

8.孔あき鋼板ジベルを用いた鋼繊維補強軽量2種コンクリート合成桁の曲げ挙動

梶原 秀夫

1. 目的

軽量2種コンクリート(以下SL)は、粗骨材に加え、細骨材全てまたは一部にも人工軽量骨材を用いたコンクリートである。しかし、引張、せん断強度が小さいため、改善方法の一つとして鋼繊維などによる補強が考えられる。また、鋼-コンクリート合成部材のずれ止めとして、疲労特性や施工性に優れた孔あき鋼板ジベル(以下PBL)が注目されている。しかし、PBLのずれ特性に関する研究で、鋼繊維補強された軽量2種コンクリートを対象としたものはない。そこで本研究では、PBLの二面押抜きせん断試験を実施し、鋼繊維補強軽量2種コンクリートを用いた場合のPBLのせん断耐力評価式を提案した。また、提案式の適用性を検討するために、合成桁の曲げ試験を実施し、曲げ耐力特性、ずれ特性を把握した。

2. 内容

2.1 押抜きせん断耐力評価式の提案

二面押抜きせん断試験を行い、PBLのせん断耐力評価式を提案した。普通コンクリート(以下、N)においては、保坂らが式(1)を提案しているが、基となったデータのせん断耐力の定義が不明確であった。そのため、本研究では、せん断耐力を相対変位10mmまでの最大荷重(以下、 V_{10mm})と定義し、 V_{10mm} データのみによる回帰式を導出した。また、試験結果からNとSLの鉄筋が受け持つ力が異なったため、SLについてはコンクリート項だけでなく、鉄筋項にも低減係数を乗じた式(2)を提案した。

$$Q_{u普通} = 1.45 \{ (d - s)^2 \cdot f_{cu} + s^2 \cdot f_{st} \} / 10^3 - 26.1 \quad (1)$$

$$Q_{u軽量} = 1.26 \{ \alpha_1 (d - s)^2 \cdot f_{cu} + \alpha_2 \cdot s^2 \cdot f_{st} \} / 10^3 - 28.3 \quad (2)$$

Q_u : 孔1個あたりの終局水平せん断力 (kN)

d : 孔径 (mm), s : 貫通鉄筋径 (mm)

f_{cu} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

f_{st} : 貫通鉄筋の引張強度 (N/mm²)

α_1 : 低減係数 (0.50), α_2 : 低減係数 (0.74)

2.2 曲げ試験

試験体は、表-1に示すようにコンクリート種類をNとSL、孔心間隔を70mmと140mmとした計3タイプとした。試験体概略図を図-1に示す。試験体全長を3300mm、スパンを3050mm、せん断スパンを1275mmとした。RC床版断面は幅300mm、高さ140mm、鋼桁はH200×200×8×12(SS400、降伏強度349N/mm²)、PBL(SS400、降伏強度281N/mm²)は高さ75mm、板厚12mm、孔径35mmを使

表-1 供試体種類および強度特性値

タイプ	コンクリート種類	鋼繊維混入率 (%)	孔径 (mm)	孔心間隔 (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
SL12@70	軽量2種	1.2	35	70	44.5	15.6
SL12@140	軽量2種	1.2	35	140		
N00@140	普通	0	35	140	34.4	26.9

