

論文 変断面 PC はりのせん断耐荷挙動に関する実験的検討

川原 崇洋*1・中村 拓郎*2・二羽 淳一郎*3

要旨: 変断面 PC はりのせん断耐荷挙動を明らかにすることを目的に、プレストレス量、せん断スパン比、部材圧縮縁の勾配が異なる変断面 PC はりを対象に静的曲げ載荷実験を行った。実験の結果、プレストレスによって変断面はりのせん断耐力が大きく向上することを確認した。また、変断面 PC はりではせん断スパン比がせん断耐荷挙動に多大な影響を及ぼすものの、せん断耐力に対する部材圧縮縁勾配の影響は比較的小さいことが明らかとなった。さらに、現行の設計式に準拠したせん断耐力の計算手法を用いて、変断面 PC はりのせん断設計に関する現行式の適用性を検討した。

キーワード: プレストレス, 変断面, せん断耐力, せん断スパン比, 部材圧縮縁の勾配

1. はじめに

橋台や橋脚のフーチング,あるいはT型橋脚の張り出しばり,連続桁の中間支点部など,橋梁を構成する部材には部材軸に対して有効高さが変化する(以下,変断面)構造が多く取り入れられている。このような変断面部材のせん断耐荷挙動ならびにせん断耐力は,有効高さが一定である(以下,定断面)部材とは異なることが報告されており,変断面部材における挙動の特徴をいかに設計に反映できるかが課題のひとつとなっている。Houらは,はりの載荷実験と有限要素解析によって,部材軸の角度と圧縮ストラットの角度の関係を示し,せん断補強鉄筋のない変断面 RC はりのせん断耐力の算定手法を提案している¹⁾。さらに,せん断補強鉄筋のない変断面 PC はりでは,定断面 PC はりと比較して,せん断耐力に対するプレストレスの効果が大きいことも報告している²⁾。

一方,プレストレスが棒部材のせん断耐力に及ぼす効果については,2012年制定土木学会コンクリート標準示方書³⁾において,従来のデコンプレッションモーメントによる方法から,修正圧縮場理論を基礎とした方法に改

訂され⁴⁾,三方らが提案した圧縮ストラットの角度を簡易的に求める手法⁵⁾が採用されている。しかし,同手法を変断面構造に対しても精度よく適用し得るか否かについてはさらに検討していく必要がある。

本研究では,変断面 PC はりのせん断耐荷挙動を明らかにすることを目的に,プレストレス量,せん断スパン比,部材圧縮縁の勾配を主な実験要因とした変断面 PC はりの静的載荷実験を行った。さらに,現行の設計式に準拠した計算値と実験値を比較することによって,変断面 PC はりのせん断設計に関する現行式の適用性を検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

表-1に供試体諸元を,図-1~5に供試体概要図例を示す。本研究では,プレストレス量,せん断スパン比,部材圧縮縁の勾配(以下,上面勾配)を主な実験要因とした8体の変断面はりと,プレストレス量の異なる3体の定断面はり,せん断補強鉄筋を有する1体の変断面 PC

表-1 供試体諸元

供試体	σ_{cgd} (N/mm ²)	σ_{cld} (N/mm ²)	a/d_m	α_c (°)	a (mm)	d_m (mm)	d_s (mm)	b_w (mm)	A_p (mm ²)	p_w (%)	s (mm)
P0-3.5-0	0.0	0.0	3.5	0.00	1050	300	175	200	692.8	0.00	-
P1-3.5-0	1.0	2.9									
P2-3.5-0	2.0	5.7									
P0-3.5-7	0.0	0.0		7.13							
P1-3.5-7	1.0	2.9									
P2-3.5-7	2.0	5.7									
P3-3.5-7	3.0	8.6	1.0	2.9	750	212	137	235	0.21	150	
P1-3.5-7S											
P1-2.5-7											
P1-4.5-7											
P1-3.5-4											
P1-3.5-10			3.5	3.72 10.48	1050	115					

σ_{cgd} : 最大断面で算出した設計プレストレス量, σ_{cld} : 設計プレストレス量導入時の最大断面における下縁圧縮応力度, α_c : 上面勾配, a : せん断スパン, d_m : 最大断面における有効高さ, d_s : 支点部断面における有効高さ, b_w : ウェブ幅, A_p : PC 鋼材の総断面積, p_w : 試験せん断スパンにおけるせん断補強鉄筋比, s : 試験せん断スパンにおけるせん断補強鉄筋の配置間隔

