

コンクリート床スラブによる H 形断面梁の横座屈補剛効果に関する検討

その 1 床スラブを有する H 形断面梁の横座屈性状確認実験の概要

合成梁 横座屈 載荷実験
細長比 幅厚比 荷重変形関係

正会員 ○ 伊賀 はるな^{*1}, 同 聲高 裕治^{*1}
同 伊山 潤^{*2}, 同 長谷川 隆^{*3}

1. はじめに

鋼構造骨組に用いられる H 形断面梁の耐震設計では保有耐力横補剛の条件が課されており, これを満足するために小梁などの横補剛材を設置することが推奨されている¹⁾。一方で, コンクリート床スラブを設置した H 形断面梁では, 床スラブによって上フランジの構面外変形と材軸まわりのねじれが拘束されるため, 横座屈が抑制されることが指摘されている^{2), 3)}。このような知見に基づき床スラブによる横補剛効果を取り入れた設計が一部において行われているが, 一般には従来の純鉄骨梁と同様に取り扱われることが多い。

本研究は, 床スラブによる H 形断面梁の横座屈補剛効果を定量的に明らかにし, 横補剛材を簡略化することができる設計法の構築をめざしている。本報その 1, その 2 では, H 形断面梁の横座屈性状に及ぼす床スラブの効果を確認するために行った繰返し載荷実験について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は, 多層骨組から柱の反曲点位置で切り出した 1 層 1 スパンの部分骨組で, 図 1 に示すように 1 本の H 形断面梁と 2 本の角形鋼管柱で構成される。実寸法の 1/2

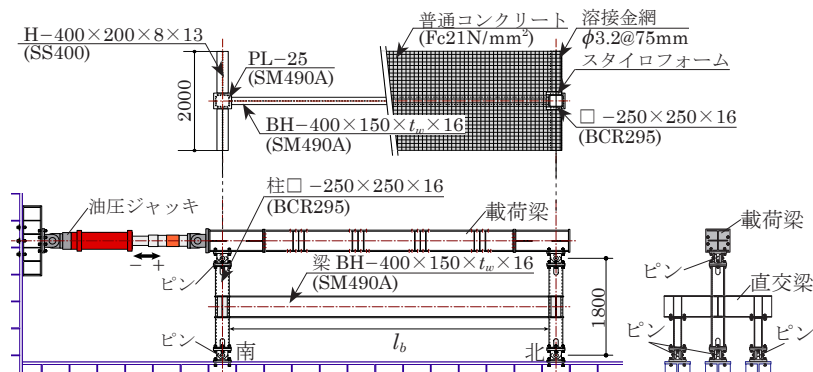


図 1 試験体および載荷装置 (単位: mm)

表 1 試験体一覧

試験体	実験パラメータ				耐力 (実測値)			
	断面寸法	梁長さ l_b (m)	幅厚比 b/t_f	床スラブ の有無	M_p (kN・m)	M_e (kN・m)	λ_b	λ_y
L60-FA-N	BH-	5.75	4.7	無	412	866	0.87	172
L60-FA-S	400×150×9×16			有		1998	0.45	
L60-FD-N	BH-	9.25	4.7	無	381	857	0.85	160
L60-FD-S	400×150×6×16			有		1526	0.50	
L95-FA-N	BH-	9.25	4.7	無	412	372	1.25	276
L95-FA-S	400×150×9×16			有		1510	0.52	

記号 b : 片側フランジ幅, t_f : フランジ板厚, d : ウェブせい, t_w : ウェブ板厚,

M_p : 全塑性モーメント, M_e : 弾性横座屈耐力, λ_b : 横座屈細長比, λ_y : 細長比 (弱軸)

縮小を想定し, 梁の断面寸法はせい 400mm, フランジ幅 150mm とする。

実験パラメータは, 表 1 に示すように梁の長さ l_b (横座屈細長比 λ_b), ウェブの幅厚比 d/t_w , 床スラブの有無である。横座屈細長比 λ_b は鋼構造限界状態設計指針⁴⁾に基づいて算定しており, 床スラブを設置しない場合に L-II 区分 (0.675 ~ 0.9) と L-III 区分 (0.9 ~) となるように定めている。ウェブの幅厚比は FA, FD ランク¹⁾のものを採用し, ウェブの板厚 t_w を 6mm と 9mm の 2 種類としている。床スラブを設置しない場合と床スラブを設置した場合の合計 6 体について載荷実験を行う。

