

## 第 1 分科会報告

### 床版の輪荷重走行試験

	頁
まえがき .....	3
第 1 章 床版の疲労試験 .....	3
1.1 概要 .....	3
1.2 共通試験計画案 .....	3
1.2.1 試験目的 .....	3
1.2.2 供試体 .....	4
1.2.3 載荷方法 .....	4
1.2.4 材料試験 .....	5
1.2.5 計測方法 .....	5
1.2.6 試験結果のまとめ .....	5
1.3 輪荷重走行試験機による共通試験方法 .....	6
1.3.1 試験対象の床版 .....	6
1.3.2 床版支持条件 .....	6
1.3.3 載荷板 .....	7
1.3.4 載荷荷重 .....	7
1.3.5 計測 .....	8
1.3.6 床版の切断と断面調査 .....	11
1.4 多点移動繰返し載荷試験機による試験方法 .....	12
1.4.1 概要 .....	12
1.4.2 試験方法 .....	12
1.4.3 試験結果および考察 .....	14
1.4.4 まとめ .....	17
第 2 章 交通荷重の実態 .....	18
2.1 概要 .....	18
2.2 軸重の測定方法 .....	18
2.3 軸重の実態 .....	19
2.3.1 主要国道 .....	19
2.3.2 東京都の主要道路 .....	19
2.4 衝撃に関する研究の実態 .....	20
2.4.1 設計基準類の比較 .....	20
2.4.2 最近の研究動向 .....	21
2.5 S-N線図の傾きの逆数 (m) と輪数の関係 .....	21
2.5.1 mに関する既往の研究 .....	21
2.5.2 m乗則の感度 .....	22
2.5.3 m乗則と経年のノモグラフ .....	22
2.6 まとめ .....	22

第 3 章 RC 床版の疲労耐久性 (S-N 曲線) の検討	24
3.1 クランク式試験機による疲労耐久性評価	24
3.1.1 概要	24
3.1.2 クランク式輪荷重走行試験機	24
3.1.3 既往の輪荷重走行試験機概要	25
3.1.4 各試験機における S-N 曲線	28
3.2 自走式試験機による疲労耐久性評価	30
3.2.1 概要	30
3.2.2 輪荷重走行試験機	30
3.2.3 輪荷重走行試験の概要	30
3.2.4 試験結果	31
3.2.5 載荷荷重と走行回数との関係	33
3.2.6 S-N 関係式の評価	35
3.3 輪荷重走行試験データの補正方法	37
3.3.1 検討の背景	37
3.3.2 輪荷重走行試験機概要	37
3.3.3 供試体概要	38
3.3.4 試験結果概要	38
3.3.5 試験結果の補正	38
3.3.6 検討結果のまとめ	41
第 4 章 床版の解析的検討	42
4.1 床版の解析方法	42
4.1.1 概要	42
4.1.2 解析機能	42
4.1.3 データ入力と出力結果	43
4.1.4 計算例①	43
4.1.5 計算例②	43
4.2 支持桁の不等沈下による床版の付加曲げモーメントの検討	45
4.2.1 概要	45
4.2.2 サンプル橋梁	45
4.2.3 文献 2) による付加曲げモーメントの算出	45
4.2.4 文献 3) による付加曲げモーメントの算出	45
4.2.5 まとめ	46
4.3 板問題に関する参考資料	47
4.3.1 板問題に関する基礎式の誘導	47
4.3.2 薄板理論の級数解法	50
4.3.3 異方性板に関する基礎式の誘導	52
あとがき	54
文献一覧	57

## まえがき

本分科会は、RC床版の輪荷重による疲労損傷に係わる諸問題の内、既往の輪荷重走行疲労試験結果を取りまとめ、評価方法の統一化を目的として検討を行った。その結果、既往の輪荷重走行疲労試験は、試験方法が統一されていないことから、試験結果の評価に置いて、既往の試験結果を基にしたS-N線図の統一化を図るべく検討を行ったものの現状に置いては困難であることが判った。そこで同一供試体を用いた共通試験を提案して多くの賛同が得られたことから、平成16年秋に供試体の製作を行い、6機関で試験を行う計画が進められている。第1章は、この共通試験に係わる供試体の仕様、試験方法および試験結果の整理方法の仕様を取りまとめたものである。

第2章は、平成5年に道路交通法の車両総質量が20tから25tに緩和される改定があり、床版にとっては疲労損傷に不利に働く恐れがある一方で、いわゆる過積載車両の取締りが強化され、輪荷重の実態が変化したと考えられる。そこで道路交通法改正前後で交通荷重(軸重又は輪重)の実態がどのように変化しているかについて国道と都道の調査結果を示し、既往のS-N線図の傾き(m)の感度分析を行い、mの設定によって疲労損傷の評価が大きく変化することを示した。

第3章は、既往の輪荷重走行疲労試験機による試験結果について、鉄輪クランク式とゴムタイヤ方式に大別して既往の研究成果をレビューし、既往のS-N線図についてどのような提案がなされているのか、また、提案されているS-N線図に基づく耐久性の評価結果について分析を行った。また、試験結果に与える床版支間、コンクリート強度、弾性係数、載荷版形状寸法などの違いを補正する方法を提案する。

第4章は、輪荷重走行疲労試験のデータを整理したり、輪荷重走行疲労試験結果と実橋床版との対応関係を調べたりする上で、床版の断面力やたわみの計算値を求め実験値と比較するなどの検討が不可欠である。そこで床版のたわみや断面力を簡単な操作で求めることができるパソコン用プログラムを作成した。本プログラムは、薄板理論に基づくフーリエ級数解法を採用し、板剛性の異方性も考慮されており、直交異方性板と等方性板のいずれも解析可能である。また、板問題に関する基礎式の誘導を参考資料に、輪荷重走行疲労試験に関する文献一覧を取りまとめた。

## 第1章 床版の疲労試験

### 1.1 概要

道路橋床版にとって最も重要な疲労性能を検証する手段として、古くは荷重点を固定して疲労荷重を加力する定点型試験やこれを改良した多点移動型試験のような繰り返し載荷の形式がこれまで採用されてきた。これら

に代わって、実橋床版と同様な自動車の走行状況がシミュレートできる載荷形式である輪荷重載荷装置が開発されるに及んで、走行疲労を受ける床版の耐久性に関する研究が飛躍的に進展し多くの論文や報告が発表され、今日では耐久性試験の検査法として定着した感がある。

現在この部類に入る装置12機が稼働するまでに至り、これらは大阪大学、独立行政法人土木研究所および日本道路公団等の所有するクランク式タイプと、大阪工業大学や東京都等がもつ自走式タイプの2つに大別される。これらの装置を比べると、載荷能力、輪荷重の分布状態、支持条件、試験空間の大きさ等に性能の相違点が見られることから、その結果として、この差異が床版の劣化損傷の進行経過にも大いに影響し、終局限界状態の破壊時に至る走行回数や疲労破壊耐力の大きさにまで波及すると予測される。

各輪荷重走行装置の下で得られたRC床版の床版挙動に限定すれば、走行試験での載荷方法や計測データ処理の方法には統一性がなく、床版の劣化段階の数量化、特にひび割れ密度の数値を判断する際の共通データおよび統一化された判定基準がないと言える。

本分科会は、第3章において各々の輪荷重走行装置の下で得られた破壊モードも含めて、RC床版における劣化損傷過程での疲労特性に関するデータを改めてレビューしてS-N疲労曲線の統合化や差別化を試み、種々の検討を行ったものの、供試体の寸法、載荷条件の違い、使用コンクリートおよび鉄筋径や配筋方法の差等々の要因が混入し合い、うまく整合させるに至りません。

そこで輪荷重分科会は、総合的な評価を可能とするには、同一の供試体で同時に試験し、統一標値する指標を見つけるべきであるとの認識に立ち、ここに、共通試験方法を提案するものである。また、本章では過去に行われた多点移動載荷、クランク式輪荷重走行載荷およびゴムタイヤ式輪荷重走行載荷方式の疲労試験結果について、その概要をレビューした。

### 1.2 共通試験計画案

#### 1.2.1 試験目的

道路橋RC床版のひび割れ損傷は、すでに昭和40年代初期に発生が認められ、大学・公的研究機関等での室内実験および実橋調査等により損傷メカニズムの研究が行われてきた。特に、これらの損傷メカニズムの解明には、輪荷重走行試験機の活用による研究が大きく寄与している。この輪荷重走行試験機は、任意の荷重を作用させながら往復運動するもので国内に数十台が設置されている。輪荷重試験機はその構造から、フライホイール等の回転力を往復運動に変換するクランク式(鉄輪式)と移動台車に駆動装置を搭載する自走式(ゴムタイヤ式)に大別される。この2つのタイプの試験機はそれぞれに特長を有している。これらの装置による試験結果間の相関性は見受けられず、また、整理方法についても整

表-1.2.1 供試体の一覧

供試体名	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋 ( ) 内は圧縮鉄筋			配力鉄筋 ( ) 内は圧縮鉄筋			荷重方法	実施機関	
			呼び径	有効高(mm)	間隔(mm)	呼び径	有効高(mm)	間隔(mm)			
A-1 A-2	幅2200 長さ3000 厚さ190	2000	D16 (D16)	160 (30)	150 (300)	D13 (D10)	146 (43)	300 (300)	クランク式	大阪大学	
A-3	幅2800 長さ4500 厚さ190	2500									(独) 土木研究所
B-1	幅2200 長さ4000 厚さ190	2000							自走式	山口大学	
B-2	幅2800 長さ4500 厚さ190	2500									東京都
C-1	幅2200 長さ4500 厚さ190										

合性が図られていないのが現状である。したがって、これらの試験機を所有する機関が連携して統一的でかつ総合的な試験を実施し、RC床版の疲労損傷メカニズムを解明することが多方面から望まれている。

本共通試験計画案は、道路橋RC床版の疲労耐久性を把握することを目的として、標準供試体による輪荷重走行試験、固定点繰返し荷重試験を実施するものである。

### 1.2.2 供試体

試験に用いた供試体の一覧を表-1.2.1に示す。供試体は、配力鉄筋量が現行基準と比較して少なく、損傷事例が多く見られる昭和39年道路橋示方書に準じて製作した6体のRC床版である。供試体の形状・寸法を図-1.2.1に示す。

供試体は、施工技術総合研究所内のヤードにて、6体同時に打設して製作する。コンクリートは、材齢28日目標強度 $\sigma_{28}=24\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートとする。

### 1.2.3 荷重方法

#### (1) 荷重試験機

試験は下記に示す機関において、クランク式輪荷重走行試験機、自走式輪荷重走行試験機、および固定点荷重試験機を用いて実施する(試験機の詳細は第3章参照)。なお、固定点荷重試験機においては、固定点繰返し荷重試験を行う。

クランク式：大阪大学、(独)土木研究所  
自走式：山口大学、東京都土木技術研究所  
固定点繰返し荷重：大阪工業大学

#### (2) 荷重荷重

試験時の荷重荷重は、全て一定荷重の157kNで供試体が破壊するまで実施する。この荷重値は本小委員会の性能照査分科会の報告内容を踏まえた結果でもある。

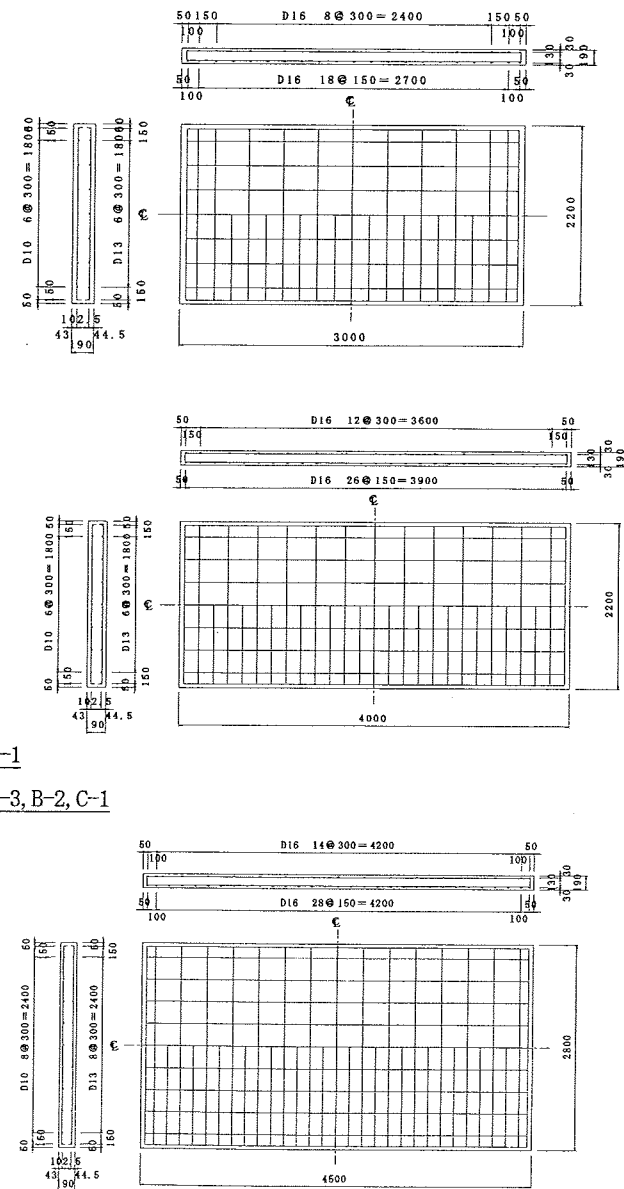


図-1.2.1 供試体の外観図

走行試験機の荷重位置は床版支間中央とし、荷重幅と走行範囲は各試験機の仕様に基づいて決定する。固定点繰返し荷重試験の荷重板寸法は、50×20cmとする。

### 1.2.4 材料試験

#### (1) 鋼材

- 使用する鉄筋 (D10, D13, D16) 各 3 本について、以下に示す引張試験を行う。
- JIS Z 2201 「金属材料引張試験片」
- JIS Z 2241 「金属材料引張試験方法」

#### (2) コンクリート

- 使用するコンクリートについて、以下に示す材料試験を行う。供試体の数は、各試験につき3本とする。また、試験実施日は材齢28日と試験開始直前とする。
- 圧縮強度試験
- 静弾性係数試験 (圧縮強度試験時に同時に計測) 3本×6体：計18本
- 割裂引張強度試験 3本×6体：計18本
- 試験方法は、以下の方法等による。
- JIS A 1108 「コンクリートの圧縮強度試験方法」
- JIS A 1113 「コンクリートの割裂引張強度試験方法」
- JIS A 1132 「コンクリートの強度試験用供試体の作り方」

### 1.2.5 計測方法

計測項目を表-1.2.2に示し、計測項目ごとの計測機器の計測位置を図-1.2.3~図-1.2.5に示す。

計測は、以下に示す所定の繰返し回数ごとに静的測定(荷重段階：0, 157kN, 0)を行う。また、動的測定は、床版中央のたわみ、主鉄筋ひずみおよび配力鉄筋ひずみで静的測定と同様の回数で実施し、破壊時のモニタリングを兼ねるものとする。

静的測定の繰返し回数：0回, 1000回, 5000回, 1万回, 5万回, 10万回, 30万回, 50万回, 破壊直前

表-1.2.2 計測項目一覧

計測項目	方法	計測箇所	計測数
(1) 床版たわみ (荷重時、残留)	変位計	床版下面	7箇所
(2) 鉄筋ひずみ (荷重時、残留)	ひずみゲージ	床版下面・上面	3・4箇所
(3) コンクリートひずみ (荷重時、残留)	ひずみゲージ	床版下面・上面	8箇所
(4) ひび割れ発生状況	目視 (20cmメッシュ)	床版下面・上面	-
(5) ひび割れ開閉量・段差量	3方向変位計またはεゲージ	既ひび割れ発生部位	2箇所

### 1.2.6 試験結果のまとめ

以下に示す項目を検討する。

- ①総たわみ、残留たわみおよび弾性たわみの整理
- ②鉄筋の総ひずみ、残留ひずみおよび弾性ひずみの整理
- ③ひび割れ発生状況およびひび割れ幅の整理
- ④動的測定時のたわみ、鉄筋ひずみおよび荷重荷重の整理
- ⑤既往のS-N曲線との比較
- ⑥コンクリート強度や床版厚等の各種の補正したS-N曲線との比較
- ⑦破壊断面の整理 (橋軸および橋軸直角方向の2断面)
- ⑧荷重面の接地面積および面圧の整理

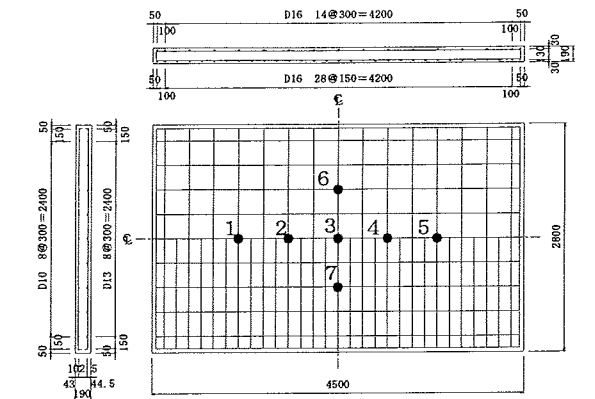


図-1.2.3 床版たわみの計測位置

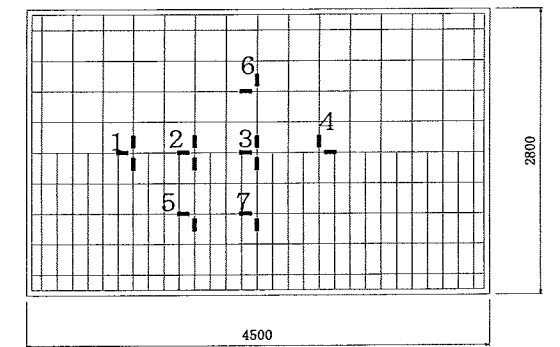


図-1.2.4 鉄筋ひずみの計測位置

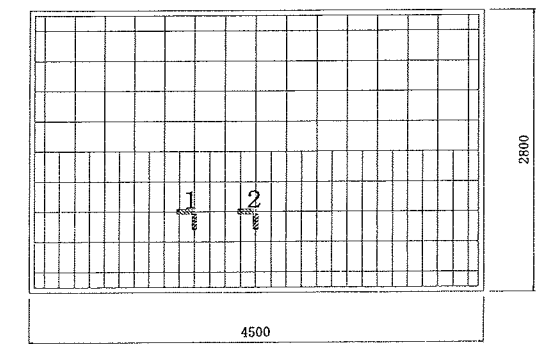


図-1.2.5 コンクリートひずみの計測位置

### 1.3 輪荷重走行試験機による共通試験方法

#### 1.3.1 試験対象の床版

クランク式輪荷重走行試験機はその駆動機構に由来する特徴として、比較的大きな輪荷重を高速で移動させることが可能である。このことから、床版が破壊に至るまでの疲労試験を比較的短期間に実施することが容易になっている。この特性を生かして床版の疲労劣化過程に関するデータを収集することを考えると、クランク式の試験機を用いた試験においては使用限界条件付近の床版の挙動を知るだけでなく、終局状態、さらには床版の破壊性情を把握することが重要である。以上のことから、クランク式輪荷重走行試験機を用いた共通試験においては「供試体となる床版を確実に破壊させること」が重要である。

今回実施する共通試験の試験対象は RC 床版である。RC 床版の疲労耐久性に大きな影響を与えるものは床版厚、鉄筋の配置、コンクリートの強度、そして床版の支持条件である。支持条件については別に後で触れることとし、ここでは床版自体にかかわる 3 つの点について示すことにする。

##### (1) 床版寸法

床版厚は 16cm~19cm 程度のものを使用する。具体的な値は準用する床版の設計規格に合わせて  $P/P_{\text{容}}$  または  $P/P_{\text{許}}$  をもとに決定する。また、輪荷重走行試験においてはにおける床版取り扱いでは、橋軸方向に連続な一方向版として扱うことが多いことから、橋軸方向には一方向版としての挙動を再現できるよう、原則として床版の辺長比を 1:2 以上にする。

##### (2) 鉄筋の配置

主鉄筋には D16 を使用し、引張側主鉄筋は 100 又は 150mm 間隔、圧縮側主鉄筋は 200 又は 300mm 間隔で配置し、配力筋は主鉄筋の 40 又は 77%程度にする。圧縮側主鉄筋の有効高さは 30mm、引張側主鉄筋の有効高さは  $t-30\text{mm}$  ( $t$ : 床版厚) とする。

##### (3) コンクリート強度

使用するコンクリートは実験時に 29.4MPa ( $=300\text{kgf/cm}^2$ ) を越えないものであることが望ましい。このことから 28 日強度が 23.5MPa ( $=240\text{kgf/cm}^2$ ) 程度になるように管理を行う。

#### 1.3.2 床版支持条件

輪荷重走行試験において、供試体となる床版の支持条件は試験結果に大きな影響を与える要因である。今回の共通試験では、床版自体の特性を知るよりも、各機関で保有している試験機の特徴を把握することが第一の目標であるので、床版の支持条件としては供試体にとって

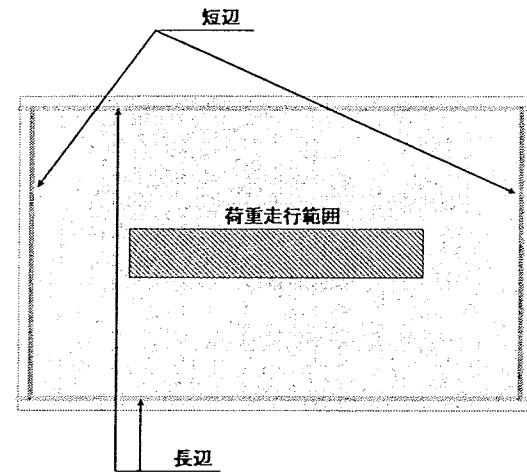


図-1.3.1 床版支持辺の名称の定義

必ずしも有利とならない、試験結果についての考察が簡便となる支持方法を採用する。また、輪荷重走行試験における床版取り扱いでは橋軸方向に連続な一方向版として扱うことが多いことから、橋軸方向には一方向版としての挙動を再現できるような支持条件を採用すべきである。

以上の考えに基づいて、本共通試験においては以下のような支持方法を採用する。なお、以下に出てくる「長辺」「短辺」の定義は図-1.3.1を参照されたい。

##### (1) 長辺での支持方法

床版長辺の支持は実橋梁における、桁との接合部を意味することから、本来であればある程度の変形を許容した桁等に固定するべきであるという考え方もある。しかし、そのような支持方法を採用した場合、支点部における挙動に不確定要因が多く介在することになることから、試験結果の評価を行う際に少なからず支障を来す可能性が高い。そこで、本共通試験においては図-1.3.2に示す、鉛直方向の変位のみを拘束した単純支持方式での支持を採用する。本方式を採用した場合、支点内に介在する丸鋼により水平変位・回転変位に抵抗なく追随することが可能であり、試験結果を評価する際にこれらの変位に対する抵抗を 0 として考えることが可能である。

##### (2) 短辺での支持方法

床版短辺においては、床版を適切に支持しなかった場合、輪荷重走行時に早期破壊が発生したり、橋軸方向に連続な一方向版としての挙動を再現できない可能性が高くなる。そこで、本共通試験においては図-1.3.3に示す、端横桁を利用した弾性支持支点を採用する。この支点を採用した場合、横桁に適切な剛性を持たせることによって、供試体に擬似的に一方向版としての挙動をさせることが可能になり、短辺からの早期破壊を防止することができる。この支点で使用される端横桁の剛性は各試験機の規格(床版支間など)により変化してくる可能性があるため、試験機ごとに板理論による計算を実施することが望ましい。

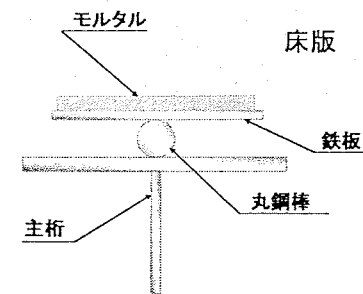


図-1.3.2 単純支持支点

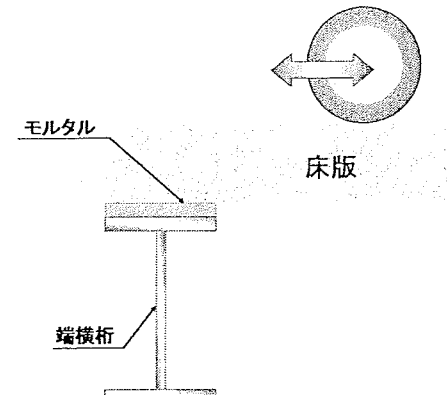
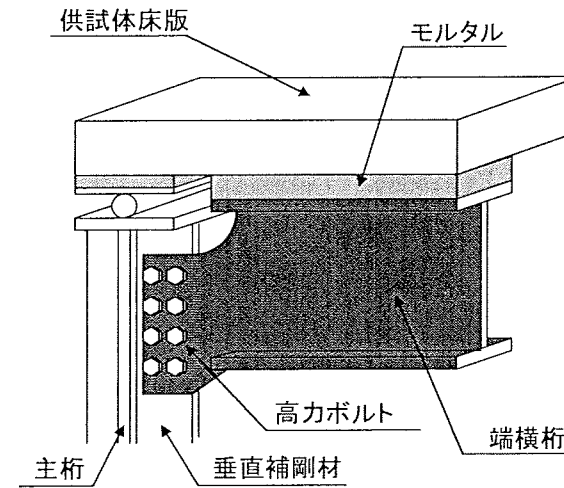


図-1.3.3 弾性支持支点



横桁の固定方法は図-1.3.4に示す、主桁の垂直補剛材へ的高力ボルトを用いた摩擦接合による固定を行う。なお、上記の長辺・短辺における支持以外に、クランク式の試験機では輪荷重載荷時に供試体床版の四隅が浮き上がる可能性があるため、これを防止するための治具で床版を主桁に固定する。(写真-1.3.1 参照)

#### 1.3.3 載荷板

本共通試験においては、各試験機の載荷条件による影響を確認することが主目的であるので、載荷の方法については各機関の仕様により、載荷を実施することとする。クランク式の試験機では試験走行時に床版上に軌道を敷設することが多い。特に、各機関で使用されている軌道において、最も顕著に違いが認められる部分は載荷ブロックと呼ばれる部位であり、クランク式試験機の場合、この部分で輪荷重の最下面積を確保する仕組みになっている。現在使用されている載荷ブロックの代表的な形式を図-1.3.5に示す。これらのブロックを使用して軌道を形成する場合、床版上面の不陸等に伴う影響を回避するために床版上面に緩衝材としてベニヤ板や硬質ゴムを配置し、その上にブロックを配置するという方法がとられることが多い。この手法の代表例を図-1.3.6に示す。



写真-1.3.1 浮き上がり防止装置

これらの形式の載荷ブロックを使用した場合、どのタイプを使用したかで荷重作用状態が大きく変化することが予想されているため、採用した軌道ごとに生じる特徴を把握する必要がある。本共通試験においては試験開始時・10,000 往復終了時・試験終了時に床版中央・軌道直下にて感圧紙を用いた載荷面積の実測を行う。この方法の模式図を図-1.3.7に示す。

#### 1.3.4 載荷荷重

1.3.3でも述べたとおり、本共通試験においては、各試験機の載荷条件による影響を確認することが主目的である。試験時の荷重の大きさに関しては全試験機で同一の大きさの荷重を床版が破壊するまで載荷することが望ましいと考えられる。このことから今回の共通試験では

$$100\text{kN} \text{ (T 荷重のうち 1 輪分の荷重)} \\ \times 1.3 \text{ (床版支間に対して衝撃を考慮)} \\ \times 1.2 \text{ (安全係数)} \\ \approx 156\text{kN}$$

であることから、荷重の大きさを 157kN (16.0tf) として荷重を実施する。

参考文献 1) に掲載されている東名高速 (日本平) での実測調査 (1997) で得られたシングル換算軸重データから、157kN で規準化した片側の等価走行回数 (上下線を同量と仮定) を次の式で求めることができる。

$$N_{eq, P=157kN} = \sum (P_i / 157)^{11.21} \times N_i \quad (1.3.1)$$

ここで、 $N_{eq, P=157kN}$  : 157kN 換算等価走行回数

$P_i$  : 実荷重 (kN)

$N_i$  : 荷重  $P_i$  に対応する走行輪数

式(1)で換算を行った結果、下記参考文献のデータから 157kN の輪が 722 回/年走行しているとの結論を得ることができる。1,000,000 回の走行を実験で実施した場合、約 1385 年分の試験を実施した、ということになるが、雨水等の水の影響が損傷速度を最大で 30 倍程度に増幅することを考えると、実験による荷重負荷は実際の 46 年~1385 年と同等との結論になる。このことから、今回設定した荷重は決して過大なものではないことがわかる。

### 1.3.5 計測

試験時の床版の疲労性情や試験機ごとの荷重条件の違いを把握するため、計測すべき項目としては以下の 5 つの項目が考えられる。

- ①床版のたわみ
- ②鉄筋・コンクリートのひずみ
- ③ひび割れの開閉量・段差発生量
- ④ひび割れ発生状況
- ⑤荷重変動状況

以下に、それぞれの項目について説明を加えることにする。

#### (1) 床版のたわみ

床版のたわみは図-1.3.8 に示す、主桁により支持された受け梁に変位計を設置し、計測する方法で実施する。

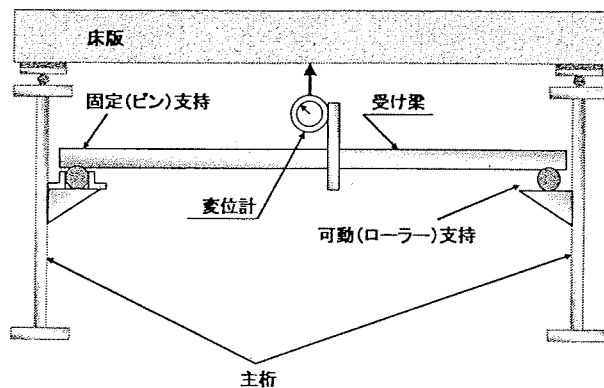


図-1.3.8 たわみ測定方法

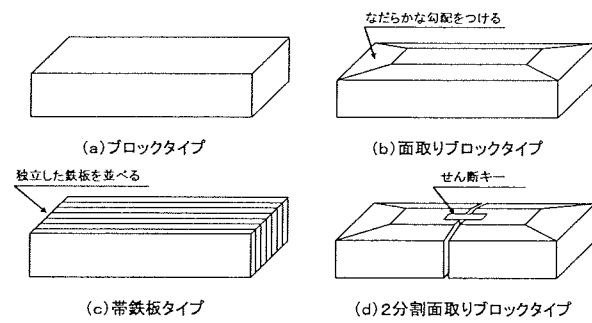


図-1.3.5 代表的な載荷板の形式

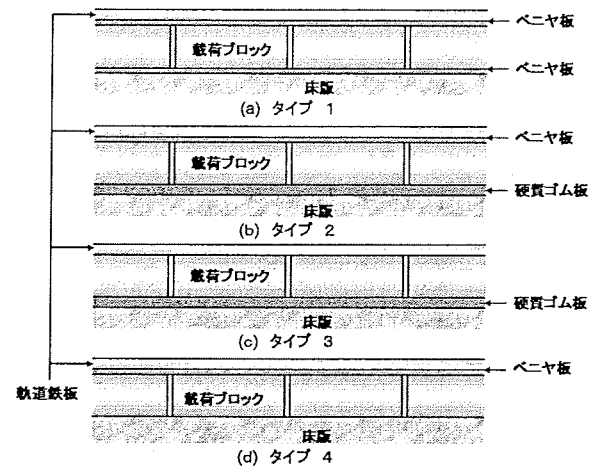


図-1.3.6 軌道の構成例

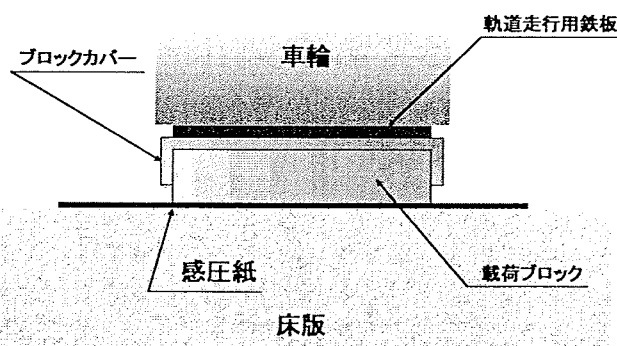


図-1.3.7 感圧紙を用いた載荷面積確認方法

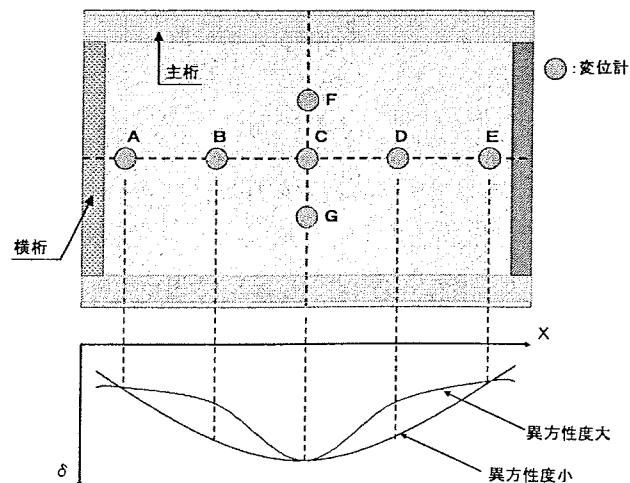


図-1.3.9 変位計の平面配置

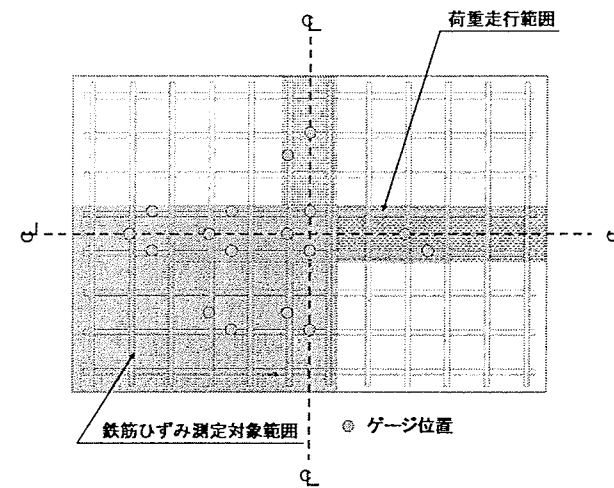


図-1.3.10 鉄筋ひずみ測定位置

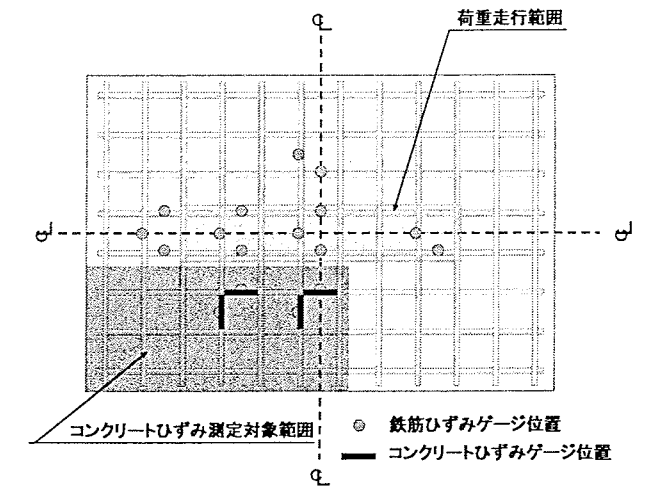


図-1.3.11 コンクリートひずみ測定位置

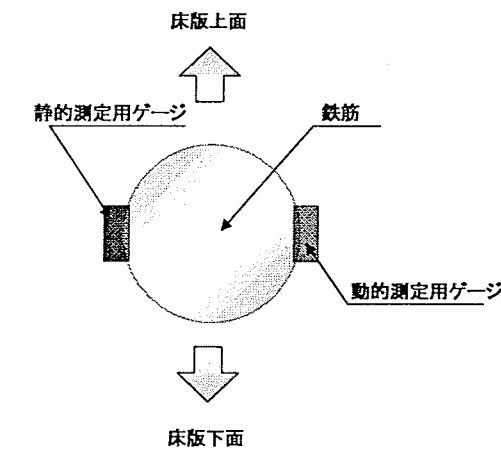


図-1.3.12 鉄筋ゲージ貼付位置

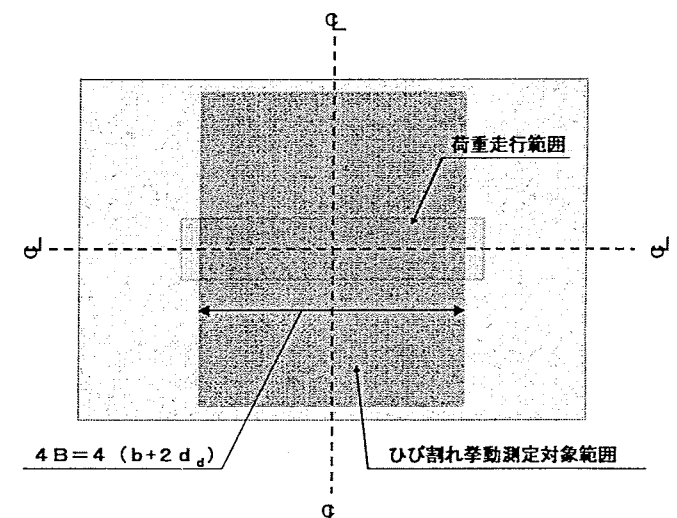


図-1.3.13 ひび割れの開閉量・段差発生量

これは、試験時にたわみを不動点から計測した場合、測定値に主桁 (支持桁) の変形 (たわみ等) が含まれ、実験結果の評価を行う際にこれら周辺部分の影響も含めて検討せねばならず、数値解析等が非常に煩雑になってしまう可能性があるためである。変位計の配置としては、床版の変形を平面的に捉えることが可能な、図-1.3.9 に示される十字配置を原則とする。この配置では特に橋軸方向に多めの変位計を配置しているが、これは供試体床版の異方性度  $\alpha$  についての考察を行う際に、たわみ分布形状を把握する必要があるためである。ここで示した設置数量は、最低限必要と思われるものであるが、機材に余裕が無い場合には図-1.3.9 中の E, F, G 点に関しては計測を省略してもよい。逆に機材に余裕がある場合には、随時測定点を追加する。

