中立軸補強による極めて短い梁の塑性変形能力改善

IMPROVEMENT OF PLASTIC DEFORMATION CAPACITY OF SHORTER BEAMS
WITH FLAT BAR ON THE NEUTRAL AXIS鈴木 敏郎*¹, 五十嵐 規矩夫*², 薩 川 恵 一*³, 小 崎 均*⁴Toshiro SUZUKI, Kikuo IKARASHI, Keiichi SATSUKAWA
and Hitoshi OZAKI

Authors suggested the method to attach flat bar on the neutral axis as one method to improve plastic deformation capacity of the beam in the past study. This paper describes that plastic deformation capacity of the extremely shorter beams is improved by this suggested method, and shows the reason why plastic deformation capacity of beam is improved by attaching with flat bar. The web shear buckling strength is clarified by the difference of the attached shapes of flat bar on the neutral axis, by considering Saint Venant torsion. The optimum shape of flat bar which attach on the neutral axis of beams is investigated by finite element method. To verify the optimum shape of flat bar, the test of the beam with neutral axis reinforcement is carried out. The effect of the reinforcement steel plate on the plastic deformation capacity of the beam is clarified by analytical and experimental approach.

Keywords : *beam, stiffening, shear buckling, plastic deformation capacity, Saint Venant torsion*
梁, 補強, セン断座屈, 塑性変形能力, サンプナンねじり

1. 序

著者らは, 既往の研究において, H 形鋼梁の塑性変形性能を改善する方法として, 梁の中立軸上に補強部を設けることを提案してきた^{1)~3)}。その具体的な手法は, 中立軸部に鋼板を添接するものであり, その有効性を確認してきている。これまでの一連の研究の中で, 対象としてきた梁の多くは, フランジ塑性化の進展とともにウェブに塑性化が進行するいわゆる曲げ応力支配型の梁であった。しかし, 近年では構造形式を連結する梁や, 間柱型の耐震要素のように, 曲げ応力よりもせん断応力が卓越する厳しい条件下での極めて短い部材も使用されるようになってきている。このような部材ではせん断応力下における十分な塑性変形能力が要求される。そこで本研究では, このような厳しいせん断応力下における梁の塑性変形能力を改善する手法として, 極めて短い梁に対しても中立軸補強を行うことを提案し, その塑性変形形状と補強材のかかわりを明らかにする。

中立軸に補強する鋼板は, 梁に存在する曲げ応力度とせん断応力度の比で必要長さを確保する必要があることが既往の研究で明らかになっている³⁾。これにもまして本研究で対象とする梁のように, 梁に作用するせん断応力が曲げ応力に比して遙かに大きい場合などは, 梁全長にわたる補強が必要になる。本研究では, 補強材は梁全長にわたることを前提とする。

ところで梁全長にわたる補強を施すのであれば, ウェブ自体の板厚を増し, ウェブの耐荷能力自体を上げることも考えられるが, 単に板厚を増すことは必ずしも, 梁の塑性変形能力を向上させる上で得策ではないと考えている。図1を例に用いてその背景を述べる。使用した梁の断面形状, 解析で用いている鋼材の材料特性などは図中に記している。図中●で示すものは, セン断スパン比が約1.5の逆対称曲げを受ける梁に作用するせん断力と部材角の関係を, ウェブ幅厚比をパラメータとして数値解析により求めた結果を示したものである。ここで対象としているようにせん断応力度の影響が大きな梁の塑性変形能力を向上させようとした場合には, ウェブの幅厚比を小さくするべく, ウェブ板厚を厚くする手法が採られるのが常である。実際, 本解析結果からもその効果は得られており, 塑性変形能力は向上している。しかし, その最大耐力は上昇し, ウェブ板厚の違いが荷重変位関係全体の違いとなって現れてきており, それぞれの梁の最大耐力は, 全てウェブせん断座屈耐力により決定されている。このウェブせん断座屈耐力により決定されているか否かは, ○で示した解析結果より判断することができる。○の解析結果は, フランジ板要素を弾性に保つように設定し, ウェブには, ほぼ純せん断力が作用するようにモデル化したものである。この梁の最大耐力は, ウェブのせん断座屈耐力で決定していることは容易に想像で

*¹ ㈱構造材料研究会 代表・工博*² 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
助教授・博士(工学)*³ 東京理科大学理工学部建築学科 助手・博士(工学)*⁴ ㈱日建設・東京

Kozozairyo Kenkyukai Co., Ltd., Representative, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Graduate School of
Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Technology, Tokyo
Univ. of Science, Dr. Eng.

