

# 設計図書のない既設橋梁のウイング補修設計における一考察～名阪国道 福住跨道橋～

水野 千恵<sup>1</sup>

<sup>1</sup>近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 (〒630-8115奈良県奈良市大宮町3-5-11)

名阪国道（一般国道25号）に位置する”福住跨道橋(上)・(下)”は、2015年の定期点検で各橋台ウイングの外面上部において鉛直方向・斜め方向に対して多くのひび割れ損傷が確認された。本橋の橋梁毎の健全性は“Ⅲ”（早期措置段階）と判定され、対策が急がれる状況であったが、供用後50年以上経過しており、設計図書（設計図面、竣工図面や構造計算書等）が一部しか存在しない。

このような状況の中、本橋を補修するにあたり、橋梁ドクターに助言を得ながら詳細調査、対策方針の検討を行い、補修設計を実施した。本報告では、これらの調査内容および補修設計に先立って実施した損傷評価について概要を紹介する。

キーワード 橋台ウイング コンクリートひび割れ 現地調査計測 損傷評価

## 1. はじめに

本報告は、名阪国道（一般国道25号）に架設されている福住跨道橋の橋台ウイングに発生したひび割れの対策を実施するにあたり、詳細な調査・計測にてひび割れ性状を把握し、ひび割れ状態と設計値の乖離について種々の要因を検討（損傷評価）したうえで、補修対策工法の設計を行ったものである。

名阪国道（一般国道25号）は「千日道路」と呼ばれた道路であり、昭和38年4月に着工し、昭和40年12月に暫定供用を開始し、次いで昭和55年3月に全線4車線化が完成している。現在、日交通量は約5万台、大型交通量が約45%を占める重交通路線である。

この名阪国道に架かる福住跨道橋は、上り線が昭和40年、下り線が昭和46年に竣工したPC単純プレテンT桁橋である。橋台は、昭和40年に上下線同時に完成した橋台高さ16mの控え壁式橋台である。

本橋は、平成27年度の定期点検で、上下線とも対策区分“C2”と判定された橋台ウイングのひび割れやうき、剥離・鉄筋露出等の損傷により橋梁毎の健全性は“Ⅲ”（早期措置段階）と診断された。

この損傷への対策を検討するにあたり設計図書を調べたところ、供用後50年が経過しており、設計図書のうち竣工図面や構造計算書がほとんど存在しないことが判明した。

このような状況の中、今回は橋梁ドクターに助言を得ながら詳細な調査・計測を実施し、補修方針策定のために実施した損傷評価の内容について報告する。

位置図を図-1に、橋梁概要図を図-2に、橋梁諸元を表-1に示す。



図-1 位置図

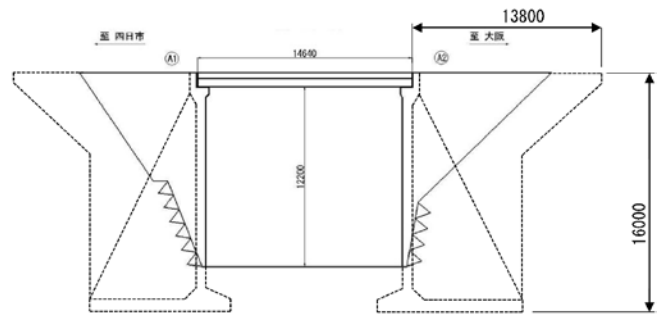


表-1 橋梁諸元(上・下)

上部構造	PC単純プレテンT桁橋
下部構造	控え壁式橋台
基礎構造	直接基礎
橋長	14.640m
幅員	全幅10.9m, 有効幅員10.1m
建設年次	上り線：1971(S46), 下り線：1965(S40)
交通量	51,894台/日, 大型車混入率44.8% (H27道路交通センサス)
ウイング構造	フルウイング(側壁+パラレル)

## 2. ひび割れ損傷概要

定期点検時の橋台ウイングのひび割れ発生状況を図3に示す。上り線側でひび割れ幅が0.5mm～2.0mmで遊離石灰を伴い、一部剥離・鉄筋露出が確認されている。また、下り線側ではひび割れ幅は最大10mm程度である。

