

鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性

三木千壽¹・市川篤司²・坂本拓也³・田辺篤史⁴・時田英夫⁵・下里哲弘⁶

¹フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²正会員 工博 東京工業大学教授 理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

³学生員 東京工業大学大学院修士課程 土木工学専攻 (現 東日本旅客鉄道株式会社) (同上)

⁴学生員 東京工業大学大学院修士課程 土木工学専攻 (同上)

⁵正会員 工修 首都高速道路公団 工務部 設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関 1-4-1)

⁶正会員 工修 首都高速道路公団 東京第一保全部 設計課 (〒104-0041 東京都中央区新富 1-1-3)

都市内高速道路の鋼製ラーメン橋脚隅角部で点検時に疲労き裂が発見され火急の対応が求められている。本研究では箱型断面が直交する鋼製ラーメン橋脚隅角部の疲労特性を確認する目的で検討を行った。その結果、ラーメン橋脚隅角部はフランジ端部において応力集中が激しく、特に隅角部の疲労設計にフレーム解析を用いる場合には十分な配慮が必要ことが明らかになった。また、隅角部の板組み上溶接が極めて困難な部分が存在し、この部分が大きな欠陥として残り、この部分を起点として疲労き裂が進展するため、疲労損傷を起しやすいため構造であり、大幅に疲労強度が低くなっていることが確認された。特に部分溶け込み溶接により製作した場合は確実に欠陥が残るため、完全溶け込み溶接により製作する必要がある。

Key Words : fatigue, weld defects, beam-to-column connections, incomplete penetration

1. はじめに

最近都市内高速道路の鋼製ラーメン橋脚隅角部において、点検時に疲労き裂が発見された¹⁾。橋脚は構造的なりダンダンシーが低く、また疲労き裂がある程度進展した時に脆性破壊に移行して橋梁全体の崩壊につながる恐れがあり、これらのき裂は今まで橋梁構造に発見された疲労損傷²⁾の中でも極めて重大な損傷といえる。このため、このような損傷には火急の対応が求められる。補修方法の選定に関して、き裂発生の原因等の詳細な調査に基づき適切な方法で行う必要がある。隅角部から発生した疲労き裂がその後どのような進展をするのかを熟知することも重要となってくる。鋼製ラーメン橋脚隅角部については1960年代の奥村らの研究³⁾に基づいて設計式が作られて以降、さほど研究が行われていない。特に疲労については阪神高速道路で損傷が報告されている⁴⁾、がその原因究明等については公表された資料はなく、ほとんど未解明と言えよう。

本研究は箱型断面が直交する形式の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に疲労き裂の発生原因と進展性状、及びこの構造の疲労強度を確認することを目的に、実構造物の隅角部を模擬した大型試験体を用いた疲労試験を行った。試験体製作時のパラメータとして、鋼板の組み方(板組み)

を考え、き裂の発生している橋脚の板組みのうち、き裂の多い3種類を選択した。疲労試験は、板組みによるき裂の進展性状の違いを確認することも目的としている。また試験体の作製にあたっては、溶接方法がき裂の進展性状に及ぼす影響についても考慮し、実橋で用いられたと想定される溶接方法で製作を行った。

2. 鋼製ラーメン橋脚隅角部の疲労試験

(1) 試験体

鋼製ラーメン橋脚の隅角部に発生するき裂とその進展性状を検証することを目的としてL型大型試験体の疲労試験を行った。試験体のサイズははじめにき裂が発見された橋梁¹⁾(以下対象橋脚と称す)の約1/3とし、SM490により製作した。試験体の寸法を図-1に、対象橋梁と試験体のパラメータ比較を表-1に示す。試験体は部分溶け込み溶接により不溶着部の割合が実橋と同程度となるように製作した。開先はK開先及びレ型開先を用い、柱・梁フランジ間の溶接部はグラインダー仕上げを行った。

本実験では試験体のパラメータとして、板の組み方及び組立て方法(以下板組み)を考慮して試験体を製作した。

隅角部には多くの板要素が集中するため、様々なタイプの複雑な板組みが採用されている。実構造物の製作図及び実構造物を調査した結果、それらは12タイプに分類された。試験体の板組みにはこれらのうち実橋でき裂が多く発生している3タイプの板組みを選択した。試験体に使用した板組み及び組立て方法の図を図-2に示す。同じ板組みに対し異なる荷重レベルで実験するため、試験体は同じタイプの試験体を2体ずつ計6体製作した。

このような板組みの違いは、隅角部フランジ端部に生じる不溶着部の位置に影響を与えたと考えられる。疲労損傷の発生した橋脚が建設された時期の設計図には、この部分の溶接について裏ガウジングの指示がなかったため、開先のルートフェースが不溶着部として残る部分溶け込み溶接となる可能性が高い。実際に実構造物の隅角部の損傷部においても板厚の半分程度の不溶着部が存在していた¹⁾。この開先のルートフェースによる不溶着部に加え、各板組みとも図-2に示すように、ガウジングを行わない場合に溶接棒の先端が届かない三角柱状の領域が存在し、この部分が不溶着部として残る。この三角柱状の不溶着部の発生位置は板組みによりそれぞれ異なるが、すべての板組みにおいて、応力集中の高い隅角部のフランジ端部に存在し、疲労強度上弱点となる。

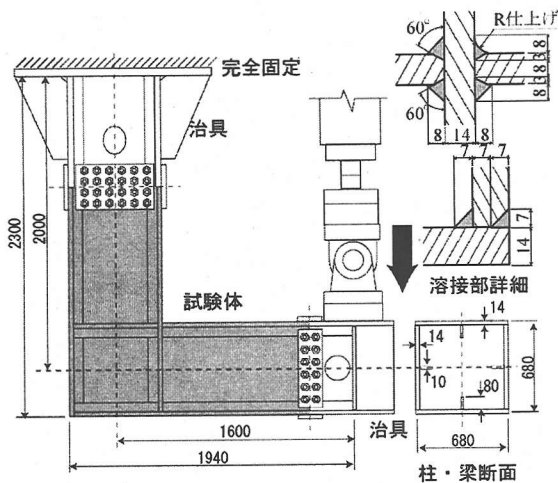


図-1 試験体寸法

表-1 対象橋脚と試験体のパラメータ比較

	対象橋脚	試験体
フランジ幅	1800mm(橋脚 A)	680mm
フランジ板厚	26mm(橋脚 A)	14mm
幅厚比	17.3(橋脚 A)	22.7
不溶着部	約 15mm(橋脚 A)	約 9mm
鋼材	SM570(橋脚 A)	SM490

