

道路事業調査費・試験調査

上部構造の調査・設計

施工基準の作成に関する試験調査

土 木 研 究 所 資 料

第 9 7 9 号

橋梁の補修補強工事 追跡調査に関する報告書集

昭 和 4 9 年 1 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 橋 梁 研 究 室

橋梁の補修補強工事
追跡調査に関する報告書集

土木研究所資料第 979号
昭和 49 年 11 月 (1974)

建設省土木研究所橋梁研究室

キーワード : 橋梁、補修補強工事、追跡調査、床版

要 旨 建設省技術研究会の道路部門指定課題として「橋梁の補強工事について」
がとりあげられ、昭和 49 年度は補修補強工事を行なった橋梁に対する追跡調査が
建設省の各地建（北海道、沖縄を含む）および都道府県で行なわれ、その結果を道
路局および土木研究所がとりまとめ、研究会で発表された。

この調査において損傷が発見されたものについては各地建が調査報告書を作成し
たが、紙面の関係から上記研究会の論文集にはその全文を登載することができな
かった。この報告書集はその全文をとりまとめたものである。

ま え が き

交通量の増大や車両重量の増大に伴って既設橋梁の補修や補強が道路管理者の大きな問題となっており、昭和48年度から「橋梁の補修補強工法に関する調査研究」が建設省技術研究会の道路部門の指定課題の1つとしてとりあげられた。

昭和48年度は、この調査研究の第一段階として補修補強工法の実例調査が行なわれた。

昭和48年度の問題点にも述べられているように、効果的な補修補強工法を確立するために重要なことは、このように施工された補修補強がその後どのようなになっているかということであり、補修補強後の挙動観察を抜きにしてこれらを論ずることはできない。

この調査では、建設省の各地建（北海道、沖縄を含む）および都道府県が実橋調査を行ない、その結果を調査表に記載すると同時に、損傷が発見されたものについては調査報告書を作成した。これらの調査結果は道路局と土木研究所がとりまとめ、第28回建設省技術研究会で発表され、その内容は第28回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集に連載されている。しかしながらこの論文集では紙面の関係から上記の調査報告書については、その概要が掲載された。

この報告書集は橋梁の補修補強の資料として残すため上記の報告書の全文を別途にとりまとめたものである。

目 次

まえがき

事例－ 1	A橋床版補強工事の追跡調査に関する報告	1
事例－ 2	B橋床版補強工事の追跡調査に関する報告	4
事例－ 3	C橋補強工事の追跡調査に関する報告	8
事例－ 4	D橋補修補強工事の追跡調査に関する報告	13
事例－ 5	E橋補修補強工事の追跡調査に関する報告	15
事例－ 6	F橋コンクリート床版の補修工事の追跡調査に関する報告	19
事例－ 7	G橋の床版補修工事について	22
事例－ 8	H橋コンクリート床版の補修補強工事に関する追跡調査	25
事例－ 9	I橋の床版補修工事について	37
事例－10	J橋床版・主構補修補強工事の追跡調査に関する報告	40
事例－11	K橋の補修補強工事に関する追跡調査報告	43
事例－12	L橋補修補強工事の追跡調査に関する報告	45
事例－13	M橋床版補修補強工事の追跡調査に関する報告	48
事例－14	N橋主桁補強後の追跡調査	51
事例－15	O橋鉄筋コンクリート床版補強に伴う補強効果確認試験	53

事例-1 A 橋床版補強工事の追跡調査に関する報告

1. ま え が き

本橋は、一般国道に昭和25年3月架設されたものであるが、著しい交通量の増大、車両の大型化に伴い床版に多数の亀裂が発生し、昭和47年度床版補強を実施したが、今回これの追跡調査を行なったので報告するものである。

2. 橋 の 概 要

- 橋種、構造形式 鋼連続合成桁橋
- 橋 長 21.6 m
- 幅 員 9.0 m
- 適用示方書 昭和41年 1等橋(13t)
- 床版補強施工 昭和47年10月～12月

3. 補強工事の経緯

昭和46年7月、技術事務所に依頼し橋梁点検を実施したが、その結果床版下面にほぼ全面にわたり橋軸直角方向に0.2～3.0 m間隔で亀裂が発生し、一部には橋軸方向にも亀裂、水もれ、鉄筋の露出ヶ所が数ヶ所あった。

現橋を鋼道路橋示方書により検討すれば(床版厚16cm, 主鉄筋16mm, etc = 200%, 配力鉄筋13mm, etc = 300%)

$$\begin{array}{ll}
 \text{橋軸直角方向(主鉄筋方向)} & \sigma_c = 76.8 \text{ Kg/cm}^2 > 70.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{NO}) \\
 & \sigma_s = 1,861.5 \text{ Kg/cm}^2 > 1,400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{NO}) \\
 \text{橋軸方向(配力鉄筋方向)} & \sigma_c = 71.4 \text{ Kg/cm}^2 > 70 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{NO}) \\
 & \sigma_s = 2,910.0 \text{ Kg/cm}^2 > 1,400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{NO}) \text{ となる。}
 \end{array}$$

橋軸直角方向及び橋軸方向ともに許容応力度をこえている。

従って、現橋の亀裂の状況及び許容応力度超過を考え床版補強工事を施工することとした。床版補強工法としては一般に、(A)打換え工法 (B)縦ゲタ増設工法 (C)鋼板接着工法 (D)鉄筋モルタル吹き付け工法、がある。この4工法について、①迂回路がないこと ②交通に支障を与えず現交通下で施工可能なこと ③工費的に安価であること ④補強効果が確実であること ⑤施工が容易であること等を検討のうえ、本橋には鋼板接着工法のうち圧着法を採用することとした。なお、亀裂部分は、版としての安全性を高めるとともに鉄筋の腐蝕防止のため樹脂注入工を併用した。

4. 補強工事の概要

鋼板(SS41, $w=900\%$, $l=3,950\%$, $t=6\%$)をエポキシ系樹脂にて接着した。なお、板の継目部はスプライス板(SS41, $w=900\%$, $l=540\%$, $t=6\%$)で補強した。

圧着後の床版応力は、

$$\begin{array}{ll}
 \text{橋軸直角方向(主鉄筋方向)} & \sigma_c = 30.7 \text{ Kg/cm}^2 < 70 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK}) \\
 & \sigma_s = 282.1 \text{ Kg/cm}^2 < 800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK}) \\
 \text{橋軸方向(配力鉄筋方向)} & \sigma_c = 23.7 \text{ Kg/cm}^2 < 70 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK}) \\
 & \sigma_s = 217.4 \text{ Kg/cm}^2 < 800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

となり安全である。

(註) 1. σ_{sa} は、静的実験を参考として800 Kg/cm²とした。

2. 既に入っている鉄筋と共同作用させることは、新設の場合はほぼ計算値と同じと考えられるが、亀裂部分では局部的に降伏点を超えていることもあり、かなり疲労を受けていると思われるので設計計算においては在来鉄筋は無視した。

5. 補強後の経緯

補強後の点検は昭和49年8月に、補強鋼板の接着状態に異常があるかないかを朝フルイ製 COHESION DETECTOR により測定し、床版の施工後の亀裂の新規発生等の有無の調査を行った。

この結果、終点側より2枚目の上り線最上流圧着部に一部 ($a = 0.03m^2$) 圧着不良ケ所が発見された。損傷発生は、施工後3ヶ月以内と推定されるが、進行はしていないように思われる。又、床版の状態は鋼板を接着したサイドとハンチの間に新しい亀裂 (0.05%程度) と思われるものが数ケ所あった。

6. 損傷の状態

損傷ケ所に前記のように $a = 0.03m^2$ 程度であるが COHESION DETECTOR による測定周波数は80~100 μA であり、目では床版と鋼板との間隙については確認できないが、テストハンマーでたたくと音の違いは明らかにわかる。

(参考) COHESION DETECTOR の周波数と接着状態

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| 0 ~ 30 μA (青色指示) | 接着良好 (施工上の処理は不要) |
| 30 ~ 70 μA (黄色指示) | 気泡等による欠陥あり (不良部分は注入を行なう) |
| 70 ~ 100 μA (赤色指示) | 接着不良 (部分的なものは注入、全般的なものは再接着) |

7. 損傷の原因

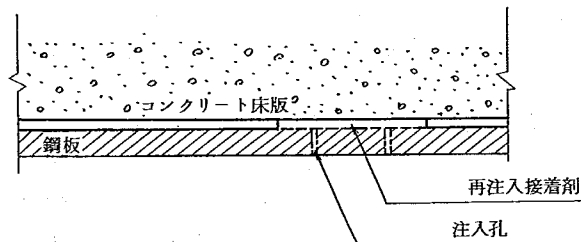
損傷の原因として考えられるのは

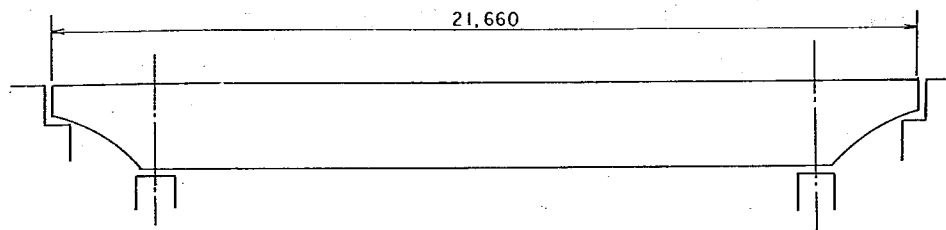
- ① 床版の平滑性が悪く、圧着によって鋼板が無理に曲げられ、それにより歪が生じあまり良く接着していないのと同時にその部分に局部的に多大な引張応力が働き床版コンクリート表面を薄くつかみハクリした。
- ② 接着鋼板自身に歪 (曲げ) があり、①と同様な原因によりハクリした。
- ③ 施工完了後、接着不良ケ所が発見できず検査もれとなっていた。

の3点が考えられるが本工事の場合①又は②と思われる。

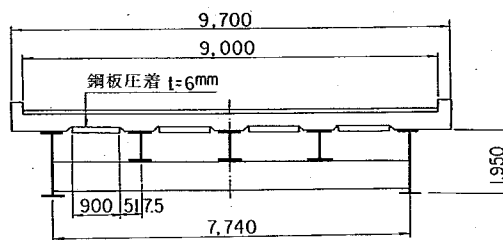
8. 対策

接着不良ケ所は、コンクリート床版と接着剤との間に浮き部分があると思われるのでその箇所をドリルにて2~3ヶ所削孔し、接着剤の注入を行なう。

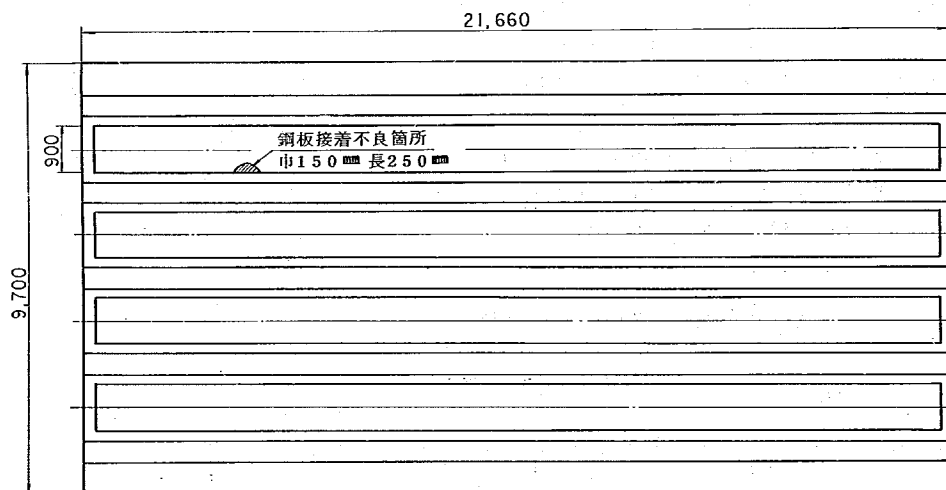




一般図



鋼板圧着断面図



補強の説明図

事例-2 B橋床版補強工事の追跡調査に関する報告

1. ま え が き

本橋梁は昭和25年に一般国道に架設されたものである。設計荷重13t、床版厚17cmと薄く、近年の交通量の増加は著しく昭和25年当時は700台が現在では1,000台であり、車両の大型化、荷重の増大に伴ない床版の損傷は著しく昭和46年、47年2ケ年にわたり床版補強を実施したが、今回これの追跡調査を行なったので報告する。

2. 橋 の 概 要

○橋種、構造形式	鋼ゲルバー桁
○橋長および幅員	13@32m=416m w=6.0m
○適用示方書	昭和14年鋼道示 1等橋

3. 補強工事の経緯

昭和45年8月技術事務所による橋梁点検車で床版亀裂の状況、位置および床版裏面の凹凸等を点検した結果、床版全般に亀裂が発生しており、最大幅は5~7mm程度で漏水があり、各所で網状に発生している。補強前の載荷試験の結果ではコンクリート引張縁における応力が平均4.8Kg/cm²程度となり、10Kg/cm²よりおとっている。また鉄筋量について道路局長通達と比較すると12.5%~47.5%不足している。

4. 補強工事の概要

補強工法については交通量として迂回路はあるが、幅員4.0mで狭く補強であり迂回路まで設けるには問題がある。ストリンガー工法では縦桁を補強した場合単鉄筋であり、クラックの発生が予想される。圧着注入法は接着面の凹凸が大きい場合に適しており、補強効果が確実な圧着工法に決定した。

鋼板(SS41, w=600mm, t=6mm)をエポキシ系樹脂にて接着した。板の継目部はスプライン板(SS41, w=600mm, l=1,000mm, t=6mm)で補強した。

圧着後の床版応力は車両進行方向の床版に作用する曲げモーメントは車両進行直角方向の70%とすると、

$$M = 1.568 \times 0.7 = 1.110 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 60 \times 0.32 = 19.20 \text{ cm}^2 \quad n = 15 \quad d = 17.16 \text{ cm}$$

$$P = 19.20 / (100 \times 17.16) = 0.0112$$

$$k = \sqrt{2.9W + (Pn)^2} - Pn = 0.4355$$

$$x = k \cdot d = 7.473 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{\sigma_x (d - x/3)} = 20 \text{ Kg/cm}^2 < 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s (d - x/3)} = 39.4 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 80.0 \text{ Kg/cm}^2$$

となり安全である。

載荷試験については鋼板圧着前後における歪をストレインゲージによって測定、応力変化によって判定した。

5. 補強後の経緯

補強後の点検は昭和49年8月に補強鋼板の接着状態を佛マルイ製 COHESION DETECTOR (付着検出機)によって測定を行ない、あわせて床版の亀裂の新規発生等の有無を調査した。調査は13径間のうち第5径間~第9径間について

て行なった結果 COHESION DETECTOR による測定では、5ヶ所の不良箇所が発見された。不良箇所は殆んど端部に集中しており、面積的にも補強の効果を減少させる様なものではなく、現状においては問題はないものと思われる。損傷発生は施工後3ヶ月以内と推定されるが、進行はしていないように思われる。床版の状態は新しい亀裂の発生も認められず異状は無かった。

6. 損傷の状況

COHESION DETECTOR による接着不良箇所は

第5径間	0.02～0.04m ²	2ヶ所
第8径間	0.01m ²	1ヶ所
第9径間	0.02～0.04m ²	2ヶ所

で周波数はいずれも70～100μAであり、床版と鋼板との間隙は視認できないが、テストハンマーでたたくと音の違いは明らかに判かる。

(参考) COHESION DETECTOR の周波数と接着状態

0～30μA (青色指示)	接着良好 (施工上の処理は不要)
30～70μA (黄色指示)	気泡等による欠陥あり (不良部分は注入等を行なう)
70～100μA (赤色指示)	接着不良 (部分的なものは注入、全般的なものは再接着)

7. 損傷の原因

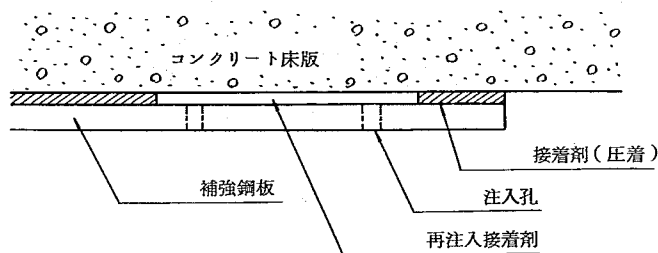
接着不良の原因と考えられるのは

- (1) 床版の平滑性が悪く圧着によって鋼板が無理に曲げられ、そのため歪が生じ完全に接着していないのと同時にその部分に局部的に多大な引張応力が働き床版コンクリート表面を薄くつかみハクリしているのではないかとと思われる。
- (2) 鋼板自体の曲がり(歪)があり、(1)と同様な原因でハクリした。
- (3) 施工完了後、接着不良ヶ所(接着剤の流出等による)が発見されず、検査もれになっていた。

以上3点が考えられるが、本工事の場合(1)又は(2)と思われる。

8. 対策と問題点

接着不良箇所はコンクリート床版と接着剤との間に浮き部分があると思われるのでその箇所をドリルで2～3箇所削孔し、接着注入を行なう。

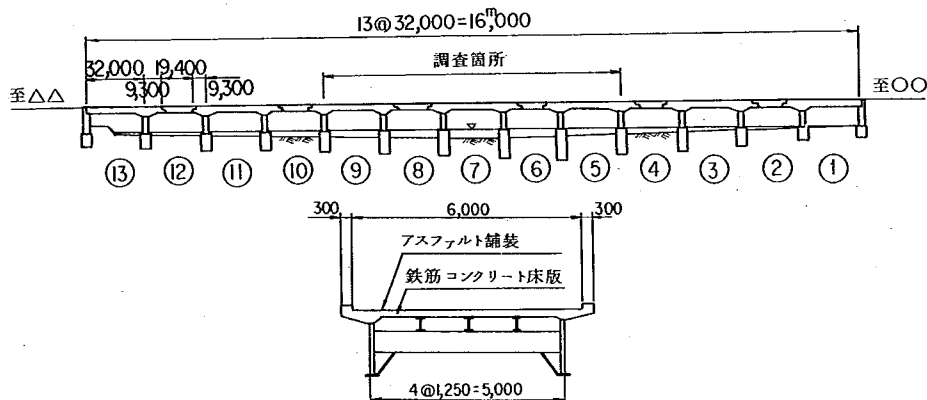


補強後の効果の確認方法の最も簡便な COHESION DETECTOR により接着面の空隙の有無を調査したが、接着力の確認を調査する必要がある。又、接着不良箇所の空隙に再注入した場合その効果も調査する必要がある。

