

(技術資料)

床スラブの上フランジ拘束効果を活用した鉄骨梁の横座屈補剛工法

伊藤冬樹*1・高田武之*2 (博士(工学))

Lateral Buckling Restraint Method for Steel Beams Using Stiffening Effect of Slab

Fuyuki ITO・Dr.Takeshi TAKADA

要旨

鉄骨梁の上フランジが床スラブによる拘束を受けている場合、純鉄骨梁と比較し横座屈が生じにくいことが既往研究で確認されている。当社では、あらたに実験や解析をおこない、床スラブ付き鉄骨梁の塑性変形能力評価手法を構築した。構築した評価手法は、「神戸製鋼所の横座屈補剛工法」として、(一財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得している。

本工法の特長は、頭付きスタッドが梁幅方向に複数行配置される場合の剛性を設計に反映できること、および、崩壊形式(横座屈または局部座屈)に応じた塑性変形能力評価が可能なことなどである。

本稿では、開発にあたり実施した実験・解析について述べる。本工法で予測される塑性変形能力は、実験・解析の結果と良い対応を示していた。

Abstract

Previous research has confirmed that when the upper flange of a steel beam is restrained by a floor slab, lateral buckling is less likely to occur than in a steel beam. Kobe Steel has conducted new experiments and analyses to establish a method of evaluating plastic deformation capacity for steel beams with floor slabs. This evaluation method has been certified by the General Building Research Corporation of Japan (GBRC) as "Kobe Steel's Lateral Buckling Restraint Method" under its "Assessment of Technology for Building Construction" program. The features of this method include its ability to reflect the rigidity of multiple-line layouts of headed studs across the beam width in the design, and its ability to evaluate plastic deformation capacity in accordance with the collapse mode (lateral buckling or local buckling). This paper describes the experiments and analyses conducted during its development. The plastic deformation capacity predicted by this construction method shows a good agreement with the experimental and analytical results.

検索用キーワード

横座屈, 合成梁, 頭付きスタッド, 載荷実験, 有限要素法解析, 崩壊形式, 塑性変形能力

まえがき = 鋼構造建築物に使用される鉄骨梁には、塑性変形能力が求められる。梁が地震などの荷重を受けた際に、上フランジが圧縮され座屈すると、梁が梁材軸の直交方向へはらみだす現象が発生することがある(図1)。この現象は横座屈と呼ばれている。横座屈が発生すると、耐力が急激に低下するため、必要な塑性変形能力を確保することができない。そのため、梁には必要に応じて、横座屈を防止するための補剛材が設けられている。

いっぽうで、梁にはコンクリート床(以下、床スラブという)が頭付きスタッド(以下、スタッドという)により接合されていることが一般的である。床スラブによって、上フランジが拘束されることで、上フランジの構面外方向の変形および梁材軸まわりの回転が拘束され、横座屈が発生しにくくなる(図2)。この横座屈補剛効果を定量的に見込むことができれば、補剛材を省略することが可能になる。

床スラブの横座屈補剛効果については、これまで種々の研究が行われている(例えば文献1)。しかしながら、

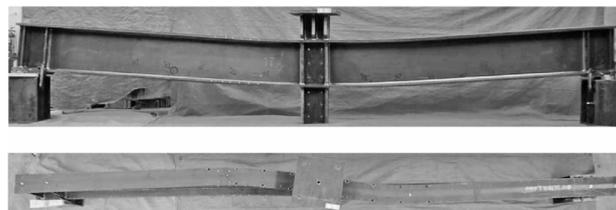


図1 鉄骨梁の横座屈

Fig.1 Lateral buckling of steel beam

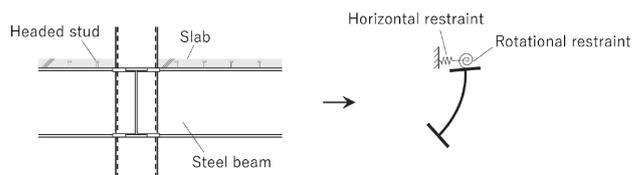


図2 床スラブの上フランジ拘束効果

Fig.2 Stiffening effect of the slab

*1 鉄鋼アルミ事業部門 厚板ユニット 厚板商品技術部 *2 事業開発部

超高層建築物で適用される大断面梁など梁幅方向に複数行のスタッドが配置される場合の検討例は少ない。また、崩壊形式（横座屈または局部座屈）の判定が可能で、崩壊形式に応じた塑性変形能力が評価可能な手法の提案例は少ないと言える。

そこで、当社は、聲高ら²⁾ および五十嵐ら^{3)~6)} の研究を参考にし、あらたに床スラブの補剛効果確認のための梁-床スラブ接合部の要素実験、架構実験および有限要素法解析を実施して、梁の塑性変形能力予測手法を構築した。構築した評価手法は、「神戸製鋼所の横座屈補剛工法」として、2022年12月に（一財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。