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 (学生会員)

*2 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 助教 博(工) (正会員)

*3 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授 工博 (正会員)

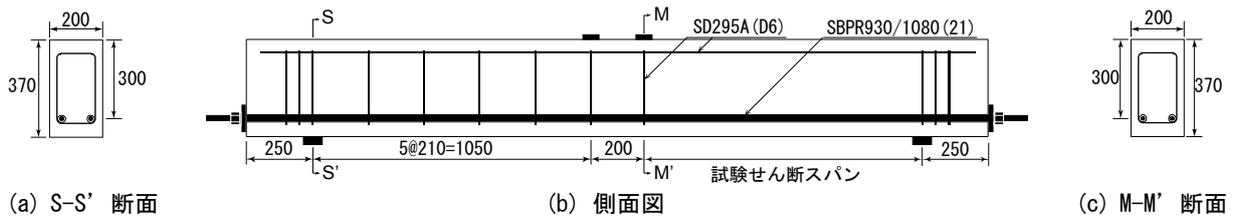


図-1 供試体概要図 ($a/d = 3.5$, $\alpha_c = 0.00^\circ$)

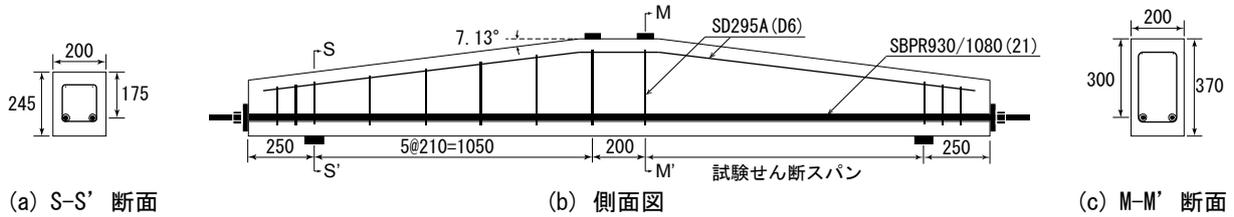


図-2 供試体概要図 ($a/d = 3.5$, $\alpha_c = 7.13^\circ$)

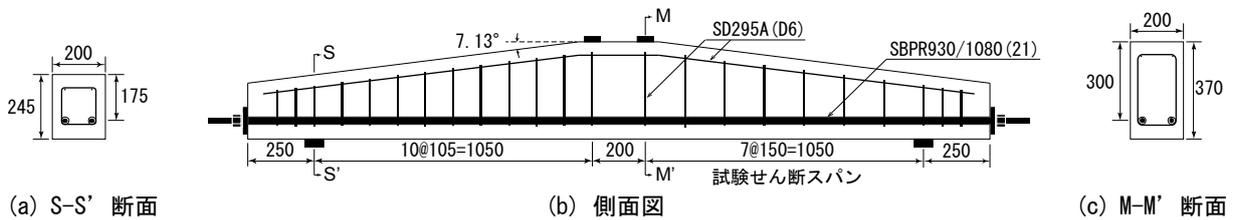


図-3 供試体概要図 ($a/d = 3.5$, $\alpha_c = 7.13^\circ$ せん断補強鉄筋あり)

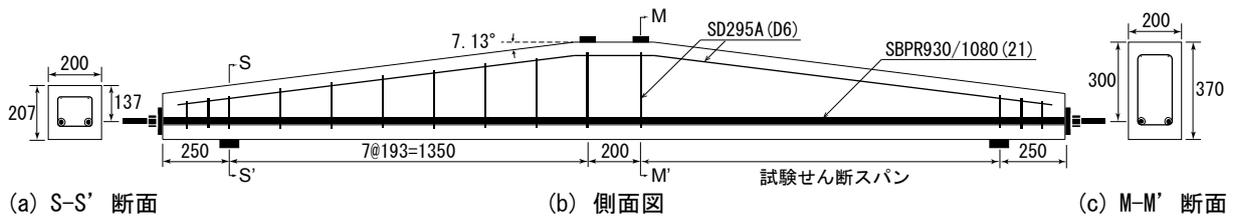


図-4 供試体概要図 ($a/d = 4.5$, $\alpha_c = 7.13^\circ$)

