

広島大学 学生員 田中栄治
 熊本大学 正会員 岡本亨久
 法政大学 正会員 船越 裕

1. まえがき

本研究は圧縮強度 $800 \sim 1,000 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いたPC梁の終局耐力および変形性状について試験を行い、検討を加えたものである。腹部無補強梁を中心とした高強度PC梁の耐力、変形については昨年度土木学会年次学術講演会⁽¹⁾で報告したが、今回は腹部補強した梁を中心に耐力、変形性状に検討を加えた。

2. 実験方法

図1は伏試験体の断面寸法、載荷方法を示したものである。PC鋼棒には呼び名 $\times 3 \text{ mm}$ の丸棒C種1号 (SBPR 110/125) を用い下縁より 6 cm の位置に配置した。スタースラブには $\phi 6 \text{ mm}$ 、組立鉄筋には $\phi 7 \text{ mm}$ (いずれもSR-24) の普通丸鋼を使用した。コンクリートは載荷時の目標圧縮強度を $600, 800$ および 1000 kg/cm^2

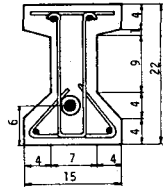
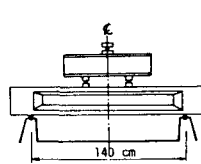


図1 断面寸法、載荷方法 (cm)

として配合を定め、その時の W/C はそれぞれ $40, 28$ および 24 %とした。導入直後の部材引張縁のプレストレスは、図2に示すようにPC示方書、高強度コンクリート設計施工指針(案)に準じて定めた。載荷は図1に示すように2点対称荷重により行ない、せん断スパンと有効高さの比 (%) は $2.0, 2.5, 3.0$ および 3.5 の4種に変化させた。

3. 実験結果と考察

表1は試験結果の一覧である。

図3は σ_c が 600 kg/cm^2 および 1000 kg/cm^2 の梁について終局時のせん断応力度 (τ_u) と % の関係をせん断強度率 ($Kr_{\sigma sy}$) をパラメーターに示したものである。 τ_u は % の増加とともに減少し、同一 $Kr_{\sigma sy}$ において σ_c が大なる程 % の増加に伴う τ_u の減少量は大きくなった。この τ_u の減少量は % 2.0 から 2.5 に変化する場合に最も大きく、

% が 3.0 以上ではこの τ_u の減少量は小さくなった。また、腹鉄筋を配置した梁における a/d の増加に伴う τ_u の減少割合は無補強梁の減少割合より小なることが認められ、各 a/d において $Kr_{\sigma sy}$ の相

表1 試験結果

No.	σ_c	a/d	θ	$Kr_{\sigma sy}$	P_{ic}	P_b	P_u	T_{ic}	T_u	破壊形式
1	1031	1.97	31	29	26.0	29.0	44.7	113	195	SCF, WCF
2	1052	1.98	30	60	25.0	29.8	50.0	112	223	SCF, WCF
3	1031	2.95	24	39	20.8	19.5	35.1	92	155	MTF
4	1004	2.96	30	60	20.0	17.5	33.6	89	149	MTF
5	1016	3.45	25	37	22.0	15.5	29.4	97	129	MTF
6	1004	3.45	25	75	18.0	14.6	27.9	80	124	MTF
7	850	1.98	32	28	20.4	24.8	41.6	91	185	SCF
8	792	2.96	27	0	19.7	16.0	27.3	88	121	DTF
9	850	2.94	24	39	17.2	15.0	31.1	76	138	MTF
10	792	3.47	28	0	17.3	13.4	24.1	77	107	DTF
11	850	3.45	24	38	17.3	12.9	26.7	77	118	MTF
12	623	1.97	34	26	21.8	25.0	34.0	97	151	SCF
13	638	1.98	34	51	20.0	23.0	35.5	88	157	SCF
14	623	2.97	28	33	16.0	15.3	27.1	72	121	SCF
15	596	2.93	28	65	16.0	15.6	27.7	70	122	MCF
16	638	3.45	25	38	16.5	13.1	22.7	73	100	MCF
17	592	3.48	28	66	16.0	13.7	21.2	72	95	MCF

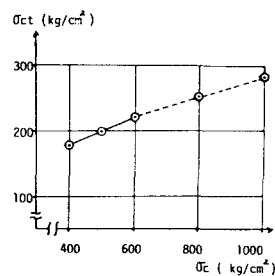


図2 導入プレストレス

<凡例>

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2), a/d : せん断スパンと有効高さの比,
 θ : 斜めひびわれ角度 (度), $Kr_{\sigma sy}$: せん断強度率 (kg/cm^2),
 P_{ic} : 斜めひびわれ発生荷重 (t), P_b : 曲げひびわれ荷重 (t),
 P_u : 破壊荷重 (t), T_{ic} : 斜めひびわれ発生時のせん断応力度 (kg/cm^2),
 T_u : 破壊時のせん断応力度 (kg/cm^2), SCF: せん断圧縮破壊,
 DTF: 斜引張破壊, SCF, WCF: せん断圧縮破壊と腹部圧壊の両方に伴った破壊, MTF: 曲げ引張破壊,
 MCF: 曲げ圧縮破壊