Nikken Sekkei, Co., Ltd.

きるが、このようにフランジを弾性としてモデル化した梁と、フランジの塑性化を許容した梁の最大耐力は概ね一致している。これに加えて、最大耐力後の耐力劣化性状も大変類似した傾向を示している。したがって、フランジに塑性化を許容した梁においても、せん断スパン比が小さく、ウェブに作用するせん断応力度の影響が大きい場合には、その最大耐力はウェブの純せん断座屈耐力で決定されていると判断できる。

以上、せん断応力の影響が大きい梁の最大耐力は、ウェブのせん断座屈耐力で決定される場合が多く、梁の塑性変形能力を向上させるべくウェブ板厚を厚くした場合においても、その最大耐力はウェブのせん断座屈耐力で決定されることに代わりはない。このため、梁の降伏荷重、最大耐力を大きくかえることなく、その塑性変形能力を向上させるためには、単に梁の崩壊を決定づけているウェブの板厚を厚くすることのみで対応するには、ある程度の限界がある。

本論文では、ウェブのせん断座屈耐力で梁の崩壊が決定づけられるようなせん断応力が支配的な梁に対して、著者らがこれまで提案してきた中立軸上に鋼板を添接する方法で塑性変形能力を向上させることが可能であることを述べる。ここでは、単にその効果を述べるにとどまらず、塑性変形能力を向上させている要因についても検討する。まず矩形平板のせん断座屈とサンプナン定数のかわりに関する考察から初め、中立軸上に添接した鋼板の最適な形状について数値解析から検討を加える。また载荷実験を通してその確認を行うとともに、梁の塑性変形を伴う大変形挙動と補強材の応力負担性状を関連づけ、梁の塑性変形能力向上に及ぼす補強材の役割を明らかにする。

2. 矩形平板のせん断座屈耐力に及ぼすサンプナンねじり定数の影響

板の弾性座屈耐力を議論する場合に用いられる矩形平板の一般的な力の釣合い方程式は、以下のような形で表される。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \cdots (1)$$

ここで、 w : 面外変形、 N_x : x 方向力、 N_y : y 方向力、 N_{xy} : 面内せん断力、 D : 板剛度、である。この板剛度は、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν 、板厚 t を用いて次のように表される。

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \cdots (2)$$

この板剛度 D は、板の曲げのみが考慮されているような形で表現されているが、式(1)の左辺、第2項は板のねじりに関わる項であり、

図2 解析モデル

図1 荷重変位関係

本来の板剛度 D は、ねじり剛性の影響もあらかじめ含まれているものである。本来、板の座屈耐力は、ねじり剛性すなわちサンプナンねじり剛性と板の曲げ剛性が相互に関連した形で決定されているものである。しかし、最終的な板の座屈耐力は、板剛度 D と幅厚比でこれまで表現されているため、板の座屈耐力に及ぼすサンプナンねじり剛性の影響は曖昧なまま現在に至っていると思われる。

著者らは、今回このサンプナンねじり定数に着目して、中立軸補強の効果を考えていく。前提としては、サンプナンねじり剛性をあげることで、せん断応力度の影響が大きい梁の塑性変形能力を向上させることができるのではないかと考え、考察を進めていく。

まずここでは、純せん断応力度が作用する矩形平板の座屈耐力とサンプナン定数の関係を考察する。図2が数値解析に用いたモデル

図3 弾性固有値解析結果

せん断座屈応力度

サンブナンねじり定数

図4 板厚を変化させた場合

せん断座屈応力度

(a) 無補強平板 (板厚 8mm)

