

コンクリート系床版片持部の

限界状態を考慮した設計曲げモーメント式に関する一提案

A proposal of bending moment formulae for the cantilever slabs based on serviceability limit states

野田恭平*, 杉原伸泰**, 大西弘志***, 松井繁之****

Kyohei NODA, Nobuyasu SUGIHARA, Hiroshi OHNISHI, Shigeyuki MATSUI

- * 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻 博士前期課程 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)
 ** 工修 Hitz 日立造船㈱ 技術本部 技術研究所 (〒551-0022 大阪市大正区船町 2-2-11)
 *** 工修 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻 助手 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)
 **** 工博 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻 教授 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

The purpose of research is to establish an appropriate design method for the overhanging slabs of highway bridges. Between the ordinary design method of overhanging slabs for highway bridges and real behaviors of the actual bridges, there are some differences as the followings; a) overhanging continuous slab over the out-side girder is assumed as a cantilever slab in the design method, b) orthotropy on serviceability limit states due to cracking of concrete is not taken into account on deriving design bending moments of two orthogonal direction. In this study, the authors carried out a series of fatigue tests of various concrete slabs using wheel running machine to simulate cracked cantilever slabs and made clear the orthotropy at the serviceability limit states. Then an appropriate design method including bending moment formulae was proposed by taking into account the orthotropy of the slabs.

Key Words: cantilever slabs, bending moment formulae, serviceability limit states, orthotropy

キーワード: 床版片持部, 設計曲げモーメント式, 限界状態, 異方性

1. はじめに

今日, 道路橋のコンクリート系床版としては鉄筋コンクリート床版 (以下, RC 床版), プレストレストコンクリート床版 (以下, PC 床版) および鋼・コンクリート合成床版が採用されている. RC 床版は床版支間が比較的小さい橋梁に適用されている一般的な床版形式であり, PC 床版, 鋼・コンクリート合成床版は主に少数主桁橋を対象として, 長支間床版に適用される床版形式である. これらの床版の疲労耐久性は輪荷重走行試験により評価されており, 走行試験の結果をもとに疲労設計法の検討が進められている. しかし, これまでに実施された耐久性評価の多くは単純版および連続版を対象にしたものに留まっており, 床版片持部に関する研究はほとんど行われていない. 既設橋梁の床版片持部においてもひび割れによる損傷が数多く確認されており, この部位に対する適切な設計法を構築する必要があるといえる.

現在, 床版片持部の断面設計は道路橋示方書¹⁾の許容

応力度法による設計法が準用されており, その設計曲げモーメント式は支持条件が 1 辺固定対辺自由の無限長さの等方性版から誘導されたものを使用している. このため, 実橋梁の床版片持部のように径間部床版と連続した張出し版としての断面力状態を反映した設計法となっていない. 床版片持部に発生する曲げモーメントは, 径間部および床版片持部の支間長, 橋軸方向および橋軸直角方向の断面剛性比の影響を大きく受ける. 特に, コンクリートのひび割れに伴う曲げ剛性の低下によって, 片持部特有の異方性が発現して直交 2 方向のモーメント比率が等方性版のものより大きく変化すると推定できる. 従って, これら影響因子を考慮した限界状態設計法, 特にひび割れの発生を見据えた設計法に修正する必要がある.

本研究は, 道路橋の床版片持部について活荷重によって必然的に発生するひび割れを考慮した設計曲げモーメント式を提案することを目的としたものである. そこで, 本提案のために, 床版片持部に対して輪荷重走行載荷によってひび割れ状態を創出し, 断面剛性および発生曲げ

モーメントの変化等の基礎的な挙動を定性的に求めた。ただし、本実験では、実橋の床版片持部における車両載荷頻度が径間部床版に比べて現実的に少ないこと、超過荷重による走行載荷が稀であることを考慮して、設計輪荷重 100kN の 20%増の 120kN を最大輪荷重とし、総走行回数、約 10 万往復まで載荷し、その間で床版たわみおよび鉄筋ひずみの変動が安定する状態を創出した。本研究では、この安定したひび割れ状態を設計限界状態と定義する。そして、これらの基礎データをもとに断面剛性比、径間部支間長および片持部支間長を主パラメータとして実橋モデルによる FEM 解析を実施し、これらのパラメータと発生曲げモーメントの変化状況の関係を調べることで設計曲げモーメント式を誘導した。なお、床版形式としては RC 床版、橋軸方向プレストレストコンクリート床版および橋軸直角方向プレストレストコンクリート床版を対象とした。

2. 試験方法および供試体概要

2.1 供試体の設置方法

本実験では、供試体床版を実物厚の張出し版とした。床版片持部を想定した輪荷重走行試験の供試体設置状況を図-1 および図-2 に示す。載荷荷重を設計輪荷重の 100kN に設定した場合、片持部先端に載荷すると曲げ変形のため輪荷重走行試験機が鉛直軸から傾き、試験機本体に損傷を与える危険性がある。そこで、2 体の供試体を突き合わせた状態で設置し、2 体同時に載荷する方法を採用した。図-1 に示すように、外桁部におけるハンチ形状はハンチ幅を小さくし、フランジ中心軸に沿ってスタッドを 1 列配置とすることでピン支持状態とした。これは、外桁上フランジによる固定の影響を除去することを目的としている。内桁部におけるハンチ形状はハンチ幅を大きくし、スタッドを 3 列配置とすることで、内桁で剛結支持とした。橋軸方向の端部においては、床版の橋軸方向の連続性を考慮するため外桁間に横桁を配置し、その上にモルタルを充填して弾性支持とした。これにより、供試体中央横断面を着目断面とした場合に橋軸方向に十分長い床版と同様の断面力振幅を与えることができる。本実験では、供試体 2 体を同時に走行試験するため、供試体間のレベル差による荷重の不均衡や衝撃力の発生が懸念された。そこで、走行面にエポキシ樹脂を薄く流し込んで水平面を形成し、レベル差の解消を行った。

2.2 供試体概要

供試体寸法は 3200×1850mm で、張出し長を 800mm とした。実橋における床版片持部では、主桁上ハンチ部から張出し部先端まで床版厚を急変せずに一定勾配で変化させている。しかし、本実験では床版片持部の基本的な損傷機構を明らかにするため、床版厚を一定とした。

走行試験を行った床版供試体は、RC 床版 2 種類 (RC1,

RC2)、橋軸方向にプレストレスを導入した PC 床版 1 種類 (PC1)、橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版 1 種類 (PC2) の計 4 種類 (計 8 体分) である。なお、突き合わせる 2 体の供試体 (W 床版, E 床版) は、

