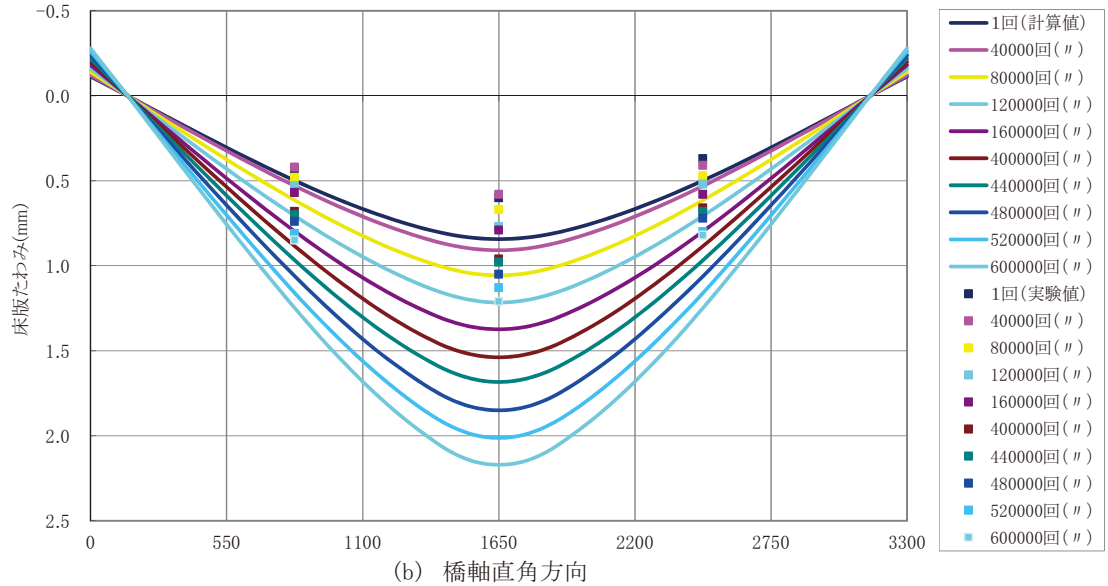
(f)　配力鉄筋ひずみ(測定点 EC)

図-4.2.14.19　走行回数とひずみ（階段載荷）

階段載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.14.17 に、走行回数と床版中央のたわみの関係を図-4.2.14.18 にそれぞれ示す。床版たわみは輪荷重載荷時の活荷重たわみである。載荷開始時のたわみは解析値の方が実験値よりも 1.3 倍程度大きくなった。また、走行回数が増加するにつれて、その差が大きくなった。載荷終了時の走行回数 60 万回では、実験値が 1.21mm、解析値が 2.17mm であった。走行回数とひずみの関係を図-4.2.14.19 に示す。すべての測定位置において、載荷開始時から解析値の方が実験値よりも大きい値を示した。走行回数 40 万回から 42 万回で配力鉄筋のひずみが急変しており、剛性低下要素分布において配力鉄筋の層に水平ひび割れが発生した時期とほぼ一致した。

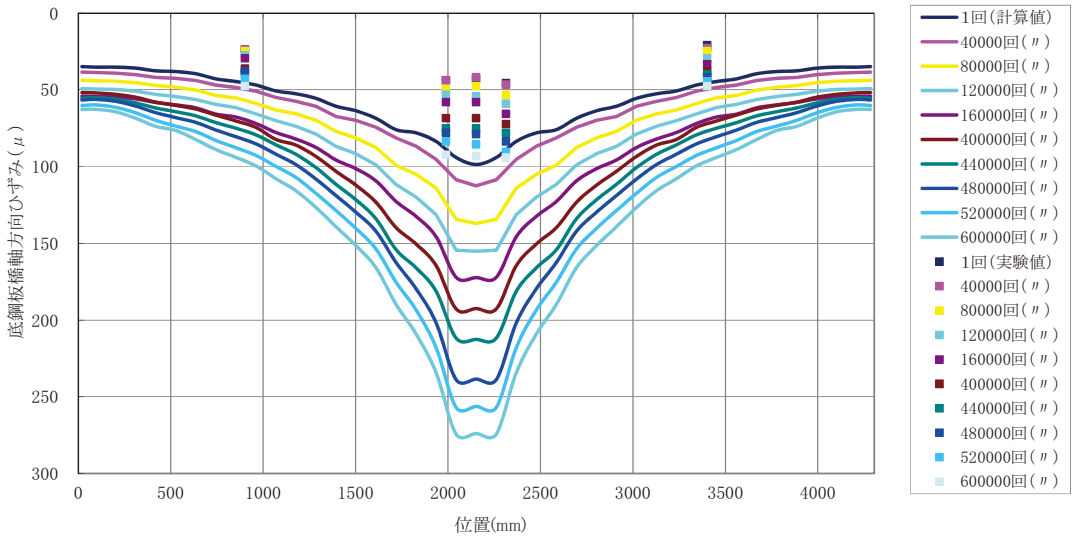


(a) 橋軸方向

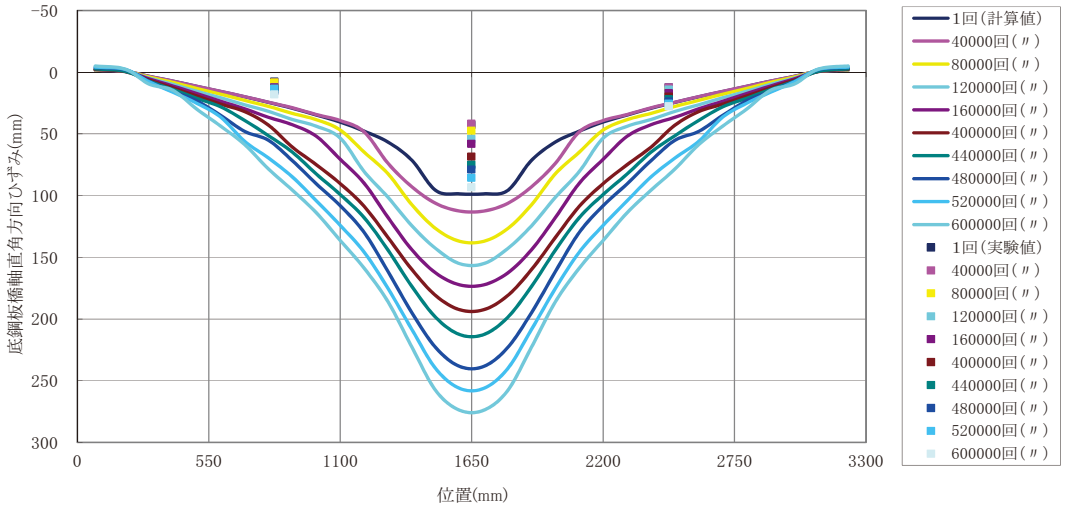


(b) 橋軸直角方向

図-4.2.14.20 たわみ分布（階段載荷）



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4.2.14.21 底鋼板ひずみ分布（階段載荷）

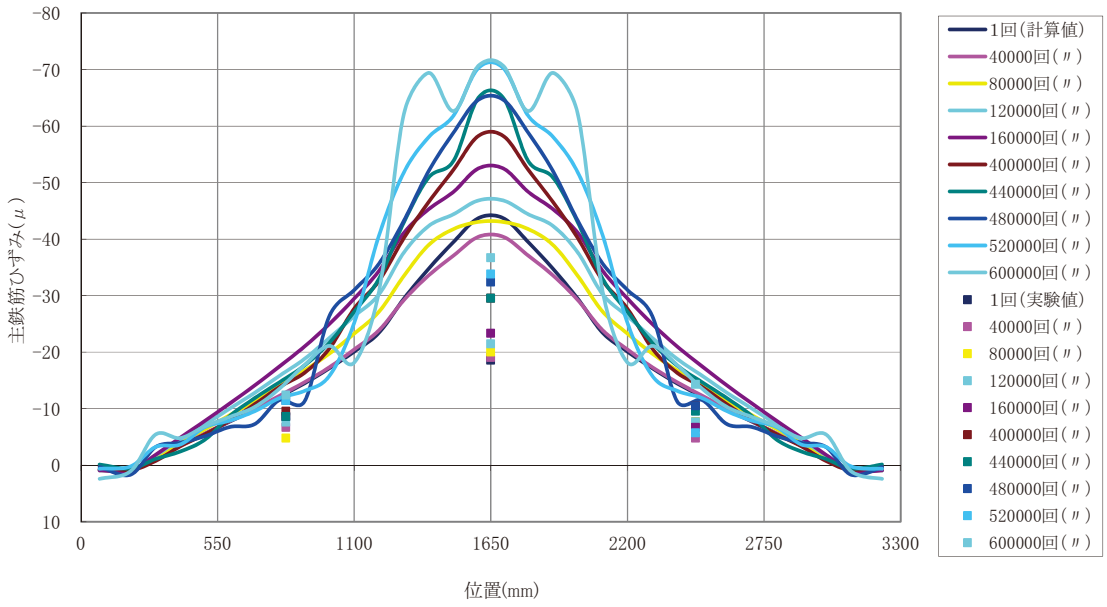


図-4.2.14.22　主鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

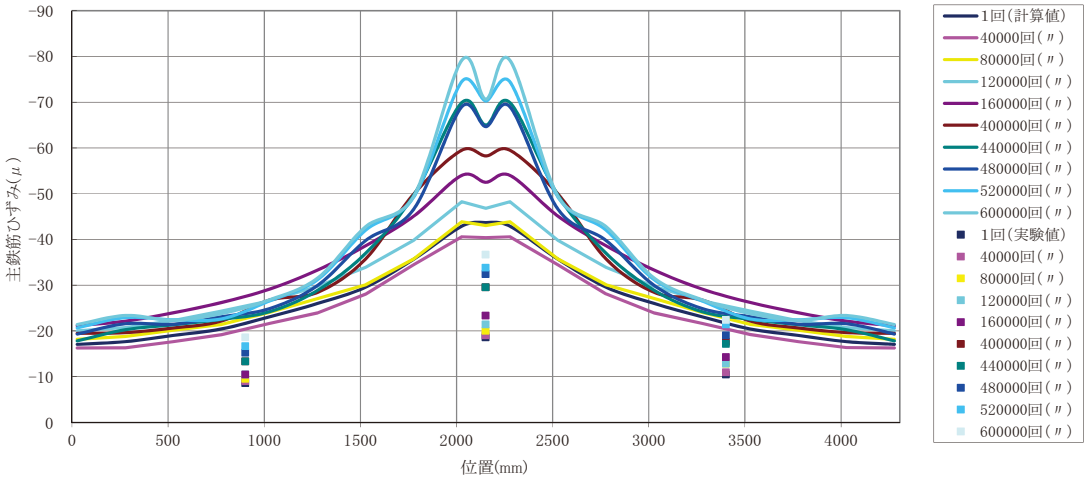
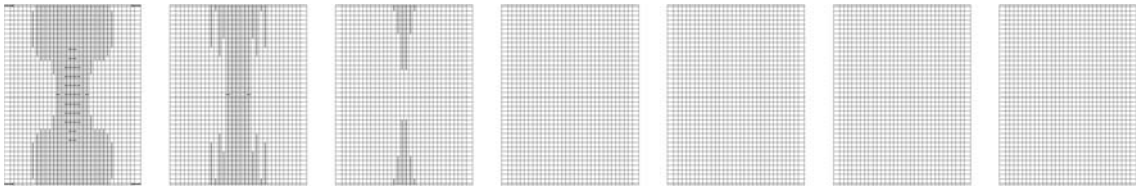


図-4.2.14.23　配力鉄筋ひずみ分布（階段載荷）

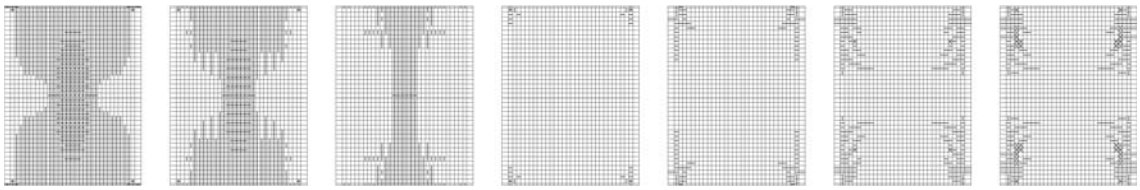
【剛性低下要素分布図（階段載荷）】

剛性低下要素分布を図-4.2.14.24 に示す。他の合成床版形式とは異なり、最下層(左端)は剥離を考慮するための要素ではなく、コンクリート要素であるため、最下層から剛性低下が進行している。載荷初期から最下層から下層の 3 層目までの剛性低下が進行している。また、配力鉄筋が配置される下から 5 層目に水平ひび割れが発生した時期(40 万回から 42 万回)と配力鉄筋のひずみが急変した時期がほぼ一致した。

1)　走行回数 40,000 回 （ Step294 ）

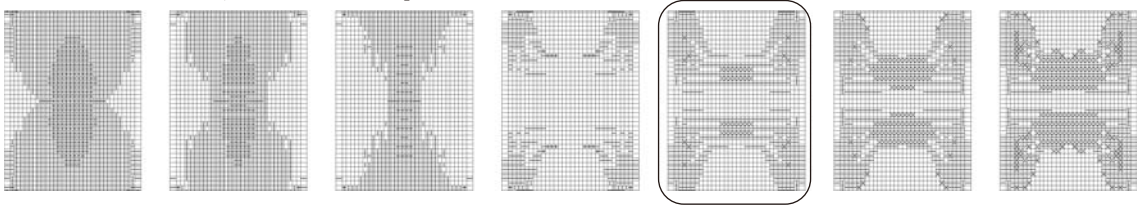


2)　走行回数 160,000 回 （ Step789 ）

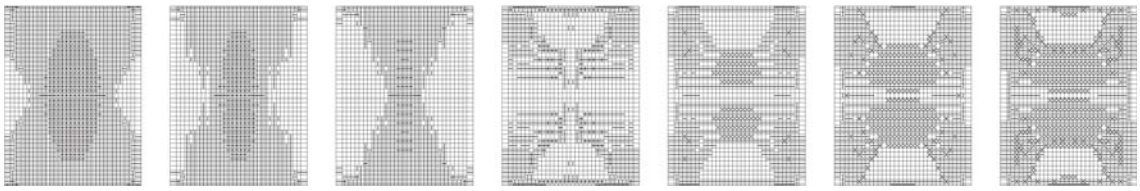


3)　走行回数 400,000 回 （ Step1481 ）

鉄筋がある層でひび割れが発生
配力鉄筋のひずみが大きく変化



4)　走行回数 480,000 回 （ Step1834 ）



5)　走行回数 600,000 回 （ Step2148 ）

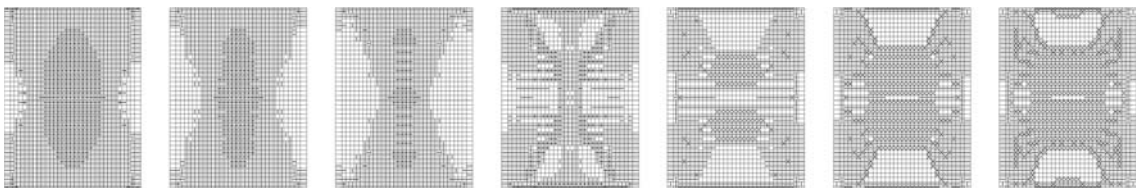


図-4.2.14.24　剛性低下要素分布（階段載荷）

【一定荷重走行載荷(50kN)ケースの解析結果】

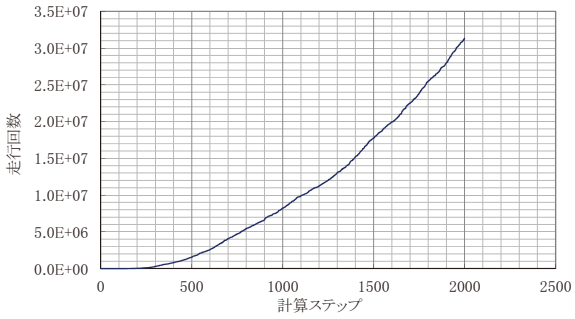


図-4.2.14.25　計算ステップと走行回数（一定荷重）

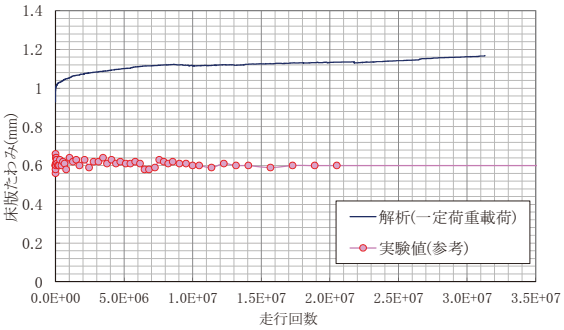
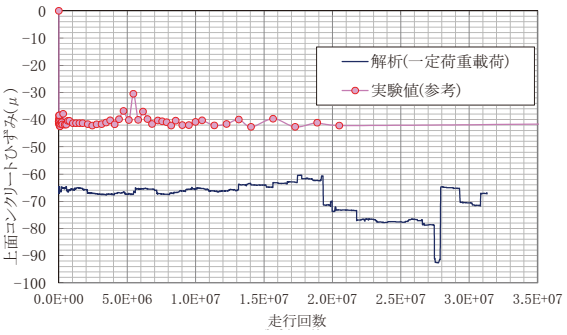
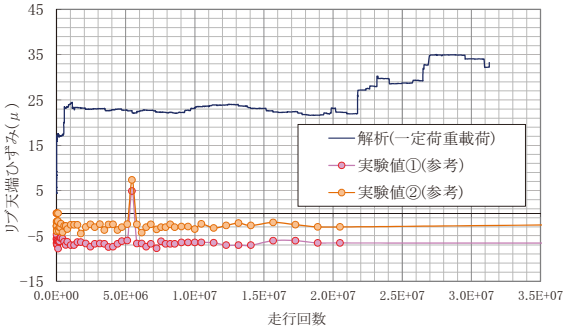


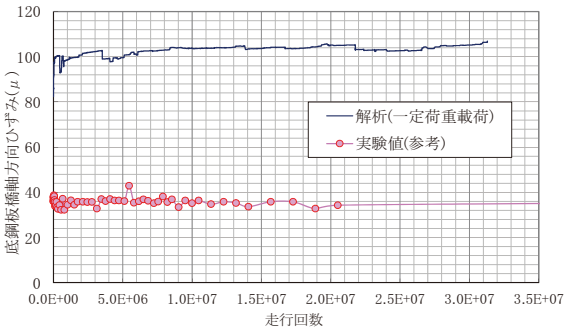
図-4.2.1.26　走行回数とたわみ（測定点 CC）



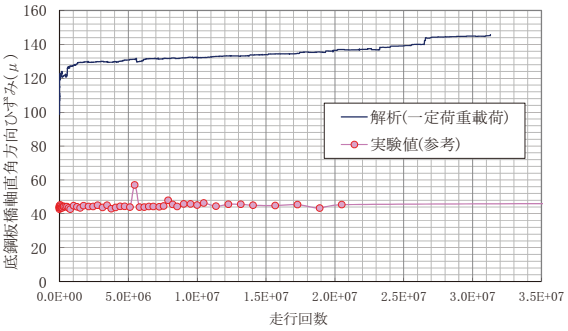
(a)　コンクリート天端ひずみ(測定点 CC1)



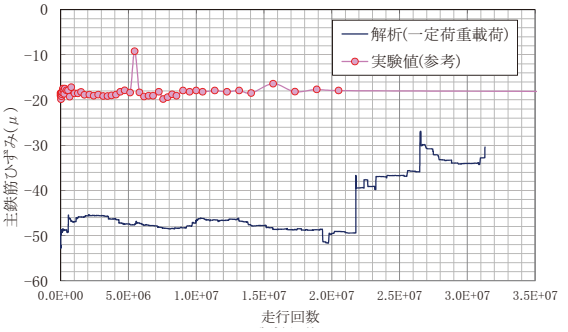
(b)リブ天端ひずみ(測定点 RY,RY’)



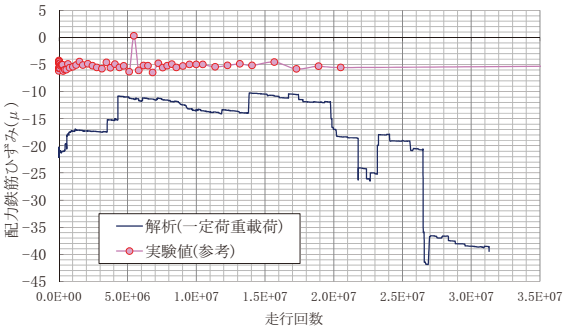
(c)　底鋼板橋軸方向ひずみ(測定点 CC1)



(d)　底鋼板橋軸直角方向ひずみ(測定点 CC1)



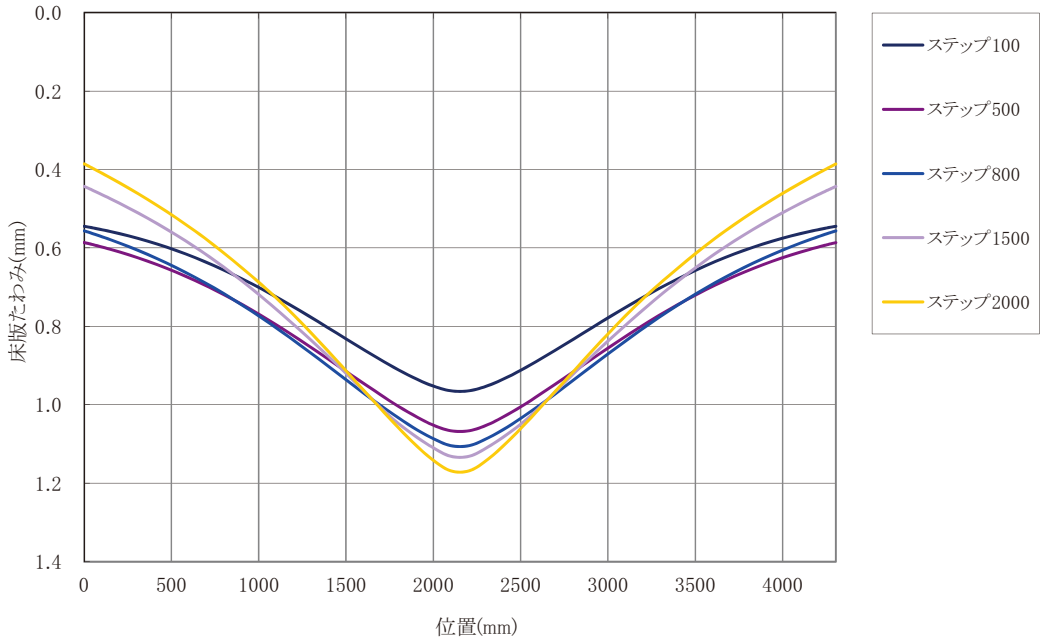
(e)　主鉄筋ひずみ(測定点 NC)



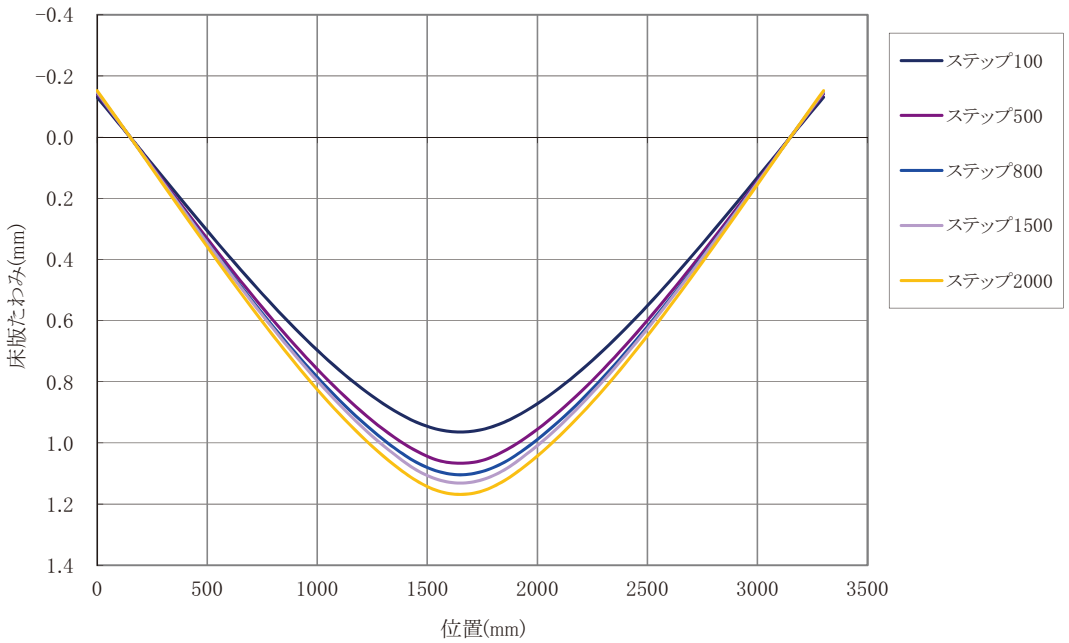
(f)　配力鉄筋ひずみ(測定点 EC)

図-4.2.14.27　走行回数とひずみ（一定荷重走行載荷）

一定荷重走行載荷の計算ステップと走行回数の関係を図-4.2.14.25 に、走行回数と床版中央のたわみの関係を図-4.2.14.26 にそれぞれ示す。載荷開始時のたわみは解析値の方が実験値よりも 1.5 倍程度大きくなった。また、走行回数が増加するにつれて、その差が大きくなった。走行回数約 3130 万回で、たわみは実験値が 0.60mm、解析値が 1.17mm であった。



