

3.3.5 まとめ

チャオプラヤ架橋 1 2 橋の目視点検結果について以下に述べる。

1) PC 橋

全体的に損傷が少なく損傷に対しても補修がなされていた。ただし、Rama 5 のように橋脚に傾斜がみられるものがあった。

2) 鋼トラス橋

供用期間を考慮に入れると十分維持管理がなされていた。ただし、Krung Thep の合成床版にクラックが発生していることを早期に発見するための工夫は必要と思われる。塗装塗り替えの時に発見した場合、報告することが望ましい。また、航行船舶、車両の衝突により下弦材、下横構が変形、脱落していた。

3) 斜張橋

主塔と横梁部、張出床版や端橋脚に種々のひびわれ、遊離石灰の析出が生じていた。

3.4 点検結果の分析に必要な資料収集と調査

3.4.1 内陸水運の調査

内陸水運による橋脚等への衝突が橋梁維持管理の上で懸念されることが現地踏査段階で判明したので航路規定と通過船舶の現状を調査し、安全性の確保に向けた提言を行なう。

(1) 航路規定

航路規定に関して、関連する法律等を検索した結果は以下のとおりである。

- すべての船舶の所有者は、船舶法の定めにより自己の船舶の登録をしなければならない。
- 河口から 45 km に建設されている Krung Thep までは、国際大型船舶の航行が許される。
- Krung Thep よりも上流を運行できる船舶は登録された運搬船舶に限られる。
- 運搬船舶は自走できず、船長 40・50 m で、船高 3-5 m である。
- DRR 維持管理部が管理している橋梁の航路限界は、幅 60 m、高さ 5.5 m である。

(2) 通過船舶の現状

橋梁を管理している DRR 維持管理部に確認した結果は以下のとおりである。

船舶そのものには、船高の制限はない。運搬専用の船舶には、船高を下げるために空荷の状態になれば水を注入できる装備が備わっているが、実行していない船舶が見受けられる。これが橋桁に接触する原因の一つと考えている。また、船名が明記されていない船舶も航行しており、接触した船舶の写真を記録しても特定できない場合がある。さらに船舶を特定できた場合でも、経済的に困窮している者もいて修復に必要な費用を支払うことができず DRR の予算で対応することがある。水上警察は、船舶の橋梁への接触事故にたいして犯人を捕らえることにあまり積極的ではない。

一方、現地踏査の結果から特に鋼トラス 3 橋 (Krung Thep, Memorial, Krung Thon) においては、下弦材、下横構への船舶の接触が際立っている。詳細については、3.3.4 橋梁点検結果、Appendix-4 を参照されたい。

現地 (Krung Thon) において、タグボートに牽引された運搬専用の船舶が通過する状況を観察した。図 3.4.1 及び図 3.4.2 のいずれも左側が上流、右側が下流、写真奥が Bangkok 側である。図 3.4.1 では、船員が通過できるかどうか目視確認を行なっている。また、図 3.4.2 では船舶と下横構とのスペースが目測ではあるが 50 cm あるかどうかである。

ひとたびタグボートがこれらの船舶を牽引しだすと、水流により減速されていくが慣性力により橋梁の手前で停止することは事実上不可能であろう。また、目視によるスペースの確認方法では目測を誤った場合、橋桁への衝突は避けられないであろう。

現場で視認できた状況からも船舶関係者の橋梁とのスペースについての意識が低いように考えられる。

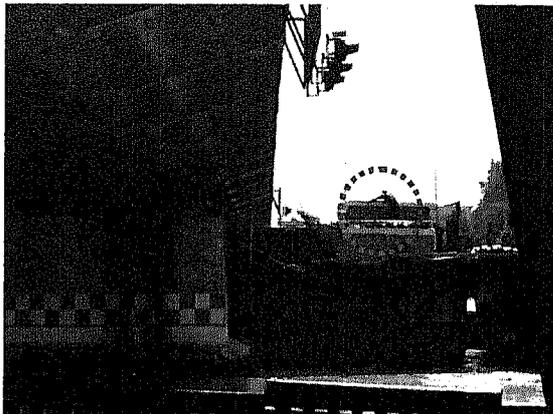


図 3.4.1: 船舶通過状況(1)

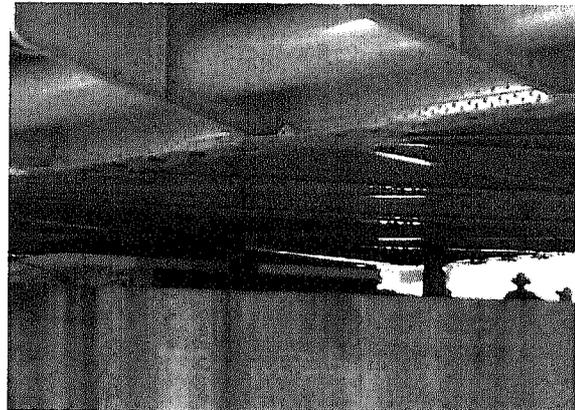


図 3.4.2: 船舶通過状況(2)

(3) 安全性の確保に向けた提言

日本では水門の周辺に接近する船舶に警告を与えるシステムを設置している事例がある。これを DRR 維持管理部に紹介した。このシステムは、船舶と波とを識別し、船体を特定した後にその速度を感知し衝突・接触の可能性がある場合、発光及び警告音により、注意喚起を促すものである。

一方、DRR 維持管理部は、今年度の予算で Phra Pinklao に船舶が接近した時に警告音とともに船体の写真を撮影し、自動的に CD に情報を記憶させるシステムの設置を計画している。

(2) の現状を考慮に入れると積極的に航行する船舶に注意喚起するためには必要な処置と考えられる。

以上のことから、橋桁への船舶の接触防止のためには、現在 DRR 維持管理部が計画している積極的に注意喚起のための施設を設置し、航行する船舶に対して早期に警告することが現実的な対応であると考えられる。このことをここで提言する。

3.4.2 車種別交通量

点検結果を分析する上での必要となる情報を得るために車種別交通量の調査を実施した。

対象橋梁と期間は、Krung Thon 及び Memorial の平日と休日の各 1 日 (24 時間) とした。Krung Thon の選定理由としては、バンコク都の西方の県からバンコク都への物資の主要輸送ルートで重量車両が通行しやすいとのヒアリング結果に基づいている。また、平日と休日の各 1 日の設定は、平日と休日とでは一般に通行車両の種類・台数が異なる傾向があるためである。

なお、Memorial については、Krung Thon の交通実態と比較するために車種別交通量の調査を実施した。

上記 2 橋の荷重制限値は、Krung Thon では 21 トンの車両までは通行可能、Memorial は 6 輪までの車両は通行可能とのことである。ただし、トラックは公休日 (土日祭日) を除き 6:00~10:00、15:00~21:00 までは通行できない。

車種別交通量の調査結果の詳細については Appendix-12 に示している。表 3.4.1 に鋼構造物の維持管理上問題となる疲労耐久性に係る荷重制限をこえた台数を示す。

