

組合せ荷重下におけるスタッド溶接フランジの疲労強度の評価

FATIGUE STRENGTH OF FLANGE PLATE WITH STUD SHEAR CONNECTOR SUBJECTED TO COMBINED TENSION AND SHEAR

梶川 靖治*・前田 幸雄**

By Yasuharu KAJIKAWA and Yukio MAEDA

In steel-concrete composite beams under repeated negative bending moment, the steel flange plates on which stud shear connectors were welded are subjected to combined fatigue stresses of flexural tensile stress in the plates and shearing force on the connectors.

The fatigue tests which were conducted on beam-type specimens and on coupon-type ones, showed that the fatigue strength of the flange plates decreased in proportion to the shear forces acting on the stud.

The effects of the shear force were clarified by the three dimensional finite element stress analysis at the stud base and evaluated reasonably by using an equivalent stress at the toe of weld upset.

1. ま え が き

現行の道路橋示方書¹⁾に規定されるプレストレスしない連続合成桁においては、抵抗断面に対する設計上の考え方から、ずれ止め（ここでは頭付きスタッドを対象とし、以下スタッドとよぶ）を桁の全長にわたって取り付けるのを原則としており、中間支点上付近の鋼上フランジには負の活荷重曲げモーメントにより、スタッドが溶接された状態で引張りの繰返し応力が作用することになる。したがって、スタッドの溶接された鋼板の疲労強度が重要となるが、これまでこのようなスタッド付き鋼板では、その引張疲労強度が大幅に低下するということが各種の数多くの疲労実験により指摘されている。すなわち、アメリカ合衆国の Selby ら²⁾に始まり、西ドイツの Roshardt³⁾あるいはわが国の若林ら⁴⁾、川崎製鉄⁵⁾、尾形⁶⁾および著者ら^{7),8)}が各種鋼材について、スタッド付き鋼板試験片による疲労試験を実施してきた。阿部ら⁹⁾はこれらの結果を総括して鉄道橋用の疲労許容応力度を示した¹⁰⁾。また、Selby ら²⁾、尾形⁶⁾、国広ら¹¹⁾および

Welz ら¹²⁾は、H形鋼フランジにスタッドを溶接したただけのはり試験体について曲げ疲労試験を行い、ほぼ鋼板試験結果と同程度の疲労強度となることを報告している。さらに、著者ら^{13),14)}が実際の模型合成桁試験体を用いた疲労試験において、スタッド溶接フランジに疲労亀裂の生じる現象を報告して以来、国広ら¹⁵⁾、大島ら¹⁶⁾、藤田ら¹⁷⁾もコンクリート床版付きの試験桁について疲労試験を行い、スタッドせん断力の疲労強度への影響を指摘しているがいずれも定量的に把握するまでには至っていない。

特に、合成桁においては、フランジの引張りとスタッドのせん断とが同時に作用し、いわゆる組合せ応力状態のもとにおける疲労問題であることがその定量的評価を困難にしてきた理由と考えられる。そこで、本論文では、桁試験体あるいは鋼板試験片を用いた2種類の疲労試験によってフランジの疲労強度に及ぼすスタッドせん断力の影響を実験的に把握し、有限要素法による応力解析により、組合せ荷重下におけるフランジの疲労現象を解明するとともに、その評価方法について考察を加えることにした。

なお、このような問題は異種材料を結合一体化させるためのいわゆる結合材の本質に関係するものであり、単にプレストレスしない連続合成桁だけに限定されるもの

* 正会員 工博 川田建設株式会社開発室長（前・大阪大学助手）(〒550 大阪市西区北堀江 1-22-19)

** 正会員 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科（大阪大学名誉教授）(〒577 東大阪市小若江 3-4-1)

ではなく、最近のように合成桁以外の鋼・コンクリート合成構造、たとえば、合成床版あるいは各種 SRC 構造物、さらには将来の発展が期待される各種混合構造物などにおいても生起する問題と考えられる。

2. 桁試験体による疲労強度^{13),14)}

(1) 実験の概要

試験体の断面形状・寸法および荷重位置などを Fig. 1 に示す。鋼桁の鋼材 (SS 41) の降伏点、引張強さおよび伸びはそれぞれ 279 MPa, 444 MPa および 30 % であり、床版コンクリートの平均圧縮強度は 30 MPa であった。各試験体は Table 1 のように床版内の橋軸方向鉄筋径とスタッド間隔の組合せを変え、また、E 系列と H 系列とでは荷重状態が異なる。試験桁のコンクリート床版を下側にして両端を単純支持 (支間長 5 m) し、ロー

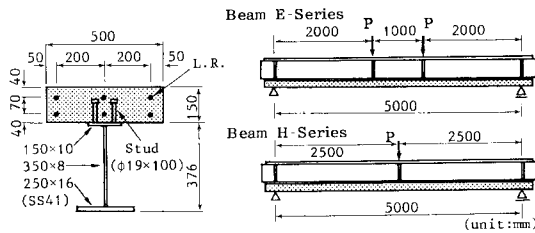


Fig. 1 Cross-Section and Loading Points for Beam Specimens.