#### (2) 鉄筋・コンクリートのひずみ

鉄筋やコンクリートのひずみの測定は、供試体の対象性を考慮して、図-1.3.10, 1.3.11 に示す範囲において実施する。

鉄筋のひずみ測定では、床版内のひずみ分布が対象で

あることを確認するために、橋軸方向・橋軸直角方向の中心軸に沿って測定点を設ける。ただし、対象性を確認するための測定点は中心軸に沿って均一に分布させる必要はなく、もともとの測定対象範囲 (1/4 の部分) に含まれる測定点と対称な位置に 1, 2 点設けるだけでよい。鉄筋のひずみを測定するためのゲージ配置の具体例を図-1.3.10 に示す。この図にも示したように、ひずみゲージは主鉄筋と配力筋の交差部を避けて設置する。ゲージの貼付位置は鉄筋の局部曲げの影響が極力入らないように、鉄筋の側面とする。また、鉄筋に発生するひずみの動的な挙動を確認するためにひずみゲージを設置する。設置位置は静的測定を行うゲージと同じ箇所での静的測定用ゲージとは反対側の側面とする。このときの貼付位置の関係を図-1.3.12 に示す。鉄筋ひずみの動的測定は床版中央付近の 5~10 箇所程度で行い、主鉄筋・配力筋の組み合わせは、できるだけ隣り合う位置のものを選択する。動的測定に際しては、走行中に発生する最大・最小のひずみを取り逃すことが無いよう、サンプリング周波数は高めに設定し、ノイズを含むと思われるデータを除去した後、評価を行う。なお、データのサンブ

リング間隔はノイズ除去後に0.05sec/divを超えないように設定する。

コンクリートのひずみの測定ではゲージは圧縮側表面（床版上面）のみに貼付し、引張側表面（床版下面）には貼付しない。これは、床版下面においては輪荷重走行開始直後に多数のひび割れが発生してしまうため、ゲージ付近のひずみが開放されたり、ひび割れ発生時にゲージが切断されてしまったりするため、十分なデータが収集できない可能性が極めて高いためである。また、床版上面に貼付するひずみゲージの位置は図-1.3.11に示すように、鉄筋に貼付されたゲージと同じ平面位置とし、できるだけ載荷板に近い部位に設置する。

### (3) ひび割れの開閉量・段差発生量

クランク式の輪荷重走行試験機では、床版に与えられるダメージは中央付近が最大であり、端部に行くほどダメージは小さくなるのが知られている。このことは自走式の試験機が床版全面に均一にダメージを与えられるのと大きく異なっており、クランク式試験機において十分注意を払わなければならない点である。そこで、本共通試験ではひび割れの開閉量や段差の発生量を測定

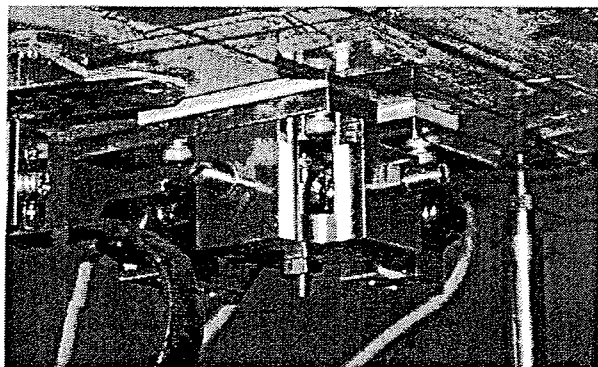


写真-1.3.2 3方向変位計

する範囲として、図-1.3.13に示す範囲を設定し、床版に発生した貫通クラックと見られるひび割れの中でもっともひび割れの動きが大きいと見られるものを主な対象として実施する。ひび割れ開閉量や段差発生量の大きさと挙動把握の容易さから、可能であれば床版の中央付近で計測を実施することが望ましいが、他の計測器との位置関係や計測に適したひび割れの有無などの条件により、床版中央付近での計測が困難であると判断された場合には、できるだけ中央から離れない範囲で計測を実施する。

ひび割れ開閉量・段差量の計測にあたっては、3方向変位計（写真-1.3.2）を使用する。測定対象とすることが必要と見られるひび割れが多く、3方向変位計の数量に余裕が無い場合には、パイゲージを利用して計測を行ってもよい（写真-1.3.3、1.3.4参照）。ただし、3方向変位計で計測した場合とパイゲージを用いて計測した場合とを比較すると、図-1.3.14に示すように、応答値に違いが存在することがわかっているため、3方向変位計を利用する場合にはその付近にパイゲージを設置し、両者の違いを確認するためのデータを収集することが望ましい。

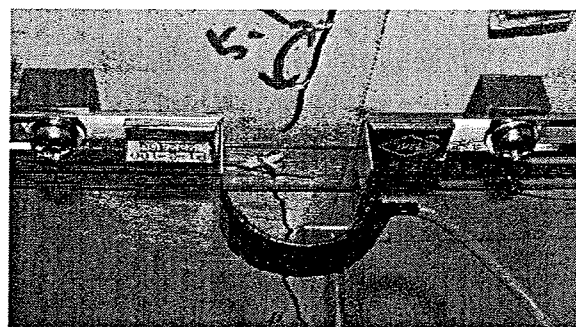


写真-1.3.3 パイゲージを用いたひび割れ開閉量計測

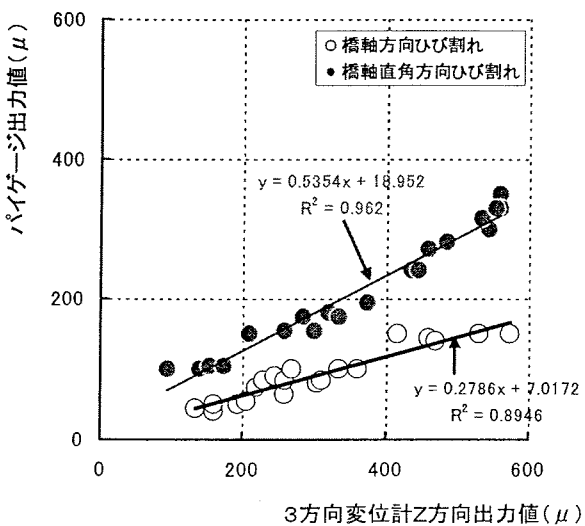


図-1.3.14 3方向変位計とパイゲージの比較（段差量計測値比較）

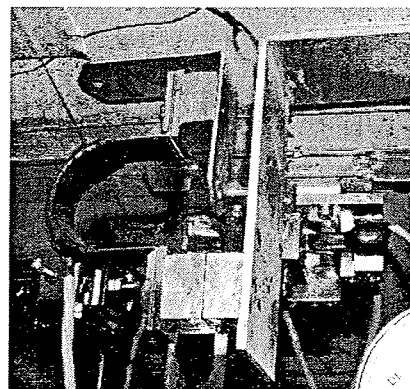


写真-1.3.4 パイゲージによるひび割れ段差計測

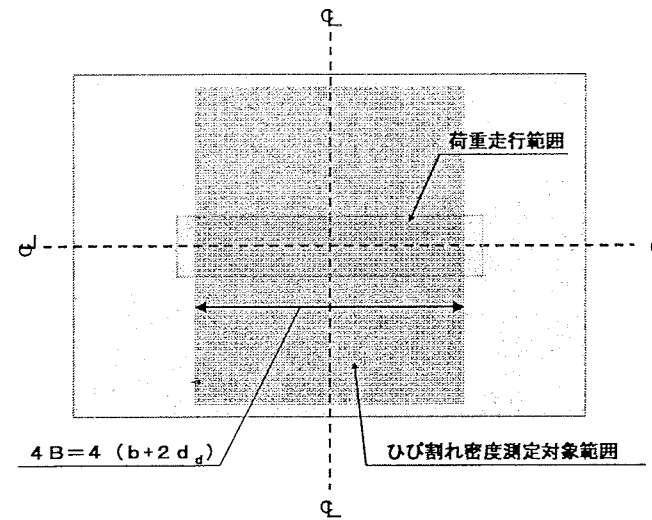


図-1.3.15 ひび割れ密度算出範囲

また、ひび割れの挙動は動的に荷重しているときと静的に荷重しているときとは大きく異なるので、本共通試験では、動的に計測を行うのを基本とする。

### (4) ひび割れ発生状況

ひび割れの発生状況は床版の上面・下面ともに目視による観察により行い、確認されたひび割れについてはマジックによるマーキングを行う。この際、マーキングを行うひび割れはその幅により選別は行わず、目視で確認できるもの全てにマーキングを行う。また、マーキングを行う際には試験の進行状況にあわせてマジックの色を変化させ、ひび割れ発生時期の確認を容易にできるように工夫すること。

また、試験終了後にはひび割れの発生状況を記録し、試験の進行に伴うひび割れ密度の変動状況を算出する。この際には床版の下面全部のデータを採用するのではなく、図-1.3.15に示す範囲のひび割れを対象にひび割れ密度の算出を実施する。算出に使用するメッシュの寸法は200mm×200mmとする。

これは、クランク式試験機では輪荷重が供試体床版の中央部分のみで往復するため、図-1.3.16に見られるように、床版中央では格子状にひび割れが形成されたとしても、床版端部付近ではひび割れは放射状に発生し、格子状のひび割れの形成が進んでいないため、この部分のひび割れを評価対象から外するのが妥当ではないかと考えられるためである。

### (5) 荷重変動状況

クランク式の輪荷重走行試験機では、荷重走行範囲の端部と中央部とは移動速度が異なるので、作用荷重に乱れが発生する可能性がある。そこで、本共通試験においては、輪荷重走行時に荷重の確認が可能な試験機については、試験開始直後、1万往復終了時、試験終了直前に荷重の変動を動的測定により確認し、試験期間中の荷重変動状況に共通した傾向があることを確認する。

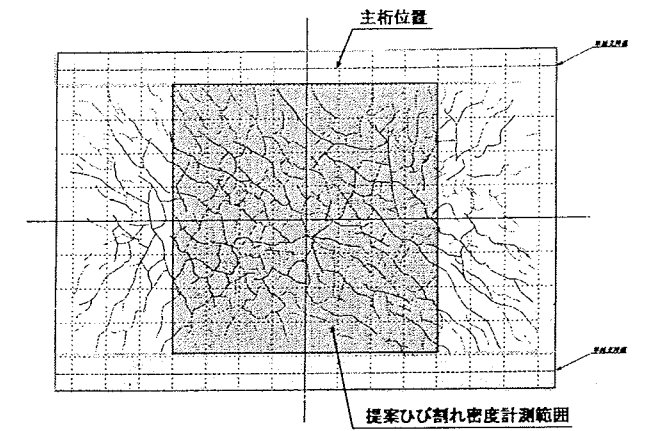


図-1.3.16 ひび割れ密度算出範囲とひび割れの位置関係

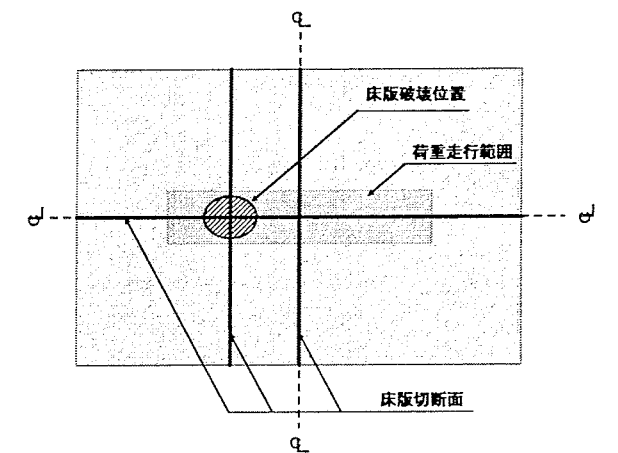


図-1.3.17 床版の切断位置

### 1.3.6 床版の切断と断面調査

輪荷重走行試験機による疲労試験の終了後には床版の破壊形式を確認するために、床版を切断し、その断面を観察しなくてはならない。床版の切断位置の設定は輪荷重走行試験における床版の対称性を考慮し、図-1.3.17に示す位置とする。特に、床版の破壊位置が床版の中央から橋軸方向に  $b+2d_d$  の範囲内にある場合には、切断面は橋軸方向中央線、橋軸直角方向線に沿った2つの面だけで良い。

床版を切断した後はその切断面内に見られるコンクリートのひび割れや鋼材の損傷状況などを詳細に記録し、写真を撮影する。このときに得られた記録と床版下面のひび割れ状況や試験中の計測結果を総合的に評価し、床版の破壊形態を確定する。

## 1.4 多点移動繰返し荷重試験機

### 1.4.1 概要

本章は、道路橋RC床版の疲労耐久性を把握することを目的として、日本道路公団試験研究所が定点疲労荷重試験機を用いて、模型床版試験体による多点移動繰返し荷重試験を昭和59年に実施した。その成果<sup>2)</sup>を踏まえて、試験方法および試験結果を再整理したものである。

人為的に過度の貫通ひび割れを入れた模型床版が、漏水下でせん断抵抗力をなくし、通常の疲労耐力よりもはるかに小さい荷重で押し抜きせん断破壊したことが示され、床版への浸透水が損傷に与える影響が非常に強いことが明らかにされた。ここでは、これらの結果より、東名・名神の設計と同一の模型床版を作製し、貫通ひび割れを発生させたものを、静的耐力に対する荷重比を種々変化させ、人為ひび割れを有する床版の滞水下での疲労強度のS-N曲線を求めた結果を述べる。

### 1.4.2 試験方法

#### (1) 供試体の作製

本供試体は昭和31年鋼道示に基づくもの(長さ4.5m×幅2.5m×厚さ18cm)で、実橋と同様に乾燥収縮を拘束する現象を再現するために鋼桁上で作製した。供試体の主要諸元および形状寸法を表-1.4.1、図-1.4.1に示す。コンクリートは水セメント比70%のもの(表-1.4.2)を使用した。施工は、ひび割れを発生させるように行い、コンクリート温度30℃、外気温28℃で湿度70~85%なる環境で施工を行った。

表-1.4.1 供試体主要諸元

支間	長さ	版厚	主筋	配筋筋	上面 かぶり	備考
2.5m (スパン2.2m)	4.5m	18cm	上筋 D 16ctc200 下筋 D 16ctc100	上筋 D 13ctc400 下筋 D 16ctc200	3cm	実橋と同様に鋼桁上で床版を作製し、鋼桁の拘束力を入れた

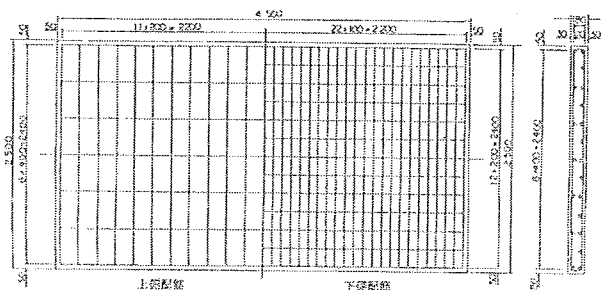


図-1.4.1 供試体形状寸法

表-1.4.2 コンクリート配合および性質

粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C (%)	粗骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				まだ固まらないコンクリートの性質		試験時の 圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
			水 w	セメント c	粗骨材 S	粗骨材 G	スランプ (cm)	空気量 (%)	
25	70	50	210	300	863	873	21.5	4.1	220

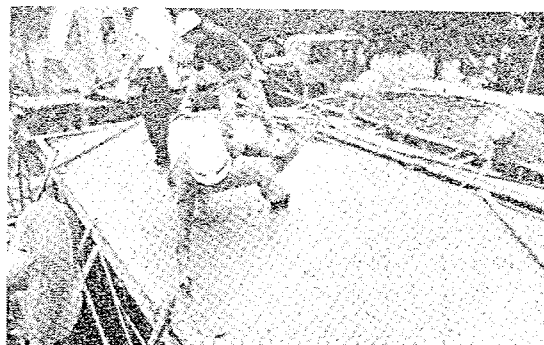


写真-1.4.1 コンクリート打設状況

コンクリート打設後より5時間程度まで、床版上面に扇風機によって風(平均風速5m/s)を吹かした。コンクリート打設後はコンクリート敷均しを行った後すぐに表面仕上げを行なってそのまま放置した。供試体の作製状況を写真-1.4.1に示す。

コンクリート打設後30分程度からひび割れが上段主鉄筋かぶり部分に発生し、その後1時間(写真-1.4.2)から5時間程度までの間にひび割れが急速に大きくなり、最大2~5mm程度のひび割れとなった(写真-1.4.3)。これらのひび割れは、プラスチック収縮ひび割れまたは沈下ひび割れと言われているものである。打設後7~10日で脱型したところ床版下面までひび割れが達し貫通ひび割れとなった(写真-1.4.4)。これらは橋軸直角方向の上面ひび割れが大きい箇所でも貫通しており、鋼桁が乾燥収縮を拘束しているため発生したと考えられる。屋外に放置している間の降雨時には雨水が貫通ひび割れから浸透して、わずかに遊離石灰が付着していた。ひび割れ発生状況の一例を図-1.4.2に示す。

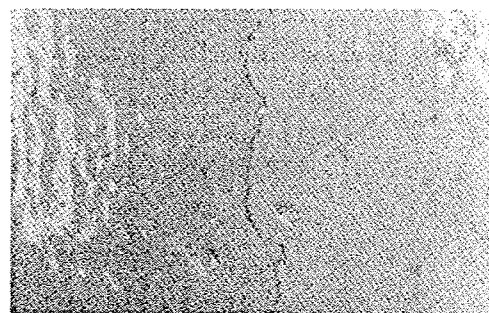


写真-1.4.2 上面ひび割れ(打設後1時間)



写真-1.4.3 上面ひび割れ(打設後5時間)

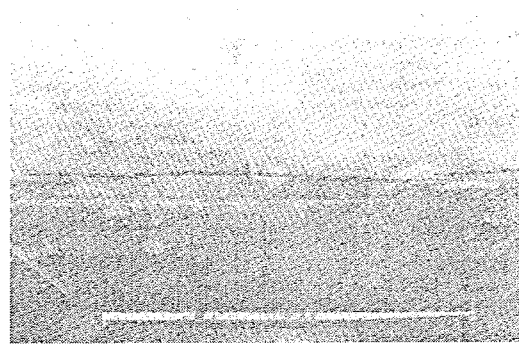


写真-1.4.4 貫通ひび割れからの漏水  
(打設後10日間)

#### (2) 試験方法

供試体を鋼桁よりとりはずし、長辺を単純支持(スパン=2.2m)、短辺自由の状態(一方向スラブ)にセットして、図-1.4.3に示す荷重位置で繰返し荷重を行なった。

今回はこれまでの経験から荷重位置を近づけ、版中央部分のみを集中的(7箇所)に繰返し荷重した。

荷重方法は図-1.4.3に示すように、まず疲労試験に先立って、床版下面に格子状ひび割れを発生させるために下限荷重29.4kN(3t)、最大荷重94.1kN(9.6t)、各点2千回の予備荷重を行なった。

ひびわれ幅 0.1mm 以下 .....  
0.1~0.5mm .....  
0.5~1.0mm .....  
1.0mm 以上 .....

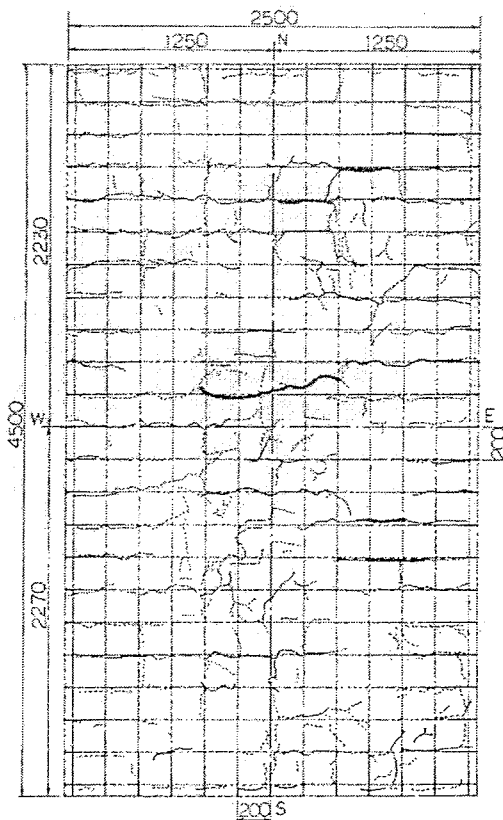


図-1.4.2 試験前のひび割れ発生状況

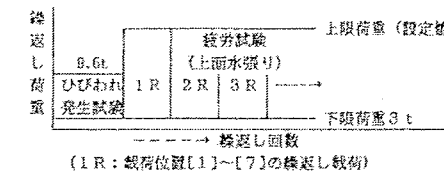


図-1.4.3 荷重位置と荷重経緯

疲労試験では下限荷重29.4kNから設定荷重までを、荷重位置7点についての繰返し荷重( [1], [2] ... [7] の順に荷重)を1ラウンドとして破壊に至るまで続行した。

疲労試験における最大荷重は、最大荷重/静的押抜き破壊荷重(実験値)の比Sが0.35, 0.4, 0.55, 0.7とした。計測は各ラウンド終了後の静的荷重によって行い、鉄筋ひずみ、たわみ、ひび割れの開き、ずれ等の計測を行なった。また繰返し荷重時には、床版上面の滞水ゾーンには写真-1.4.5に示すように常時水を供給し、床版下面からの漏水量を測定するとともに、ひび割れ面等がすり減ることによって排出されるコンクリートの微粉末、および角かけ等を収集しその重量を測定した。

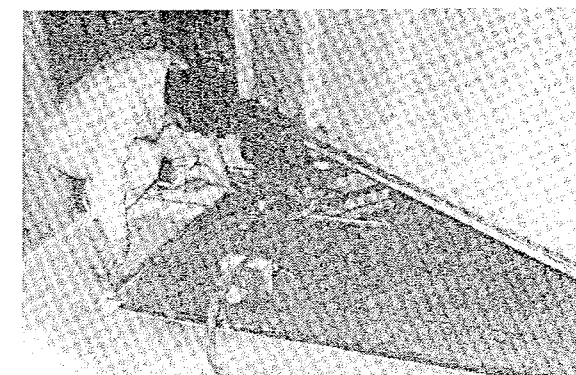


写真-1.4.5 床版上面滞水ゾーン



### 1.4.3 試験結果および考察

滞水下での多点移動繰返し载荷の結果、しだいに貫通ひびわれが発達し、漏水およびすり減りによるコンクリート粉末等が床版下面から出て来るようになり、最終的に押抜きせん断破壊に至った。各供試体の载荷経緯と破壊までの総繰返し回数等について表-1.4.3に示した。

以下に疲労試験における損傷の進行および各測定データ等の変化について述べる。

表-1.4.3 载荷試験経緯および試験結果

供試体名	予備载荷試験 (29.4~94.1kN)	疲労試験 (3t~Pmax)			S
		上限荷重 Pmax	载荷位置×繰返し回数	総繰返し回数	
NC-100	((1)~(7))×2千回	500kN	(7)×1回	1回	1.00
NC-70	((1)~(7))×2千回	348kN	(1)×350回	350回	0.70
NC-55	((1)~(7))×2千回	274kN	((1)~(3))×1.5万回, (4)×1.35万回	5.85万回	0.55
NC-40	((1)~(7))×2千回	201kN	((1)~(7))×3万回, ((1)~(7))×5万回 (1)×4300回	56.43万回	0.40
NC-35	((1)~(7))×2千回	176kN	((1)~(7))×1.5万回, ((1)~(6))×33.3万回 (7)×2.6万回	212.9万回	0.35
NC-30	((1)~(7))×2千回	147kN	((1)~(7))×1.5万回 (1)~(7))×33.3万回×6ラウンド (3), (6), (7)×33.3万回, (3)×17.6万回	1526.6万回	0.30

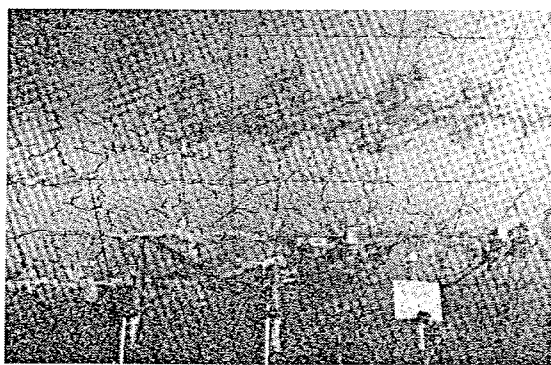


写真-1.4.6 初期漏水状況



写真-1.4.7 ひび割れおよび遊離石灰

#### (1) 床版損傷状況

予備载荷 (Pmax=94.1kN) 後、床版上面滞水ゾーンに水を入れると一部貫通ひび割れからわずかに漏水があった(写真-1.4.6)。

図-1.4.4, 図-1.4.5に漏水量, すり減り量の経時変化とその累計を示す。

繰返し载荷を行なうと、漏水箇所、漏水量が増加して下面には白い綿毛状のものが比較的広い範囲に溶出してきて、ひび割れ付近には遊離石灰が付着するようにな

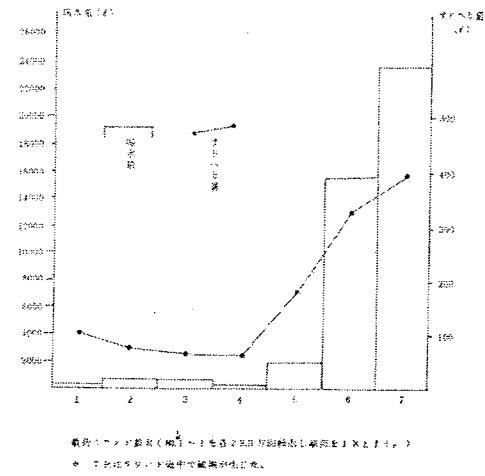


図-1.4.4 漏水量とすり減り量の経緯

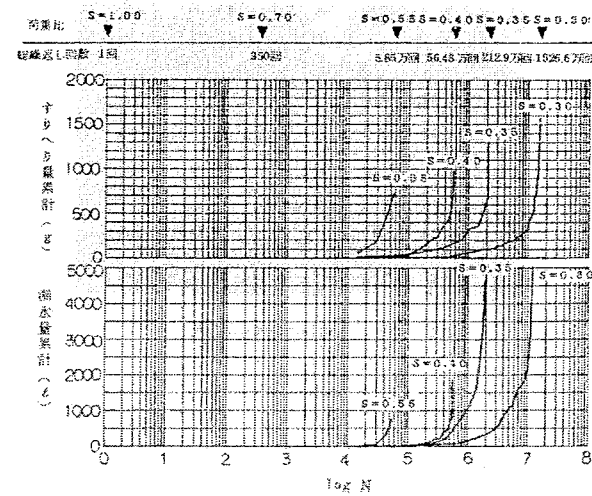


図-1.4.5 漏水量, すり減り量の変化

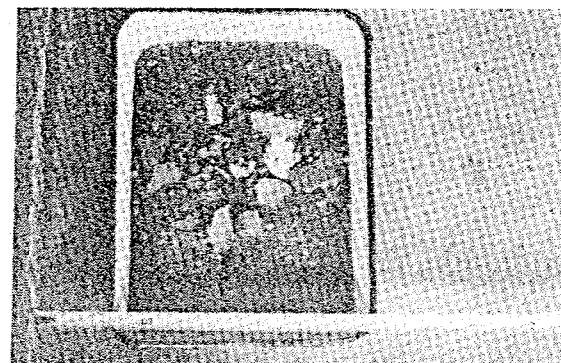


写真-1.4.8 角欠け, すり減り

った(写真-1.4.7)。

繰返し回数がさらに増加すると、漏水量が急増し、漏水と一緒にコンクリート粉末等が出てくるようになり、その中に含まれる砂分等の比較的粒子の粗いものが目立つようになってきた(写真-1.4.8)。また、上面ひび割れの動きも大きくなりコンクリート粉末が上面にも吹き上げられるようになった。

せん断ひび割れ発生後の漏水状況を写真-1.4.9に、押抜きせん断破壊後の床版上面の状況を写真-1.4.10と写真-1.4.11に、床版下面の状況を写真-1.4.12に示す。

静的破壊試験あるいは定点繰返し载荷試験において押抜きせん断破壊を引き起こした床版上面はほぼ荷板の形状で押し抜けているが、本試験の場合比較的広い範囲にせん断ひび割れの発生が見られ、実橋の抜け落ちの状況と酷似していた。

押抜き破壊直前には漏水やすり減りが激しくなって、床版上面から斜めにせん断ひび割れが発生し破壊に至っている。採集したすり減り, 角かけ等の乾燥後, 粒度を調べた例を図-1.4.6に示す。損傷が進行するとしだいに粗い粒子の割合が多くなっていく傾向がはっきりと認められる。

以上の様な経過は荷重比S=0.3~0.4の様に比較的载荷回数(载荷時間)の多いものについてよく観察された事項である。

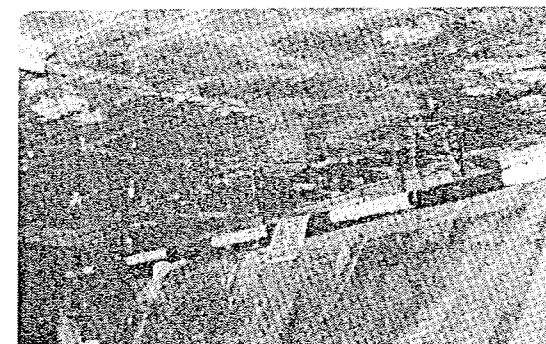


写真-1.4.9 せん断ひび割れ発生後の漏水



写真-1.4.10 押抜きせん断破壊後の床版上面①

#### (2) ひび割れ

図-1.4.7にひび割れの開き, ずれおよびひび割れ密度の疲労試験に伴う変化を示した。図中▼印は各荷重比の破壊した回数と位置を示す。ひび割れの動きは0kNからPmaxまでの静载荷時の値であり、残留ひび割れは含まれていない。



写真-1.4.11 押抜きせん断破壊後の床版上面②

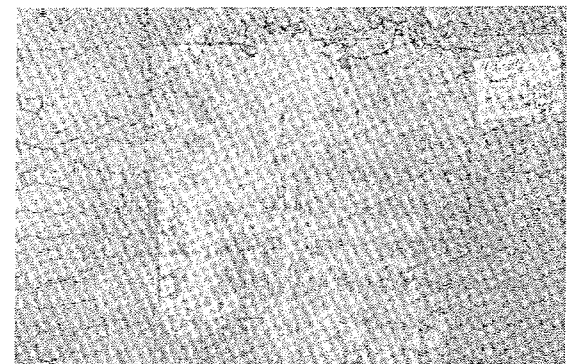


写真-1.4.12 押抜きせん断破壊後の床版下面

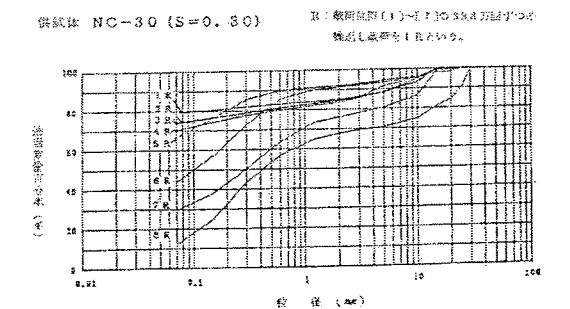


図-1.4.6 粒径加積曲線

本試験ではひび割れ部分に遊離石灰が付着していたり、角かけが生じたりしているため目視によるひび割れ幅等の観察では良いデータが得られなかった。したがって計器による測定値について整理したものである。

貫通ひび割れは主鉄筋方向が主であり、鉄筋量も少ないこともあって主鉄筋方向(M)のひび割れの開きが配力鉄筋方向(D)よりも大きい。ひび割れの開きは疲労試験の進行とともに増加する傾向を示し、損傷程度が激しくなると開きが急増した。

残留ひび割れ幅は比較的荷重で試験を行なったS=0.3の供試体で見ると、疲労試験初期で0.04mm(M), 0.03mm(D)であったのが、値が急増する前の244万回で0.09mm(M), 0.07mm(D)に増加、その後急増しせん断破壊直前には0.225mm(M)なる値を示した。

ひび割れのずれは载荷位置と計器セット位置との関係で測定値がかなり異なるため値の大小比較は本試験の場合困難である。図-1.4.7は载荷位置7点のうち最大

値を示した場合について整理したものである。S=0.35の(M)およびS=0.4の(M, D)は繰返し回数の増加とともに大きくなる傾向を示し、S=0.3の供試体では損傷が進行した段階で増加しており全体としてひび割れの開きの増加傾向と類似している。ひび割れの横ずれ(水平ずれ)の絶対値は破壊近くで0.2mmに達しており、面内での動きが激しいことを物語っている。