(a) 橋軸方向

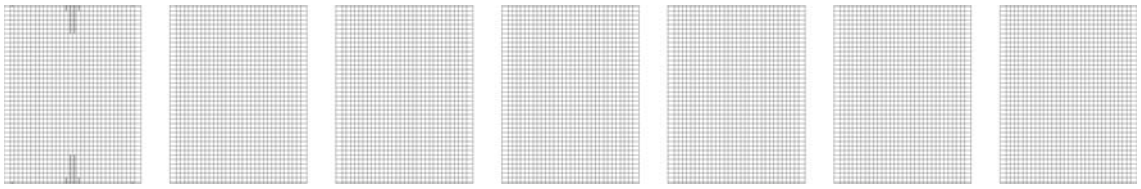


(b) 橋軸直角方向

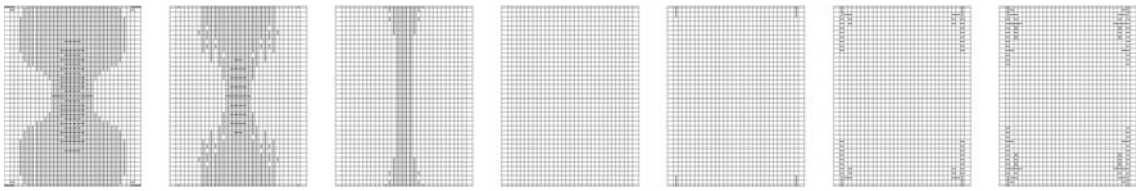
図-4.2.14.28 たわみ分布（一定荷重走行載荷）

【剛性低下要素分布図（一定荷重走行載荷）】

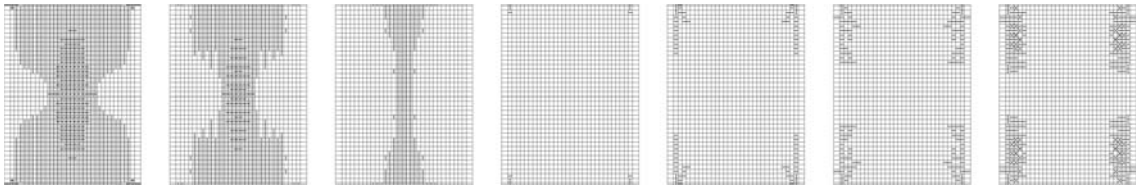
1)　Step10（走行回数 0 回）



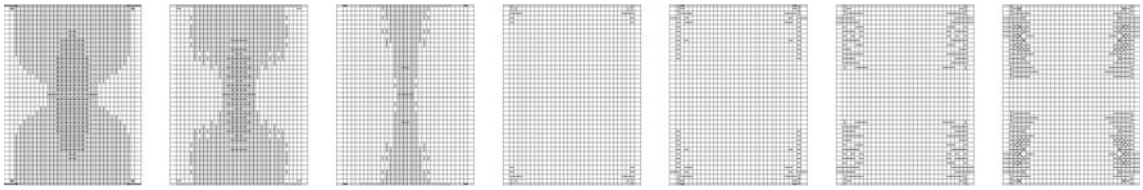
2)　Step500（走行回数 1,550,000 回）



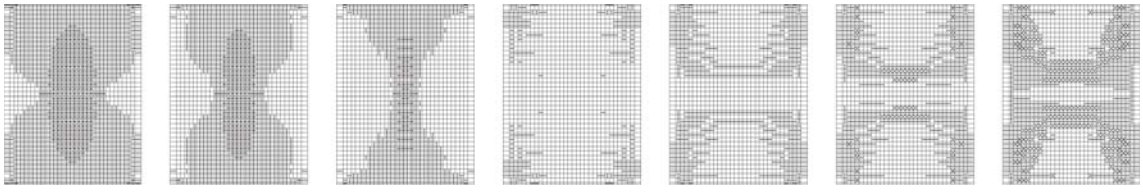
3)　Step700（走行回数 4,080,000 回）



4)　Step800（走行回数 5,450,000 回）



5)　Step1400（走行回数 1.52×10^{7} 回）



6)　Step2000（走行回数 3.13×10^{7} 回）



図-4.2.14.29　剛性低下要素分布（一定荷重走行載荷）

(7) まとめ

UBE スラブの疲労耐久性に関する解析結果は以下のようにまとめられる。

1) たわみは、階段載荷、一定荷重走行載荷ともに、実験値よりも解析値の方が大きい値となっている。実験では 60 万回走行後も鋼板とコンクリートの剥離は観察されていないため、剥離による剛性の低下は小さいが、解析では載荷初期から下層の剛性が低下しているため、実験値と解析値の差が大きくなったと考えられる。

2) 鋼板やコンクリートのひずみに関しても、1) の理由と同様、コンクリートの剛性の低下により鋼板および鉄筋の分担率が大きくなったため、解析値の方が大きくなったと考えられる。

3) 階段載荷では、走行回数 40 万回から 42 万回で配力鉄筋のひずみが急変しており、剛性低下要素分布において配力鉄筋の層に水平ひび割れが発生した時期とほぼ一致していることから、配力鉄筋のひずみの変化は水平ひび割れの有無の指標となると考えられる。

4) UBE スラブは、他の合成床版形式と供試体寸法や載荷条件、支持条件が異なるため、横並びで比較することはできないが、一定荷重載荷の結果を破壊の定義に当てはめると、破壊の定義 C は載荷位置直下の最上層で z 方向の剛性低下要素が発生した 9,900,000 回となる。破壊の定義 D に関しては水平ひび割れが 3 要素連続して発生しなかったため確認することができなかった。

5) 輪荷重走行試験後の供試体を用いて実施した載荷試験の結果より、UBE スラブの破壊の進展状況は，コンクリートに曲げひび割れが発生し、底鋼板からコンクリートが剥離、進展し、たわみの増大につながり終局状態に至ると考えられる。ただし、本実験および解析は、実寸の 1/2 スケールを模して行った輪荷重走行試験をモデル化して行ったものである。また、他の合成床版形式とは供試体寸法や載荷条件、支持条件が異なるため、他の合成床版形式と同様の条件で試験を行い、疲労耐久性の確認および解析結果との比較を行う必要がある。

6) UBE スラブのように、接着剤で鋼とコンクリートを一体化させた合成床版の疲労解析の精度を向上させるためには、鋼とコンクリート間の接着(剥離)層をより厳密にモデル化し、破壊の進行状況を表現できる構造解析手法を確立すること及び接着剤の疲労耐久性に対する役割りについて実大実験等から見極める必要がある。

4.3　合成床版における評価手法の考察

前節までの各工法の検討結果から、本研究で提案した解析的手法が合成床版の疲労耐久性の評価手法として適用可能であることが確認できた。その結果、平成８年の道示で設計された鉄筋コンクリート床版を基準として、これと相対比較することで各種合成床版の疲労耐久性の特徴と、解析結果と実験との比較において合成床版の疲労耐久性評価の限界値を明らかにできると考えられる。以降で検討結果をまとめ、本手法を実用的に用いる際の留意点を示す。

4.3.1　解析条件

解析対象は、土木研究所の輪荷重走行試験に用いた実験供試体を基本としており、解析対象の寸法、支持条件、荷重載荷方法は表-4.3.1 に示すようにまとめられる。連続版や片持版の支持桁上の負曲げを受ける範囲については、検討結果が得られていないため、これらの解析に適用する場合には、モデル化について事前の検討が必要である。

表-4.3.1　合成床版の解析条件

寸法	支持条件	支持間隔	材質、仕様		荷重載荷方法	
			鋼材	コンクリート	載荷方向と寸法	載荷荷重
幅×長さ：2.8m×4.5m 床版厚：206～ コンクリート厚：200mm 底鋼板厚：6,8,9mm	長辺を単純支持、短辺を弾性支持	2.5m～	SM400A, SS400, SD345	普通セメント、設計基準強度 30N/mm^2(注)、収縮補償の膨張材入り	支間と直行する橋軸方向に輪荷重を移動載荷、移動距離は3m。載荷幅500mm、載荷長さ200mm	単位荷重は157kN、土木研究所の階段載荷荷重は157kN～392kNの漸増荷重

（注）コンクリート強度は、一定荷重走行載荷では30N/mm^{2}で共通、階段載荷では実験供試体の実強度とする

4.3.2　解析モデルと解析結果

各工法の解析モデルの諸元一覧を表-4.3.2 に示す。コンクリートはソリッド要素、鋼板はシェル要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素、頭つきスタッドは梁要素を用いている。床版厚方向の要素分割は 6～8 層で、橋軸方向と橋軸直角方向の要素分割は、いずれも要素長さ 100mm 程度としている。ずれ止めや補剛材の形鋼の形状を再現する必要性から細幅の要素が含まれていて、要素の大きさが周囲の要素に比べて大きく変化する場合は、載荷位置と細幅要素との位置関係で、局部応力が卓越しすぎる場合があるので、要素分割と載荷位置の影響を確認しておくのが良い。

表-4.3.2　解析モデルの諸元一覧

合成床版工法の名称	タイプ	ずれ止め種別	モデル化								鋼材とコンクリートとの結合条件
			要素分割			要素種別					
			厚さ方向	橋軸直角方向	橋軸方向	底鋼板	補強鋼材	コンクリート	鉄筋	スタッド	
パワースラブ	帯鋼ジベル	孔あき鋼板リブ	剥離層10mmを含み全7層、25mm～35mm	100mm	93.75～125mm	シェル	孔あき鋼板：シェル、孔はモデル化しない	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
パイプスラブ	パイプジベル	鋼管、孔あき鋼板リブ	剥離層10mmを含み全8層、21～32.5mm	24.3～150mm	100～150mm	シェル	孔あき鋼板：シェル、孔はモデル化しない、パイプ：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
ADS床版	帯鋼ジベルとロビンソンの併用	孔あき鋼板リブ、頭付きスタッド	剥離層10mmを含み全7層,27.5mm～54.25mm	83.3mm～150mm	83.3mm～125mm	シェル	孔あき鋼板：シェル、孔はモデル化しない	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	はり要素	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
SCデッキ	ロビンソン	頭付きスタッド	剥離層10mmを含み全7層、23.3～40mm	83.3～150mm	83.3～125mm	シェル	鋼板：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	はり要素	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
ダイヤスラブ	ロビンソン	頭付きスタッド	剥離層10mmを含み全7層,20mm～40mm	83.3～150mm	83.3～125mm	シェル	なし、先打ちコンクリート	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	はり要素	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
TRC床版	トラス鉄筋	トラス鉄筋	剥離層10mmを含み全7層、23.3～33.3mm	100mm	100mm	シェル	トラス鉄筋：埋め込み鉄筋要素	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、鉄筋は剛結
リバーデッキ	形鋼ジベル	突起付きT形鋼のフランジの突起	剥離層10mm含み全７層、20～36mm	100mm～150mm	91～102mm	シェル	T形鋼：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
KT-スラブ	形鋼ジベル	T形鋼のフランジの孔	剥離層10mmを含み全7層、19.75～40.5mm	100mm～150mm	100mm～150mm	シェル	T形鋼：シェル、孔はモデル化しない	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
QSスラブ	形鋼ジベル	I形鋼をT形鋼状に加工し、ウェブの孔	剥離層10mmを含み全7層、30～35mm	100mm	37.5～100mm	シェル	T形鋼：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	剛結
MESLAB	形鋼ジベル	L形鋼	6層、25～38.5mm	75～150mm	62.5～187.5mm	シェル	CT形鋼：シェル、L形鋼：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
チャンネルビーム合成床版	ロビンソン	頭付きスタッド	剥離層10mmを含み全7層 21.25～37.5mm	75～150mm	65～108.75mm	シェル	溝形鋼：シェル、孔はモデル化しない	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	梁要素、φ16×120	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
NSスラブ	形鋼ジベル	I形鋼	剥離層10mm含み全６層、　23～33mm	100mm	15～105mm	シェル	I形鋼：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	底鋼板は剥離層で結合、それ以外は剛結
Hitスラブ	形鋼ジベル	頭付きスタッド	6層、25～40mm	50～100mm	40～97.5mm	シェル	球平形鋼：シェル、頭部分は断面積を増加	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	はり要素、φ16×40	剛結
UBEスラブ	接着材	接着剤	6層 35mm程度	100mm程度	100mm程度	シェル	帯鋼：シェル	ソリッド	埋め込み鉄筋要素	なし	剛結

解析に用いた材料定数を表-4.3.3 に示す。コンクリート強度は、階段載荷では各工法の実験に用いた供試体の実強度を用い、一定荷重走行載荷では設計基準強度を用いた。

表-4.3.3　解析に用いた材料定数

工法の名称	コンクリートの材料定数									
	階段載荷					一定荷重走行載荷				
	σc	σt	Ec	G	ν	σc	σt	Ec	G	ν
パワースラブ	37.2	3.16	31,100	13,000	0.2					
パイプスラブ	37.1	2.49	30,960	13,000	0.2					
ADS床版	36.6	3.10	31,900	13,900	0.2					
SCデッキ	37.6	3.68	28,800	12,500	0.2					
ダイヤスラブ	42.0	2.78	32,100	14,000	0.2					
TRC床版	36.9	2.55	26,700	11,600	0.2					
リバーデッキ	42.0	3.24	25,100	10,900	0.172					
KT-スラブ	44.9	3.72	32,640	13,000	0.2	30.0	2.20	28,000	12,000	0.2
QSスラブ	42.0	3.24	25,100	10,900	0.2					
MESLAB	47.6	3.02	27,600	12,000	0.2					
チャンネルビーム合成床版	31.4	2.10	24,100	10,500	0.2					
NSスラブ	36.2	2.68	35,200	15,300	0.2					
Hitスラブ	29.8	3.21	31,600	13,200	0.2					
UBEスラブ	28.6	2.15	33,500	14,600	0.2					

(注)　σc：圧縮強度[N/mm^2]、　σt：引張強度[N/mm^2]、　Ec：ヤング係数[N/mm^2]、
G：せん断弾性係数[N/mm^2]、　ν：ポアソン比

合成床版の上段配力鉄筋のひずみ分布に着目して、解析値と実験値とを比較した事例を表-4.3.4～表-4.3.7 に示す。合成床版の水平ひび割れの発生位置は、上段配力鉄筋に近接することが多いことから、上段配力鉄筋ひずみが適切に評価されていれば、合成床版の疲労耐久性の工学的指標のひとつである破壊の定義 D を決定づける圧縮側コンクリートの疲労寿命も相応に評価できると考えられる。

表-4.3.4　解析値と実験値との比較

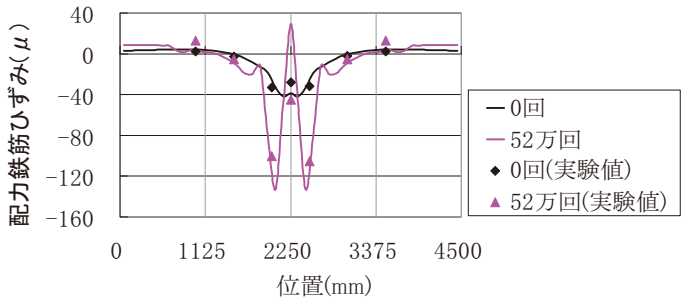
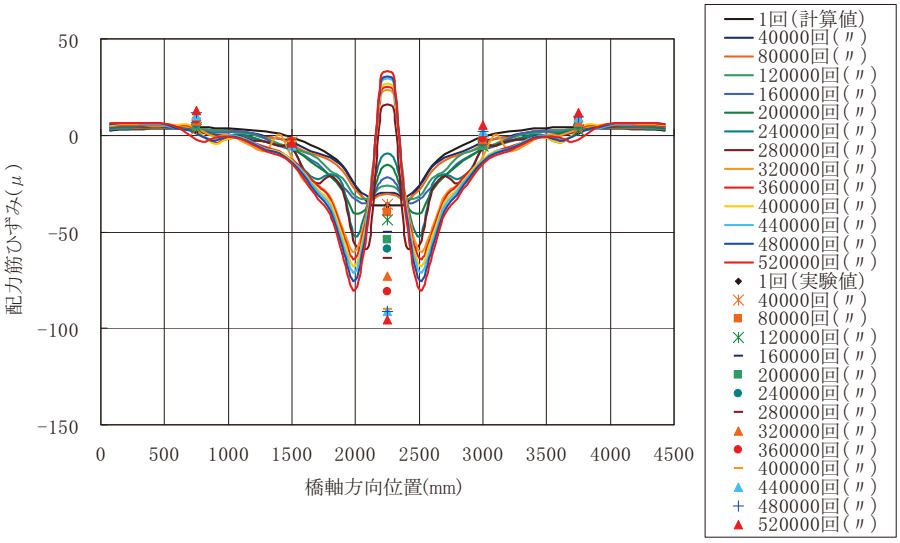
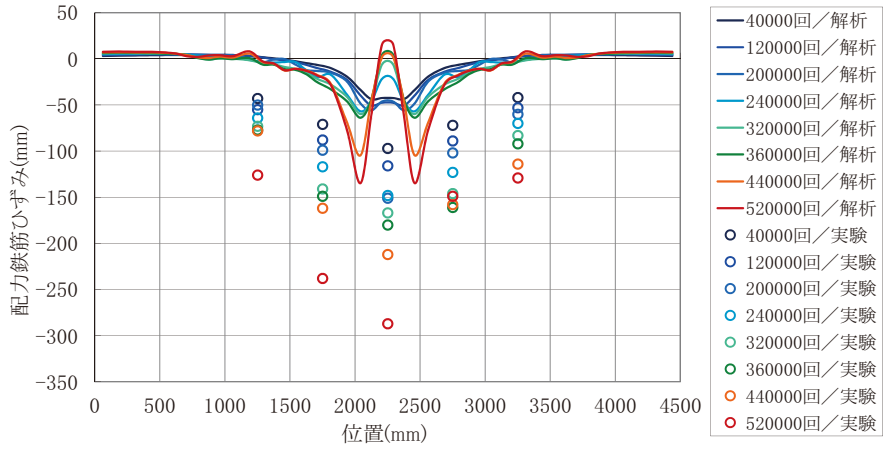
工法の名称	配力鉄筋ひずみ分布（階段載荷）
パワースラブ	
パイプスラブ	
ＳＣデッキ（底鋼板厚9mm）	

表-4.3.5　解析値と実験値との比較

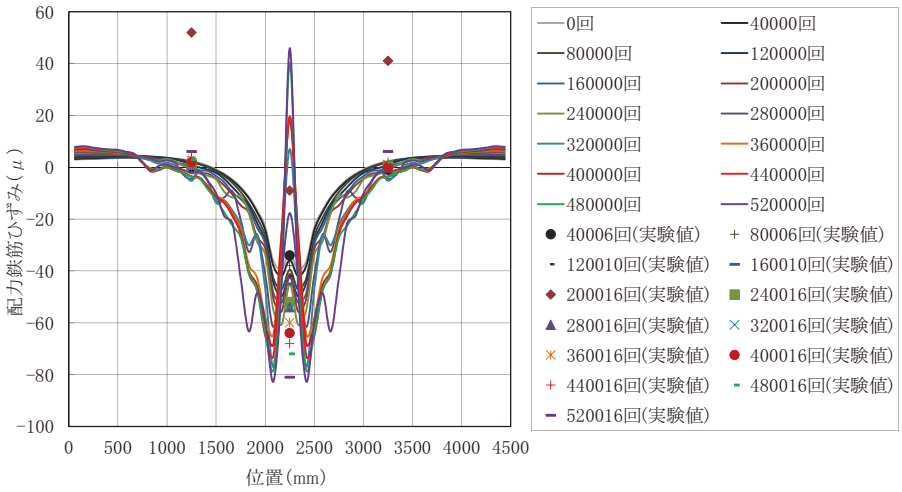
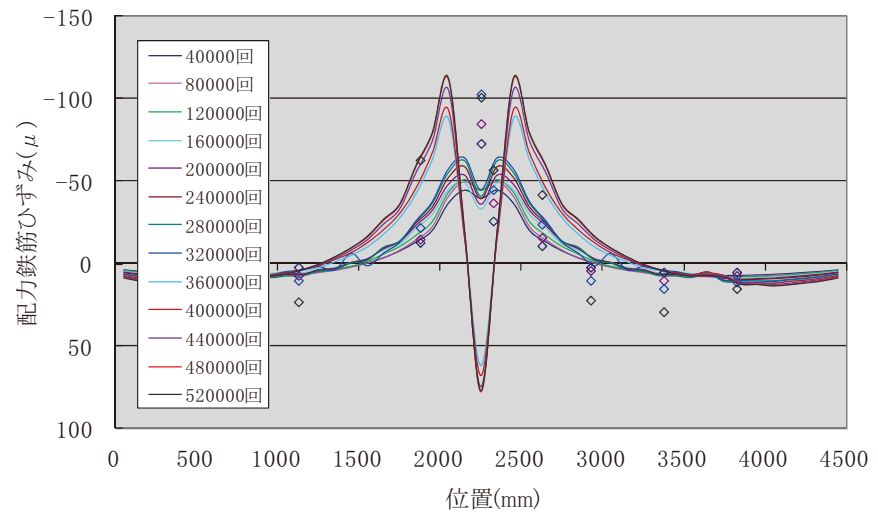
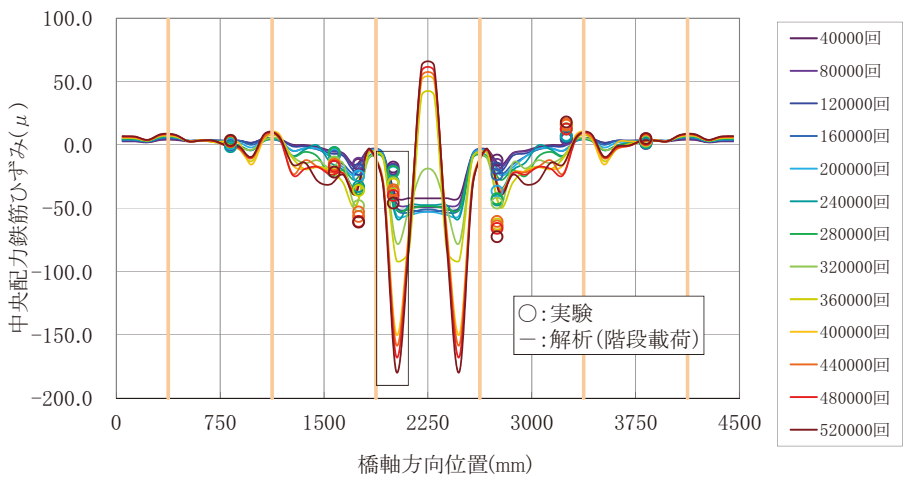
工法の名称	配力鉄筋ひずみ分布（階段載荷）
ダイヤスラブ	
ＴＲＣ床版	
リバーデッキ （階段載荷 A）	

表-4.3.6　解析値と実験値との比較

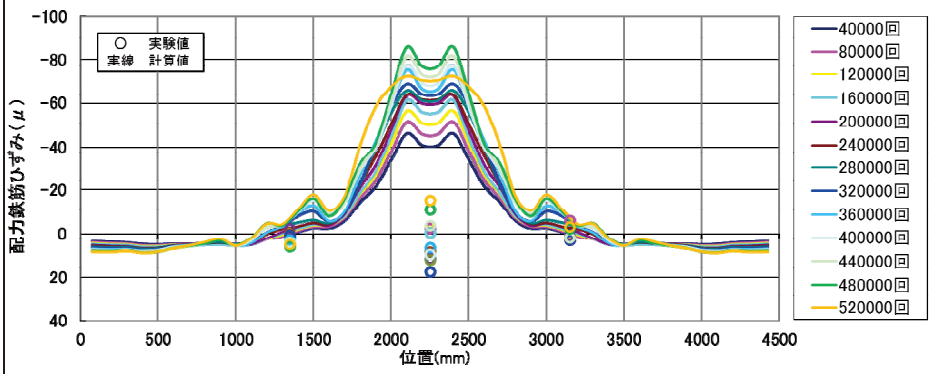
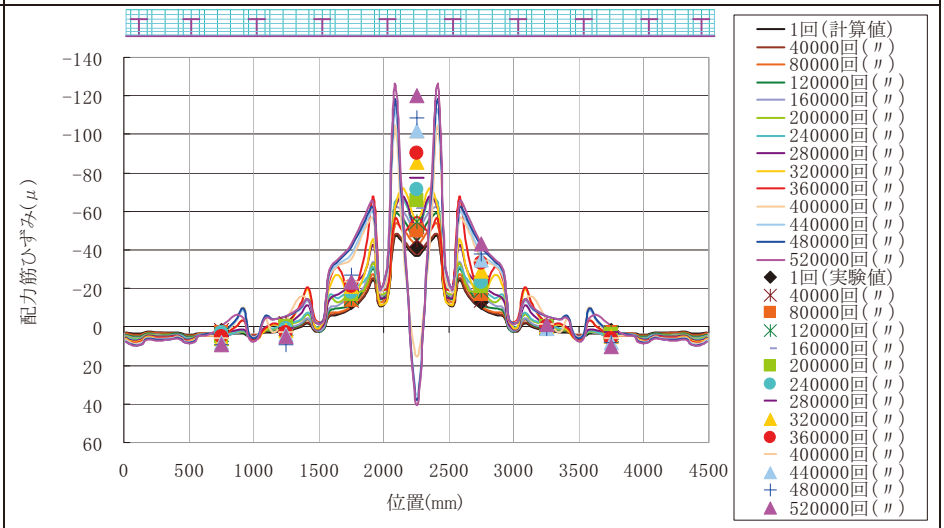
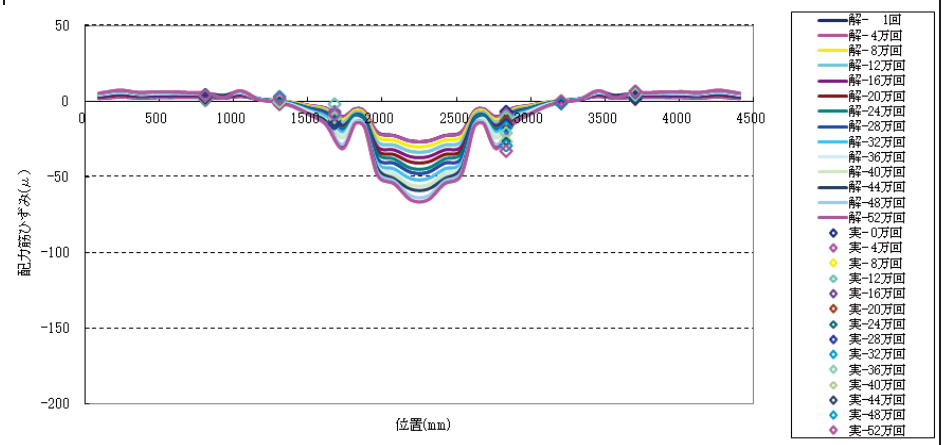
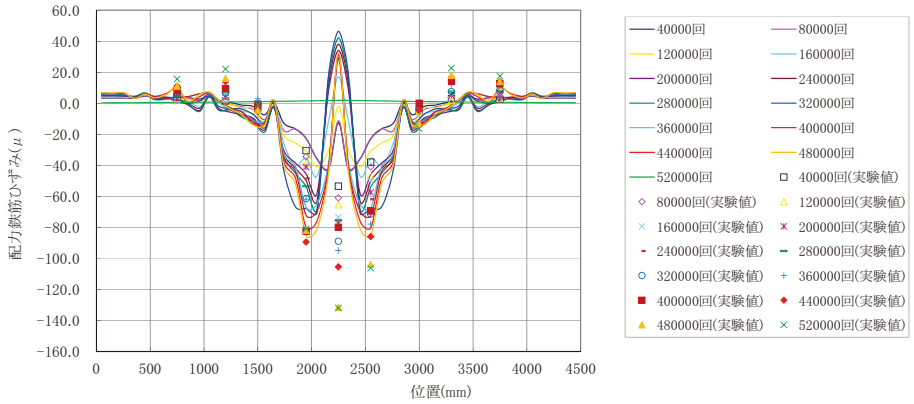
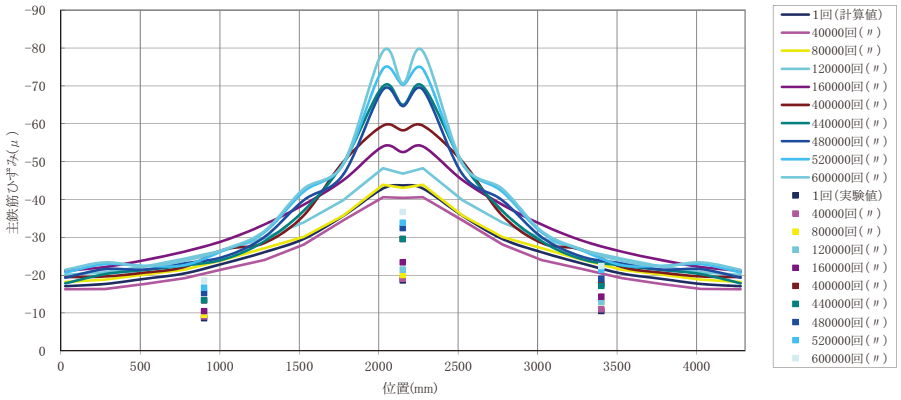
工法の名称	配力鉄筋ひずみ分布（階段載荷）
ＫＴ－スラブ	
ＱＳスラブ	
ＭＥＳＡＢ	

表-4.3.7　解析値と実験値との比較

工法の名称	配力鉄筋ひずみ分布（階段載荷）
チャンネルビーム合成床版	
ＵＢＥスラブ（床版厚135mm）	

4.3.3　限界状態の相対比較

合成床版の解析結果をそれぞれの破壊の定義に至った走行回数で整理して、表-4.3.8 および図-4.3.1 にそれぞれ示す。階段載荷と一定荷重走行載荷とでは、個別の工法でみると同じ破壊の定義の状態に至る走行回数は、必ずしも一致しないが、全体的に右肩上がりの分布となっており、弱い相関関係が見られる。水平ひび割れの発生回数と、破壊の定義Ａ、破壊の定義Ｃとはほぼ同じ回数となる。これは、水平ひび割れの発生位置が、リブ位置または上段鉄筋位置であり、これらの位置が互いに近接していることによる。例えば、水平ひび割れの発生要素内に上段配力鉄筋が位置していれば、要素の剛性低下の時期と上段配力鉄筋ひずみが引張側へ変化する時期とはほぼ同じになる。破壊の定義Ｃについてみると、リブ上に上段配力鉄筋が置かれている工法では、リブ天端と上段配力鉄筋が近接している