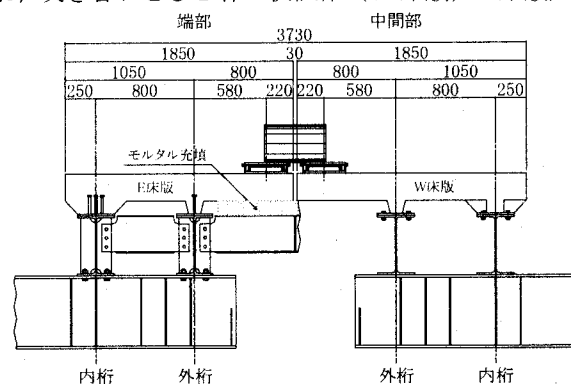


図-1 試験装置正面図

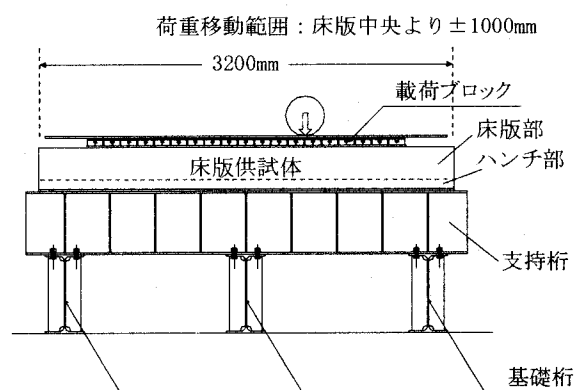


図-2 試験装置側面図

表-1 供試体の諸元

鉄筋配置	供試体	床版厚 (mm)	鉄筋 位置	主鉄筋 (mm)			配力鉄筋 (mm)	
				呼び	間隔	かぶり	呼び	間隔
	RC1	220	上側	D19	100	40	D16	250
			下側		200			
	RC2		上側		100			125
			下側		200			
	PC1	上側	100	250				
		下側	200					
	PC2	180	上側	D13	200	50	125	
			下側		100			

表-2 PC 材の配置

PC鋼棒 (PC鋼材) 配置	供試体	位置	呼び	間隔	導入方向
	PC1	中央	Φ26鋼棒	250	橋軸方向
	PC2	上側 下側	1S15.2	200 400	橋直方向

表-3 コンクリートの材料特性

供試体	(N/mm ²)	
	圧縮強度	静弾性係数
RC1	46.9	32550
RC2	45.0	33840
PC1	46.2	33840
PC2	67.2	35150

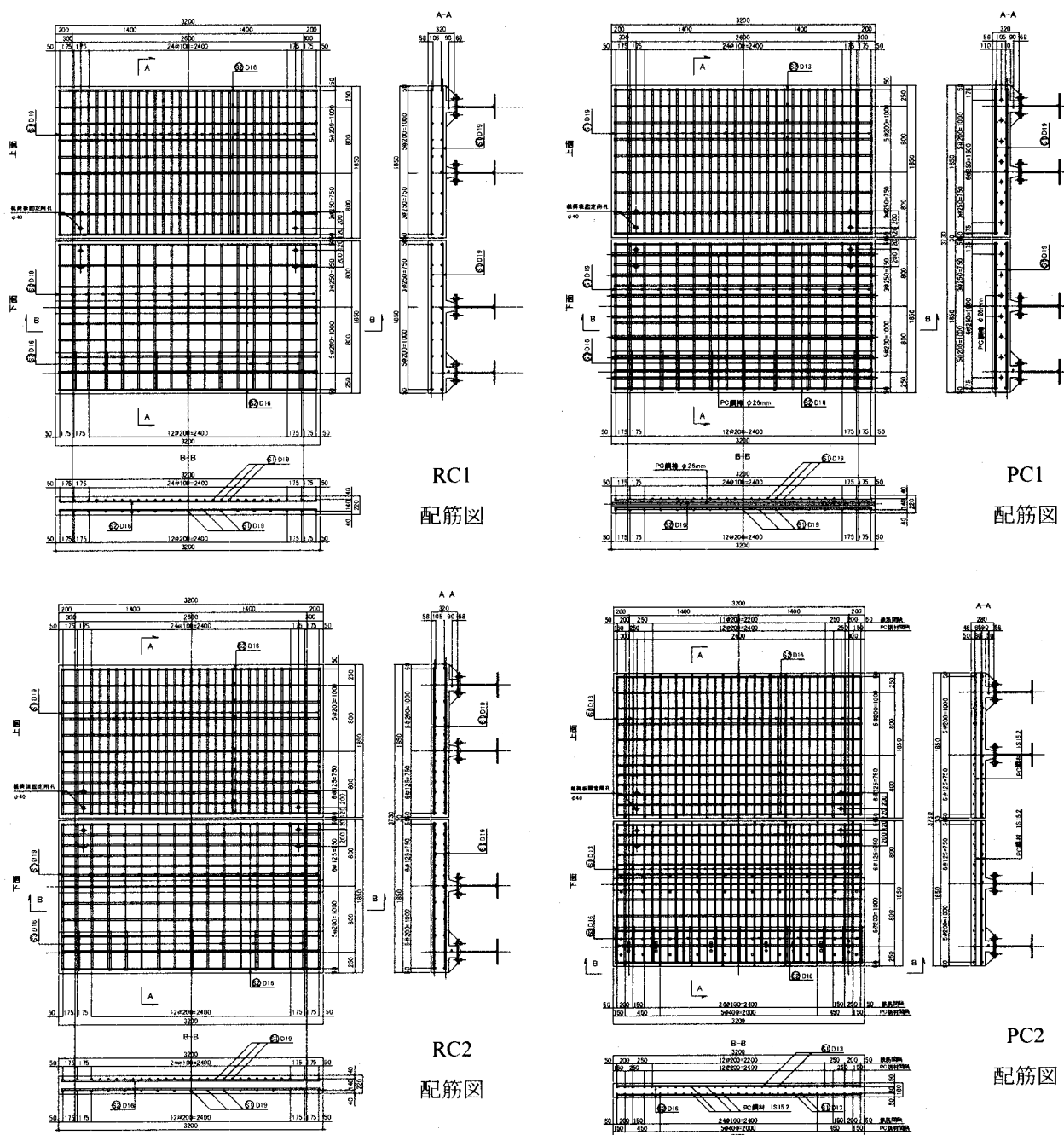


図-3 供試体の配筋図

同一種とした。各供試体の配筋量を表-1、PC 鋼材の配置方法を表-2、コンクリートの材料特性を表-3、配筋図を図-3 に示す。床版供試体の断面決定は道路橋示方書に準拠し、RC1 および RC2 では、T 荷重を $P=100\text{kN}$ とした許容応力度法によって行った。PC1 でも、T 荷重 $P=100\text{kN}$ を使い、プレストレスの導入量を、活荷重載荷時に発生する曲げモーメント下において、配筋鉄筋断面のコンクリートに引張応力度が発生しないように決定した。PC2 については、T 荷重として設計輪荷重の 75% である $P=75\text{kN}$ において、主鉄筋方向プレストレスの導入量を主鉄筋断面のコンクリートに引張応力度が発生しないように決定した。ただし、床版断面に作用させる曲げモーメントとしては、道路橋示方書式を用いずに、異方性を