本工法の特長は、(1)スタッドが梁幅方向に複数行配置される場合の剛性を設計に反映できること。(2)崩壊形式（横座屈または局部座屈）に応じた塑性変形能力評価が可能なことなどである。

床スラブの上フランジ拘束効果を活用した横座屈補剛工法により補剛材の省略が可能となると、補剛材に伴う製作や施工の合理化につながり、建築業界の生産性向上の一助になると考えている。

本稿では、本工法の開発にあたり実施した梁-床スラブ接合部の実験、架構実験、有限要素法解析について述べる。

1. 横座屈補剛工法の概要

本章では、本工法の開発にあたり参考とした研究および本工法の概要について述べる。

文献2では、床スラブによる上フランジの拘束効果が検討されている。短い梁と床スラブだけからなる試験体の要素実験を行っている。剛性や最大耐力に関する既往の評価式と実験結果の比較を行い、あらたな評価式を提案している。

文献3では、上フランジを梁材軸まわりに対して連続完全拘束された梁の弾性座屈性状についてエネルギー法を用いて理論的に解析している。また、梁両部材端の境界条件やモーメント勾配を考慮した弾性横屈耐力評価式を提案するとともに、横座屈と局部座屈の連成座屈の弾性座屈耐力算定法を掲示している。文献4では、上フランジが連続完全拘束された場合の横座屈耐力上昇を整理できる新たな断面形状指標Tsを提案している。さらに、上フランジに対する拘束が相対的に弱く、梁構面外方向の水平変位や梁材軸まわりの回転が発生する場合を対象として、連続完全拘束時からの拘束度合の低下を反映した弾性横座屈耐力算定法および塑性変形性能に応じた必要補剛力を掲示している。文献5では、梁の繰返し載荷実験を実施し、上フランジに対する拘束が梁の弾塑性挙動および崩壊形式に与える影響を明らかにするとともに、塑性変形性能の評価手法を提案している。文献6では、無拘束で崩壊形式が局部座屈となる梁の塑性変形性能について幅厚比指標WFを用いて評価する方法を提案している。

本工法における床スラブの補剛効果の評価方法は、文献2に基づいている。開発にあたり、超高層建築物など

で適用される大断面梁も工法の適用対象とするため、梁幅方向に複数行のスタッドを配置した場合の実験を追加で行った。

床スラブの補剛効果に応じた弾性横座屈耐力の算定、塑性変形能力確保に必要な補剛量の考え方は、文献3および文献4に基づいている。本工法の弾性横座屈耐力は、式(1)で算定する。

$$M_{cr} = \beta_R (\alpha_1 M_{cre} + \alpha_2 M_{crm}') \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

- M_{cr} : 本工法を適用する梁の弾性横座屈耐力 (kNm)
- M_{cre} : 無拘束時弾性横座屈耐力 (kNm)
- M_{crm}' : 上フランジを連続完全拘束されたH形鋼の弾性横座屈耐力の最小値 (kNm)
- α_1, α_2 : 境界条件や応力勾配で決まる定数
- β_R : 低減係数

崩壊形式の判定、崩壊形式ごとの塑性変形能力の評価は、文献5および文献6を参考とした。架構実験、有限要素法解析の結果より、崩壊形式は、 WF/λ_b が1.4以下の場合には横座屈、1.4超は局部座屈となる。それぞれの崩壊形式における塑性変形能力は式(2)、(3)で求める。

$$\text{横座屈の場合} : R = 110 (0.65 - \lambda_b)^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{局部座屈の場合} : R = 32 (1.0 - WF)^2 \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

- R : 塑性変形倍率（最大耐力を超え全塑性モーメントまで耐力が低下した時点）
- λ_b : 一般化細長比
- WF : 幅厚比指標

2. 構造実験による検証

本章では、本工法の開発にあたり実施した構造実験について述べる。

2.1 梁-床スラブ接合部の要素実験

文献2では、鋼梁と床スラブの接合部のみを取り出した要素実験を行い、主に梁幅方向に1行のスタッドを配置した場合の力学的挙動を確認している。しかし、大断面梁においては梁幅方向に複数行のスタッドを配置することが多く、この場合についての検討は不十分である。

本工法の開発にあたって、スタッドの配置を主なパラメータとした梁-床スラブ接合部の要素実験を行い、モーメント-回転角関係における弾性剛性と最大耐力に関して、梁幅方向に複数行のスタッドが配置された場合にも適用できるように文献2の算定法を修正した。