Table 1 Summary of Beam Specimens and Fatigue Test Results.

Beam No.	D (mm)	p (cm)	σ_{tr} (MPa)	τ_r (MPa)	N_f ($\times 10^4$ cycles)	Location of Failure in Tension Flange (cm)
E1-1	D13	40	103	14	200 →	
E1-2			103	14	300 →	
E2-1-1	D16	30	123	38	125	
E2-1-2			105	32	222.6	
E2-2-1	D16	60	83	52	75	
E2-2-2			70	44	196	
E2-3-1	D16	10	93	7	200 →	
E2-3-2			135	1	133	
E3-1	D19	20	116	23	145.8	
E3-2			81	28	222.7 →	
H1-1	D16	30	80	25	280	
H1-2			122	22	90	
H1-3			156	28	60	

D : Diameter of Longitudinal Reinforcement in Slab
 p : Stud Spacing
 σ_{tr} : Stress Range in Tension Flange
 τ_r : Shear Stress Range on a Stud
 N_f : No. of Cycles to Failure of Tension Flange
 → : No Failure

ゼンハウゼン型構造物疲労試験機油圧ジャッキにより鋼桁上部から荷重して負の繰返し曲げモーメント (繰返し速度約 5 Hz) を与えた。

(2) 試験結果

疲労試験の結果、Table 1 中の図に示すように、疲労破壊を生じた桁ではすべて引張フランジのスタッド溶接部に疲労亀裂が生じ、繰返しとともにフランジ全幅を横切り、さらにウェブ内へと進展する破壊形式をとった。Photo 1 はその例である。なお、Table 1 中には破断位置における疲労試験中の作用応力度と破断時の繰返し数をも示しており、特に、作用応力度は鋼・コンクリート間の相対ずれを考慮に入れた不完全合成理論に基づき、床版内軸方向鉄筋のみを有効として算出した¹⁸⁾ものである。

引張フランジの曲げ応力範囲について S-N 関係を表示したのが Fig. 2 である。データのばらつきが大きく、また 200 万回時間強度で約 78 MPa ときわめて低い疲労強度となっている。この原因として、スタッドの溶接熱による材質変化、溶接残留応力の発生あるいは幾何学的応力集中なども考えられるが、Table 1 に示したようにフランジの破断位置に注目すると、ただ 1 体を除きすべて曲げモーメントと垂直せん断力とが共存するいわゆ

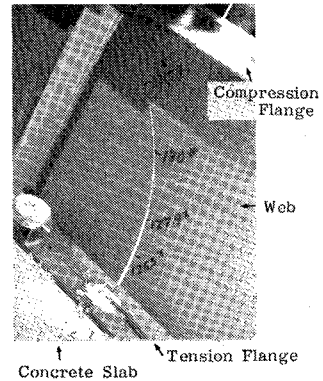


Photo 1 Fatigue Crack Development in Web of Beam E 2-1-1.

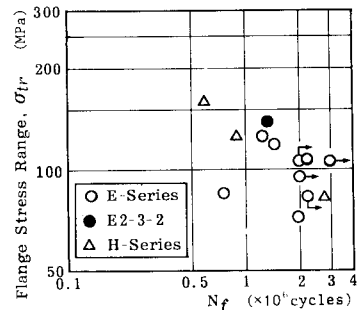


Fig. 2 S-N Relations for Beam Specimens.

るせん断スパン内のスタッド溶接部であったことから、最も大きな要因はスタッドに作用するせん断力ではないかと推察される。

3. 鋼板試験片による疲労試験^{7),8)}

桁試験体においてはフランジの引張応力とスタッドせん断応力との組合せを自由に变化させることができず、またスタッドに作用するせん断応力の正確な評価が困難であることなどから、小型のスタッド付き鋼板試験片による引張疲労試験を実施した。

(1) 実験の概要

試験片の鋼板材料としては、SS 41, SM 50 A および SM 58 Q の 3 種類を、頭付きスタッドの素材としては SS 41 相当材を用い、これらの化学成分および機械的性質は Table 2 のとおりである。試験片の形状・寸法を Fig. 3 に示す。