ため、水平ひび割れの発生と破壊の定義Cは同じ回数となる。一方、リブ天端より上段配力鉄筋が上方の要素内に配置される場合は、初めの水平ひび割れはリブ天端位置となり、その後上方の上段配力鉄筋位置にも水平ひび割れが発生するため、水平ひび割れの発生と破壊の定義Cは異なる回数となっている。

表-4.3.8　破壊の定義の走行回数

工法の名称	水平ひび割れの発生回数			破壊の定義D（合成床版）			RC床版の破壊の定義A			RC床版の破壊の定義C		
	階段載荷		一定荷重走行載荷	階段載荷		一定荷重走行載荷	階段載荷		一定荷重走行載荷	階段載荷		一定荷重走行載荷
	[回]	157kN換算	[回]	[回]	157kN換算	[回]	[回]	157kN換算	[回]	[回]	157kN換算	[回]
パワースラブ	3.20E+05	1.33E+07	2.63E+06	4.00E+05	3.99E+07	1.51E+07	4.00E+05	3.99E+07	2.45E+06	4.80E+05	1.06E+08	1.97E+06
パイプスラブ	3.20E+05	1.33E+07	1.71E+07	5.20E+05	1.66E+08	3.51E+07	2.60E+05	5.55E+06	1.00E+07	3.20E+05	1.33E+07	1.71E+07
ADS床版	3.60E+05	2.36E+07	3.52E+06	4.00E+05	3.99E+07	1.12E+07	至らず	1.66E+08 以上	7.22E+07 以上	3.60E+05	2.36E+07	3.52E+06
SCデッキ(底鋼板9mm)	2.40E+05	3.83E+06	5.62E+06	3.20E+05	1.33E+07	8.87E+06	3.20E+05	1.33E+07	6.57E+06	3.60E+05	2.36E+07	1.91E+07
ダイヤスラブ	2.80E+05	7.28E+06	1.18E+07	4.00E+05	3.99E+07	3.07E+07	3.00E+05	1.03E+07	3.67E+06	4.80E+05	1.06E+08	2.66E+07
TRC床版	3.20E+05	1.33E+07	1.99E+07	至らず	1.66E+08 以上	3.17E+07	3.20E+05	1.33E+07	8.00E+06	3.20E+05	1.33E+07	1.99E+07
リバーデッキ（載荷方法A）	2.40E+05	3.83E+06	4.07E+06	4.00E+05	3.99E+07	2.37E+07	3.30E+05	1.59E+07	2.00E+06	4.00E+05	3.99E+07	1.20E+07
KT-スラブ	4.00E+05	3.99E+07	2.03E+07	至らず	1.66E+08 以上	2.30E+07	至らず	1.66E+08 以上	2.30E+07	4.00E+05	3.99E+07	2.03E+07
QSスラブ	2.00E+05	1.90E+06	1.38E+06	4.40E+05	6.61E+07	1.60E+07	3.60E+05	2.36E+07	1.57E+07	2.00E+05	1.90E+06	1.38E+06
MESLAB	3.20E+05	1.33E+07	2.58E+06	4.80E+05	1.06E+08	1.77E+07	4.80E+05	1.06E+08	1.44E+07	3.20E+05	1.33E+07	2.58E+06
チャンネルビーム合成床版	1.60E+05	8.89E+05	2.94E+06	2.80E+05	7.28E+06	2.60E+07	1.60E+05	8.89E+05	1.00E+06	3.20E+05	1.33E+07	2.02E+07
NSスラブ（床版厚200mm）	2.40E+05	3.83E+06		5.20E+05	1.66E+08		2.80E+05	7.28E+06		2.40E+05	3.83E+06	
Hitスラブ	2.80E+05	7.28E+06	7.47E+05	4.40E+05	6.61E+07	1.23E+07	2.00E+05	1.90E+06	1.26E+06	2.80E+05	7.28E+06	7.47E+05

RC床版の破壊の定義A　：　上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする
RC床版の破壊の定義C　：　上段鉄筋を含む上から第２層にｚ方向の剛性低下要素が生じた回数を限界値とする
合成床版の破壊の定義D　：　水平ひび割れが橋軸方向に300mm以上連続したときを疲労破壊の限界値とする

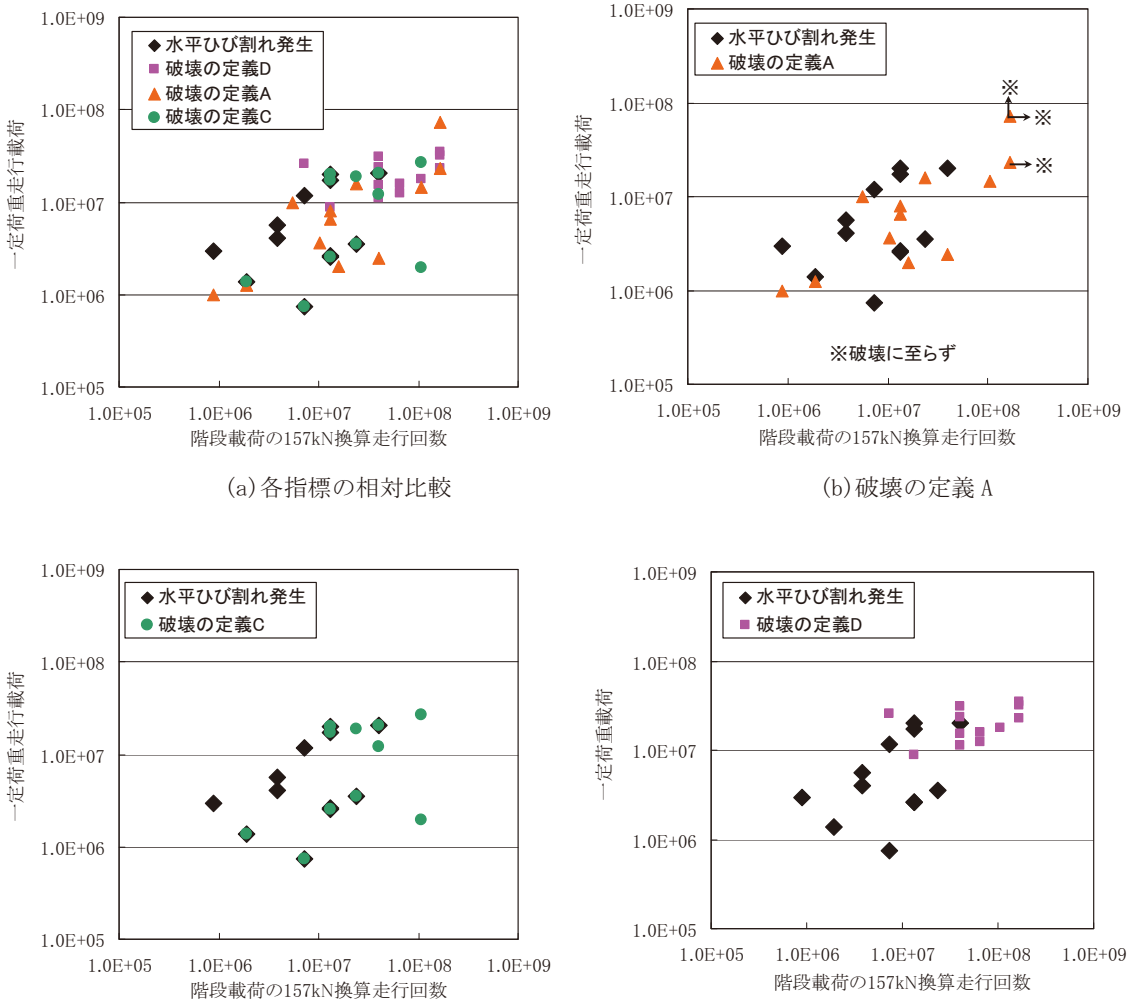


図-4.3.1　破壊の定義の走行回数

平成 8 年道示で設計された鉄筋コンクリート床版（RC8n1）と各種合成床版とで輪重 157kN の一定荷重走行載荷に対する疲労寿命を比較する。コンクリートの被害則のべき指数を m=8 とした場合、鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A は 704 万回（表-3.4.1 参照）、各種合成床版の破壊の定義 D は表-4.3.8 より 887 万回から 3510 万回であり、合成床版の疲労寿命は鉄筋コンクリート床版の 1.26～4.99 倍であった。

4.3.4　解析結果のまとめ

合成床版の疲労耐久性評価に関する検討で得られた結果は以下のとおりである。

・合成床版の疲労耐久性を解析的に評価する本手法は、実験結果との比較から合成床版の応力性状を精度よく評価でき、コンクリートの疲労損傷挙動を支配要因とするコンクリート系床版の疲労耐久性を再現できる可能性があることがわかった。

・平成８年道示で設計された鉄筋コンクリート床版を基準として、各種合成床版の疲労耐久性を相対的に評価することができた。

・合成床版の疲労耐久性は、工学的指標として鉄筋コンクリート床版の破壊の定義 A,C と合成床版の破壊の定義 D を用いて相対的に評価できる可能性があることがわかった。各種合成床版の疲労寿命（破壊の定義 D の回数）は鉄筋コンクリート床版の疲労寿命（破壊の定義 A の回数：704 万回）の 1.26～4.99 倍であった。

・合成床版では、補強リブや鉄筋など内部の鋼材配置がコンクリートの応力集中の原因となる可能性があるため、疲労耐久性をさらに向上させるにはこれらの構造詳細の工夫が重要である。

4.3.5　適用範囲

本解析手法は、コンクリートをソリッド要素、鋼板をシェル要素、鉄筋を埋込み鉄筋要素、頭つきスタッドを梁要素でそれぞれモデル化することを基本としており、一般の鉄筋コンクリート構造や合成構造に適用が可能と考えられる。コンクリートの疲労破壊の定義は、コンクリートの引張りひずみの履歴に着目しているので、引張りひずみの変動がない構造物には適用できない。鋼材とコンクリートとの合成構造では、両者の接合部は通常剛結とみなせるずれ止めが配置されており、このずれ止めそのものが構造物全体の疲労耐久性を決定しないことが確認されている場合は、本手法を適用できる。ずれ止めの耐久性が支配的な場合は、別途ずれ止めの耐久性評価が必要である。鋼材とコンクリートとの接合部近傍のコンクリートが疲労の影響を受ける場合は、特に接合部の境界条件が実構造を再現できるようなモデル化の注意が必要である。

4.3.6　実橋への適用に関する留意事項

本解析手法の実橋への適用にあたっては、表-4.3.9 に示す事項に留意するのがよい。

表-4.3.9　実橋への適用に関する留意事項

番号	検討項目	留意事項
1	着目断面の選定	主桁による床版の拘束条件、支持条件が床版にとって不利な断面位置を着目断面として選定する。
		主桁の断面の一部としての床版に作用する断面力の影響を適切に評価する。
2	輪荷重作用位置の選定	輪荷重載荷位置は、実際に走行可能な範囲で着目断面に最も不利な位置となるようにする。
		広幅員で、隣接車線の影響を考慮する場合は、同時載荷の頻度を考慮する。
3	載荷荷重	荷重は 1 軸載荷で、1輪当り157kNを基本とする。
4	着目断面の解析モデルの作成	着目断面の解析モデルは、4章に示した各工法のモデル化を参考にして作成する。
5	着目断面以外の解析モデルの作成	要素数が多くなりすぎて、解析が実行不能とならないよう着目断面以外は床版を含む梁モデルを基本とする。
6	解析結果の評価	架設地点の交通量予測から計算した一輪157kN換算の載荷回数と解析結果の工学的指標の状態に至る載荷回数との大小関係を比較し、必要な耐久性が満足されることを確認する。

【４章の参考文献】

4.1（合成床版工法）の参考文献

1）国土交通省土木研究所，他：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書（その４），2001

2）国土交通省土木研究所，他：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その５）－評価編－,2001

3）永田淳，高田和彦：帯鋼ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の疲労耐久性，第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.225-230,2000

4）春日井俊博，永田淳，高田和彦，井上武：帯鋼ジベルを用いた新しい合成床版の疲労耐久性と破壊性状，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，CS10-025，pp.349-350，平成 17 年 9 月

5）街道浩，松井繁之：鋼・コンクリート合成床版の支間部および張出し部のせん断疲労強度評価，土木学会論文集 A Vol.64 No.1，pp.60-70,2008.1

6）松井繁之：橋梁の寿命予測－道路橋 RC 床版の疲労寿命予測－，安全工学 Vol.30,No.6,pp.65-73，1991

7）中谷昌一，内田賢一，西川和廣，神田昌幸，宮崎和彦，川間重一，松尾伸二：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土技術政策総合研究所資料第 28 号，2002.3

8）PC 床版に関する文献追加

9）八部順一，川畑篤敬，佐々木保隆，内田賢一，宮崎和彦，西川和廣：パーシャルプレストレスを導入したＰＣ床版の輪荷重走行実験，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.43-48，平成 10 年 11 月

10）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説，pp.284-285，平成 24 年 3 月

11）国土交通省国土技術政策総合研究所，他：道路橋の新技術評価手法に関する研究－新技術評価のガイドライン（案）－，国土技術政策総合研究所資料第 609 号，2010.9

12）日本橋梁建設協会：合成床版設計・施工の手引き，平成 20 年 10 月

13）春日井俊博，入部孝夫，竹下永造，三浦尚：鋼・コンクリート合成床版の鋼材防食に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.1109-1114，2010

4.2.1（パワースラブ工法）の参考文献

1-1）水越秀和，春日井俊博，坪内佐織，結城洋一：合成床版を有する連続合成桁の中間支点部に関する実験，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1443-1455，2009.3

1-2）土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物［平成 9 年版］，1997.9

1-3）Leonhardt,F.,Andrä,W., Andrä, H-P. und Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit höher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Vol.12, pp.325-331, 1987.12

1-4）春日井俊博，永田淳，高田和彦，井上武：帯鋼ジベルを用いた新しい合成床版の疲労耐久性と破壊性状，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，CS10-025，pp.349-350，平成 17 年 9 月

4.2.2（パイプスラブ工法）の参考文献

2-1）(社）土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物［平成 9 年版］，2005.8.
2-2）大久保，中本，田中，松井：鋼管ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版に関する実験的研究，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.97-102，2003.6.
2-3）山本，大久保，中本，橘，高林，中村：鋼管ジベルを用いたずれ止め押し抜き試験，第 9 回複合構造の活用に関するシンポジウム，2011.11.
2-4）田中，中村，中本，橘，山本，大久保：鋼管ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の溶接継手の疲労試験，土木学会，第 64 回年次学術講演会講演概要集，I-372，pp.743-744，2009.9.
2-5）国土交通省土木研究所ら：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書(その 4)，2001.1.
2-6）中本，田中，大久保：鋼管ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.197-202，2004.10.

4.2.3（ＡＤＳ床版工法）の参考文献

3-1）鈴木孝洋、碇山晴久、入部孝夫：ADS 床版の疲労耐久性確認試験の報告－土木研究所　輪荷重走行試験機使用－、東京鐵骨橋梁　技術報　No.51　2005 年
3-2）鈴木孝洋、碇山晴久、松井繁之：ADS 床版の疲労耐久性に関する実験的研究－大阪大学　輪荷重走行試験－、東京鐵骨橋梁　技術報　No.52　2006 年

4.2.4（ＳＣデッキ工法）の参考文献

4-1）街道浩，渡辺滉，橘吉宏，松井繁之，堀川都志雄：鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および 3 次元有限要素解析による疲労耐久性評価，構造工学論文集 Vol.50A，pp.1119-1130,2004 年（平成 16 年）3 月
4-2）国土交通省土木研究所，他：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書(その 1)-標準試験方法および第 1 回試験報告-，共同研究報告書第 221 号,1999 年（平成 11 年）3 月
4-3）倉田幸宏，鈴木統，橘吉宏，小林潔，上村明弘：鋼・コンクリート合成床版の解析のモデル化に関する検討，土木学会第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.199-204，2006 年（平成 18 年）7 月
4-4）橘吉宏，高山文郷，野原葵，街道浩：鋼コンクリート合成床版の構造詳細と内部応力に関する解析検討、土木学会第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.169-174，2008

年（平成 20 年）6 月

4.2.5（ダイヤスラブ工法）の参考文献

5-1）田村ら：底鋼板の補強鋼材を全廃した合成床版の実用化に関する実験的研究，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.85-90，2003.6
5-2）前川ら：鋼・コンクリート合成床版（ダイヤスラブ）の疲労耐久性確認試験，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-287，pp.573-574，2010.9

4.2.6（ＴＲＣ床版工法）の参考文献

6-1）国土交通省土木研究所ら:道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法開発に関する共同研究報告書（その２），1999 年 10 月(平成 11 年 10 月)
6-2）中川敏之，阿部幸夫，井澤衛，松井繁之：トラス鉄筋により補強された型枠鋼板付き合成床版の疲労強度特性，第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.219-224，1998 年(平成 10 年)

4.2.7（リバーデッキ工法）の参考文献

7-1）末田明，田中祐人，上村明弘：突起付きＴ形鋼ジベル合成床版の構造特性と疲労耐久性，鋼構造年次論文報告集，第 10 巻，pp.157-164，日本鋼構造協会，2002 年 11 月(平成 14 年).
7-2）高須賀丈広，上村明弘，神田恭太郎，長井正嗣：突起付きＴ形鋼ジベル合成床版の片持部静的載荷実験，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp235-240，2004 年 11 月(平成 12 年)
7-3）土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針　PART B　合成構造物，土木学会，1997 年 9 月(平成 9 年).
7-4）高須賀丈広，上村明弘，神田恭太郎，小林博之，佐藤政勝：突起付きＴ形鋼の付着性能および水平せん断抵抗に関する実験研究，第 12 回鋼構造年次論文報告集，pp.83-90，2004 年 11 月(平成 16 年)
7-5）国土交通省土木研究所ら:道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書(その 4)，2001 年 1 月(平成 13 年).

4.2.8（ＫＴ－スラブ工法）の参考文献

8-1）土木学会鋼構造委員会：鋼構造シリーズ⑨B 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物［平成 9 年版］，日本鋼構造協会，平成 9 年 9 月
8-2）明橋，永田，木水，西川：コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集，第 8 巻第 31 号 pp81-87，平成 13 年 9 月
8-3）大垣,鹿島,川畑,山田：孔あきＴ形リブを用いた合成床版”K-スラブ”のずれ止め性能

と疲労耐久性，土木学会，第六回道路橋床版シンポジウム論文報告集，平成 20 年 6 月

4.2.9（ＱＳ Slab 工法）の参考文献

9-1）鋼・コンクリート合成床版（QS Slab）の開発研究（その１），宮地技報 No.17，2001
9-2）鋼・コンクリート合成床版（QS Slab）の開発研究（その２），宮地技報 No.18，2002

4.2.10（ＭＥＳＬＡＢ工法）の参考文献

参考文献

10-1）舘石ら：Ｌ形鋼をずれ止めに用いた鋼・コンクリート合成床版の疲労耐久性，鋼構造論文集第 14 巻第 55 号，pp123-132，平成 19 年 9 月
10-2）舘石ら：鋼・コンクリート合成床版のＬ型鋼ジベル溶接部の局部応力挙動に関する研究，鋼構造論文集第 16 巻第 63 号，pp57-66，平成 21 年 9 月
10-3）崔ら：L 形鋼をずれ止めとして用いた合成床版の曲げ載荷試験，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-288 ，pp575-576，平成 22 年 9 月
10-4）深沢ら：鋼・コンクリート合成床版ＭＥＳＬＡＢの疲労耐久性と連続合成桁への適用性について，三井造船技報，№176，平成 14 年 6 月
10-5）国土交通省土木研究所ら：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書(その 4)，平成 13 年 1 月

4.2.11（チャンネルビーム合成床版工法）の参考文献

11-1）土木学会：鋼構造物設計指針 PART B　合成構造物,pp.93-94,平成 9 年
11-2）鈴木　統，山口隆一，塩永亮介：合成床版のずれ止めにリブが及ぼす影響に関する研究,第 65 回年次学術講演会講演概要集，Ⅰ-289，pp.577-578

4.2.12（ＮＳスラブ工法）の参考文献

12-1）Leonhardt, L., Andra, W., Andra, H.P. & Harra, W.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel fur Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau, pp.325-331, 12 / 1987.
12-2）櫻井ら：形鋼橋梁の構造合理化に関する研究，土木学会論文集 No.794,I-72,pp.67-86，2005.7
12-3）国土交通省土木研究所ら：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価方法の開発に関する共同研究報告書(その 4)，平成 13 年 1 月

4.2.13（Ｈｉｔスラブ工法）の参考文献

13-1）杉原、北村、岩田、松井：バルブプレート合成床版の疲労耐久性に関する実験的研究、第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集、pp.217-222、2004 年 11 月

13-2）国土交通省土木研究所：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 5）－評価編－、平成 13 年 3 月

4. 2. 14（ＵＢＥスラブ工法）の参考文献

14-1）Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, Journal of Structural Engineering, ASCE, 138(11), pp.1321-1330, 2012.11.

14-2）Atsushi OGAWA, Isamu YOSHITAKE, Yasuo WATADA and Yail Jimmy KIM: Design Concept of Steel-Concrete Composite Slab Using an Adhesive, Proceedings of 18th IABSE Congress, A-0064, 2012.9.

14-3）Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Eri OGAMI: A Composite Deck Having Transverse Stiffeners Bonded with a Cementitious Adhesive Subjected to Moving-Wheel Fatigue, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.18, No.9, pp.848-857, 2013.9.

第5章 既設橋への適用に関する検討

5.1 損傷状況の異なる既設橋の現有耐力照査

本解析結果と実橋梁の損傷状態との関係及び既設橋の耐荷力評価への適用性について検討するため、長期供用された撤去橋梁から切り出したひび割れ状態が同程度の床版のうち、貫通ひび割れの有無に着目した2体の床版を対象として輪荷重走行試験及び解析を行った。

ここで、貫通ひび割れ（漏水・遊離石灰）の有無に着目した理由として、国土交通省直轄国道の定期点検要領[5.1)]に基づく点検データを分析したところ、漏水・遊離石灰がみられる床版が漏水・遊離石灰がみられない床版と比較して早期に損傷が進行する確率が高い可能性があると考えられたためである。なお、既往の研究[5.2)]では，路面に降った雨水が舗装内を浸透し、床版上面からひび割れ内へと浸透すると、交通荷重の繰返しによってひび割れが開閉を繰返し、浸透水がひび割れ面の摩耗（こすりあわせ現象及びポンピング現象）が生じ、これらの劣化現象がRC床版の疲労寿命を距端に低下させることがRC床版上面に水を張った状態での輪荷重走行試験によって実証されている。これに対して、現行設計基準では、床版防水層及び排水設備で構成される床版防水を設置することとしている。このことから、本研究においては、床版内部に水が浸入することは防止しているという前提で、貫通ひび割れの有無が疲労耐久性に与える影響の差のみを対象としている。

5.2　撤去橋梁の輪荷重走行試験

(1) 対象橋梁

試験の対象とした橋梁の架橋時の状況を、写真-5.2.1から写真-5.2.4及び図-5.2.1に示す。

当該橋梁は、市街地に位置する橋梁である。昭和39 年道路橋示方書で設計され、昭和47年に供用後約40年にわたり供用されていたものの、新橋の架設により河積阻害率が基準値を上回ることから撤去することになったものである。設計活荷重はTL-14として設計され、その後床版に補修補強をされていない。床版厚は170mmと薄く、舗装厚も50mmで設計されているものの、走行位置によってはアスファルト舗装が摩耗して無くなっている箇所もあった。



写真-5.2.1　全景



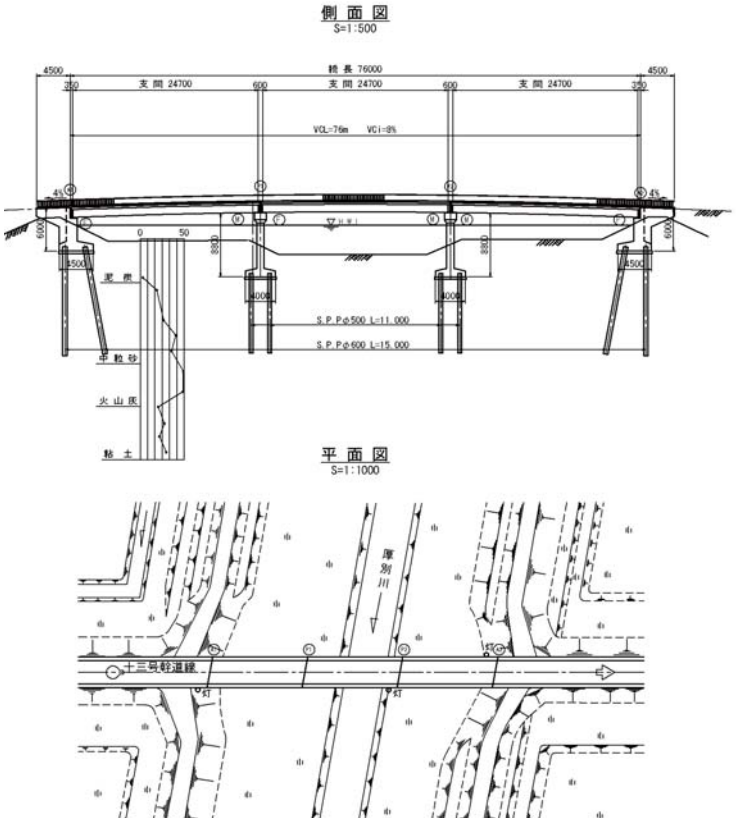
写真-5.2.2　床版下面損傷状況

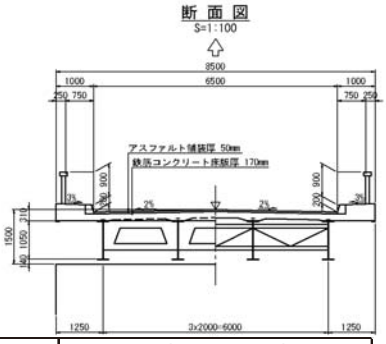


写真-5.2.3　舗装の摩耗状況



写真-5.2.4　床版上面の状況





構造形式	鋼単純合成I桁橋－3連°
斜角	80°
橋　長	76.000m
支間長	24.7m＋24.7m＋24.7m
幅員構成	全幅員8.5m、有効幅員8.0m（歩道幅0.75m+車道幅3.25 m +3.25 m +0.75 m）
床　版	鉄筋コンクリート床版　床版厚 t=170mm σck＝記録なし
舗　装	アスファルト舗装厚 t=50mm
使用鋼材	SS41、SM50YA、SM50YB、SM53B、鉄筋SSD39
適用示方書	S39
設計活荷重	TL-14tf
供用年月日	昭和47年10月1日

図-5.2.1　試験対象の橋梁一般図

(2) 供試体の選定

撤去橋梁から切り出した床版は図-5.2.2 に示す全 30 体であり、試験に用いる供試体の選定の考え方は、次のとおりである。

このうちひび割れの程度及び貫通クラックの有無に着目し、次に示すとおり分類した。

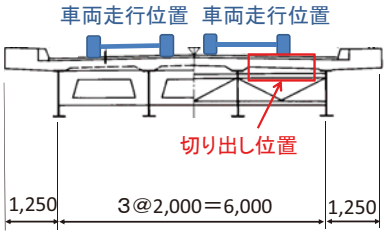
・ひび割れの程度（ひび割れ間隔　0.2m 以下）　：2,5,10,18,20,28,30

