

3 スパン連続合成梁を有する鉄骨骨組の水平加力実験

LATERAL LOADING TEST ON STEEL FRAMES WITH
3-SPANNED CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS

山野辺 宏治*, 矢部 喜堂**, 和田 章***

Koji YAMANOE, Yoshitaka YABE and Akira WADA

The structural behaviors of continuously spanned composite beams in steel frames are investigated. Three of 1/3-scale models of one-story three-span steel frames with/without reinforced concrete (RC) slab were tested under lateral cyclic loading. The inner RC slab in a positive moment was subjected to larger compressive strain than the exterior RC slab, and also the larger number of shear connectors (headed studs) in composite beams resulted in a slight increase of compressive strain at the inner RC slab in a positive moment and even in a negative moment. The authors pointed out that the composite beams, even if assumed to fail in axial compression at RC slab, may fail in shear at studs because of the fact that the apparent shear strength of studs decreases with the number of studs increasing. Furthermore, the authors proposed the strain amplitude evaluation for the bottom flange of composite beams under cyclic loading.

Keywords : composite beam, steel frame, headed studs, continuous beam
合成梁, 鉄骨骨組, 頭付きスタッド, 連続梁

1. はじめに

鉄骨造高層建物において, 合成梁は建物の剛性および耐力に影響を及ぼす構造要素のひとつである。しかし, その構造特性が十分に把握されていないので, 現状では合成効果を耐震設計上考慮しない場合もある。合理的な設計を行なうためには, スラブの有効幅および頭付きスタッドの力学的性状を明らかにしたうえで, 合成梁の構造特性を適切に評価するモデルを開発する必要がある。

既往の研究においては, 井上ら^{1)~4)}, 田川ら^{5)~7)}はコンクリースラブの有効支圧強度により合成梁の正曲げ耐力を評価している。また, 合成梁が架構に及ぼす影響に関する研究として, 五十嵐ら⁸⁾は合成梁の任意の載荷履歴に対応できるモデルを提案し, 架構の動的応答計算を行なっている。その結果, 合成効果を無視して設計された合成梁架構の耐力は純鉄骨架構の耐力より上昇するため, 一般に変形応答は小さくなるが, 柱の塑性化により下層部の変形応答が逆に大きくなる場合があることを指摘している。また, 加藤ら⁹⁾, Chester¹⁰⁾によっても

合成梁のモデル化が行なわれ, 合成梁の弾塑性性状に関する実験も数多く行なわれている^{11)~15)}。とくに, 中柱と側柱の性状が異なることから2スパンとしたH形鋼3層実大フレームの実験¹⁵⁾においては, 個々の部材の弾塑性挙動と骨組全体のそれとの関連などを総合的に評価している。それによると, スラブ有効幅を0.075L(L:スパン長さ)として弾塑性解析を行なった結果は, 実験結果が普遍的ではないものの, 比較的精度よく実験の挙動を追跡できたとしている。

中柱周辺のスラブでは, 柱(または直交梁)を境にして圧縮力と引張力が入れ替わることから, 側柱周辺のスラブと異なる状況にあることが予測される。さらに, 側柱に取り付く梁と中間梁(両端が中柱に取り付く梁)が, 材軸にわたり一様でかつ同じ曲げ剛性を持っていても, 周辺の柱の剛比によって梁端に生じる曲げモーメントは異なる。したがって, 実際の建物で起こり得る状況のなかで合成梁がどのように挙動するかを調べるためには, 実状にあわせて実験を行なう必要がある。

本論文は, 文献16), 17)の一部を修正し, 加筆してまとめたものである。

* 清水建設(株)技術研究所 工修

** 清水建設(株)技術研究所 工博

*** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Research Institute of Technology, Shimizu Corporation, M. Eng.

Research Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

Prof., Research Laboratory of Engineering, Material, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

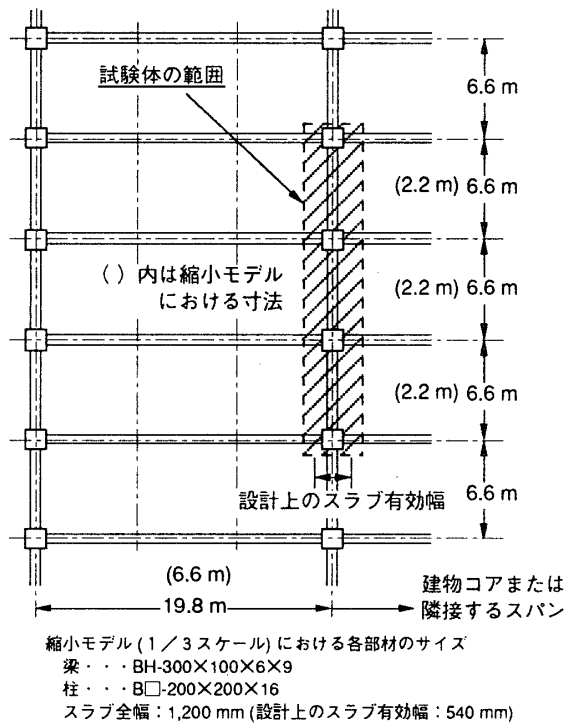


図1 想定建物の基準階平面図

2. 研究概要

本研究では、鉄骨造建物における連続スパン合成梁を想定して、当該架構の縮小モデル試験体(1層・3スパン)の静的繰返し水平加力実験を行ない、合成梁の弾塑性性状およびその性状が全体架構に及ぼす影響を調べることを目的とする。さらに、合成梁の材端回転剛性および曲げ耐力に及ぼす頭付きスタッドのピッチの影響、およびそれらの評価方法(合成はり構造設計指針¹⁸⁾)：以下、設計指針と略記する)の検討や合成梁の耐震設計法について考察を行ない、合成梁の履歴モデルの提案を行なうための基礎資料を得る。

3. 試験体

試験体は、中高層鉄骨造建物における基準階(図1)を想定し、連続した3スパン梁で構成された架構の一部をモデル化した1/3スケール鉄骨骨組である(表1, 図2)。試験体の各梁スパンの長さは2,200 mm, 柱の高さは想定建物の構造階高を考慮して1,700 mmとした。合成梁を有する試験体(合成梁架構: SCB1およびSCB2)では、頭付きスタッド(軸部直径: φ9 mm, 高さ: 35 mm)を用い、試験体のパラメータをスタッドのピッチ(50 mm, 100 mmの2種類)とした。なお、各試験体の鉄骨梁端部のウェブにはスカラップを設けない。

合成梁のスラブは、幅1,200 mm, 厚さ50 mmの等厚鉄筋コンクリート(RC)スラブとし、コンクリートは軽量2種コンクリートとした。また、スラブ鉄筋としてワイ

表1 試験体概要

試験体	架構形式	スラブ形式	頭付きスタッド(1-φ9 mm)			
			ピッチ(mm)	1スパンあたりの総本数 n _p	所要本数*1 (合成率)*2	
				n _r	n _r '	
SS	純鉄骨架構					
SCB1	合成梁架構	(等厚 RC スラブ) 厚さ: 50 mm (等厚) 全幅: 1200 mm スラブ筋: φ3.2 x 50 x 50 mm (ワイヤーメッシュ)	50	39	28 (1.00)	40 (0.99)
SCB2			100	19	28 (0.82)	32 (0.77)