スタッド溶接の影響を系統的に調べるために、A~D の 4 種類の試験片系列を設定した。すなわち、A 系列は母材であり、B 系列はスタッドを一度溶接したのち切削除去し、グラインダーで仕上げて外観形状の変化をなくしたものであり、C 系列はスタッドには何れせん断力を作用させず、いわゆるスタッド付き鋼板とよばれるものである。しかし、これではスタッドせん断力の影響が考慮されていないので実際の桁における状態を再現するために、D 系列としてスタッドの周囲にコンクリートブロックを取り付けた試験片について、Fig. 4 に示す原理により、鋼板の引張りと同位相でスタッドにもせん断力を作用させ得る特別な試験装置⁷⁾を用いて試験を行った。

疲労試験はすべてローゼンハウゼン型疲労試験機により、A~C 系列では下限 10 kN の片振引張り（繰返し速度 6~8 Hz）、D 系列ではスタッドに対して 3 種類の一定せん断応力範囲 τ_r （軸部公称断面に基づき、ほぼ 20, 40 および 60 MPa）をとり、鋼板に対してはすべて下限荷重 10 kN の片振引張り（繰返し速度約 6 Hz）とした。

(2) 試験結果

各鋼材の疲労試験結果を Fig. 5~7 に示す。いずれも縦軸は鋼板の公称引張応力度についての応力範囲である。3 種類の鋼材とも各試験系列の S-N 関係はよく似た傾向を示したので、以下主として Fig. 5 の SS 41 材について述べる。

A 系列の母材の疲労強度に比べ、B 系列は全体的に約 70 MPa 程度低下している。これは疲労亀裂の発生点がすべてスタッド溶接部しかもブローホールあるいは不溶着部などの内部欠陥であったことから、これらによる応力集中の影響と考えられる。また、C 系列ではより一層疲労強度が低下する。疲労亀裂の開始点はいずれも余盛

止端部であり、B 系列のように内部欠陥位置におけるものは全くみられなかったことから、鋼板の疲労寿命に及ぼすスタッド根元部の幾何学的形状の不連続による応力集中の影響がきわめて大きいことがわかる。さらに、D 系列ではすべてせん断力の載荷側のスタッド余盛止端部に疲労亀裂が発生し破断した。この破断面の一例を

Table 2 Material Properties of Coupon Specimens.

Material	Chemical Composition (wt %)						Mechanical Properties		
	C	Si	Mn	P	S	Cu	σ_y MPa	σ_t MPa	ϵ %
Plate(SS41)	0.17	0.04	0.77	0.009	0.031	—	275	451	31
Plate(SM50A)	0.14	0.45	1.32	0.018	0.014	—	353	530	31
Plate(SM58Q)	0.14	0.36	1.21	0.019	0.012	0.03	549	628	20
Stud ($\phi 19$)	0.17	0.01	0.69	0.011	0.033	—	275	422	30

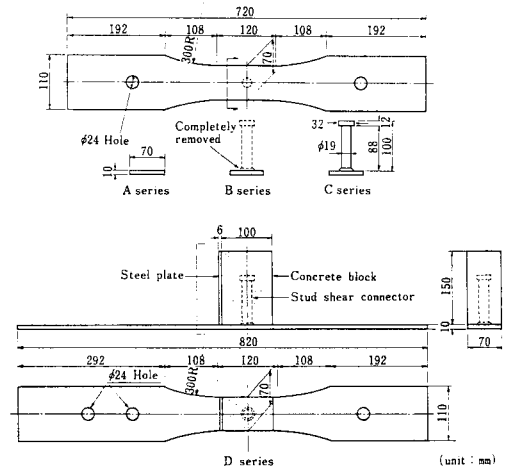


Fig. 3 Coupon Specimens.

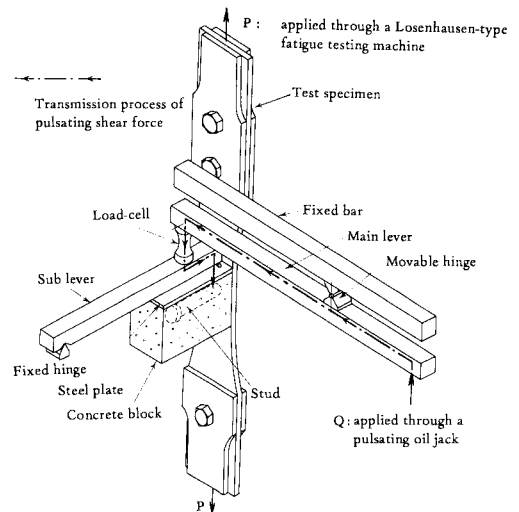


Fig. 4 Schematic Diagram of Combined Loading.

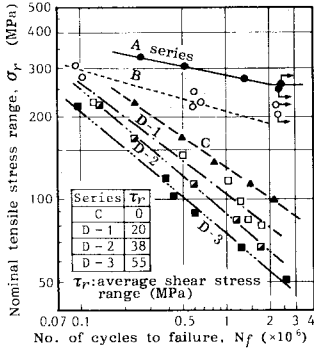


Fig. 5 S-N Relations for SS41 Steel.