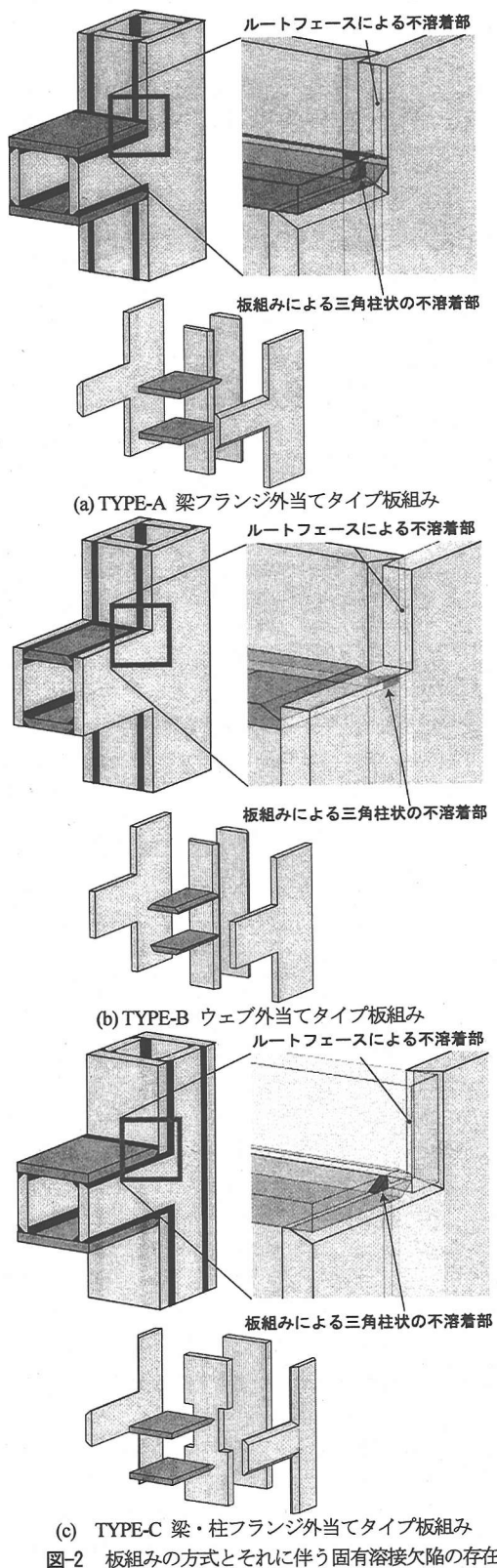


図-2 板組みの方式とそれに伴う固有溶接欠陥の存在

三角柱状の不溶着部の形状及びその位置は部材の溶接順序によっても異なる。しかし実構造物の隅角部製作時の溶接順序は製作する現場にゆだねられており、それぞれの製作会社で最も効率の良い順序で溶接を行ったと想定されるが、実際にどのような順序で行ったかは明らかでない。そのため、本研究では拘束割れが起きにくい順で溶接を行ったと仮定して溶接順序を決定した。そして、対象橋脚でコアを採取し観察を行い、対象橋脚における不溶着部位置が図-2に示すような不溶着部位置と一致することを確認した。このことから、本研究に用いる試験体は対象橋脚の不溶着部位置を再現できていると考えられる。

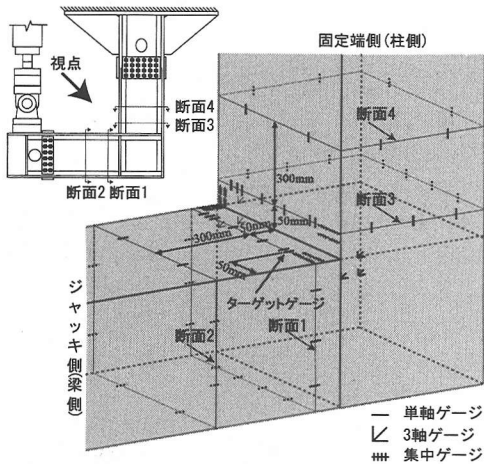


図-3 ひずみゲージ添付位置

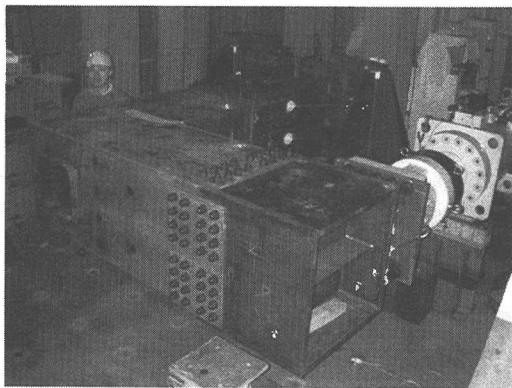


図-4 実験セットアップ

表-2 試験体と試験荷重

試験体	最大荷重 (kN)	荷重範囲 (kN)	ターゲットゲージの応力(MPa)	板組みの形式
A1	790	480	100	TYPE-A
B1	790	480	100	TYPE-B
C1	790	250	50	TYPE-C
A2	790	330	70	TYPE-A
B2	790	330	70	TYPE-B
C2	790	330	70	TYPE-C

