

東神戸大橋の主構トラス格点部の設計

神戸建設部 設計課 北 沢 正 彦
同 部 同 課 三 浦 龍太郎
同 部 同 課 金 治 英 貞

要 約

東神戸大橋は、純ワーレンダブルデキトラスを主構にもつ3径間連続鋼斜張橋であり、主構部に垂直材を有しておらず、かつ断面変形を拘束する横トラスやニープレスを有していない。

そこで、既往の設計法による基本設計と並行して、上記の構造上から問題となる斜材ウエブ定着板端と弦材フランジ間に一般に設けられるクリアランス（以下「ガセットギャップ」と称する）について実験および解析による検討を行った。その目的は、本橋のような主桁断面内に变形し易い主構にこのようなガセットギャップ部を設ければ、その局所的な剛性低下とこれに伴う応力集中が問題となることが懸念されたためである。

その結果、剛性低下についてはクリアランス部を設けた構造であってもその影響が無視できる程度であることがわかったが、床組作用による応力集中については疲労照査を行った結果、クリアランスを基本的になくす構造でない問題となることがわかった。

これらの検討結果を踏まえ、実施設計においては局部変形を低減できるようにギャップ構造を改善し、静的のみならず疲労に対しても十分な安全性を確保した。

まえがき

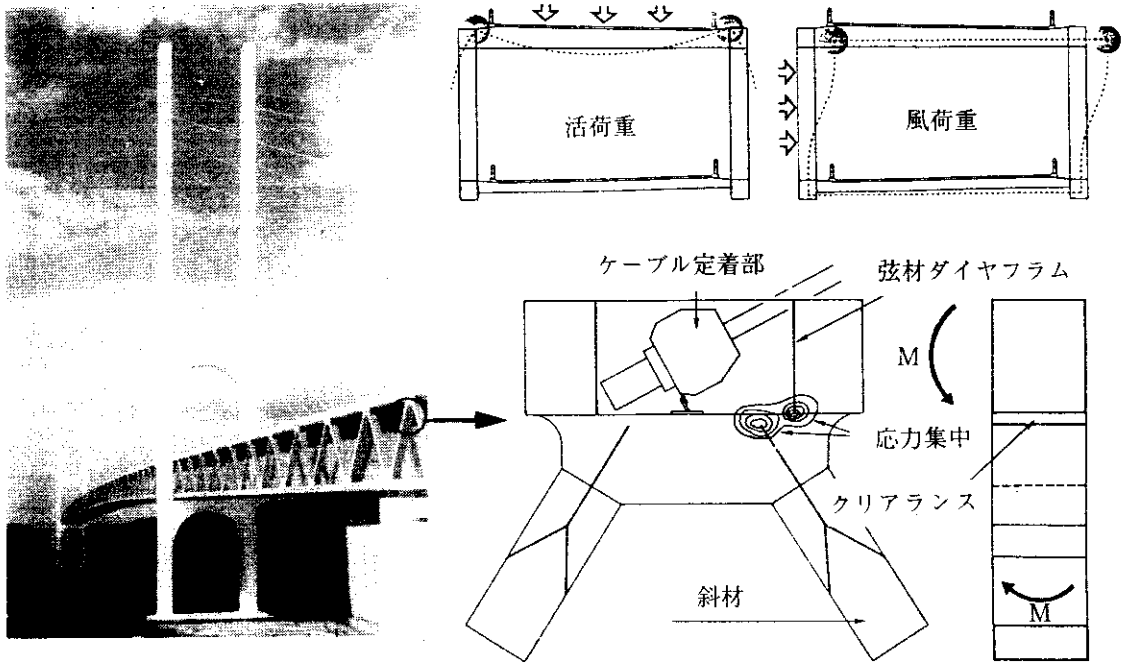
東神戸大橋の主桁構造は、本州四国連絡橋にみられるような主桁トラスとは異なり横トラスや垂直材を持たないダブルデキトラス形式を採用していることから、主桁断面内の曲げおよびせん断変形が大きい主桁といえる。

そこで、斜材ウエブ定着板と弦材フランジとの間にクリアランスを設ける一般的なガセットギャップ構造とすれば、格点部では主桁断面内の局所的な剛性低下とガセットギャップ部における応力集中とくに床組作用による疲労が問題となる（図一

1参照）。

トラス格点部の設計は、一般に、①斜材とガセットの接合部設計、②ガセットの設計に大別される。本橋の設計においては、③はFEM解析と斜材接合部破壊実験をもとに、④は本州四国連絡橋のトラス格点構造設計指針1)（以下「本四指針」と称する）に従って設計を進めた。

