

R C ラーメン橋の塩害および A S R 損傷の調査と耐震補強設計

(株) ピー・エス北陸支店 正会員 奥田由法
朝日エンジニアリング (株) 徳野光弘
同 河畠良秀
金沢大学工学部 正会員 鳥居和之

1. まえがき

既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法として R C 巻き立て工法、鋼板巻き立て工法等が施工されているが、アルカリシリカ反応 (以下「A S R」という) で劣化したコンクリート橋脚に適用された事例は少なく、A S R 損傷橋脚の耐震補強工法としては P C 鋼材を用いた工法 (P C コンファインド工法) が報告されている^{1),2)}。また、塩化物イオンは鉄筋腐食のみならず A S R を促進する³⁾とされているが、実橋においてその影響を調査した報告は見当たらない。A S R 損傷橋脚の耐震補強設計においては、A S R によるコンクリートの劣化進行状況を把握して、現在のコンクリートの品質を設計および工法の選択に反映させることが重要である。今回、補強設計を行った R C ラーメン橋は、A S R により損傷を受けており、路面に散布された凍結防止剤の影響も懸念されていた³⁾。

本研究は、耐震補強設計を行う R C ラーメン橋を対象に、A S R および塩化物イオンによる損傷劣化の程度を調査し、A S R の劣化とコンクリートの品質の関係を明らかにするとともに、補強設計に反映させたもので、本稿ではこれらの一連の調査と、これに基づく補強設計について報告する。

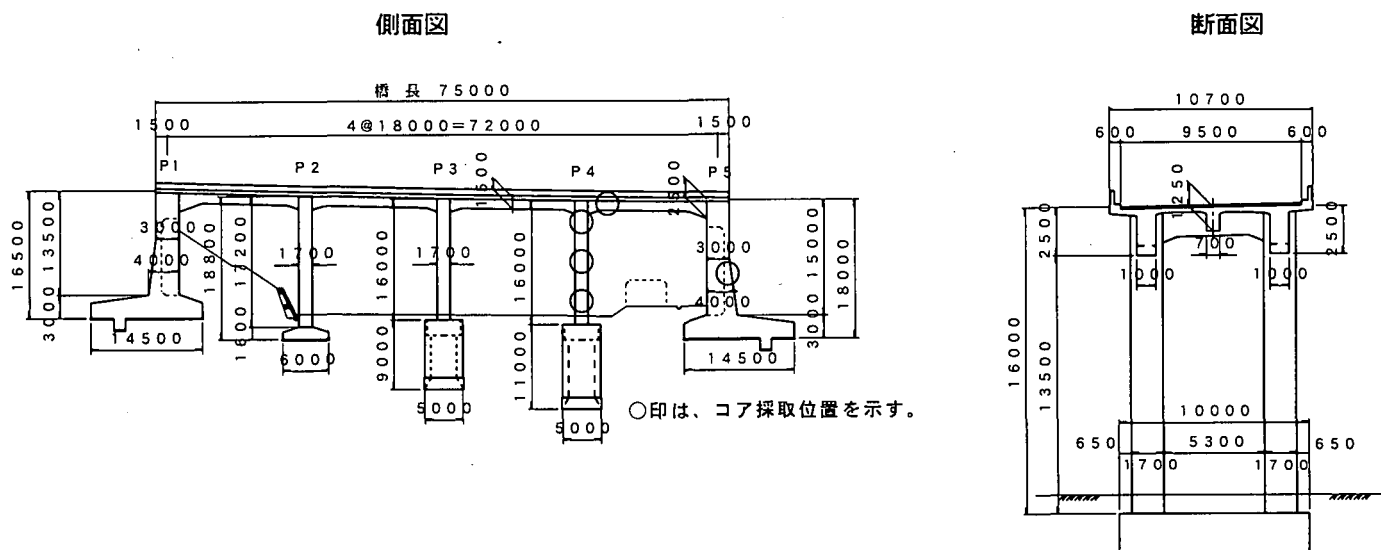


図-1 橋梁全体図

2. 橋梁の概要

本橋は1977年 (昭和52年) に完成した、橋長75mの4径間連続 R C ラーメン橋である。橋脚は1.7×1.7mの正方形断面の2柱式構造である。橋梁の全体図を図-1に示す。また、現橋を写真-1に示す。

キーワード：耐震補強，R C 巻き立て工法，A S R，塩害，コア試験，凍結防止剤，複合劣化

連絡先：〒920-0031 石川県金沢市広岡1-5-23 (株) ピー・エス北陸支店

TEL (076) 234-9111 FAX (076) 234-9756

3. 橋梁の損傷調査

本橋梁に使用されたコンクリートの設計基準強度は $f'_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ で、粗骨材にはアルカリシリカ反応性を有する能登産安山岩碎石と、富山産の花崗岩質玉碎石の混合品が使用されていた。劣化が顕著な P4 橋脚の上・中・下段（地上）付近，P5 橋台の下段（地上），床版，主梁側面からそれぞれ図-1 に示す位置で貫通コアを採取し，室内試験を行った。

