

亀裂を有する桁の曲げ耐荷力

Ultimate Strength of Cracked Girders in Bending

石川敏之*, 大倉一郎**, 藤森由浩***

Toshiyuki ISHIKAWA, Ichiro OKURA and Yoshihiro FUJIMORI

*博(工), 大阪大学大学院特任研究員 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

**工博, 大阪大学大学院助教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

***修(工), 兵庫県 土木整備部洲本土木事務所道路保全課 (〒656-0021 洲本市塩屋 2-4-5)

In this study, the effects of cracks on the ultimate strength of girders under bending are investigated by statically loading tests and FEM analyses. The cracks considered are two types, Type 1 crack which propagates along the compression flange-to-web fillet welds and Type 2 crack which is located in the webs on the tension side of bending moment. Type 1 crack brings a snap-back failure to the girder without a concrete deck, below the yield load. When the girder is provided with a concrete deck, however, the reduction of the ultimate strength is very small, not followed by the snap-back failure. Type 2 crack slightly decreases the ultimate strength of the girder without a concrete deck, and in the girder provided with a concrete deck, the reduction of the ultimate strength does not occur.

Key Words: crack, plate girder, ultimate strength, concrete deck

キーワード: 亀裂, 鋼桁, 耐荷力, コンクリート床版

1. 序論

現在, 鋼橋主桁に疲労亀裂が発生していることが多数報告されている^{1)~4)}. 鋼橋主桁に疲労亀裂が発生すると, 亀裂が, 桁の耐荷力低下あるいは脆性破壊を引起す恐れがある. これまで, 脆性破壊に関する研究は多数行われ, 脆性破壊を防止する条件が与えられている^{5), 6)}. しかし, 亀裂が桁の耐荷力に与える影響については, 橋らが行った, 一方の主桁が破断した後の合成2主桁橋の残存耐力に関する研究⁷⁾, 著者らが行った, 亀裂が桁の曲げ耐荷力に与える影響^{8), 9)}, 中村らが行った, 亀裂を有する桁のせん断耐荷力に関する研究¹⁰⁾が挙げられる程度と研究の数は少ない. したがって, 現在, 鋼橋主桁に疲労亀裂が発見されたとき, 耐荷力の観点から補修の必要性を判断する情報は少ない.

主桁の支間中央に発生している疲労亀裂を図-1に示す. 主桁のウェブと上フランジとの間のすみ肉溶接のウェブ側止端には, 主桁間の鉛直変位差およびコンクリート床版の回転によって亀裂が発生している^{2)~4)}. この亀裂は, 主桁に生じる応力に対して平行に伝播するため, 桁を破断させることはないと考えられる. しかし, 亀裂がウェブの圧縮側に存在するため, ウェブあるいは上フランジに座屈をもたらす, 桁の耐荷力を低下させる恐れがある. この亀裂

をタイプ1の亀裂と呼ぶ. 他方, 図-1に示される横桁下フランジ端の主桁ウェブに発生する亀裂は, 曲げの引張側のウェブに発生するため, 脆性破壊を引起す恐れがあると考えられている. しかし, ウェブが薄肉の場合, 亀裂が脆性破壊を引起す前に桁の耐荷力を低下させる可能性がある. 曲げの引張側のウェブの亀裂がどの程度, 耐荷力を低下させるかは不明である. この亀裂をタイプ2の亀裂と呼ぶ.

本研究では, タイプ1と2の亀裂を有する桁の曲げ耐荷力試験およびFEMによる弾塑性有限変位解析を行い, これらの亀裂が桁の耐荷力に与える影響を明らかにする.

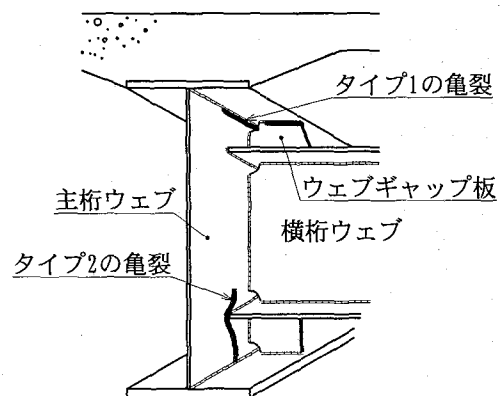
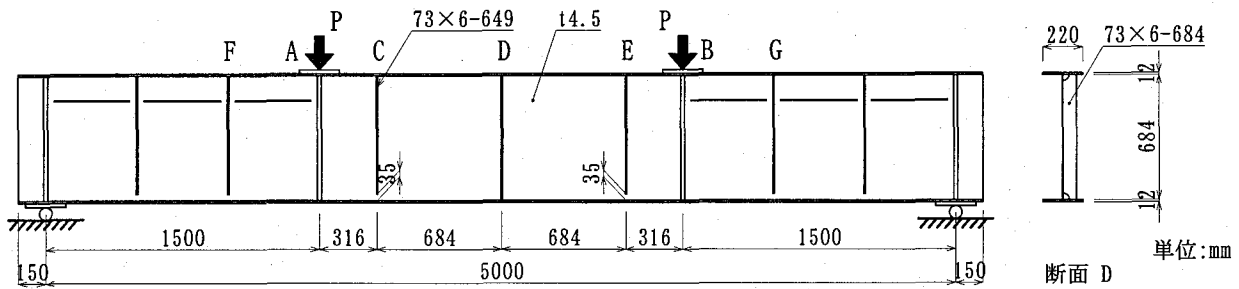
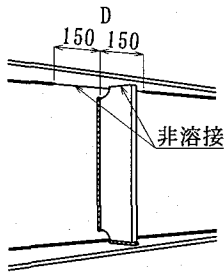


