

大空間構造において非補剛部材を活用したH形鋼梁の横座屈耐力評価と設計法の提案

東北大学未来科学技術共同研究センター
教授 木村祥裕

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、地震後も地震前と同等の機能を維持することが必要とされる体育館や空港のターミナルビル等の天井の破損、脱落等による被害が報告されている。巨大地震に対して大空間構造物が所定の耐震性能を有するためには、構造部材に高い耐力が必要となる。一方で、構造部材には図1-1~1-3のように母屋や屋根折板等の非構造部材が取り付けられており、これらが構造部材の座屈に対する補剛効果が期待できるものの、補剛材が偏心して取り付けられる場合、捩れ変形が顕著となる座屈変形を誘発する可能性がある。さらに、構造部材と非構造部材の接合部の剛性や強度が不十分である場合、地震外力を受けることで局所的な座屈変形を引き起こし、構造部材が予期しない挙動を示すことも考えられる。

構造部材である主梁に非構造部材が取り付けられることで、梁の座屈耐力が想定した設計耐力より大きくなり、実構造物における柱梁耐力比は小さくなるため、梁が終局耐力に達した後、早期に柱でも局部座屈を生じ、架構全体が倒壊する可能性も考えられる。仮に非構造部材に梁の横座屈拘束効果を期待する場合、非構造部材にも補剛材としての剛性と強度が要求されるが、現行の耐震設計法では非構造部材の影響について考慮されていない(参考文献^{1)~3)})。過去の大地震により、写真1-1のように逆対称曲げモーメントを受ける梁の左側で大きく曲げ捩れ変形を生じている。これは、梁の左側では、屋根折板が取り付けられていない下フランジに圧縮応力が生じ、梁の右側では、上フランジに圧縮応力が生じるため、屋根折板が取り付けられていない圧縮応力が生じる下フランジで大きく曲げ変形を生じたものと思われる。そのため、非構造部材である屋根折板には、梁の横座屈変形を拘束する効果があることは明らかである。従来の設計では、複数の小梁を設置する必要があるが、このような大スパン構造物では施工性が低下し、効率が悪くなることから、非構造部材を横補剛材として活用できれば、小梁を減らすことで、設計の自由度は高まる。実構造物の地震応答や耐震性能を明らかにするためには、構造部材に取り付ける非構造部材の補剛効果や座屈変形の誘発作用を考慮する必要がある、そして補剛材として機能するための必要剛性と耐力を明らかにすることが求められている。

一方、近年の構造部材の大スパン化に伴って、梁スパンが10~20m、梁せいが1000mm以上の大断面梁が多く用いられるようになった。梁に取り付ける母屋や屋根折板のような非構造部

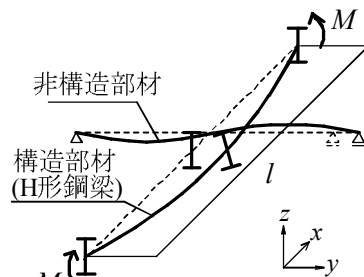


図1-1 補剛材を取り付けたH形鋼梁の座屈変形

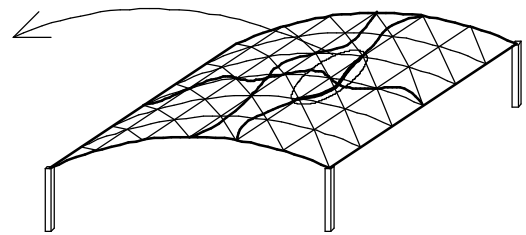


図1-2 大空間構造物の崩壊メカニズム

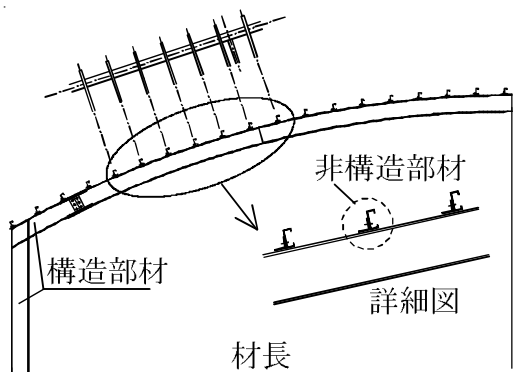


図1-3 実空間構造の構造部材と非構造部材

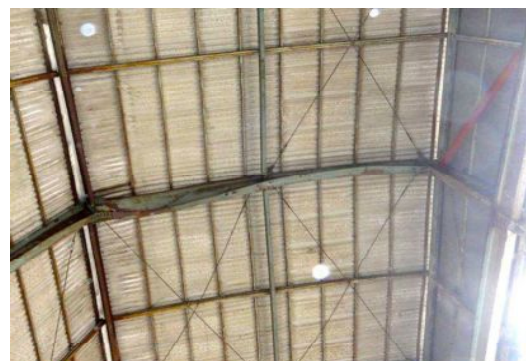


写真1-1 屋根折板が取り付けいたH形鋼梁の横座屈変形

材を連続補剛材とした場合、スラブと異なり、非構造部材は部材として非常に軽微なため、梁の横座屈変形を十分拘束するための剛性や耐力を保持しているとは限らない。そこで、本研究では非補剛材部材を活用したH形鋼梁の横座屈耐力評価と設計法の提案を試みる。

2. 屋根折板の三点曲げ実験

2.1 屋根折板の三点曲げ実験装置概要

図 2-1 に実験装置概要を示す。試験体の材軸方向 (z 方向) の端部は両端ピンローラーとする。荷重方法はアムスラー式試験機に図 2-2 に示す荷重治具を取り付け、両端支持部に鉛直上向きの強制変位を与える。試験体は文献 2) で使用した波型鋼板 (サイディング材) である。山数, 材長, 荷重拘束条件をパラメータとする。

H 形鋼梁に屋根折板が取り付けられる場合、梁に接合されたタイトフレームと屋根折板がボルト接合となる場合がある。すなわち、H 形鋼梁の横座屈変形時には剛性が低いタイトフレームに接合された屋根折板の山部分を起点として、屋根折板も強制変形される可能性がある。そこで、加力形状の違いによる応力分布を明らかにするために、図 2-2(a) はタイトフレームを取り付けた治具により、荷重点で試験体上面のみ接触させ、試験体を変形させる。荷重点の山数の違いが屋根折板の剛性に及ぼす影響を把握する。(b), (c) は図 2-1 のように試験体を剛な拘束具により上下面を端部でボルト接合し、屋根折板を強制変形させる。(b) は三山断面を拘束、(c) は中央一山断面のみを荷重点で拘束する。これは、実際に梁の横座屈変形が屋根折板により拘束される場合、一部分の屋根折板では大きな曲げ変形が生じ、隣接する部分の変形は相対的に小さくなるため、局所的に補剛モーメントが作用することを想定したものである。そこで、拘束した山の曲げ変形に対する隣接部分の拘束度の影響を検討する。表 2-1 に材料特性を示す。材料特性は試験体より JIS5 号試験片を切り出し、引張試験結果の平均値より求める。表 2-2 に試験体一覧を示す。荷重方法は図 2-2 に示す三種類とし、材長 $L_r=800, 1200, 1800\text{mm}$ の三種類、板厚 $t=0.5, 0.6\text{mm}$ の二種類とする。図 2-1 に示す①~③の位置で屋根折板の鉛直変位、④、⑤で材端の水平変位を接触型変位計により計測し、屋根折板の曲げ変位を求める。なお、①の荷重点の変位は図 2-2 に示すように(a)は試験体の山部分の三か所(①-1~①-3)、(b), (c)は拘束具(山)の両端部(①-1, ①-2)より計測する。

図 2-3 に歪計測位置を示す。一山断面試験体の場合は山面の歪分布を明らかにするために、山面の三か所で計測し、三山断面試験体の場合は、山谷ウェブのそれぞれ一か所で計測する。局所的な板曲げ歪を計測するために、板の表裏に歪ゲージを貼付する。部材中央より $z/l_d=0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 0.75$ の位置の歪を計測する。