工事図面等に存在しないコンクリート突起構造(タイロッド等の定着部保護コンクリートと推測)の存在も確認されている。

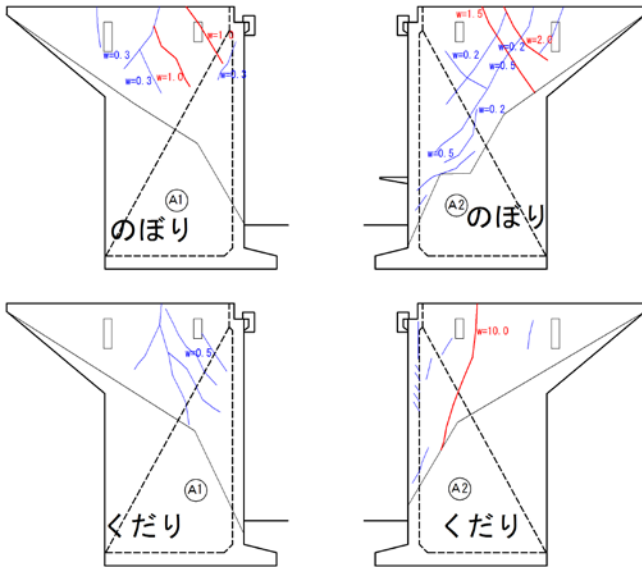


図3 既設ウイングひび割れ概要図(赤:1mm以上)

## 3. 補修・補強に向けた調査・検討

### (1) 事前調査

本橋の損傷への対策の検討に先立って、設計図書(設計図面, 工事図面, 構造計算書, 補修補強履歴, 設計基準類等)の調査を実施した。その結果を表2に整理する。確認された設計図書のうち、ウイングの配筋図のマイクロフィルムを現在の設計手法と比較した場合、鉄筋量が最も多くなるパラレルウイング付根部の鉄筋量が著しく小さく、実際にその配筋で施工したかの確認が重要であったが、工事竣工図面や構造計算書がないため、その配筋の妥当性の確認ができなかった。また、橋台ウイングに設置されたコンクリート突起構造についても、竣工図面や補修補強履歴等の資料が確認できなかった。

表2 収集した設計図書一覧表

項目	存在資料	備考
発注図面	一般図, 配筋図マイカ	5葉
工事竣工図面	なし	
構造計算書	なし	
補修補強履歴	なし	コンクリート突起構造の資料なし
設計基準類	名阪国道構造基準	ウイング設計手法について記述なし

そこで、十分な設計図書類が存在しないことから、既存資料や建設前後の基準類の収集を行い、当時のウイングの設計手法を推定し、その上で補修工法の検討を実施することとした。一方で、名阪国道の他の橋梁においては、同様の損傷事例がほとんどないことから、橋梁ドクターに診断して頂き、現況調査方法、損傷評価および補修工法検討等について幅広い観点から助言を頂き、補修設計の妥当性を確保できるようにした。

### (2) 概略検討

ウイングの設計手法は、「設計要領第二集」(H2.7 道路公団, 以下「H2設計要領」と略記)において初めて基準類に記載されたものである。そのため、昭和39年に完成している橋台ウイングの設計手法とは異なる可能性がある。そこで、橋台各部における応力状態を把握するための概略検討として、「H2設計要領」および発注図面を参考に既設ウイングの応力状況の推測を行った。

上記の検討の結果、全ての部位において許容応力度に対する超過が見られ、特にウイング上部付根部(A部)においては、設計上の応力度が許容応力度の20倍(鉄筋  $\sigma_a=140\text{N/mm}^2$  に対し最大  $\sigma=2775\text{N/mm}^2$ )程度と算定された。この結果は、ひび割れはあるものの、土留め構造として50年以上経過している実情と著しく乖離していることから、説明に苦慮するものであった。