なお、本検討結果の詳細は、文献7にまとめているため、そちらも参考にされたい。

試験体は、図3に示すように梁と床スラブをスタッドで結合したもので、表1に示す34体である。表1中のGr.番号に対応して以下の6グループのパラメータを設定した。

【1】梁幅方向のスタッドの配列

梁幅方向のスタッド本数と位置の影響を確認

- [2] デッキプレートの形状と向き
合成デッキとフラットデッキを用いた試験体とし、その影響を確認。合成デッキについては梁材軸に対する合成デッキの溝の向きの影響を確認
- [3] 片側スラブのへりあき距離
片側スラブを模した試験体とし、片側スラブのへりあき距離の影響を確認
- [4] 梁材軸方向のスタッドの配列
梁材軸方向のスタッドのピッチの影響を確認
- [5] 片側スラブ+梁材軸方向のスタッドの配列
片側スラブのへりあき距離と梁材軸方向のピッチの影響の確認
- [6] コンクリートの種類
普通コンクリートを用いた試験体とし、1種軽量コンクリートとの差異を確認

スタッドの寸法はφ19 mm×100 mmであり、配置は図4に示すように梁幅方向に最大4行、梁材軸方向に最大2列としている。コンクリートは、1種軽量コンクリートを基本としているが、1体(1c×1_NC試験体)のみ普通コンクリートとしており、設計基準強度はともに18 N/mm²である。梁はすべての試験体で共通とし、ウェ

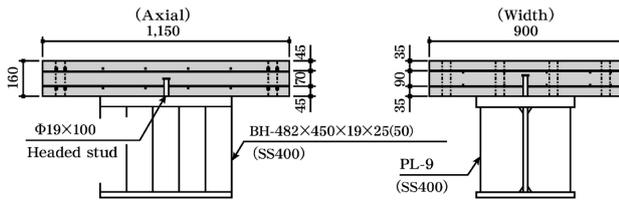


図3 試験体形状
Fig.3 Test specimen

ブとフランジの面外変形を拘束するためにフランジ厚を50 mmとし、さらに厚さ9 mmのスチフナを100 mm間隔で設けている。

試験体は、図5に示すように上下を反転させ、ボルトによって床スラブを反力床に固定する。反転させた試験体の上に、スチフナを有するH形鋼ジグを高力ボルト

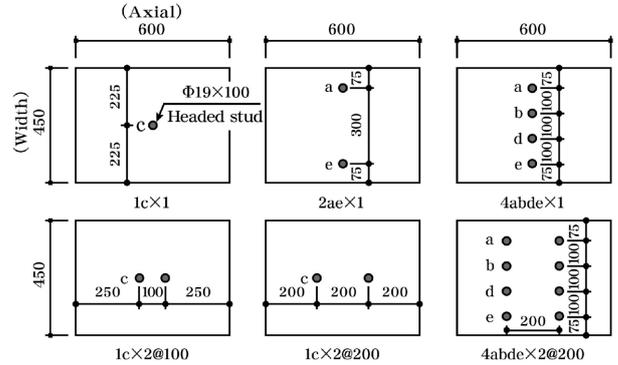


図4 スタッドの配置の例
Fig.4 Examples of stud layout

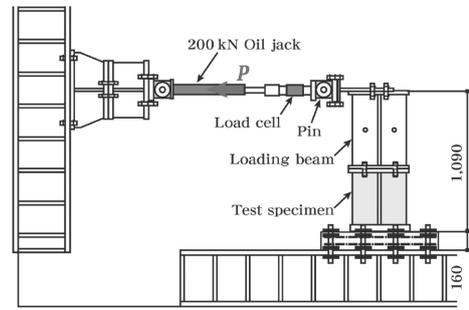


図5 試験体および試験装置
Fig.5 Test specimen and test set-up

表1 試験体一覧
Table 1 List of test specimens

Gr.	Test specimens	Slab		
		Deck plate	Layout	
【1】	1a×1	-	-	Single
	1b×1			
	1c×1			
	1d×1			
	1e×1			
	2bd×1			
	2ae×1			
	4abde×1			
【2】	1c×1_O	Composite	Both	Both
	1c×1_P			
	1c×1_F	Flat		
	2bd×1_O	Composite		
	2bd×1_P			
	2ae×1_O			
	2ae×1_P			
	2ae×1_F	Flat		
	4abde×1_O	Composite		
	4abde×1_P			
【3】	1c×1_e75	-	-	Single
	1c×1_e100			
	1c×1_e125			
	1c×1_e250			
	2bd×1_e75			
	2ae×1_e75			
	4abde×1_e75			
【4】	1c×2@100	-	-	Both
	1c×2@200			
	1c×2@400			
	2bd×2@200			
	2ae×2@200			
4abde×2@200				
【5】	2bd×2@200_e75	-	-	Single
	2ae×2@200_e75			
【6】	1c×1_NC	-	-	Both

