

箱桁吊橋ハンガーピン定着部直下の局部応力 と桁内補強構造の疲労挙動

大橋治一¹・三木千壽²・樋口康三³・小野秀一⁴

¹正会員 工博 本州四国連絡橋公団 企画開発部企画課 (〒651-0081 兵庫県神戸市中央区小野柄通4-1-22)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³正会員 本州四国連絡橋公団 (〒651-0081 兵庫県神戸市中央区小野柄通4-1-22)

⁴正会員 工修 建設機械化研究所 研究第二部 (〒417-0801 静岡県富士市大淵3154)

吊橋において荷重集中点となるハンガー定着部では、力を円滑に箱桁本体に伝達するため箱桁内には補強部材が取り付けられており、これらは箱桁を構成する主部材と交差する。またハンガー定着部の定着板とデッキとの接合部には、ハンガーによる鉛直力と、床組作用として橋軸および橋軸直角方向の力が作用する。したがって、ハンガー定着部や定着板直下の部材交差部においては、応力状態が複雑になるばかりでなく、疲労上問題となることが考えられる。

そこで本研究は、箱桁吊橋のハンガーをピンで連結した定着構造に着目し、これら定着板接合部および定着板直下補強構造の応力伝達機構と疲労強度を確認し、適切なディテールを検討した。

Key Words : suspension bridge, pinned anchor, hanger, scallop, local stress, fatigue

1. はじめに

吊橋の補剛桁は活荷重が直接載荷される床版を支持し、ハンガーにより多点で弾性支持された構造であるため、静的な設計上から補剛桁に必要とされる鉛直曲げ剛性は小さくてよい。しかし、振り剛性の小さいI桁を補剛桁に用いた旧タコマ・ナロウズ橋が、1940年にわずか19m/sの風によって落橋したことから、動的な耐風安定性のために補剛桁には振り剛性が必要であることが認識されるようになり、それ以降は振り剛性の高いトラス桁が多く用いられることになった。一方、G.Roberts¹⁾らはSevern橋(1966年完成)に対して、流線型箱桁と斜めハンガーを用いた新しいタイプの吊橋を提唱した。この流線型箱桁は、振り剛性が高いばかりでなく、トラス桁に比べて気流方向に作用する空気力である抗力を1/3程度に低減可能なことや、補剛桁の軽量化が可能となった。

わが国では、諸外国に比べて対風環境が厳しいため、補剛桁には耐風安定化対策が採り易く、張り出

し架設にも適しているトラス桁が多く採用されてきた。しかし若戸大橋が完成して26年後の1988年、中央支間長560mの大島大橋では、逆台形断面で将来の拡幅とハンガーの定着構造から箱桁の外側にブラケットを設けた構造の箱桁が初めて採用された。それ以降、箱桁吊橋の耐風安定性に関する幅広い研究調査が行なわれ、中央支間長1,000m級の吊橋である来島大橋にも、抗力係数の小さな流線型箱桁が採用された^{2), 3)}。

補剛桁として箱桁を用いる場合、ハンガーの定着構造はトラス桁のそれとは異なる。箱桁では定着位置がトラス桁のように格点部に限定されることなく比較的任意の位置に設けることが可能であること、暴風時の横荷重によって生じる主ケーブル・補剛桁間の相対変位が小さくハンガー折れ角としてはトラス桁に比べて小さいこと、吊構造部の死荷重が小さくハンガー径および本数を少なくすることができ、定着構造が簡素化できること等の有利な面がある。

ハンガーからの荷重を箱桁本体に伝達する構造としては、図-1に示すようにハンガーのソケット前面を定着構造に支圧定着する方法と、ピンにより連結する方法がある。支圧定着する場合には、桁外面

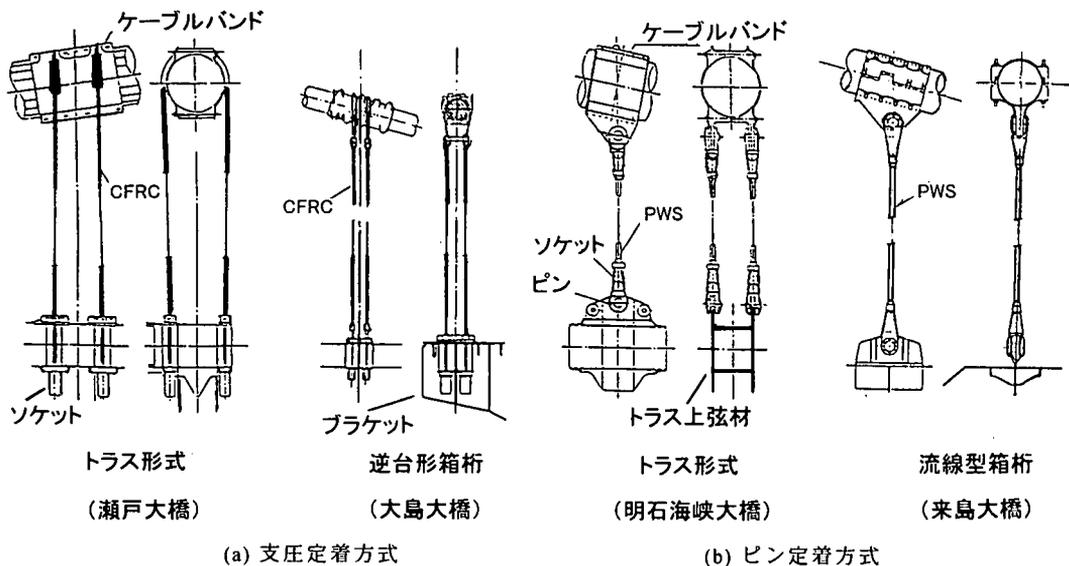


図-1 ハンガーの定着方法

あるいは桁内面に定着構造を取り付ける必要があり、桁本体との取り付け構造が複雑となる。またハンガーの曲げ変形に対する対策が要求される。これに対して、ピン定着とする場合は箱桁上面に定着板が取り付けられるので、上記の構造上の問題を低減できるほか、止水性の確保や、架設・維持管理作業を桁上面で行うことができるために作業性の改善といった利点が挙げられる。

しかし、ハンガーをピン定着する場合には、桁上面に突出する定着板とデッキとの取り付け構造、および定着板から箱桁本体への力の伝達構造に関して十分な検討が必要となる。つまりハンガー定着部からの力の流れを考える場合、橋軸直角方向と橋軸方向の両面から荷重作用を考え、ハンガー張力が箱桁を構成する薄板補剛板にスムーズに伝達するように補強部材を配置することが重要である。