*1 設計指針に従ってスタッドの所要本数は次式によって評価する。
 $n_r = Q_h / q_s$ および $n_r' = Q_h / q_s'$
 ここで、スラブ有効幅を540 mmとする。設計用せん断力(Q_h)はスラブ軸圧縮耐力(47.7 tf)と鉄骨軸引張耐力(139.7 tf)のうち小さい方とする。スタッドのせん断耐力(q_s)は設計指針によって計算し、q_s'は押し抜き試験結果(表2(c))よりq_sを低減したものとする。
 $q_s = 1.73 \text{ tf}, q_s' = 1.19 \text{ tf} (\text{SCB1}), q_s' = 1.49 \text{ tf} (\text{SCB2})$

*2 合成率を $\sqrt{\frac{n_p}{n_r}}$ と定義する。ただし、1を越える場合は1とする。
 なお、スラブ有効幅を540 mmとしたときの完全合成梁の等価断面2次モーメントは1.76 I_sとなる。I_sは鉄骨梁の断面2次モーメント(4933 cm⁴)とする。不完全合成梁の場合には次式による。

$$I_s + \sqrt{\frac{n_p}{n_r}} (1.76 I_s - I_s) = \left(1 + 0.76 \sqrt{\frac{n_p}{n_r}}\right) I_s$$

ちなみにSCB2では、1.58 I_s ~ 1.62 I_sとなる。

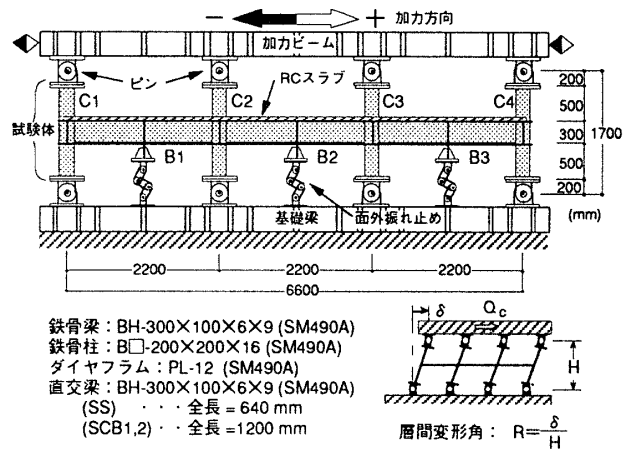


図2 試験体形状および荷荷方法

ヤーメッシュ筋(φ3.2 mm×50 mm×50 mm)をシングルに配筋した。試験体に使用した材料の力学的性質を表2に示す。なお、試験体における合成梁の形状を考慮して行なった押し抜き試験²⁾の結果もあわせて示す。

試験体のRCスラブの幅を決定するにあたり、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾によるスラブの有効幅(540 mm)よりも大きく設定した。表2によると、各合成梁の合成率は、スタッドのせん断耐力を設計指針によって計算した場合と、押し抜き試験結果より計算値を低減した場合とで異なるものの、SCB1はいずれの場合でも合成率がほぼ1となるので、完全合成梁とみなされる。一方、SCB2はいずれの場合でも合成率が1より小さいことから、不完全合成梁とみなされる。

4. 載荷方法

各柱の層間変形を等しくするために、試験体の各上下柱の端部にピンを取付け、上柱のピンに加力ビームを設置する(図2)。その加力ビームを介して2台の押し引き両動串型油圧ジャッキにより試験体に水平力を加え、正負交番繰返し載荷を行なう。なお、繰返し載荷の制御は層間変形角Rで行ない、R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33 でそれぞれ1回もしくは2回ずつ正負交番で繰返し載荷した後に、R=+1/20 を最終層間変形角とした。軸力についてはとくに制御しないが、とくに外柱においては軸力が変動して作用することになる。試験体の面外変形を拘束するために、上部に設置した加力ビームおよび試験体の各梁のスパン中央に面外振れ止め(平行クランク機構)を設置した。

5. 計測方法

5.1 柱の曲げモーメントとせん断力

試験体に導入する水平力(層せん断力)は、油圧ジャッキに取付けたロードセルより直接測定できるが、各柱に作用するせん断力については直接測定していないので、以下の方法により算出する。ただし、柱がつねに弾性範囲内にあることを確認したうえで計算を行なう。

(1)各柱のひずみ測定(図3)の結果から各断面における曲率を求め、曲げモーメントを計算する。(2)各柱における2断面間の曲げモーメントの変化より柱のせん断力を計算する。(3)柱の各断面における平均軸ひずみより軸力を計算する。(4)上下柱の軸力の差分を隣接する梁のせん断力の差とみなし、各梁のせん断力に関する力の釣り合い、および各節点まわりの曲げモーメントの釣り合いより条件式をたてる。

なお、(4)の条件式を解くにあたり、未知量(各梁の材端曲げモーメント、梁せん断力)の数より与えられる条件式のほうが多いので、最小2乗法により未知量を決定する(注1)。層せん断力は上柱のせん断力の総和と下柱のせん断力の総和を平均した荷重とする。

5.2 各部位の変形

梁、柱および接合部の各部位の変形は、下柱の下に設置したピンのうち、両最外端のピンを結ぶ線上から測定される変位より各々算出する。とくに、梁端における材端回転角(図6)は、各梁の端部の回転量と鉛直変位より計算できる。

6. 実験結果および考察

6.1 架構の層せん断力と層間変形角の関係

図4に各試験体の層せん断力(Qc)と層間変形角(R)の関係を示す。なお、図中のメカニズム時水平耐力の計算値は、すべての梁の端部(フェース)が曲げ終局耐力計算

表2 使用材料の力学的性質

(a) 鋼材

呼び名	使用箇所	降伏応力度 s σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 s σ_u (kgf/cm ²)	ヤング係数 s E (10 ⁶ kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	伸び率 (%)
スタッド φ9mm	梁	4131	4609	2.03	—	—
引張筋 φ3.2mm	スラブ	7277	7439	2.14	—	—
PL-6mm	梁フック	4057	5586	2.00	0.27	17.9
PL-9mm	梁フランジ	3946	5219	2.05	0.29	20.9
PL-12mm	ダイヤフラム	3422	5243	2.09	0.29	22.7
PL-16mm	柱	3497	5410	2.22	0.28	24.6

(b) スラブ・コンクリート(軽量2種)

材令 (B)	圧縮強度 c σ_B (kgf/cm ²)	ヤング係数 c E (10 ⁵ kgf/cm ²)	最大強度時 ひずみ c ϵ_B (%)	割裂強度 c σ_t (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	比重
36	208	1.43	0.237	18.9	0.21	1.78

(c) 押し抜き試験結果(注2)

試験体	載荷方法	スタッド(φ9mm)	RCスラブ 形状	スタッド せん断耐力 (tf/本)	備考
		本数@ピッチ(mm)			
(1)	繰返し 単調	2×5@50	400×400mm (厚さ:50mm)	1.18	SCB1の スタッドに 相当
(2)		(5本/片側フランジ)		1.35	
(3)	繰返し 単調	2×3@100 (3本/片側フランジ)	引張筋 (φ3.2×50×50) シングル配筋	1.55	SCB2の スタッドに 相当
(4)				1.61	
				(平均) 1.27	
				(平均) 1.58	

