

(8) プレストレストコンクリート部材の
せん断耐力に関する基礎研究
(アーチ機構に及ぼすプレストレスレベルの影響)

東京電機大学工学部建築学科 正会員 中野清司
同 上 正会員 立花正彦
大成建設株式会社設計部 本多和人
東京電機大学工学部建築学科 O吉村鉄也

1. はじめに

コンクリート系構造物として、鉄筋コンクリート(RC)構造、プレストレストコンクリート(PC)構造、プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)構造などがあるが、現在、日本建築学会の設計指針・基準は、それぞれ独立して制定されている[1]～[4]。これらの設計指針・基準の設計法が統一された場合、建物の安全および耐震性が統一され、また、コンクリートの弱点を積極的に補強するプレストレスを設計者が容易にコンクリート系構造物に利用することができる。

一方、土木分野では、昭和61年に土木学会コンクリート基準示法書が全面的に改定され、限界状態設計法が導入された[5]。建築分野においても平成2年に日本建築学会よりRC造の終局強度型耐震設計指針・同解説(以下RC終局指針という)[6]が制定されるなど、終局強度設計或いは限界状態設計法へ移行する方向にある。

本研究では、これらの現状を踏まえて、コンクリート系構造物に関する一貫した設計法を作成するための基礎資料を得る目的で、現在まだ一般式が確立されていない終局せん断強度式について、RC終局指針で採用されたせん断抵抗概念であるコンクリートの負担するアーチ機構に着目して、このアーチ機構に及ぼすプレストレスレベルの影響をせん断補強筋の無い縮小試験体により実験的に検討した。その結果より、プレストレスレベルの影響を考慮したアーチ機構について提案したものである。

2. 実験計画と試験体

実験計画を表-1に示す。実験変数としてプレストレスレベルを $\sigma_g = 0, 12.5, 25, 50, 75, 100 \text{ kg/cm}^2$ の6水準、せん断スパン比を $M/QD = 0.5, 1.0, 1.5$ の3水準とした。試験体総数は15体である。各試験体の実験変数の組み合わせを表-2に示す。

表-1 実験計画

M/QD	σ_g Pw	σ_g					
		0	12.5	25	50	75	100
0.5	0.0				○		
1.0	0.0	○		○	○	○	○
1.5	0.0	△	△	●	●	○	●

○:モルタル、△:マイクロコンクリート
●:モルタル、マイクロコンクリート各1体づつ

表-2 実験変数の組合せと材料の機械的性質

試験体名	せん断スパン比 M/QD	平均プレストレス σ_g (kg/cm ²)	コンクリート 圧縮強度 Fc(kg/cm ²)	ヤング係数 Ec(kg/cm ²)	鋼材
5-50I	0.5	50	541	286	PC鋼棒 9.2φ SBP0
10-0I	1.0	0	537	256	130/145 $\sigma_y=14.6$ (tf/cm ²) $\sigma_u=15.2$ (tf/cm ²) Ep=2030 (tf/cm ²)
10-25I		25	570	—	
10-50I		50	593	275	
10-75I		75	570	—	
10-100I		100	537	256	
15-25I	1.5	25	483	—	PC鋼棒 7.4φ SBP0 130/145 $\sigma_y=14.4$ (tf/cm ²) $\sigma_u=15$ (tf/cm ²) Ep=2020 (tf/cm ²)
15-50I		50	483	—	
15-75I		75	483	—	
15-100I		100	483	—	
M15-0I	1.5	0	480	331	PC鋼棒 7.4φ SBP0 130/145 $\sigma_y=14.4$ (tf/cm ²) $\sigma_u=15$ (tf/cm ²) Ep=2020 (tf/cm ²)
M15-12I		12.5	480	〃	
M15-25I		25	480	〃	
M15-50I		50	480	〃	
M15-75I		75	480	〃	
M15-100I		100	480	〃	

