

V-471

せん断補強筋のないPCはり部材の曲げ・せん断耐荷挙動

大阪工業大学大学院 学生員 三方 康弘 大阪工業大学大学院 学生員 示 敬三
 大阪工業大学工学部 正員 井上 晋 大阪工業大学工学部 フェロー会員 小林 和夫
 大阪工業大学工学部 正員 仁枝 保

1. 研究目的

本研究では、断面下縁プレストレス量ならびにプレストレスの分布がPCはりのせん断耐力に及ぼす影響を実験的に検討した。また、種々のせん断耐力式(コンクリート標準示方書、二羽式¹⁾、道路橋示方書、ACI CODE)ならびに、修正圧縮場理論²⁾を用いてせん断耐力を算定し、実験値と比較検討した。

2. 実験概要

本実験で用いたPCはり部材の断面形状・寸法を図1に示す。PC鋼棒には $\phi 13(f_{pu}=1469\text{N/mm}^2)$ を用い、断面下縁のプレストレス量として、下側に配置したPC鋼棒の導入プレストレス力を $0.7f_{pu}$ 、 $0.5f_{pu}$ 、 $0.35f_{pu}$ の3種類に選定した。また、断面内のプレストレスの分布は、PC鋼棒導入応力を上側 $0f_{pu}$ 、下側 $0.7f_{pu}$ (三角形分布)と上側 $0.35f_{pu}$ 、下側 $0.7f_{pu}$ (台形分布)と上側 $0.7f_{pu}$ 、下側 $0.7f_{pu}$ (長方形分布)に選定した3種類とした。さらに、コンクリート強度として、 $f_c=40\text{N/mm}^2$ 、 80N/mm^2 の2種類を選定した。これらの要因の組合せにより合計10体のはりを製作した。それらの詳細を表1に示す。なお、軸方向鉄筋ならびにせん断補強筋は配置していない。荷重方法は全長1600mmに対し曲げスパン400mm せん断スパン450mmとした($a/d=3.21$)対称二点集中荷重方式とし、荷重時には荷重、スパン中央たわみのほか、コンクリートの主引張・主圧縮・軸方向ひずみ等を測定した。

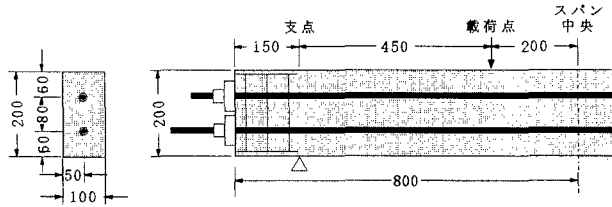


図1 供試体の断面図・寸法(単位mm)

3. 解析方法

Collinsらが提唱した修正圧縮場理論による純せん断耐力はせん断補強筋のない場合(1)式より算出される。なお、解析に用いるコンクリートの引張強度として、 $f_t = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ($\lambda=1.00$: N/mm^2)を用いた。

$$V = V_c = f_1 b_w j d \cot \theta \quad (f_1: \text{主引張応力}, \theta: \text{ひび割れ傾斜角}) \quad (1)$$

4. 結果および考察

(1) 各種耐力式から算出したせん断破壊荷重(表1参照)

表1に最大荷重の実測値、各種耐力式および修正圧縮場理論により算出したせん断破壊荷重等を示す。各種耐力式において、計算上はすべてのはりがせん断破壊することになっていたが、本実験では、10体中9体が曲げ破壊した。PCはり部材においては、せん断耐力に及ぼす軸方向圧縮力の効果が大きく、コンクリートのせん断耐力が大幅に増加し、結果的に曲げ破壊したものと考えられる。コンクリート標準示方書や道路橋示方書においては、せん断耐力に及ぼす軸方向圧縮力の効果を β_n あるいは k というパラメータを用いている。この考え方はもともとCEB-FIP MC1978に採用されていたものであるが、現在この考え方は削除されている。また、この β_n あるいは k は、断面下縁の応力のみを考慮しており、断面内の応力分布の影響を適切に評価できていないと考えられる。一方、修正圧縮場理論による解析値は、破壊形式をほどよく推測しており、かつ、断面内の応力分布の影響が考慮されている。本研究においては、最終的にせん断破壊したものがほとんどなかったため、プレストレスの量やその分布がせん断耐力に与える影響は明らかにできPCはり、せん断耐力、修正圧縮場理論、プレストレス分布