(b) 中立軸補強平板 (板幅 75mm, 板厚 12mm)

図5 板幅を変化させた場合

である。矩形平板の4辺は面外のたわみ変形および回転変形が拘束された固定支持としている。この矩形平板が、純せん断力を受ける場合の座屈耐力を弾性固有値解析により求めている。平板板厚の変化ならびに平板に添接される各種補強材の諸条件下における座屈耐力を検討した。

図3にその結果を示す。縦軸には、せん断座屈応力度 τ_{α} をとり、横軸には辺長比 L/H をとっている。一番下の実線が板厚 $t=6\text{mm}$ の結果であり、下から3番目の実線が板厚 $t=8\text{mm}$ の結果である。その間にある●を結ぶ実線が、6mmの平板に8mmの平板と鋼材量が等価な断面に相当するように、幅75mm、板厚12mmの帯板を中立軸上に添接して補強した場合の結果である。補強された平板は、板厚が6mmと8mmのものとの間にあり、辺長比 L/H が3以上では、板厚8mmのものに近い値となっている。この理由として、辺長比が短い範囲では、帯板が添接されていない平板領域でせん断座屈応力度が決定されるため、平板板厚6mmに近づき、辺長比が大きくなるにつれて、帯板がせん断耐力を負担していき、辺長比3付近で、帯板を含めた平板全体でせん断力を負担し、一様な板厚の矩形平板のせん断座屈応力度に近づくと考える。

さらに図中上部にある点線で示した値は、平板を上下に分断する中央位置を理想的なピン支持とした板厚6mmの場合の解析結果で

ある。この場合座屈波形は上下に完全に分断されるため幅厚比が小さくなり、座屈耐力は、中央をピン支持していないものに比べて大幅に上昇する。また、その下の実線は板厚6mmの平板上下中央に平板の表裏面からそれぞれ補強板(37.5mm×12mmの板)が垂直に添接されたスチフナ補強のものである。この補強は、本研究で対象とする補強形式に比べて座屈応力度はかなり高いものの、点線で示したものよりは低くなっている。これはこのスチフナ位置で平板の面外への変形が完全には拘束されておらず、平板の座屈変形とともにスチフナもねじれるように変形するためである。

以上、この図3の結果は以下のようにまとめることができる。純せん断応力を受ける平板の上下中央に帯板を添接する場合、平板に垂直に配されるスチフナ形式のものの座屈耐力が最も高くなるが、帯状に中央位置の板厚を厚くする場合でも、断面積が等価な断面と同程度の座屈耐力を確保することが可能である。しかし、これらは、あくまでも弾性座屈耐力に関する結果であり、梁の塑性変形能力に関しては、スチフナ形式の場合の塑性変形能力が劣ることを後ほど示す。

さらに、板厚増厚形式の補強方法について、もう少し詳細な検討を加えていく。図4の上図は矩形平板の板厚を段階的に上げたときのせん断座屈応力度の変化の様子を示したものである。これは辺長

比 L/H が 4 の場合について示している。図中点線は、板厚を一樣に変化させた場合であり、2 本の実線は板厚 6mm を基準にして、板厚増加分を中央軸上に補強材幅 b を一定として添接した場合の結果である。○を結ぶ実線は、補強材幅 75mm とした結果であり、●を結ぶ実線は補強材幅 37.5mm とした結果である。三者の板厚変化に伴うせん断座屈応力度の変化は、良く似た傾向を示している。したがって、座屈耐力に関していえば、中央位置に断面を集中させて配置することは、全体的に平板の板厚を厚くすることに等しいととらえることができる。図 4 の下図は、板厚変化に伴うサンプナンねじり定数の変化であり、補強板を添接した平板全体の値と一樣な平板の値との比として示したもので、以下に示す式(3)により算出している。

$$\kappa = \left(\frac{(H-b) \cdot t_0^3}{3} + \frac{b \cdot (t_0 + H/b \cdot (t - t_0))^3}{3} \right) / \frac{H \cdot t^3}{3} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $t_0=6\text{mm}$