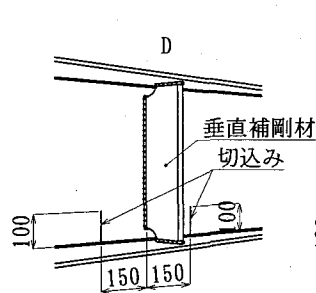
図-1 主桁の支間中央の疲労亀裂



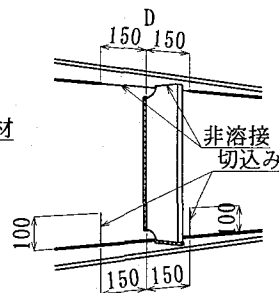
(a) 桁I



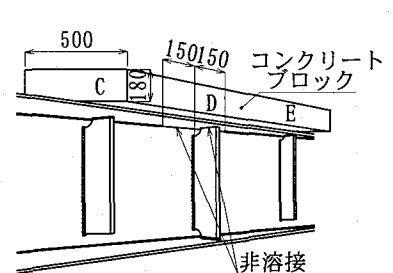
(b) 桁II



(c) 桁III



(d) 桁IV



(e) 桁V

図-2 試験体

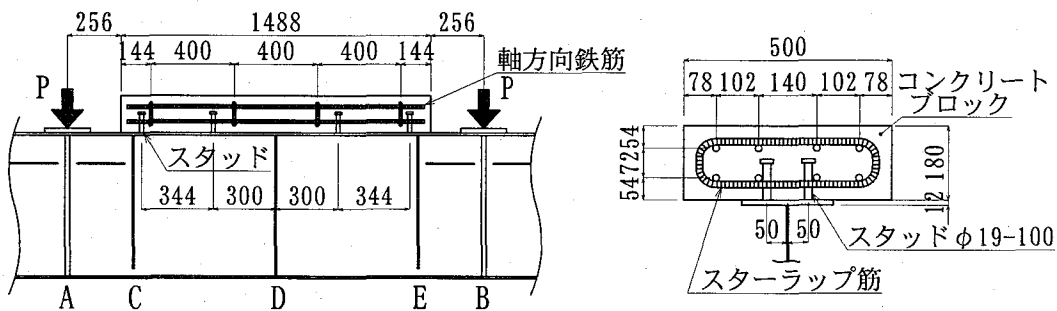


図-3 コンクリートブロック

2. 試験体

試験体を5体製作した。図-2(a)に示す、点CとEの間の二つのウェブパネルが試験対象である。試験対象のウェブパネルの縦横比 $\alpha (=a/b)$ は1.0であり、ウェブの幅厚比 $\beta (=b/t_w)$ は152である。ここに、 a は試験対象のウェブパネルの垂直補剛材の間隔、 b はウェブの高さ、 t_w はウェブの厚さである。 $\beta = 152$ は、道路橋示方書¹⁾で規定されるSM400のウェブに水平補剛材を設けない場合の限界値である。垂直補剛材の断面2次モーメント I_v は、道路橋示方書で規定される次の3式を満足するように設計した。

$$I_v \geq \frac{bt_w^3}{11} \times \frac{8}{\alpha^2} \quad (1)$$

$$b_v \geq \frac{b}{30} + 50 \quad (\text{単位 mm}) \quad (2)$$

$$t_v \geq \frac{b_v}{13} \quad (3)$$

ここに、

b_v : 垂直補剛材の幅、

t_v : 垂直補剛材の板厚。

フランジの断面寸法は、道路橋示方書に従って、フランジが降伏応力に達する前に局部座屈を起こさない寸法とした。

桁Iは、亀裂を持たない基準桁である。桁IIはタイプ1の亀裂を持つ。タイプ1の亀裂は、図-1に示すウェブギャップ板と上フランジの間のすみ肉溶接あるいは垂直補剛材と上フランジの間のすみ肉溶接を亀裂が伝播した後に発生することが多い^{2~4)}。したがって図-2(b)に示すように、桁の中央の点Dの垂直補剛材の上端と上フランジの間およびウェブの上縁と上フランジの間を溶接していない。タイプ1の亀裂の先端は、次に述べるタイプ2の亀裂の位置にそろえた。

桁IIIは、タイプ2の亀裂を持つ。図-2(c)に示すように、点Dから150 mmの位置に、ウェブ下縁から100 mmの長さの切込みを入れた。切込みはレーザーによって導入され、その実測幅は0.65 mmであった。切込みの位置と長さは、実桁の横桁下フランジの幅が600 mm、その取付け位置が下フ

表-1 材料特性

(a) 鋼板の材料特性

	桁 I~IV		桁 V	
	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ
計測板厚 t (mm)	4.46	12.45	4.41	12.08
降伏応力 σ_Y (MPa)	332	315	307	276
引張強さ (MPa)	437	446	443	438
ヤング係数 E_s (GPa)	211	213	213	215
ポアソン比 μ	0.27	0.28	0.27	0.28
伸び率 (%)	31.0	28.2	30.2	27.4

(b) 鉄筋の材料特性

直径 D (mm)	16
降伏応力 σ_Y (MPa)	373
引張強さ (MPa)	546
ヤング係数 E_s (GPa)	201
伸び率 (%)	29.1

(c) 硬化コンクリートの材料特性

材齢 (日)	35
圧縮強度 σ_b (MPa)	36.6
引張強度 σ_t (MPa)	1.8
ヤング係数 E_b (GPa)	26.4
ポアソン比 μ_b	0.19

ランジ上面から 200 mm であると想定して、試験体が実桁のおよそ 2 分の 1 のスケールであることから決定した。亀裂が下フランジに進入してから鋼桁の破断に至るまでの繰返し回数は、鋼桁が破断するまでの全繰返し回数と比べて非常に少ない^{12), 13)}。したがってウェブ下縁までの亀裂を対象とした。

図-2(d)に示す桁 IV では、タイプ 1 と 2 の両方の亀裂を考慮した。

道路橋では、主桁の上に鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版と呼ぶ）が存在するので、上フランジは RC 床版側へ局部座屈できない。そこで、桁 V では、図-2(e)に示すように、試験対象パネルの上に RC 床版を模したコンクリートブロックを置いた。図-3に示すように、コンクリートブロックの幅と厚さはそれぞれ 500 mm, 180 mm である。コンクリートブロックが上フランジから離れないように、支間中央の非溶接範囲を跨いで配置されたスタッドによって、鋼桁とコンクリートブロックとを連結した。コンクリートは 3 日間湿潤養生した後、試験を行うまで 33 日間気中養生した。

