

桁連結装置のウェブ取付部の終局強度に関する実験的研究

Experimental Study on Ultimate Strength of Web Plate of Girder at the part of connecting Bridge Restrainer

半野 久光*, 今村 幸一*, 船本 浩二*, 田嶋 仁志**, 金井 良助***

Hisamitsu HANNO, Koichi IMAMURA, Koji FUNAMOTO, Hitoshi TAJIMA, Ryosuke KANAI

- * 首都高速道路公団 工務部 設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)
- ** 首都高速道路公団 第二建設部 設計課 (〒151-0053 東京都渋谷区代々木 2-1-1)
- *** 三菱重工業(株) 技術本部 横浜研究所 (〒231-8715 横浜市中区錦町 1-2)

Failures that the reinforcing plate for web plate of girder at the part of connecting bridge restrainer are taken off from the web plate were seen in Hanshin earthquake. To investigate the ultimate strength of web plate around the reinforcing plate and to find the effective reinforcing method of that part, static experiment are carried out on four type models of actual size. Two of them are existing rectangular reinforcing plate type, and the other two are additional reinforcing types of that part. The results are as follows ; (1) Approximate estimation expression of the ultimate strength of web plate at that part is presented. (2) Both of the additional reinforcing structure Model B (stiffener type) and Model D (enlarged plate type) are shown to be effective. (3) In case of rectangular reinforcing plate, the web plate is broken at the position 20~25mm apart from the edge of reinforcing plate in loading direction. (4) The ratio of ultimate load of web plate to yielding load of the broken line is about 1.8.

Key Words : bridge restrainer, web plate, ultimate strength, model experiment

1. まえがき

兵庫県南部地震において、落橋防止構造としての桁と桁を連結板でつないだ桁連結装置も多数損傷した。損傷は ①連結板の破断、②ピンの破断、③ウェブ(腹板)の破断という形で起こっている。連結板の取付け部分は、普通、図-1 に示すように、桁端部のウェブを両面から補強板で補強した構造になっている。この桁の部分は、本来連結板よりも強くあるべきであるが、実際には桁のウェブが破断して補強板ごとにもぎ取られる損傷が少なからず見受けられた。そのため、既設橋の桁のウェブの補強対策が緊急に必要とされているが、補強板周辺のウェブの強度については過去に研究例がなく、また強度上有利な補強板の形状及び補強法についての明確な規定もないのが実情である。

そこで本研究では、同部分の最大強度と強度特性を把握し、最大強度の推定式の作成を試みると共に、既設橋に対する有効な補強構造案を見出すことを目的として、従来の長方形型補強板構造と、それらの補強型構造について、実物大モデルによる静的破壊実験を行った。

また、事前に、FEM解析を行い、弾性応力状態における補強板周辺のウェブの応力分布を調べ、更に実験においては、供試体に貼布したひずみゲージによって、ウェブが部分的に塑性域に入った後、どのような順序で塑性変形が

進行して破断に至るかを調査した。

2. 実験の概要

2.1 実験装置と実験モデル

実験は図-2 の直立型実験装置の下部に、実験モデルの下端(剛性を上げるために増厚した部分)を多数のピンで固着し、上端の補強板部分を 500tonf センターホールジャッキで実橋と同じようにピンで引張るという方法で行った。なお、ピン径は 90mm、補強板のピン孔径は 95mm とした。

実験モデルは、事前に FEM 解析を行い検討した結果、補強板の形状、板厚、補強方法、腹板の板厚等を変えた 4 体とし、実物大とした。なお既設橋の補強板の形状としては、円形のものや角に丸みを付けた五角形のものもあるが、通常は長方形が多く使われているため、ここでは従来構造としては長方形型を考えた。モデルの構造と実験ケースを一覧にして表-1 に示す。

モデル A は典型的な実橋構造の一例として、アスペクト比(縦横比)が比較的大きい長方形型の補強板の例であり、モデル B は、モデル A の腹板の補強構造案として、モデル A にスティフナによる補強を行ったものである。このスティフナを補強スティフナと呼ぶ。両者共、腹板の板厚は 9mm、補強板のすみ肉溶接脚長は 8mm であり、ま

た補強板の材質は、腹板と同じ SS400 にしている。モデル C は、桁の腹板に対して補強板が強固な場合を想定し、補強板の材質を SM490 とし、板厚をあげ、且つ形状としてはアスペクト比を小さくしたものである。またモデル D は、モデル C の腹板の強度を向上させるため、拡大補強板として考えたものであるが、桁端部には支点上スティフナが付いているため、そのスペースの制約上、形状を無制限に大きくすることは出来ない。そのため、補強板を支点上スティフナまで拡大し、かつ引張力に対するウェブの有効巾(補強板下端部の辺長)を大きくするため形状をバチ形にしたものである。なお、モデル C とモデル D は腹板から破断させることを狙って腹板の板厚を 8mm と薄くした。実際に製作されたモデルの板厚を初期状態において計測したところ、図面寸法よりはやや薄く、前者はそれぞれ 8.66mm と 8.71mm、後者は 7.86mm と 7.87mm であった。実験モデルに用いた鋼材の材料試験結果を表-2 に示す。

なお、モデル A を設計した時の現行設計基準における設計荷重は $\sqrt{2} R_d = 82.9 \text{ tonf}$ (R_d : 死荷重反力) である。

2.2 計測項目と計測方法

計測は、供試体が局部的破断に至るまでの荷重とピン変

位を連続記録した。その他の変位及び各部のひずみは、静歪み計を用いて荷重のステップ毎に計測記録した。

ひずみの計測位置をモデル A を例として図-3 に示す。他のモデルもほぼ同様な考え方でひずみの計測を行った

表-1 モデルの種類と構造

モデル	構造
A (従来構造)	
B (補強スティフナ追加型)	
C (従来構造、補強板剛性大)	
D (バチ形拡大補強板型)	