考慮し、RC 床版では直交 2 方向断面ともコンクリートの引張領域を無視した異方性度、PC 床版ではプレストレスを導入した断面には全断面有効の剛性を用い、導入しない断面にはコンクリートの引張領域を無視した異方性度とした版解析から得られた値を採用した。また、各供試体の断面決定時に RC 断面の鉄筋応力度を設計荷重下において約 $100\sim110\text{MPa}$ とすることで荷重レベルを同等なものとした。PC2 については、設計輪荷重を 75kN とし、その場合の鉄筋応力度を同程度としている。

2.3 試験方法

走行試験の荷重プログラムを図-4 に示す。荷重荷重としては、道路橋示方書の T 荷重 1 輪に相当する 100kN を

供試体1体当たりの基本載荷荷重とした。本実験は2体同時載荷であるため実載荷荷重は合計の200kNとなる。以下の記述では、2体分の合計荷重を荷重値として名付け、1体当たりの荷重は分担荷重と呼ぶことにする。

全ての供試体において、走行試験開始から1万往復までは、走行面と載荷ブロック間および床版と支持桁間の不陸等の局部的な不具合を照査するために荷重150kNによる予備走行載荷とした。この予備載荷終了後、200kNの基本載荷荷重に上昇させ走行試験を行い、この荷重状態で、たわみ、鉄筋ひずみの増加およびひび割れの発生が確認されない供試体については、20%増の240kNに荷重を上昇させて走行載荷を行うこととした。そして、これらの荷重条件において床版のひび割れ進展が停滞する安定状態に至るまで走行載荷を行った。そして、この状態を設計上対象とする設計限界状態と定義した。この状態の確認は、走行試験を適宜、停止させ図-5に示すような走行時の最大荷重による静的載荷試験の床版たわみおよび鉄筋ひずみの測定結果から判定した。

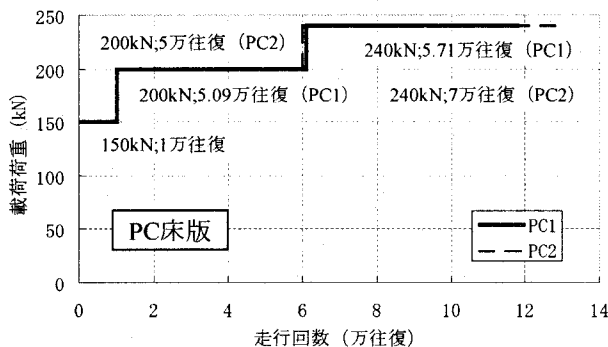
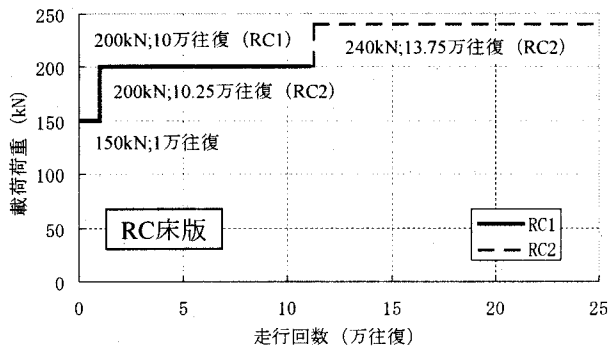


図-4 走行試験載荷プログラム

3. コンクリートのひび割れ性状

実橋の床版片持部では、床版下面において橋軸直角方向ひび割れが進展し、上面においては負曲げが最大となる支持桁上で橋軸方向ひび割れの発生が考えられる。ひび割れ発生要因としては、走行荷重によるもののほか、乾燥収縮や温度応力によるひび割れが考えられるが、本実験では走行荷重によるひび割れに着目して検討を行った。

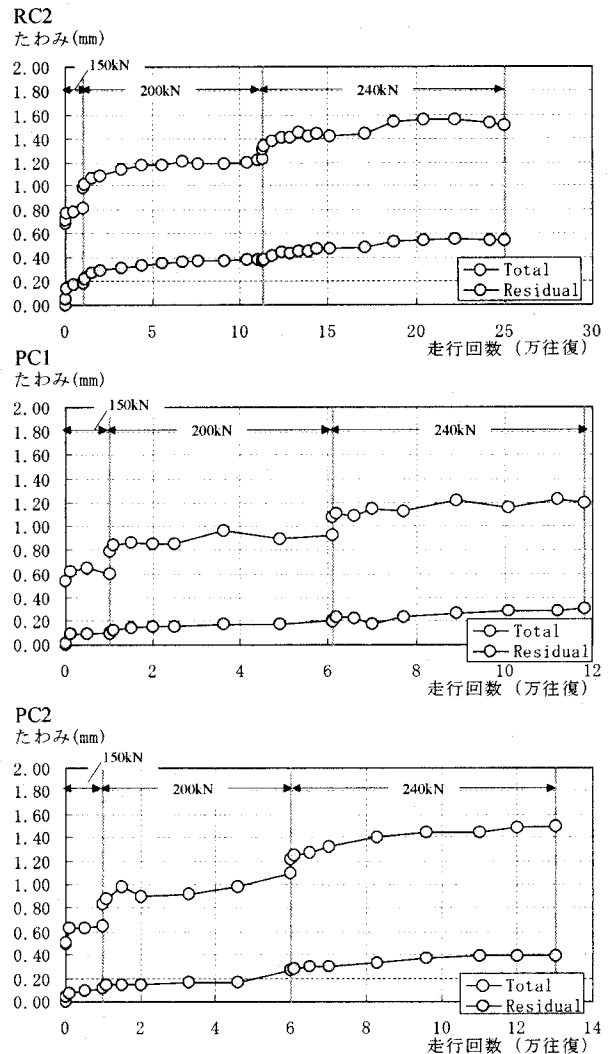


図-5 たわみの経時変化

3.1 RC床版のひび割れ状況

図-6にRC2供試体の走行試験終了時における床版上面および下面のひび割れ状況を示す。床版上面では、載荷荷重が200kNである走行回数11万往復程度から外桁上付近において橋軸方向ひび割れの発生が確認された。その後、ひび割れの進展は載荷荷重が240kNとなった15万往復程度まで見られた。ひび割れは床版の橋軸方向中央部では外桁に平行に、端部では斜め方向に進展しており、全体としては円弧状に進展している。これは、供試体の橋軸方向端部を横桁による弾性支持としたことによるものである。

床版下面では、載荷荷重が150kNである予備載荷走行において僅かではあるが、ひび割れの発生が確認された。その後、ひび割れの進展は載荷荷重が240kNとなった19万往復程度まで見られた。ひび割れは橋軸直角方向に約200mm間隔で発生しており、外桁上のハンチ付近まで進展しているものも見られる。