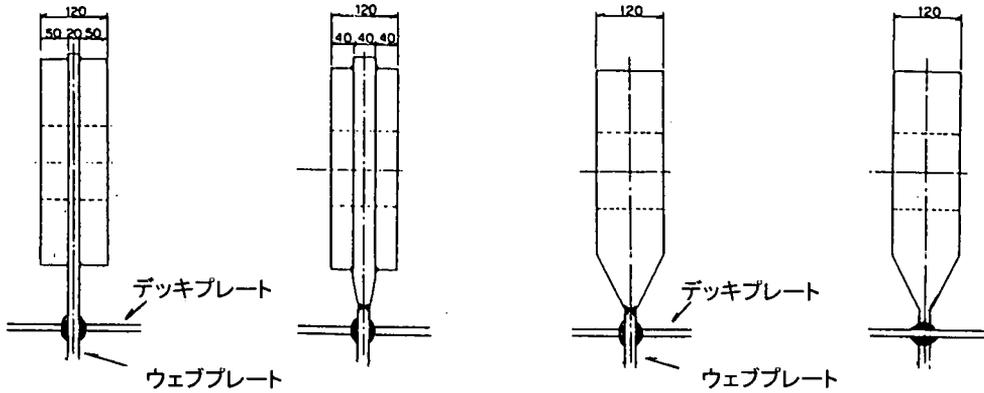
ハンガーのピン定着部と類似の大ブロック架設の吊環として用いられる構造は、鉛直荷重の伝達性を考慮して、定着板はデッキを貫通して桁のウェブに直接すみ肉溶接で取り付けられる。またデッキには定着板が貫通するスリットが設けられているため(図-3参照)、定着板とデッキの隙間をデッキ表裏両面からフルペネ溶接で埋める構造となる。しかしこのような構造は、デッキに作用する繰返し応力に対する疲労強度が低いことやスリット部の穴埋め溶接の施工性が悪いといった改善すべき点が挙げられる。

これらを改善する方法として、定着板をデッキに直接フルペネ溶接し、定着板からの力は溶着金属か

らデッキ、裏面側の溶着金属を経て裏側のウェブおよび補強構造に伝達される荷重伝達型十字溶接継手とする構造が考えられる。このような構造は、デッキの板厚方向に引張力が作用するため、ラメラティアを懸念して、従来は用いられていなかった方法である。

ハンガー定着部では、ハンガーからの荷重をデッキ上面の定着板から箱桁内部へ円滑に伝達させるため、ダイヤフラムが設けられる。つまり定着板直下にはウェブ、ダイヤフラムおよび補強構造を構成する板材が直交するため、ハンガーからの荷重をこれら部材を介して如何に円滑に伝達させるかが重要な課題となる。また、一般に溶接線が交差する箇所にはスカラップが設けられるが、荷重集中点に設けられるスカラップは疲労上弱点となることがある。このため良好な溶接品質の得られる施工が可能な構造ディテールを選定する必要がある。

本研究は、ピン定着構造および桁内部補強構造の合理化を図ることを目的として、中央支間長1,000mクラスの箱桁吊橋のピン定着部を対象とした実物大のハンガー定着部試験体を製作し、静的載荷試験により応力の伝達状況の把握を行った。また、載荷試験を実施するに先立って、実橋と試験体における応力状態の違いや試験の着目箇所を明確にするため、実橋と試験体モデルのFEM解析を行った。さらには疲労試験により、各溶接継手部の疲労強度を評価し、構造上の弱点部を発見することで、より信頼度の高い構造ディテールを提案する。



(a) ウェブがデッキを貫通 厚板ダブリング板で補強 (b) ウェブがデッキを貫通 定着板を増厚、板継ぎ (c) ウェブがデッキを貫通 定着板削りだし (d) 定着板をデッキにフルペネ 定着板削りだし

図-2 定着板とデッキの接合方法

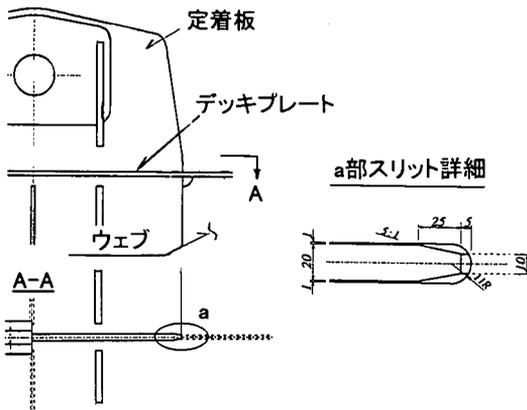


図-3 定着板がデッキを貫通した場合の交差部

2. 定着板とデッキおよび桁内ウェブとの接合部

定着板はハンガーからの荷重を桁内部構造に伝達する役割を担う。定着板厚は、ピン結合部の支圧面積を確保するため、一般部に比べて増厚される。この検討での定着板の所要板厚は、SM400材を用いた場合、ピン結合部で120mm、デッキとの接合部では20mmである。また、箱桁を構成する鉛直ウェブは一般に応力で決まらず10mm程度の板厚が用いられる。このため、定着板は円滑な応力の流れを図るためデッキ面に向かって板厚の絞り込みを行う必要

がある。

定着板とデッキおよび桁内ウェブとの接合方法について検討した例を図-2に示す。

(a), (b), (c) は、スリットを設けたデッキにウェブを貫通させ、ウェブとデッキの交差部をデッキの表裏両側からフルペネ溶接したものである。(d) は定着板をデッキに直接フルペネ溶接したものである。図-3はデッキにスリットを設けウェブを貫通させた場合の一例として、そのスリット部の詳細図を示す。デッキとウェブ交差部には最大5mm程度のすき間があり、これを溶接して埋める必要がある。

(a) はウェブをそのまま鉛直に伸ばして、ピン結合部での板厚の不足分を厚板のダブリング板で補強したもので、(b) はウェブの突出し長を小さく抑えるとともにダブリング板が厚板化することを避けるため、定着板をデッキ上方で板継ぎした構造である。これらの定着部は2枚のダブリング板との重ね板構造となり、ダブリング板外周にすみ肉溶接を行い、3枚の板を一体化している。(a) では薄いウェブを延長した定着板にダブリング板として厚板を取り付けるため、構造的な検討が必要となる。(b) の場合は、ウェブの板継ぎ部分の溶接品質を確保するための検討が必要となる。

(c), (d) の構造は定着板を1枚板から削出しによって製作する方法である。(c) はウェブがデッキを貫通しているのに対して、(d) はデッキ上でフルペネ溶接としている。これらの方法は、ダブリング板の溶接がないため溶接量を減らすことができるが、定着板全体が厚板化されることで鋼重増となる。

定着板、ウェブとデッキとの関係については既に

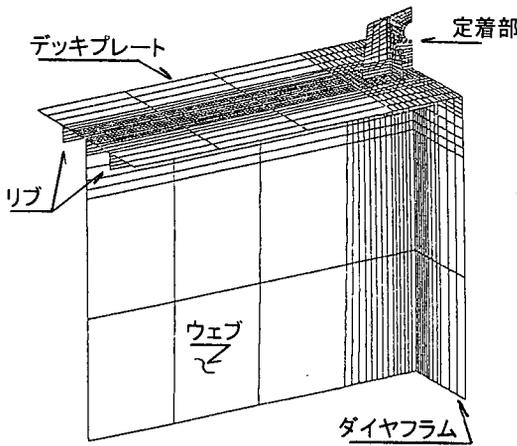


図-4 実橋解析モデル

述べたように、デッキを挟んで両側からフルベネで溶接する方法の方が疲労強度的にも施工上からも優れていると考えられるため、定着構造としては、(b)のように板厚の絞り込みを行なったうえで(d)のようにデッキに直接フルベネ溶接した定着板に、ダブリング板を溶接で取り付けした構造が最も合理的であると考えられる。