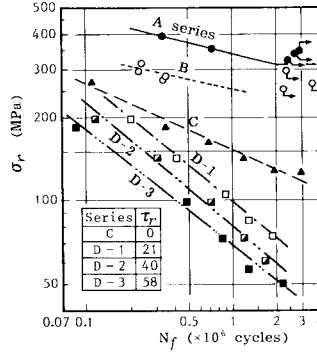


Fig. 6 S-N Relations for SM 50 A Steel.

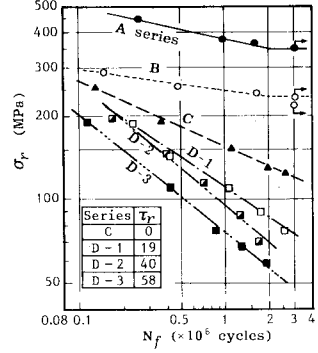


Fig. 7 S-N Relations for SM 58 Q Steel.

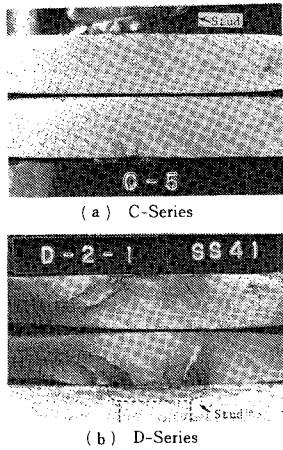


Photo 2 Typical Fracture Surface of Coupon Specimens.

Photo 2(b) に示す。同写真 (a) のC系列では鋼板表面にはほぼ直角な比較的平らな破面となっているのに対し、D系列ではスタッドに作用するせん断力により亀裂が溶着線に沿って熱影響部をえぐるように進んだ形跡がみられ、破面もかなり凹凸の激しいものとなっている。

Fig. 5~7 において、CおよびD-1~D-3のS-N曲線を比較すると、いずれも鋼板の疲労強度は作用せん断力の大きさに応じてしだいに低下する傾向が明瞭に認められる。たとえば、200万回時間強度について引張応力度とせん断応力度との相関を調べたところ、鋼種ごとの差は少なく、鋼板の疲労強度はせん断応力の増加とともにほぼ直線的に減少することがわかった。

4. スタッド根元部の応力解析

スタッドは本来せん断力を伝達する役目をもつものであるが、通常コンクリート内に埋め込まれるため、その変形状態などは明らかでない。これまで弾性体中に埋め込まれたはりとしての弾性解析¹⁹⁾あるいは一端回転支

持、他端回転拘束ローラー支持とした簡単な鋼棒モデルによる弾塑性解析^{20), 21)}などの例はあるが、いずれも二次元問題として扱われている。また、島田ら²²⁾はスタッド軸部を剛度変化領域を有する連続体とみなして選点法による三次元弾性応力解析を行っているが、鋼板を剛体と仮定しているためその応力状態については不明である。

ところで、先述の疲労破壊現象あるいは疲労強度の低下の最も大きな要因として、スタッド根元部における幾何学的形状の不連続に起因する応力集中が考えられ、この応力集中がせん断力によって増長されるのではないかと推察される。そこで、スタッド根元部における応力状態を明らかにするために、有限要素法による三次元弾性応力解析を試みた。

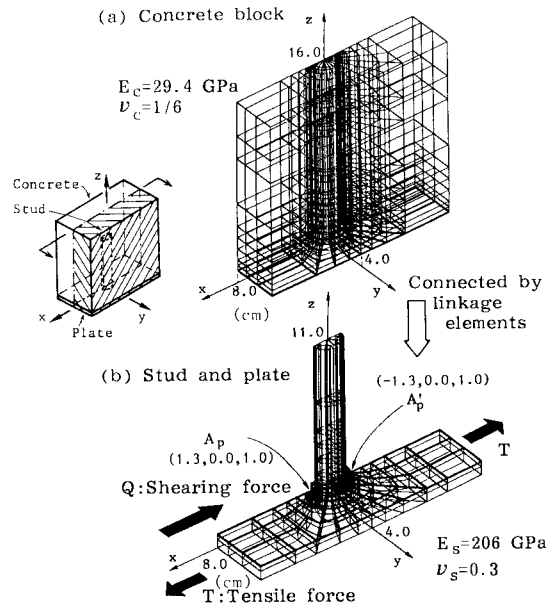


Fig. 8 Finite Element Mesh Division.