違による T_u の変化量は a/d が小なる程小さくなった。これは a/d が2.5以上では無補強梁の破壊形式が斜引張破壊であるため腹鉄筋を配置することにより破壊形式がせん断圧縮破壊、曲げ破壊へ移行し終局耐力は増大するが、 a/d が2.0の場合ではせん断圧縮破壊あるいは腹部圧壊とせん断圧縮破壊の両方に似た破壊となり、 $KrOs_y$ に影響されにくい破壊形式となったことが原因と考えられる。

図4は O_c が600 kg/m³と1000 kg/m³の梁について T_u と $KrOs_y$ の関係を a/d をパラメーターに示したものである。同一 a/d について比較すると $KrOs_y$ の増加に伴う T_u の増加量は O_c の相違に拘らずほぼ同一であり、腹鉄筋の補強効果に及ぼすコンクリート強度の影響は見られなかった。

図5は無補強梁に対するWalther⁽²⁾のせん断破壊理論値($T_{u,cal}$)と実験値と比較したものである。 a/d の増加に伴う T_u の減少割合は、実験値の方がWaltherの理論値より幾分大きい。定性的には非常によく似た傾向となった。これは高強度PC梁の破壊形式が特に a/d が小なる場合コンクリート強度の影響を受け易いせん断圧縮破壊あるいは腹部圧壊となり、Waltherの理論が対象としたせん断圧縮破壊に似た破壊形式となったことが原因として挙げられる。

図6は梁のスパン中央での最大荷重時のたわみ(δ_u)と斜ひびわれ発生時のたわみ(δ_{ic})との比(δ_u/δ_{ic})と O_c の関係を示したものである。対象としたのは $a/d = 3.0, 3.5$ の場合で曲げ破壊を起した梁である。本実験では $O_c = 800$ kg/m³より小なるときは曲げ圧縮破壊、 $O_c = 800$ kg/m³以上では曲げ引張破壊を起こした。 O_c が600 kg/m³と800 kg/m³の間では破壊形式が曲げ圧縮破壊から曲げ引張破壊へと移行するため、 δ_u/δ_{ic} は幾分増加することが認められたが、 O_c が800 kg/m³以上では O_c が増加しても δ_u/δ_{ic} は一定であった。コンクリート部材のじん性を評価する指標としてじん性率があり、高強度RC部材ではじん性率は常用強度のRC部材と同等であるという報告⁽³⁾もあるが、高強度PC梁の場合破壊が急激で非常にぜい性的であることより、使用時の許容応力度をある程度低減するなどの配慮が必要である。

4. あとがき

高強度PC梁のせん断耐力ならびに曲げじん性に関する報告を、高強度PC梁では O_c の増大とともに耐力は高くなるが、じん性は常用強度の場合とほとんど変わらないことからこの点に留意した設計が必要であると思われる。なお、本研究には土木学会吉田研究奨励金を授与されましたことを付記し謝意を表します。

(文献) (1) 船越, 岡本, 田中「高強度コンクリートを用いたPC梁の耐力」第36回土木学会年講集 (2) Rene Walther, Beton und Stahlbetonbau 11/1962 (3) 村田, 第6回セメント協会研究所講演会資料, 4月, 1982年

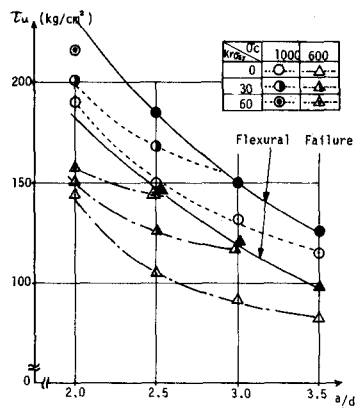


図3 T_u と a/d の関係

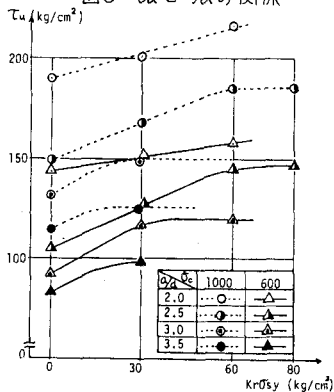


図4 T_u と $KrOs_y$ の関係

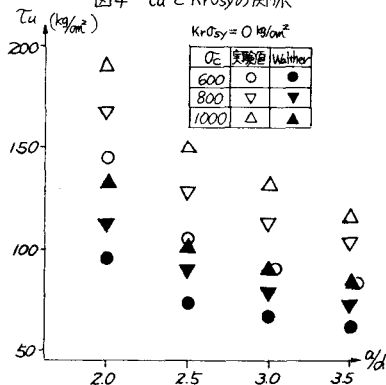


図5 Waltherの理論との比較

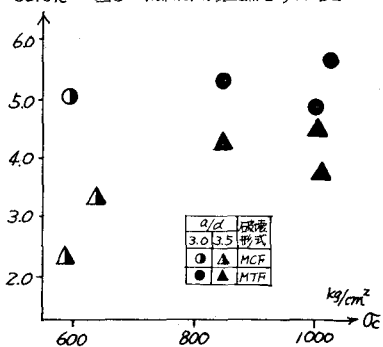


図6 du/dic と O_c の関係