〒535 大阪市旭区大宮 5-16-1 TEL (06)-954-4742 FAX (06)-957-2131

表1 最大荷重と各種コードから算出したせん断破壊荷重

供試体記号	実コンクリート 強度 f_c (N/mm ²)	コンクリートの応力 σ_p () 内はP C鋼棒の応力		せん断破壊荷重 (計算値) P_u (KN)					曲げ破 壊荷重 (計算値) P_{ub} (KN)	最大 荷重 (実測値) P_u (KN)	破壊形式
		上縁 (× f_{pu})	下縁 (× f_{pu})	コンクリート 標準 示方書	二羽式	道路橋 示方書	ACI CODE	修正 圧縮場 理論			
P-0-35	55	-1 (0)	7 (0.32)	42.2	52.2	24.9	52.0	93.4	103.8	90.22	曲げ
P-0-50	55	-1 (0)	10 (0.46)	47.3	58.6	28.0	61.0	104.1	103.8	95.12	曲げ
P-0-70	55	-1 (0)	14 (0.64)	53.9	66.7	32.0	72.4	114.0	103.9	107.2	曲げ
P-35-70	55	6 (0.34)	14 (0.67)	53.2	65.7	31.6	72.4	137.1	107.3	102.9	曲げ
P-70-70	55	14 (0.7)	14 (0.7)	52.6	65.1	31.2	72.2	156.5	109.0	105.4	曲げ
HP-0-35	91	-1 (0)	7 (0.32)	47.9	59.2	25.9	61.2	112.2	117.6	98.85	曲げせん断
HP-0-50	91	-1 (0)	10 (0.46)	53.3	66.1	28.8	70.2	123.6	117.7	114.1	曲げ
HP-0-70	91	-1 (0)	14 (0.64)	60.4	74.9	32.8	82.2	137.1	117.8	111.3	曲げ
HP-35-70	91	6 (0.34)	14 (0.67)	59.2	73.4	32.0	81.8	161.0	123.4	134.0	曲げ
HP-70-70	91	14 (0.7)	14 (0.7)	58.1	72.0	31.4	81.6	182.4	128.8	125.1	曲げ

なかったものの、現行の各種耐力式はプレストレスの効果を明らかに過小評価している傾向があり、プレストレス分布の影響と併せ今後さらなる検討が必要であると考えられる。

(2) 荷重-たわみ関係 (図2参照)

HP-0-35は曲げせん断破壊したが、曲げせん断ひび割れ発生後、タイドアーチ的耐荷機構が形成され、最大荷重以降のたわみ量が増加し、脆性的な破壊をしなかった。一方、P-35-70、HP-35-70、HP-70-70は曲げ破壊したが、コンクリート上縁が圧壊したのちに曲げせん断ひび割れが発生したため、脆性的な破壊をした。

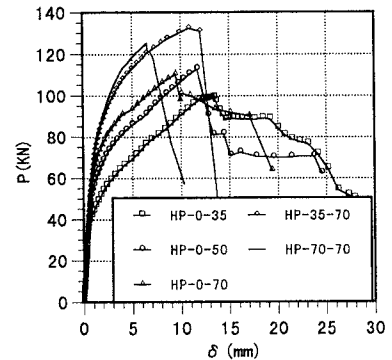
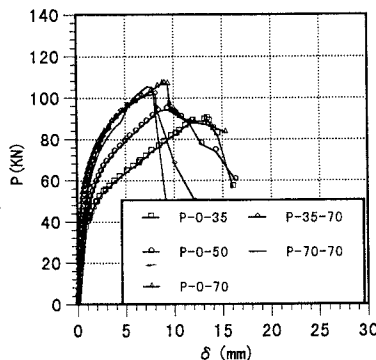


図2 荷重-たわみ関係

(3) 斜めひび割れの傾斜角

最終的に生じた斜めひび割れの傾斜角は、HP-0-35(三角形分布)が約 25 度、HP-35-70(台形分布)が約 20 度、HP-70-70(長方形分布)が約 15 度となった。導入プレストレスが大きい程、また、応力分布が三角形分布、台形分布、長方形分布の順に斜めひび割れの傾斜角は減少する傾向を示した。

(4) 中立軸の位置

断面内のプレストレス分布が三角形分布、台形分布、長方形分布の順に、曲げひび割れの進行が遅く、中立軸の位置が上昇し始める荷重が大きくなる。これにより、塑性ヒンジが形成される荷重が大きくなる一方で、同一曲げモーメント作用時の曲率が減少し、塑性ヒンジの回転能が低下する傾向を示した。

5. まとめ

(1) 断面下縁の応力が等しい場合、断面内の応力分布が長方形分布のよりは三角形分布のよりと比較して、たわみ量は減少し、せん断ひび割れ傾斜角は小さくなり、塑性ヒンジの回転能が低下する傾向を示した。

(2) 本研究では、断面内の応力分布の変化による影響を含めて、せん断耐力に及ぼす軸方向圧縮力の効果については明確にすることができなかった。しかし、現行の各種耐力式はプレストレスの効果を過小評価する傾向があり、今後はプレストレス分布の影響と併せ、その整合性について検討していく必要がある。

参考文献 1) 二羽・山田・横沢・岡村: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価

土木学会論文報告集第372号 V-5, 1986, 8.

2) M.P.Collins and D.Mitchell: Prestressed Concrete Structures, PRENTICE HALL, 1991