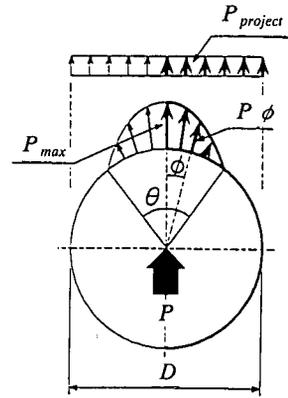
3. ピン定着部および桁内部構造の応力・変形挙動解析

(1) ピン定着構造の作用力

補剛桁のハンガー定着部に作用する力は、鉛直力の卓越する常時荷重状態と、横荷重が面外力として作用する暴風時荷重状態の二通りが考えられる。

常時荷重状態における作用力は、吊構造部の死荷重と活荷重によるハンガー張力である。中央支間長1,000m、ハンガー間隔12mとした場合、ハンガー張力の影響線の基線長は300~400m程度であり、ハンガー張力150tonf(1,470kN)に占める活荷重の割合は約30%である。また、1箇所あたりのハンガー本数は平行線ケーブル(PWS)を用いれば1本となる。

暴風時(補剛桁の設計基準風速53m/s)の補剛桁に作用する横荷重は、主ケーブルと補剛桁に分配され、双方の相対変位によって生じるが、流線型補剛桁では作用する風荷重が小さく、ハンガーソケットでの折れ角は、最も条件の厳しい中央径間中央点の短ハンガー(2m長さ)でも3.2度と小さな値である。なおハンガー定着部に作用する風荷重による面外力は1格点当たり12.8tonf(125kN)であり、設計風荷重に占めるガスト成分は約6.4tonf(63kN)である。



$$P_{max} = P/D \cdot L \cdot \int_0^{\theta} \cos\left(\phi \cdot \frac{\pi}{\theta}\right) \cos\phi d\phi$$

$$= P_{project} / \frac{\pi\theta}{\pi^2 - \theta^2} \cos\frac{\theta}{2} \quad (1)$$

$$P\phi = P_{max} \cos\left(\phi \cdot \frac{\pi}{\theta}\right) \quad (2)$$

ここに、

- P_{max} : 最大接触圧(MPa)
- P : 鉛直荷重(N)
- D : ピン孔径(mm)
- L : 奥行長(mm)
- θ : 接触角(deg)
- ϕ : 中心角(deg)
- $P_{project}$: ピン孔投影面積の平均接触圧(MPa)
- $P\phi$: ピンの接触圧(MPa)

図-5 荷重条件

(2) 応力変形挙動解析

ピン定着部および桁内部構造は、前述の2つの荷重状態における荷重集中点として、または荷重分散の役割を担っている。そこで、このような構造の応力・変形挙動を調べるために、実橋モデルを用いた弾性FEM解析を行った。

a) 解析モデル

解析プログラムはCOSMOS/Mを使用し、解析モデルは、図-4に示すように、実橋の補剛桁を橋軸方向にダイヤフラム間隔の長さ3m、橋軸直角方向には幅1.5mの範囲とした。なお箱桁内の面外補強リブとデッキ交差部のスカラップ、縦リブ・ダイヤフラム交差部のスカラップについてはモデル化していない。また、解析モデルは対象条件を考慮するため、定着部直下のダイヤフラム中心面(ピン軸面)において対象とする1/2モデルとした。このほか

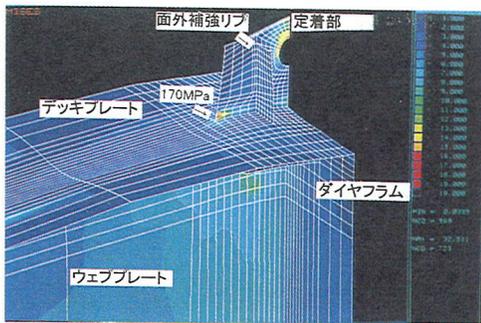


図-6 実橋モデルの応力変形状態（常時荷重）

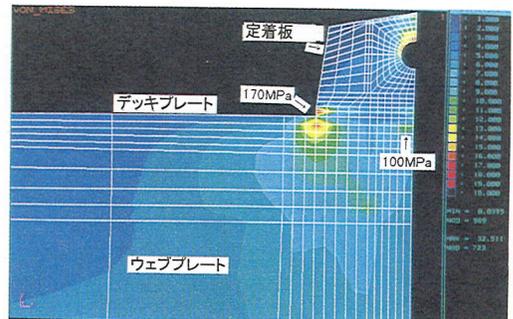


図-7 ウェブの応力状態（実橋モデル、常時荷重）

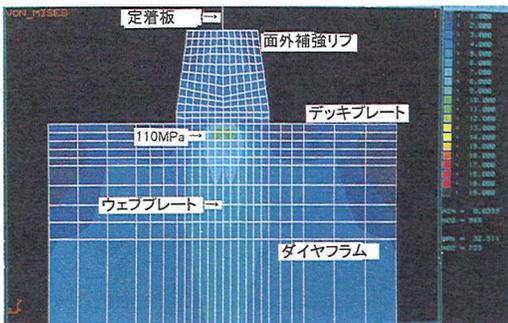


図-8 ダイアフラムの応力状態（常時荷重）

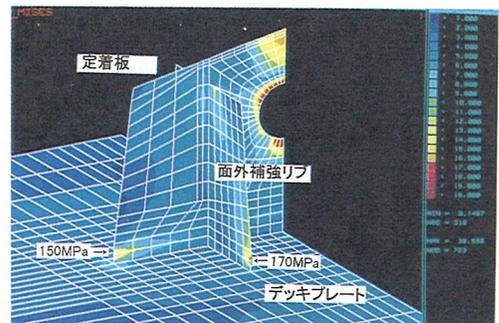


図-9 実橋モデルの応力状態（暴風時荷重）

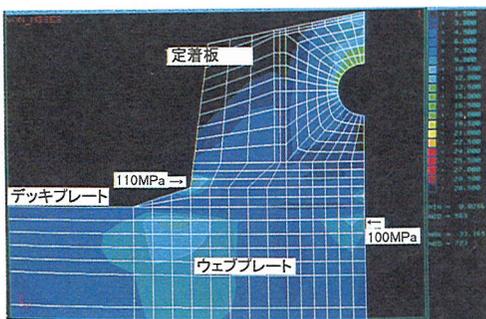


図-10 フィレットを設けた場合の応力状態（常時荷重）

の解析モデルの端部には、載荷点からある程度離れた位置であり、モデルの連続性を再現するため断面形状保持、変位または回転拘束などの境界条件を設定した。解析要素は3次元シェル要素とし、最小メッシュサイズはピン孔周辺部で約15mmとした。

