

組立PC不静定はりの崩壊機構に関する研究

京都大学 六 車 熙 ○同 富 永 恵

はじめに

不静定構造物をプレストレストコンクリート（以下PCと略記）造によって構築する場合、あらかじめ緊張力を導入したプレキャストブロックを現場で組立てて、打継部にボステン方式で緊張力を導入すれば、緊張力導入に伴う2次不静定力も少なく好都合である。本研究はこのような組立PC不静定はりに荷重が載荷される時、塑性ヒンジ理論を適用するに充分な断面のFull plastic actionを期待しうるかどうか、くり返し荷重をうける時破壊機構に変化が生じるか、および、クラウトによる付着の有無とその性状に差を生じるか等の疑問を実験的に解明することを目的としている。

1. 試験体および載荷装置

実験に用いた試験体はFig. 1に示すような架構で、I型断面をもつプレキャストPCはりの一端が柱相当部分（以下柱と略記）に打継目地を介して剛接され、他端がヒンジ・ローラー支点機構によって支持されている1次不静定はりである。柱および支点機構は剛強な鉄骨製反力ボーム上に固定した。載荷荷重により生じる柱側はり端 モーメントによって柱が構面方向へ倒れるのを引き起す目的で、柱断面重心より偏心距離83.3mmの位置で柱内に設けたシース孔を通り、柱台に一端を定着した2-φ14^{mm}PC鋼棒を30ton油圧ジャッキで緊張した。はりの他端にある支点はローラーとヒンジ機構をもち、かつ、はり-柱接合時に生じる支座位移の多少の上下高さの狂いを1対のくさびによって調節することができる。柱内面と支座位までの距離は3400mmで、荷重は支座位より2050mmのところに設けたフレームを反力受けとして30ton油圧ジャッキにより載荷した。その結果弾性範囲ではFig. 2に示すように載荷点正モーメントの1.55倍の負モーメントが固定端に生じる予定であった。試験中載荷点、および、固定端の作用モーメントを知るため、載荷点および支座位にロードセルを挿入し、載荷荷重および支座位反力を実測した。

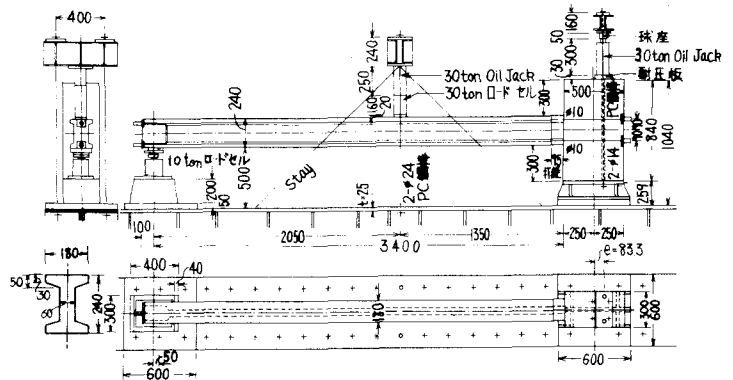


Fig. 1 試験体寸法と載荷装置 (単位 mm)

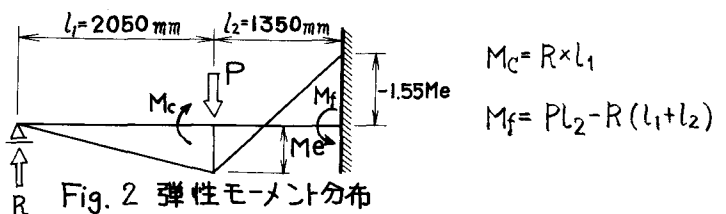


Fig. 2 弾性モーメント分布

試験体にはTable-1に示すような種別を設けた。すなわち、クラウトのない場合（記号-1）について(i)柱-はり一体式（記号E0（普通コンクリート）、およびEL（人工軽

量骨材コンクリート)」、(ii) 柱
 -はり組立式 (EJ (普通コン
 クリート), EJL (人工軽量骨材コ
 ンクリート))。また、(ii)の組立
 式の場合についてはそれぞれフラ
 ウトのある場合 (記号-2) を設
 けた。