・ひび割れの程度（ひび割れ間隔　0.2m 程度）　：1,15,25,27,29

・貫通クラックあり（漏水・遊離石灰から判断）　：1,2,5,15,18,27,28

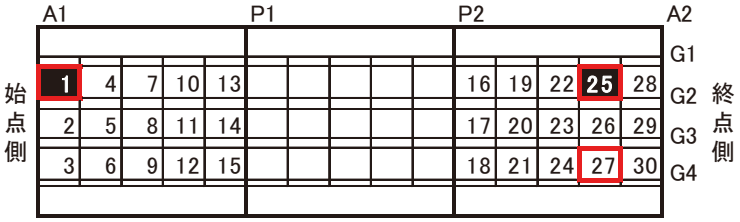
ひび割れ間隔が同程度（0.2m 程度）の床版の中から、床版中央部に明瞭な遊離石灰がある供試体 No.1 と、遊離石灰のない供試体 No.25 を選定した。供試体 No.25 については、透水試験により貫通ひび割れが生じていないことを確認した。

図-5.2.3 に床版下面のひび割れ状況を示す。



		当該床版
床版支間		2.0m
床版厚		170mm
主鉄筋	上面	D16@250
	下面	D16@125
配力鉄筋	上面	D16@300
	下面	D16@150
試験体幅		2.0m

アスファルト舗装：50mm
鉄筋コンクリート床版：170mm

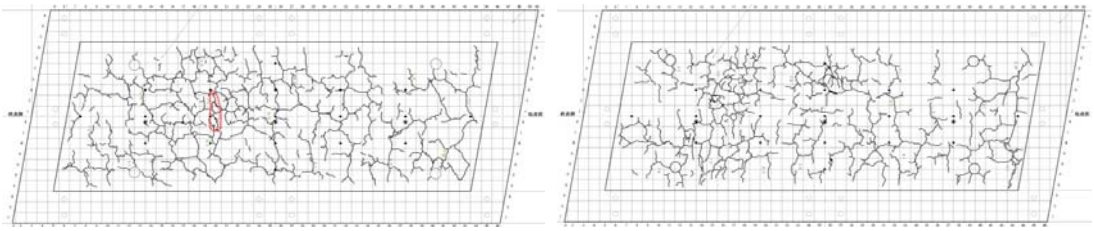


※下面の展開図

■ 貫通ひび割れあり（供試体 No.1） 貫通ひび割れなし（供試体 No.25）

□ コンクリートの物性調査に利用（供試体 No.27）

図-5.2.2　車両走行位置と切り出し床版との関係



(a)供試体 No.1　　(b)供試体 No.25

図-5.2.3　床版下面ひび割れ状況



(a)供試体 No.1　　(b)供試体 No.25

写真-5.2.5　床版下面ひび割れ状況

(3) 供試体の加工

供試体は、輪荷重走行試験機に設置できるよう、切り出した床版端部をはつった上で、不足する寸法分の鉄筋を溶接で接ぎ足しコンクリートを打設し加工した。図-5.2.4 に供試体配筋図を、図-5.2.5 に床版加工図を示す。加工後の供試体は、解析により実橋梁と同様の挙動となることを確認している。供試体加工状況を写真-5.2.6 に示す。

舗装を切削した供試体床版は、輪荷重走行試験機の鉄輪からの載荷荷重を均一に試験体に伝えるために、床版上面を平滑化処理する必要がある。供試体床版上面を切削して平滑化するには相当量削る必要があるため、エポキシ樹脂を塗布する方法を採用した。エポキシ樹脂が既設コンクリートに侵入して硬化させないよう、床版上面にビニールシートを敷いた上に塗布した。また、試験中にエポキシ樹脂が割れて載荷ブロック外にはみ出す恐れがあるため、エッジ部分のみブチルテープで試験体と接着した（写真-5.2.7 参照）。

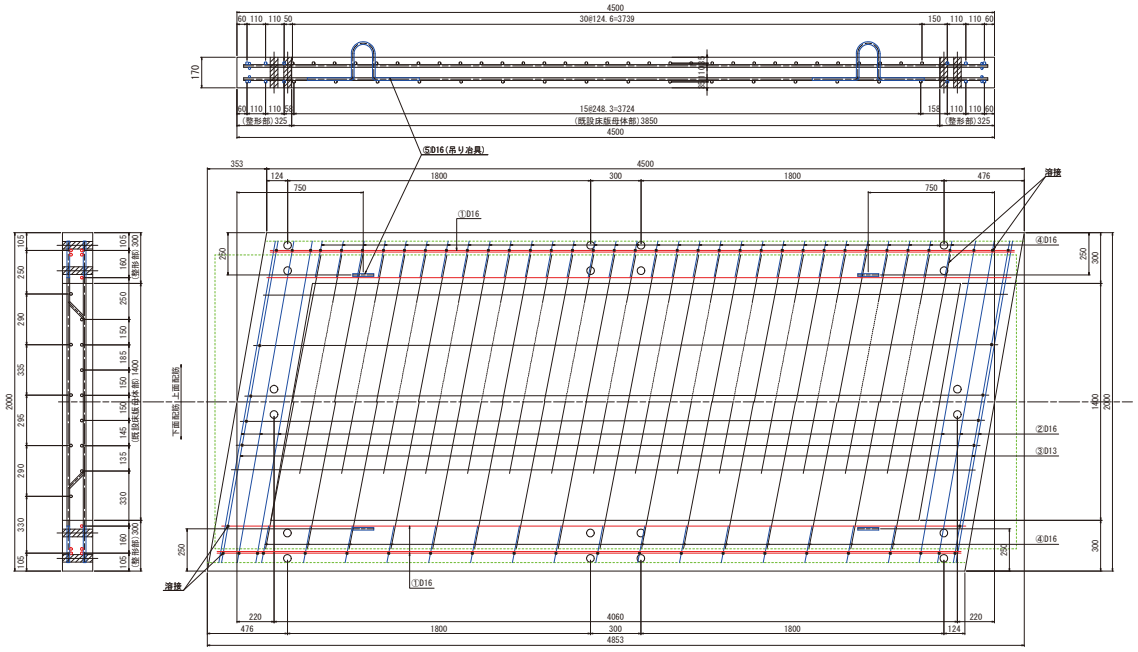


図-5.2.4　供試体配筋図

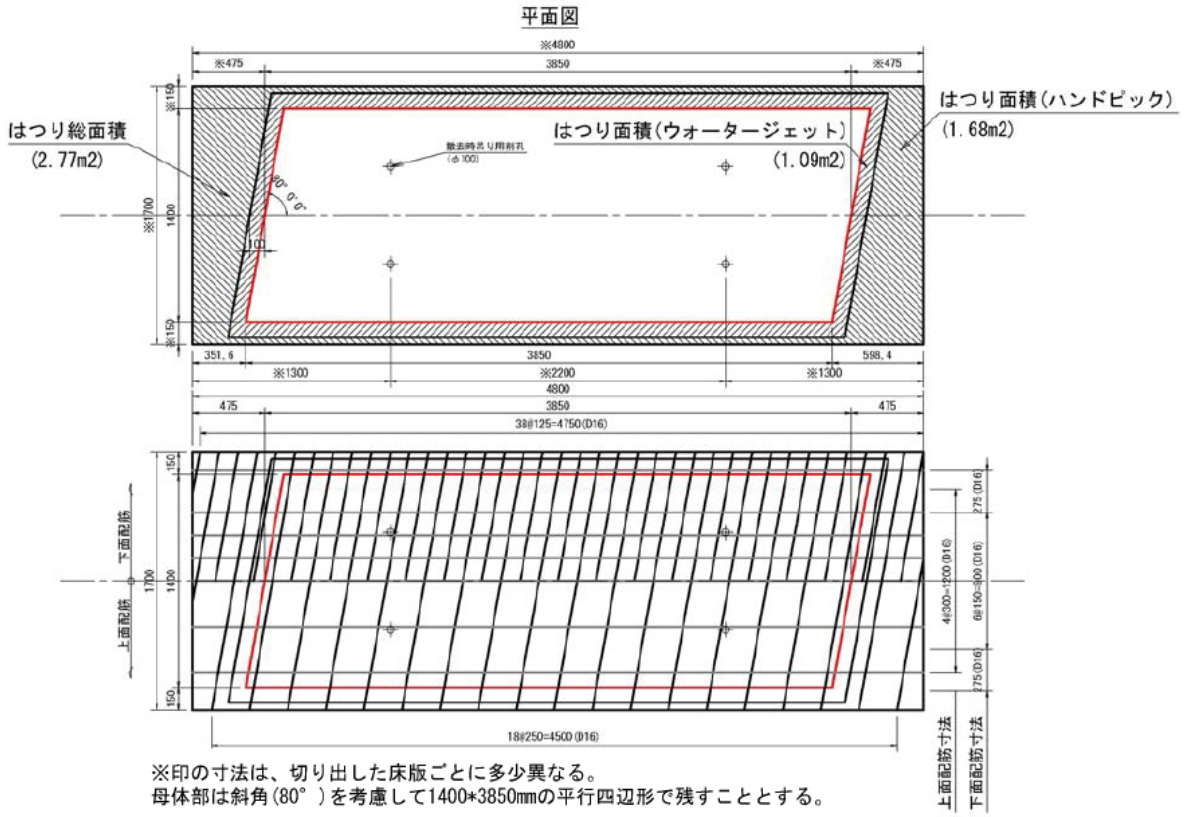


図-5.2.5　床版加工図



写真-5.2.6　床版加工状況



写真-5.2.7　床版上面平滑化加工状況

（エポキシ樹脂塗布）

(4) 材料物性

図-5.2.2に示す、既設床版から切り出したコンクリートコア及び鉄筋から、材料物性を調査した結果を表-5.2.1及び表-5.2.2に示す。

表-5.2.1　コンクリートコア抜き試験結果

供試体	試料名	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
No.1	A	32	27.6
	C	34.1	27
	平均	33.1	27.3
No.25	D	34.1	22.3
その他試料を含む平均		31.0	23.2

表-5.2.2　鉄筋引張試験結果

供試体	試料名	降伏点 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
No.1	1L-主筋	361	232
	1R-主筋	393	203
	1L-配力筋	361	203
	平均	372	213
No.25	1L-主筋	378	206
	1R-主筋	388	195
	1L-配力筋	394	204
	平均	387	202
その他試料を含む平均		380	205

(5) 支持条件

供試体の支持は図-5.2.6 のとおり、橋軸方向には弾性支持、橋軸直角方向は単純支持とした。



(a)試験体の支持構造(橋軸方向)(b)橋軸方向支持(単純支持(回転可能))(c)橋軸直角端部の横桁



(d)試験体の支持構造（橋直方向）　(e) 上側（弾性支持）　(f) 下側（弾性支持）

図-5.2.6 供試体の支持条件

(6) 試験機

輪荷重走行試験機は独立行政法人土木研究所が所有する 1 号機を使用した（図-5.2.7)。輪荷重の幅は 300mm とし、載荷範囲は±1.5m とした。

所定の走行回数ごとに、供試体下面側に配置した変位計及びコンクリート、鋼板に貼り付けたひずみゲージの値を計測した。



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	（独）土木研究所　構造力学実験施設

図-5.2.7　輪荷重走行試験機（土木研究所）

(7) 載荷荷重

載荷荷重は図-5.2.8 のとおり 157kN の一定載荷とした。

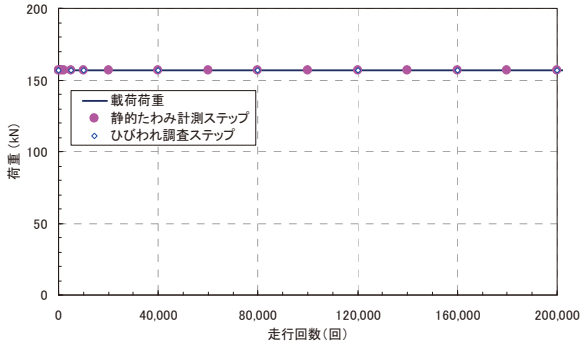


図-5.2.8　初期載荷時のたわみ（床版支間（橋軸直角）方向）

(8) 輪荷重走行試験前の初期たわみ

撤去床版の初期状態を把握するため、輪荷重走行試験前に支間中央に 157kN を定点載荷し、活荷重たわみを計測した結果を図-5.2.9 に示す。健全な場合のたわみと、引張側コンクリートを無視したときの計算値についても算出している。

貫通ひび割れが発生している供試体 No.1 は貫通ひび割れのない供試体 No.25 に比べてたわみが大きいが、いずれも引張側コンクリートを無視した際の活荷重たわみを下回っていた。

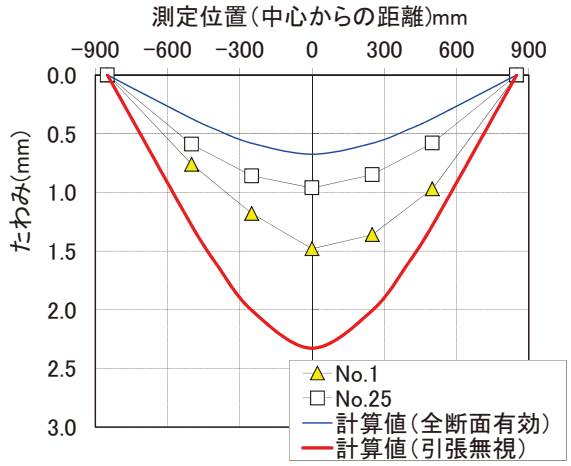


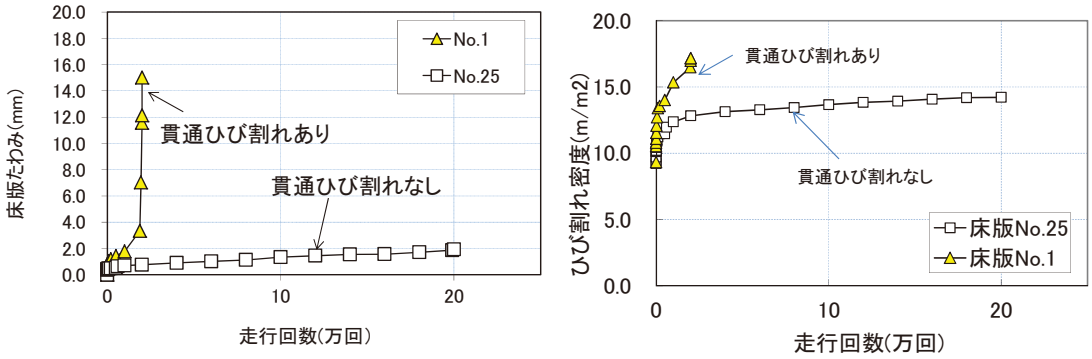
図-5.2.9　初期載荷時のたわみ（床版支間（橋軸直角）方向）

(9) 輪荷重走行試験結果

表-5.2.3 の供試体 No.1（貫通ひび割れあり）及び供試体 No.25 の輪荷重走行試験結果のうち、図-5.2.10 に活荷重たわみ及びひび割れ密度の走行回数ごとの増加傾向を示す。供試体 No.1 は、20,050 回でたわみが急増し、試験を終了した。一方、供試体 No.25 は 20 万回を超えても大きな変状はなく、試験を終了した。ひび割れ密度は、供試体 No.1 は試験前 9.3m/m^2 から試験後 17.2 m/m^2 に増加、供試体 No.25 は 9.2m/m^2 から試験後 14.2m/m^2 に増加した。

表-5.2.3　各供試体の破壊時走行回数

供試体名	コンクリート		破壊時荷重 (kN)	走行回数 (回)	ひび割れ密度 (m/m^2)	破壊状況
	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/ mm^2)				
No.1	33.1	27.3	157	20,050	9.3→17.2	押し抜きせん断破壊
No.25	34.1	22.3	157	200,000	9.2→14.2	未破壊



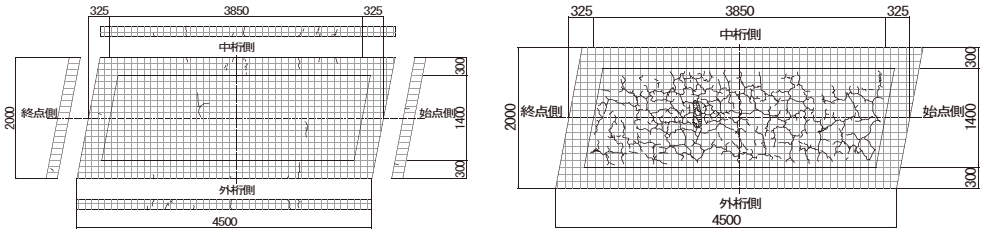
(a)活荷重たわみ　　(b)ひび割れ密度

図-5.2.10 輪荷重走行試験結果

(10) 輪荷重走行試験前後のひび割れ図

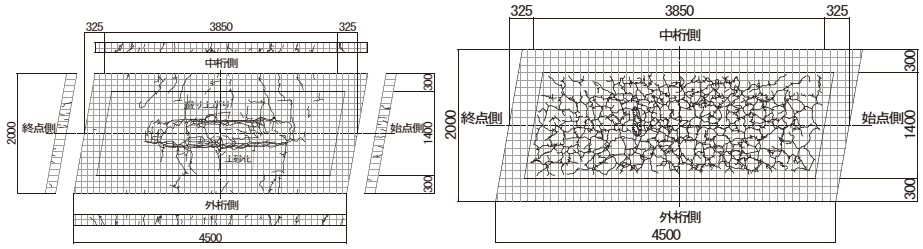
①床版 No.1（貫通ひびわれあり）

輪荷重走行試験前のひび割れ図を図-5.2.11 に、試験後のひび割れを図-5.2.12～14 に示す。押し抜きせん断破壊し、床版上面は砂利化していた。



(a) 上面　　(b) 下面

図-5.2.11　試験前床版ひび割れ図



(a) 上面　　(b) 下面

図-5.2.12 試験後（20,050 回走行）床版ひび割れ図

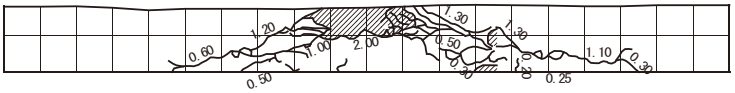


図-5.2.13 試験後床版橋軸方向中央断面ひび割れ図（供試体 No.1）

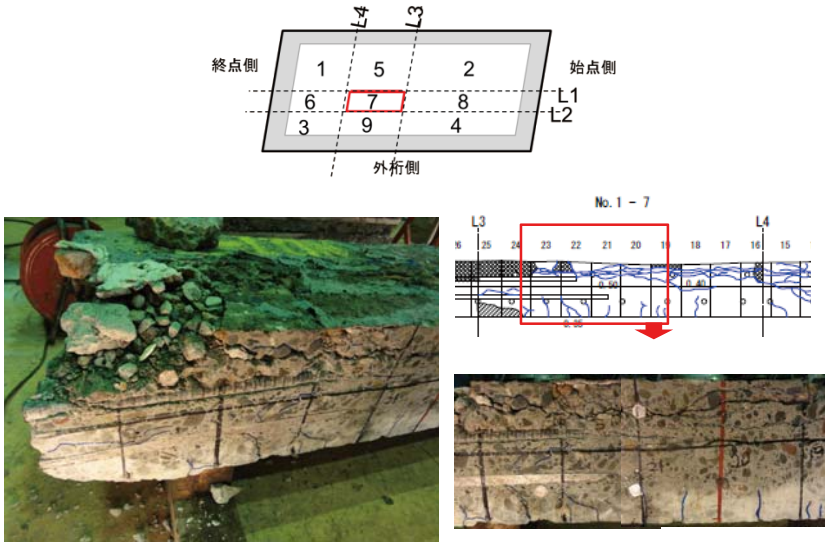
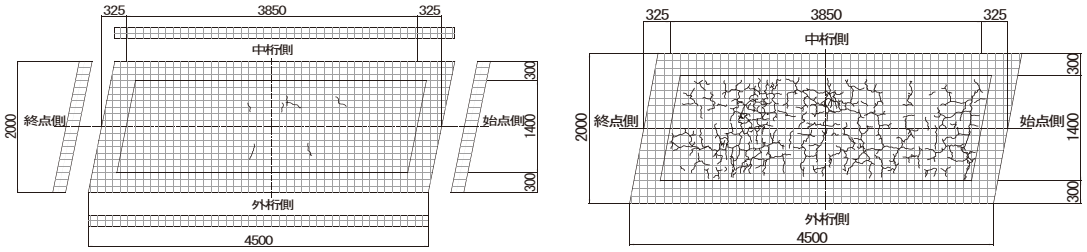


図-5.2.14　輪荷重走行試験後切断試験（供試体 No.1 貫通ひび割れあり）

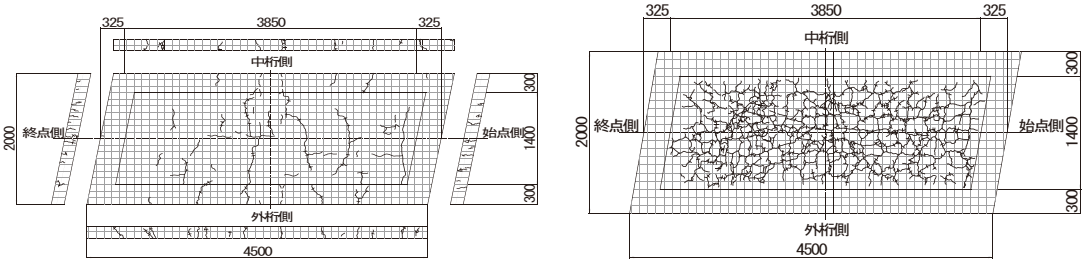
②床版 No.25（貫通ひびわれなし）

輪荷重走行試験の結果を図-5.2.15～17 に示す。20 万回を超えても大きな変状はなく、試験を終了した。



(a) 上面　　(b) 下面

図-5.2.15　試験前床版ひび割れ図



(a) 上面　　(b) 下面

図-5.2.16　試験後（20 万回走行）床版ひび割れ図

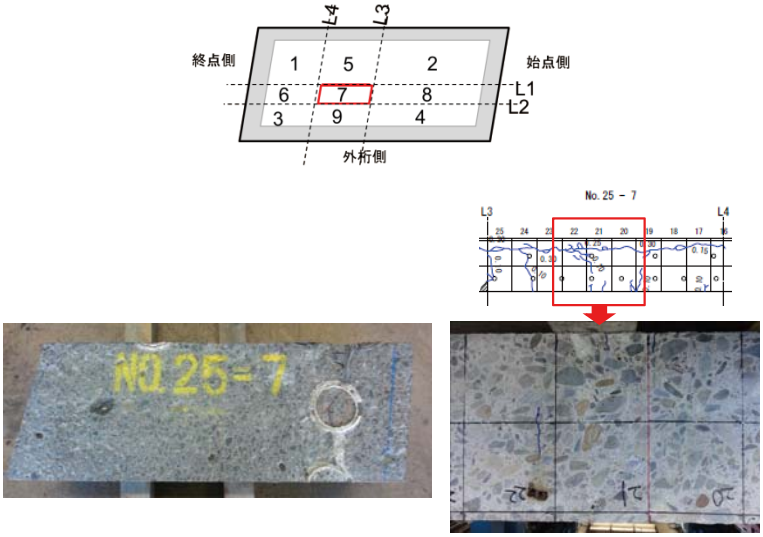


図-5.2.17　輪荷重走行試験後切断試験（供試体 No.25 貫通ひび割れあり）

5.3　疲労損傷解析

貫通ひび割れに着目した輪荷重走行試験結果より、貫通ひび割れが生じている床版は、貫通ひび割れが生じていない床版と比較して破壊に至る回数が早いことがわかった。

本報告書で提案する解析手法を用いて、本解析と貫通ひび割れの有無との関係及び既設橋の耐荷力評価への適用性について検証した。

解析は、輪荷重走行試験と同様、一定荷重(157kN)走行とした。輪荷重走行試験の解析としては撤去橋梁から切り出した床版を対象とした。

(1) 解析ケース

解析ケースを表-5.3.1 に示す。解析ケース 1 は、既設床版の初期の損傷状態を把握するためひび割れが全くない解析モデルを作成し、供試体 No.1 及び 25 と同様のたわみ性状となるまで輪荷重を繰返し載荷する。

ケース 2 は、貫通ひび割れの有無に着目した解析を行う。ケース 2-1 は、貫通ひび割れのない供試体 No.25 を想定し、床版の厚さ方向に 5 分割した要素のうち最下層から 3 層目までをあらかじめ剛性低下させて、輪荷重を繰返し載荷する。ケース 2-2 は、床版の貫通ひび割れ想定位置の最下層から最上層までの剛性をあらかじめ低下させておき、輪荷重を繰返し載荷する。ケース 2-1, 2-2 を比較することで、あらかじめ損傷をモデル化することにより、本解析による既設床版の疲労耐久性評価の適用性について検証する。

表-5.3.1　解析ケース

解析ケース		解析モデル	対象とする実験供試体
1	初期の損傷状態を把握するための解析	【ひび割れなし】 ひび割れが全くない状態から、供試体 No.1 又は 25 と同様のたわみ性状となるまで解析する。	No.1,25
2-1	貫通ひび割れの有無に着目した解析	【貫通ひび割れなし】 床版の厚さ方向に 5 分割した要素のうち最下層から 3 層目までをあらかじめ剛性低下させる。	No.25
2-2		【貫通ひび割れあり】 床版の厚さ方向に 5 分割した要素のうち最下層から最上層までをあらかじめ剛性低下させる。	No.1

(2) 解析モデル

次の条件でモデルを構築し解析を行った。解析は弾性 FE モデルとし、疲労による破壊の最小評価単位となる要素の大きさは、床版のコンクリートを等しく同じ破壊条件で独立に評価する方法で扱うため、100×100mm 程度とした。床版厚さ方向に 5 分割の 6 面体ソリッド要素を基本とした。鉄筋を含む要素では、コンクリートの母要素と自由度を共有する従属要素「埋め込み鉄筋要素」を用いて鋼材をソリッド要素に埋め込みモデル化した。解析は、汎用 FEM 解析ソフト「DIANA」を用いた。

解析モデルを図-5.3.1, 図-5.3.2 及び表-5.3.2 に示す。

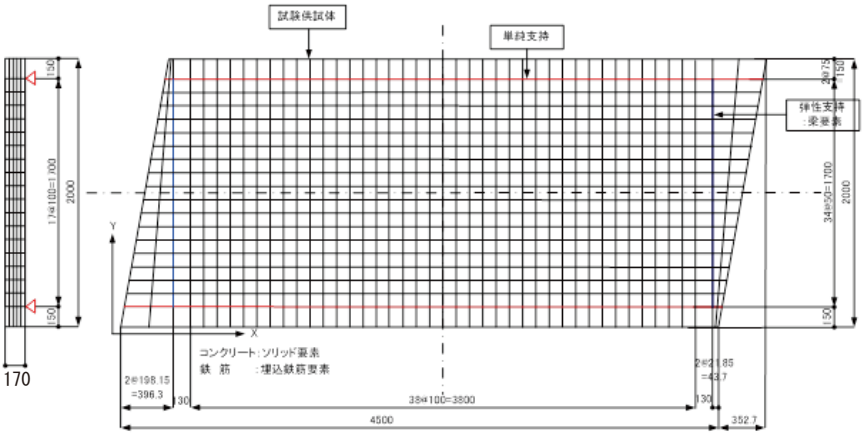


図-5.3.1 解析モデル図

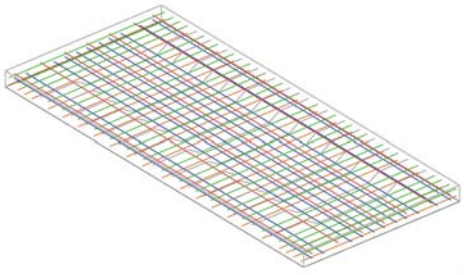


図-5.3.2 全体解析モデル図（埋め込み鉄筋要素配置図）

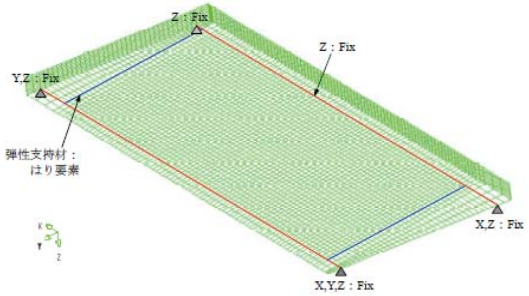


図-5.3.3 境界条件

表-5.3.2　材料定数

		解析モデル (1,2-1,2-2)	試験体 (No.1)	試験体 (No.25)
供試体幅		2000	2000	2000
床版支間		1700	1700	1700
横桁間隔		4500	4500	4500
床版厚		180	180	180
コンクリート	圧縮強度　σ_{ca}(N/mm^2)	24	33.1	34.1
	引張強度　σ_t(=0.23$\sigma_{ck}^{2/3}$) (N/mm^2)	1.91	2.37	2.42
	ヤング係数　E_c(N/mm^2)	2.50×10^4	2.73×10^4	2.23×10^4
	せん断弾性係数 G(=E_c/2.3)(N/mm^2)	10870	11870	9696
	ポアソン比　ν	0.2	0.2	0.2
鉄筋	ヤング係数　E_s(N/mm^2)	2.00×10^5	2.13×10^5	2.02×10^5
	鉄筋径	16	16	16
	鉄筋間隔　主鉄筋(上) (下) 配力筋(上) (下)	250 125 300 150	250 125 300 150	250 125 300 150
	かぶり	35	35	35
	鉄筋比(%)	1.32	1.32	1.32
	せん断弾性係数　G(N/mm^2)	7.69×10^4	−	−
	ポアソン比　ν	0.3	0.3	0.3
境界条件	弾性支持材	はり要素	はり要素	はり要素
	A (mm^2)	5500	5500	5500
	Iy (mm^4)	3.62×10^6	3.62×10^6	3.62×10^6
	Ix (mm^4)	3.375×10^7	3.375×10^7	3.375×10^7