(1) 三次元有限要素解析の概要²³⁾

解析に際し、前述のCあるいはD系列の試験片をもとに平板と円柱とから成るモデル化を行い、1節点3自由度の三角柱、四角柱および直方体の各一次要素を用いて、たとえば Fig. 8 に示すように、モデルの対称性を利用して全体の2分の1について要素分割を行った。また、鋼とコンクリートとの相対ずれあるいは離間を考慮するために、鋼部とコンクリートとが接触するスタッド周囲および鋼板面ではすべてダブル節点としてリンク要素により結合した。なお、溶接余盛側面と平板表面とのなす角度 θ は応力集中に対しきわめて大きな影響をもつが、ここでは厳密な応力集中率の値を求めるというよりはむしろ根元部の応力状態がどのようなかにかに重点を置いたことと要素分割の都合上一応 90° とした。Fig. 8 中、 A_p 点あるいは A'_p 点とは後述するように応力集中の大きくなる点であり、それぞれスタッド余盛止端部の z - x 平面との交点を指すものとする。

(2) スタッド根元部の応力状態

a) 鋼板の引張り

Fig. 9(a) のように、鋼板の両端に 100 MPa の平均引張応力度を作用させた場合の、 A_p 点を通る x 、 y 、 z の3方向における鋼板内の荷重方向の応力成分 σ_x の分布を Fig. 10 に示す。同図において、 A_p 点 (または A'_p 点) に向かって応力が三次元的に集中していく様子が明らかである。スタッド付き鋼板の引張りにおける応力集中は6つの応力成分の中で荷重方向の応力成分 σ_x が最も卓越し、最大となる A_p 点 (あるいは A'_p 点) が試験片における疲労亀裂発生位置と一致していることから疲労強度の低下に対し余盛部付け根の幾何学的形状の不連続が支配的な影響因子であったと理解できる。

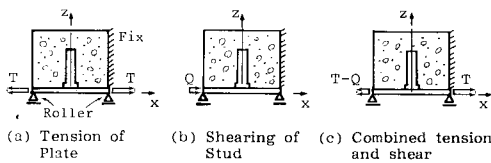


Fig. 9 Loading and Boundary Conditions.

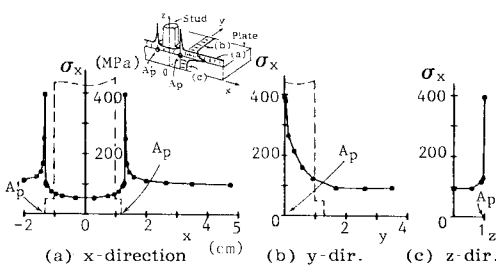


Fig. 10 Stress Distribution under Tension only.

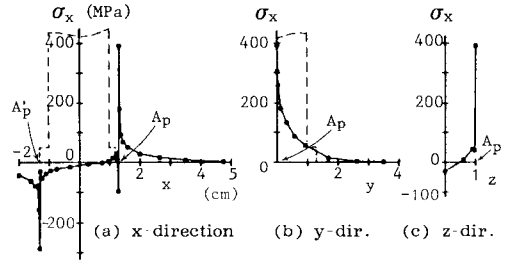


Fig. 11 Stress Distribution under Shear only.

b) スタッドのせん断

スタッドに対するせん断力は、Fig. 9(b) のように、コンクリート片側端面全部を固定し、これと反対側の鋼板端面にせん断力 (10 kN) と等価な等分布圧縮力を用いて与えた。 A_p 点付近の鋼板内の応力状態は引張りのみの場合と同様、やはり荷重方向の応力成分 σ_x が最も卓越しており、この分布を Fig. 11 に示す。同図 (a) において、せん断力の載荷側 (A_p 点) では引張り、非載荷側 (A'_p 点) では圧縮の逆対称形をした分布となり、その最大値は引張りのみの場合とほぼ同じ値となっている。 A_p 点では幾何学的な不連続性に加えて、力学的にも不連続点となり一種の「重複応力集中」状態となるためにこのように大きな応力集中を生じるものと考えられる。

c) 引張りとせん断の組合せ

Fig. 9(c) のように、鋼板の両側に大きさの異なる引張力を作用させ、それらの力の差がせん断力となってスタッドを介してコンクリートブロックで支えられるようにして組合せ荷重を与えた。なお、平均引張応力は 100 MPa、せん断力は 10 kN とした。

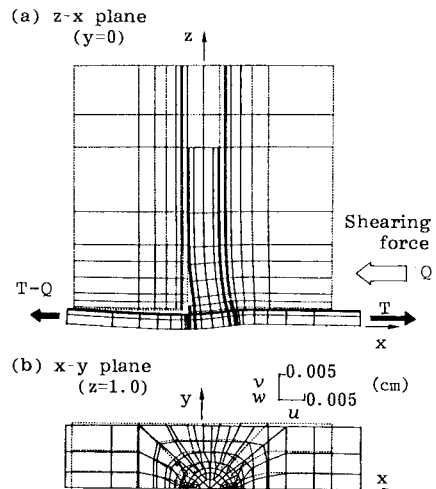


Fig. 12 Displacements of Node under Combined Tension and Shear.