タイプ 1 の亀裂を設けた桁の点 D を除いて、試験対象パネルの全ての垂直補剛材の上端を上フランジに溶接した。点 C と E の垂直補剛材の下端は、下フランジの上面から 35 mm の位置にある。点 D の垂直補剛材の下端は下フランジに溶接されている。これは、1990 年に道路橋示方書が改正される以前に設計された鋼桁では、横桁が取り付けられた垂直補剛材は、下フランジに溶接されていたからである。

各材料の材料特性を表-1 に示す。桁 I~V で使用した鋼材は全て SS400 である。桁 V は桁 I~IV と異なるロットの鋼板である。桁 V に用いた鉄筋は SD295 である。硬化コンクリートの材料特性は、桁 V のコンクリートと同じ条

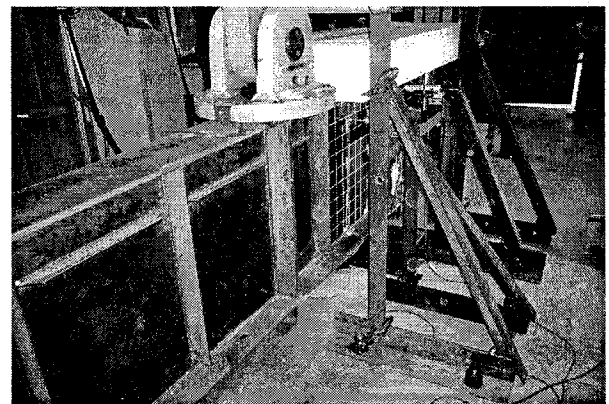


図-4 桁 V の荷荷状況

件で養生された直径 100 mm, 高さ 200 mm のコンクリート円柱試験片による材料試験の結果である。コンクリートの材料試験は、桁 V の荷荷試験の前日に行った。各試験値は、3 体の平均値である。

3. 試験概要

荷荷状況を図-4 に示す。図-2(a)に示すように、桁の両支点をローラーで支持し、点 A と B に等しい大きさの荷重を荷重制御で与えた。桁が横倒れ座屈を起こさないように、点 C と E の近傍の上フランジまたはコンクリートブロックの横方向の移動を拘束した。

桁の両支点と支間中央の鉛直変位を変位計により計測した。上下フランジとウェブのひずみを一方向ひずみゲージで計測した。膜応力と板曲げ応力を分離するために、ウェブの表裏面の同じ位置にひずみゲージを貼付した。桁 V では、コンクリートブロックの上下面と軸方向鉄筋のひずみを一方向ひずみゲージで計測した。

4. 試験結果

4.1 ウェブの初期面外たわみ

ウェブの初期面外たわみを図-5に示す。ウェブの初期面外たわみは、ウェブと上下フランジの取付け位置を0とし、正の値は垂直補剛材がある側を示す。この図から、全ての桁において、補剛材がある側に初期面外たわみが生じており、その変形量は、道路橋示方書で規定されるウェブの製作に対する許容誤差 $b/250$ ($=2.736$ mm)を満足している。

4.2 残留変形

載荷試験終了後の上フランジとウェブの残留変形を図-6に示す。上フランジの残留変形は、フランジの両縁の鉛直方向の変形を示している。桁I~IVに対しては、載荷点AとBの位置の変形を0とし、桁Vに対しては、両支点の位置の変形を0として表している。

亀裂を持たない桁Iでは、図-6(a)に示すように、点CとDの中間付近の上フランジが面外変形し、その直下のウェブも大きく面外変形している。

タイプ1の亀裂を有する桁IIとIVでは、最大荷重に達するまで、点Dの上フランジは下へ向かって変形したが、最大荷重に達すると同時に、上フランジが上へ向かって変形するスナップバックが発生した。そして、図-7に示すように、上フランジとウェブの間に大きな隙間が生じた。図-6(b)と(d)に示すように、点Dの上フランジ近傍のウェブが大きく面外変形し、垂直補剛材がこのウェブの面外変形の上に乗っている。

タイプ2の亀裂を有する桁IIIでは、図-6(c)に示すように、点Dの近くの上フランジが面外変形し、水平方向に2モードの面外変形がウェブに生じている。

タイプ1の亀裂を有する桁Vは、図-6(e)に示すように、点Dの近傍のウェブが面外変形しているが、コンクリートブロックが設けられているため、桁IIとIVで発生したスナップバックは生じなかった。荷重載荷点の外側の点FとAの間および点BとGの間のウェブパネルにせん断座屈が生じている。

4.3 耐荷力

荷重と桁中央の鉛直たわみの関係を図-8に示す。荷重 P が降伏荷重 P_Y で無次元化され、桁中央の鉛直たわみが δ_c で表されている。次式から、桁I~IVの P_Y は464.4kNであり、桁Vの P_Y は395.8kNである。

$$P_Y = \frac{\sigma_Y W}{l} \quad (4)$$

ここに、

- l : 支点と載荷点との間の距離、
 - σ_Y : フランジの降伏応力、
 - W : 測定板厚に対する鋼桁の断面係数。
- 鋼桁とコンクリートブロックとが合成作用をいっくらか