ひび割れ密度は予備荷重および疲労試験初期の最大荷重までの静荷重時でひび割れの発生が停滞してしまい、その後の繰返し荷重ではあまり発生せず全体として変化が少ない。これは予備荷重でひび割れ密度が上限値に達し、その後は密度の変化よりも幅の増加に向うものと考えられる。

### (3) 鉄筋のひずみ

主鉄筋および配力鉄筋(下側)のひずみ測定値の変化を図-1.4.8に示した(残留ひずみは含まない)。配力鉄筋に貼ったゲージは漏水およびひび割れの動きのため、ゲージが損傷し試験途中で測定不能となる場合がある。

これまでも見られたが、ひび割れの動きと異なり疲労試験によって主鉄筋および配力鉄筋の弾性ひずみは大きく変化することはない。損傷が進行した段階で減少する傾向が見られた。このようにひび割れの動きの激増に対し鉄筋ひずみの変化がないことは、すりへりによるひび割れの拡大のみならず鉄筋とコンクリート間の付着がかなりの範囲で損なわれていると推測される。

### (4) たわみ

たわみは、繰返し回数の増加に伴って大きくなる傾向を示し、漏水およびすり減りが見られるようになると急激に大きいたわみを生じるようになった(図-1.4.9)。

### (5) S-N関係

静的押抜きせん断破壊荷重に対する最大繰返し荷重との比(S)と疲労試験において押抜きせん断破壊を引き起した時の繰返し回数(N)との関係を本試験結果および健全床版の疲労試験結果(定点繰返し荷重, 昭和49~51年度)について図-1.4.10に示す。

図-1.4.10に示されたように健全床版の疲労試験結果より、次式のようなS-N関係が得られている。

$$\log N = 14.63 - 14.93 \times S$$

健全床版はS=0.55~1.0で押抜きせん断破壊、S=0.45~0.55の範囲では鉄筋の疲労破断によって破壊しておりS=0.45以下では破壊したものはなかった。本試験結果からは、

$$\log N = 10.05 - 10.22 \times S$$

なるS-N関係が得られた。

本試験ではS=0.55以下でも押抜きせん断で破壊してお

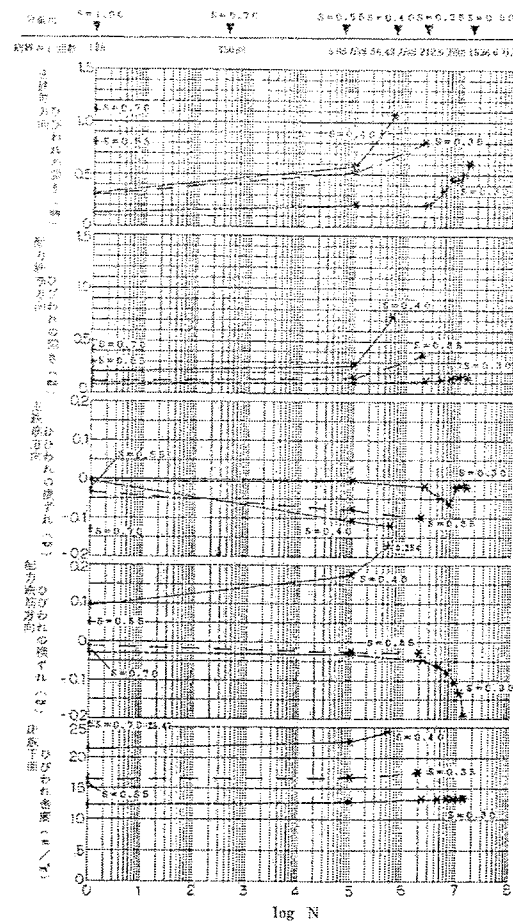


図-1.4.7 ひび割れの開き, 横ずれ, ひび割れ密度の変化

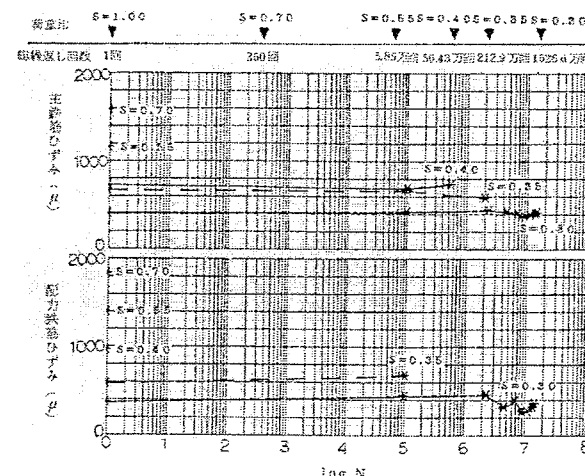


図-1.4.8 鉄筋ひずみの経時変化

り、図-1.4.10からもわかるように健全床版の疲労試験結果より、本試験結果が下回っており疲労強度がかなり低くなることを示した。なお、Nは荷重位置全点における総繰返し回数であり、実際の輪荷重を考慮し車輦の1回の通過で7点に荷重されると考え荷重点数で除した回数を使用すると、次式のようなになる。

$$\log N = 8.67 - 8.73 \times S$$

以上のように、本供試体のような過度な貫通ひびわれのあるRC床版に対して、水の影響を考慮した繰返し荷重試験を行なうと、漏水、すり減りが激しくなり容易に押抜きせん断破壊に至ることが確認された。

漏水、すり減りが増加し損傷が進んだ段階で、ひびわれの開き増加にもかかわらず鉄筋ひずみは増加していない。このことは主として水の影響によりコンクリートと鉄筋の付着力が低下し、相互間でのすべりが生じていることを示していると考えられる。その結果、ひび割れ部特に貫通ひび割れ部で大きな曲率が生じ、たわみも増加する。その後、荷重点と支持辺との間の上面にせん断ひび割れが生じ、それが下面まで貫通して押抜きせん断破壊に至っている。したがって本試験の特徴としては、貫通ひび割れおよび水の影響によるひび割れの拡大とコンクリートと鉄筋の付着破壊が契機となって荷重分配作用が低下し、主に主鉄筋断面上縁からせん断ひび割れが発生して発達し、押抜きせん断破壊に至った点があげられる。現象的には漏水、すり減りの増加、ひび割れの動きの増加等が目立ちすり減りによるコンクリート粉末中に砂分の増加が認められた点が挙げられる。

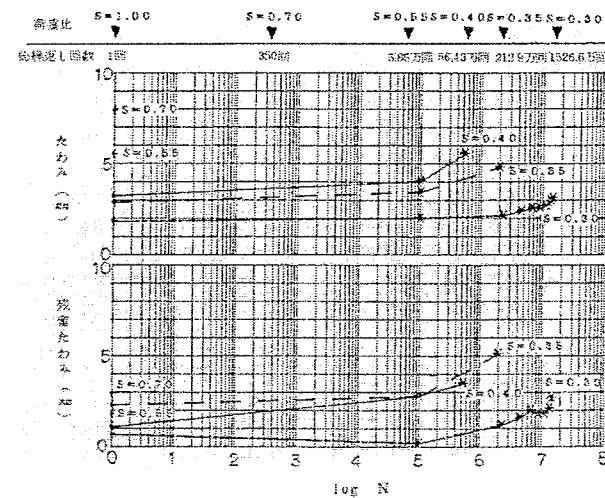


図-1.4.9 たわみの経時変化

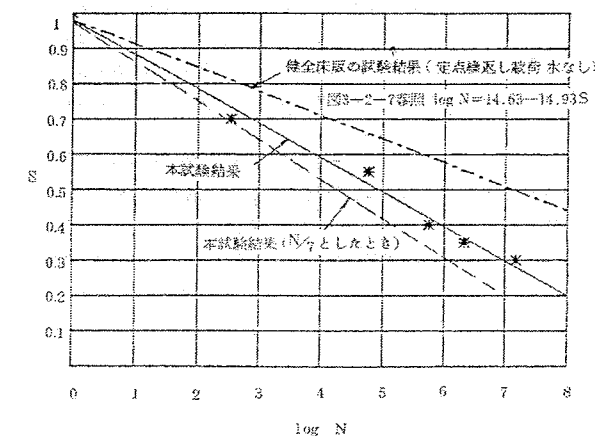


図-1.4.10 S-N線図

## 1.4.4 まとめ

本章では、日本道路公団において実施した多点移動繰返し荷重試験(定点移動繰返し荷重)によるRC床版の疲労耐久性に関する試験方法および結果について紹介した。今後の課題として、輪荷重走行試験、固定点繰返し、床版の損傷メカニズムを検討する必要がある。

## 第2章 交通荷重の実態

### 2.1 概要

実橋、とりわけ床版を適切に管理していくための疲労寿命予測や部材の発生応力の推定には、交通荷重の実態を知ることが必要となる。国や自治体では、主要な道路・地点における交通荷重の実態把握のほか、橋梁床版や舗装の寿命を短命化させる過積載車両の取締りのため、軸重計を設置して定期的に調査を行っている。これらの調査結果を分析すると交通荷重の実態を把握することができる。一方、RC床版の疲労寿命推定では活荷重による衝撃の大きが大きく影響することがわかっており、床版の疲労耐久性を論じる上では動的な影響についても適切に評価することが極めて重要となる。

本分科会では、過去の調査研究結果や設計基準等の文献を基に最近の交通荷重や衝撃の実態を把握するとともに、疲労寿命推定の際に使用するマイナー則 (m乗則) を適用した S-N 線図の傾きの逆数 (m) が寿命推定結果に与える影響について分析を行った。その結果、軸重を含む交通実態については路線による差が大きいことが確認され、RC床版の寿命推定で考慮すべき輪荷重や衝撃に対して数値的な絶対量を与えることは難しいことが明らかとなった。一方、桁端部の段差が生じる箇所では道路橋方書<sup>1)</sup>の式よりも衝撃係数が大きくなるといった研究事例も存在することから、RC床版の寿命推定に際し実測データに基づく輪荷重を設定する場合、データに衝撃の影響が含まれているか否かについても把握しておく必要がある。また、

床版の疲労寿命を推定するためには交通荷重の軸重分布及び S-N 線図の傾きの逆数 (m) が大きな意味を持つことがわかった。

### 2.2 軸重の測定方法

現在、世界各国で使用されている交通荷重の測定装置は、荷重センサの原理で分類すると、図-2.2.1<sup>2)</sup>のようにまとめられる。国内で一般的に用いられている方式は、工場などで車両を停車させた状態で車両総重量を測定する通称「台貫」と呼ばれる装置があり、ひずみゲージ式ロードセルを使用するタイプが多い。一般道路上において通行車両の軸重を測定する方法は、プラットホーム形式 (ひずみゲージ式ロードセル) の埋設式軸重計 (図-2.2.2)<sup>3)</sup> が一般的である。過積載車両の取締り等には、輪荷重や軸重を測定する移動式のポータブル軸重計 (静電容量パッド式) (図-2.2.3)<sup>4)</sup> が用いられている。車軸のひずみと軸重とが直線性を示すことを利用し、車両側での動的測定を可能としたオンボード式装置については、東京都土木技術研究所が開発を行っている<sup>4)</sup>。また、橋梁の主桁と床版にひずみゲージを設置し動的な測定を可能とした Weigh-in-Motion (WIM) については、国内においては国土交通省国土技術政策総合研究所が開発を行い、モニタリングに利用を開始した<sup>5)</sup>。WIM に関しては、測定結果<sup>6)</sup> や分析結果<sup>7)</sup> も報告されている。さらに、光ファイバーをセンサに用いる方式も提案されている<sup>8)</sup>。

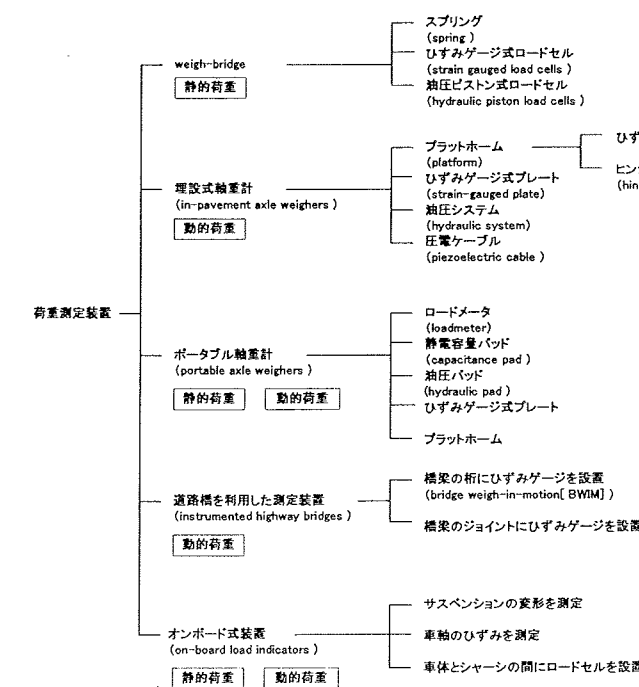


図-2.2.1 荷重測定法<sup>2)</sup>

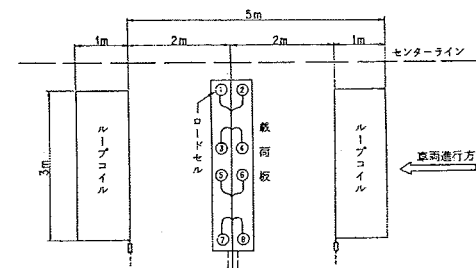


図-2.2.2 埋設式軸重計<sup>3)</sup>

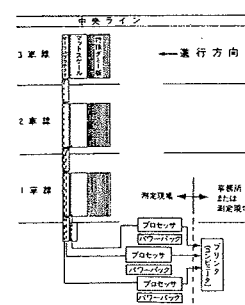


図-2.2.3 ポータブル軸重計<sup>4)</sup>

表-2.3.1 国土交通省の平成10年軸重調査

地点	軸重区別通過軸数(軸/日)													合計
	0~20kN	20~40kN	40~60kN	60~80kN	80~100kN	100~120kN	120~140kN	140~160kN	160~180kN	180~200kN	200~240kN	240~280kN	280~kN	
地点A	6282	2192	2489	1507	828	428	109	12	2	0	0	0	0	13849
地点B	8750	4052	2111	2111	727	479	431	215	49	11	2	0	0	16838
地点C	6769	4031	1285	675	294	176	42	15	7	0	0	0	0	13294
地点D	5755	2503	1953	756	328	288	61	10	10	7	2	1	0	11674
地点E	6962	3904	1575	660	429	184	62	22	2	3	2	0	0	13805

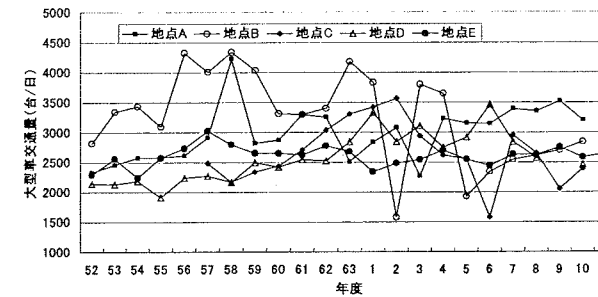


図-2.3.1 主要国道の大型車交通量経年変化

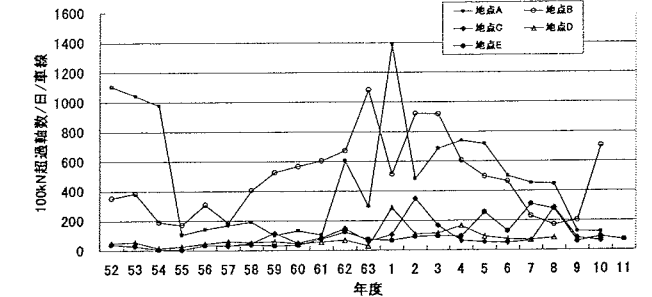


図-2.3.3 主要国道の100kN超過軸数経年変化

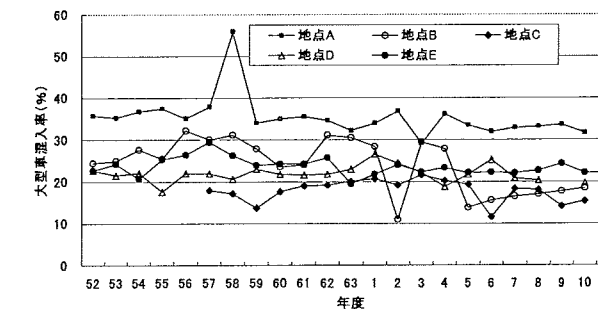


図-2.3.2 主要国道の大型車混入率経年変化

ースはほとんどない。図-2.3.1に大型車交通量、図-2.3.2に大型車混入率、図-2.3.3に軸重100kN超過軸数の推移をそれぞれ示す。大型車交通量及び混入率はそれぞれの地点ごとにほぼ同様の推移を示している。両者ともに全体的に横ばい傾向となっているが、相対的に大型車混入率の方が変動が少なくなっている。また、地点Aは大型車交通量の割に混入率が大きく、地点B及びCでは大型車交通量の割に混入率が小さくなるなど地点により異なった傾向を示している。図-2.3.3からは、大小の差はあるがバブル期に由来すると推察される軸数の上昇があり、数値の大きい地点では平成5年の道路交通法の改正、平成6年の道路交通法施行による過積載車両取締り強化の影響と推察される減少が見られる。

## 2.3 軸重の実態

### 2.3.1 主要国道

国土交通省(土木研究所舗装研究チームがとりまとめを行っている)では交通荷重の実態調査<sup>3),9)</sup>として、軸重(舗装研究チームでは輪荷重で整理しているが、本項では軸重として述べる)については各地方整備局が選定した地点、期間及び方法において、毎年時期を合わせて一定時間毎の軸数を軸重の階層別に計上し、交通量については軸重調査と同時に目視によって全通行台数及び大型車台数を計上している。全国の調査結果の中から①1車線分のデータ、②24時間分のデータ、③調査年度が揃っていること、④できるだけ埋設式の測定器を用いていること(ポータブル式は軽荷重での感度が悪いというデメリットがある)等を条件に、データ値の大きい地点A~Eを抽出し、実態把握を行った。

表-2.3.1に平成10年度のデータ例を示す。軸重100kN相当(法定輪荷重50kN)以上の観測はかなりのものの、軸重200kN(床版の設計輪荷重100kN)を超えるケ

### 2.3.2 東京都の主要道路

東京都建設局は、交通荷重の実態調査として代表的な表-2.3.2<sup>10)</sup>に示す路線(区部9地点と多摩地域6地点)に埋設式の軸重計を設置して、毎年軸重実態調査を行っている。なお、車種の判別にはビデオを使用している。

表-2.3.2は平成14年度の調査データであり、表より軸重約100kN以上の観測はかなりのもの、軸重200kNを超えるケースは最大でも北千束(環状7号線外回り)地点の5軸/日程度であり、軸重240kN以上は観測されていないことがわかる。前項と同様に主要な幹線道路の環状7号線(環7)片側2車線道路の小茂根地点と本一色地点の内回り、都道で最も交通量の多い環状8号線(環8)片側2車線道路の砧地点の外回り、多摩地区の瑞穂地区と立川地区(いずれも片側1車線道路)について、図-2.3.4に大型車交通量、図-2.3.5に大型車混入率及び図-2.3.6に軸重100kN超過軸数の変化を

表-2.3.2 東京都の平成 14 年軸重調査

区分	番号	地点名	方向 (車線)	軸重区別通過軸数(軸/日)														合計
				0	20	40	60	80	100	110	120	140	160	180	200	240		
				~ 20kN	~ 40kN	~ 60kN	~ 80kN	~ 100kN	~ 110kN	~ 120kN	~ 140kN	~ 160kN	~ 180kN	~ 200kN	~ 240kN	~ kN		
区部	1	築地	上	18,816	2,566	963	348	128	21	16	15	2	0	1	1	0	22,877	
	2	東大井	上	14,719	4,141	1,818	928	476	148	133	121	35	7	6	3	0	22,535	
	3	北千束	外	22,705	6,516	4,035	2,332	1,172	417	252	151	20	5	2	5	0	37,612	
	4	豊玉	下	26,815	4,360	2,736	1,332	888	202	77	37	9	1	3	2	0	36,462	
	5	小茂根	内	21,390	5,485	3,307	1,316	763	166	95	70	17	2	1	0	0	32,612	
	6	永代	上	18,419	1,347	431	110	45	6	3	6	3	0	0	1	0	20,371	
	7	本一色	内	20,737	5,207	3,645	1,552	855	264	126	69	14	3	1	0	0	32,473	
	8	三好	内	12,146	3,817	1,848	705	332	102	72	66	11	14	2	1	0	19,116	
	9	砧	外	22,265	5,218	3,721	2,434	1,065	276	176	139	42	12	5	2	0	35,355	
多摩地域	10	瑞穂	上	14,418	1,361	965	686	345	33	17	13	4	3	1	0	0	17,846	
	11	秋川	上	13,111	528	301	132	209	44	7	3	0	0	0	0	0	14,335	
	12	町田	下	15,445	922	450	415	204	54	50	74	22	12	8	0	0	17,656	
	13	百草	上	18,529	1,586	782	307	191	86	69	50	14	2	0	0	0	21,616	
			下	19,348	1,897	759	322	135	52	24	45	20	0	0	0	0	22,602	
	14	小平	上	14,657	2,290	1,310	551	432	86	59	63	13	6	1	0	0	19,468	
15	立川	上	15,069	3,036	1,840	1,060	768	186	71	52	4	1	0	0	0	22,987		

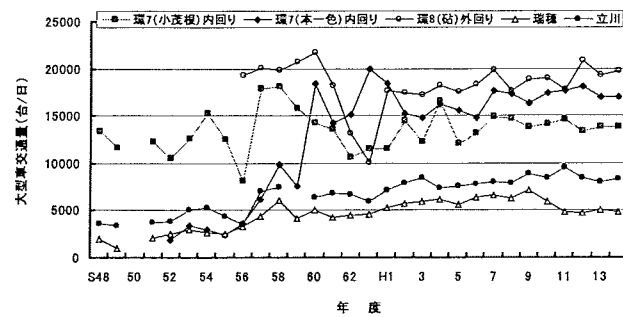


図-2.3.4 主要都道の大形車交通量経年変化

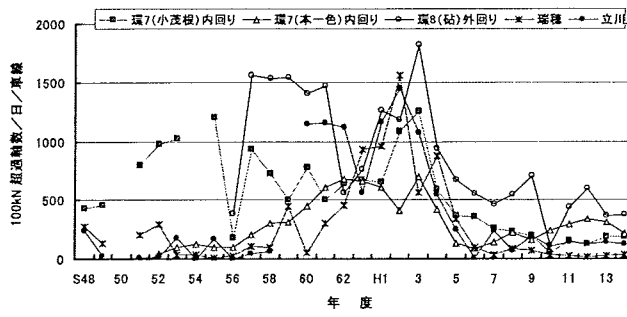


図-2.3.6 主要都道の100kN超過軸数経年変化

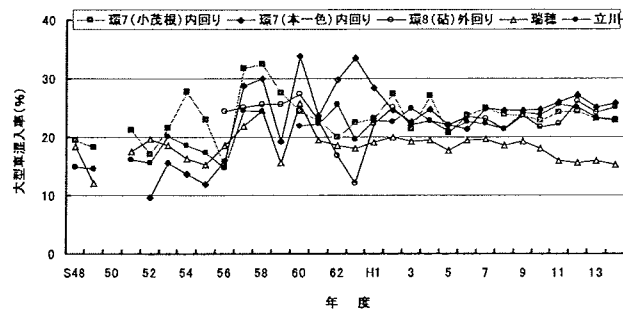


図-2.3.5 主要都道の大形車混入率経年変化

示す。平成 14 年までの大型車交通量は基本的に漸増傾向にあり、大型車混入率も漸増から横ばいの傾向にある。一方、100kN 超過軸数は平成 3~4 年をピークに平成 5~6 年以降大幅に減少しており、これらの実態には、平成 5 年と 6 年の道路交通法の改正及び施行の影響が国道の 5 ケースよりも顕著に表れている。また、大型車混入率は国道に近い値を推移しているが、大型車交通量は国道より大きくなっており、100kN 超過軸数も多少大きい傾向となった。

## 2.4 衝撃に関する研究の実態

### 2.4.1 設計基準類の比較

橋梁の設計における衝撃の影響は、活荷重による応力やたわみを係数で割ることで考慮されている<sup>1)</sup>。衝撃係数は橋梁の動的応答特性、路面平坦性、車両の振動特性、走行速度など多くの要因により複雑に変化し、道路橋では対象とする活荷重の大きさや作用位置のばらつきが大きいことから、理論的な取り扱いが容易でない<sup>1)</sup>。このため、道路橋示方書では、各構造物の実態を考慮し、諸外国の規定も参考として衝撃係数の算定式が定められている。T 荷重により設計される RC 床版、鋼床版、縦桁、床桁などの床組部材の衝撃係数は式(2.4.1)で求められる。

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50+L} \quad (2.4.1)$$

ここに、L: 床版支間 (m)

T 荷重の衝撃係数の妥当性を検討した旧建設省土木研究所の研究<sup>11),12),13)</sup>では、T 荷重の衝撃係数について、車両が路面に及ぼす動的荷重という観点から調査がなされており、RC 床版と鋼床版の衝撃係数測定実験から、T 荷重による衝撃は輪荷重の直接的な作用により生じ、特に路面の段差の影響を強く受けることが明らかにされている。また設計で用いる衝撃係数については、段差を生じやすい伸縮装置部では式(2.4.1)と同程度、もしくはそれを上回る衝撃係数が作用する可能性があるが、橋梁の一般部に対しては式(2.4.1)が実態よりも大きな値を与えること、さらに、RC 床版と鋼床版の衝撃係数を比較すると RC 床版の衝撃係数は鋼床版の概ね 5 割程度であることなどが報告されている。

一方、鋼桁に関しては「鋼道路橋の疲労設計指針」<sup>14)</sup>の中で疲労設計荷重 (T 荷重) に式(2.4.1)の 1/2 の衝撃係数を考慮して疲労照査する方法が示されている。低減の理由は、式(2.4.1)は実測される衝撃係数の上限に近いものであり、疲労設計に用いると過度に安全側になる可能性があるためとされている。また、同指針では、桁端部近傍では路面凹凸が生じやすく、地盤沈下の影響も考えられるとして、桁端部近傍への荷重に対しては低減を行わずそのままの値を用いる等の配慮をすることが望ましいとされており、この考え方は RC 床版にも当てはめられると理解される。

### 2.4.2 最近の研究動向

これまで実施されてきた輪荷重走行試験の多くは、走行中の荷重の大きさを一定に保って荷重する方法がほとんどであるが、近年、走行中の輪荷重の変動を再現できる走行振動疲労試験機が開発され、変動荷重下で RC 床版が受ける動的な影響が検討されている<sup>15),16)</sup>。この研究では、走行振動荷重を RC はり供試体に作用させた場合のたわみ応答から衝撃係数を算出した結果、RC はりの衝撃係数が振動荷重と基準荷重との比よりも大きくなること、振動荷重の振幅が基準荷重に対して ±21% 以上となると衝撃係数が式(2.4.1)よりも大きな値になることなどが報告され

ている。

また、RC 床版の寿命推定に考慮する輪荷重を軸重計による実測データに基づいて設定する場合、そのデータに衝撃の影響が含まれているか否かについても把握しておく必要がある。文献 17) では、車軸のひずみと軸重とが直線性を示すことを利用し車両側での動的測定を可能としたオンボード式軸重計と、一般的に用いられる埋設式軸重計との比較検討がなされている。ここでは、両者の測定値を比較した結果がほぼ一致することから、埋設式軸重計についても動的軸重の瞬間値の測定が可能であると述べられている。

## 2.5 S-N 線図の傾きの逆数 (m) と輪数の関係

### 2.5.1 m に関する既往の研究

床版の疲労損傷がマイナー則に従うと仮定し、m を用いた式 (2.5.1) を基に疲労損傷を推定する。

$$\text{疲労損傷 } DI = \sum \left( \frac{P_i}{P} \right)^m n_i \quad (2.5.1)$$

ここに、DI: 疲労損傷

$P_i$ : 荷重

P: 基準荷重

m: S-N 線図の傾きの逆数

$n_i$ : 荷重  $P_i$  の回数

床版の押し抜きせん断破壊の m に関しては、松井式<sup>18)</sup>の  $S = (P/P_s)^m$  を基にした  $m=12.7$ 、園田・堀川式<sup>19)</sup>の  $m=11$  が提案されている。横山<sup>20)</sup>、21) はゴムタイヤ式の疲労試験結果に松井式を適用した結果  $m=10$  と推定し、園田・堀川式に適用した場合は  $m=5$  と小さめに推定している。また、土木学会式<sup>22)</sup>の  $V_{pcd}$  を基にして使用限界状態を破壊時の 25% レベルと仮定して整理した結果では  $m=10$  になったと報告している。関口らは実橋の切出し床版と床版供試体の輪荷重走行試験を行い、実橋の大型車交

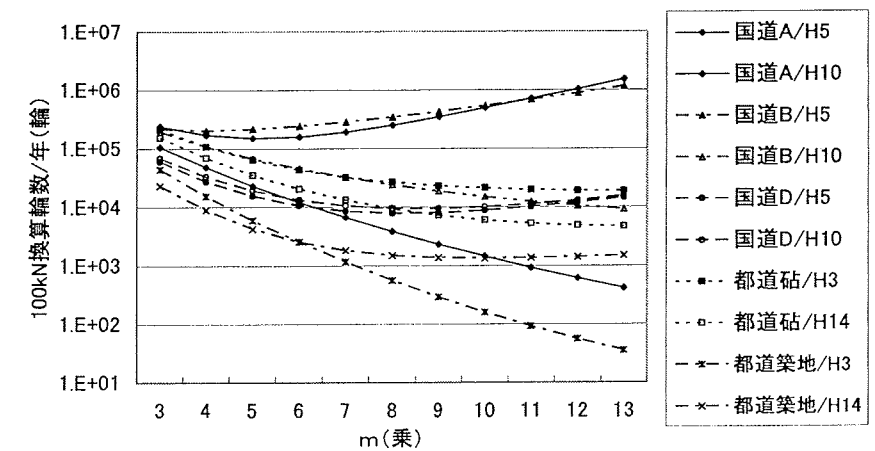
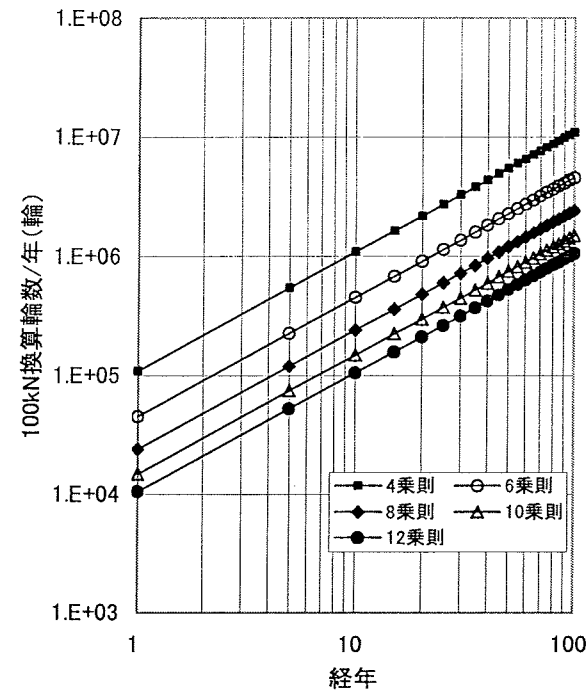
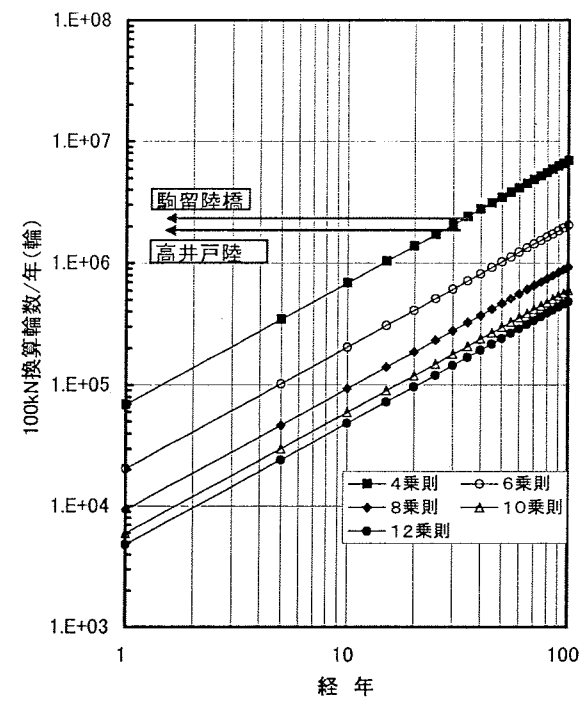


図-2.5.1 m 乗則の感度分析



(a) 国道B地点



(b) 都道砧地点

図-2.5.2 m乗則のノモグラフ

通量と走行荷重の関係から $m$ の最適解を求めた結果 $m=3.54$ となったことを報告している<sup>23)</sup>。一方、金属材料<sup>24)</sup>においては $m=3$ 、アスファルト舗装では $m=4$ が一般的に使用されている。

RC床版に関する $m$ については松井式がよく知られているものの、 $m=12.7$ は梁化現象を基礎にした $P_{sx}$ であり、推定される寿命はかなり長くなるほか、前述の小池らの文献<sup>5)</sup>では、WIMの通過車両の総重量観測データを用いた感度分析の結果、最大重量を与える数パーセントに相当する車両がダメージの99%を生じさせていると指摘するなど、議論の余地がある。

### 2.5.2 m乗則の感度

ここでは、 $m$ を3~13に変化させて感度解析を行い、 $m$ の影響を分析する。図-2.5.1は、国道の3地点及び都道の2地点の輪荷重観測結果を用いて基準荷重を100kNとした年間換算輪数と $m$ の関係を示したものである。100kN換算輪数は、国道A及びB地点では道路交通法改正前(H5)では $m$ が大きくなるほど推定される輪数も大きくなったが、改正後(H10)では小さくなった。国道D地点では年度による差はなく、 $m$ 増加に従い減少し $m=7$ を境に微増した。都道では改正前(H3)と後(H14)にかかわらず輪数は小さくなる結果となっており、砧地点では改正前(H3)の方が輪数が若干大きくなった一方で、築地地点では $m=6$ を境に逆転した。特定の路線での輪荷重分布においては $m$ 乗則が大きくなると設計輪荷重(100kN)の換算輪数は単純

に大きくなると推察されるが、疲労寿命推定の感度分析により必ずしもそうなるとは限らないことが明らかになった。

### 2.5.3 m乗則と経年のノモグラフ

ここでは、疲労予測で使用するノモグラフとして、基準荷重を100kNに設定した場合について、国道B地点及び都道砧地点のデータを基に、経年と基準荷重の輪数の関係を図-2.5.2(a)(b)に示す。例として図-2.5.2(b)には、砧地点と同一路線の高井戸陸橋におけるRC床版の打変え実態(30年)及び、これとほぼ交通条件が一致している環7駒留陸橋RC床版の損傷年数35年をプロットした。高井戸陸橋の $m=4$ の年間輪数は6万9千輪であり、30年間では207万輪となり、駒留陸橋の35年では242万輪と推定される。このように主要な路線のノモグラフを作成しておくことで、容易に寿命の推定が可能となる。

### 2.6 まとめ

今だRC床版のS-N線図の実験データも少なく、また、各機関で行ってきた試験方法も異なっているため信頼性の高いS-N線図は得られていない。しかし、今後の試験結果の評価のために押さえておくべき課題として本章で軸重及び衝撃に関する文献調査等を行い、以下の結論を得た。