2.2 屋根折板の三点曲げ実験結果

図 2-4 に屋根折板の荷重点に作用する荷重変位関係を示す。縦軸は図 2-1 に示す試験体中央に作用する鉛直荷重 P を降伏モーメント $M_{y,r}$ 時の鉛直荷重 $P_{y,r}$ で除した値である。横軸は変位計により求めた試験体中央の鉛直たわみ δ を $P_{y,r}$ 時に試験体中央に発生するたわみ $\delta_{y,r}$ で除した値である。灰色線は弾性理論線であり次式より求める。

$$P = \frac{48E_r I_r}{L_r^2} \delta \quad (1)$$

なお、 $E_r I_r$: 屋根折板の曲げ剛性、 $L_r (=2l_d)$: 屋根折板の

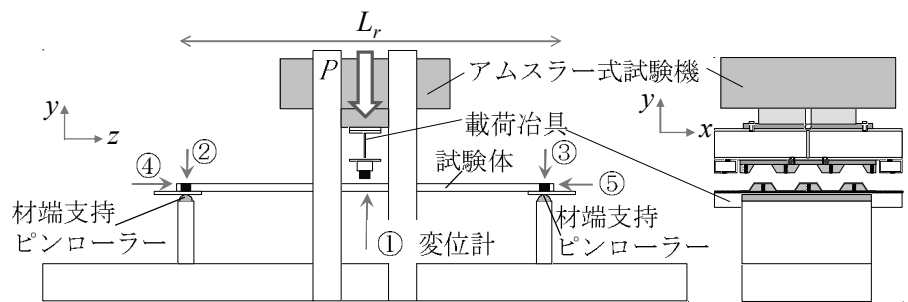


図 2-1 実験装置概要

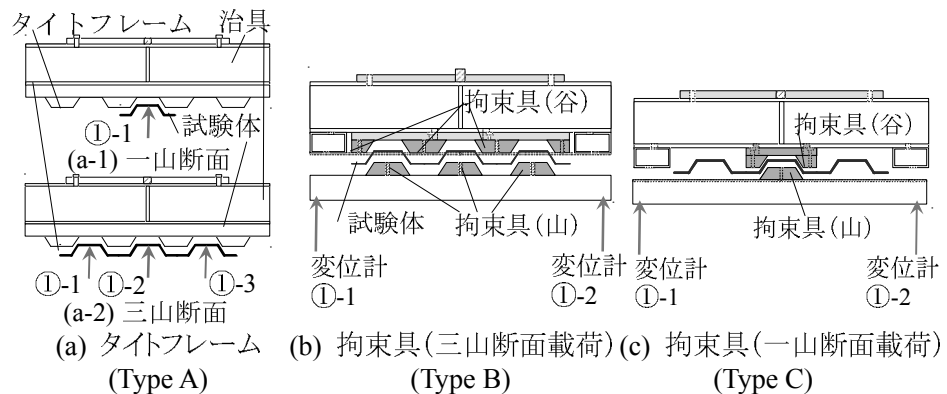


図 2-2 荷重治具(詳細図)

材長である。(a)は山数の違い、(b)は図 2-2 の荷重拘束条件の違い、(c)は材長の違いである。(a)において材長及び山数によらず $P/P_{y,r}=0.4\sim 0.5$ 付近で曲げ剛性が低下している。最大荷重は、一山断面の 8-1-A, 12-1-A で $P/P_{y,r}=0.8$ 程度、三山断面の 8-3-A, 12-3-A で $P/P_{y,r}=0.7\sim 0.75$ となっており、三山断面より一山断面の試験体の方が最大荷重は 8%程度高い。

(b)において、12-3-A の最大荷重が $P/P_{y,r}=0.72$ に対して、12-3-B の最大荷重は $P/P_{y,r}=0.76$ と高く、屋根折板を両面で拘束した 12-3-B の方が最大荷重後の剛性低下が緩やかになっている。三山断面が拘束された 12-3-B に比べて中央一山断面のみが拘束された 12-3-C の方が最大荷重は 8%程度低い。最大荷重に至るまで、同一荷重時でのたわみは 12-3-B に対して 12-3-C が 1.3 倍程度となっており、12-3-C は弾性理論線より剛性が大幅に低下している。実線で示す Type B は、材長によらずタイトフレームに荷重した Type A と同様に $P/P_{y,r}=0.4\sim 0.45$ 付近で剛性低下している。材長の長い 18-3-B は 12-3-B より最大耐力が 10%程度低い。(c)において最大荷重は材長によらずほぼ等しいが、材長が長くなるほど、初期剛性が弾性理論剛性より低くなる。

表 2-1 材料試験結果

試験体	E	σ_y	σ_u
厚さ	$\times 10^5 \text{ N/mm}^2$	N/mm^2	N/mm^2
0.5mm	1.83	334.64	402.15
0.6mm	1.85	352.07	401.01

表 2-2 試験体一覧

試験体名	荷重方法	材長	厚さ	断面幅(mm)	荷重幅(mm)
		$L_r(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	山数	山数
12-1-A	タイト フレーム 荷重	1200	0.6	140	140
8-1-A		800		一山	一山
12-3-A		1200		420	420
8-3-A		800		三山	三山
18-3-B	三山断面 荷重	1800	0.5	420	420
12-3-B		1200		三山	三山
18-3-C	一山断面 荷重	1800	0.5	420	140
12-3-C		1200			
8-3-C		800			

試験体名：12-1-A
 ↳ 荷重治具方法 (A：タイトフレーム, B,C：拘束具)
 ↳ 荷重幅 (1：一山, 3：三山)
 ↳ 試験体長さ (8：800mm, 12：1200mm, 18：1800mm)

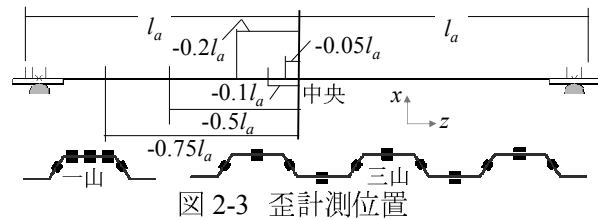


図 2-3 歪計測位置

2.3 屋根折板の歪分布

屋根折板の三点曲げ実験結果より、屋根折板の曲げ耐力に対する各位置の歪分布を明らかにし、平面保持を仮定した弾性理論と実験結果の屋根折板の塑性化による剛性低下及び応力伝達の違いについて考察する。

図 2-5 に荷重点近傍の試験体断面の軸歪分布を示す。(a-1)の上図は歪計測位置を示している。図 2-4 の荷重変位関係より弾性時は $P/P_{y,r}=0.2$ のとき、剛性低下時は $P/P_{y,r}=0.4$ のときを示している。また、荷重点より $z/l_a=0.05$ ($z=30\text{mm}$)もしくは $z/l_a=0.1$ ($z=60\text{mm}$)の位置の軸歪分布であり、図 2-3 の板上下面で計測した歪の平均値より算出した軸歪である。なお、12-1-A では中央山面の三か所 (CLM, CM, CRM) で計測した。剛性低下時に全ての試験体で山部分の軸歪が平面保持を仮定した弾性理論値より低下している。そして最大荷重時には、中央山面の三か所の軸歪がほぼ 0 である。三山断面の試験体(12-3-A, 12-3-B, 12-3-C)において、最大荷重時にウェブでは理論値より圧縮側に歪が生じている。これは、山部分で生じた局所的な板曲げ変形に伴い、中立軸が移動したためである。また、タイトフレームに荷重した 12-3-A より剛な拘束具を用いて荷重した 12-3-B の方がウェブの軸歪が小さい。12-3-A では中央山 (CM) の軸歪