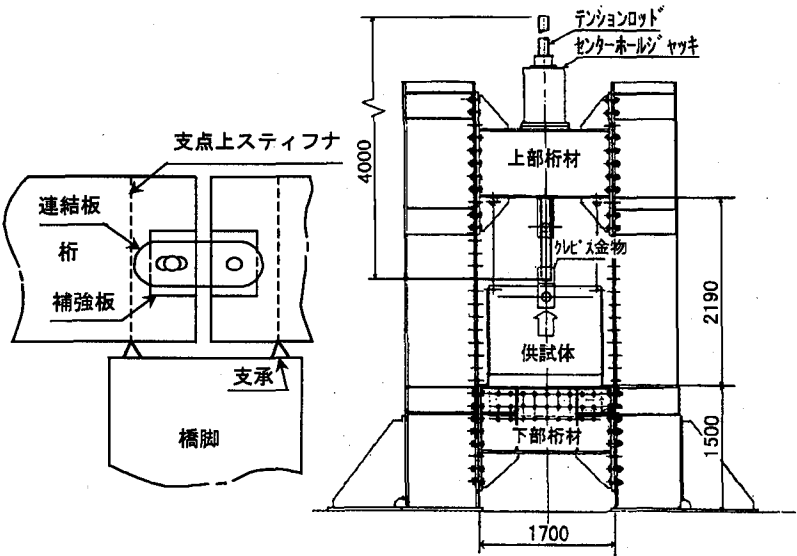


図-1 桁連結装置

図-2 連結板桁取付部破壊実験装置

(注) 材質は、モデル C とモデル D の補強板に SM490 を用いた他は、すべて SS400 である。

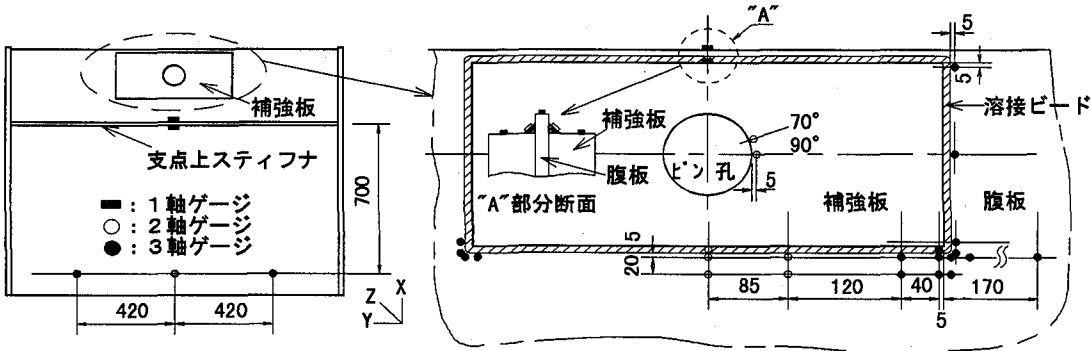


図-3 ひずみ計測位置の例 (モデル A)

表－2 材料試験結果

材質・ 板厚 項目	SS400					SM490A
	8mm	9mm	12mm	22mm	32mm	36mm
降伏点	33.3	34.6	32.6	30.1	27.6	35.8
引張強さ	47.4	46.3	44.4	44.6	42.7	52.7
伸び (%)	27.7	30.1	32.3	32.7	36.5	31.8

が、モデルBは、補強スティナフの応力とスティナフ先端の腹板の応力も計測した。

3. 実験結果とその考察

3.1 破壊状況と最大荷重

補強板取付部の腹板が破断したモデルAとモデルCの破壊状況の写真を、写真－1、写真－2 に、腹板ではなく、補強板が破断したモデルBの写真を写真－3 に、破断には至らなかったが、モデルDの試験終了時の写真を写真－4 に示す。また、各モデルのピン位置での荷重－変位曲線を図－4 に示す。

モデルAは、最大荷重 278tonf の時、補強板下端部の腹板の中央部からき裂が入り一瞬にして補強板の幅一杯に進展した。補強板は面内で大きく曲げ変形し、その影響で補強板側部の腹板は大きく座屈変形を起こしていた。また、補強板自体のピン荷重作用部分も、すでに上端面中央部にき裂が発生し破断寸前であった。

なお、実橋の構造の向きは、実験モデルを 90° 回転させた方向になっているので、実験での補強板下端部は、実橋での補強板側部になるが、本稿では実験での方向で呼ぶことにする。

モデルBは、モデルAがピン荷重作用部でも破断寸前であったことから、補強板のピン荷重せん断部に部材を追加し、断面積で約 25%補強したが、最終的にはその部分で破断してしまった。しかし、腹板は補強スティナフの効果により健全であり、最大荷重が 395tonf であったことから、強度は少なくとも 40%は向上することが確かめられた。

モデルCは、補強板の剛性が高いため補強板が破壊したり大きく変形したりすることではなく、補強板下端部の腹板が最大荷重 274tonf で破断した。

モデルDは補強効果が十分あり、450tonf まで載荷したが破壊した箇所はなかった。このことから、このような補強法は腹板の強度を少なくとも 1.6 倍は向上させることが分かった。

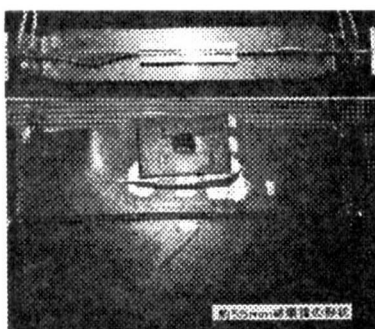
なお、図－4 のモデルAとモデルBのピンの変位がモデルCやモデルDより大きいのは、前者は補強板のピン孔のせん断抜け部分の変形量が後者よりはるかに大きいためである。

3.2 弾性域における腹板の応力分布

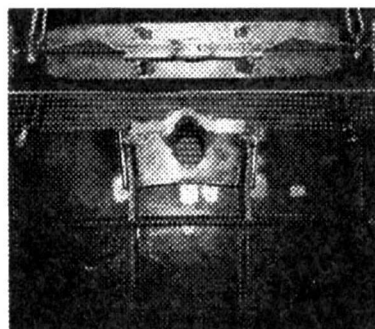
モデルAとモデルCで、補強板下端部の腹板が破断したことから分かるように、補強板周辺の腹板の強度評価



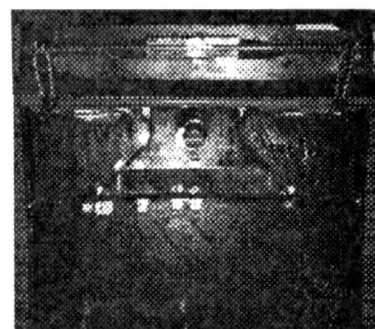
写真－1 ウェブ取付部破壊実験結果
(モデルA)



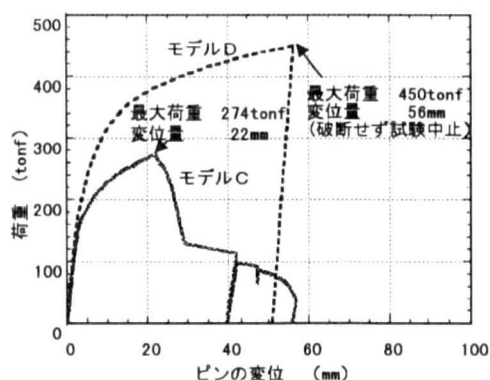
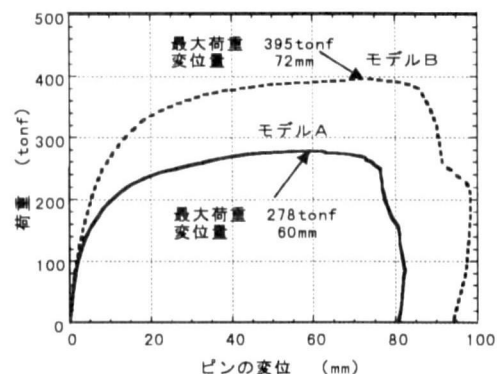
写真－2 ウェブ取付部破壊実験結果
(モデルC)



写真－3 ウェブ取付部破壊実験結果
(モデルB)



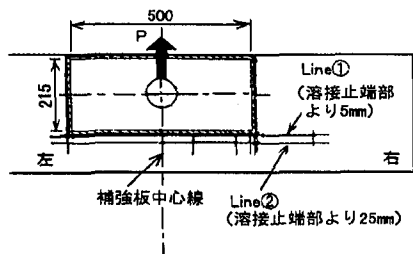
写真－4 ウェブ取付部破壊実験結果
(モデルD)