- ・載荷方向は、いずれも一方向とする。
- ・押し抜き試験における使用材料の力学的性質は以下の通り：
コンクリート(軽量2種)：圧縮強度 227 kgf/cm²、ヤング係数 1.47×10⁵kgf/cm²
スラブ筋(φ3.2)：降伏応力度 7280 kgf/cm²、引張強度 7440 kgf/cm²
スタッド(φ9)：降伏応力度 4150 kgf/cm²、引張強度 4680 kgf/cm²
- ・設計指針によるせん断耐力(qs)計算値：qs=1.83 tf。計算値に対する低減率は、SCB1相当スタッド：0.69、SCB2相当スタッド：0.86。

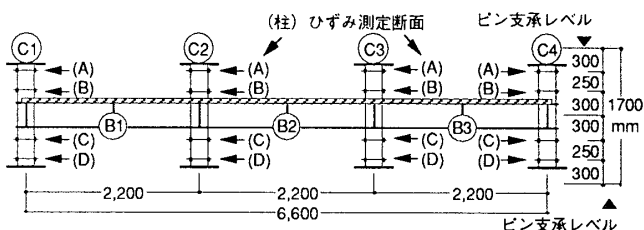


図3 柱におけるひずみ測定断面位置

値に達したときの層せん断力を示している(各合成梁の曲げ耐力の計算値については表5を参照)。

SS(純鉄骨架構)では、R=1/33の繰返しサイクルにおいて梁端部のフランジで局部座屈が発生して、R=1/24で最大荷重(Qc=68.8 tf)に達した。SCB1およびSCB2(合成梁架構)では、ほぼR=1/500までにRCスラブに曲げひびわれが発生し(Qc=10~15 tf)、R=1/33において最大荷重(SCB1でQc=74.8 tf、SCB2でQc=73.9 tf)に達した。各試験体の最大層せん断力は、SSではメカニズム時耐力計算値をわずかに上回っているが、SCB1およびSCB2ではほぼ一致している。1本の柱に取り付く梁のうち一方が正曲げ耐力に、他方が負曲げ耐力に達している場合を考えると、層せん断力は正曲げと負曲げ耐力の和

を階高で除した値にほぼ比例するので、合成梁の曲げ耐力上昇による架構レベルの耐力上昇はほぼ半分となる。この概算によると、純鉄骨架構の最大荷重に対する合成梁架構の最大荷重比が 1.07~1.09 であったことから、合成梁の正曲げ耐力は純鉄骨梁の曲げ耐力の 1.14~1.18 であったものと評価できる。各試験体における鉄骨梁端部の降伏開始荷重は、SS では $Q_c=36.2$ tf ($R=1/160$: B1 左下・引張降伏), SCB1 では $Q_c=35.8$ tf ($R=1/180$: B3 右下・圧縮降伏), SCB2 では $Q_c=32.6$ tf ($R=1/200$: B3 右下・圧

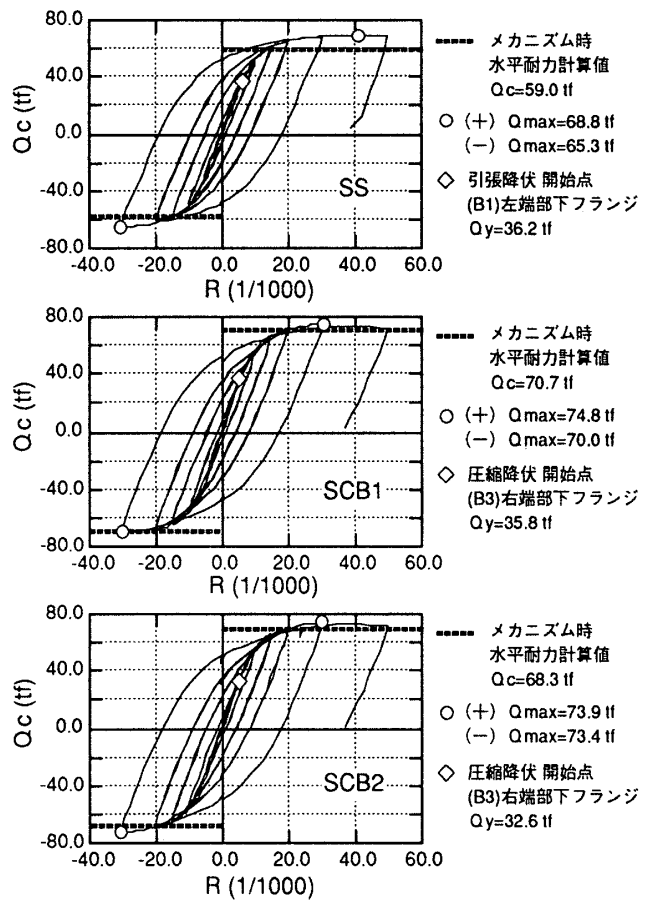
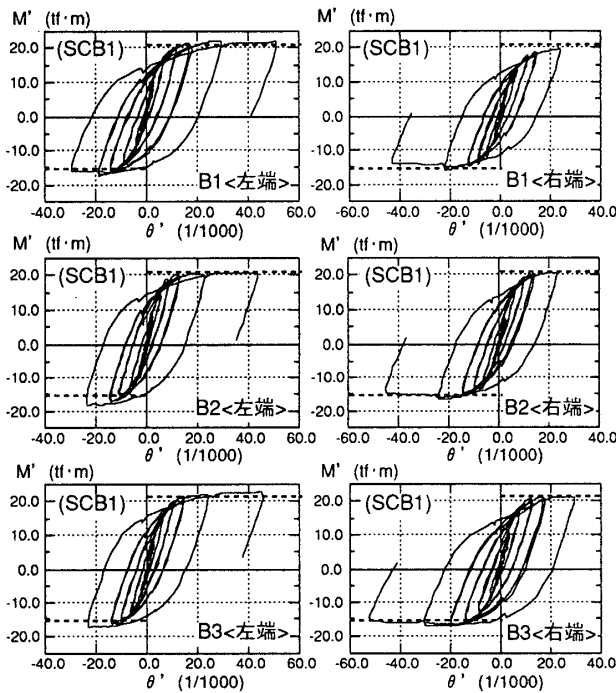
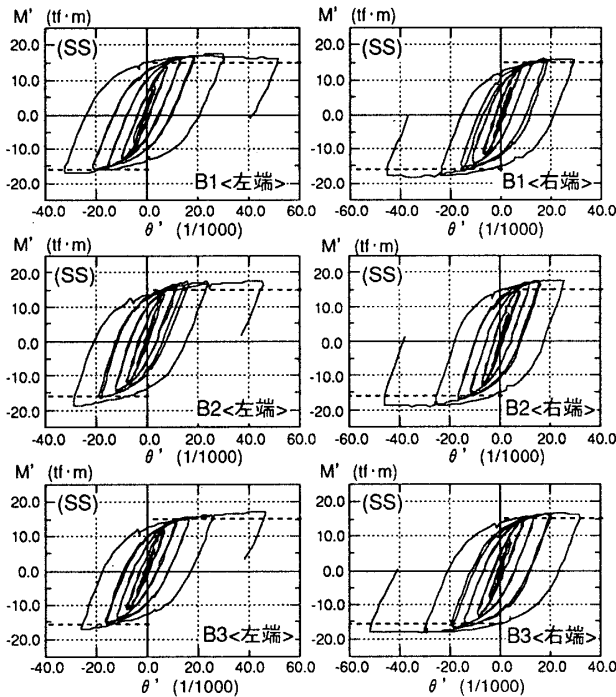