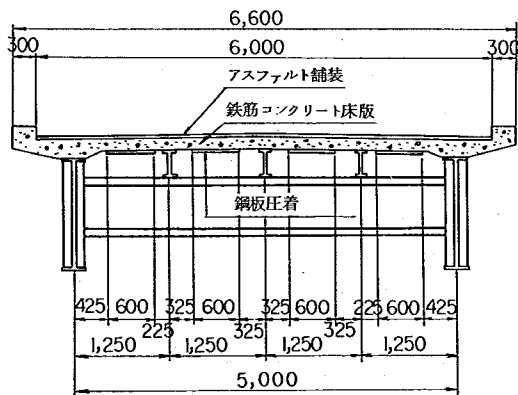
9. 補修補強の問題点と提案

鋼板圧着工法の場合接着効果の確認が問題であるが、実橋を調査するとすれば外部から視認できないので載荷試験を行なう必要があり、通行規制が伴なうので問題である。

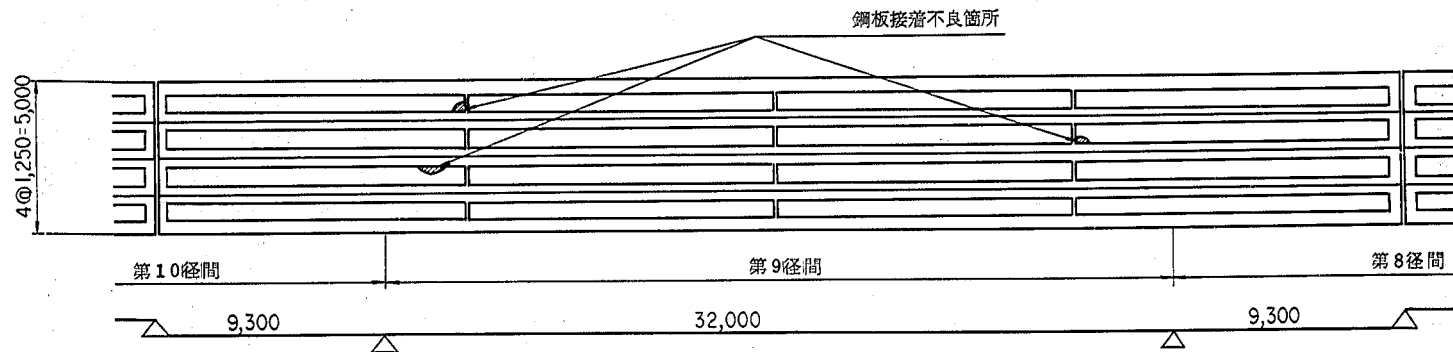
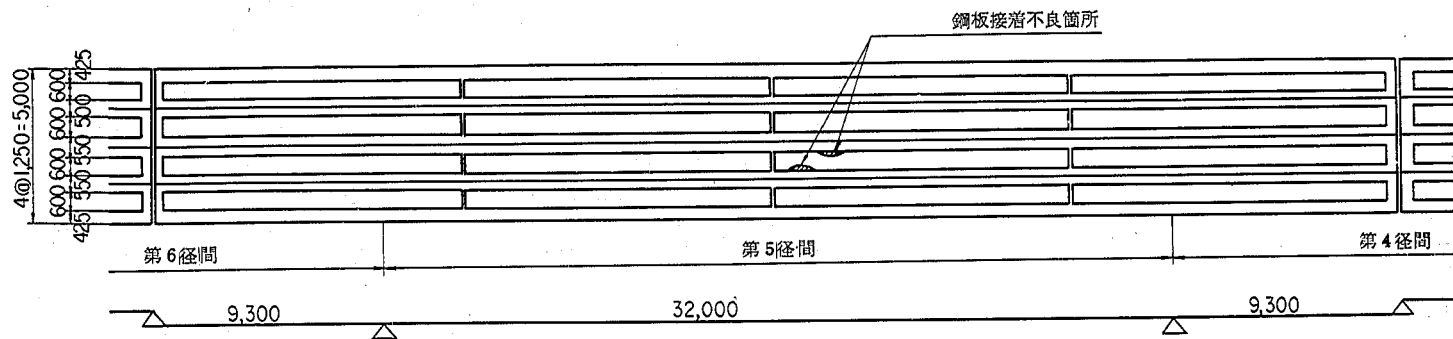
今回の鋼板の接着不良箇所をみると鋼板止端部付近に集中している。これはその部分に応力が集中した結果ではないかと推定される。この場合鋼板の幅は一定幅でよいか疑問である。



一般図



鋼板圧着断面図



事例－3 C橋補強工事の追跡調査に関する報告

1. まえがき

本橋は支間 60.00 m 、幅員 6.00 m の鋼ワーレントラス3連、支間 $16.00\text{ m}+9@20.00\text{ m}+20.00\text{ m}$ 、幅員 6.00 m の鋼板桁(3主桁)よりなる。また設計は昭和14年鋼道示により昭和29年に架設した。

鉄筋コンクリート床版の補強はクラックに樹脂グラウトを注入した後、鋼板($t=4.5\text{ mm}$)を鋼ワーレントラス部についてのみ接着した。

補強工事は昭和46、47年度について行なった。

2. 事例C橋の概要

本橋は昭和29年度に「昭和14年鋼道示」により設計された1等橋で単純支持鋼ワーレントラス3連($3@60.00\text{ m}$)と単純支持鋼板桁($16.00\text{ m}+9@20.00\text{ m}+20.00\text{ m}$)よりなり幅員は車道部で 6.00 m 、歩道部で 2.25 m 、橋長は 400.50 m である。

鋼ワーレントラスの床組は縦桁間隔 $4@1.50\text{ m}$ 、横桁間隔1連につき $10@6.00\text{ m}$ 、また鋼板桁では3主桁で桁高 1.30 m 、主桁間隔 2.40 m 、縦桁間隔 1.20 m である。

また、鉄筋コンクリート床版厚はすべて 15 cm である。

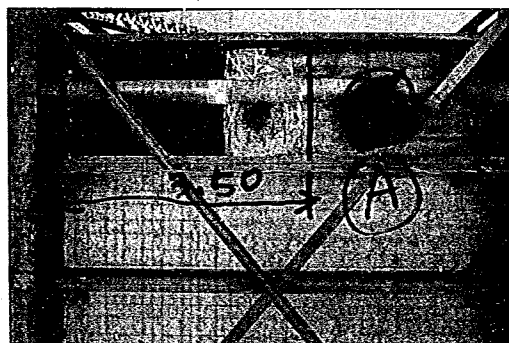
3. 補強工事の経緯

(1) 補強工事を施工する前の損傷状況

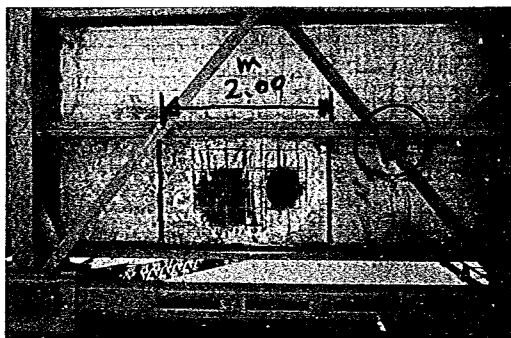
昭和39年～45年に右岸より第3連目の鋼ワーレントラスの床版が数ヶ所にわたって脱落した(写真1、2、3)。

昭和46年度に補強すべく床版のクラックの状態を調査したところ3連目のトラスで平均のクラック量は 3.2 m/m^2 であり、クラック幅の平均は 0.5 mm 程度であった。

また、脱落した個所のコンクリートの状態は強度が非常に低いようであり、軽石状であった。



写真－1



写真－2



写真－3

昭和46年5月～8月に鋼板接着による補強工事を第3連目のトラス部について行なっていたところ他の径間のトラス部についても脱落が発生したため、47年度に第1、2連目のトラスについて補強工事を実施することにした。

(2) 補強工事の必要理由

本橋は一般国道で河川に架設された唯一のものであり交通を確保しなければならず、クラック調査の結果、多数のクラックの発生があり、かつコンクリートは海風などによる凍害が著しいことなどのためによる。

また、第1、2連目のトラスではクラック量が第3連目より多く、平均で 4.52 m/m^2 であり、特にトラス部全般にわたって耐荷力の減少をきたしていると思われたので補強工事をを行った。

4. 補強工事の概要（図-3及び図-4参照）

補強はまずクラックに樹脂グラウトを注入（図-2）し、鋼板（ $t=4.5\text{ mm}$ ）接着を行なった。（46、47年度とも同様）鋼板は図-5に示すように、 $80\text{ cm}\times 220\text{ cm}$ のものを使用した。

1パネル（縦桁と横桁にかこまれたコンクリート床版下面）の鋼板の面積はコンクリート床版の面積の約80%である。

5. 補強工事後の経緯

昭和46年度に補強した径間では、47年7月、48年7月、49年6月にそれぞれ鋼板と鋼板の間即ち横桁付近でコンクリートが脱落したり、また接着した鋼板の周囲から鋼板が半分程脱落し、鋼板が空中にぶらさがり等損傷した（図-1参照）。

この46年度に補強した第3連目のトラスでは脱落が今後も発生するものと推測される。

なお47年度に補強した第1、2連目のトラスでは現在損傷を受けていない。

補強後の点検は橋面については常時パトロールし、また年に1回程度橋梁点検車で橋梁下面等を点検している。

6. 損傷の原因、補強の問題点

本橋のコンクリート床版は昭和29年11月頃であり、当時の気温はかなり低く、コンクリート打設には条件として悪かったようである。特に第3連目のトラスのコンクリート床版については問題があったと言われている。

供用開始当初の交通量は資料がないが、本橋付近の交通は下記のとおりであり、昭和40年以降から特に増加している様である（表-1参照）。

以上のように交通量の増加、あるいは交通荷重の増大したことが損傷を受ける主な原因と考えられ、かつ海岸に近く海風によるコンクリートの劣化、凍害による強度の低下が一層損傷を受け易くしたものと思われる。

表 - 1

	交通量（台/12 hr）
昭和28年	224
昭和33年	556
昭和32年12月	712
昭和46年 春	5,530
昭和49年 春	6,365

このような状態のもとで鋼板の接着を行ない、しかも床版面積の80%程度について行なったことが補強後にも損傷を受けたものと見られる。

また、クラックの発生ヶ所、発生量も他の補強工事を行なった橋梁と比較して多かったと考えられる。

7. 対策と問題点

鋼板接着による補強は本橋のように迂回路がなく交通量も比較的多く、しかも幅員の狭い橋梁では適した工法と考えられるが、ただ鋼板の接着に問題があり、床版のハンチからハンチまで、出来ればハンチ部もカバーすることが望ましいと思われる。

補強後に損傷を受けた個所には樹脂コンクリートによる打換を行なっている。

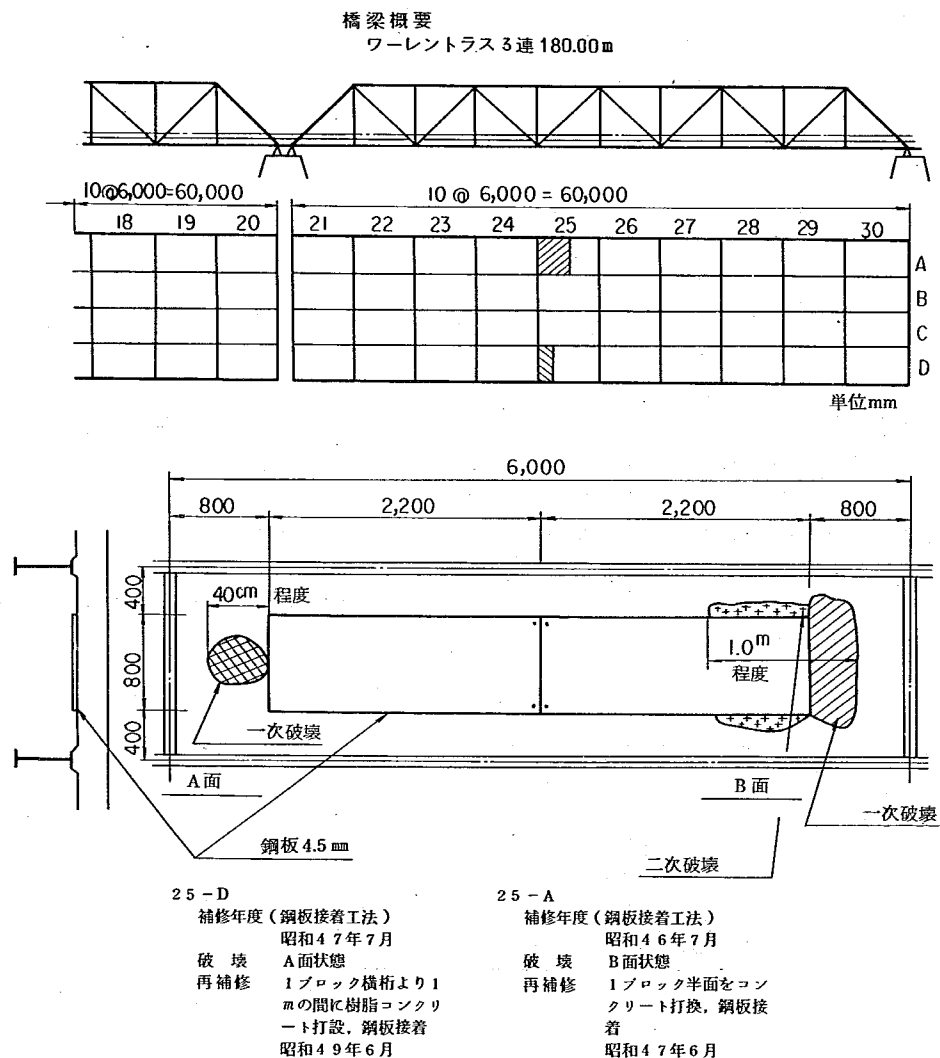


図-1 補強工事後の横桁付近コンクリートの脱落及び鋼板の脱離

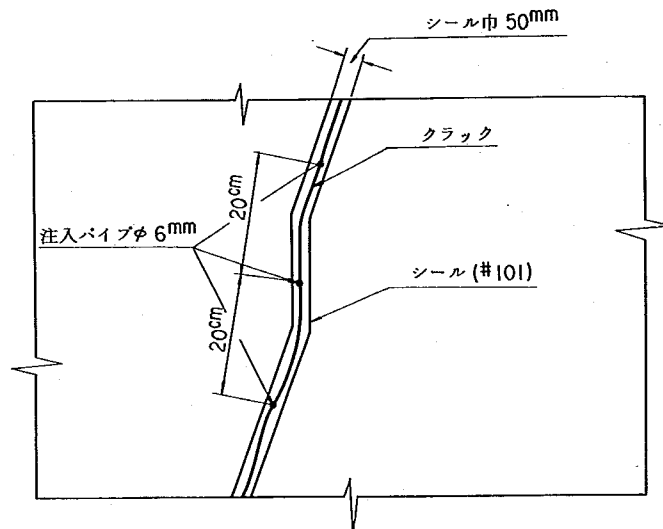
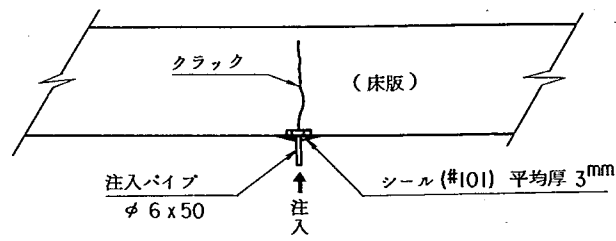