3.2 橋軸方向 PC 床版のひび割れ状況

図-7に PC1 供試体の走行試験終了時における床版上面および下面のひび割れ状況を示す。床版上面では、ひび割れの発生は確認されなかった。

床版下面では、載荷荷重を 240kN に上昇した後の 6.5 万往復程度からひび割れの発生が確認された。その後、ひび割れの進展は 7.5 万往復程度まで見られた。ひび割れは橋軸方向中央より $\pm 500\text{mm}$ 程度の範囲で橋軸直角方向に発生し、張出し部先端から 300mm 程度まで進展している。RC 床版に比べてひび割れ発生領域本数ならびにひび割れ長が小さいのは橋軸方向に導入したプレストレスの効果である。

3.3 橋軸直角方向 PC 床版のひび割れ状況

図-8に PC2 供試体の走行試験終了時における床版上面および下面のひび割れ状況を示す。ここに、PC2 供試体は断面設計において T 荷重として $P=75\text{kN}$ を用いていることに注意されたい。床版上面では、載荷荷重が 200kN である 3.3 万往復程度から外桁上付近において橋軸方向ひび割れの発生がごく僅かではあるが確認された。その後、ひび割れの進展は載荷荷重 200kN では見られず、240kN となった 8.3 万往復以降に広範囲にわたって見られた。

床版下面では、載荷荷重が 150kN である予備載荷走行からひび割れの発生が確認された。その後、ひび割れの進展は走行試験終了の 13.0 万往復まで見られた。ひび割れ形状は、床版の上下面ともに RC 床版に類似しており特に、床版下面の橋軸直角方向のものが卓越したものであった。

4. 床版断面の損傷進展状況

輪荷重走行試験の結果をもとに、床版断面の損傷進展状況を調査し設計限界状態を確認することで、床版片持部における断面剛性の劣化特性を捉えることができる。

4.1 損傷進展度の判定方法

床版断面に対する損傷進展度の判定は、理論値として有限要素法による直交異方性版の数値計算結果を用いて、実験値と比較することによって行える。この比較において対象とした項目は、橋軸方向中央の横断面における上側および下側鉄筋の活荷重ひずみと相対活荷重たわみの分布形状である。相対活荷重たわみは、支持桁の有限な剛性に起因する各桁部における浮上がりおよび沈下による床版供試体の回転変位の影響を除去した変形量である。以下に判定方法の概略を示す。

- ① 主鉄筋断面の断面剛性をある値に固定し、直交 2 方向断面の剛性比を変化させながら床版供試体における数値計算上の鉄筋ひずみを式(1)および(2)より求

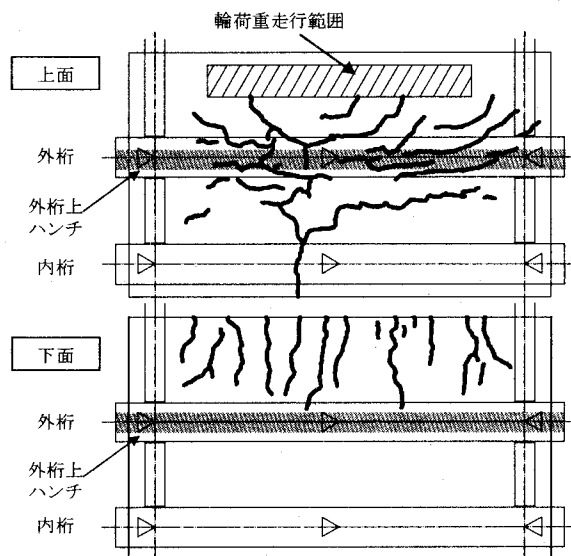


図-6 RC2 供試体のひび割れ状況

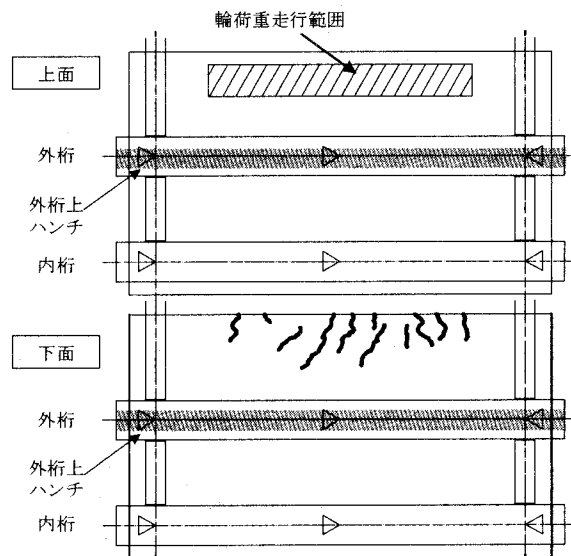


図-7 PC1 供試体のひび割れ状況

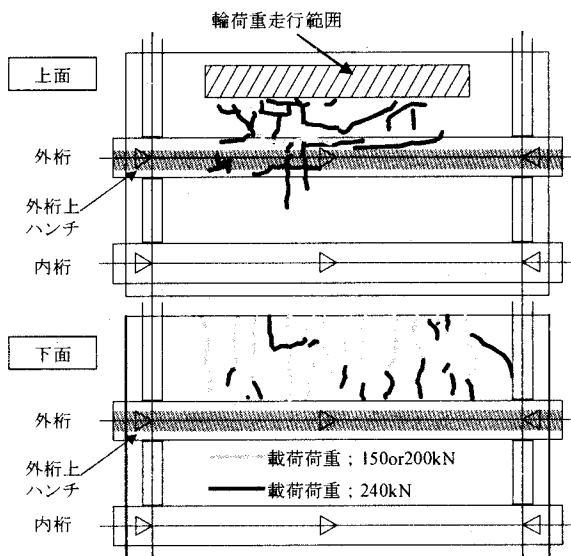


図-8 PC2 供試体のひび割れ状況

め、理論値による鉄筋ひずみ分布を作成する。

- ② 繰り返し計算を行い、実験値による鉄筋ひずみの分布形状と合致する剛性比を決定する。
- ③ 上記の剛性比を保ちながら、主鉄筋断面の断面剛性を変化させて活荷重による絶対ひずみを合わせて、剛性を決定する。配力鉄筋断面の剛性も剛性比から決定できる。
- ④ 最後に相対活荷重たわみの分布が実験値と理論値の間で一致するか否かを確認する。

以上の過程により導出された断面剛性および剛性比をもって、床版供試体の剛性低下度の判定ができたことになる。

$$\varepsilon_x = \frac{z_x}{EI_x} \left(M_x - \frac{\nu}{\sqrt{\alpha}} M_y \right) + \left(\frac{N_x}{EA_x} - \frac{\nu N_y}{EA_y} \right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{z_y}{EI_y} \left(M_y - \nu \sqrt{\alpha} M_x \right) + \left(\frac{N_y}{EA_y} - \frac{\nu N_x}{EA_x} \right) \quad (2)$$