・2bd×2@200_e75 Edge distance of single-side slab

Number and layout of headed studs in the beam width direction

Number and pitch of headed studs in the beam axis direction

・1c×1_O Layout of deck (Orthogonal, Parallel), Flat deck

で緊結することで、上フランジ表面から水平力を与える油圧ジャッキ芯までの距離（梁せいに相当）を1.09 mとしている。

回転剛性に関して、文献2の算定方法を修正した計算結果と実験結果の比較を示す。修正した算定方法は式(4)である。梁幅方向に複数行のスタッドを有する場合の回転剛性 K_{sc} は、スタッドのコーン状破壊面の有効水平投影面積 A_{ci} の欠損を考慮することで算定することとしている(図6)。

$$K_{sc} = \sum_{i=1}^n (K_{si}^{-1} + K_{ci}^{-1})^{-1} \dots\dots\dots (4)$$

$$K_{si} = E \cdot A_s \cdot b_{si}^2 / l_s$$

$$K_{ci} = E_e \cdot A_{ci} \cdot b_{si}^2 / 40 \cdot l_s$$

ここで、

- K_{si} : i 番目の頭付きスタッドの伸びによる回転剛性
- K_{ci} : i 番目の頭付きスタッドのコンクリートの変形による回転剛性
- E : 鋼材のヤング係数

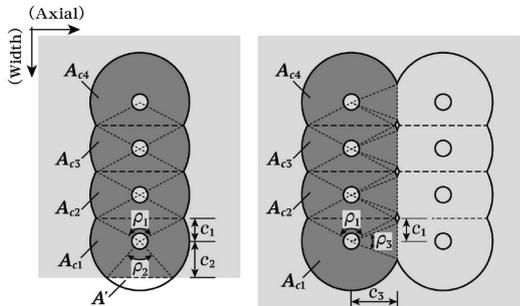


図6 コーン状破壊面の有効水平投影面積

Fig.6 Effective horizontal projected area of cone-shaped failure

- A_s : 頭付きスタッドの軸部断面積
- b_{si} : 回転中心から梁幅方向 i 行目の頭付きスタッド中心までの距離
- l_s : 頭付きスタッドの首下長さ
- E_e : コンクリートのヤング係数
- A_{ci} : 梁幅方向 i 行目の頭付きスタッドのコーン状破壊面の水平投影面積

図7に、回転剛性の実験結果と式(4)の計算結果を比較して示す。図7中の一部で、実験結果の記載がないものは、回転剛性が負値を示したことや、初期サイクルで最大耐力を迎えたことで剛性を算定できないためである。図7より、計算結果は実験結果とおおむね良い対応を示していることが分かる。

2.2 架構実験

崩壊形式の判定、崩壊形式ごとの塑性変形能力の評価の妥当性検証のため、架構実験を実施した。

図8に試験装置および試験体を示す。試験体は、全塑性モーメントに達した後に終局をむかえるように弾性範囲では横座屈または局部座屈しない部材断面に設定した。実大寸法の1/2.5程度を想定した縮小試験体であり、柱の反曲点間を想定した1層1スパンの直交梁付きの部分骨組架構である。試験体に設ける床スラブは鉄骨梁および直交梁の上フランジと頭付きスタッドで接合した。

表2に試験体一覧を示す。実験因子は一般化細長比 λ_b (0.42~0.59) およびスタッド間隔 (80 mm, 200 mm, 400 mm) とした。ここで λ_b は文献3に基づき算定しており、梁せい (400 mm, 600 mm) および梁フランジ幅 (130 mm, 150 mm, 180 mm) を変化させることで対応