図 - 2 床版クラック処理詳細図

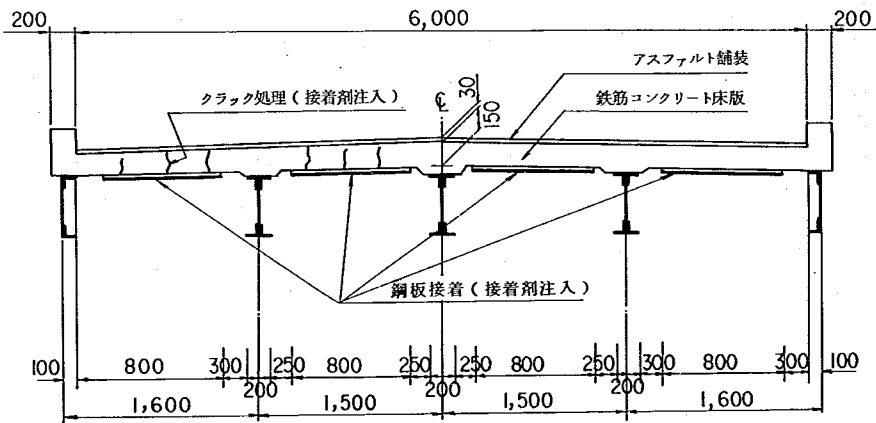
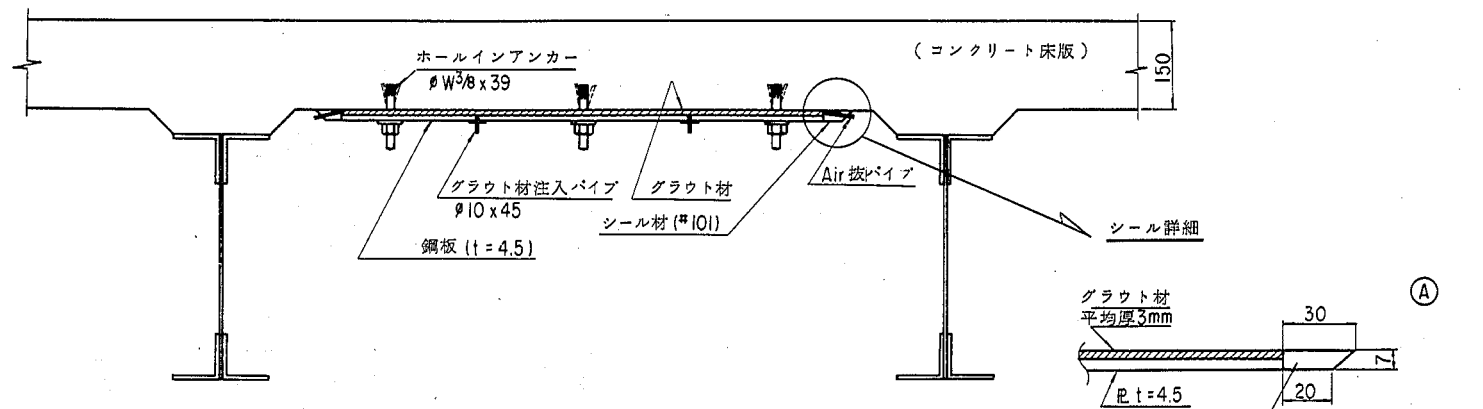


図 - 3 (床版下面) 鋼板接着箇所図



事例－４ D橋補修補強工事の追跡調査に関する報告

1. まえがき

本報告は、国道〇〇号〇〇県〇〇郡〇〇町〇〇川に架るD橋において実施をされた補修補強工事（昭和46年度）のその後の状況について追跡調査したものである。

2. 橋の概要

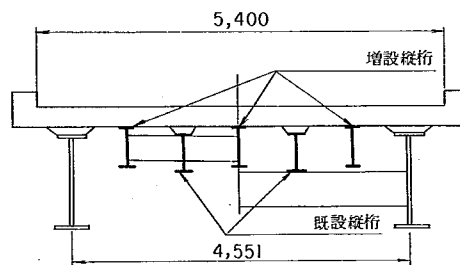
架 設 年 度	昭和5年度
橋種、構造形式	鋼橋、単純プレートガーダー
橋長、支間割	433.9m (4@6.25+15@19.40+2@19.55+4@19.70)
幅 員	5.4m
適用示方書	大正15年道構細別、1等橋

3. 補修補強工事の経緯

本橋は、昭和46年度指定区間に編入されたもので、当時より床版の損傷が著しく大型交通量の増加もあいまって直ちに補修補強を必要としたものである。特に桁端部ジョイント附近の損傷が著しく特に降雨後の陥没が多かった。

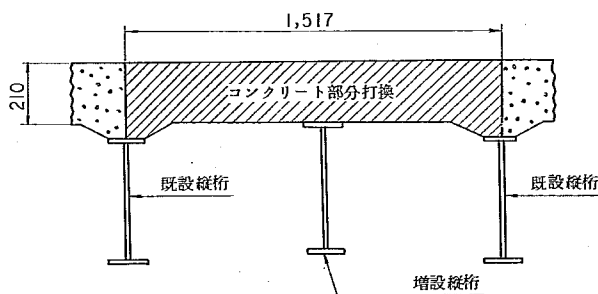
4. 補修補強工事の概要

当該地点は迂回路がないため工事は供用しながらの工法について計画され、部分打換え及び縦桁増設工法が実施された。打換えは既に陥没している箇所及び陥没寸前の箇所のみを実施し、その附近についてのみ縦桁増設をおこなった。補強に要した鋼材重量は約30tで約10,000千円の工事を要した。



5. 補修補強後の経緯

工事の実施後一年間は補修補強の効果があらわれ損傷は発生しなかったが、再び陥没が発生し始め現在まで20箇所を数えている、うち16箇所は補修補強を実施していない箇所に発生していることから見て補修補強の効果が認められる。部分打換えを実施した部分の損傷は皆無である。



6. 損傷の原因と補修補強の問題点

先述の様にその後における損傷の大部分は補強を実施していない箇所に発生し、打換え箇所の損傷は皆無の状況からその効果は明らかであるが、縦桁増設のみを実施した箇所が3箇所陥没していることから老朽コンクリートに対する縦桁増設の効果は余り期待できないものと思われる。

7. むすび

現在バイパスが工事中であり49年度末には供用開始の予定であり完成後には撤去する予定であるので、その間応急処理により供用の予定である。

事例－5 E橋補修補強工事の追跡調査に関する報告

1. ま え が き

本報者は、国道の河川に架る橋において実施した補修補強工事（昭和45年度実施）のその後の状況について追跡調査したものである。

2. 橋 の 概 要

架 設 年 度	昭和11年度
橋種、構造形式	鋼橋、単純プレートガーダー
橋 長	247.8m (13@18.7m)
幅 員	5.5m
適 用 方 示 書	大正15年道構細則、1等橋

3. 補修補強工事の経緯

橋梁自体の老朽化、耐荷力不足、大型交通量の激増等を原因としてコンクリート床版の損傷が激しく、特に降雨後の陥没が頻繁に発生した。特に昭和42年に至って〇〇工業港の開港による大型交通量の激増のため集中して上り車線側に発生した。

損傷の都度、応急処置として覆工板により供用してきたが、週に1回～2回の発生頻度となるに至って、交通の安全上根本的な補修補強を必要としたものである。補修補強の工法検討にあたって、現況の安全性について現況調査ならびに載荷試験を実施した結果、現況調査では、鋼桁部については桁端部の各部材が特に発錆腐蝕が著しかった。床版については、各径間の端部が特に陥没が多く発生しており、亀裂は全橋に亘っており、なかには上下面貫通しているものが見られた。

中性化試験の結果では、深さは約1cm程度で鉄筋までは及んでいない模様であった。又桁と床版は完全に分離し、大型車両の通過には水平上下に3～5%のずれが見られた。

載荷試験では、各部材の応力およびたわみの分布状態に異常はなく、主桁、横桁、縦桁、床版の各部材にかなりの合成作用が期待できる結果が確認された。

(1) 現況調査ならびに載荷試験を参考として、耐荷力と供用荷重について検討した結果を次に示す。

基本耐荷力の計算（土研資料第306号 既設橋の耐荷力に関する資料(2)）

$$P = 20 \times \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}}$$

P = 基本耐荷力（主構部L-P 床、床組部T-P）

σ_{20} = 鋼道示（昭39.6）一等橋による活荷重、衝撃により生ずる応力度（Kg/cm²）

σ_a = 設計時における許容応力度（Kg/cm²）

σ_d = 死荷重応力度（Kg/cm²）

部 材	σ_a (Kg/cm ²)	σ_{20} (Kg/cm ²)	σ_d (Kg/cm ²)	P (t)
主 桁	1,200	1,117	799	L-7
中間横桁	1,200	1,320	670	T-8
端 横 桁	1,200	1,320	350	T-13
縦 桁	1,200	2,370	470	T-6
床版鉄筋	1,200	1,630	—	T-15

(2) 供用荷重の検討

基本耐荷応力度、路面状況、交通状況、その他考慮すべき事項（橋梁の重要度等）により補正した結果を次に示す。

部 材	基本耐荷力	応 力 度 補正係数	路面状況 補正係数	交通状況 補正係数	そ の 他 補正係数	供用荷重
主 桁	L - 7	1.7	0.95	0.9	0.8	L - 8
中間横桁	T - 8	2.2	0.95	0.9	0.8	T - 12
端 横 桁	T - 13	3.9	0.95	0.9	0.8	T - 35
縦 桁	T - 6	3.9	0.95	0.9	0.8	T - 16
床版鉄筋	T - 15	3.5	0.95	0.9	0.8	T - 36

各部材の供用荷重のうち、最小の値で代表されることから本橋における供用荷重は、L - 8と考察された。

4. 補修・補強工事の概要

当該地点は、適当な迂回路がないため、工事は供用しながらの施工を考えなければならなかった。

○鋼 桁 部

供用荷重の最小値である主桁の補強を検討したが、主桁の増強は、床版が障害となること。支承位置、構造に制約があること、又、補強部材の添接は供用しながらのリベット外しは危険であること、溶接上の問題から、これを締め縦桁の増設を実施した。縦桁増設の補強効果として考えられることは、縦桁の分担荷重を減少させられること、床組の剛性を増すことによる二次的効果として、主桁に生ずる活荷重応力の減少が期待できることである。

既設縦桁の間に1本づつ縦桁を増設した場合の効果を求めると次表のとおりである。

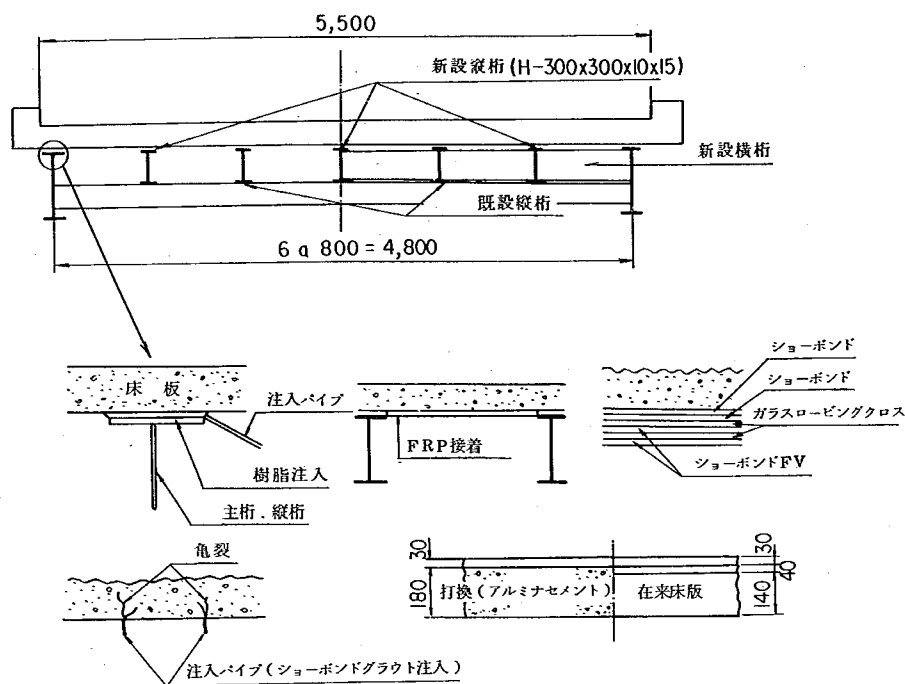
	σ_a (Kg/cm ²)	σ_{20} (Kg/cm ²)	σ_d (Kg/cm ²)	P (t)	K 補正係数	供用荷重 (t)
主 桁	-1,100	-760	-660	L - 11.6	1.4	L - 14
	1,200	920	800	8.7		
横 桁	-1,100	-1,400	-630	T - 6.7	1.7	T - 14
	1,200	1,400	630	8.1		
縦 桁	-1,100	-1,220	-560	8.9	2.5	L - 27
	1,200	1,220	560	10.5		

○床 版 部

縦桁増設に伴う床版支間の短縮による応力減少を期待するとともに、既設の主桁、縦桁と床版の間に樹脂注入。

コンクリートの陥没している部分の打換え（アルミナセメント） 亀裂発生部には樹脂注入。FRPの接着（網状に細く発生している部分）等を実施した。

補修補強に要した工事費は約33,000千円である。



5. 補修補強後の経緯

補修補強後一年間は、その効果は明らかで、損傷は皆無であったが、二年経過後再び床版の陥没が発生した。現在まで、20箇所の陥没が発生している。

損傷は、部分打換えを実施した附近に発生している。現在応急処置で供用している。

鋼桁部分については損傷は見られない。全体として補修補強の効果は明らかで、部分的に陥没は発生しているが亀裂の進行も見当たらないし、FRPの接着部分についても、異常は無い。

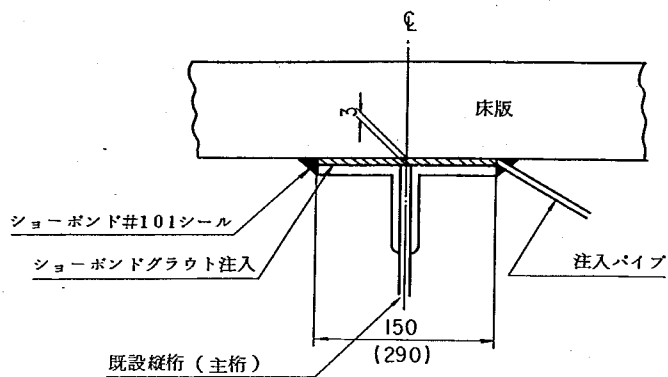
6. 補修補強後の損傷の原因と補修補強の問題点

先述した様に、補修補強の効果は明らかに確認されているが、本橋における損傷の主たる原因はコンクリートの老朽が考えられる。したがってその後に損傷が発生している原因は、コンクリート自体の寿命によるものであろう。

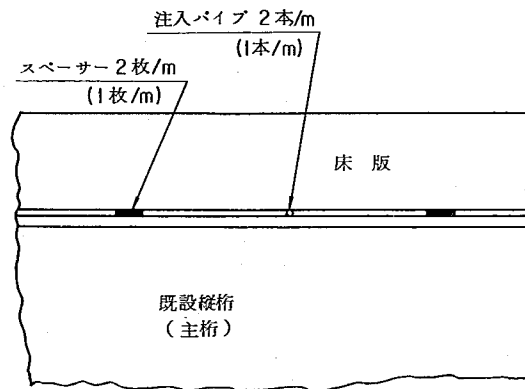
縦桁増設による外的な補強により応力減少を期待しても、その寿命を延ばしたに過ぎない。同様に樹脂注入、FRP接着の工法にしても、一時的な強度増は期待できるものの根本的な解決にはならない(特に老朽コンクリートでは)。

予算的な問題、交通処理上の問題、施工上の品質確保の問題等々多くの問題を抱えるが、老朽コンクリート床版の補修には、全面打換え以外に根本的な解決は無い様に思われる。

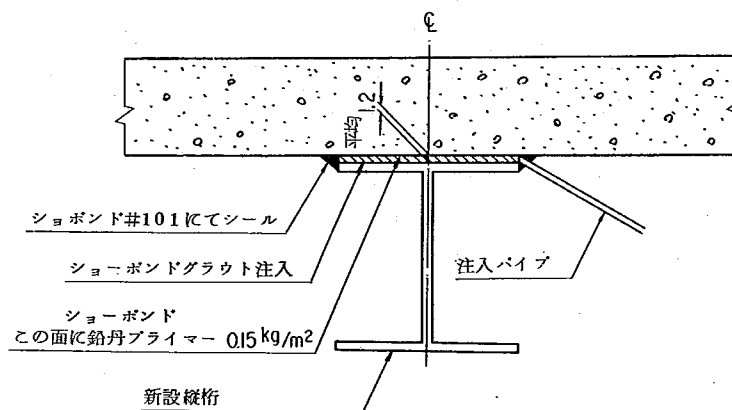
現在バイパスが工事中であり51年度末には供用開始の予定であり、この完成後は大型交通量の激減が期待できるので、再び大規模な補修計画は考えていない。その間損傷の都度応急処置により供用する予定である。



既設縦桁および主桁部注入工
()書は主桁



側 面 図



新設縦桁注入工

事例－6 F橋コンクリート床版の補修工事の追跡調査 に関する報告

1. ま え が き

追跡調査を行なった結果、補修後も損傷が進行しているものと思われた。床版下面のクラックは全体的に見られヘアー
クラックは多数で亀甲状に発達している。交通量の増加、重車輛の通行等によって衝撃あるいは繰り返し荷重による影響
が多大のようである。

2. 橋 の 概 要

○架 設 年 月	昭和38年3月
○橋種および構造形式	鋼橋、単純、逆ランガー
○支 間	30.00m+75.00m+30.00m
○幅 員	7.00m
○適 用 示 方 書	昭和31年鋼道路橋示方書
○等 級	1等橋
○桁高(主桁)、桁間	1.90m, 5.60m
○斜 角	90°
○床 版	コンクリート床版17cm厚

3. 補修補強工事の経緯

床版下面全体に主鉄筋方向(橋軸直角方向)のクラックが発達し石灰分遊離が見られる。舗装面には床版と同じような
クラックは認められないが床版上面まで達していると思われるクラックも幾分あると考えられる。

このままの状態では放置しておけば当然損傷の進行する可能性は多分にあるし、床版脱落という悪事態になる恐れもある。

従ってなんらかの処置を取り、損傷進行の防止をする必要がある。現況床版厚は17cmであるが、橋種あるいは構造形
式からみて現鋼道示では床版スパン2,800mでは床版厚は19.5cm以上必要であるから床版厚の不足も損傷の要因の一
つと思われる。

よって今回は主桁と縦桁の間に縦桁を挿入し床版スパンの短縮を行ない、曲げモーメントの低減を行なった。

4. 補修補強工事の概要

床版の補強として主桁と既縦桁との中央に縦桁を設置した。既横桁の上にスベーサを溶接しその上に縦桁を溶接した。
又、既縦桁との間に横桁をH.T. BOLT で取り付け付けた。縦桁の上フランジと床版との間にはエポキシ樹脂の注入を行な
い、床版との一体化を図った。

