

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋鋼溶接部の応力性状と疲労性状

Stress and Fatigue Properties of PC Box Section Girder Bridges with Corrugated Steel Webs

森 猛*, 嘉無木 昌之**, 田中 雅人***, 田中 慶治****

Takeshi MORI, Masayuki KAMUKI, Masato TANAKA, Keiji TANAKA

*工博, 法政大学教授, 工学部土木工学科 (〒184-8584 東京都小金井市梶野町 3-7-2)

**工修, (株)富貴沢建設コンサルタンツ 構造技術室 構造技術課 (〒321-0934 栃木県宇都宮市築瀬 2-13-26)

***工博, (株)東京鐵骨橋梁 技術研究所 副所長 (〒302-0038 茨城県取手市下高井 1020)

****工修, (株)東京鐵骨橋梁 営業部 海外課 (〒108-0023 東京都港区芝浦 4-18-32)

A lot of PC box girder bridges with corrugated steel webs have been recently constructed. This type of bridge is generally recognized as reasonable one because the corrugated steel webs possess high buckling resistance without stiffeners and pre-stress is effectively introduced to upper and lower concrete flange due to an accordion effect of the web. This study aims at making clear of fatigue and stress properties of the PC box section girder bridges with corrugated steel webs through fatigue tests, stress measurement tests and 3D FEM analyses. Fatigue tests and stress measurement tests have been carried out under the condition of out-of-plane deformation of the corrugated steel web due to deflection of PC deck in addition to in-plane bending of PC girder. In the 3D FEM analyses, an actual bridge model has been also taken as an object.

Keywords : PC box girder bridges with corrugated steel webs, fatigue strength, stress distribution

キーワード : 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋, 疲労強度, 応力分布

1. はじめに

昨今, 建設投資額が減少する中, 橋梁分野においても初期投資を低く抑え, ライフサイクルコストの縮減を目指した種々の構造が提案されている. その中の一つに波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋がある. これは従来の PC 箱桁橋のウェブを波形鋼板に置き換えた複合橋梁であり, ウェブの軽量化による橋梁の長支間化が図れ, また波形鋼板の高い耐座屈性能によりウェブ部の補剛材の省略が可能となる. さらに, 波形鋼板特有のアコーディオン効果により上下コンクリート床版への橋軸方向のプレストレス導入が容易に行えるという利点もあり, 現在, 日本道路公団を中心に数多く架設・計画されている¹⁾.

この波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の耐久性を支配する因子の一つと考えられる疲労耐久性については, 波形鋼板ウェブとコンクリート床版の接合部²⁾や, 波形鋼板ウェブ同士の接合部³⁾に着目した研究などがなされている. しかし, 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の構造全体の応力性状に着目した例は少なく, 通常の鋼橋において疲労損傷事例が数多く報告されていることを考えれば, 上述した位置以外の鋼溶接部においても疲労耐久性について検討する必要がある.

本研究では波形鋼板ウェブを有する PC 箱桁橋の鋼溶接部において疲労が問題と考えられる部位およびそこでの応力性状を明らかにする目的で, 波形鋼板ウェブを有する桁の疲労試験, 応力測定試験と 3 次元有限要素応力解

析を行う. 疲労試験と応力測定試験においては, PC 桁の面内曲げに加えて, PC 床版がたわみ変形することによる波形鋼板ウェブの面外変形にも注目する. さらに, 実橋梁モデルを対象とした 3 次元有限要素応力解析を行い, その疲労に対する安全性について検討する.

2. 面内曲げを対象とした検討

2.1 疲労試験

波形鋼板ウェブを有する桁の基本的な応力性状と疲労性状を調べるため, 鋼桁の面内曲げ疲労試験を行った. 疲労試験に用いた試験体の形状と寸法を図-1に示す. 供試鋼材は構造用鋼材 SS400 である. フランジの幅と厚さは 320mm と 12mm, ウェブの高さと厚さは 400mm と 9mm であり, ウェブには図-1に示すように台形の波が生じるようにプレス加工している. また, ウェブには 4 箇所の重ね継手部と 8 つのスカラップ (S1U~S4L) を設けている. スカラップは半円形であり, その径は 35mm である. ウェブの重ね部の長さは 100mm である. 疲労試験は, 動的能力 ± 300kN の電気油圧サーボ式材料試験機を使用し, 3 点曲げで行った. 繰返し速度は 1.8Hz, 繰返し荷重の上限は 196kN, 下限は 10kN とした. ウェブを真直ぐな板と見なし梁理論から計算される支間中央下フランジ上面の公称応力範囲は 90N/mm² となる.

疲労試験にはこの試験体を 2 体用いた. 一体目の試験体には 215 万回の繰返し載荷を行った. 疲労亀裂はスカ

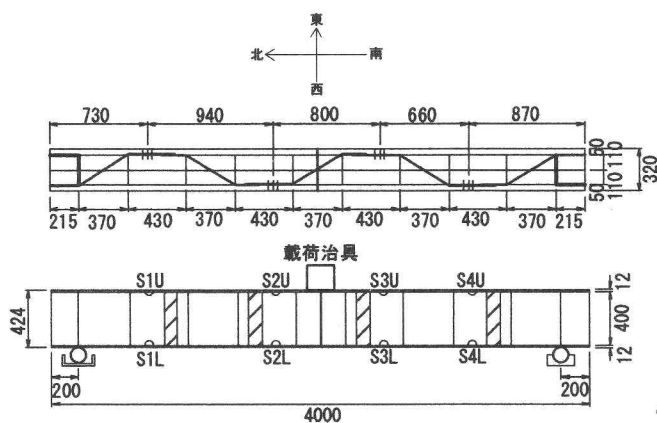
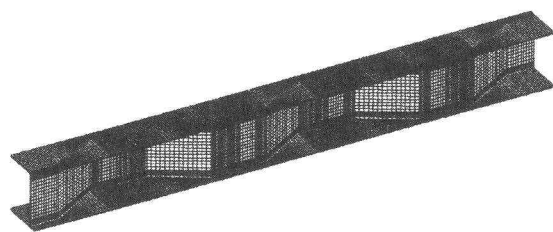
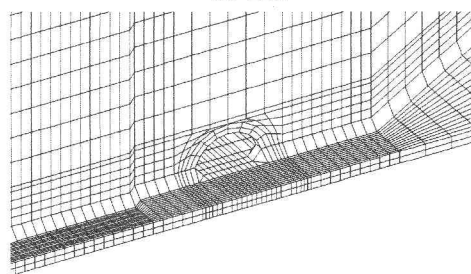


図-1 桁試験体の形状・寸法



(a) 全体



(b) 詳細図

図-2 要素分割図（桁モデル）

ラップ S2L 北側（亀裂長さ21mm），S4U 南側（56mm），S4L 南側（38mm）の回し溶接止端から生じた。二体目は371万回の繰返し载荷を行った。疲労亀裂はスカラップ S2U 北側（亀裂長さ32mm），S4L 南側（24mm）の回し溶接止端から生じた。疲労亀裂の例を写真-1に示す。

2.2 応力測定試験と応力解析

前節で述べたように大きな曲げモーメントが生じるスカラップS3で疲労亀裂は発生せず、比較的小さい曲げモーメントが生じるスカラップS4より発生した。その原因を明らかにする目的で、ひずみゲージを用いた応力測定試験と、20節点ソリッド要素を用いた弾性有限要素応力解析を行った。応力解析に用いたモデルの要素分割図を図-2(a), (b)に示す。鋼材のヤング率は 2.0×10^5 N/mm²，ポアソン比は0.3とした。

