

特別講演 I

プレストレストコンクリート橋の耐久性について

(財)北海道生コンクリート技術センター

理事長 太田 利隆

1. はじめに

北海道で初めて、ポストテンション方式のPC橋が建設されたのは1954年であるが、RC構造に比し、力学的に無駄がなく、比較的長スパンの橋に適していることから、急速に実施例が増大した。しかし間もなくシーに沿って縦ひび割れが多数発生しているのが発見されて、その原因と耐久性に及ぼす影響が問題となった。

1958年、北海道土木技術会プレストレストコンクリート委員会が行った調査では、36橋、453桁のうち、ひび割れが発生している桁は203桁で、ひび割れ発生率(ひび割れ発生桁/調査桁数の百分率)は45%にのぼっていた。縦ひび割れの発生はその後九州、本州の道路橋、鉄道橋にも認められたのみならず、ドイツ、イギリス、アメリカをはじめ、多くの国々で報告されている[1]。

11月から1月にグラウトの注入を行った桁にひび割れが多く発生していることから、グラウトから分離してシー内に滞留する水の凍結、あるいは十分硬化していないグラウトの凍結膨脹が原因として考えられたが、その後の研究により、アルミ

表-1 縦ひび割れの発生状況

| 建設年度 | 調査橋 | | | ひび割れ | | | | 備考 |
|------|-----|-----|-----------------|---------|----------------|-------------------|-------------------|----|
| | 橋数 | 桁数 | 桁延長 B (m) | 桁数 C | 延長 D (m) | 発生率 C/A (%) | 延長率 D/B (%) | |
| '54 | 1 | 12 | 174 | 0 | 0 | 0 | 0 | ① |
| '55 | 4 | 34 | 752.7 | 8 | 34.45 | 23.5 | 4.6 | |
| '56 | 13 | 135 | 3455.16 | 87 | 618.06 | 64.5 | 17.9 | |
| '57 | 7 | 141 | 3996.4 | 44 | 397.32 | 31.2 | 9.9 | ② |
| '58 | 21 | 337 | 9946.36 | 70 | 515.82 | 21.0 | 5.2 | |
| '59 | 12 | 179 | 5476.82 | 39 | 47.85 | 21.8 | 0.9 | ③ |
| '60 | 13 | 105 | 4479.6 | 21 | 22.34 | 20.0 | 0.5 | |
| '61 | 8 | 36 | 1696 | 10 | 13.11 | 27.8 | 0.8 | |
| '62 | 9 | 84 | 2667.2 | 14 | 14.93 | 16.7 | 0.6 | |
| '63 | 5 | 71 | 2314.8 | 12 | 23.7 | 17 | 1.0 | |
| '64 | 1 | 5 | 171 | 2 | 2.46 | 40 | 1.4 | |
| '65 | 1 | 2 | 76 | 2 | 13.23 | 100 | 17.4 | |
| '66 | - | - | - | - | - | - | - | |
| '67 | 2 | 8 | 197.6 | 3 | 0.73 | 38 | 0.4 | |
| '68 | 2 | 3 | 105 | 3 | 61.63 | 100 | 58.7 | |

粉の過大使用による膨脹圧、コンクリートとグラウトの乾燥収縮の相違、プレストレスによる2次応力なども大きく影響していることが判明した。

これらの結果を基に、PCグラウトの水セメント比を40-50%にする、かぶりを大きくするなどの対策が講じられ、更に良質減水剤の普及、グラウトポンプの改良が進み、1959年以降、急速に縦ひび割れの発生は減少した(表-1)。

2 調査方法

北海道開発局開発土木研究所は縦ひび割れの経年変化及び耐久性に及ぼす影響を調べるため、1957年以

①土木学会:プレストレストコンクリート設計施工指針
 ②北海道土木技術会:プレストレストコンクリート用グラウト注入指針(W/C=40~45%,コンプレッサによる注入の禁止,手操りの禁止)
 ③:②の改訂(W/C=35~40%)

表-2 調査橋の概要

前に建設されたPC橋の中から気象条件、工法などを勘案して9橋を選定し、1958年から30年にわたって調査した。毎年6~8月の間に現地に赴き、肉眼でひび割れの伸びや新しいひび割れを調査した後、測微鏡でひび割れ幅を測定した。またひび割れをマジックインクでなぞり、翌