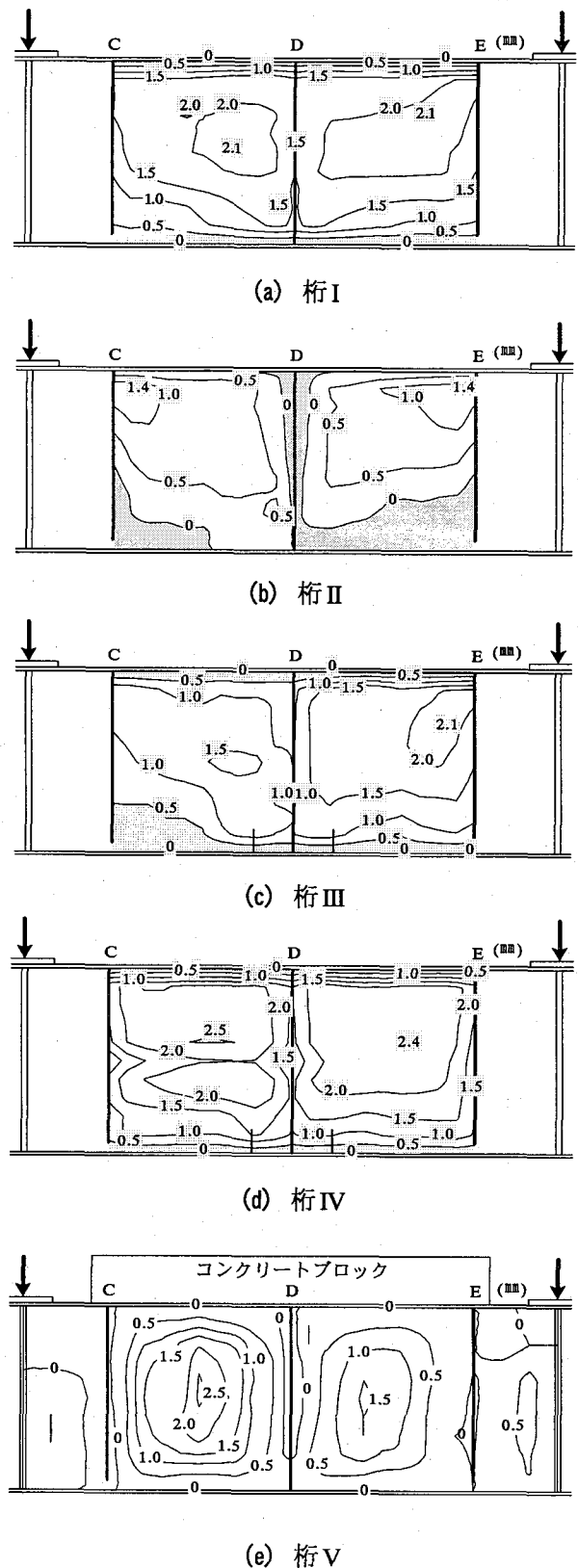
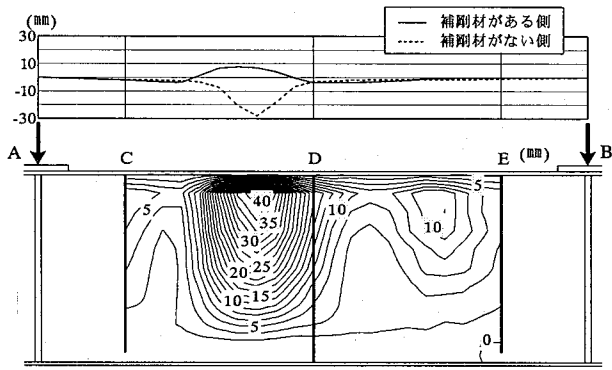


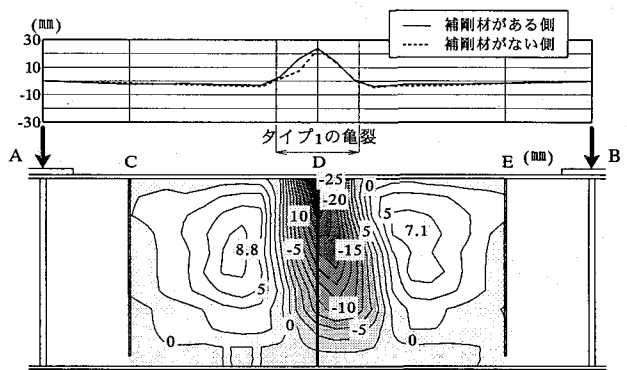
図-5 ウェブの初期面外たわみ

發揮するので、図-8に示すように、桁Vの荷重と鉛直たわみの関係の初期の傾きが他の桁のそれより幾分か大きい。

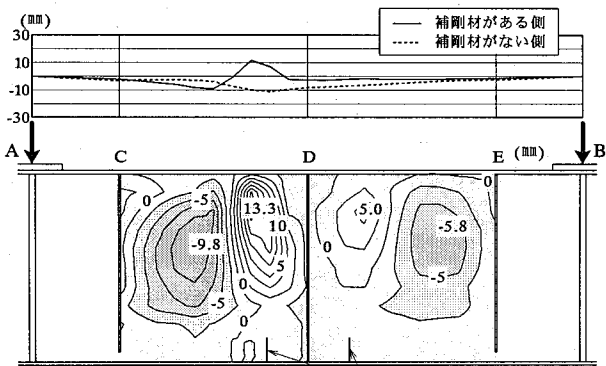
桁IIとIVの最大荷重はほぼ同じであり、降伏荷重に達する前に、スナップバックが生じたことにより、荷重が急激に低下している。桁IIはタイプ1の亀裂、桁IVはタイプ1と2の亀裂を有している。したがって、この荷重の急激な低下はタイプ1の亀裂によって起こされたものであり、