Table-1 試験体種別

試験体 名称	打 有	継 無	コンクリート		フラウト の有無	備 考
			種 別	公称28日圧縮強度 本体部 打継部		
EO-1	なし	普通	普通	400	300	なし
EL-1	なし	人工軽量	人工軽量	400	300	なし
EJ-1	あり	普通	普通	400	300	なし
EJ-2	あり	普通	普通	400	300	あり
EJL-1	あり	人工軽量	人工軽量	400	300	なし
EJL-2	あり	人工軽量	人工軽量	400	300	あり

2. 材 料

鋼棒—高周波熱線KK製φ10mm4種孔鋼棒 (端部転造ネジ切ア
 ット着着) を各試験体断面に2本用いた。その応力 ひずみ曲線を
 機械的諸性質とともにFig.3に示す。

セメント—宇部普通ポルトランドセメントを用いた。JIS規格に
 による、7および28日曲げおよび圧縮強度は、それぞれ、31.6,
 47.0, 75.6 および 134, 248, 427 kg/cm^2 をあった。

骨材—自然骨材として砂および砂利とも野洲川産で、最大粒径、
 粗粒率、および比重はそれぞれ5mm, 2.53, 2.63 および 20mm
 , 7.30, 2.65であった。人工軽量骨材は大政セメントKK製ライオ
 ナイトで、最大粒径20mm, 粗粒率7.25, 比重1.25であった。

コンクリート—本体および打継用普通コンクリート重量配合比はそれぞれ、1 : 1.35 : 1.94, ω/c
 = 0.39, および 1 : 2.18 : 2.85, ω/c = 0.50であり28日公称圧縮強度はそれぞれ、400 および 300 kg/cm^2
 であった。人工軽量骨材コンクリートの場合は普通コンクリートの粗骨材だけを人工軽量骨材で
 置換した重量配合比で 本体および打継用コンクリートはそれぞれ、1 : 1.35 : 0.91, ω/c = 0.29お
 よび 1 : 2.18 : 1.34, ω/c = 0.50であり、28日公称圧縮強度はそれぞれ、400 および 300 kg/cm^2 であ
 った。

3. 試験体の製作

Fig.4は試験体の製作・組立過程計画を示したフローチャートである。一体式試験体は柱・はり
 一度にコンクリート打設し、フラウトを行わない試験に供した。組立式試験体は柱とはりとは別
 々にコンクリート打設した。柱およびはりの打継側緊張材定着ナットに減導剤としてシリコーンを塗
 布した後、両アローフ別々に同じ計画緊張力 $2 \times (5.8 \text{ ton} / 1-\phi 10^{\text{mm}} \text{ 鋼棒})$ を導入した。打継部と反対
 側の緊張材定着ナットと耐圧版間に電気抵抗線ひずみ計を貼付したカラーナットを挿入して導入緊張
 力の大きさを確かめた。緊張力導入直後打継部緊張材をFig.5に示すようにカップレーCをつなぎ打継
 部コンクリートを打設した。母体コンクリート打継面はノミとブラッシで予め粗面とした。この際、
 打継部緊張材位置を中心としてその周囲の断面6cm×6cm×打継長さ9.5cmだけ打継部コンクリ
 ートを打設しない開孔を設け、はりの上、下面より緊張材が露出するようにした。打継部コンクリ
 ート硬化後にこの開孔を利用してスパナで緊張材定着ナットAおよびBを緩めると、打継部緊張材に緊

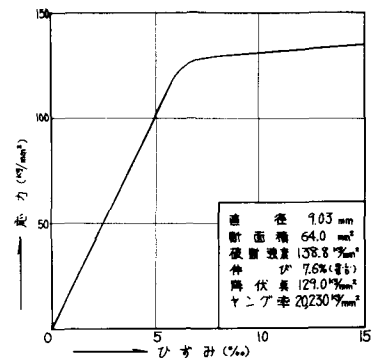


Fig.3 鋼棒の応力-ひずみ曲線

試験体種別による緊張力減退の有様を Table-2 に一括して示す。表中一体式試験体 E0-1, EL-1 の試験時有効緊張力はコンタクトケースの測定結果による。また打継ぎのある試験体については柱とはり別々にカラーナットによる 1 次導入緊張力測定を行なった。打継ぎ部に緊張力を導入し柱とはりとの剛接を行なう 2 次緊張力導入前の有効緊張力は、コンタクトケースによるはりの緊張力損失率と同じだけの緊張力損失が柱にも生じると考えて算出した。2 次緊張力導入による緊張力損失はカラーナットのひずみから測定した。2 次緊張力導入後試験時までの緊張力損失はコンタクトケースによって測定した。