| 橋名 | 路線名 | 所在地 | 橋長 (m) | 有効幅 (m) | 支間 (m) | ひび割れ調査 桁数 延長(m) | 工法 | 完成 年度 | 解体 年度 |
|-----|--------|------|-----------|------------|-----------|--------------------|--------------|----------|----------|
| 増白 | 国道238号 | 雁内市 | 60.0 | 6.0 | 19.44 | 2 38.88 | マニュアル現場打ち | 1957 | 1978 |
| 榑 | 国道5号 | 八雲町 | 20.4 | 7.0 | 19.76 | 6 118.80 | フレックス工法製ブロック | 1955 | - |
| 倶知安 | 国道5号 | 倶知安町 | 105.0 | 7.0 | 20.28 | 6 126.00 | フレックス現場打ち | 1956 | 1976 |
| 札内 | 国道38号 | 常広市 | 435.6 | 7.0 | 38.60 | 2 79.20 | フレックス現場打ち | 1957 | - |
| 夕春 | 国道243号 | 弟子屈町 | 28.9 | 7.0 | 28.00 | 2 56.00 | フレックス現場打ち | 1956 | - |
| 丸山 | 国道232号 | 遠軽町 | 16.74 | 6.6 | 16.00 | 4 83.70 | フレックス現場打ち | 1956 | 1982 |
| 丸松 | 町道第3幹線 | 美珠町 | 98.0 | 4.0 | 23.76 | 3 73.50 | フレックス工法製ブロック | 1956 | 1991 |
| 波山 | 国道235号 | 門別町 | 30.8 | 7.0 | 30.00 | 2 61.48 | フレックス現場打ち | 1956 | 1987 |
| 奈江 | 国道12号 | 砂川市 | 18.0 | 10.0 | 17.60 | 2 35.20 | フレックス現場打ち | 1956 | 1978 |
| 滝下 | 国道239号 | 苫前町 | 35.9 | 5.5 | 35.00 | - | フレックス現場打ち | 1958 | 1979 |
| 沼下 | 国道239号 | 苫前町 | 35.9 | 5.5 | 35.00 | - | フレックス現場打ち | 1958 | 1979 |
| 雁来 | 国道275号 | 札幌市 | 341.28 | 6.0 | 20.30 | - | マニュアル現場打ち | 1958 | 1981 |
| 潮見 | 国道232号 | 天塩町 | 35.8 | 6.0 | 35.00 | - | フレックス工法製ブロック | 1958 | 1979 |
| 紅葉 | 国道274号 | 日高町 | 23.5 | 5.5 | 22.74 | - | フレックス現場打ち | 1959 | 1984 |
| 幌別 | 国道229号 | 寿都町 | 34.0 | 7.0 | 33.20 | - | フレックス現場打ち | 1966 | 1986 |

年の調査に備えた。

調査橋が河川改修や道路改良に伴い、解体される時には材料強度試験、解体調査、主桁耐荷力試験、橋耐荷力試験などを行った。また1958年以降建設されたPC橋についても同様の試験調査を行い、9橋との違いについて検討した。調査橋の概要を表-2に示す。

3 縦ひび割れ経年変化

図-1、図-2はひび割れ延長率、最大ひび割れ幅の経年変化である。当初のひび割れ延長率が大きい橋は奈江橋で約150%に達している。ついで俱知安橋、波恵橋が大きく、50%を越えている。最大ひび割れ幅も大きく奈江橋1.6mm、俱知安橋0.51mm、波恵橋1.62mmである。この3橋のひび割れ延長率はいずれもその後の伸びが大きくなっている。一方丸松橋、丸山橋は当初のひび割れ延長率も小さく、その後の伸びも小さい。札内橋、夕暮橋は1968年ひび割れ延長率が急に増大し、その後安定しているが、理由は上フランジと桁腹部の隅角部に収縮ひび割れがほぼ桁全長にわたって生じたためであり、シーに添うひび割れとは無関係である。丸松橋、丸山橋とはほぼ同様であると考えられる。

表-3はグラウトに関する事項をまとめたものである。俱知安橋、奈江橋のW/C+Fは50~60%と比較的高く、更にグラウト注入後の気温はいつでも零度以下になったことが報告されている。俱知安橋では炭火による採暖が行われ、奈江橋の場合、地元气象台の資料によればグラウト注入後、しばらく