3.1 橋梁の劣化状況

図-1 に示す6本の脚柱は，何れも柱表面全域にわたってひび割れが発達しており，柱上部から中間部付近にかけては最大幅 $0.7\text{mm}\sim 0.9\text{mm}$ の亀甲状のひび割れが，中間部から下部へかけては亀甲状のひび割れと軸方向鉄筋に沿った縦方向のひび割れが顕著であり，縦方向ひび割れ幅は最大 $1.0\text{mm}\sim 2.0\text{mm}$ に達していた。写真-2 に P4 橋脚側柱の下部付近のひび割れ状況を示す。柱の内側のひび割れは外側面ほど顕著でなく，これは日射および降雨による局所的な環境の相違によるものと思われる。主梁はウェブ側面に水平方向に沿ってひび割れが発生しているのが認められたが，桁下面には軸方向および直角方向の曲げによるひび割れは認められなかった。床版下面は，橋軸直角方向に $30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ 間隔で最大幅 $0.1\text{mm}\sim 0.15\text{mm}$ 程度のひび割れが発生していたが，比較的軽微であり，ひび割れからの遊離石灰等の滲出物も認められなかった。地覆は外側部分の劣化が顕著で， $0.4\text{mm}\sim 0.8\text{mm}$ 程度の亀甲状のひび割れが連続して発生していた。同時に，白色ないしは茶褐色状ゲルの滲出も認められ，内側部分も A S R によると思われる亀甲状のひび割れが多数発生しており，ひび割れは貫通しているものと思われた。この地域では，冬季間（12月上旬から3月中旬）に路面凍結防止のために凍結防止剤（岩塩（塩化ナトリウム）および塩化カルシウム）が長年にわたり散布されており，A S R と凍結防止剤による損傷が同時に進行していると思われた。また，P1，P5 橋台は，過去にエポキシ系樹脂によるライニングが施されていたが，塗装表面はすでに劣化しており，全面にわたり微細なひび割れが多数発生していた。

3.2 室内試験

コンクリートコアの室内試験の項目は以下の通りである。

- ① 圧縮強度および静弾性係数試験
- ② 残留膨張測定試験：デンマーク法⁴⁾ および J C I 法⁵⁾
- ③ 塩化物イオン含有量：電位差滴定法（JCI-SC5）
- ④ 走査型電子顕微鏡観察（SEM-EDXA）および X 線回折分析（XRD）

今回の調査では，各部位から貫通コア（直径 5cm ，長さは柱で 170cm ，橋台で 80cm ，梁で 100cm ）をそれぞれ1本ずつ採取して，外観観察による劣化状況とコンクリートの品質を比較した。特に，橋脚については残留膨張測定用のコンクリートコア（直径 5cm ，長さ 20cm ）を地上付近から4本採取し，デンマーク法（ 50°C の飽和 NaCl 溶液にコアを浸漬し残留膨張量を測定する方法）と，J C I 法（ 38°C の湿気槽に保存し残留膨張量を測定する方法）の比較を行った。また，P2～P4 橋脚柱6本について，さらに P4 橋脚柱については高



写真-1 橋梁全景

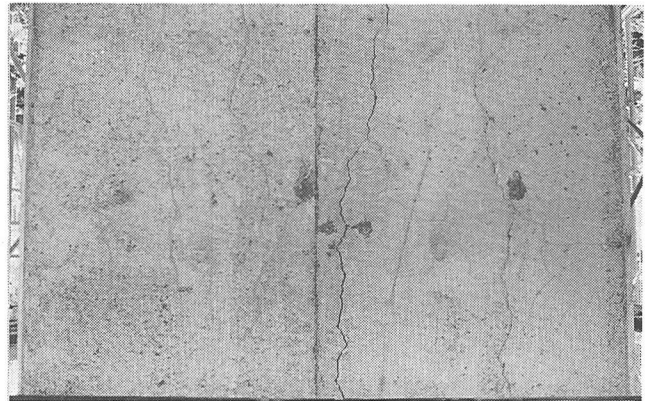


写真-2 柱下部付近のひび割れ状況

さ方向の上・中・下段付近において超音波パルス伝播速度試験（以下「パルス速度試験」という）を行い橋梁全体のコンクリートの品質評価を行った。

3.3 試験結果および考察

(1) 圧縮強度，弾性係数および超音波伝播速度試験
P4橋脚柱，主梁およびP5橋台コアの圧縮強度，静弾性係数およびパルス速度試験の結果を表-1および図-2に示す。また，各橋脚のパルス速度結果を表-2に示す。