図-3(a), (b)に応力測定試験と応力解析より求めたスカラップS3, S4を含む下フランジ内面の板幅方向の応力分布を示す。図中の実線は、ウェブを真直ぐな板と見なし梁理論から計算したフランジ内面の応力である。解析結果と実験結果はほぼ一致している。フランジ幅方向で



写真-1 疲労亀裂

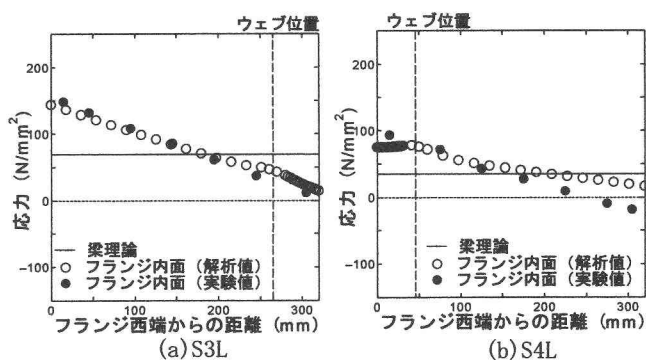


図-3 スカラップを含むフランジ断面の応力分布（桁モデル）

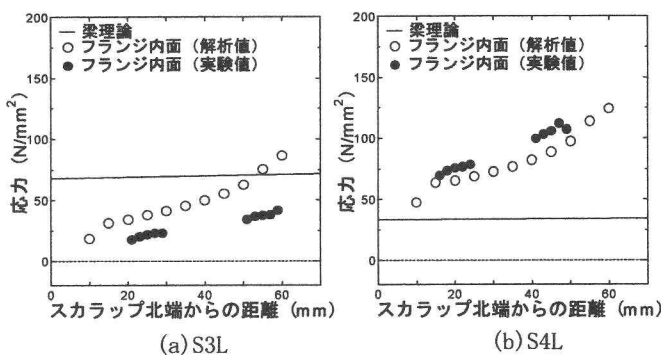


図-4 スカラップ内フランジ応力分布（桁モデル）

応力分布は勾配を有し、スカラップS3を含む断面ではスカラップ位置の応力が梁理論から計算した応力よりも小さくなっている。一方、S4を含む断面ではその逆となっている。解析より求めたS4の応力は約 80N/mm² であるのに対し、S3では約 50N/mm² にすぎない。さらに詳しくスカラップ内の応力を調べるために、スカラップ内のフランジの桁長手方向に沿う応力分布を整理した。その結果を図-4(a), (b)に示す。この応力分布は荷重を200kNとしたときのものである。いずれのスカラップ内においても、実験値・解析値ともにせん断による板曲げ応力が生じており、またフランジ応力分布が勾配を有する影響で、スカラップS4内での応力は梁理論値よりも3倍以上高い値となっている。

2.3 疲労強度

波形鋼板ウェブを有する鋼桁をウェブが真直ぐな板とみなし単純梁理論から計算される公称応力範囲で整理した疲労試験結果を図-5(a)に示す。疲労寿命は、2.1節で示した繰返し数としている。その際の亀裂長さは、場所によって若干異なり21～56mmの範囲にある。図中の実

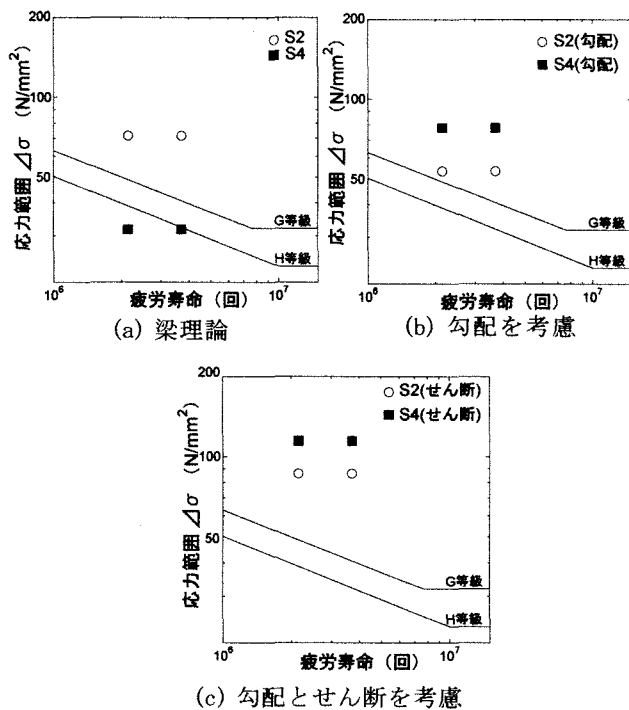


図-5 疲労試験結果（桁試験体）

線はスカラップ溶接部に対して日本道路橋会の「鋼道路橋の疲労設計指針」⁴⁾（以後、疲労設計指針と呼ぶ）で規定されている疲労強度曲線である。スカラップ溶接部にはその形状に起因して高い応力集中が生じるため、疲労強度上の弱点となりやすく、9つに分けられた強度等級の内、3番目に低いG等級が設定されている。また、スカラップS4ではせん断応力と曲げ応力の比が0.8となっており、疲労設計指針ではせん断応力と曲げ応力の比が0.4以上の場合はH等級に設定されている。スカラップS4での疲労試験結果はこれらを下回っている。これは、図-3(b)に示すようにフランジの応力分布が勾配を有しているためにスカラップ位置での応力が公称応力よりも大きくなっていることに原因がある。応力測定試験より得られたフランジ応力の勾配を考慮し、その位置での応力範囲で整理した結果を図-5(b)に示す。単純な公称応力範囲で整理した場合にH等級を下回っていたスカラップS4の疲労強度は、応力の勾配を考慮すると十分に強度等級Gの設計曲線の上に位置している。また、スカラップ内フランジの応力分布は、せん断力による板曲げ応力が生じていた。応力勾配に加えてせん断力による影響を考慮してスカラップ溶接部の公称応力を定義した算定式⁵⁾を用いて疲労試験結果を整理した結果を図-5(c)に示す。応力勾配とせん断力による板曲げを考慮すれば、スカラップS4とS3の疲労強度の差は若干ではあるが小さくなっている。