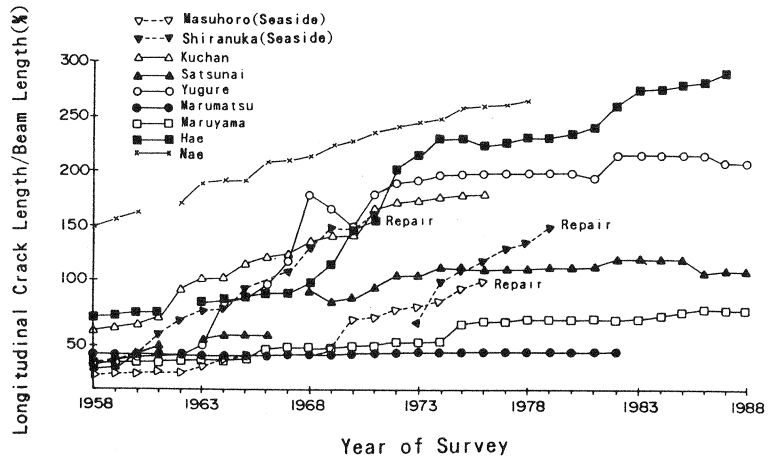


図-1 縦ひび割れ延長率の経年変化

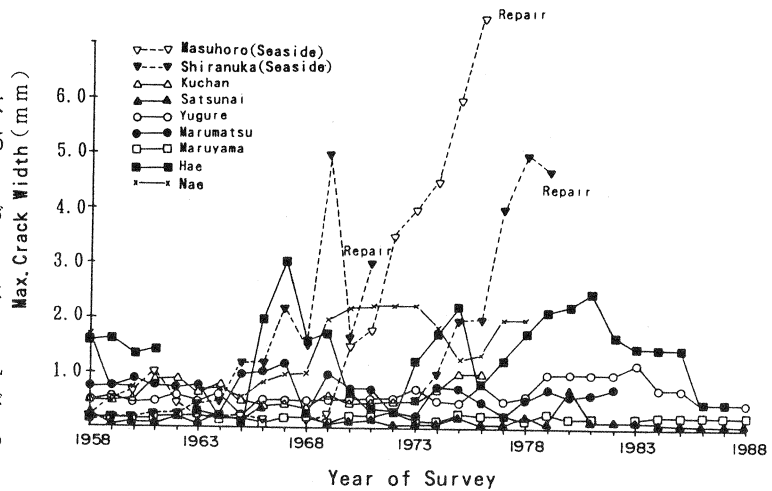


図-2 最大ひび割れ幅の経年変化

表-3 調査橋のグラウト

| 橋名 | 配合量 | | | | 注 入 | |
|-----|----------------|-------------------|-------------|----------------|------------|---------------|
| | セメント C (kg) | フライアッシュ F (kg) | 水 W (kg) | W/(C+F) (%) | フロー (秒) | 月 方法 |
| 増白 | - | - | - | 54 | 16~17 | 9 自然落下 |
| 倶知安 | 120 | 40 | - | 45 | 16 | - |
| 札内 | - | (使用) | - | 50~60 | - | 9~10 コンプレッサー |
| 夕暮 | 200 | 67 | 155 | 58 | - | - コンプレッサー |
| 丸松 | 960 | 320 | 643 | 50 | 16 | - |
| 丸山 | 960 | 320 | 520 | 41.2 | - | 10 グラウトポンプ |
| 波恵 | 675 | 225 | - | 40 | - | 7 - |
| 奈江 | - | 0 | - | 50~60 | 16 | 11 コンプレッサー |
| 滝下 | - | - | - | 40 | 13.5 | 8~9 グラウトポンプ |
| 沼下 | - | - | - | - | 13.5 | 10~11 グラウトポンプ |
| 雁来 | 100 | 25~40 | - | - | 15 | ≡ グラウトポンプ |
| 紅葉 | 100 | - | - | - | - | 4~5 グラウトポンプ |
| 紅葉 | 100 | 0 | - | 40 | - | 9 グラウトポンプ |
| 観別 | - | - | - | - | - | - グラウトポンプ |

真冬が続き、最低気温は-20℃まで低下している。林は良質の混和剤を使用しなければW/C=50%を越えと-7℃でグラウトは凍結膨脹することを確認している[2]。解体調査の結果では奈江橋のグラウトには水の凍結を示す針状結晶の痕跡が認められシース全長の65%に及んでいる。またグラウト凍結の程度が進み、グラウトがシースの中で破碎され、粒状となっている状態も認められた。粒状グラウトは当初のひび割れ延長率の高い俱知安橋、波恵橋のグラウトにも認められた。縦ひび割れの発達が低い札内橋、夕暮橋、丸松橋、丸山橋の注入は比較的気温の高い時期に行われ、低温となる冬までに、十分養生が行われたことが考えられる。更に縦ひび割れ延長率の増加がほとんど認められなかった丸松橋、丸山橋のグラウトのW/C+Fはそれぞれ40%、41%と低くなっていることが注目される。