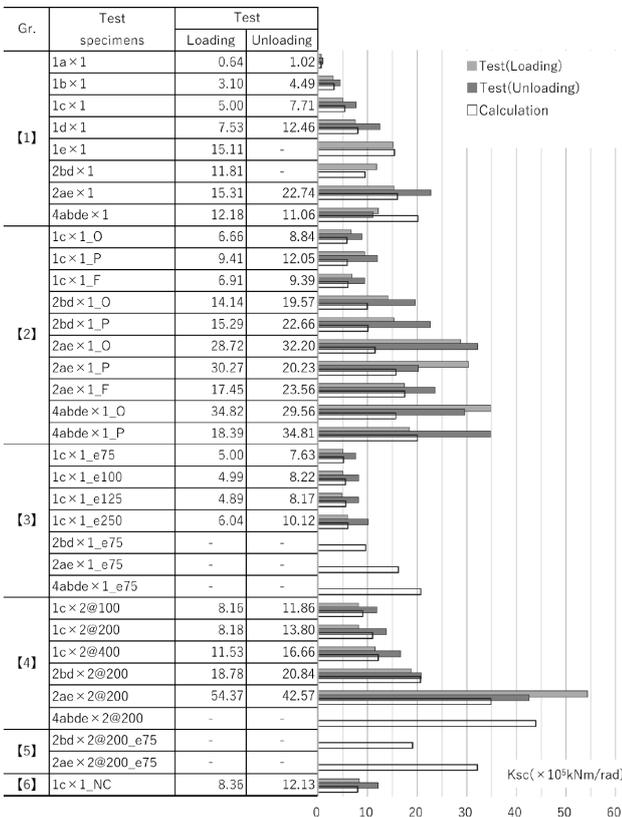


図7 回転剛性 K_{sc} の比較
Fig.7 Comparison of K_{sc}

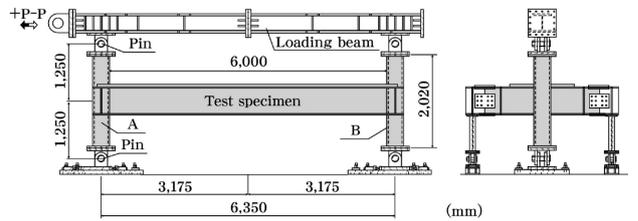


図8 試験体および試験装置
Fig.8 Test specimen and test set-up

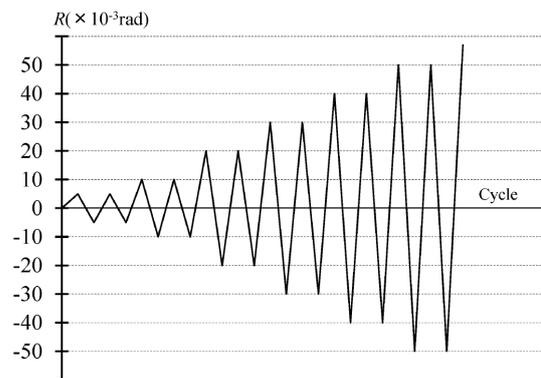


図9 載荷プログラム
Fig.9 Loading program

した。また λ_b は文献3に示される幅厚比指標 WF を加味し、文献5に基づく崩壊形式が横座屈(AC59-200, AC59-400, AA42-80)もしくはは局部座屈(AC45-200, AC45-80)となる部材断面を選定した。400 mmと200 mmのスタッド間隔は、文献8に示される合成率が、それぞれ0.5程度、1.0程度となるよう設定した。またスタッド間隔を80 mmとした試験体は、実大構造物における一般的なスタッド間隔の1/2.5とすることを意図して設定した。

床スラブは厚さ60 mmで軽量1種コンクリート(目標圧縮強度21 N/mm²)を用い、溶接金網($\phi 3.2@50$, SWM-P)を1段配筋とした。スタッドは径10 mm、長さ40 mmとした。表3に材料試験結果を示す。

試験は、試験体の柱下端をピン支持し、柱上端とピンで接合した加力梁に水平方向の変位を与える方法とした。試験体の構面外の変形と柱のねじれ防止のために、直交梁の先端に直交梁接続用治具を配置し、柱下端ピン位置と同一レベル位置でピン支持した。

図9に荷重プログラムを示す。 $R=(5, 10, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}$ radで2回ずつ漸増繰返し荷重を行った後、単調に正方向に水平力を与えることを原則としたが、試験体の損傷状況を考慮しながら適宜サイクルを省略し、崩壊形式を確認した。

図10に、正側荷重時に下フランジに圧縮力が作用するA柱側(図8左側)の梁端曲げモーメント M_{ab} と回転角 θ_a の関係を示す。また、表4に実験結果一覧を示す。表の R_{max} は M_{max} 時点での θ_b を梁の全塑性モーメント M_p 時の変形角 θ_p で除して1を減じて算定した塑性変形倍率であり、 R は M_p を超えた後に再び M_p まで低下した時点での塑性変形倍率である。なお θ_b は骨格曲線における梁端回転角である。

表4に示すとおり、床スラブの上フランジ拘束効果により、最大耐力は5体の中で λ_b が最大($\lambda_b=0.59$)であるAC59-200およびAC59-400の負曲げ側でも M_p に達した。そのほかの試験体では M_{max}/M_p は1.13~1.31となった。なお、表中には圧縮材の細長比 λ_y を付記する。

塑性変形倍率 R は、AC59-200およびAC59-400のA柱とB柱の平均値で1.37, 1.09であり、スタッド本数の増加に伴い塑性変形能力が向上していた。AC45-200およびAC45-80の比較でも同様の傾向がみられた。AC45-200, AC45-80およびAA42-80では R は2を超えていた。