図 4 に示すように断面の一部を平板中央位置に集中的に配置することで、平板全体のサンプナンねじり定数は極めて大きくなることわかる。これら上下 2 つの図より、断面の一部を中央位置に集中的に配置していることで、大半の残りの部分の板厚は薄いままであるにもかかわらず、中央位置に補強材を添接した平板のせん断座屈応力度が、平均的に板厚を厚くした場合のものと同程度となっていることは、サンプナンねじり定数の大きな変化によるものであると考えられる。

次に、補強材の板幅と板厚を変化させて解析した結果を図 5 に示す。平板板厚を 6mm とし、均等にした場合の板厚が 7mm 及び 8mm と等価となるように補強材断面積を設定したものである。上の図は縦軸にせん断座屈応力度をとり、横軸には補強材幅をとって、補強材形状がせん断座屈応力度に及ぼす影響を示している。○は板厚が 7mm のものに相当する場合、●が板厚 8mm のものに相当する場合を示している。補強材幅の変化に対してせん断座屈応力度は若干変化するものの、補強材の形状が変化しても基準となる平板板厚での座屈耐力は、両解析ともにほぼ維持されている。しかし基準となる平板板厚 8mm において、補強材幅が狭い領域で基準板厚のせん断座屈応力度に比べて低くなっている箇所がある。

図 5 下図は、一樣な板厚 8mm にした場合の矩形平板(a)と補強材幅 75mm、板厚 12mm が添接された場合の平板(b)の一次固有モードをそれぞれ示したものである。上図に示している基準板厚となる一樣な板厚 8mm の場合では 4 波形、補強材が添接される場合では 3 波形でているのがわかる。つまり補強した場合でも、補強材位置で板の変形を完全に拘束するわけではなく、その結果として固有モードによってはせん断座屈応力度が低くなると思われる。また一樣な板厚 7mm を基準とした場合には、補強材形状によらず、せん断座屈応力度が低くならないことがわかる。このことから一樣な矩形平板の板厚が上がるほど、中立軸での拘束条件が緩くなっていると考えられる。そして補強材幅が極めて小さくなり、その位置での板変形を拘束するようになると、図 3 で示したように中央縦スチフナがついた平板のせん断座屈応力度に近づくものと思われる。しかし、このスチフナ形式の補強では、塑性域において変形性能を改善するという点において効果が小さいことならびに弾性座屈耐力を向上させる手法と塑性変形能力を向上させる手法は必ずしも一致しないこと

を次章において示す。

3. 極めて短い梁の塑性変形能力と中立軸補強鋼板とのかかわり

前章では純せん断応力を受ける平板に対して、弾性座屈耐力を考慮することで上下中央位置を鋼板で補強することに対する効果を検討してきた。ここでは、せん断曲げを受ける短い梁を対象にして、中立軸補強効果を検討する。その補強鋼板の形状と塑性変形能力のかかわりについて、サンプナンねじり定数との関係を通して考察する。ここでは数値解析により検討する。

検討する中立軸補強形式を図 6 に示す。本補強方法としては補強鋼板の幅広面をウェブの面に添接することを原則としており、補強材の配置はウェブの片面でも両面であってもよい。また図に示す 4 タイプはいずれも、補強鋼材量は等しく設定している。この補強材の鋼材量は、ウェブ板厚が 6mm のものと 8mm のものとの差分である。この差分の鋼材量を帯板の形状に変え、板厚 6mm のウェブ中立軸上に配置している。この補強を施す梁は、梁せい 450mm、せん断スパン比が約 2.3 の片持ち梁である。この梁のフランジ性状と中立軸補強形式が梁の塑性変形能力に与える影響について検討する。

図 7 の梁はウェブのせん断降伏が先行し、その後フランジの塑性化が梁固定端側から進行する。これらの梁の弾塑性挙動では、補強材が薄板で幅広よりもある程度の板幅と板厚とすることは良いが、極端すぎた場合には、塑性変形能力を向上させる補強効果は落ちる傾向にある。この図では、図 6 に示す左から 2 番目の補強形式のものが、一番塑性変形能力が大きくなっている。これに反して、ウェブ面に垂直に鋼板を添接したスチフナ補強では、塑性変形能力を向上させる効果は、小さいことがわかり、曲げせん断破壊に対する補強としてはあまり効果的ではない。