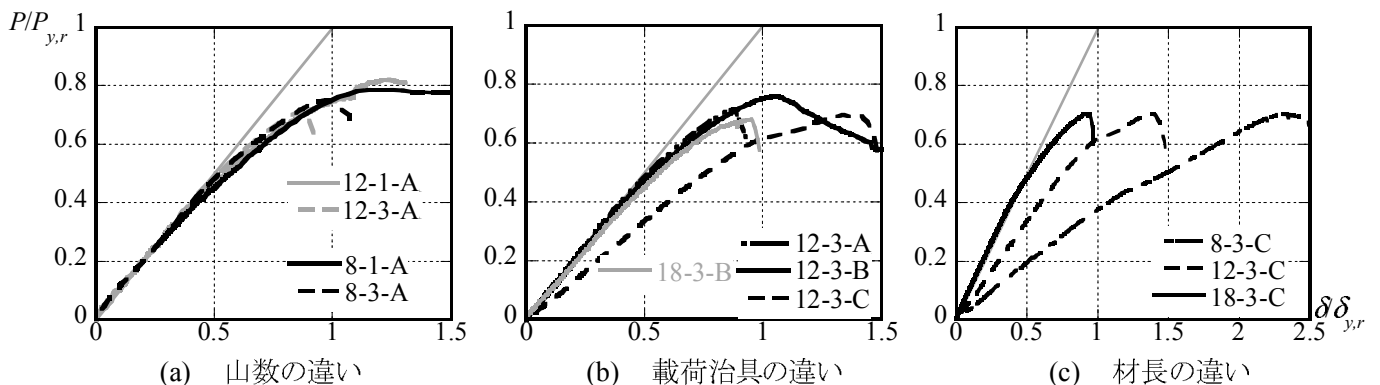


図 2-4 荷重—変位関係

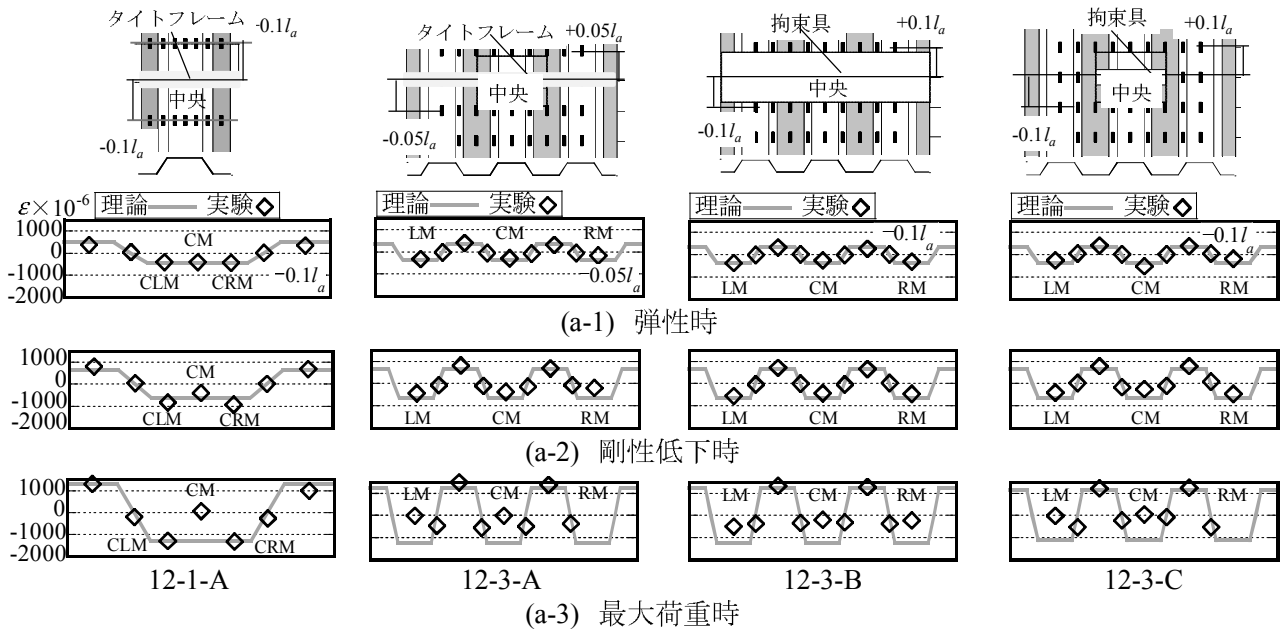


図 2-5 荷重点近傍における断面形状ごとの軸歪分布

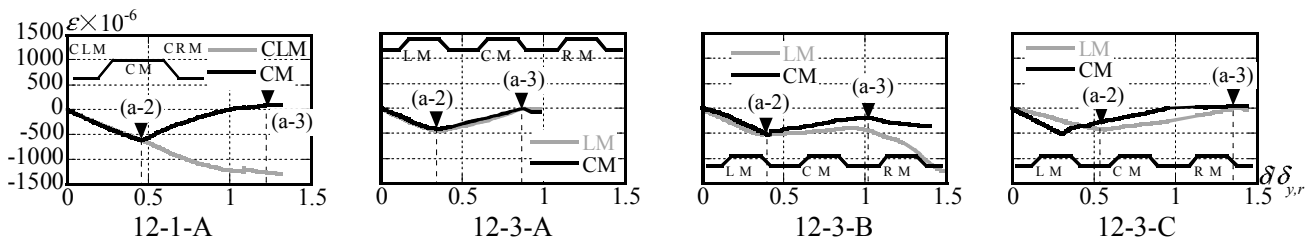


図 2-6 荷重点近傍の軸歪とたわみ関係

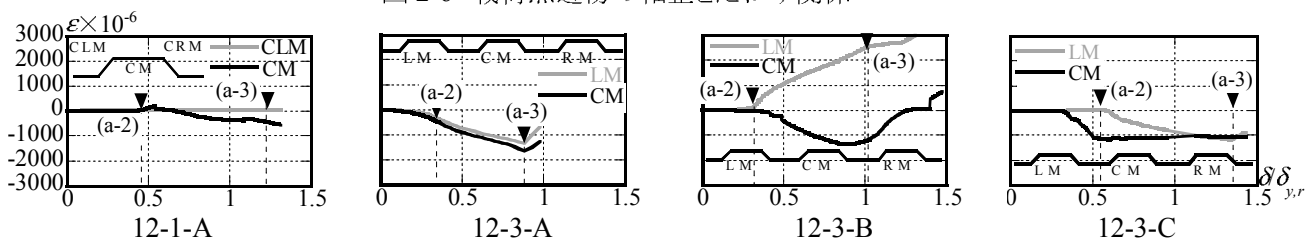


図 2-7 荷重点近傍の板曲げ歪とたわみ関係

がほぼ 0 であるが、12-3-B は圧縮側に理論値の 1/4 程度の軸歪が生じている。

拘束した山数の違い (12-3-B, 12-3-C) を比較すると、どちらも剛性低下時に中央山 (CM) の軸歪が理論値より若干低く、最大荷重時に中央山 (CM) がほぼ 0 である。また、荷重点である中央山 (CM) 両端のウェブの軸歪が大きくなっている。一方で、12-3-C は 12-3-B よりも両端部山 (LM, RM) の軸歪が小さく、両端部山が負担する曲げモーメントが小さいものと考えられる。なお、図 2-5(a-3) で 12-3-C の RM のプロットはないのは、最大荷重時まで計測できなかったためである。

図 2-6, 2-7 に荷重点近傍の軸歪及び板曲げ歪と荷重点の鉛直変位の関係を示す。図 2-6 の縦軸は図 1(a-1)~(a-3) と同じ位置の軸歪であり、図 2-7 の縦軸は表裏の歪の差より算出した板曲げ歪である。計測位置は $z/l_a = -0.05, -0.1$ で 12-1-A は図中に示す山面で計測した軸歪の三か所のうち二か所 (CLM, CM) の値である。12-3-A, 12-3-B, 12-3-C は図中に示す LM, CM の山部分の値である。12-1-A では CM の軸歪が低下している一方で、山端の CLM では上昇し続けている。12-3-A 及び 12-3-B では剛性低下時から計測位置によらず軸歪が低下している。12-3-C では、LM と CM でたわみが等しいときの軸歪が異なり、CM の方が LM より早期に軸歪が発生している。

図 2-7 の板曲げ歪は、12-1-A は CM のみ剛性低下時に降板曲げ歪が生じている。12-3-A では剛性低下より前から板曲げ歪が徐々に上昇し、LM と CM で同じ方向に発生している。一方で、12-3-B では板曲げ歪が LM と CM で同時に逆向きに発生しているが、最大荷重以降 CM のみ板曲げ歪が低下している。12-3-C では CM で先行して板曲げ歪が急激に発生している。これは、荷重点である CM が先行して曲げ変形し、中央山 (CM) の変形につられて両端山 (LM, RM) が変形したためである。12-3-B,