しかし、前述した問題についてはこれまで深く検討された事例がないため、主桁断面内変形応力と力の伝達問題として実験による検討とFEMに



図一 断面変形と応力集中

よる局部応力解析を併用し、静的な安全性はもとより疲労に対する安全性の照査を行い最終構造を決定することとした。

以下、上記の内容を基本設計、実験検討、疲労照査、実施設計の順に報告する^{2) 3)}。

1 基本設計

1-1 格点部構造

本橋の主構トラスは垂直材のない形式としているため面外曲げを斜材に伝達させなければならない。格点部構造は図-2に示すように、斜材とガセットとの高力ボルト摩擦接合、斜材およびウェブ定着板とガセットとの溶接接合によって構成されている。

ところで、斜材と弦材とを構成するフランジ、ウェブ先端部は各々連結されていることが望ましいが、合成された床組図心と斜材図心とを結ぶように骨組設計したとき、格点内ケーブル定着金物があることによって弦材ダイヤフラムをI断面に絞られた斜材ウェブ位置に置くことができない。このため、斜材軸力をすべて斜材フランジからガ

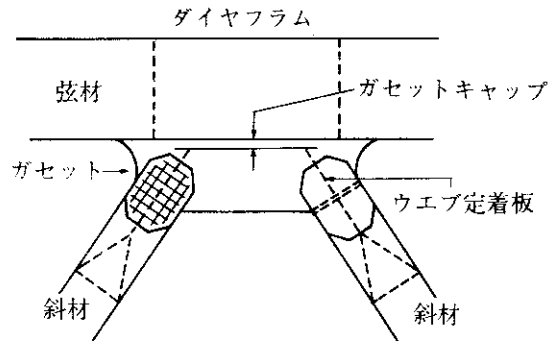


図-2 格点部構造

セットプレートに伝達できる構造として排水も可能なガセットギャップを設ける計画とした。

1-2 斜材とガセットの接合部設計

斜材とガセットの接合部設計は、斜材フランジとガセット、斜材ウェブとウェブ定着板との高力ボルトによる摩擦接合部のボルト本数の決定である。

ボルト本数の決定においては、斜材軸力の伝達

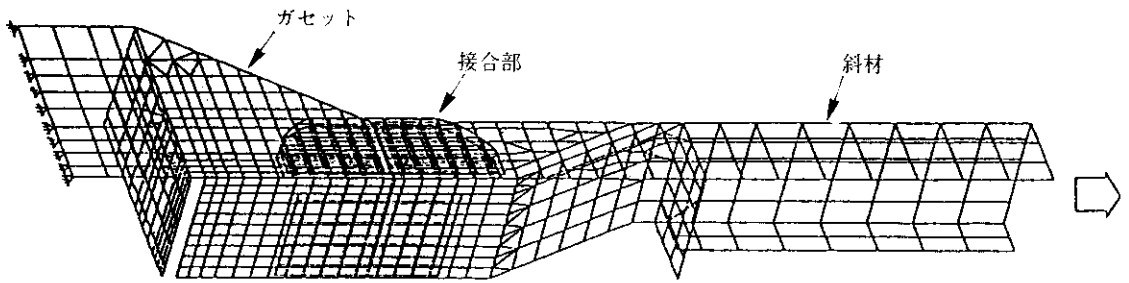


図-3 部分立体FEMモデル

状況つまりフランジとウェブの軸力負担比率を求めることが必要となる。

(1) 斜材軸力負担比率

斜材軸力のフランジとウェブの負担比率は、格点部から取り出した図-3に示す斜材接合部に着目した部分立体FEMモデルから求めた。

解析モデルは、以下の仮定にもとづき構成している。

①斜材軸力がガセットに伝達されたときの主応力分布性状に影響を及ぼさない範囲までを対象とする。

②板材は、完全弾塑性体として取り扱う。

③ウェブ定着板とガセットの溶接部は、せん断力をばね要素によって伝達する軸要素とする。

④高力ボルト摩擦接合部は、離散化モデルである剛体-ばねモデルによりモデル化する。

このモデルによる数値解析の結果、フランジとウェブの負担比率は、それぞれ $\alpha_F = 1.21$ 、 $\alpha_W = 0.558$ となった。なお、これらの値は、断面積比に乘じる値であり、設計においては2割増しした $\alpha_{DF} = 1.4$ 、 $\alpha_{DW} = 0.7$ を採用した。