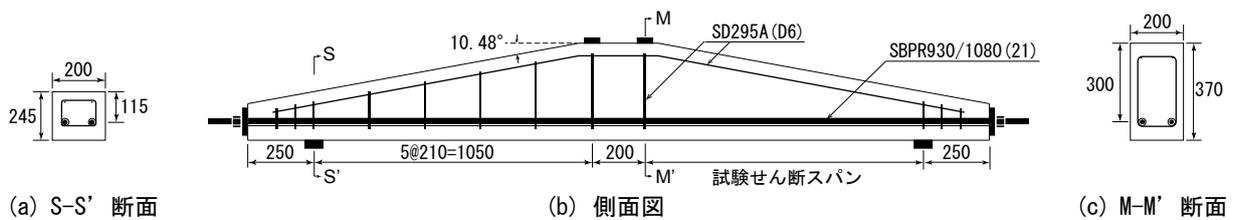


図-5 供試体概要図 ($a/d = 3.5$, $\alpha_c = 10.48^\circ$)

はりを作製した。すべての供試体で、はりの最大断面における有効高さ d_m を 300mm、ウェブ幅 b_w を 200mm とした。また、PC 鋼材として 2 本の PC 鋼棒をシース内に配置し、圧縮鉄筋として 2 本の異形鉄筋を有効高さの変化に合わせて上面かぶりが必要となるように配置した。せん断破壊が生じるせん断スパン（以下、試験せん断スパン）を限定することを目的に、片側のせん断スパンにはせん断補強鉄筋を配置せず、両せん断スパンにせん断補強鉄筋を配置した P1-3.5-7S ではそれぞれのせん断スパンでせん断補強鉄筋量を調整した。プレストレスはポストテンション方式によって導入し、すべての供試体に対してグラウト材の注入を行った。なお、プレストレスを導入していない供試体 (P0-3.5-0, P0-3.5-7) では PC

鋼棒を非緊張の状態に配置しグラウト材を注入している。プレストレス量は、最大断面における断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレスとし、PC 鋼棒のひずみによって管理した。

2.2 使用材料

コンクリートの配合は、水セメント比と単位水量の組み合わせで、配合 A (38%, 170kg/m³)、配合 B (39.5%, 170kg/m³) の 2 種類とし、粗骨材の最大寸法は 20mm、セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。PC 鋼材には、公称直径 21mm、公称断面積 346.4mm² の PC 鋼棒 (丸鋼棒) を、圧縮鉄筋およびせん断補強鉄筋には異形鉄筋 D6(SD295A)を使用した。シースは内径 28mm の溶融亜鉛メッキ鋼板製で、グラウト材は無収縮モルタ

表-2 使用材料の力学特性値

供試体	コンクリート		PC 鋼棒			圧縮鉄筋, せん断補強鉄筋		
	配合	圧縮強度 (N/mm ²)	呼び径	耐力* (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
P0-3.5-0	B	42.1	21	1033	201	D6	340	200
P1-3.5-0	B	42.1						
P2-3.5-0	A	53.9						
P0-3.5-7	A	56.3						
P1-3.5-7	A	56.6						
P2-3.5-7	A	52.6		1021				
P3-3.5-7	A	57.3						
P1-3.5-7S	B	51.6						
P1-2.5-7	B	49.3						
P1-4.5-7	B	49.3					1039	
P1-3.5-4	B	48.5						
P1-3.5-10	B	48.5	1033					