ここで、図 6 に示す補強を施した各梁のサンプナンねじり定数 K と断面 2 次モーメント I の一覧を表 1 に示す。なお断面 2 次モーメントは、ウェブ軸回りで算出している。サンプナンねじり定数も断面 2 次モーメントも補強部材の板厚の 3 乗に比例するため、幅広で

図 6 中立軸補強形式

表 1 断面性能

補強材寸法 $t \times b$	6x150	12x75	24x37.5 (2-12x37.5)	75x12 (2-37.5x12)
サンプナンねじり定数 $K (\text{cm}^4)$	8.64	14.58	33.75	4.32
断面二次モーメント $I (\text{cm}^4)$	2.16	3.65	8.44	53.14

図7 荷重変位関係 ($wQ_p/Q_p=0.92$) 図8 荷重変位関係 ($wQ_p/Q_p=1.17$)

薄板のものより、狭くて厚さのある方がより大きい。したがって、図7に示す4つの補強形式の違いによる比較からわかるように、ウェブ塑性化以降のせん断耐力は補強材の剛性に依拠して変化していることがわかる。サンプナンねじり定数と断面2次モーメントがいかなる比率で座屈耐力に関与しているかは議論の残るところであるが、サンプナンねじり定数がある程度大きい補強を施したものが、断面2次モーメントが一番大きい補強よりも塑性変形能力が大きくなっていることは大変興味深い。

図8は、フランジ断面積を小さくし、フランジの曲げ降伏が先行する梁に対して中立軸補強を施した場合の結果である。図7の結果と比較して、補強材形状による荷重変位関係の差異は小さくなっているものの、その傾向は同じであり、塑性変形能力を向上させるためには、補強材をある程度の板厚、板幅に制限する必要があることにはかわりはない。

これら、図7、図8の結果から、前章での純せん断応力下における弾性座屈耐力と異なり、曲げせん断応力下では、塑性変形能力を向上させる上で補強材の剛性が大きくなりすぎても効果があがらない。これは塑性化以降のウェブに発生する座屈波形が中立軸位置に配置した補強材により上下に分断され、小さな座屈波形となるためであると考えられる。特にスチフナ補強のように極端に曲げ剛性のみが大きい場合も同様な結果になったものと思われる。

以上、2、3章からの結論として、ウェブのせん断座屈耐力を上げるためには、補強材のサンプナンねじり定数、断面2次モーメントを上げることが効果的であるが、塑性変形能力を向上させるという点においては、必ずしもそうではない。面外変形を抑える断面2次モーメントはある程度低くしておき、サンプナンねじり定数を上げることで塑性変形能力の向上につながる。

4. 極めて短い梁に対する中立軸補強効果と補強材の役割

前章までの考察において、ウェブの座屈耐力及び梁の塑性変形性状に及ぼすウェブ上下中央及び中立軸位置に添接した補強鋼板の形状の影響を明らかにし、より効果的な補強形状を類推することができた。本章では、一部載荷実験結果を用いて、補強鋼板の補強効果への役割について考察していく。

まず、前章での考察をもとに、載荷実験を行った。試験体は、図9に示すものであり、補強材の形状は、前章で効果的な補強材形状であると判断されたものを用いている。具体的には、H-450×200×6×16の梁に対して、板厚12mm、板幅75mmの帯板をウェブ片面に全周すみ肉溶接で添接している。この補強材の鋼材量は、一様にウェブ板厚を8mmとした場合と6mmの場合の差分に相当するものである。また端部のフランジには、曲げ降伏しないようカバープレートを全周すみ肉溶接で補強している。

載荷形式は、図10に示すように、両端単純支持とし、梁中央に載荷するものである。ただし、試験体となる側が先に降伏するよう、載荷ビーム側を長くし、試験体側より作用せん断力が小さくなるよ