(1) 軸重を含む交通実態については路線による差が大き

いことが確認され、RC床版の寿命推定で考慮すべき輪荷重や衝撃に対して絶対的な数値を示すことは難しいことが明らかとなった。

- (2) 桁端部等段差の生じる箇所では道路橋示方書の式よりも衝撃係数が大きくなるといった研究事例も存在することから、RC床版の寿命推定に実測データに基づく輪荷重を設定する場合、データに衝撃の影響が含まれているか否かについても把握しておく必要がある。また、軸重データを利用する上では、使用された軸重計の特性を十分に把握しておく必要があるといえる。
- (3) 床版の疲労寿命を推定するためには交通荷重の軸重分布及びS-N線図の傾きの逆数( $m$ )が非常に重要であることが理解された。

### 第3章 RC床版の疲労耐久性 (S-N曲線) の検討

#### 3.1 クランク式試験機による疲労耐久性評価

##### 3.1.1 概要

近年、わが国においては道路橋床版の疲労耐久性を調べるための手法として、輪荷重走行試験機による疲労試験を行うことが主流となっている。この輪荷重走行試験機は試験機内にある荷重ユニットの移動機構によってクランク式（鉄輪式）と自走式（ゴムタイヤ式）に分類される。現在、クランク式の輪荷重走行試験機に分類される試験機は表-3.1.1に示す6機である。これらのうち、基本的な試験を実施し、S-N曲線が示されているものは大阪大学<sup>2)</sup>と独立行政法人土木研究所<sup>3)</sup>の試験機である。また、石川島播磨重工業の試験機に関してはS-N曲線に關係する参考となるデータを公開している<sup>4)</sup>。本節では、これらのクランク式輪荷重走行試験機を中心に、既往の研究を紹介する。

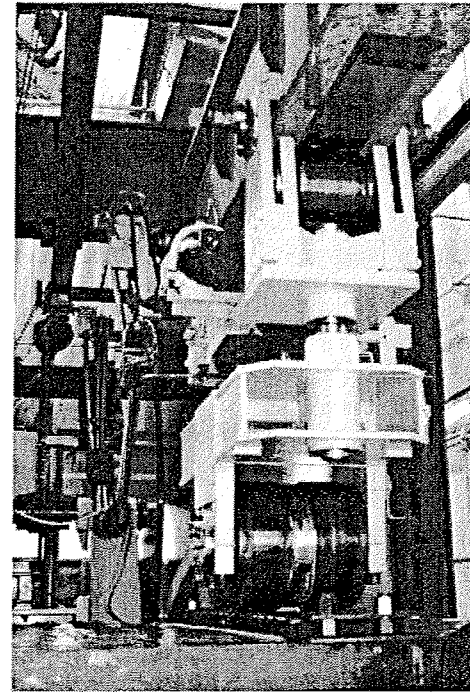


写真-3.1.1 クランク式輪荷重走行試験機 (大阪大学)

##### 3.1.2 クランク式輪荷重走行試験機

クランク式試験機の外観は写真-3.1.1に示すとおりである。この形式の試験機の駆動機構はモーター等で構成される動力システムからの力をフライホイールの軸に伝達することによってフライホイールを回転させ、フライホイールに生じた回転運動を台車とフライホイールの間を連結するロッドを介して台車の往復運動に変換させるというものである(図-3.1.1参照)。この機構を有する試験機では動力システムが台車とは別に存在するため、荷重に必要な周辺設備の条件が許す限り、高速での荷重移動が可能なシステムとなっている。また、車輪に鉄輪を用いていることが多く、ゴムタイヤでは荷重できないレベルの荷重での試験が可能であり、床版の破壊寿命を調べるための加速試験に適している。

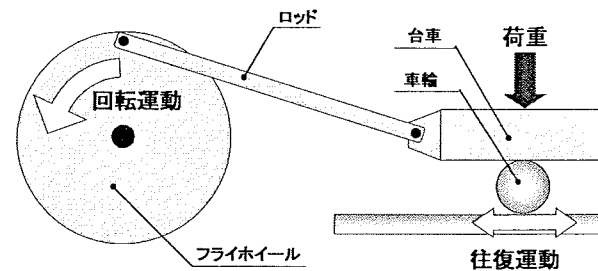


図-3.1.1 クランク式試験機の駆動機構概念図

クランク式の走行試験機で車輪に鉄輪を用いた場合、車輪を直接床版に接触させると載荷荷重は線荷重として床版に作用するため、適切な試験を実施することができない。そこで、クランク式の走行試験機を有する各機関においては荷重載荷面積を確保するために様々な形式の軌道を車輪と床版の間に設置し、より実交通荷重に近い荷重条件を再現しようとしている。軌道の中でも各保有機関の特徴が出ているのが載荷面積を確保するために

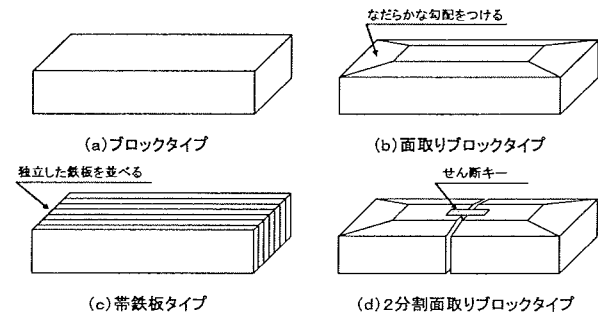


図-3.1.2 クランク式試験機用軌道ブロック例

表-3.1.1 クランク式輪荷重走行試験機の性能<sup>1)</sup>

項目	大阪大学	山口大学	独立行政法人土木研究所	日本道路公団	横河ブリッジ	石川島播磨重工業
性能						
最大荷重(kN)	294.0	147	490	490	196	490
載荷時走行速度	1680 往復/時	4000 往復/時	2000 往復/時	1800 往復/時	1020 往復/時	1800 往復/時
走行範囲(m)	2.0	3.6	3.0~1.0	3.0	2.0	3.0~1.0
供試体最大寸法 (m, 幅×長さ)	2.0×3.0	3.0×4.0	3.0×4.5	7.0×15.0	3.0×4.8	5.3×5.0

表-3.1.2 供試体の詳細<sup>2)~4)</sup>

機関	供試体名	供試体数量	適用示方書	床版厚	鉄筋方向	よび径	有効高さ	間隔
大阪大学	DR-1~DR-5	5	S39	19.0	主鉄筋	D16(D16)	16.0(3.0)	9.0(18.0)
					配力筋	D13(D13)	14.55(4.45)	25.0(40.0)
	DR-7~DR-8	3	S47	19.0	主鉄筋	D16(D16)	15.0(4.0)	10.0(20.0)
					配力筋	D16(D16)	13.4(5.6)	13.0(26.0)
土木研究所	RC39	9	S39	19.0	主鉄筋	D16(D16)	15.7(3.0)	15.0(30.0)
				配力筋	D13(D10)	14.3(4.3)	30.0(30.0)	
	RC47	1	S47	20.0	主鉄筋	D19(D19)	16.0(4.0)	12.5(25.0)
				配力筋	D16(D16)	14.2(5.8)	10.0(20.0)	
	RC8	1	H8	25.0	主鉄筋	D19(D16)	21.0(4.0)	15.0(15.0)
				配力筋	D16(D13)	19.0(5.6)	12.5(12.5)	
石川島播磨重工業	1, 2, 3, 6	4	S47	22.0	主鉄筋	D19(D19)	-	15.0(30.0)
					配力筋	D16(D16)	-	12.5(25.0)
	4, 5	2	H8	22.0	主鉄筋	D19(D19)	-	12.5(25.0)
					配力筋	D19(D19)	-	12.5(25.0)

※単位はcm, ( )内は圧縮側の値

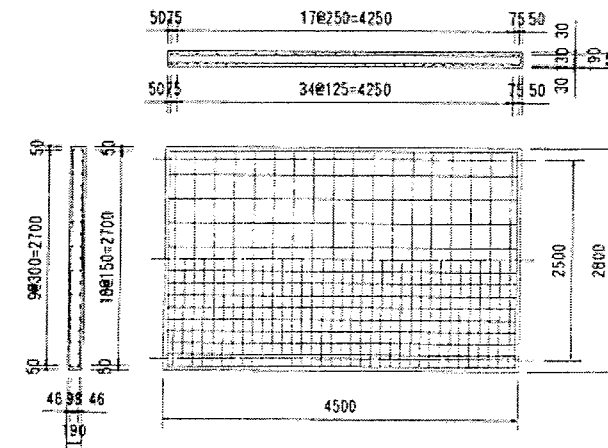


図-3.1.3 床版供試体 (昭和39年示方書準拠)<sup>3)</sup>

設置されるブロック類である。このブロックの形式の例を図-3.1.2に示す。これらのブロックはその形式により接地圧の分布に差異があるのではないかと議論がなされているため、本分科会において共通試験を行い、その差異についても確認することを企画している(第1章参照)。本節ではこれらの軌道ブロックのうち(a)ブロックタイプ、(b)面取りブロックタイプ、(d)2分割面取りブロックタイプの代表的な試験機である3つの試験機について以下に紹介する。

##### 3.1.3 既往の輪荷重走行試験概要

本項では、既に論文として発表されている、RC床版に対するクランク式輪荷重走行試験機を用いた輪荷重走行試験の結果について紹介する。3.1.1でも述べたとおり、我々が容易に入手できる研究成果として公開されている試験機としては大阪大学、土木研究所、石川島播磨重工業の試験機がある。以下ではこれらの試験機を用いた実験結果について述べている参考文献<sup>2)~4)</sup>の内容に関し

表-3.1.3 使用コンクリートの圧縮強度<sup>2)~4)</sup>

機関	供試体	圧縮強度	機関	供試体	圧縮強度
大阪大学	DR-1	288	土木研究所	RC39-1	274
	DR-2	189		RC39-2	292
	DR-3	170		RC39-3	139
	DR-4	307		RC39-4	302
	DR-5	327		RC39-5	317
	DR-7	415		RC39-6	290
	DR-8	320		RC39-7	259
				RC39-8	276
IHI	1	25.2		RC39-9	271
	2	25.8		RC47	305
	3	27.4		RC8	276
	4	34.5			
	5	38.8			
	6	32.9			

※単位は大阪大学、土木研究所がkgf/cm<sup>2</sup>、IHIはN/mm<sup>2</sup>である。

て簡単にまとめる。

##### (1) 使用供試体

RC床版供試体の仕様について述べると、大阪大学、土木研究所の研究では昭和39年道路橋示方書にもとづいて設計されたものが主体であるのに対し、石川島播磨重工業の試験機での実験では昭和47年道路橋示方書以降の床版が主体となっており、試験機を保有する機関によって、試験目的に差異があることが伺える。図-3.1.3に昭和39年道路橋示方書に従って設計された供試体床版の例を示す。また、各供試体の具体的な寸法と配筋を表-3.1.2に示す。

また、これらの供試体に使用されたコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=30.6\text{MPa}$ ( $\approx 300\text{kgf/cm}^2$ )と設定されている場合が多かったようであるが、実際に試験により求

表-3.1.4 試験条件

機関	供試体	荷重	床版支間	載荷板	備考	機関	供試体	荷重	床版支間	載荷板	備考	
大阪大学	DR-1	14.2	180	30×12		土木研究所	RC39-1	16.0→	250	50×20		階段載荷
	DR-2	20.0					RC39-2	17.9				
	DR-3	12.6 →16.0					RC39-3	10.7				2万往復で荷重変更
	DR-4	12.6 →16.0					RC39-4	20.0				5万往復で荷重変更
	DR-5	14.2					RC39-5	17.0				
	DR-7	22.0					RC39-6	15.0				
	DR-8	26.5					RC39-7	15.5				
								RC39-8				12.0
石川島播磨重工業	1	264.6	250	50×20 (2分割)	30万往復で荷重変更	RC47	21.4				階段載荷	
	2	235					RC8					16.0→
	3	196 →235										
	4	323.6										
	5	196										
	6	225										

※荷重の単位は大阪大学、土木研究所がtf、石川島播磨重工業はkNである。また、長さの単位はcmである。

められた圧縮強度のデータは表-3.1.3 のようになっており、多少のばらつきが発生していることがわかる。

(2)試験条件

今回の報告で参考にした輪荷重走行試験の条件を表-3.1.4 に示す。

輪荷重走行試験時の床版支間(=支持桁間隔)は大阪大学が180cm、土木研究所と石川島播磨重工業が250cmであった。供試体の支持条件はいずれの機関においても床版の長辺を支持桁上で単純支持、短辺を弾性支持としており、供試体の4隅には浮き上がり防止装置を取り付けている。

試験時の載荷荷重は表-3.1.4 に示されるように、どの機関においてもS-N関係を求めるために荷重の大きさに変化を持たせているが、一部の供試体では試験途中で荷重の大きさを変化させるという操作を行っている。また、土木研究所で実施されている「階段載荷」とは図-3.1.4 に示されるように、ある一定の荷重で試験を開始した後、一定の載荷回数ごとに荷重に一定の増分を加えていく載荷方法である。土木研究所では試験開始時の荷重を157kN(=16.0tf)、試験開始後4万回走行するごとに荷重を19.6kN(=2tf)ずつ増加させる条件を採用している。

今回の報告で参照している研究で使用されている軌道用ブロックのタイプは大阪大学と土木研究所が図-3.1.2 の(a)に示される形式であり、石川島播磨重工業で使用されたブロックは図-3.1.2 の(d)である。ブロックの大きさは大阪大学で使用されたものが300mm×120mmであったのに対し、土木研究所と石川島播磨重工業で使用されたものは500mm×200mmであった。

(3)供試体の破壊状況

今回参照した文献中で供試体の破壊時の状態に関してひび割れ図等が示されていたのは大阪大学の試験機と土木研究所の試験機である。ここではこの2つの試験機で

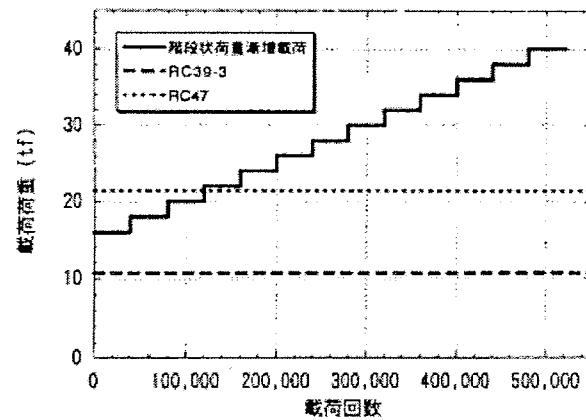


図-3.1.4 階段載荷時の載荷プログラム<sup>3)</sup>

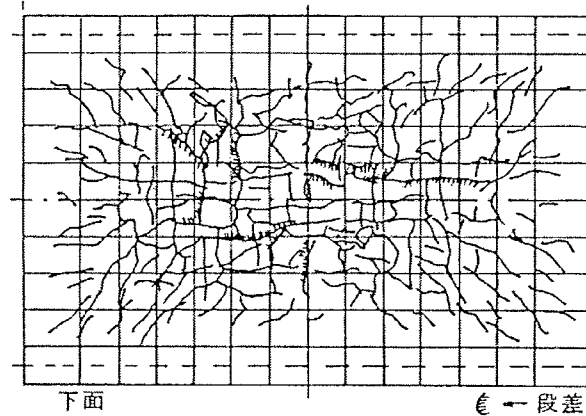


図-3.1.5 床版下面ひび割れ状況(DR-1)

確認された破壊状況について述べる。

大阪大学で試験された供試体の破壊時のひび割れ発生状態の例を図-3.1.5~3.1.7 に示す。まず、下面のひび割れ状況を見ると、床版中央部において網目状のひび割れが確認でき、実橋梁で観察されるひび割れを正確に再現できていることがわかる。また、一部のひび割れでは段差の発生も確認されている。床版上面のひび割れ発生

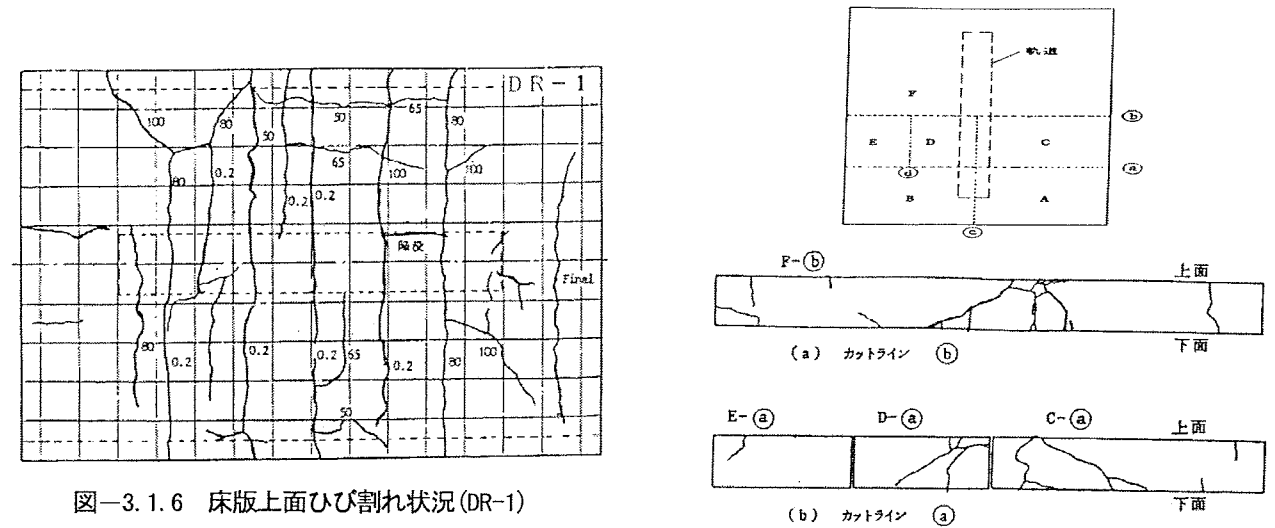


図-3.1.6 床版上面ひび割れ状況(DR-1)

図-3.1.7 床版断面ひび割れ状況(DR-1)

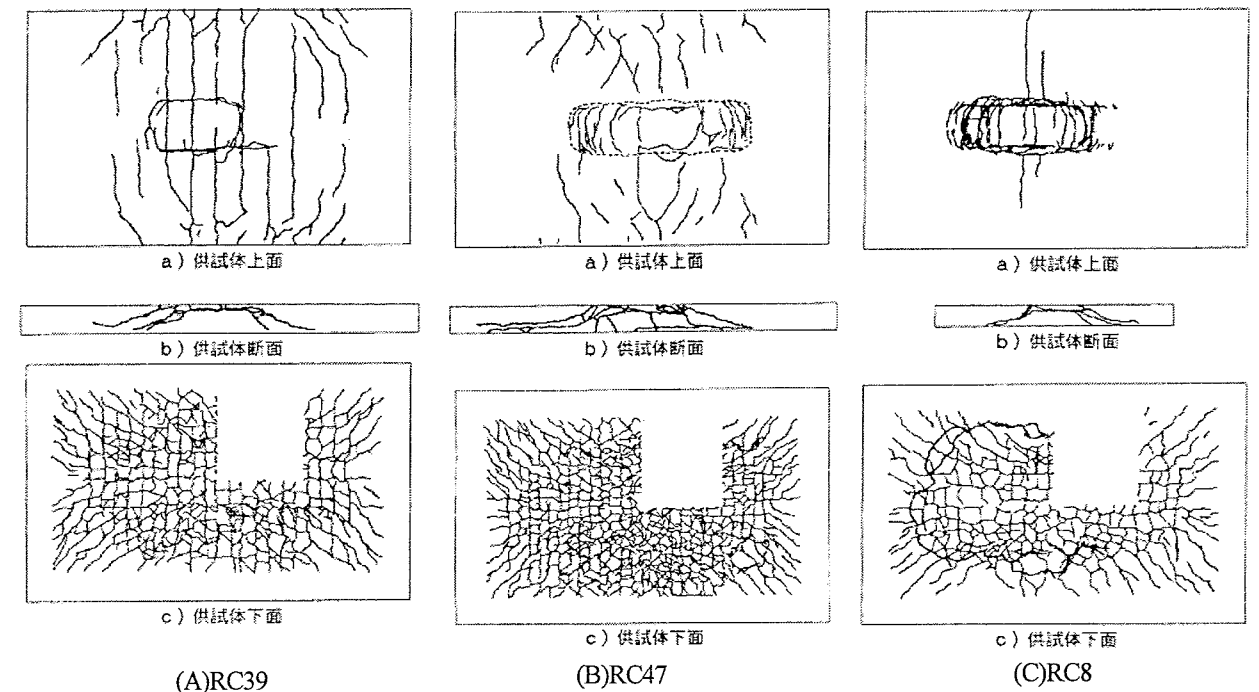


図-3.1.8 床版ひび割れ状況(RC39, RC47, RC8)

状況を見てみると、床版中央と中央から30~40cm間隔の位置に橋軸直角方向のひび割れが発生していることがわかる。これらのひび割れの位置と下面のひび割れの位置がほぼ合致することから、これらのひび割れは床版内を貫通しており、床版の「梁状化」が発生していたと確認できる。また、床版内のひび割れ観察結果(図-3.1.7)により、床版内の破壊面は輪荷重が走行する軌道の端部から約45°の方向に広がっていることがわかる。

土木研究所での観察結果の例(図-3.1.8)を見ると、大阪大学で試験された床版とほぼ同じ構造であるRC39のひび割れ状況は大阪大学で試験されたものと同様の特徴を有している。これに対し、RC47は破壊直前にはRC39より多くのひび割れを下面に発生させていながら、床版上面には明確な貫通ひび割れが確認できていない。さら

にRC8の結果を見ると、床版上面のひび割れが極めて少なくなっていることがわかる。これらの床版は断面のひび割れ状況を見ると明らかなように、いずれもせん断破壊を起こしているが、昭和39年道路橋示方書に準じて製作された床版と異なり、明確な「梁状化」現象が確認できていない。このような現象の原因としては表-3.1.2 に示されているように、床版内に配置された鉄筋の量、特に配力鉄筋の量の大小が関係していると見られるが、詳細については今後議論を進めなければならない。

(4)供試体の破壊寿命

文献中に提示されていた供試体の破壊寿命をまとめたものを表-3.1.5 に示す。これらの供試体に関する記述を確認したところ、異常な破壊形態は確認されていない

表-3.1.5 試験結果

機関	供試体	荷重	破壊回数	備考	機関	供試体	荷重	破壊回数	備考
大阪大学	DR-1	14.2	2,280,000		土木研究所	RC39-1	16.0→16.0	27,392	階段載荷
	DR-2	20.0	10,000			RC39-2	17.9	59,078	
	DR-3	12.6 →16.0	107,400	2万往復で荷重変更		RC39-3	10.7	1,423,112	
	DR-4	12.6 →16.0	438,000	5万往復で荷重変更		RC39-4	20.0	881	
	DR-5	14.2	3,100,000			RC39-5	17.0	45,034	
	DR-7	22.0	1,340,000			RC39-6	15.0	130,828	
	DR-8	26.5	7,140			RC39-7	15.5	272,329	
						RC39-8	12.0	2,750,073	
石川島播磨重工業	1	264.6	36,640			RC39-9	16.0	224,764	
	2	235	63,252		RC47	21.4	148,927		
	3	196 →235	405,146	30万往復で荷重変更	RC8	16.0→28.0	255,649	階段載荷	
	4	323.6	22,846						
	5	196	2,700,000						
	6	225	347,852						

※荷重の単位は大阪大学、土木研究所がt、石川島播磨重工業はkNである。また、長さの単位はcmである。

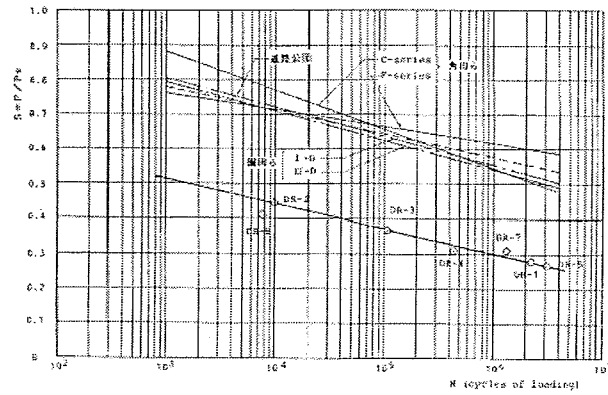


図-3.1.9 S-N関係図(大阪大学)

ので、これらのデータのうち、荷重の大きさを変更せなかつた一定荷重の下での供試体のデータを S-N 関係の検討に用いるのがよいと判断される。また、この表を見ると、載荷荷重が同じであるにもかかわらず寿命が大幅に異なる例 (DR-1 と DR-5 など) が見受けられるが、これらの結果は床版のコンクリート強度(表-3.1.3)や鉄筋の配置状況における条件の違い等による影響が顕著に現れた結果であると考えられる。この影響を考慮して、統一的に扱うための手法に関しては3.3節にて詳述する。

### 3.1.4 各試験機における S-N 曲線

図-3.1.9~3.1.11 に今回参照した文献において提示された S-N 関係図を示す。これらの既往の研究において、S-N 曲線の式が提示されているのは大阪大学と土木研究所であり、石川島播磨重工業の試験機に関してはこれらの2つの試験機で示された曲線との比較を行っている。

大阪大学の結果を見ると、図中の S-N 曲線は DR-1~DR-5 の昭和 39 年道路橋示方書を適用した床版供試体の実験データをもとに描かれている。この図中の曲線の式は以下のように示されている。

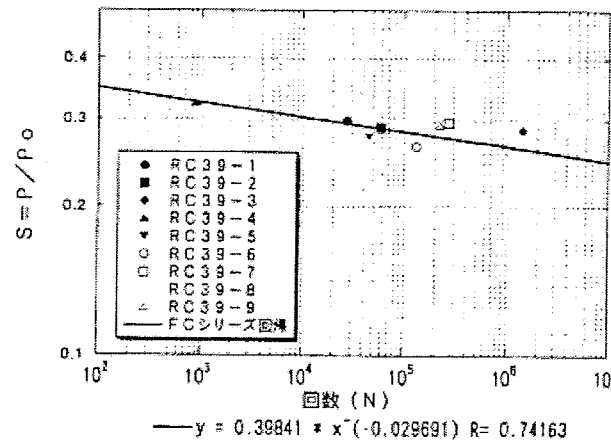


図-3.1.10 S-N関係図(土木研究所)

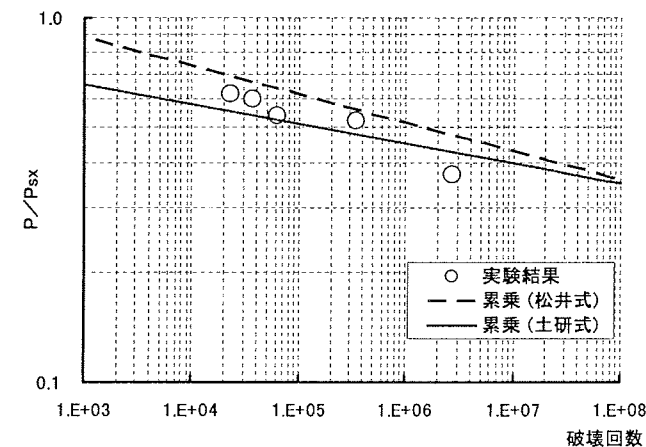


図-3.1.11 S-N関係図(石川島播磨重工業)

$$P/P_s = -0.07166 \log N + 0.7292 \quad (3.1.1)$$

ただし、 $P$  : 載荷輪荷重  
 $P_s$  : 供試体床版の押抜きせん断耐荷力  
 $N$  : 荷重走行回数

ここで、式(3.1.1)で用いられている  $P_s$  は床版の破壊形態として梁状化を前提にしたときの押抜きせん断耐荷重 ( $P_{sx}$ ) ではなく、通常の静的耐荷力試験で得られる押抜きせん断耐荷重を算定する際に用いられる値である。

$$P_s = \tau_{s \max} \{2(a + 2x_m)x_d + 2(b + 2x_d)x_m\} + \sigma_{t \max} \{2(a + 2d_m)C_d + 2(b + 2d_d + 4C_d)C_m\} \quad (3.1.2)$$

ただし、  
 $a, b$  : 載荷版の主鉄筋、配力鉄筋方向の辺長  
 $x_m, x_d$  : 主鉄筋断面、配力鉄筋断面の引張側コンクリートを無視した断面の中立軸の有効高さ  
 $d_m, d_d$  : 主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ  
 $C_m, C_d$  : 引張側の主鉄筋、配力鉄筋のかぶり  
 $\tau_{s \max}$  : コンクリートの最大せん断応力度  
 $\sigma_{t \max}$  : コンクリートの最大引張応力度

これに対し、貫通ひび割れによって梁状化が顕著な床版については輪荷重の基準に梁状の押抜きせん断耐荷力を用いた次の式が利用されている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.51965 \quad (3.1.3)$$

ここで、この式において荷重を無次元化するために用いられている  $P_{sx}$  は次の式で与えられる値である。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{s \max} x_m + \sigma_{t \max} C_m) \quad (3.1.4)$$

ただし、 $B$  : 梁状化した時の梁の幅  
 $B = b + 2d_d \quad (3.1.5)$

土木研究所の研究において示されている S-N 関係図(図-3.1.10)を見ると、図中に回帰曲線が示されており、次の曲線で示されるとしている。

$$P/P_0 = 0.4262 N^{-0.0361} \quad (3.1.6)$$

ここで、式(3.1.6)中に出てくる  $P_0$  とは式(3.1.2)で与えられる  $P_s$  である。

また、土木研究所の S-N 曲線に関しても大阪大学の曲線と同様の改良を施した式があり、

$$\log(P/P_{sx}) = -0.0545 \log N + \log 0.9565 \quad (3.1.7)$$

となるといわれている。この式と式(3.1.3)を比較すると明らかに曲線の傾きや切片が異なっており、このことは支持条件や載荷板の寸法が異なることによって S-N 曲線を変更しなければならないことを示していると解釈できるが、実際の橋梁の設計や維持管理を考えると、一つ

つの橋梁に対して S-N 曲線を求めるというのは現実的ではない。今後はこの違いの原因を究明し、試験時の条件を考慮に入れた、統一的な S-N 曲線の提示を行うための議論を進めていく必要があると思われる。



### 3.2 自走式試験機による疲労耐久性評価

#### 3.2.1 概要

本節では、ゴムタイヤを装着した自走式試験機による走行疲労試験の結果<sup>6)</sup>により、道示 RC 床版の疲労耐久性を検討した例を示す。また、道路橋床版の維持管理の面に着目し、終局状態に達しない段階での使用性能や供用性能を重視した使用限界状態についても検討を加えている。即ち、どの程度の損傷度合いの床版に対して、何時の時点で、どのような工法で補修・補強を行えば高い費用対効果がもたらされるのかの観点に立った評価式を提案し、交通量の実測データによりその妥当性を検証している。

本節の具体的な検討内容は、①輪荷重の大きさを一定に保持した状態での走行試験から、ひび割れの進展状況、およびたわみが増大する経緯が、走行回数にどのように影響されるのかを調査し、②終局状態での走行回数に着目した疲労耐久性を中心に据え、ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機での荷重と走行回数との関係式 (S-N 曲線式) を改めて誘導し既往の研究との比較を行った。また③梁状化を伴わない版の押抜きせん断力を指標とする使用限界状態での評価式を提示し、④実橋床版と同様の諸元を用いた場合での提案式による算定結果の検討から、その妥当性を検証した。

160mm を設定しており、昭和 47 年道示床版は実橋床版<sup>7)</sup> (東京都 T 橋) をモデル化した  $t=180\text{mm}$  のものである。表中のコンクリート物性値は S39-19、および 16 シリーズではコンクリート打設時に採取したテストピースによる走行時直前の値で、No.13, 19、および 20 供試体では、試験後に損傷を受けていない部分から採取したコア試験体による値である。

なお、供試体の製作時期や製作から試験までの期間が異なるためコンクリート強度にはばらつきがある。図-3.2.1 に S39-19 シリーズと No.19 供試体の外観形状、配筋状況を示す。床版上には舗装していない。

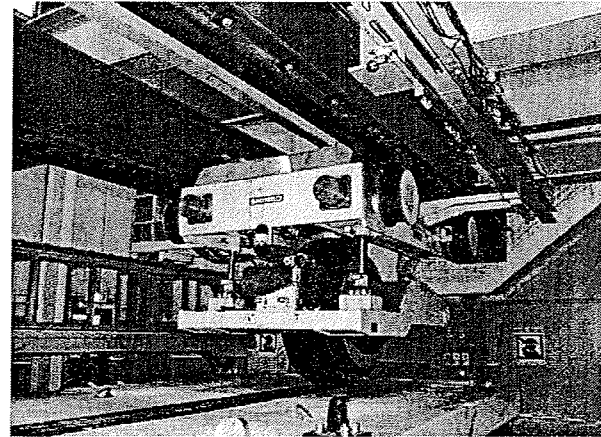


写真-3.2.1 ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機

#### 3.2.2 輪荷重走行試験機

前述のように輪荷重走行試験機にはクランク式とゴムタイヤを装着した自走式の 2 種類があり、ここで紹介するゴムタイヤ式試験機は、台車本体に積載した油圧モーターを動力源として、台車が路面上をころがり駆動することにより往復運動し、航空機用の空気入りゴムタイヤを装着することで実橋に近い載荷状況が再現できる利点がある (写真-3.2.1)。また、走行区間を大きく設定できるので、種類が異なる複数の供試体を同じ条件下で同時に試験することが可能となる。本試験では 2 機の輪荷重走行試験機を使用しており、表-3.2.1 にこれらのゴムタイヤ式試験機の性能を示す。

表-3.2.1 ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機の性能

項目	ショーボンド建設	東京都 土木技術研究所
試験装置	幅3.0m×長さ15m	フレーム幅3.9m×長さ12.1m
形状寸法	ピット 幅3.7m、深さ1.0m	ピット無し
車輪	種類 航空機用ゴムタイヤ 産業車両用ゴムタイヤ	航空機用ゴムタイヤ 産業車両用ゴムタイヤ
性能	負荷荷重 60kN~280kN	60kN~280kN
	定速走行速度 0.4~5.5 km/hr	0.4~5.5 km/hr
	走行区間 最大12.5m	最大6.5m

表-3.2.2 試験供試体

供試体名	床版厚 (mm)	供試体寸法 床版支間方向 ×橋軸方向 (mm)	主鉄筋 (上段:圧縮,下段:引張)			配筋鉄筋 (上段:圧縮,下段:引張)			コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	載荷荷重 (kN)	
			呼び径	有効高 (mm)	間隔 (mm)	呼び径	有効高 (mm)	間隔 (mm)			
ショーボンド建設 橋樑工学研究所	190	2800×3500 (床版支間 2500)	S39-19-1	D16	30	300	D10	43	300	37.1	220
			S39-19-2	D16	160	150	D13	146	300	40.1	250
			S39-19-3							45.1	250
			S39-19-4							45.1	280
			S39-19-5							23.7	240
			S39-19-6							40.1	240
東京都土木技術研究所	180	2920×4500 (床版支間 2500)	No.13 (S39)	D16	63	125	D13	91	300	52.5	157
				D16	157	125	D13	14.30	300		
			No.19 (S47)	D19	41	240	D19	61.00	300	31.4	157
				D19	137	120	D19	120.00	150		
東京都土木技術研究所	180	2920×4500 (床版支間 2500)	No.20 (S47)	D19	46	240	D19	71.00	300	40.1	157
				D19	138	120	D19	119.00	150		

#### 3.2.3 輪荷重走行試験の概要

##### (1) 供試体

試験に用いた供試体の一覧を表-3.2.2 に示す。供試体総数は 13 体で、その内訳は昭和 39 年道示、及び昭和 47 年道示に準拠した供試体がそれぞれ 11 体と 2 体である。昭和 39 年道示供試体の床版厚さは、 $t=190\text{mm}$  と