図11に本工法で崩壊形式が横座屈と区分されるものの塑性変形能力評価式、式(2)と実験結果の比較を、同様に図12には、崩壊形式が局部座屈と区分されるものについて、式(3)との比較を示す。評価式と実験結果は良い対応を示している。

表2 試験体一覧
Table 2 List of test specimens

Test specimens	Steel beam				Headed stud			λ_y	θ_b ($\times 10^{-3}$ rad)	λ_b	WF
	Size (mm)	Depth-thickness ratio		Length (mm)	Number	Pitch (mm)	Composite ratio				
		Flange	Web								
AC45-200	BH-600×180×10×16	5.6(FA)	56.8(FC)	6,000	29	200	0.97	162	7.13	0.45	0.66
AC59-200	BH-600×130×10×16	4.1(FA)			15	400	0.94	245	7.37	0.59	0.61
AC59-400		5.6(FA)			75	80	2.73	162	7.00	0.45	0.65
AA42-80	BH-400×150×10×16	4.7(FA)					36.8(FA)	2.71	184	10.58	0.42

表3 材料試験結果
Table 3 Mechanical properties

Test specimens	Steel(SN490B)				Concrete		
	Flange thickness 16 mm		Web thickness 10 mm		Age (Day)	Compressive strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)			
AC45-200	374	531	387	547	42	18.9	1.81
AC59-200					35	20.3	1.72
AC59-400					28	19.7	1.81
AC45-80	365	523	385	542	28	15.5	1.59
AA42-80	374	531	382	541	39	16.5	1.84

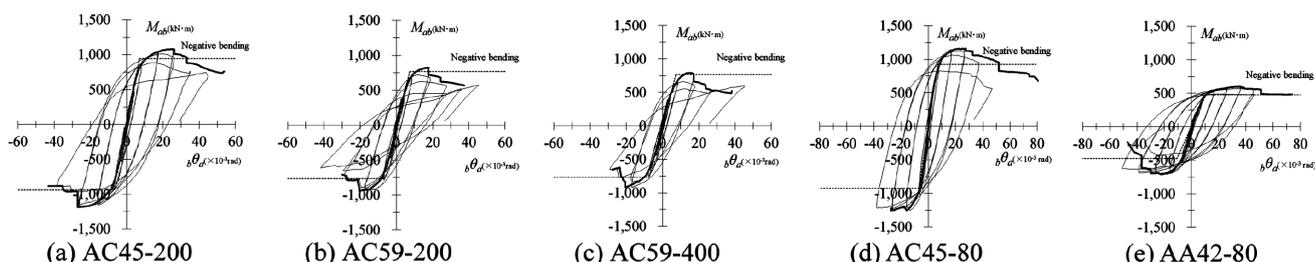


図10 梁端モーメント-回転角関係
Fig.10 M- θ

表4 実験結果
Table 4 Test results

Test specimens		M_{max}/M_D		R_{max}		R	
		Positive bending	Negative bending	Positive bending	Negative bending	Positive bending	Negative bending
AC45-200	A	1.26	1.15	2.79	2.57	3.88	3.65
	B	1.29	1.13	2.65	1.86	4.28	3.43
AC59-200	A	1.23	1.07	1.78	1.26	2.76	1.38
	B	1.25	1.02	1.33	1.12	1.38	1.35
AC59-400	A	1.20	1.04	1.80	1.02	2.06	1.34
	B	1.21	1.00	1.28	0.83	1.68	0.84
AC45-80	A	1.36	1.25	2.93	2.84	-	6.42
	B	1.34	1.26	2.55	2.16	3.30	5.93
AA42-80	A	1.49	1.27	1.10	2.44	2.46	-
	B	1.55	1.31	1.03	2.64	-	5.23

3. 有限要素法解析による検討

本章では、前章で述べた構造実験を再現する解析モデルの検討について述べる。また、実構造を想定した網羅的な解析検討の一例を示す。

3.1 架構実験の再現解析

本節では、AC59-400およびAA42-80の再現解析について示す。解析モデルを図13に示す。解析モデルは試験体と同じ形状寸法とするが、柱・直交梁・荷重装置類を省き、梁の内法スパン部分のみをモデル化した。梁と床スラブはシェル要素でモデル化した。回転バネの剛性には、スタッド抜きおよびフランジ面外変形を考慮した値を用いた。また、スタッドのコーン状破壊を想定し、回転バネの回転角が所定の値に達すると曲げ耐力が0となるバネモデルを用いた。梁フランジと梁ウェブの材料特性には実験と同様の繰返し載荷を精度よく再現できるような橋口モデルを用いた。