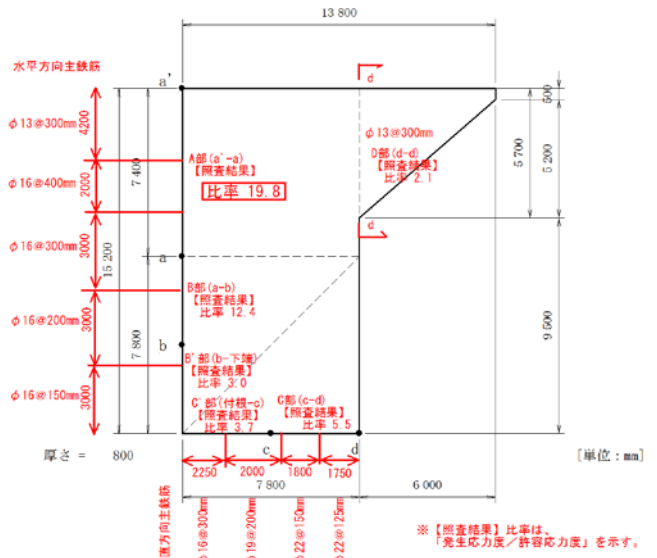


図4 橋台ウイング発生応力概要図

### (3) 橋梁ドクターとの現地診断

橋台ウイング補修・補強工法選定および詳細設計の実施に際して、橋梁ドクターに本橋の損傷状況を現地にて確認頂き、補修対策工法の選定等設計検討における留意点について助言を頂いた。表3にその概要を整理する。橋梁ドクターの助言では、損傷の発生要因は主に力学的なものと推測されるとのことであるが、タイロッド補強の定着構造等、本橋特有の構造があるため、詳細調査を実施の上、対策方法を決定することとした。

表-3 現地診断助言一覧表

項目	助言概要
ひび割れ損傷について	<ul style="list-style-type: none"> <li>最も注意すべき損傷は、ウイングが側方へはらみ出す方向の変形である。</li> <li>乾燥収縮や翼壁の張り出し自重による影響も要因の一つと思われる。</li> <li>ひび割れの主要因は、化学的なものでなく、施工時の状況や力学的な条件等と推測される。</li> </ul>
補修・補強対策選定に向けて	<ul style="list-style-type: none"> <li>ウイング外面のひび割れだけでなく、コンクリート内部のひび割れ状況をコア採取等で調査し、ひび割れ損傷状況の把握が必要。</li> <li>ウイング外側への変形のモニタリング調査が必要。</li> <li>補修・補強の前提条件として、現状のコンクリート圧縮強度、タイロッド補強の定着部構造等の調査が必要。</li> </ul>

(4) 詳細調査

a) 縦壁とウイング接合部のひび割れ調査

ウイング各部の応力状態を把握するための概略検討で判明した応力状態によると、調査対象とするひび割れは、ウイングの内側から発現していると考えられる。よって、直接目視できない箇所となるため、非破壊検査手法による調査を検討したが、縦壁およびウイングの壁厚が厚いこともあり、ひび割れの有無および位置を精度良く把握できない恐れがあるため、小径観察孔（1 inc.ビットによる削孔）を設けてファイバースコープにより内部を観察する手法を試みることにした。なお、観察孔箇所はひび割れ性状と既設鉄筋配置を勘案し、ウイング1面あたり4段、1段あたり5箇所の計20箇所、全4面の合計80箇所とした。

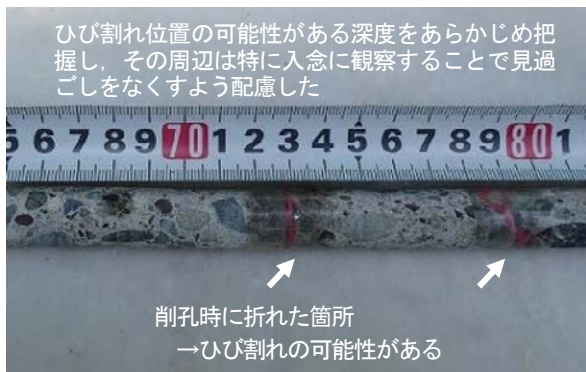


写真-1 採取コアの破断位置の確認



写真-2 観察孔内のひび割れ位置の確認

観察孔削孔時のコンクリートコアを写真-1に、ファイバースコープによる内部ひび割れ状況を写真-2に示す。ケーシングサイズが小さいことから、削孔されたコアは粉砕された状態になる可能性が高いと考えていたが、後述のとおり非常に強度の高い密実なコンクリートであったことから比較的綺麗なコア状のコンクリート片を得ることができた。そのため、現地にてコアを復元整形し、破断位置にはひび割れが入っている可能性があることを踏まえ、その深度を確認しておき、ファイバースコープで内部観察する際に特に入念に観察することで、ひび割れを見逃すことのないよう留意した。

ここでは、A1橋台(上)側の橋座より8.0m下がった箇所（最下段）での調査結果を図-5に示すが、外面のひび割れが見られない当該部においても、内側に端を発すると考えられるひび割れの存在が確認された。