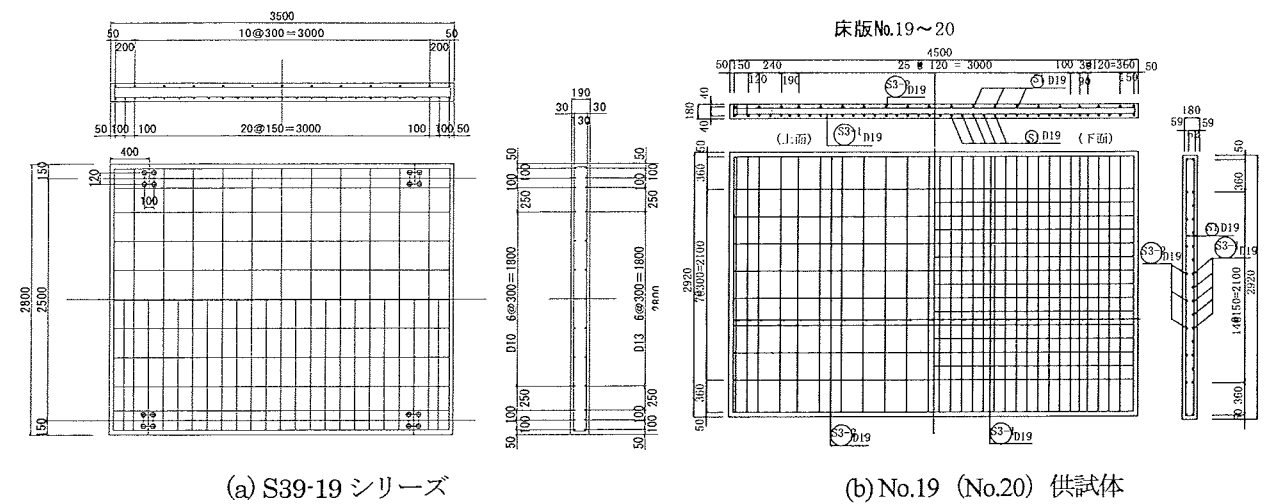


図-3.2.1 供試体の形状 (単位: mm)

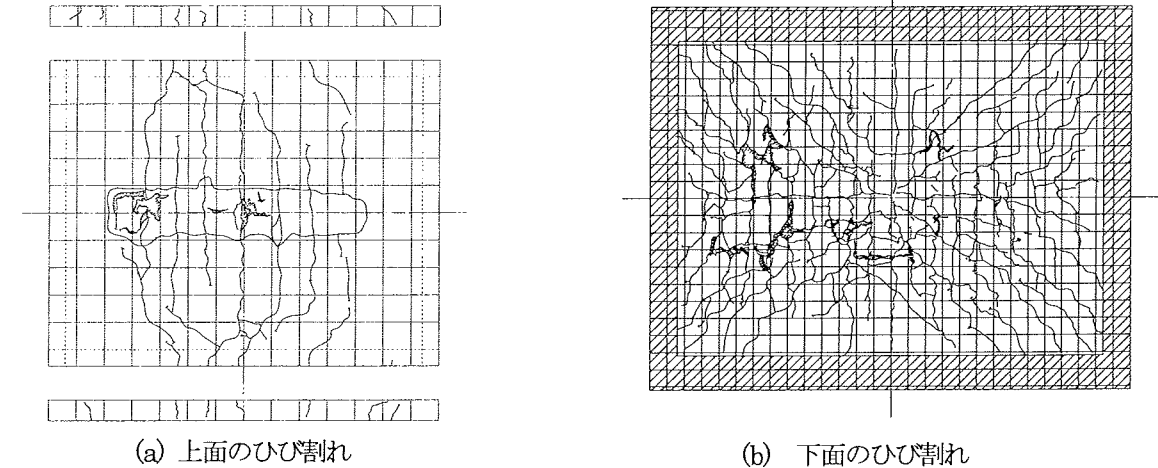


図-3.2.2 No. S39-19-1 供試体下面の試験後ひび割れ状況

表-3.2.3 接地面の大きさ

載荷荷重 (kN)	橋軸直角方向 a (mm)	橋軸方向 b (mm)	面積 $a \times b$ (mm <sup>2</sup> )
160 (≒157)	315	346	108990
220	346	403	139438
240	357	419	149583
250	362	427	154574
280	378	450	170100

##### (2) 載荷方法

供試体は 2.5m の床版支間で単純支持し、その中央を航空機用のタイヤを装着した輪荷重走行試験機を通過させている。試験機が走り抜ける橋軸方向の端部には横桁を下面に配置して弾性支持とした。供試体の四隅には、端部の回転を拘束しないように浮き上がり防止用の金具を設置した。載荷荷重の値は床版が終局状態に至って破壊するまで一定とし、S-N 曲線の作成を意識して供試体毎に変化させている。

ゴムタイヤによる荷重伝達では、荷重値の大きさによ

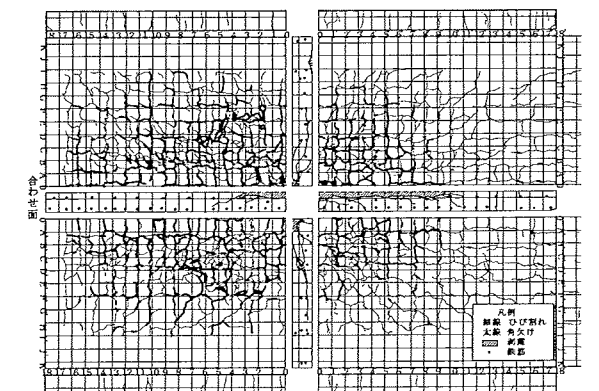


図-3.2.3 No. 20 供試体下面のひび割れ

って接地面の拡がり異なることになるので、接地面の形状を感圧紙を用いて計測した。たわみ値等の解析には表-3.2.3 に示す矩形の面積内に作用させている。

#### 3.2.4 試験結果

##### (1) ひび割れ発生状況

表-3.2.4 ひび割れ密度, 上面ひび割れと走行回数

供試体名	破壊直前のひび割れ密度 (m/m <sup>2</sup> )	上面ひび割れ発生走行回数 (回)	はり化走行回数 (回)	破壊時走行回数 (回)
S39-19-1	12.74	56,800	200,000	562,315
S39-19-2	11.76	32,000	40,000	85,157
S39-19-3	13.2	500	10,000	28,900
S39-19-4	16.7	100	1,000	26,600
S39-19-5	9.04	5,000	8,106	9,106
S39-16-2	14.58	2,000	—	7,934
S39-16-3	11.63	10,000	30,000	329,802
No.13	19.41	—	—	592,200
No.19	17.82	—	—	102,531
No.20	21.65	—	—	849,529

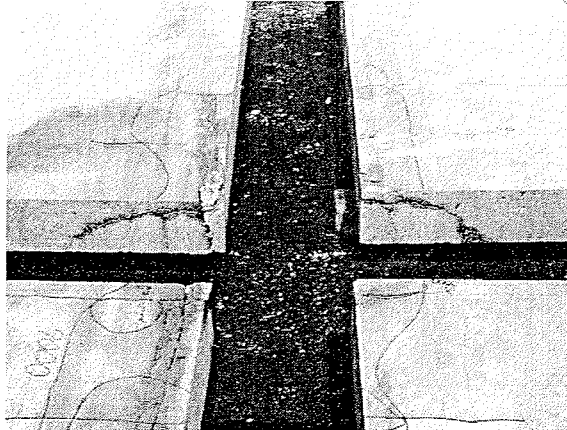


写真-3.2.2 試験後の切断面

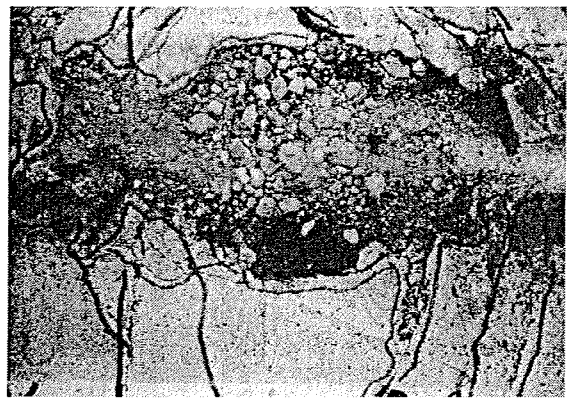


写真-3.2.3 上面のかぶりコンクリートの砂利化

図-3.2.2(a)と(b)に S39-19-1 供試体の上・下面のひび割れを, 図-3.2.3 に No.20 供試体下面の試験終了時のひび割れ発生状況のスケッチを示す。S39-19-1 供試体の上面には 250~300mm の間隔で橋軸直角方向のひび割れが発生しており, 上側の主鉄筋位置に近い位置で発生していた。床版下面側のひび割れは輪荷重の走行直下, およびその周辺部で格子状に発生しており, 実橋のひび割れ損傷状況が再現できていた。下面側ひび割れの進展状況は, 載荷初期から格子状のひび割れ発生形態を示し, たわみの増加に併せて細網化する。その後, 中央付近からすり磨き現象による角欠けが発生し, 陥没破壊前には, その角欠けが下面全体に広がっていくことが観察された。

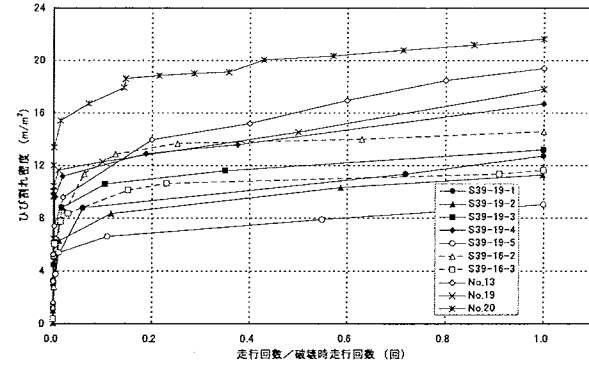
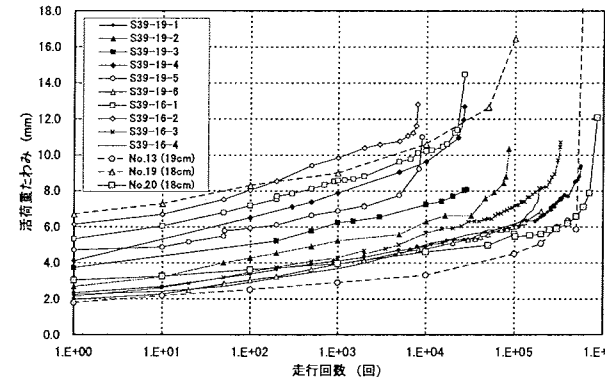
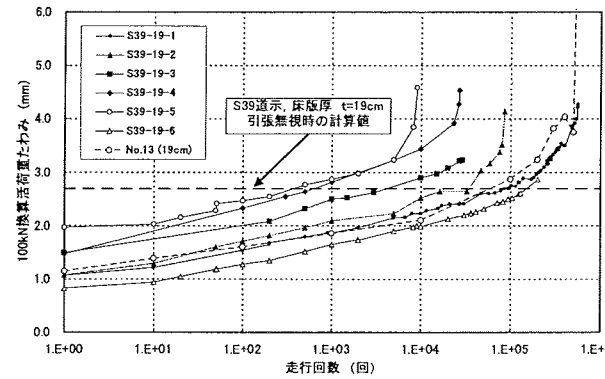


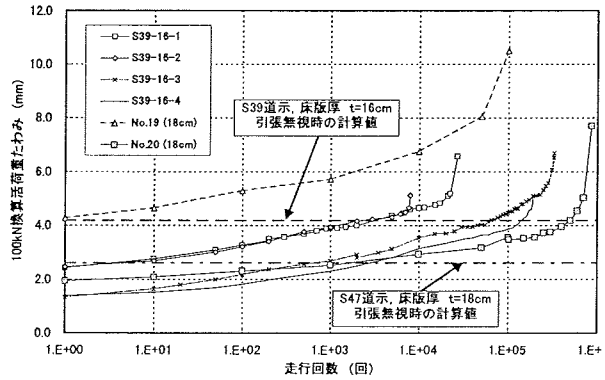
図-3.2.4 ひび割れ密度の経時変化



(a) 全供試体の活荷重たわみ



(b) S39-19 シリーズ (100kN 換算)



(c) S39-16, S47 道示床版 (100kN 換算)

図-3.2.5 活荷重たわみの経時変化

表-3.2.4 に試験終了時のひび割れ密度, および上面ひび割れの発生時の走行回数を, また上面ひび割れが主鉄筋方向に進展して梁状化したと推測される走行回数もあわせて示す。破壊直前のひび割れ密度は, S39-19-1 供試体で 12.74m/m<sup>2</sup>, No.20 供試体では 21.65m/m<sup>2</sup>まで確認できている。ひび割れは, 実橋において目視で把握できる範囲として 0.1mm 程度以上のひび割れ幅を記録対象とした。ひび割れ観察をたわみ計測時に併せて行っているため, 上面ひび割れ発生時, および梁状化した走行回数は正確なものではない。写真-3.2.2 は S39-16-2 の試験後の切断面を示したものであるが, 押抜きせん断型の破壊面が観察できる。写真-3.2.3 は, S39-19-2 供試体の試験後の上面の破壊状況を示したものであるが, かぶりコンクリート部分が砂利化していた。

図-3.2.4 はひび割れ密度と走行回数の関係を示したもので, ひび割れは載荷初期に急増し, その後はゆるやかに増加する傾向が認められた。これは過去のクランク式輪荷重走行試験の結果とほぼ一致する傾向である。

### (2) たわみの経時変化

図-3.2.5(a)~(c)に活荷重たわみ (弾性たわみ) の経時変化を示す。本研究では, 載荷時たわみから除荷時の残留たわみを控除した値を活荷重たわみと定義する。図-3.2.5(a)は全供試体の活荷重たわみを示したものであるが, たわみは走行回数の増加に応じて漸増し, 破壊前に急増する傾向が認められた。図-3.2.5(b)は, S39-19 各供試体の活荷重たわみを, 走行荷重値 100kN に換算したもので図中には薄板理論による引張無視時の計算値も示している<sup>8)</sup>。引張無視時の計算ではヤング係数比を  $n=15$  としている。図-3.2.5(c)には S39-16 と S47 道示床版の換算たわみも示した。No.19 供試体の活荷重たわみの値が突出したものとなっているが, この供試体は施工不良を考慮した供試体であり, 載荷前の段階で乾燥収縮によるひび割れが生じており, ひび割れ密度は 3.7m/m<sup>2</sup>程度であった。

図より, 全ての供試体が引張無視時の計算値を超過すればたわみ量が急激に増加する傾向が伺える。S39-19 の各供試体の結果では, 活荷重たわみが一番大きい値で推移した供試体 S39-19-5 は, コンクリートの圧縮強度とヤング係数の値が最も小さい。逆に活荷重たわみが小さい値の S39-19-6 供試体はヤング係数が最も大きい供試体であった。しかし他の供試体においては, 活荷重たわみとコンクリートの物性値の間には特に関係は認められなかった。

### 3.2.5 載荷荷重と走行回数の関係

#### (1) 終局時の評価

表-3.2.5 に各供試体の載荷荷重と終局状態時での走行回数を掲げる。主鉄筋量に対して配力鉄筋量が少ない RC 床版の疲労破壊は, 主鉄筋方向のひび割れによる梁状化現象を経てからせん断破壊に至るとの仮定をもとに,

表-3.2.5 破壊時の走行回数

供試体名	床版厚さ (mm)	載荷荷重 (kN)	破壊時走行回数 (回)	P/P <sub>sx</sub>	Pf/P <sub>so</sub>
S39-19-1	190	220	562,315	0.440	0.805
S39-19-2		250	85,157	0.479	0.868
S39-19-3		250	28,900	0.477	0.835
S39-19-4		280	26,600	0.518	0.913
S39-19-5		240	9,106	0.521	0.999
S39-19-6	240	246,140	0.465	0.840	
S39-16-1	160	220	26,798	0.526	0.986
S39-16-2		250	7,934	0.567	1.043
S39-16-3		160	329,802	0.438	0.818
S39-16-4		160	187,389	0.432	0.804
No.13	190	157	592,200	0.303	0.495
No.19	180	157	102,531	0.317	0.590
No.20		157	849,529	0.300	0.540

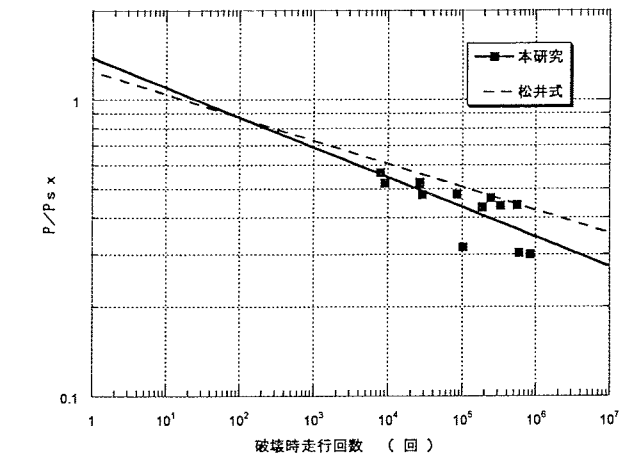


図-3.2.6 式(3.2.1)と(3.2.3)によるS-N曲線

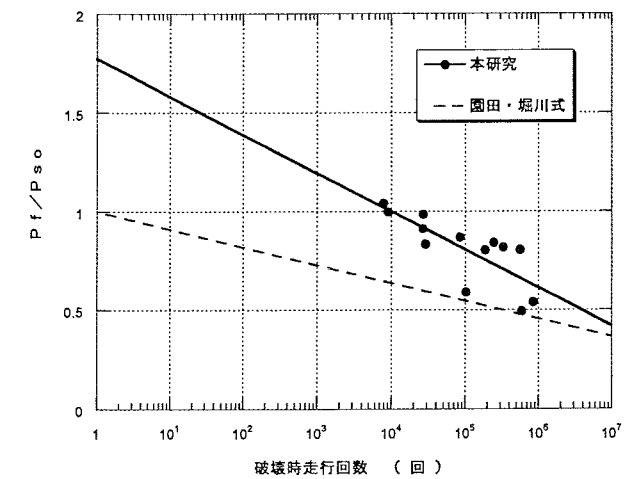


図-3.2.7 式(3.2.2)と(3.2.4)によるS-N曲線

梁の有効幅を考慮した S-N 曲線が松井や園田・堀川によってそれぞれ提案されている。ただし, 松井による S-N 曲線式はクランク式の試験結果<sup>9)</sup>により, また園田・堀

川式は小型供試体の試験<sup>10)</sup>から得られたものであり、本載荷形式と異なるため、これらの提案式と本試験結果との関係を明らかにする必要から、各提案式と同じ手法で試験結果を整理する。

式(3.2.1)は松井による S-N 曲線式で、載荷版の幅に配力鉄筋の有効高さを加えた値を有効幅としている。式(3.2.2)は園田・堀川による S-N 曲線式で、版のせん断有効幅の概念を導入してコンクリート標準示方書のせん断疲労強度式に依拠している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.25 \quad (3.2.1)$$

ここに、

$P$  : 作用荷重

$P_{sx}$  : 梁状化を考慮した床版の押抜きせん断耐力

$N$  : 走行回数

$$(P_f/P_{so}) = 1 - \log N/11 \quad (3.2.2)$$

ここに、

$P_f$  : 作用荷重

$P_{so}$  : はり部材としてのせん断耐力の2倍

$N$  : 走行回数

図-3.2.6は松井の方法で整理した S-N 関係を示したものである。本研究における S-N 関係は松井の提案する式(3.2.1)の下方に位置し、式(3.2.3)の S-N 関係式となる。本研究による傾きの絶対値は約 10 乗であり、式(3.2.1)の約 13 乗よりも小さい結果となった。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.10071 \log N + \log 1.384 \quad (3.2.3)$$

相関係数  $R=0.77516$

図-3.2.7は園田・堀川の方法で整理した S-N 関係を示したもので、本研究による結果は、式(3.2.2)の上方に位置し、式(3.2.4)の S-N 関係式となる。S-N 曲線の傾きの絶対値は、式(3.2.2)の 11 乗に対して 5 乗であった。

$$(P_f/P_{so}) = 1.78 - \log N/5 \quad (3.2.4)$$

相関係数  $R=0.77838$

図-3.2.6と3.2.7では No.19 供試体の値が下方に突出しているが、前述の通り施工不良を考慮した乾燥収縮によるひび割れが発生している供試体の結果である。S-N 関係を実橋床版に適用するための汎用性を考慮して、評価対象とする必要性のあるデータと推量される。

### (2) 使用限界時での評価

道路橋床版の維持管理を適切に行うには、現状における供用性把握と今後の荷重実態を考慮した使用限界状態での評価が重要となる。このことは、実際の維持管理では、現実問題として損傷床版が終局まで供用されることはなく、それ以前の損傷段階で何らかの補修が行われるため、補修時点での評価とその後の耐久性評価が重要であることを意味している。使用限界状態の定義に関しては式(3.2.5)に示す松井の評価式があり、活荷重たわみが引張無視時の計算値と同一になるたわみに到達した時点を使用限界としている<sup>11)</sup>。その使用限界状態の概念は、輪荷重走行試験の鉄筋コンクリート床版の走行疲労試験の結果から誘導されているものであるが、筆者らの走行試験でもたわみが引張無視時を超えてから増加傾向が顕著になり、まもなく破壊に至るとの結果をもとにすれば、使用限界状態の推定手法として有効であると推量できる。よって、本研究においても使用限界状態は活荷重たわみが引張無視時の値を超えた時点と定義する。一方、実橋での維持管理では、活荷重たわみの計測は困難であることから、ひび割れ密度を損傷度を計る指標としている例も多い。因みに東京都では、10m/m<sup>2</sup>を超えるひび割れ密度で補強が施されている<sup>7)</sup>。

表-3.2.6 使用限界と走行回数

供試体名	載荷荷重 (kN)	引張側コンクリート無視時のたわみ (mm)	破壊時走行回数 A (回)	活荷重たわみが引張無視を超える回数 B (回)	回数比 B/A	ひび割れ密度が10m/m <sup>2</sup> を超える回数 (回)	破壊時走行回数の25% (回)
S39-19-1	220	5.89	562,315	81,257	0.14	198,870	140,580
S39-19-2	250	6.69	85,157	33,403	0.39	43,100	21,290
S39-19-3	250	6.76	28,900	5,000	0.17	2,170	7,230
S39-19-4	280	7.55	26,600	541	0.02	200	6,650
S39-19-5	240	6.332	9,106	319	0.04	—	2,280
S39-19-6	240	6.502	246,140	156,487	0.64	—	61,540
S39-16-1	220	9.153	26,798	4,074	0.15	—	6,700
S39-16-2	250	10.44	7,934	3,222	0.41	350	1,980
S39-16-3	160	6.702	329,802	63,600	0.19	46,850	82,450
S39-16-4	160	6.643	187,389	136,955	0.73	—	46,850
No.13	157	4.07	592,200	66,250	0.11	18,260	148,050
No.19	157	4.091	102,531	—	—	—	25,630
No.20	157	4.089	849,529	2,667	—	—	212,380

$$D_s = (W - W_0)/(W_c - W_0) \quad (3.2.5)$$

ここに、

$W$  : 活荷重たわみ

$W_0$  : 全断面有効時の理論たわみ

$W_c$  : 引張側コンクリート無視時の理論たわみ

表-3.2.6は、各供試体の活荷重たわみが引張無視時の計算値を超える走行回数、すなわち使用限界に達した走行回数を示したものである。表中の計算値を超える走行回数は、両方の値が交わる前後のたわみ値から直線補間して求めている。表中のひび割れ密度が 10m/m<sup>2</sup>を超える走行回数も同様に計算した。活荷重たわみが引張無視時の値を超える回数と破壊時走行回数の比 B/A を求めれば、概ね 0.1~0.4 の範囲にある。このばらつきの原因は、床版の終局がひび割れ性状によって異なることが考えられる。実橋床版においてもコンクリートの状況や荷重環境によって終局に至る過程に差が生じていることが観察されているため、ばらつきを考慮した評価方法が望ましい。よって、本研究ではその平均を考慮し、かつひび割れ密度による評価も併せて勘案して破壊時走行回数の 25% で使用限界に達するものと仮定して試験結果を整理する。

表-3.2.6の使用限界状態に達した回数と表-3.2.4のひび割れの観察をもとに梁状化したと推測される回数とを比較すると、ほとんどの供試体で引張無視の計算値を超える段階で、例えば S39-19-1 で表-3.2.6の値 14 万回が表-3.2.4では 20 万回と示され、梁状化が起こっていないことが判る。よって、使用限界状態に至る走行回数を推定する際には、梁状化現象を考慮するのではなく、版構造で評価すべきであることが判り、その指標として版の押抜きせん断耐力が適当である。現在では、押抜きせん断耐力を求めるものとして、角田式、松井式および土木学会式がある。本研究においては汎用性を考慮して、式(3.2.6)の土木学会式<sup>12)</sup>で整理する。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$$

(3.2.6)

ここに、

$V_{pcd}$  : 設計押抜きせん断耐力

$$f'_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし } f'_{pcd} \leq 1.2N/mm^2$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ では } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ では } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

$u_p$  : 設計断面の周長

$\gamma_b$  : 一般に 1.3、試験では 1.0

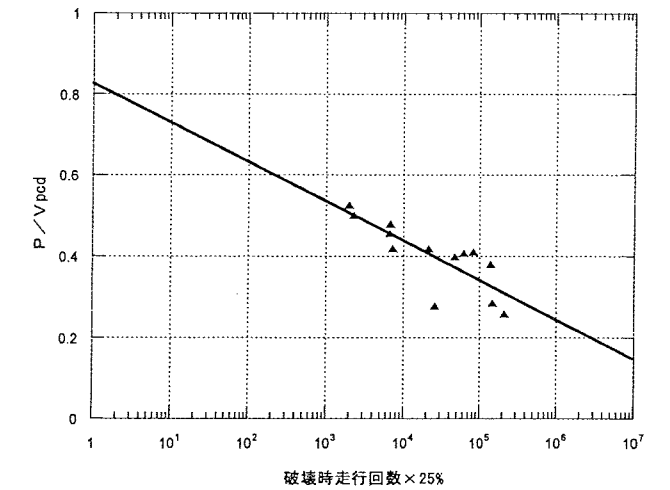


図-3.2.8 式(3.2.7)による使用限界での S-N 曲線

図-3.2.8は使用限界状態に至る走行回数と押抜きせん断耐力で整理した結果を示しており、式(3.2.7)に近似曲線式を示す。使用限界状態での S-N 曲線の傾きの値は約 10 乗となった。

$$(P/V_{pcd}) = 0.8268 - \log N/10 \quad (3.2.7)$$

相関係数  $R=0.80124$

S39-19-6 供試体では、活荷重たわみが引張り無視時の値を超える走行回数比が破壊時走行回数の 64% となっており、本研究による破壊時走行回数の 25% で使用限界に達するとの仮定と異なり、式(3.2.7)を適用した本供試体の使用限界状態に達する走行回数は約 21,000 回と推定される。本供試体のひび割れデータを採取していないため推定になるが、他の供試体のひび割れ密度の推移過程を流用すれば、21,000 回走行時点ではひび割れ密度が 8m/m<sup>2</sup> を超え、10m/m<sup>2</sup> 程度に至っている。使用限界状態の設定では活荷重たわみだけではなく、ひび割れ密度にも着目する必要があると推測される。これは前述の東京都の損傷度指標による補強が必要とされる段階とも一致しており、式(3.2.7)から推定される使用限界状態に達する走行回数は意味のある値を示すことが判る。

### 3.2.6 S-N 関係式の評価

実際の道路橋床版に対して誘導された S-N 曲線式(3.2.7)を適用して、床版の使用限界に至る疲労寿命を予測する。評価対象とする床版は S39 道示、S47 道示および H8 道示に準拠して製作される床版で表-3.2.7 に示す断面とする<sup>13)</sup>。表-3.2.8 は算定結果の一覧を示したもので、載荷荷重として道示に示されている 100kN の B 活荷重を採用する。

式(3.2.7)による計算の結果、S39 道示床版の使用限界状態に至るまで走行回数は約31.1万回、S47 道示床版では約45.8万回となりH8のそれは約231万回となる。次に本編第2章に示した実測データの車両通行量にマイナー則を適用して10乗則により1日当たりの100kN荷重の走行台数に換算した場合の使用限界に至る年数は、東京の国道347号のH8道示床版が約681年で三重の国道1号では94.2年となる。ただし、設計押抜きせん断耐力 $V_{pcd}$ の計算では、部材係数 $\gamma_b=1.3$ を考慮している。何れも実際の交通量、床版厚さ、コンクリートの圧縮強度および鉄筋量を考慮すれば妥当な値であり、式(3.2.7)はライフサイクルを検討する際の使用限界の推定に適用できるものと推量できる。ただし、実際の床版設計に対して使用限界状態の検討を行うのであれば式(3.2.7)に対して非超過確率等により安全性を考慮する必要がある<sup>14)</sup>。

表-3.2.7 S-N曲線を評価する断面

道示年度	床版厚 (mm)	主鉄筋 (上段:圧縮,下段:引張)			配力筋 (上段:圧縮,下段:引張)			コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
		呼び 径	有効高 (mm)	間隔 (mm)	呼び 径	有効高 (mm)	間隔 (mm)	
S39	190	D16	30	300	D10	43	300	18
		D16	160	150	D13	146	300	
S47	200	D19	40	250	D16	58	200	21
		D19	160	125	D16	142	100	
H8	250	D19	40	300	D16	58	250	24
		D19	210	150	D16	192	125	

表-3.2.8 疲労寿命の算定結果

道示年度	載荷荷重 P=Pf	P/V <sub>pcd</sub>	式(6.2.7)による 走行回数(回)	東京 国道347号 9.29台/日/年	三重 国道1号 67.17台/日/年
S39	100kN	0.4908	31100	9.17	1.27
S47		0.3389	458000	135	18.7
H8		0.2475	2310000	681	94.2

### 3.3 輪荷重走行試験データの補正方法

#### 3.3.1 検討の背景

輪荷重走行試験機は、実際の走行車両による荷重作用状況を最適にシミュレートして床版の疲労損傷を再現できる疲労試験装置である。国内には現在、大小含め10台以上が稼働し、現在も国内や韓国において設置計画が進められている。これらの輪荷重走行試験機を大きく分類すると、床版の終局状態を観察するための促進試験に適したクランク式と実際の交通荷重が走行しているときの使用状態での床版の挙動を確認するのに適した自走式(タイヤ)に分類される。ただし、同じ形式に分類される試験機においても、床版の支持条件や荷重の載荷条件が微妙に異なることから疲労試験の結果に差が生じることが懸念される。

上記のような問題に対してどのように対処すればよいかを明確にするために、平成10年に設置された石川島播磨重工業のクランク式輪荷重走行試験機を使用して得られた試験結果を利用することにした。この輪荷重走行試験機は、載荷板形状に特徴があり、実走行車両のタイヤによる荷重載荷状態を従来のものより精度よく再現できるようになっている。この試験機によりRC床版供試体で走行試験を実施し、機械固有の特徴や供試体支持方法の違いが疲労試験の結果にもたらす差について客観的に評価するためのデータを収集した。本報告では、今回得られたデータとこれまでに得られているS-N曲線との比較を通じて、性能特性に違いのある輪荷重走行試験機によってもたらされる疲労試験結果の統一評価手法の一助として検討を行うものである<sup>15)</sup>。

#### 3.3.2 輪荷重走行試験機概要

本検討では既往の研究で使用されてきた輪荷重走行試験機と比較するための試験機として石川島播磨重工業が保有するクランク式輪荷重走行試験機(写真-3.3.1)を使用した。以下に本試験機の概要を示す。

- 1) 形式 : クランク式輪荷重走行試験機
- 2) 車輪 : 鉄輪(直径 750mm, 幅 320mm)

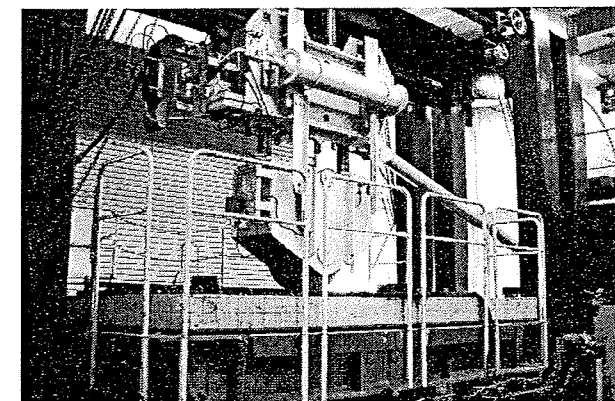


写真-3.3.1 輪荷重走行試験機(石川島播磨重工業)

- 3) 載荷荷重 157kN~490kN
- 4) 供試体寸法(最大): 幅 5.3m×長さ 5.0m×厚さ 0.35m
- 5) 走行速度: 最大 17km/h (30r.p.m)
- 6) 載荷板: 幅 50cm×長さ 20cmの載荷板を2枚に分割したもの(写真-3.3.2)

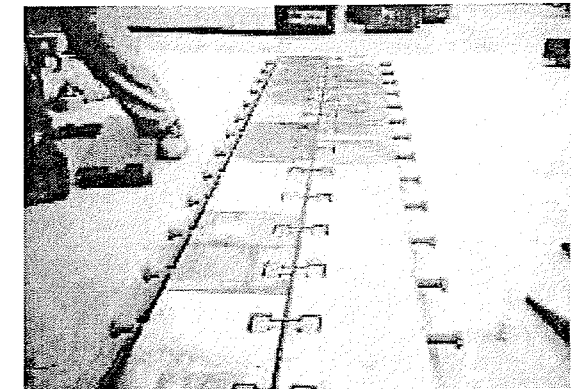


写真-3.3.2 分割型載荷ブロック

特に、本試験機は載荷板の形状に特徴があり、これまでに例のない形状となっているため、載荷板の性能を確認するための面圧分布の測定を実施した。測定の方法と結果を図-3.3.1に示す。図-3.3.1(b)を見ると明らかなように、本試験機の載荷ブロックを使用することで載荷ブロック直下における面圧の分布は一樣であり、均一な分布荷重の付与が実現できていることが確認されている。

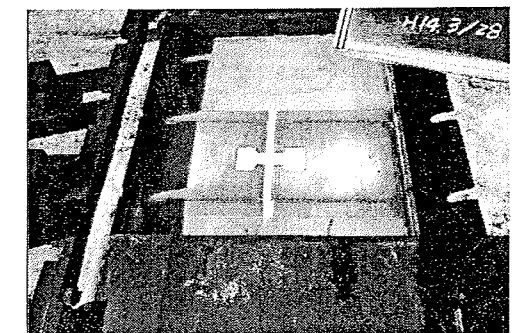
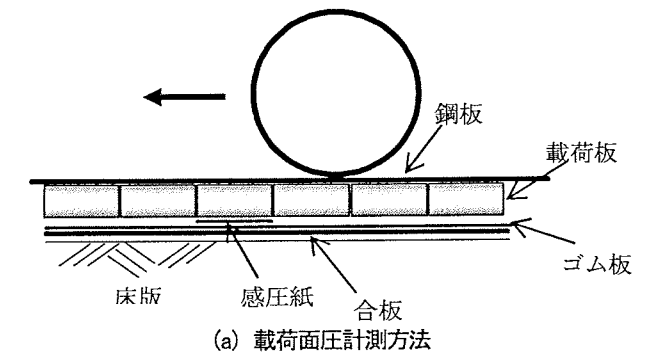