図－4 荷重とピン変位の関係

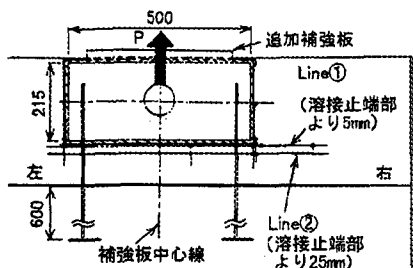
モデル A

腹板：板厚 9mm、補強板：板厚 32mm



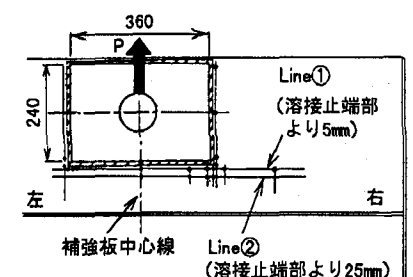
モデル B

腹板：板厚 9mm、補強板：板厚 32mm



モデル C

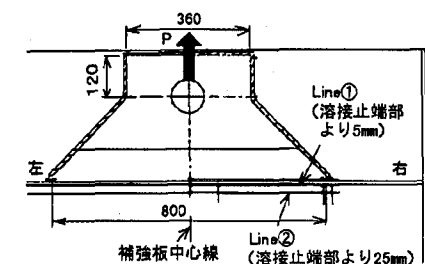
腹板：板厚 8mm、補強板：板厚 36mm



----- FEM 解析値
● 実験値(右側)
▲ 実験値(左側)
※実験値は表裏の平均値を示す。

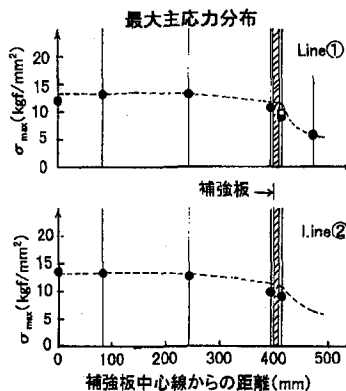
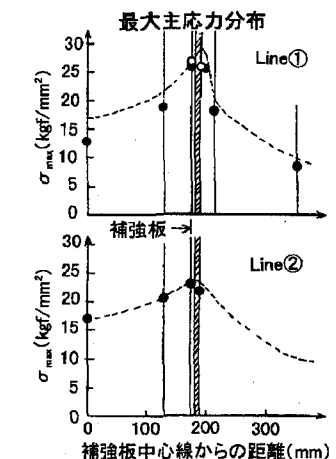
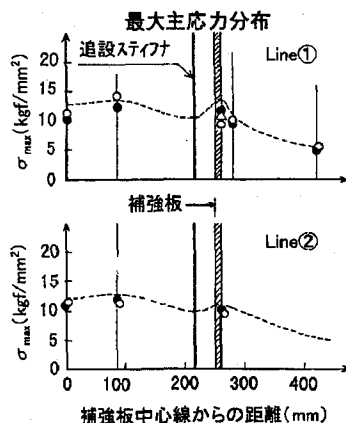
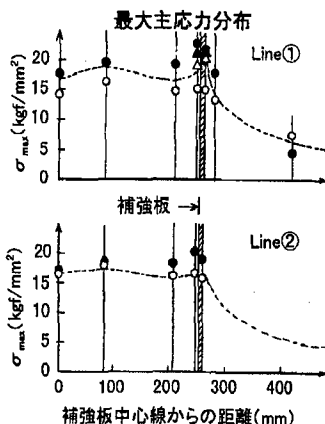
モデル D

腹板：板厚 8mm、補強板：板厚 36mm



P=100ton とした場合

(実験値は P=40ton の値を 2.5 倍した)



上、補強板下端部の腹板の強度は最も重要である。そのため、弾性応力状態における同部分の主応力分布をモデル実験における計測値及び、シェルモデルによる FEM 解析値の両面から調査した。

各モデルの同部分の腹板の最大主応力の実験値と解析値を比較して、図-5 に示す。FEM 解析モデルのメッシュ分割図は、モデル A のみ示してあるが、他もほぼ同様である。

実験での応力計測は、溶接ビード止端部から、5mm の位置と 25mm の位置のライン上について行ったが、図-5 では前者の位置を Line ①、後者の位置を Line ②としている。

応力値は、荷重 100ton に対応する値を示しているが、計測値は、荷重が 40 ~ 50tonf を越えるあたりから直線性を失うものがあるため、荷重 40tonf の時の値を 2.5 倍した値を示した。同図から、次のことがいえる。

(1) 各モデルとも、実験値と解析値はよく対応しており、特に Line ②の位置での一致度が高い。

(2) モデル A とモデル C で Line ①と Line ②の値を比較すると、FEM 解析値はいずれも Line ①の値の方が大きい。実験値は補強板コーナーの応力集中部分を除いて、モデル A ではほぼ同等、モデル C では Line ②の方がむしろ大きな値に計測された。これはコーナー部の応力集中の影響と考えられる。補強板コーナー部は、Line ①において解析値、実験値共、応力集中が生じており、特にモデル C のように強固な補強板程、応力集中率が高くなる。

(3) モデル B とモデル D では、実験値、解析値共、Line ①と Line ②であまり差がなく、補強板コーナー部の応力集中もほとんど生じていない。これは、それぞれの補強の効果と考えられる。

(4) 応力の絶対値を比較してみると、モデル B、モデル D の応力が同じ荷重に対してモデル A、モデル C よりそれぞれ大幅に小さくなっており、補強の効果が現れていることが分かる。

3.3 各モデルの塑性変形の進行状況

ピン荷重を増大させていった時、補強板とその周辺の腹板(ウェブ)がどのよ

図-5 弾性域における補強板下端部の腹板の最大主応力分布

うな順序で塑性応力状態に入っていくか、またその時の荷重と破断時の最大荷重との関係はどのようなものかを調べるため、補強板とその周辺にひずみゲージを貼付し、ひずみを計測すると共に塑性変形の進行状況の観察を行った。

各モデルの補強板とその周辺の主ひずみ分布の変化の計測結果をそれぞれ図-6～図-9に示す。これらの図から、補強板とその周辺の構造部材は、荷重の増加につれて、複雑な様相を呈しながら塑性変形が進んでいくことが分る。このようなひずみの計測結果及び実験途中の観察結果から、各モデルの補強板周辺のどの部分がどの荷重ステップで塑性域に入り、ひずみが急激に増大していくか、また座屈するかを最終破断位置(または破断推定位置)に関係ある部分を中心に、各モデルの荷重-変位線図に記入したものを図-10～図-13に示す。

これらの図と主ひずみ分布を合わせ見て、各モデルの塑性変形の進行状況及び強度特性について考察する。

(1) モデルA

アスペクト比(縦横比)が比較的大きい長方形型の補強板であるモデルAは、補強板下端部の腹板の中央部からき裂が入り、一瞬にして進展して破断したが、その時すでに、補強板のピン荷重作用部分も上端面中央部にき裂が発生しており破断寸前であった。これは、補強板が腹板と同等の耐荷力しか持っていなかったためであるが、このような場合には、弾性応力状態では、補強板のピン孔周りの方が腹板より応力が高く、早く塑性域に入る。このことは、図-6の荷重75tonfの状態を見れば分る。