(2) 疲労試験方法

試験体のタイプ別の呼び名と疲労試験に用いた荷重の関係を表-2に、ひずみゲージの添付位置を図-3に、試験のセットアップ状況を図-4に示す。

疲労試験の最大荷重は、試験体に対して、式(1)に従って算出した設計応力が試験体に用いた鋼材 SM490 の許容応力度 185MPa となる荷重とした。

$$\sigma_d = \sigma_n + \sigma_s \quad (1)$$

ここで、

σ_d : 設計応力

σ_n : フレーム解析による公称応力

σ_s : 奥村らの研究³⁾によるシアラゲ応力

である。

損傷した実構造物の隅角部(図-5参照)を対象とした 24 時間応力頻度測定を 3 日間行った。応力頻度測定の結果は 3 日間で大差がなかったため、それらのうち応力振幅が最大となった時の結果を表-3に示す。表-3から隅角部における最大応力範囲は 115MPa であり、この結果をもとに本実験における荷重範囲は応力頻度測定時と同様の位置に貼り付けたひずみゲージ(以下ターゲットゲージ)に生じる値が 100MPa となる荷重を基本として、その他 70MPa, 50MPa となる荷重とした。フランジ端部の応力分布を見るために集中ゲージを、そしてウェブ面での応力の方向を見るため 3 軸ゲージを貼付した。また、き裂の進展状況を確認するため、ピーチマークを入れた。試験は最大荷重時のたわみ量が 10mm 増加した時点を終了時とした。

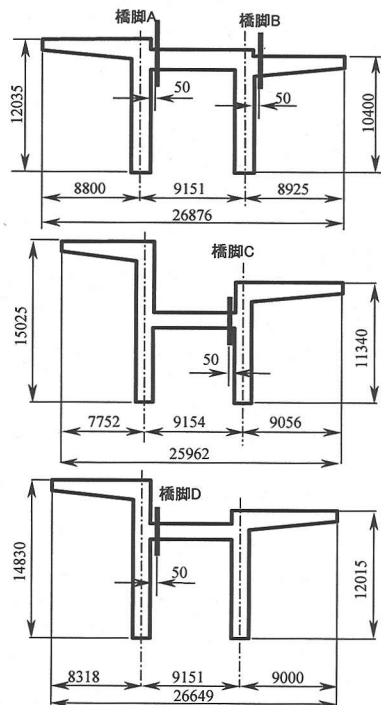


図-5 応力頻度測定位置

表-3 応力頻度測定結果(梁フランジ)

橋脚	項目	フランジ端部からの距離(mm)			
		向かって左側		向かって右側	
		50	80	50	80
A	応力 極大値 (MPa)	56	54	56	54
	応力 極小値 (MPa)	-14	-10	-10	-10
	最大応力振幅 (MPa)	68	64	66	62
B	応力 極大値 (MPa)	51	39	54	47
	応力 極小値 (MPa)	-10	-8	-12	-8
	最大応力振幅 (MPa)	62	45	64	54
C	応力 極大値 (MPa)	58	35	93	60
	応力 極小値 (MPa)	-19	-12	-25	-16
	最大応力振幅 (MPa)	76	47	115	76
D	応力 極大値 (MPa)	47	37	62	43
	応力 極小値 (MPa)	-23	-14	-21	-19
	最大応力振幅 (MPa)	70	51	82	60

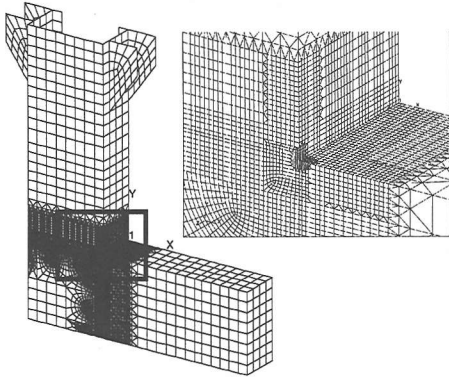


図-6 FEM メッシュ分割

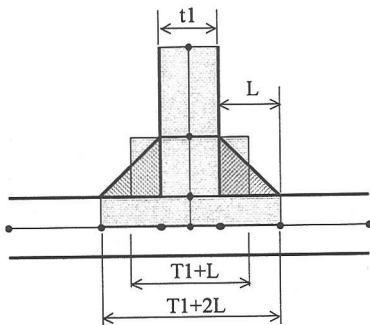


図-7 溶接ビードのモデル化⁹⁾

3. 応力性状に関する実験的・解析的検討

(1) 試験体 FEM モデル

本研究では疲労試験のほかに実験結果との比較及び試験体の詳細な応力分布を求めることを目的として、汎用

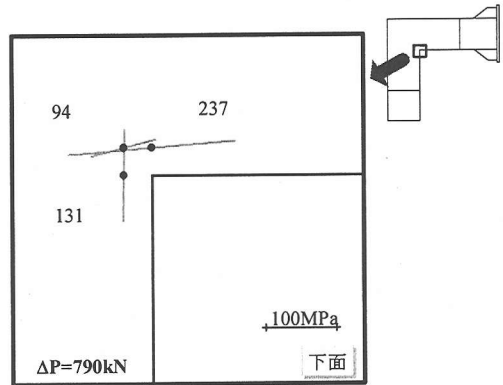


図-8 ウェブ面最大主応力(A1 試験体)

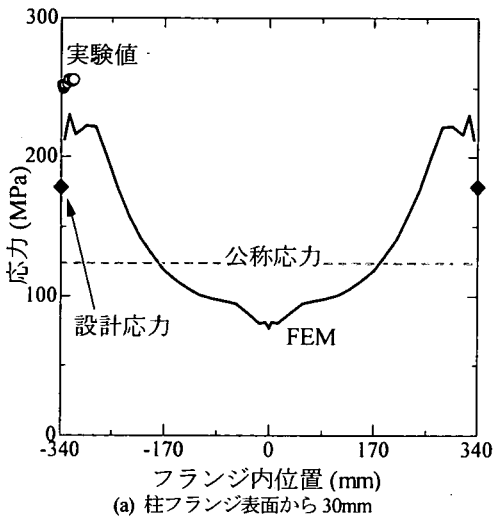
解析プログラム ABAQUS⁹⁾を用い弾性 FEM 解析を行った。次章以降の検討に随時解析結果を用いる。

ここでは FEM 解析に用いたモデルについて説明する。図-6に試験体の FEM メッシュ分割図を示す。モデルはシェル要素で製作し、実験条件の対称性から試験体の半分のみをモデル化した。メッシュの最小サイズは 7mm とし、図-7に示すように溶接部では要素の板厚を変える事によりモデル化を行った⁹⁾。