表-1 コアの圧縮強度，弾性係数およびパルス速度

	圧縮強度 (kgf/cm ²)	静弾性係数 (kgf/cm ²)	パルス速度 (m/sec)
P4 右柱上段	265	1.45×10 ⁵	3890
P4 右柱中段	279	9.48×10 ⁴	3640
P4 右柱下段	160	5.80×10 ⁴	3350
P4 左柱下段	177	6.59×10 ⁴	3480
P5 橋台	169	5.41×10 ⁴	3500
主梁	281	5.85×10 ⁴	3300

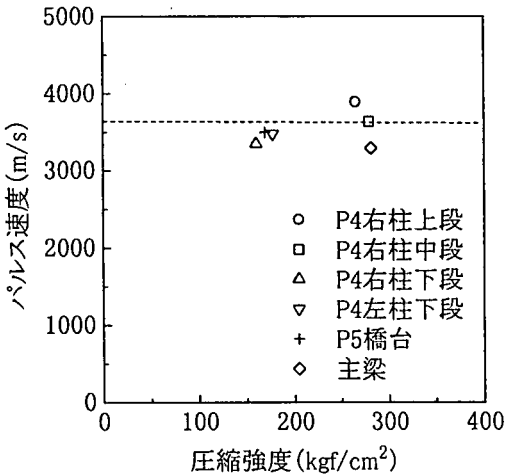


図-2 コアの圧縮強度とパルス速度

柱の圧縮強度は下段付近では基準強度240kgf/cm²を大きく下回るものがみられ，平均圧縮強度においても下段は中・上段に比較して強度が低下していた。柱部分で下段部の方が劣化が著しいのは，地中部からの水分の吸い上げと降雨の飛来量が上部に比べて多いことが原因と思われる。主梁は水平方向にひび割れはあるもののコア強度は基準強度を満足していた。橋台部分は他の部位と比較して最も強度が低下しており，貫通コアの何れの部分も設計基準強度を大きく下回っていた。貫通コアを利用して採取した背面土砂の状況から判断して，背面は水分が滞留しやすい状況にあり，常時水分の供給がなされてASRを促進したものと思われた。また，ASRにより劣化したコンクリートのパルス速度の判定基準は実構造物では3500m/s，コアでは3700m/sといわれている⁹⁾が，柱については下段で基準値を下回るが中段，上段部分は基準値を上回る箇所が多くなり，圧縮強度試験の結果とほぼ一致している。実橋でのパルス速度と劣化状況も概ね一致しており，パルス速度法は外観調査，圧縮強度試験と組み合わせることにより，ASR損傷構造物のコンクリートの品質評価に有用であると思われる。

表-2 実橋脚パルス速度

		パルス速度 (m/sec)
P2 橋脚右柱	下段	2590
P2 橋脚左柱	下段	2770
P3 橋脚右柱	下段	3090
P3 橋脚左柱	下段	3040
P4 橋脚右柱	下段	2710
	中段	3070
	上段	3310
P4 橋脚左柱	下段	2640

図-3はP4橋脚右柱のコンクリートコアの圧縮強度 (f'_{ck}) と，弾性係数 (E_c) との関係を示したものである。何れも E_c/f'_{ck} がコンクリートが健全な場合の曲線の半分程度にプロットされており，特に下段部が著しく小さくなる傾向が認められた。これは目視による劣化状況の観察結果とも良く一致しており， f'_{ck} と E_c/f'_{ck} との関係を検討することによりASRによる劣化状況を推定する方法⁷⁾ は有用である。