図-3.3.1 載荷面圧の計測

### 3.3.3 供試体概要

本検討において使用した床版の配筋図一例を図-3.3.2に、供試体の諸元を表-3.3.1に示す。今回使用した供試体は橋軸方向4.5m×橋軸直角方向2.8m×床版厚22cmの寸法を有するRC床版であり、試験時の床版支間は2.5mである。今回の試験では供試体No.1,2,3およびNo.6とNo.4,5で鉄筋の配置と使用するコンクリートの設計基準強度を変化させ、No.4,5の押抜きせん断強度がNo.1,2,3およびNo.6よりも大きくなるように設定している。今回の試験で使用したコンクリートの材料試験の結果を表-3.3.2に示す。今回の一連の試験では、試験の結果得られる破壊寿命に幅を持たせるために、載荷荷重の大きさに差をつけて試験を実施した。

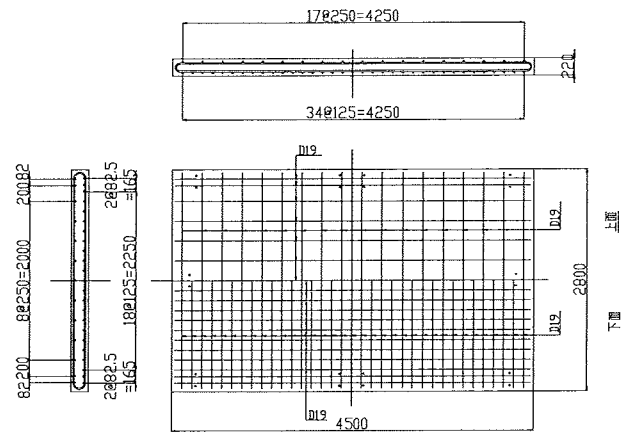


図-3.3.2 床版配筋図

表-3.3.1 RC床版供試体諸元

供試体 No.	供試体寸法	引張主鉄筋	引張側配筋鉄筋
1, 2, 3, 6	2800×220	D19@150	D16@125
4, 5	×4500	D19@125	D19@125

表-3.3.2 コンクリート材料試験結果

供試体 No.	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率* (kN/mm <sup>2</sup> )
1	25.2	2.41	17.13
2	25.8	2.49	17.67
3	27.4	2.42	19.20
4	34.5	2.78	25.68
5	38.8	2.95	29.64
6	32.9		24.24

### 3.3.4 試験結果概要

本検討により得られた結果を表-3.3.3に示す。今回の試験では供試体No.3以外は全て一定の荷重で載荷を行い、押し抜きせん断破壊を生じさせている。この試験結果を既往のS-N曲線と比較した結果を図-3.3.3に示す。

表-3.3.3 試験結果

供試体	載荷荷重 (kN)	載荷回数
No. 1	264.6	36,640回
No. 2	235	63,252回
No. 3	196 →235(30万回以降)	405,146回
No. 4	323.6	22,846回
No. 5	196	2,700,000回
No. 6	225	347,852回

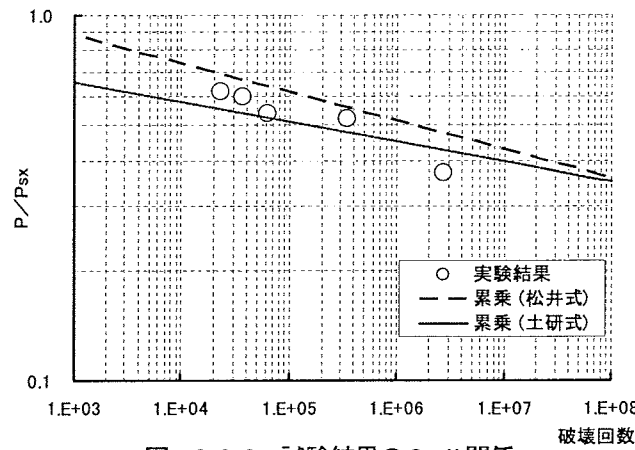


図-3.3.3 試験結果のS-N関係 (P<sub>sx</sub>は設計段階の情報を用いて算定)

図-3.3.3の縦軸には既往の研究で数多く採用されている指標である、走行荷重を床版の梁状の押抜きせん断荷重P<sub>sx</sub>で除して無次元化したP/P<sub>sx</sub>を荷重強度の指標として用いている。

図中の実線と破線はそれぞれ土木研究所と大阪大学の輪荷重走行試験機により得られたS-N曲線である。この図を見ると今回の試験の結果は、既往の研究の代表例である2つの曲線とは異なる傾向を示しており、試験機の違いによる差異が明確に現れたものと考えられる。

### 3.3.5 試験結果の補正

前述のように今回の試験で得られた結果は既往の研究の結果と比較して傾向が異なることが確認された。この原因としては試験機の特徴による影響を受けていることが想定されるが、試験機ごとに傾向が異なるS-N曲線を用意し、評価に用いることは合理的であるとは言いがたい。そこで、本研究では次に示す点に対する補正を行うことにより、今回得られた試験結果に対して既往のS-N曲線を適用することを試みた。

- ①床版厚、鉄筋位置
- ②コンクリートの圧縮強度
- ③コンクリートの弾性係数
- ④荷重
- ⑤載荷板
- ⑥載荷板幅と床版支間

これらの補正に関する項目のうち①-③は床版そのものの施工精度に関する補正であり、既往の研究においてもしばしば補正対象となった項目である。また、項目④は試験機自体の精度、⑤は荷重の分布状況、⑥は床版の支持条件に関する補正であり、これまでに補正対象になる場合がほとんどなかった項目であるといえる。本研究ではこれらの項目のうち①-③がよく適用されていることを考慮して、これらの項目に関する補正を先に行い、続いて④-⑥の補正を実施することにした。

#### (1) 床版厚、鉄筋位置の補正

本検討では、はじめに設計段階で設定した床版厚、鉄筋位置と実際の床版の床版厚、鉄筋位置の相違に着目し、補正を実施することにした。実際の床版厚と鉄筋位置は輪荷重走行試験終了後、床版を切断して直接計測することにより求めた。P<sub>sx</sub>の算出には測定断面内における全ての測定値の平均値を用いた。表-3.3.4中にこの補正により得られた鉄筋位置の測定結果を示し、図-3.3.4にこの補正に伴うデータの変化を示す。

これらの補正の結果を見ると、補正後のデータは設計段階の情報でプロットされた点よりも土木研究所の試験結果により得られたS-N曲線に近づいていることがわかる。のことは、本検討の輪荷重走行試験で用いた試験機の載荷条件が大阪大学の試験機よりも土木研究所の試験機の条件に近いことに由来するものと考えられる。しかしながら、全体としては既往のデータに近づいていると評価できるものの、一部のデータでは逆に既往のデータから外れるような変化を示しているものもある。

#### (2) 圧縮強度の補正

これまでのP<sub>sx</sub>の算定には、コンクリートの圧縮強度に設計基準強度を用いていたので、これを材料試験により得られた実測値(表-3.3.2参照)に置き換え、コンクリートの引張強度とせん断強度を求め、P<sub>sx</sub>の算出に用いるという補正を行なった。なお、この段階ではヤング率は設計段階の仮定のみであるので、n=15となっている。この補正により得られた結果を図-3.3.5に示す。

この図を見ると各データの変動としては既往の土木研究所のデータに近づかず、離れる傾向が明確になっていることがわかる。このことから、コンクリートの物性による補正は圧縮強度のみによるものでは不十分である。

#### (3) ヤング率の補正

前述のように、コンクリートの物性に関する補正で、圧縮強度の実測値を用いた補正では実験データの補正が十分ではないと判断されたので、本検討ではコンクリートのヤング率に対する補正も実施することにした。ここで、本検討では材料試験時のデータから求まるヤング率を用いるのではなく、以下の式により与えられるヤング率を用いることにした。

$$E_c = 900 \cdot (\sigma_{ck} - 300) + 210000 \quad (3.3.1)$$

表-3.3.4 鉄筋位置等による補正

供試体No.	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{smax}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	X <sub>m</sub> (cm)	配筋筋 d <sub>j</sub> (cm)	主筋 d(cm)	B(cm)	$\sigma_{tmax}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	主筋 C <sub>m</sub> (cm)	P <sub>sx</sub> (kgf)
1	25.2 25.7	48.52	6.46	16.23	17.62	52.46	23.57	4.4	43767
2	25.8 26.3	49.26	6.34	15.83	17.39	52.46	23.93	4.27	42825
3	27.4 28.0	51.27	6.38	16.8	18.16	51.66	24.95	4.97	48358
4	34.5 35.2	58.22	6.27	16.63	18.77	53.26	29.06	4.97	54268
5	38.8 39.6 33	61.22	5.80	16.28	18.27	52.56	31.44	4.64	52661
6	33 33.7	1.84	6.00	16.28	19.03	50.30	28.23	4.64	48457

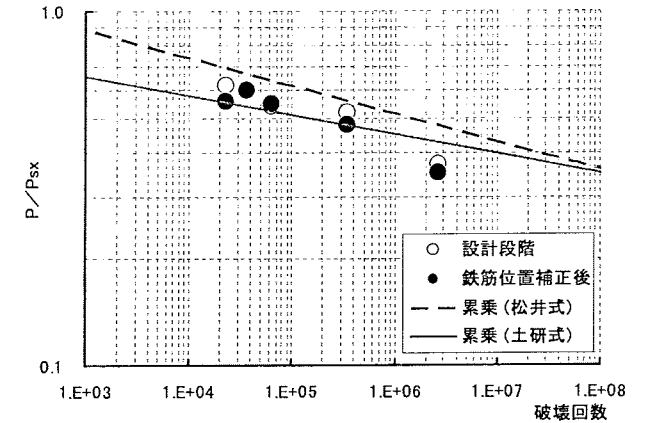


図-3.3.4 鉄筋位置による補正結果

ここで、 $E_c$ :コンクリートのヤング率 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{ck}$ :コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

この式は多数ある既往の研究の内、大阪大学でなされた試験結果の整理に使用されているものである。この式を用いて試験結果の補正を実施した結果を図-3.3.6に示す。

この補正によるデータの変動状況を確認すると、本検討で実施した輪荷重走行試験においてはコンクリートのヤング率による補正ではデータにさほどの変動が無いことがわかる。これより材料物性による補正のみでは実験結果の適正な評価は困難である事がわかった。

#### (4) 荷重の補正

本検討ではすでにコンクリートの材料物性に基づく補正を実施したが、データの補正が十分になされたとは判断できなかったため、続いて荷重の補正を実施することにした。本検討では写真-3.3.3に示す専用の治具を用意し、載荷荷重の測定を実施し、その結果に基づいて補正

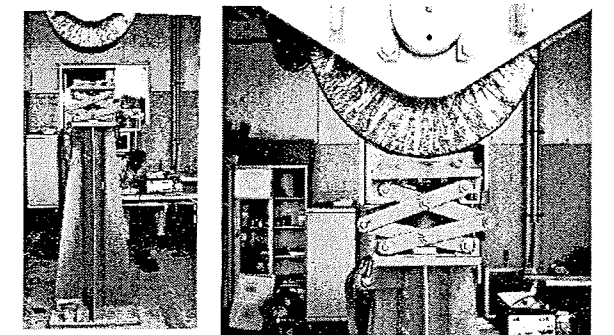


写真-3.3.3 荷重検定状況

を実施することにした。荷重の測定は荷重の校正後1年経過時であり、稼働率が高い時期に実施している。このときの測定の結果、載荷荷重が12tf~26tfの範囲では、設定値と実測値との誤差は+0.1%~+0.8%であった。載荷荷重が28tf~40tfの範囲については+1.6%~+3.4%の誤差が確認された。これらの測定結果を試験結果に反映させた結果を図-3.3.7に示す。この結果を見るとP/P<sub>sx</sub>の値が小さい領域にある2点のデータが土木研究所のS-N曲線に近づいているが他の3点に関しては大きな変動が確認できておらず、補正が十分であるとは言えない。このことから、本検討ではさらに載荷条件に関する補正を行なうことにした。

### (5) 載荷板の補正

本検討で使用した輪荷重走行試験機では、載荷に際して、輪荷重が均一に作用する状態を再現するために、図-3.3.8に示すような2つに分割された載荷版を使用した。これは載荷版の幅が500mm程度になると、剛である載荷版とRC床版の曲率の差が顕著になり、載荷版の短辺付近にせん断力が集中するとの懸念があるため、それを解消するために開発された構造である。しかしながら、この構造の載荷版を使用した場合、載荷版自体の有効面積が920cm<sup>2</sup>程度になり、載荷部分での面圧の上昇が無視できなくなると考えられる。つまり、応力レベルで考えると、載荷版直下の面圧の上昇に伴い載荷版の端部におけるせん断応力が大きくなっており、実際の

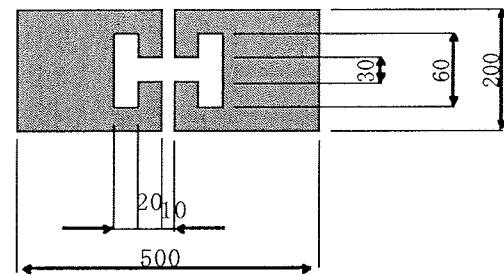


図-3.3.8 試験機の載荷板寸法

荷重により計算される効果よりも大きな影響を受けているものと考えられる。そこで、本検討ではその影響を勘案するために載荷版の面積比を用いて補正を実施することにした。前述のように、本検討で使用された載荷版の有効面積は920cm<sup>2</sup>であるのに対し、土木研究所の試験機の載荷版の面積が1,000cm<sup>2</sup>であることから、面圧は1000/920≒1.09倍となるので、ここでは実際の荷重を1.09倍にして評価を行うことにした。この補正を実施した結果を図-3.3.9に示す。

この図を見ると、荷重比が大きいグループ(P/P<sub>sx</sub>≧0.6)のデータは大阪大学のS-N曲線に近づき、荷重比が小さいグループ(P/P<sub>sx</sub>≦0.6)は土木研究所のS-N曲線の上に位置することがわかる。これは本試験機で使用した載荷版が期待通りの性能を発揮した結果、荷重比が大きい範囲では土木研究所の試験機と異なり載荷版端部にせん断力の集中という現象が発生しなかった結果、補正さ

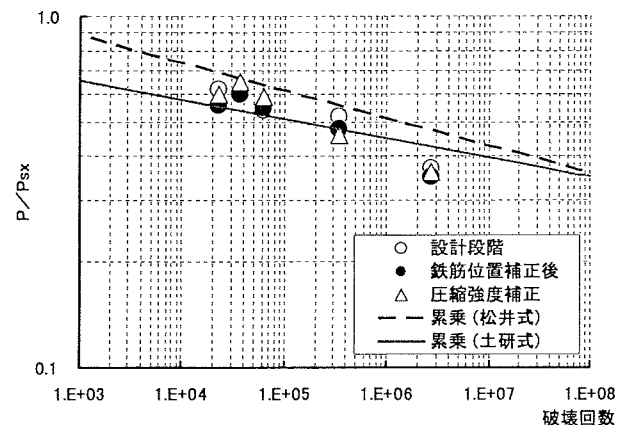


図-3.3.5 圧縮強度による補正結果

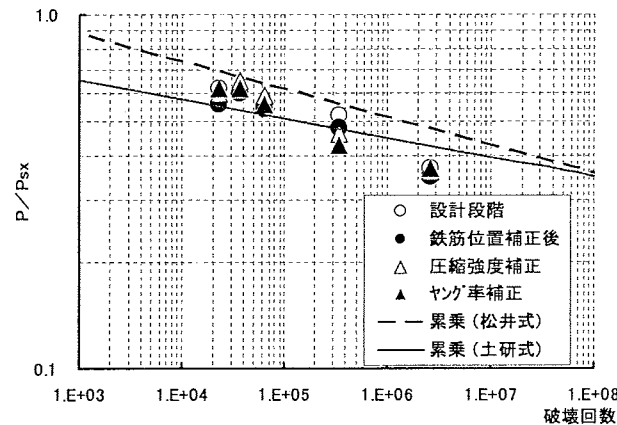


図-3.3.6 ヤング係数の補正結果

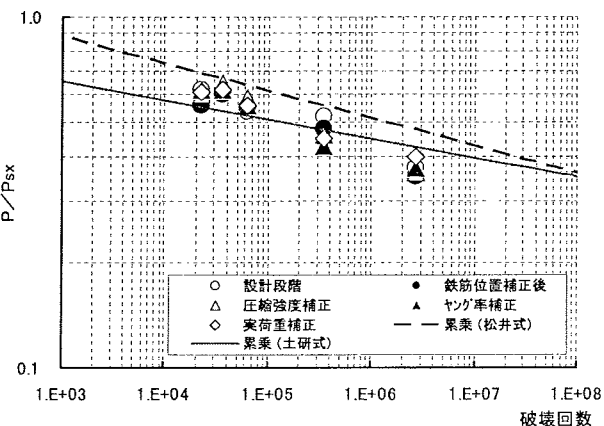


図-3.3.7 荷重実測値を用いた補正結果

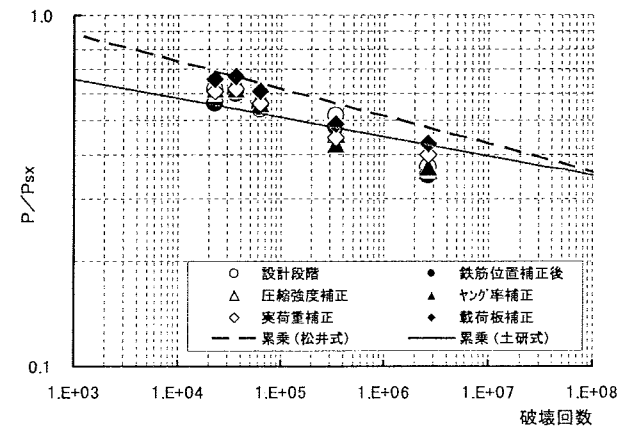


図-3.3.9 載荷版の違いによる補正の結果

れたデータが大阪大学のS-N曲線に近づいたものと考えられる。他方、荷重比が小さい範囲では土木研究所方式の載荷版でも載荷版とRC床版の曲率に顕著な差が出ないため、今回使用した載荷版との大きな差がなくなった結果であると考えられる。この段階で本検討において収集された試験データと既往の試験データの間である程度の補正ができたとみなせるが、この段階では走行試験時の荷重レベルによって傾向が異なる2本のS-N曲線を用いて評価しなくてはならないということになり、評価法として合理的であるかどうかという点に関して疑問が残る。そこで本検討ではさらに載荷板幅と床版支間に着目した補正を行い、単独のS-N曲線で今回得られた試験結果を評価できるのかどうかを確認することにした。

### (6) 載荷板幅と床版支間による補正

本検討では単独のS-N曲線での評価を実施するために載荷板幅と床版支間の大小関係による影響に着目し補正を試みることにした。今回の検討では荷重比が大きいグループ(P/P<sub>sx</sub>≧0.6)のデータが大阪大学のS-N曲線に近いこと、荷重比が小さいグループのデータでも大阪大学のS-N曲線から離れていないことから、評価を行うための単独のS-N曲線として大阪大学のS-N曲線を用いることを想定して補正を実施することにした。

今回の補正では本検討で実施された走行試験の支持条件と大阪大学の走行試験の支持条件を比較、検討した。

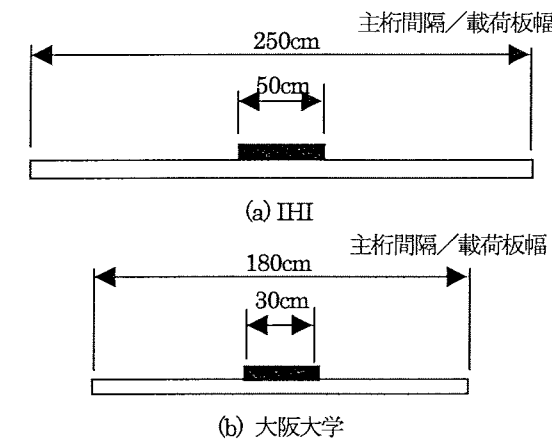


図-3.3.10 載荷板幅と床版支間の比較

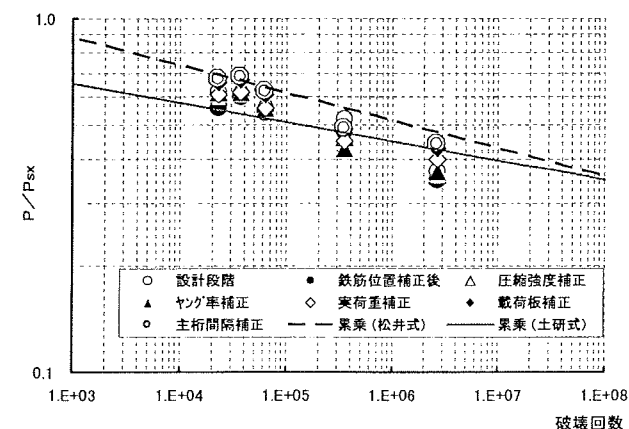


図-3.3.11 載荷板幅と床版支間による補正の結果

これらの試験における支持条件を図-3.3.10に示す。この図を見ると明らかのように、本検討で実施した試験と大阪大学で実施された試験では床版支間と載荷板幅の比が異なっている。ここで、この影響により床版に作用するせん断力を計算により求め比較すると、本検討で実施した走行試験の条件(床版支間/載荷板幅=5.0)のほうが大阪大学で実施された試験の条件(床版支間/載荷板幅=6.0)よりも大きなせん断力が作用することがわかり、その比は1.014であることがわかった。そこで、この結果をもとに試験データの補正を行った結果を図-3.3.11に示す。この図を見ると、P/P<sub>sx</sub>=0.5付近のデータが少し離れてはいるが、それ以外のデータは大阪大学のS-N曲線に十分に近く、今回得られたデータの疲労耐久性をこの曲線により評価することが可能であると結論した。

### 3.3.6 検討結果のまとめ

上記の検討の結果を以下にまとめる。

- (1) 本試験で採用した2分割型の載荷版を用いることにより、P/P<sub>sx</sub>が大きい範囲においてもせん断力の集中による影響を回避することができた。
- (2) 今回用いた試験機によるデータに関して、鉄筋位置・床版厚、圧縮強度、ヤング率、荷重、載荷版面積、載荷板幅と床版支間の関係、の6項目に関する補正を実施すれば既往のS-N曲線を用いて疲労耐久性の評価を行うことが可能である。
- (3) 今回の一連の検討の結果から、RC床版の輪荷重走行試験結果を単独のS-N曲線で評価する場合、その曲線は松井の提案式とほぼ一致することがわかった。(図-3.3.12参照)

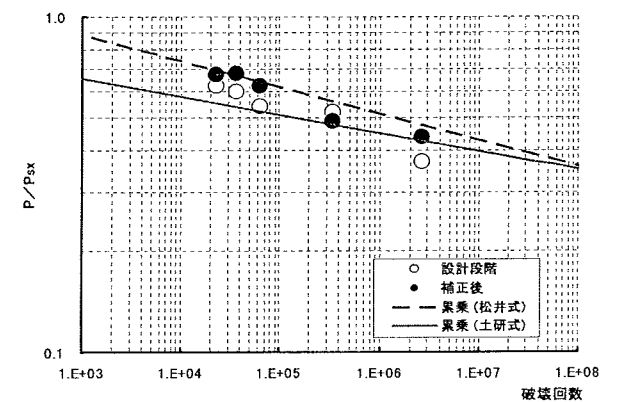


図-3.3.12 補正によるデータの移動

## 第4章 床版の解析的検討

### 4.1 床版の解析方法

輪荷重走行試験のデータを整理したり、輪荷重走行試験結果と実橋床版との対応関係を調べたりする上で、床版の断面力やたわみの計算値を求めることは有益な判断材料の1つとなる。

輪荷重分科会では、床版のたわみや断面力を簡単な操作で求めることができるプログラムを作成した。ここでは、このプログラムの機能ならびに操作方法について説明する。解析理論は4.3に詳述する。

#### 4.1.1 概要

本プログラムでは、薄板理論に基づく床版のたわみと断面力を計算する。数値計算には、4.3.2に示すフーリエ級数解法を採用している。板剛性の異方性も考慮され

ており、直交異方性板と等方性板のいずれも解析が可能である。

本プログラムは Microsoft Excel2000 の VBA (Visual Basic for Application) で作成しているため、Excel2000 がインストールされたパソコンであれば、プログラムのコンパイル作業等を必要とせずに実行できる。

なお、本プログラムは、FORTRAN77 で書かれたオリジナル・コードを VBA に移植したものである。

#### 4.1.2 解析機能

本プログラムは、矩形の平面形状を有する床版を対象としており、境界条件は4辺単純支持版、または、2辺単純支持・2辺弾性支持（横桁の曲げ剛性を考慮）を取り扱うことができる。床版に作用させる輪荷重は、床版上の任意の位置に1輪だけ考慮できる。なお、本プログラムの解析手法は微小変形理論にもとづく線形解析なので、複数の輪荷重の解析が必要な場合には、1輪毎の解

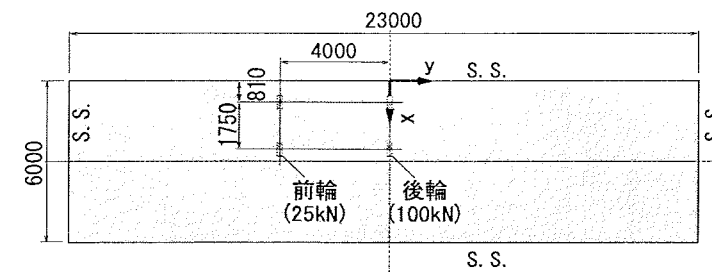


図-4.1.2 解析モデル (計算例①)

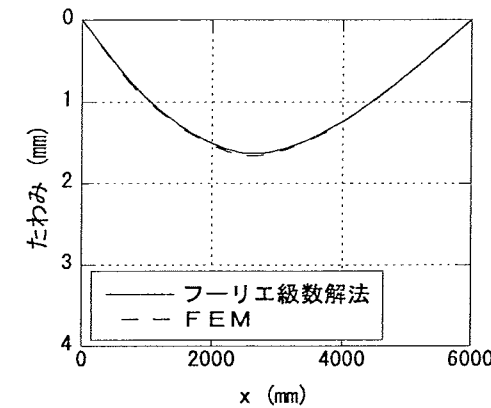


図-4.1.3 たわみ分布 (計算例①, y=0 ライン上)

表-4.1.1 床版の入力データ (計算例①)

項目	単位	値
床版厚	mm	260
主筋断面の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup> /mm	2.81 × 10 <sup>6</sup>
配筋断面の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup> /mm	2.26 × 10 <sup>6</sup>
コンクリートのヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	2.0 × 10 <sup>4</sup>
コンクリートのポアソン比		0.167

注1) 断面二次モーメントはコンクリート換算値  
注2) FEM では、板剛性が等価になるように、ヤング係数とポアソン比を調整して入力

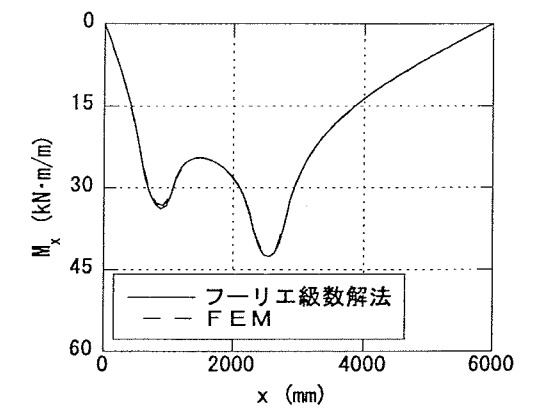


図-4.1.4 曲げモーメント分布 (計算例①, y=0 ライン上)

**計算条件**

単位: mm

**<材料特性>**  
 コンクリートのヤング係数: 2.42E+04 N/mm<sup>2</sup>  
 コンクリートのポアソン比: 0.167  
 横梁(鋼材)のヤング係数: 2.00E+05 N/mm<sup>2</sup>

**<境界条件>**  
 2辺単純, 2辺弾性支持 → IALL=0  
 4辺単純支持 → IALL=1  
 IALL=

**<床版断面の取扱い>**  
 コンクリート全断面有効・等方性(断面二次モーメントは内部計算) → ISTATE=1  
 床版1m幅当たりの断面二次モーメントを手入力 → ISTATE≠1  
 ISTATE=

**<断面剛性>**  
 床版の断面二次モーメント (x方向): 0.00E+00 mm<sup>4</sup>/m  
 床版の断面二次モーメント (y方向): 0.00E+00 mm<sup>4</sup>/m  
 注1) ISTATE=1ならば、入力不要  
 注2) 鉄筋考慮の場合は、コンクリート換算で断面二次モーメントを入力  
 横梁1の断面二次モーメント: 2.02E+08 mm<sup>4</sup>  
 横梁2の断面二次モーメント: 2.02E+08 mm<sup>4</sup>

**出力制御**

単位: mm

図-4.1.1 入力画面

析を行い、解を重ね合わせることで複数輪荷重の解を得ることができる。

#### 4.1.3 データ入力と結果出力

計算条件のデータを Excel のワークシートに入力する。床版の寸法、輪荷重載荷位置、材料特性、床版の支持条件(境界条件)、床版の剛性、横桁の剛性をワークシート上の雛型に入力する。解析結果を出力する位置についても同様に入力する。入力画面の例を図-4.1.1に示す。

解析結果は、入力データと同じワークシート上に表形式で出力される。出力項目は、たわみと断面力(曲げモーメント、せん断力)である。

級数解法による本プログラムの妥当性を検証するために行った2つの計算例を以下に示す。対象とする床版は比較的支間が大きな合成床版であり、本プログラムと汎用FEMとの比較を行った。

#### 4.1.4 計算例①

実橋規模のモデル(4辺単純支持板)に、T-25 荷重1台を偏載荷した場合について、薄板理論のプログラムで計算した。床版支間は6mとし、鋼・コンクリート合成床版を想定した剛性を与えた。モデル形状を図-4.1.2に、床版の入力データを表-4.1.1に示す。

また、同じ計算を汎用FEMプログラム ANSYS Rev.5.6でも行い結果を比較した。汎用FEMでは、板の横せん

断変形が考慮できるシェル要素を使用し、幾何学的非線形性は考慮しない線形計算を行った。

解析結果として、主桁支間の中央位置での床版のたわみ分布を図-4.1.3に、橋軸直角方向曲げモーメント分布( $M_x$ 分布)を図-4.1.4に示す。

これらの図から、たわみ、断面力とも Excel 上で動作する本プログラムと、汎用FEMの結果は一致しており、VBAに移植された本プログラムの動作が検証できた。

また、図-4.1.1に示した通り、本プログラムで解析する場合の入力項目は必要最小限であり、FEMの場合に必要なメッシュ分割などの前処理は不要である。

#### 4.1.5 計算例②

計算例①のモデルに、床版厚  $h=180\text{mm}$ ,  $h=260\text{mm}$  の薄板理論・直交異方性版 (thin\_ort) と床版厚を  $h=180\sim 260\text{mm}$  の変断面を立体FEMで行い結果を比較した。

FEM 解析では、コンクリートをソリッド要素、底鋼板・横リブをシェル要素でモデル化し、コンクリートは完全合成とした。

##### (1) たわみ分布

図-4.1.7に級数解による床版厚  $h=180\text{mm}$  と  $h=260\text{mm}$  および変断面のFEM解析結果を示す。支間中央位置でのたわみ分布は、級数解による  $h=180\text{mm}$  と  $h=260\text{mm}$  の中間値にFEM解析による変断面 ( $h=180\sim 260\text{mm}$ ) のたわみ分布となった。

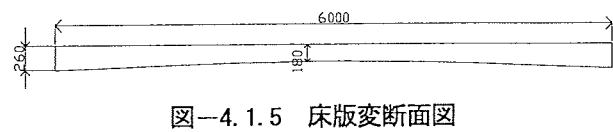


図-4.1.5 床版変断面図

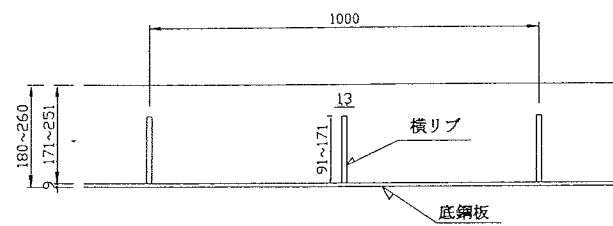


図-4.1.6 合成床版断面図

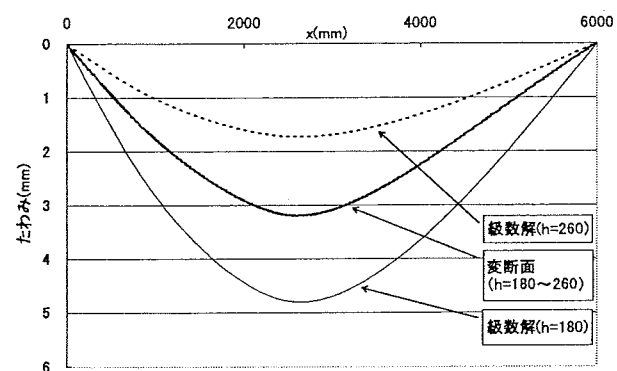


図-4.1.7 たわみ分布

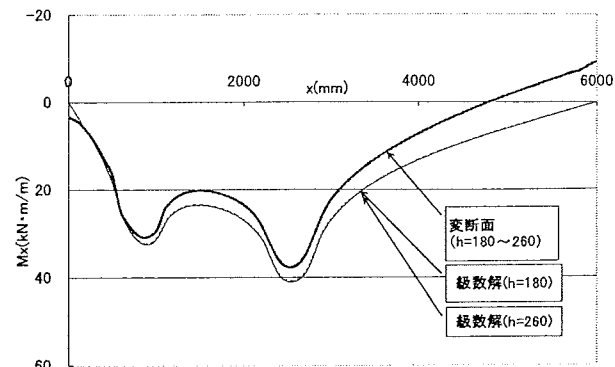


図-4.1.8 橋軸直角方向曲げモーメント分布 (M<sub>x</sub>分布)

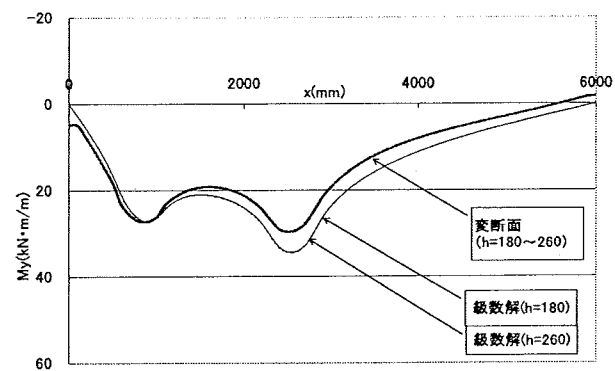


図-4.1.9 橋軸方向曲げモーメント分布 (M<sub>y</sub>分布)

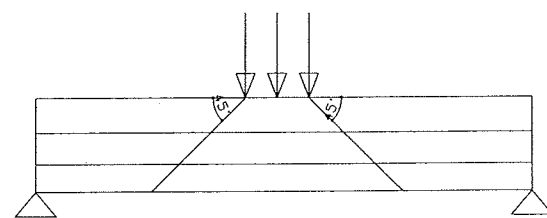


図-4.1.10 応力分布

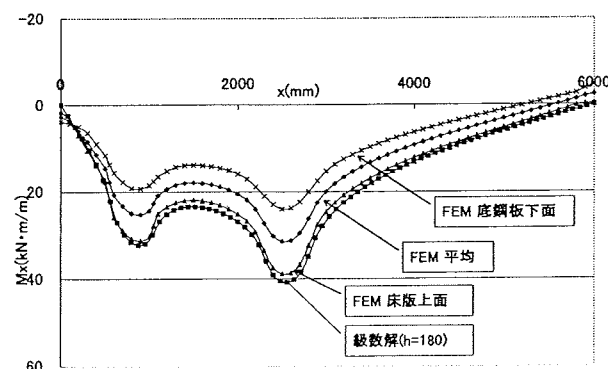


図-4.1.11 FEM 各部の曲げモーメント

(2) 曲げモーメント分布

図-4.1.8に橋軸直角方向曲げモーメント分布 (M<sub>x</sub>分布) および図-4.1.9に橋軸方向曲げモーメント分布 (M<sub>y</sub>分布) 図を示す。