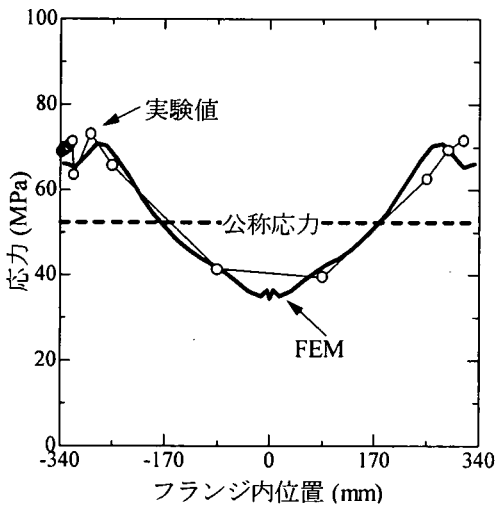
(2) 応力比較

各試験体の応力性状はほぼ一致していたため、ここでは A1 試験体についてのみ示す。図-8に 790kN 載荷時の下側ウェブ面の最大主応力とその方向を示す。図-9は 790kN 載荷時の柱フランジ表面から 30mm 及び 50mm の位置(図-3の断面 1 付近)における引張側梁フランジの応力分布である。図-9には比較のために FEM 解析、及び設計応力も示す。なお設計応力の算出位置は測定位置と異なり柱と梁のフランジ交差部であるので、設計応力は図-9(a)にのみ示している。図-9から試験体のフランジ端部で著しい応力集中が発生していることがわかる。図-9(b)より FEM 解析の結果と実験結果はおおよそ一致していることがわかる。図-9(a)より交差部から 30mm 離れた位置における応力の最大値は実験結果が最も大きく、FEM 解析、設計応力の順に小さくなる。設計式ではフレーム解析を用いており、隅角部のような複雑な構造を表現しきれなかったため、小さな値を示したと考えられる。

以上の検討より、設計応力は FEM 及び実験結果に比べて小さくなることがわかった。すなわち、隅角部のフランジ端部では、設計式を大きく上回る応力度が生じていることがわかる。このことから、隅角部の疲労照査にあたっては、設計式を用いたフレーム解析では不十分と考えられ、FEM 解析をベースとすることがかかせない。今後、設計式と FEM 解析との比較検討から設計式による応力を割増し補正するなど可能と考えられる。



(a) 柱フランジ表面から 30mm



(b) 柱フランジ表面から 50mm (図-3の断面1)

図-9 引張側梁フランジにおける応力度 (790kN 載荷時)

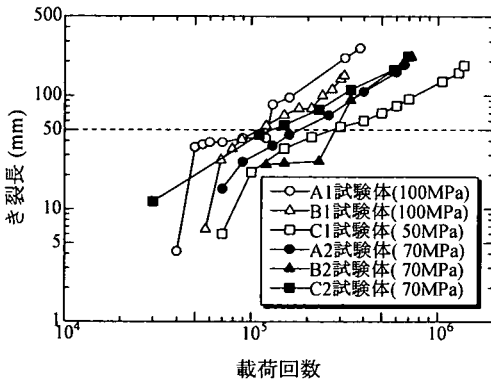


図-10 き裂の進展状況(上部フランジ側)

表-4 各試験体のき裂長と載荷回数との関係

試験体	き裂発見時		き裂長 50mm
	亀裂長 (mm)	載荷回数	載荷回数
A1	11.7	40000	60000
B1	30.0	57000	104000
C1	10.0	10000	203000
A2	14.0	27000	185000
B2	15.6	60000	206000
C2	18.0	30000	129000

4. 実験・解析結果及び考察

(1) き裂発生箇所及び進展性状

図-10に各試験体の上部フランジ側き裂の進展状況と載荷回数との関係を示す。図-11及び図-12に A1 試験体の載荷回数ごとのき裂図を示す。表-4には各試験体のき裂長さが 50mm に達するまでの載荷回数を示す。

試験中のき裂観察により、すべての試験体においてき裂はそれぞれのルートフェースに存在する不溶着部付近が起点となっており、き裂発見時点での方向は多少異なるものの、き裂長が 50mm 程度を越えてからの進展方向は各試験体でほとんど変わらなかった。き裂の起点と発見時のき裂の方向は試験体の板組みにより少しずつ変化しており、それらは隅角部に存在するルートフェースの位置及び方向とはほぼ一致していた。

A1, B1 試験体は共に応力振幅 100MPa で疲労試験を行っているが、図-10及び表-4からもわかるように、A1 試験体の方がき裂長 50mm に達するのが早く、B1 試験体は比較的遅いことがわかる。A2, B2 及び C2 試験体は応力振幅を 70MPa とした試験体である。き裂長が 50mm に到達した時期は A2 試験体が C2 試験体より多少遅く、B2 試験体が最も遅くなっている。

実験の結果から、板組みによる不溶着の形状・場所によってき裂の発生に違いがあること、き裂はルートフェースに沿って発生しやすいこと、き裂長が 50mm を越えてからのき裂進展は板組みによらず同じよう進展すること、き裂の発生時期は板組みにより左右され、今回の試験体では C2, A2, B2 の順に早いことがわかった。また、後述する開先のルートフェースにおける不溶着部が疲労損傷の起点になり得ることもわかった。

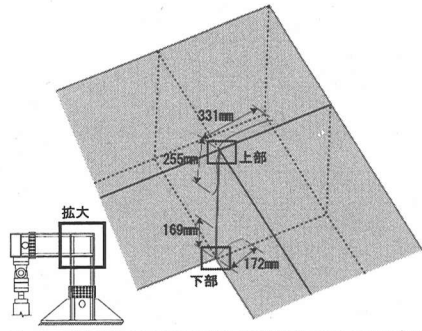
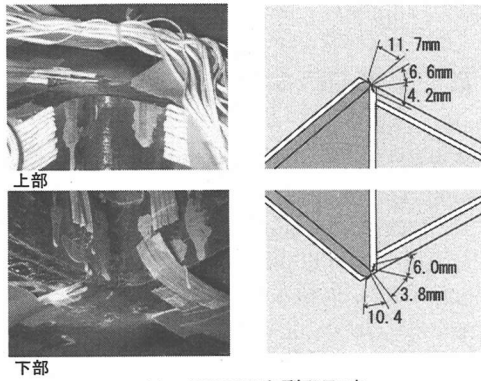
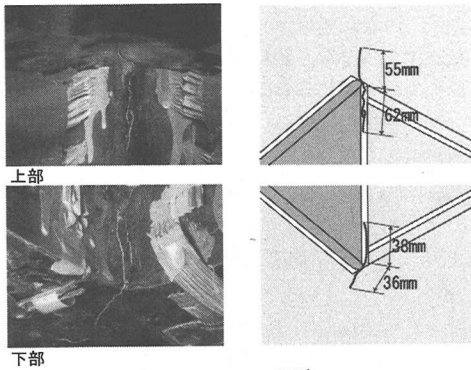