(2) ボルト本数の決定

斜材軸力のフランジおよびウェブの負担力は上記の結果から次式で与えられる。

$$N_F = \alpha_{DF} \cdot A_F \cdot N / A \quad (1)$$

$$N_W = \alpha_{DW} \cdot A_W \cdot N / A \quad (2)$$

ここで、

α_{DF} 、 α_{DW} ：斜材フランジ、ウェブの
斜材軸力負担比率

A_F 、 A_W ：斜材フランジ、ウェブの断面積 (cm^2)

N ：斜材軸力 (kgf)

A ：斜材全断面積 (cm^2)

ボルト本数は上記の負担力をボルト1本あたりの許容力で割ることにより求められ、 $F10T$ (M22)を使用すると、片側ボルト本数はフランジ42本×2面、ウェブ40本となった。

1-3 ガセットの設計

ガセットの設計は、板厚の決定と合成応力度の照査、そして局部座屈に対する照査にわけることができる。

(1) ガセットの板厚決定

斜材軸力の伝達に必要なガセット板厚は、弦材ウェブ板厚、斜材端部フランジ板厚、本四指針で与えられる軸力と曲げモーメントを伝達するのに必要な板厚 t_G の三者のうち最大のものを選択する。なお、 t_G は次式によって与えられる。

$$t_G = \frac{(N/2 + M/h)}{b_e \cdot \sigma_a} + \frac{N \cdot I_D \cdot A_F}{b_e \cdot \sigma_a \cdot A_D (b^2 + d^2)} \quad (3)$$

ここで、

t_G ：ガセット板厚 (cm)

N ：斜材軸力 (kgf)

M ：面外曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

h ：斜材ウェブ高 (cm)

b_e ：ガセット有効幅で $b_e = b + 0.8d$ (cm)

σ_a ：ガセット材の許容引張応力度 (kgf/cm^2)

I_D ：主構面内に関する斜材の断面二次モー

メント (cm⁴)

A_F: 斜材フランジ断面積 (cm²)

A_D: 斜材断面積 (cm²) である。

(2) 合成応力度の照査

ガセットは、面内力および面外力が作用し、合成応力場にあることから前項で求められた必要板厚を合成応力度で照査する必要がある。照査式は本四指針をもとに次式とする。

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \tau_{xy})} \leq 1.2 \sigma_s \quad (4)$$

ここで、

右辺の1.2は許容応力度に対する割増し係数で、塑性崩壊に対するガセットプレートの安全率から求められている。なお、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} は斜材、弦材、横桁を取り出した部分立体FEMモデルによって得られた値を用いる。

(3) 局部座屈に対する照査

図-4に示すように、ガセットプレートは2枚の斜材ウェブ定着板と1枚のガセットダイヤフラムにより補剛されているが、自由縁端部 l_1 および弦材フランジとボルトの最小間隔部 l_2 の局部座屈に対しては合成応力度と同様に本四指針に準拠して照査する。

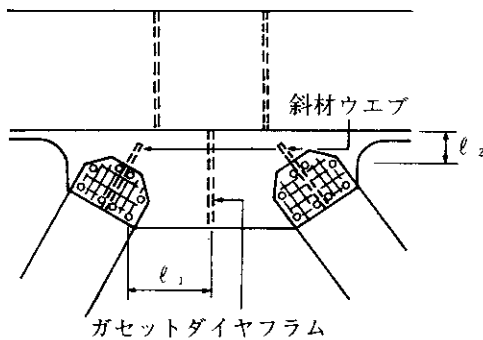


図-4 局部座屈照査対象

2 実験検討

斜材軸力の伝達状況の確認と主桁断面の剛性お

よび局部応力の把握のため、以下に示す斜材接合部破壊実験と面外力弾性載荷実験を実施した。

2-1 斜材接合部破壊実験

(1) 実験目的

本実験では、1-2で数値解析によって求めた斜材軸力の負担比率つまり伝達状況を確認することを目的とする。また、各荷重段階における接合部の性状つまり摩擦接合部の主すべりあるいは添接板の破断といった限界状態のモードおよび耐力を確認し安全性を評価する。