5. 補修補強後の経緯

補強は昭和47年10月に施工され半年経過した昭和48年3月には補強前のクラックは余り進行していないように思
われた。又、1年後の昭和49年3月には新しいヘアークラックも見られ進行したと思われる箇所は2,3箇所であった。

今回昭和49年8月に調査を行なったがヘアークラックが多数見られ徐々に発達して亀甲状になりつつある。今後もク
ラックは進行するものと思われる。

6. 損傷の状況

補修前には、床版下面全体に主筋方向に長いクラックがあったが補修後そのクラックは少し進行し、0.1 mm程度の多数のヘアークラックも進行し亀甲状になりつつある。

この状態は全体的に見られるがスパンの中央、側径間の中央には多く見られる。

7. 損傷の原因，補修補強の問題点

縦桁の補強によってはクラックの進行速度をかなり遅らすことはできたが止めるまでにはなっていない。原因としてクラックにより、版の剛度が低下している。主桁剛度に対して縦桁剛度が小さい。橋梁全体が揺れ易い構造である。車両走行位置と桁配置が一致しない等が考えられる。

8. 対策と問題点

補強前に既にクラックが相当見られる場合、床版の版としての信頼性が薄くなっている状態であり、縦桁のみの補強では完全なものにはならず床版本体の補強が必要である。従って鋼板接着あるいはFRP接着などにより床版の剛性を増加させる必要がある。

しかし、この工法によると床版と接着物との一体化を完全にしなければならない。

9. 補修補強の問題点と提案

一般に床版の補修補強を行なう場合、交通規制の可否によりその工法が選択される。

床版を分割施工によって打替える場合次のような問題点が考えられる。

- 橋軸方向コンクリートの打ち継ぎ目位置
- 横桁補強も合わせて行なう場合、主桁のたわみ調整
- コンクリート養生中における交通車輛の振動の影響
- 床版厚を変える場合ジョイントの高さ調整

床組増設によって床版補強する場合

- 既設桁の剛度との関係
- 橋梁下側から桁の取込み方法と鋼重の大きさ

事例-7 G橋の床版補修工事について

1. まえがき

本橋は、〇〇でも交通量の著しく多い環状〇号線に架る立体交差橋で、交通量、特に重交通量の増加、設計の不備などにより、床版にひびわれが発生し、昭和45年度に縦桁増設などの補強を行なった。その後、昭和48年に外観調査を主体にした補修効果の追跡調査を、本橋を含めて10橋について行なった。

以下その結果について報告する。

2. G橋の概要

上部工形式	単純活荷重合成鋼板桁	5主桁・8連
支間	17.9m(7連) 3.14m(1連)	
有効幅員	13.0m(車道のみ)	
橋格	1等橋(昭和31年鋼道示)	
架設年月	昭和38年3月	
補修施工年月	昭和45年3月	

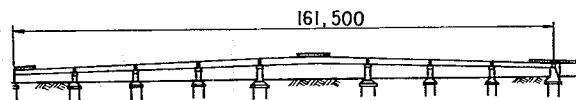


図-1 一般図

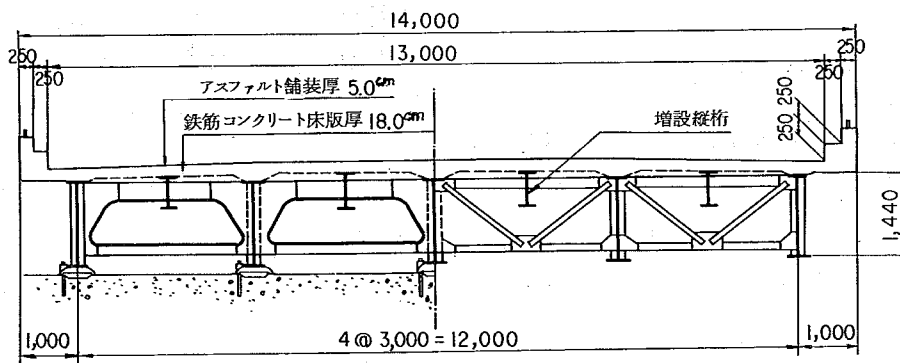


図-2 断面図

3. 補修工事の概要

補修工事を施工する前の損傷の状況は、当時の記録がなくて不明である。昭和30年代後半に、旧示方書に基いて設計された床版の耐力不足が問題になり、〇においては、環状〇号線に架る橋梁など、比較的新しい橋梁を調査したところ、ひびわれの発生が認められた。環状〇号線は重要な路線であり、増加する交通量に対処するためにも、緊急に床版の補修(補強)をする必要にせまられた。

補修方法として、ひびわれの状態、施工の難易などを検討し、縦桁増設工法(樹脂注入併用)を採用した。

本橋の場合は、主桁と主桁との間に縦桁を1本増設し、床版の支間を3.0 mから1.5 mにして、床版に作用する活荷重による曲げモーメントの低減を図った。

補修後の観察、点検は、補修後3年経過した昭和48年にコンサルタントに委託して行なったが、補修後の損傷（ひびわれ）の発生時期、進行状態などの詳細については不明である。

4. 損傷の状況

縦桁増設時に、樹脂注入によるひびわれの補修も全般的に行なったが、補修済みひびわれの端部から、新しいひびわれが縦横に発生し、補修後もひびわれが進行しつつある。

一般的に、新旧ひびわれを取りまぜて、亀甲状に30～40 cm程度の間隔でつながっている。なお、一部舗装をはつり取り、床版上面のひびわれを調査した結果、ひびわれが上面まで進行していると思われるものは、橋軸直角方向に0.2 mm程度のものが、橋軸方向1 m当り1本程度である。

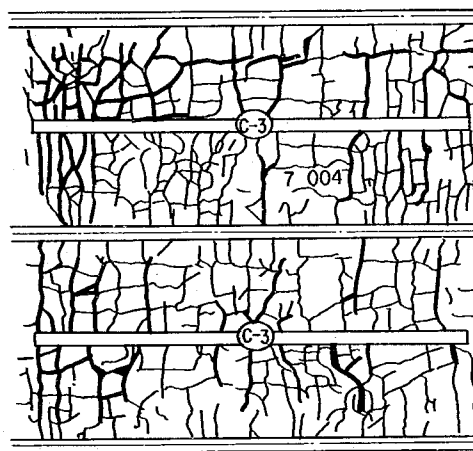
5. 損傷の原因、補修の問題点

補修後の損傷の原因を明らかにする手掛りとして、縦桁増設前後の床版応力度を「道路橋示方書（昭和48年2月）」に基き検討してみた。なお、本橋と同じ構造形式（板桁橋）で、縦桁増設を行なった他橋の計算結果も合せて表-1に示す。

表-1に示す応力度は、数値計算上の見かけのものであるが、補強後の応力は、補強前の応力の54～58%に低下し、補強効果が認められる。しかし、配力鉄筋には大きな応力がでている。

損傷の原因として、配力鉄筋量の大巾な不足、支持桁の不等沈下による曲げモーメントの増加、交通量の増加などが考えられる。

次に、他の橋梁で縦桁増設後、実車を用いて載荷試験を行ない縦桁のフランジの応力を測定した一例を図-4に示す。



太線は樹脂注入箇所

図-3 ひびわれ状況図

表-1 応力比較表 (単位 Kg/cm^2)

		本 橋			C 橋			D 橋			許 容 応力度
		補強前	補強後	応力比	補強前	補強後	応力比	補強前	補強後	応力比	
主鉄筋方向	σ_c	74.7	40.1	0.54	77.2	45	0.58	82.8	46.7	0.56	68.6
	σ_s	1495	803	0.54	1741	1016	0.58	1664	936	0.56	1400
配力筋方向	σ_c	112	62.4	0.56	10.3	60.2	0.58	130	74.2	0.56	68.6
	σ_s	4017	2228	0.56	3291	1918	0.58	4479	2579	0.56	1400

床版厚さ 18 cm

鉄 筋 16 ϕ

ビッチ

引張側 100 mm

圧縮側 200 mm

す。

この一例からの判断であるが、合成桁としての作用がうかがわれ、床版と縦桁との間に注入された樹脂モルタルの接着

効果が認められる。

6. 対策と問題点

補修後の床版の損傷に対する補強方法として、鋼板接着、新規縦桁増設、全面打換え、鋼床版化などが考えられる。本橋は、鉄筋、特に配力筋の不足、床版の剛性不足などの点から、鉄筋量、床版厚さをまして、全面打換えが望ましいが、死荷重の増加をきたすおそれがある。死荷重軽減のために、軽量コンクリートを用いることも考えられるが、衝撃に弱い軽量コンクリートが重交通に耐えられるか問題になろう。

また、床版を打換える場合は、一部交通を規制しながら分割施工をすることになるが、格子合成桁なので、床版をこわすことは、フランジ断面を減少させることになり、分割方法を十分検討する必要がある。さらに、分割施工後、橋軸方向の施工目地をどのように処理するか問題になる。

鋼床版化は、ジベルを切断しなければならず、特にブロックジベルの切断は困難な作業となり、事実上不可能なことであろう。

7. あとがき

床版は、荷重条件からも損傷を受けやすいが、いまだ補修方法が確立されていない。一日も早く、適切な補修方法の確立が望まれる。以上

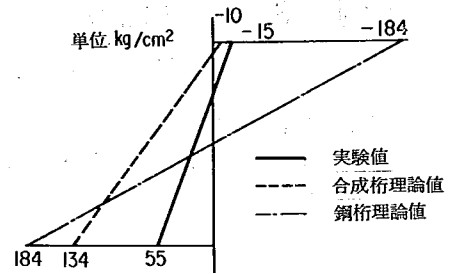


図-4 応力分布図

事例ー 8 H橋コンクリート床版の補修補強工事に関する 追跡調査

1. まえがき

竣工後2年目（供用開始昭和41年3月10日）にコンクリート床版が脱落し亀裂等の損傷が発生したので、補強桁を新たに設置する工法と、床版破損箇所をセメントコンクリートで打かえ、亀裂箇所にエポキシ樹脂注入補強を実施した。これらの工法施工前後の床版のたわみを調査し比較することにより、その補強効果を把握しようとするものである。

2. 橋の概要

- | | |
|-------------------|--|
| (1) 架 設 年 月 | 昭和41年2月 |
| (2) 橋 種 ・ 構 造 形 式 | 鋼橋 連続 格子桁 |
| (3) 支 間 割 | 4 @ 3 4.6 m → 3 連, 3 8.5 m + 5 0.0 5 m + 3 8.5 m → 1 連 |
| (4) 幅 員 | 1 4.5 m |
| (5) 適 用 示 方 書 | 昭和39年度鋼道示(31年改訂案) |
| (6) 等 級 | 1等橋 |
| (7) 桁高(主桁), 桁間 | 2.2 0 m, 3.4 0 m |
| (8) 斜 角 | 6 0° 1 7' 3 0" (中間・右岸)。8 0° 4 6' 0 0" (左岸) |
| (9) 床 版 | コンクリート床版 1 8 cm厚 |
| (10) 舗 装 | アスファルト舗装 5 cm厚 |

3. 補修補強工事の経緯

本橋梁の供用開始は昭和41年3月10日で、昭和42年12月20日、床版脱落し、コンクリート床版の実態調査を行なった結果全床版に図-1のような亀裂が発生している（昭和43年3月実態調査）。

昭和43年6月に補強桁を新たに設置する工法と床版コンクリート亀裂箇所にグラウト注入工法を試験的に実施した。

これらの工法施工後の床版たわみ等を調査・比較してその補強効果を把握して、補強桁の設置及び床版の打かえ、グラウト注入等の工法を採用し昭和43年8月～12月に渡って全床版について施工した。

(1) 実態調査

イ. 外観調査（肉眼による損傷度合のRank付け）。

ロ. 代表的な床版の詳細な調査

a. 綿密な外観調査

b. 動的たわみ試験（主版に対する相対たわみ）

c. 超音波試験

d. たわみの実験値と理論値の比較

調査結果、損傷基準を表-1のように5 Rank に分類した。その他の資料は図-2～4に示す。

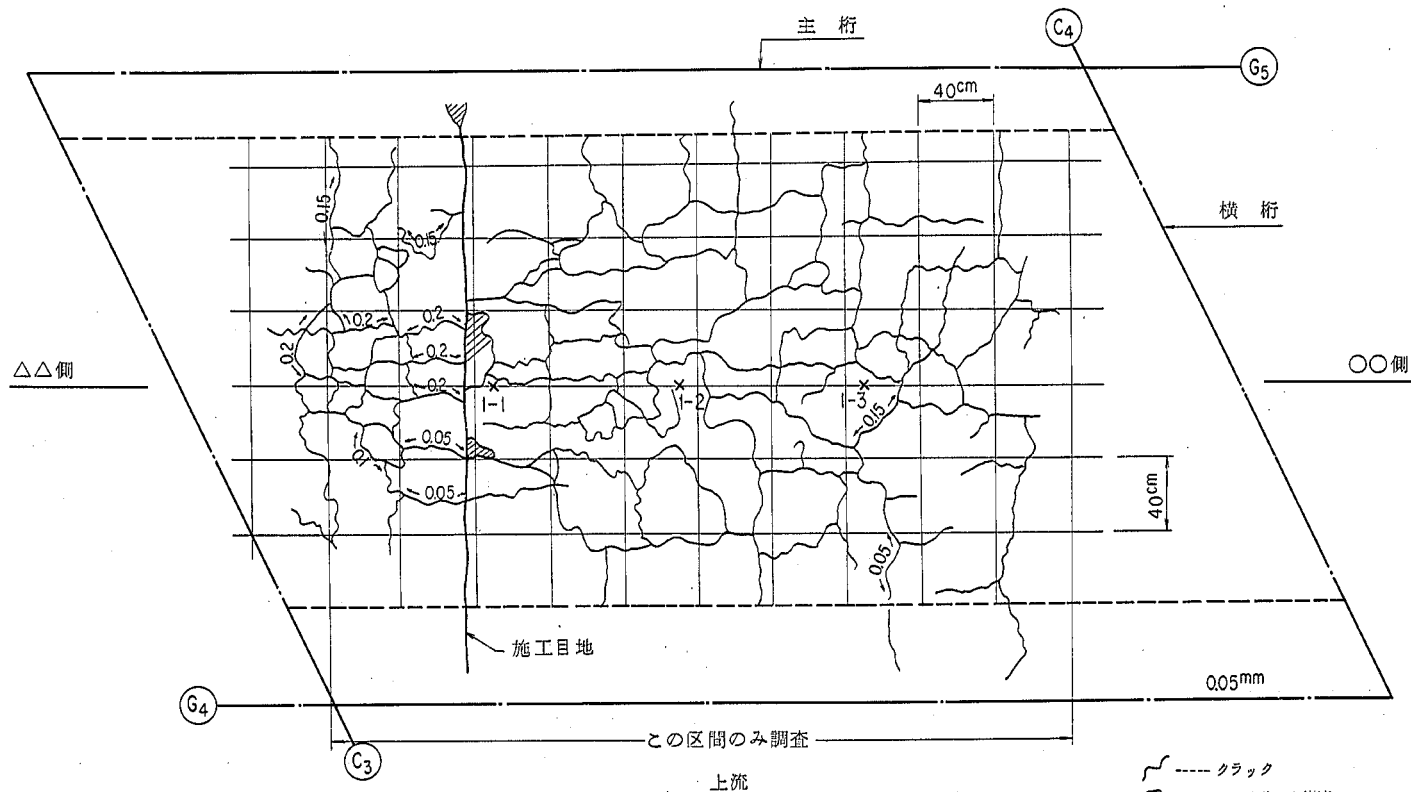


図-1 Slab No 1 (Span No 11) の外觀状態図 (Rank III)