試験体詳細図を図-1に示す。試験体の断面は $b \times D = 50 \times 100 \text{mm}$ とし、使用鋼材は直径 7.4mm または 9.2mm のアンボンドPC鋼棒とし、断面の上下にかぶり厚さ 25mm で1本ずつ合計2本配置した。また、試験区間外の両端部には補強のため主筋 ($2-3.2 \phi$) 及びせん断補強筋 ($2\phi @ 10$) を配置した。なお、コンクリートはモルタルとマイクロコンクリートの2種類を作成し、早強コンクリートを使用した。モルタルは豊浦産標準砂を用い、マイクロコンクリートは豊浦産標準と最大粒径 5mm の砂粗骨材を用いた。これら使用材料の機械的性質を表-2に示す。

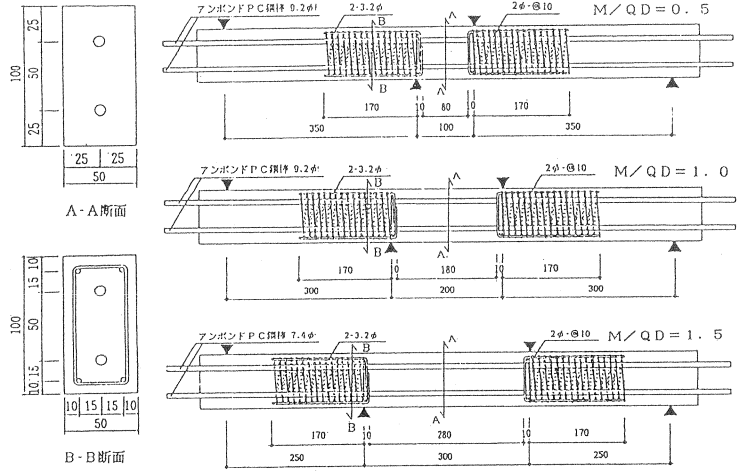


図-1 試験体詳細

3. 実験方法

実験方法と測定方法を図-2に示す。実験は加力ビームを介してアムスラー型万能試験機で連続ばり形式により逆対称モーメントを作用させた。荷重はすべて一方向単調荷重とした。試験体の曲げせん断変形は電気式変形計(精度 $1/500 \text{mm}$)を用いて行った。

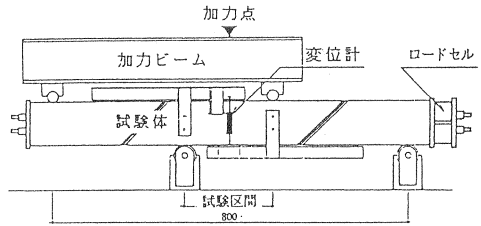


図-2 実験方法と測定方法

4. 実験結果及び考察

1) ひび割れと破壊状況

最大耐力時のひび割れと破壊状況の代表例を破壊モード別に図-3に示す。本実験の破壊モードは、3つのタイプに分類できる。タイプIは、荷重点に曲げひび割れが認められないまません断斜張力ひび割れによりせん断破壊する。タイプIIは、曲げひび割れ発生後せん断斜張力ひび割れによりせん断破壊する。タイプIIIは、曲げひび割れ発生後荷重点付近でせん断圧縮破壊する。各試験体の破壊モードを表-3に示す。

同一のせん断スパン比の時プレストレスレベルの増大に伴い、曲げひび割れの長さは短くなり、コンクリートのせん断破壊は急激に発生し、せん断破壊の範囲は広がる。モードIの破壊は、