2.4 波形鋼板ウェブPC箱桁の応力解析

波形鋼板ウェブは先に述べたようにPC箱桁橋のコンクリートウェブを波形鋼板に置き換えたものである。ここでは、波形鋼板ウェブPC箱桁のウェブが面内曲げを受け

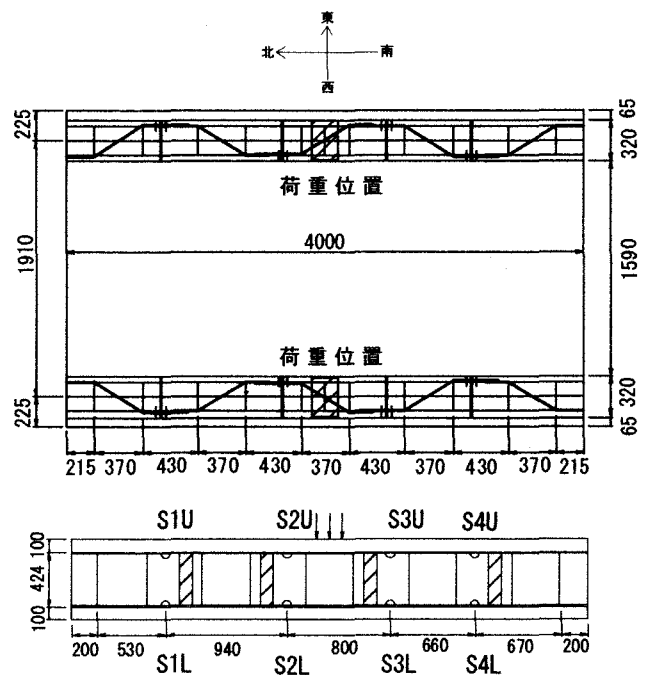


図-6 解析対象（箱桁モデル）

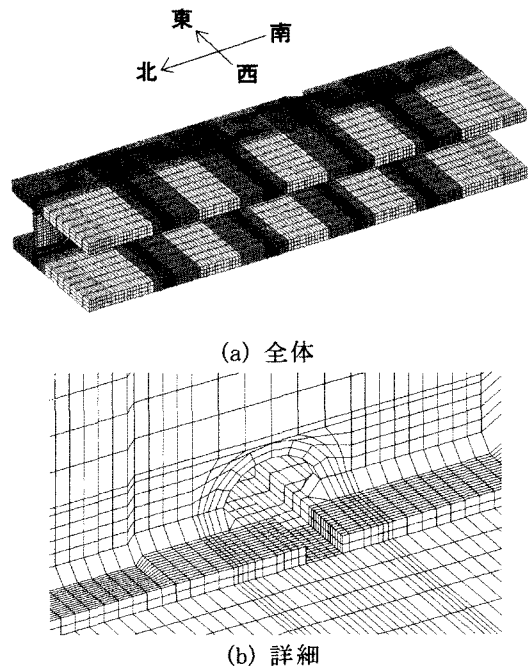
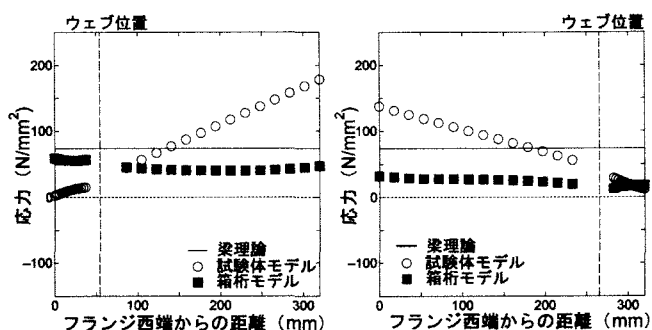
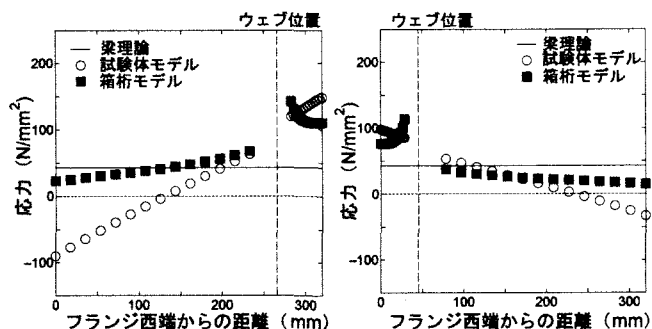


図-7 要素分割図（箱桁モデル）

る場合を対象として応力解析を行う。解析対象の形状・寸法を図-6に示す。この解析対象は、前節で用いた鋼桁の解析モデルに厚さ100mmのコンクリートフランジを設けたものである。二本の桁の形状とスカラップ位置などは、橋の中心軸を対象としている。解析は、この解析対象の対称性を考慮して1/2モデルで行った。支点間距離は、試験体をモデル化した解析モデルと同様に3600mmとし、両端から200mmの位置に支点を置いた。作用荷重は、鋼桁部支間中央下フランジが試験体モデルと同じになるように設定した（試験体モデルの約6.5倍）。載荷



(a) 支間中央より北側 400mm (b) 支間中央より南側 400mm



(c) 支間中央より北側 985mm (d) 支間中央より南側 985mm

図-8 フランジ応力分布 (箱桁モデル)

位置は、図-6に示すようにウェブの直上とした。また、実際の橋梁では、コンクリート床版へのプレストレス導入を容易にするためにスカラップ内のフランジにギャップを設けることが多い。ここではスカラップ内のフランジに幅25mmのギャップを設けた。図-7(a), (b)に解析モデルの要素分割図を示す。ここで用いた要素は20節点ソリッド要素であり、コンクリート床版のヤング率は $3.36 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は0.15とした。これらの条件は、次章以降においても同じである。

図-8は箱桁モデルと試験体モデルのフランジ応力分布を比較したものである。図-8(a)と(b)は、それぞれ支間中央より400mm離れた位置でのフランジ応力分布である。箱桁形式にすることでフランジの応力分布の勾配はほとんど生じていない。したがって、一本だけの波形鋼板ウェブを有する鋼桁の試験からPC箱桁の挙動を推定することは難しいと考えられる。図-8(c)と(d)は支間中央より985mm離れた位置でウェブ折れ曲がり部に位置する下フランジ上面の応力分布を示したものである。フランジ応力の勾配は、図-8(a), (b)と同様に試験体モデルと比較すると小さくなっている。しかし、ウェブ位置に近づくにしたがって応力は大きくなっており、ウェブ位置近傍で高い応力が生じている。面内曲げを受ける箱桁形式ではウェブ折れ曲がり部のフランジとウェブの接合部も疲労の問題が懸念される部位になりうると考えられる。

S3・S4スカラップ内のフランジ応力分布を図-9(a), (b)に示す。ギャップを設けて鋼フランジを不連続とするとせん断に対する抵抗は小さくなる。そのため、スカラップ内中央位置付近は、試験体モデルと比較すると応力は大きく低減されているものの、スカラップ端に近づ

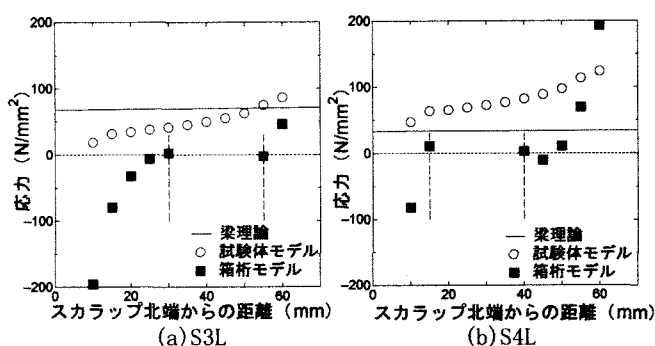


図-9 スカラップ内フランジ応力分布 (箱桁モデル)