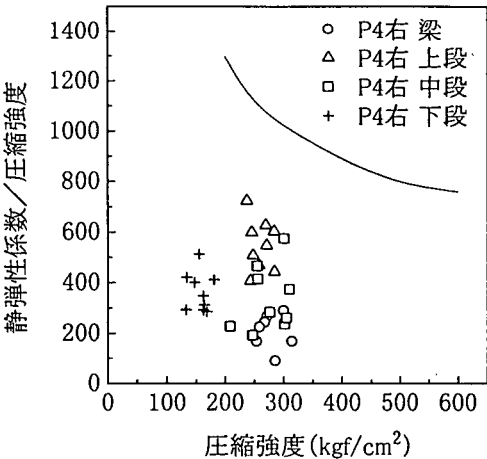


図-3 コアの圧縮強度と弾性係数

(2) 塩化物イオン含有量試験

床版における塩化物イオン含有量の分布を図-4に示す。路面アスファルト境界付近で 2.5kg/m^3 （全塩分量）の塩化物イオンが検出されたが、凍結防止剤の路面からの浸透によるものと推定される。また、床版下面の鉄筋には腐食は発生していなかったが、上面の鉄筋位置では塩化物イオン量が鉄筋腐食の限界値とされる $2.0\sim 2.5\text{kg/m}^3$ ⁸⁾になっており腐食の可能性が考えられたがその確認は出来なかった。なお、今回の調査では橋脚柱内部において $0.4\sim 0.5\text{kg/m}^3$ の塩化物イオンが検出されたが、本橋と隣接した橋梁においても、粗骨材として能登産安山岩と玉碎石の混合物が使用されており、海上輸送された玉碎石に海水が侵入しているものがあることがこれまでの調査で判明しているため、本橋においてもコンクリート製造時に既に塩分が含まれていたものと推定される。生コンクリート製造時にコンクリート中に混入されたNaClは、ASRを促進するとともに能登産の安山岩はペシマム混合率との関係で、単体よりも別の粗骨材と混合して使用された場合の方がASRによる膨張が大きくなることが知られている。このため、本橋のASRの促進要因としてこれらの影響が大きく作用したものではないかと推定される。

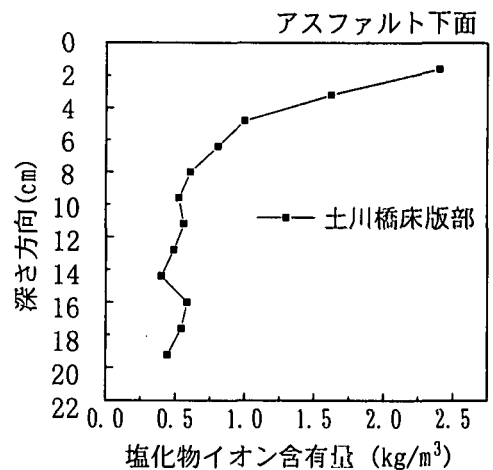


図-4 塩化物イオン含有量

(3) 残留膨張量試験

デンマーク法とJCI法によるコンクリートコアの膨張量と、P4橋脚でのコンタクトゲージ法（基長：10cm）によるひび割れ幅進展率の経年測定結果を図-5、6に示す。デンマーク法では、コンクリートコアの残留膨張性は浸漬後3ヵ月における膨