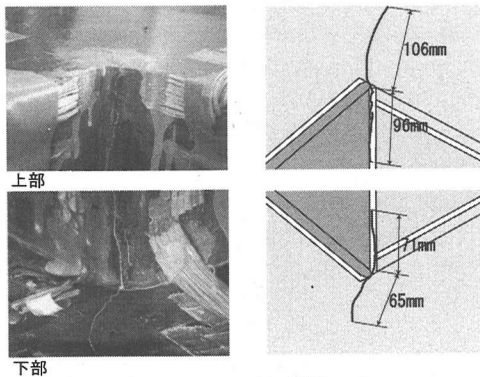
図-11 A1 試験体 382000 回時 (試験終了時)のき裂状況



(a) 40000 回(き裂発見時)



(b) 90000 回時



(c) 160000 回時

図-12 A1 試験体の疲労き裂進展状況

表-5 ホットスポット応力の主な算出法⁷⁾

	A 法	B 法	C 法	D 法	E 法	F 法
a 点	0.5T	0.5T	0.4T	1.0T	4.0mm	$1.57\sqrt{T^3}$
b 点	1.0T	1.5T	2.0T	3.0T	10.0mm	$4.9\sqrt{T^3}$

(T: 板厚)

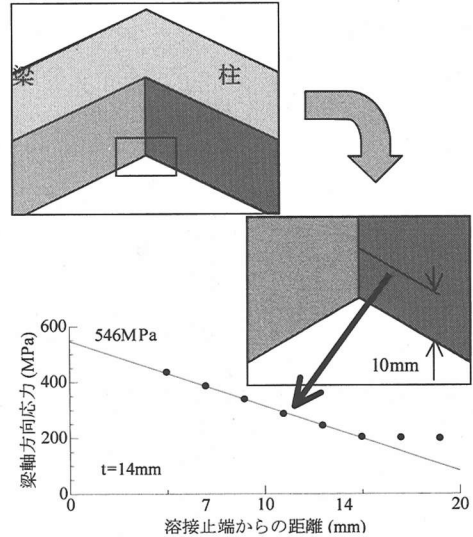


図-13 ホットスポット応力の算出(A1 試験体)

(2) 疲労強度

設計応力を用いて整理した疲労試験結果を図-14に、ホットスポット応力^{4),7),8)}を用いて整理した疲労試験結果を図-15に示す。ホットスポット応力は、図-13に示すように、隅角部のフランジ端部から10mm内側の位置において算出した。表-5に示すようにホットスポット応力の算出には、いくつかの式が提案されている⁷⁾が、ゲージ位置よりA法が最も精度よく計算できることから、図-13に示すようにA法を使用した。このとき1.0Tでの応力は、対応するゲージが無いので、13mm, 15mmのゲージによる応力から線形補間して求めた。

図-14及び図-15の直線は疲労設計指針⁸⁾における継手の強度等級である。このうち太線で示すD等級は溶接ビードを仕上げた十字継手に対する強度等級である。図-14よりシアラグを加えた公称応力により整理した実験結果は、き裂発見時及びき裂長50mmの時点において疲労強度がH等級すらも満たしていないことがわかる。疲労試験終了時の100mm以上き裂が進展している段階で評価した場合でもF等級程度であった。図-14と図-15を比較すると、ホットスポット応力により整理した疲労強度は、シアラグを加えた公称応力を用いて整理した疲労強度よりは高くなっているものの、A1試験体が亀裂長50mm到達の段階において何とかD等級を満たしている他はき裂発見時及びき裂長50mm到達のいずれの段階でもD等級を満たしていない。

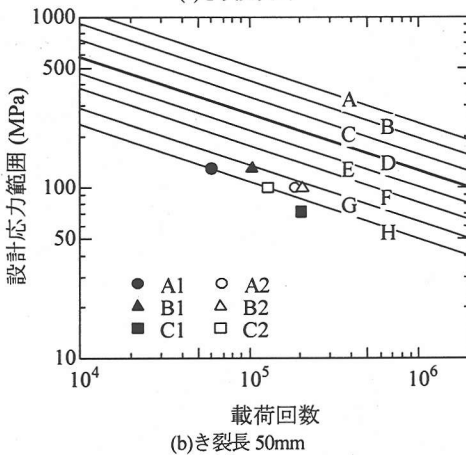
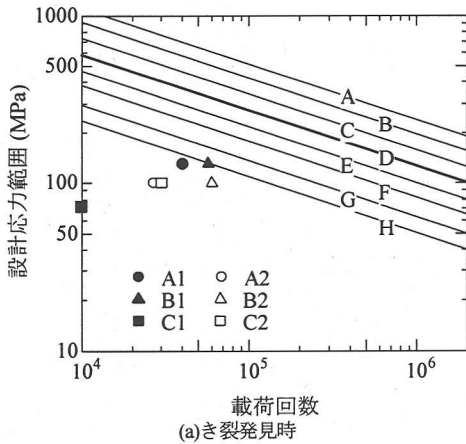