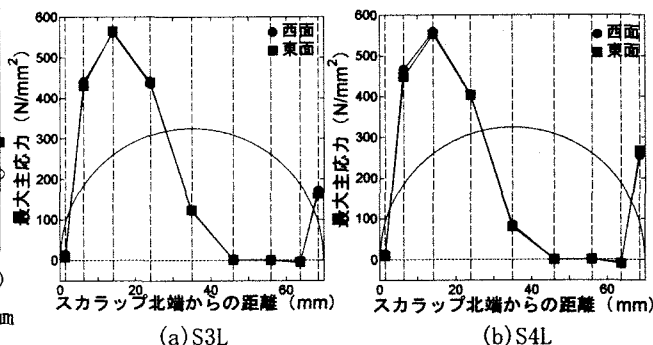


図-10 スカラップ近傍ウェブの最大主応力分布 (箱桁モデル)

くにつれ非常に大きな応力が生じている。また、試験体モデルよりも大きな板曲げ応力が生じている。

スカラップ近傍ウェブの主応力分布を図-10(a), (b)に示す。図中の実線は、スカラップ形状を示している。フランジ応力分布の勾配が小さくなっているにもかかわらず、スカラップ近傍ウェブには非常に大きな応力が生じている。波形鋼板ウェブPC箱桁では、スカラップ回し溶接フランジ側止端だけでなく、ウェブ側止端においても、疲労に注目しなければならない。さらに、スカラップはガス切断で加工されることが多いため、ガス切断によるノッチの存在に注意しなければ、疲労強度上懸念される部位となる。

3. 面外曲げを対象とした検討

3.1 疲労試験

波形鋼板ウェブPC箱桁橋の一部をモデル化した試験体を用いて、床版たわみ変形に伴い波形鋼板ウェブが面外曲げを受ける場合を対象とした疲労試験を行った。試験体の形状と寸法を図-11(a)-(c)に示す。供試鋼材は溶接構造用鋼材 SM490YA である。フランジの幅と厚さは320mmと16mm、ウェブの高さと厚さは800mmと9mmである。ウェブには溶接線の交差をさけるために、半径35mmと50mmの形状の異なる2種類のスカラップを設けている。半径35mmの半円形のものをSタイプ、半径50mmの1/4円形のスカラップをDタイプと呼ぶ。どちらのタイプとも橋軸方向中央付近に重ね継手が設けられており、図-11(b), (c)中の斜線部が重ね継手部である。Dタイプの重ね継手構造はフランスのドール橋で、Sタイプの

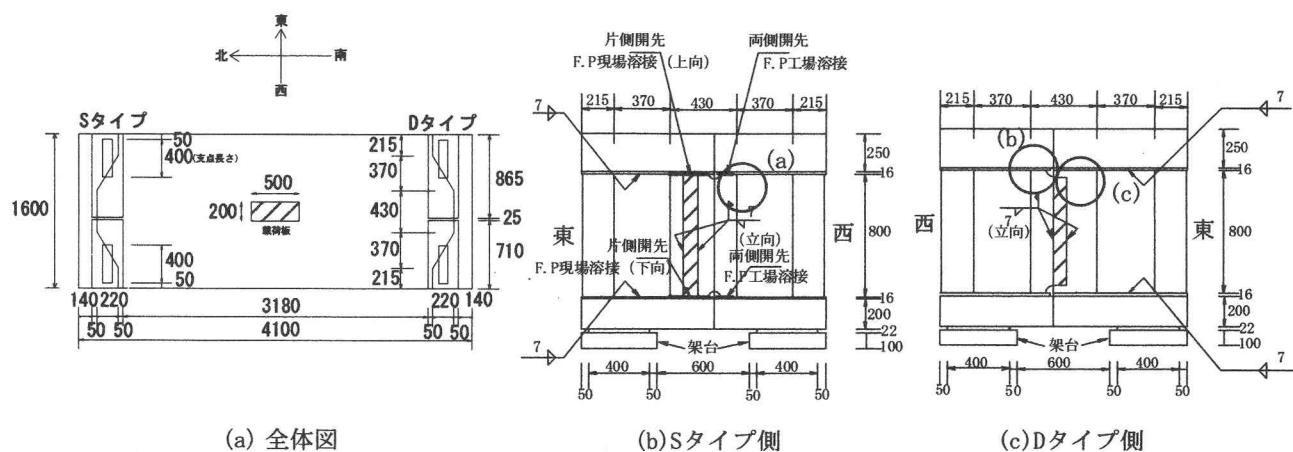
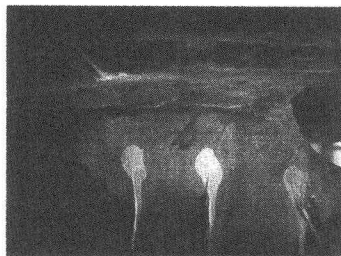


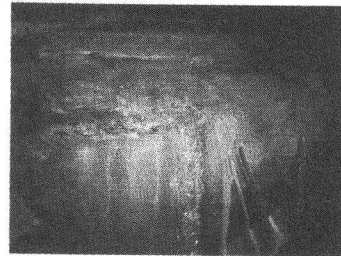
図-11 面外曲げ試験体の形状・寸法



(a) Sタイプ側ウェブ折れ曲がり部

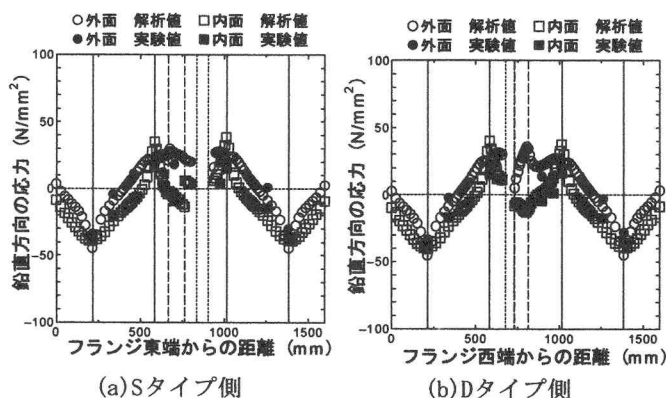


(b) Dタイプ側ウェブ折れ曲がり部



(c) Dタイプ側重ね継手部上方

写真-2 疲労亀裂の状況（面外曲げモデル）



(a) Sタイプ側

(b) Dタイプ側

図-12 ウェブの応力分布（面外曲げモデル）

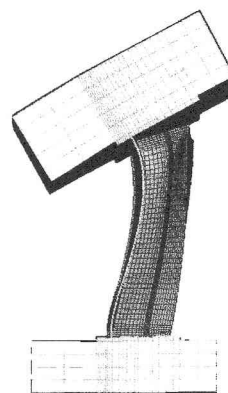


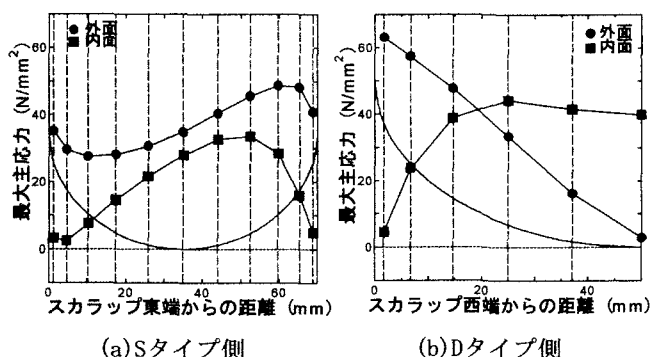
図-13 ウェブ変形図（面外曲げモデル）

重ね継手構造は東海北陸自動車道の橋梁で採用されたものである。疲労試験には、動的能力 $\pm 300\text{kN}$ と $\pm 1000\text{kN}$ の電気油圧サーボ式材料試験機を用いた。疲労試験時の繰り返し荷重は $10\text{kN} \sim 160\text{kN}$ (230 万回), $10\text{kN} \sim 210\text{kN}$ (200 万回), $10\text{kN} \sim 260\text{kN}$ (200 万回), $10\text{kN} \sim 310\text{kN}$ (100 万回, 亀裂観察)と順次大きくした。疲労亀裂は、Dタイプ側のスカラップ回し溶接止端部とウェブ外面の重ね継手部上方、またDタイプ、Sタイプ側ともに西側のウェブ折れ曲がり部上方から疲労亀裂が生じた。疲労亀裂を写真-2に示す。これらの写真の位置は図-11に示した丸印の位置に対応する。