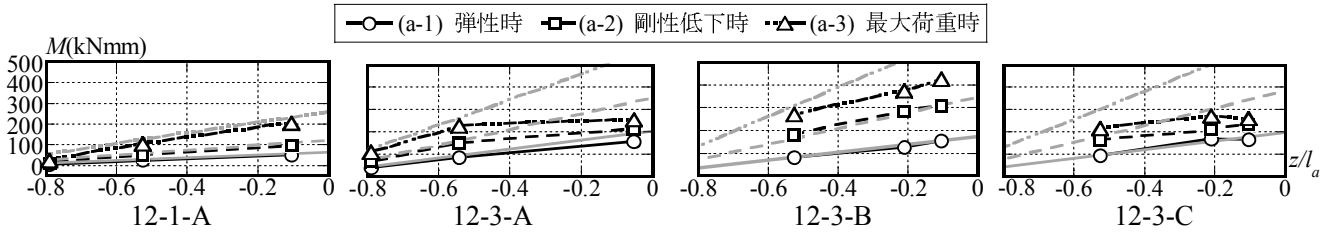


図 2-8 折板の材長方向の曲げモーメント分布

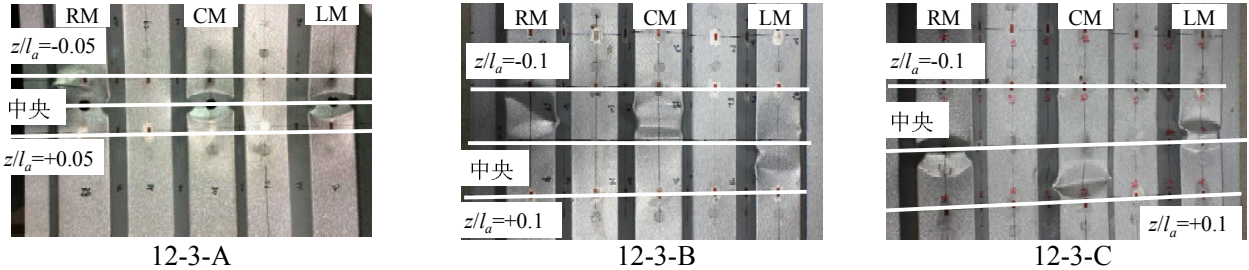


写真 2-1 試験体最終変形

12-3-C において CM での板曲げ歪の急激な上昇は荷重点の治具により拘束された面と拘束されていない面の境界で応力が集中し、局部変形するためである。

図 2-8 に折板の材長方向の曲げモーメント分布を示す。縦軸は各山と谷部分の軸歪の平均の差より算出した曲げモーメントであり、横軸は図 2-7 に示す試験体左側の計測位置である。凡例は図 2-5 の(a-1)~(a-3)に対応している。各黒線は実験値であり、灰色線は平面保持と仮定した場合の荷重荷重より算出した曲げモーメントである。なお、12-3-C の理論値は 12-3-B と等しいものとし、実験より求めた曲げモーメントは荷重した中央山断面の歪値に三山断面の断面係数を乗じたものである。荷重条件によらず弾性時の実験結果と理論値は対応している。12-3-A では、荷重点から離れるほど実験値と理論値が対応しているが、 $z/l_a = -0.05$ では理論値に対して実験値が低い。これは、図 2-7 より 12-3-A は剛性低下より前に荷重点近傍の両計測位置で局部変形が生じたためである。一方で、12-3-B では剛性低下時まで実験値と理論値が対応している。12-3-C では弾性時より $z/l_a = -0.2$ の方が荷重点に近い $z/l_a = -0.1$ より上昇している。そして中央山で早期に局部変形した。これは、中央山に比べて両端山は曲げモーメントをほぼ負担していないためである。

写真 2-1 に試験体の荷重後の変形状態を示す。タイトフレームを有する 12-3-A 及び 12-3-B は三山断面すべての荷重点近傍で局部変形を生じている。一方で中央一山断面のみ拘束された 12-3-C は、LM と RM の荷重点位置及び CM の $z/l_a = 0.1$ 付近で局部変形が生じている。

2.4 曲げモーメントを受ける屋根折板の数値解析

図 2-9 に数値解析モデルを示す。解析モデルはシェル要素で構成している。荷重点近傍の応力分布を把握するため、材長中央から左右 100mm の範囲の要素を細分化する。境界条件は材端ピンローラーとし、荷重点の鉛直方向 (y 軸) を自由とする。三点曲げ実験の荷重方式を再現するために、タイトフレーム荷重の場合、分布荷重として、拘束具荷重の場合、剛体とし、剛体領域の中心に荷重を与える。

図 2-10 に屋根折板の荷重点に作用する荷重変位関係を示す。縦軸は試験体中央に作用する曲げモーメント M を降伏曲げモーメント $M_{y,r}$ ($=\sigma_{y,r} \cdot Z_r$) で除した値である。横軸は変位計で計測した試験体中央の鉛直変位に換算する材端回転角 θ を $M_{y,r}$ 時の材端回転角 $\theta_{y,r}$ で除した値である。灰色線は弾性理論線であり、次式より求められる。

$$M = \frac{6E_r I_r}{L_r} \theta \quad (2)$$

なお、 $E_r I_r$: 屋根折板の曲げ剛性、 $L_r (=2l_a)$: 屋根折板の材長である。▼に初期剛性低下時、▼に最大荷重時を示す。初期剛性低下時の曲げモーメントを M_1 と定義する。実験結果より、材長及び山数によらず、荷重治具方法 A と B の実験では $M_1/M_{y,r}$

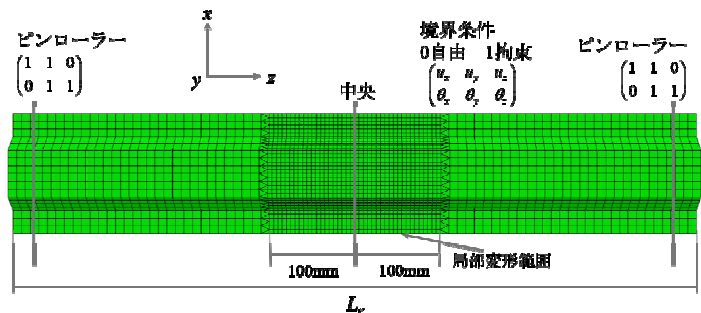


図 2-9 数値解析モデル

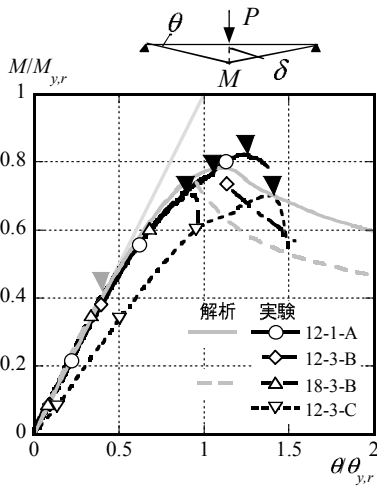


図 2-10 荷重—変位関係

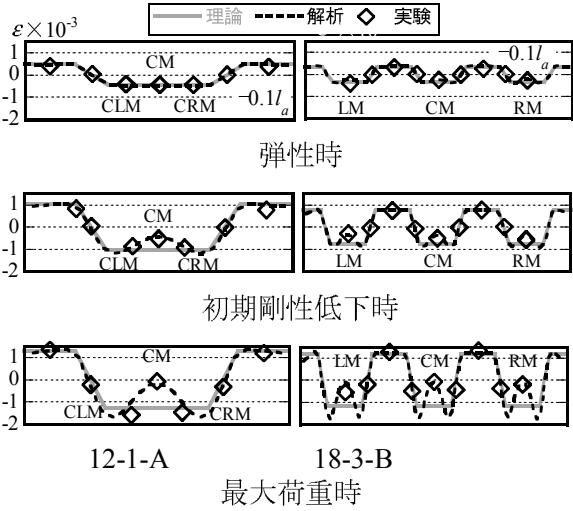
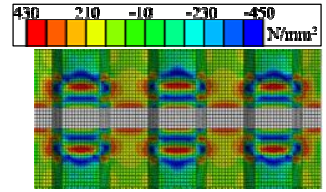
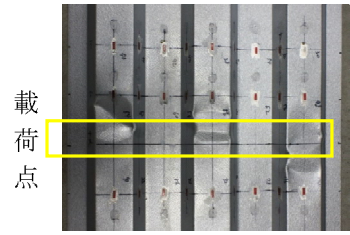