- Krung Thon

表 3.4.1: 違反車両台数(Krung Thon 橋)

車種	違反車両台数		公休日		平日	
	バンコク方向	トンブリ方向	バンコク方向	トンブリ方向	バンコク方向	トンブリ方向
Medium Truck (10wheels:25ton)	-	-	-	-	210	160
Truck (10wheels:25ton)	135	153	125	102		
Semi-Trailers (18-22wheels:40-50.5ton)	76	93	80	115		
Trailers (18-22wheels:47-53ton)	83	87	82	73		
全通行車両	23,752	33,468	32,927	35,080		

- Memorial

11月30日(火) 0:00~24:00 の調査では、違反車両は1台(全通行台数 39,286 台: 双方向)であった。なお、違反車両の種類は Truck (10wheels:25ton) であった。

(4) まとめと考察

Krung Thon の平日では、全通行車両 68,007 台中 947 台 (1.3%) が違反車両であった。また公休日では、全車両台数 57,220 台中 627 台 (1.1%) であった。なお、Memorial については、荷重制限が比較的守られていた。

なお、鋼構造物の疲労耐久性について特に問題となるのは2軸8輪が車両の後部にあるトラック、セミトレーラー、トレーラーの通過台数である。ここでの結果を用いて鋼構造物の疲労耐久性については、3.5.1 で検討する。

3.4.3 河床洗掘状況調査

Krung Thon, Krung The p について川底の洗掘調査を実施した。第2章表2.2.6に示すように DRR では定期的に調査を行っており、必要があれば蛇籠を沈めて洗掘対策を行なっている。しかし、それらの資料が入手できなかったため、1982年に実施された洗掘調査の結果と比較して変化があったかなかったかについて述べる。

1) 調査手法

測定器具は、魚群探知機(GARMIN社製 Fishfinder 400C)を用いた。ただし、橋脚周辺では橋脚への反響から正確に測定できない可能性があることから、事前におもりを利用した方法との数値の比較を行ない、それぞれの数値の差が50cm以下であることを確認した。

2) 調査結果

Krung Thon, Krung The p のいずれも1982年の結果と比較して概ね $\pm 2\text{m}$ の範囲内であった。

3.4.4 バンコク周辺の地層と地震観測記録

(1) 地層の状況

- ・ バンコク周辺の地層は、第4紀、完新世に区分される。そして堆積物は沖積層の堆積物(砂礫、砂、シルト、粘土、海砂、泥)である。
- ・ バンコク市の表層は軟弱な地層で市の北方では14m~15mであり海岸に近づくとつれて次第に厚くなり20m程度となる。
- ・ バンコク市内から湾までの間のボーリング結果から判断すると、地表から20mまではN値が5以下の非常に軟弱もしくは軟弱な粘土である。

(2) 地震観測記録

- ・ タイ国内では、タイのマレー半島、ミャンマーとの国境付近、タイ北西部(チェンマイ、チェンライ)、ラオス国境付近に断層が存在する。また、タイ国西部はインド洋の方向に移動している。
- ・ バンコクで観測された有感地震は、2001年から2010年までの10年間に少なくとも14回記録されている。そのうちの13回の地震では高層ビルで知覚されている。なお、記録によれば中低層の建築物ではこれらの地震が知覚された報告は見られない。
- ・ 高層ビルでの有感地震も2007年と2008年にはそれぞれ4回記録されている。
- ・ これら記録された地震は、スマトラ、ミャンマー、中国、ラオスなどバンコクから遠方で発生している。

3.5 劣化原因の検討と対応策

ここでは、PC橋（7橋）、鋼トラス橋（3橋）、斜張橋（2橋）についてそれぞれ特有の問題を中心に、現状と劣化原因の推定、劣化予測と対応方法等について述べる。

3.5.1 上部工及び橋脚

(1) PC橋

ここでは、PC橋に発生しているクラックについて述べる。最後に非破壊検査結果について述べる。

1) 河川内の橋脚下端に生じているV字形のひびわれ

Rama4, 5他の橋梁で、橋脚基部にV字型のひびわれが観察された。これは、施工段階でのひび割れであると推察する。ひびわれが進展した位置は、構造上圧縮域で進展は考えにくい。ひびわれの処理はシーリングを充填することでいいかと思われる。

2) 主桁

Taksin右岸側（トンブリ側）の護岸付近の径間3の主桁にひびわれおよび遊離石灰が確認された。また、護岸側の橋脚から約23mの河川上の両側ウェブ面に同様の変状が発見された。

この変状は、ひびわれに沿って砂が表面に現れていることからコールドジョイントであると考えられ発生時期は施工段階であると推定する。このひびわれが進展する可能性は低いと考えられることからシーリング材の充填等、外部の水分の浸透を防ぐ処置が必要である。

3) 非破壊検査結果

全体を通してコンクリート構造物はひびわれも少なく健全な状態であった。例えば、日本の橋梁の高欄内面で見かける主筋の露出も皆無であった。

ここでは、シュミットハンマーを用いてコンクリート強度を確認するとともに電磁波レーダーを用いてかぶり深さ、鉄筋の配筋状態について調査してみた。ただし、設計図面が入手できなかったため、設計図面と施工されたものの値との比較はできなかった。

その結果、コンクリート強度は通常日本で使用されているものと遜色がないように思われた。また、かぶり深さ、鉄筋の配筋に関しても適切な施工がなされているものと思われる。

ただし、詳細に結果を検討するための設計図面が入手できなかったため、詳細な検討はできなかった。

表3.5.1: 非破壊検査結果

検査名称 橋梁名称	反発硬度法 (N/mm ²) コンクリート強度の確認	電磁波レーダー (mm) 配筋の間隔、かぶり厚さの確認
Rama4 橋 (2006 年完成)	平均 29 N/mm ² (橋脚部) (26.7~30.8 N/mm ²)	・配筋は等間隔 (主筋 100mm、配力筋 150mm) ・かぶり深さ 50mm
Rama5 橋 (2002 年完成)	平均 32 N/mm ² (橋脚部) (31.4~33.3 N/mm ²)	・配筋は等間隔 (主筋 300mm、配力筋 150mm) ・かぶり深さ 58mm
Phra Po Klao 橋 (1984 年完成)	24 N/mm ² (高欄部)	・配筋は若干のばらつき有り (主筋 150mm~300mm) ・かぶり深さ 44.8mm