荷重の載荷方法は、リンク支承の設計を参考にし

て図-5に示すように、ピン孔壁面に円周方向の分散角を100度と仮定して式(1),(2)に示すようにCOS分布で与えた。荷重の載荷方法としては、ピンとピン孔をモデル化して両者の接触問題として取り扱う手法も考えられるが、一般には簡易的にピン孔内壁面に分布荷重として与えることが多い。したがって本検討でも荷重は分布荷重として作用させた。

ピン軸方向の支圧応力は、常時荷重状態では一定と仮定し、暴風時においてはハンガーの角折れにより生じるピンの回転モーメントの影響を考慮して、ピン軸方向に三角形分布として与えた。

b) 解析結果

常時荷重状態でのvon-Mises相当応力および変形状態を図-6に示す。定着板、面外補強リブが一体となって上側に変形している。また桁内のウェブ、定着板のvon-Mises相当応力を図-7に示す。定着板両端部のデッキとの接合部近傍には応力集中がみられる。また、ウェブのデッキとの接合線上には、定着板直下で高い応力を示しているが、その集中度は小さい。このような応力の発生している領域は、

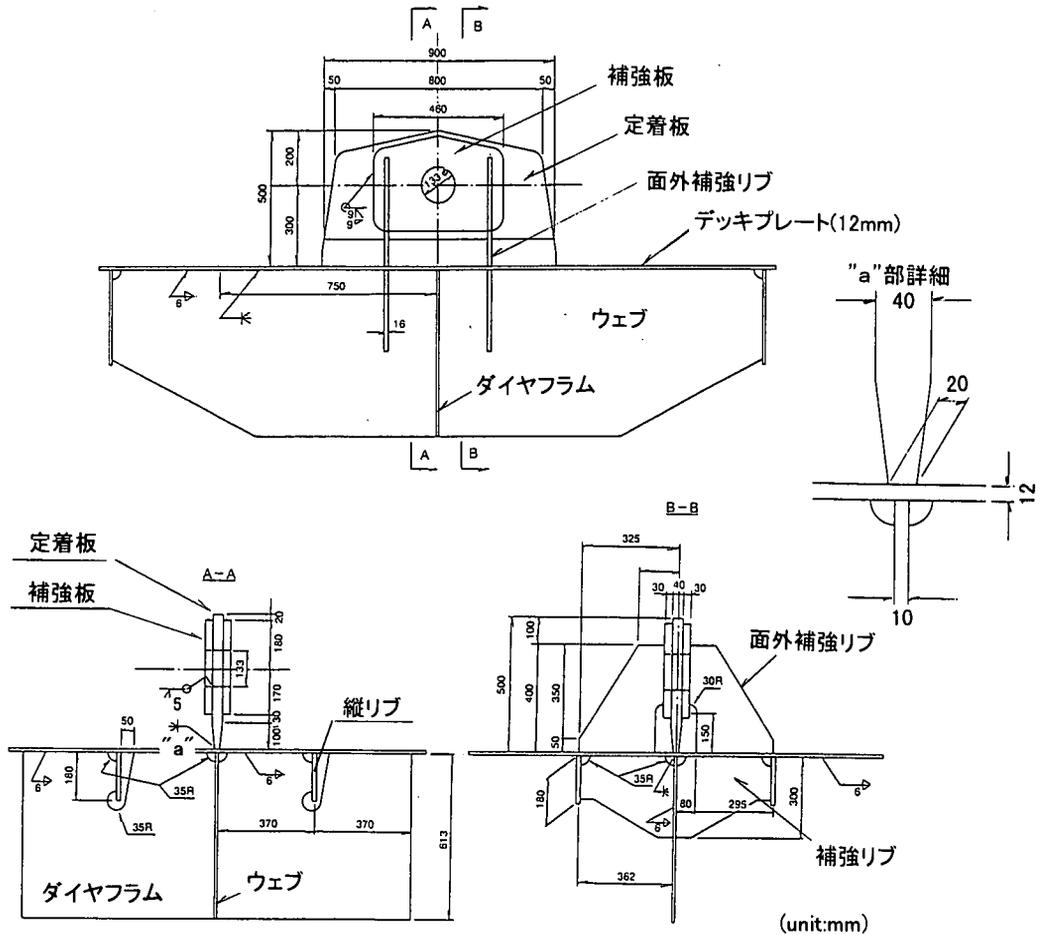


図-11 試験体の構造

橋軸方向には定着板から外側に70mmの範囲である。図-8にはダイヤフラムと面外補強リブ(side rib)のvon-Misesの相当応力分布を示す。ピンからの力はウェブを伝達しダイヤフラムへもスムーズに流れている様子がうかがえる。デッキとの溶接線上で、定着板との交差部近傍には応力集中が生じている。しかしその応力レベルは低く、定着板から面外補強リブ幅の約1/2離れたデッキ下部での応力は、ほぼ均等化されている。

暴風時のvon-Misesの相当応力分布および変形状態を図-9に示す。常時と同様に定着板端部には応力集中が発生している。また、面外力の作用により面外補強リブとデッキとの接合部付近に応力集中がみられる。

常時および暴風時のいずれの荷重状態においても定着板端部のデッキとの接合部の断面急変部に応力集中が生じていることから、これを低減するためにフィレットを設ける必要があると考えられる。そこ

で、長さ200mmのフィレットを設けた場合の常時の荷重状態での解析結果を図-10に示す。フィレットがない場合と比較して応力は65%程度に低減された。

4. 試験体

試験体はピン定着部とそれが取り合う箱桁の一部近傍である。試験体の定着構造は、前述の定着構造の検討を踏まえて、図-11に示すとおりとした。定着部は板厚40mmの定着板に30mmのダブルリング板を両側から取り付け、定着板はデッキプレートにフルペネ溶接で接合した。デッキとの取り合い部の定着板は、板厚を20mmに絞り込んだ。定着板直下のウェブは、一般的な板厚である10mmとした。定着板端部のデッキとの取り合い部にフィレットは設けていない。デッキ面に取り付けられる定着板の長さ