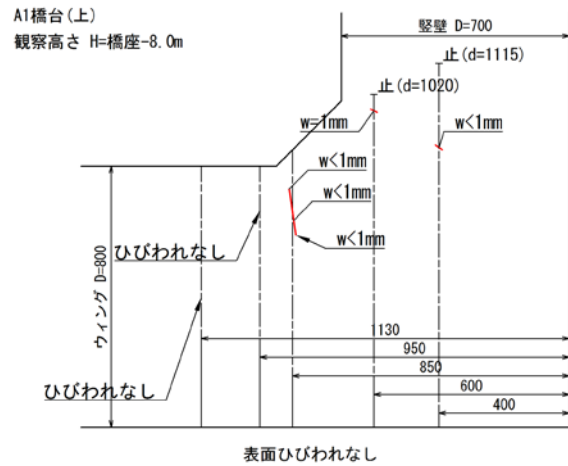


図-5 A1(上)ウイング接合部ひび割れ調査の結果

b) コンクリート圧縮強度試験

ウイングの上縁付近より採取したコンクリートコアにより圧縮強度試験を実施したところ、採取した3本のいずれのコアでも圧縮強度は設計基準強度  $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$  に対して  $45\text{N/mm}^2$  を超えていた。また、コア孔を利用して中性化試験を実施したところ、中性化深さは平均で約1mm程度であり、純かぶり55mm程度に対して十分に小さく、中性化による劣化は生じていないと判断した。

c) 既存定着部の調査

既存定着部の外観を写真-3に示すが、外観からはタイロッドなどの定着部保護コンクリートのように見受けら

れる。タイロッドが配置されている場合には、その影響を考慮した検討を実施する必要があるため、構造把握するための調査を実施した。業務における調査であるため、できる限り小規模なハツリ調査で構造を把握する必要があることから、非破壊検査（電磁誘導法と電磁波レーダ法を併用）を活用し、突起状に突き出した鋼材位置を探索で確認したのち、部分的にはつり調査を実施した。この結果、写真-4に示すとおり、普通PC鋼棒φ23mm用のナットが確認できた。また、保護コンクリート打設用型枠を固定する番線は定着ナットに溶接されていることが判った。このことから改めて定着体を観察すると、ほぼ等間隔に番線が確認できたことから、鋼材配置は番線位置と一致すると考え、図-6に示す鋼材配置であると推定した。

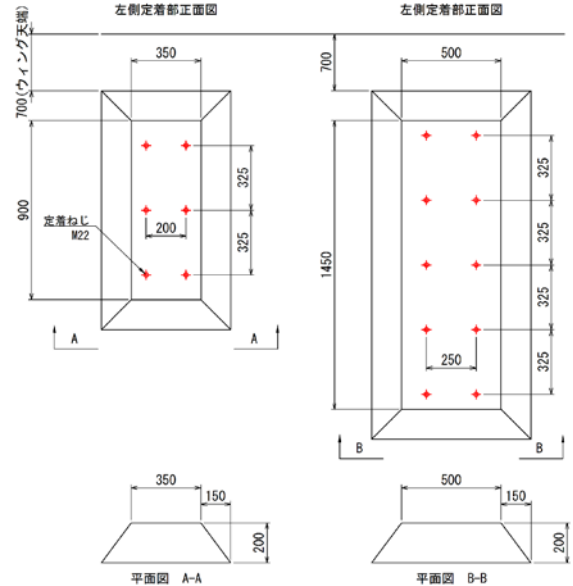


図-6 既存定着部の鋼材配置



写真-3 既存定着部の調査対象



写真-4 はつり箇所

d) 形状計測

測量はH29.6とH29.7の2回実施したが、この間に変位が増大するような観測結果は得られなかった（トータルステーションの機械精度（±(2+2ppmxD(距離))mm）の範囲内の差異程度）ことから、設計断面と比較するとウイングが開いている状態ではあるが、変位が顕著に進行している状況ではないため、通行止めなどの緊急処置は不要であることを確認した。