従来の設計基準でモデルAを設計した時の設計荷重は82.9tonfであるが、この荷重では補強板のピン孔周りは塑性域に入るが、腹板はすべて弾性域である。荷重125tonfで補強板下端部のコーナー部及び中央部の一部の腹板が塑性域に入り、150tonfでは、補強板下端部(側部は除く)腹板の全域が塑性域に入っていた。腹板のひずみは溶接ビード端から5mm離れた位置と25mm離れた位置の両方を計測していたが、ひずみが急速に増大するのは後者の位置であるのは興味深い。また、125tonf付近から補強板のピン孔周りのひずみの進行速度は腹板のそれに比べて遅くなり、175tonfになるとひずみの大きさが完全に逆転してしまう。補強板側部の腹板は、荷重200tonfで塑性域に入り、約210tonf位で、補強板の面内の曲げ変形(塑性変形)による圧縮力で座屈した。その後は、補強板の面内曲げ変形の進行が早くなり、それによって補強板下端部中央の腹板の伸びが増大し、最大荷重278tonfで破断した。この最大荷重を P_{WM} 、補強板下端部の腹板全域が塑性域に入った時の荷重を P_{WLY} 、補強板側部の腹板が座屈し、側部も含め、補強板周辺の腹板全域が塑性域に入った時の荷重を P_{WY} とすると、 P_{WM} は P_{WLY} の約1.85倍、 P_{WY} の約1.32倍である。この P_{WM} と P_{WY} の比は、材料の引張強さ σ_B と降伏点 σ_Y の比の値にほぼ等しい。

(2) モデルB

モデルAにスティフナによる補強を行ったモデルBは、モデルAよりはるかに強く、補強板下端部の腹板が塑性域に入り始めるのは荷重約200tonf位からである。ところが同部分のひずみは、それ以後増大の速度が鈍くなる。これは、荷重がまだ弾性域を有している補強スティフナに分担されるからである。

一方、スティフナ先端の腹板は、荷重150tonf位で応力集中部分が塑性域に入るが、周囲が弾性域のためひずみの進行速度は遅く、ひずみがある速さで増大し始めるのは、荷重が270tonf位からである。そして、330tonfになると、スティフナ先端位置の2本のスティフナの間部腹板も塑性域に入り、スティフナ先端部にリューダース線が見え始め、荷重が360～380tonfでスティフナ先端位置の断面の腹板ほぼ全域が塑性域に入ることが、ひずみゲージのひずみ値から確認された。

補強スティフナについてみると、支点上スティフナとの結合部分(スティフナ結合部)が荷重170ton位から曲げ応力として降伏点を越え始めるが、ひずみの進行速度は遅く、全断面が塑性域になるのは約310tonf位からである。なお、図-7のスティフナ結合部のひずみ値が1本のスティフナに対し2ヶずつ記載されているのは、スティフナの両面の値を示したものである。

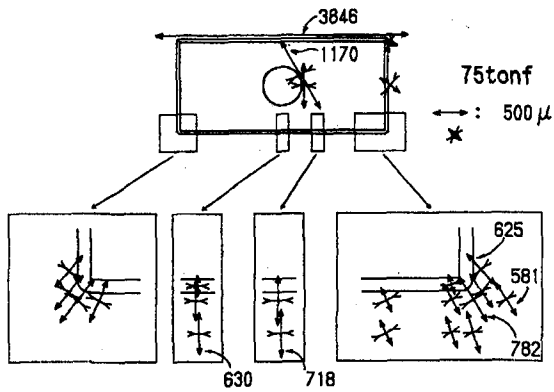
補強板の面内曲げ変形は、補強スティフナの支点上スティフナとの結合部が全断面塑性域になるあたりから急速に大きくなり、同時に補強スティフナの支点上スティフナとの結合部までの間も、補強板の変形に合わせて面内方向に変形している。実験では最大荷重395tonfで補強板のピン荷重作用側上端面中央部からのき裂で同部分が破断してしまったが、モデルAの結果から判断すると、その他の部分は、まだかなりの荷重に耐えられると思われる。

(3) モデルC

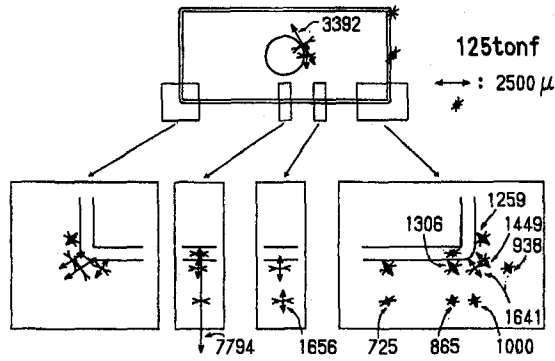
モデルCは補強板に高張力鋼を使い、かつ板厚をモデルAより厚くし、かつ形状をアスペクト比が小さい長方形型にしたモデルである。

補強板を強固にしたため、最初に塑性域に入ったのは補強板下端部コーナーの応力集中部分の腹板である。荷重が50tonfから100tonf位の間に塑性域に入り始め、それが次第に中央部にまで広がっていき、約150tonfで補強板下端部腹板全域が塑性域に入った。この荷重 P_{WLY} は、モデルAの P_{WLY} の値とほぼ同じだが、モデルCは腹板の板厚を8mm(モデルAは9mm)にしてあるため、実質的にはモデルCの P_{WLY} はモデルAの P_{WLY} より約1.1倍高いことになる。これは補強板が強固になり、補強板の面内曲げ変形量が小さくなったためである。即ち、モデルCの補強板の形状の方が、腹板の耐荷力の面では、モデルAより改善された形状といえる。

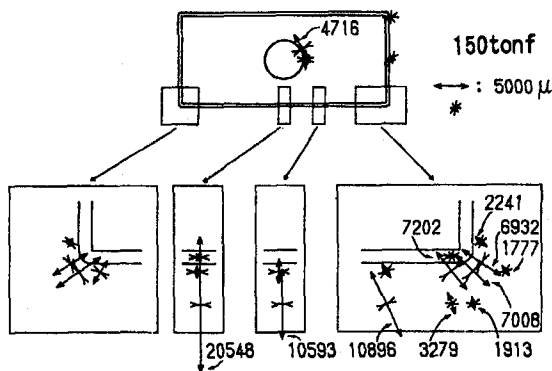
荷重が150tonfを越えても、補強板の形状に目に見える変化はなく、モデルAのような面内変形は生じないが、200tonf程度になると補強板側部の腹板が塑性域に入り、



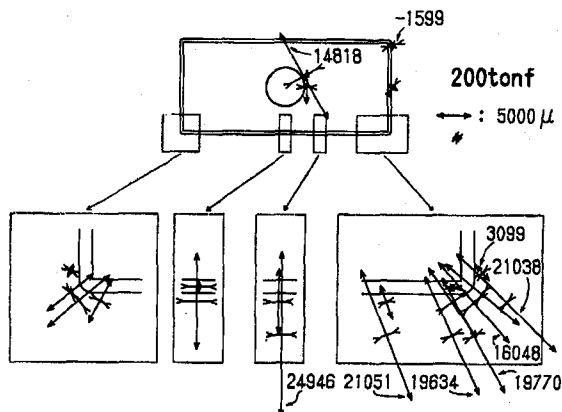
○ 補強板ピン荷重作用上端面塑性域 (荷重 70tonf から)