床スラブを設置した試験体では, 完全合成梁とするため各種合成構造設計指針⁵⁾に従って, 軸径 10mm, 長さ 50mm の頭付きスタッドを 140mm 間隔に 1 列配置する。スラブ厚を 75mm とし, 径 3.2mm の溶接金網 (ピッチ 75mm) を一段配筋する。実験時のコンクリート圧縮強度は, L60-FD-S 試験体と L95-FA-S 試験体では 29.5N/mm², L60-FA-S 試験体では 32.5N/mm² である。また, 床スラブの合成効果による梁の曲げ耐力の増大に伴う下フランジ圧縮領域の縮小を極力抑制するために, 柱と床スラブの間にスタイロフォームを設置する。

表 1 に, 各試験体の耐力の計算結果 (表 2 の実測値に基づく) を示す。床スラブを設置した試験体の弾性横座屈耐力 M_e は, 上フランジを連続拘束した場合の弾性横座屈耐力の近似式⁶⁾ (ただし, 座屈長さには梁長さ l_b の 1/2 を用いている) による。

2.2 載荷方法

図 1 に示すように柱下側のピンを反力床に, 上側のピンを載荷梁に取付け, 載荷梁を油圧

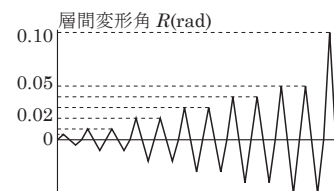


図 2 載荷履歴

表 2 使用鋼材の機械的性質 (JIS Z 2241)

使用部位	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ [*] (N/mm ²)	破断伸び (%)
フランジ	SM490A	15.87	334	507	29
		8.72	360	519	26
ウェブ		5.83	382	486	24

^{*} 0.2% オフセット耐力による。

Effect of concrete floor slab to restrain lateral buckling wide-flange beam

Part 1 Experimental verification of lateral buckling of wide-flange beam with concrete floor slab

IGA Haruna, KOETAKA Yuji, IYAMA Jun and HASEGAWA Takashi

ジャッキによって水平方向に載荷することで、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる。図2の載荷履歴に従って正負交番変位漸増繰返し載荷を行い、最大耐力の90%まで耐力が低下した時点で実験を終了する。

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係

図3に、正側載荷時に下フランジに圧縮力が作用する北側（図1右側）の梁端曲げモーメント M_b と回転角 θ_b の関係を示す。図中の破線は、H形断面梁の全塑性モーメント M_p である。また、表3に実験結果一覧を示す。正負どちらか一方が最大曲げ耐力 M_{max} を迎えた時点（図3中の●印）を終局時とみなし、終局時における塑性変形倍率を次式によって求める。

$$\eta = \sum \theta_b / \theta_p - 1 \quad (1)$$

$$\eta_s = s \theta_b / \theta_p - 1 \quad (2)$$

ここで、 $s \theta_b$ は $M_b - \theta_b$ 関係の骨格曲線における終局時回転角、 θ_p は床スラブを設置しない場合の全塑性モーメント M_p に対する弾性限回転角である。

図3および表3より、床スラブを設置しない場合、スパン6.0mの試験体では、層間変形角0.03rad以降で耐力の低下が確認され、最大曲げ耐力 M_{max} は全塑性モーメント M_p の1.1～1.3倍程度であった。スパン9.5mの試験体では、最大曲げ耐力 M_{max} が全塑性モーメント M_p に至っておらず、塑性変形倍率は0となる（表3）。他方、床スラブを設置した試験体では、いずれも層間変形角0.04～0.05radで最大曲げ耐力 M_{max} を示し、全塑性モーメント M_p の1.3～1.5倍程度まで耐力が上昇した。表3に示す累積塑性変形倍率 η は、床スラブを設置することで10～20程度増大している。

3.2 終局状態

終局時には、いずれの試験体においても図4(a)示すような横座屈による構面外変形が見られた。また、ウェブの幅厚比がFDランクのL60-FD-N試験体とL60-FD-S試験体では、図4(b)のように横座屈と局部座屈の連成座屈が生じた。