ε ; 鉄筋ひずみ

z_x, z_y ; 中立軸から鉄筋までの距離

I_x, I_y ; コンクリート換算断面 2 次モーメント

A_x, A_y ; コンクリート換算断面積

M_x, M_y ; 曲げモーメント

N_x, N_y ; 軸力

E, ν ; コンクリートの弾性係数, ポアソン比

α ; 異方性度 ($\alpha = I_y/I_x$)

式(1)および(2)は、直交異方性版の挙動を表す微分方程式に Huber の提案式²⁾を適用して導出したものである。ここに、添字 x は主鉄筋あるいは主鉄筋断面、添字 y は配力鉄筋あるいは配力鉄筋断面を示すものとする。

4.2 床版断面の剛性劣化特性

直交 2 方向断面の剛性変化を経時的に示すことによって床版断面の損傷進展状況を明確にする。図-9 に着目断面位置を示す。着目断面は外桁支間中央点上の主鉄筋断面および荷重載荷点下の配力鉄筋断面である。また、図中の矢印は着目断面に作用する曲げモーメントを表す。ひび割れによる断面剛性の低下を明瞭にするために全断面有効の剛性を基準とした剛性比（以下、残存剛性比と記す）で表すことにする。W 床版と E 床版で比較して低下度の大きい床版について示した。図-10 に残存剛性比の経時変化を示す。図中には、コンクリートの引張領域を無視した剛性比も併記した。淡色の縦線は、載荷荷重の変化時点の走行回数を表している。

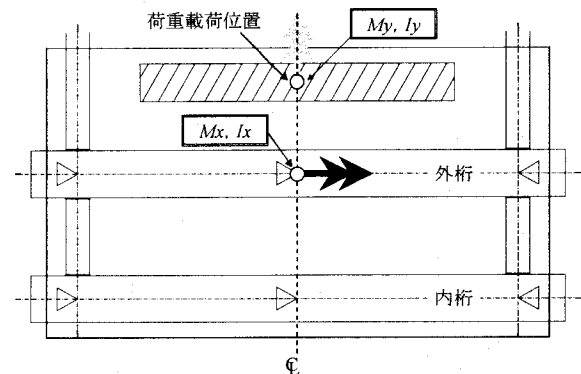


図-9 断面剛性および曲げモーメント着目位置

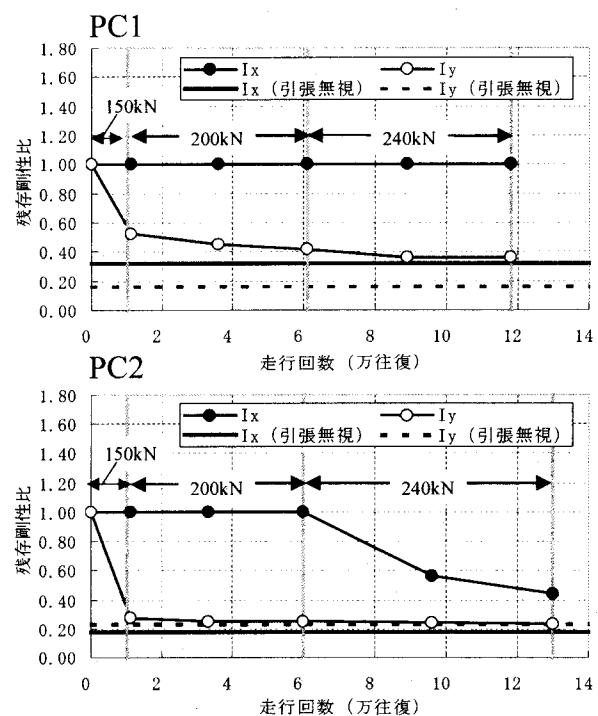
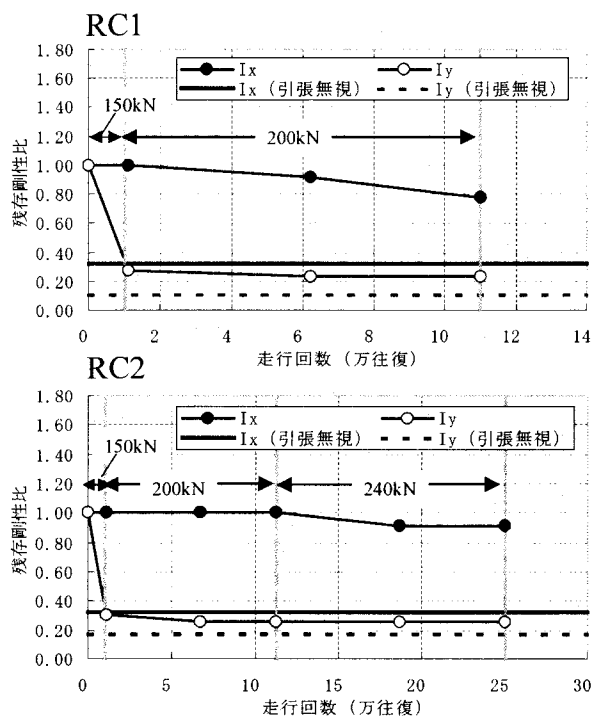


図-10 残存剛性比の経時変化

(1) RC 床版 (RC1, RC2)

主鉄筋断面では、載荷荷重 200kN の設計荷重段階において剛性の低下は見られない。RC1 については、2 体の供試体間でエポキシ樹脂によるレベル調整を施しておらず、荷重の不均衡が生じ、設計荷重より過大な荷重が載荷された。そのため、片側の床版においてのみ剛性の低下が生じる結果となった。RC2 において載荷荷重を 20% 増加させた 240kN の走行による剛性の低下は見られるが、残存剛性比として 0.90 程度に落ち着いていることから、床版上面でひび割れの発生が見られるもののひび割れ進展度は非常に小さい。

配力鉄筋断面では、載荷荷重が 200kN である走行回数 1.1 万往復において既に大きな剛性の低下が見られ、その後の剛性変化は小さく残存剛性比として 0.25 程度に落ち着く。このことから、床版下面のひび割れは走行初期段階で発生し、発生直後の短期間における損傷進展速度は非常に大きいといえる。

(2) 橋軸方向 PC 床版 (PC1)

主鉄筋断面では、剛性の低下は見られず全断面有効の状態を保っている。

配力鉄筋断面では、載荷荷重が 200kN である走行回数 1.1 万往復において既に大きな剛性の低下が見られるが、RC 床版と比べてその度合は小さい。その後、剛性は緩やかに低下し残存剛性比として 0.35 程度に落ち着く。版解析によって設計荷重下において配力鉄筋断面のコンクリートに引張応力度が発生しないようにプレストレスの導入量を決定したにもかかわらず、ひび割れが発生したのは輪荷重走行載荷によって設計で与えたものより大きい曲げモーメントが作用したためであると考えられる。また、ひび割れ発生時の走行回数と剛性低下の走行回数に差が見られるのは、プレストレスがひび割れの開口を抑制して目視によるひび割れの観察が困難であったためである。

(3) 橋軸直角方向 PC 床版 (PC2)