また縦ひび割れの発生にはかぶり厚も大きな影響を有している。俱知安橋ではひび割れ部の平均厚は33mmであり、ひび割れがない部分のそれは41mmであった。

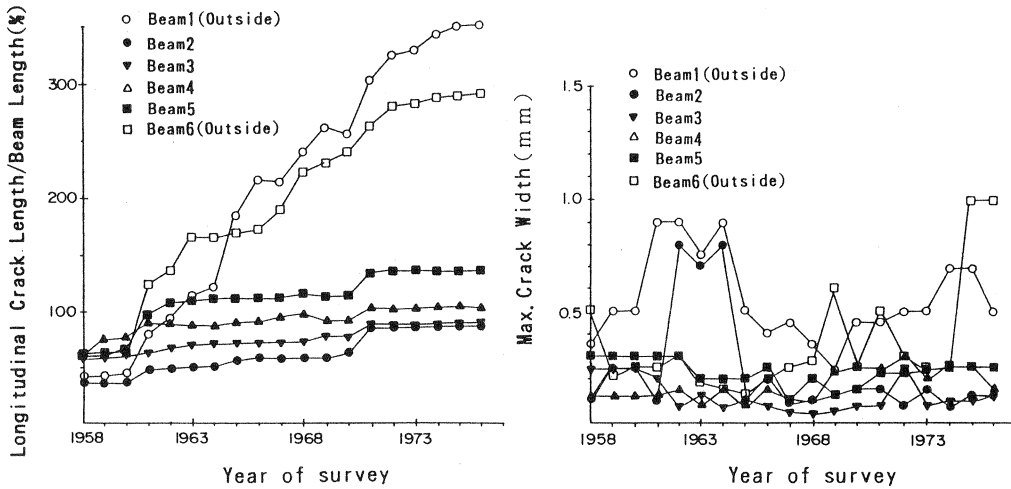


図-3 縦ひび割れ延長率・最大ひび割れ幅の経年変化(俱知安橋)

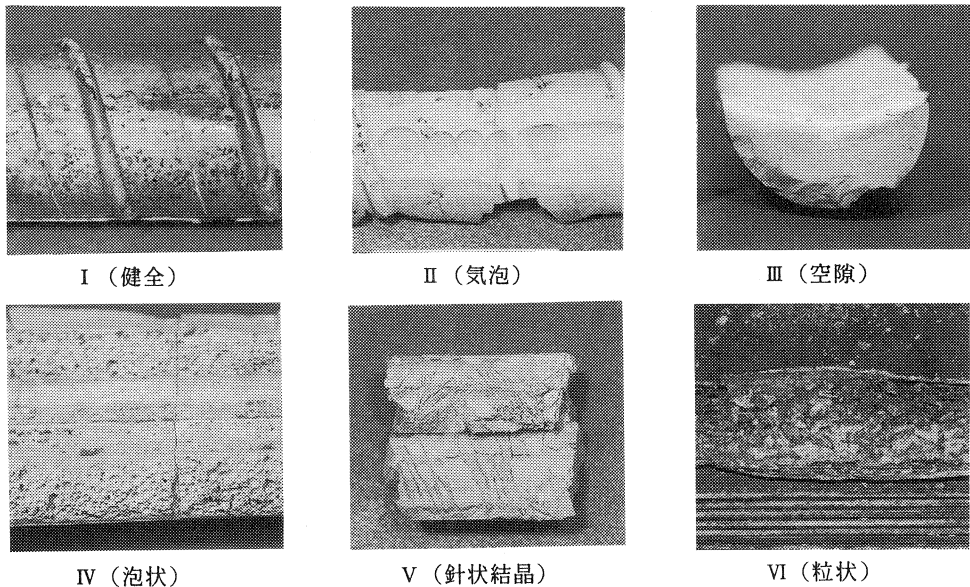


写真-1 グラウトの品質

一方海岸橋(増幌橋、白糠橋)では建設後10数年経過した頃から縦ひび割れ延長率の増加が著しくなっているが、これはグラウトの品質や充填程度によるものではなく、塩化物の浸透によるシース・PC鋼線の腐食が原因である。

最大ひび割れ幅のばらつきの大きいのは測定位置のわずかの違いによるものである。最初の10年程度は変化が無く、石灰などのしみ出しにより、むしろ減少の傾向にある。しかしひび割れ延長率と同様、最大ひび割れ幅が急に大きくなる現象が認められる。即ち1969年に白糠橋、1971年に増幌橋のひび割れ幅が大きくなっている。白糠橋は1961年にひび割れへエポキシ樹脂を注入し、桁全面及び下床版にライニング塗装を行ったが、2年後再び幅の大きなひび割れが発生し、1979年には、下フランジに鋼板接着、桁腹部にはFRP接着を行い補修した。また増幌橋は1976年白糠橋と同様鋼板、FRP接着により補修を行った。

縦ひび割れは同一の橋であっても、桁の位置により大きな違いがある。図-3は俱知安橋の縦ひび割れ延長率、最大ひび割れ幅の経年変化である。直射日光、雨、雪など周囲の環境の影響を直接受ける耳桁のひび割れ延長率の大きいことが特筆される。このように耳桁のひび割れ延長率が大きいのは内陸橋6橋の内5橋に達する。一方海岸橋の場合、塩化物による鋼材腐食などの影響が大きく、このような傾向は認められない。

桁に発生する縦ひび割れの長さの指標としてひび割れ延長率を次の様に定義する。

ひび割れ延長率=ひび割れの水平長* / 調査桁長の百分率

*ひび割れの水平長は実際の長さではなく、ひび割れの水平成分である。従って桁腹部に発生する斜めひび割れや剪断ひび割れは実際より短く算定される。またシースに沿うひび割れとそれ以外のひび割れの区別も難しいので発見された総てのひび割れを対象としている。