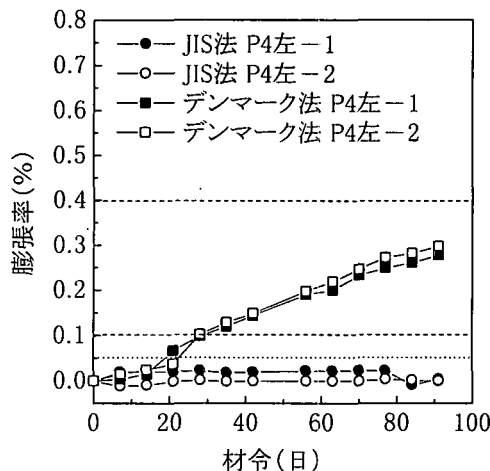


図-5 コアの膨張量

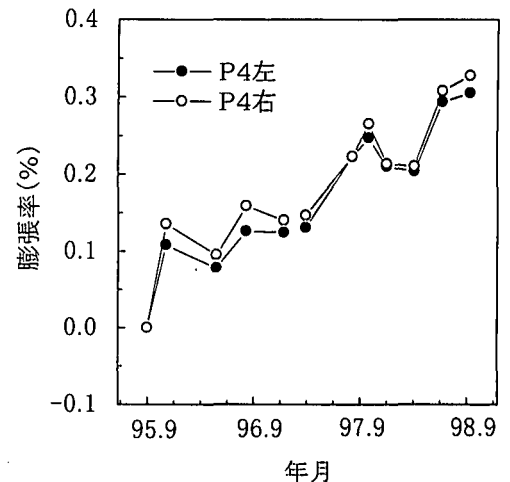


図-6 実橋脚のひび割れ幅進展率

張量が 0.4% 以上を膨張性あり、 $0.1\sim 0.4\%$ を不明確、 0.1% 未満を膨張性なしと判定する。JCI法では同じく3ヵ月における膨張量が 0.05% 以上を膨張性ありと判定する。本橋の浸漬後3ヵ月におけるコンクリートコアの膨張量は、JCI法では 0.05% 未満であり膨張性なしと判定された。それに対して、デンマーク法では膨張量が $0.1\sim 0.4\%$ であり、判定は不明確の領域にあったが、浸漬後3ヵ月においても膨張は収束する傾向になく、建設後の経過年数も比較的少ないことから、本橋脚ではアルカリシリカ反応は十分に進行しておらず、残留膨張性ありと判断された。JCI法ではコアが小さい場合は湿気槽養生中にコンクリート細孔溶液中から水酸化イオンが溶出するため反応が小さくなるのに対して、デンマーク法ではNaClがコア内部に浸入することによってアルカリシリカゲルの生成速度を上昇させるために反応を促進するといわれている⁹⁾。特に本橋の橋脚のように凍結防止剤の影響を受けている場合は、残留膨張性試験としてデンマーク法は妥当な試験方法であると思われる。また、実橋脚でのひび割れ幅の進展率は、年間平均 0.1% 程度の比較的大きな膨張を示しており、デンマーク法での促進試験の結果との対応が認められた。これらのことから本橋は残留膨張性を考慮した補修・補強工法の選定が必要であり、補修・補強後もその挙動を追跡調査する必要があると判断した。

4. 補修・補強設計

4.1 設計の基本的な考え方

本橋は重要度が高いので、補強設計は現行道路橋示方書（平成8年制定）の基準に適合する耐震性能を確保する目的の耐震補強設計を行う。また、B活荷重に対応するような上部工の補強対策、ASRによるひび割れ進行を抑制するための補修計画、およびASR誘因除去を目的とした改良計画を合わせて行う。

4.2 現橋の耐震性能について

本橋の形式は、4径間連続ラーメン構造で地震時の挙動が複雑であり、地震時保有水平耐力法による耐震設計法の適用性が限定されると判断されるため動的解析により耐震性能の検討を行った。

動的解析は図-7に示すような離散系モデルとして、柱の上端と下端に塑性ヒンジを設け、梁は軸力変動を考慮した非線形部材として動的特性を表現出来るようにした。

現橋では、中間の橋脚柱で、曲げ耐力およびせん断耐力とも動的解析による計算値と比較して大きく不足しており、また両端脚柱においてもせん断耐力が満たされておらず、耐震補強による曲げ耐力およびじん性の向上が必要であった。

4.3 補強工法の選定

橋脚の耐震補強工法として、従来工法の鋼板巻立て工法およびRC巻立て工法と、ASR対策工法として実績のあるPCコンファインド工法について比較した。鋼板巻立て工法は熱伝導率が高く、ASRによるコンクリートの膨張が現在も進行中であり、さらにASRを促進させる可能性がある¹⁰⁾と思われるので次の2工法について比較した。

a) PCコンファインド工法^{11), 2)}

ASRによるコンクリートの膨張をプレストレスを与えることにより抑制するとともに、耐震性の向上を図る工法である。既設脚柱をプレキャストパネルで囲み隙間に打設したコンクリートの硬化後、パネル内に螺旋状に配置されたPC鋼材にプレストレスを与えて一体化する工法である。既設コンクリートの膨張に対して、与えたプレストレスにより積極的に膨張を抑えることが可能である。また、既設コンクリートの品質はASRによって低下しているので、圧縮強度および静弾性係数は試験の結果を反映させる。

b) EPS材（発泡スチロール）を用いたRC巻立て工法

既設脚柱の周面に発泡スチロール材（ $t=20\text{mm}$ ）を貼り付けた後、その周りに従来のRC巻立て工法と同様に鉄筋コンクリートを巻き立てる工法である。ASRによる既設柱のコンクリートの膨張を発泡スチロール部分で吸収させ、膨張は積極的に抑制しない工法である。したがって、既設脚柱部分には耐力を全く期待せずに、巻き立てたRC部材（中空部材構造とみなす）ですべての外力に抵抗させる工法である。

本橋では、表-1に示すように圧縮強度の低下が著しくコンクリートの品質評価が難しい。また、異なった品質のコンクリートを一体化とした場合のa)の工法では動的解析手法が複雑になることも予想された。一方b)の工法では、既設柱が比較的小さいためRC巻き立て断面も小さくて済み、基礎の安定性にも影響を与えない。また、経済的にも優れていることにより「EPS材を用いたRC巻立て工法」を実施工法に選定した。

補強前と、RC巻立て工法で補強後のM- ϕ 曲線を図-8に示す。補強前はコンクリートが健全であり、全断面を有効としたものであり、補強後は既設部分を無視したものである。補強後は曲げ耐力、せん断耐力とも動的解析による計算値を上回っており、耐震性能を満足している。