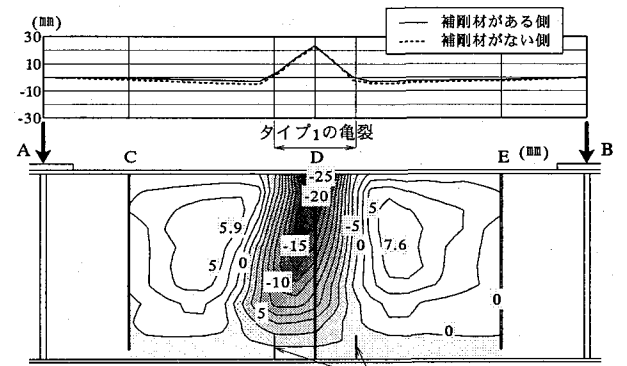
(a) 桁 I



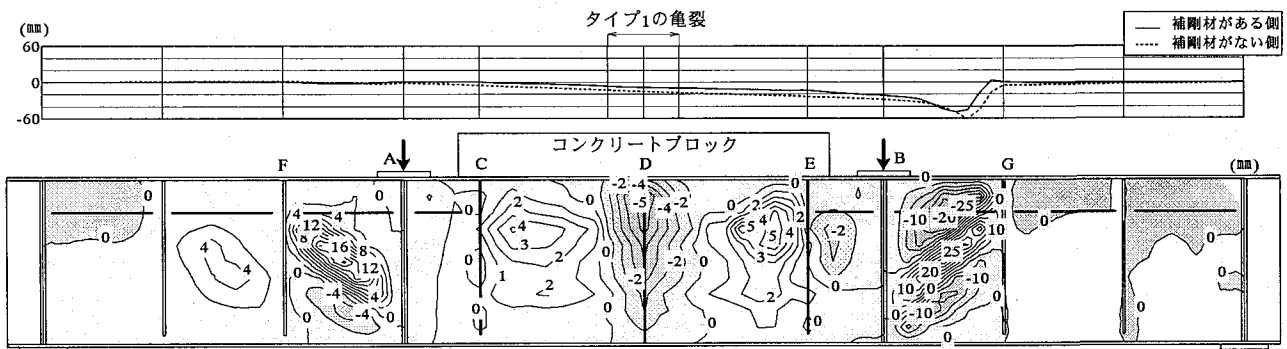
(b) 桁 II



(c) 桁 III



(d) 桁 IV



(e) 桁 V

図-6 上フランジとウェブの残留変形

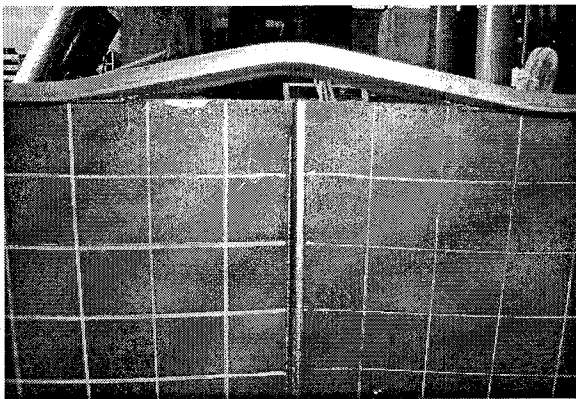


図-7 桁 II のウェブとフランジの変形

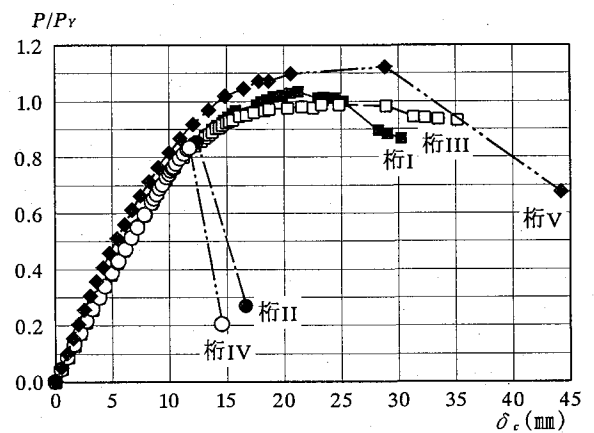


図-8 $P/P_y - \delta_c$ 関係

これにタイプ2の亀裂は影響していない。

タイプ1の亀裂を有しコンクリートブロックが設けられている桁Vは、桁IIおよびIVと異なり、降伏荷重を超えた後、荷重が低下している。ただし、この荷重低下はタイプ1の亀裂によるものではなく、図-6(e)に示したように、荷重載荷点の外側のウェブパネルがせん断座屈を起こしたためである。

タイプ2の亀裂を有する桁IIIは、亀裂を持たない桁Iより最大荷重がおおよそ4%低下した。

図-8から分かるように、全ての桁において、たわみは降伏荷重の約80%まで線形を保っている。したがって、本研究で扱った寸法の桁と亀裂に対して、タイプ1と2の亀裂の存在が、実動荷重による桁のたわみに与える影響はない。

4.4 桁のひずみ

桁IIの上フランジ上面のひずみを図-9に示す。縦軸は圧縮ひずみ、横軸はひずみの計測位置を示している。 ϵ_y は、降伏応力をヤング率で除したフランジの降伏ひずみである。タイプ1の亀裂によって上フランジとウェブは分離されているが、 $P/P_y = 0.43$ のとき、上フランジのひずみは構造力学から推定されるひずみと一致している。しかし最大荷重到達直前の $P/P_y = 0.86$ では、上フランジのひずみは不安定になり、いくつかの位置では降伏ひずみを超えている。

桁Vの断面のひずみ分布を図-10に示す。これは $P/P_y = 1.0$ に対するものである。コンクリートブロックの上下面、鉄筋の表面、上下フランジの下面のひずみならびにウェブの膜ひずみが示されている。この図から分かるように、鋼桁の圧縮側のひずみは断面S1よりも断面S2の方が小さい。しかしコンクリートブロックの上下面ならびに鉄筋の表面のひずみは、断面S1よりも断面S2の方が大きい。したがって、タイプ1の亀裂が存在する区間では、桁の圧縮力の一部をコンクリートブロックが分担したため、桁Vは降伏荷重を超える荷重に耐えたと考えられる。

5. コンクリートブロックを有する桁のFEM解析

5.1 タイプ1の亀裂を有する桁

タイプ1の亀裂を有しコンクリートブロックが設けられている桁Vの載荷試験では、荷重が降伏荷重を超えた後、図-6(e)に示したように、点FとAの間および点BとGの間のウェブパネルがせん断座屈して桁が終局に至った。したがって、コンクリートブロックを有する桁において、タイプ1の亀裂の存在が、桁の耐荷力に与える影響を明らかにするために、汎用有限要素解析プログラム MARC¹⁴⁾による弾塑性有限変位解析を行う。