*0.2%永久伸びに対する応力

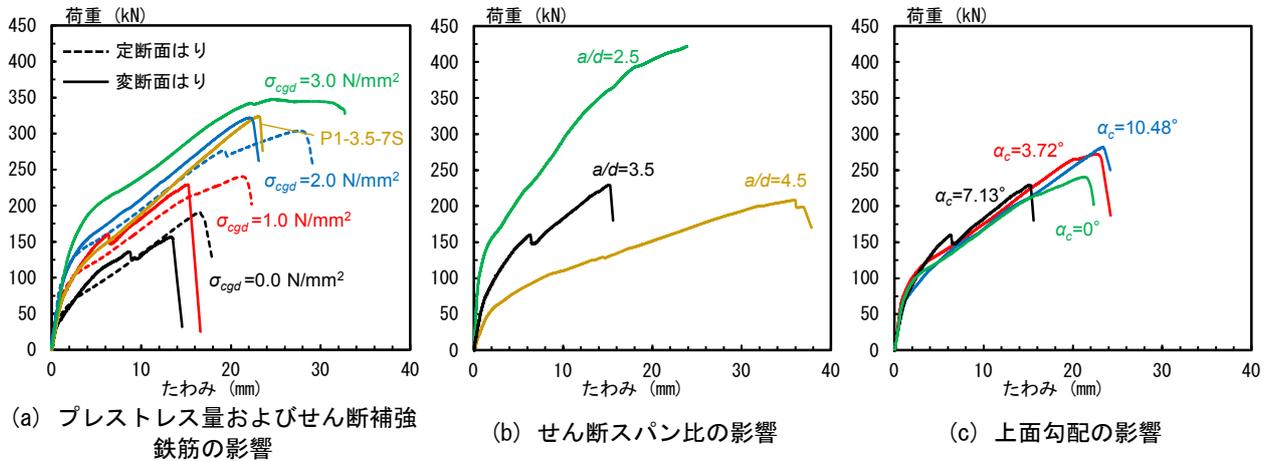


図-6 荷重—たわみ関係

ルとした。使用材料の力学特性値を表-2にまとめる。

2.3 荷重方法と測定項目

荷重は、油圧式 1000kN 万能試験機を用いて静的 4 点曲げ荷重とした。荷重点には幅 65mm の鋼板を、支点には回転支承の上に幅 75mm の鋼板を設置した。支点の鋼板と供試体の間にはグリスを 2 枚のテフロンシートで挟んだ減摩パッドを配置して水平方向の摩擦を低減した。

測定項目は、荷重、スパン中央における鉛直たわみ、PC 鋼棒およびせん断補強鉄筋のひずみとした。荷重は万能試験機の電圧出力を、鉛直たわみは両支点およびスパン中央に設置した接触式ひずみ変換型変位計の出力値を、各鋼材のひずみはゲージ長さ 2mm のひずみゲージのひずみをデータロガーによって収録した。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重—たわみ関係

(1) プレストレス量およびせん断補強鉄筋の影響

図-6(a)に各供試体の荷重—たわみ関係を示す。図中実線は変断面はりの、破線は定断面はりの結果を表している。定断面はり、変断面はりともにプレストレス量の増加に伴うせん断耐力の向上が認められた。σ_{cgd}

=1N/mm², 2N/mm²の定断面 PC はりのせん断耐力は、プレストレスを導入していない定断面はり (P0-3.5-0) に比べそれぞれ 1.26 倍, 1.59 倍となった。一方, σ_{cgd}=1N/mm², 2N/mm²の変断面 PC はりのせん断耐力は、プレストレスを導入していない変断面はり (P0-3.5-7) と比べそれぞれ 1.46 倍, 2.05 倍となり、変断面はりにおけるプレストレスの効果は定断面はりより大きくなった。なお, σ_{cgd}=2N/mm²の定断面はり P2-3.5-0 および σ_{cgd}=3N/mm²の変断面はり P3-3.5-7 はせん断補強鉄筋を配置していても関わらず、それぞれ曲げ圧縮破壊、曲げ引張破壊となり、プレストレスの影響によってせん断耐力が曲げ破壊耐力を上回る程に増加したと考えられる。次に、同水準のプレストレス量を有する定断面はり と変断面はりを比較すると、初期剛性に違いは認められないものの、曲げひび割れ発生後には、定断面はりの方が変断面はりに比べたわみやすい傾向を示した。せん断補強鉄筋を有する変断面 PC はり (P1-3.5-7S) は、せん断ひび割れ発生後、せん断補強鉄筋の貢献によりさらなる荷重の増加に抵抗し、せん断補強鉄筋のない σ_{cgd}=2N/mm² の変断面はり P2-3.5-7 と同等のせん断耐力を示した。なお、ポストピーク領域において最も開口した斜めひび割れを横切るせ