4 解体調査

4.1 縦ひび割れとシース・PC鋼線の腐食

PC鋼線とシースの腐食程度を次の様に定義する。

- A: 健全
- B: 軽い腐食、断面損失はなし
- C: 軽い断面損失
- D: 大きな断面損失

各腐食程度におけるPC鋼線の引張力の比はA:1.00, B:0.988, C:0.975, D:0.905である。

PCグラウトは充填程度と品質により次のように定義する(写真-1)。

- I (健全): 品質がよく、充填程度も完全である
- II (気泡): シース内で独立した空隙
- III (空隙): シース内で連続した空隙
- IV (泡状): グラウトの混合時などに混入した微細気泡がグラウト内に残留したもの、非常に脆く指で容易につぶれる
- V (針状結晶): グラウトが未だ固まらない時期、または極めて若令時に凍結したため、グラウト内に生じた水の結晶の痕跡(a:50%未満, b:50%以上)
- VI (粒状): グラウトの凍結時に生ずる膨脹が拘束され、粒状に粉碎されたもの
- VII (その他): シースの腐食が著しいため、解体時に脱落したもの

表-4 縦ひび割れとシース・鋼線の腐食

| 橋名 | ひび割れ | 部材 | 腐食程度(%) | | |
|-----|------|---------|---------|------|------|
| | | | A | B | C |
| 俱知安 | 無 | シース | 94.0 | 4.5 | 1.5 |
| | | PC鋼線 | 91.5 | 7.5 | 1.0 |
| | 有 | シース | 79.9 | 12.2 | 7.9 |
| | | PC鋼線 | 89.2 | 10.6 | 0.2 |
| 丸松 | 無 | シース(外側) | 91.8 | 8.2 | - |
| | | (内側) | 68.2 | 31.8 | - |
| | | PC鋼線 | 47.0 | 46.4 | 6.6 |
| | 有 | シース(外側) | 71.4 | 15.9 | 12.7 |
| | | (内側) | 35.7 | 51.6 | 12.7 |
| | | PC鋼線 | 19.8 | 34.2 | 46.0 |

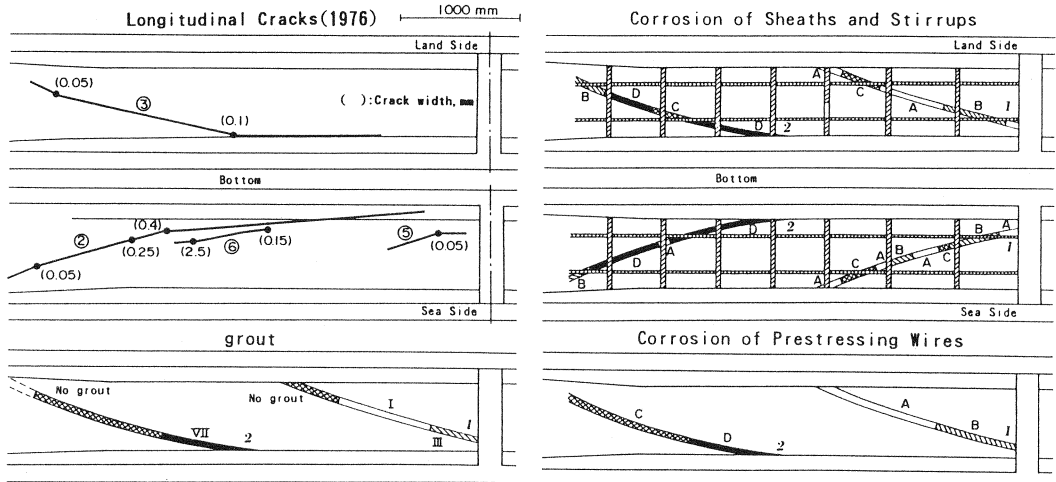


図-4 縦ひび割れとシース・P C鋼線の腐食 (増幌橋)

表-4は俱知安橋、丸松橋における縦ひび割れ部と健全部におけるシース・P C鋼線の腐食の割合である。健全部ではシースの腐食は少なく、ほとんど発生していない。これに対し、ひび割れ部ではシースの20~30%に腐食が生じ、孔がシースを貫通する腐食程度Cも10%程度存在する。

P C鋼線の腐食はグラウトの影響を受けるため、ひび割れとは無関係となっている。しかしひび割れ部では、グラウトの状態によってはP C鋼線の腐食が著しく進行し、切断にいたる可能性があるため注意を要する。

ひび割れ幅とシースの腐食はかぶり厚さ等の影響もあり、関連性を求めることは出来なかった。

海岸橋の場合、縦ひび割れ部においてシースの腐食が進むのみならず、健全部においてもかぶりが小さ

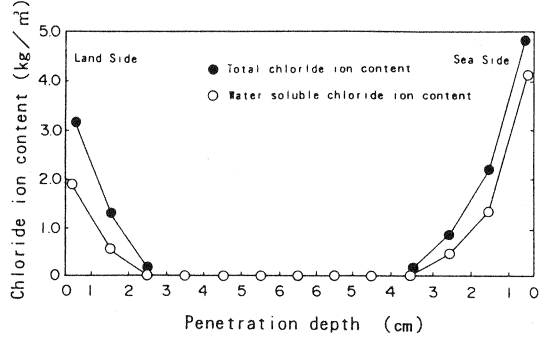


図-5 塩化物浸透量 (増幌橋)