解析モデルを図-11に示す。中央の二つのウェブパネルに、桁Vで測定された初期面外たわみを与え、表-1の桁Vの測定板厚と材料定数を解析に用いた。せん断座屈が生じた点FとAの間のウェブパネルおよび点BとGの間のウェブパネルの初期面外たわみを計測していなかったため、補剛材が設けられている側に、図-12に示す初期面外たわみを、最大値が $b/250 (=2.736 \text{ mm})$ となるように与えた。

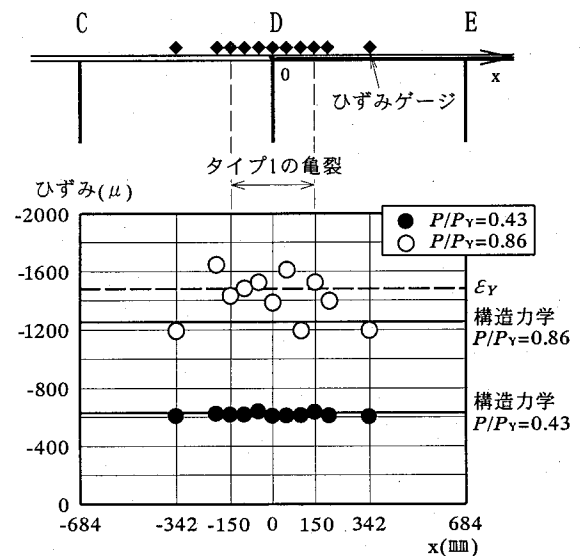


図-9 桁IIの上フランジ上面のひずみ分布

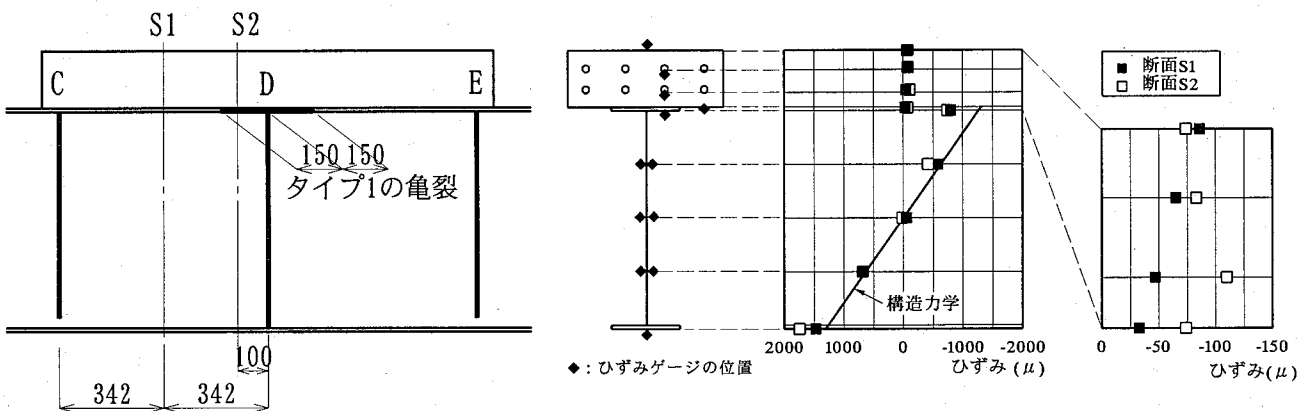


図-10 桁Vの断面のひずみ分布($P/P_y = 1.00$)

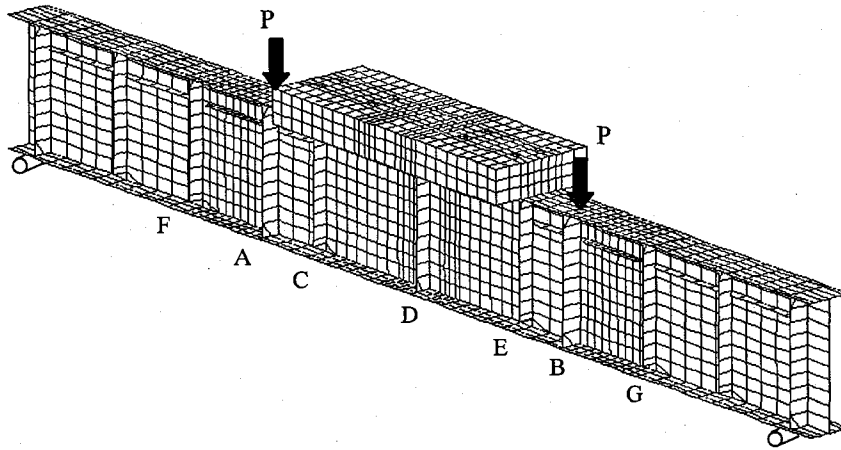
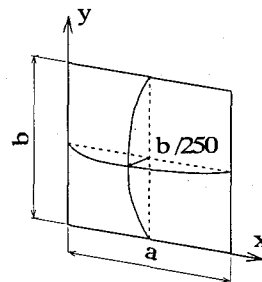


図-11 コンクリートブロックを有する桁の要素分割

スタッドおよびコンクリートには、20 節点アイソパラメトリック立体要素(MARC の要素タイプ 21)を用いた。鉄筋は 3D はり要素(MARC の要素タイプ 52)を用いた。スタッドの要素は、スタッドの断面積と同じ断面積を有する直方体とした。コンクリートブロックの要素と鉄筋の要素が接する位置、コンクリートブロックの要素とスタッドの要素が接する位置ならびにスタッドの要素と上フランジの要素が接する位置では、それぞれ節点を共有している。タイプ 1 の亀裂が存在する範囲では、上フランジの節点とウェブの節点が 1 mm を超えて近づかないように接触要素(MARC の要素タイプ 12)を挿入した。上フランジとコンクリートブロックとの間も同様に、上フランジの節点とコンクリートブロックの節点が 1mm を超えて近づかないように接触要素を挿入した。8 本のスタッドによって桁の上フランジとコンクリートブロックとが連結されている。スタッドの材料定数を計測していなかったため、フランジと同じ材料定数を用いた。鋼桁およびスタッドの応力とひずみの関係は、線形弾性-完全塑性とした。降伏条件は von Mises の降伏条件を用い、非線形計算には弧長増分法を用いた。表-1 に示す材料定数をコンクリートと鉄筋に用いた。図-10 から分かるように、コンクリートブロックと鉄筋に生じるひずみが小さいことから、コンクリートおよび鉄筋の応力とひずみの関係は線形とした。



$$w(x, y) = \frac{b}{250} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right)$$