初期不整形は、逆対称曲げとなる強制回転変位を与えた座屈固有値解析を行い、得られたモード形状に基づ

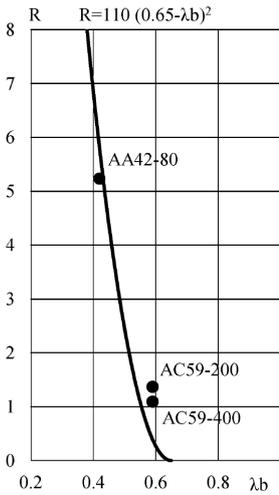


図11 R- λ_b
Fig.11 R- λ_b

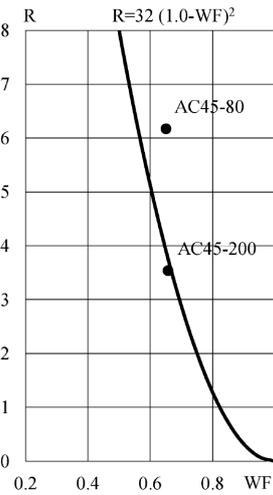


図12 R-WF
Fig.12 R-WF

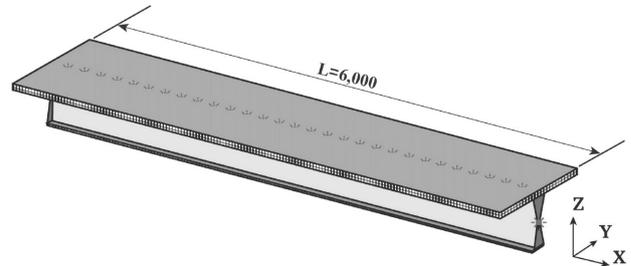
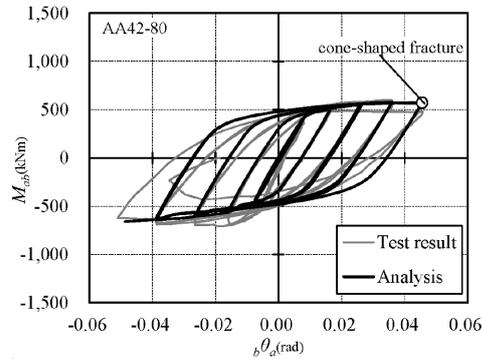
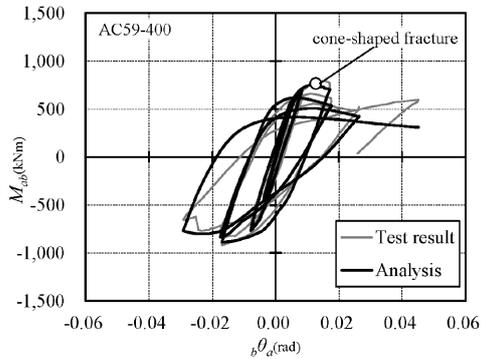
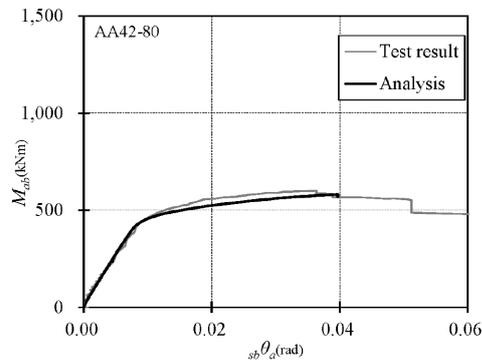
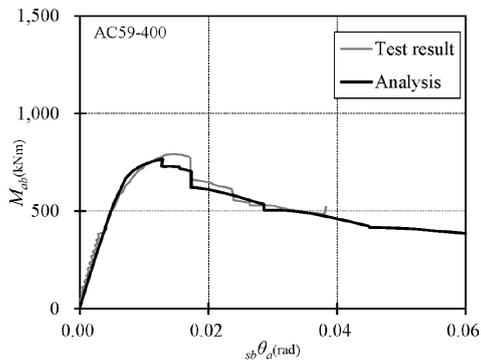


図13 解析モデル
Fig.13 Analysis model



(a)M- θ



(b)Skeleton curve

図14 梁端モーメント-回転角関係
Fig.14 M- θ

表5 解析一覧
Table 5 List of analysis case

Case	Size (mm)	Grade	Length (mm)	Slab width (mm)	Headed stud Line	λ_b	WF	κ	
No.1	1,000 × 300 × 16 × 25	490	10,800	2,300	2	0.45	0.64	1.41	
No.2			14,400	2,600		0.53	0.64	1.21	
No.3	1,100 × 350 × 19 × 28		10,800	2,400	3	0.40	0.62	1.53	
No.4			18,000	4,000		0.53	0.62	1.17	
No.5	1,200 × 400 × 16 × 32		14,400	2,700	3	0.45	0.74	1.63	
No.6			18,000	4,100		0.52	0.74	1.43	
No.7			21,600	4,600		0.57	0.74	1.30	
No.8	1,000 × 300 × 16 × 25		550	14,400	2,600	2	0.58	0.70	1.21
No.9			400				0.45	0.54	1.21