図4 各試験体のQ-R関係

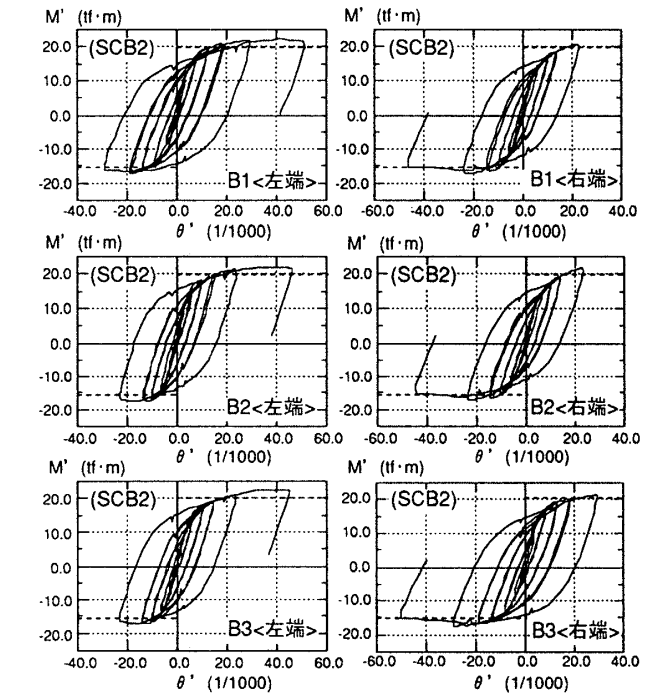


図5 各梁端におけるフェースモーメントと材端回転角 ($M' - \theta'$) 関係 (上端圧縮時:正)

縮降伏)であった。なお、降伏の判定は、梁端フェースから 50 mm だけ離れた断面における梁フランジのひずみ測定結果から行なった。

6.2 合成梁の初期剛性

各試験体の梁端における曲げモーメント (M') と材端回転角 (θ') の関係を図 5 に各々示し、M'-θ' 関係における材端回転剛性の実験値および計算値 (後述) を表 3 に示す。なお、初期剛性は R=1/400 の繰り返しループより判断する。

合成梁の材端回転剛性を評価するために、正曲げ区間と負曲げ区間の曲げ剛性を各々仮定して、材端における曲げモーメントと回転角の関係を求める (図 6)。弾性部材の材端曲げモーメントとたわみ角の関係より、反曲点位置における変位および回転角の適合を考慮して各端部における回転角 (θ₁, θ₂) を求めると、(1), (2) 式となる。なお、せん断変形も考慮するが、せん断変形計算用断面積 (A_s) および形状係数 (κ: 1.2) は材軸全長にわたり一様とする。

$$\theta_1 = \frac{L}{6EI_s} \left\{ \frac{3-\alpha}{\alpha} \left(\frac{\alpha^2}{\beta_1} + \frac{\eta}{2} \right) \cdot M_1 - \left(\frac{(1-\alpha)^2}{\beta_2} + \frac{\eta}{2} \right) \cdot M_2 \right\} \dots (1)$$

$$\theta_2 = \frac{L}{6EI_s} \left\{ - \left(\frac{\alpha^2}{\beta_1} + \frac{\eta}{2} \right) \cdot M_1 + \frac{2+\alpha}{1-\alpha} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{\beta_2} + \frac{\eta}{2} \right) \cdot M_2 \right\} \dots (2)$$

$$\eta = \frac{6EI_s}{GA_s L^2} \cdot \kappa (\approx 0.128) \dots (3)$$

$$\frac{M_1}{\alpha \cdot L} = \frac{M_2}{(1-\alpha) \cdot L} \dots (4)$$

ここで、E, G: 鋼材のヤング係数およびせん断弾性係数, I_s: 鉄骨梁の断面 2 次モーメント, L: 梁の内法スパン長さ, α: 反曲点位置比 (正曲げ区間の L に対する比), M₁, M₂: 材端の正曲げおよび負曲げモーメント, β₁, β₂: 正曲げ区間および負曲げ区間の I_s に対する断面 2 次モーメント増大率, とする。

(4) 式の関係より、(1) 式においては M₂ を、(2) 式においては M₁ をそれぞれ消去して、材端回転剛性に相当する M₁/θ₁ および M₂/θ₂ を求めると次式で表される。

$$\frac{M_1}{\theta_1} = \left(\frac{6EI_s}{L} \right) \cdot \frac{\alpha}{\left[\frac{(3-\alpha)\alpha^2}{\beta_1} - \frac{(1-\alpha)^3}{\beta_2} + \eta \right]} \equiv \left(\frac{6EI_s}{L} \right) \cdot K_1 \dots (5)$$

$$\frac{M_2}{\theta_2} = \left(\frac{6EI_s}{L} \right) \cdot \frac{1-\alpha}{\left[- \frac{\alpha^3}{\beta_1} + \frac{(2+\alpha)(1-\alpha)^2}{\beta_2} + \eta \right]} \equiv \left(\frac{6EI_s}{L} \right) \cdot K_2 \dots (6)$$

ここで、逆対称曲げモーメントを受ける純鉄骨梁の材端回転剛性 (6EI_s/L=3108 tf・m/rad: せん断変形無視) に対する比率として、K₁ を正曲げ側の材端回転剛比、K₂ を負曲げ側の材端回転剛比と定義する。

各梁の材端回転剛性の実験値より各曲げ区間の曲げ剛

表 3 各梁端における材端回転剛性実験値

試験体	梁	B1		B2		B3	
		左端	右端	左端	右端	左端	右端
SS	K ^{*1}	2.3 (0.74)	2.5 (0.80)	2.5 (0.80)	2.5 (0.80)	2.5 (0.80)	2.2 (0.71)
	K	3.2 (1.03)	2.7 (0.87)	4.0 (1.29)	2.4 (0.77)	4.1 (1.32)	2.8 (0.90)
SCB1	β ^{*2}	1.17		1.16		1.32	
	β ₁ ^{*3}	1.40	(0.80)	1.53	(1.29)	1.88	(1.07)
	β ₁₂ ^{*4}	1.20	(1.03)	1.26	(1.09)	1.44	(1.10)
SCB2	K	3.0 (0.97)	3.6 (1.16)	2.7 (0.87)	2.7 (0.87)	2.9 (0.93)	2.7 (0.87)
	β	1.32		1.09		1.32	
	β ₁	1.53	(0.94)	1.17	(0.72)	1.27	(0.78)
	β ₁₂	1.26	(0.96)	1.08	(1.00)	1.13	(1.01)

- *1 K: 材端回転剛性 (×1000 tf・m/rad)
ただし、左端は正曲げ側、右端は負曲げ側の材端剛性を示す。
() 内の値: 6EI_s/L (3108 tf・m/rad) で除した値
- *2 β: 図 7 における各梁の実験値に対応する β (材軸全長にわたり一様な曲げ剛性を持つものとした部材の等価断面 2 次モーメントを純鉄骨梁の断面 2 次モーメントで除した値)
- *3 β₁: 図 8 における各梁の実験値に対応する β₁ (各曲げ区間で異なる曲げ剛性を持つものとした部材の正曲げ区間の等価断面 2 次モーメントを純鉄骨梁の断面 2 次モーメントで除した値)
なお、() 内の値 (上段) は設計指針による β₁ (SCB1: 1.76, SCB2: 1.62) に対する比率を示し、() 内の値 (下段) は押し抜き試験結果に基づき求めた β₁ (SCB2のみ: 1.58) に対する比率を示す (表 1 参照)。
- *4 β₁₂: 各曲げ区間の断面 2 次モーメント増大率 (β₁, β₂) の平均値。ただし、β₂=1 (負曲げ区間は純鉄骨とみなす)。
() 内の値: β₁₂/β