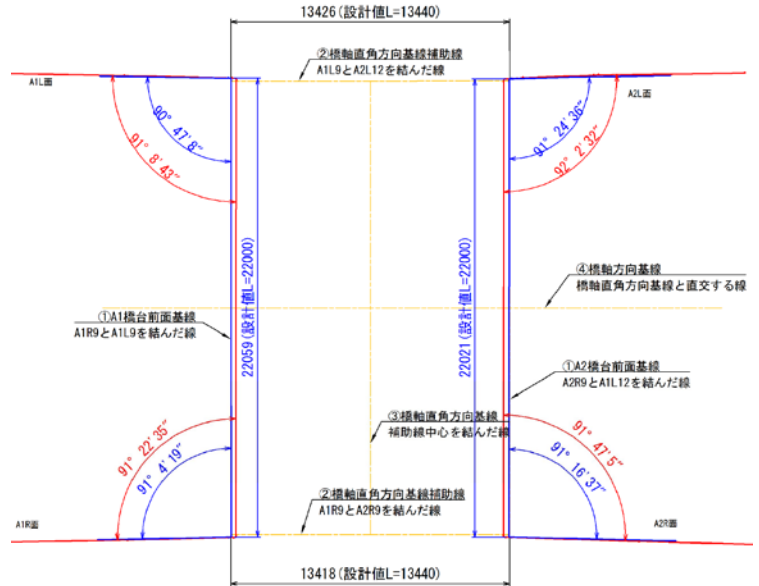


図-7 形状計測の結果

4. 補修・補強方針の策定のための損傷評価検討

(1) 検討方針

設計図面および既存の設計手法等に基づく設計断面力や設計応力度の発生状況では、橋台ウイング付根部に発生する損傷（ひび割れ）状況を説明できないことが明らかとなった。そこで、補強対策方針を策定するため、橋台ウイングに実際に生じている断面力の算出の観点と橋台ウイングが実際に有している耐力の観点の両面から、損傷状況を把握することとした。

(2) 橋台ウイングに実際に生じている断面力の検討

a) 発生断面力に与える要因分析

橋台ウイングに作用する断面力は、主に土圧力による断面力である。前述のH2設計要領では、パラレルウイングの土圧は、2辺固定版としての解析による方法が示されている。

ここで、橋台ウイングに作用する土圧に影響を与える要因および検討の方向性を表-4に整理した。

表-4 土圧に影響を与える要因一覧表

項目	概略検討条件	詳細検討条件
1 断面力算出方法	H2設計要領	平面格子解析により算出可能
2 既存定着部(タイロッド)	考慮不可能	平面格子解析により考慮可能
3 橋台控え壁	考慮不可能	〃
4 巻き込み土羽による土圧力	考慮不可能	〃
5 裏込め土材料	砂・砂礫	粘着力c, せん断抵抗角φの影響を評価

b) 解析モデル概要

表-4におけるNo.1~No.4の項目を考慮するために、橋台ウイングを平面格子解析を行った。解析モデル概要図を以下に示す。

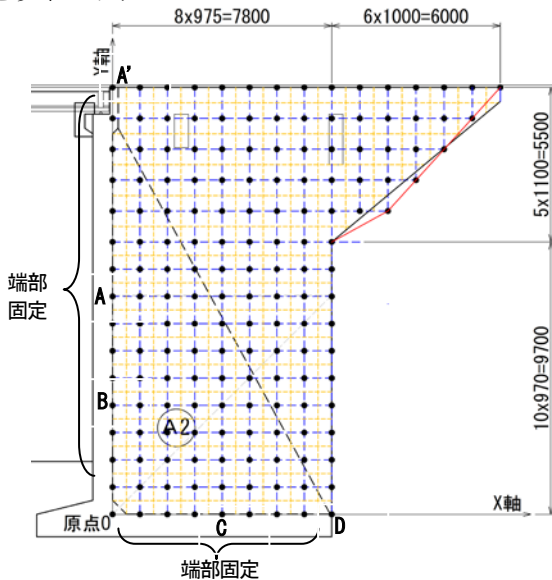


図-8 平面格子解析モデル概要図

なお、それぞれの要素の部材剛性は、図-9に示すように、1要素の幅を、両側の節点間隔の1/2、高さ800mmの矩形断面として、断面積A、断面2次モーメントIy、Iz、ねじり剛性Jを算出した。