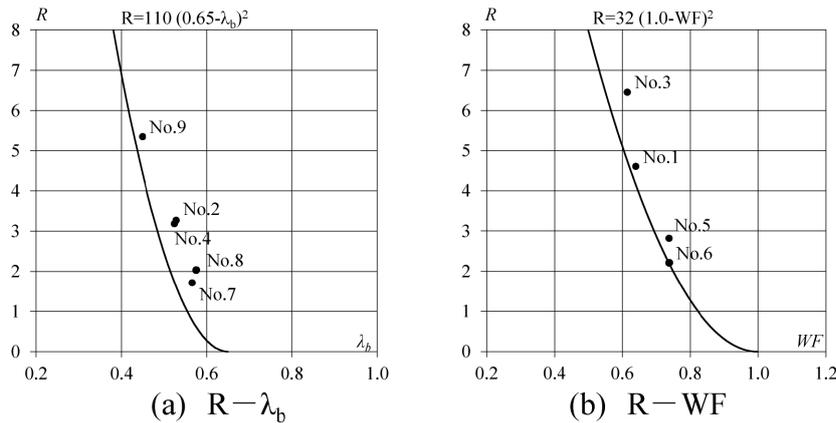


図15 解析結果
Fig.15 Results

いて与えた。繰り返し載荷であるため、負側のモード形状についても考慮し、モード形状を正負重ね合わせた形状を初期不整形として用いた。大きさは、面外変形が最大となる下フランジ中央の節点において、面外変形が $L/1000$ となる大きさとした。

図14に解析より得られた負曲げ側の梁端モーメント-回転角関係を実験結果と合わせて示す。実験結果と解析結果は良い対応を示している。

3.2 解析によるパラメトリックスタディ

架構実験を再現可能な解析モデルにて、実構造を想定したパラメトリックスタディを行い、塑性変形能力の評価手法の妥当性を検討した。本節では、その一例を示す。解析一覧を表5に示す。解析モデルは、9ケースであり、一般化細長比 λ_b と幅厚比指標WF、梁の鋼種をパラメータとしたものを示す。

解析結果と変形能力評価式の関係を図15に示す。(a)には崩壊形式が横座屈となる場合のRと λ_b の関係を、(b)には、崩壊形式が局部座屈となる場合のRとWFの関係を示している。No.4の梁形状の場合、補剛材の一般的な必要間隔は9 m程度である。No.4の梁長さは18 mであるが、床スラブの上フランジ拘束効果により、 $R:3.2$ を確保することが可能となっている。また、本工法の変形能力評価式、式(2)、(3)は解析結果を安全側に評価することができていることが分かる。

むすび = 鉄骨梁の横座屈補剛工法の開発にあたり実施した実験および解析について述べた。本工法で予測される塑性変形能力は、実験や解析の結果と良い対応を示すことが確認された。

鉄骨梁の横座屈補剛工法が今後の鉄骨の製作および施工の合理化の一助となれば幸いである。

本研究を進めるにあたり、五十嵐規矩夫教授、三井和也准教授（以上、東京科学大学）、聲高裕治教授（京都大学）、小野潤一郎氏、吉田和彦氏、木村征也氏、内田衛氏、平井健太氏（以上、㈱日建設計）より貴重なご助言を賜った。ここに深く感謝の意を示す。

参考文献

- 1) 伊賀はるなほか. 日本建築学会大会学術講演梗概集. 2015, p.897-900.
- 2) 聲高裕治ほか. 鋼構造論文集. 2018, 第25巻, 第97号, p.47-59.
- 3) 五十嵐規矩夫ほか. 日本建築学会構造系論文集. 2014, 第79巻, 第706号, p.1899-1908.
- 4) 五十嵐規矩夫ほか. 日本建築学会構造系論文集. 2018, 第83巻, 第749号, p.1063-1073.
- 5) 五十嵐規矩夫ほか. 日本建築学会構造系論文集. 2018, 第83巻, 第745号, p.491-501.
- 6) 五十嵐規矩夫ほか. 日本建築学会構造系論文集. 2011, 第76巻, 第668号, p.1865-1872.
- 7) 上野朋也ほか. 鋼構造論文集. 2024, 第31巻, 第121号, p.1-16.
- 8) 日本建築学会編. 各種合成構造設計指針・同解説. 日本建築学会, 2023年.