3.2 応力測定試験と応力解析

床版たわみ変形による波形鋼板ウェブの応力性状を調べる目的で、ひずみゲージを用いた応力測定試験と、20

節点ソリッド要素を用いた有限要素応力解析を行った。Sタイプ、Dタイプのスカラップを有するウェブの上端から約 40mm 離れた位置の鉛直方向応力分布を図-12(a), (b)に示す。この応力分布は、荷重を 147kN とした際のものである。図中の縦に引いた実線はウェブ折れ曲がり部、点線はスカラップ位置、また破線はウェブの重ね継手位置を示している。応力測定値と応力解析値はよく一致している。高い引張応力が発生している位置は、どちらのウェブにおいても、橋軸中心からみて外側のウェブ折れ曲がり部（その値は外面で $35\text{N/mm}^2 \sim 40\text{N/mm}^2$ である）とスカラップ近傍である。すなわち、これらの位置が疲労強度上の弱点となることが考えられ、先に示した疲労亀裂発生位置と一致する。また、ウェブの外面と内面で大きな応力差が生じており、ウェブの面外変形が生じていることも確認できる。床版たわみ変形に伴うウェ



(a) Sタイプ側 (b) Dタイプ側
図-14 スカラップ近傍ウェブの最大主応力分布（面外曲げモデル）

ブの変形の様子を図-13に示す。橋軸中心からみて、外側のウェブ折れ曲がり部で引張、内側で圧縮の応力が生じる様子が視覚的に確認できる。

図-14(a), (b)にスカラップ近傍ウェブの最大主応力分布を示す。図中の実線はスカラップ形状を示している。Dタイプ側スカラップ近傍ウェブ外面の最大主応力は、スカラップの円弧に沿って上フランジ側へ近づくにしたがって大きくなっている。そこでの応力は 60N/mm^2 以上であり、疲労亀裂が生じた位置と一致する。また、この位置ではウェブ外面と内面の応力差が非常に大きい。S

タイプ側スカラップ近傍ウェブでは最大 50N/mm^2 の応力が生じているが、スカラップ端では約 40N/mm^2 になっており、Dタイプ側重ね継手構造よりも疲労強度上、若干ではあるが有利となっている。

4. 実橋梁を対象とした応力解析

4.1 解析対象と解析方法

本章では、実橋梁を参考として作成した橋梁モデルを対象として応力解析を行う。この橋は4径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋であり、その支間は $44.25 + 136.00 + 48.90 + 38.35\text{m}$ である。この橋梁を参考として、図-15に示す中央径間 136.50m ・側径間 44.25m の3径間連続PC波形鋼板ウェブ箱桁橋（全長 225.00m ）を解析対象とする。波形鋼板ウェブを有する鋼桁部のウェブ厚（ 12mm ）とフランジ厚（ 16mm ）は橋梁全体において一定とした。解析モデルはこの解析対象の対称性を考慮し、1/2モデルで行った。要素分割図を図-16に示す。作用荷重は疲労を対象として行うためT荷重とし、その載荷位置は中央径間中央のレーンマーク位置とした。拘束条件は、1/2モデルを再現するために支間中央断面を橋軸方向に固定した。

本解析の目的は、波形鋼板ウェブ鋼溶接部における疲

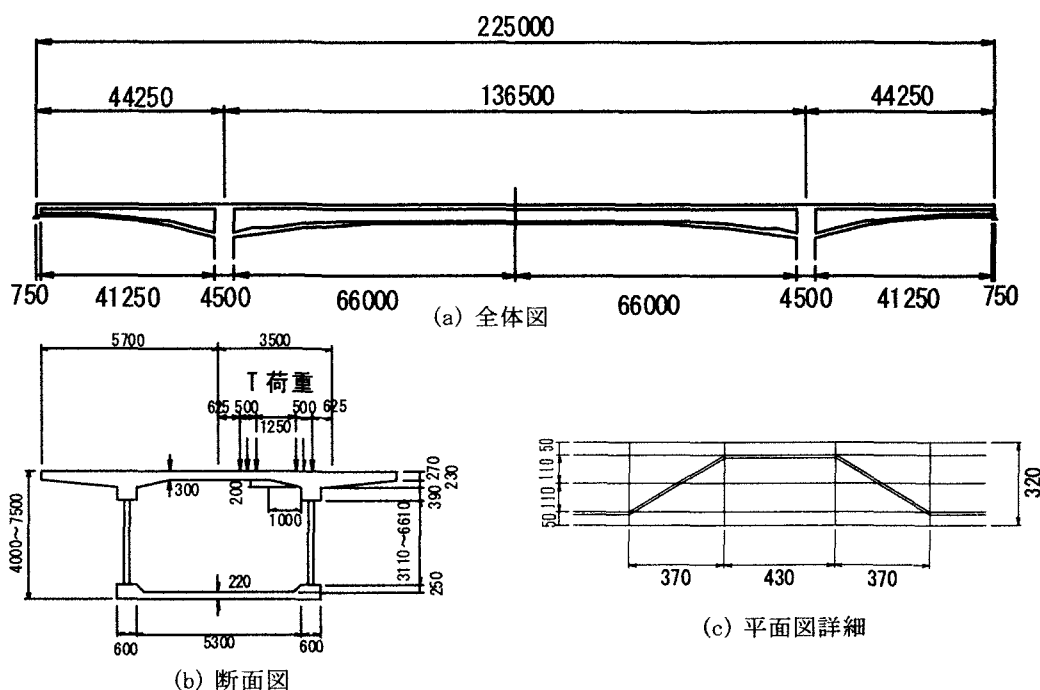


図-15 解析対象（実橋モデル）

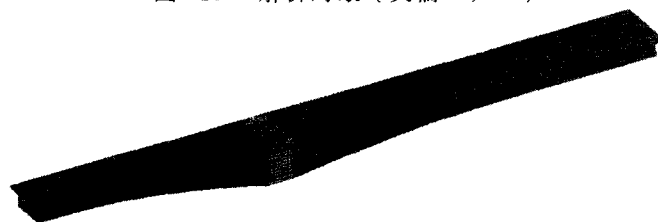
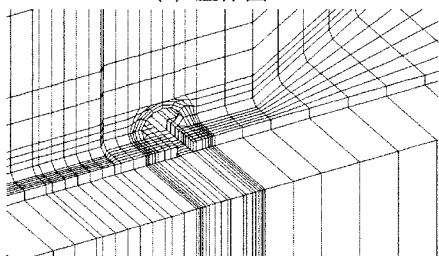