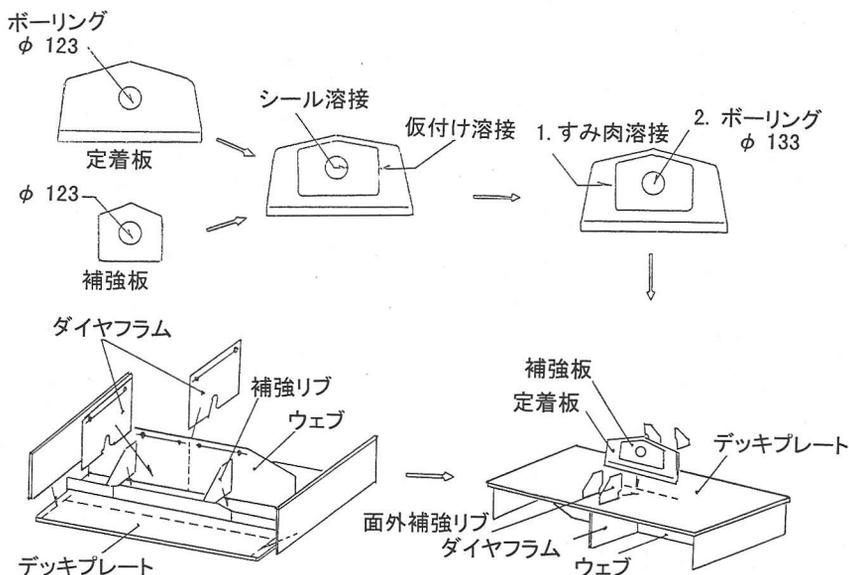


図-12 試験体の組立手順

表-1 使用鋼材の機械的性質と化学成分

部材	鋼種	機械的性質			化学成分 (%)										
		Yp (MPa)	Ts (MPa)	EL (%)	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	Ceq
					×100	×1000	×100	×10000	×100						
ピン	SCM435	922	1,020	18	35	25	78	16	18	17	8	111	16		
デッキプレート	SM400A	312	452	30	15	18	65	14	5						
定着板	SM490YB	372	538	30	17	44	133	19	5	1					41
補強板	SM490YB	408	554	28	17	45	142	13	2	1				2	42
ウェブ	SM490YA	421	566	26	17	44	132	20	7	1					41
ダイヤフラム	SS400	292	443	28	16	18	66	16	8						

注) ミルシートより

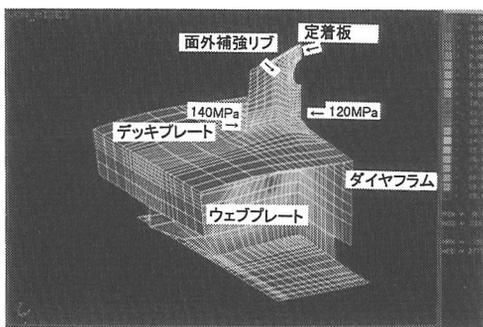


図-13 試験体モデルの応力変形図 (常時荷重)

は、ピン孔補強のダブリング板の両側に取り付けられるハンガー取り替え時の反力受けを考慮しているため、応力伝達上は十分な長さとした。

また面外補強リブはダブリング板に取り付けて、

定着部に面外力が作用しても、ダブリング板と定着板のすみ肉溶接部に直接に荷重が伝達されることがないように配慮した。

定着部直下のデッキとウェブの溶接はフルペネ溶接とした。これはこの部分が荷重伝達型の十字溶接継手となるため、応力の伝達性を考慮したものである。また、このフルペネ溶接の範囲は、定着板の長さ+300mmとした。ダイヤフラムおよび面外補強リブのデッキとの溶接はサイズ6mmの両面すみ肉溶接、ダブリング板の溶接はサイズ9mmのすみ肉溶接とダブリング板側に開先を取ったサイズ9mmのグループ溶接を併用した。

ピン孔内面の板合わせ部は、防錆上のシーリングと板合わせ部の平坦性確保のため、ダブリング板側に5mmの開先を取ったグループ溶接を行った。

図-12は試験体の組立・溶接・孔開けの作業手順を示す。ピン孔については、ダブリング板と定着板との本溶接を行った後に、正規の大きさの孔に加工

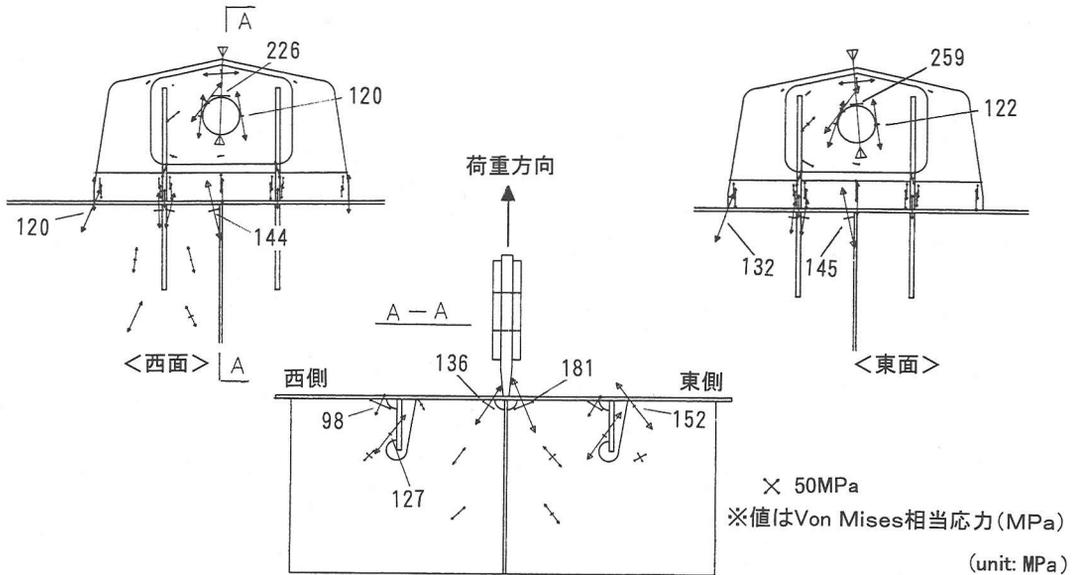


図-14 常時荷重状態の応力測定結果



写真-1 試験状況

順の変更を行ったものである。

表-1に使用した鋼材の機械的性質と化学成分を示す。定着板等の応力部材にはSM490Y材、ピンにはSCM435を用いた。ピン径は130mm、ピン孔径は133mmである。デッキプレートは通常SS400材が用いられるが、定着板とウェブがデッキの上下面からフルペネ溶接されることから、溶接部の健全性を確保するためにSM400材とし、耐ラメラティア性の向上を考慮してS量を0.008%以下となるようにした。

試験体はピン定着部付近の箱桁の一部であるため、載荷試験の実施にあたっては、実橋の応力・変形挙動との違いを把握する必要がある。そこで試験体モデルの弾性FEM解析を行い、実橋モデル解析結果との対比を行った。ここでは解析結果の概略のみを述べるが、図-13に示す常時の荷重状態における応力・変形図によると、定着板端部およびウェブ上のデッキの応力については、試験体には軸方向の拘束がないために低い応力となっているが、それ以外の箇所での応力や変形状態は、実橋モデル解析結果とほぼ同様であることが確認できた。

5. 試験方法

した。これは、文献4)のように正規の大ききで孔開け加工をしたのちに本溶接を行った場合には、この溶接変形により定着板とダブリング板との境界に段差が生じたことから、これを避けるために製作手