はり理論のもとに FEM 解析による応力度から逆算した断面力分布 (床版上面と底鋼板下面の平均) は、級数解と比べて小さい値となっている。

$$\sigma = \frac{M}{I} y \rightarrow M = \frac{I}{y} \sigma$$

これは、図-4.1.10に示すように応力が 45° 分布で床版上面から底鋼板下面に球根状に広がり拡散すること、変断面のため軸力が生じるためである。

図-4.1.11に示すように荷重載荷点上の床版上面の応力度から求めた断面力は級数解にほぼ一致しており、下方に行くに従い応力 (断面力) は小さい値となり、荷重作用点直下の応力 (→断面力) 分布と整合性が取れる結果となる。

4.2 支持桁の不等沈下による床版の付加曲げモーメントの検討

4.2.1 概要

床版が3本以上の桁で支持されている場合、各桁の間で不等沈下が生じることにより各桁間のたわみ分布が直線的でなくなると、そのたわみ差により床版に曲げモーメントが生じる。この影響が無視できない場合には、支持桁の不等沈下によって生じる付加曲げモーメント (以下、単に付加曲げモーメントと呼ぶ) を考慮して床版の設計を行う必要がある。道路橋示方書<sup>1)</sup>においては、付加曲げモーメントに関して文献2)を参考にしてもよいとされている。

文献2)には、鉄筋コンクリート床版を対象とした格子計算によって求められた解析結果が計算表として掲載されており、設計者はこの計算表と補間計算によって付加曲げモーメント値を得ることができる。

一方、文献3)において、同じく鉄筋コンクリート床版を対象とした FEM 解析結果に基づいた付加曲げモーメント算定式が提案されている。文献2)およびその一連の研究、文献3)における研究以外には、一般的な付加曲げモーメントに関する研究結果は見受けられない。

本節では、サンプル橋梁を設定し文献2)および3)に従い、付加曲げモーメントの算出例を示す。

4.2.2 サンプル橋梁

計算の対象とするサンプル橋梁を設定した。サンプル橋梁の諸元を表-4.2.1に示す。

4.2.3 文献2)による付加曲げモーメントの算出

文献2)による付加曲げモーメントの算出に必要なパラメータは表-4.2.2に示す7個である。表-4.2.2中の基準断面2次モーメントは支持桁の支間長と床版支間長に応じて与えられる。付加曲げモーメント算出の手順は以下のとおりである。以下の計算例では、橋軸方向 L/4 位置 (支点と分配横桁の中央位置) での付加曲げモーメントである。

表-4.2.1 サンプル橋梁の諸元

形式	単純非合成鉄桁
主桁本数 (断面2次モーメント)	4本 (305331cm <sup>4</sup> )
支間長	12m
床版形式	鉄筋コンクリート床版
床版厚, 床版支間長	19cm, 2.0m
平面線形	R=∞
斜角	90° 00' 00"
分配横桁 (断面2次モーメント)	支間中央に1か所 (120000cm <sup>4</sup> )

メントである。

- ① 表-4.2.2の各パラメータ値について、各パラメータ値に近い値 (格子解析が行われているパラメータ値) に対応する曲げモーメント値を、文献2)に掲載されている曲げモーメント表から求める (表-4.2.3の”M<sub>2</sub>”の欄)。
- ② ①で求めた曲げモーメント値をもとに補間計算を行うことによって、表-4.2.2のパラメータ値に対応する付加曲げモーメントを求める (表-4.2.3の”M<sub>2</sub>の補間”の欄)。補間計算に使用した計算表を表-4.2.3に示す。補間計算によって、付加曲げモーメント 6.68kN・m/m (0.682tf・m/m) が求められる。
- ③ ②で求められた付加曲げモーメントは支持桁位置における値であるので、床版支間における値に換算する。支持桁本数が4本の場合は式(4.2.1)によって換算する。

$$M = \frac{9}{8} M_2 \quad (4.2.1)$$

ここで、M : 床版支間部の曲げモーメント  
M<sub>2</sub> : 支持桁位置の曲げモーメント

式(4.2.1)により、床版支間部の付加曲げモーメント M=7.52kN・m/m (0.767tf・m/m) が求められる。

4.2.4 文献3)による付加曲げモーメントの算出

文献3)には単純版、連続版および片持版について活荷重曲げモーメント式が提案されている。そのうち連続版中間支間における床版支間方向の曲げモーメント式を式(4.2.2)に示す。式(4.2.2)の第1項は不等沈下のない連続版の曲げモーメント、第2項が支持桁の不等沈下により生じる付加曲げモーメントである。

表-4.2.2 文献2)の計算に必要なパラメータ

内桁の断面2次モーメント (I <sub>0</sub> ) と基準断面2次モーメント (I <sub>m</sub> ) の比	I <sub>0</sub> /I <sub>m</sub> =3.39 (I <sub>0</sub> =305331cm <sup>4</sup> , I <sub>m</sub> =90000cm <sup>4</sup> )
外桁の断面2次モーメント (I <sub>1</sub> ) と内桁の断面2次モーメント (I <sub>0</sub> ) の比	I <sub>1</sub> /I <sub>0</sub> =1.0 (I <sub>1</sub> =I <sub>0</sub> =305331cm <sup>4</sup> )
横桁の断面2次モーメント (I <sub>Q</sub> ) と内桁の断面2次モーメント (I <sub>0</sub> ) の比	I <sub>Q</sub> /I <sub>0</sub> =0.393 (I <sub>Q</sub> =120000cm <sup>4</sup> , I <sub>0</sub> =305331cm <sup>4</sup> )
支持桁の本数	N=4本
支持桁の支間長	L=12m
床版支間長	H=2m
床版厚	T=19cm



表-4.2.3 計算表

N=4, H=2.0									
T		0.17				0.22			
I <sub>0</sub> /I <sub>m</sub>		2.0		4.0		2.0		4.0	
L		12		12		12		12	
I <sub>1</sub> /I <sub>0</sub>		1.0		1.0		1.0		1.0	
I <sub>0</sub> /I <sub>0</sub>		0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.5
M <sub>2</sub>		0.9492	0.6602	0.6105	0.3790	1.4058	1.1254	0.9934	0.7010
M <sub>2</sub> の補間	I <sub>0</sub> /I <sub>0</sub> =0.393	0.7375		0.4409		1.2004		0.7792	
	I <sub>1</sub> /I <sub>0</sub> =1.0	0.7375		0.4409		1.2004		0.7792	
	L=12	0.7375		0.4409		1.2004		0.7792	
	I <sub>0</sub> /I <sub>m</sub> =3.39	0.5314				0.9077			
	T=0.19					0.6819			

表-4.2.4 文献3)による付加曲げモーメント算出に使用した値

床版支間長	b=2.0m
1後輪荷重	P=8.0tf
支持桁の曲げ剛性	EI=641×10 <sup>9</sup> kgf・cm <sup>2</sup> (E=2.1×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> , I=305331cm <sup>4</sup> )
支持桁の支間長	L=6m (横桁間隔)
床版の主鉄筋方向の板剛性	D <sub>x</sub> =3670×10 <sup>6</sup> kgf・cm <sup>2</sup> /m

$$M_x = (0.035b + 0.66)M_{x0} + (0.260/H + 0.020b + 0.020)P \quad (4.2.2)$$

$$M_{x0} = (0.08b + 0.07)P \quad (4.2.3)$$

$$H = \frac{EI}{LD_x} \quad (4.2.4)$$

ここで、M<sub>x</sub>:連続版中間支間における床版支間方向の曲げモーメント  
 b:床版支間長(m)  
 M<sub>x0</sub>:式(4.2.3)に示す衝撃を含まない単純版の曲げモーメント  
 H:式(4.2.4)に示す相関剛比  
 P:1後輪荷重(tf)  
 EI:支持桁の曲げ剛性  
 L:支持桁の支間長  
 D<sub>x</sub>:床版の主鉄筋方向の板剛性

式(4.2.2)の第2項と表-4.2.4に示す値より、衝撃を含まない付加曲げモーメント 5.40kN・m/m(0.551tf・m/m)が求められる。式(4.2.5)に示す衝撃係数による割り増しを考えると、7.33kN・m/m(0.748tf・m/m)となる。

$$i = \frac{20}{50 + L} \quad (4.2.5)$$

#### 4.2.5 まとめ

床版支持桁の不等沈下によって生じる床版の付加曲げモーメントについて、文献2)および3)にしたがって計算を行った。その結果、両者の結果は近い値となった。

床版による荷重分配には、床版のねじり剛性の寄与が大きいと考えられる。しかし道路橋示方書における付加曲げモーメントの算出のベースとなっている格子計算では、この効果が正確に表現できていない可能性がある。ただ、鉄筋コンクリート床版を対象とした、文献2)および3)による付加曲げモーメントの算出結果は近い値となり、通常の設計においては、これまでの道路橋示方書による設計法で問題はないと考えられる。

一方、近年計算対象とした鉄筋コンクリート床版以外にも、プレストレストコンクリート床版や鋼・コンクリート合成床版などの様々な構造をもつ床版が用いられることが多くなっている。またコンピュータに関する技術が進歩し、有限要素法による構造解析が設計ツールとして使用できるレベルになっている。今後、床版支間が大きい、また新形式の床版を適用する橋梁においては、桁と床版をモデル化した有限要素法による構造解析を対象とした包括的な設計法を適用することが望ましい。

### 4.3 板問題に関する参考資料

#### 4.3.1 板問題に関する基礎式の誘導

平板理論は3次元弾性論における6つの応力(σ<sub>x</sub>, σ<sub>y</sub>, σ<sub>z</sub>, τ<sub>xy</sub>, τ<sub>xz</sub>, τ<sub>yz</sub>)、6つのひずみ(ε<sub>x</sub>, ε<sub>y</sub>, ε<sub>z</sub>, γ<sub>xy</sub>, γ<sub>xz</sub>, γ<sub>yz</sub>)、および3つの変位(u, v, w)に何らかの制約条件を付加し、それぞれが矛盾しないように構成されている。3次元弾性論に対する厳密解は、上記の15ヶの未知量を以下の偏微分形式からなる条件式、すなわち”応力のつりあい式”(3本), ”ひずみの適合条件式”(6本)と”フックの法則”(6本)を連成して解くことにより導かれる<sup>1)</sup>。板理論を大別すると、①3次元弾性論のみを用いる板理論を厚板理論といい、②板としての特性を考慮して何らかの制約条件、例えば板厚方向のせん断変形を考慮した Reissner 理論、せん断変形に起因する回転慣性項を容認した Mindlin 理論(Timoshenko ばりに対応する板理論)、また、板厚方向のひずみも考慮した Kromm 理論等は中等厚板理論として位置づけられている。③さらに制約条件が課されたものに周知の薄板理論が挙げられる<sup>2)</sup>。

以下では等方性薄板理論の基礎微分方程式の誘導を試みる。

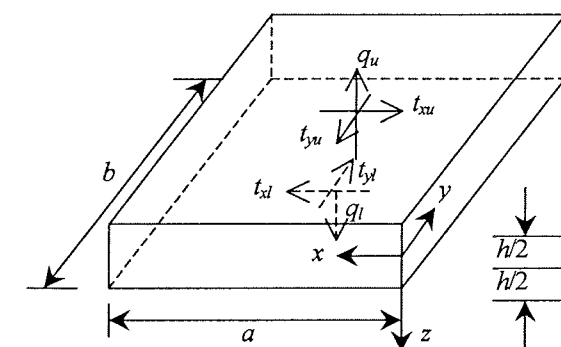


図-4.3.1 板の形状と荷重

薄板理論は2つの制約条件に基づいて展開される。

- a) 板厚方向(z方向)の変位 w を一定とする。
- b) 板厚方向のせん断変形 γ<sub>xz</sub> と γ<sub>yz</sub> を無視する。

図-4.3.1に板の表面に作用する外荷重(単位面積当たりの力=応力と同じ次元)を示し、座標系を板の中央面にとる。図中、q<sub>u</sub>は輪荷重、t<sub>xu</sub>とt<sub>yu</sub>は制動荷重、q<sub>l</sub>は桁との鉛直方向の伝達力、t<sub>xl</sub>とt<sub>yl</sub>は桁との水平方向(ずり止め作用)の伝達力を想定している。

薄板理論における変位とひずみの関係式を以下に示す。

$$\epsilon_x = \partial u / \partial x \quad (4.3.1-1)$$

$$\epsilon_y = \partial v / \partial y \quad (4.3.1-2)$$

$$\gamma_{xy} = \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \quad (4.3.1-3)$$

$$\gamma_{xz} = \partial w / \partial x + \partial u / \partial z \quad (4.3.1-4)$$

$$\gamma_{yz} = \partial w / \partial y + \partial v / \partial z \quad (4.3.1-5)$$

ここで、∂/∂x, ∂/∂y はそれぞれ x, y 方向の偏微分を意味する。

次に平面応力場での等方弾性体のフックの法則は以下のように与えられる。

$$\sigma_x = E(\epsilon_x + \nu\epsilon_y) / (1 - \nu^2) \quad (4.3.2-1)$$

$$\sigma_y = E(\epsilon_y + \nu\epsilon_x) / (1 - \nu^2) \quad (4.3.2-2)$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = E\gamma_{xy} / \{2(1 + \nu)\} \quad (4.3.2-3)$$

ここで、E: 弾性係数、G: せん断弾性係数、ν: ポアソン比

応力のつりあい式は微小要素のつりあいから得られ、物体力(単位体積当たりの力)を無視すれば、

$$\partial \sigma_x / \partial x + \partial \tau_{xy} / \partial y + \partial \tau_{xz} / \partial z = 0 \quad (4.3.3-1)$$

$$\partial \tau_{xy} / \partial x + \partial \sigma_y / \partial y + \partial \tau_{yz} / \partial z = 0 \quad (4.3.3-2)$$

$$\partial \tau_{xz} / \partial x + \partial \tau_{yz} / \partial y + \partial \sigma_z / \partial z = 0 \quad (4.3.3-3)$$

はりや板の理論は、通常断面力を中心に据えて構成されている。断面力と応力との関係式は以下のように定義されており、式中の積分範囲は板の下縁(z=h/2)から上縁(z=-h/2)としている。

$$M_x = \int \sigma_x \cdot z \cdot dz \quad (4.3.4-1)$$

$$M_y = \int \sigma_y \cdot z \cdot dz \quad (4.3.4-2)$$

$$M_{xy} = \int \tau_{xy} \cdot z \cdot dz \quad (4.3.4-3)$$

$$Q_x = \int \tau_{xz} \cdot dz \quad (4.3.4-4)$$

$$Q_y = \int \tau_{yz} \cdot dz \quad (4.3.4-5)$$

$$N_x = \int \sigma_x \cdot dz \quad (4.3.4-6)$$

$$N_y = \int \sigma_y \cdot dz \quad (4.3.4-7)$$

$$N_{xy} = \int \tau_{xy} \cdot dz \quad (4.3.4-8)$$

微小変形理論で示されるひずみの定義式(4.3.1-1~5)に変位に係わる2次項 ∂<sup>2</sup>u/∂x<sup>2</sup> や (∂u/∂x)<sup>2</sup> 等の非線形項を考慮すれば、有限変形理論下での板理論に拡張できる。この理論は大きな変形をともなう座屈問題や塑性問題に用いられている。

以下で展開される薄板理論では線形項のみを扱っているので、板問題は(1) 曲げ問題と(2) 引張問題とに分離され互いに独立であるが、有限変形理論ではこれらの問題は互いに連成項を含んだ式系になる。

まず曲げ問題について述べる。

#### (1) 曲げ問題

本節では板の面外変形、すなわち、たわみ、曲げモーメントおよびせん断力を対象としている。

式(4.3.3-1)の両辺に z を乗じ、板の下縁(z=h/2)から上縁(z=-h/2)まで部分積分すれば、断面力に関する x 方向のつりあい式が得られる。

$$\int \partial \sigma_x / \partial x \cdot z dz + \int \partial \tau_{xy} / \partial y \cdot z dz + \int \partial \tau_{xz} / \partial z \cdot z dz = 0$$

$$\partial M_x / \partial x + \partial M_{xy} / \partial y + t_{xi} \cdot h/2 + t_{xu} \cdot h/2 - Q_x = 0$$

$$\partial M_x / \partial x + \partial M_{xy} / \partial y - Q_x = -t_{xp} \cdot h/2 \quad (4.3.5-1)$$

ここで,  $t_{xp} = t_{xi} + t_{xu}$   
 $y$  方向についても同様にすれば,  
 $\partial M_{xy} / \partial x + \partial M_y / \partial y - Q_y = -t_{yp} \cdot h/2 \quad (4.3.5-2)$

ここで,  $t_{yp} = t_{yi} + t_{yu}$

式(4.3.3-3)を下縁( $z=h/2$ )から上縁( $z=-h/2$ )まで部分積分すると,

$$\int \partial \tau_{xz} / \partial x \cdot dz + \int \partial \tau_{yz} / \partial y \cdot dz + \int \partial \sigma_z / \partial z \cdot dz = 0$$

$$\partial Q_x / \partial x + \partial Q_y / \partial y + q_i - q_u = 0$$

$$\partial Q_x / \partial x + \partial Q_y / \partial y = -q_m \quad (4.3.5-3)$$

ここで,  $q_m = q_i - q_u$

一方, 板の変形状態を考えると, 制約条件より板厚方向のせん断変形  $\gamma_{xz}$  は零である. すなわち,  $\gamma_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x = 0$  より, 以下の関係式が求められる.

$$\partial u / \partial z = -\partial w / \partial x$$

両辺を  $z=0$  から任意点  $z$  まで積分すれば, 板厚方向の任意点での  $x$  方向の変位  $u$  が得られる.

$$u|_{z=z} - u|_{z=0} = -z \cdot \partial w / \partial x$$

$$u = u_0 - z \cdot \partial w / \partial x \quad (4.3.6)$$

ここで,  $u_0$  は  $z=0$  での  $x$  方向の水平変位  
同様に,  $v = v_0 - z \cdot \partial w / \partial y \quad (4.3.7)$

ここで,  $v_0$  は  $z=0$  での  $y$  方向の水平変位

式(4.3.6)と(4.3.7)ははり問題で Bernoulli が誘導した「平面保持の仮定」の数式化であり, 板理論においては Kirchhoff-Love の仮定として知られている.

式(4.3.6)と(4.3.7)を式(4.3.1)に代入すれば,

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \partial u_0 / \partial x - z \cdot \partial^2 w / \partial x^2 \\ \varepsilon_y = \partial v_0 / \partial y - z \cdot \partial^2 w / \partial y^2 \\ \gamma_{xy} = \partial u_0 / \partial y + \partial v_0 / \partial x - 2z \cdot \partial^2 w / \partial x \partial y \end{cases} \quad (4.3.8)$$

式(4.3.8)を式(4.3.2-1~3)に代入すれば, 応力とたわみ  $w$  の関係式が得られる.

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} \left( \frac{\partial u_0}{\partial x} + \nu \frac{\partial v_0}{\partial y} \right) - \frac{E \cdot z}{1-\nu^2} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} \left( \frac{\partial v_0}{\partial y} + \nu \frac{\partial u_0}{\partial x} \right) - \frac{E \cdot z}{1-\nu^2} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ \tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} + \frac{\partial u_0}{\partial y} \right) - \frac{E \cdot z}{1+\nu} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{cases} \quad (4.3.9)$$

曲げモーメント  $M_x$  は式(4.3.9)を式(4.3.4-1)に代入し, 積分することから得られる.

$$M_x = -D(\partial^2 w / \partial x^2 + \nu \cdot \partial^2 w / \partial y^2) \quad (4.3.10-1)$$

同様に,  $M_y = -D(\partial^2 w / \partial y^2 + \nu \cdot \partial^2 w / \partial x^2) \quad (4.3.10-2)$

$$M_{xy} = -D(1-\nu) \cdot \partial^2 w / \partial x \partial y \quad (4.3.10-3)$$

ここに,  $D = Eh^3 / \{12(1-\nu^2)\}$ : 板剛性

せん断応力  $\tau_{xz}$  と  $\tau_{yz}$  はフックの法則によれば, それぞれ  $\tau_{xz} = G\gamma_{xz}$  および  $\tau_{yz} = G\gamma_{yz}$  と表される. また制約条件からせん断変形  $\gamma_{xz}$  と  $\gamma_{yz}$  はいずれも零と仮定されている. これらを矛盾なく構成するために, 鉛直方向のせん断弾性係数を  $G$  から  $G_z$  に変更し, かつせん断弾性係数  $G_z$  の値を無限大とする仮定を導入すれば, せん断応力は不定形の計算となり, 応力はある有限の値に留まる. またせん断弾性係数  $G_z$  を無限大にとれば, 鉛直方向のひずみ  $\varepsilon_z = \partial w / \partial z$  も零に漸近する. このことはもう1つの制約条件である変位  $w$  が板厚方向に一定であるとする仮定とも符合する.

せん断応力  $\tau_{xz}$  と  $\tau_{yz}$  の板厚方向の分布状態は, 式(4.3.9)によれば応力  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  はそれぞれ  $z$  に関して一次関数で表現されるので, 式(4.3.3-1, 2)によれば  $z$  について高々二次関数で与えられると推測される. そこで応力  $\tau_{xz}$  の分布形状を  $az^2 + bz + c$  とおけば, 係数  $a, b, c$  は次の3つの条件式を満足しなければならない.

$$\begin{aligned} z=h/2; \tau_{xz} &= t_{xb} \\ z=-h/2; \tau_{xz} &= t_{xb} \\ \int \tau_{xz} \cdot dz &= Q_x \end{aligned} \quad (4.3.11)$$

式(4.3.11)より係数  $a, b, c$  が求められ, せん断応力  $\tau_{xz}$  と  $\tau_{yz}$  の分布形状は次のように得られる.

$$\begin{cases} \tau_{xz} = 3Q_x \cdot \frac{1-4z^2/h^2}{2h} + \frac{z}{h} t_{xm} - t_{xp} \frac{1-12z^2/h^2}{4} \\ \tau_{yz} = 3Q_y \cdot \frac{1-4z^2/h^2}{2h} + \frac{z}{h} t_{ym} - t_{yp} \frac{1-12z^2/h^2}{4} \end{cases} \quad (4.3.12)$$

ここで,  $t_{xm} = t_{xi} - t_{xu}$ ,  $t_{ym} = t_{yi} - t_{yu}$

式(4.3.5-1)と(4.3.5-2)を式(4.3.5-3)に代入すれば, 断面力  $M_x, M_y, M_{xy}$  に関するつりあい式が得られる. さらに式(4.3.10-1~3)を用いれば, 板のたわみに関する基礎微分方程式が求められる.

$$D \cdot \Delta \Delta w = q_m + h/2 \cdot (\partial t_{xp} / \partial x + \partial t_{yp} / \partial y) \quad (4.3.13)$$

ここで,  $\Delta = \partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial y^2$ ; 2次元のラプラシアン

因みに, せん断力  $Q_x$  と  $Q_y$  は次のように示される.

$$\begin{cases} Q_x = -D \cdot \partial \Delta w / \partial x + h/2 \cdot t_{xp} \\ Q_y = -D \cdot \partial \Delta w / \partial y + h/2 \cdot t_{yp} \end{cases} \quad (4.3.14)$$

また自由辺での境界条件を処理するために, Thomson と Tait は以下のような換算せん断力を導入した.

$$\begin{cases} V_x = Q_x + \partial M_{xy} / \partial y \\ V_y = Q_y + \partial M_{xy} / \partial x \end{cases} \quad (4.3.15)$$

## (2) 引張問題

本節では板の面内変形を対象にしている.

式(4.3.3-1)の両辺を板の下縁( $z=h/2$ )から上縁( $z=-h/2$ )まで部分積分すると, 膜力に関する  $x$  方向のつりあい式が得られる.

$$\int \partial \sigma_x / \partial x \cdot dz + \int \partial \tau_{xy} / \partial y \cdot dz + \int \partial \tau_{xz} / \partial z \cdot dz = 0$$

$$\partial N_x / \partial x + \partial N_{xy} / \partial y + t_{xi} - t_{xu} = 0$$

$$\partial N_x / \partial x + \partial N_{xy} / \partial y = -t_{xm} \quad (4.3.16-1)$$

同様に,  $\partial N_{xy} / \partial x + \partial N_y / \partial y = -t_{ym} \quad (4.3.16-2)$

式(4.3.9)と式(4.3.4-6)によれば, 膜力  $N_x$  は以下のよう  
に得られる.

$$N_x = H(\partial u_0 / \partial x + \nu \cdot \partial v_0 / \partial y) \quad (4.3.17-1)$$

ここで,  $H = Eh / (1-\nu^2)$ ; 延び剛性

同様に, 膜力  $N_y$  と  $N_{xy}$  と面内変位との関係式は次のようになる.

$$N_y = H(\partial v_0 / \partial y + \nu \cdot \partial u_0 / \partial x) \quad (4.3.17-2)$$

$$N_{xy} = (1-\nu)H(\partial u_0 / \partial y + \nu \cdot \partial v_0 / \partial x) \quad (4.3.17-3)$$

式(4.3.17)を式(4.3.16)に代入すれば, 板の中央面における面内変位  $u_0$  と  $v_0$  に関する式系, すなわち変位で表したつりあい式が導かれる.

$$\left\{ 2 \frac{\partial^2}{\partial x^2} + (1-\nu) \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right\} u_0 + (1+\nu) \frac{\partial^2 v_0}{\partial x \partial y} = -\frac{2}{H} t_{xm} \quad (4.3.18-1)$$

$$(1+\nu) \frac{\partial^2 u_0}{\partial x \partial y} + \left\{ (1-\nu) \frac{\partial^2}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right\} v_0 = -\frac{2}{H} t_{ym} \quad (4.3.18-2)$$

上式は2次元問題における Navier の式と呼ばれている. 変位  $u_0$  と  $v_0$  がある関数  $\Phi(x, y)$  と次のような関係にあるとすれば,

$$u_0 = \{(1-\nu) \cdot \partial^2 / \partial x^2 + 2 \cdot \partial^2 / \partial y^2\} \Phi \quad (4.3.19-1)$$

$$v_0 = -(1+\nu) \cdot \partial^2 \Phi / \partial x \partial y \quad (4.3.19-2)$$

この関数の満足すべき基礎微分方程式は以下のよう

示される.

$$H \cdot \Delta \Delta \Phi = -t_{xm} / (1-\nu) \quad (4.3.20)$$

ここで,  $\Delta$  は2次元ラプラシアン

関数  $\Phi(x, y)$  は式(4.3.18-2)において  $t_{ym}=0$  とするとき, この式を自明に満足していることが判る.

次に, 変位  $u_0$  と  $v_0$  が関数  $\Psi(x, y)$  と関連づけられるとき,

$$u_0 = -(1+\nu) \cdot \partial^2 \Psi / \partial x \partial y \quad (4.3.21-1)$$

$$v_0 = \{ 2 \cdot \partial^2 / \partial x^2 + (1-\nu) \cdot \partial^2 / \partial y^2 \} \Psi \quad (4.3.21-2)$$

この関数の基礎微分方程式は

$$H \cdot \Delta \Delta \Psi = -t_{ym} / (1-\nu) \quad (4.3.22)$$

式(4.3.20)や(4.3.22)で示される関数  $\Phi(x, y)$  と  $\Psi(x, y)$  を2次元問題での変位関数という.

平面問題への適用に際して, 板の上・下面に  $x$  方向の荷重  $t_{xi}$  や  $t_{xu}$  のみが存在するとき, 変位関数として  $\Phi(x, y)$  を採用する.

また,  $y$  方向の力だけが作用する場合には関数  $\Psi(x, y)$  のみを用いることになる.

従来, 平面応力問題や平面ひずみ問題の解析では, Airy の応力関数  $F(x, y)$  がよく知られている. この重調和関数では初めに面内の応力が以下の関係式により得られる.

$$\begin{cases} \sigma_x = \partial^2 F / \partial y^2 \\ \sigma_y = \partial^2 F / \partial x^2 \\ \tau_{xy} = -\partial^2 F / \partial x \partial y \end{cases} \quad (4.3.23)$$

床版内に荷重がない場合の関数の基礎微分方程式は,

$$\Delta \Delta F = 0 \quad (4.3.24)$$

式(4.3.23)は応力のつりあい式(4.3.3)を自明に満たしていることが判る.

この関数  $F(x, y)$  を採用する場合, 得られた応力からそれぞれに対応するひずみ  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$  を計算した後に, 面内変位  $u_0$  と  $v_0$  を求めることになる.

すなわち面内変位  $u_0$  と  $v_0$  はひずみ成分を積分することから得られるが, 偏微分方程式系からなる”ひずみの適合条件式”を満足させなければならないので, 煩雑な操作を伴うことにもなり, 一義的に決定されない場合もある.

したがって, 平面問題において境界条件の一部が変位で規定される問題の解析を視野に入れると, 式(4.3.20)や式(4.3.22)で示される変位関数を採択する方が良策であると言える.

### 4.3.2 薄板理論の級数解法

板構造の数値解析には、①代数式や対数関数等の閉じた数式を用いる方法、②三角関数等を用いる級数解法、③微分項を離散点のたわみに置き換える差分法、④仮想仕事の原理や最小仕事の原理に基づく剛性マトリックスを用いる有限要素法、⑤有限要素法と代数関数式を組み合わせる有限帯板法、⑥ポテンシャル論を基本に据える積分方程式法、あるいは境界要素法が主として挙げられる。今日では①と②の方法は正確な値が得られる厳密な解法として容認されており、その他の方法は何らかの近似式に依拠しているために、近似解法として位置づけられている。しかし誰もが使用できる利便性の観点からすれば、①や②の解法は採用される基本関数の性質に大きく左右されるため、基本関数の適用が容易な矩形や円形の形状を有する板問題に限定されていると言われている。近年富みに使用頻度が高まっている、特に高次関数を用いた適合要素による有限要素法の大きな特徴は、種々の形状を持つ床版の解析や、桁と一体化された床版の立体解析、かつ局所的な応力や変形解析に至るまで守備範囲が広く、さらに非線形問題にも対処できる汎用性を有している点であり、前処理および後処理での技術の進歩により一層の利用率を向上させており、今後床版設計を行う上で広範に活用されるものと期待される。

本節では、床版内部の任意点において複数本の桁で支持される矩形床版を例に、フーリエ級数解法による解析手順の誘導を試みる。桁と床版とが連続することを想定して、以下ではフーリエ級数の解法と調和解析法とを組み合わせた手法による有梁板問題に主眼を置く。本解析例は桁と床版とが鉛直方向のみに連続する非合成の結合条件に限定しているが、完全合成の場合にはこの連続条件の他に、桁と平行な方向の変位に関する連続条件を付加した式系を構成すればよい。

等方性床版のたわみは式(4.3.13)より次のような式に帰着される。

$$D \cdot \Delta \Delta w = q_m = q_i - q_u \quad (4.3.25)$$

床版上面で輪荷重  $P$  と、下面には桁  $i$  からの鉛直方向の反力  $q_{li}$  ( $i=1, k$ ) が同時に作用する場合を考える。

調和解析法の採用により、桁からの反力を表す係数  $X_i$  はフーリエ級数の項  $m$  の関数となり、反力は桁の受圧幅にわたって一様に分布していると仮定する。また座標原点を橋軸方向のスパン中央にとり、たわみや曲げモーメントの計算式を導いている。荷重の級数展開は次式のように示される。

$$\begin{cases} q_u = \sum_m \sum_n p_{mn} \sin \alpha_m x \sin \beta_n y_s \\ q_i = \sum_m \sum_n X_i \rho_i \sin \alpha_m x \sin \beta_n y_s \end{cases} \quad (4.3.26)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで,} \\ \alpha_m = m\pi/a, \quad \beta_n = n\pi/b, \quad y_s = y + b/2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_i &= \frac{4}{b\beta_n} \cdot \sin \beta_n B_{bi} \sin \beta_n \eta_{bi} \\ p_{mn} &= \frac{16}{ab\alpha_m\beta_n} \cdot \frac{P}{4uv} \cdot \sin \alpha_m u \sin \beta_n v \sin \alpha_m \xi \sin \beta_n \eta \\ a; & \text{橋軸直角方向のスパン} \\ b; & \text{橋軸方向のスパン} \\ m, n; & \text{フーリエ級数の項} \\ 2u; & \text{輪荷重の橋軸直角方向の載荷幅} \\ 2v; & \text{輪荷重の橋軸方向の載荷幅} \\ \xi; & \text{橋軸直角方向の載荷中心の位置} \\ \eta; & \text{橋軸方向の載荷中心の位置} \\ B_{bi}; & \text{桁 } i \text{ の上フランジの受圧幅} \\ \eta_{bi}; & \text{桁 } i \text{ の配置位置} \end{aligned}$$

なお、 $\sum_m$  と  $\sum_n$  はそれぞれ級数項  $m$  と  $n$  についての総和記号を表し、 $\sum_i$  は桁の本数についての総和記号を意味する。

床版たわみ  $w_p$  は式(4.3.25)から、特解と同時解の和として表される<sup>2)</sup>。

$$\begin{aligned} D \cdot w_p &= \sum_m \left( \sum_n \frac{p_{mn} \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} - \sum_i X_i \sum_n \frac{\rho_i \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \right) \sin \alpha_m x \\ &+ \sum_m (A_m \text{ch} \alpha_m y + B_m \text{sh} \alpha_m y + C_m \alpha_m y \text{ch} \alpha_m y \\ &+ D_m \alpha_m y \text{sh} \alpha_m y) \sin \alpha_m x \end{aligned} \quad (4.3.27)$$

ここで、  
 $\text{ch} \alpha_m y = \cosh \alpha_m y$ ,  $\text{sh} \alpha_m y = \sinh \alpha_m y$ ,  $\gamma^2 = \alpha_m^2 + \beta_n^2$   
 $D$ ; 床版の曲げ剛性  
 $A_m, B_m, C_m, D_m$ ; 床版の橋軸方向の境界条件から決定される積分定数