せん断補強鉄筋は最大荷重時にはすべて降伏しており、今回の場合は試験せん断スパン内の載荷点側の3組のせん断補強鉄筋がこれに該当した。

(2) せん断スパン比および上面勾配の影響

図-6(b)(c)にせん断スパン比、上面勾配の異なる供試体の荷重-たわみ関係を示す。一般に、せん断スパン比 a/d が小さくなるに従って、はりの剛性は大きくなり、同時にせん断耐力が増加することが知られている。本実験でも同様の傾向が認められ、 $a/d=3.5, 2.5$ のはりのせん断耐力は $a/d=4.5$ のはりに比べそれぞれ 1.1 倍、2.93 倍となり、 $a/d=3.5$ から 2.5 にかけて急激にせん断耐力が増加した。なお、 $a/d=2.5$ の変断面 PC はり (P1-2.5-7) は前述の高プレストレス供試体と同様に、せん断耐力が著しく向上し、曲げ引張破壊している。

変断面はりの上面勾配の影響について、Macleod ら⁶⁾ は、 a/d が 3.0~3.7 程度の変断面 RC はりでは、はりの上面勾配が大きいほどせん断耐力が増加するとしている。しかし、本研究で対象とした変断面 PC はりではせん断

耐力に関して上面勾配の増加に伴う明確な違いは確認できなかった。これは、プレストレスによるせん断耐力の向上効果が支配的であり、上面勾配による影響が相対的に小さくなったためと考えられる。

3.2 ひび割れ性状

図-7, 8 に各供試体のひび割れ性状を示す。同図は最大荷重直前のひび割れ性状を示しており、図中赤線はポストピーク領域において最も開口したひび割れを、網掛け部分はコンクリートの圧縮破壊領域を、黒塗り部分はポストピーク領域において剥落した領域を示している。全体的なひび割れ挙動として、まず、スパン中央付近の下縁に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに断面上方に進展した。曲げひび割れの発生荷重は導入プレストレス量の増加にともない向上した。また、いずれの供試体においてもウェブせん断ひび割れは確認されず、載荷点からおよそ $0.5d \sim 1.5d$ の範囲に発達した曲げせん断ひび割れが一連の破壊挙動において支配的であったと考えられる。なお、すべての供試体で曲げせん断ひび割れ

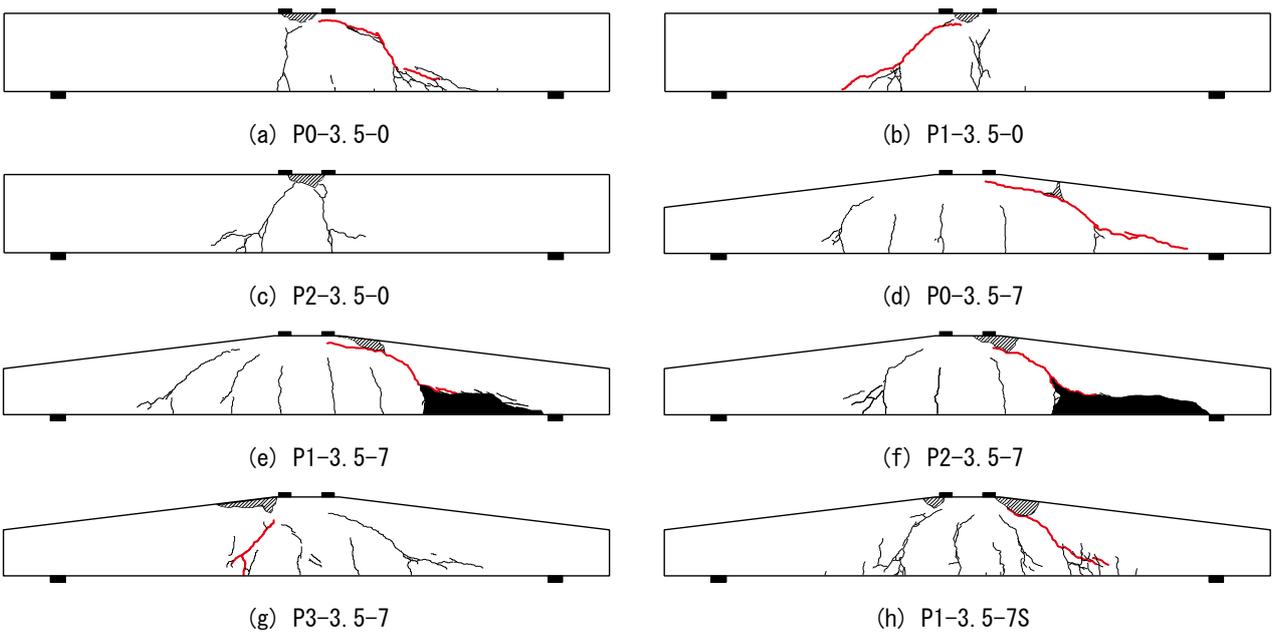


図-7 ひび割れ性状 (プレストレス量, せん断補強鉄筋の影響)