写真-1の載荷状況に示すように、荷重は試験機からPWS(φ7mm×85本)ケーブルに張力として作用させた。常時荷重状態では試験体の定着部に鉛

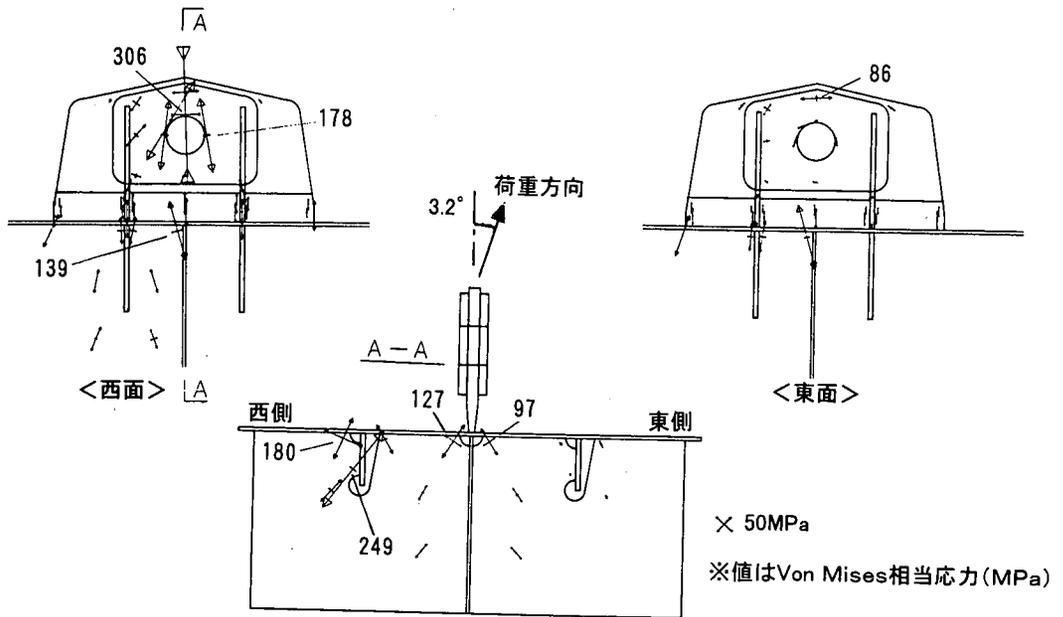


図-15 暴風時荷重状態の応力測定結果（傾斜タイプW）

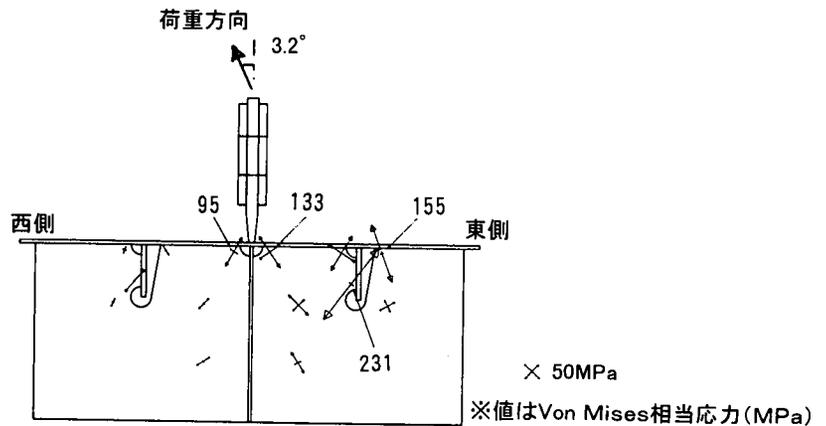


図-16 暴風時荷重状態の応力測定結果（傾斜タイプE）

直方向の荷重を載荷した。また暴風時荷重状態では、ハンガーの角折れを再現するために、試験体を傾斜させてハンガーと定着部の相対的な角折れが3.2度となるように載荷した。載荷試験には静的載荷能力が600tonf (5,900kN)、動的には400tonf (3,900kN)の大型疲労試験機を用いた。

試験は最初に常時および暴風時のそれぞれの荷重状態で静的載荷試験を行い、定着構造部全体の応力発生挙動を測定した。次に、常時の状態で繰返し回数200万回までの疲労試験を行い、その後、同一の試験体を用いて暴風時の状態で200万回の繰返し載荷試験を行った。なお、常時荷重状態での疲労試験

において発生した疲労きれつは、暴風時の疲労試験前に溶接補修した。

疲労試験後には、試験中に検出されたきれつの破面調査を実施するとともに、定着板のデッキとの取り合い部についてマクロ調査を実施して溶接の溶け込み具合を調査した。

6. 静的載荷試験

(1) 常時

常時荷重状態で定着板および桁内補強構造の応力

を測定した。載荷荷重は150tonf (1,470kN)とした。

図-14に各部の主応力分布を示す。応力測定結果と試験体モデルでのFEM解析結果と比較すると、マクロ的に両者は同様であるが、解析でモデル化を省略した桁内部のスカラップ近傍に、デッキの板曲げに起因した高い局部応力が生じた。定着板直下に位置するウェブとダイヤフラム交差部では140MPaを超え、ダイヤフラムの両側にある縦リブのスリット部でも150MPaを超える応力となった。また、定着板の左右に配置される縦リブスカラップの向きの違いによりスリット部の応力に明確な差が現れた。縦リブのスリットの向きが外側にある場合には、スリットの上端部で高い応力となっており、逆にスリットが内側にある場合には応力は小さい。縦リブのスカラップ側の応力については、若干の差は見受けられるが明確な差とはなっていない。

ウェブの主応力分布より、定着板からの荷重はスムーズにウェブへ伝達されていることがわかる。定着板端部近傍のウェブでは高い応力となっており、FEM解析結果と同様の傾向を示している。

(2) 暴風時

暴風時の載荷では、ハンガーと定着部の相対的な傾斜角の差が3.2度になるように試験体の傾きを調整し、載荷荷重は120tonf (1,176kN)とした。

常時荷重状態のように鉛直荷重を載荷した場合でも、定着板の左右で縦リブスリットの向きが違うために縦リブスリット部で応力の大きさが異なっていた。このため、暴風時のように定着板の左右で力の分散が異なる場合には、スリットやスカラップの向きの違いによる応力の大きさの差がより明確に現れることが予想される。実橋においてもハンガーと定着板の相対的な角折れは左右の両方向に生じることから、暴風時荷重状態として定着板の傾斜方向を反転させることで2種類の載荷を実施した。このときのそれぞれの主応力分布を図-15、図-16に示す。なお、ダイヤフラム部以外での応力分布は、傾斜方向を反転させても板部材の表裏の関係が異なるだけであるので、図-16ではダイヤフラムのみの応力を示す。

定着板直下に位置するウェブとダイヤフラム交差部では、常時荷重状態と同様に高い応力が生じた。また縦リブ先端のスリット回し溶接部では約250MPaと高い応力となり、傾斜の向きに関係なく高い応力が発生した。しかし、同縦リブスリットのデッキ側の回し溶接部では縦リブスリットの向きの違いにより応力の大きさが異なっている。つまり図-15に示すように縦リブのスリットの向きが内側に