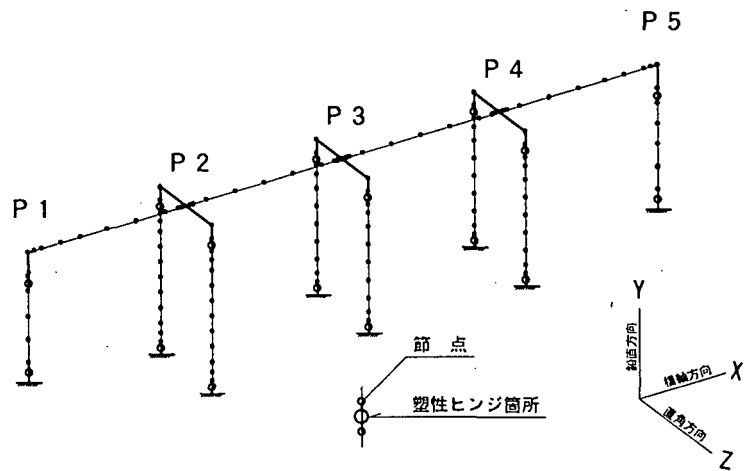
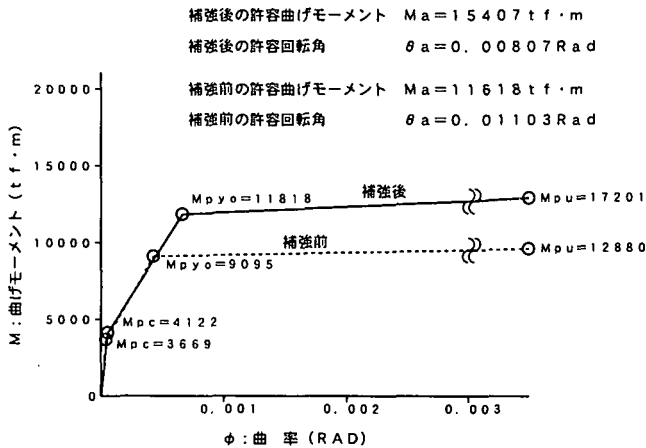


図-7 動的解析モデル図

P5脚柱下端ヒンジ部



P5脚柱下端塑性ヒンジ部曲げモーメント計算結果(3波平均)

計算ケース	単位	地震タイプ(I)		地震タイプ(II)	
		曲げモーメント	許容曲げモーメント	曲げモーメント	許容曲げモーメント
補強前	tf・m	7206	10348	11878	11618
補強後	tf・m	5768	13600	10552	15407

注1) 補強前の許容曲げモーメントは、コンクリートの劣化を考慮していない値である。

P5脚柱下端塑性ヒンジ部せん断力計算結果(3波平均)

計算ケース	単位	地震タイプ(I)		地震タイプ(II)	
		せん断力	せん断耐力	せん断力	せん断耐力
補強前	tf	728	838(515)	1298	946(515)
補強後	tf	1212	2138	1878	2174

注1) 補強前()内のせん断耐力は、コンクリート負担分を無視している。

注2) 補強後のせん断耐力は、既設脚柱のコンクリート負担分を無視した値+補強箇所に負担するせん断耐力の合計値である。

図-8 補強前と補強後のM-φ曲線、曲げモーメントおよびせん断力

4.4 床版の補強設計

床版は、表-4に示すように設計荷重の10tfに対して鉄筋の応力度が許容値を越える箇所があったが、劣化状況も比較的軽微であるので、ポリマーセメントを用いた下面増厚工法を適用して補強した。この工法は、従来は格子状に配置した鉄筋(D6~D13程度)に特殊モルタルを塗布して床版厚を増加させるものであるが、本橋では鉄筋の代わりに硬鋼線(φ3.2mm、引張強度140kgf/mm²)を25mm間隔に配置することで増厚を10.5mmに抑え、重量の軽減と工費の節約を図った。

また、今後の床版上面からの凍結防止剤を含んだ水の浸透を防止し、ASRの進行を抑制するために舗装下面に防水層を設置することにした。床版の下面増厚工法およびASR対策工を図-9に示す。

5. 施工

今回の施工の手順を図-10に示す。

脚柱の補強対策では、既設コンクリートの将来の膨張を考慮してEPS材の厚さを決定した。図-5の促進膨張試験では90日膨張率で約0.3%、また、図-6の実橋でのひび割れの進展率は年平均0.1%と比較的大きな膨張を示している。これらの資料から最終的な膨張量を推定することは現段階ではまだ未定の問題があり困難であるが、著者らのこれまでのASR調査などから、本橋では最大で1.0%程度の膨張量を考慮するものとした。したがって、膨張量は $\Delta t = 0.01 \times 170 \text{ cm} = 1.7 \text{ cm}$ となる

が、余裕量を考慮して $\Delta t = 2.0 \times 2 = 4.0 \text{ cm}$ とした。また、EPS材は、コンクリート打設時の潰れおよび膨張の吸収効果を考慮して、 $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ (5%ひずみ時の一軸圧縮強度)の硬度のもの(D16材)を使用した。また、地震時慣性力を巻立てたRCコンクリート部分に確実に達させるため、柱の上端および下端付近は直