主鉄筋断面では、載荷荷重 150kN の設計荷重段階および 200kN の走行時では剛性の低下は見られない。載荷荷重を 240kN に上げた 8.3 万往復以降に床版上面でひび割れの発生が広範囲に及んだことから、大きな剛性の低下が見られ、残存剛性比として 0.45 程度に推移している。

配力鉄筋断面では、載荷荷重が 200kN である走行回数 1.1 万往復において既に大きな剛性の低下が見られ、コンクリートの引張領域を無視した断面剛性に至っている。その後の剛性変化は小さい。よって、RC 床版と同様、床版下面のひび割れは走行初期段階で発生し、発生直後の短期間における剛性低下速度は非常に大きいといえる。

5. 異方性度と発生曲げモーメント

走行荷重による剛性低下度の判定より求めた直交 2 方向の断面剛性を用いて、版の異方性度 (α^*) と床版断

面に作用する発生曲げモーメント (M_x, M_y) の算出を行った。異方性度 α^* は外桁支間中央点上の主鉄筋断面の断面 2 次モーメント (I_x) と荷重載荷点下の配力鉄筋断面の断面 2 次モーメント (I_y) との比 (I_y/I_x) とした。また、 M_x は外桁上の主鉄筋断面に作用するモーメント、 M_y は荷重載荷点下の配力鉄筋断面に作用するモーメントであり、載荷荷重は片側分担荷重の 100kN に統一している。

異方性度 (α^*) と発生曲げモーメント (M_x, M_y) の推移状況を図-11 に示す。同図には、比較のため道路橋

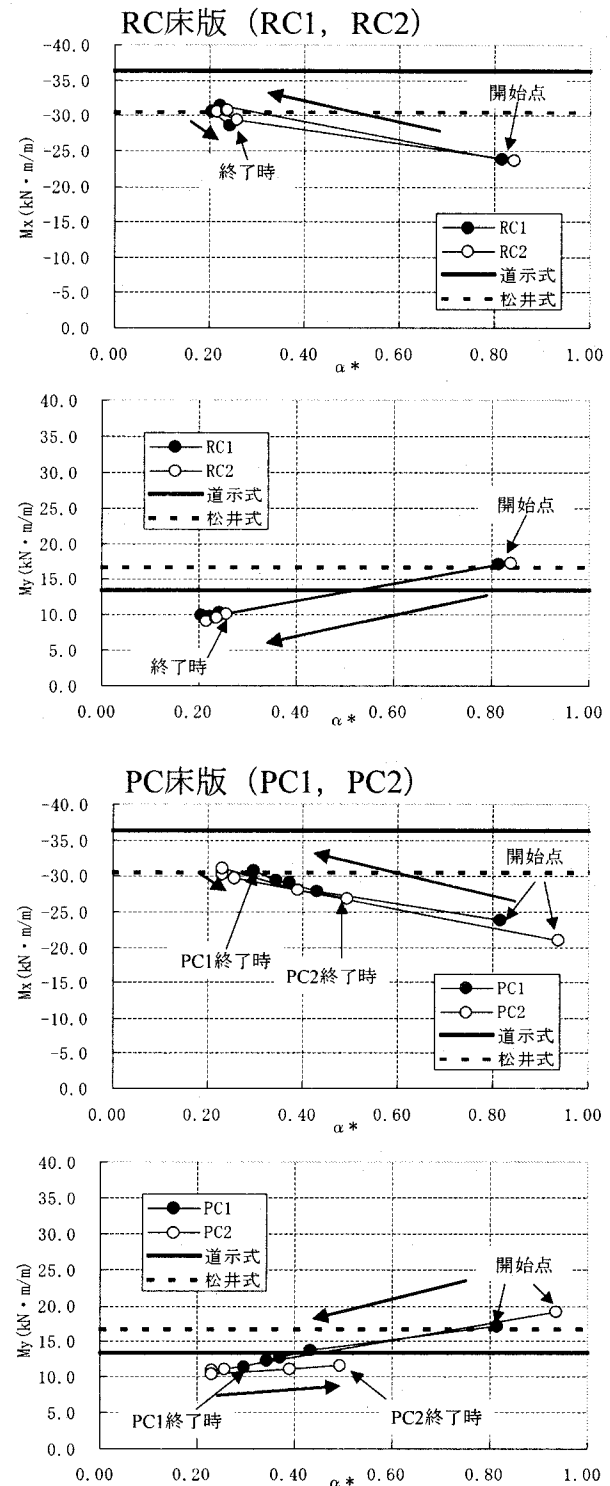


図-11 異方性度と発生曲げモーメントの推移状況

示方書式および既往の松井による提案式³⁾から得られる設計曲げモーメント値を基準線で表している。道路橋示方書式については、衝撃係数および安全率(10%と仮定)の割増係数を除した値を示す。また、図中の矢印は載荷回数の増加を表す。

全ての床版供試体に関する特徴として、走行初期段階で床版下面のひび割れが発生し、その後、短期間で急激に進展するため、配力鉄筋断面の剛性低下により異方性度(α^*)が大きく変化する。全断面有効の状態と比較すると、RC床版供試体では0.80から0.25に、PC1では0.80から0.45に、PC2では0.95から0.25に異方性度が変化する。PC1については、橋軸方向にプレストレスが導入されているため異方性度の変化が小さい。この異方性度の変化により M_x は増大し M_y は低減するため、直交2方向のモーメント比率(M_y/M_x)はRC床版供試体では0.70から0.30に、PC1では0.70から0.50に、PC2では0.90から0.40に推移する。このことから、版の異方性が曲げモーメント発生性状に与える影響は大きいといえる。

その後、RC床版供試体では主鉄筋断面の剛性低下があるものの、損傷度が小さいため異方性度の変化は小さく、直交2方向のモーメント分配もほぼ安定状態にある。PC1についても主鉄筋断面の剛性低下は見られず、配力鉄筋断面の損傷進展も小さいため、異方性度の変化ならびに直交2方向のモーメント分配はほぼ安定状態にある。

一方、PC2では、載荷荷重240kNの走行によって主鉄筋断面の剛性低下が見られ、異方性度が0.50に変化している。しかし、200kNの載荷荷重段階では走行回数増加による床版たわみ、鉄筋ひずみの変化が小さく、断面の剛性低下も見られないことから、本状態を同荷重条件下における安定状態とみなすことができる。

道路橋示方書式の設計値は支持条件を片持版として誘導しているため、 M_x については過剰な設計値を与えることになる。そのため、実験値から求まる M_x は $\alpha^* \approx 0.80$

のとき設計値の約65%に、 $\alpha^* \approx 0.25$ のときで約85%に留まっている。一方、 M_y については配力鉄筋断面の損傷進展度が大きいと、異方性度の低下が影響して安全側に変化する。実験値から求まる M_y は $\alpha^* \approx 0.80$ のとき設計値の130%であるのに対し、 $\alpha^* \approx 0.25$ のときで75%に留まっている。松井の既往式では、設計値を単純版および連続版と同様に異方性度を0.60に固定して、張出し床版として誘導しているため、道路橋示方書式の設計値に比べて M_x は小さく、 M_y は大きくなっている。