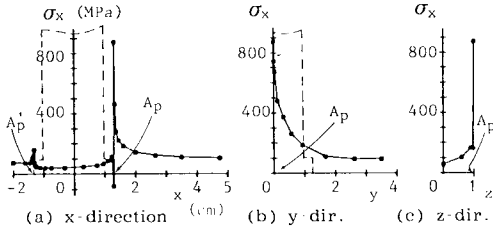


Fig. 13 Stress Distribution under Combined Tension and Shear.

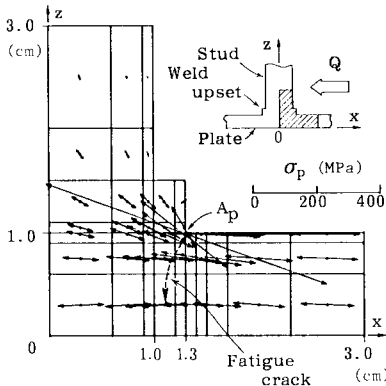


Fig. 14 Principal Stress Distribution at the Base of Stud under Combined Tension and Shear.

対称断面および鋼板とコンクリートとの接触面における節点の変位状況を Fig. 12 に示す。同図 (a) のスタッド根元付近において、せん断力の荷側ではコンクリートが鋼部にくい込むことなく支圧され、また非荷側ではコンクリートと鋼部との間に離間が生じ、鋼板も局部変形している。また、同図 (b) において、鋼・コンクリート間に相対ずれの生じているのがわかる。

A_p 点を通る 3 方向における鋼板内の σ_x の分布を Fig. 13 に示す。 σ_x の x 方向分布は中心軸に関し非対称で、せん断力の荷側 (A_p 点) できわめて大きな応力集中を生じ、ほぼ Fig. 10 と Fig. 11 を重ね合わせた分布形状および応力値となっている。

Fig. 14 に対称断面内 ($y=0$ の $z-x$ 平面) における A_p 点付近の最大主応力の分布を示す。これも、やはり引張りのみの場合とせん断のみの場合とを重ね合わせたような分布性状を示し、鋼板内の引張応力が A_p 点近傍でせん断力によりその方向を曲げられ、余盛部から軸部にかけて大量に流れ込んでいく様子が明らかである。また、図中の破線は組合せ応力による実験で観察された疲労亀裂のおおよその進展経路を示しているが、その方向は常に主応力の流れにほぼ直交するものとなっており、これより組合せ応力下における破壊状況がある程度説明できるようである。

5. 疲労強度の評価方法

実際の桁におけるスタッド溶接フランジの引張疲労強度を推定するにあたり、スタッド付き鋼板による実験結果を適用するにはあらかじめ両者の関係を明らかにしておかねばならない。ここでは 2 つの異なる実験結果を統一的に評価するための 1 つの方法について述べる。

(1) 評価応力

スタッド根元部はいずれの荷重状態のもとでも荷重方向の垂直応力度成分 σ_x が著しく卓越しており、三次元的な組合せ応力状態であることがわかる。そこで、疲労強度の評価に際し、一般的に次式で表わされる相当応力度 σ_e に着目することにした。

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + \frac{1}{6} (\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right\}^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: 垂直応力度、

$\tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$: せん断応力度。

ところで、引張りとせん断とが同時に作用する場合の応力状態は両者のほぼ重ね合わせとなることがわかったので、相当応力についてもそれぞれの場合の基準応力および応力集中係数を用いて、次式により算出することができる。

$$\sigma_e = \sqrt{\alpha^2 \cdot \sigma_0^2 + \beta^2 \cdot \tau_0^2 + \gamma \cdot \sigma_0 \cdot \tau_0} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

$$\alpha^2 = \frac{1}{2} \left\{ (\alpha_x - \alpha_y)^2 + (\alpha_y - \alpha_z)^2 + (\alpha_z - \alpha_x)^2 + \frac{1}{6} (\alpha_{yz}^2 + \alpha_{zx}^2 + \alpha_{xy}^2) \right\},$$

$$\beta^2 = \frac{1}{2} \left\{ (\beta_x - \beta_y)^2 + (\beta_y - \beta_z)^2 + (\beta_z - \beta_x)^2 + \frac{1}{6} (\beta_{yz}^2 + \beta_{zx}^2 + \beta_{xy}^2) \right\},$$

$$\gamma = (\alpha_x - \alpha_y)(\beta_x - \beta_y) + (\alpha_y - \alpha_z)(\beta_y - \beta_z) + (\alpha_z - \alpha_x)(\beta_z - \beta_x) + 6(\alpha_{yz} \cdot \beta_{yz} + \alpha_{zx} \cdot \beta_{zx} + \alpha_{xy} \cdot \beta_{xy}).$$