図9 試験体図

図10 載荷概念図

表2 鋼材の機械的性質

Test-piece	t(mm) 板厚	σ_y (N/mm ²) 降伏応力度	σ_u (N/mm ²) 引張強度	E(kN/mm ²) ヤング率	ϵ_u (%) 一様伸び	Elong (%) 破断伸び
SM490	6	362	362	205	17.9	25.1
	12	324	324	204	18	28.4

うにしている。荷重形式は単調荷重である。また、以降の考察においては、試験体側の片持ち梁としての変位を用いるため、端部回転を考慮した図中の式を用いて端部変位を補正している。また、荷重は、試験体部に作用するせん断力で考察を進める。

使用鋼材は、梁、補強材ともに SM490 であり、引張試験より得られた機械的性質を表 2 に示す。ただし、フランジに関しては、弾性状態を保つことを前提としているため、引張試験を行っていない。

図 11 に荷重実験より得られた荷重変位関係を示す。比較のためにウェブに中立軸補強を施していない梁の荷重変位関係を数値解析により求め示している。また図中には、ウェブ 6mm の場合のウェブせん断降伏耐力 w_6Q_p 、8mm の場合のせん断降伏耐力 w_8Q_p を示している。

補強材を有する梁と有しない梁の荷重変位関係は、ウェブ板厚が 6mm の場合のせん断降伏耐力を若干超える程度まで同様な関係となっている。しかし、補強材を有しない梁は、その後急激に耐力劣化する。これはウェブ降伏に伴うせん断座屈によるものである。これに対して補強材を有する梁は、緩やかに耐力上昇を続け、ウェブ板厚が 8mm の場合のせん断降伏耐力近くまで最大耐力が至っている。またその後の耐力劣化も補強材を有しない梁の場合に比べて緩やかである。

このように補強材を有する梁は安定的な挙動を示すことになるが、補強材が耐力上昇及び塑性変形性能向上にどのように寄与しているかを図 12 に示す断面内のせん断応力度分布から考察する。この図に示す応力度分布は、試験体のウェブ及び補強材に貼付したひずみゲージより求めたものである。上に並ぶ 4 つの分布図は、試験体の固定端側から材長の 1/4 離れた位置における応力度分布であり、図 11 の荷重変位関係に示した (a)～(d) の時点におけるものである。また、下の 4 つのものは、最大耐力時の図 11 中の試験体モデル図に示す (1)～(4) の各断面における応力度分布を示している。

荷重変位関係が弾性時の (a) の応力度分布では、補強材の上下に位置するウェブが主にせん断応力を負担している。このウェブ部分の応力度が増え、せん断降伏応力度に到達した時点で、荷重変位関係の勾配が変化する。この時点 (b) は、ほぼウェブ 6mm のせん断降伏耐力に一致する。その後、緩やかな勾配による耐力上昇過程 (c) において、補強材がせん断応力の増加分を負担している。さらに荷重の上昇とともに、補強材部のせん断応力負担は増え、補強材がせん断降伏すると同時期 (d) において荷重変位関係は最大耐力となる。

また最大耐力時においては、補強材の上下のウェブは全ての断面位置においてせん断降伏耐力に達しているのはもちろんのこと、補強材は各断面においてせん断応力を負担している。しかし、全ての断面での補強材がせん断降伏しているわけではなく、(2)、(3) の断面でせん断降伏しているものの、(1)、(4) の断面ではせん断降伏していない。これは、次に示す最終変形状態を示した写真 1 から類推できる。

写真 1 は最終変形状態を示したものであり、片持ち梁変位としては、80mm を超える程度の変形である。この写真を見ると、補強材の上下に位置するウェブ部分には、せん断変形が集中して発生しているのが確認できる。しかし、ウェブの面外への変形は、ウェブ全体にわたるものではなく、補強材が面外変形を拘束している様子が見取れる。また、先ほどの応力度分布図において、補強材の応力負

図11 荷重変位関係

最大耐力時 (d) における各断面の応力分布

図12 セン断応力分布図

写真1 最終変形状態

図13 実験と解析との対応

図14 荷重変位関係 ($wQ_p/Q_p=0.92$) 図15 荷重変位関係 ($wQ_p/Q_p=1.17$)