写真-1 斜材接合部破壊実験

(2) 実験供試体と載荷方法

実験供試体は、実物の1/2の大きさと写真-1に示す形状である。なお、ボルトは本数を実橋に合わせており、種別をF10T (M22) からF10T

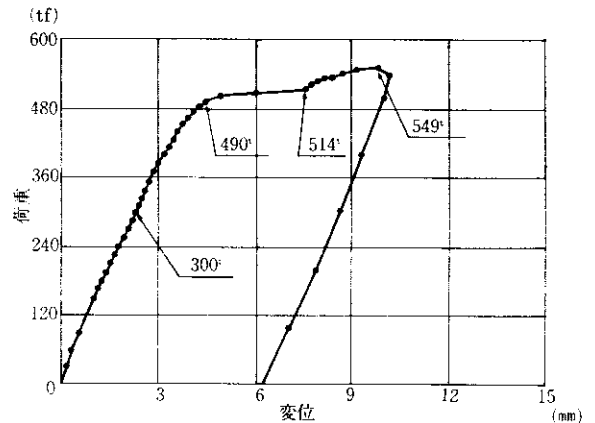


図-5 荷重-変位関係

(M12)に変更してすべり耐力を相似させている。また、載荷方法は、治具と高力ボルトで剛結された供試体を2000 t f引張試験機を用いて引っ張るものである。

(3) 実験結果

添接板、ガセット、斜材、ボルトの各位置にひずみゲージ、クリップゲージ、変位計を設置し、ひずみ、ボルトすべり量、全体変位を計測するこ

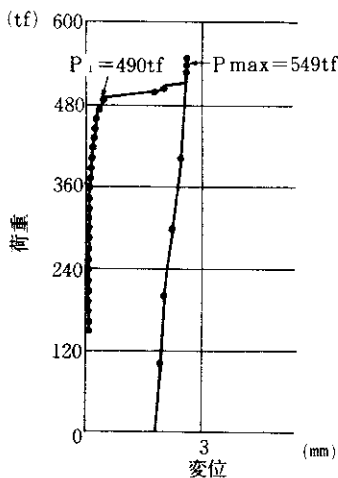


図-6 荷重-すべり量

とにより下記の結果を得た。

①荷重-変位関係

図-5より $P=370\text{tf}$ 前後までは線形関係にあり、その後 490tf まではやや非線形を呈する。そして、 490tf を超えたあたりで変位が急激に増加し、 514tf で再びそれまでの非線形曲線を描く。その後、 549tf で斜材 I 断面溶接部において全面降伏が認められたため除荷している。

②荷重-添接板すべり量関係

図-6より $P=370\text{tf}\sim 490\text{tf}$ で微小すべり、 490tf でフランジの主すべり、 514tf でフランジボルトの支圧状態といった状況がみて取れる。つまり、斜材接合部における変形性能は、摩擦接合部のすべり状況で説明することができる。

③斜材軸力負担比率

図-7より $P=490\text{tf}$ までは、ウェブ接合部の負担比率がわずかながら増加する傾向にある。これ

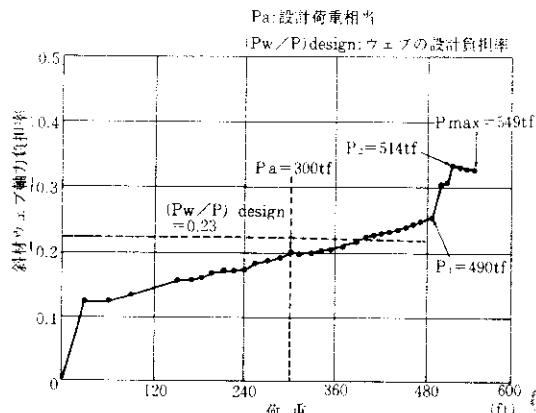


図-7 斜材ウェブ軸力負担比率

は、フランジ接合部における微小すべりによって応力が解放され、ウェブ上下端部に応力が再分配されることに起因している。 $490\text{tf}\sim 514\text{tf}$ にかけてウェブ負担比率が急激に増えるのは、フランジの主すべりによって大幅に応力解放が行われた結果といえる。また、 514tf から 549tf までウェブ負担比率が減少しているのは、フランジボルトの支圧抵抗によるものと考えられる。

④終局状態

549tf で除荷した後さらに荷重をかけると、 600tf で再びすべりが発生し、 620tf で上側フランジ添接板が破断した。

表-1 各破壊モードとその安全率

破壊モード	荷重	設計荷重	安全率
フランジ摩擦接合部首すべり	490 tf	300 tf	1.63
斜材ウェブ溶接部の降伏	549 tf	300 tf	1.83
上フランジ添接板の破断	620 tf	300 tf	2.07

(4) 考察

ウェブ斜材軸力負担比率に関しては、設計荷重レベル 300tf までは $0.12\sim 0.20$ (設計値 0.23)、フランジに関しては、 $0.77\sim 0.88$ (設計値 0.94)であり、数値解析から設定した設計値が妥当な安全性を有していることがわかった。また、各破壊モードと安全率は表-1のようになっており、これより接合部の安全性が確認された。