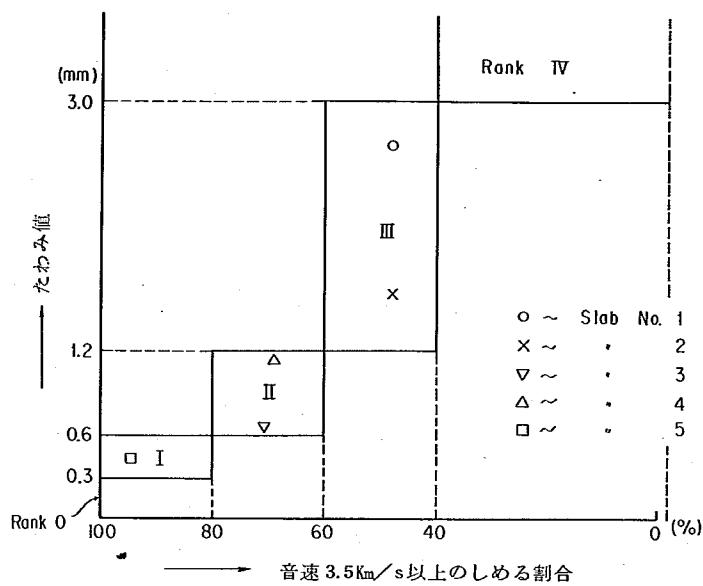


図-2 たわみと音速による Rank 基準

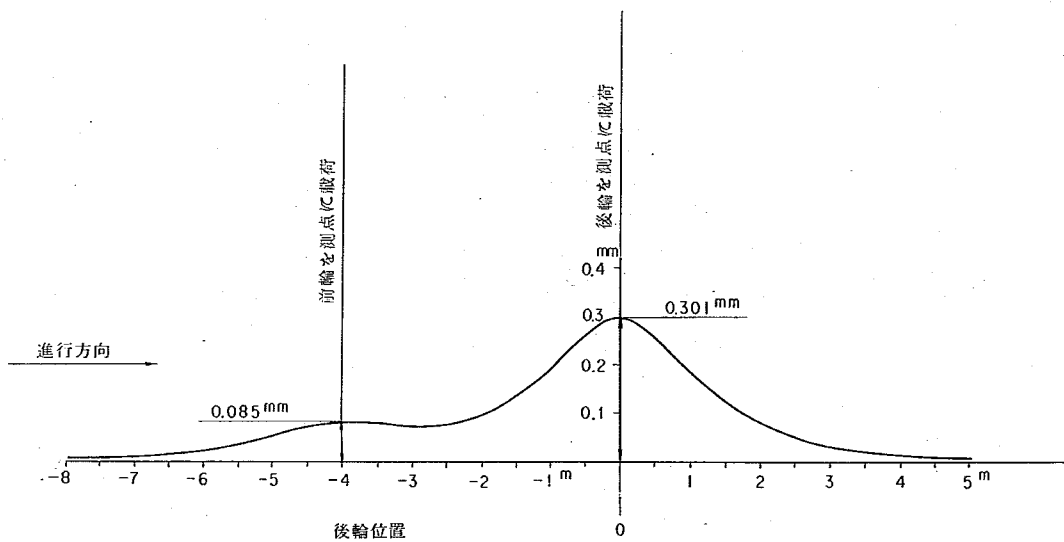


図-3 正常な床版のたわみ理論値

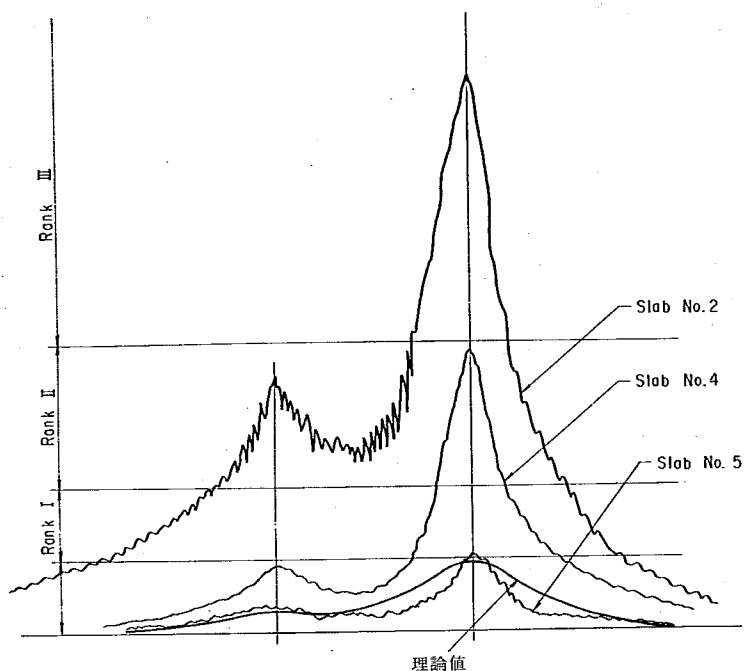
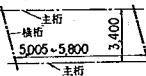
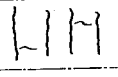
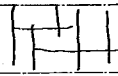
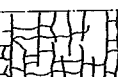
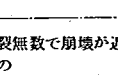


図-4 各床版のたわみ値比較

表-1 損傷度合の Rank 基準一覧表

Rank	損傷 Rank の基準	たわみ値	Rank 0 に対する たわみ比	超音波速度 3.5 km/s 以上の割合	全床版に対する 割合 (スラブ枚数)	摘 要
0	正常な床版であり亀裂損傷 全くなし。 	0.30mm以下	1	100%	0枚 0%	
I	亀裂が発生していない床版 より橋軸直角方向に1~1.5 m間隔に発生しているもの を云う。 	0.30mm 0.60mm	1.0 2.0倍	100 80%	155枚 40.4%	ひび割れ巾 0.05mm 程 度
II	亀裂が Rank I 以上見られ 右図に示すように橋軸方向 亀裂も1~2程度発生して いるものを云う。 	0.60mm 1.20mm	2.0 4.0倍	80 60%	108枚 28.1%	" 0.05 ~0.15mm "
IV	亀裂が Rank II 以上見られ 橋軸及び直角方向亀裂が つながら亀ノ子状の亀裂が 発生しているものをいう。 	1.20mm 3.00mm	4.0 10.0倍	60 40%	86枚 22.4%	" 0.05 ~0.25mm "
IV	亀裂が Rank III 以上見られ るもので床版の崩壊に近い と思われるものを云う。 	3.00mm以上	10倍以上	40%以下	9枚 2.3%	
調査不能箇所					26枚 6.8%	

(2) 試験工法の実施

床版補強対策として代表的な損傷程度の床版を選択し次の工法を実施した。

イ. 補強桁（試験）設置

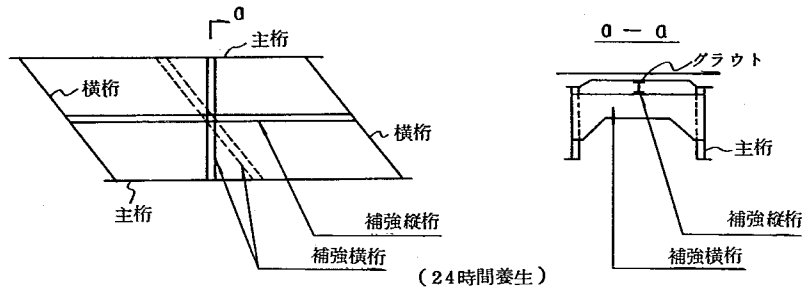


図 - 5

ロ. 床版コンクリート亀裂箇所グラウト工法

エポキシ樹脂を主成分とした注入剤を亀裂の奥深く注入をした（注入開始後 2 4 時間交通遮断を行なった）。

(3) 補修補強工法の決定

イ. 補強桁設置について

補強桁を設置すれば各損傷度合の床版において床版のたわみ量が減少することが表 - 2 で確認できた。

表 - 2

		補強前(1)	桁設置後(2)	比 率 2/1	摘 要
Rank II の床版	版 中 央 (a/2)	0.77~1.06	0.24~0.47	31~44 %	値はその点の 最 大 値
	a/4 点上	0.47~0.77	0.13~0.50	28~64	
Rank III の床版	版 中 央 (a/2)	1.93~2.40	0.42~0.59	22~25	"
	a/4 点上	1.00~1.58	0.28~1.69	28~43	
Rank IV の床版	版 中 央 (a/2)	3.32~4.95	0.81~0.77	16~24	"
	a/4 点上	2.15~3.47	0.53~1.89	24~54	

補強桁（縦桁）を設置しスパン間隔を小さくすることにより床版自体の変形を減少させることは十分可能であることがわかった。

ロ. 床版亀裂箇所グラウテング補強について

床版亀裂箇所グラウテングすることにより表 - 3 に示すように版中央で一変形量が 20 % 前後減少効果があるものと思われる。

ハ. 設計計算による抵抗モーメントと実曲げモーメントの比較について

縦桁を設置することにより主鉄筋方向の曲げモーメント M_x は当然設計時のものよりも小さくなる。しかし、設計

時における M_y に対する配力鉄筋量の不足を補うため、表-4により縦桁は2本以上必要である。

表-3

測定位置	桁設置後 (2)	桁設置及グラウ テング後 (3)	(3)/(2)
a_3	1.34 ^{mm}	1.01 ^{mm}	75 %
b_3	0.97	0.78	80 %

表-4 床版の曲げモーメントと設計計算による抵抗曲げモーメント及び縦桁を設置した時の実曲げモーメントの比較

	設計計算による抵抗曲げモーメント	実曲げモーメント		
		縦桁なし	縦桁1本	縦桁2本
M_x	3.432 tm	3.319 tm	1.690 tm	1.231 tm
M_y	0.947	3.039	1.415	0.973

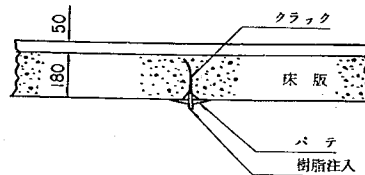
以上のように補強することにより現時点ではその効果があることは十分確認できたが、補強について永続的な点を考慮しなければならない。

4. 補修補強工事の概要

- イ. 床版の補強のため縦桁を通すことが床版の変形を減少させるため補強縦桁2本を設置し、縦桁を支えるため既設横桁との間に補強横桁を設置した。尚取り付けはすべてH・T BOLT を使用した。床版との間隙には充填材をグラウトし床版と一体化を図った。..... 図-6
- ロ. 床版コンクリート亀裂箇所にはエポキシ樹脂を注入した。..... 図-7
- ハ. 床版の脱落部はコンクリートにて打かえた。..... 図-8

表-4' 補修補強数量

	施工数量	全体に対する比	備考
床版打かえ箇所	109.3 ^{m²}	1.5 %	
床版樹脂注入箇所	117.7 ^{m²}	1.6 %	
補強桁施工箇所	384 ^{ヶ所}	100 %	



圖一7 龜裂箇所樹脂注入

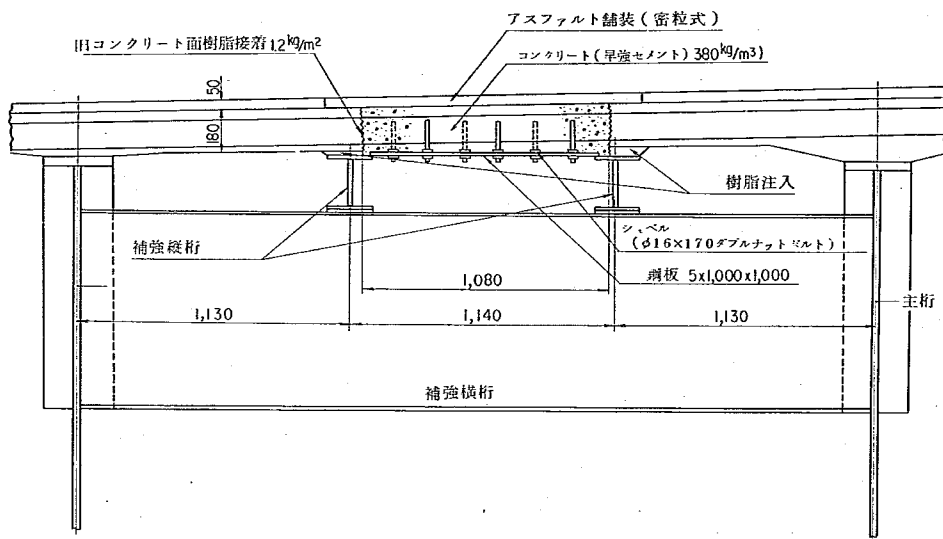


図-8 コンクリート打かえ詳細図

補強は昭和43年12月に施工し、その後数回にわたる追跡調査を実施した。

- 30 —

- S 47. 8月 床版脱落（樹脂注入箇所）。
 9月 修繕効果調査(4)。
 S 48. 6月 特定巡回 床版のクラック及び剥離が進行している。
 7月 床版脱落（樹脂注入箇所）。
 S 49. 9月 床版のクラック及び剥離・漏水が進行している。→早期の打かえが必要である。

6. 損傷の状況

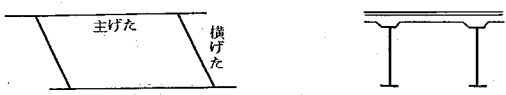
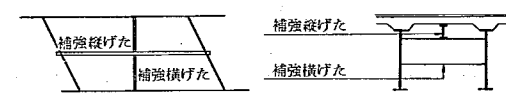
- 補強後3箇所の床版脱落箇所は樹脂注入にもかかわらず亀裂部に雨水等が浸透し、コンクリートが破壊している。
- 走行車線下の床版のクラックが急速に進行しコンクリートが破壊して脱落している。
- 床版グラウト箇所の樹脂が剥離している。

7. 修繕効果調査

修繕効果調査の総括

- ① 支持状態A（表-5）から支持状態Cに昭和43年12月に補強された2床版は、(3)の調査から(4)までに約32ヶ月間ではたわみの進行は、ほとんど見られない。この要因としては、これらの2床版は追越車線下にあるからだと考えられる。
- ② 支持状態B（表-5）の3床版は昭和43年6月に補強試験桁を設置して以来(1)～(3)までの1年半では、3床版もたわみが減少する傾向にあった。しかし(3)～(4)までの約2年半では、0.02～0.05mm/月程度のたわみが急速に進行している。調査25床版の大半が図-9に示す通りである。
- ③ 支持状態C（表-5）の補強20床版は(1)～(2)までの間では、たわみの増加はほとんど見られなかった。しかし(2)～(3)までの約2年半では表-6に示す通り、各Rankとも1.5～1.8倍のたわみ値の増加を示している。これより、たわみ性状は曲げ変形よりもせん断変形によるたわみが増大してきたことを示すものと推定される。…… 図-10

表-5 床版の支持状態

支持状態 A	昭和41年2月 竣工時と同じ状態。すなわち、補強前の床版である。 
支持状態 B	昭和43年6月に試験的に3床版について主桁との中間に補強桁とこの桁を支えるために既設の横桁との中間に補強横桁各1本設置したものである。そして床版と縦桁との間に充填材を注入し、床版と補強桁とを一体化したのである。 
支持状態 C	昭和43年8月以後床版補強のため主桁と主桁の中間に補強縦桁2本とこの桁を支えるために既設の横桁との中間に補強横桁1本設置したものである。そして、床版と縦桁との間に充填材を注入し床版と補強桁とを一体化したのである。 

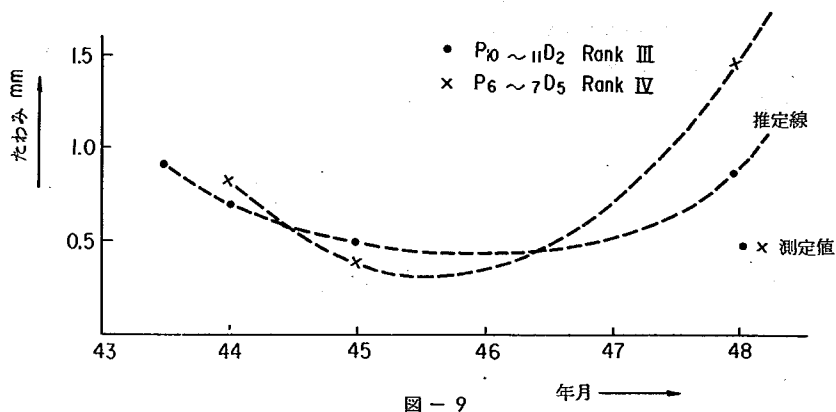


表-6 (2)(3)(4)のたわみ値比較

		(2)	(3)	(4)	(3)/(2)	(4)/(3)	
		mm	mm	mm	倍	倍	
端床版	Rank I	0.08	0.06	0.10	0.8	1.7	平均 1.8倍
	Rank II	0.21	0.14	0.25	0.7	1.8	
	Rank III	0.19	0.12	0.24	0.6	2.0	
	Rank IV	0.21	0.20	0.34	1.0	1.7	
中央床版	Rank I	0.18	0.16	0.18	0.9	1.1	平均 1.5倍
	Rank II	0.40	0.40	0.58	1.0	1.5	
	Rank III	0.51	0.19	0.40	0.4	2.1	
	Rank IV	0.74	0.73	0.87	1.0	1.2	

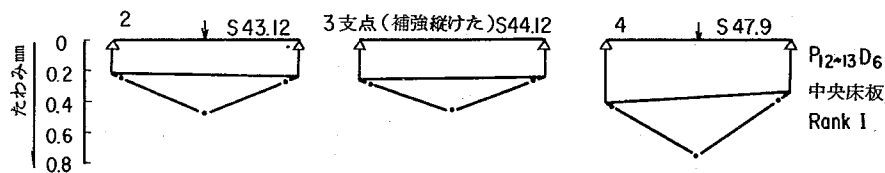


図-10

④ ◦外観損傷 Rank I・IIの床版において0.05mm以下のひび割れが30~40cmピッチの亀甲状を示し発生している。

◦外観損傷 Rank III・IVの床版において、ひび割れ本数は若干増加し、ひび割れ幅が目立って進行(0.2mmが0.5mm程度に拡大)し、ひび割れの付近が剝離している。

◦追越車線および走行車線下に位置する床版において、両者を比較すると、前者はたわみおよび損傷状態が後者ほど進行していない。

◦床版の補強柵設置工法は、短期的には、たわみおよびひび割れ等の進行を防止させる点で床版補強効果がある。

うである。しかし、長期的効果に対しては若干問題がある。

8. 損傷の原因、補修補強の問題点

- イ. コンクリート許容圧縮応力度 $\sigma_{28} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (設計) に対し損傷時の圧縮強度 (コア) が設計値よりも小さい。
- ロ. 損傷時のコンクリートコアを調査したが、鉄筋の下に空洞があり付着力が不足していると思われる。
- ハ. 縦桁等の補強によってクラックの進行速度をかなり遅らすことはできたが、止めるまでにはなっていない。
- ニ. クラックにより、版の剛度が小さい。
- ホ. 車輻走行位置と桁配置が一致していない。
- ヘ. 配力鉄筋量の不足 (主鉄筋量の 25% の配力鉄筋となっている)。

9. 対策と問題点

補強前、既にクラックが全面に見られ、床版の版としての信頼性が薄くなっている状態であり、縦桁の補強では完全なものにはならず、クラック床版にグラウト注入箇所もコンクリート床版と樹脂との一体化が完全になっていないので、一体化するには床版の打かえが必要と思われる。

10. 補修補強の問題点と提案

一般に床版の補修補強を行なう場合、交通規制の可否により、その工法が選択される。

床版を分割施工によって打かえる場合次のような問題点が考えられる。

- イ. 橋軸方向コンクリートの打ち継ぎ目位置
- ロ. 横桁補強も合わせて行なう場合、主桁のたわみ調整。
- ハ. コンクリート養生中における通行車輛の振動の影響。
- ニ. 床版厚を変える場合、ジョイントの高さの調整。