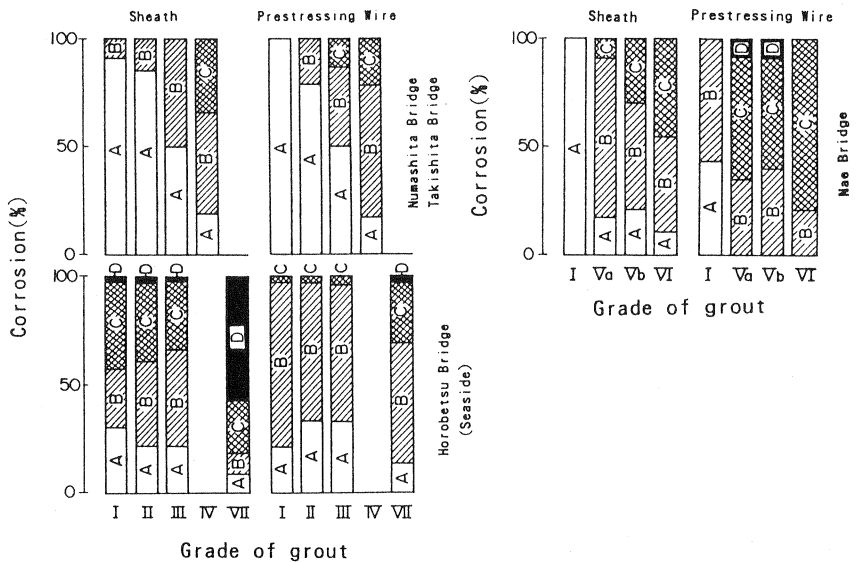


図-6 シース・P C鋼線の腐食に及ぼすグラウトの影響

い時にはシース・PC鋼線の腐食が進行する可能性がある。図-4は増幌橋腹部における縦ひび割れ、シースの腐食、グラウトの状態、PC鋼線の腐食を示したものである。ひび割れ②、③は建設直後、ひび割れ⑤は1965年、ひび割れ⑥は1964年に発見され、補修が行われた1976年における最大ひび割れ幅はそれぞれ0.4mm、0.1mm、0.02mm、2.5mmであった。ひび割れ②、③に関連するシース中のグラウトは空洞であったため、PC鋼線まで著しい腐食を生じた。ひび割れ⑤はスターラップのかぶり不足がシース腐食の引き金となったものと考えられる。図-5はコンクリート中の塩化物量である。スターラップの設計かぶり厚さは27.5mmであるが、実際は平均21.7mmであり、極端な場合露出しているところも見受けられた。かぶり厚さを十分確保するとともに、縦ひび割れを生じさせないことが重要である。

4.2 グラウトとシース・PC鋼線の腐食

図-6はそれぞれ滝下橋・沼下橋、奈江橋、幌別橋のグラウトとシース・PC鋼線の腐食の関係である。内陸橋の場合、グラウトが健全であれば、シース・PC鋼線は腐食程度Bに留まっている。シース内に連続した空隙があれば、PC鋼線を十分に包むことが出来ないためシースに孔があいたりPC鋼線に軽い断面損失を生ずることがある。この傾向は海岸橋でブロック施工された橋に特に顕著である。モルタル接着部における中性化・塩化物浸透が進むからである。一方グラウトの品質が貧弱であったり、奈江橋の様にグラウトの凝結初期に凍結すると、その程度により、グラウトの空隙が増加したり、また桁に大きい縦ひび割れを生ずるなどして、シース・PC鋼線の腐食しやすい環境をつくることになる。

幌別橋は常時波しぶきを受ける、年平均飛来塩化物量が38mddという厳しい環境にある。このためシースはかぶり厚さが小さいところで容易に腐食した。しかしグラウトが健全であれば、PC鋼線の腐食はなかなか進行しないことを示している。

以上の結果と海岸に暴露したPC桁の解体調査結果[3]などを併せて、一応満足出来るグラウトの品質を健全及び気泡とすれば、1957年以前に建設され、コンプレッサーや自然流下でグラウトを注入した橋の場合、増幌橋33.4%、倶知安橋45.2%、(丸松橋77.1%)、奈江橋20.0%、平均43.9%である。グラウトポンプで注入されるようになった1958年の遷移期を経て(雁来橋53.1%、滝下橋50.0%、沼下橋25.0%、平均42.7%)、グラウトに関する技術が確立された1959年以降では、紅葉橋79.4%、幌別橋66.8%で平均73.1%である。高性能減水剤の利用などにより、W/Cが低い、流動性が高いグラウトが今後開発されることを期待する。