図-14 設計応力で整理した S-N 線

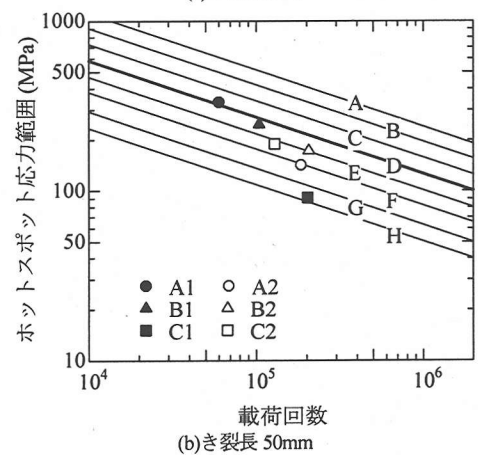
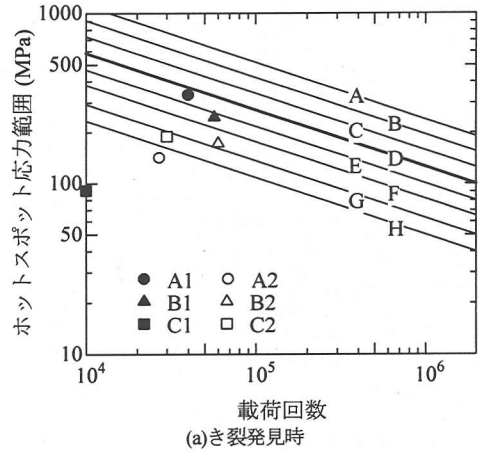


図-15 ホットスポット応力で整理した S-N 線

以上の結果から試験体の隅角部は疲労強度が極めて低いことがわかった。

5. 破面観察によるき裂の発生・進展の検討⁽¹⁰⁾⁻⁽¹²⁾

疲労試験を行った試験体のうち A1, B2, C2 試験体に対して、図-16に示すように試験体設置時上側の隅角部フランジ端部付近を切り出し柱側の破面の観察を行い、疲労き裂の起点の位置及び進展状況について検討を行った。試験体の破面の写真を試験体ごとに図-17～図-19に示す。

(1) A1 試験体

図-17に A1 試験体の破面の状態を示す。A1 試験体は梁側フランジのコバ面が見えている形式である。TYPE-A の板組みでは図-17中の A で示す部分でルートフェースによる不溶着部が表面にでてしまうが、A1 試験体ではこの部分が溶接によりふさいであった。

三角柱状の不溶着部が図-17中の B の部分に見られ、梁フランジの開先のルートフェースによる不溶着部(図-17

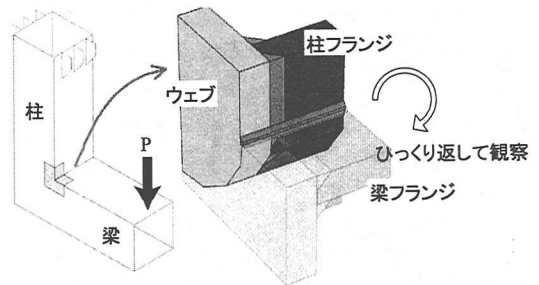
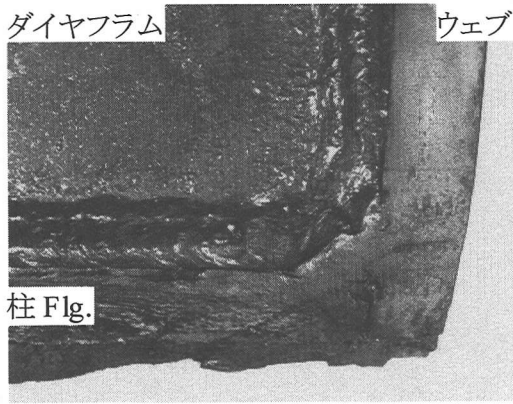
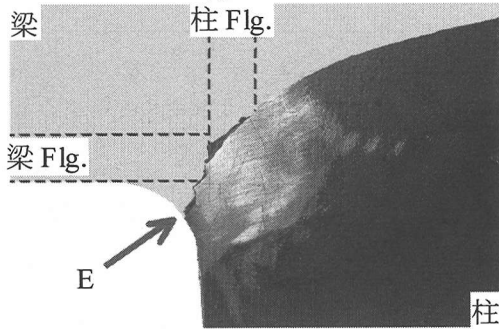


図-16 破面の参照位置

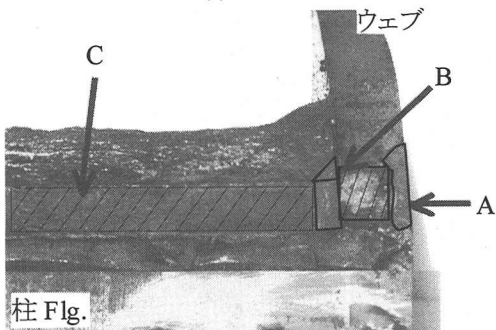
中の C)と接していた。この三角柱状の不溶着部の両端を起点として疲労き裂が発生し、進展していた。柱フランジと梁フランジの間の溶接ビードでは、図-2で示した三角柱状の不溶着部に近い溶接ビード表面(図-17中の C)からもき裂の進展が見られた。なお表面から進展したき裂の起点は溶接ビードの中央部であり(図-17中の D)、溶接ビードの止端部ではなかった。また、図-17(d)から梁側フランジの端部の溶接ビード部では複雑な破壊形状となっていた。