(3) ひび割れのモデル化

解析ケース 2-1,2-2 においては、供試体 No.1,25 の床版のひび割れをあらかじめ方向別に剛性低下させることで表現した。供試体 No.25 において解析上の 1 要素あたり（100mm×100mm）の床版下面のひび割れ長を計測し、要素を横切るひび割れの形状より、人為的にひび割れの方向を識別して x,y,xy 各方向性の剛性低下を設定する。図-5.3.4 に x 方向の剛性を低下させた場合のひび割れの例を示す。

ケース 2-1 及び 2-2 の剛性低下させる位置は同じとし、いずれも 5 層のうち最下層から 3 層目までを剛性低下させた。ただし、ケース 2-2 の貫通ひび割れ位置においては、最下層から最上層までを剛性低下させた。

床版下面の初期ひび割れと剛性低下領域を図-5.3.5 から図-5.3.7 に示す。図-5.3.6 及び図-5.3.7 に示す緑枠は、計算上の構造が不安定な状態となり解析不能とならないよう、対象供試体の支持点付近には剛性低下させないように範囲を定めたものである。

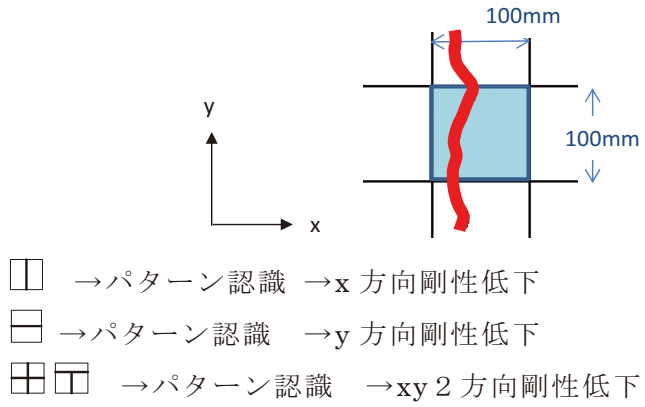


図-5.3.4 要素ごとの剛性低下要素の設定（x 方向を剛性低下とした例）

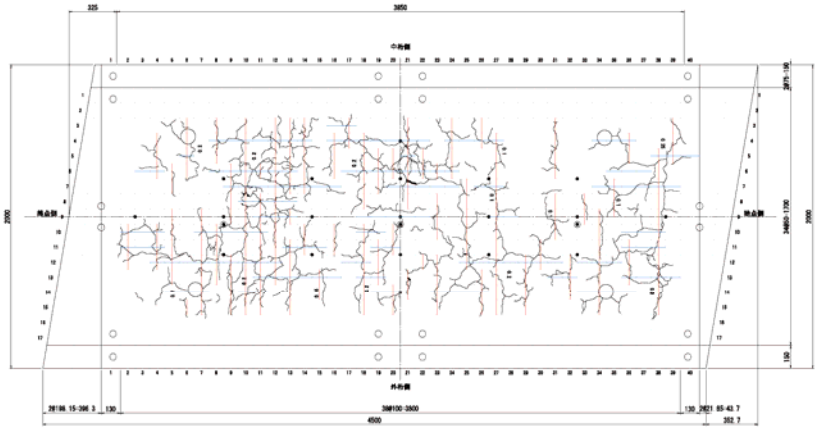


図-5.3.5 ケース 1,2 床版下面の初期ひび割れと剛性低下領域（第 1 層（最下層））

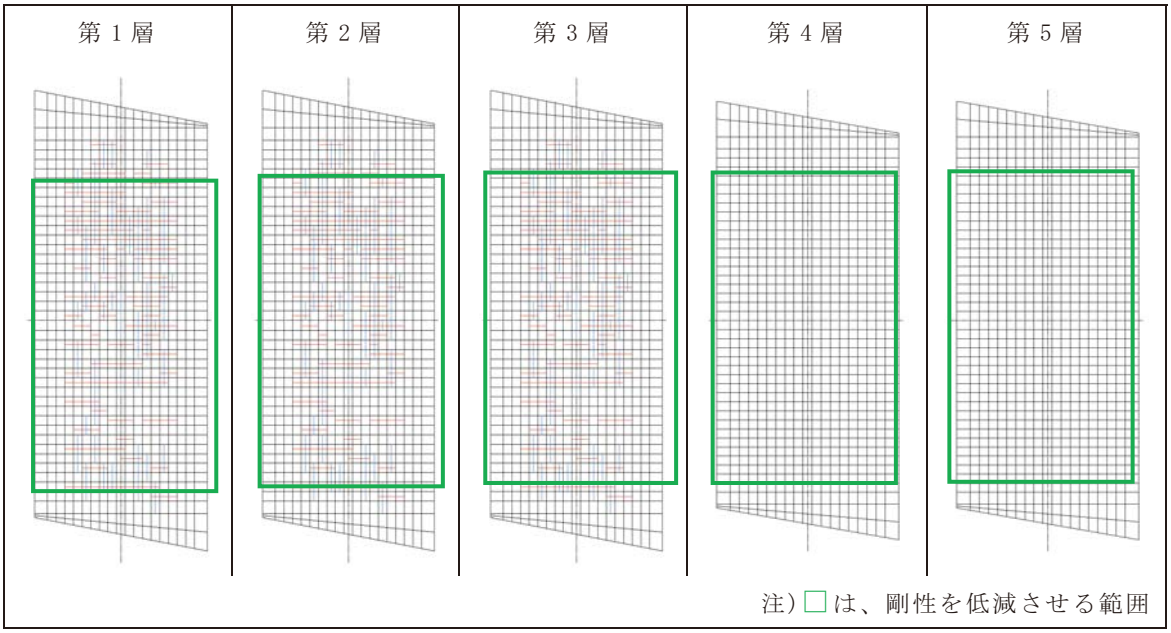


図-5.3.6　ケース 1,2-1（供試体 No.25 貫通ひび割れなし）床版初期ひび割れ状態の破壊要素図

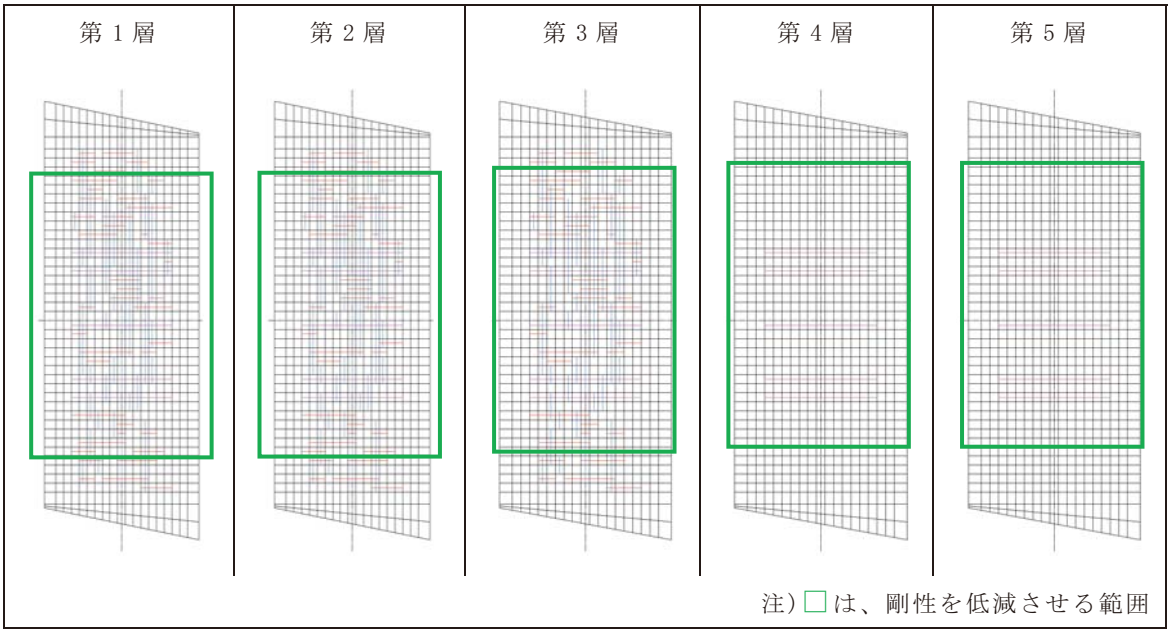
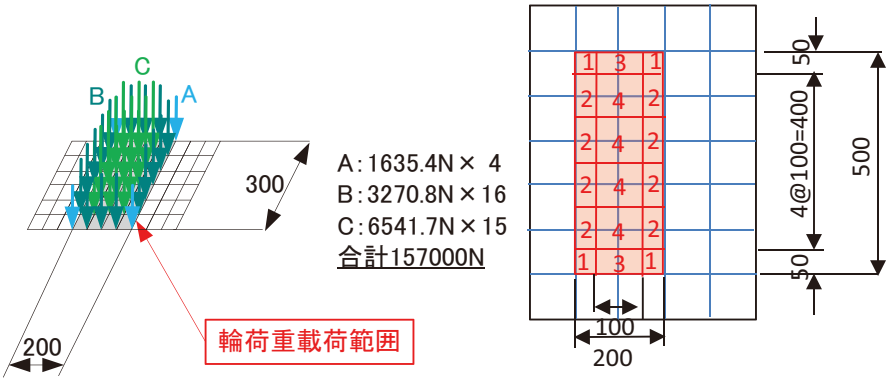


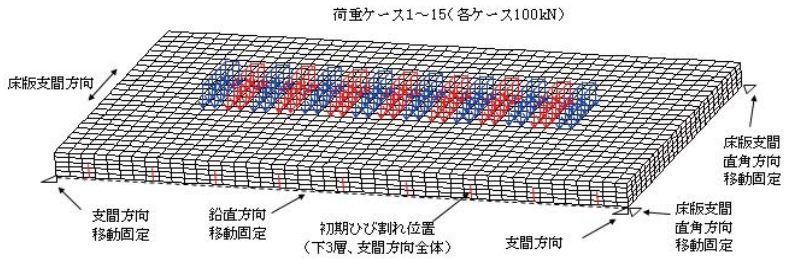
図-5.3.7　ケース 2-2(供試体 No.1 貫通ひび割れあり)床版初期ひび割れ状態の破壊要素図



(4) 載荷荷重

荷重載荷条件を図-5.3.8 に示す。荷重は、節点荷重の群（合計 157kN）を 15 箇所に順次静的載荷し、載荷範囲は輪荷重走行試験の載荷ブロックと同じ 200×500mm とした。





載荷荷重 (kN)	No	x mm	y mm	面積 mm^2	荷重強度 N/mm^2	荷重 kN
157.0	①	50	50	2500	1.57	3.925
	②	50	100	5000	1.57	7.850
	③	100	50	5000	1.57	7.850
	④	100	100	10000	1.57	15.700

図-5.3.8　荷重載荷条件

(5) 輪荷重走行試験結果と解析結果の比較

1) ケース 1

図-5.3.9 及び図-5.3.10 にケース 1 の床版中央たわみの解析結果を、図-5.3.11 に剛性低下要素の増加傾向を、図-5.3.6 に輪荷重走行試験において実測した初期たわみと解析のたわみとの比較を示す。

貫通ひび割れのない供試体 No.25 の初期たわみと同等となる走行回数は 3000 回程度であるが、483 回には 5 層に分けた床版上層から 2 層目まで縦方向の剛性低下が生じた。また、供試体 No.1 との比較においては 1.8×10^7 回程度で初期たわみと同等となり、ほぼ全層にわたって剛性低下している。また、2.2 で設定したそれぞれの定義に該当する走行回数を表-5.3.3 に、解析結果との比較を図-5.3.11 に示す。これらのことから、供試体 No.1 と同等のたわみが生じた解析モデルを用いて、輪荷重走行試験と同様に破壊に至るまでの解析は困難であることがわかった。

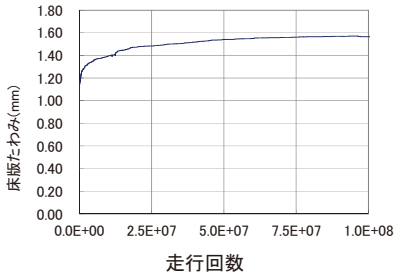
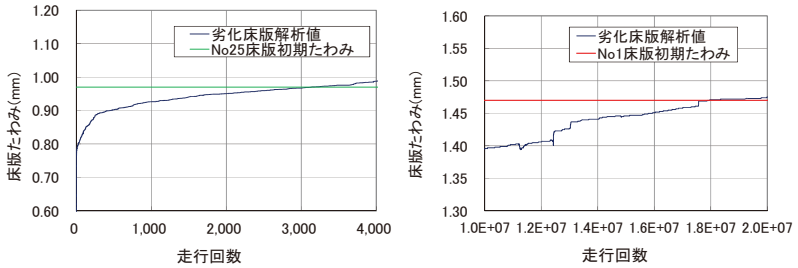


図-5.3.9　ケース 1 解析結果（床版中央たわみ）



(a) 供試体 No. 25 との比較　　(b) 供試体 No. 1 との比較

図-5.3.10　解析結果（床版中央たわみ）と既設床版の初期たわみ

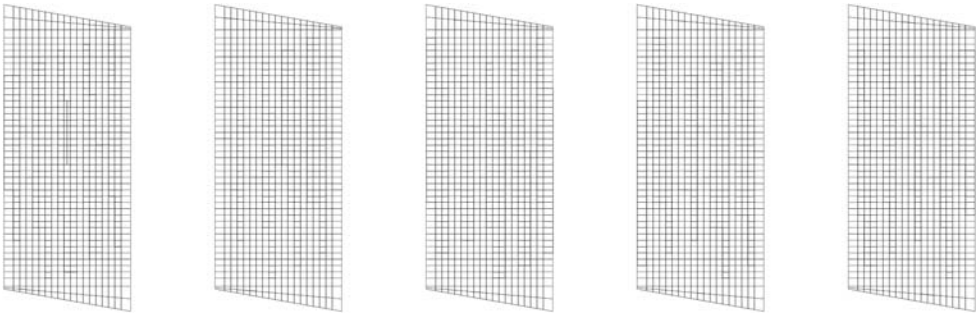
表-5.3.3 ケース 1, 2 試験結果と解析結果の比較

	定義 A	定義 C	実験結果
ケース 1(157kN)	0.00434 回	129,000 回	No.25：20 万回以上、No.1：20,050 回
【参考】 実態調査(157kN)	2,408,173 回 （S-N 線図より傾き m=18.3）		

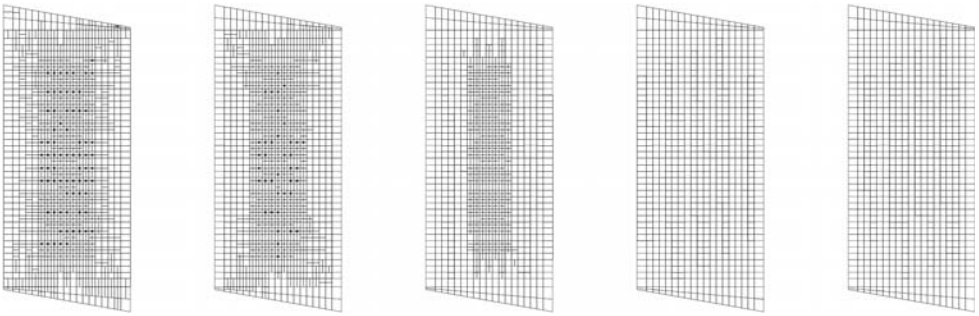
定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

定義 C：第 2 層に z 方向の剛性低下（水平方向にひび割れが発生）した回数を限界値とする。

(a)Step10（走行回数 0 回、ケース 1）



(b)Step2,000（走行回数 483 回、ケース 1）



(c)Step7,000（走行回数 3.34×10^{7} 回、ケース 1）

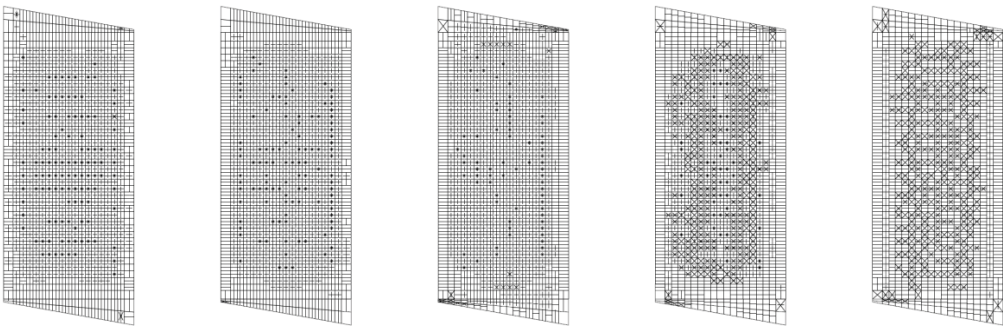


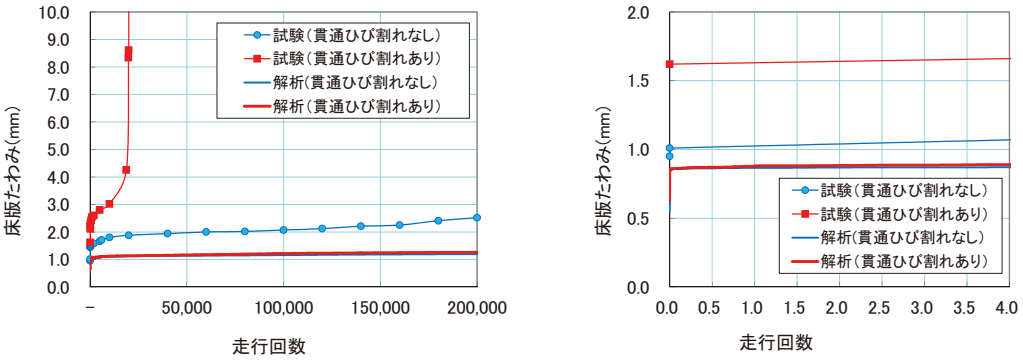
図-5.3.11　剛性低下要素の増加傾向（ケース 1）

2) ケース 2

ケース 1 において、ケース No.1 の輪荷重走行試験における押し抜きせん断破壊までの経緯を解析で再現することが困難であることがわかった。そこで、解析を輪荷重走行試験結果の絶対値を合わせるのではなく、貫通ひび割れの有無による疲労耐久性の相対関係について、試験値と比較するための解析を実施した。

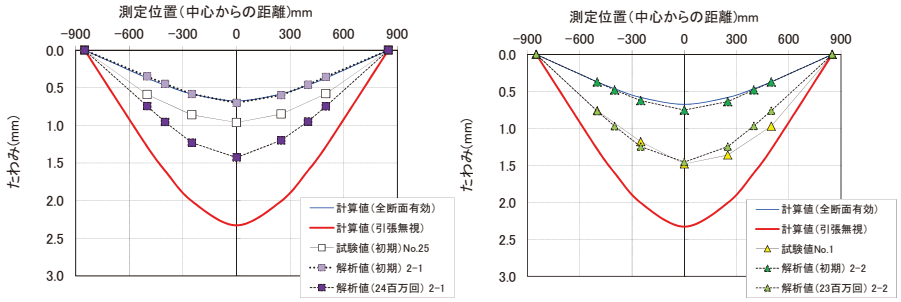
図-5.3.12(a),(b)に輪荷重走行試験と解析のたわみの推移を比較したものを示す。図-5.3.12　(b)は、走行回数 100 回(走行回数 100 回)までを拡大したものである。床版たわみは初期の段階から試験値よりも解析値の方が小さいものの、移動荷重の繰返しによってたわみが徐々に増加していく様子については、解析で表現できている。また、図-5.3.13 に示す橋軸方向たわみ分布の解析結果と実測値との比較から、たわみの実測値は解析値に比べ大きいものの曲線形状がほぼ相似であった。

次に、ケース 2-1,2-2 それぞれの剛性低下要素の推移を図-5.3.19 及び図-5.3.25 に示す。ケース 2-1 の貫通ひび割れがない床版のモデルでは、床版の上から 2 層目に剛性低下領域が拡大していく傾向であるのに対して、ケース 2-2 の貫通ひび割れがある床版のモデルは上から 2 層目よりも最上層の破壊の方が早く剛性低下領域が拡大していく違いがあった。



(a)20 万回まで　　(b)4 回まで（拡大）

図-5.3.12　たわみの比較



(a)ケース 2-1（貫通ひび割れなし）　　(b)ケース 2-2（貫通ひび割れあり）

図-5.3.13　橋軸方向たわみ分布の解析結果と実測値との比較

① ケース 2-1（貫通ひび割れなし）

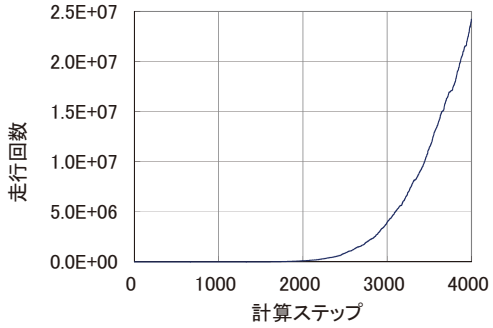


図-5.3.14 計算ステップと走行回数

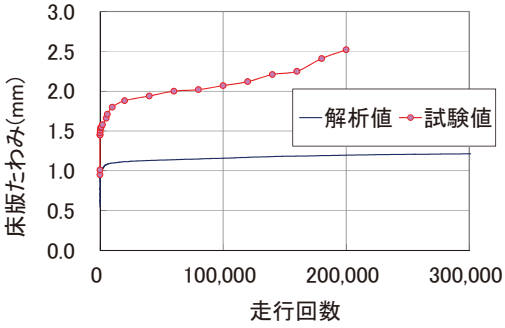
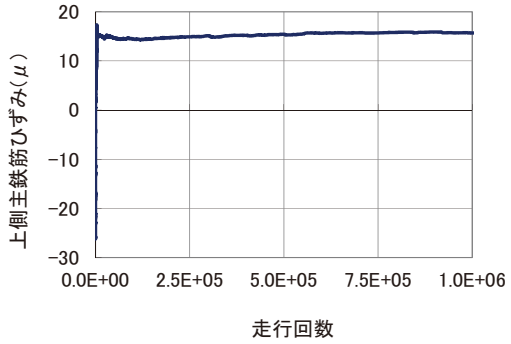
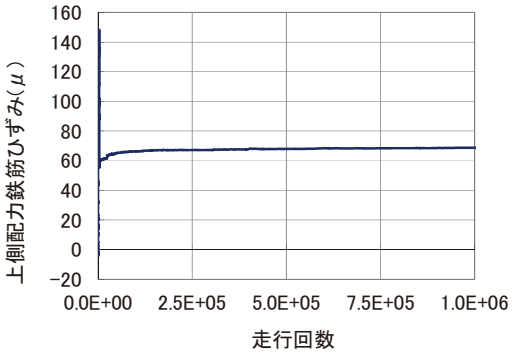


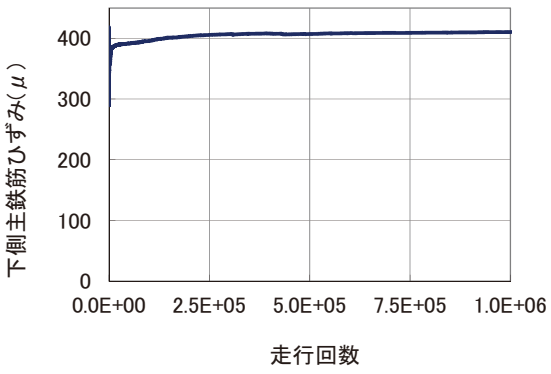
図-5.3.15 走行回数と床版たわみとの関係（床版下面中央点）（ケース 2-1(貫通ひび割れなし））