担が大きかった位置(2), (3)において, ウェブの面外変形が大きい。したがって, この位置では, 上下ウェブの面外変形の成長により, ウェブでの応力負担は限界に達し, 応力上昇分を補強板が負担し, 荷重変位関係が図11の(b)から(d)と緩やかな勾配で移っていく。しかし, この(2), (3)の位置で補強材が降伏すると同時に最大耐力となる。このように補強材は, ウェブが補えなくなった耐力上昇分をウェブ全体の面外変形を抑えつつ補うことから, 梁としては, ウェブ降伏後の緩やかな耐力上昇につながるものと考えられる。

次に, フランジの端部での塑性化を許容した場合に, 梁の荷重変位関係と補強材の応力負担性状を検討する。この検討は数値解析を用いて行うが, この検討に先立ち, 数値解析の妥当性と, 先の実験の意義についてまず触れておく。

図13は実験結果と数値解析結果の妥当性並びにウェブを均等に厚くした場合の荷重変位関係を示したものである。まず, 数値解析の妥当性についてであるが, ●で示した実験結果とその近傍に位置する実線の数値解析結果は, 極めて良く一致しており本数値解析より得られた結果は妥当なものであると判断できる。

さらに, ウェブ板厚を均等に厚くしたものと, 中立軸補強したものとの違いについて述べる。ウェブを均等にした梁のウェブ板厚は, 先の試験体に添接した板厚12mm, 幅75mmの帯板分の断面積を6mmのウェブ板厚に増厚した8mmである。以降, 図14, 図15においても, フランジの形状は異なった状態であるが, これら両者の荷重変位関係の比較を行っていく。同時に断面の応力分布性状と荷重変位関係との関係を考察する。なお, この補強材形状の選定にあたっては, 3章における知見を参考に, 梁のせん断余裕度⁴⁾に関わらず, 梁の塑性変形能力を向上させるために効果的であった形状としている。

図13は, 先の载荷実験と同じようにフランジ端部を補強し, フランジが弾性を保つようにした場合のものである。ウェブ板厚が8mm

のものは, ウェブのせん断降伏耐力までせん断力と端部変位の関係はほぼ線形関係を保ったまま上昇し, せん断降伏耐力を維持したまま若干変位し, ウェブのせん断座屈により急激に耐力劣化する。これに対して, 中立軸補強を施したウェブ板厚6mmの梁の挙動は, 先の実験で見たように, 補強を施していない板厚6mmの場合のせん断降伏耐力点近くから塑性化が進行し, 緩やかに耐力上昇を続ける。この耐力上昇は, ウェブ8mmの場合の降伏せん断耐力付近まで持続する。またこの間耐力上昇は緩やかに進行するため, 塑性変形も進行する。また最大耐力後の劣化勾配は, ウェブ8mmのものに比較して緩やかである。

図14はフランジに塑性化が進行するようにした梁の場合である。ただしウェブ6mmの場合にはフランジの曲げ降伏に先行してウェブのせん断降伏が先行するものである。このため, ウェブの塑性化とともに梁としての塑性変形が進行し, 次いでフランジの塑性変形が加わっていく。この間, 中立軸に位置する補強材が降伏後の耐力上昇に対してせん断応力を負担し, ウェブ全体としてのせん断耐力を維持するため, 大変形領域まで安定した挙動となっている。下図に梁端部近傍の断面内のせん断応力度の変化を示す。荷重変位関係につけた記号 A, B, C の時点における応力度分布を示している。C に示すように, 中立軸上に添接された補強材が負担する応力度がせん断降伏応力度に到達した時点と荷重変位関係が最大耐力となる時点が一致している。これは先のフランジが弾性状態を保つようにした場合と同じである。

これに対して, ウェブの板厚を均等に8mmとした梁は, ウェブ耐力を上げ, せん断余裕度を1.25としたにも関わらず, 塑性変形能力は, ウェブ板厚6mmに補強を施したものに比べて劣っている。また, このウェブ板厚8mmにした梁は, せん断余裕度が1.25になったために, フランジの塑性化が先行することになり, ウェブ板厚6mmの梁とはその性状が変化している。