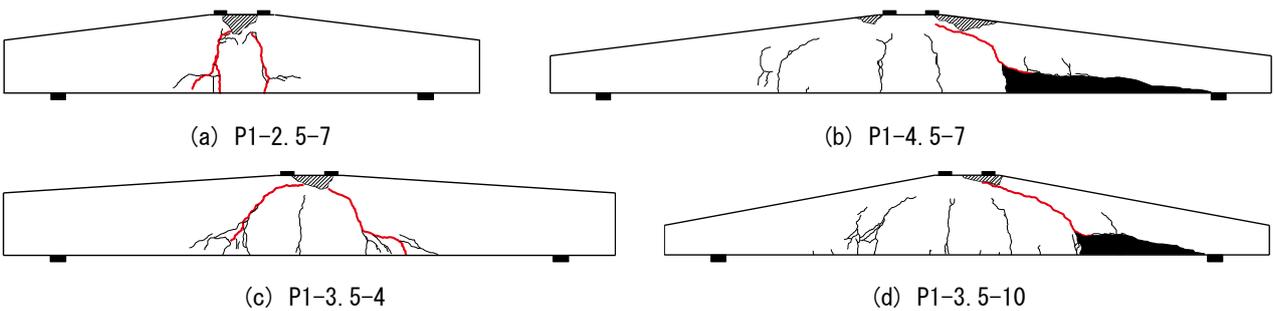
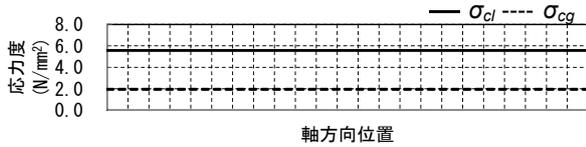


図-8 ひび割れ性状 (せん断スパン比, 上面勾配の影響)

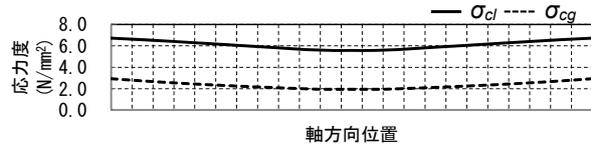
表-3 セン断耐力の実験値と計算値の比較

供試体	f'_c (N/mm ²)	σ_{cg} (N/mm ²)	計算値				実験値			実験値/計算値		
			β_{n_cal}	V_{c_cal} (kN)	V_{s_cal} (kN)	V_{y_cal} (kN)	V_{c_exp} (kN)	V_{s_exp} (kN)	V_{y_exp} (kN)	V_{c_exp}/V_{c_cal}	V_{s_exp}/V_{s_cal}	V_{y_exp}/V_{y_cal}
P0-3.5-0	42.1	0.00	1.00	59.2	0.0	59.2	95.5	95.5	1.61	-	1.61	
P1-3.5-0	42.1	0.86	1.14	67.7	0.0	67.7	120.2	120.2	1.78	-	1.78	
P2-3.5-0	53.9	1.95	1.26	81.1	0.0	81.1	(152.0)	(152.0)	(1.87)	-	(1.87)	
P0-3.5-7	56.3	0.00	1.00	65.2	0.0	65.2	78.5	78.5	1.20	-	1.20	
P1-3.5-7	56.6	0.88	1.12	73.3	0.0	73.3	114.6	114.6	1.56	-	1.56	
P2-3.5-7	52.6	2.10	1.28	81.9	0.0	81.9	161.0	161.0	1.97	-	1.97	
P3-3.5-7	57.3	2.83	1.35	88.7	0.0	88.7	(173.9)	(173.9)	(1.96)	-	(1.96)	
P1-3.5-7S	51.6	0.93	1.14	72.0	42.6	114.6	97.4	64.6	162.0	1.35	1.52	1.41
P1-2.5-7	49.3	1.01	1.15	71.9	0.0	71.9	(211.0)	(211.0)	(2.93)	-	(2.93)	
P1-4.5-7	49.3	1.10	1.16	72.6	0.0	72.6	104.1	104.1	1.43	-	1.43	
P1-3.5-4	48.5	0.98	1.15	71.3	0.0	71.3	136.0	136.0	1.91	-	1.91	
P1-3.5-10	48.5	0.92	1.14	70.8	0.0	70.8	141.1	141.1	1.99	-	1.99	