写真-2 面外力弾性載荷実験

2-2 面外力弾性載荷実験

(1) 実験目的

本実験では、面外力が作用するときガゼットギャップを有することによる局部的剛性低下とこれに伴うギャップ部での応力集中を把握することを目的とする。

(2) 実験供試体と載荷方法

実験供試体は、実物の1/2の大きさで格点隅角部と斜材からなる写真-2に示す形状である。

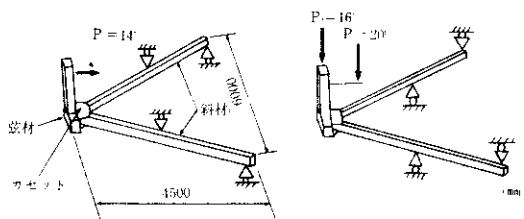


図-8 載可方法

載荷は、図-8に示すように斜材に純曲げモーメントと軸力を与えるCase 1、曲げモーメントとせん断力を与えるCase 2の二とおりで行った。これらは、実橋で発生する輪荷重による鉛直荷重と風荷重や地震荷重による水平荷重を評価できるように考えた載荷方法である。

(3) 実験結果

計測項目は、荷重・反力、変位、ひずみであり、それぞれロードセル、変位計、ひずみゲージによって測定した。

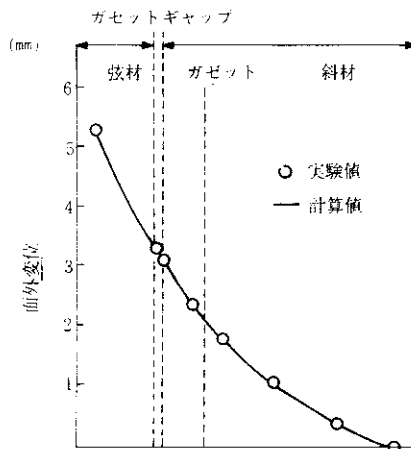


図-9 面外変位 (Case 1)

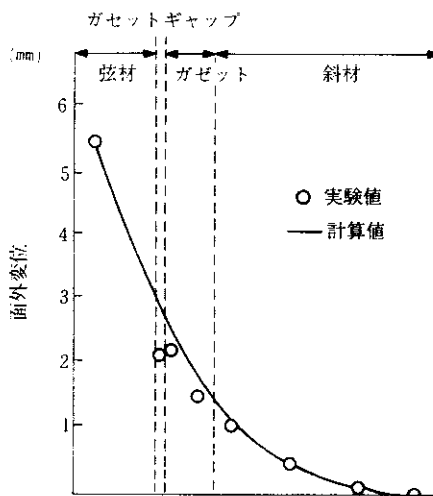


図-10 面外変位 (Case 2)

①主桁断面内変形に対する剛性

図-9、10は、それぞれCase 1、Case 2における変形状況であり、プロットが実験値、実線が斜材曲げ剛性が連続して一定とした場合つまりガゼットギャップがないとした時の等価剛性による梁理論値である。これよりガゼットギャップ部において若干の剛性低下はみられるものの全体系の剛性としては斜材一般部の剛性とほぼ同様であるといえる。

②ガゼットギャップ部の応力集中

図-11、12は、それぞれCase 1、Case 2におけ

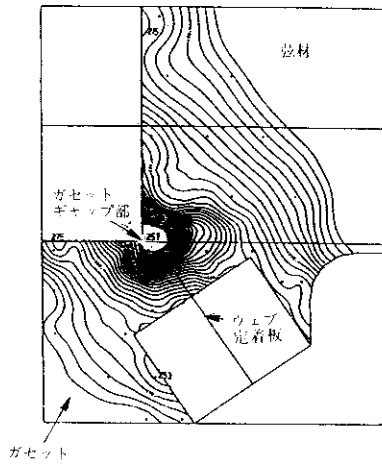


図-11 応力分布

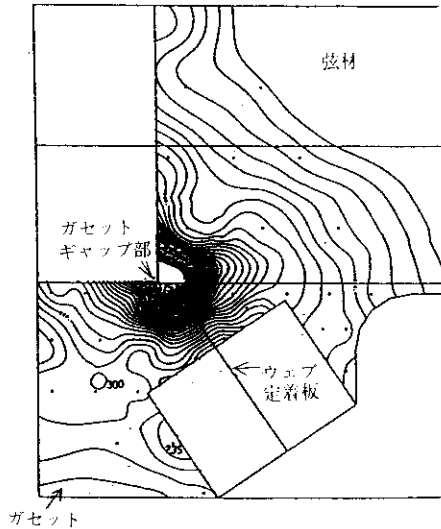


図-12 応力分布

る等価応力度の等高線図であり、ガセットギャップ部の斜材ウエブ定着板端部において両者とも応力集中が生じている。つまり、斜材断面力は斜材からガセットに均等に伝えられるのではなく、ある有効幅で伝達されているといえる。