表-4 床版の応力度

検討位置	断面高(mm)	配筋	$\sigma_c (\text{kgf/cm}^2)$	$\sigma_s (\text{kgf/cm}^2)$
1-1	h=300	上面 D19-125	71	1308
		下面 D19-250		
2-2	h=190	上面 D19-250	70	1257
		下面 D19-125		
3-3	h=300	上面 D16-300	79	1628 N, G
		下面 D16-150		
3-3	h=300	上面 D19-125	50	1047
		下面 D19-250		

$\sigma_s = 80 \quad \sigma_s = 1400$

∴ 2-2断面橋軸方向について鉄筋の引張応力度が許容値を超えているため、この部分について下面増厚工を行うものとする。

補強後の鉄筋応力度 $\sigma_s = 993 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ss} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$

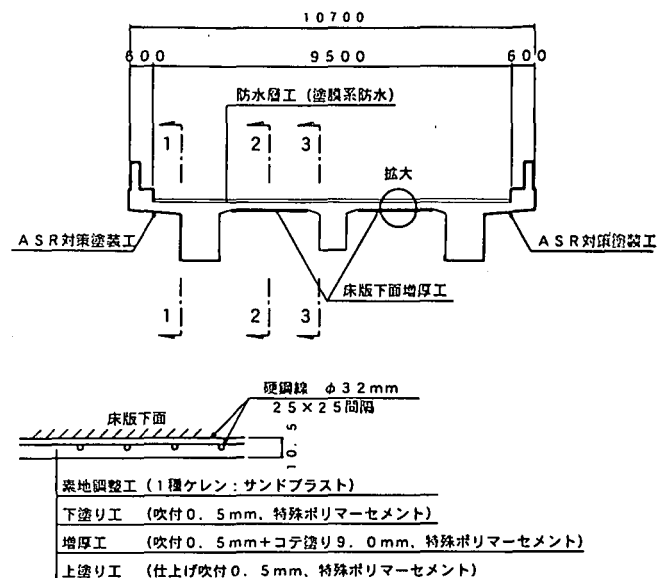


図-9 床版の下面増厚工

Technical drawing of a bridge cross-section. The drawing shows a bridge deck with a width of 7500 mm. The bridge is supported by two piers, labeled P1 and P2. The distance between the piers is 18000 mm, with a total length of 72000 mm. The bridge deck is reinforced with PC steel reinforcement bars (PC鋼棒締付部). The drawing also shows the EPS material (EPS材) and the EPS material application area (EPS材貼付区間). The dimensions of the bridge deck are 13500 mm (width) and 9900 mm (height). The dimensions of the bridge piers are 3000 mm (width) and 14850 mm (height). The drawing also shows the dimensions of the bridge deck reinforcement bars: 2540 mm (width) and 2700 mm (height). The drawing also shows the dimensions of the bridge piers: 2700 mm (width) and 14850 mm (height).

Figure 1 is a plan view of a square column section. The outer square has a side length of 2540 mm. The inner square core has a side length of 1700 mm. The distance between the outer and inner squares is 400 mm. The column is reinforced with 19 bars (D19) spaced at 150 mm intervals. The reinforcement is shown as a grid of lines. The diagram is labeled with dimensions and reinforcement details.

[illegible]

```

graph TD
    A[準備工] --> B[橋面防水・舗装打ち換え工]
    B --> C[高欄・主桁側面防水サイジング工]
    C --> D[足場組立工]
    D --> E[素地調整サンドブラスト工]
    E --> F[プライマー吹き付け工]
    F --> G[メッシュ鉄筋配置工]
    G --> H[特殊モルタル塗付工]
    H --> I[表面サイジング工]
    I --> J[フーチングおよび柱削孔工]
    J --> K[素地調整サンドブラスト工]
    K --> L[EPS材配置工]
    L --> M[軸方向鉄筋・帯鉄筋建込み工]
    M --> N[型枠工]
    N --> O[コンクリート工]
    O --> P[PC鋼棒配置・緊張・グラウト]
    P --> Q[足場解体]
    Q --> R[埋め戻し工・転圧整地]
    R --> S[後片づけ]
  
```

準備工
 橋面防水・舗装打ち換え工
 高欄・主桁側面防水サイジング工
 足場組立工
 素地調整サンドブラスト工
 プライマー吹き付け工
 メッシュ鉄筋配置工
 特殊モルタル塗付工
 表面サイジング工
 フーチングおよび柱削孔工
 素地調整サンドブラスト工
 EPS材配置工
 軸方向鉄筋・帯鉄筋建込み工
 型枠工
 コンクリート工
 PC鋼棒配置・緊張・グラウト
 足場解体
 埋め戻し工・転圧整地
 後片づけ