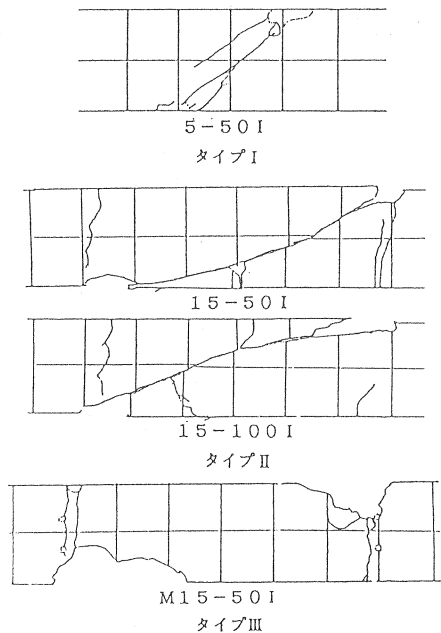


図-3 最大耐力時の破壊状況

表-3 各試験体の破壊モード

試験体名	破壊モード	Qcr(kgf)	Qe(kgf)	Qc(kgf)	Qe/Qc	Vu(kgf)	Qe/Vu
5-50 I	タイプ I	-	3193	3689	0.86	2406	1.32
10-0 I	タイプ II	105	1164	1884	0.62	1367	0.85
10-25 I	" "	480	2055	1970	1.04	1395	1.47
10-50 I	" "	1140	2582	2324	1.11	1411	1.82
10-75 I	" "	1200	2439	2405	1.01	1395	1.74
10-100 I	" "	1260	2244	2336	0.96	1367	1.64
15-25 I	" "	357	1238	1226	1.01	898	1.37
15-50 I	" "	545	1388	1309	1.06	898	1.54
15-75 I	" "	636	1488	1397	1.06	898	1.65
15-100 I	" "	841	1613	1447	1.11	898	1.79
M15-0 I	タイプ III	191	947	1087	0.87	895	1.05
M15-12 I	" "	295	1000	1168	0.85	895	1.11
M15-25 I	タイプ II	432	1204	1223	0.98	895	1.34
M15-50 I	タイプ III	602	1377	1323	1.04	895	1.53
M15-100 I	" "	795	1523	1443	1.05	895	1.70

注) Qcr: 曲げひび割れ発生荷重
 Qe: セン断耐力実験値
 Qc: 本推定式によるセン断耐力計算値
 Vu: RC終局指針によるセン断耐力計算値

M/QD=0.5の試験体のみである。他の試験体は、すべて曲げひび割れが発生しており、モードIIはモルタル試験体で、モードIIIはマイクロコンクリートの試験体でそれぞれ観察された。これはマイクロコンクリートを使用した場合、骨材の存在によりセン断斜張力ひび割れの発生耐力が増大したためと考えられる。

最大セン断耐力時の圧縮域の範囲(Xn/D)とプレストレスレベル(σ_g/F_c)との関係を図-4に示す。最大セン断耐力時の圧縮域の範囲はプレストレスレベルが高くなるほど広がる。

2) 荷重～変形曲線

各試験体の荷重～変形曲線を実験変数別に図-5に示す。同図中の↓は曲げひび割れ発生点を示す。なお、最大セン断耐力後急激に耐力低下が生じたため、最大セン断耐力後の荷重～変形曲線は測定できなかった。

曲げひび割れ発生までの初期剛性はセン断スパン比が同じであればプレストレスレベルにかかわらずほとんど同じ性状を示す。また、曲げひび割

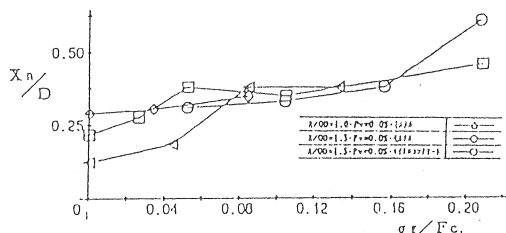


図-4 最大セン断耐力時の圧縮域の範囲とプレストレスとの関係

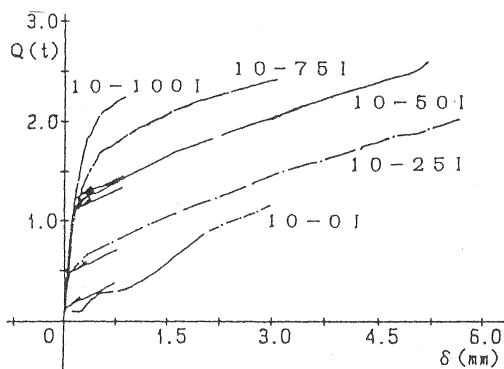


図-5 荷重～変形曲線

れ発生後の剛性もほぼ同じ勾配を示す。最大せん断耐力時の変形量はプレストレスレベルが低いときは増大し、高レベルになるとプレストレスレベルが増大するほど小さくなる傾向を示す。