図-16 要素分割図（実橋モデル）



(a) 全体図



(b) 詳細図

図-17 二次解析モデル要素分割図（実橋モデル）

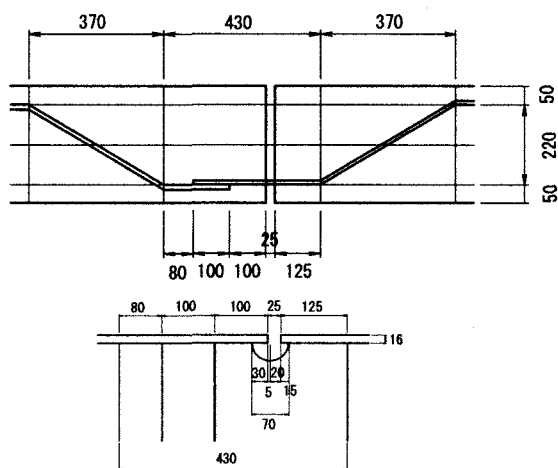
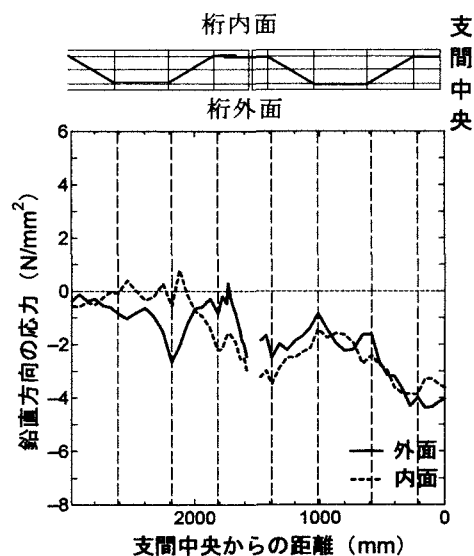


図-18 重ね継手部詳細図（実橋モデル）

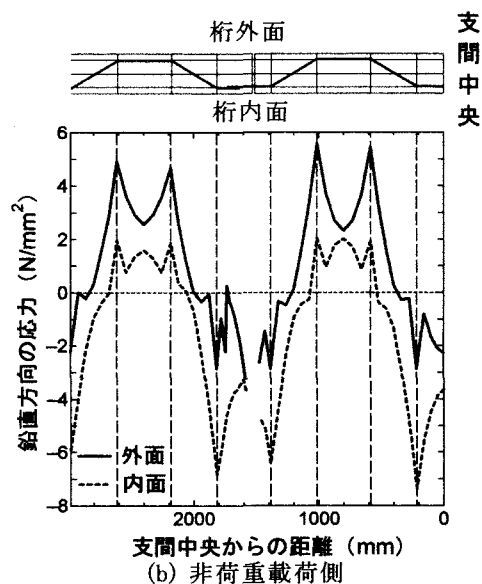
労上の弱点を明らかにすることである。したがって、鋼桁部のより詳細な応力の大きさと分布を明らかにする必要がある。そのためには要素をある程度小さくする必要がある。そこで、ブーミング手法を用いて応力解析を行った。解析モデルは先に行った全体橋梁の支間中央から14400mmまでを対象とした。この詳細解析モデルの要素分割図を図-17に示す。ここでは、桁1本に対し半径35mmのスカロップ（3章で示したSタイプのスカロップ）を上下に計8箇所・幅100mmの重ね継手部を4箇所設けている。図-18に重ね継手構造の詳細を示す。スカロップ内フランジには幅25mmのギャップを設けている。なお、詳細モデルの応力解析は全体橋梁解析より得られた節点変位を境界条件として行っている。

4.2 応力解析結果

床版たわみ変形に伴う波形鋼板ウェブPC桁で疲労が懸念される部位の一つに、ウェブ折れ曲がり部—鋼フラン



(a) 荷重載荷側



(b) 非荷重載荷側

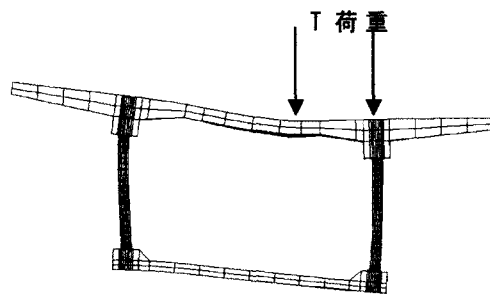


図-20 ウェブ変形図（実橋モデル）

ジ接合部のウェブ側溶接止端があった。図-19(a), (b)にウェブ鉛直方向応力分布を示す。ここで示す応力分布は、支間中央から2985mmまでの範囲で、上フランジ側ウェブ（上フランジより約21mm離れた位置）で得たものである。図中の破線はウェブ折れ曲がり位置を示している。波形鋼板ウェブPC箱桁はその形状から、当然ではあるがウェブを2つ有している。図-19(a)は載荷側のウェ