ただし、

σ_0 : 引張りのみの場合の基準応力、すなわち鋼板断面に作用する公称平均引張応力、

$\alpha_x, \alpha_y, \dots, \alpha_{xy}$: 引張りのみの場合の各応力成分の応力集中率、

τ_0 : せん断のみの場合の基準応力、すなわちスタッド軸部断面における公称平均せん断応力、

$\beta_x, \beta_y, \dots, \beta_{xy}$: せん断のみの場合の各応力成分の応力集中率。

次に、この相当応力度を求める着目点であるが、疲労亀裂の発生位置から、当然、応力集中が最大となる A_p

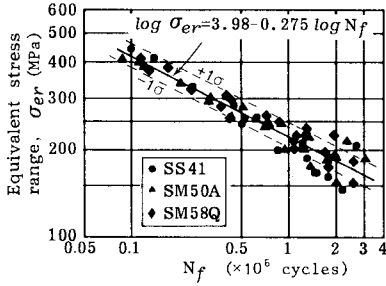


Fig. 15 S-N Relations for Equivalent Stress.

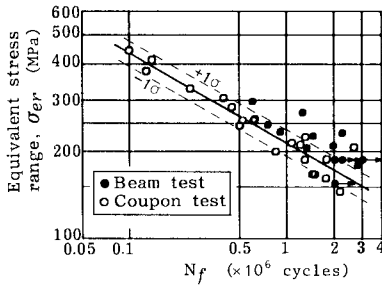


Fig. 16 Comparison of Fatigue Data between Beam Tests and Coupon Tests for SS 41 Steel.

点が考えられる。しかし、この点ならびにこの点を含む有限要素の各応力成分は要素の大きさによって敏感に左右され、また、実際の余盛形状(高さ、直径および角度 θ)はきわめてばらつきが大きく、局部的な欠陥により応力集中点と亀裂発生点とは必ずしも一致しない場合もあると考えられるため、この点を含んだある程度平均的な応力に注目するのが適当ではないかと考え、ここでは A_p 点近傍の4つの要素について各応力成分の体積平均値を求めることにした。具体的な例として3.の疲労試験片の近似モデルについて有限要素解析を行い、次式を得た。

$$\sigma_e = \sqrt{2.174 \sigma_0^2 + 5.834 \tau_0^2 + 6.521 \sigma_0 \cdot \tau_0} \dots \dots \dots (3)$$

(2) 試験結果の評価

式(3)を鋼板の試験結果(Fig.5~7のC~D-3系列)に適用したものがFig.15であり、図中には3種の鋼材の全データに対するS-N曲線とそのばらつきの分布帯域(標準偏差の±1倍)をも合わせて示す。なお、縦軸は相当応力度についての応力範囲 σ_{er} である。各鋼材の作用せん断力の異なる4つの系列に対するデータは100万回以上の部分で若干ばらつきが大きくなるものの、ほぼ分布帯域の中に入っており、非常にまとまりがよい1つのS-N関係を形成することから、相当応力範囲による疲労データの評価はいわゆる reasonable な結果を与えることがわかる。

次に、同様な評価方法をTable1の桁試験結果に適用し、SS41材の結果と比較したのがFig.16である。両

者は試験方法が全く異なるにもかかわらず、比較的よい一致をみており、桁結果は鋼板結果の分布帯域のほぼ上限付近にばらつき、その分布傾向は鋼板のS-N曲線とほぼ平行となっている。両者の差の原因として、1つには現時点において解析上ひびわれた床版の厳密な取扱いがきわめて困難であることから、せん断力が多少過大評価になっていることが挙げられる。

このようなことを勘案すれば、相当応力度によって桁試験と鋼板試験における疲労現象を統一的に説明することができ、また、スタッド溶接フランジの疲労強度を鋼板試験結果から推定することが可能であるといえる。

6. 結 論

主として負の繰返し曲げモーメントを受ける鋼・コンクリート合成桁のスタッドの溶接されたフランジ鋼板を対象として、その疲労現象を明らかにするために実施した実験的研究ならびに有限要素解析の結果、以下のことがわかった。