図 2-11 載荷点近傍における断面軸歪分布



(a) y 方向の軸応力分布 (2 $\theta_{y,r}$ 時)



(b) 実験変形写真

図 2-12 折板の変形 (18-3-B)

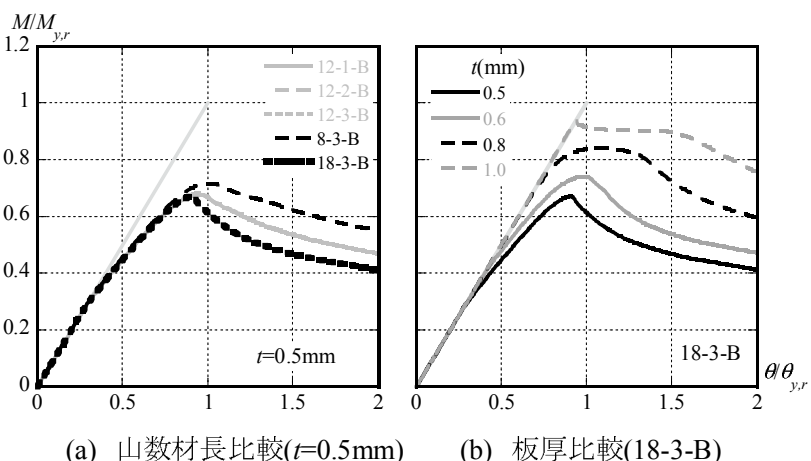
=0.4~0.5 付近で初期剛性が低下している。最大荷重は、一山断面の 12-1-A で $M_{max}/M_{y,r}=0.8$ 程度、三山断面の 12-3-B の最大荷重は $M_{max}/M_{y,r}=0.76$ である。材長の長い 18-3-B は 12-3-B より最大耐力が 10%程度低い。三山断面が拘束された 12-3-B に比べて中央一山断面のみが拘束された 12-3-C の方が最大荷重は 8%程度低い。最大荷重に至るまで、同一荷重時でのたわみは、12-3-B に対して 12-3-C が 1.3 倍程度となっており、12-3-C は弾性理論線より剛性が大幅に低下している。灰色線に示す数値解析結果と実験結果は概ね一致している。

図 2-11 に載荷点近傍($z/l_a=0.1$, $z=60\text{mm}$)の試験体断面の軸歪分布を示す。初期剛性低下時に試験体で山部分の軸歪が弾性理論値より低下している。最大荷重時には、山面中央(CM)の軸歪がほぼ 0 である。三山断面の試験体において、最大荷重時にウェブでは理論値より圧縮側に歪が生じている。これは、山部分で生じた局所的な板曲げ変形に伴い、中立軸が移動したためである。破線の解析結果とプロットの実験結果は概ね対応している。

図 2-12 に載荷後(18-3-B)の折板の変形状態を示す。載荷点 (図 2-12(b)中の枠内) 近傍の位置で、山部分が大きく変形しており、図 2-11 の初期剛性低下時より生じたことを確認している。図 2-12(a)の変形コンター図と(b)の実験写真の変形状態は概ね一致している。

図 2-10~2-12 の実験と数値解析の比較より、図 2-9 に示した解析モデルの妥当性が示された。この解析モデルを用いて、パラメトリックスタディを行う。数値解析のパラメータは折板の材長、板厚と山数 (断面幅) の三つで、全断面拘束具載荷 (図 2-2(b)) の載荷方式を用いる。材長 L_r は 600~2400mm、板厚 t は 0.4~1.0mm 及び 1.2mm、山数は 1~4 山とする。

図 2-13 に載荷点の荷重変位関係を示す。図 2-13(a)より、材長と山数の違いによらず、初期剛性低下時のモーメントは $M_1/M_{y,r}=0.4$ である。最大荷重は材長が長くなるほど小さくなる。(b)より、板厚が厚くなるほど、初期剛性低下時の荷重が大きくなり、 $t \geq 1.0\text{mm}$ のとき、剛性低下は見られない。そこで、屋根折板の局部変形による初期剛性低下に対して、板厚の影響を把握するため、圧縮山部分の幅厚比