○ 補強板下端中央部とコーナー部ウェブ塑性開始

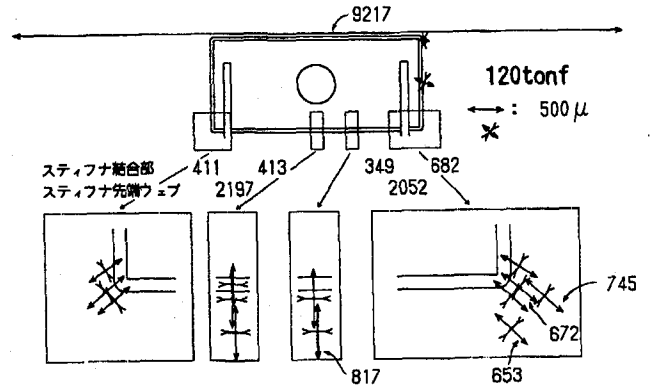


○ 補強板下端ウェブ全域塑性域

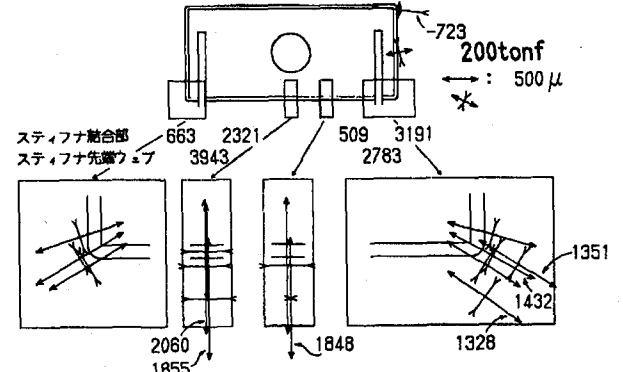


○ 補強板側部ウェブ塑性開始 (約 210tonf で座屈)

図-6 主ひずみ分布変化図 (モデル A)

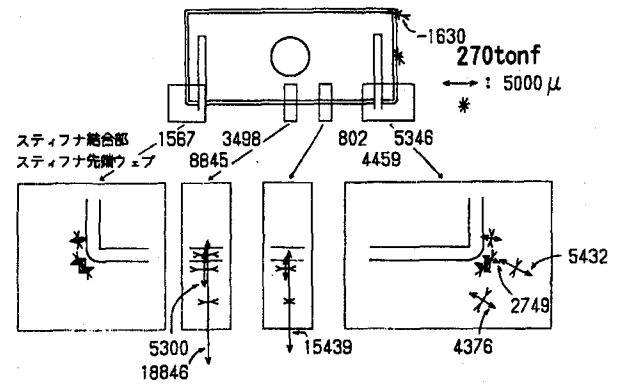


○ 補強板ピン荷重作用上端面塑性域 (荷重 90tonf から)



○ 補強スティフナ先端部ウェブ塑性開始

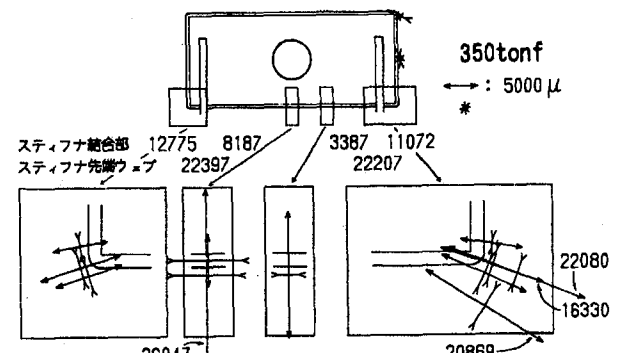
○ 補強板下端ウェブ中央部塑性開始



○ 補強スティフナ先端部ウェブ塑性域

○ 補強板下端ウェブ全域塑性域

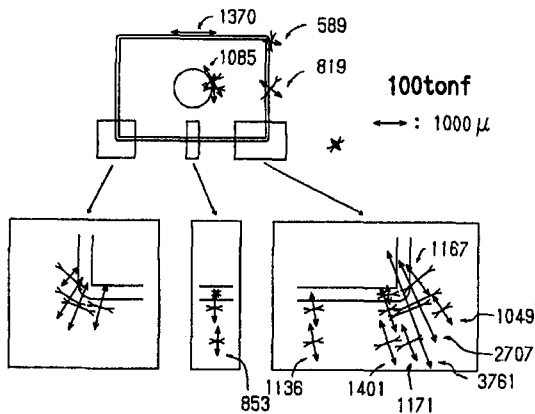
○ 補強スティフナ片表面塑性域 (曲げ変形)



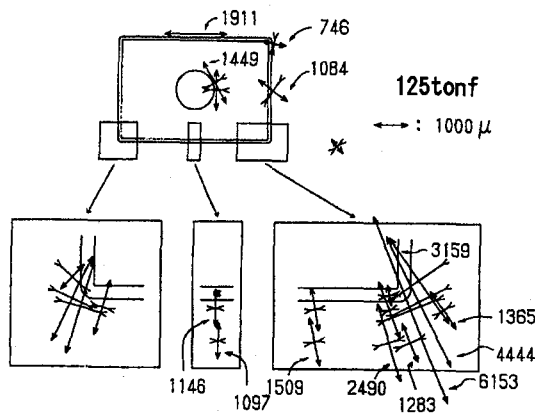
○ 補強スティフナ断面塑性域 (約 310tonf から)

○ 補強スティフナ先端部ウェブほぼ全域塑性域に入る。

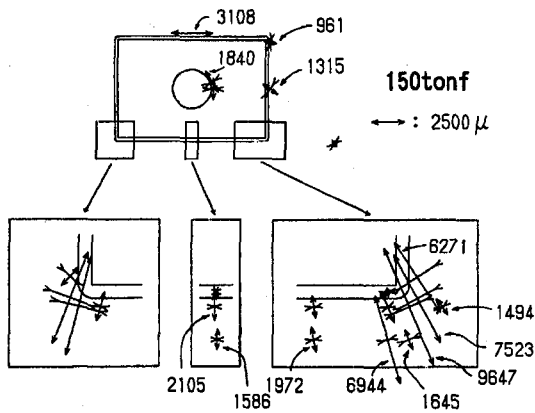
図-7 主ひずみ分布変化図 (モデル B)