図-12 ウェブの初期面外たわみ形状

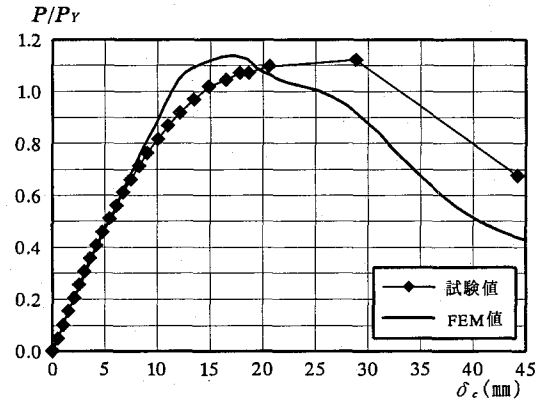


図-13 $P/P_y - \delta_c$ 関係

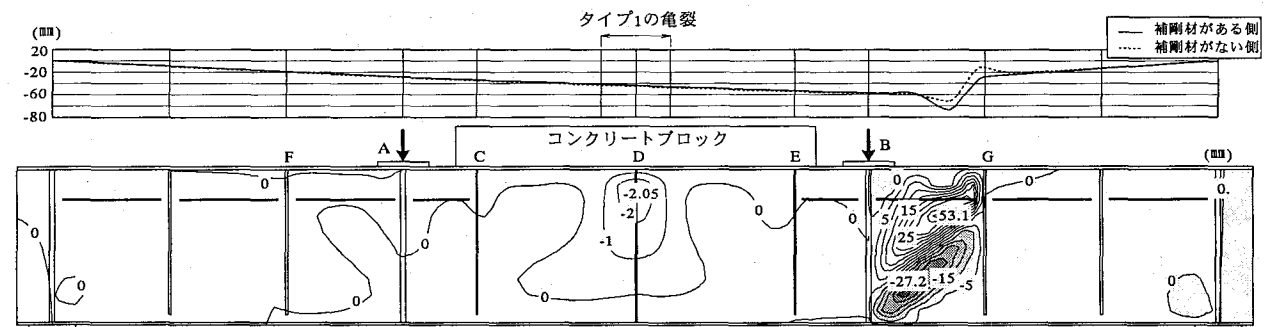


図-14 桁 V の変形 (FEM 解析結果)

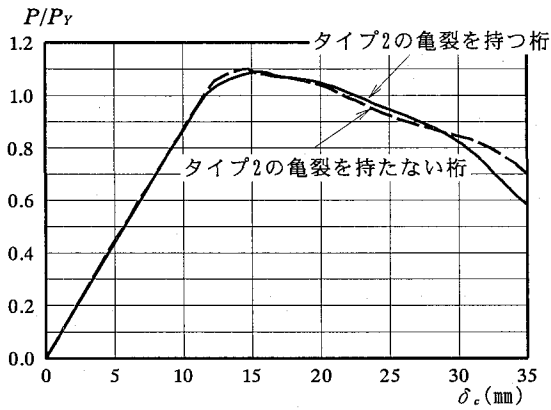


図-19 $P/P_y - \delta_c$ 関係

うに、タイプ1の亀裂を持つ桁では、亀裂が存在する点Dとスタッドの間の上フランジおよび点Cとスタッドの間の上フランジが下に向かって変形し、点Dの近傍のウェブが、面外に大きく変形している。点Dの位置の上フランジと垂直補剛材は溶接されていないが、垂直補剛材の存在により上フランジの下方向への変形が阻止されていることが分かる。

以上述べたように、コンクリートブロックが設けられている場合、タイプ1の亀裂を持つ桁の変形は、亀裂を持たない桁のそれと異なるが、タイプ1の亀裂が桁の耐荷力低下に与える影響は小さい。

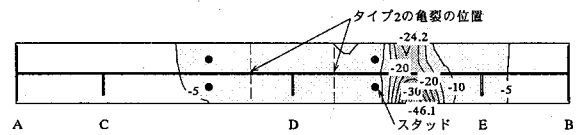
5.2 タイプ2の亀裂を有する桁

4.3節で述べたように、コンクリートブロックを持たない場合、タイプ2の亀裂を持つ桁の耐荷力は、亀裂を持たない桁に対して4%低下した。ここでは、コンクリートブロックを有する桁の曲げ耐荷力について、タイプ2の亀裂が与える影響を明らかにするために、FEM解析を行う。

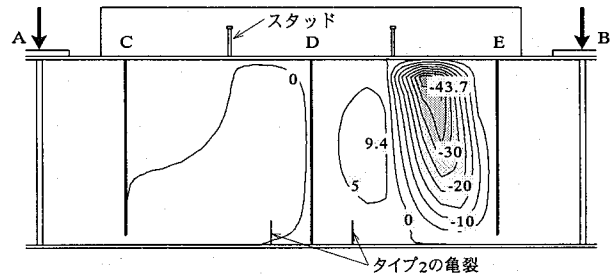
コンクリートブロック、鉄筋およびスタッドを、5.1節の場合と同様にモデル化した。点CとEの近傍には、スタッドを設けていない。図-12に示す初期面外たわみを、パネルCDには補剛材がある側へ、パネルDEには補剛材が無い側へ与えた。節点間に測定幅と同じ0.65mmの隙間を設けてタイプ2の亀裂を考慮した。亀裂の位置は、試験体と同じ位置とした。鋼の材料定数は、表-1の桁I~IVの値を用いた。