f'_c : コンクリートの圧縮強度, σ_{cg} : 有効プレストレス, ()は曲げ破壊した供試体の値で参考値として示している。



(a) 定断面はりの場合



(b) 変断面はりの場合

図-9 プレストレスの軸方向分布

が載荷点付近まで十分に進展した後、しばらく荷重の増加に抵抗した。 a/d の小さなはりではタイドアーチ的な耐荷機構の発現により、斜めひび割れ発生後さらに大きな荷重に抵抗することが知られているが、本研究で対象とした $a/d = 3.5$ や 4.5 のはりにおいても斜めひび割れ発生以降、荷重の増加に抵抗した。最終的には、圧縮部コンクリートの破壊によって荷重が低下するケースが多く、また変断面 PC はりにおいては圧縮部コンクリートの破壊と同時に底面かぶりが激しく割裂する場合も観察された。

(1) プレストレス量の影響

図-7(d)~(f)に示すひび割れ性状より、変断面供試体において、曲げせん断ひび割れは、導入プレストレス量の大きな供試体ほど載荷点に近い位置に生じた。この要因の一つとして、以下に示すようなプレストレスの軸方向分布が関連すると考えられる。すなわち、変断面はりの場合、部材端部に向かうに従って断面積が小さくなり断面の平均プレストレスが増大することに加え、部材端部に向かうに従って断面図心に対する緊張材の偏心量が小さくなり断面下縁の圧縮応力度が変化する。図-9に、例として 2N/mm^2 の定断面 PC はり (P2-3.5-0) と 2N/mm^2 の変断面 PC はり (P2-3.5-7) のプレストレス分布を示す。図中実線は断面下縁の応力度 σ_{cl} 、破線は断面の平均応力度 σ_{cg} である。図より、変断面はりの場合、部材端部においてより効率的にプレストレスの効果が発揮され、曲げひび割れやせん断ひび割れに対する抵抗力が高まると考えられる。その結果、プレストレスの導入により載荷点に近い位置の曲げひび割れが曲げせん断ひ

び割れとして発達し、最終的な斜めひび割れの角度が大きくなったものと考えられる。したがって、プレストレスの断面内分布だけでなく、軸方向分布にも着目し、ひび割れ性状との関係を検討することが今後の課題になると考えられる。

(2) 上面勾配の影響

Macleod らは、変断面 RC はりにおいて上面勾配が大きな供試体ほど、多くの曲げひび割れが発生すると報告しており⁶⁾、本研究で対象とした変断面 PC はりについても同様の傾向が確認された。しかし、断面図心高さ程度まで進展するひび割れは限定され、最終的なせん断耐力に対する影響は小さかったものと考えられる。

3.3 セン断耐力の実験値と計算値の比較

表-3 に、コンクリートの圧縮強度、有効プレストレス、せん断耐力の計算値および実験値を示す。せん断耐力の計算には最大断面における有効高さ d_m を用いて以下の式(1)~(8)で算出した。

$$V_{y_cal} = V_{c_cal} + V_{s_cal} \tag{1}$$

$$V_{c_cal} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d_m \tag{2}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_m} \tag{3}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100A_p/(b_w \cdot d_m)} \tag{4}$$

$$\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg}/f_{vt}} (= \cot \theta) \tag{5}$$

$$f_{vt} = 0.23f'_c{}^{2/3} \tag{6}$$

$$f_{vc} = 0.2\sqrt[3]{f'_c} \quad (7)$$

$$V_{s_cal} = A_w f_{wy} z \cot \theta / s \quad (8)$$

$$V_{s_exp} = \sum A_w f_{wy} \quad (9)$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度、 d_m ：最大断面における有効高さ、 A_p ：PC 鋼材の総断面積、 b_w ：ウェブ幅、 σ_{cg} ：有効プレストレス、 A_w ：せん断補強鉄筋一組の断面積、 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の降伏強度、 z ：断面抵抗モーメントのアーム長(= $d/1.15$)、 s ：せん断補強鉄筋の配置間隔である。