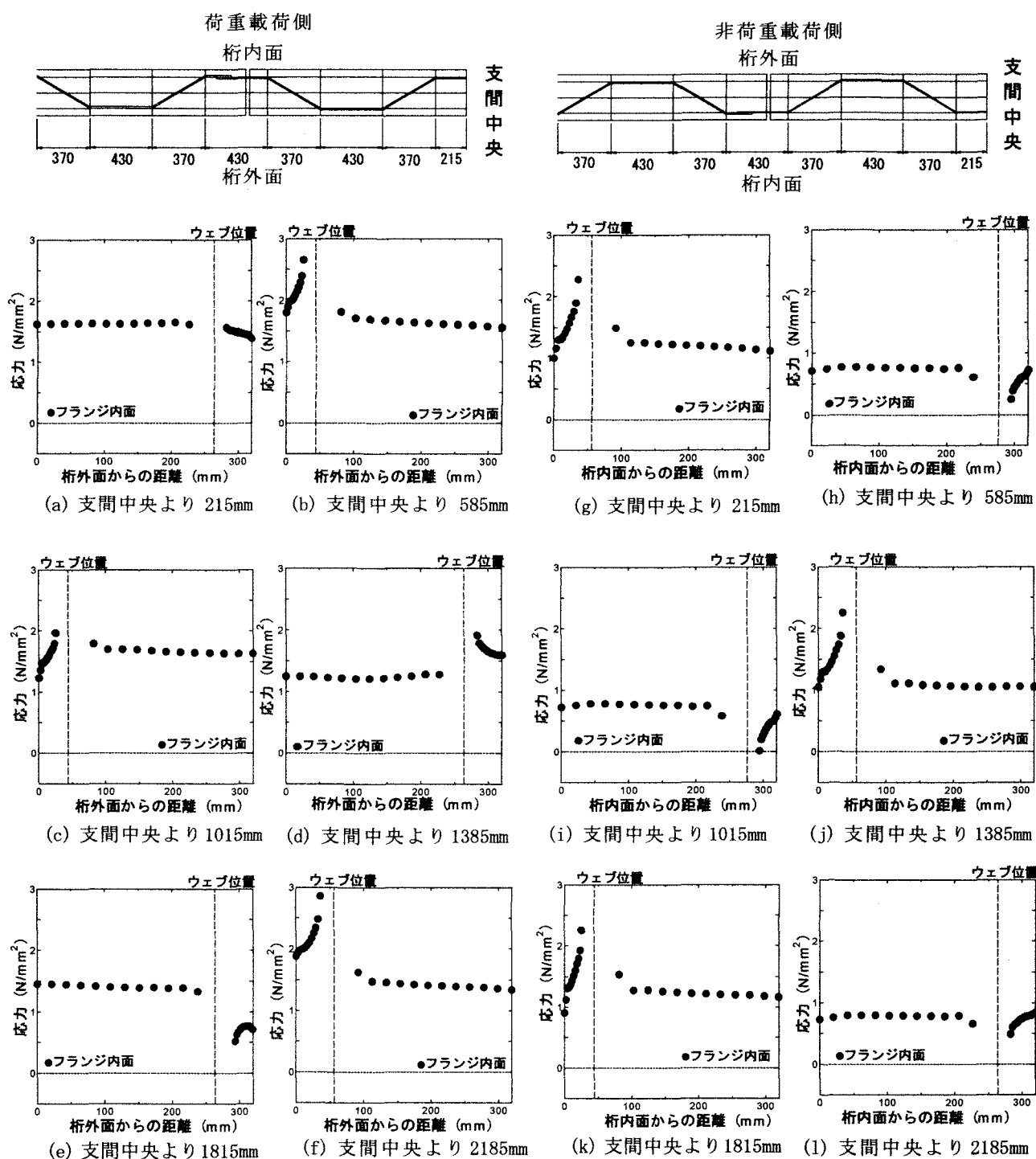


図-21 フランジの応力分布（実橋モデル）

ブ、図-19(b)は非載荷側のウェブの応力分布を示している。載荷側の桁に比べて、非載荷側の桁で大きな応力が生じている。すなわち、載荷側の桁よりも非載荷側の桁で床版たわみ変形による影響が大きくなっている。さらに、非載荷側の桁では橋軸中心から見て外側のウェブ折れ曲がり部で引張応力が高く、特にウェブ外面で顕著である。橋軸中心から見て内側のウェブ折れ曲がり部の応力は圧縮であり、その大きさは特にウェブ内面で大きくなっている。これは、3章で得た結果と同じである。また、ウェブ折れ曲がり部において桁外面と内面の応力差

が大きくなっている。図-20は、波形鋼板ウェブPC桁の変形の様子を示したものであるが、この図からも非載荷の桁で床版たわみ変形の影響が大きいことがわかる。

下フランジの応力分布を図-21(a)-(l)に示す。これらの図はウェブ折れ曲がり部を有するフランジ位置での応力分布である。荷重載荷側の桁・非荷重載荷側の桁ともにウェブ位置に近づくにしたがって応力が乱れており、位置によって一般部よりも大きい場合と小さい場合がある。また、ウェブから離れた位置での応力はほぼ一定の値となっており、フランジ応力の勾配はほとんど生じて

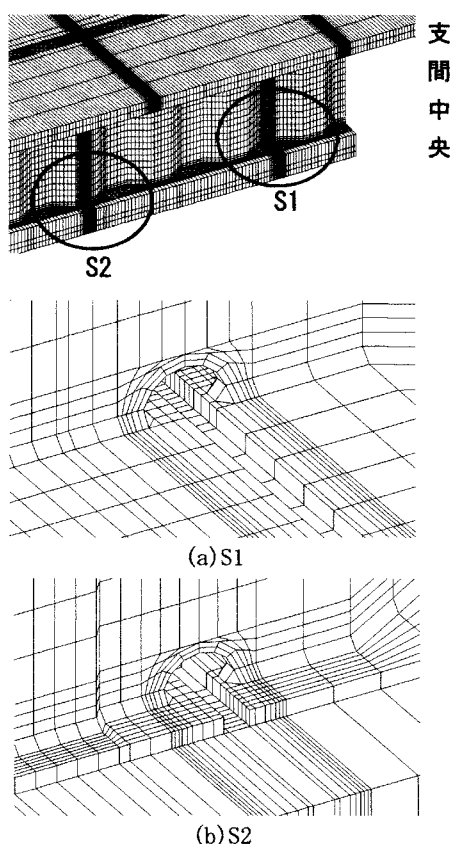


図-22 スカラップ位置（実橋モデル）

いない。これらの傾向は2章で示した結果と同じである。ここで得られたウェブ位置での応力の値は最大でも約 3N/mm^2 にすぎない。

桁の面内曲げ試験・床版たわみ変形による面外変形と、どちらの試験においても疲労亀裂が生じたスカラップ部近傍の応力性状について検討する。対象としたスカラップは図-22に示すように支間中央付近に設置されているS1とS2である。S1は橋軸中心から見て内側のウェブに設置されているスカラップであり、S2は外側ウェブに設置されているものである。図-23(a)-(d)にスカラップ内フランジ応力分布を示す。すべての位置でせん断力による板曲げ応力が生じているものの、その応力は最大で 3N/mm^2 であり、フランジ応力と同程度である。

波形鋼板ウェブPC箱桁の面内曲げにおいて、スカラップ近傍のウェブにおいても大きな応力が生じていた。スカラップ近傍ウェブの最大主応力分布を図-24(a)-(d)に示す。図中の実線は、スカラップ形状を示している。最大で 3N/mm^2 であったスカラップ内フランジ応力分布と比較すると、スカラップ近傍ウェブでは最大 10N/mm^2 と比較的高い応力が生じている。また、スカラップ回し溶接ウェブ側止端でも比較的高い応力が生じている。

4.3 疲労照査

実橋モデルを対象とした応力解析より、疲労が懸念される部位は、ウェブ折れ曲がり部－鋼フランジ接合部のウェブ側溶接止端、スカラップ部近傍ウェブとスカラップ回し溶接ウェブ側止端であった。そこで、この応力解