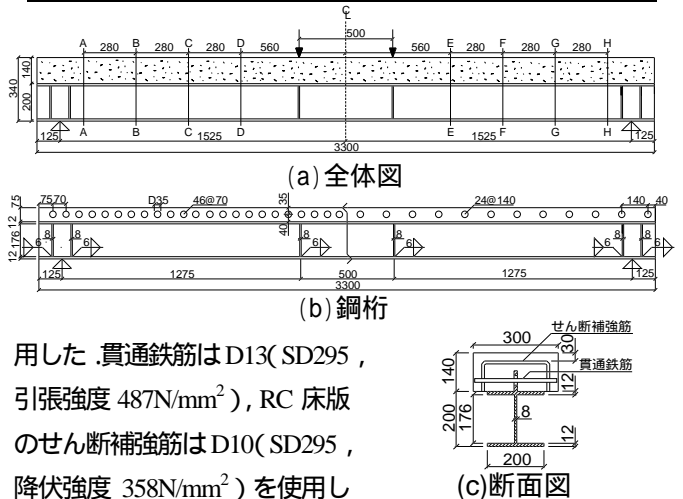


図-1 試験体概略図

用した。貫通鉄筋はD13(SD295、引張強度487N/mm²)、RC床版のせん断補強筋はD10(SD295、降伏強度358N/mm²)を使用した。粗骨材および細骨材は全て膨張頁岩系の人工軽量骨材を、また、繊維は直径0.62mm、長さ30mmのフックエンド型鋼繊維を使用した。コンクリートの設計圧縮強度は40N/mm²とした。荷重形式はスパン中央部に荷重幅500mmの2点静的線荷重とした。

2.3 ずれ止めの設計

PBLの孔心間隔は、SL12@70およびN00@140は、終局曲げ耐力時に接合部がずれ破壊しないように、一方、SL12@140はずれ破壊するように決定した。PBLの耐力算定にはNは式(1)を、SLは式(2)を用いた。

$$H_F = Q_u / \text{孔心間隔} \quad (3)$$

$$H_F = a_c \cdot A_c \cdot S_v / I \quad (4)$$

$$Q_a = Q_u / 3 \quad (5)$$

$$H_F = Q_a / \text{孔心間隔} \quad (6)$$

Q_a : 孔1個あたりの許容水平せん断力 (kN)

H_F : 床版-鋼桁間に作用する水平せん断力 (kN/mm)

a_c : 合成桁と床版の図心間距離 (mm)

A_c : 床版の有効断面積 (鋼換算) (mm²)

S_v : 作用せん断力 (kN) ($S_v = P/2$ P:荷重)

I : 断面2次モーメント (鋼換算) (mm⁴)

水平せん断力 H_F と曲げ耐力 P_u を比較できるように式(4)を用いて H_F を荷重方向の作用せん断力 S_v に変換した。式(1)~(4)を用いて、 S_v を2倍した値である終局作用せん断力 S_{vu} と曲げ耐力 P_u が一致するように孔心間隔

を求めた．算定結果を表-2 の設計値として示す．設計荷重 P_a および P_y は鋼桁下フランジ応力度が 140 および 245N/mm² 時の荷重である．同表の S_{va} は式(1),(2),(4)~(6)より算出した S_v を2倍した値である PBL の許容作用せん断力である．同表より 孔心間隔74.2mm であれば, P_u と S_{vu} が 385kN と一致することがわかる．また, 同表の計算値はコンクリートおよび鋼材の材料特性値を反映させたものである．また合成桁のせん断耐力は 686kN であり, 曲げ耐力を上回るようにした．

2.4 結果および考察

試験結果を表-3 に示す．曲げ耐力は各タイプともほぼ同等の値を有しており, コンクリートの種類, 孔心間隔の影響はほとんど見られなかった．また, 最大荷重の計算値に対する比は各タイプで 0.95, 0.91, 1.03 とほぼ一致している．図-2 に荷重-スパン中央たわみ関係を示す．各試験体とも破壊形式はスパン中央部コンクリート上縁の圧壊である．図-3 に 150kN および最大荷重相当 440kN 時の鋼桁上フランジと床版下面の水平方向の相対変位分布を示す．計測位置は図-1(a)全体図の A~H である．荷重 440kN 時において, 孔心間隔の相違による比較では, 同計測位置において 70mm 対して, 140mm は最大で約 12 倍, コンクリート種類の相違による比較では, N に対して SL は最大で約 4 倍の相対変位が計測された．図-4 に図-1(a)全体図の断面 E のひずみ分布を示す．荷重 150kN 時は全タイプともひずみ分布はほぼ直線であり, 完全合成桁として挙動していたと考えられる．一方, 荷重 440kN 時は, SL12@70, N00@140 はひずみのばらつきが多少あるものの概ね一体性を保持していると考えられるが, SL12@140 は他タイプと比較して床版-鋼桁間のひずみ差が大きく, 不完全合成桁として挙動していると考えられる．