(2) 鋼トラス橋

ここでは、鋼構造物の主な損傷である腐食、疲労、部材の変形について述べる。

1) 腐食

鋼構造物について腐食による構造物の劣化予測を行なうために塗膜表面の付着塩分量の測定を行なった。また、現状の腐食量を確認するために板厚を測定した。なお、Krung Thon, Memorial, Krung Thep 架橋位置は海岸線からそれぞれの 26km、22km、18km である。

a) 付着塩分量の測定

測定結果から判断して、降雨により洗浄作用のある上面、側面は降雨に曝されていない下面に比べ塩分量が少ない結果となり飛来塩分の影響があることがわかった。また、塗替え時期により、付着塩分量の差異が明確で 2001 年に塗り替えられた Memorial 橋では端柱、斜材の下面では 56.6mg/m^2 であり想定していたものよりも多かった。

b) 板厚の測定

塗膜の厚さによらず板厚のみ測定できる装置を用いて本体構造の特定の場所、部位について板厚を測定した。

これから判断すると建設後 50 年～80 年が経過している対象橋梁の主要部材の中で特定された場所、部材については 2mm 程度の板厚の減少が確認されたところがあった。

c) 劣化予測と対応策

鋼トラス橋の板厚の減少に関して設計計算書、構造図が入手できなかったことから安全性に関して断定的なことはいえない。ただし、本質的にトラス形式の構造物は静定構造物であるが、現実には資材の接合部（格点）において曲げモーメントを伝達する構造になっていること、直接交通荷重が載荷されるスラブを支える床桁、縦桁は曲げモーメントを伝達すると考えられる他、床桁と下弦材との接合においても同様で在ると考えられる。これらのことから現実のトラス橋は設計よりも耐荷力の高い構造となっていると考えられる。

従って、できるだけ早い時期に補強工を施すべきとは考えるが、構造物全体の安全性が損なわれ、緊急の応急が必要になるとは考えにくい。また、これらの橋梁は段階を追って通行車両の荷重制限（輪数の制限を含む）を実施していることから現在の塗装塗り替え方針を継続し、これ以上の鋼材断面厚の減少を防ぐことが現実的な対応策と考える。

ここで、塗装を塗り重ねる時の塗膜の付着塩分量の許容値は、NaCl で 50mg/m^2 以下としている場合が多く、塗装系によっては最大 100mg/m^2 が許容限度と考えられている。

このことから、塗装塗り替え時には塗膜表面の付着塩分の管理を行ない必要があれば水洗いによる塩分の除去を行なうことが望ましい。

なお、非破壊検査の詳細については Appendix-5 に記述している。

表3.5.2: 非破壊検査結果のまとめ(鋼トラス橋)

検査名称 橋梁名称	付着塩分量測定 (mg/m ²) (平均値)	板厚測定 (mm) 鋼材の板厚の減少の確認
Krung Thon 橋 (1958年完成) (2010年塗替え)	・斜材・垂直材・端柱(側面) 6.7mg/m ² ・斜材・端柱(下面) 29.5 mg/m ²	・板厚の減少は発見できなかった。
Memorial 橋 (1932年完成) (2001年塗替え)	・端柱・斜材(上面) 30.7 mg/m ² ・端柱・斜材(ウェブ面) 11.7mg/m ² ・端柱・斜材(下面) 56.6 mg/m ²	・端柱・斜材(上フランジ) 2mm程度の板厚の減少(周辺のは19mm、減厚箇所は17mm) ・端柱・斜材の添接板の腐食箇所 1mm~3mmの板厚の減少(周辺は10mm、減厚箇所は7~9mm)
Krung Thep 橋 (1959年完成) (2005年塗替え)	・端柱・垂直材・開閉部 ウェブ(側面) 11.1 mg/m ² ・端柱・開閉部(下面) 38.3 mg/m ²	・開閉部垂直補剛材の下端部の腐食箇所 3mm~7mmの板厚の減少 (周辺は13mm、当該箇所は7~10mm)

2) 疲労

2-1) 鋼トラス橋の疲労耐久性

チャオプラヤ架橋12橋の中で3橋の鋼トラス橋(Krung Thon, Memorial, Krung Thep)が現在も供用されている。いずれの橋梁も建設後長期間の使用に耐えてきている。これらの橋梁については、道路管理者である DRR が時代とともに通行車両の制限を変更してきている。しかし、車種別交通量調査で述べたように実態として荷重制限が守られず通行が許されていない車両が Krung Thon では全車両の約1%を占める。

鋼構造物の疲労耐久性を考える場合、一般に基準となる荷重の2倍の荷重は鋼構造物に対して8倍の影響を与えるとされている。そこで、大型車両(トラック、セミトレーラー、トレーラ)に着目し疲労耐久性について述べる。

対象橋梁は、Krung Thon とする。その理由として通行制限を越えた車両が多く確認されていること、Krung Thon と Krung Thep のトラス構造は類似していること、過年度にローカルコンサルタントで実施した実走行車両を使用したひずみ計測結果が利用できるためである。なお、供用期間がもっとも長い Memorial については十分な設計図書がないことから提言は差し控えた。

a) 静的載荷試験の概要

- ・ Krung Thon を通行止めして試験を実施している。
- ・ 荷重 25 t 車 (3 軸と 10 タイヤ) 2 台の併走 (速度 5 km) 走行位置は、側線から 1.2 m 離れた位置に車輪が乗る場合と分離線から 1.2 m 離れた位置に車輪が載る場合の 2 ケースで実施している。
- ・ ひずみの測定位置は、鉛直材、斜材、下弦材、上弦材、床桁、縦桁であり今回着目するのは、支間中央付近の分離線下にある床桁の下フランジのひずみ (92 μ) とする。
- ・ 鋼材の材質はクーポン試験より SS400 相当であった。
- ・ 鋼材の弾性係数は試験より 210,000MPa であった。

ひずみ量 92 μ により 19.3N/mm² の応力が発生する。(193kgf/cm²)

なお、Krung Thon の一つの橋について詳細調査を数ヶ月かけて実施している。その結果、上弦材にクラックを発見したが圧縮部材であることから仮設段階での傷であると推定している。

b) 通過交通量の整理

上記載荷試験において使用した車両では後輪の部分が疲労には支配的となる。そこでトラックの後輪 (2 軸 8 輪、1 軸当り 10t) に相当する後輪をトレーラー、セミトレーラーがいくら備えているかを調査した。その結果、代表的なトレーラー、セミトレーラーでは、それぞれ 2 つの後輪 (2 軸 8 輪、1 軸当り 10t) を備えている。前述した Krung Thon の公休日、平日の大型車両の台数をそれぞれトラックの後輪 (2 軸 8 輪、1 軸当り 10t) の数に換算すると表 3.5.3 のようになった。

表 3.5.3: トラック換算した違反車両台数(Krung Thon 橋)

公休日(24h)		平日(24h)	
バンコク 方向	トンブリ 方向	バンコク 方向	トンブリ 方向
453 台 (0.31)	513 台 (0.36)	449 台 (0.31)	478 台 (0.33)

注) カッコ内は一分間の通行台数

仮に大型車両が時速 60km/h で通過すると 58m の単純トラス上に滞在する時間は約 3.5 秒である。従って対向車両が橋軸直角方向に並ぶ可能性は低いことから橋梁上は常に 1 台以下のトラックがいずれかの方向に走行しているものと考えた。この場合、先に挙げた発生応力度が半減するとして 9.65N/mm² (96.5kgf/mm²) となる。

なお、ここでは走行している車両の重量を測定せずに、車両は許容されている最大の重量であると仮定している。したがって過積載車両が混入している場合は、ここで示した数値よりも大きい応力が発生することとなる。DRR からのヒアリングによれば、この橋梁ではないが過積載車両が走行しているとのことであった。過積載車両の影響を考慮