6. 設計曲げモーメント式の提案

輪荷重走行試験により、床版片持部の断面剛性の変化および曲げモーメント性状を明らかにした。そこで、設計曲げモーメント式を提案するために、実橋モデルによるFEM解析を行った。FEM解析では、断面剛性比、径間部支間長および片持部支間長を主パラメータとした。

6.1 解析モデル

解析では、図-12に示す4本主桁の非合成桁橋をモデル化した。載荷荷重はT荷重一軸分相当(片側荷重 $P=100\text{kN}$ 、載荷面積 $200 \times 500\text{mm}$)とし、車両が張出し先端に載荷された場合を想定した。橋軸方向の支間長は20mである。

解析モデルの要素分割を図-13に示す。床版は1節点5自由度を有する平板要素でモデル化し、主桁は梁要素を用いた。拘束条件は、橋軸方向端部の△印で示した8節点について回転成分を自由とし、鉛直方向ならびに橋直方向の変位成分を固定とした。橋軸方向の変位成分については、片側4節点で固定とし反対側4節点ではフリーとした。床版の断面設計は道路橋示方書を準用し、コンクリート換算した剛性値(弾性係数比 $n=15$ 、ポアソン比 $\nu=0.20$)を平板要素に与えた。支持桁断面について

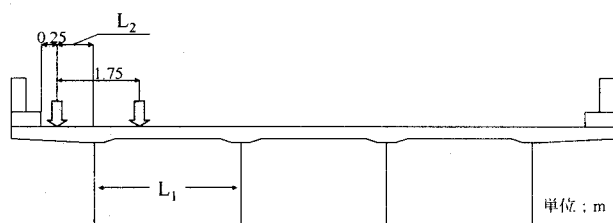


図-12 実橋モデル断面図

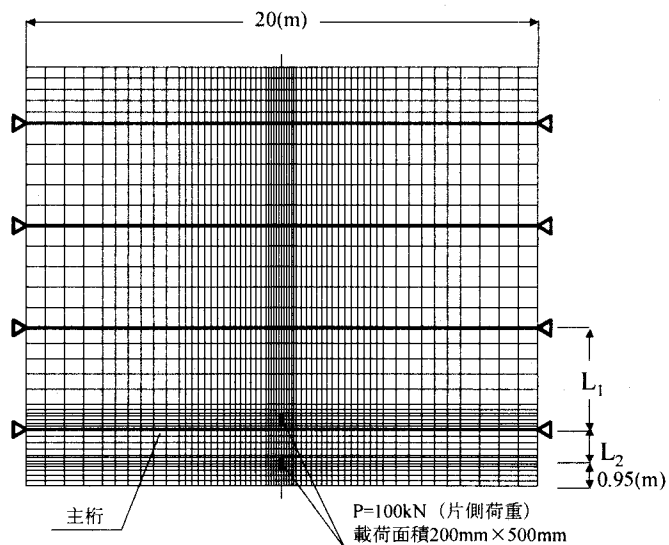


図-13 解析モデルの要素分割図

は、桁沈下による発生曲げモーメントへの影響を除くため十分な剛性を与えた。張出し部先端の地覆、壁高欄は配力鉄筋断面の剛性に寄与する割合が大きいと考えられるが、この影響は安全側の評価に繋がるものとして寄与分を算入しなかった。

6.2 解析ケース

断面剛性比（異方性度 α^* ）、径間部支間長（ L_1 ）、片持部支間長（ L_2 ）をパラメータとして解析ケースを以下のように設定し、組み合わせ解析を行った。（1）異方性度： $\alpha^* = 0.20, 0.40, 0.60, 0.80$ （2）径間部支間長： $L_1 = 3.0\text{m}, 3.5\text{m}, 4.0\text{m}$ （3）片持部支間長： $L_2 = 0.25\text{m}, 0.75\text{m}, 1.25\text{m}$ 。ここに、 L_1 および L_2 はそれぞれ支持桁の中心間隔（m）、片持部支点から T 荷重までの距離（m）を示している。また、径間部床版については、コンクリートの引張領域を無視した剛性値を直交 2 方向断面に与えた。

6.3 解析結果および設計曲げモーメント式の提案

（1）異方性度 α^* と曲げモーメントの関係

異方性度 α^* と各着目断面に発生する曲げモーメントとの関係を図-14 に示す。縦軸には、モーメントの解析値を実橋床版の断面設計において直交 2 方向ともコンクリートの引張領域を無視した異方性度 $\alpha^* = 0.45$ による発生曲げモーメントで無次元化した値を示す。図からわかるように、異方性度 α^* による曲げモーメント比の変化は線形関係にあることから、直線近似により α^* に関する係数項を誘導した。

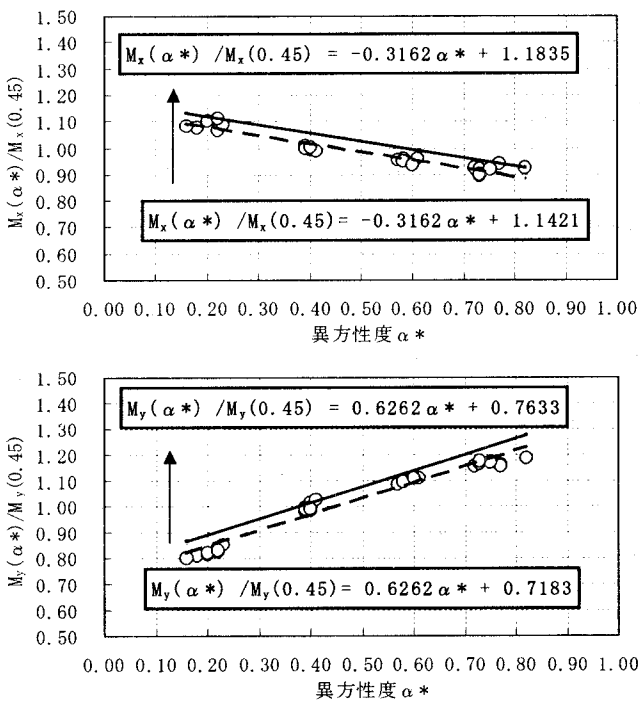


図-14 $\alpha^* - M(\alpha^*)/M(0.45)$ の関係図

（2）径間部支間長 L_1 と曲げモーメントの関係

図-15 に $\alpha^* = 0.45$ のときの曲げモーメント値と径間部支間長 L_1 の関係を示す。直交 2 方向の曲げモーメントは径間部支間長と線形関係にあるが、片持部支間長によってその増減傾向は異なる。しかし、支間長の変化によるモーメントの増分は L_2 の値によらず、 $L_1 = 3.5\text{m}$ の値を基準とすると、 $\pm 5\%$ の範囲におさまる。従って、上述の関係から求まる径間部支間長に対する係数項としては、一定値として誘導するものとした。