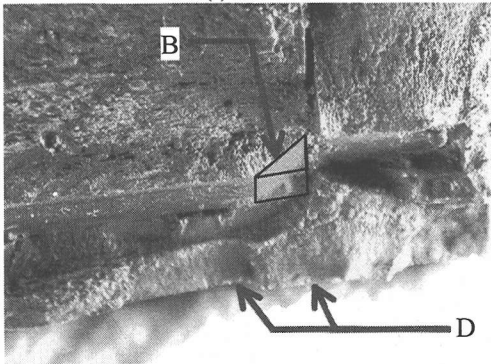
(a) 平面図



(b) 側面図

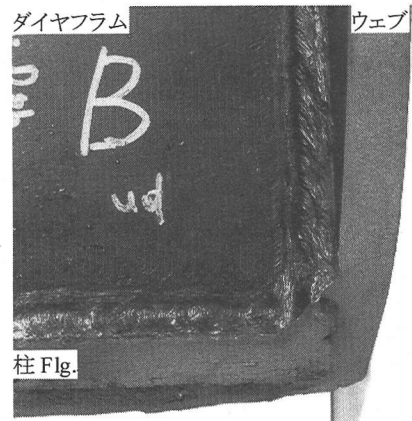


(c) 正面図

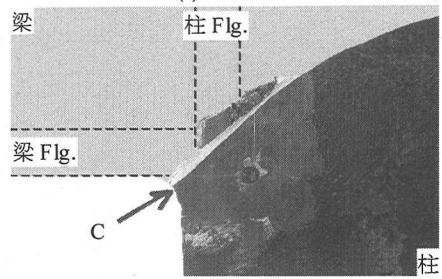


(d) 拡大図

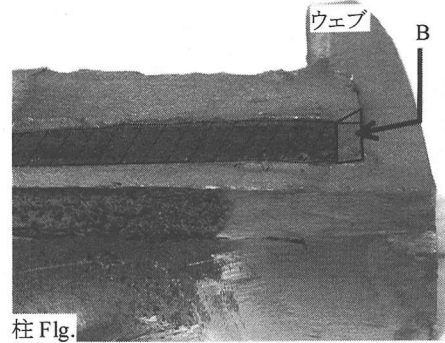
図-17 A1 試験体の破面(柱側上部)



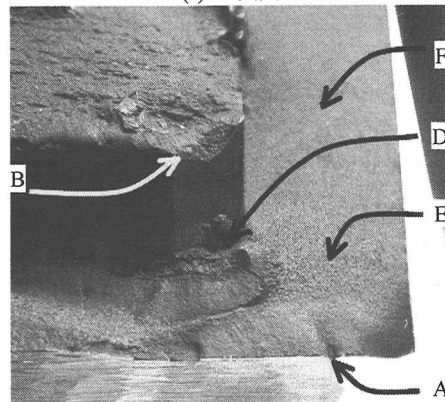
(a) 平面図



(b) 側面図

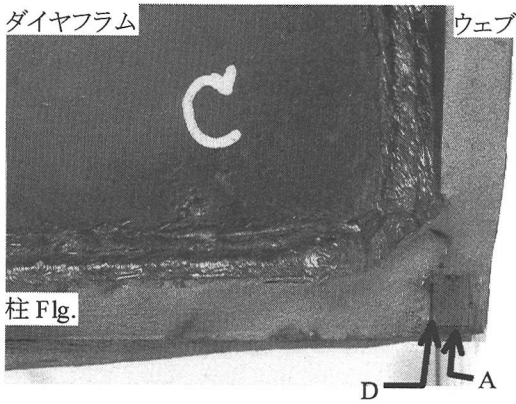


(c) 正面図

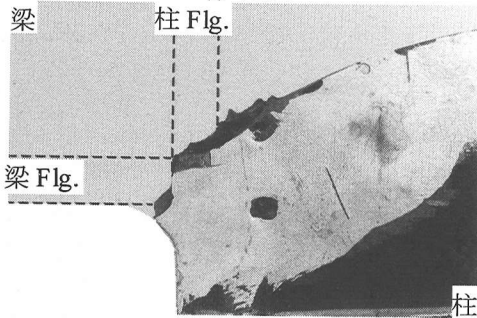


(d) 拡大図

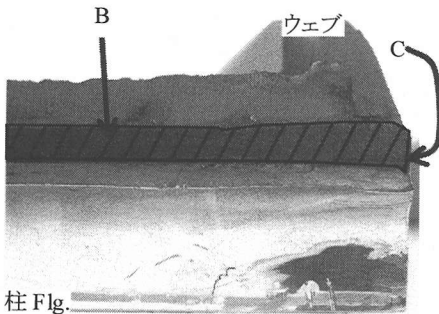
図-18 B2 試験体の破面(柱側上部)



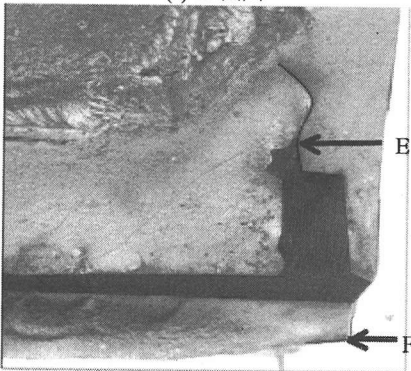
(a) 平面図



(b) 側面図



(c) 正面図



(d) 拡大図

図-19 C2試験体の破面(柱側上部)

表-6 試験体によるき裂進展状況の相違

項目	試験体		
	A1	B1	C1
板組み上ルートフェースが板表面にでるか	でる	でない	でる
三角柱状の不溶着部からのき裂進展はあるか	あり	あり	あり
ルートフェースを起点としたき裂進展はあるか	あり	あり	あり
溶接ビード表面を起点としたき裂進展はあるか	あり	あり	なし

(2) B2 試験体

B2試験体はウェブプレートで両フランジを挟んでいる形式でフランジのコバ面が表面にでていない形式である。したがって板組みからするとウェブプレートの角部(図-18中のA)には接合部がないことになるが、施工上角部にも溶接ビードが存在していた。

B2試験体もA1試験体と同様に図-18のBの部分にある三角柱状の不溶着部の両端を起点としたき裂が進展していた。また溶接ビード表面からもA1試験体と同様にき裂が進展していた。また表面からのき裂が溶接止端部ではなくビードの中央部から進展していた点でも共通していた(図-18中のC)。ただし溶接ビード表面からのき裂の起点はA1試験体と異なり、ウェブの角部に盛ってある溶接ビードの表面(図-18中のA)であった。また、三角柱状の不溶着部を起点としたき裂(図-18中のD)と溶接ビード表面からのき裂が結合し成長していた。図-18のEの部分は、AやFの部分に比べて多少表面が粗くなっている。このことからき裂が結合した後、それまでより速くき裂が進展したと考えられる。

(3) C2 試験体

C2試験体は柱・梁双方のフランジのコバ面が表面にでている板組みで、ウェブが柱側フランジに割り込むという複雑な板組みとなっている。そのため、ウェブと柱フランジの間で、梁フランジの面に平行な不溶着部(図-19のA)が存在している。さらに柱フランジと梁フランジの間の不溶着部(図-19のB)と梁フランジに平行な不溶着部が一体となっている(図-19(d)参照)。以上のことからC2試験体は3試験体中隅角部のフランジ端部における不溶着部が最も大きい試験体である。