ある場合より、図-16のようにスリットが外側になる場合の方がスリットの上端部で高い応力となっている。

さらに縦リブスリット部の応力は、定着部直下のスカラップ部の応力と比べ、はるかに高い応力となっている。これは定着板に対して荷重が面外方向に作用し、これにより縦リブスリット部の方が高い応力集中が生じたためと考えられる。

7. 疲労試験

疲労試験はまず、常時荷重状態で実施し、その後暴風時荷重状態に変更して実施した。常時の載荷荷重は、上限荷重は静的載荷試験時と同じ150tonf (1,470kN)とし、荷重範囲は60tonf (588kN)、下限荷重を90tonf (882kN)とした。また、暴風時の荷重は、上限荷重120tonf (1,176kN)、下限荷重80tonf (786kN)、荷重範囲40tonf (392kN)とした。

常時荷重状態の荷重範囲は、来島大橋(尾道-今治ルート)の設計荷重範囲約40tonf (392kN)を参考とし、疲労試験によりきれつを発生させて構造上の弱点部を検出する目的から、その1.5倍の60tonf (588kN)とした。一方の暴風時の荷重範囲は、実橋における暴風時の荷重範囲は非常に小さいため、設計荷重範囲である40tonf (392kN)とした。

疲労試験中、きれつ調査は目視で繰返し回数約25万回に一度の割合で行ない、疲労きれつが発生しやすいと思われる部分では磁粉探傷試験を併用した。

(1) 常時

疲労きれつは、200万回までの繰返し載荷中に、定着部直下のウェブとダイヤフラム交差部のスカラップ部より3箇所、縦リブスリット部より1箇所検出された。これらきれつのスケッチを図-17、一覧表を表-2に示す。このうち代表的きれつとしてCrack No.2を写真-2に示す。

縦リブスリット部から生じたCrack No.1の位置では、静的載荷試験において高い応力が生じていた箇所であり、疲労強度的にもスリットの向きにより差があることが確認できた。

定着部直下のウェブとダイヤフラム交差部に生じたきれつ(Crack No.2, No.3はダイヤフラム側溶接止端部, Crack No.4はウェブ止端部から発生)については、定着板直下で荷重が集中し、スカラップによる局部的なデッキの板曲げに起因する応力集中により生じたものと考えられる。この部分では静的

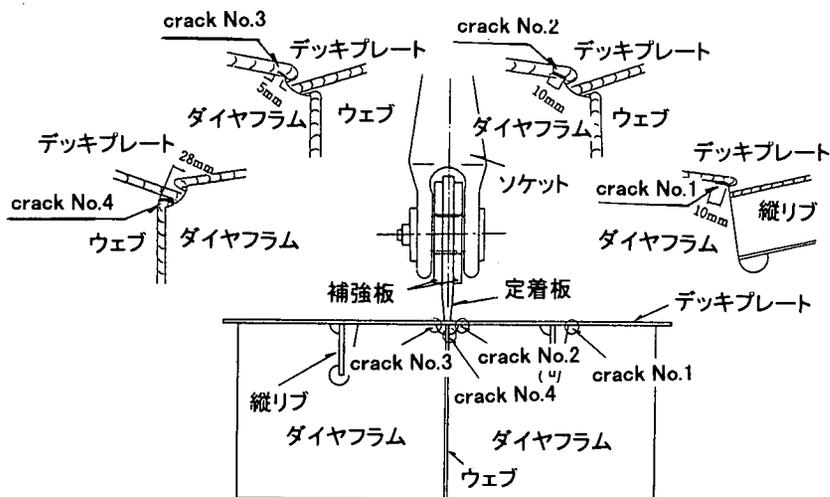


図-17 常時荷重載荷時の検出されつ

表-2 検出されつ一覧表

検出されつ		近傍の応力範囲 Von Mises(MPa)	検出時回数 ($\times 10^4$)	検出時長さ (mm)
常時	Crack No.1	61	98	25
	Crack No.2	74	150	31
	Crack No.3	54	150	23
	Crack No.4	58	185	28
暴風時	Crack No.1	55	25	43
	Crack No.2	47	25	35
	Crack No.3	37	150	27

載荷試験でも高い応力が測定された。

検出されたきれつをJSSCの疲労設計曲線⁵⁾にプロットし図-18に示す。ここで示す応力範囲は表-2のvon-Misesの相当応力値を、繰返し回数はきれつ検出時の回数を用いた。この図に示すとおり、どのきれつもG等級程度にプロットされた。

(2) 暴風時

暴風時の載荷は、常時の繰返し載荷で生じたきれつを溶接補修した後に実施した。定着板の傾斜は、静的載荷試験において縦リブスリット部での応力状態がより厳しい結果となった傾斜タイプEとした。

表-2に示すとおり、疲労きれつは200万回までの繰返し載荷中に、定着板直下のウェブとダイヤフラム交差部のスカラップの3ヶ所から検出された。これらのきれつは、暴風時の繰返し載荷開始後25万回

程度で検出され、常時の疲労試験において検出されたきれつとほぼ同位置であった。これは常時載荷で検出されたきれつの溶接補修箇所が非常に狭く、完全な補修ができなかったこと、常時の載荷で既に疲労被害を受けていることなどが考えられる。

疲労きれつの溶接補修については、特にデッキ下側のウェブとダイヤフラムの交差部では、定着板の裏補強リブやデッキの縦リブ等が近接し、困難な作業であった。試験体の場合は実橋に比べ作業環境はよいと思われるので、実橋においてはこのような補修作業はほぼ不可能であると考えられる。このようにきれつの発生が懸念される箇所においては、きれつが発生しないように十分な検診が必要であると考えられる。対策としては、スカラップの回し溶接部をグラインダー等で仕上げる方法や、スカラップを溶接により埋めてしまう方法が考えられるが、後者

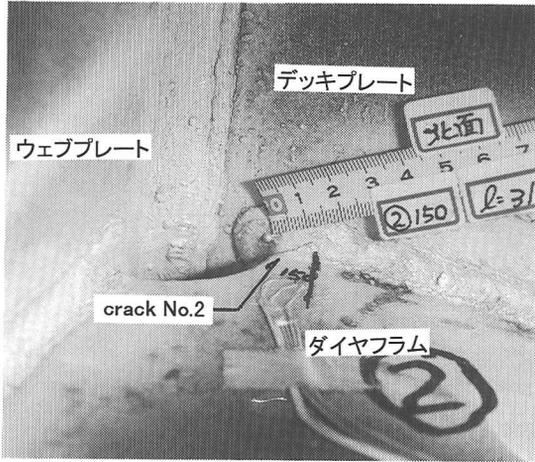


写真-2 検出きれつ (常時載荷No.2)

