

大阪工芸学部 正員 松井繁之
大阪工芸学部 正員 前田幸雄
大阪市土木局 正員 亀井正博

1. まえがき

神崎橋は大阪市と兵庫県尼崎市を結ぶ重要な橋梁である。その旧橋は、昭和53年の新橋の開通に伴い、約25年間の役目おえ撤去されることになった。そこで、関西道路研究会・合成構造小委員会が主体となって、本橋の25年供用後における合成効果および疲労強度の低下の有無、なごびに、今後の合成桁設計法への資料を得るため、実橋を切り出し、一連の静的・動的実験が実施されている。^{1,2,4)} 近年、道路橋RC床版のびびり破損が重大な問題となっていることから床版に関する研究項目も加えられた。表1が橋梁諸元である。

2. 試験目的と供試体

25年間の実交通荷重載荷に伴うコンクリートのびびり発展、材料の劣化等による断面性能の低下度、すなわち、撤去時の残留剛性について弾性範囲内の静的載荷実験によって調べる。次いで、本床版の疲労寿命ならびに疲労破壊性状を調べるため繰返し載荷実験と続けて行う。

供試体は図1の一般図中の●印後図から採取した。図2,5にその詳細寸法を示すが、合成桁部分から2本主桁付きのII型供試体3体、非合成部分から3本主桁付きのIII型供試体1体、計4体採取した。なお、各供試体とも鋪装を切り取ってRC床版だけとした。また、本床版は設計では15cm厚であったが、実測によると18cmで、主鉄筋の有効高さは表2に示す通りであった。III型供試体では鋪装切り時に若干の表層コンクリートがはがれたため少し小さ目となった。

なお、本床版には図3に示したように一瞥してわかる貫通びびりや床版スパンとほぼ同じ間隔で入っていたが、曲げによるびびりや幅がせまく発見困難であった。しかし、詳細に観察すると図3に示すようなハークラックが約20cm間隔で格子状に入っていた。これらのびびり状況から貫通びびりや乾燥収縮によるものであると判断できる。

3. 試験方法

初期静的載荷実験は図4に示すように多点(II型-5点、III型-4点)で行い、残留剛性の評価に正確を期した。続く繰返し載荷試験では自動車の移動性を考慮した移動繰返し載荷試験方法を採用し、上

記と同じ5点(ただし、III型では片側中央点の1点載荷)で、原則的に日中には2.5万回毎に載荷点を移動させ、夜間は着目点である中央点で22.5万回の繰返し載荷を与えた。各供試体の最大荷重の変遷は図10に示す通りであった。なお、最初に実験したII-2では50×20cmの載荷

表1 旧神崎橋の諸元

路線名	府道大阪伊丹線
橋種	一等橋(TL13鋼道示昭和14年)
橋長	25@12000+2@10000=320000
有効幅員	車道部6m(拡幅後) 車道部8m, 歩道部2m
上部工	18@12m I型鋼合成桁 7@12m 溶接桁合成桁 2@10m I型鋼非合成
床版	鉄筋コンクリート床版15cm厚 主鉄筋φ12, 配力筋φ9, 単鉄筋断面
鋪装	トベカ式アスファルトコンクリート5cm厚

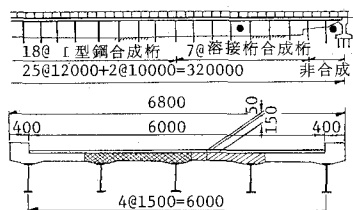


図1 旧神崎橋一般図

表2 材料特性

Concrete	W=2.30 kg/cm ³ $\sigma_c=374.5$ kg/cm ² $E_b=315000$ kg/cm ²
Steel bar	$\sigma_s=2660$ kg/cm ² $\sigma_y=4175$ kg/cm ² $\epsilon_t=26.2$ % $E_s=2.1 \times 10^6$ kg/cm ²

	d (cm)
II-1	14.6
II-2	14.4
II-3	14.6
III	13.3

表2 有効高さ

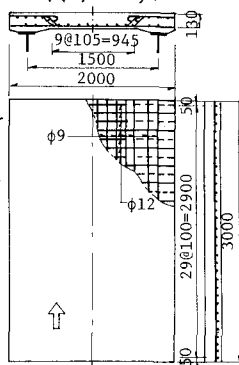


図2 II型供試体

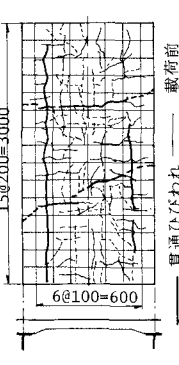


図3 II型のびびり

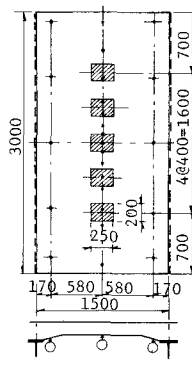


図4 II型の載荷方法

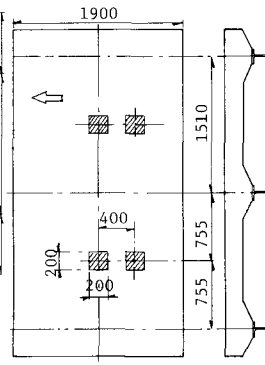


図5 III型供試体

板を当初用いたが、疲労損傷を受けた様子が見られなかったので、途中から $25 \times 20 \text{ cm}$ のものに変更した。以後 $\Pi-1$ 、 $\Pi-3$ には小さい方の載荷板に統一した。 Π 型では $20 \times 20 \text{ cm}$ の載荷板を用いた。