すると実際には、橋梁にとっては疲労の問題が深刻なものであると考えられる。

c) まとめ

現在使用されているリベット継手もいずれは高力ボルト摩擦接合となることが予想されるため、直応力を受ける継手で高力ボルト摩擦接合を使用した場合の母材の疲労強度との関係を調べてみた。その結果、変動振幅応力では疲労限が D 等級で $45\text{N}\cdot\text{mm}^2$ 程度である。現在の状況、荷重制限を越えた車両の通行が継続されると将来は疲労の問題が生じる。

ここでは、荷重制限を越えた車両を対象に考察し、過積載車両については対象としていない。荷重制限を越えた一定数の車両が過積載車両であるとする疲労の問題が早期に生じる。

通常の点検だけでなく塗装塗り替え工事など作業員が構造物に近接できる機会をとらえてクラックを早期に発見することが必要となろう。

2-2) 合成床版のき裂損傷

Krung Thep 跳ね橋部分（中央径間）のトンプリ側で合成床版の鋼板に橋軸方向に長さ 3.5m 程度のき裂が視認された。

き裂は矩形に切り取られていた箇所との角と一辺を通過するとともに、別の角からき裂が進展していることがわかる。なお、き裂より錆汁が認められるため、クラックが RC スラブを貫通し、路面からの降雨により水が浸透していると考えられる。

当該箇所の横桁間隔は、6.1m、縦桁間隔は 1.25m である。合成床版の構造は、鋼板 8 mm、コンクリートスラブ 90mm、舗装 10mm からなる。鋼板上にスタッドが溶着されているようである。

き裂発生位置は路面の区画線上に位置している。路面を観察したところ損傷は認められなかったが、損傷発生付近に位置する走行車線の舗装には過去に補修した形跡が確認された。

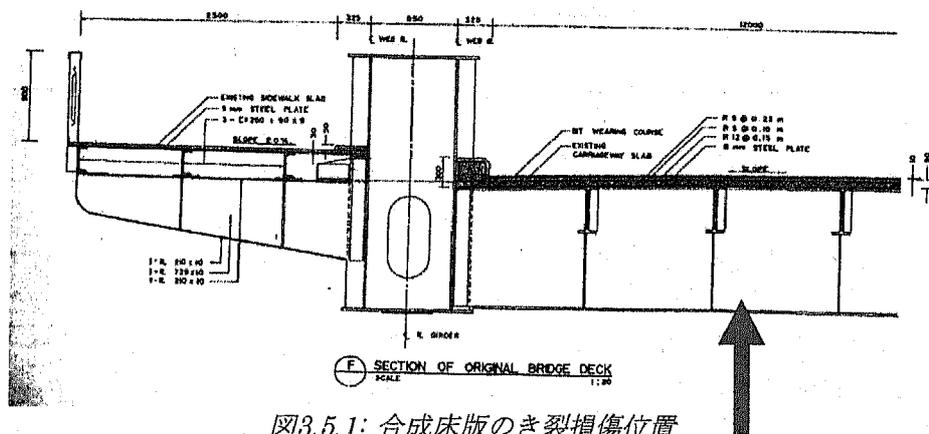


図3.5.1: 合成床版のき裂損傷位置



図3.5.2: 合成床版のき裂損傷1

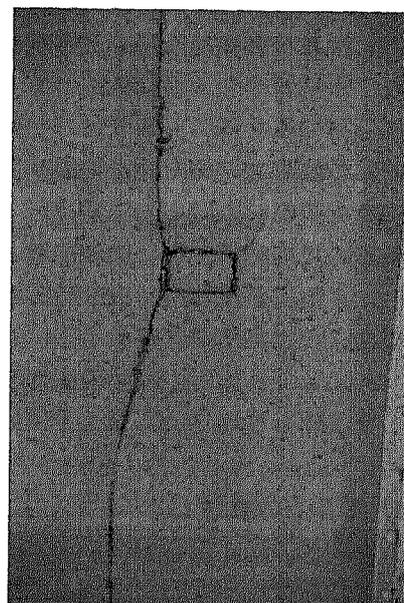


図3.5.3: 合成床版のき裂損傷2

・ 損傷原因の推定と対策

車両の通行により合成床版に作用する曲げモーメントは、横桁、縦桁の間隔から判断すると、床版支間方向（橋軸直角方向）で卓越する。これにより生じる直応力はき裂の進展に寄与する。そこで、矩形の四隅に応力集中が生じてき裂が発生、進展したと想定する。

当該箇所は区画線上のき裂であり、床版支間も 1.25m と狭いために通行車両の安全面から今後継続してき裂の進展を観察することが必要である。

なお、当該箇所以外にも鋼板の一部が切り取られ、後日溶接された箇所がある。しかしそれらは円形もしくは楕円形であり、き裂は視認できなかった。このことから、応力集中を防ぐためには孔の形状を円形とすべきと提案した。

2-3) 部材の変形

鋼トラス橋のいずれも下弦材、下横構への航行船舶、通行車両による衝突によって部材の変形が確認された。これらがどう推移するかは、経年劣化と異なり事故であるので将来の予測が不可能である。ここでは、DRR からの求めにより、変形した部材の修正、取替える場合の注意点を述べる。

部材の修正方法として加熱矯正による方法がまず考えられる。しかし、下弦材については、その構造上、加熱強制による修復が困難な部材と考えられる。また、逆に下横構については、加熱強制によるよりも部材そのものを取り替えることが適当であると考えられる。

実際の取替えに当たっては、現在の構造物について設計時の設計図書、設計計算書と図面を用意することが必要である。新設段階から現在までに構造物の改変がなされている場合はそれらの設計図書も用意する。しかし、設計図書が入手できない場合は、当該構造物

の形状の把握、クーポン試験などによる材料の力学的特性の把握が必要である。また、必要に応じて載荷試験を実施し載荷荷重と変形量の関係を把握する。

これらの情報から適切な構造計算モデルを選択し構造物の挙動を把握できるようにする。

次に部材の取り外し、取り付け等の施工手順に従って、構造物全体の挙動を計算して、それぞれの段階での安全性を確認することが必要となる。

施工面での部材取替えの注意点として、変形した部材には予想外の力が作用している場合があるので応力開放時に部材の跳ね上がりなどを考慮した安全対策を実施しなければならない。また、新規部材を取り付ける時に、所定の応力を導入するためジャッキによる応力調整を必要とする場合がある。

いずれにしても施工の開始段階から完了までの各ステップにおいての安全性が確保できることを確認したのちに実施工を開始することが必要であると提言した。

2-4) ボルトの脱落

鋼トラス橋では、遅れ破壊により高力ボルトが脱落した跡と思われるボルト孔が観察された。遅れ破壊は一定の引張荷重が作用している状態で、ある時間が経過すると外見上ほとんど変形することなく脆性的に破壊をおこす現象である。