せん断耐力の実験値について、せん断補強鉄筋のない供試体では V_{c_exp} は実験より得られた最大荷重の半分の値とし、せん断補強鉄筋を用いた供試体 P1-3.5-7S では V_{y_exp} を最大荷重の半分の値とし、 V_{s_exp} を式(9)で定め、 V_{c_exp} はせん断耐力 V_{y_exp} からせん断補強鉄筋貢献分 V_{s_exp} を差し引く形で算出している。 V_{s_exp} は今回の場合、試験せん断スパン内載荷点側の 3 組のせん断補強鉄筋のみによって負担され、最大荷重時これらはすべて降伏していたため、これらの和を式(9)で算出している。

すべての安全係数を 1.0 とし、かつ最大断面の有効高さを用いた場合でも、すべての供試体において、せん断耐力の実験値は計算値を大きく上回り、曲げ破壊した供試体を含めても、実験値と計算値の比 V_{y_exp}/V_{y_cal} は平均で 1.8 となった。また、導入プレストレス量が増加するに従って、実験値が計算値を大幅に超過する傾向があり、導入プレストレス量が大きな場合には相当な設計余裕度があることが明らかとなった。さらに、せん断補強鉄筋を配置した場合、せん断補強鉄筋貢献分の実験値は、圧縮斜材角を θ ($\cot\theta=\beta_n$) とした計算値を大きく上回り、これらの比は 1.52 となった。

このように、現行の設計式を用いることで定断面 PC はりおよび変断面 PC はりのせん断耐力を安全側に算出できることがわかった。しかしながら、特に PC 供試体については相当の設計余裕度があると考えられるため、経済的かつ合理的な設計に向け、今後も検討を重ねていく必要がある。

4. まとめ

本研究では、変断面 PC はりのせん断耐荷挙動を明らかにすることを目的に、プレストレス量、せん断スパン比、上面勾配を主な実験要因とした変断面 PC はりの静的載荷実験を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) プレストレスの効果によって、変断面はりでは定断面はりと比較して大幅にせん断耐力が向上することが確認された。

- (2) 本研究で対象とした変断面 PC はりは、斜めひび割れが十分に進展した後もしばらく荷重の増加に抵抗した。最終的には圧縮部コンクリートの破壊により荷重が低下したものが多く、変断面 PC はりの場合はコンクリートの圧壊と同時にかぶりコンクリートが剥落するような脆性的な破壊も観察された。
- (3) 変断面 PC はりでは、プレストレス量の増加に伴い曲げせん断ひび割れの発生位置が載荷点側に近づき、最終的な斜めひび割れの角度が大きくなった。
- (4) a/d が 2.5 の変断面 PC はりでは、 a/d が 3.5 の場合と比較して、大幅にせん断耐力が向上した。一方、上面勾配が大きくなるに従って変断面 PC はりの曲げひび割れの本数が増加する傾向が認められたものの、せん断耐力に明確な違いは認められなかった。
- (5) 本研究で対象とした変断面 PC はりのせん断耐力は、せん断補強鉄筋の有無に依らず、現行の設計式によって安全側に計算できることを確認した。ただし、導入プレストレス量が大きくなるに従って、相当の設計余裕度が生じることが明らかとなった。

謝辞：本研究の一部は、一般財団法人 橋梁調査会の平成 28 年度 橋梁技術に関する研究開発助成を得て実施したものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Chenwei HOU, Koji MATSUMOTO, Takayuki IWANAGA, Junichiro NIWA : SHEAR BEHAVIOR OF TAPERED RC BEAMS WITH STIRRUPS, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.61-66, 2015
- 2) Chenwei HOU, Takuro NAKAMURA, Takayuki IWANAGA, Junichiro NIWA : SHEAR BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE TAPERED BEAMS WITHOUT STIRRUPS, Journal of JSCE., Vol.5, No.1, pp.170-189, 2017
- 3) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2013
- 4) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書改訂資料 [基本原則編・設計編・施工編], コンクリートライブラリー138, pp.122-127, 2013
- 5) 三方康弘, 井上晋, 小林和夫, 仁枝保 : PC はり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.149-159, 2001
- 6) Macleod, I. A., Houmsi, A. : Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, pp.79-89, 1994