床組増設によって床版補強する場合

- イ. 既設桁の剛度との関係
- ロ. 橋梁下側から桁の取込み方法と鋼重の大きさ等の施工性。

床版コンクリート打かえ箇所は鋼板があてであるのでコンクリートの状態が目視出来ない。

11. あとがき

本橋梁は昭和 43 年 8 月～12 月にわたって補修補強工事が施工され、7. ①～④に示した傾向がある点、また補修補強後 5 年 9 ヶ月の経過で補強縦桁付近で床版が脱落した点等である。

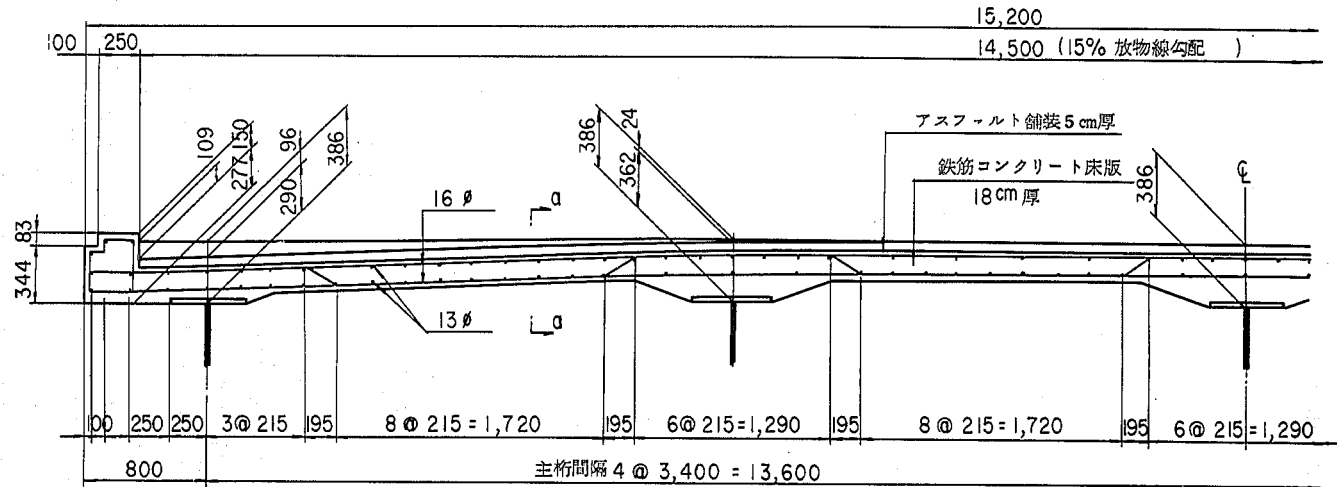
従って、版としての性状を消滅しつつあるので、このままでは Rank N の床版は大きな荷重が載荷すれば崩壊するものと考えられる。また、Rank III～I についてもたわみおよびひび割れ状態が Rank N に近づきつつある。よって数年後には多くの床版において、パンチングによる崩壊が発生するものと思われる。また、当橋の床版厚が鋼道路橋示方書 (S48 年) に規定されている床版厚より薄く現在の交通量に耐え難くなっている。これらの理由により、本橋梁の拡幅と歩道設置と同時に全床版が昭和 50 年度に打かえが計画されている。

尚、脱落箇所は応急復旧としてコンクリート床版の上に鋼板 (25mm 厚) を布設しその上にアスファルト舗装をしている。

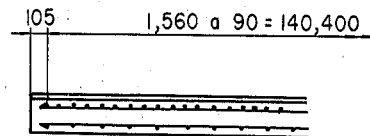
※ 参考資料

1. 床版配筋図
2. 損傷時の圧縮強度
3. 交通量の推移

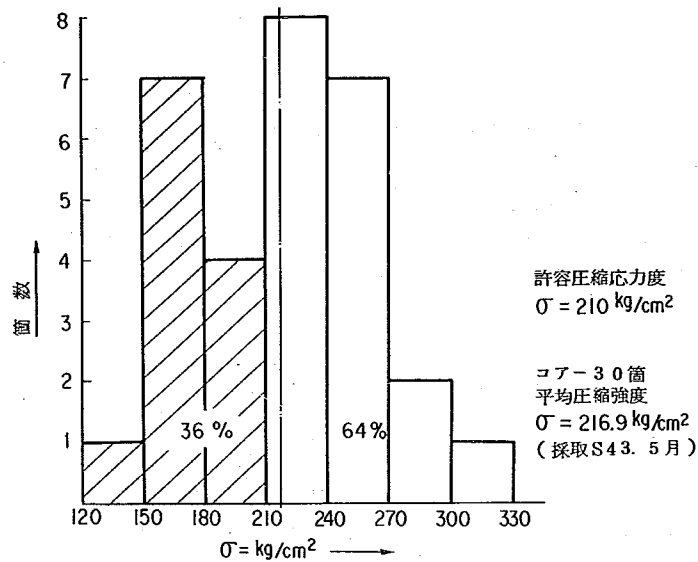
1. 床版配置図



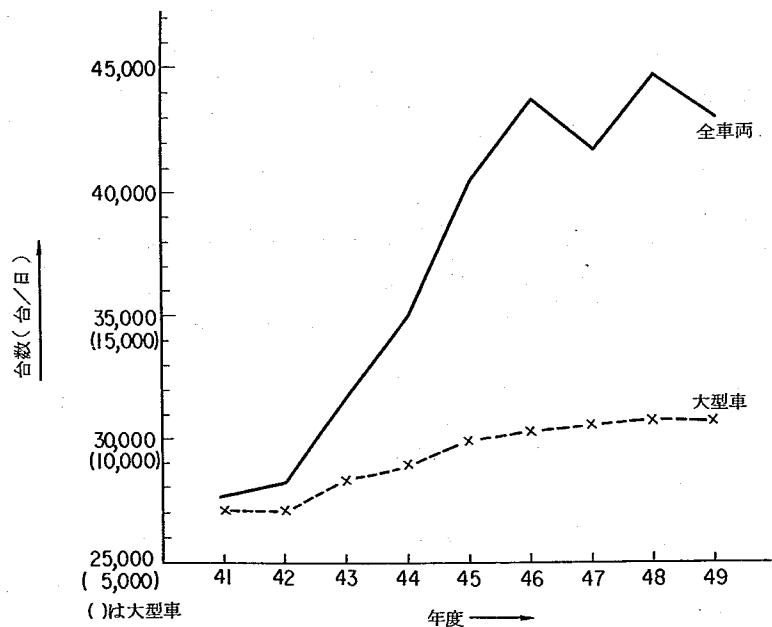
a - a



2. 損傷時の圧縮強度



3. 交通量の推移



事例－9 I 橋の床版補修工事について

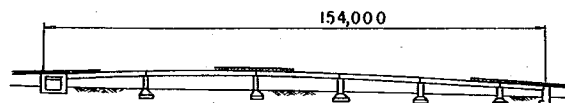
1. ま え が き

本橋は、〇〇でも交通量の著しく多い環状〇号線に架る立体交差橋で、交通量は、昭和46年に行なった12時間調査の結果、約50,000台であり、現在は更に増加しているものと思われる。

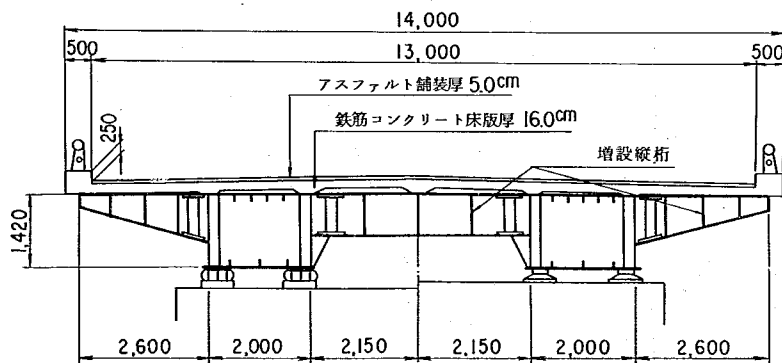
本橋の設計は、昭和31年鋼道路橋示方書で行なわれたが、重車輛を含む交通量の増大、床版設計の不備などの原因により、供用開始後数年で、床版にひびわれが発生した。この時期に、緊急に縦桁増設などの補修を行ない、その後昭和48年に、外観調査を主体とした補修効果の追跡調査を行なった。以下その結果について報告する。

2. I 橋の概要

上部工形式	中央径間	3径間連続鋼2箱桁橋	支間	25.55m + 34.0m + 25.55m
	側径間	単純鋼2箱桁橋 2連	支間	23.8m
		単純P C床版橋 1連	支間	12.4m
有効幅員	13.0m (車道のみ)	橋格	1等橋 (昭和31年鋼道示)	
架設年月	昭和39年2月	補修施工年月	昭和44年12月	



図－1 一般図



図－2 断面図

3. 補修工事の概要

補修工事を施工する前の損傷の状況は、記録が保存されなくて不明であるが、当時、床版のひびわれ発生、抜落ちなどの損傷が各地で報告され、床版の耐荷力不足が問題になった。

〇においては床版を調査したところ、比較的新設橋にひびわれ発生の多いことが判明した。本橋もそのうちの1橋である。

本橋の補修方法として、床版の全面打換えも考えられたが、ひびわれの状態、施工の難易などを考慮した結果、床版の支間を短くし、活荷重による曲げモーメントを低減すれば、まだ供用に耐えると判断し、縦桁増設工法を採用した。なお、

ひびわれの補修として、樹脂注入を併用した。

縦桁の増設は、図-2に示すように、箱桁と既設の縦桁との間に各1本、張出部に各1本、計4本行なった。

補修後の観察、点検は、昭和48年に、環状〇号線に架る陸橋のうち10橋（本橋を含む）をコンサルタントに委託して行なったが、補修後の損傷（ひびわれ）の発生時期、進行状態などの詳細については不明である。

4. 損傷の状況

ひびわれの発生状況は、張出部と箱桁間部とを比較すると、張出部の方が少ないようであるが、ひびわれ補修端より、新に0.2～0.5mmのひびわれが二方向に数多く入っている。また、補修時に健全で樹脂注入の必要のなかった個所にも同じように、ひびわれが発生している。

ひびわれの形状は、図-3に示すように、橋軸方向、橋軸直角方向に亀甲状に、部分的に30～40cm位の間隔でつながっている。

なお、本橋と同じ構造形式を有し、縦桁増設を行なった橋梁のなかには、比較的、橋軸直角方向に新しいひびわれが発生した例もある。

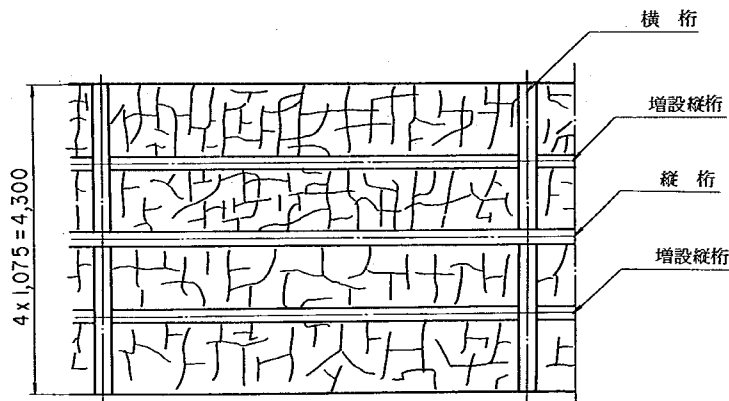


図-3 ひびわれ状況図

5. 損傷の原因、補修の問題点

補修後の損傷の原因を明らかにする手掛りとして、縦桁増設前後の床版応力度を、「道路橋示方書（昭和48年2月）」に基づき検討してみた。なお、本橋と同じ構造形式（2箱桁橋）で、縦桁増設を行なった他橋の検討結果も合せて表-1に示す。

表-1 応力比較表

（単位 Kg/cm^2 ）

		本 橋			A 橋			B 橋			許 容
		補強前	補強後	応力比	補強前	補強後	応力比	補強前	補強後	応力比	
主鉄筋方向	σ_c	97.9	54.0	0.55	80.0	46.9	0.59	91.3	59.3	0.65	68.6
	σ_s	1787	985	0.55	1459	856	0.59	1486	967	0.65	1400
配力筋方向	σ_c	139	79.2	0.57	120	68.4	0.57	142	95.4	0.67	68.6
	σ_s	3899	2233	0.57	3627	2138	0.59	3993	2690	0.67	1400

床版厚さ 16cm
鉄 筋 16φ

ビッチ
引張側 100mm
圧縮側 200mm

表-1に示す応力度は、数値計算上の見かけのものであり、剛性の異なる支持桁間の不等沈下の影響などは考慮されていないが、補強前後を比較すると、補強後の応力は補強前の応力の55~67%に低下し、補強効果が認められる。しかし、配力鉄筋の応力は、降伏点応力を超えているものもあり、配力鉄筋量の不足を示している。また、本橋の格子剛度は、2程度でかなり小さな値になっている。

以上のことなどから、原因として、縦桁増設のみでは、配力鉄筋の不足を完全にカバーできないこと、支持桁の不等沈下による附加曲げモーメントが生じていること、交通量、特に重交通量の増加などが考えられる。今後の補修方法として、鉄筋量を増す目的で、銅板接着などを検討中である。

6. 補修の問題点と提案

旧示方書で設計された床版は、橋軸方向の鉄筋量が著しく不足しているので、鉄筋量を増し、全面打換え、あるいは銅床版化が望ましいが、縦桁増設を行なう場合は、同時に、耐久性など現時点では不明な点もあるが、銅板接着を併用せざるを得ないであろう。

7. あとがき

床版補修の効果を適確に判定するには、補修前後に実車を用いた載荷試験を行なうべきであろう。本報告は、外観調査と計算上の見かけの応力をもとに、補修の効果を追跡調査してみたものであり、推測の域を出ない点が多々あるが、今後、床版の補修工法を検討する上に、なんらかの役に立てば幸いである。

事例-10

J 橋床版・主構補修補強工事の追跡調査に関する報告

1. まえがき

本橋は、大正13年に架設した橋長527.4mのワーレントラスと、ボニートラス橋と、昭和24年の計画流量変更に伴い、左岸堤を約120m引堤し、橋体を約3m打上し、鋼板桁橋を新設した橋長640.82mの橋梁である。昭和37年頃より交通量の増大と、車輛の大型化に伴い、床版の破損と、リベットの腐蝕、部材の腐蝕、アンカーボルトの切断等により、床版の打換え、及び主構の補強、腐蝕部材の取りかえ等の補強工事を行なったものである。

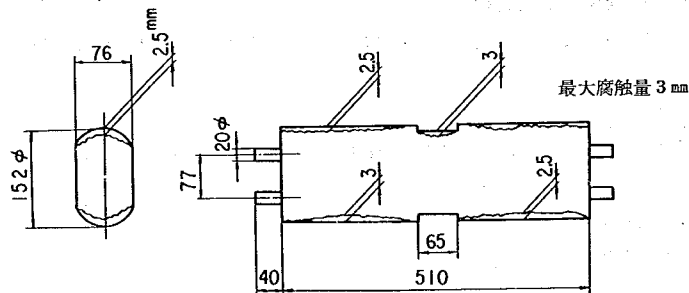
2. 橋の概要

◦ 架 設 年 度	ワーレントラス、ボニートラス	大正13年9月
	鋼板桁	昭和28年5月
◦ 橋種、構造形式	単純ワーレントラス	(鋼橋)
	単純ボニートラス	(鋼橋)
	単純鋼板桁	(非合成) 床版にバックルプレート使用
	連続鋼板桁	(非合成) 床版にバックルプレート使用
◦ 支 間	単純ワーレントラス	4 @ 60.96m
	単純ボニートラス	9 @ 30.48m
	単純鋼板桁	1 @ 28.00m
	連続鋼板桁	3 @ 28.00m
	巾 員	7.00m
◦ 適 用 示 方 書	ワーレントラス、ボニートラス	大正8年道構令
	鋼板桁	昭和14年鋼道示
	補修設計	昭和39年鋼道示
◦ 橋 の 等 級	ワーレントラス、ボニートラス	
	鋼板桁、補修設計	1等橋

3. 補修補強の経緯

(1) 補強工事を施工する前の損傷状況

- 床版の破損 橋面の全般に生じ、コンクリートと鉄筋のボンドがなく、コンクリートが剝離している状態である。
- 部材断面の不足 荷重の増大によって、耐荷力が不足し、橋の剛性が少ない状態である。
- 腐蝕部材、及び省の破損ヶ所がある。
- 部 材 の 変 形 外力によるトラス部材の変形ヶ所がある。



省ローラー表面腐蝕図

(2) 補修補強工事の必要理由

- a. 橋体工の耐力不足
- b. 床版コンクリート破損
- c. トラス部材の一部変形
- d. 沓の破損

4. 補修補強工事の概要

- (1) 連続鈑桁 バックルプレート、横桁、縦桁、ブラケット、伸縮継手を撤去し、新材として端横桁、伸縮継手を取付けて床版を打設した。
- (2) 単純鈑桁 バックルプレート、横桁、縦桁、ブラケット、伸縮継手を撤去し、新材として主桁2本、対傾構、下横構、沓（新桁部分）、伸縮継手を取付け、床版を打設した。
- (3) ボーントラス 縦桁、下横構、伸縮継手を撤去し、補強材として斜材及び、垂直材の補強を行なった。図-1の太線部分は、補強板当て箇所を示す。新設材として、縦桁、横桁、伸縮継手の取付け、床版コンクリート打設。
- (4) ワーレントラス 縦桁及び上下横構を撤去し、主構の垂直材及び斜材を補強し、新設材として縦桁、上下横構、伸縮継手を取り付け、床版コンクリート打設を行なった。