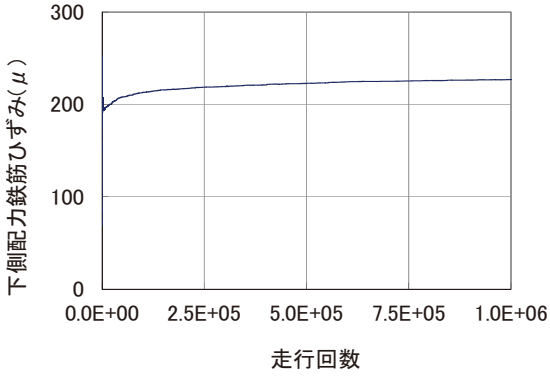
(a)圧縮(上)側主鉄筋



(b)圧縮(上)側配力筋

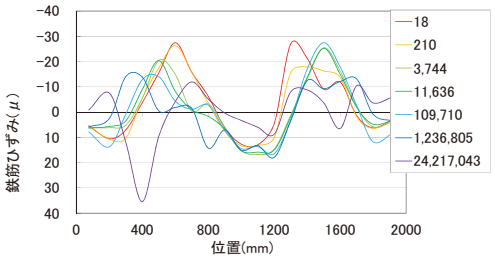


(c)引張(下)側主鉄筋

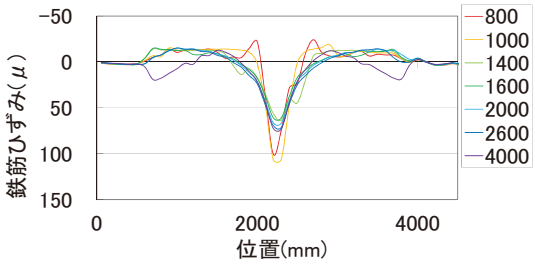


(d)引張(下)側配力筋

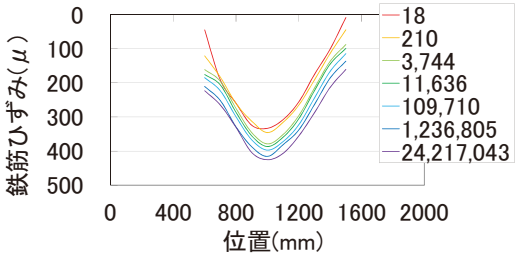
図-5.3.16 鉄筋ひずみの推移（ケース 2-1(貫通ひび割れなし））



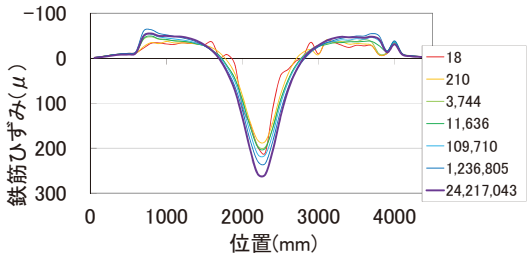
(a) 圧縮(上)側主鉄筋



(b) 圧縮(上)側配力筋

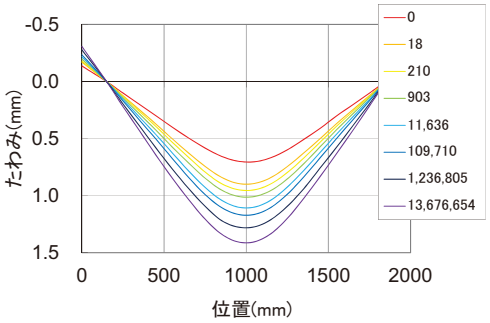


(c) 引張(下)側主鉄筋

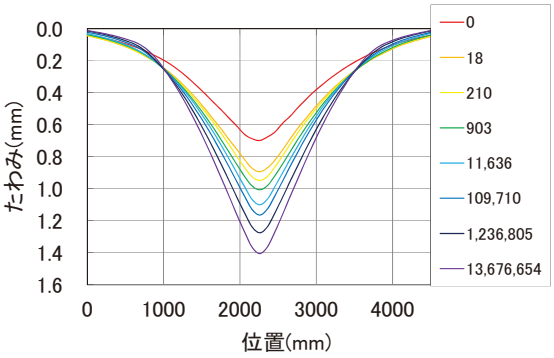


(d) 引張(下)側配力筋

図-5.3.17 鉄筋ひずみ分布の推移（ケース 2-1(貫通ひび割れなし)）



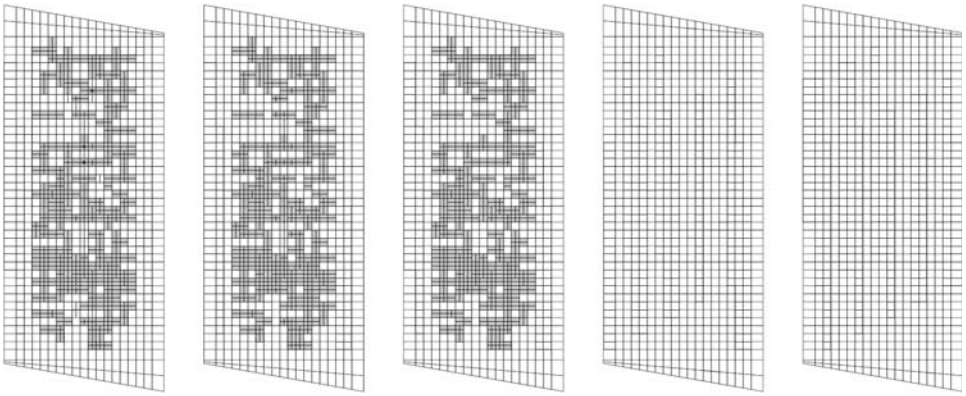
(a) 橋軸直角（床版支間）方向



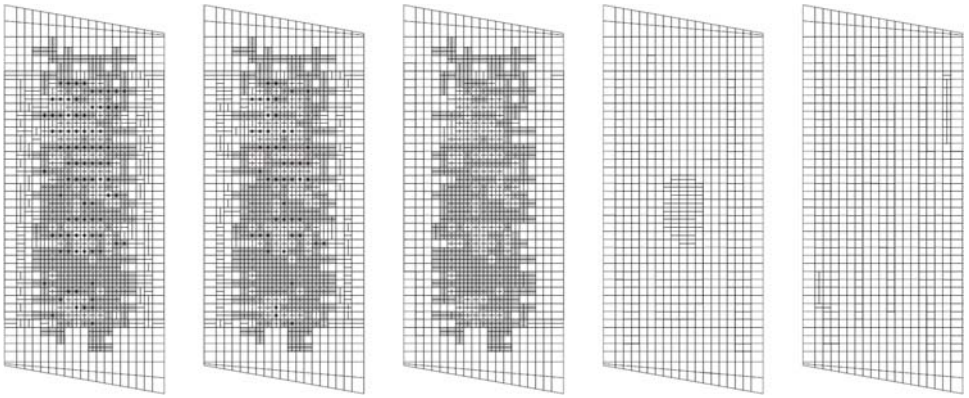
(b)橋軸方向

図-5.3.18 たわみ分布の推移（ケース 2-1(貫通ひび割れなし)）

(a)Step63（走行回数 0）



(b)Step1400（走行回数 3,740 回）



(c)Step2000（走行回数 110,000 回）

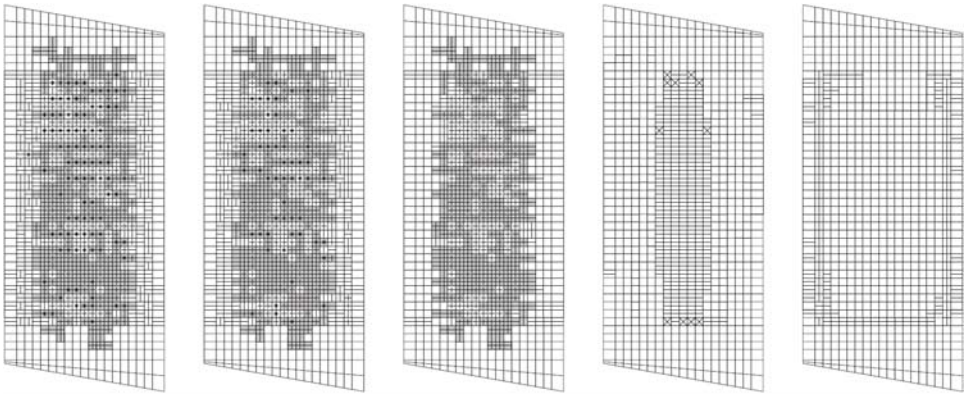


図-5.3.19　剛性低下要素の増加傾向（ケース 2-1(貫通ひび割れなし)）

① ケース 2-2（貫通ひび割れあり）

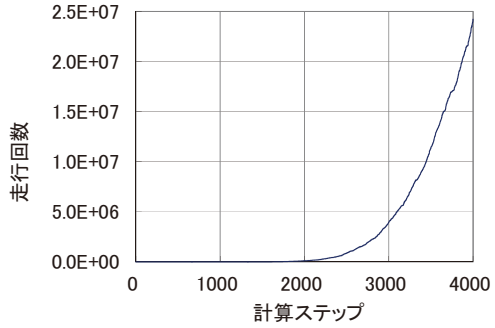


図-5.3.20 計算ステップと走行回数

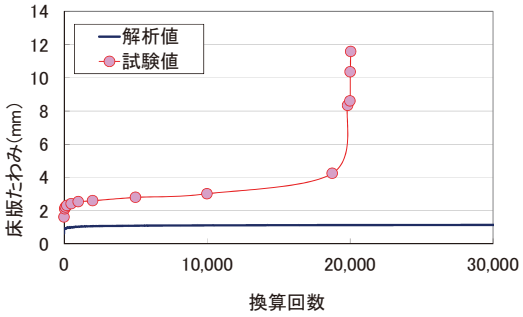
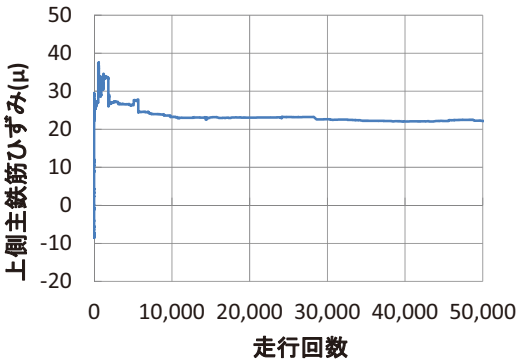
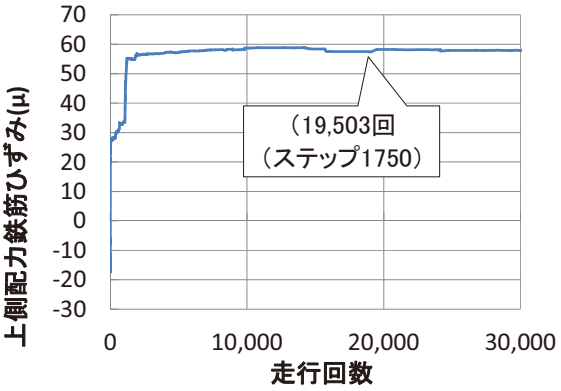


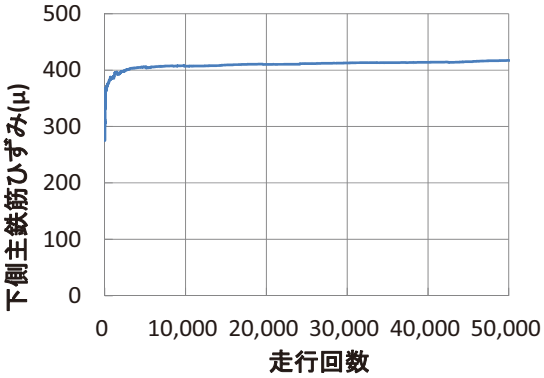
図-5.3.21 走行回数とたわみとの関係（ケース 2-2(貫通ひび割れあり)）（床版下面中央点）



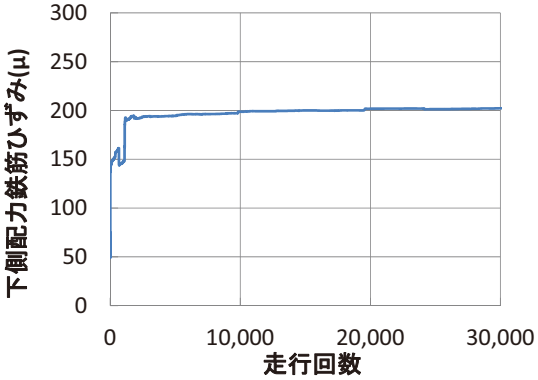
(a) 圧縮(上)側主鉄筋



(b) 圧縮(上)側配力筋

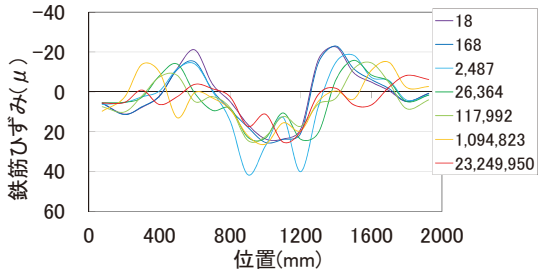


(c) 引張(下)側主鉄筋

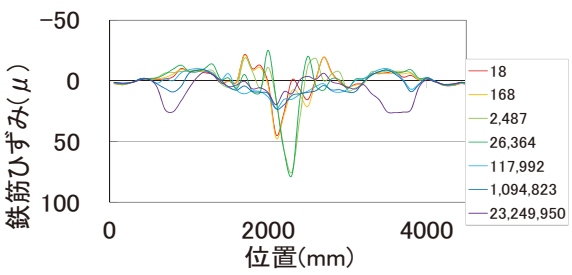


(d) 引張(下)側配力筋

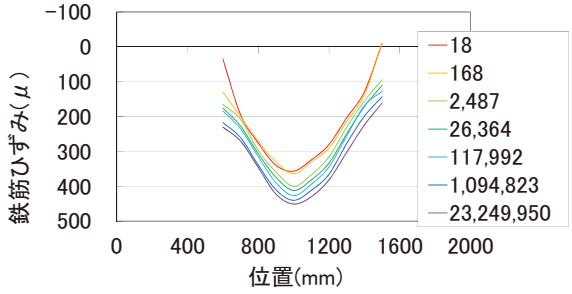
図-5.3.22 鉄筋ひずみの推移（ケース 2-2(貫通ひび割れあり)）



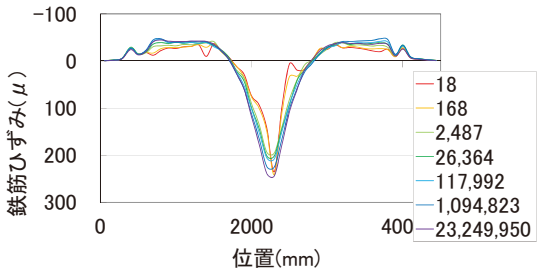
(a) 圧縮(上)側主鉄筋



(b) 圧縮(上)側配力筋

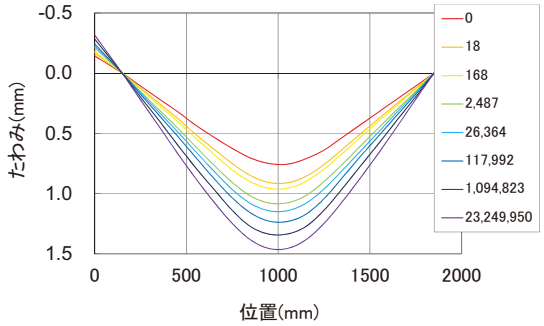


(c) 引張(下)側主鉄筋

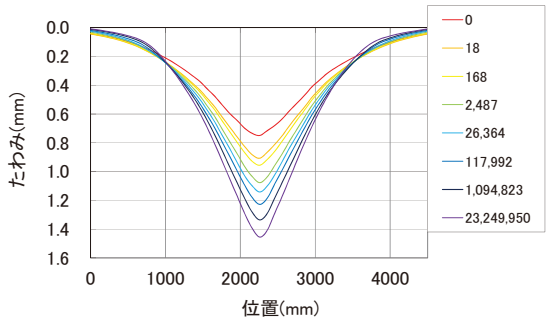


(d) 引張(下)側配力筋

図-5.3.23 鉄筋ひずみ分布の推移（ケース 2-2(貫通ひび割れあり)）



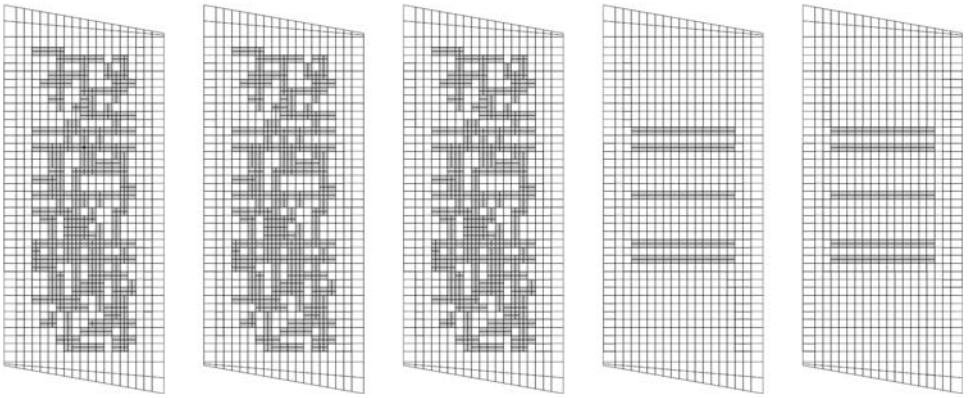
(a) 橋軸直角（床版支間）方向



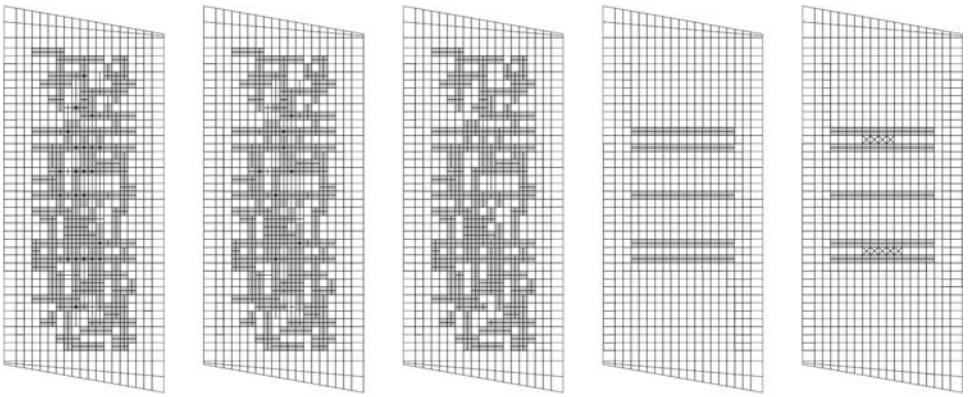
(b)橋軸方向

図-5.3.24 活荷重たわみ分布の推移（ケース 2-2(貫通ひび割れあり)）

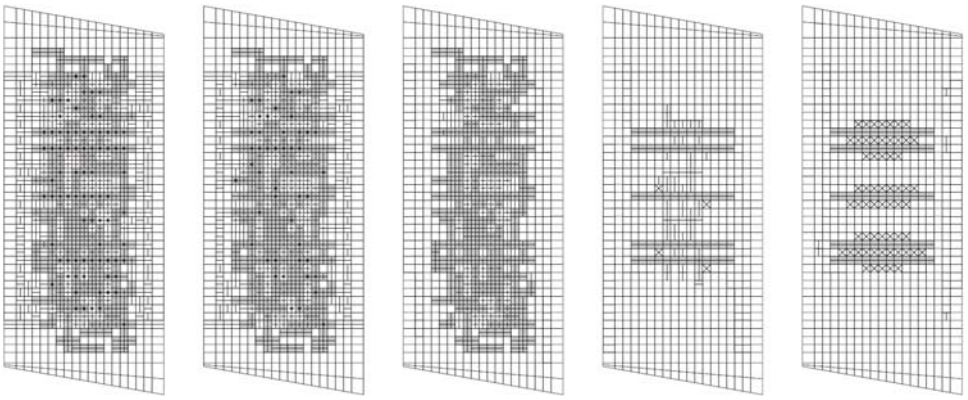
(a)Step20（走行回数 0 回、劣化床版 No.1）



(b) Step200（走行回数 0 回、劣化床版 No.1）



(c)Step1400（走行回数 1400 回、劣化床版 No.1）





※グレー着色部が
初期導入ひび割れ

図-5.3.25　剛性低下要素の増加傾向（ケース 2-2(貫通ひび割れあり)）

(6) 破壊の定義における整理

解析結果から、2.2 で設定したそれぞれの破壊定義に該当する走行回数を表-5.3.4 に、解析結果との比較を図-5.3.26 に示す。

破壊の定義 A についてはケース 2-1,2-2 とも走行回数がほぼ 0 回という結果となった。これは、図-5.3.14 及び図-5.3.20 に示すように初期の段階からかなり大きなたわみが発生していることから、当該床版は、定義 A で評価できない劣化程度である可能性が考えられる。一方、定義 C においては、実験結果と同様に貫通ひび割れのあるケース 2-2 の方が破壊までの回数が少なく、輪荷重走行試験と同様の結果となった。

以上のことから、ひび割れ性状が進行している既設床版おいては、定義 A による評価が困難な段階となっている可能性があること。また、定義 C と剛性低下領域の拡大傾向など総合的な評価により、貫通ひび割れの有無に対する疲労耐久性の相対評価が可能であり、本耐久性評価手法を既設橋の現有耐力照査への適用できる可能性があることがわかった。

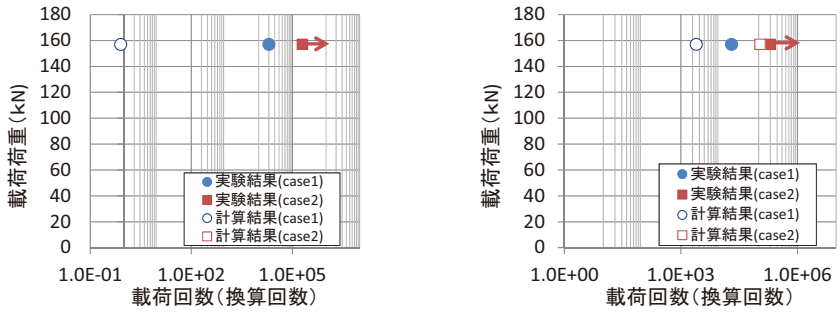
表-5.3.4 case1,2 試験結果と解析結果の比較

	定義 A	定義 C	実験結果
ケース 2-1 (供試体 No.25)	0 回 (63Step)	110,000 回 (2000Step)	200,000 回以上
ケース 2-2 (供試体 No.1)	0.8 回 (660Step)	2,490 回 (1400Step)	20,050 回

定義Ａ：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。

定義Ｂ：第 1 層（最上層）に剛性低下要素が生じた回数を限界値とする。

定義Ｃ：第 2 層に z 方向の剛性低下（水平方向にひび割れが発生）した回数を限界値とする。



(a)定義Ａ　　(b)定義Ｃ

図-5.3.26　case1,2 試験結果と解析結果の比較

5.4 まとめ

・ひび割れのない状態から、供試体 No.25（貫通ひび割れなし）及び供試体 No.1（貫通ひび割れのあり）の状態を把握するための再現解析を実施したところ、No.25 と解析結果が同等となる状態は、5 層に分けた床版の上層から 2 層目に縦方向の剛性低下が生じている状態であった。また供試体 No.1 は、全層にわたって全ての方向における剛性低下が生じている状態であった。当該橋の特に貫通ひび割れが生じている床版は、本解析で表現可能なたわみ性状を超えて劣化が進行していた可能性がある。

・ケース 2-1（床版下面から 3 層目まであらかじめ剛性低下させたモデル）は床版の上から 2 層目に剛性低下領域が拡大していく傾向に対して、ケース 2-2（床版下面から上面まであらかじめ剛性低下させたモデル）は上面から 2 層目に拡がらずに、直上の最上層への破壊に進む傾向であった。

・破壊の定義 A で整理した結果、ケース 2-1, 2-2 両者とも走行回数がほぼ 0 回という結果となった。これは、初期の段階からかなり大きなたわみが発生していることなどから、当該床版は定義 A で評価できない段階である。一方、定義 C においては、実験結果と同様に貫通ひび割れのあるケース 2-2 の方が疲労耐久性は低く、輪荷重走行試験と同様の結果となった。

・本解析を用いた既設床版の疲労耐久性評価は、ひび割れが進行している場合には、たわみが再現できない。さらに、定義 A では評価が困難であるものの、定義 C では実験結果と同様のひび割れ形状や破壊回数の相対評価ができる可能性が示された。ただし、前項 2.2 においては「定義 C」を用いることで危険側の評価となる場合もあるため、適用に当たっては注意が必要である。

以上のことから、疲労耐久性評価手法を用いて既設橋の現有耐力照査を行う場合には、破壊の定義が危険側の評価となる場合もあることを十分理解した上で、剛性低下領域の拡大傾向との総合的な評価により参考とすることができることがわかった。

5 章　参考文献

5. 1）国土交通省：橋梁定期点検要領（案）,2004.3.

5. 2）松井繁之：移動荷重を受ける道路橋ＲＣ床版の疲労強度と水の影響について,
コンクリート工学協会第 9 回コンクリート工学年次講演会論文集,pp627-632,
1987.

第 6 章　研究のまとめ

本研究では、コンクリート系の床版の疲労耐久性を荷重作用下における床版各部（床版コンクリート、床版を構成する鋼部材、鋼部材と床版コンクリートの一体化機構）の疲労耐久性から評価し、床版コンクリートの損傷過程を数値的に模擬して疲労耐久性を普遍的に適用できる疲労耐久性評価手法について、鋼部材とコンクリートの合成効果、鋼部材とコンクリートの付着特性についてのモデル化手法及び疲労耐久性の評価法の精度向上のための解析手法の改良を行った。加えて鋼コンクリート合成床版の各部の応力を算出するための解析手法について、構造が異なる 14 種の合成床版を用いて適用性を検証した。さらに、既設床版の現有耐力評価への適用性について検討を行った。

本解析手法と輪荷重走行試験結果を用いることにより、床版支間や床版厚など様々な構造等の条件が異なる合成床版において、疲労耐久性を所要の水準に以上となるよう適切な構造照査が可能となると考えられる。

本研究で得られた主な知見は次のとおりである。

①解析手法について

・多様な構造形式の床版に対して、実験における床版たわみの増加傾向、ひび割れ、鉄筋応力といった損傷過程及び合成床版の内部鋼材に生じる局部応力を本解析で擬似的に表現が可能であり、コンクリートの疲労損傷挙動を支配要因とするコンクリート系床版の疲労耐久性を再現できる可能性があることがわかった。

・ただし、本解析においては、非線形状態を考慮していないこと、コンクリートと鉄筋の付着切れ等による鉄筋の抜け出し等は考慮できていないことなどの要因から、床版が持つ耐荷力に対して大きな荷重を載荷される場合による乖離が大きくなってしまうと考えられる。

②解析結果の定量的な評価

・本解析手法を適用し、各合成床版において設計で期待する断面形状や輪荷重走行試験の結果などから設定した解析における破壊の定義と、現行設計基準の RC 床版（平成 8 年道路橋示方書と同じ）を基準として、各種合成床版工法の疲労耐久性を相対的に評価するための指標となる可能性がある。

・疲労耐久性評価手法を用いて既設橋の現有耐力照査を行う場合には、破壊の定義が危険側の評価となる場合もあることを十分理解した上で、剛性低下領域の拡大傾向との総合的な評価により参考とすることが可能となった。

③疲労耐久性をより向上させるには

・合成床版では、補強リブや鉄筋など内部の鋼材配置がコンクリートの応力集中の原因となる可能性があるため、疲労耐久性をさらに向上させるにはこれらの構造詳細の工夫が重要である。

④解析における課題

・疲労限の有無、変動応力振幅の影響などについては、本研究において検討に至らなかったため、引き続き課題として残された。

資料１

本報告書で用いる用語と略称

本報告書で用いる用語と略称について

道示	道路橋示方書の略称。版をことわらない限りは平成２４年度版を意味する。
過去の関連研究	2004（平成 16）年度から 2006（平成 18）年度までの 3 年間にわたって行われた共同研究のこと。報告書は以下のもの。 （国総研資料第 472 号）国土交通省国土技術政策総合研究所、大阪大学大学院、大阪工業大学、九州工業大学、日本橋梁建設協会：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究、平成 20 年 8 月
合成床版	鋼コンクリート合成床版の略称。
輪荷重	自動車荷重の 1 輪あたりのもの。道路橋示方書に示される自動車荷重のひとつである T 荷重 1 組の片側荷重に相当する。とくに断らないかぎり、載荷面の寸法が幅 500mm、長さ 200mm で衝撃の影響を含まない荷重の大きさが 100kN のもの。
階段載荷	移動輪荷重走行試験における載荷方法のひとつで、階段状漸増載荷ともいう。特にことわらないかぎり、土木研究所で行われた 157kN から 392kN まで 4 万回走行ごとに輪荷重を漸増させる載荷方法を意味する。
一定荷重走行載荷	移動輪荷重走行試験における載荷方法のひとつで、荷重を一定値に保ったまま輪荷重を繰返し走行させるもの。
走行回数	輪荷重の載荷回数のこと。
コンクリートの被害則	疲労度 S と疲労寿命 N の関係を表す。指数関数で表される S-N 関係のこと。
基準床版	道路橋示方書（平成 24 年）で設計された鉄筋コンクリート床版のこと。
破壊の定義	床版のコンクリートが疲労破壊する形態を分類、定義したもの。
合成床版工法	鋼コンクリート合成床版を用いた床版工法のこと。

資料２

コンクリート系床版の疲労解析ガイドライン（案）

目　次

1.　概要.....資料 2.1

2.　コンクリート系床版における疲労耐久性評価の基本事項 .....資料 2.2
2.1　適用の範囲
2.2　基本方針
2.3　用語の定義

3.　輪荷重走行試験による性能評価.....資料 2.5
3.1　輪荷重走行試験
3.1.1　供試体
3.1.2　境界条件
3.1.3　荷重条件
3.1.4　計測項目と試験結果の整理
3.2　性能評価