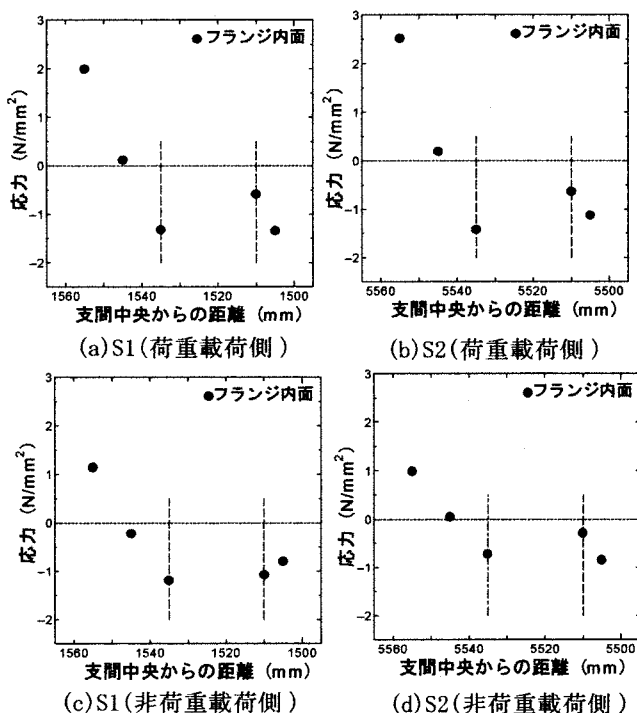


図-23 スカラップ内フランジ応力分布（実橋モデル）

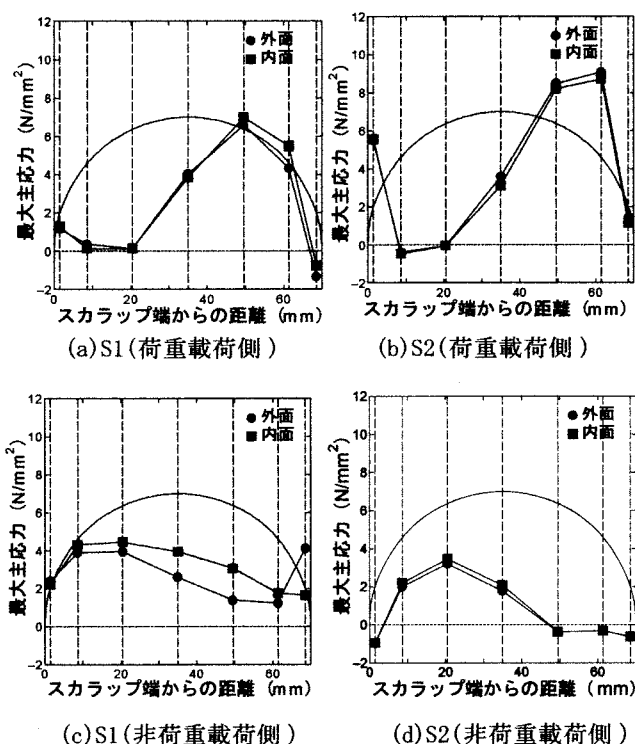


図-24 スカラップ近傍ウェブの最大主応力分布（実橋モデル）

析の結果を用いて疲労設計指針⁴⁾の方法にしたがって疲労に対する安全性の照査を行う。ここで用いた応力は、ウェブ折れ曲がり部－鋼フランジ接合部ウェブ側溶接止端、スカラップ回し溶接ウェブ側止端とスカラップ近傍ウェブの節点応力であり、これを公称応力とみなした。照査の手順は以下のとおりである。

T-20荷重の重量（200kN）に疲労衝撃係数、T 荷重補

表-1 疲労照査結果

位置	応力範囲 (N/mm ²)	一定振幅応力に対する 打ち切り限界 (N/mm ²)
上フランジ側ウェブ	$\Delta\sigma$	26.6
上フランジ側ウェブ	$\Delta\sigma$	37.8
スカラップ回し溶接 ウェブ側止端	$\Delta\sigma$	32.4
スカラップ近傍ウェブ	$\Delta\sigma$	39.7

正係数、同時荷重係数と構造解析係数を乗じることにより、疲労設計荷重（T 荷重）の重量を補正する。ここでの条件を適用すると、疲労衝撃係数は 1.054、T 荷重補正係数は 3.00、同時荷重係数は 1.10、構造解析係数は三次元有限要素解析を用いたので 1.00 となる。従って、疲労設計荷重の重量は 696kN となる。

疲労設計指針で与えられている強度等級 A～H' の応力範囲 $\Delta\sigma$ - 応力繰返し数 N 関係と応力解析で求めた応力範囲 ($\Delta\sigma$) を比較する。疲労設計指針では、帯板ガス切断縁は強度等級 C（打ち切り限界 115N/mm²）に設定されている。ここでは、スカラップ近傍ウェブを帯板ガス切断縁とみなし C 等級に設定した。また、スカラップ回し溶接部ウェブ側止端と鋼フランジ接合部ウェブ側溶接止端を E 等級とみなした。疲労設計指針では非仕上ぐみ肉溶接継手を強度等級 E（打ち切り限界 62N/mm²）に設定している。比較結果を表-1に示す。いずれの場合とも、最大の応力範囲は対象とする継手の疲労限度（一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界）よりも十分に小さい値となっている。

上述のように、ここで用いた公称応力はスカラップ近傍ウェブ位置を除けば、溶接止端の節点応力であり、これは応力を過大に評価するものである。しかも、表-1に示したように打ち切り限界に対する比は大きいものでも約 0.5 にすぎない。したがって、ここで対象とした橋梁モデルの鋼材部においては疲労の問題は生じないものと予想される。

5. まとめ

本研究では、波形鋼板ウェブを有する PC 箱桁橋鋼溶接部において疲労が問題と考えられる部位およびそこでの応力性状を明らかにする目的で、①波形鋼板ウェブを有する鋼桁の疲労試験・応力測定試験・3次元有限要素応力解析と面内曲げを対象とした PC 箱桁の応力解析、② PC 床版がたわみ変形することによる波形鋼板ウェブの面外変形を対象とした疲労試験・応力測定試験・3次元有限要素応力解析、③実橋梁モデルを対象とした 3次元有限要素応力解析を行った。

①の検討より以下の結果を得た。

- (1) 疲労強度上の弱点は、スカラップ回し溶接部フランジ側溶接止端、ウェブ側溶接止端とスカラップ部の

こば面である。

- (2) フランジの応力分布は勾配を有するために、スカラップ位置で高い応力が発生する場合がある。
- (3) PC 床版を設け、さらに PC 箱桁形式にすることによりフランジの応力分布の勾配は小さくなる。
- (4) スカラップ内のフランジ部分にはせん断力によって大きな板曲げ応力が生じる。

②の検討より以下の結果を得た。

- (5) PC 床版たわみ変形による波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の疲労強度上の弱点となることが懸念される部位は、橋軸中心から見て外側のウェブ折れ曲がり部 - 鋼フランジ接合部のウェブ側溶接止端とスカラップ近傍である。
- (6) フランスのドール橋で用いられたスカラップおよび重ね継手構造に比べて、東海北陸自動車道の橋梁で採用された重ね継手構造の方が若干ではあるが疲労強度上有利である。

③の検討より以下の結果を得た。

- (7) 床版のたわみ変形により生じる曲げ応力は、載荷側の桁に比べて、非載荷側の桁で大きい。
- (8) 比較的高い応力が生じる部位は、スカラップ近傍ウェブ、スカラップ回し溶接止端部のウェブ側溶接止端とウェブ折れ曲がり部 - 鋼フランジ接合部のウェブ側溶接止端である。しかし、ここで得られた応力範囲は小さく、疲労が問題となるとは考えにくい。

参考文献

- 1) 角谷務：今後の PC 橋の将来展望＝波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋への展望＝、プレストレストコンクリート技術協会、第 10 回シンポジウム論文集、pp. 7-15、2000. 10.
- 2) 杉本一郎、村田清満、平岡慎雄、豊原正俊、溝江慶久、町田文孝：面外曲げを受ける波形鋼板ウェブ PC 鉄道箱桁橋の接合部の耐疲労性状に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 48A、pp. 1339-1349、2002. 3.
- 3) 永元直樹、坂井逸郎、春日照夫、小西拓洋、高木康宏：波形鋼板ウェブの横方向疲労特性に関する実験的研究、プレストレストコンクリート技術協会、第 11 回シンポジウム論文集、pp. 413-418、2001. 11.
- 4) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、丸善、2002. 3.
- 5) 森猛、内田大介：公称応力範囲を用いた鋼 I 桁スカラップ溶接部の疲労強度評価方法、鋼構造年次論文集、第 5 巻、pp. 473-480、1997. 11.

(2003年 9 月 12 日受付)