（3）片持部支間長 L_2 と曲げモーメントの関係

図-16 に $\alpha^* = 0.45$ のときのモーメント値と片持部支間長 L_2 の関係を示す。 M_y は片持部支間長とほぼ線形関係にあるが、 M_x に関しては支間長 L_2 の変化に対し、2 次

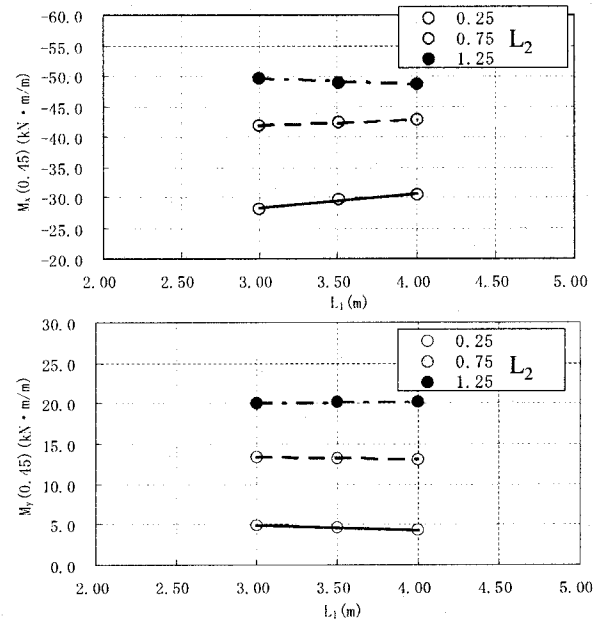


図-15 $L_1 - M(0.45)$ の関係図

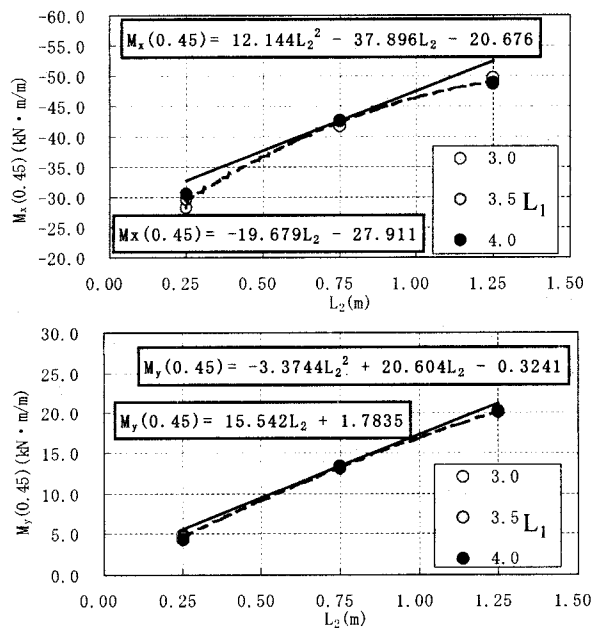


図-16 $L_2 - M(0.45)$ の関係図

多項式により近似できる。ただし、設計式に簡便性を持たせるため、本論文では非線形の関係を敢えて線形化し L_2 に関する係数項を誘導するものとした。

実橋モデルによる上記 FEM 解析の結果より基本設計曲げモーメント式として以下のように提案できる。本提案式では上述の誘導手法により FEM 解析から求まる曲げモーメント値に対して M_x , M_y とも約 10~20%の安全率を含む。

$$M_x = (0.32 \alpha^* - 1.18)(0.21L_2 + 0.29)P \quad (3)$$

$$M_y = (0.63 \alpha^* + 0.76)(0.16L_2 + 0.02)P \quad (4)$$

輪荷重走行試験の結果より、設計限界状態を考慮した床版片持部の設計曲げモーメントの算出には、異方性度として RC 床版および橋軸直角方向 PC 床版については $\alpha^* \approx 0.20$ 、橋軸方向 PC 床版については $\alpha^* \approx 0.30$ を用いるのが望ましい。しかし、 M_y に関しては設計限界状態で設計値を算出すると、初期時に対しては過小評価することになり、それで断面設計を行うと配力鉄筋量が極端に削減され過小断面を与える可能性がある。従って、設計寿命中で発生する最大曲げモーメント値を考慮する必要がある。 M_y については、 $\alpha^* \approx 0.90$ の異方性度を用いるものとする。

上述した提案式を用いて床版片持部の断面決定を行うためには、設計法について規定すべきである。しかし、床版片持部の断面設計では、本研究で検討した走行荷重によるひび割れの発生のほかに、風荷重や乾燥収縮によるひび割れ、片持部の変形量、径間部床版を含めた全体のバランス等を考慮した限界状態を想定すべきである。また、照査項目としては、コンクリートの圧縮・引張応力度ならびに鉄筋の引張応力度が挙げられ、これらの許容値を示す必要があり、この設計方法については今後の検討課題とする。

しかし、径間部の床版厚および鉄筋量が片持部の断面決定ならびに鉄筋量を支配する張出し支間が 1m の片持部床版では、鉄筋の引張応力度のみが照査項目となるため、異方性を考慮した本提案式を用いてよいと判断している。

7. まとめ

道路橋床版片持部のひび割れ状態を考慮した設計曲げモーメント式を提案するため輪荷重走行試験を行い、設計限界状態における断面剛性状態および発生曲げモーメントの分配状況に関する基礎的性状を明らかにした。

コンクリート系床版片持部の剛性低下度の特徴として、張出し部先端の床版下面に発生する橋軸直角方向ひび割れの進展により配力鉄筋断面の剛性が大きく低下した後、床版上面の外桁上付近に橋軸方向ひび割れが発生して、若干の剛性低下がある。しかし、このひび割れによる主鉄筋断面の剛性低下は設計荷重による走行では非常に小さいため、設計限界状態における異方性度は 0.20~0.30 という極端な値に低下する。この異方性度の発現により、主鉄筋断面に作用するモーメントは大きくなる。

この試験結果をもとに断面剛性比、径間部および片持部支間長をパラメータとした実橋モデルによる FEM 解析を行い、これらのパラメータと曲げモーメントの関係を調べることで設計曲げモーメント式を誘導し、合理的な設計法を提案した。

なお、本研究は平成 13 年度科学研究費補助金基盤研究 (B) (課題番号：13450188、代表：松井繁之) を得て行ったものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3.
- 2) S.TIMOSHENKO・S.WOINOWSKY-KRIEGER：Theory of Plates and Shells, MacGraw-Hill, pp.364-371, 1959.
- 3) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，1984.11.
- 4) 街道浩，渡辺滉，橘吉宏，松井繁之，堀川都志雄：床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について，構造工学論文集 Vol.48A, pp.1429-1439, 2002.

(2003 年 9 月 12 日受付)