(a) 山数材長比較 ($t=0.5\text{mm}$) (b) 板厚比較 (18-3-B)
図 2-13 荷重—変位関係比較

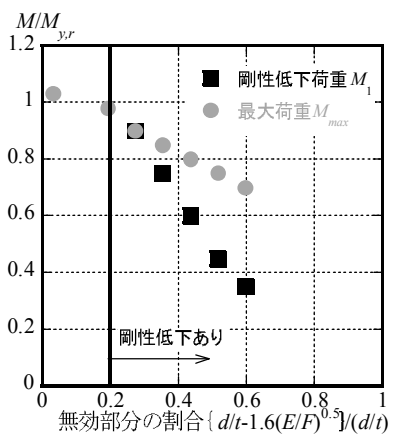


図 2-14 無効部分—剛性低下と最大荷重の関係

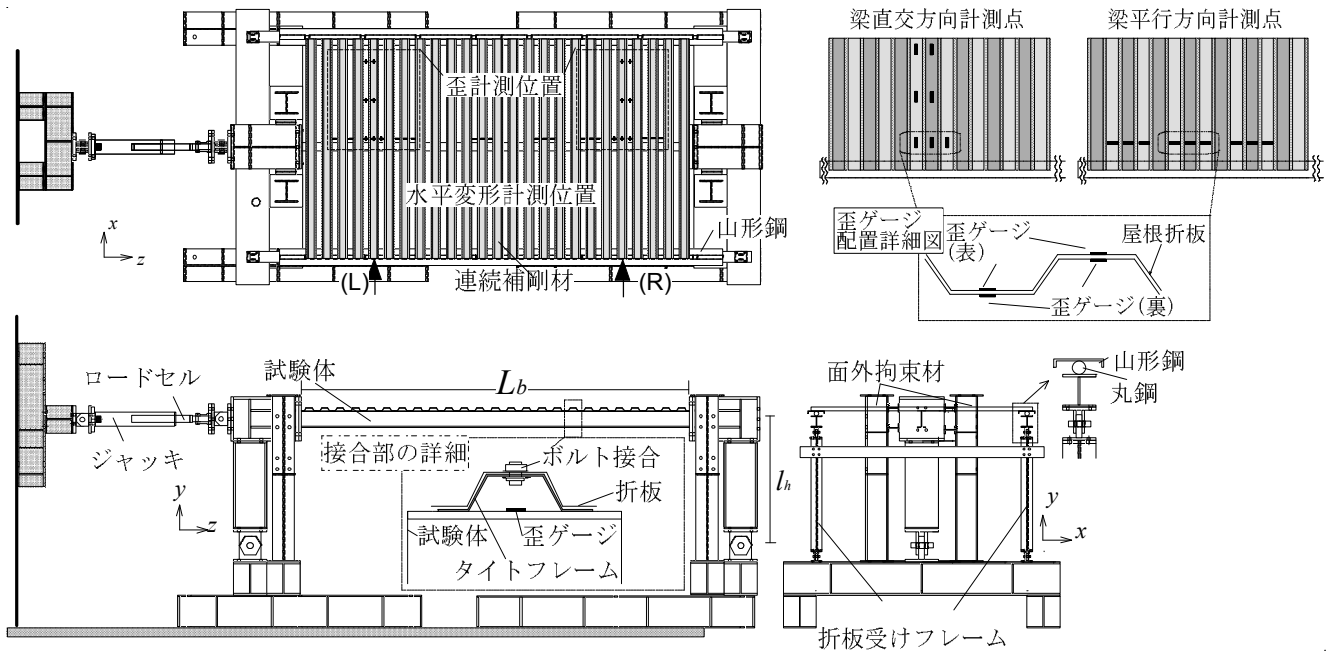


図 2-15 H 形鋼梁の横座屈載荷実験装置概要

を検討する。鋼構造設計規準⁴⁾における 2 縁支持の板要素の幅厚比制限は次式で示されている。

$$\frac{d}{t} \leq 1.6 \sqrt{\frac{E}{F}} \quad (3)$$

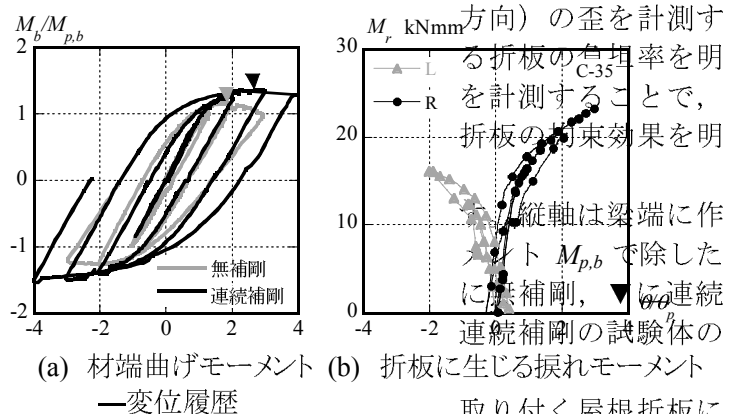
ここで、 d : 2 縁で支持される板要素の幅 (mm)、 t : 板要素の板厚 (mm)、 E : ヤング率 (N/mm^2)、 F : 許容応力度を決定する場合の基準値 (N/mm^2) である。板厚比が基準値を超える部分を無効と見なす。局部板曲げが発生する折板の圧縮山部を 2 縁支持の板要素と仮定し、圧縮山部の幅を d 、板厚を t とする。

図 2-14 に無効部分の割合と折板の初期剛性低下時の曲げモーメントの関係を示す。板厚の増加に伴い、無効部分の割合が小さくなり、折板の剛性低下時の荷重が大きくなる。無効部分が屋根折板の山部分の 0.2 以下では剛性低下しない。そのため、梁の横座屈に対する連続補剛材として屋根折板を活用する場合、圧縮応力を受ける折板山部の幅厚比が鋼構造設計規準⁴⁾の制限値を超える部分を無効とした補剛剛性を適用すればよい。

2.5 H 形鋼梁の横座屈荷重に及ぼす連続補剛材の拘束効果

図 2-15 に実験装置全体図及び屋根折板の歪計測位置を示す。1000kN ジャッキを用いて実験装置に水平方向の強制変位を与えることで、試験体である H 形鋼梁に逆対称曲げモーメントを発生させ、繰り返し載荷実験を行う。H 形鋼梁は柱梁接合部と剛接合とする。折板の端部には折板受けフレームを設置し、その上に載せた溝形鋼にタイトフレームを溶接し、折板の山部分でボルト接合とした。さらに、溝形鋼を丸鋼に載せることで水平方向にピンローラー支持とする。歪計測位置は、繰り返し載荷時に下フランジで座屈変形が発生すると考え、図 2-15 左上のジャッキ側(L)と反対側(R)の位置で、屋根折板の両面で歪を計測する。梁長方向 (z 方向) の歪を計測することで、梁面内曲げモーメントに対す

るからにする。梁直交方向 (x 方向) の歪を計測することで、梁の横座屈時の捩れモーメントに対す



(a) 材端曲げモーメント (b) 折板に生じる捩れモーメント

図 2-16(a)に H 形鋼梁の履歴曲線を用いる曲げモーメント M_b を全塑性モーメント $M_{p,b}$ で除した値、横軸は柱の回転角比 θ/θ_p である。▼ 補剛試験体の最大荷重点を示している。最大荷重が無補剛より 25%程度高い。

図 2-16(b)に連続補剛された試験体に作用する曲げモーメント履歴を示す。た

取り付く屋根折板に

図 2-16 載荷履歴一回転角関係

図 2-15 左上の

計測位置 L, R で下フランジに圧縮応力が生じる場合 (L: 負載荷, R 正載荷) の履歴を取り出したものである。図 2-15 右上の歪ゲージ配置詳細図に示すように、梁近傍直交方向の山と谷の軸歪より一山分の曲げ歪を算出し、曲げモーメントに換算する。図 2-16(b)に示した梁の最大荷重時、折板が受ける曲げモーメントは $M_r=23\text{kNmm}$ であり、図 2-10 の板厚 $t=0.5\text{mm}$ の対象折板の剛性低下時の曲げモーメント $M_1=98\text{ kNmm}$ ($0.4M_{y,r}$) より小さい。つまり、連続補剛試験体と屋根折板の組み合わせでは、梁横座屈時、屋根折板の剛性低下が発生しないことを明らかにした。

3. 屋根折板を連続補剛材として活用するための要求性能

本章では 2 章に知見をふまえて非構造部材である屋根折板を補剛材として活用するための要求性能を明らかにする。

図 3-1 に検討対象として屋根折板の断面形状を示す。Type A は 2 章で検討した角波折板, Type B はルーフデッキ 88 型屋根折板, Type C は W700 型折板である。折板断面 Type A, B, C の断面係数を Z_{rA} , Z_{rB} , Z_{rC} と定義すると、折板の断面係数比 $Z_{rB}/Z_{rA}=2.63$, $Z_{rC}/Z_{rA}=4.91$ である。梁せい 150mm~900mm の細幅 H 形断面(7 種類)を対象とする。本論文では、屋根折板が補剛性を有する範囲として、屋根折板の作用曲げモーメントが降伏曲げモーメント $M_{y,r}$ 以下を対象とする。

既往の研究¹⁾では等曲げモーメントを受ける H 形鋼梁の横座屈に対する補剛力と補剛性の関係を明らかにしており、必要補剛モーメントを次式で求めている。

$$M_{Br} / M_{\max,b} = 0.004(0.8 + 1/\sqrt{K'}) \leq 0.008 \quad (4)$$

$$K' = k_u k_\beta / \chi \quad k_u = 2E_r A_r / L_r, \quad k_\beta = 12E_r I_r / L_r \quad (5)$$

ここで、 χ : 梁の曲げ剛性と捩り剛性比 ($=GK/d^2)(E_b I_b \pi^2 / L_b^2)$), GK : 梁のサンブナンのねじり剛性, $E_b I_b$: 梁の曲げ剛性, $E_r I_r$: 屋根折板の曲げ剛性, $E_r A_r$: 屋根折板の軸剛性, k_u, k_β : 補剛材の単位幅当たり(10mm)の水平補剛剛性(kN/mm), 回転補剛剛性(kNmm/rad)である。 $M_{\max,b}$ は連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈耐力である¹⁾。横座屈実験は屋根折板の端部拘束をピンローラーとしているため、(5)式中の k_u を 0 とすると、(4)式より最大補剛モーメントは 32kNmm であり、図 2-16 の最大作用モーメント $M_r=23\text{kNmm}$ より大きいことから、屋根折板が補剛材として機能していることが分かる。

図 3-2 に屋根折板の初期剛性低下時の曲げモーメントと板厚 t の関係を示す。プロットは数値解析結果であり、各線は数値解析に基づき試行錯誤的に算出した次式である。

$$M_1 / M_{y,r} = \left(1.5 - \frac{h}{B_r}\right) - \frac{1}{0.6} \left(\frac{d/t - 1.6\sqrt{E/F}}{d/t}\right) \leq 1$$