日本においては、F13T 高力ボルト（引張強度：1300N/mm²）で発見され、F11T 高力ボルト（引張強度：1100N/mm²）においてもその発生が確認されている。そこで、現地においてボルトの種類を視認したところ F10T 高力ボルトが使用されていた。このことから現段階では遅れ破壊によるボルトの脱落ではないと判断した。

(参考)



図 3.5.4: 高力ボルト(F10T)

(3) 斜張橋

IRR (south) と IRR(north)は同じ構造形式であり同様な損傷が見受けられた。

1) 主塔基部の鉛直方向のひびわれ

主塔に鉛直方向のひびわれが観察された。これは温度ひび割れと考えられる。コンクリートは打設直後から膨張し時間の経過とともに収縮していく傾向がある。この一連の動きの中で水平打設面がコンクリートの膨張～収縮の動きを拘束することとなる。その結果、打設メント直角方向にひびわれが生じたと考えられる。

このひびわれは施工段階のもので進展する可能性は少ないと考えられる。対応としては、内部の鉄筋の腐食を防ぐためにひびわれにシーリングを充填し、外部からの水分の浸入を防ぐことが適切と考える。

2) 横梁部のひびわれ

構造上、実際にどのような応力状態かが不明な場所である。ただし横梁のひび割れのなかでひびわれが枝分かれして進展している例がある。これは、一定方向からの力の伝達によるものとは考えにくく、交番応力が作用したものと考えられる。交番応力の典型例は、風、地震であるが、立地条件から考えて地震によるものと推察する。

なお、応力状態の複雑な箇所であるため、ひびわれが進展していないかどうかを経過観察することが必要であろう。

3) 床版張出部のひびわれ

主桁、縦桁と横梁に囲われたコンクリートスラブに一定方向のひびわれが複数本観察された。同様な損傷が複数のスラブで観察されている。その一部には遊離石灰の析出がみられる。このひびわれ原因としてケーブルの緊張力によりスラブがせん断変形しているものと考えられる。その結果、割裂による複数本のひびわれが生じたと考えられる。

このことは、設計に起因するものと思われる。今後このクラックが進展していないかどうかを現地で経過観察するとともに、雨水の浸入を防ぐためにシーリングを張出床版上面に施工する必要がある。なお、原因究明のために設計段階に戻ってレビューする必要があると考える。

4) ケーブル定着部のひびわれ

ケーブル定着部にケーブルの中心から周辺に向かってひびわれが進展している。このひびわれは、施工段階で生じたものか現在も進展しているのかが不明である。施工段階で進展すると仮定すると、コンクリート強度が発現しない段階で緊張力を導入したか、不適当な緊張力の導入が行われたものと推定する。施工後、当初想定したコンクリート強度が発現してもひびわれの進展が進んでいるとすれば、緊張力の導入に問題があったと考えられる。

いずれにしても、ひびわれの進展の有無を継続的に確認するとともに、設計段階でのレビューと現場においてはコンクリート強度の確認が必要と思われる。

5) 橋脚のひびわれ

橋脚の周辺に橋脚の軸方向とそれに直行する方向に水平の筋が等間隔で生じていた。さらに網目状のひびわれが当該箇所を広がっていた。再度確認してみると、格子状の筋は、特定の橋脚だけに生じているものではなく周辺の橋脚にもみられること、建設時には型枠はスリップフォームを利用していたことからひびわれではなく型枠によるものと考えられる。

また、編みの目状のひびわれは乾燥収縮により生じた可能性が高いことが推察される。乾燥収縮は、ひびわれが大きくなるようであれば防水処理を施す方が望ましい。

3.5.2 下部工

目視点検により Rama 5 のトンプリ側で橋脚がバンコク側に傾斜していることを確認したので傾斜量の実測と周辺環境の調査並びに原因推定を行なった。

1) 橋脚傾き(倒れ量)の測定

橋脚の倒れ量を確認するためさげふりを用いて計測を行った。

ここで言う「さげふり」とは鉄の重り(円錐体)に、糸を付けて下げおろして垂直を調べるための道具である。Rama5 橋の計測では、一般的に型枠は鉛直に設置されるので、型枠線は垂直であると仮定して型枠線の傾きを確認し、橋脚の傾きとした。(下左図を参照)

今回使用した「さげふり」は直径:43.0(mm)×全長 84.5 (mm)・300g を使用した。

橋脚天端の型枠跡にあわせ糸を固定し、比較的型枠線が鮮明な箇所を H(高さ)と W(幅)の計測をおこなった。計測の精度は mm とし、少数点一位以下を四捨五入し計測値とした。

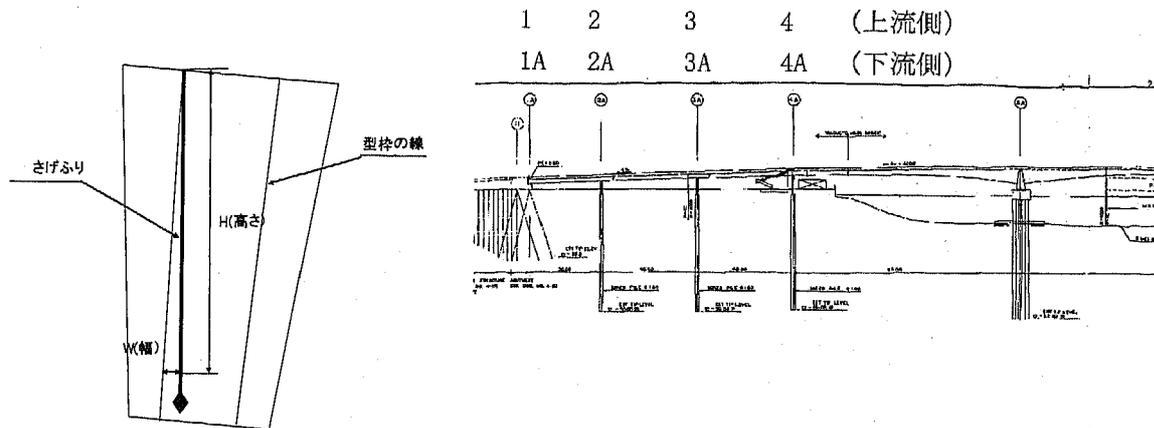


表3.5.4: 傾斜量のまとめ

検査名称 橋梁名称	「さげふり」による測定 (rad) 橋脚の傾き (倒れ量) の確認
Rama5 橋 (2002 年完成)	4 橋脚 (上流側) 橋軸方向 H=4280 (mm), W=20 (mm) 傾き量: 0.0046 (rad) (チャオプラヤ川方向へ)
	3 橋脚 (上流側) 橋軸方向 H=3220 (mm), W=20 (mm) 傾き量: 0.0062 (rad) (チャオプラヤ川方向へ)
	3 橋脚 (上流側) 橋軸直角方向 H=3300 (mm), W=2 (mm) 傾き量: 0.0006 (rad) (中央側へ)

2) 周辺環境の調査

傾斜量が確認された周辺の家屋、電灯、擁壁等を観察したが変状を確認できなかった。さらに、Soi Wat Sangkratan との交差点までの 500m 区間の調査を行なった。その結果は以下の通りである。