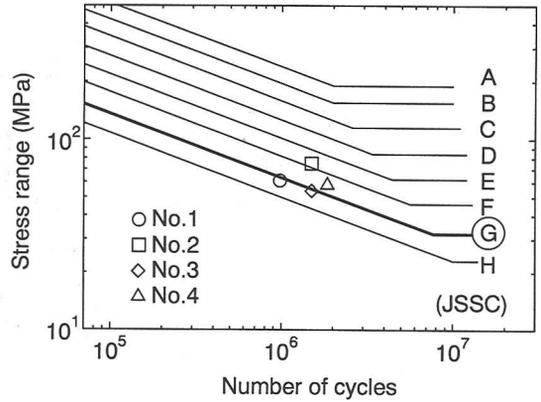


図-18 検出きれつのS-N線図 (JSSC)

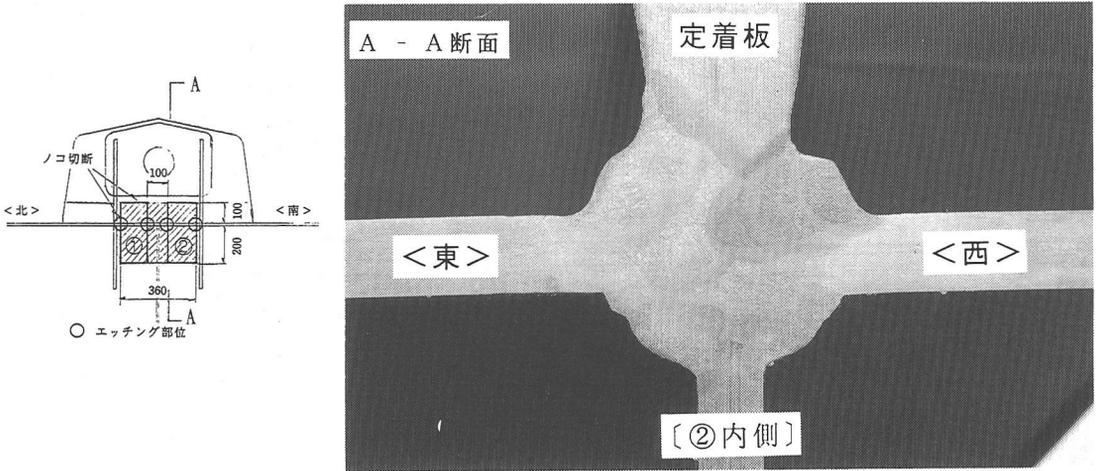


図-19 定着板とデッキ・ウェブ交差部の溶接接合状況

の場合は逆に溶接欠陥を招く恐れがあるため、確実な方法として前者のグラインダー仕上げが有効であると考えられる。

8. デッキ接合部の溶接

定着板とデッキ・ウェブ交差部は、溶接の溶着金属が直接に荷重を伝達する荷重伝達型溶接継手構造である。また、この部分で疲労損傷が生じた場合には、構造的にほぼ致命的な損傷となってしまうため、十分良質な溶接とすることが必修の条件となる。

そこで、この溶接部の数断面においてエッチングによるマクロ調査を行い、各断面の溶接の溶け込み

状況や熱影響範囲の調査を行なった。

図-19にエッチングを行った一断面のマクロ写真を示す。この図より、上下両面よりフルペネ溶接されているデッキプレートは、12mmの板厚方向のすべてが溶接による熱影響を受けていることがわかる。また溶接部には溶け込み不良等の溶接欠陥やラメラティア等は見つからず、良好な溶接であることが確認できた。

9. まとめと考察

箱桁吊橋におけるハンガー定着部直下の桁内構造の局部応力および疲労挙動について検討するため

に、ピン定着部および箱桁の一部をモデル化した試験体を製作し、静的載荷試験および疲労試験を実施した。その結果をまとめると次のようになる。

(1) 定着板直下ウェブ・ダイヤフラム交差部について

疲労試験では疲労きれつが発生し、疲労上の弱点部であることが確認された。静的載荷試験においても、この部位ではデッキの板曲げに伴う高い局部応力が発生していたため、疲労きれつが生じないように回し溶接止端部の仕上げを行なう必要がある。

(2) 縦リブのスリット部について

疲労試験では疲労きれつが発生し、疲労上の弱点部であることが確認された。静的載荷試験において、スカラップとスリットの向きにより応力の発生状況が異なり、スリットが定着板に対して反対側にある場合には、スリットの上端部で高い応力が発生していた。この局部応力を低減するためには、スカラップの向きを変更する必要がある(図-14参照)。

(3) 定着板とデッキとの接合方法について

定着板がデッキを貫通する従来の方法にかえて、本研究ではデッキ上にフルペネ溶接で取り付ける方法を検討した。この結果、このような接合方法でも疲労強度的に問題はなく、断面のマクロ調査からも欠陥なく施工できることが確認された。しかし、溶接部ではデッキの板厚全域にわたり熱影響が及んでいるため、溶着部の静的強度および組織の変化による靱性値の低下がないかを確認する必要がある。

(4) 定着板端部とデッキとの接合部について

定着板端部の回し溶接部からの疲労きれつは発生しなかったが、静的載荷試験ではこの部位で高い応力が測定された。実橋において損傷が致命的となることが懸念されるこの部分では、フィレットを設けるなどの応力集中緩和対策を採る必要がある。

謝辞：本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた本州四国連絡橋鋼上部構造委員会(西野委員長)の委員各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Roberts, G.: The Severn Bridge-A New Principle of Design, Symposium on Suspension Bridges, Lisbon, Nov. 1966.
- 2) Hirayama, J., Fujii, F., Mori, K. and Ohashi, H.: Design of Kurushima Bridge-Aesthetics and Aerodynamics, Proceedings of the Third Symposium on Strait Crossing, pp.99-106, Alesund, June 1994.
- 3) 大橋治一：来島大橋補剛桁の耐風性, 本四技報, No.65, 1993.1.
- 4) 大橋治一, 藤井裕司, 小野秀一, 三木千壽：長大吊橋のハンガーローブピン定着部補強構造の力の伝達機構と疲労挙動, 土木学会論文集, I-35, pp.119-131, 1996.4.
- 5) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993年4月.
- 6) Ohashi, H., Miki, C. and Ono, S.: Contact problems and stress distribution of a pin-connection detail, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.14, No.2, 161s-172s, July 1997.

(1998.2.25 受付)

LOCAL STRESS AND FATIGUE BEHAVIOR OF REINFORCEMENT STRUCTURE UNDERNEATH A PINNED ANCHOR OF HANGER FOR A BOX-TYPE SUSPENSION BRIDGE

Harukazu OHASHI, Chitoshi MIKI, Kozo HIGUCHI and Shuichi ONO

This study is to investigate local stress and fatigue behavior of a pinned anchor to deck welded joint and the reinforcement structure underneath for a box-type suspension bridge. Concentrated loads are transmitted from the pinned anchor to members consisting box girder. In order to avoid the weld lines crossing, scallops are made at the intersection where stress concentration occurs. For verifying the fatigue strength and to find better structured details, fatigue tests and static loading tests were conducted for a pin connection detail on full-scale specimens of a anchor structure in order to verify the weak point and the fatigue strength under the ordinary load condition and the wind load condition.