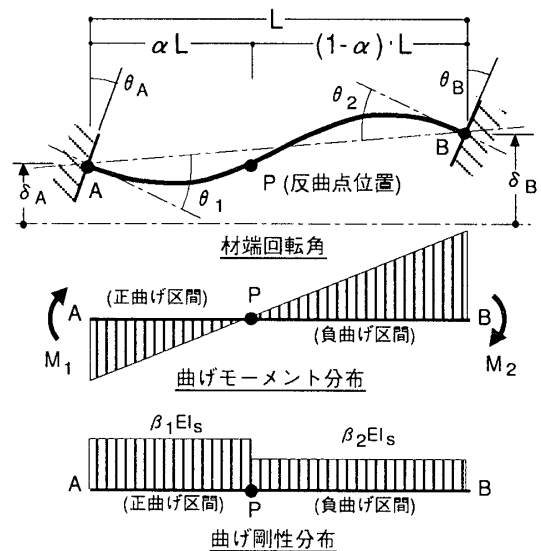


図 6 梁端における回転角および曲げ剛性分布

性を評価するために、材軸全長にわたり一様な曲げ剛性を持つものとした場合 (図 7: β₁=β₂≡β) と、各曲げ区間で異なる曲げ剛性を持つものとした場合 (図 8: β₂=1) の各々の評価曲線を (5) 式と (6) 式の K₁ と K₂ より求める。さらに、図 7 および図 8 では、6EI_s/L に対する材端回転剛性実験値の比率 (回転剛比) に基づいて、正曲げ側の回転剛比と負曲げ側の回転剛比との関係を示している。

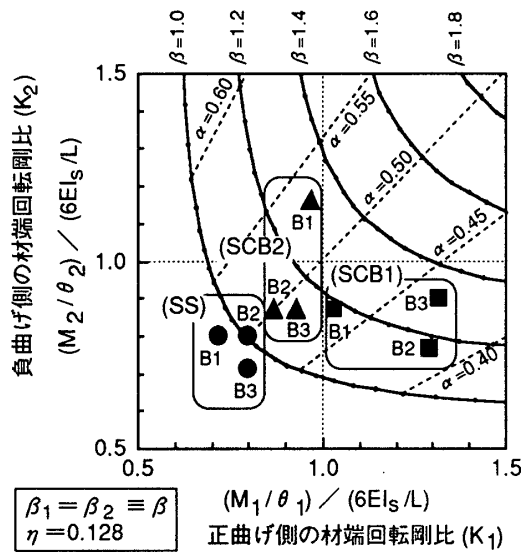


図7 材端回転剛比実験値と評価曲線(1)

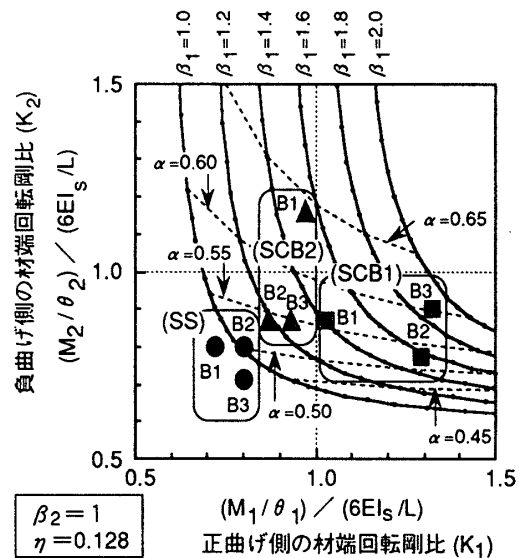


図8 材端回転剛比実験値と評価曲線(2)

図7によると、SCB1の合成梁は $\beta = 1.16 \sim 1.31$ 、SCB2では $\beta = 1.09 \sim 1.32$ となる。一方、図8によると、SCB1では $\beta_1 = 1.40 \sim 1.88$ となり、実験値にばらつきがみられるものの、計算上の β_1 (1.76:表1)に対する比率が0.80~1.07であることから、ほぼ仮定したスラブ有効幅(540mm)は妥当であったものと判断できる。しかし、SCB2では $\beta_1 = 1.17 \sim 1.53$ となり、計算上の β_1 (1.58~1.62:表1)に対する比率が0.72~0.92であることから、仮定したスラブ有効幅もしくは合成率がわずかながら過大評価であったものと判断できる。

β に対する β_1 と β_2 の平均値の比率(β_{12} :表3)が、梁によらずほぼ1に近い値(0.96~1.10)を示していることから、合成梁の曲げ剛性を各曲げ区間の曲げ剛性の平均値で評価してもほぼ同様な材端回転剛性を持つことが言

える。平均曲げ剛性を用いて評価する場合(図7)で求められる α は、各曲げ区間で異なる曲げ剛性を用いて評価する場合(図8)の α よりも全体的に小さくなる(反曲点位置が正曲げ側に近づく)傾向がある。各材端において回転剛性は変化しないことから、平均曲げ剛性を用いて評価する場合には、正曲げ側の曲げモーメントは過小評価となり、負曲げ側では過大評価となる可能性があることを確認した。さらに、架構レベルでは、1本の柱に取り付く梁が正曲げと負曲げを受けることから、架構剛性に及ぼす影響は少ないと考えられる。

6.3 スラブのひずみ分布

図9に合成梁架構におけるRCスラブ上面のひずみ分布を示す。なお、ひずみ分布は比較的ひびわれ発生が少ない層間変形角レベル($R = +1/400$)を対象とし、圧縮ひずみを負符号とする。

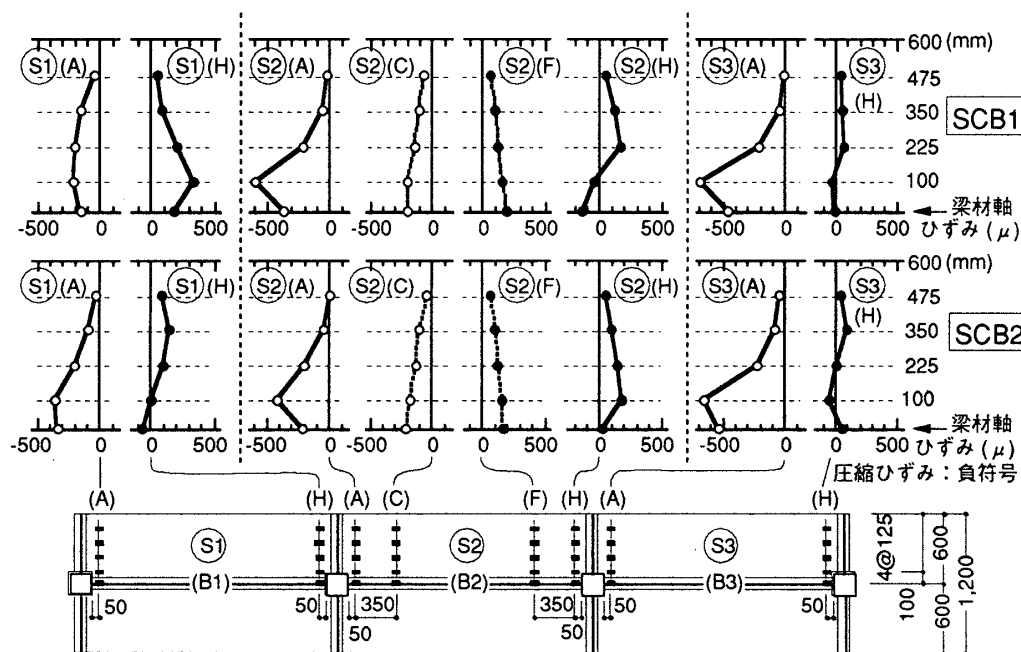


図9 RCスラブ上面のひずみ分布 ($R=1/400$)