(4) 考察

次に、実験値をもとに実橋における設計断面力による剛性評価と局部応力の推定を行った。

表-2 ガセット部・斜材一般部の等価面外剛性

	ガセット部	斜材一般部
断面二次モーメント	52700 cm ⁴	51900 cm ⁴
せん断有効面積	74.6 cm ²	107.2 cm ²

表-3 先端部たわみの比較

	曲げたわみ	セン断たわみ	総計mm
設計モデル	-3.17mm	0.22mm	-2.95
実橋モデル	-3.19mm	0.28mm	-2.91

①主桁断面内変形に対する剛性

実験で得たガセット部の等価剛性を持つモデルに実橋断面力を作用させた場合と、設計計算モデルつまり一様な剛性を持つモデルに同断面力を作用させた場合を比較する。表-2はガセット部の等価剛性で、表-3は設計計算モデルと実橋等価モデルによる弦材-ガセット-斜材の先端たわみを比較したものである。これより、せん断に対する剛性に対しては若干の低下がみられるが、総たわみに着目すると設計計算で用いたモデルと実際のモデルでは1%程度の差であり、剛性低下に対する心配は実質的でないといえる。

②ガセットギャップ部の局部応力

実験によって得られた応力を用いて、実橋における設計断面力によって発生する応力を推定した結果、上側ガセットのウエブギャップ部の弦材固定端に許容応力度(2100kgf/cm)程度の局所的な応力(設計断面力による応力値2172kgf/cm)が発生していることがわかった。

3 疲労照査

実験結果よりギャップ端の推定応力が比較的高くなったために、疲労に対する照査を下記のとおり行った。

3-1 疲労基準の比較

わが国において、道路橋の疲労はわずかに道路

	本四指針 (1980. 6)	鉄 示 (1983. 4)	B S 5400 (1983)	AASHTO (1983)	ECCS (1985. 10)	
道路橋に対する疲労規定の有無	なし	なし	あり	あり	あり	あり
衝 撃	—	考慮	考慮	考慮	考慮	考慮
設計S—N曲線破壊確率	95%	95%	97.7%	—	約95%	約95%
疲れ強さ対象応力	公称応力	公称応力	Nominal-Stress	Nominal-Stress	Nominal-Stress	HotSpot-Stress
疲れ強さ (kgf/cm ²) (本橋対象時)	720	640	611	562	510	918
備 考						集中応力を対象

表-4 疲労基準の比較

橋示方書4)において鋼床版の設計についてのみ考慮されているだけで、継手分類等による疲労規定は国鉄建造物設計基準5)、本州四国連絡橋設計基準6)の鉄道を対象にしたものしかみあたらない。

そこで、今回諸外国における示方書も含めてどのような疲労規定が行われているか比較してみた(表-4参照)。この中で特筆できるのがECCS⁷⁾による疲労規定で、ここでは集中応力を考えた場合の疲労照査法も示されている。

3-2 疲労照査応力

本橋の場合、通常の疲労照査で用いられる公称応力は、表-4に示すとおりであるが、このうち最も厳しい値(低い値)となったのはECCSであり、510kgf/cm²(継手分類50)である。一方、集中応力を考えた疲労照査応力は、ECCSでのみ与え

られ、918kgf/cm²(継手分類90)である。この疲労照査応力はホットスポット応力と呼ばれ、概念的には図-13に示すように局部的な疲労応力を照査する値といえる。

3-3 疲労照査荷重による局部応力

(1) 疲労照査荷重

3車線である本橋の疲労照査荷重は、橋軸方向に1台、橋軸直角方向に3台(TT43を1台、T20を2台)とした。ただし、衝撃は考慮していない。

(2) 疲労照査荷重による局部応力

ガセットギャップに発生する局部応力は、①軸力による応力、②純曲げによる板厚中心応力、③せん断曲げによる板厚中心応力、④曲げ変形に伴う板曲げ応力、⑤面外せん断力のせん断変形に伴う板曲げ応力に区分される。このうち、①~④の応力については面外力弾性載荷実験結果を疲労照査荷重によって換算することによって求める。⑤については、局部的なせん断変形によるギャップ端部の応力であるため精度の高い推定が実験では不可能なことから新たにガセットギャップ部をズームインしたFEMモデルを用いせん断変形解析を実施した。これらの値を表にしたものが、表-5である。