- ・ 交差点よりもチャオプラヤ川よりの橋脚において、インターロッキングブロックの一方が沈下していることが観察された。
- ・ この交差点までに歩道橋が 2 橋建設されている。いずれの端橋脚基部も歩道との段差が生じていたが、橋脚が傾斜しているようには感じられなかった。

なお、設計図面の平面図からは、建設前の状況がうかがえる。それによればバンコク側は家屋が密集しているが、トンブリ側は、河川に沿って家屋が一行に並び背面は水路がめぐらされているようである。

これらのことから、本橋と取り付け道路を建設するにあたりある程度の深さまで埋戻土により整地がなされたのではないかと推察する。

3) 埋戻土の評価

道路橋示方書 V 耐震設計編によれば、橋梁の新設にあたり液状化の判定を行なう必要がある砂質土層として以下の 4 点をあげている。

- a) 沖積層の砂質土層
- b) 地下水位が原地盤面から 10m 以内にあり、かつ、原地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- c) 細粒分含有率 FC (粒径 75 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率) が 35% 以下の土層、または、FC が 35% を超えても塑性指数が 15 以下の土層
- d) 平均粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10% 粒径 D10 が 1mm 以下である土層

現地の状況、採取した土の室内試験の結果を当てはめると、

- a) 沖積層の粘土を覆うことから沖積層の砂質土層か埋め戻し土と考えられる。
- b) チャオプラヤ川の水位から判断して地下水位が原地盤面から 10m 以内にあると推定する。
- c) 細粒分含有率は 10.2% であった。
- d) 平均粒径 D50 は 0.25mm、10% 粒径 D10 が 0.071mm であった。

なお、採取した土の種類は砂に類別される。

以上の点から少なくとも地表で観察できる砂は液状化の可能性について検討する必要がある。

3.6 維持管理の状況

今回の橋梁点検（目視点検）において、DRR が管理している橋梁の補修実態も明らかになった。詳細については Appendix-4 に写真を掲載している。

鋼橋においては、定期的な塗装塗り替え、リベットを HTB (F10T) に交換していた、また、コンクリート橋では、ひび割れの補修、コンクリートが欠落している箇所への断面修復が確認されている。そのほか、落書きに対してのタッチアップ、定期的な清掃、床版の交換を行っていた。

3.7 まとめ(劣化原因の検討)

(1) 上部工

1) コンクリート橋

顕著なひびわれは施工段階で生じているものと考えられる。

2) 鋼橋

現在の交通状況に変化がない場合、今後の供用年数によっては疲労の問題が生じる。

3) 斜張橋

顕著なひびわれは、施工段階で生じたもののほかに、設計及び施工のいずれかに原因があると推定する。また、地震の影響により生じたとも考えられるひびわれもあった。

(2) 下部工

地盤の状況により地震の影響をうけた可能性を否定できない。

第4章

チャオプラヤ川架橋の 長期維持管理計画の策定

第4章 チャオプラヤ川架橋の長期維持管理計画の策定

4.1 既存の管理情報の収集と分析

チャオプラヤ川架橋 12 橋は、橋梁近傍に設置されている維持管理事務所において個別に維持管理が行われている。日常的な点検により確認された損傷に対して、その都度対策を実施する事後保全的な維持管理が行われている。このような橋梁単位での事後保全的な維持管理は、一般的にライフサイクルコスト(LCC)の増加と構造物の安全性・信頼性の低下を招くことに繋がる。

第2章 2.2 及び 2.3 で、DRR におけるチャオプラヤ川架橋の維持管理に関する情報の収集結果について整理したように、長期維持管理計画の立案に必要な基礎データ(橋梁諸元、点検結果、維持補修履歴等)が一元管理されていない。これらを踏まえ、本計画は現時点において得られた情報、「点検作業・評価マニュアル」に準拠して今後実施されるであろう定期点検及び日本国での実績値に基づいたものとする。今後、継続的に実施される定期点検や補修対策に関するデータの蓄積により、長期維持管理計画の見直しを行うことで、長期維持管理計画の精度向上を目指すべきとする。

4.2 長期維持管理計画策定における提案事項

チャオプラヤ川架橋 12 橋は、いずれも非常に重要度の高い橋梁であるため、道路パトロールをはじめとする日常的な維持管理が行われている。しかしながら、損傷が見つかったら修繕を行う事後保全的な維持管理が行われているのが実情であり、維持管理に関する記録も一元管理されていない。

今後、橋梁の老朽化により維持管理費用も増加していくことが予想されるため、予防保全的な取り組みに方針を転換し、LCC の低減と橋梁の長寿命化を図ることで、橋梁の安全性と信頼性を確保することが重要である。

ここでは、限られた予算を有効かつ効果的に活用するための手法として、予防保全的な維持管理手法を取り入れた長期維持管理計画の策定を提案するものである。

提案内容のポイントを以下に示す。具体的には 4.3 に後述する。

- ・ 目標とすべき維持管理水準を明確にする。
- ・ 「点検作業・評価マニュアル」に準拠した定期点検結果を用いて、補修要否判定、緊急対応要否判定等の対策区分の診断を行う。
- ・ 点検時の対策区分、或いは点検後の経年劣化による損傷の進行状況に応じた補修費用を計上し、LCC を算出する。

4.3 LCCの算出

4.3.1 補修計画のためのLCC算出

(1) 維持管理水準の考え方

チャオプラヤ12橋を効率的かつ効果的に維持管理するための手法として、管理水準の考え方を導入することとする。管理水準を導入することにより、橋梁の重要度や用途に見合った水準で管理すること、つまり各橋梁の維持管理シナリオを作成することとなる。

チャオプラヤ12橋の架橋特性(重要度、環境特性等)、維持管理状況、点検結果を考慮し、チャオプラヤ12橋の維持すべき管理水準は、表4.3.1に示す対策区分3以上を目標(対策区分2に達した時点で速やかに対策を実施する)とすることとする。この維持管理水準を遵守することにより、橋梁の安全性・供用性を計画的に維持していくこととする。

表 4.3.1: チャオプラヤ12橋の維持管理水準

対策区分 (状態ランク)	内容	参考	
		AASHTO	日本
5	全く損傷無し。	VERY GOOD	A
4	ほとんど損傷無し。	GOOD	A
3	状況に応じて補修を行う必要がある。	FAIR	B
2	速やかに補修を行う必要がある。	POOR	C
1	橋梁構造の安全性或いは第三者被害の防止の観点から、緊急対応の必要がある。	CRITICAL	E

(2) LCC 算出の考え方

橋梁毎の長期維持管理計画は、今後 100 年間に発生する LCC の総額により示すこととした。

長期維持管理計画では、まず初回定期点検で確認された損傷に対して、対策区分に応じた対策を実施する。対策実施後、健全性を回復した橋梁に対して、予防保全的な観点から耐用年数に応じた定期的な補修及び部材交換を適切に実施することにより、橋梁の健全性を効率的に維持していくものとする。LCC 算出フローを、図 4.3.1 に示す。