中柱周辺の正曲げによるスラブの圧縮ひずみは、全体的にSCB2よりもSCB1において大きく、柱ウェブ位置で最大となっている。また、いずれの試験体でもその最大値は側柱周辺のそれよりも大きい。一方、中柱周辺の負曲げ側のスラブにおいては、本来、引張ひずみが生じるものと予想される位置(SCB1ではS2(H)、SCB2ではS1(H))で圧

縮ひずみが生じており、SCB1におけるひずみのほうが大きい。これは、正曲げ区間のスラブに生じる圧縮力の一部が、負曲げ側のスラブに作用するために生じる現象であると考えられる。そのひずみの大きさは、正曲げ区間の合成率に依存するものと考えられる。

ここで、正曲げ側のスラブのひずみ分布 (S1~S3 (A)) から、直交梁方向に関して積分し、柱ウェブ位置のひずみで除した値の2倍をスラブ有効幅と定義する。ひずみレベルにかかわらず、柱ウェブ位置にひずみが相対的に集中するような分布では、スラブ有効幅が小さく評価される。したがって、この値はひずみの集中度合を示す指標であるとも言える。

全体的には、中柱周辺のスラブ有効幅は 380~429 mm ($1.90 \cdot D \sim 2.15 \cdot D$: D は柱幅) となるが、わずかながら SCB1 のほうが小さい。一方、側柱周辺のスラブ有効幅は、SCB1 では 766 mm ($3.83 \cdot D$)、SCB2 では 552 mm ($2.76 \cdot D$) となり、いずれも中柱周辺のそれよりもかなり大きい。換言すれば、中柱周辺のスラブの圧縮ひずみは側柱周辺よりも集中する傾向があり、とくに合成効果が大きい(スタッド本数が多い)ほど、ひずみの集中度合はわずかながら大きくなると言える。その理由として、中柱周辺では、負曲げ区間のスラブに生じる引張力によって直交梁の見かけのねじり剛性が低下するために、正曲げ側のスラブから直交梁に作用する力(反力)は小さくなり、結果的にその分だけ柱に力が集中することが挙げられる。

6.4 合成梁の曲げ耐力

各梁の曲げ耐力の実験値と計算値(表5)との比較を表4に示す。各合成梁の曲げ耐力と梁1スパンあたりのスタッドの本数 n_p との関係を図10に示す。ただし、試験体に使用したスタッドの径および高さは、設計指針におけるスタッドのせん断耐力評価式の適用範囲外であるが、とりあえず準用して合成梁の曲げ耐力を計算した。

純鉄骨梁および負曲げを受ける合成梁の曲げ耐力は、鉄骨梁の全塑性曲げモーメント (M_p) の計算値よりも5~20%の耐力上昇がみられた。この原因として、ひずみ硬化や、梁端部におけるフランジの拘束などによるものが考えられる。

合成梁の正曲げ耐力については、各試験体で顕著な差は認められず、スラブ有効幅を 540 mm とした M_p 計算値に対する実験値の比率は 0.92~1.15 であった。

押し抜き試験^{注2)}の結果(表2)によると、スタッドの本数が多くなるほどスタッド1本あたりのせん断耐力が低下する傾向にあることから、合成梁の曲げ耐力がたとえ RC スラブの軸圧縮耐力で決まるものと想定しても、実際にはスタッドのせん断耐力で決まってしまう可能性もある。したがって、SCB1の合成梁の正曲げ耐力が計算値を下回ることもありえる。図11は、各合成梁に作用す

表4 各梁の曲げ耐力実験値と計算値の比較

試験体	梁 方向	Mp (tf·m)					
		B1		B2		B3	
		左端	右端	左端	右端	左端	右端
SS	正曲げ	17.5 (1.15)	16.0 (1.05)	17.5 (1.15)	17.7 (1.16)	17.1 (1.13)	16.5 (1.08)
	負曲げ	17.2 (1.13)	18.2 (1.20)	19.0 (1.25)	19.1 (1.26)	17.2 (1.13)	18.2 (1.19)
SCB1	正曲げ	21.9 (1.03)	19.6 (0.92)	20.8 (0.98)	21.1 (1.00)	22.6 (1.07)	21.2 (1.00)
	負曲げ	17.3 (1.14)	16.1 (1.06)	18.3 (1.20)	16.8 (1.10)	17.5 (1.15)	17.2 (1.13)
SCB2	正曲げ	22.2 (1.10)	20.8 (1.03)	22.1 (1.10)	22.0 (1.09)	22.5 (1.12)	21.4 (1.06)
	負曲げ	16.8 (1.11)	17.1 (1.12)	17.5 (1.15)	17.0 (1.12)	17.2 (1.13)	17.3 (1.14)

表中の()内の値は計算値(表5)に対する実験値の比率を示す。

表5 各梁の曲げ耐力計算値

試験体	正曲げ耐力 計算値 (tf·m)	負曲げ耐力 計算値 (tf·m)
SS	15.2	
SCB1	21.2	15.2
SCB2	20.0 (19.5)	

合成梁の正曲げ耐力は、設計指針によって評価する。

・負曲げ時の合成効果を無視する。

・スラブ有効幅は 540 mm とする。

・()内の値は押し抜き試験試験結果(表3(c))に基づき計算したもので、(スタッドのせん断耐力については表1を参照)