4.　疲労損傷解析による性能評価　.....資料 2.8
4.1　破壊特性の把握と破壊の定義
4.2　疲労損傷解析
4.2.1　構造モデル
4.2.2　コンクリート要素の破壊のモデル化
4.2.3　境界条件
4.2.4　荷重条件
4.2.5　解析結果の整理
4.3　性能評価

1. 概要

鉄筋コンクリート床版の損傷でこれまで大半を占めてきたのが自動車荷重の繰返通行による疲労損傷であり，この損傷が認められてから道路橋の設計基準においても疲労耐久性の確保が課題とされてきた。しかし，コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは，複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査も困難であることから，現在鉄筋コンクリート床版の設計基準では，経験的に耐荷力を向上させ，構造細目を規定することにより，間接的に疲労耐久性が確保されている。また，鋼コンクリート合成床版など「新技術」の採用においては，設計計算による疲労耐久性の照査が困難であるという理由から，現行設計基準において規定は設けられておらず，現実的な確認手法として国土交通省で提案されている輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷（以下「階段載荷」という。）により，破壊メカニズムを確認するとともに，疲労耐久性がある程度明らかになっている鉄筋コンクリート床版との相対的な比較により確認されている。

しかしながら，輪荷重走行試験による疲労耐久性の評価は，新しい床版の形式や構造条件に対しては，原則としてその都度実験して確認することが必要となる。また，同条件下の試験結果の相対関係の評価としては有効である反面，試験設備の制約等から縮尺や支持条件などを実橋と完全に同条件にすることは困難な場合がほとんどであり，試験結果から実橋においてどの程度の疲労耐久性が見込めるかを精度よく推定することは一般的に困難である。

このような状況を踏まえ，多様な床版構造に対しても普遍的に適用できる解析的疲労耐久性評価手法の開発を行ったものである。

本ガイドライン（案）は，その成果として鉄筋コンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性を，道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会，平成 24 年）に基づいて設計された鉄筋コンクリート床版との相対比較により，数値解析を用いて間接的に確認する手法（以下「疲労解析」という。）を適用についてとりまとめたものである。

2. コンクリート系床版における疲労耐久性評価の基本事項

2.1 適用の範囲

(1) 本ガイドライン（案）は，鉄筋コンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性の評価に適用する。

(1) 本ガイドライン（案）は，道路橋示方書（平成 24 年）Ⅱ鋼橋編 9 章「床版」に基づき，その疲労耐久性を評価するための手引きとして適用する。

鋼コンクリート合成床版については，「設計ガイドライン（案)」「施工の手引き（案)」「施工管理要領（案)」（いずれも平成 17 年 8 月，国土交通省関東地方整備局道路部道路工事課）が公表されている。また，鋼コンクリート合成床版も含めた新工法の性能評価のガイドラインとして，国土技術政策総合研究所資料第 609 号「道路橋の技術評価手法に関する研究－新技術評価のガイドライン（案）－」（平成 22 年 9 月）が刊行されている。本ガイドライン（案）は，これら資料により設計し性能を確認した上で，疲労耐久性を評価する目的で適用される。

ここで，本ガイドライン（案）において鋼コンクリート合成床版とは，鋼板や形鋼等の鋼部材とコンクリートが一体となって荷重に抵抗するよう鋼板とコンクリートをずれ止めで結合したものや形鋼と型枠となる鋼板を接合したものにコンクリートを充てんし，合成構造として設計されたものとする。なお，鋼コンクリート合成床版における底鋼板，ずれ止め等の鋼材及びそれらの継手の疲労耐久性については，別途，部材試験等を実施し疲労耐久性を評価するものとし，本ガイドライン（案）では触れていない。

2.2 基本方針

(1) 鉄筋コンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性評価にあたっては，道路橋示方書などの適用基準による要求性能との関係を明確にしたうえで，それらを満足することを検証しなければならない。

(2) 本ガイドライン（案）では，鉄筋コンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版の性能を推定し，道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会，平成 24 年）に基づいて設計された鉄筋コンクリート床版との相対比較により間接的に疲労耐久性を満足することを確認する方法を基本としている。

(3) 鋼コンクリート合成床版を開発する場合の疲労耐久性の評価は，3 章に示す輪荷重走行試験により破壊メカニズムを確認し，4 章に示す疲労解析により行う。

(1) 社会資本である道路橋の設計にあたっては，満足すべき要求性能が適用基準によって規定されている。したがって，技術の評価では，適用基準の求める要求性能が満足することを確認することとなる。道路橋示方書などの適用基準の求める性能を満足する状態は，照査する床版におけるどのような状態であるのかについては一概ではなく，性能照査に先だってそれぞれの技術や構造の特性に応じて個別に性能照査における評価の対象となる状態を設定する必要がある。また，照査する床版性能評価にあたっては，達成

されると考えられる性能と関連する技術基準の様々な規定内容およびそれが意図する達成すべき要求性能との相互の関係についてもれなく確認することが重要である。

(2)　現在，鉄筋コンクリート床版では，コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは複雑であり，設計計算による疲労耐久性の照査も困難であることから，経験的に耐荷力の向上や構造細目により，間接的に疲労耐久性が確保されている。そこで，新たなコンクリート系床版の開発・採用にあたっては，本ガイドライン（案）に従って疲労解析を実施し，道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会，平成 24 年）に基づき疲労耐久性が確保されている鉄筋コンクリート床版を基準床版とし，それらの結果を比較することにより，疲労耐久性を評価する方法を基本としている。

(3)　新たなコンクリート系床版の工法を開発する場合，疲労耐久性の評価は輪荷重走行試験により行う。さらに，疲労解析によっても検証を行い，疲労寿命に基づいた評価を行うとともに，輪荷重走行試験での確認が難しい載荷途中における内部の破壊状況を推定する等して，設計時，施工時及び維持管理時に留意すべき点を把握する。

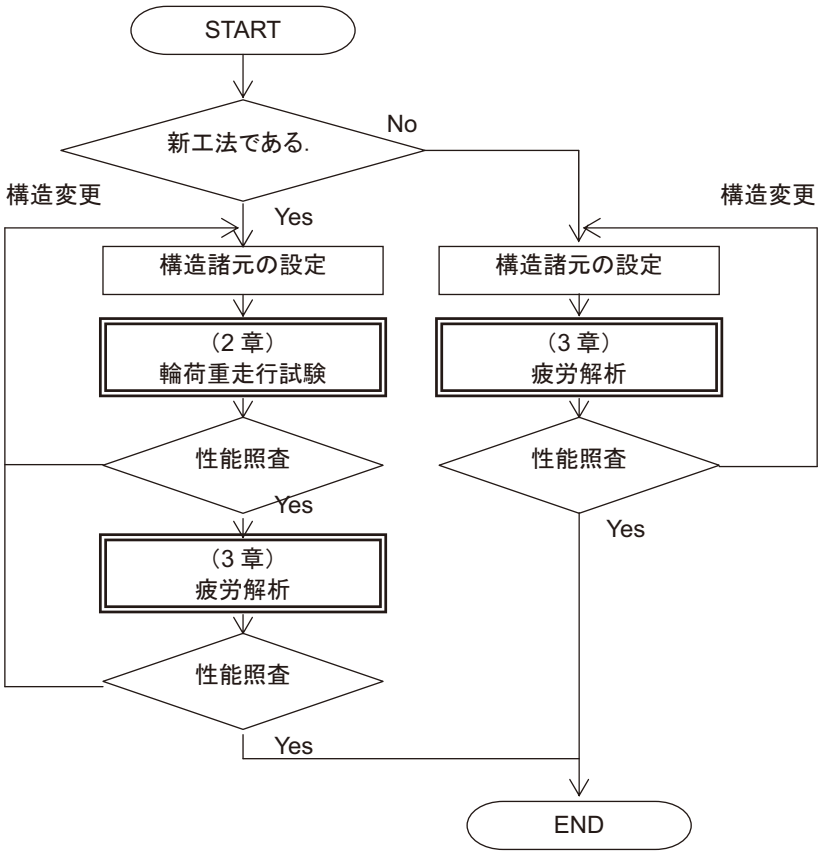


図-2.1　疲労耐久性の評価の概略フロー

2.3 用語の定義

(1) 床版の破壊	本ガイドラインにおける床版の破壊とは，以下に示す定義とする。
(2) 基準床版	道路橋示方書（平成 24 年）に基づいて設計された鉄筋コンクリート床版。
(3) 走行回数	輪荷重走行試験において，１往復を２回とする。 解析において，荷重モデルが床版の端から端まで 1 回繰り返した時点を１回とする。（輪荷重走行試験の１回に相当。）
(5) 解析ステップ	解析において，要素が破壊するとみなせるまでの一連の解析とする。
(6) 載荷ステップ	解析における荷重の移動数とする。
(7) 疲労度	１解析ステップで生じる主引張応力と引張ひずみとの積の変動分

3　輪荷重走行試験による性能評価

3.1 輪荷重走行試験

国土技術政策総合研究所資料第 28 号「道路橋床版の疲労耐久性に関する試験」と同等の試験により確認する。

輪荷重走行試験による性能評価では，上記試験で行われた道路橋示方書（平成 8 年）に基づいて設計・製作された鉄筋コンクリート床版の試験結果との比較による。そのため，評価床版の輪荷重走行試験の試験条件は，これと同等とみなせる試験により確認する。

表-3.1　比較基準とする試験ケース

試験ケース	備考
RC8n1	圧縮鉄筋量を鉄筋の配置間隔調整したケース

※ 国総研資料第 28 号 p.7 より

3.1.1 供試体

(1)　実物大とする。
(2)　形状寸法は，床版支間方向が 2,800mm，輪荷重走行方向が 4,500mm の矩形とする。
(3)　内部鉄筋を端部で定着する等して，実橋における挙動を再現させる。
(4)　使用材料の材料試験により，材料特性を把握する。

(1)　実物大とすることにより，実構造物における疲労状況を再現する。
(2)　形状寸法は，床版支間方向が 2,800mm，輪荷重走行方向が 4,500mm の矩形とする。
(3)　供試体は，実構造物から(2)で規定される平面形状寸法で取り出した部分となるため，その境界条件を実構造と合わせるために，内部鉄筋を端部で定着する等，適切な処理を施す。
(4)　試験結果を正確に評価するために，コンクリートや鋼材等の材料特性は，実際に使用材料の材料試験の結果より把握する。

3.1.2 境界条件

(1)　床版支間は 2,500mm とする。
(2)　床版支間方向は単純支持，輪荷重走行方向は弾性梁を用いて弾性支持とする。

(1)　基準床版と統一する。
(2)　輪荷重走行方向について，同方向の支間長の影響が無いとみなせるよう，適当な剛性を有する H 型鋼を横梁に用いる等して弾性支持する。ここで，弾性梁の剛性は，床版が輪荷重走行方向に無限に長いとみなせるように設定する。

3.1.3 荷重条件

(1)　輪荷重は，幅 500mm の鋼製の車輪により，床版上に 500mm×200mm の載荷ブロックを一列に配置した軌道を介して，床版中央にて 3,000mm の範囲で走行させる。
(2)　荷重強度は 157kN 一定載荷又は階段載荷とする。

(1)　基準床版では、載荷ブロックは図-3.1 に示すブロックタイプを一列に配置した

3.1.4 計測項目と試験結果の整理

(1)　破壊に至るまでの載荷荷重と走行回数との関係。
(2)　各荷重ステップでの(a)供試体上面及び(b)供試体下面のひび割れ図。
(3)　試験終了時の(a)供試体上面，(b)供試体下面及び(c)供試体中央における，床版支間方向断面ひび割れ図及びその他の破壊状態。
(4)　(a)除荷時及び(b)載荷時における床版中央たわみと走行回数との関係。
(5)　載荷時における(a)主鉄筋及び(b)配力鉄筋のひずみと走行回数との関係。その他，底鋼板や合成用の内部鋼材についても同様。
(6)　(a)主鉄筋断面及び(b)配力鉄筋断面の中立軸高さと走行回数との関係。

(1)　疲労耐久性，耐荷性の評価指標
(2)　外部のひび割れ性状，破壊特性の把握
(3)　試験終了時の床版内部のひび割れ性状，鋼材の剥離，破壊特性の推定根拠
(4)　床版中央たわみの進展，状態変化点の把握
(5)　鋼材のひずみの進展，状態変化点の把握
(6)　中立軸高さの変化，状態変化点の把握

3.2 性能評価

(1)　最大荷重時で未破壊であることを確認する。
(2)　最大荷重に至るまで，急激な状態の変化がないことを確認する。
(3)　最大荷重時に，コンクリートの表面において，ひび割れがほとんど発生しないことを確認する。
(4)　構造物の安全性等，床版の要求性能の前提となる状態が保持されていることを確認する。

国土技術政策総合研究所資料第 28 号「道路橋床版の疲労耐久性に関する試験」によると，基準床版の試験結果は以下のとおりであったことから，これと同等以上の疲労耐久性を確保するという観点から各項目を規定した。

(a)　階段載荷により最大荷重時（載荷荷重 392kN，走行回数 52 万回）でも破壊に至らなかったケースは 6 ケースの内 3 ケースで，今回対象とした RC8n1 の場合，その破

壊時走行回数は 489,555 回（破壊時荷重 392kN）であった。破壊した 3 ケースはいずれも，供試体上面に設置した載荷ブロック端部から床版下面に広がる押し抜きせん断により破壊に至った。

(b)　中央におけるたわみは，載荷初期に急増した後，漸増し，破壊の直前において再度急増した。

(c)　鉄筋のひずみは，破壊直前においてもほとんど降伏ひずみに達しなかった。

(d)　鉄筋ひずみから求めた中立軸高さは，主鉄筋断面において載荷初期に急減したものの，その後の変動は微小であり，破壊の直前においても急変しなかった。

(1)　上記結果(a)に基づき，2.2.3 で規定する最大荷重時で破壊に至らないことを確認する。

(2)　コンクリートの押し抜きせん断や鉄筋の降伏等は，コンクリート系床版の安全性や耐久性を低下させる要因となり得る。そのため，ここでは，上記結果(a)，(b)及び(c)も踏まえ，最大荷重に至るまでの間，2.2.4 で規定する各観察及び計測結果に基づき，それらが急激に変状しないことを確認する。

(3) 上記結果(d)に基づき，最大荷重時に至るまでの間，コンクリートの表面において，ひび割れがほとんど発生しないことを確認する。

(4)　鋼材とコンクリートとの剥離等，最大荷重時に至るまでの間，床版の要求性能の前提となる状態が保持されていることを確認する。

4. 疲労損傷解析による性能評価

4.1 破壊特性の把握と破壊の定義

(1) 疲労解析を実施する前に，対象とする床版工法について，その標準的な適用条件を想定した輪荷重走行試験や部材の静的載荷試験等を実施することとする。

(2) 疲労解析では，4.2 に規定する標準的なモデル化手法に限らず，対象とする床版工法固有の破壊特性を再現できるよう，適切に改良することとする。

(1) 本章で規定する疲労損傷解析による耐久性の評価法は，各床版工法で着目すべき疲労損傷状態に至るまでの疲労寿命と，疲労耐久性が明らかになっている鉄筋コンクリート床版の疲労寿命を比較することにより行われる。そのため，次節以降で規定する疲労損傷解析を実施する前に，対象とする床版工法の基本的な損傷特性及び破壊と見なせる状態について把握するために，支間長や床版厚，支点上の支持条件，施工順序等の標準的な適用条件を想定した輪荷重走行試験や部材の静的載荷試験を実施し，コンクリート部のひび割れやコンクリートと底鋼板の剥離等の破壊の発生及び進展の状況を確認する必要がある。また，確認された破壊の状態から，疲労耐久性の判定に用いる破壊の定義を設定する必要がある。

鉄筋コンクリート床版では，次に示す定義Aの変状を，試験結果の比較に用いる照査値として定義する．また，耐荷力が著しく低下している恐れのある床版等においては定義 C についても併せて照査値とする。

定義 A：上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した時点。

定義 C：第 4 層に z 方向（水平方向）の剛性低下要素が生じた時点。

(2) 新たな床版工法の場合，標準的なモデル化手法を基本としつつも，上記の各載荷試験により確認された破壊特性を参考に，個々の床版の破壊特性を再現できるよう，適切に改良する必要がある。

合成床版の破壊の定義は，対象とする床版工法固有の破壊特性を踏まえて設定することを前提とし，圧縮力を分担する中立軸より上方の床版上面側に水平ひび割れが橋軸方向に 300mm 以上連続した時点を照査値とする。

4.2 疲労損傷解析

4.2.1 構造モデル

(1) 弾性 FE モデルとする。

(2) 形状寸法は，床版支間方向が 2,800mm（張出し長 150＋床版支間 2,500＋張出し長 150），輪荷重走行方向が 4,500mm，厚さは実物大の矩形とする。

(3) 材料特性には，道路橋示方書に規定された設計値を適用する。

(4) コンクリートのモデル化は以下を基本とする。ただし，鋼材配置や床版厚さによっては，事前の輪荷重走行試験により確認された破壊特性を再現できるよう，適切なモデル化を行う。

1) 弾性 6 面ソリッド要素を用いる。

2) 要素寸法は，輪荷重走行方向及び床版支間方向が 100mm 程度，高さは床版厚さの 1/5 程度とする。ただし，鋼材配置や床版厚さによっては，事前の輪荷重走行試験により確認された破壊特性を再現できるよう，適切な寸法とする。

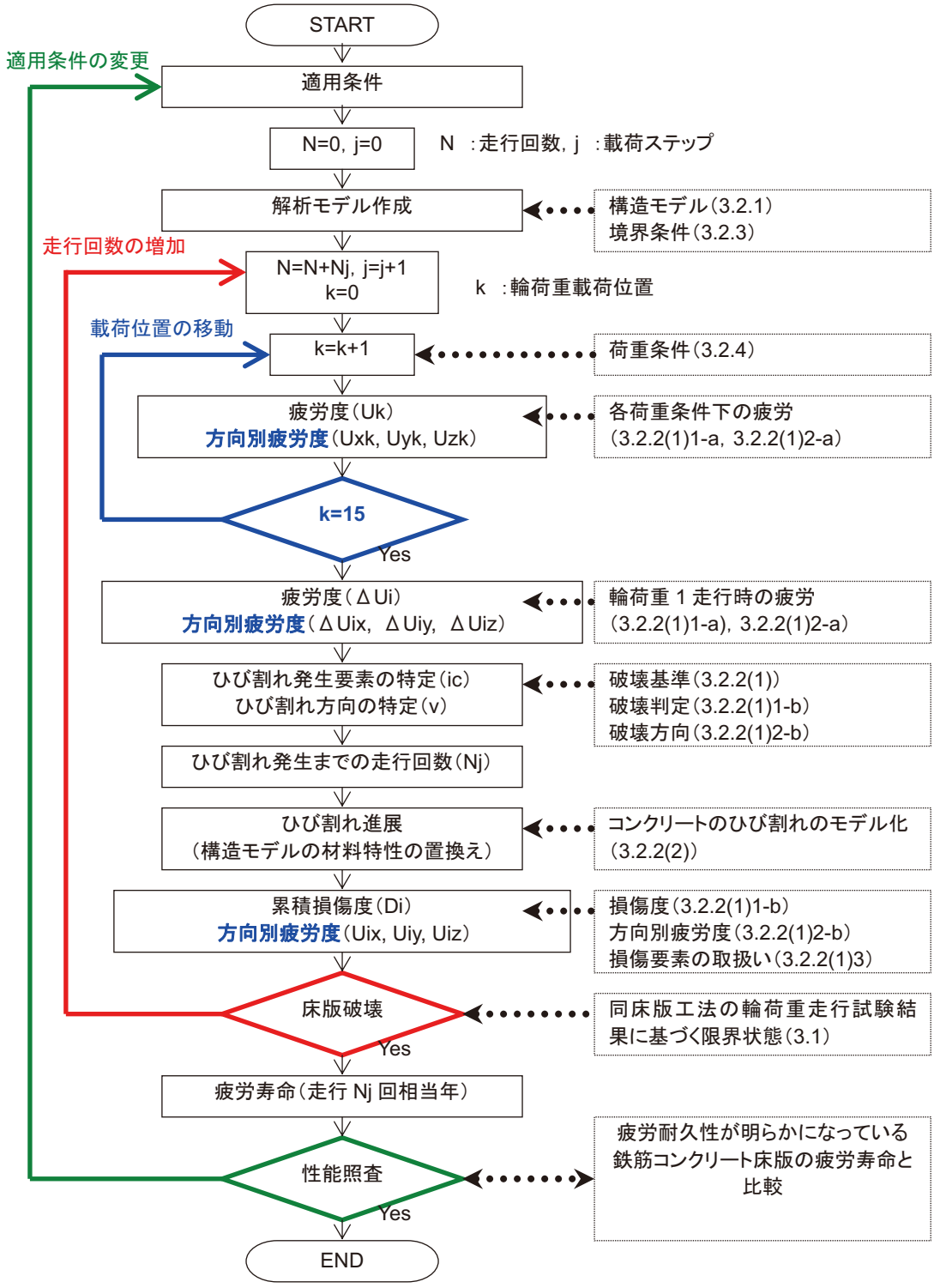
(5) 鋼材は引張側・圧縮側対称の弾完全塑性体とする。

1) 鉄筋と周囲のコンクリートとは完全付着とする。

2) 鋼板は弾性シェル要素を用いてモデル化する。ここで，鋼板と周囲のコンクリートとの付着について，底鋼板では付着はないものとし，その他の鋼板リブ等では完全付着とする。

3) スタッドは弾性棒要素を用いてモデル化し，スタッドの曲げ剛性及びせん断剛性を考慮する。なお，鋼板との溶接部は完全結合とし，周囲のコンクリートとの付着はすべりや剥離のない完全付着とする。

4) 鋼管は弾性シェル要素を用いてモデル化し，周囲のコンクリートとの付着はすべりや剥離のない完全付着とする。



付図-4.1　疲労損傷解析による性能評価の全体概要

(1)　基準床版と統一する。

(2)　基準床版と統一する。

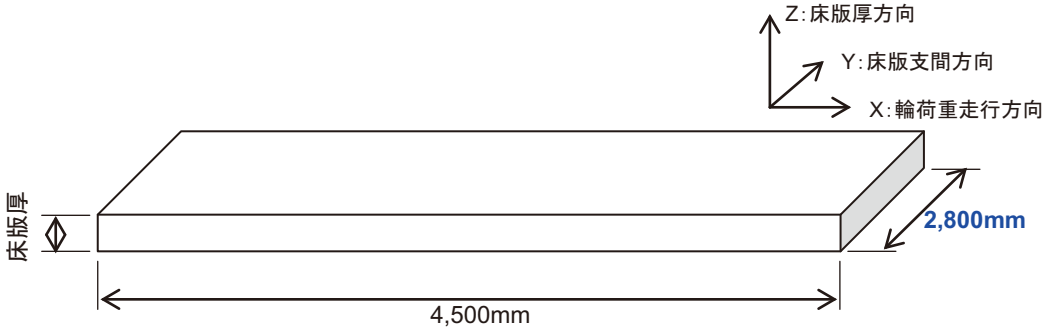


図-4.2　構造モデルの形状寸法

(3)　道路橋示方書に準じる。

(4)　コンクリート要素のモデル化。

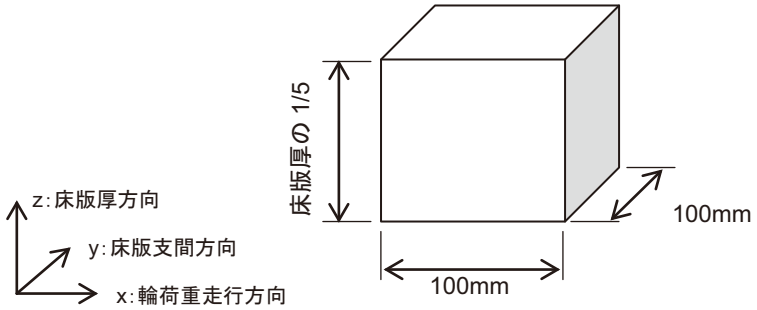


図-4.3　コンクリート要素のモデル化

(5)　鋼材のモデル化は，繰返荷重による周囲のコンクリートのひび割れ，破壊等の現象を模擬できるよう，それぞれ適切な要素を用いて行うこととした。

ここで，2)鋼板のモデル化において，底鋼板とコンクリートとの間で付着切れを考慮するとしたのは，底鋼板を有する鋼コンクリート合成床版では，4.1 で定義する破壊状態に至るまでにすべりや剥離を許容するのが一般的であるためである。

ずれ止めや補剛材の形鋼の形状を再現する必要性から細幅の要素が含まれていて、要素の大きさが周囲の要素に比べて大きく変化する場合は、載荷位置と細幅要素との位置関係で、局部応力が卓越しすぎる場合があるので、要素分割と載荷位置の影響を確認しておくのが良い。

4.2.2 コンクリート要素の破壊のモデル化

(1) コンクリート要素の破壊

1) コンクリートの破壊は，疲労度に基づく線形累積被害則に従うものとする。ここで，疲労度に基づく疲労被害則は，疲労度ΔU と走行回数 N との関係として定義する。なお，繰返しの影響がない静的な破壊の判定基準（y 切片）は使用するコンクリートの引張強度から算出し，コンクリート疲労被害則は 8 乗の対数則に従うものとする。

2) 破壊によって剛性が低下する方向の判定は，方向別の応力変動とひずみ変動との積の累積値に基づいて行うこととし，これが最大の方向に発生するとする。

3) 破壊したと判定された要素では，一旦，疲労被害の蓄積を解消し，その後，剛性が低下していない方向についてのみ，改めて疲労被害を累積しなおすこととする。

(2) コンクリート要素の破壊による剛性の低下

1) コンクリートの破壊よる剛性の低下は，ヤング係数 E 及びせん断弾性係数 G を 1/10 に低減することによってモデル化する。

2) 鋼コンクリート合成床版における底鋼板上のコンクリート要素については，当初より全方向のヤング係数 E とせん断弾性係数 G を 1/10 に低減することとする。

(1) コンクリートの疲労破壊

1) コンクリートの疲労破壊は，疲労度に基づく線形累積被害則によるものとする。ここで，疲労度に基づく疲労被害則は，疲労度ΔU と走行回数 N との関係として定義する。

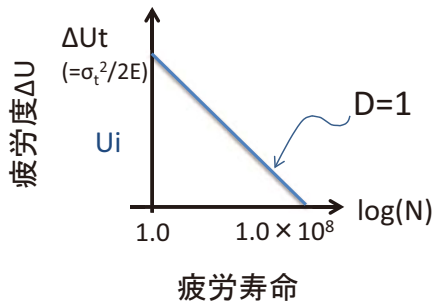


図-4.4 コンクリートの疲労被害則（U-N 線図）

なお，輪荷重 1 回走行の破壊基準（y 切片）は，すなわち静的な破壊基準とみなせることから，コンクリートの引張強度を用いて次式により算出する。

$$U_t = \frac{1}{2}\sigma_t \varepsilon_t = \frac{1}{2E}\sigma_t^2 \qquad (4.2.2.1)$$

ここに，U_t：走行回数 1 回で破壊すると仮定した場合の相当疲労度（N/mm²）

σ_t，ε_t：破壊時の応力（N/mm²），ひずみ

また，コンクリートの被害則は，道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会，平成24年）に基づいて設計された鉄筋コンクリート床版（床版支間3.0m，連続版）を対象とした，重交通路線の交通実態調査に基づく供用 100 年の軸数を算出した結果（157kN 換算）に基づき 8 乗の対数則に従うことで，現行基準で設計された床版が疲労耐久性を損なう回数を安全側に評価できる。

1-a） 各コンクリート要素の疲労度の算出方法は以下のとおり。

1-a-1） 4.2.4 で規定する輪荷重モデルの載荷位置 k に対し，要素 i に生じる疲労度 U_{ik} は次式により求まる。

$$U_{ik} = \frac{1}{2}\sigma_{i11k}\varepsilon_{i11k} + \frac{1}{2}\sigma_{i22k}\varepsilon_{i22k} + \frac{1}{2}\sigma_{i33k}\varepsilon_{i33k} \qquad (4.2.2.3)$$