5 載荷試験

5.1 主桁載荷試験

試験する桁は他の桁から完全に切離し、舗装アスファルトや均しコンクリートを除去した後試験に供した。増幌、丸松橋は実験室で、波恵、雁来橋は現場で載荷した。荷重は中央2点載荷で、49kNづつ荷重を

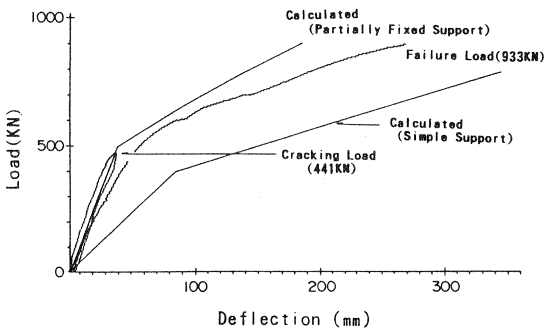


図-7 荷重・たわみ曲線の例(波恵橋)

表-5 主桁載荷試験結果

| 橋名 | 設計モーメント (kNm) | 設計終局モーメント (kNm) | 計算曲げ破壊耐力(材料試験値) (kNm) | 計測曲げ破壊耐力 (kNm) | 計測値計算値 |
|-----|---------------|-----------------|-----------------------|-------------------------|----------------|
| 増幌 | - | - | 2793* | 3014 (FRP) 3198 (鋼板) | 1.080 1.145 |
| 倶知安 | - | - | 3302 | 3377 | 1.023 |
| 丸松 | 848 | 1738 | 2230 | 2210 2282 | 0.991 1.023 |
| 波恵 | 3042 | 7336 | 7915 | 7544 | 0.953 |
| 雁来 | 1333 | 2696 | 2878 | 2954** 2903** | 1.026 1.009 |

*鋼板・FRPの補強効果は考慮しない **支点向束の影響を考慮して支点と載荷点の長さ $\times 0.7$ 倍にして算出

増加し、各荷重段階に於けるたわみ、ひび割れ幅、コンクリートのひずみなどを測定した。また原則として、ひび割れ発生荷重及びひび割れ幅が0.5mm、1.0mmに達したとき、その荷重と0kNの間を5回繰り返した。

図-7は現場載荷試験における荷重・たわみ曲線の代表的な例である。計算値は材料試験値を用い、ひび割れの影響はブランソンの換算断面2次モーメント法によっている。現場載荷の場合、支点拘束があるが、多くの実験結果から、載荷モーメントの30%が支点到負のモーメントとして作用するとしている。荷重が小さい段階では支点的拘束を考えた曲線によく合い、ひび割れ発生後は次第に支点的拘束のない曲線に近づいている。波恵橋の場合、実験中、橋台裏の盛土にクラックが観察されており、支点的拘束の開放が進んだことが伺われるが、一般の載荷試験の場合には、載荷条件により種々異なる様である。

表-5は試験結果である。破壊は総て曲げ破壊で、俱知安橋を除いてP C鋼線の伸びに伴うコンクリートの圧壊である。俱知安橋の場合、一部のP C鋼線に破断に近い腐食が発見されており、試験中鈍い音が発生し、その後荷重が上がらなくなったので、P C鋼線の破断とした。

増幌橋の場合、鋼板は接着剤の劣化により鋼板がP C桁に接着しておらずアンカーボルトのみにより支持されていたが、鋼板の溶接部が破断するまで桁との一体性は保たれていた。雁来橋はグラウトの注入孔が定着体から50cmほど離れた所に設置されていたため、P C鋼線定着部付近にはグラウトが充填されない部分があり、1ケーブルの大部分が腐食切断されている箇所が発見されている。波恵橋は縦ひび割れが最も発達した橋の一つであり、ひび割れ延長率、ひび割れ幅も大きい。反対に丸松橋はほとんど縦ひび割れの生じていない橋である。

いづれの橋の計測曲げ破壊耐力も設計終局モーメントより高くなっているのみならず、材料試験値に基づく計算曲げ破壊耐力にほぼ近い値を示している。P C鋼線の腐食による劣化はいづれも局所的なため、全体としての耐力はほとんど減少していない。

5. 2 橋載荷試験

橋載荷試験は雁来橋、奈江橋について破壊まで行った。高欄、地覆、舗装アスファルト、均しコンクリートなど総て除去した後耳桁中央に2点載荷した。載荷間隔は1mである。荷重は98kN毎増加し、ひび割れ発生荷重及びひび割れ発