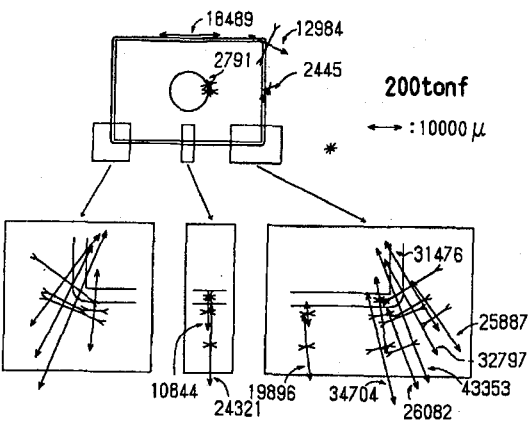
○ 補強板下端コーナー部ウェブ塑性域



○ 補強板ピン荷重作用部上端面塑性開始

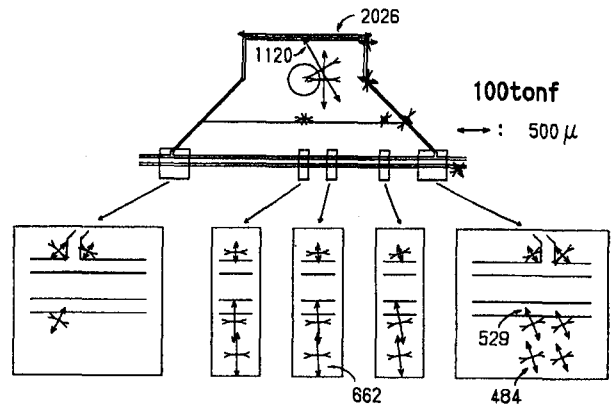


○ 補強板下端ウェブ全域塑性域

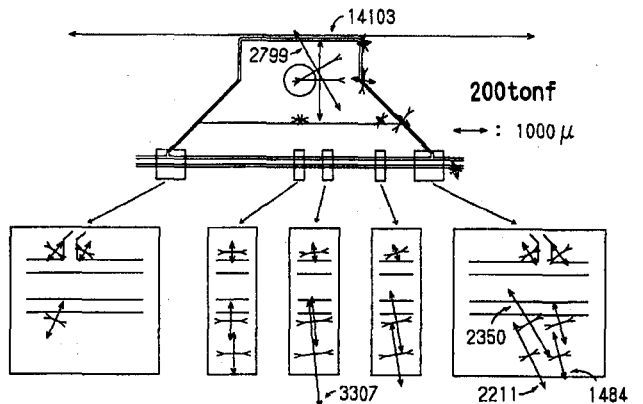


○ 補強板側部ウェブ塑性域

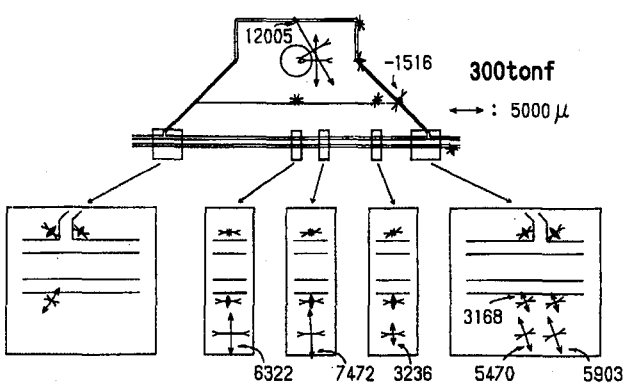
図-8 主ひずみ分布変化図 (モデル C)



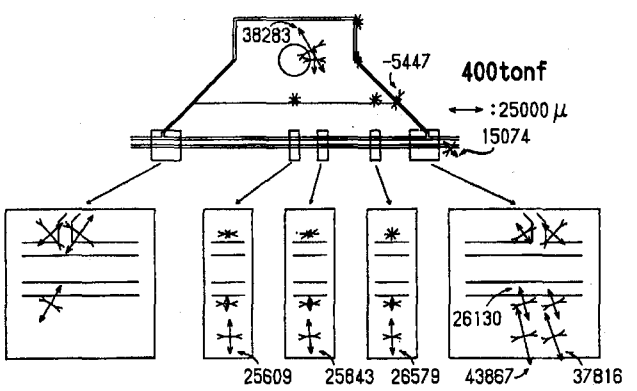
○ 補強板ピン荷重作用部上端面、塑性開始



○ 補強板下端ウェブ塑性開始



○ 補強板下端ウェブ全域塑性域



○ 補強板側部ウェブ塑性域 (荷重約 350tonf から)

図-9 主ひずみ分布変化図 (モデル D)

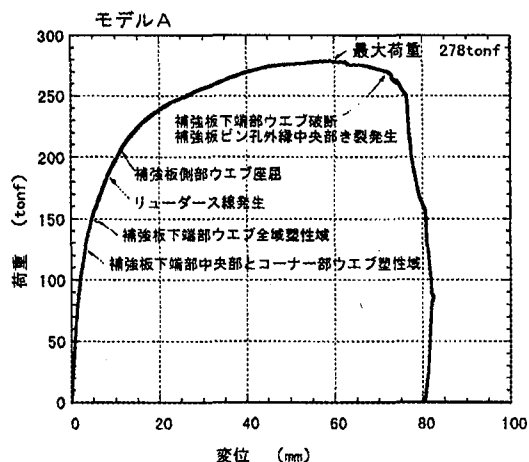


図-10 荷重-変位線図と塑性変形進行状況
(モデル A)

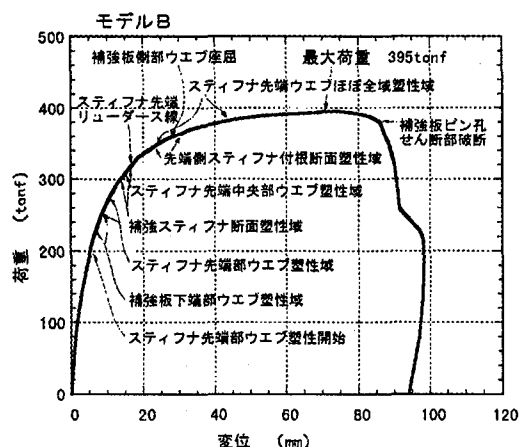


図-11 荷重-変位線図と塑性変形進行状況
(モデル B)

同部分の黒皮が剥離し始める。そして荷重の増大につれ、同部分のひずみ、変形量が急速に増大、その結果、補強板下端部腹板のひずみも急速に増大し、最大荷重 274 tonf で同部分が破断した。その最大荷重 P_{WM} と P_{WLY} との比は約 1.8, 補強板周辺の腹板全域が塑性域に入る荷重 P_{WY} との比は約 1.37 であり、モデル A とほぼ同じである。

(4) モデル D

モデル D は、モデル C に対する補強構造案で補強板を支点上スティフナまで拡大し、かつ形状をバチ形にしたものである。このタイプの場合は、補強板と支点上スティフナとの溶接部分が強度上の弱点にならないよう、施工には十分な注意が必要である。そのため、補強板の板厚をテーパーし、力がスムーズに腹板に流れるよう配慮した。実験では同部分の強度は無事であった。

このタイプは、腹板の広い範囲に応力が流れるため、腹板に発生する応力は小さくなり、最初に塑性域に入ったのはモデル A と同様、補強板の上端面中央部である。

一方、補強板下端部（支点上スティフナの下側）の腹板の中央部とコーナー部が塑性域に入り始めるのは約 200 tonf 位からであり、下端部全域が塑性域に入り、ひずみが大きく進行し始めるのは 300～320 tonf 位である。し

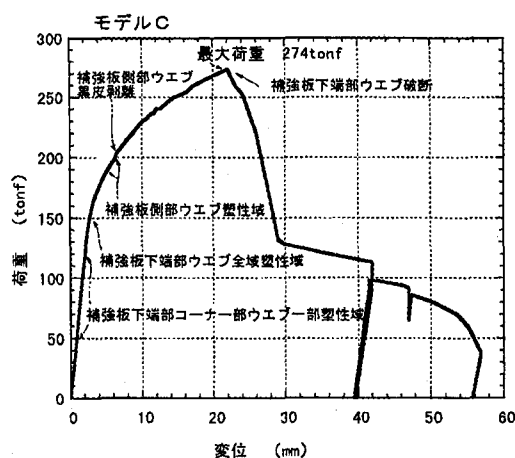


図-12 荷重-変位線図と塑性変形進行状況
(モデル C)