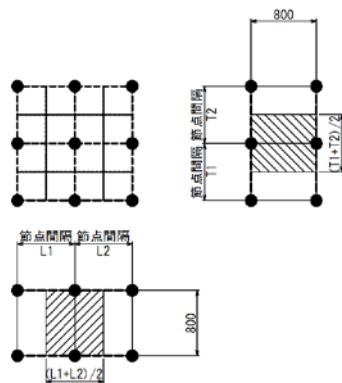
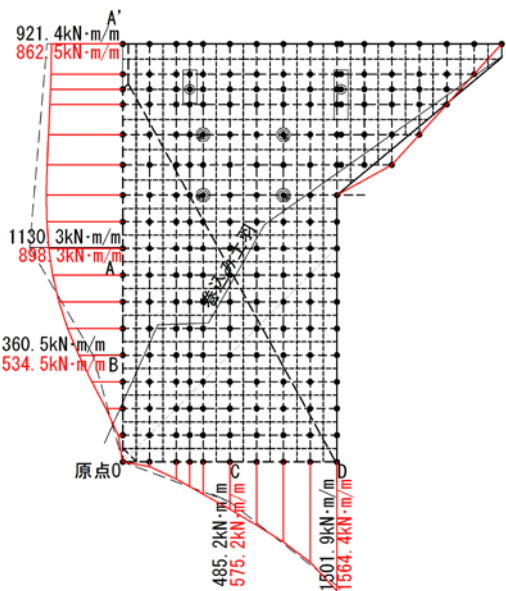


図-9 部材剛性設定方法概要

c) 断面力算出方法による影響

“H2設計要領”の簡易式により求めた断面力と平面格子解析により求めた断面力について、ウイング各部に生じる断面力の比較を行った。比較結果を図-10および表-4に示す。



----- H2設計要領により算出した設計曲げモーメント  
 ———— 平面格子解析により算出した設計曲げモーメント

図-10 ウイング部の発生曲げモーメント比較図

表-4 平面格子解析とH2設計要領による曲げモーメント比較表

曲げモーメント(kN·m)	H2設計要領	着目箇所				
		A'	A	B	D	C
	平面格子解析	862.5	898.3	534.5	1564.4	575.2
	H2設計要領	921.4	1130.0	365.0	1501.9	485.2
	比率	93.6%	79.5%	146.4%	104.2%	118.6%

上記の結果から、H2設計要領においては、ウイング付根部上部(A'部~A部)で発生する曲げモーメントが10%~20%程度安全側に評価していることを確認した。一方で、ウイング付根部下部(A部~B部)およびウイングとフーチング付根部の曲げモーメントは小さく評価されている。

d) 既存タイロッドによる横締めの影響

既存タイロッドに与える緊張力は、土圧による曲げモーメントが逆曲げ(ウイング外側が引張)とならない最大値とし、タイロッド降伏耐力の15%に設定した。

その結果、タイロッドの緊張力を評価することで、ウイング付根部上部で発生する曲げモーメントが70%~20%程度低減されていることを確認した。ウイング付根部下部およびウイングとフーチング付根部においても、少なくとも5%程度の曲げモーメントの低減が確認された。

表-5 既存タイロッドによる横締めの影響比較表

曲げモーメント(kN·m)	緊張力なし	着目箇所				
		A'	A	B	D	C
	緊張力あり	251.3	728.7	503.2	1275.5	541.7
	緊張力なし	862.5	898.3	534.5	1564.4	575.2
	比率	29.1%	81.1%	94.1%	81.5%	94.2%

e) 控え壁による影響

福住跨道橋は控え壁式橋台であり、控え壁が土塊のすべりに抵抗するため、土圧力が低減することに着目した検討を行った。(図-11参照)

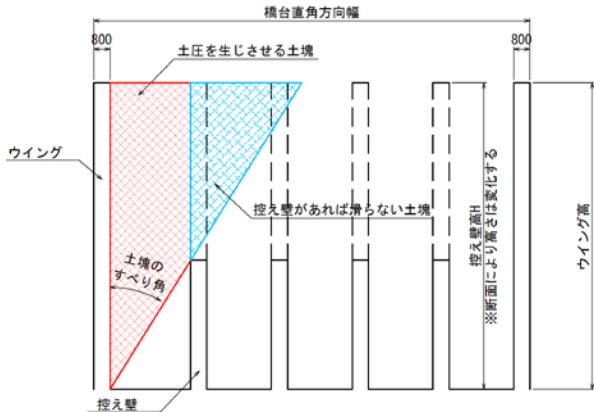


図-11 控え壁による土圧軽減概念図

平面格子解析により、土圧低減を評価した解析を行った結果、控え壁を考慮することにより、場所により最大10%程度の曲げモーメントの低下が確認できた。

f) その他の影響

ウイング外側の巻き込み土羽による土圧の低減効果、および裏込め土材料による影響について検討を行った。

ウイング外側の巻き込み土羽の影響では、A部において曲げモーメントが4%~10%程度低下することが確認できた。また、裏込め土材料の影響では、A部において曲げモーメントが35%程度低下することが確認できた。