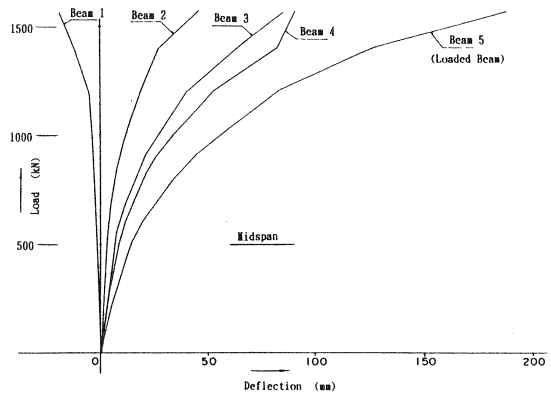


図-8 荷重・たわみ曲線 (雁来橋)

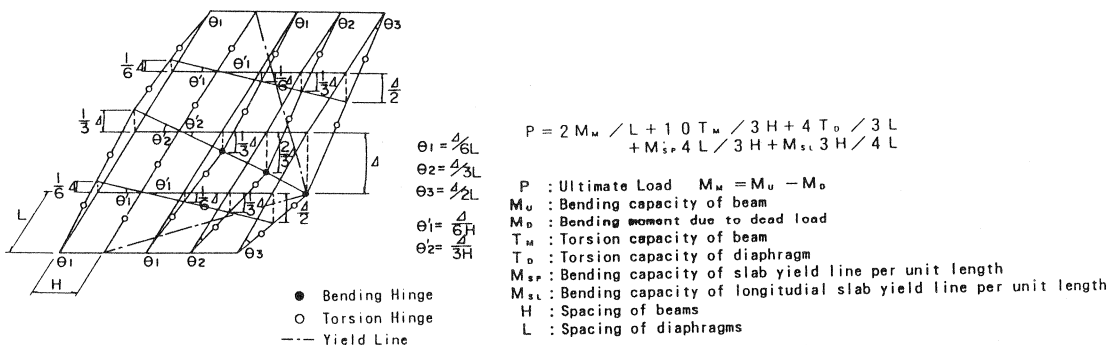


図-9 崩壊機構 (雁来橋)

生荷重の2倍に達した時、それぞれの荷重と0kNを5回繰り返した。

ひびわれが発生するまでは弾性的挙動を示し、その後徐々に変形を増加させたが、横桁にひび割れが発生した時(980kN)及び、床版のプレキャストコンクリートと場所打コンクリートの間に縦ひび割れが発生した時(1374kN)にも特異点が認められた(図-8)。

破壊は雁来橋の場合、載荷桁及び横桁の曲げせん断により生じ、奈江橋の場合載荷桁の曲げせん断及び横桁コンクリートの圧壊により生じた。破壊荷重はそれぞれ1623kN、1612kNである。

橋の崩壊機構とその変形を可能とするスラブの降伏線を考え、格子桁と床版の耐力を重ね合わせて崩壊荷重を算定する〔4〕と雁来橋1548kN(図-9)、奈江橋1571kNである。崩壊形式は正確には異なるものの実測値と極めて近い値となった。

6 結論

本調査の結果次のことが明らかとなった。

1. 縦ひび割れが多く発生し、その幅が大きい場合、グラウトが凝結初期の段階で凍結した可能性が高い。
2. 縦ひび割れは中桁よりも周囲の環境の影響を受ける耳桁に多く生ずる。
3. 縦ひび割れはシースの腐食に大きな影響を与える。しかしグラウトが健全であれば、P C鋼線の腐食は生じない。
4. グラウトが健全な割合は、昭和33年以前に建設された橋の場合約50%である。昭和34年以降では約75%である。
5. 海洋環境下では、橋の耐久性を確保するため、十分かぶりを確保すること、縦ひび割れを生じさせないことが重要である。
6. 縦ひび割れが多数発生しても、主桁および橋全体の耐力は低下しない。

7 あとがき

本文は筆者が以前勤務していた北海道開発局開発土木研究所で行った研究の一部をとりまとめたものである。

P C橋の耐久性には、かぶりを十分確保すること、品質のよいグラウトがシースに充填されていること、縦ひび割れなどの欠陥が生じていないことなどが重要である。最近では高性能減水剤などを利用して水セメント比の低い流動性に優れたグラウトの研究も進んでいる。

今後、美しく機能性に富み、耐久性に優れたプレストレストコンクリート構造物が数多く輩出することを期待する。

参考文献

- [1] 林正道：P Cげたの縦ひびわれとその防止，北海道開発局土木試験所月報第209号，昭和45年10月，pp1-9
- [2] 林正道：プレストレストコンクリート用グラウトに関する実験的研究，土木試験所報告第29号，昭和37年3月
- [3] 太田利隆，堺孝司，佐々木慎一，高柴保明：10年間海岸に暴露したP C桁の劣化度調査，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，平成2年10月，pp199-202
- [4] 小笠原章，佐伯昇，藤田嘉夫：モデル実験による鉄筋コンクリート多主桁橋の変形能力と破壊形式，土木学会北海道支部論文集，昭和55年2月，pp407-412