3) 最大せん断耐力

各試験体の最大せん断耐力 (Q_e) を表-3に示す。また、最大せん断耐力をコンクリートの圧縮耐力で無次元化した値 ($Q_e/bDFc$) と各実験変数: プレストレスレベル (σ_g/Fc), せん断スパン比 (M/QD) との関係を図-6に示す。

プレストレスレベルが $0 \leq \sigma_g/Fc \leq 0.2$ の範囲ではプレストレスレベルが増大することにより最大せん断耐力はほぼ直線的に増大する。しかしながら、 $0.04 \leq \sigma_g/Fc \leq 0.20$ の範囲ではほぼ直線的に増大するが、 $0 \leq \sigma_g/Fc \leq 0.04$ の範囲の上昇率より若干低下する傾向を示し、せん断スパン比によってはほぼ一定となる傾向を示す。

最大せん断耐力とプレストレスレベルとの関係と図-4に示す最大せん断耐力時のコンクリートの圧縮域の範囲とプレストレスレベルとの関係を比較すると、コンクリートの圧縮域の範囲の増大傾向と最大せん断耐力の増大傾向とがほぼ一致している。このことより、最大せん断耐力はコンクリートの圧縮域の範囲と大きく関わりがあるものと考えられる。

最大せん断耐力はせん断スパン比が小さくなると高くなり、その上昇勾配はプレストレスレベルにかかわらずほぼ同じである(図-6(b))。また、モルタルの試験体とマイクロコンクリートの試験体の最大せん断耐力を比較するとほぼ同じ値を示し、本実験ではコンクリートの材質による影響は認められなかった。