(3) 橋台ウイングの保有耐力の検討

a) 橋台ウイングの保有耐力に影響を与える要因

保有耐力に影響を与える要因を表-6に整理する。

表-6 土圧に影響を与える要因一覧表

項目	概略検討条件	詳細検討条件
1 コンクリート材料	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	コンクリート圧縮強度試験( $\sigma_{ck}=45\text{N/mm}^2$ )
2 鉄筋	SR24 (SR235)	名阪国道基準から高強度鉄筋(SSD49)
3 ハンチ鉄筋	考慮しない	付根部の耐力評価に考慮

b) 橋台ウイングの保有耐力の推定

A部における保有耐力の算出結果を表-7に示す。

表-7に示すように、当時も使用が想定される材料、配置されているハンチ筋を考慮することで、保有耐力が約4倍程度大きく評価できることを確認した。

表-7 A部における保有耐力算出結果

項目	抵抗曲げモーメント	降伏曲げモーメント	終局曲げモーメント
曲げモーメント(kN・m)	64	108	123
コンクリート強度の影響	1.000	1.021	1.016
鉄筋材質の影響	1.129	1.240	1.232
ハンチ鉄筋影響	2.909	3.011	2.909
保有耐力の推定値(kN・m)	210	412	448

(3) ウイングのはらみ出し方向への損傷に対する評価

前項までで整理した“橋台ウイングに実際に生じている断面力”と“橋台ウイングの保有耐力”とを表-8に示す。種々の要因を考慮した場合、橋台ウイング付根の一部分(A部)においては、抵抗曲げモーメントを超える曲げモーメントが発生するが、その他の部分においては、抵抗曲げモーメント(許容応力度)以下であることが確認できた。そのような状況から、ウイングのA部付近については、補修対策が必要であるが、その他の箇所については、緊急性が低く、経過観察で対応可能と判断した。

表-8 ウイング各部の発生曲げモーメントと保有耐力との比較

部位	抵抗曲げモーメント(kN・m)	降伏曲げモーメント(kN・m)	終局曲げモーメント(kN・m)	発生曲げモーメント(kN・m)	評価
A'	188	368	404	121	抵抗曲げモーメント以下
A	210	412	448	335	降伏曲げモーメント以下
B	305	609	649	213	抵抗曲げモーメント以下
D	684	1308	1414	496	抵抗曲げモーメント以下
C	369	723	762	230	抵抗曲げモーメント以下

5 補修工法の検討

前項で示した損傷評価により、ウイング付け根のひび割れについて、現状と計算値との評価は概ね一致することが確認できた。よって、総合的な比較検討により、補修工法は、ひび割れた既設断面に代わり、土留めとしての耐力を確保でき、かつ、ウイング外壁がモニタリング可能な補修工法である“鋼製梁補修工法”を採用した。

表-7 補修工法比較表

工法名称	第1案	第2案	第3案	第4案
	RC壁増厚工法	鋼製梁補修工法	裏込土土圧低減工法	新設土留壁設置工法
施工性	△	○	×	△
環境性	○	○	○	×
維持管理性	×	○	○	△
経済性	△	○	△	×
総合評価		◎		

6 おわりに

本報告では、机上の設計結果と実際の損傷に大きな乖離が見られたため、現場での詳細調査や過去の文献調査、さらには、実際の構造を適切に評価した解析を実施した。その結果、橋台ウイング各部に実際に発生している断面力について妥当と考えられる評価が可能となった。

本橋のように、建設年次が古い構造物においては、設計図書や構造計算書がないことが多い。そのような場合、橋梁ドクターに診断していただくと共に、詳細な調査の実施により、考えられる全ての事柄に対して検討することが重要であることを改めて実感した。

謝辞：本検討に際し、橋梁ドクターの方々に多大なるご協力とご助言を賜りました。深く感謝いたします。