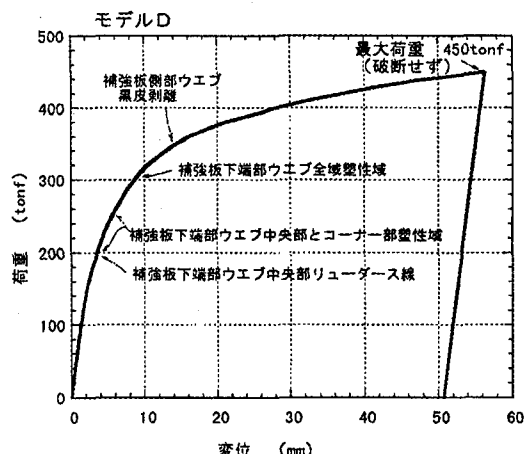


図-13 荷重-変位線図と塑性変形進行状況
(モデル D)

かし、ひずみの進行速度は緩やかである。これは、それ以後の荷重増分を補強板側部の腹板が多く分担し始めるからである。また、支点上スティフナの剛性もある程度寄与しているものと思われる。結局、試験機の能力の 450 tonf まで荷重を上げて破断した箇所はなかった。しかし、補強板のピン孔のせん断抜け部分はかなり塑性変形が進んでおり、モデル A とモデル B を参考にして荷重-変位

線図を外挿すると、恐らく 460～480 tonf 程度で同部分が破断したのではないかと推察できる。

4. ウェブ取付補強部の最大強度の推定

4.1 補強板の最大強度の推定

補強板自体の最大強度はピン荷重によるピン孔部分のせん断抜けで決まるが、この部分の破壊モードは、文献 1) の連結板のタイプ B のものと似ており、ピン孔上端面中央部のき裂から破断した。同文献ではこの最大強度をピン径端の連結板のせん断強度で決まるとして推定式を作ったが、補強板についても同様な考えが成り立つか検討してみる。ただし、補強板の場合は腹板があり、その腹板と補強板の板端の不揃いのため、腹板にき裂が入りや

すいこと、更に補強板と連結板の境界条件の違い等があるため、それらの影響係数を考慮する。最大強度 P_{RM} の推定式を(1)式に示す。

$$P_{RM} = \frac{2kd}{\sqrt{3}}(2t_R\sigma_{BR} + \eta t_w\sigma_{BW}) \quad (1)$$

ここに

- P_{RM} : 補強板の水平方向のピン荷重に対する最大強度 (kgf)
- σ_{BR} : 補強板の引張強さ (kgf/mm²)
- σ_{BW} : 腹板の引張強さ (kgf/mm²)
- t_R : 補強板の板厚 (mm)
- t_w : 腹板の板厚 (mm)
- k : 補強板と連結板の端部拘束条件の違いの影響係数
- η : 腹板の有効率
- d : 図-14 示すピン外径部に接する補強板のせん断長さ(mm)で(2)式より求める。

$$d = b + R_1 - \sqrt{R_1^2 - R_2^2} \quad (2)$$

ここに b : 図-14 に示す寸法 (mm)

R_1 : ピン孔半径 (mm)

R_2 : ピン半径 (mm)

(1)式を使って、同部分が破断寸前となったモデルAについて $k=1.0$ とした場合の最大強度を推定してみる。

モデルAでは、実測の材料値を用いた場合、 $d=92.3\text{mm}$ であるため、 $\eta=0$ とすると、 $P_{RM}=291.3\text{tonf}$ 、 $\eta=1.0$ とすると、 $P_{RM}=334.0\text{tonf}$ となる。

実験では $P_{\max}=278\text{tonf}$ で補強板下端の腹板が破断したが、図-14 長方形型補強板その時、補強板のピン荷重作用部分は大きく塑性変形し、補強板上端面中央部にはすでにき裂が入っており、遠からず破断するところであった。従って、 k を 1.0 とした場合は、実験値は腹板の有効率 η を 0 にした場合の P_{RM} に近いといえる。

一方、モデル B について、補強板端部の補強材の断面積の分だけ補強板の d が大きくなったと考えて $k=1.0$ とした場合の P_{RM} を求めると、 $\eta=0$ の場合で 370.8tonf 、 $\eta=1.0$ の場合で 425.5tonf となる。実験では、この部分の破断荷重は 395tonf であり、 $\eta=0.44$ の時の P_{RM} に相当する。モデルBの η がモデルAより大きくなったのは、前者の腹板の板端が追加補強材の端面より内側に入り、腹板の有効率が向上したためと考えられる。実橋の構造はモデル A であることを考えると、実用的には k を 1.0 とし、かつ腹板の板厚を無視($\eta=0$)して(1)式より P_{RM} を求めるのも一つの方法である。

4.2 補強板周辺腹板の最大強度の推定式

モデルAとモデルCの実験結果から、長方形補強板構

造の腹板の最大強度 P_{WM} の推定式の作成を試みた。

モデルAとモデルCは、いずれも補強板下端部の腹板の中央部からき裂が入り破断した。破断位置は溶接ビード端から約 20~25 mm の位置で引張応力によるものである。この部分の腹板全域が塑性域に入ったのは両モデル共、荷重が約 150 tonf の時であるが、その時点では補強板側部の腹板はまだ弾性域にあり、更に大きな荷重にも耐えられる状態にある。従って最大強度は補強板下端部の腹板だけではなく、側部の腹板も考慮する必要がある。補強板側部が座屈(モデルA)あるいは塑性域(モデルC)に入る荷重が約 200 tonf であり、その後更に 70 tonf 以上の荷重に耐え、モデルAは 278 tonf、モデルCは 274 tonf で破断したが、この間の荷重の上昇の割合は、材料の引張強さ σ_B と降伏点 σ_Y の比にほぼ等しい。

以上の事実を考慮に入れ、 P_{WM} の推定式を作成した。それを参考までに(3)式に示す。

$$P_{WM} = \alpha(\ell_1 + 2\Delta\ell_1)t_w\sigma_{BW} + 2\beta(\ell'_2 + \Delta\ell'_2)t_w \cdot \frac{\sigma_{BW}}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

ここに、

P_{WM} : 腹板の水平方向荷重に対する最大強度 (kgf)

ℓ_1, ℓ_2, ℓ'_2 : 図-14 に示す寸法(mm)

$\Delta\ell_1 = 4t_w$ (mm), $\Delta\ell'_2 = 2t_w$ (mm)

α : 補強板下端部の引張りに対する有効度係数

β : 補強板側部のせん断有効度係数

α と β の値は、補強板のアスペクト比(縦横比)が大きくなったり、補強板と腹板の板厚比が相対的に小さくなったりすると補強板の面内の曲げ変形が大きくなり、腹板の強度に対する補強板の有効度が低下することを意味した係数であり、補強板の面内の曲げ剛性が非常に大きい場合には、共に 1.0 になる性質のものである。その係数が、補強板のアスペクト比や板厚比等どのような関係にあるのかは、理論的に導くのは困難であり、また実験式として導くにしては、実験供試体数が少なすぎるため今後の検討課題とした。