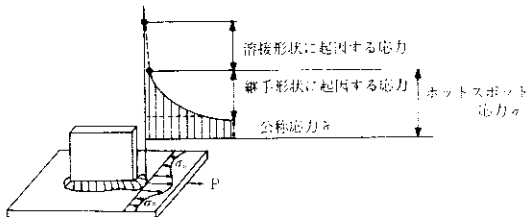


図-13 ホットスポット応力

3-4 疲労照査

ここでは、以下に示す二とおりの方法で疲労照査を行った。その一つは通常の疲労照査で用いられる公称応力 (Nominal-Stress) によるもので、もう一つはECCSで規定される局所的な応力を疲労照査するホットスポット応力によるものである。今回改めてこのホットスポット応力を用いて疲労照査を行った理由であるが、それは3-3で示したように局部応力の内訳が、板厚中心応力である1次応力に対し板曲げ応力である2次応力が卓越していたためである。

その結果、公称応力に対しては疲労安全性は確保されるが、ホットスポット応力に対しては疲労安全性に問題が残る結果となった (表-5 (a) 案参照)。

4 実施設計

以上の検討をもとに、局部応力が低減できるよ

うなガセットギャップ構造の改善を行い、最終構造を決定した。

4-1 ガセットギャップ量による影響

3-3で用いたガセットギャップ部をズームングしたFEMモデルを用いギャップ量を0~100mm変化させたときのギャップ端の板曲げ応力度の傾向をみた (図-14参照)。


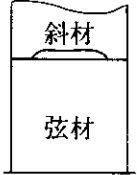
これより、ガセットギャップ部に生じていた局部応力が変形による応力であることがわかったため、基本的にガセットギャップをなくす構造を採用する方針とした。

4-2 ガセットギャップ構造の比較

ギャップをなくすことは雨水の滞水を考えると避けなければならないことから、局部応力低減効果と排水性を兼ね備えた構造を数案考えた。

これらの構造を4-1同様のズームングモデルによりギャップ端の板曲げ応力度と弦材下フランジの応力を求めると図-15のようになった。

表-5 疲労照査荷重 (TT43+T20) による局部応力の比較

	(a) 案	(b) 案	疲労照査応力度* (SM 50Y)	適用
斜材端部構造				
曲げ、せん断、軸力による板厚中心応力 (① + ② + ③)	250 kg / cm ² ○	250 kg / cm ² ○	510 kg / cm ²	ECCS
板曲げ応力 (④ + ⑤)	690 kg / cm ²	280 kg / cm ²	—	
合計	940 kg / cm ² ×	530 kg / cm ² ○	948 kg / cm ²	ECCS