4. まとめ

本報その1では繰返し載荷実験の概要と結果を示した。謝辞 本研究は、国土交通省平成24年度建築整備促進補金事業「5.鉄骨造建築物の基準の整備に資する検討」における研究の一環として実施したものである。また、載荷実験を実施するにあたって、京都大学教授・吹田啓一郎先生、竹中工務店・宇佐美徹氏より貴重なご助言をいただいた。

参考文献 その2にまとめて示す。

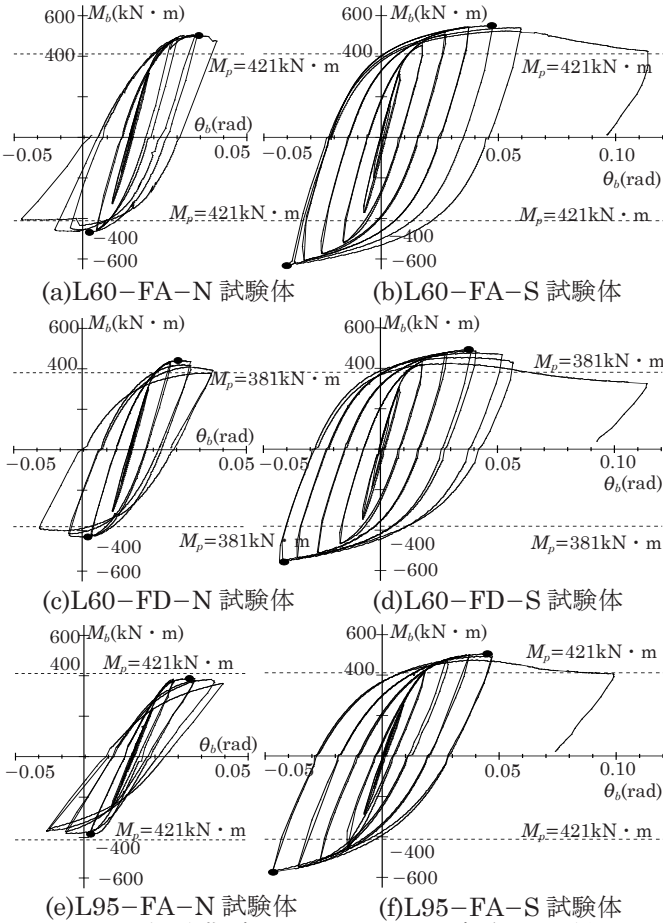


図3 梁端曲げモーメント M_b - 回転角 θ_b 関係

表3 実験結果一覧

試験体		最大曲げ耐力		終局時 サイクル	累積塑性変形倍率			
		正載荷 (kNm)	負載荷 (kNm)		η		η_s	
					η^+	η^-	η_s^+	η_s^-
L60-FA-N	南	524	499	0.02rad(-2)	2.35	3.33	4.05	1.59
	北	502	468	0.03rad(-1)	3.68	5.06	1.64	1.42
L60-FD-N	南	427	435	0.03rad(+1)	4.20	3.20	1.14	1.71
	北	441	431	0.03rad(+1)	4.01	2.96	1.12	1.32
L95-FA-N	南	369	403	0.02rad(-1)	0(0.10)	0(0.50)	0(0.60)	0(0.39)
	北	387	383	0.02rad(-1)	0(0.36)	0(0.54)	0(0.39)	0(0.41)
L60-FA-S	南	661	551	0.04rad(-1)	12.73	15.56	6.89	4.23
	北	551	633	0.05rad(+1)	23.04	19.25	4.52	4.41
L60-FD-S	南	574	494	0.04rad(-1)	13.10	15.73	8.11	3.73
	北	493	558	0.04rad(+1)	12.99	10.22	3.28	4.24
L95-FA-S	南	592	509	0.05rad(-1)	10.79	13.28	4.77	2.65
	北	506	575	0.05rad(+1)	11.15	9.26	2.12	2.50

*1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
*2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻
*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ

*1 Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University
*2 Dept. of Architecture, The University of Tokyo
*3 Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute



(a) L60-FD-N 試験体 (全景)



(b) L60-FD-S 試験体 (北側梁端)

図4 終局状態