3. 結論

軽量 2 種コンクリートのずれ特性に関しては, PBL の孔心間隔を 70mm から 140mm にすることで同計測位置において最大で約 12 倍, 普通コンクリートから軽量 2 種コンクリートにすることで最大で約 4 倍の相対変位が計測された．また, SL12@70 は完全合成, SL12@140 は不完全合成挙動を呈しており, 一体性の保持の有無という観点では提案式の適用は妥当であると考えられる．しかし, ずれ破壊するように設計したタイプは, 不完全合成挙動を示したものの, 曲げ破壊した．この原因としては二面押抜きせん断試験と曲げ試験におけるずれ挙動の違いによるものおよび提案式が V_{10mm} を対象とした式であるためと考えられる．今後, 両試験結果の対応関係を検討していく必要がある．

表 2 設計値

-	タイプ	曲げ耐力 (kN)			作用せん断力* (kN)	
		許容 P_a	降伏 P_y	終局 P_u	許容 S_{va}	終局 S_{vu}
設計値	孔心間隔74.2mm	172	302	385	168	385
	SL12@70				179	408
	SL12@140				89.5	204
	N00@140				189	431
計算値	SL12@70	157	391	487	231	361
	SL12@140				116	180
	N00@140	171	426	437	195	479

表 3 試験結果(曲げ耐力) *式(4) S_v の 2 倍

タイプ	実験値 (kN)			実験値/設計値
	許容 P_a	降伏 P_y	終局 P_u	
SL12@70	172	397	461	0.95
SL12@140	171	390	441	0.91
N00@140	180	-	450	1.03

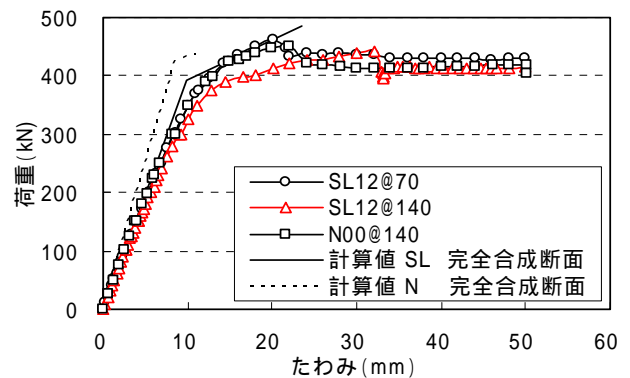


図 2 荷重 スパン中央たわみ関係

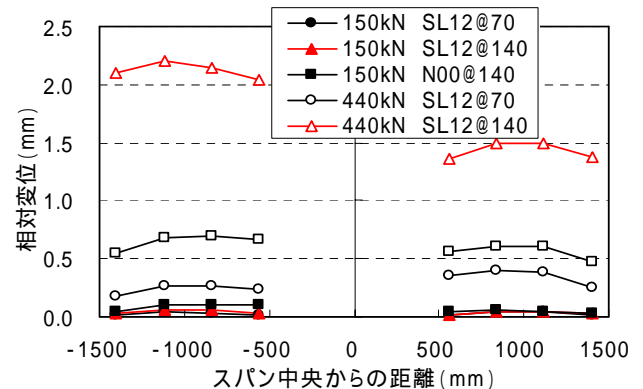


図 3 相対変位分布

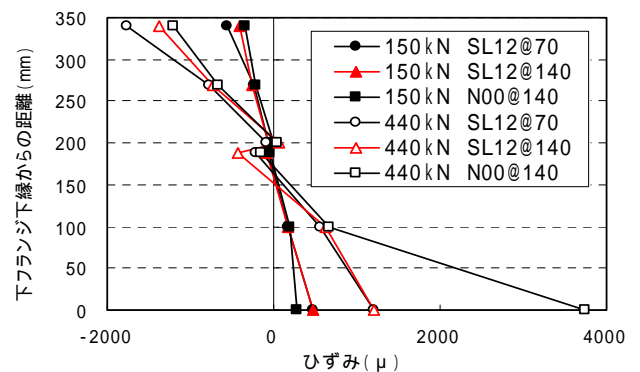


図 4 スパン中央から 560mm 位置のひずみ分布