式(4.3.27)を式(4.3.10)あるいは式(4.3.15)に代入すれば、橋軸直角方向の曲げモーメント  $M_x$ 、橋軸方向の曲げモーメント  $M_y$ 、および橋軸方向の換算せん断力  $V_y$  の級数展開の式が得られる。

$$\begin{aligned} M_x &= \sum_m \left[ \sum_n p_{mn} \left( 1 + \nu \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right) \frac{\sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \right. \\ &- \sum_i X_i \sum_n \rho_i \left( 1 + \nu \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right) \frac{\sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \\ &+ (1 - \nu) \left\{ A_m \text{ch} \alpha_m y + B_m \text{sh} \alpha_m y \right. \\ &+ C_m \left( \alpha_m y \text{ch} \alpha_m y - \frac{2\nu}{1 - \nu} \text{sh} \alpha_m y \right) \\ &+ D_m \left( \alpha_m y \text{sh} \alpha_m y - \frac{2\nu}{1 - \nu} \text{ch} \alpha_m y \right) \left. \right\} \alpha_m^2 \sin \alpha_m x \end{aligned} \quad (4.3.28)$$

$$\begin{aligned} M_y &= \sum_m \left[ \sum_n p_{mn} \left( \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} + \nu \right) \frac{\sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \right. \\ &- \sum_i X_i \sum_n \rho_i \left( \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} + \nu \right) \frac{\sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \\ &- (1 - \nu) \left\{ A_m \text{ch} \alpha_m y + B_m \text{sh} \alpha_m y \right. \\ &+ C_m \left( \alpha_m y \text{ch} \alpha_m y + \frac{2}{1 - \nu} \text{sh} \alpha_m y \right) \\ &+ D_m \left( \alpha_m y \text{sh} \alpha_m y + \frac{2}{1 - \nu} \text{ch} \alpha_m y \right) \left. \right\} \alpha_m^2 \sin \alpha_m x \end{aligned} \quad (4.3.29)$$

$$\begin{aligned} V_y &= \sum_m \left[ \sum_n p_{mn} \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n y_s}{\alpha_m \gamma^4} \right. \\ &- \sum_i X_i \sum_n \rho_i \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n y_s}{\alpha_m \gamma^4} \\ &+ (1 - \nu) \left\{ A_m \text{sh} \alpha_m y + B_m \text{ch} \alpha_m y \right. \\ &+ C_m \left( \alpha_m y \text{sh} \alpha_m y - \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \text{ch} \alpha_m y \right) \\ &+ D_m \left( \alpha_m y \text{ch} \alpha_m y - \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \text{sh} \alpha_m y \right) \left. \right\} \alpha_m^3 \sin \alpha_m x \end{aligned} \quad (4.3.30)$$

橋軸方向の両端辺( $y = \pm b/2$ )が自由である床版の境界条件は次のように与えられる。

$$y = \pm b/2; \quad M_y = 0; \quad V_y = 0 \quad (4.3.31)$$

式(4.3.29)と(4.3.30)を式(4.3.31)に代入すれば、積分定数が得られる。

$$\begin{aligned} A_m &= -\frac{1}{1 - \nu} \cdot \left( \lambda \text{th} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \cdot \frac{\Gamma_m}{2 \text{sh} \lambda \cdot \Delta_p} \\ B_m &= -\frac{1}{1 - \nu} \cdot \left( \lambda \text{ct} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \cdot \frac{\Gamma_p}{2 \text{ch} \lambda \cdot \Delta_m} \\ C_m &= \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{\Gamma_p}{2 \text{ch} \lambda \cdot \Delta_m} \\ D_m &= \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{\Gamma_m}{2 \text{sh} \lambda \cdot \Delta_p} \end{aligned}$$

ここで、  
 $\lambda = \lambda b/2$ ,  $\text{th} \lambda = \tanh \lambda$ ,  $\text{ct} \lambda = \coth \lambda$ ,  $\Gamma_p = \Gamma_r + \Gamma_l$ ,  $\Gamma_m = \Gamma_r - \Gamma_l$   
 $\Delta_p = \lambda(\text{th} \lambda - \text{ct} \lambda) + (3 + \nu)/(1 + \nu)$   
 $\Delta_m = \lambda(\text{ct} \lambda - \text{th} \lambda) + (3 + \nu)/(1 + \nu)$   
 $\Gamma_r = \sum_n p_{mn} \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \gamma^4} \cos \beta_n b$   
 $- \sum_i X_i \sum_n \rho_i \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \gamma^4} \cos \beta_n b$

$$\begin{aligned} \Gamma_l &= \sum_n p_{mn} \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \gamma^4} \\ &- \sum_i X_i \sum_n \rho_i \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \gamma^4} \end{aligned}$$

4つの積分定数を式(4.3.27)に代入して、床版内のたわみ  $w_p$  が求められる。

$$\begin{aligned} D \cdot w_p &= \sum_m \left[ \sum_n \frac{p_{mn} \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} - \sum_i X_i \sum_n \frac{\rho_i \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \right. \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{\Gamma_m}{2 \text{sh} \lambda \cdot \Delta_p} \left\{ \left( \lambda \text{th} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{ch} \alpha_m y + \alpha_m y \text{sh} \alpha_m y \right\} \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{\Gamma_p}{2 \text{ch} \lambda \cdot \Delta_m} \left\{ \left( \lambda \text{ct} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{sh} \alpha_m y + \alpha_m y \text{ch} \alpha_m y \right\} \left. \right\} \sin \alpha_m x \end{aligned} \quad (4.3.33)$$

一方、桁  $i$  のたわみ  $w_{bi}$  は周知のほりの基礎微分方程式から得られ、フーリエ級数展開は次のように示される。

$$EI_i \cdot w_{bi} = \sum_m \sum_i \frac{B_{bi} X_i \sin \alpha_m x}{\alpha_m^4} \quad (4.3.34)$$

桁  $j$  (曲げ剛性;  $EI_j$ ) の配置された位置  $y_j = \eta_{bj} - b/2$  ( $j=1, k$ ) で、床版のたわみ  $w_{pj}$  と桁のたわみ  $w_{bj}$  のみが連続しているとき、すなわち床版と桁との非合成の条件式に橋軸直角方向のフーリエ級数  $\sum_m$  について調和解析法を適用すれば、項  $m$  ごとに次式が成立する。

$$\begin{aligned} \sum_i X_i \left[ \sum_n \frac{\rho_i \sin \beta_n \eta_{bi}}{\gamma^4} \right. \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{f_1}{2 \text{sh} \lambda \cdot \Delta_p} \cdot \left\{ \left( \lambda \text{th} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{ch} \alpha_m y_j + \alpha_m y_j \text{sh} \alpha_m y_j \right\} \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{f_2}{2 \text{ch} \lambda \cdot \Delta_m} \cdot \left\{ \left( \lambda \text{ct} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{sh} \alpha_m y_j + \alpha_m y_j \text{ch} \alpha_m y_j \right\} \\ &+ D \cdot \frac{B_{bi}}{EI_i \cdot \alpha_m^4} \cdot \delta_{ij} \left. \right] \\ &= \sum_n \frac{p_{mn} \sin \beta_n \eta_{bj}}{\gamma^4} \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{f_3}{2 \text{sh} \lambda \cdot \lambda_p} \cdot \left\{ \left( \lambda \text{th} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{ch} \alpha_m y_j + \alpha_m y_j \text{sh} \alpha_m y_j \right\} \\ &- \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{f_4}{2 \text{ch} \lambda \cdot \lambda_m} \cdot \left\{ \left( \lambda \text{ct} \lambda + \frac{2}{1 + \nu} \right) \text{sh} \alpha_m y_j + \alpha_m y_j \text{ch} \alpha_m y_j \right\} \end{aligned} \quad (i, j = 1, k) \quad (4.3.35)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで,} \\ f_1 &= \sum_n \rho_i \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n b}{\alpha_m \cdot \gamma^4} \\ &- \sum_n \rho_i \left\{ (2 - \nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \cdot \gamma^4} \end{aligned}$$

$$f_2 = \sum_n \rho_i \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n b}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$$+ \sum_n \rho_i \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$$f_3 = \sum_n p_{mn} \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n b}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$$- \sum_n p_{mn} \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$$f_4 = \sum_n p_{mn} \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n \cos \beta_n b}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$$+ \sum_n p_{mn} \left\{ (2-\nu) + \frac{\beta_n^2}{\alpha_m^2} \right\} \frac{\beta_n}{\alpha_m \cdot \gamma^4}$$

$\delta_{ij}$ ; クロネッカーのデルタ

式(4.3.35)より、各桁に対する伝達力  $X_i$  を計算し、それらを項  $m$  について総和すれば、桁  $i$  からの反力  $q_{ii}$  が得られる。床版のたわみと断面力は、式(4.3.27), (4.3.28), および、式(4.3.29)に式(4.3.35)を代入すれば求められる。

#### 4.3.3 異方性板に関する基礎式の誘導

異方性板には、①床版を構成する材料自身が固有の配向性を示す材料異方性、および②リブ等の補剛部材がある特定の方向に配置される床版や、一方向のみにプレストレス力が導入される PC 床版等の構造異方性の性質を示すものに大別されるが、ここではこれらを総称して異方性板として考える。異方性の性状を応力とひずみの構成則、つまりフックの法則で表現すれば、異方性板の基礎微分方程式は、等方性板と同様に導くことができる。

以下では等方性板と異なる部分のみについての記述にとどめ、式番号に上添字 '(プライム)' を付ける。

・異方性平面問題のフックの法則

$$\sigma_x = C_{11}\epsilon_x + C_{12}\epsilon_y \quad (4.3.2-1)'$$

$$\sigma_y = C_{12}\epsilon_x + C_{22}\epsilon_y \quad (4.3.2-2)'$$

$$\tau_{xy} = G_{xy}\gamma_{xy} \quad (4.3.2-3)'$$

ここで、 $C_{11}, C_{12}, C_{22}, G_{xy}$ : 異方性体の弾性係数

・応力と変位に関する式

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_x &= \left( C_{11} \frac{\partial u_0}{\partial x} + C_{12} \frac{\partial v_0}{\partial y} \right) - z \left( C_{11} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + C_{12} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ \sigma_y &= \left( C_{12} \frac{\partial u_0}{\partial x} + C_{22} \frac{\partial v_0}{\partial y} \right) - z \left( C_{12} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + C_{22} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ \tau_{xy} &= G_{xy} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} + \frac{\partial u_0}{\partial y} \right) - 2z G_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right. \quad (4.3.9)'$$

異方性板の展開も微小変形理論に基づいているので、等方性板と同様に、(1) 曲げ問題と(2) 引張問題とに分離できる。また有限変形理論にまで拡張できることは言う

までもない。

(1) 曲げ問題

・断面力  $M_x, M_y, M_{xy}$  とたわみ  $w$  の関係式

$$\left\{ \begin{aligned} M_x &= -(D_{11} \cdot \partial^2 w / \partial x^2 + D_{12} \cdot \partial^2 w / \partial y^2) \\ M_y &= -(D_{12} \cdot \partial^2 w / \partial x^2 + D_{22} \cdot \partial^2 w / \partial y^2) \\ M_{xy} &= -2D_{xy} \cdot \partial^2 w / \partial x \partial y \end{aligned} \right. \quad (4.3.10)'$$

ここに、 $D_{11}, \dots, D_{xy}$ : 板の曲げ剛性

$$D_{11} = C_{11} \cdot h^3 / 12, \quad D_{12} = C_{12} \cdot h^3 / 12$$

$$D_{22} = C_{22} \cdot h^3 / 12, \quad D_{xy} = G_{xy} \cdot h^3 / 12$$

・異方性板の基礎微分方程式

$$\left\{ D_{11} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2(D_{12} + 2D_{xy}) \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + D_{22} \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right\} w = q_m + \frac{h}{2} \left( \frac{\partial t_{xp}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yp}}{\partial y} \right) \quad (4.3.13)'$$

異方性板の  $x, y$  方向の曲げ剛性を M. T. Huber の提案式と同様の、すなわち構造異方性の考え方をうければ、式(4.3.13)の曲げ剛性は次のように与えられる。なお以下の式において  $D_{12}$  の値は Huber の原式と若干異なっている。

$$D_{11} = E_x I_x / (1 - \nu_x^2)$$

$$D_{22} = E_y I_y / (1 - \nu_y^2)$$

$$D_{12} = (\nu_x D_{11} + \nu_y D_{22}) / 2$$

$$D_{xy} = (1 - \sqrt{\nu_x \nu_y}) \cdot \sqrt{D_{11} D_{22}} / 2$$

ここで、

$\nu_x, \nu_y$ ;  $x, y$  方向のポアソン比

$E_x, E_y$ ;  $x, y$  方向の弾性係数

$I_x, I_y$ ;  $x, y$  方向の断面 2 次モーメント

この場合、式(4.3.13)は以下のように帰着される。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q_m + \frac{h}{2} \left( \frac{\partial t_{xp}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yp}}{\partial y} \right) \quad (4.3.13-1)'$$

ここで、 $D_x = D_{11}, D_y = D_{22}, H = D_{12} + 2D_{xy}$

今、曲げ剛性  $D_y$  と  $D_x$  の比  $\alpha (= D_y / D_x)$ , すなわち異方性度を導入し、かつ  $\nu_x = \nu_y = \nu$  と置けば、板のねじれ率に係る係数  $H$  は次のように計算される。

$$H = \beta D_x = D_x \left\{ 2\sqrt{\alpha} + \nu(1 - \sqrt{\alpha})^2 \right\} / 2$$

式(4.3.13-1)は以下に示す簡潔な式で表される。

$$D_x \left( \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2\beta \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \alpha \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right) w = q_m + \frac{h}{2} \left( \frac{\partial t_{xp}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yp}}{\partial y} \right) \quad (4.3.13-2)'$$

例えば PC 床版の場合、異方性度  $\alpha$  をどの程度の数値 (0.6~0.4) にとるかは現在の所確定しておらず未定である。PC 床版の設計や疲労寿命の算定において、大きな課題の一つであると推量される。

(2) 引張問題

・膜力と面内変位の関係式

$$N_x = H_{11} \frac{\partial u_0}{\partial x} + H_{12} \frac{\partial v_0}{\partial y}$$

$$N_y = H_{12} \frac{\partial u_0}{\partial x} + H_{22} \frac{\partial v_0}{\partial y}$$

$$N_{xy} = H_{xy} \left( \frac{\partial u_0}{\partial y} + \frac{\partial v_0}{\partial x} \right) \quad (4.3.17)'$$

ここで、 $H_{11} = E_x A_x / (1 - \nu_x^2)$ ,

$$H_{22} = E_y A_y / (1 - \nu_y^2),$$

$$H_{12} = (\nu_x H_{11} + \nu_y H_{22}) / 2,$$

$$H_{xy} = (1 - \sqrt{\nu_x \nu_y}) \sqrt{H_{11} H_{22}} / 2$$

$A_x, A_y$ ;  $x, y$  方向の断面積

・面内変位で表したつりあい式

$$\left\{ \begin{aligned} \left( H_{11} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + H_{xy} \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) u_0 + (H_{12} + H_{xy}) \frac{\partial^2 v_0}{\partial x \partial y} &= -t_{xm} \\ (H_{12} + H_{xy}) \frac{\partial^2 u_0}{\partial x \partial y} + \left( H_{xy} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + H_{22} \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) v_0 &= -t_{ym} \end{aligned} \right. \quad (4.3.18)'$$

・変位関数  $\phi(x, y)$  の基礎方程式

$$\left\{ \begin{aligned} u_0 &= \left( H_{xy} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + H_{22} \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \phi \\ v_0 &= -(H_{12} + H_{xy}) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right. \quad (4.3.19)'$$

$$\left[ H_{11} H_{xy} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \left\{ H_{12} H_{22} + H_{xy}^2 - (H_{12} + H_{xy})^2 \right\} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + H_{22} H_{xy} \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right] \phi = -t_{xm} \quad (4.3.20)'$$

・変位関数  $\psi(x, y)$  の基礎方程式

$$\left\{ \begin{aligned} u_0 &= -(H_{12} + H_{xy}) \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} \\ v_0 &= \left( H_{11} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + H_{xy} \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \psi \end{aligned} \right. \quad (4.3.21)'$$

$$\left[ H_{11} H_{xy} \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \left\{ H_{12} H_{22} + H_{xy}^2 - (H_{12} + H_{xy})^2 \right\} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + H_{22} H_{xy} \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right] \psi = -t_{ym} \quad (4.3.22)'$$

外荷重  $t_{xm}$  のみが作用している場合には関数  $\phi(x, y)$  を採用し、関数  $\psi(x, y)$  は  $t_{ym}$  の荷重系に対して用いなければならないことは、等方性板と同様である。

<異方性板の級数展開>

異方性板の基礎式を満たす同時解の形は、等方性板での重調和方程式の形式と異なるため注意を要する。

式(4.3.13-2)を満足する床版たわみ  $w_p$  の一般解は次のように得られる。

$$D_x \cdot w_p = \sum_m \left( \sum_n \frac{P_{mn} \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} - \sum_i X_i \sum_n \frac{\rho_i \sin \beta_n y_s}{\gamma^4} \right) \cdot \sin \alpha_m x + \sum_m (A_m \operatorname{ch} \lambda_1 y + B_m \operatorname{sh} \lambda_1 y + C_m \operatorname{ch} \lambda_2 y + D_m \operatorname{sh} \lambda_2 y) \cdot \sin \alpha_m x \quad (4.3.27)'$$

ここで、 $\alpha_m = m\pi / a$ ,  $\beta_n = n\pi / b$ ,  
 $\operatorname{ch} \lambda y = \cosh \lambda y$ ,  $\operatorname{sh} \lambda y = \sinh \lambda y$ ,  
 $\gamma^4 = \alpha_m^4 + 2\beta \cdot \alpha_m^2 \beta_n^2 + \alpha \cdot \beta_n^4$ ,

$$\lambda_1 = \alpha_m \sqrt{\frac{\beta}{\alpha} + \sqrt{\beta^2 - \alpha}}$$

$$\lambda_2 = \alpha_m \sqrt{\frac{\beta}{\alpha} - \sqrt{\beta^2 - \alpha}}$$

$A_m, B_m, C_m, D_m$ ; 橋軸方向の境界条件から決定される積分定数

式(4.3.27)を式(4.3.10)に代入すれば、曲げモーメント  $M_x, M_y, M_{xy}$ , さらにこれらを用いて、せん断力  $Q_x$  と  $Q_y$  や換算せん断力  $V_x$  および  $V_y$  が得られる。

## あとがき

昭和 42, 3 年頃から道路橋 RC 床版の陥没事故が多数発生し、多くの官庁や大学の機関での研究により、道路橋 RC 床版の損傷過程が明らかにされ、自動車の走行による疲労現象の一種であることが認識された。この RC 床版の疲労損傷過程の再現に貢献したのが輪荷重走行試験機であり、輪荷重試験機の開発によって道路橋床版の疲労耐久性に関する研究が大きく進展した。

輪荷重走行試験機は、任意の荷重を作用させながら往復運動するもので国内に十数台が設置されている。輪荷重走行試験機の設置台数・能力の拡充に伴い、平成 8 年以降、研究成果も急激に増え、参考文献で収集した文献は 144 件に及んでいる。

これらの各試験機によるデータを更に有効に活用するためには、各試験機の特性を明確にするための標準試験体による統一試験と試験データ処理方法の統一化等が必要である。

第 1 章では、共通試験の必要性およびクランク式と自走式の輪荷重走行試験機および固定点繰返し載荷試験機による共通試験計画の提案を行っている。

第 2 章では、国道や東京都の主要道路における道路床版の疲労寿命予測や部材の発生応力の推定に重要な条件となる走行車両の軸重実態の紹介と車両走行に伴って RC 床版が受ける衝撃の影響についての考察を行っている。

第 3 章では、RC 床版の疲労耐久性 (S-N 曲線) についてクランク式と自走式の各試験機による既往の研究成果のまとめと輪荷重走行試験データの補正方法についての提案を行っている。

第 4 章では、床版の解析的検討として、フーリエ級数解法を採用したエクセル版床版解析プログラムの紹介および支持桁の不等沈下によって生じる床版の付加曲げモーメントについての文献紹介と解析結果の比較を行っている。

文献一覧では、第一分科会の活動を通して収集した輪荷重走行試験に関する文献をまとめている。まだ収集件数は全体を網羅しておらず不十分な面もあるが、内訳を分類すると、RC 床版の残存寿命および補修効果の確認関係で 67 件、PC 床版関係で 25 件、平成 9 年以降少数主桁橋の床版に本格採用され始めた合成床版の疲労耐久性評価で 50 件となっている。また、超長大橋へのオーングレーチング採用検討に当たっての疲労耐久性試験も平成 14 年に実施されている。

## 参考文献

### <第 1 章>

- 1) 安松, 長谷, 篠原, 長瀬: 交通荷重実態を考慮した鋼橋床版の疲労設計に関する検討, 第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 77-82, 1998. 11
- 2) 日本道路公団試験所: 道路橋鉄筋コンクリート床版の損傷機構にもとづく健全度判定と補修工法の選択, 試験所技術資料第 413 号, 昭和 60 年 3 月

### <第 2 章>

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2002.
- 2) 岸順一, 金井利治, 村山雅人: 交通荷重の測定とその利用, アスファルト, Vol.33, No.165, PP.38-48, 1990.
- 3) 建設省土木研究所: 車両重量調査結果の解析(その 4), 土木研究所資料第 3321 号, 平成 7 年 2 月
- 4) 阿部忠行, 峰岸順一: オンボード式軸重計による動的荷重の把握, 平成 6 年. 都土木技研年報, PP.81-86, 1994.
- 5) 中州啓太, 中谷昌一, 玉越隆史, 石尾真里: 橋梁を用いた車両軸重計測システムの開発, 土木技術資料, 44-12, 2002.
- 6) 石尾真里, 中谷昌一, 玉越隆史, 中州啓太: 多様な橋梁条件に対する WIM の適用性に関する調査, 土木学会第 58 回年次学術講演会 I-400, PP.799-800, 2003.
- 7) 小池達也, 山田健太郎: 荷重実態調査に基づく道路橋の疲労要因の分析, 土木学会第 58 回年次学術講演会 CS1-015, PP.29-30, 2003.
- 8) 小林裕介, 三木千壽: FBG 光ファイバセンサを用いた Weigh-In-Motion システムの開発, 土木学会第 58 回年次学術講演会, I-398, PP.795-796, 2003.
- 9) 建設省土木研究所: 車両重量調査結果の解析(その 3), 土木研究所資料第 2530 号, 昭和 63 年 1 月
- 10) 東京都建設局: 走行車両の軸重実態調査報告書, 2003.3.
- 11) 横山功一, 井上純三, 永原隆: 道路橋床版の衝撃係数に関する実験, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.749-756, 1989.
- 12) 横山功一, 井上, 永原隆: 路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性, 構造工学論文集 Vol.36A, pp. 757-764, 1989.
- 13) 横山功一, 井上純三, 永原隆: 道路橋 T 荷重の衝撃係数に関する実験, 土木技術資料 Vol.30, pp.373-378, 1988
- 14) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002
- 15) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 星埜正明, 加藤清志: 動的影響を考慮した鋼道路橋 RC 床版の設計曲げモーメント, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.249-256, 2002
- 16) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 加藤清志: 走行荷重および変動荷重が作用する RC はりの耐荷力と動的影響, 構造工学論文集 Vol.47A, pp. 313-320, 2001

- 17) 阿部忠行, 峰岸順一: 舗装設計における動的軸荷重の適用, 都土木技研年報, pp.125-132, 1995
- 18) 松井繁之: 橋梁の寿命予測 - 道路橋 RC 床版の寿命予測 - 安全工学 Vol.30 No.6, PP.432-444, 1991
- 19) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性, 土木学会論文集第 390 号/V-8, PP.97-106, 1988.2
- 20) 横山広, 篠原晃, 関口幹夫, 堀川都志雄: ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による道路橋床版の疲労耐久性評価法, PP.999-1006, 2004
- 21) 横山広: ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による RC 床版の S-N 線図の評価, 第 4 回土木学会床版シンポジウム論文集, 2004
- 22) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート標準示方書, 2002.3
- 23) 関口幹夫, 宍戸薫, 森俊介: 高井戸陸橋 RC 床版の残存疲労耐久性の評価, 平成 14 年, 都土木技研年報, PP.101-112, 2002.
- 24) 日本材料学会: 金属材料疲労信頼性評価標準—S-N 曲線回帰法—, 2002

### <第 3 章>

- 1) 土木学会 鋼構造委員会 鋼橋床版の調査研究小委員会: 道路橋床版の新技術と性能評価型設計, pp.8, 2000.10
- 2) 松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学学位論文, 昭和 59 年 11 月
- 3) 例えば, 内田賢一, 西川和廣: 既設道路橋床版の疲労耐久性に関する検討, 第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp.37-42, 1998.11
- 4) 大西弘志, 松井繁之, 渡邊裕一: 分割型載荷板を用いた輪荷重走行試験機による RC 床版の S-N 曲線の検討, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.223-228, 2003.6
- 5) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学 Vol. 30, No.6, pp.432-440, 1991
- 6) 横山広, 篠原晃, 関口幹夫, 堀川都志雄: ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による道路橋床版の疲労耐久性評価手法, 構造工学論文集 Vol.50A, pp.999-1006, 2004.3.
- 7) 関口幹夫, 宍戸薫, 森俊介: RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 都土木技研年報, 平成 14 年
- 8) 例えば, 成岡昌夫ほか: 構造力学 第三巻 板の力学, 丸善株式会社, 昭和 45 年 10 月
- 9) 松井繁之: 橋梁の寿命予測—道路橋 RC 床版の寿命予測—, 安全工学 Vol.30 No.6, pp.432-440, 1991.
- 10) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性, 土木学会論文集第 390 号/V-8, pp.97-106, 1988.2.
- 11) 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, 1986.10.

- 12)土木学会 コンクリート委員会：コンクリート標準示方書，2002.3.
- 13)国土交通省 国土技術政策総合研究所：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，pp.7-13，平成14年3月
- 14)横山広，長屋優子，関口幹夫，堀川都志雄：自走式試験機による道路橋床版の使用限界の評価，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，平成16年11月
- 15)大西弘志，松井繁之，渡邊裕一：分割型載荷版を用いた輪荷重走行試験によるRC床版のS-N曲線の検討，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.223-228，平成15年6月

<第4章>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，2002.3
- 2) 佐伯彰一，高野義武，平山伸司：床版支持げたの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その3，土木研究所資料第1338号，1978.2
- 3) 前田幸雄，松井繁之：道路橋RC床版の設計曲げモーメント式に関する一考察，土木学会論文報告集，第252号，pp.11-22，1976.8

<参考資料>

- 1) Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. : Theory of Elasticity, McGraw-Hill, 2nd edn. , 1951.
- 2) Timoshenko, S. P. and Krieger, S. W. : Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 2nd edn. , 1959.

文献一覧

No.	著者	タイトル	文 献 名	発表年月	床版種類	キーワード
1	緒方紀夫、中須誠、岩立次郎、春日井俊博、大野崇	鋼連続合成桁橋中間支点部のPC床版疲労試験	構造工学論文集 Vol. 43A	1997. 3	PC床版	橋梁上部構造、連続桁橋、合成桁橋、PC床版、ひびわれ、疲労試験
2	中須誠、安松敏雄、長谷俊彦	鋼少数主桁橋の長支間PC床版の移動載荷疲労試験について	土木学会第52回年次学術講演会	H9. 9	PC床版	
3	澤田浩昭、西川和政、神田昌幸、内田賢一	PC合成床版の疲労試験に関する実験および解析	第7回鋼橋床版シンポジウム上の発展に関するシンポジウム	1997. 10	PC床版	
4	西川和政、内田賢一、菅谷景彦	PC合成床版(PC合成げた橋)の耐久性に関する実験	第22回日本道路学会論文集	1997. 12	PC床版	省力化、PC合成げた橋、PC合成床版、輪荷重走行試験、すれ止め鉄筋
5	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室内、(社)アリストット・コンクリート建設業協会	コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(Ⅱ) - PC合成げた橋(PC合成床版タイプ)に関する研究 -	共同研究報告書	1998	PC床版	
6	渡海大輔、松井繁之、大西弘志	橋軸直角方向PC床版の疲労特性と耐久性	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998. 10	PC床版	疲労耐久性、PC床版、橋軸直角方向プレストレス、輪荷重走行試験
7	八部純一、山本晃久、大垣加津雄、渡藤英明、夏巻正明、堀川都志雄	少数主桁用リブ付きプレキャストPC床版の実験的研究	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998. 10	PC床版	プレキャストPC床版、連続部、輪荷重走行試験機
8	森山晴一、久保英明、河村直彦、中島豊茂、松井繁之	高層橋PCa床版無筋目地部の疲労試験	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998. 10	PC床版	疲労試験、プレキャストメント、PC床版橋、無筋連続部
9	八部純一、川畑篤敬、佐々木保隆、内田賢一、宮崎和彦、西川和政	プレキャストレスを導入したPC床版の疲労試験	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998. 10	PC床版	プレキャストレスコンクリート床版、輪荷重走行試験、疲労耐久性、コスト削減
10	佐々木保隆、八部純一、木田貞次、内田賢一、宮崎和彦、西川和政	RCループ継手を有するプレキャストPC床版の輪荷重走行試験	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998. 10	PC床版	プレキャストPC床版、コスト削減
11	佐々木保隆、西川和政、内田賢一、宮崎和彦、太田貞次、八部純一	RCループ継手を有するプレキャストPC床版の輪荷重走行試験	土木学会第53回年次学術講演会	H10. 10	PC床版	プレキャストPC床版、輪荷重走行試験、RCループ継手、押し抜きせん断破壊
12	東山浩士、松井繁之	橋軸直角プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究	土木学会論文集No. 605	1998. 10	PC床版	橋軸直角プレストレスしたコンクリート床版、押し抜きせん断耐力、疲労耐力、S-N曲線
13	長谷俊彦、上東泰、安松敏雄	省力化に対応した鋼桁橋の設計施工に関する共同研究報告書(Ⅰ) - RCループ継手を有するプレキャストPC床版の疲労試験 -	コンクリート工学年次論文報告集Vol. 21, No. 3	1999	PC床版	鋼2主桁橋、長支間PC床版、疲労、移動輪荷重走行疲労試験、耐久性
14	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室内、(社)日本橋梁建設協会	省力化に対応した鋼桁橋の設計施工に関する共同研究報告書(Ⅱ) - RCループ継手を有するプレキャストPC床版の疲労試験 -	共同研究報告書整理番号240号	H11. 12	PC床版	工費削減、省力化、押し抜きせん断破壊
15	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室内、(社)日本橋梁建設協会	省力化に対応した鋼桁橋の設計施工に関する共同研究報告書(Ⅱ) - RCループ継手を有するプレキャストPC床版の疲労試験 -	共同研究報告書整理番号241号	H11. 12	PC床版	工費削減、省力化、押し抜きせん断破壊
16	紫桃孝一、上東泰、長谷俊彦、春日井俊博、佐々木保隆	RC床版疲労試験	構造工学論文集 Vol. 46A	2000. 3	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
17	横山広、栗原慎介、加藤陽彦、松井繁之	RC床版疲労試験	構造工学論文集 Vol. 46A	2000. 3	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
18	川重重一、西川和政、内田賢一	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
19	山口浩平、浜田純夫、堤忠彦、目野伸一、合田義基、左真有次	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
20	松尾和政、谷口義則、楢垣豊、堀川都志雄	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
21	長谷俊彦、上東泰、紫桃孝一	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
22	直野和人、戸川邦彦、藤井堅、堀川都志雄、谷口義則	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
23	長谷俊彦、本間厚史、宮越信、川崎親夫、新井崇裕	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
24	直野和人、戸川邦彦、藤井堅、谷口義則、堀川都志雄	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
25	正原地祐、藤井堅、谷口義則、堀川都志雄、財建公明	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
26	前田幸雄、松井繁之	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
27	松井繁之	RC床版疲労試験	第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集	2000. 10	PC床版	RCプレキャスト床版、プレストレス、疲労耐久性、床版厚さ
28	日本道路協会、建設機械化協会、建設機械化研究所	RC床版疲労試験	土木学会論文集No. 537 / I - 35	1996. 4	RC床版	RC床版、上面増厚、補強効果、非破壊試験、疲労寿命
29	石井孝男、谷倉崇、庄中憲、國原健司、松井繁之	RC床版疲労試験	土木学会論文集No. 537 / I - 35	1996. 4	RC床版	RC床版、上面増厚、補強効果、非破壊試験、疲労寿命







No.	著者	タイトル	文献名	発表年月	床版種類	キーワード
148	東京都建設局道路管理部	走行車両の軸重集積調査委託報告書		H11.2	重荷重	
149	菅本龍彦、安田法律、岡崎展也	第21回阪神高速道路路況調査報告書	阪神高速道路路況調査報告書	2002	重荷重	
150	東京都建設局道路管理部	走行車両の軸重集積調査報告書		H14.3	重荷重	
151	中谷昌一、玉越隆史、中洲啓太、石尾真理	橋梁を用いた車両重量計測システムの開発	土木技術資料44-12	2002	重荷重	Bridge Weight-in-Motion
152	石尾真理、中谷昌一、玉越隆史、中洲啓太	多様な橋梁条件に対するWIMの適用型に関する考察	土木学会第58回年次学術講演会	H15.9	重荷重	Weight-in-motion、車両重量計測、自動車荷重、維持管理
153	松尾一志、山口栄輝、川村進一、小林登介	2 径間連続橋を用いたWIMの精度	土木学会第58回年次学術講演会	H15.9	重荷重	Weight-In-Motion、交通荷重、斜橋、連続桁橋
154	小林登介、三木千尋	F B G 光ファイバセンサーを用いたWIMの精度	土木学会第58回年次学術講演会	H15.9	重荷重	FBG、光ファイバセンサー、Weight-In-Motion、モニタリング
155	小堀達也、山田健太郎	荷重集積調査に基づく道路橋の疲労要因の分析	土木学会第58回年次学術講演会	H15.9	重荷重	疲労、Bridge Weight-In-Motion、大型車両、過積載
156	坂山功一、井上嗣三、永原隆	道路橋床版の衝撃係数に関する実験	構造工学論文集 Vol.1.35A	1989.3	衝撃係数	道路橋床版、衝撃係数
157	国広哲男、井刈治久、他1名	床版の曲げモーメント計算図表 その1	土木研究所資料第771号	S47.9	設計	鉄筋コンクリート床版、曲げモーメント、トラス橋
158	国広哲男、井刈治久、他1名	床版支持けたの不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント計算図表 その2	土木研究所資料第875号	S48.9	設計	鉄筋コンクリート床版、曲げモーメント、けた橋、荷重分配構架
159	前田幸雄、松井繁之	道路橋RC床版の設計曲げモーメント式に関する一考	土木学会論文報告集第252号	1976.8	設計	道路橋、RC床版、設計曲げモーメント
160	佐伯彰一、高野義武、他1名	床版支持けたの不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント計算図表 その3	土木研究所資料第1338号	S53.2	設計	床版支持けた橋、支持けた不等沈下、床版曲げモーメント、理論解、支持けた本数、補強効果
161	平川達也、松尾和政、堀川都志雄、藤田琢也	主桁と結合された床版の軸荷重点近傍の応力と断面力について	第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集	1998.10	設計	床版の応力と断面力、軸荷重、主桁と結合された床版
162	大山勇、嶋田昇	連続合成桁橋および止め構造の現状と課題	第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集	H15.6	設計	連続合成桁、止め、設計基準、設計法
163	碓山啓久、山本晃久、高林和生、田中正明、戸川邦彦、玉置一清、上坂靖男、正司明夫、野瀬智之、和内博樹	鋼道路橋コクリート系床版の構造と設計の現状と課題	第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集	H15.6	設計	道路橋床版、床版の構造、床版の解析手法
164	秋元礼子、川畑篤敬、大田孝二、中原智法、内田大介、田中千尋、浜田純夫	性能照査型設計の現状分析と道路橋床版への応用に関する考察	第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集	H15.6	設計	性能照査型設計、床版、要求性能、性能照査
165	毛明隆、浜田純夫、松尾栄治、樺秋寧	国内外のデータによる土木学会押放きせん断強度式の評価について	土木学会第58回年次学術講演会	H15.9	設計	RC床版、押放きせん断耐力、圧縮強度、鉄筋比、床版寸法
166	日本道路公団試験所コンクリート試験室	道路橋鉄筋コンクリート床版の損傷機構にもとづく健全度判定と補修工法の選定	試験所技術資料第413号	S60.3	その他	
167	日本道路公団	維持修繕要領(橋梁床版編)			その他	ひびわれ幅
168	新時代における阪神高速道路の維持管理研究会	新時代における阪神高速道路の維持管理			その他	維持管理
169	独立行政法人土木研究所	軸荷重走行試験機クラック計測システム資料(抜粋)			その他	クラック計測

## 第2分科会報告

# 道路橋床版の性能照査型設計