適用範囲: $0.5\text{mm} \leq t \leq 1.2\text{mm}$ (屋根折板の板厚) である。



折板断面	B_r (mm)	d (mm)	h (mm)
Type A	140	54	25
Type B	200	35	88
Type C	250	35	166

図 3-1 検討対象の折板断面形状

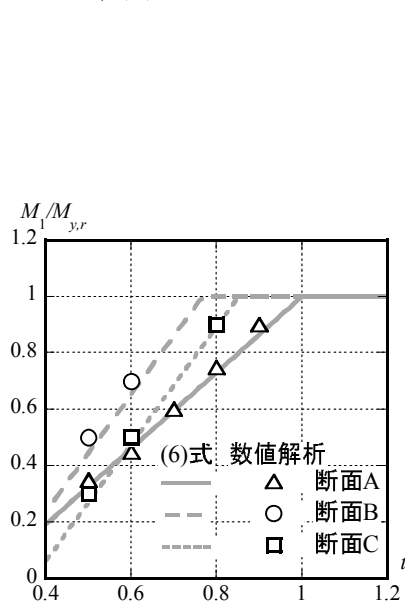


図 3-2 初期剛性低下荷重式
—(6)式

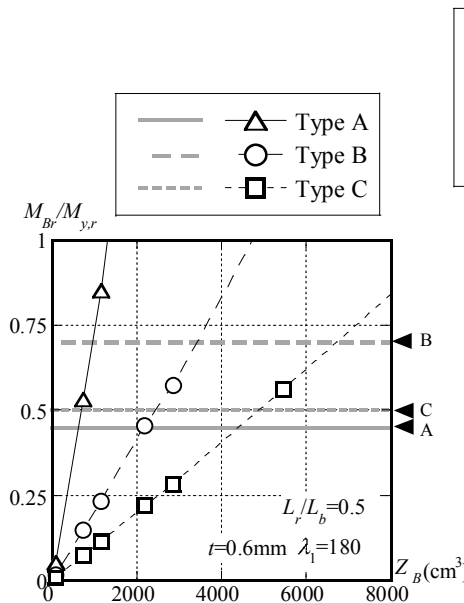


図 3-3 必要補剛モーメント比
—梁断面係数

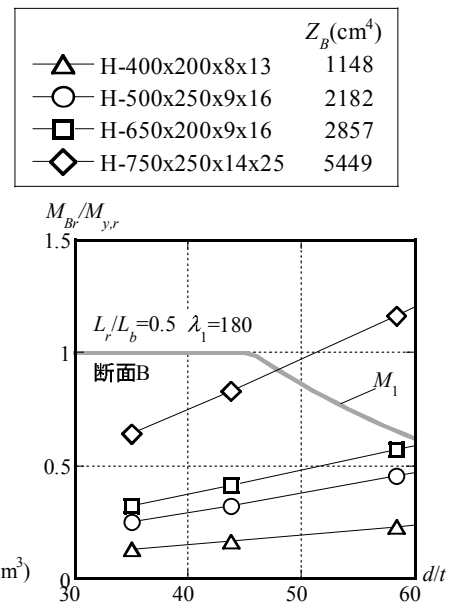


図 3-4 必要補剛モーメント比
—圧縮山部幅厚比

	Z_B (cm^4)
—△— H-400x200x8x13	1148
—○— H-500x250x9x16	2182
—□— H-650x200x9x16	2857
—◇— H-750x250x14x25	5449

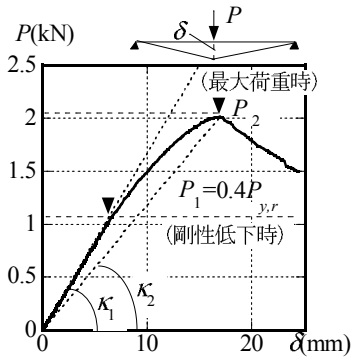


図 3-5 初期剛性と二次剛性

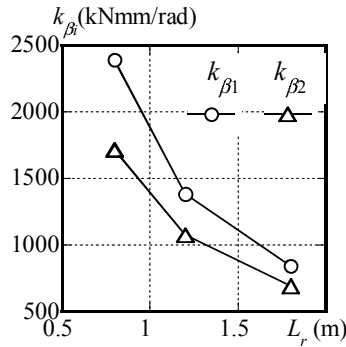


図 3-6 折板の回転剛性—材長

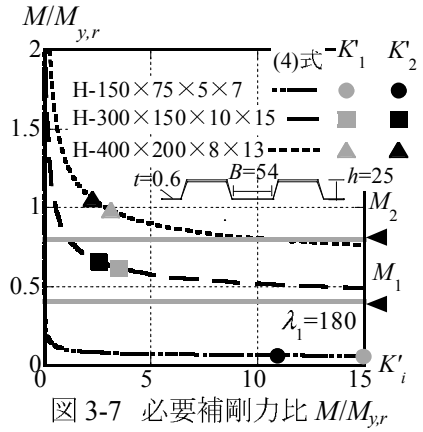


図 3-7 必要補剛力比 $M/M_{y,r}$ — 補剛剛性係数 K'

ここで、 B_r ：屋根折板一山断面全幅、 h ：屋根折板せいである。(4)と(5)式を用いて、屋根折板の要求性能について検討する。

図 3-3 に屋根折板の降伏曲げモーメントに対する必要補剛モーメント比と梁の断面係数 Z_B の関係を示す。梁の横座屈細長比 $\lambda_1^{(1)}=180$ 、屋根折板の材長 L_r を梁長の半分 $0.5L_b$ とする。縦軸は梁横座屈時の必要補剛モーメント M_{Br} を屋根折板の降伏曲げモーメント $M_{y,r}$ で除した値である。梁の断面係数が大きくなるほど、必要補剛力が大きくなり、折板の断面が大きくなると、初期剛性低下時に必要補剛モーメントを有する梁断面が大きくなること分かる。

図 3-4 に Type B の折板の必要補剛モーメント比と屋根折板（山部分）の幅厚比 d/t の関係を示す。灰色線が(6)式の折板初期剛性低下時の曲げモーメント M_1 である。各梁断面と折板の幅厚比の関係でプロットが灰色線を下回る場合、屋根折板の初期剛性を補剛剛性として適用できる。

図 3-5 に屋根折板の曲げ実験における鉛直荷重とたわみの関係を示す。実験結果より $0.4P_{y,r}$ （屋根折板の降伏耐力時 $M_{y,r}$ の鉛直荷重 $P_{y,r}(=4M_{y,r}/L_r)$ ）程度で剛性低下するため、 $P_1=0.4P_{y,r}$ 、 $P_2=P_{max}$ と定義する。

図 3-6 に屋根折板の回転補剛剛性 $k_{\beta i}$ と材長 L_r の関係を示す。縦軸は理論回転補剛剛性 $k_{\beta 1}$ と割線回転補剛剛性 $k_{\beta 2}$ である。弾性時には(5)式の E_r にヤング率 E を適用し、最大荷重時には $E_r=E \times (\kappa_2/\kappa_1)$ を適用することで、それぞれの $k_{\beta 1}$ 、 $k_{\beta 2}$ を求める。なお、屋根折板の三点曲げ実験結果では初期勾配 $\kappa_1(=166\text{N/mm})$ 、割線勾配 $\kappa_2(=121\text{N/mm})$ である。

図 3-7 に屋根折板の降伏耐力に対する梁横座屈時の必要補剛モーメント比 $M/M_{y,r}$ と補剛剛性係数 K' の関係を示す。縦軸は必要補剛モーメントを屋根折板の降伏曲げモーメント $M_{y,r}(=P_{y,r} L_r/4)$ で除した値、横軸は補剛剛性係数である。梁の横座屈細長比 $\lambda_1^{(1)}=180$ とし、屋根折板の材長 L_r を梁材長の半分 $0.5L_b$ とする。折板断面は図中に示す通りである。各曲線は(4)式、プロットは次式のように回転補剛剛性 $k_{\beta 1}$ 、 $k_{\beta 2}$ を用いた補剛剛性係数 K'_1 、 K'_2 を(4)式に代入して求めた必要補剛モーメントである。