4. 実験結果と考察

(1) 初期静的実験 板性状の評價はひずみ、タワミの橋軸方向の分布形状の考察によって可能である。これらの結果の一例を図6~10に示す。これらの図には引張側コンクリートを無視した断面による2辺単純支持・2辺自由の直交異方性板理論値を併記した。また、実験版はブロックジョイントまたはスラブアンカーを介して主桁と一体になっているが、観測諸量の分布形状から、主桁上で単純支持されていると取り扱ってよいことがわかった。タワミ、ひずみの分布形状から、本床版のコンクリートのひびわれによる異方性度は主鉄筋・配筋鉄筋方向とも引張側コンクリートを無視した断面剛性の比で表される異方性度であると結論づけられた。しかし、タワミおよび鉄筋のひずみの絶対量はこの理論値の約50%であり、まだ大きな剛性を残していると言える。この結果はひびわれ状況をよく説明するものであろう。また、図11は有効高さ・鉄筋比を本床版と同じにした梁の、ひびわれ梁と断面二次モーメント、鉄筋およびコンクリートのひずみの関係を表したものである。この図の関係をを用いて本床版のひびわれ梁さが推定できる。結果は約 8 cm (床版下面より) 位である。過去の荷重調査で約 14 t の大きな軸荷重の載荷が確認されたように、大きな軸荷重を受けてもなおこのように健全であったのは床版厚が大きい、主桁間隔が小さい等が要因となったためであろう。

(2) 繰返し載荷実験 各観測値の最終繰返し数における結果を図6~10に示している。最大荷重 24 t で最初から載荷した $\Pi-1$ は非常に大きな変形を示し、載荷板下で主鉄筋が疲労破断した。また、 Π は 24 t 載荷に移ってからの劣化速度が増し、最終的に7本の鉄筋の破断、および、外側主桁のスラブアンカーの疲労破壊を呈した。この2つの供試体の結果から本床版の疲労強度は 24 t 程度であると推定できる。 $\Pi-2$ 、 $\Pi-3$ でも 24 t まで最大荷重を上げたが大きな劣化現象は現われず実験を終了した。この結果から、現状の交通荷重下における本床版の寿命はまだまだ十分にあったと言える。

また、観測値が直交異方性板理論値に達したときを疲労限度と考えてよいことが本実験からわかった。

参考文献

(1)~(4): 第34回全国大会概要集, I-133, I-134, I-135, I-143, 昭和54年。

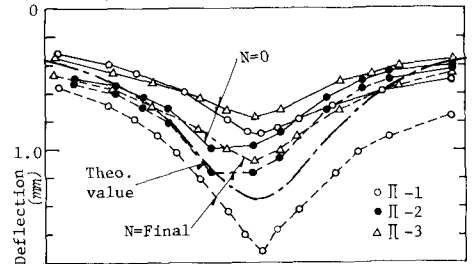


図6 Π 型タワミ分布

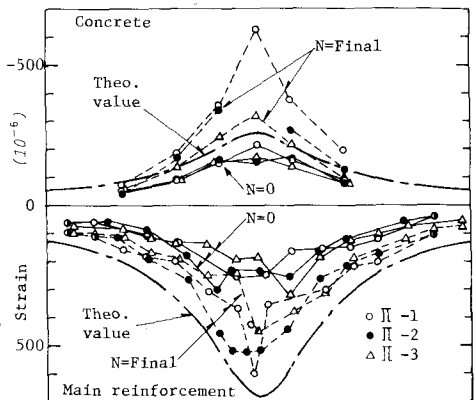


図7 Π 型ひずみ分布

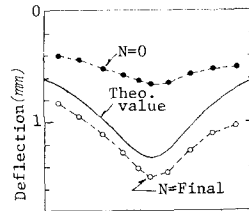


図8 Π 型タワミ分布

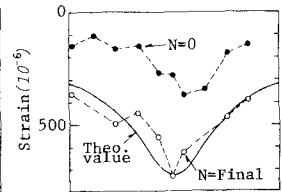


図9 Π 型ひずみ分布

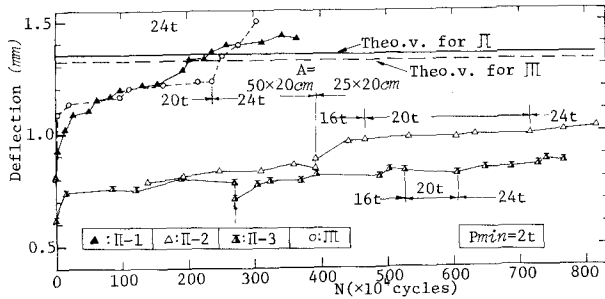


図10 繰返し数による最大タワミ変化

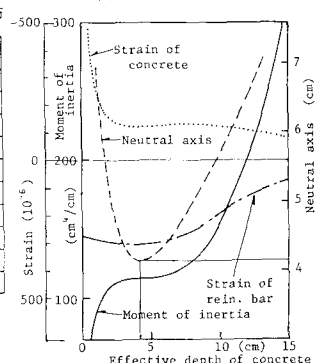


図11 主鉄筋断面の諸量とひびわれの関係