Table-2 によると、人工軽量コンクリート試験体より普通コンクリート試験体の方が緊張力損失率、コンタクト試験体では一体式にくらべて緊張力損失がやや少ない。付着の有無による差は明らかでない。

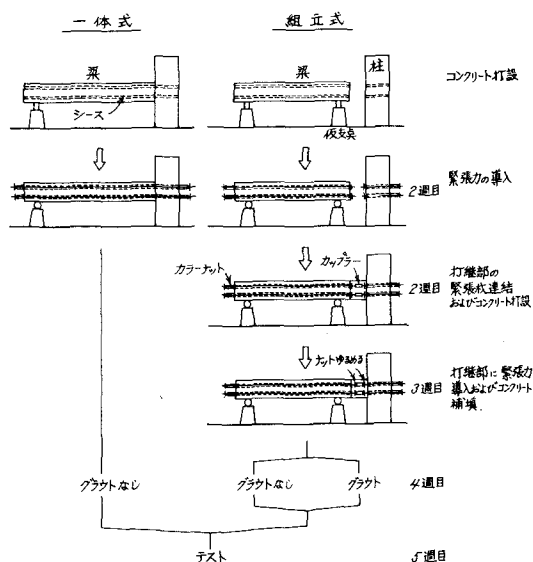


Fig.4 試驗體製作過程

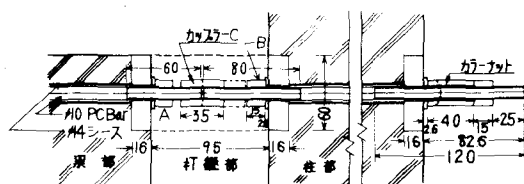


Fig. 5 打継部・緊張力導入法

Table-2 試験体種別と緊張力の変化

[illegible]

験体より普通コンクリート試験体の方が緊張力損失が多い。また、打継ぎのある場合、普通コンクリート試験体では一体式にくらべて緊張力損失がやや大きい。人工軽量骨材コンクリート試験体では少ない。付着の有無による差は明らかでない。

5. 実験方法

柱固定用鋼棒を少し緊張して柱を固定したあと、試験体自重による支点反力が生じるように支点機構の1対のくまびを相対的に動かし支点の高さを調節した。柱の回転に対するモニターとして、柱外面上端より1.0 cmの位置の水平移動を1/100 mm/div.ダイヤルゲージで測定した。荷重が増大するにつれて柱が構面内方向へ傾くが、柱固定用緊張棒を油圧ジャッキで緊張し、柱の傾斜を修正しながら載荷した。荷重は零から出発してはり固定端上面にひびわれが生じるまで載荷し、一度零にもどした。再載荷して荷重を更にふやしていき、載荷点はり下面にひびわれが生じてから再び零にもどした。そ

の後再び載荷を始め、架構全体が崩壊するまで試験した。この試験中、荷重および支点反力の大きさは載荷点および支点ロードセルにて直接測定した。はりの変形性能を調べるため、載荷点では上下へりひずみを検長500mmとして1/1000mm/div.タイアルゲージで測ることにより、また固定端では柱内面より47.5, 142.5, 227.5mm点のはり撓みを1/1000mm/div.タイアルゲージで、圧縮へりひずみを電気抵抗線ひずみゲージで測ることにより断面の回転変形、へりひずみを求めた。その他、載荷点のはりの撓みをはり下面で1/10mm/div.タイアルゲージによって測定した。載荷試験中の緊張材能力の変化は試験体の両端定着部に挿入してあったカラーナットをロードセルとして測定した。

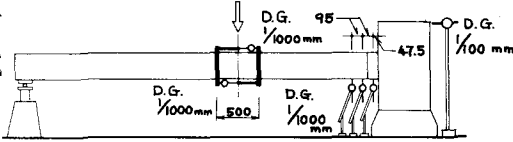


Fig. 6 変形測定方法 (mm)

6. 実験結果

6.1 載荷試験時のコンクリートの品質

試験体の柱とはリフレキヤスト部および打継部コンクリート打設時にそれぞれφ15×30cm およびφ10×20cm テストシリンダーを6ヶづつ採取し、試験時にその圧縮強度、引張強度、弾性係数を調べた。その結果をTable-3に示す。打継部のように2種のコンクリートが存在しているときは、その作用面積に割振ってその力学的品質が現われるものと考えた。