$$K'_1 = k_u k_{\beta 1} / \chi \quad (7)$$

$$K'_2 = k_u k_{\beta 2} / \chi \quad (8)$$

ここで、 $k_{\beta 1}$ 、 $k_{\beta 2}$ は図 3-6 と同じ方

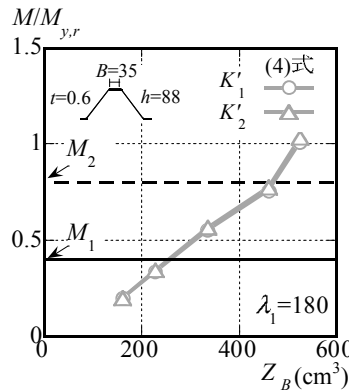


図 3-8 必要補剛力比 $M/M_{y,r}$ — 梁の断面係数 Z_B の関係

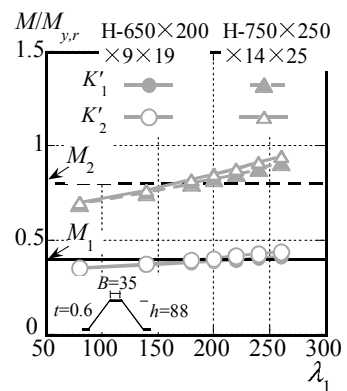


図 3-9 必要補剛力比 $M/M_{y,r}$ — 横座屈細長比 λ_1 の関係

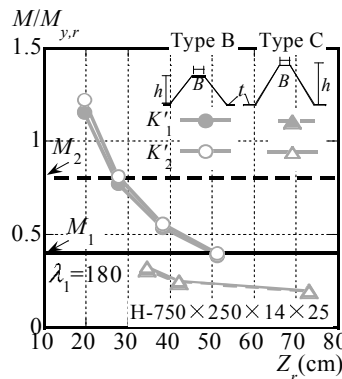


図 3-10 必要補剛力比 $M/M_{y,r}$ — 折板の断面係数 Z_r の関係

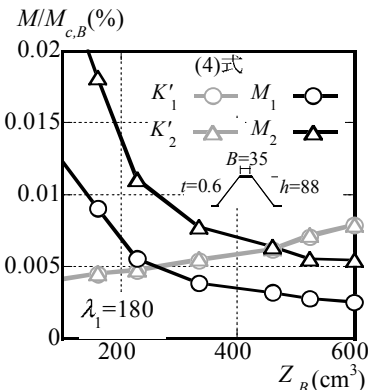


図 3-11 必要補剛力比 $M/M_{c,B}$ — 梁の断面係数 Z_B の関係

法で求めた。図中の灰色の水平線は屋根折板の曲げ実験における試験体の初期剛性低下時の曲げモーメント $M_1(=0.4M_{y,r})$ と最大曲げモーメント $M_2(=M_{max,r})$ である。屋根折板の剛性が低下すると補剛剛性係数は K'_1 から K'_2 になり、必要補剛モーメントが大きくなる。H-400×200×8×13($L_B=9.5\text{m}$)の場合、必要補剛モーメントが K'_1, K'_2 (図中の▲, ▲)によらず試験体の最大曲げモーメント M_2 を上回るため、この梁断面では横座屈変形を拘束できず、補剛材として活用できないことが分かる。

図 3-8 に屋根折板の降伏曲げモーメントに対する必要補剛モーメント比と梁の断面係数 Z_B の関係を示す。縦軸は梁横座屈時の必要補剛モーメントを屋根折板の降伏曲げモーメント $M_{y,r}$ で除した値、横軸は梁の断面係数 Z_B である。折板断面は図中に示す通りである。梁の断面係数が大きくなるほど、必要補剛モーメントが大きくなり、 $500 \leq Z_B$ では必要補剛モーメントが屋根折板の最大耐力 M_2 以上となり、屋根折板が降伏することになる。

図 3-9 に屋根折板の降伏曲げモーメントに対する梁横座屈時の必要補剛モーメント比と梁の横座屈細長比の関係を示す。縦軸は図 3-8 と同様であり、横軸は梁の横座屈細長比 λ_1 である。細長比が大きくなるほど、屋根折板の水平・回転補剛剛性に対する χ の割合が上昇するため補剛剛性係数が小さくなり、必要補剛モーメントは大きくなる。その結果、H-750×250×14×25 の場合、 $\lambda_1=175$ 以上で必要補剛モーメントが屋根折板の最大曲げモーメント以上となる。

図 3-10 に屋根折板の降伏曲げモーメントに対する梁横座屈時の必要補剛モーメント比と屋根折板の断面係数 Z_r の関係を示す。縦軸は図 3-8 と同様であり、横軸は図中に示す実屋根折板の山谷幅 B 、高さ h 、板厚 t より求めた断面係数である。各値は図中に示す二種類の屋根折板の実断面 Type B($B=35, t=0.5\sim 1.0, h=88\text{mm}$)、Type C($B=50, t=0.6\sim 1.0, h=150\text{mm}$)における K'_1, K'_2 時の必要補剛モーメントである。板厚比が小さいほど回転補剛剛性が小さくなるため、必要補剛モーメントが大きくなり、必要補剛モーメントが Type B では $t/B \geq 0.017$ で M_2 以下、Type C ではすべての板厚で M_1 以下となり、梁の横座屈に対する補剛効果が高くなる。

図 3-11 に梁の弾塑性横座屈モーメントに対する必要補剛モーメント比と梁の断面係数の関係を示す。縦軸は梁横座屈時の必要補剛モーメント M もしくは屋根折板の曲げモーメント M_1, M_2 を鋼構造限界状態設計指針³⁾の設計用横座屈モーメント M_{cB} で除した値である。なお、 M_{cB} は、文献 2)より求められる連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈モーメント M_{cr} を一般化細長比 $\lambda_b(=\sqrt{M_p/M_{cr}})$ に代入し、座屈曲線³⁾より求められる値である。横軸は梁の断面係数 Z_B である。

梁の断面係数が大きくなるほど弾塑性横座屈モーメントに対して相対的に屋根折板の耐力比が低下する。そのため、設計時には黒線で示す屋根折板の耐力が灰色線で示す(4)式の必要補剛モーメントを上回る梁断面を選定する必要がある。

4. 結

- 1) 載荷点の拘束条件によらず、載荷点近傍の圧縮応力が生じる山部分において局部的な曲げ変形が生じることで、屋根折板の降伏荷重 $P_{y,r}$ に対して $0.4P_{y,r}$ 程度で剛性が低下し、最大耐力は、一山断面の場合は $0.8P_{y,r}$ 程度、三山断面の場合は $0.7\sim 0.75P_{y,r}$ 程度、三山のうち中央一山断面のみを載荷した場合は $0.7P_{y,r}$ 程度となった。梁の横座屈に対する屋根折板の補剛力が屋根折板の降伏耐力の 0.4 倍以上では、屋根折板の剛性が初期剛性より 20~30%低下するため、最大耐力時には弾性剛性を適用できない。
- 2) 梁の横座屈時に連続補剛材に作用するモーメントを想定し、三山のうち中央一山断面を載荷する場合、三山のうち中央山で早期に局部変形が生じ、中央山より両端の山は曲げモーメントをほぼ負担しない。
- 3) 梁の必要補剛モーメントが屋根折板の降伏曲げモーメントの 0.4 倍以上では、屋根折板の剛性が低下し、補剛材を弾性保持と仮定したときの梁の必要補剛モーメントより大きくなる。さらに、梁断面と屋根折板の組み合わせによっては梁の横座屈に対する必要補剛モーメントが屋根折板の耐力を上回り、梁の横座屈変形を十分に拘束できなくなる。
- 4) 屋根折板の板厚が薄くなるほど、圧縮応力を受ける山部分の無効部分が増加し、より早期に局部板曲げ変形が発生するため、初期剛性低下時の荷重が小さくなる。
- 5) 屋根折板を補剛材として活用する場合、梁横座屈時に補剛材に生じる曲げモーメント比 ((4)式) と降伏曲げモーメントに対する屋根折板の初期剛性低下時の曲げモーメントの比 ((6)式) を用いることで屋根折板の要求性能を把握できる。

参考文献

- 1) 木村祥裕, 吉野裕貴, 小川淳子: 引張側フランジ補剛された H 形鋼梁の横座屈荷重に及ぼす連続補剛材の水平・回転拘束効果と補剛耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 卷 683 号, pp.193-201, 2013.1
- 2) 吉野裕貴, 木村祥裕: 繰返し载荷を受ける屋根折板つき H 形鋼梁の横座屈載荷実験, 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, 第 24 卷, pp.810-813, 2016.11
- 3) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998.10
- 4) 鋼構造設計規準, 日本建築学会, 2005.9