維持管理に伴い生じる LCC は、以下に示す項目について算出するものとする。

<p>LCC = 今後 100 年間に発生する維持管理費用の総額</p> <p>【STEP-1 定期点検で確認された損傷に対する維持管理費用】</p> <p>= 定期点検で確認された損傷に対する補修対策費用…費用(1)</p> <p>【STEP-2 損傷対策後の計画的維持管理費用算出】</p> <p>+ 定期的実施する点検に係る費用……………費用(2)</p> <p>+ 経年劣化により生じる損傷に係る補修対策費用……費用(3)</p> <p>+ 定期的に交換が必要となる部材の更新費用……………費用(4)</p>

- 費用(1)
初回定期点検にて対策区分 2 と判定された損傷部材に対する補修対策費用を計上する。
- 費用(2)
定期点検の費用と日常の維持管理業務や不測事態への対応工事等の予備費を計上する。
- 費用(3)
初回定期点検にて対策区分 5～3 と判定された部材が経年劣化により対策区分 2 となった時点で補修対策費用を計上する。さらに、計画的補修である損傷の種類が補修サイクルに達した時点で補修対策費用を計上する。
- 費用(4)
計画的更新である共通部材が、補修サイクルに達した時点で補修対策費用を計上する。
- 補修対策費用を計上する時期
補修対策費用を計上する時期は、部材毎の耐用年数や対策区分に応じて変化する。経年劣化によって対策区分が変化する状況を示した概念図を図 4.3.2 に示す。
- 対策区分 1 と判定された場合
緊急対応による対策の実施となることから LCC の対象から除外している。