Table-3 コンクリートの力学的諸性質

試験体 記号	本体コンクリート			打継コンクリート(連結)			打継コンクリート(カマス部)		
	σ_{cb} kg/cm ²	σ_{ct} kg/cm ²	$E_c(1/300)$ kg/cm ²	σ_{cb} kg/cm ²	σ_{ct} kg/cm ²	$E_c(1/300)$ kg/cm ²	σ_{cb} kg/cm ²	σ_{ct} kg/cm ²	$E_c(1/300)$ kg/cm ²
EO-1	401	28.7	3.56x10 ⁵	—	—	—	—	—	—
EL-1	386	32.2	254	—	—	—	—	—	—
EJ-1 -2	417	33.9	3.64	337	24.9	3.00	353	18.8	3.24
EJL-1 -2	402	33.7	252	290	26.7	2.31	280	27.4	2.18

6.2 荷重 変形関係

はりの荷重-載荷点たわみ関係をFig.7に、また、載荷点および固定端モーメント-曲率関係をそれぞれFig.8 a, bに示す。載荷点および固定端曲率は検長をそれぞれ500mm および142.5mmとして求めた。柱が架構構面内へ傾斜するのを防ぐために、緊張材によって逆モーメントを柱へ作用させたが、一部の試験体において柱の底面の座わりが悪く、柱の倒れを充分に防止することができなかった。それ故、Fig.8の固定端曲率は柱の傾斜角を差引いて示した。EJL-1は測定ミスで測定できなかった。Fig.7,8から次のことが判明した。すなわち、付着、打継ぎの有無、骨材の種別に関係なく、ひびわれ荷重を2回くり返して載荷した後の残留変形は、その終局変形にくらべて非常に小さく、また、ひびわれ発生時の変化は大差ない。ひびわれ発生後、荷重-変形関係は付着の有無により差が生じる。付着のある場合は比較的小さな変形状態をYieldに入るが、付着のない場合は明確なYield点がない。打継ぎの有無による荷重-変形関係の系統的な差はない。打継ぎ部の終局耐力はかなりバラついているが、コンクリート材令を一定にできなかったのが原因であると思われる。