荷重と桁中央の鉛直たわみの関係を図-19に示す。この図には、タイプ2の亀裂を持たない桁のFEM解析結果も示されている。この図から、コンクリートブロックを有する場合、タイプ2の亀裂を持つ桁の最大荷重は、亀裂を持たない桁のそれとほぼ等しいことが分かる。

タイプ2の亀裂を持つ桁とそうでない桁について、桁中央の鉛直たわみが35mmのときの、上フランジとウェブの変形をそれぞれ図-20、21に示す。これらの図から、タイプ2の亀裂を持つ桁とそうでない桁の両者において、点Eとスタッドの間の上フランジが変形しており、タイプ2の

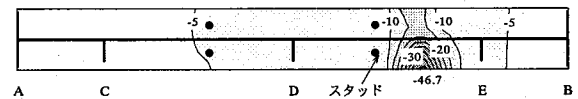


(a) 点AとBの間の上フランジの面外変形

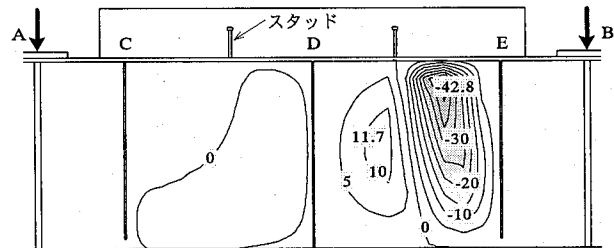


(b) ウェブの面外変形

図-20 桁の変形(タイプ2の亀裂有り)



(a) 点AとBの間の上フランジの面外変形



(b) ウェブの面外変形

図-21 桁の変形(タイプ2の亀裂無し)

亀裂を持つ桁と持たない桁の変形が同じであることが分かる。

以上より、コンクリートブロックが設けられている場合、タイプ2の亀裂を持つ桁の変形は、亀裂を持たない桁のそれと同じであり、タイプ2の亀裂が桁の耐荷力に与える影響はない。

6. 結論

本研究では、亀裂が桁の曲げ耐荷力に与える影響を明らかにするために、支間中央の主桁のウェブと上フランジとの間のすみ肉溶接のウェブ側止端に発生する亀裂(タイプ1の亀裂)ならびに横桁下フランジ端の主桁ウェブに発生する亀裂(タイプ2の亀裂)を有する桁の曲げ耐荷力試験およびFEMによる弾塑性有限変位解析を行った。

本研究で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) タイプ1の亀裂を有する桁では、鉄筋コンクリート床版を持たない場合、スナップバックにより降伏荷重に

達する前に荷重が急激に低下する。上フランジに鉄筋コンクリート床版が設けられていると、タイプ1の亀裂を持つ桁の変形は、亀裂を持たない桁のそれと異なるが、タイプ1の亀裂が桁の耐荷力低下に与える影響は小さい。

- 2) タイプ2の亀裂を有する桁では、鉄筋コンクリート床版を持たない場合、タイプ2の亀裂が桁の耐荷力を幾分低下させる。しかし、上フランジに鉄筋コンクリート床版が設けられていると、タイプ2の亀裂を持つ桁の変形は、亀裂を持たない桁のそれと同じであり、タイプ2の亀裂が桁の耐荷力に与える影響はない。

上記の結論は、本研究で扱った寸法の桁と亀裂の長さに対して得られたものである。本研究と異なる寸法の桁および異なる長さの亀裂を有する桁の耐荷力の究明は、今後の課題としたい。

謝辞

本研究は、基盤研究(C)(2) (課題番号 13650521) および萌芽研究 (課題番号 15656112) の科学研究費補助金を受けた。

参考文献

- 1) Fisher, J.W. : *Fatigue and Fracture in Steel Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1984.
- 2) 大倉一郎 : 鋼橋の疲労, 東洋書店, 1994.
- 3) 日本道路協会 : 鋼橋の疲労, 丸善, 1997.
- 4) 阪神高速道路公団 : 阪神高速道路における鋼橋の疲労対策, 2002.
- 5) 日本溶接協会 : 溶接継手の脆性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥の評価方法, WES 2805, 1997.

- 6) 日本溶接協会 : 動的繰返し大変形を受ける溶接鋼構造物の脆性破壊性能評価方法, WES 2808, 2003.
- 7) 橘 吉宏, 辻角 学, 越後 滋, 高橋昭一, 三木千壽 : 主桁損傷を受けた 2 主桁橋の残存耐力に関する考察, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.241-251, 2000.
- 8) 石川敏之, 藤森由浩, 大倉一郎 : 亀裂が桁の曲げ終局強度に与える影響, 鋼構造年次論文報告集, 第 11 巻, pp.379-386, 2003.
- 9) 藤森由浩, 石川敏之, 大倉一郎 : 亀裂が鋼桁の終局強度に与える影響, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集 第 1 部, I-321, pp.641-642, 2004.
- 10) 中村智昭, 北田俊行, 山口隆司, 松村政秀 : ソールプレート周辺に亀裂を有する I 桁端部の耐荷力特性に関する実験的研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集 第 1 部, I-320, pp.639-640, 2004.
- 11) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, I 共通編 II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 12) 福本嘸士 : 省力化のためのロボット溶接に適合する構造詳細の改良と強度評価法, 平成 6 年度科学研究補助金(一般研究 B) 研究成果報告書, 大阪大学工学部土木工学科, 1995.
- 13) 嘉指 敦, 松居伸明, 大倉一郎, 福本嘸士 : 水平補剛材端ギャップがプレートガーダーの疲労強度に与える影響, 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集 第 1 部, I-382, pp.764-765, 1995.
- 14) 日本エムエスシー : MSC.MARC2001 日本語オンラインマニュアル, 日本エムエスシー, 2001.

(2005 年 9 月 10 日受付)