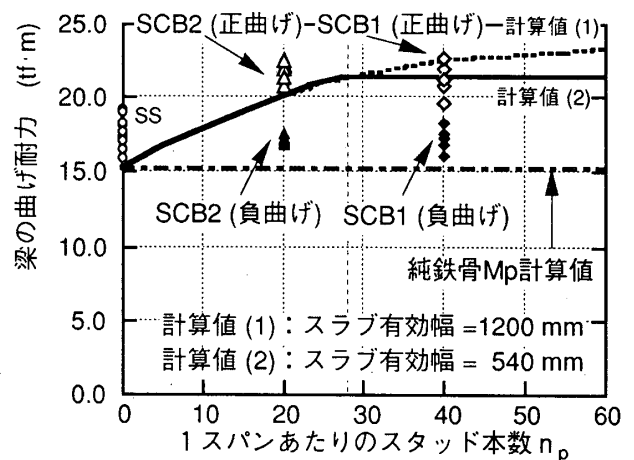


図10 梁の曲げ耐力とスタッド本数の関係

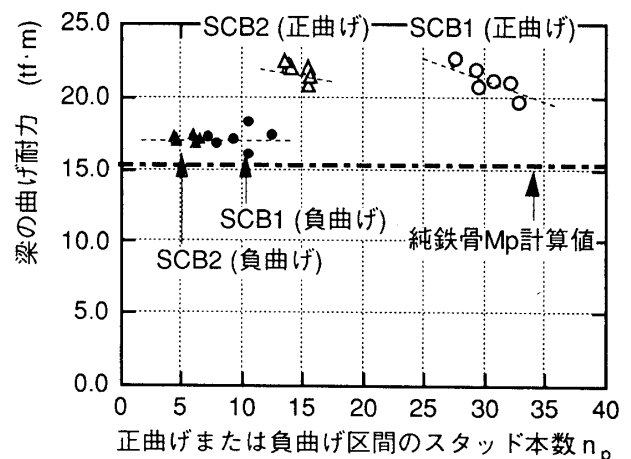


図11 梁の曲げ耐力と各区間のスタッド本数の関係

る曲げモーメント分布から正曲げ区間または負曲げ区間に存在するスタッドの本数をそれぞれ計算したものと、各梁端の正曲げ耐力または負曲げ耐力との関係を示している。正曲げ耐力については、いずれもわずかながら負の相関関係を示しており、SCB1でその傾向が顕著であることがわかる。

6.5 梁鉄骨フランジのひずみ

各試験体の梁端(B2梁の左端)における鉄骨の上端および下端フランジのひずみと材端回転角との関係を図12に示す。ただし、実線は下端フランジ、破線は上端フランジにおけるひずみを各々示している。

正曲げを受ける合成梁の下端フランジには、材端回転角の増加に伴い、純鉄骨梁よりも大きな引張りひずみが生じ、スタッド本数が多くなるほど引張りひずみが大きくなる。負曲げを受ける場合には逆に圧縮ひずみがわずかに大きくなる。ちなみに、材端回転角で1/100(ほぼR=1/67に相当)の正負交番繰返し载荷時の下端フランジのひずみ履歴振幅は、SSでは約1.7%、SCB1では約2.2%、SCB2では約2.1%であり、合成梁では純鉄骨梁の約1.2~1.3倍のひずみ履歴振幅を受けることになる。したがって、合成梁の鉄骨下端フランジは純鉄骨の梁よりも大きなひずみ履歴を受けるので、耐震設計上十分な配慮が必要となる。ここで、鉄骨梁と合成梁の鉄骨下端フランジのひずみ履歴振幅は、各断面における計算上の塑性中立軸位置の変動量および正負の終局時曲率をそれぞれ仮定することにより、次式で表される。

$$\Delta \epsilon_{BTM(S)} = x_{N(S)} \cdot (\phi_{U(-)} + \phi_{U(+)}) \dots \dots \dots (7)$$

$$\Delta \epsilon_{BTM(C)} = x_{N(S)} \cdot \phi_{U(-)} + x_{N(C)} \cdot \phi_{U(+)} \dots \dots \dots (8)$$

ただし、(S)は純鉄骨に関する記号、(C)は合成梁に関する記号を示し、 $\Delta \epsilon_{BTM}$: 下端フランジのひずみ振幅、 x_N : 塑性中立軸位置(下端からの距離)、 $\phi_{U(+)}$: 正曲げ時終局曲率、 $\phi_{U(-)}$: 負曲げ時終局曲率(≡ $\phi_{U(+)}$)とする。

合成梁の下端フランジのひずみ履歴の振幅と、純鉄骨のそれとの比率(ひずみ振幅倍率)は(7)式および(8)式より次式で表される。

$$\frac{\Delta \epsilon_{BTM(C)}}{\Delta \epsilon_{BTM(S)}} = \frac{1 + \left(\frac{x_{N(C)}}{x_{N(S)}} \right) \cdot \left(\frac{\phi_{U(+)}}{\phi_{U(-)}} \right)}{1 + \left(\frac{\phi_{U(+)}}{\phi_{U(-)}} \right)} \equiv \frac{1 + \left(\frac{x_{N(C)}}{x_{N(S)}} \right)}{2} \dots \dots \dots (9)$$

各試験体の計算上の x_N がそれぞれ150 mm(SS)、248 mm(SCB1)、221 mm(SCB2)であることから、(9)式により合成梁のひずみ振幅倍率を計算すると、SCB1では1.33、SCB2では1.24となり、実験値とほぼ一致する。したがって、下端フランジのひずみ振幅倍率は(9)式によって評価できることを確認した。

合成梁の鉄骨上端フランジのひずみは、正曲げおよび

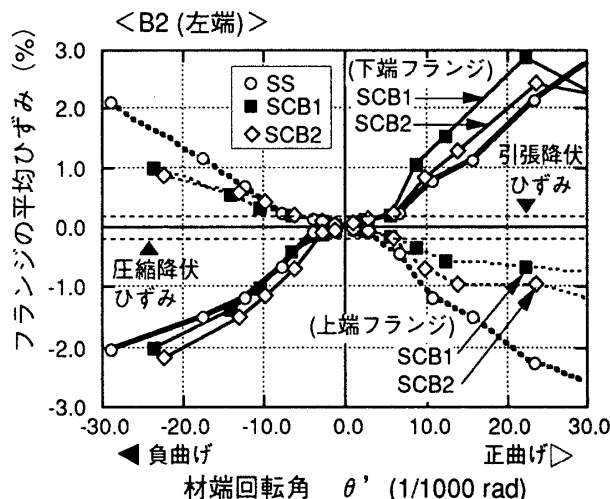


図12 梁(B2)鉄骨フランジにおけるひずみ

負曲げのいずれの場合でも、純鉄骨梁のそれよりも小さい。これは、正曲げを受ける合成梁の断面の中立軸位置が純鉄骨梁断面の図心よりも上がるためである。

7. まとめ

連続スパンの合成梁を有する鉄骨架構の水平加力実験を行ない、架構の弾塑性性状に及ぼす合成梁の影響について考察を行なった結果、限られた範囲であるが次のような知見が得られた。

(1) 合成梁の正曲げ区間の曲げ剛性を評価する場合、当該合成梁架構において仮定した設計上のスラブ有効幅(540 mm)は、ほぼ妥当であったが、不完全合成梁とみなされた合成梁ではやや過大評価であった。また、合成梁の材端回転剛性を各曲げ区間の曲げ剛性の平均値で評価しても、全体架構の剛性に及ぼす影響は少ない。しかし、その場合には合成梁の正曲げモーメントについては過小評価となり、負曲げモーメントについては過大評価となる可能性がある。

(2) スラブ上面のひずみ分布から判断すると、中柱周辺のスラブの圧縮ひずみは側柱周辺のそれよりも大きく、とくに合成効果が大きい(スタッド本数が多い)ほど、ひずみの集中度合はわずかながら大きくなる傾向がある。また、中柱周辺の負曲げ側のスラブでも圧縮ひずみを生じる場合があり、合成効果が大きいほど圧縮ひずみが大きくなる。

(3) スタッド本数の増加に伴い、スタッドの見かけのせん断耐力が減少する傾向にある場合には、設計上、合成梁の正曲げ耐力がRCスラブの軸圧縮耐力で決まるものと想定しても、実際にはスタッドのせん断耐力で決まる可能性があることを確認した。