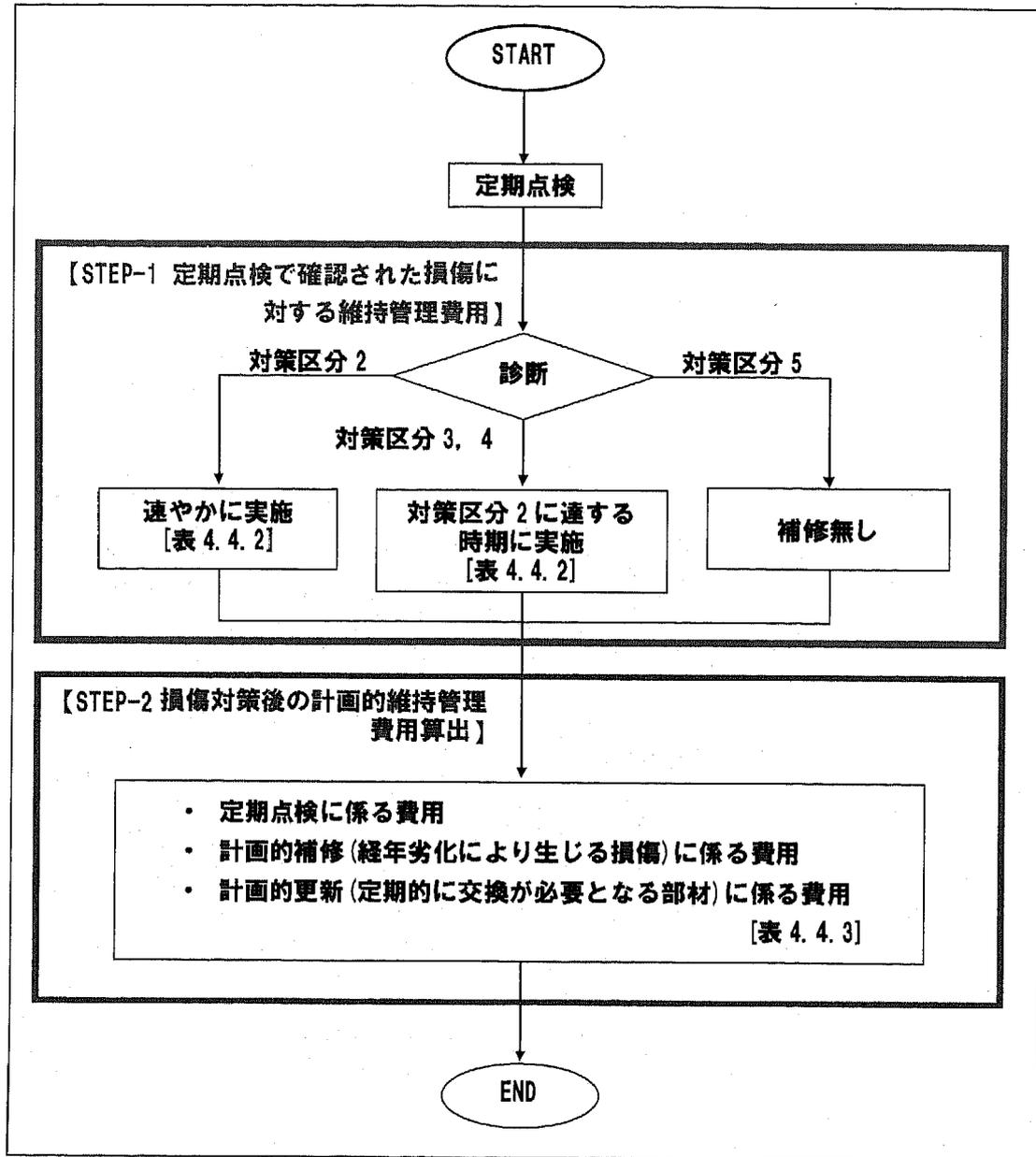


図 4.3.1: LCC 算出フロー

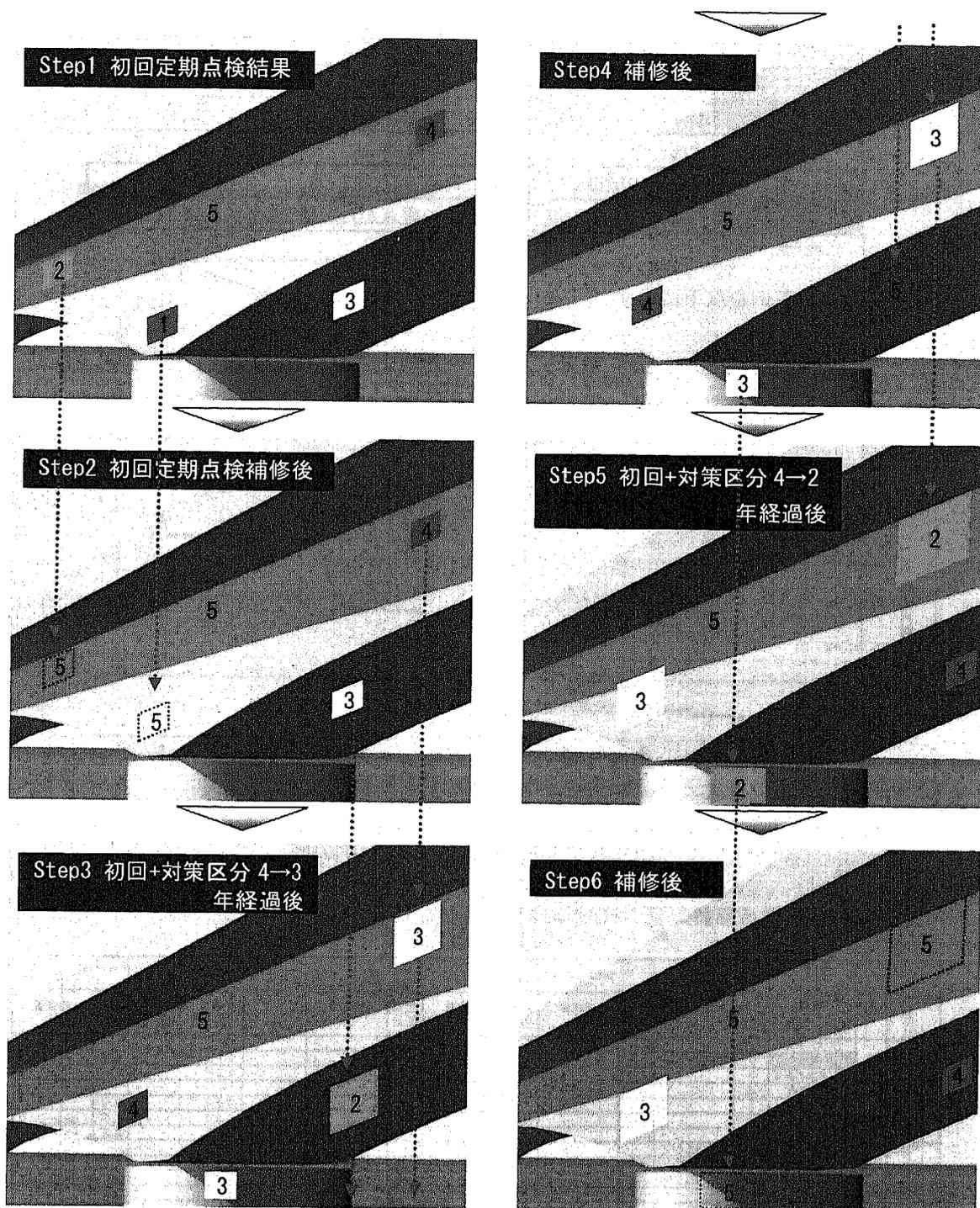


図 4.3.2: 経年劣化に伴い生じる損傷に対する補修概念図

表 4.3.2: 対策区分表

対策区分	判定内容
5	損傷が認められない。もしくは、補修完了後である。
4	損傷が軽微で補修を行う必要がない。
3	状況に応じて補修を行う必要がある。
2	速やかに補修を行う必要がある。
1	構造の安全性や第三者被害等の観点から、緊急対応の必要がある。

LCC の算出事例を以下に示す。

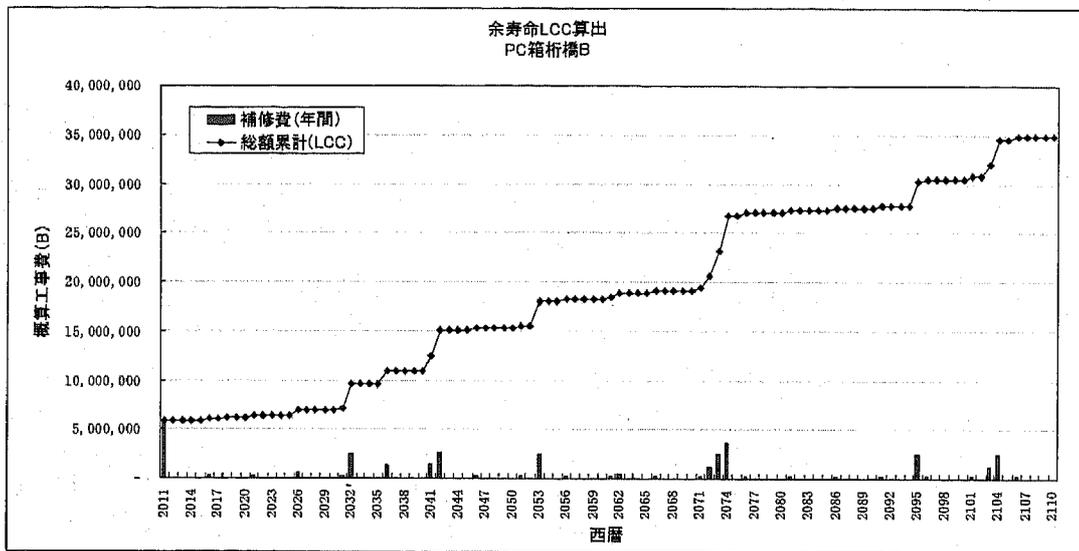


図 4.3.3: 余寿命 LCC の算出例

表 4.3.3: 計画的維持補修内容と実施年 (例)

部材名	番号	損傷種類	2011年		2012年		2013年		2014年		...	2109年		2110年	
			対策区分	補修費 (B)	対策区分	補修費 (B)	対策区分	補修費 (B)	対策区分	補修費 (B)		対策区分	補修費 (B)	対策区分	補修費 (B)
主桁	01	ひびわれ等	4	-	3.9	-	3.7	-	3.6	-	-	-	-	-	-
		鉄筋露出	5	-	4.9	-	4.8	-	4.7	-	-	4.5	-	4.4	-
		PC定着部の異常	5	-	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.1	-	2.0	-	
床版	01	鉄筋露出	4	-	3.9	-	3.7	-	3.6	-	-	-	-	-	-
		抜け落ち	5	-	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.1	-	2.0	-	
		雨版ひびわれ	4	-	3.9	-	3.8	-	3.8	-	2.3	-	2.2	-	
	02	PC定着部の異常	5	-	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.1	-	2.0	-	
		鉄筋露出	2	35,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		抜け落ち	5	-	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.1	-	2.0	-	
支束	202	床版ひびわれ	2	450,000	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.2	-	2.2	-	
		PC定着部の異常	5	-	5.0	-	4.9	-	4.9	-	2.1	-	2.0	-	
		梁床の機能障害	2	120,000	5.0	-	4.9	-	4.8	-	4.6	-	4.5	-	
		梁床の機能障害	2	120,000	5.0	-	4.9	-	4.8	-	4.6	-	4.5	-	
路面	01	梁床の機能障害	5	-	4.9	-	4.8	-	4.7	-	4.5	-	4.4	-	
		路面の凹凸	5	-	5.0	-	4.9	-	4.7	-	4.7	-	4.7	-	
		舗装の異常	2	2,500,000	5.0	-	4.9	-	4.7	-	3.1	-	2.9	-	
防護柵	01	防護柵の交換	2	400,000	5.0	-	4.9	-	4.8	-	4.6	-	4.5	-	
		伸縮装置	01	伸縮装置の異常	2	1,487,400	5.0	-	4.9	-	4.8	-	4.6	-	4.5
定期点検十予備費			2	233,400	5.0	-	2.0	-	5.0	-	2.0	-	5.0	-	
合計				5,822,800											