しかし、モデル C のように、腹板に対する補強板の面内剛性が十分大きく、補強板がほとんど面内の曲げ変形を起さずに腹板が破断するような場合には、 $\alpha=\beta=1.0$ とおくことによって、(3)式より、十分な精度で腹板の最大強度 P_{WM} を推定することができる。モデルCの P_{WM} は、

$$\ell_1=360, \ell_2=240, \ell'_2=255, t_w=7.86, t_R=35.9$$

$$\sigma_{BW}=47.4 \text{ kgf/mm}^2 \quad (\text{以上, 単位: mm})$$

$$P_{WM}=(157.5+116.5)\times 10^3 \text{ kgf}=274 \text{ tonf}$$

となり、実験値 $P_{\max}=274\text{tonf}$ と非常に良く一致する。

なお、式中の $\Delta\ell_1, \Delta\ell'_2$ は、モデルA、モデルC共、腹板の破断位置が補強板の溶接ビード端から 20~25 mm 程度離れていること、またモデルCの補強板側部の破断位置も溶接ビード端から数 10 mm 離れている等の実際の破断位置を考慮して導入したものであるが、その大きさと算式(今回は簡単に腹板の板厚の整数倍として求めた)は、今後の検討課題である。

モデル A は補強板が大きく曲げ変形した後、腹板が破断した。即ち、補強板の有効度は低下しており、 α や β は 1.0 より小さくなる。強度の低下が(3)式の第 1 項と第 2 項のどちらに大きく影響するのかは明らかでないため、特別なケースについて、 P_{WM} を実験値 $P_{max}=278 \text{ tonf}$ と等しいとおいて、 α と β の値を逆算すると次のようになる。

$$\begin{aligned} l_1=500, l_2=215, l'_2=230, t_w=8.66, t_R=32 \\ \sigma_{BW}=46.3 \text{ kgf/mm}^2 \quad (\text{以上, 単位: mm}) \end{aligned}$$

(i) $\alpha=\beta$ とすると、 $\alpha=\beta=0.81$

(ii) $\alpha=1.0$ とすると、 $\beta=0.434$

(i)の結果より、モデル A は、補強板の有効度がモデル C に比べ約 20%低下しているといえる。

実橋で用いられている長方形補強板は、アスペクト比がモデル A のアスペクト比の範囲内に入るものが多い。腹板との板厚比はモデル A より小さいものもあるが、補強板の有効度の低下は、ほぼ 20%の範囲内にあるのではないと思われる。

4.3 最大荷重と塑性変形開始荷重との関係

3.3 において、モデル A とモデル C について、補強板下端部の腹板全域が塑性域に入る荷重 P_{WLY} と腹板の最大荷重 P_{WM} との比を考察したが、ここでは、(3)式の最大強度の推定式において、引張強さ σ_B の代わりに、降伏点 σ_Y を代入して求めた荷重を各モデルの塑性変形開始荷重と比較してみる。

モデル A について $\alpha=\beta=0.81$ とおき、(3)式より補強板周辺の腹板全域が塑性域に入った荷重 P_{WY} を求めると、

$$P_{WY}=0.81(170.1+85.6) \times 10^3 \text{ kgf}=207 \text{ tonf}$$

となる。この荷重は、補強板の側部が座屈した時の荷重 210tonf に近い。

モデル C について、同様に P_{WY} を求めると、

$$P_{WY}=(113.0+83.6) \times 10^3 \text{ kgf}=197 \text{ tonf}$$

となる。この荷重は、補強板側部腹板全域が塑性域になった時の荷重 200 tonf とほぼ一致する。また、この荷重で、補強板側部の腹板の黒皮が剥離するのが観察された。

以上のように、最大強度の推定式である(3)式から、補強板周辺の腹板全域が塑性域に入り、塑性変形が大きく進展し始める荷重がある程度推定できることが分かった。

5. まとめ

連結板方式落橋防止装置のウェブ取付部の最大強度を調べると共に、有効な補強構造案を見出すため、補強板構造を変えた 4 体の実物大モデルによる静的破壊実験を行った。その結果、明らかになったこと、及び得られた成果を要約して以下に記す。

(1) 実橋で使われている程度の長方形補強板構造の場合、破壊モードは補強板のピン孔部のせん断抜けか、補強板下端部のウェブの引張りによる破断であり、通常のスミ肉溶接でも補強板とウェブの溶接ビード部から破断することはない。

(2) アスペクト比(縦横比)が大きく、荷重作用方向に対して幅広の長方形補強板(モデル A)の場合、荷重が増大していくと、補強板が面内に大きく曲げ変形し、補強板側部のウェブが座屈変形した後、下端部ウェブの中央部からき裂が入り、一瞬にして幅一杯に進展する。これに対し、形状が比較的正方形に近く、かつ板厚が厚く強固な補強板(モデル C)の場合は、補強板の面内の曲げ変形や側部のウェブの座屈が生じない状態のまま、補強板下端部ウェブが引張りで破断する。

(3) 長方形補強板構造の場合のウェブの破断は、補強板の溶接止端部ではなく、止端部から約 20~25mm 離れた位置で起こる。

(4) 長方形補強板(モデル A)をスティフナで補強した構造(モデル B)の場合、スティフナの補強効果は十分にあり、本実験ではウェブの最大強度が少なくとも 1.4 倍は向上することが確かめられた。またモデル C に対する補強構造として、補強板の形状をバチ形に近いものにし、それを支点上スティフナまで広げた構造(モデル D)の場合も補強効果は十分あり、ウェブの最大強度が少なくとも 1.6 倍は向上することが確かめられた。

(5) 長方形補強板の面内剛性がウェブに比べて十分大きい場合の補強板周辺ウェブの最大強度の推定式を作成した。補強板の面内剛性が相対的に小さくなると、ウェブの強度に対する補強板の有効度が低下し、最大強度も同推定式による値よりも低くなる。

(6) 長方形補強板の場合、補強板周辺ウェブの破壊は、①補強板下端部ウェブ全域が塑性域 ②側部ウェブ全域が塑性域または座屈 ③下端部ウェブの破断 という順序で進行する。この③の荷重 P_{WM} は①の荷重 P_{WLY} の約 1.8 倍、②の荷重 P_{WY} の約 1.35 倍である。なお、 P_{WM} と P_{WY} の比は、ほぼ材料の引張強さと降伏点の比に等しい。

謝辞：本研究を行うにあたり、有益なご助言を頂きました三菱重工業㈱枝本顧問 萩原孝一博士、また実験を担当していただいた三菱重工業㈱横浜研究所、関昌芳氏に対し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 田嶋仁志, 半野久光, 久保田勉, 金井良助, 中村敏夫: 落橋防止構造連結板の衝撃破壊実験と強度特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp1815~1826, 1998.
- 2) 土木学会 鋼構造新技術小委員会最終報告書(耐震設計研究), pp104~111, 平成 8 年 5 月
- 3) 神田昌幸: 道路橋における被害支承及び落橋防止構造の被災の総括, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.156-pp.162, 1996. 8.
- 4) 首都高速道路公団: 首都高速道路・鋼構造物設計基準, pp.83~88, 1981

(1998 年 9 月 18 日受付)