図-2の太線部分は補強板当て箇所を示す。

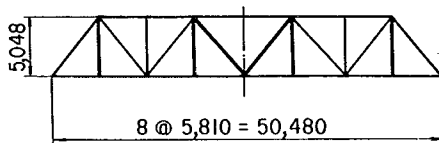


図 - 1

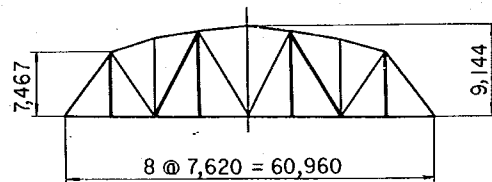


図 - 2

5. 補修補強後の経緯

床版のクラック及び、一部破損が生じているのみで、橋梁全般としては安定した状態を示している。

6. 損傷の状況

補修補強工事後の損傷は、大規模なものは生じてなく、車輻がトラス部材の一部に衝突し、部材の一部変形したもの、及び床版のクラック破損である。

7. 損傷の原因、補修補強の問題点

床版打設時の示方書と、現在の示方書との関係による鉄筋量の不足と、一部施工管理に問題があったと思われる。

8. 対策

沓に若干の移動があるので、この補強及び床版の打換え2スパン、60mを行なった。

9. 補修補強の問題点

- 1) 母材の材質の把握

- 2) 鉄締めにより、旧鉄が緩み、新しい鉄が締め過ぎて応力の分布が不均等になる。
- 3) 溶接で補強する場合、部材の熱膨脹、収縮により、旧鉄にガタが来て、橋全体の剛性に若干の問題がある。

10. あとがき

本橋は、42年間使用した古い橋が補強され、現在使用しているものである。鋼材の錆、腐蝕部分を除いては、旧橋から採取したテストピースの疲労試験結果で、SS41相当であることが判明しているの、補強方法の問題点等について解明されれば再使用は充分可能と云える。

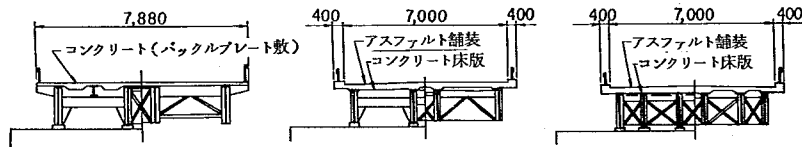
補強前断面

補強後断面

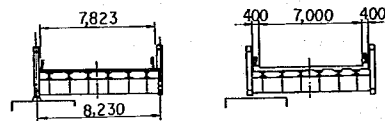
連続、単純桁

連続桁

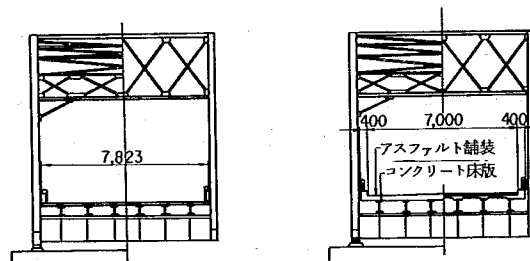
単純桁



ポニートラス



ワーレントラス



事例-11 K橋の補修補強工事に関する追跡調査報告

1. ま え が き

この報告は国道〇〇号線のK橋において実施した補修補強工事（昭和43年3月）の追跡調査の結果をまとめたものである。

2. K橋の概要

橋 名	K橋
架 設 年 月	大正13年3月
橋 種	鋼単純下路トラス5連および鋼単純下路鈎桁6連
橋長・支間割	272.5m (5@32.0m+6@18.0m)
幅 員	5.5m
適 用 示 方 書	大正8年道路構造令
等 級	府県道相当(6トン荷重)(推定)

3. 補修補強工事の経緯と概要

本橋は大正13年3月の竣工以来、〇〇県内の〇〇市と△△市とを結ぶ重要橋梁として40数年間その任務を果たしてきた。この間、小規模な補修工事は何度も行われてきた模様である。近年に至り本橋の通過交通量は増加の一途をたどり、12時間の自動車交通量は昭和40年で5,195台、昭和46年で12,868台に達した。このような状況下で本橋のトラス部材および鉄筋コンクリート床版の劣化と破損が急速に進んだため、昭和43年1月より3月にかけて大規模な補強工事が実施された。

この補強工事は、①全径間に渡って鉄筋コンクリート床版をデッキプレート（スミデッキ）より構成される鋼床版に取換える、②トラス部の主構部材と床組の補強を行なう、ことによって床版の補強および全体の耐荷力向上を目指したものである。この補強工事の結果、基本耐荷力は14トンとなりほぼ現行示方書の二等橋相当にまで耐荷力が改善された。

4. 補修補強後の経緯

昭和43年の大規模な補強工事以降も毎年に渡って高欄の修繕、伸縮継手の補強などが行われてきた。鋼床版は取り換え後数年を経てデッキプレートの振動や橋面の不陸が激しくなりだした。また昭和43年当時健全であったトラス部床組の横桁も腐蝕が進行し、昭和47年には腹板の一部が水平に切断されたような状態にまで至った。この時点での橋梁調査結果は次の通りである。

① デッキプレート関係

- デッキプレートと縦桁との取付けボルト（HTB, F9T, W3/4）のゆるみが約60%
- デッキプレート相互の取付けボルトの折損および現場溶接部の切断が約40%
- デッキプレート下フランジの欠損が一部みられる。
- デッキプレートが振動して激しい音が発生する。
- 橋面舗装の不陸が激しい。
- 以上の現象はトラス部より鈎桁部においてより顕著である。

② トラス部の床組関係

- 左岸側第1格点部の横桁腹板に大きな欠損がみられる。（写真-1参照）

5. 損傷の原因と補修補強の問題点

本橋は多数のデッキプレートに現場にて接合し、縦桁に取付けることによって連続一体化した鋼床版を構成しようとしたものであったが、数年を経てその連続性・一体化は失なわれるに至った。

この原因としては、まず床組の剛性不足が考えられる。デッキプレートの設計は剛支承状態を仮定して行なわれたものと推察されるが、実際の床組は弾性支承状態であり、このためデッキプレート（特にその接合部）に過大な応力が発生して接合部が損傷を受けたものと思われる。

デッキプレートの損傷が鈑桁部においてより懸著であった理由は明白でないが、デッキプレートの配置が異なることに大きな原因がありそうである。図-1より鈑桁部のデッキプレートの支間は約1.8m、トラス部のそれは約1.1mである。鈑桁部、トラス部ともデッキプレートおよびその接合部の強度は同じであるので、デッキプレートの支間長の長い鈑桁部の損傷がより顕著となったのであろう。この点を考慮して昭和47年度に鈑桁部の縦桁増設工事が施工された。

6. デッキプレートを用いた鋼床版の問題点と提案

本橋の事例でもわかる通り、デッキプレートを用いた鋼床版で最も留意すべき部分は接合部および取付け部であると云えよう。これらの部分はデッキプレート相互間ならびにデッキプレートと縦桁間に作用する力の分配・伝達に十分耐えて、かつすきまが開かないものでなければならない。

連結に用いるボルトは高力ボルトとし、十分なプレス・トレスが導入されるように軸力を定め、その施工管理は高力ボルト摩擦接合同程度に行なう必要がある。

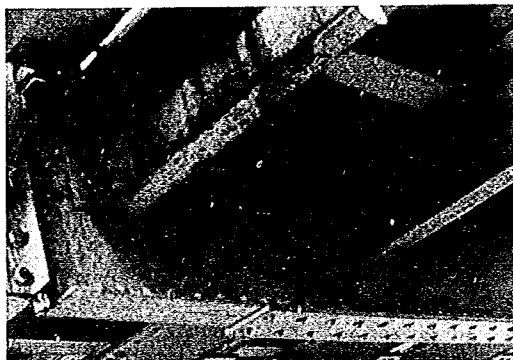


写真-1 トラス部横桁の腹版の欠損状況

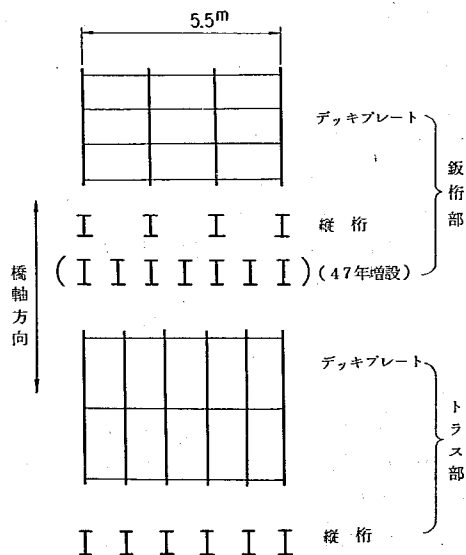


図-1 デッキプレートの配置

事例-12 L橋補修補強工事の追跡調査に関する報告

1. ま え が き

本報告は、国道の河川に架る橋において実施した補修補強工事（昭和47年度）の追跡調査についてまとめたものである。

2. 橋 の 概 要

架 設 年 月	昭和40年3月
橋種、構造形式	鋼橋、スパンドレルプレストアーチ、単純桁
支 間 割	5.5m～4.40m～5.5m
巾 員	8.0m（S型クロノイド曲線橋）
適 用 示 方 書	昭和31年鋼道示

3. 補修補強工事の経緯

本橋は、架設直後比較的良好に振動があり、減衰も悪いことから、〇〇大学に依頼、静的、動的試験を実施し、その原因解明を試みている。

その結果、原因としてトラス部材に発生する寄生振動によりアーチ橋全体が振動することが指摘された。特に、第1、2斜材、対傾構の水平材および横桁の寄生振動が指摘された。

これの対策として、架設直後、アーチ部材の補強を実施している。

その後、7年経過した47年に至って、アーチ部と単純桁部のジョイント附近の床版に陥没が発生、クラックの発生が顕著となった。

アーチ橋全体の振動は、補強効果があらわれ、特に異常は認められなかったが、床版破損の原因について現況調査を△△技術事務所に依頼、静的、動的試験を実施、検討した結果、床版端部の構造上に欠陥があることが指摘され、その補強の必要が認められた。

即ち、単純桁部の縦桁が、アーチ部の横桁に支持されているため、大型車輛の通過時には、瞬時的に振れモーメントが生じ、目視したところでは6 c/s～8 c/s程度の振れ振動が見られた。更に床版端部が横桁に支持されていないため、大型車輛の通過時には高低差が生じ、かなり大きな衝撃が加っていた。

4. 補修補強工事の概要

○ 鋼 桁 部

(1) アーチ部と単純桁部の縦桁を溶接板により連絡

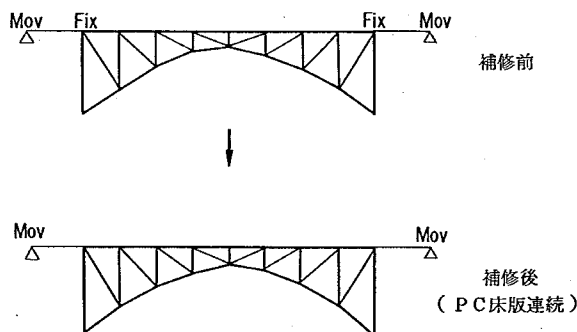
(2) 縦桁の固定ボルトを交換

(3) アーチ部横桁に補剛材を補強

○ 床 版 部

(1) 樹脂コンクリートにより、破損部及びアーチ部と単純桁部を連続床版として打換

(2) 床版端部をハンチにより端横桁に支持



(樹脂コンクリート)

(3) 新旧床版のジョイント下面にH型钢を増設、ハンチにより支持

5. 補修補強後の経緯と損傷の状況

主構部については、補強を実施したものの他型式に比較して振動は大きい。

2年経過後、打換え部分と旧床版の打継 附近に2ヶ所陥没、クラックの発生が顕著となった。現在陥没ヶ所は、覆工板により供用している。

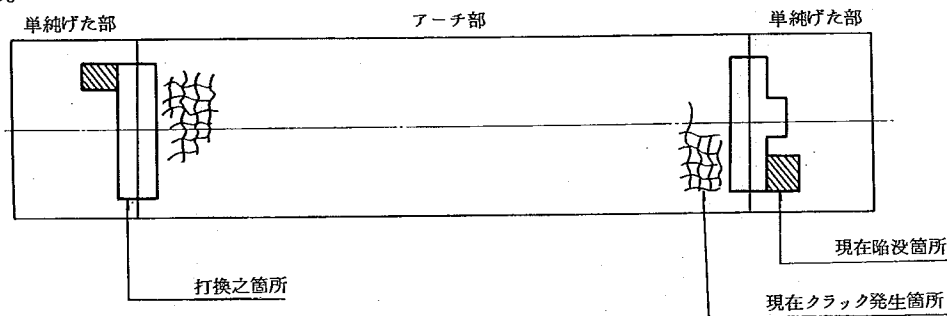
6. 損傷の原因と補修補強の問題点

損傷は、アーチ部と単純桁部のジョイント附近に集中し、特に現在陥没している箇所は、新旧コンクリートとの打継目附近に発生している。

補修当時、単純桁部分については、全面打換えを計画したものの、予算の関係から部分打換えにならざるを得なかったものである。

補修箇所の損傷は確認されていないし、振動も減少したことから、主構部の補修補強効果は認められる。現在損傷をうけている部分も、当時打換えを実施していれば発生しなかったものと思料される。

更に、普通コンクリート(旧床版)と、樹脂コンクリートの打継目に問題は無かったのか、今後の問題として検討課題である。



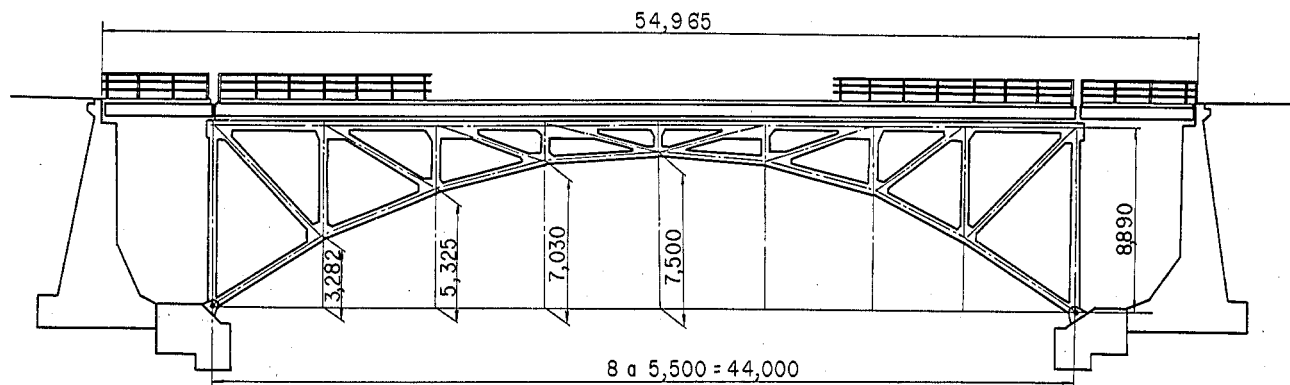
7. 補修補強の問題点と対策

本橋の場合は、架設後10年未満と比較的若い橋梁の損傷例であり、主たる原因として構造上の欠陥が解っていることから、その欠陥部分を補強したことにより、振動、衝撃の減少が図れ、補強効果は確認できた。

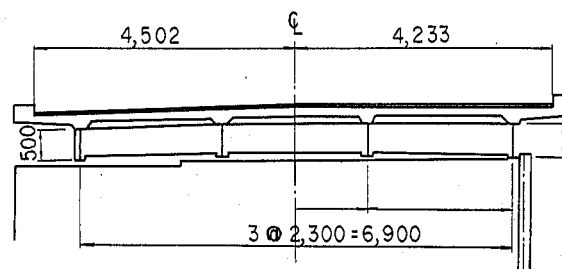
しかしながら、その欠陥により長年痛められたコンクリート床版の補修が中途半端なもので処理したところに再び損傷をうけている原因の主たるものと思われる。

予算上の制約により止むを得なかった当時の事情は推測できるが、昨近の大型交通量に耐えるには応急処置的なものでは、根本的な解決にはならない。

橋梁の補修、特にコンクリート床版の打換え施工ではステージ施工的な部分打換え工法は避けるべきである。修繕予算の増額が望まれるところである。



一般圖



標準断面圖

事例-13 M橋床版補修補強工事の追跡調査に関する報告

1. まえがき

本橋は、昭和6年に架設した橋長20.857mの単純鉄接鉄橋で、約40年を経過しており当時の示方書（大正15年）による荷重の開き、使用された材料の許容応力度、現在の交通量の増大、荷重の変化に伴い、床版の亀裂、破損が著しく、今後の維持管理上最少限の補修を施工したものである。

2. 橋の概要

○橋種、構造形式

単純鉄接鉄橋、1等橋（第1種） 自動車荷重12t

支間長 20.11m 幅員 8.25m

3. 補修補強工事の経緯

現地調査の結果、下記のように分類した。

- (1) 路面までに及ぶ大きな亀裂、破損の大きい箇所
- (2) ひび割れ等が比較的著しい箇所
- (3) 鉄筋露出がはげしく、ひび割れ、破損が著しく、且つ広範囲な箇所
- (4) (2)、(3)について特に著しい箇所

4. 補修補強工事の概要

- 3-(1)については、部分的に床版打換えとした。
- 3-(2)については、樹脂モルタル注入とした。
- 3-(3)については、FRP工法とした。
- 3-(4)については、FRP工法及び樹脂モルタル注入を併用した。

5. 補修補強後の経緯

一部床版の破損の著しい箇所にFRP工法を施工した箇所での破損が見られる外は安定している。

6. 損傷の状況

FRP工法による補修箇所の一部に床版の破損が生じている。

7. 損傷の原因、補修補強の問題点

床版の破損の著しい箇所のFRP工法の結果、路面よりの浸透水が生じたこと、又応力的に増加することはあまり期待できず、振動等により床版の破損が生じたものと思われる。補修後約4年を経ているが、コンクリートとFRPの接着面が、コンクリートの風化等により、剥離現象を起しているようである。