C2試験体は柱フランジと梁フランジの間のルートフェースによる不溶着部がウェブ側の表面にでている(図-19のC)。そのためこの部分の両端に応力が集中し、ここからき裂が進展した。また柱フランジが切り欠いてある部分の角部(図-19のD)を起点としたき裂も進展した。さらに、ウェブプレートの角部(図-19のE)の両端からも

き裂が進展した。このように C2 試験体は最も多くの箇所からき裂の進展が見られる板組みである。

図-19のFの部分にシアリップが見られ、ルートフェースを起点としたき裂が溶接ビード表面まで達していることがわかる。したがって、C2 試験体ではビード表面からのき裂が進展していない。

(4) 考察

各試験体のき裂進展状況の相違を表-6に示す。3 タイプの試験体すべてで隅角部に不溶着部が存在し、その不溶着部の端部を起点としたき裂が多数進展している。A1, B2 試験体において、三角柱状の不溶着部の端部が疲労き裂の起点となっており、またこの不溶着部に近い溶接ビードの表面からもき裂が進展している。C2 試験体は隅角部フランジ端部において、最も形状が複雑で不溶着部が大きく、さらに不溶着部が表面にでてしまっている。そのため、A1, B2 試験体よりき裂の起点となる部分を多く持っており、これが A1, B2 試験体に比べ疲労強度を小さくしている主な原因であろう。観察を行った試験体の中では C2 試験体のみ不溶着部が表面にでていたが、板組み上は A1 試験体も表面に不溶着部がでる形式であり疲労上の弱点となる。

以上のように部分溶け込み溶接により製作した場合、不溶着部から多数のき裂が進展するため、一般の継手に比べ疲労強度が著しく低いことがわかった。したがって、応力集中部である隅角部を製作する際には、隅角部に不溶着部を残してしまわないように、部分溶け込み溶接ではなく、完全溶け込み溶接により製作しなければならない。

6. まとめ

本研究では箱型断面が直交する形式の鋼製ラーメン橋脚隅角部における疲労強度を確認し、さらに疲労き裂の発生原因と進展性状を確認することを目的として大型試験体を用いた疲労試験により検討した。

本研究の結論を以下に示す。

1. 隅角部の疲労強度はシェアラグの影響を加えた応力を用いて S-N 線として整理すると H 等級を満たさない。
2. 隅角部の疲労強度はホットスポット応力で整理しても対応する設計線(JSSC D 等級)を満たさない。
3. 隅角部のフランジ端部付近では、設計で採用されているシェアラグを考慮した算定式よりも高い応力が発生しうる。
4. 部分溶け込み溶接により製作すると隅角部に開先のルートフェースが不溶着部として残り、またガ

ウジングを行わない場合にはフランジの端部付近に三角柱状の不溶着部が存在する。

5. 疲労破面の観察を行うことにより、三角柱状の不溶着部の端部やルートフェースによる不溶着部を起点としたき裂の発生が多数確認され、疲労上の弱点となっていることが確かめられた。
6. 隅角部の固有欠陥ともいえる三角柱状の不溶着部の存在と、応力集中が重なることが、隅角部の疲労強度上の弱点となっている。

以上より、箱形断面隅角部の疲労強度は著しく低く、今後何らかの手段により疲労強度の改善が必要である。隅角部に内在する不溶着部は疲労強度をさらに低下させる原因となっているため、このような隅角部の製作時には不溶着部を残さないよう完全溶け込み溶接により製作する必要がある。

謝辞：本研究は東京工業大学創造プロジェクト研究体 SIG8(鋼構造物のレトロフィッティング研究会)の一環として行いました。各委員のみなさまには様々な助言を多くいただきました。また本実験を行うにあたって横河ブリッジ株式会社の名取暢氏、一宮充氏には、試験体の設計、製作時に多くの指導をいただきました。また川鉄テクノロジー株式会社の方々には疲労試験においてご協力いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司: 箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, No. 703, pp.117-183, 2002.4
- 2) Fisher, J.: 鋼橋の疲労と破壊-ケーススタディー-, 建設図書
- 3) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン橋脚隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 1968.5
- 4) 阪神高速道路公団: 鋼桁切欠部の健全度に関する調査研究, 1983.3
- 5) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS/Standard User's Manual, 1999
- 6) Matoba, M., Machida, S., Yoshinari, H. and Nishimura, R.: Definition of Hot Spot Stress in Welded Plate Type Structure for Fatigue Assessment Part2 3rd Report-Derivation of Hot Spot Stress by Finite Element Analysis. IIW 13-1448, 1992.
- 7) 三木千壽, 館石和雄, 山本義博, 宮内政信: 局部応力を基準とした疲労評価手法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1055-1062, 1992.3
- 8) 日本鋼構協: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版
- 9) 日本鋼構協: 公共構造物の信頼性評価, JSSC レポート, No.13, pp.89-109, 1989.5

- 10) 森猛, 貝沼重信, 三木千壽: 荷重伝達型十字すみ肉溶接継ぎ手ルート破壊の疲労強度解析, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.937-946, 1993.3
- 11) 三木千壽, 范恒達, 田中雅人: 隅肉溶接部の疲労強度とルート部の欠陥について, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.959-966, 1990.3
- 12) 貝沼重信, 森猛, 一宮充: 十字すみ肉溶接継手のルート部から発生する疲労き裂の進展性状, 鋼構造論文集, Vol.4, No.14, pp.1-8, 1997.6

(2001. 11. 06 受付)

FATIGUE PERFORMANCE OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS WITH BOX SECTIONS IN STEEL BRIDGE FRAME PIERS

Chitoshi MIKI, Atsushi ICHIKAWA, Takuya SAKAMOTO, Atsushi TANABE, Hideo TOKIDA, and Tetsuhiro SHIMOZATO

Many fatigue cracks were found in beam-to-column connections in steel bridge frame piers in Metropolitan highways. In this study, the investigations on fatigue performance of beam-to-column connections with box sections were conducted by experiments and FEM analysis. From the results, it was pointed out that in fatigue design of the connections, it is necessary to consider the high stress concentration occurred at the edges of flange plates. And it came to be clear that in welded joints at the connections, unwelded zones could be included due to partial penetration, and that they could cause the low fatigue strength of the connections. For that reason, full penetration welding should be applied to avoid the introduction of unwelded zones.