図-10 施工フローチャート

圖-12 柱補強構造圖

また、コンクリートの品質評価の室内試験としては、圧縮強度、静弾性係数および残存膨張量試験は不可欠であり、特にASRで劣化したコンクリートは、圧縮強度 (f'_{ck}) よりも弾性係数 (E_c) の低下に鋭敏に現れてくるので、両者の関係を検討することでASRによる損傷度を推定することが可能であると思われる。一方、パルス速度試験法は、測定結果から直接圧縮強度の推定は困難であるが、非破壊検査法としてASR損傷コンクリートの相対的な品質評価に有用であると思われる。さらに、ASRの今後の劣化進行の可能性を予測する促進膨張試験としては、JCI法に比べてデンマーク法が顕著に現れ、特に塩分存在下では実際

の条件に近く有効な方法であり、本橋のように実橋脚のひび割れの経年変化の測定と組み合わせることで適切な補強・補修工法の選定が可能であると思われる。

劣化 A S R 損傷コンクリート橋脚の補強工法として橋脚にプレストレスを与え積極的に A S R を抑制する考えの P C コンファインド工法の施工事例^{1),2)}が報告されているが、本橋では、既設柱部分を有効とせず鉄筋コンクリートで巻き立てした部分のみで耐震補強を行い、既設柱と巻き立て部に隙間を設けて A S R による膨張の影響を及ぼさないようにしたものである。実橋脚でのこれまでの測定結果より今後も膨張すると推定されるが、追跡調査を引き続き行うことにより本工法の妥当性を調査する予定である。

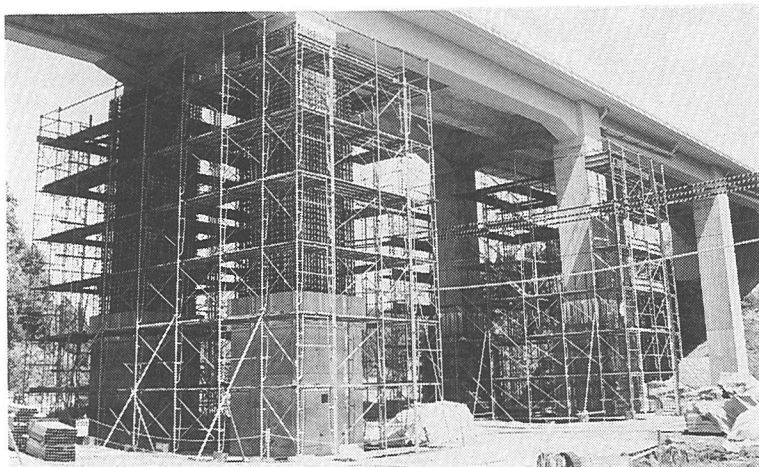


写真-3 施工状況

最後に、本橋は石川県道路公社の発注で設計されたものであり、写真-3に示すように現在、施工中であることを付記する。

【参考文献】

- 1) 奥田・鈴木ほか：P C 巻き立て工法による A S R 劣化損傷橋脚の補強，コンクリート工学，Vol. 35，No. 8，pp. 9～15，1997. 8
- 2) 奥田・松本ほか：A S R 損傷橋脚の補強設計と施工，コンクリート工学，Vol. 36，No. 9，pp. 22～27，1998. 9
- 3) 竹内・川村・鳥居：アルカリシリカ反応によって劣化したコンクリートの組織と残留膨張性の予測，材料，Vol. 43，No. 4 91，pp. 963～969，1994. 8
- 4) 川村・竹内ほか：外部から供給される NaCl がアルカリシリカ反応によるモルタルの膨張に及ぼす影響のメカニズム，土木学会論文集，No. 502/V-25，pp. 93～102，1994. 11
- 5) 耐久性診断研究委員会報告書：コンクリート構造物の耐久性診断・手法に関する規準（案），pp. 1～8，日本コンクリート工学協会，1989
- 6) S. Nisibayasi, Alkali-Aggregate Reaction, Today, Proc of East Asia Alkali-aggregate Reaction Seminar, pp. 47～62，1997. 11
- 7) 小林一輔編著：「コア採取によるコンクリート構造物の劣化診断法」，森北出版，pp. 38～39，1998. 4，
- 8) 「コンクリートの耐久性技術の開発」，（財）土木研究センター，平成元年5月，pp. 67
- 9) 竹内・川村・鳥居：A S R によって劣化したコンクリート橋脚の残存膨張性の予測，土木学会第48回年次学術講演会，p. 456～457，1993. 9
- 10) 奥田・石井ほか：A S R 損傷コンクリート橋脚の補修・補強に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20，No. 1，pp. 371～376，1998. 7