*疲労に関する許容応力度は本四基準、国鉄建造物設計基準、AASHTO、ECCS、BS、の最小値とした。

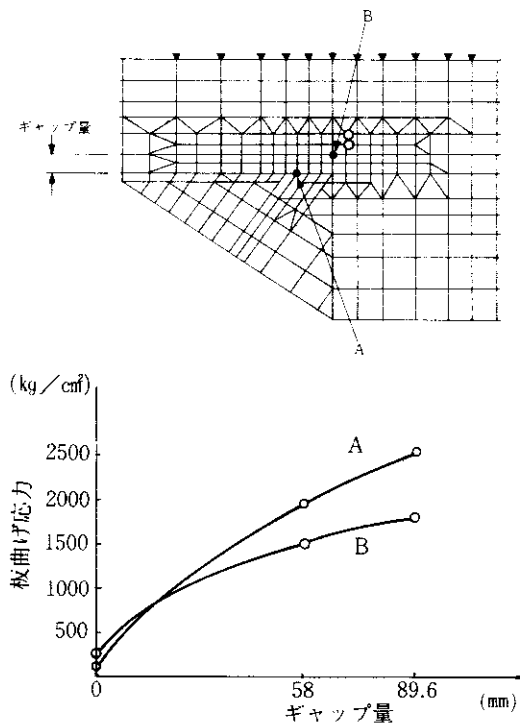


図-14 ガセットギャップ量の影響

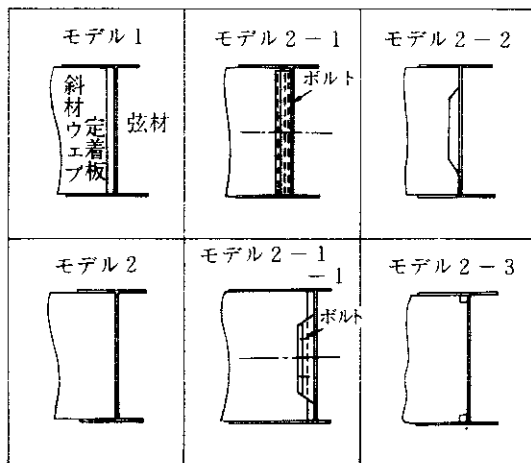


図-15 ガセットギャップ構造改善案の応力性状

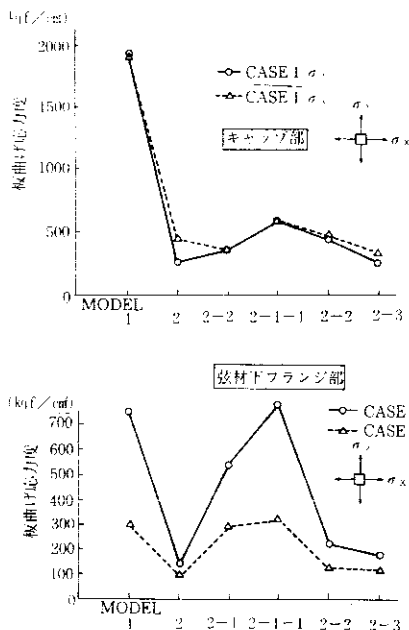
これより、モデル2-2、2-3の二つの構造が応力性状に優れていることがわかるが、2-3は塵等による目づまりが原因で雨水の滞水が心配されたために、基本案としてモデル2-2を選択した。

4-3 ガセットギャップ最終構造

モデル2-2が局部応力低減効果があることがわかったために3-3で示した疲労照査荷重による局部応力の算出を行い、公称応力とホットスポット応力による疲労照査を実施した。

その結果、局部応力は530kgf/cm²となり918kgf/cm² (ホットスポット応力) より十分に低いということを確認し本構造において疲労安全性を確保した(表-5(b)案参照)。

以上のガセットギャップ構造の見直しと同時に面外変形に対する補強および斜材軸力の弦材ウェブへの伝達を考慮して、三角板(S S41)を弦材内に設けた構造を最終的に採用した(図-16参照)。



なお、斜材ウェブ端角、三角板角の溶接施工は、まず各角をCカットしその後溶接埋め戻しをすることとしたが、この時残留応力は板厚が6mmであることから入熱量も小さくこの影響は結果的に問題とならないと判断した。

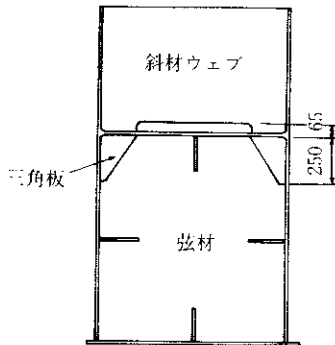


図-16 三角板を設けた最終構造

あとがき

本稿は、日本では数少ない純ワーレントラスの格点部設計を報告したものであるが、接合部を忠実に再現する数値解析モデルを用い断面力の伝達機構を把握すれば、面内、面外ともに静的には既往の設計法で十分な設計が行えることが実験により確認された。

しかし、本橋のように主桁断面内の変形が生じやすい橋梁の場合、他橋にみられるようなギャップ構造にすると板曲げに伴う局部応力が、かなり大きくなり、疲労に対し問題があることが認められた。そこで、本橋ではこの局部応力を低減し、なおかつ排水性も考慮した構造を採用するに至った。

なお最近、並列I桁橋において面外方向の二次的な変形応力により疲労亀裂が発生しているが、本稿の一連の検討はまさにこの現象に対応するものであり、今後このような二次的な応力を生じるような構造ディテールに対する設計配慮が望まれる。

最後に、本設計に際し貴重な御意見を頂いた東神戸大橋技術委員会上部工分科会（小松定夫主査）

の委員の方々ならびに実験、解析において尽力された古川満男氏、吉田雅彦氏、大南亮一氏、森川英典氏をはじめとする東神戸大橋JV、川崎重工技術研究所の方々に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・鋼材分科会：本州四国連絡橋トラス格点部構造設計指針 昭和51年3月
- 2) 阪神高速道路公団、東神戸大橋JV：東神戸大橋主構トラス設計報告書 昭和63年10月
- 3) 阪神高速道路公団、東神戸大橋JV：東神戸大橋主構トラス格点部実験報告書 平成1年1月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・解説Ⅱ鋼橋編 昭和55年5月
- 5) 日本国有鉄道：国鉄建造物設計基準 昭和45年3月
- 6) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説 昭和55年6月
- 7) E C C S : Recommendations for fatigue design of steel structures 1985