5. せん断補強筋のないPCばりの最大せん断耐力

1) アーチ機構のモデル

本研究では図-7に示すアーチ機構のモデル化を考える。このモデル化による最大せん断耐力 (Q_c) の推定式は次の通りである。

$$Q_c = b \cdot X_n \cdot \cos \theta (\alpha \cdot F_c) \sin \theta$$

但し X_n : 圧縮束のせい

θ : アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度

α : コンクリート圧縮強度低減係数

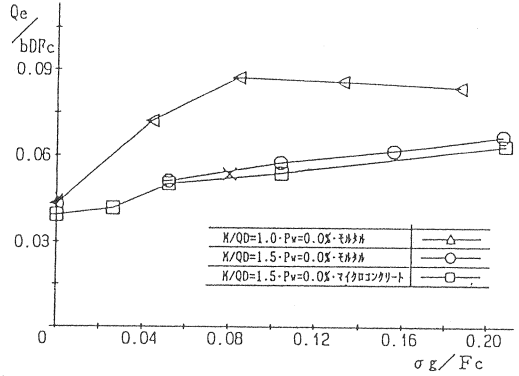


図-6(a) 最大せん断耐力とプレストレスレベルとの関係

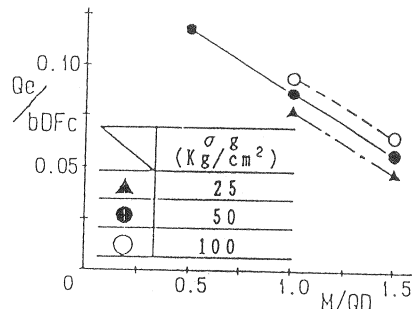


図-6(b) 最大せん断耐力とせん断スパン比との関係

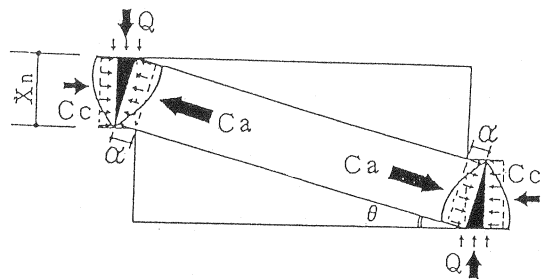


図-7 アーチ機構のモデル

X_n は、加力点の曲げモーメントより算出するコンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離と RC 終局指針で示されるせん断耐力に対して最も効率のよい θ より求めた値のうち、不利な値を取る。このことにより X_n の値は、軸方向力を考慮することができる。また、曲げひび割れ発生部分にアーチ機構による圧縮束が存在するという矛盾が解決されると考えられる。更に、高プレストレスになると曲げひび割れ長さは短くなり、 X_n は RC 終局指針で示される値となる。このことにより、高プレストレスになるとせん断耐力が頭打ちになるという実験の傾向とほぼ一致するものと考えられる。

アーチ機構のコンクリート圧縮応力の分布は図-7に示すように、曲げ応力の分布との釣り合いから三角形または放物線に近い分布になるとも考えられる。この応力分布を長方形分布に近似するための低減係数を α とする。但し、この係数にはアーチ機構の寸法及び断面形状によるコンクリート強度の低減（シリンダー強度と比較して）も含まれているものとする。

ここではこの係数 α は実験値より求める。実験より算出した係数 α と σ_g / F_c との関係を図-8に示す。ここで、 X_n は各素材の応力～歪度関係及び断面の平面保持を仮定しプレストレスを柱軸力とみなして算出した曲げモーメント～曲率 ($M \sim \phi$) 関係[7]より、最大せん断強度時の曲げモーメントに相当する時の値を用いた。その M / ϕ 関係の一例を図-9に示す。なお、同図中の X_n' はプレストレスを柱軸力と見なして一般化累加強度のもつ性質[8]により算出した値であり、最大曲げ強度時の X_n の値とほぼ一致している。また、同図中の MB (略) 及び MB (精) は学会基準[2]による略算値と精算値（コンクリートの最大歪を 0.02 とした）を示す。

図-8より、 α の値はプレストレスレベルになると小さくなる傾向を示す。これは低プレストレスレベルの場合には、コンクリート圧縮域の長さ X_n が、実験値と計算値で相違しているためと考えられる。そこで実験値の X_n を用いて算出すると矢印で示す位置に移動し、ほぼ $\alpha = 0.75$ となる。以上より、縮小試験体のアーチ機構のコンクリートの圧縮強度の低減係数は、 $\alpha = 0.75$ と推定できる。

2) 実験値と比較検討

各試験体の実験値と計算値の比較を表-3及び図-10に示す。ここでの計算値 X_n は図-10に示されるように最大せん断耐力時にはほぼ最大曲げ強度の一般化累加強度の性質より算出した中立軸