(4) 合成梁の鉄骨下端フランジは、純鉄骨梁の下端フランジよりも大きなひずみ履歴(当該合成梁架構においては純鉄骨梁のひずみ履歴振幅の約1.3倍程度)を受けるの

で、耐震設計上十分な配慮が必要となる。また、純鉄骨梁に対する合成梁の鉄骨下端フランジのひずみ振幅倍率は、設計上の塑性中立軸位置を用いて表現できることを確認した(9式)。

【謝辞】

研究を行なうにあたり、川井喜大氏[清水建設]らの多くの方々に助言をいただいた。また、実験においては堀江竜巳君[清水建設]らの助力を得た。あわせて感謝の意を表します。

注1) $\{x_N\}$ を未知変数ベクトル(N:未知数), $\{b_M\}$ を与条件に対する定数項(M:与条件数), $[A_{MN}]$ を与条件を満たす $\{x_N\}$ に対する係数マトリックス(ただし, $M > N$)とすると、与条件に対する残差ベクトル $\{R_M\} (= [A_{MN}] \cdot \{x_N\} - \{b_M\})$ の各要素の2乗総和($D = \{R_M\}^T \cdot \{R_M\}$)を最小にする $\{x_N\}$ が最適解となる。具体的には最小2乗法により最適な $\{x_N\}$ を求める。

$$\frac{\partial D}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} [\{R\}^T \cdot \{R\}] = 0 \quad (i=1 \sim N)$$

この関係式をベクトルで表示すると、

$$[A_{MN}]^T \cdot [A_{MN}] \cdot \{x_N\}_{OPT} - [A_{MN}]^T \cdot \{b_M\} = \{0\}$$

$$\therefore \{x_N\}_{OPT} = ([A_{MN}]^T \cdot [A_{MN}])^{-1} \cdot [A_{MN}]^T \cdot \{b_M\}$$

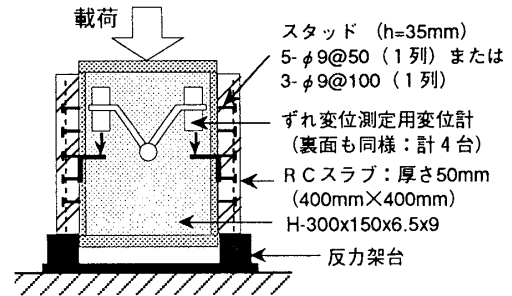
ちなみに、残差は $\{R_M\} = [A_{MN}] \cdot \{x_N\}_{OPT} - \{b_M\}$ より求められる。

注2) 筆者が行なった押し抜き試験における試験体形状および結果を付図1および付図2に示す。

SCB1に相当する試験体ではスタッド1本あたりのせん断耐力は約1.2~1.4 tf, SCB2に相当する試験体では約1.5~1.6 tfであった。試験体数が少ないので結論できないが、傾向としては、スタッドのピッチが小さい(本数が多い)とスタッド1本あたりのせん断耐力は減少する場合もあることを確認した。

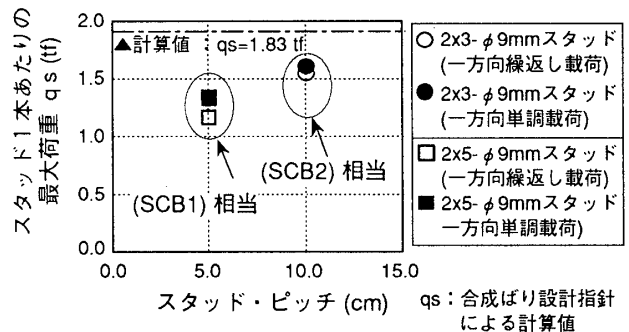
【参考資料】

- 井上一朗, 辻岡静雄, 新居 努: 鉄骨柱・合成梁接合部におけるコンクリートスラブの支圧・せん断耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第411号, pp.59-69, 1990年5月
- 井上一朗, 辻岡静雄, 新居 努: 柱梁接合部における合成梁の正曲げ耐力に関する研究(その1. コンクリートスラブの柱面における支圧耐力および柱側面のせん断耐力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1157-1158, 1988年10月
- 井上一朗, 辻岡静雄: 柱梁接合部における合成梁の正曲げ耐力に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1161-1162, 1988年10月
- 新居 努, 井上一朗, 辻岡静雄: 柱・合成梁接合部におけるコンクリートスラブの支圧強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1177-1178, 1989年10月
- 増田浩志, 田川泰久: 合成梁の研究(角形鋼管柱の幅厚比とコンクリートスラブの平均終局支圧強度の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1375-1376, 1989年10月
- 増田浩志, 田川泰久: 合成梁の研究(鉄骨柱支圧面の剛性変化によるコンクリートスラブの平均終局支圧強度への影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1163-1164, 昭和63年(1988年)10月
- 田川泰久, 加藤 勉: 合成梁の研究(鉄骨柱によるコンクリートスラブの平均終局支圧強度実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.709-710, 昭和60年(1985年)10月
- 五十嵐定義, 井上一朗, 金 成根, 多田元英: 合成ばり架構の弾塑性応答解析法および応答性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第337号, pp.39-52, 昭和59年(1985年)3月
- 加藤 勉, 田川泰久: 合成ばり履歴モデルの検証, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1171-1172, 昭和62年(1987年)10月



コンクリート(軽量2種): $\sigma_B = 227 \text{ kgf/cm}^2$ $E_c = 147 \text{ tf/cm}^2$
 比重 = 1.78 (実測値)
 ワイヤーマッシュ ($\phi 3.2$): $\sigma_y = 7.28 \text{ tf/cm}^2$ $\sigma_u = 7.44 \text{ tf/cm}^2$
 スタッド : $\sigma_y = 4.15 \text{ tf/cm}^2$ $\sigma_u = 4.68 \text{ tf/cm}^2$

付図1 押し抜き試験体



付図2 スタッド1本あたりの最大荷重とピッチの関係

- Chester J.Zaramba : Strength of Steel Frames Using Partial Composite Girders, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1741-1760, August, 1988
- 見村博明, 宇田川邦明: 合成ばりの耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その1. 側柱に接続する合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第407号, pp.61-70, 1990年1月
- 見村博明, 宇田川邦明: 合成ばりの耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その2. 中柱に接続する合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第413号, pp.31-39, 1990年7月
- 見村博明, 宇田川邦明: 合成ばりの耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その3. 鉄骨骨組に組み込まれた合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第439号, pp.153-163, 1992年9月
- 五條 俊, 宇田川邦明, 見村博明: 合成ばりを有する鉄骨骨組の弾塑性挙動(一層二スパン骨組), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1363-1364, 1989年10月
- 住友金属鋼構造耐震実験研究委員会: 日形鋼3層実大フレームの弾塑性性状, 住友金属, 第28巻, 第3号, pp.2-79, 昭和59年(1984年)7月
- 堀江竜巳, 矢部喜堂, 川井喜大, 山野辺宏治: 合成梁を有する鉄骨架構の弾塑性性状(その1. 実験概要及び結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1629-1630, 1993年9月
- 山野辺宏治, 矢部喜堂, 川井喜大, 堀江竜巳: 合成梁を有する鉄骨架構の弾塑性性状(その2. 架構における合成梁の挙動及び結果の考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1631-1632, 1993年9月
- 日本建築学会: 合成ばり構造設計指針・同解説, 1985
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991

(1995年12月10日原稿受理, 1996年4月17日採用決定)