8. 対策

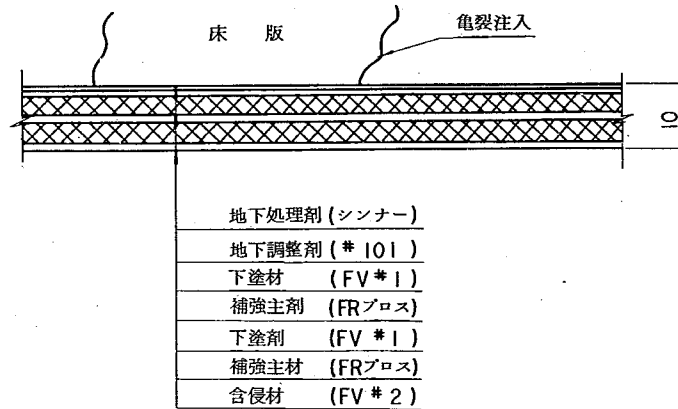
床版下に鋼板を接着し、注入を行なう。

9. 補修補強の問題点

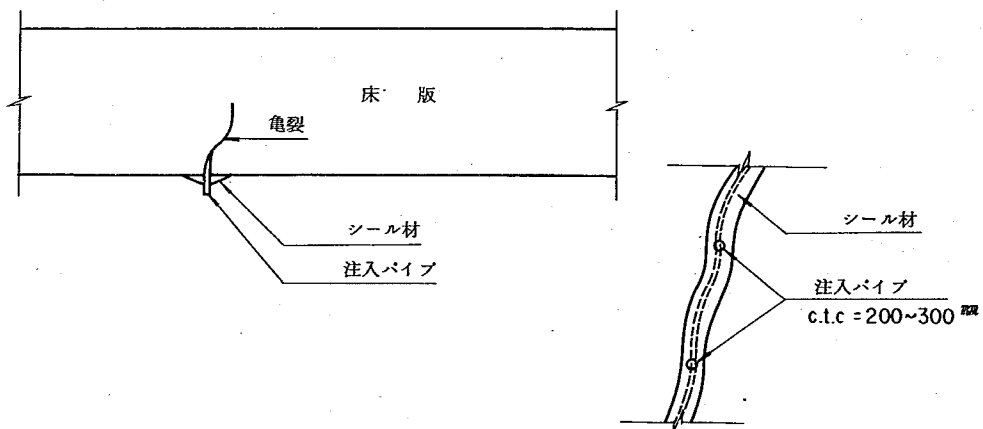
架設当時の示方書、許容応力度等、現示方書と対比する場合、破損等の程度により許容応力の補正を行なう場合、補正係数をどの程度にとるか問題であると思われる。

10. あとがき

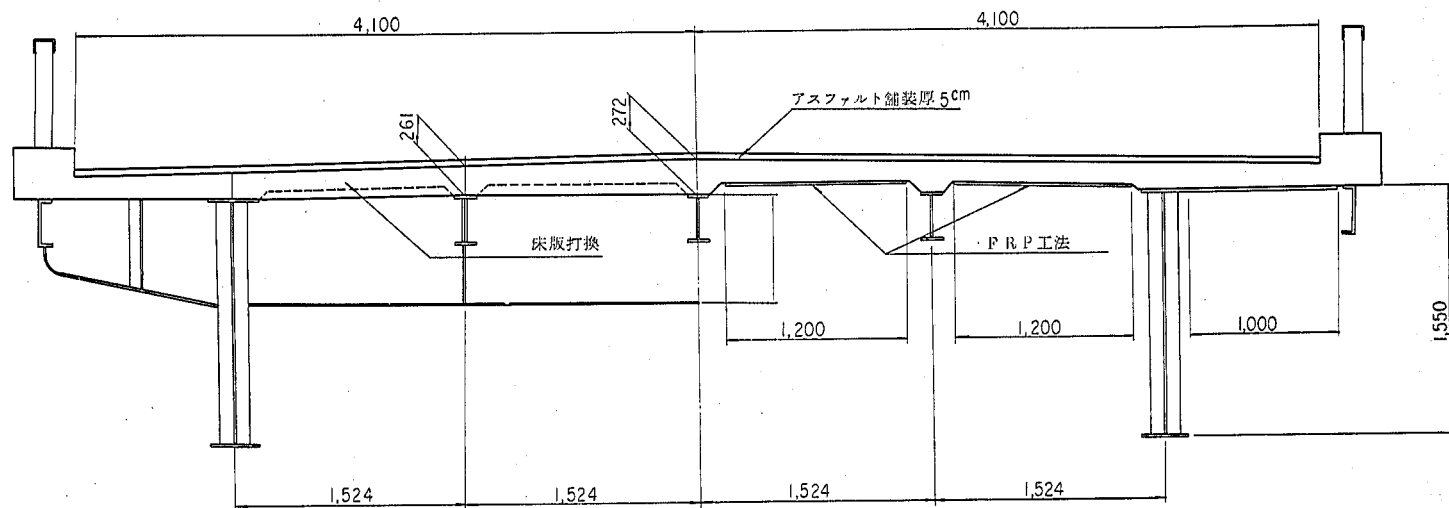
架替え計画があるので、維持管理上最少限の補修とする。



FRP補強詳細図



亀裂注入詳細図



M橋標準断面図

事例-14 N橋主桁補強後の追跡調査

1. ま え が き

N橋は昭和28年度に架設された鉄筋コンクリートT桁橋である。主桁主鉄筋の露出による腐蝕が甚しく、又凍結融解による主鉄筋方向のクラックの発生等が重なり、耐荷力不足が懸念されたので、昭和46、47年度に主桁の補修補強を行なったものである。

2. N橋の概要

(1) 路 線 名	一般国道〇号
(2) 地 先 名	〇〇県〇〇郡〇〇町
(3) 橋 種	鉄筋コンクリートT型
(4) 橋 長	91.0m
(5) 支 間	12.48m+12.64m+12.69m+12.49m+12.79m+12.49m
(6) 巾 員	6.5m
(7) 架 設 年 次	昭和28年度
(8) 適 用 示 方 書	T=14t
(9) 桁 数	3主桁
(10) 特 徴	R.C 曲線桁橋

3. 補 強 工 法

(i) クラック処理

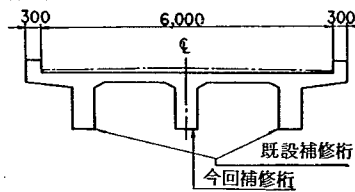
桁クラック部へはエポキシ樹脂注入工法をとり、30%×30%のVカットを行い、20~30cm間隔に注入パイプをセットし、エポキシ樹脂をポンプ圧入した。

(ii) コンクリート剝離、欠落処理

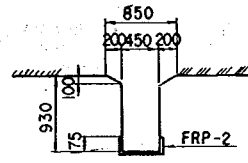
コンクリートが剝離し欠落した個所、又は欠落しやすい個所はエポキシ樹脂パテにて充填仕上げを行った。この場合充分な接着力を必要とするので、鉄筋の錆及び欠損コンクリートの処理は充分に行い、接着力の低下につながる要因を完全に排除するよう考慮した。

(iii) 桁の補強

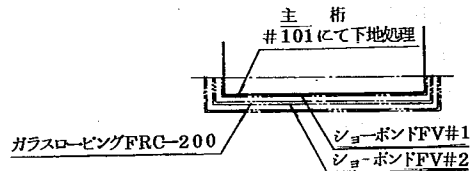
主桁底面にガラスロービングとエポキシ樹脂を含浸、積層接着(2層)させてコンクリートの剝離、欠落防止と桁の補強を行なった。



補修断面図



詳細図

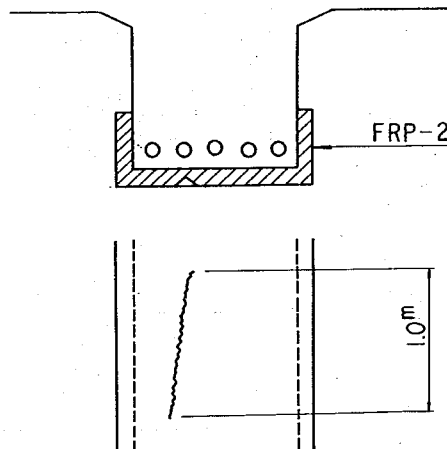


FRP工法詳細図

4. 補強後の状況

主桁補強は昭和46, 47年の2ケ年で行なわれ、経過年数は比較的新しいものであり現況では、全般的に云えることはFRP層の接合面(下端では20cm巾, 2列)及FRPの端部の接着には異状が認められず接着状態は良好であり、FRP層とコンクリートとの合成効果は充分保たれているものと思われる。

然し、部分的にスパン中央部の主桁下面のFRP層の接合面に一部クラックが主鉄筋方向に、巾0.1~0.3%程度、長さ約1.0mの発生が認められた。クラック発生の原因については不明であるが、本橋におけるFRP層接合工法は、主桁の断面力不足によるクラック補修としてではなく、鉄筋等のカブリ不足によるクラックの発生による補修を目的として施工されたので追跡調査で認められた主鉄筋方向のクラックは、補修後の断面力不足による破損とは考えられず、クラック発生原因については今後詳細に調査検討する必要があると思われる。



クラック発生状況図

事例-15 O橋鉄筋コンクリート床版補強に伴う補強効果確認試験

1. ま え が き

本文は、昭和48年度に実施された一般国道〇号〇橋における鋼板接着補強工事において実施した静的載荷試験結果（補修補強効果の確認、検討）の報告をするものである。

2. 橋 梁 概 要

昭和32年9月架設：昭和14年示方書、(T-13)一等橋、橋種型式（試験径間）：バランストランガー桁（支間10.0m）、幅員6m、床版厚18cm（主鉄筋 $A_s = 9.29 \text{ cm}^2/\text{m}$, $A'_s = 3.98 \text{ cm}^2/\text{m}$ 配力鉄筋 $A_s = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m}$, $A'_s = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ ）

3. 補 強 概 要

(1) グラウト注入補強

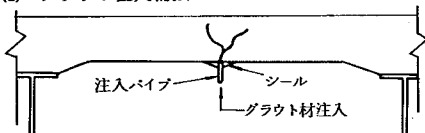


図-1 グラウト注入補強略図

(2) 鋼板接着補強

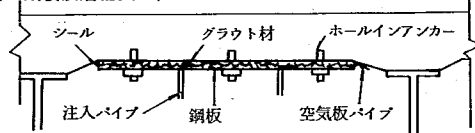


図-2 鋼板接着補強略図

4. 試 験 内 容

試験は、補強前、グラウト注入後、鋼板接着後の3度実施し、得られたタワミ値、ヒズミ値の比較により補強効果の検討を行なった。

測定位置は、ランガー部の〇〇町寄りの斜線で示す部分である。

タワミの測定箇所は、鉄筋コンクリート床版下縁にダイヤルゲージを横桁間隔中央で幅員方向に2.5cm間隔に5箇所（測点A～E）設けた。

ヒズミの測定箇所は、鉄筋コンクリート床版上縁にワイヤーストレインゲージを横桁間隔中央で幅員方向に2.5cm間隔に14箇所（測点1～14）設けた。

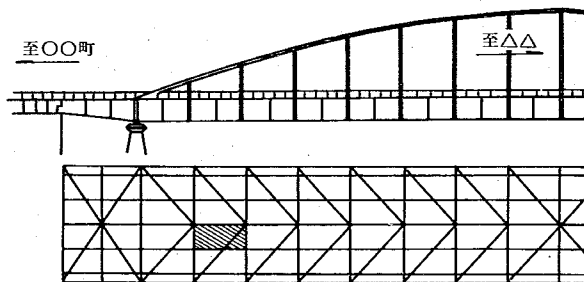


図-3 測定位置

5. 測定結果および考察

O橋の床版の設計応力を現行示方書によって検討してみると、連続版として主鉄筋方向xでは、 $\sigma_{cx} \approx 4.8 \text{ Kg/cm}^2$, $\sigma_{sx} \approx 13.50 \text{ Kg/cm}^2$ 、配力鉄筋方向yでは、 $\sigma_{cy} \approx 5.5$

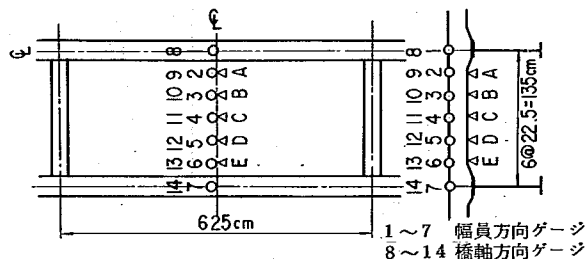


図-4 ダイヤルゲージ位置 △
ストレインゲージ位置 ○

Kg/cm^2 , $\sigma_{sy} = 1,850 Kg/cm^2$ となっており、配筋鉄筋が不足している。鉄筋コンクリート床版の補強前、グラウト注入後、鋼板接着後の3状態のタワミおよびヒズミの測定結果は、図5、6、7であり、これらの値は試験時の輪荷重がすべて異なっているので、 $P = 5.5$ ㎏で補正をした値である。

(1) グラウト注入補強効果について

補強前とグラウト注入後のタワミおよびヒズミの測定値(図5、6、7の実線および破線)は、ほとんど変わらない値を示している。これは、クラックが非常に少ない(0.2mm以上のクラック幅のものを対象とすると、平均的に1㎡当りのクラック長は、ランガー部で0.1m)ため、補強効果のほとんどが、次に述べる鋼板接着によると考えて良いと思われる。

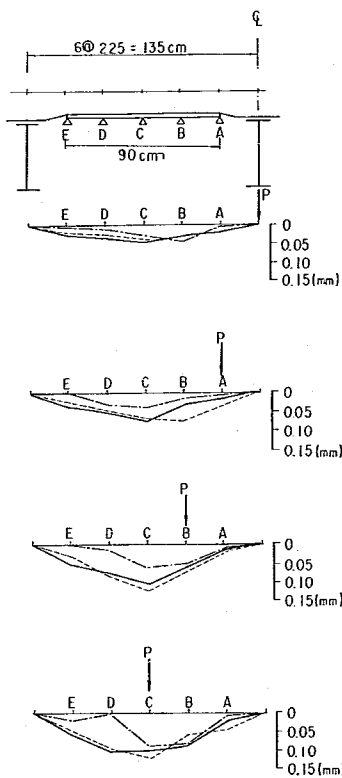
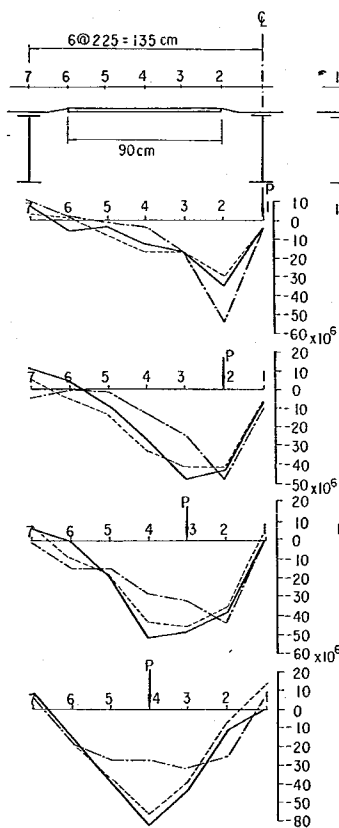


図-5 床版タワミ図



補強前
グラウト注入後
鋼板接着後

図-6 床版ヒズミ図
(幅員方向)

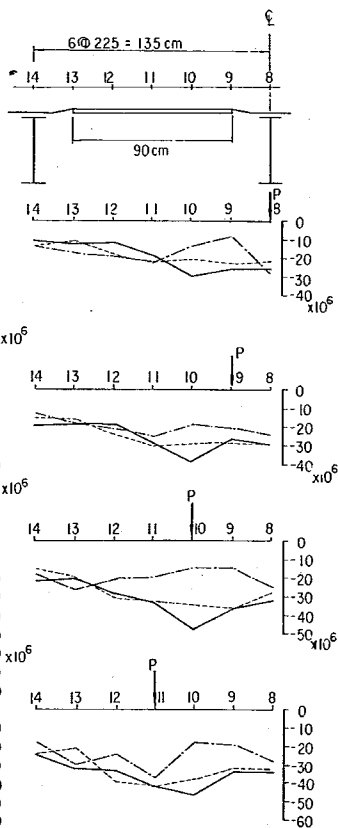


図-7 床版ヒズミ図
(橋軸方向)

(2) 鋼板接着補強効果について

1. タワミの測定結果

タワミの測定結果については、各測点におけるタワミ値の減少量が不均一であるため、すべての測点におけるタワミ値の減少量の平均的な割合を算出するのは無意味であるので、幅員方向中央の測点Cに限りて減少率の平均を算出すれば0.23となり、2割程度の減少となる。その他の測点については、全般的に測点Cよりは減少の割合が大きい

ので、タワミについては少なくとも全般的に2割以上の減少が見られた。

ロ. ヒズミの測定結果

ヒズミの測定結果については、橋軸方向（配力鉄筋方向、測点8～14）は、全般的に補強前よりも鋼板接着後の方が小くなる値を示している。

幅員方向（主鉄筋方向、測点1～7）は、

- (イ) 測点1および7は支点上（縦桁上）であり、いかなる載荷状態でもヒズミ値は非常に小さい。たとえば載荷状態4（中央載荷）で（引張）ヒズミ値 $E_{\max} = 1.3 \times 10^{-6}$ が測定された。
- (ロ) 測点2および6は補強鋼板の端部にあたり、いかなる載荷状態でも補強前後の値に大差はない。
- (ハ) 測点3、4および5は補強鋼板の中央もしくは中央寄りにあたり、いかなる載荷状態でも補強後のヒズミ値は減少している傾向にある。たとえば、幅員方向中央の測点4では、補強後ヒズミ値の補強前ヒズミ値に対する減少率は平均5割程度である。