図15はフランジの曲げ降伏が先行する梁の結果である。この例では、フランジの塑性化が先行し、遅れてウェブにも曲げとせん断による塑性化が進行する。この梁の場合も、先の梁と同様に、補強材に生じるせん断応力度が降伏せん断応力度に到達すると同時に、最大耐力となっている。またウェブの板厚を均等に 8mm まで厚くした梁は、図14に示した梁と同様に中立軸補強した梁に比べて塑性変形能力は劣る結果となっている。しかし、降伏耐力の差が、中立軸補強した梁とウェブ 8mm にした梁とでは、大きくないため、塑性変形能力の差も図14の場合ほど大きくない。

5. 結

本研究では、ウェブに作用するせん断応力が支配的な梁に対して、その塑性変形能力を改善するために梁中立軸上に鋼板を添接する手法を適用した。その結果、中立軸補強の効果はせん断応力の作用が大きな梁に対しても効果的であることが明らかになった。ただし、その形状の選択には注意が必要である。補強材形状として板厚を厚く、板幅を狭くすることは塑性変形能力を向上させることに有効であるが、そこにはある程度の制限があることを明らかにした。また弾性せん断座屈耐力を向上させる補強材形状と塑性変形能力を向上させる補強材形状は異なる場合があることを明らかにした。

すなわち水平スチフナのように板をウェブに垂直に立てるような場合は極端な例として、これに類するような板幅を極端に狭くした上で板厚を極端に厚くしたような形状の場合は、ウェブせん断座屈耐力を上げるためには有効であるが、塑性変形能力を向上させるという観点からは不適切な断面であることを明らかにした。これは、補強材のウェブ面外への剛性を上げ完全にウェブの面外変形を抑えることで上下に波形を完全に分断するよりも、ある程度の面外変形は許容し、ウェブ塑性化に伴う剛性低下を補強材のサンブナンねじり剛性で補う方が塑性変形能力の向上には効果的であることを示すものである。

以上のまとめとして最後に実設計に用いられることが検討されている極めて短い梁に中間補強材を添接した場合について、数値解析より得られた荷重変位関係を図16に示す。対象とする梁は、図1で取り上げた断面形状 H-850×260×16×25、長さ2700mm の逆対称曲げを受ける梁である。ウェブが無補強のものの荷重変位関係を○で示し、中間補強を施した梁の荷重変位関係を●で示している。補強方法は、平鋼の幅広面をウェブの両面に添接するタイプのものである。図に示す16mm×77.5mm の平板を両面に添接した場合の鋼材量は、均等にウェブ板厚を19mm とした場合にほぼ等しい。図1に

図16 荷重変位関係

も示しているウェブ板厚19mm の無補強の梁の荷重変位関係も○で示している。

無補強の梁に比べて、補強材を添接した梁の塑性変形能力は大きく、最大耐力後の劣化勾配も緩やかになっている。また補強材を施した梁の塑性変形能力は、ウェブ板厚19mm のものに比べても大きくなっており、最大耐力後の劣化勾配も緩やかである。このように、中立軸に鋼板を添接し、補強することにより、単にウェブ板厚を全体的に増厚することでは得られない塑性変形性状の安定化が得られるようになる。

参考文献

- 1) 鈴木敏郎：鉄骨部材の性能を改善するための一つの試み，日本建築学会大会学術講演集(北陸)，pp1143-1144，1992.8
- 2) 鈴木敏郎，小河利行，五十嵐規矩夫：ウェブに鋼板を添接した H 型鋼曲げ部材の塑性変形性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 470，pp115-122，1995.4
- 3) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，薩川恵一，堤康一郎，橋本幸治：中立軸補強による H 形鋼梁の塑性変形能力改善に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 574，pp219-225，2003.12
- 4) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，常木康弘：せん断曲げを受ける H 形鋼梁の崩壊形式と塑性変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 547，pp185-191，2001.9

(2004年7月9日原稿受理，2004年12月15日採用決定)