ただし，

$$\begin{cases} \sigma_{i11k} \geq 0,\ \sigma_{i22k} \geq 0,\ \sigma_{i33k} \geq 0 & （注，引張主応力≧0） \\ \varepsilon_{i11k} \geq 0,\ \varepsilon_{i22k} \geq 0,\ \varepsilon_{i33k} \geq 0 & （注，引張主ひずみ≧0） \end{cases}$$

ここに，U_{ik} ：荷重 k で要素 i に生じるひずみ疲労度（N/mm²）

σ_{i11k}，σ_{i22k}，σ_{i33k} ：荷重 k で要素 i に生じる主応力方向の応力（N/mm²）

ε_{i11k}，ε_{i22k}，ε_{i33k} ：荷重 k で要素 i に生じる主応力方向のひずみ

ここに，

$$\begin{cases} \varepsilon_{i11k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i11k} - \nu\left(\sigma_{i22k} + \sigma_{i33k}\right)\right) \\ \varepsilon_{i22k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i22k} - \nu\left(\sigma_{i33k} + \sigma_{i11k}\right)\right) \\ \varepsilon_{i33k} = \dfrac{1}{E}\left(\sigma_{i33k} - \nu\left(\sigma_{i11k} + \sigma_{i22k}\right)\right) \end{cases}$$

k ：輪荷重モデルの載荷位置

1-a-2） 各コンクリート要素について，（4.2.2.3）式により算出した各荷重条件下で生じる疲労度の最大値 $Max\left(U_{i|j}\right)$ と最小値 $Min\left(U_{i|j}\right)$ を抽出し，それらの差をとることにより，輪荷重 1 回走行時（$k = 1,15$）の疲労度 $\Delta U_{i|j}$ を算出する。

$$\Delta U_{i|j} = Max\left(U_{i|j}\right) - Min\left(U_{i|j}\right) \qquad (4.2.2.4)$$

ここに，$\Delta U_{i|j}$ ：輪荷重 1 回走行に対する方向別疲労度（N/mm²）

$Max\left(U_{i|j}\right)$，$Min\left(U_{i|j}\right)$ ：輪荷重 1 回走行時の U_{ik} の最大値，最小値（N/mm²）

j ：解析ステップ数

1-b) 各コンクリート要素の残存寿命の算出方法は以下のとおり。

1-b-1) 載荷ステップ※ j において，要素 i の残存寿命 n_{0i} を算出する。ここで，これまでの要素 i の累積損傷度は以下で表される。

$$D_{i|j-1}=\sum_{m=1}^{j-1}\frac{n_{i|m}}{N_{i|m}} \qquad (4.2.2.5)$$

ここに，$D_{i|j-1}$ ：要素 i のこれまでの累積損傷度

$N_{i|m}$ ：コンクリートの被害則（U-N 関係）に基づく $\Delta U_{i|m}$ に対する疲労寿命（回）。ただし，$\Delta U_{i|m}$ は載荷ステップ m で生じる疲労度（N/mm²）

$n_{i|m}$ ：載荷ステップ m の走行回数（回）

$j-1$ ：これまでの載荷ステップ数（ステップ）

※ これまでの走行回数 N_{j-1} と載荷ステップ数 $j-1$ との関係は以下のとおり。

$$N_{j-1}=\sum_{m=1}^{j-1}n_m \qquad (4.2.2.6)$$

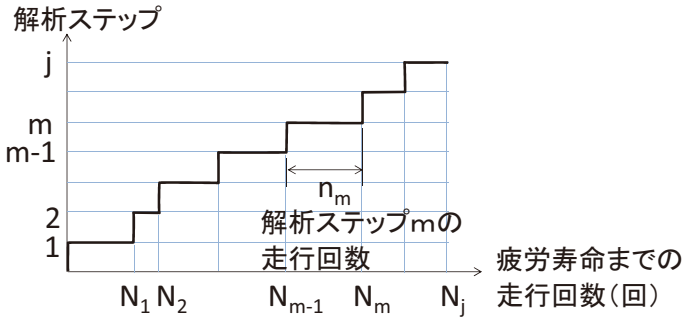


図-4.5 走行回数と載荷ステップ数の関係

1-b-2) 要素 i の現時点での残存寿命 $n_{0i|j}$ は次式により求まる。

$$n_{0i|j}=\left(1.0-D_{i|j-1}\right)N_{i|j} \qquad (4.2.2.7)$$

ここに，$n_{0i|j}$ ：要素 i が破壊に至るまでに要する残りの走行回数，すなわち，残存寿命（回）

$D_{i|j-1}$ ：要素 i のこれまでの累積損傷度

$N_{i|j}$ ：コンクリートの被害則（U-N 関係）に基づく $\Delta U_{i|j}$ に対する疲労寿命（回）

j ：検討している載荷ステップ数（ステップ）

1-c） 床版全体での新たな破壊の特定方法は以下のとおり。

1-c-1） 全てのコンクリート要素の残存寿命 $n_{0i|j}$ を算出した後，次の破壊は残存寿命が最短の要素で発生するとし，本載荷ステップの走行回数 n_j を求める。

$$n_j = \min\left(n_{0i|j}\right) \qquad (4.2.2.8)$$

ここに，n_j ：本載荷ステップの走行回数（回）

$n_{0i|j}$ ：載荷ステップ j における，要素 i の残存寿命（回）

j ：検討している載荷ステップ数（ステップ）

1-c-2） 載荷ステップ j 終了時の要素 i の累積損傷度は次式により求まる。

$$D_{i|j} = \sum_{m=1}^{j} \frac{n_{i|m}}{N_{i|m}} \qquad (4.2.2.9)$$

ここに，$D_{i|j}$ ：要素 i の累積損傷度

$N_{i|m}$ ：コンクリートの被害則（U-N 関係）に基づく $\Delta U_{i|m}$ に対する疲労寿命（回）。ただし，$\Delta U_{i|m}$ は載荷ステップ m で生じる疲労度（N/mm²）

$n_{i|m}$ ：載荷ステップ m の走行回数（回）

j ：検討している載荷ステップ数（ステップ）

1-c-3） ここで，破壊すると判定された要素 ic では，累積疲労度が解放されるとし，載荷ステップ j 終了時の要素 i の累積損傷度は 0 とする。

$$D_{ic|j} = 0 \qquad (4.2.2.10)$$

ここに，$D_{ic|j}$ ：破壊要素 ic の累積損傷度（=0）

j ：検討している載荷ステップ数（ステップ）

2） 破壊による剛性低下方向の判定

破壊による剛性低下方向の判定は，輪荷重 1 走行時に生じる各方向の応力とひずみとの積の変動分（以下，「方向別疲労度」という。）を走行回数に応じて累積した値（以下，「方向別疲労度」という。）に基づいて行う。

2-a） 方向別疲労度の算出方法は以下のとおり。

2-a-1） 4.2.4 で規定する輪荷重モデルの載荷位置 k に対し，要素 i に生じる方向別疲労度を次式により定義する。

$$U_{ix|k} \equiv \frac{1}{2}\sigma_{ix|k}\varepsilon_{ix|k}\ ,\quad U_{iy|k} \equiv \frac{1}{2}\sigma_{iy|k}\varepsilon_{iy|k}\ ,\quad U_{iz|k} \equiv \frac{1}{2}\sigma_{iz|k}\varepsilon_{iz|k} \qquad (4.2.2.11)$$

ここに，$U_{ix|k}$，$U_{iy|k}$，$U_{iz|k}$　：荷重k，要素iに対する各方向の方向別疲労度（N/mm²）

$\sigma_{ix|k}$，$\sigma_{iy|k}$，$\sigma_{iz|k}$　：荷重kで要素iに生じる各方向の応力（N/mm²）

$\varepsilon_{ix|k}$，$\varepsilon_{iy|k}$，$\varepsilon_{iz|k}$　：荷重kで要素iに生じる各方向のひずみ

k　：4.2.4で規定する輪荷重モデルの載荷位置

x，y，z　：要素iの要素内座標系

2-a-2)　(4.2.2.11)式により算出した各荷重条件に対する方向別疲労度の最大値と最小値を抽出し，それらの差をとることにより，輪荷重1回走行時（$k=1,15$）の方向別疲労度を算出する。

$$\left.\begin{aligned}\Delta U_{ix|j} &= Max\left(U_{ix|j}\right) - Min\left(U_{ix|j}\right)\\ \Delta U_{iy|j} &= Max\left(U_{iy|j}\right) - Min\left(U_{iy|j}\right)\\ \Delta U_{iz|j} &= Max\left(U_{iz|j}\right) - Min\left(U_{iz|j}\right)\end{aligned}\right\} \qquad (4.2.2.12)$$

ここに，$\Delta U_{ix|j}$，$\Delta U_{iy|j}$，$\Delta U_{iz|j}$　：輪荷重1回走行に対する方向別疲労度（N/mm²）

$Max\left(U_{ix|j}\right)$，$Min\left(U_{ix|j}\right)$：輪荷重1回走行時の$U_{ix|k}$の最大値，最小値（N/mm²）

$Max\left(U_{iy|j}\right)$，$Min\left(U_{iy|j}\right)$：輪荷重1回走行時の$U_{iy|k}$の最大値，最小値（N/mm²）

$Max\left(U_{iz|j}\right)$，$Min\left(U_{iz|j}\right)$：輪荷重1回走行時の$U_{iz|k}$の最大値，最小値（N/mm²）

j　：検討している載荷ステップ数（ステップ）

2-b)　方向別疲労度の算出方法は以下のとおり。

2-b-1)　載荷ステップj終了時の要素iの方向別疲労度は次式により定義する。

$$\left.\begin{aligned}U_{ix|j} &= U_{ix|j-1} + n_j \Delta U_{ix}\\ U_{iy|j} &= U_{iy|j-1} + n_j \Delta U_{iy}\\ U_{iz|j} &= U_{iz|j-1} + n_j \Delta U_{iz}\end{aligned}\right\} \qquad (4.2.2.13)$$

ここに，$U_{ix|j}$，$U_{iy|j}$，$U_{iz|j}$　：方向別疲労度（N/mm²）

$U_{ix|j-1}$，$U_{iy|j-1}$，$U_{iz|j-1}$：これまでの方向別疲労度（N/mm²）

n_j　：本載荷ステップの走行回数（回）

$\Delta U_{ix|j}$，$\Delta U_{iy|j}$，$\Delta U_{iz|j}$：輪荷重1回走行に対する方向別疲労度（N/mm²）

2-b-2)　全てのコンクリート要素について方向別疲労度を算出した後，(4.2.2.13)で求めた方向別疲労度が最大の方向に破壊すると判定する。

3)　破壊したコンクリート要素の疲労被害の累積

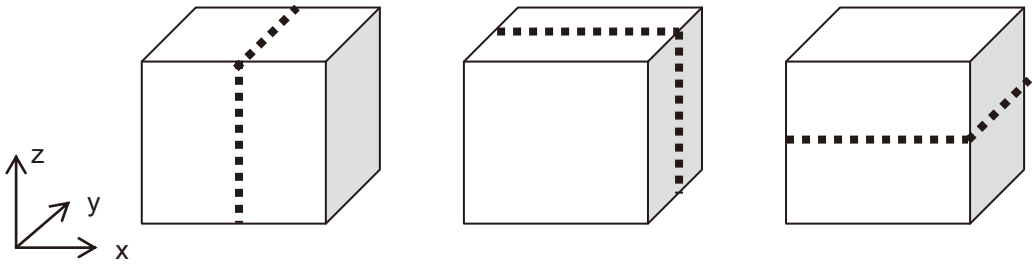
破壊すると判定された要素については，それまでの累積疲労度及び方向別疲労度を一旦解除し，その後の輪荷重に対しては，あらたに累積する。

ここで，あらたに累積する際，後述のとおりヤング率 E を低減させた方向については疲労度及び方向別疲労度を計上しないこととする。これは，実際のひび割れ近傍では，FE 要素に相当する領域の変形はき裂開口によるものであり，ひび割れ面に垂直な方向にはコンクリートにひずみは生じないと仮定したことによる。

(2)　コンクリート要素の破壊による剛性の低下

1)　コンクリートが繰返し荷重により疲労すると，骨材及びやセメント等の組織の緩みやひび割れなどが複合的に生じ，ある領域のヤング係数やせん断弾性係数が低下すると考えられる。ここでは，それらのコンクリート要素の破壊による剛性の低下を，各方向の疲労の蓄積やそれまでの破壊状態に応じて，以下に示す 7 タイプに区別してモデル化することとした。

1)-1　1 方向破壊のモデル化



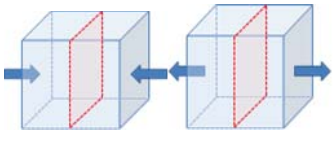
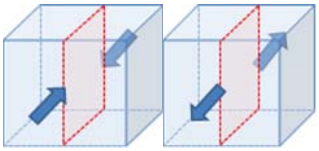
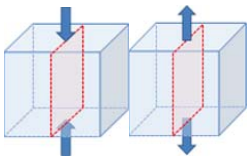
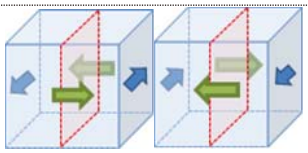
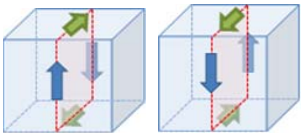
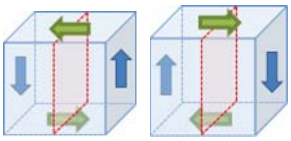
（ⅰ）タイプ-x　　（ⅱ）タイプ-y　　（ⅲ）タイプ-z

図-4.6　破壊のモデル化（1 方向破壊）

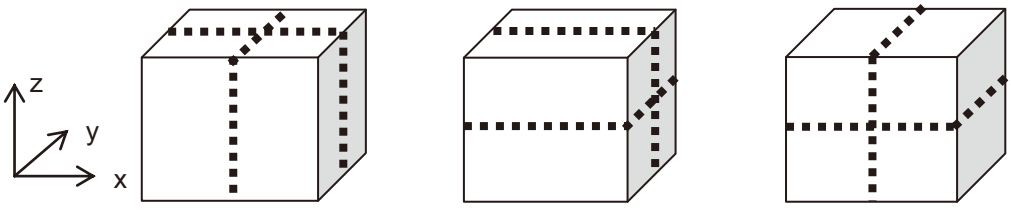
表-4.1　破壊のモデル化（1 方向破壊）

	タイプ-x			タイプ-y			タイプ-z		
ヤング係数	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	$E_c/10$	E_c	E_c	E_c	$E_c/10$	E_c	E_c	E_c	$E_c/10$
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	G/10	G	G/10	G/10	G/10	G	G	G/10	G/10
ポアソン比	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x	x-y	y-z	z-x
	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν	ν

表-4.2　破壊判定タイプごとの剛性低下と方向別低減率（タイプ x の例）

	タイプ-x		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	○：低減なし	○：低減なし
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	○：低減なし	×：1/10 に低減
ポアソン比	x-y	y-z	z-x
	一定		

1)-2　2 方向破壊のモデル化



（ⅰ）タイプ-xy　　（ⅱ）タイプ-yz　　（ⅲ）タイプ-zx

図-4.7　破壊のモデル化（1 方向破壊）

表-4.3　破壊のモデル化（1 方向破壊）

	(ⅰ)タイプ-xy			(ⅱ)タイプ-yz			(ⅲ)タイプ-zx		
E	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	1/10	1/10	1	1	1/10	1/10	1/10	1	1/10
G	xy	yz	zx	xy	yz	zx	xy	yz	zx
	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10
ν	xy	yz	zx	xy	yz	zx	xy	yz	zx
	一定（低減せず）								

表-4.4　破壊判定タイプｘｙの剛性低下と方向別低減率

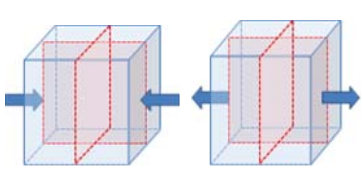
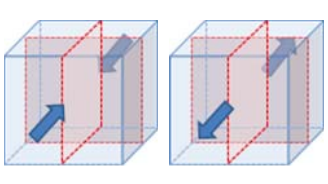
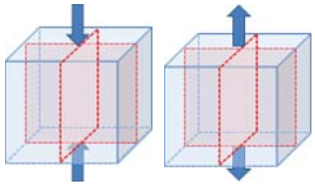
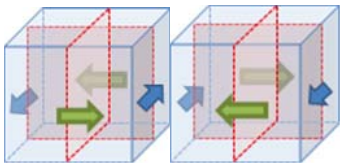
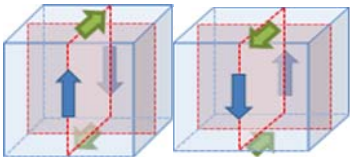
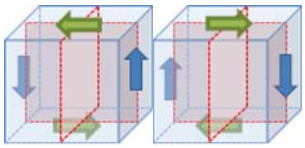
	タイプ-ｘｙ		
	x	y	z
ヤング係数			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	○：低減なし
	x-y	y-z	z-x
せん断弾性係数			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

表-4.5　破壊判定タイプｙｚの剛性低下と方向別低減率

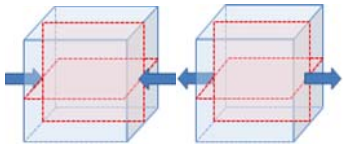
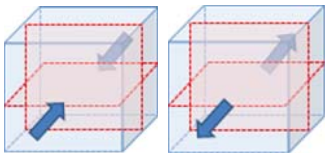
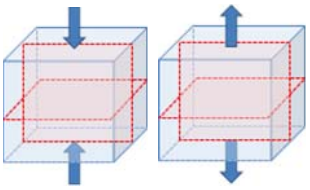
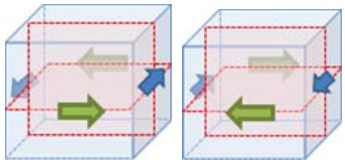
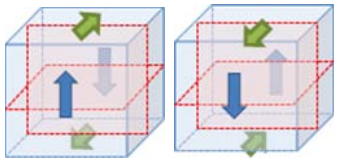
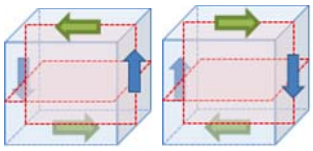
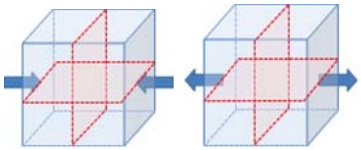
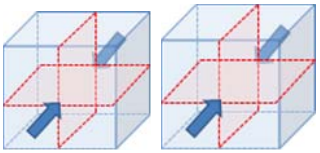
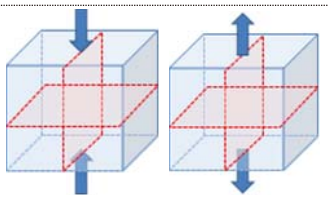
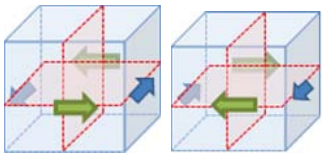
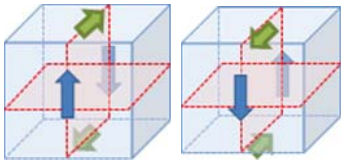
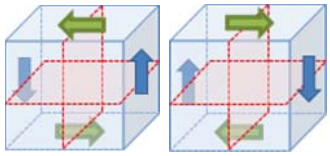
	タイプ-ｙｚ		
	x	y	z
ヤング係数			
	○：低減なし	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減
	x-y	y-z	z-x
せん断弾性係数			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

表-4.6　破壊判定タイプｚｘの剛性低下と方向別低減率

	タイプ-ｚｘ		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	○：低減なし	×：1/10 に低減
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

1)-3　3 方向破壊のモデル化

表-4.7　破壊のモデル化（3 方向破壊）

	(ｉ)タイプ-xyz		
E	x	y	z
	1/10	1/10	1/10
G	xy	yz	zx
	1/10	1/10	1/10
ν	xy	yz	zx
	一定（低減せず）		

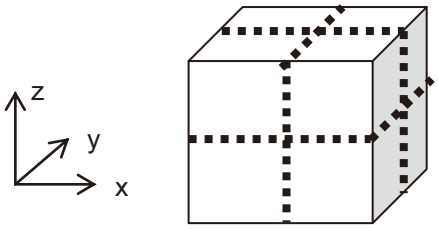
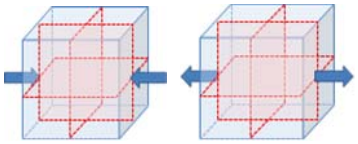
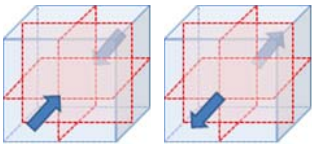
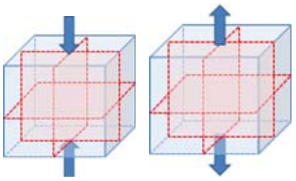
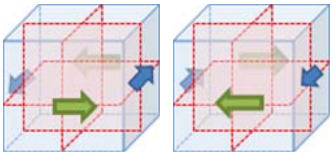
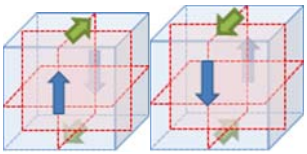
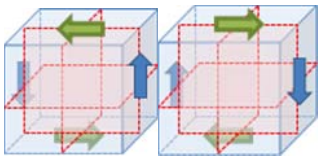


図-4.8　破壊のモデル化（破壊タイプ-xyz）

表-4.8　破壊判定タイプｘｙｚの剛性低下と方向別低減率

	タイプ-ｘｙｚ		
ヤング係数	x	y	z
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減
せん断弾性係数	x-y	y-z	z-x
			
	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減	×：1/10 に低減

2)　鋼コンクリート合成床版における底鋼板上のコンクリート要素では，付着切れをモデル化するために，全方向のヤング係数とせん断弾性係数を 1/10 に低減することとした。

4.2.3 境界条件

(1) 床版支間方向の支持条件は，鉛直(z)方向の変位のみを固定するピン支持を基本とする。

(2) 橋軸端部では，輪荷重走行試験で設置される弾性はりをモデル化し，弾性支持とする。

(1) 基準床版と統一する。

表-4.9 拘束条件（構造モデルの最下層の節点）

	変位			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 軸回り	Y 軸回り	Z 軸回り
床版支間支点（隅角部以外）	Mov.	Mov.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.
隅角部	下図の通り			Mov.	Mov.	Mov.

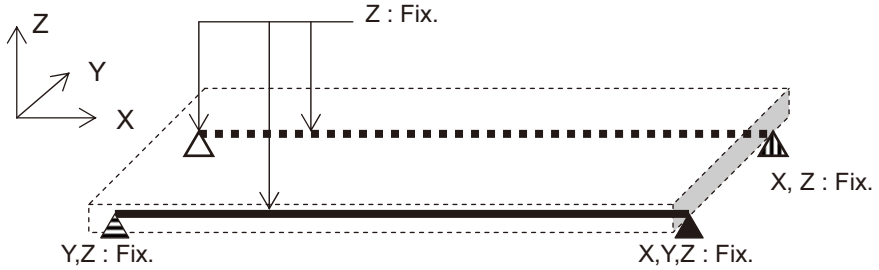


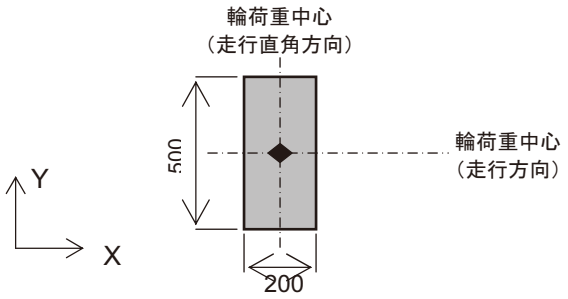
図-4.9 床版支間方向の支持条件（構造モデルの最下層の節点）

(2) 基準床版と統一する。

4.2.4 荷重条件

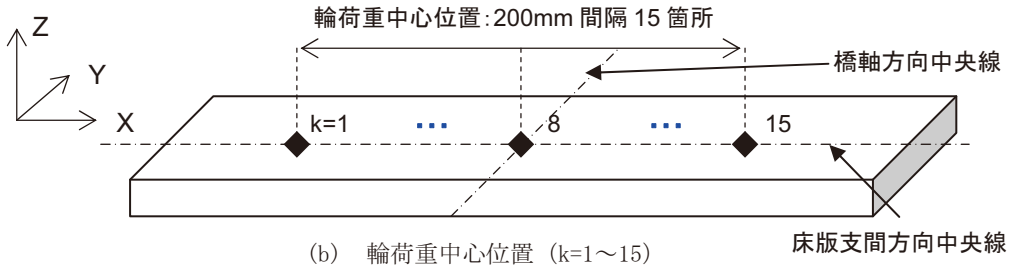
(1)　載荷荷重は輪荷重の走行を模擬する。輪荷重の接地範囲を幅 500mm，長さ 200mm の矩形とし，この範囲で等分布させる。
(2)　荷重移動範囲は、輪荷重の走行を静的荷重の順次載荷で模擬することとし，床版支間中央線上で，床版中央より，橋軸方向±1500mm の輪荷重走行範囲において，200mm 間隔 15 箇所で順次載荷する。
(3)　荷重強度は 157kN 一定載荷及び階段載荷とする。

(1)　基準床版と統一する。詳細は下図のとおり。



(a)　等分布荷重の分布範囲（車輪の接地範囲）

(2)　基準床版と統一する。詳細は下図のとおり。



(b)　輪荷重中心位置（k=1～15）

図-4.10　荷重条件

4.2.5 解析結果の整理

解析の結果は次の観点で整理する。

1) たわみの最大値とたわみ分布（輪荷重走行試験を実施している場合は、解析値と実験値を比較）
2) 解析におけるたわみの最大値とたわみ分布（輪荷重走行試験を実施している場合は、解析値と実験値を比較）
3) 解析における走行回数ごとの剛性低下要素の分布
4) 内部鋼材とひび割れの進展位置との関係

4.3 性能評価

(1) 現行基準（道路橋示方書，平成 24 年 3 月）で設計された床版が目標とする設計供用期間の丁度 100 年程度の耐久性を有しているものと仮定し、これと対象とする床版が設計で仮定する抵抗断面とは異なる状態に変化する限界の時点との相対関係により十分な期間を有していること、設計で想定したとおりの破壊形態であることを評価する。

1) RC 床版は、輪荷重 157kN（一定荷重）を繰返し載荷した解析において、上側配力鉄筋が引張側に応力が転換した回数を疲労破壊の限界値とする。
2) 水平ひび割れの長さがおよそ 300mm を超えた時点を、設計で過程する抵抗断面とは異なる状態に変化する限界の時点とする。
3) 上記 2)で表せない独自の破壊形態がある場合は設計で仮定する抵抗断面とは異なる状態に変化する時点を明確にして評価すること。

(1) 輪荷重の橋軸方向の載荷長さが 200mm で、床版内の応力分布が 45 度の角度、床版上面から水平ひび割れが発生する上段鉄筋までのかぶりが 50mm と仮定すると、リブ上端での応力分布範囲は 300mm となる。しかし、水平ひび割れの長さがおよそ 300mm を超えると、かぶり部分のコンクリートは有効断面ではなくなり、水平ひび割れより下側の鋼材やコンクリートで抵抗する断面となり、有効高さが明らかに減少するため、設計で仮定する抵抗断面とは異なる状態に変化したと考えられる。

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of ＮＩＬＩＭ
Ｎｏ．844　　March　2015

編集・発行　©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804　茨城県つくば市旭一番地
企画部研究評価・推進課　　TEL 029-864-2675