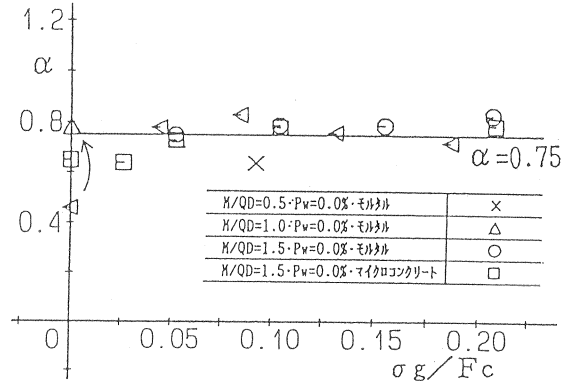


図-8 コンクリート強度の低減係数

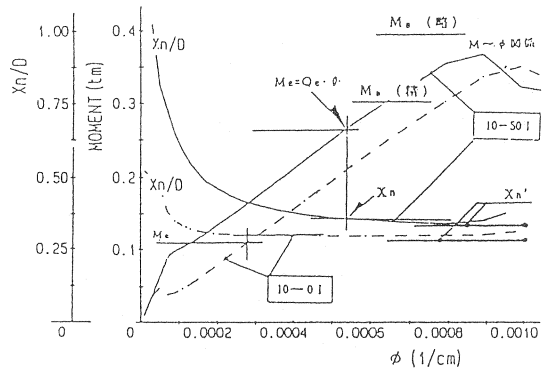


図-9 曲げモーメント～曲率
および中立軸位置～曲率関係の計算例

位置 X_n' と一致していることから、この X_n' の値を用いた。この図より、実験値を1割の誤差範囲で評価でき、この推定式でプレストレスがせん断強度に及ぼす影響を考慮できる事が明らかとなった。なお、参考のためにRC終局指針意よる計算値 (V_u :アーチ機構のみ)を同表に示す。 V_u の値は、実験値を過小評価する。特に、プレストレスレベルを考慮した式ではないので、 σ_g が高いほど Q_e/V_u の値が大きくなる。

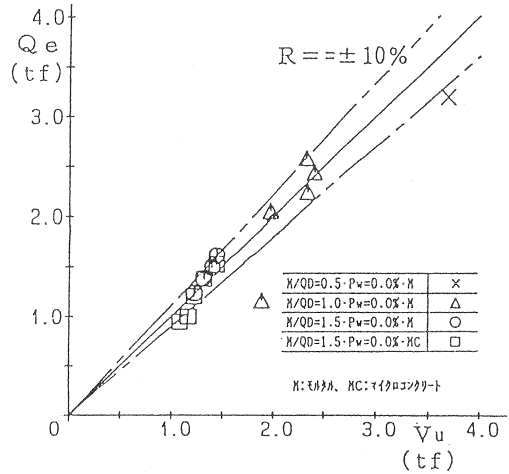


図-10 各試験体の実験値と計算値の比較

6. まとめ

せん断補強筋を有しないせん断破壊先行型のプレストレストコンクリート部材の縮小試験体を用いて、プレストレスレベルおよびせん断スパン比を実験変数とした15体の実験結果より下記のことが明らかとなった。

- (1) 最大せん断耐力時のコンクリートの圧縮域の範囲は比較的低いプレストレスレベルではプレストレスレベルが高くなるほど広がる傾向にあり、そしてプレストレスレベルがあるレベル以上になるとほぼ一定となる傾向を示す。
- (2) プレストレスによるせん断耐力の増分は、比較的低いプレストレスレベルではプレストレスレベルが高くなるほど大きくなる傾向にあり、そしてプレストレスレベルがあるレベル以上になるとせん断耐力の増分の割合が小さくなる傾向を示す。
- (3) プレストレスによるせん断耐力の増分の傾向と最大せん断耐力時のコンクリートの圧縮域の範囲の傾向とはほぼ一致する。
- (4) せん断補強筋を有しないプレストレストコンクリート部材のせん断強度はアーチ機構における圧縮域の長さをコンクリートの圧縮縁から中立軸位置までの距離を考慮した推定により、プレストレスレベルの影響を含めて評価することができる。

謝 辞

本実験用資材の御提供頂きました高周波熱練(株)および大木建設(株)に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- [1] 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同説」1988 [2] 日本建築学会「プレストレストコンクリート構造設計施工規準・同説」1987 [3] 日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート構造計算規準・同説」1986 [4] 日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同説」1987 [5] 土木学会「コンクリート基準示法書」昭和61年 [6] 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」1990 [7] 仲威雄、森田耕次、立花正彦「鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その2)」日本建築学会論文報告集 No. 260 昭和52年10月 [8] 立花正彦「累加特性によるコンクリート系構造部材断面の曲げ性状に関する研究」コンクリート工学論文集 第3巻第2号 1992年7月