- (1) スタッド付き鋼板が組合せ応力を受ける場合の疲労強度は、スタッドに作用するせん断力の大きさにほぼ比例して低下する。
- (2) スタッド付き鋼板では、いずれの荷重状態においても荷重に最も近い余盛止端部の鋼板表面に応力集中が生じ、荷重方向の垂直応力度成分が最も卓越する。
- (3) 引張りとせん断とが同時に作用する場合には、幾何学的形状変化と力学的不連続による重複応力集中状態となり、きわめて大きな応力集中を示すが、ほぼ両者が単独に作用する場合の重ね合わせとみなせる。
- (4) 鋼板の疲労強度に対する評価応力としては疲労亀裂発生位置近傍における相当応力度が適当であり、その算定式は次のとおりである。

$$\sigma_e = \sqrt{2.174 \sigma_0^2 + 5.834 \tau_0^2 + 6.521 \sigma_0 \cdot \tau_0}$$

- (5) 相当応力によるS-N関係によれば、桁試験結果と鋼板試験結果との間に良好な対応がみられ、スタッド溶接フランジの疲労強度を鋼板試験結果から推定することが可能である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，昭和55年2月。
- 2) Selby, K.A., Stallmeyer, J.E. and Munse, W.H. : Fatigue tests of plates and beams with stud shear connectors, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.270, University of Illinois, 1963.
- 3) Roshardt, W. : Einfluss des Aufschweissens von Bolzen auf das Grundmaterial, Schweiz. Bauzeitung, 84. Heft 51, s.906~908, 1966.
- 4) 若林・沢野・成岡：スタッドジベルが溶植された鋼板の引張疲労試験，橋梁と基礎，Vol.5, No.4, pp.27~29,

- 1971年.
- 5) 川崎製鉄(株)：スタッドジベル溶接の品質に関する研究，昭和44年度建設技術研究補助金による研究報告，1970年.
 - 6) 尾形素臣：スタッド溶接の疲労——スタッドを打った鋼材の疲労について，岡部(株)技術資料 No.1, 1970年.
 - 7) Maeda, Y. and Kajikawa, Y. : Fatigue strength of steel plates with a stud shear connector for application to continuous composite beams, Preliminary Report, 9th Congress of IABSE, pp.145~156, May, 1972.
 - 8) 梶川・前田：スタッド付鋼板の疲労強度，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集，I-184, 1976年.
 - 9) 阿部・竹名：合成桁のずれ止め用スタッドの疲労強度(2)，国鉄構造物設計資料，No.32, pp.9~12, 1972年.
 - 10) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説—鋼鉄道橋，鋼とコンクリートとの合成鉄道橋一，pp.71~75, 昭和58年5月.
 - 11) 国広・井上・古庄：スタッド付きの圧延H形鋼および溶接Hげたの曲げ疲労試験，土木技術資料，Vol.15, No.12, pp.27~34, 1973年.
 - 12) Welz, W. und Dennin, G. : Dauerfestigkeit von Konstruktionen mit aufgeschweissten Bolzen, Schweissen und Schneiden, 33, Heft 2, s.63~66, 1981.
 - 13) 前田・梶川：負モーメントをうける合成桁の疲労破壊に関する研究，第16回橋梁・構造工学研究発表会，pp.71~80, 1969年.
 - 14) 前田・梶川ほか：負モーメントを受ける合成桁の疲労に関する実験的研究(第4報)，土木学会昭和45年度関西支部年次学術講演会講演概要，I-24, 1970年.
 - 15) 国広・井上・古庄：圧延H形鋼および溶接Hげたの曲げ疲労試験，土木技術資料，Vol.14, No.12, pp.23~28, 1972年.
 - 16) 大島・佐々木：スタッドジベルを溶植したSMA 58鋼板の曲げ引張り疲労強度について，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集，I-110, pp.303~306, 1972年.
 - 17) 藤田・松井・横道：鋼板コンクリート合成桁の静的および疲労性状，土木学会第28回年次学術講演会講演概要集，V-18, pp.38~39, 1973年.
 - 18) 前田・梶川・福井：断続合げたの弾塑性曲げ性状について(続)，土木学会昭和53年度関西支部年次学術講演会講演概要，I-68, 1978年.
 - 19) 奥田ほか：スタッドジベルの変位の一般式に関する実験的考察，土木学会第24回年次学術講演会講演集，I-172, pp.479~480, 1969年.
 - 20) 安楽・竹本・武田：スタッドジベルの弾塑性解析，大林組技術研究所報，No.10, pp.23~29, 1975年.
 - 21) 大友・田島・町田：スタッドシアコネクタの変形・強度特性に関する研究，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集，I-140, 1984年.
 - 22) 島田・岡村：ずれ止め近傍の3次元応力解析，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集，I-142, 1984年.
 - 23) 梶川・前田：スタッド付き鋼板の3次元応力解析(その1, 一軸引張りを受ける場合)，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集，I-54, 1979年.

(1985.3.25・受付)