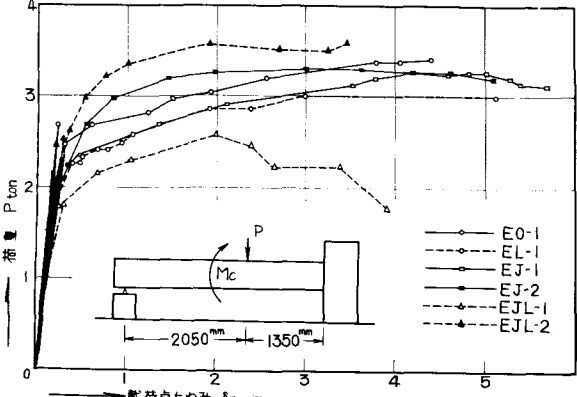


Fig. 7 載荷点たわみと荷重との関係

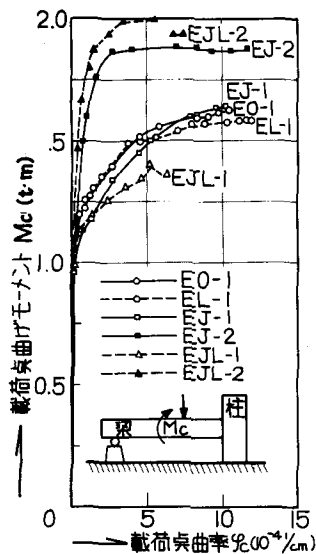


Fig.8 a 荷重-載荷点曲率関係

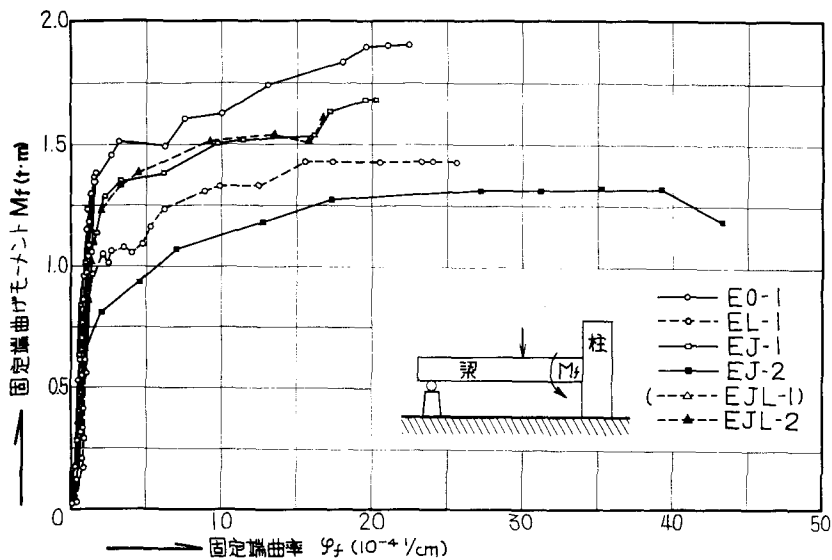


Fig.8 b 荷重-固定端曲率関係

6.3 初ひびわれの発生

肉眼で見える初ひびわれは、全ての試験体とも固定端上端に生じた。固定端および載荷点における弾性モーメントの比率はFig. 2のように1.55 : 1であることからこのことは当然である。Table-4は載荷点および固定端での初ひびわれ発生時の実験結果を示すが、固定端初ひびわれ時の固定端、載荷点モーメント比 (M_f/M_c) は弾性モーメント比率と大きく違っている。これはFig. 9の初ひびわれ時モーメント分布からも明らかである。この原因として、一部の

Table-4 はり試験結果 (初ひびわれ時)

試験体 記号	試験体 コンクリート 強度 (t)	有効 緊張力 (t)	固定端初ひびわれ時						載荷点初ひびわれ時					
			荷重 (t)	載荷点 曲率 ($10^{-4}/cm$)	M_c	θ_c	M_f	θ_f	荷重 (t)	載荷点 曲率 ($10^{-4}/cm$)	M_c	θ_c	M_f	θ_f
EO-1	25	11.39	2.68	0.21	1.40	1.12	1.29	1.81	2.53	0.28	1.24	2.07	1.36	2.26
EL-1		11.61	1.81	0.20	0.94	0.95	0.89	1.28	2.33	0.29	1.38	1.40	0.87	2.16
EJ-1	42	10.85	1.93	0.16	0.97	0.78	1.00	1.23	2.08	0.20	1.13	1.03	0.94	1.54
EJ-2		11.01	1.44	0.13	0.82	0.60	0.59	0.99	2.01	0.22	1.24	1.70	0.65	1.65
EJL-1	41	11.69	1.74	0.21	1.02	1.09	0.65	1.60	1.81	0.25	1.03	1.50	0.73	1.83
EJL-2	44	11.22	1.66	0.19	1.02	0.92	0.55	1.22	2.23	0.24	1.24	1.24	0.96	1.61

Table-5 はり試験結果 (降伏時)

試験体 記号	固定端降伏時						載荷点降伏時					
	荷重 (t)	たわみ (cm)	M_c	θ_c	M_f 実験値計算値	θ_f	荷重 (t)	たわみ (cm)	M_c	θ_c	M_f 実験値計算値	θ_f
EO-1	3.34	3.54	1.61	4.16	1.83 1.50	14.4	3.34	3.54	1.61 1.61	4.16 1.83	14.4	
EL-1	3.00	2.99	1.58	35.0	1.43 1.51	22.1	3.00	2.99	1.58 1.59	35.0 1.43	22.1	
EJ	-1	3.27	4.20	1.65	480	1.68 1.51	27.7	3.27	4.20	1.65 1.59	480 1.68	27.7
	-2	3.30	3.17	1.89	34.8	1.31	38.6	3.27	1.98 1.89		20.2 1.27	24.6
EJL	-1	2.60	1.99	1.40	23.2	1.19 1.29	15.3	2.60	1.99 1.40 1.49	23.2 1.19	15.3	
	-2	3.49	1.44	1.94	34.3	1.50	22.5	3.49	1.94 1.94		34.3 1.50	22.5

(註) M_c : 載荷点正モーメント ($t \cdot m$), M_f : 固定端負モーメント ($t \cdot m$)
 θ_c : 載荷点断面回転角 (梁長50.0cm, $10^{-3} rad$), θ_f : 固定端断面回転角 (梁長H.25cm, $10^{-3} rad$)

試験体で柱の倒壊が生じたためにその固定度が下がったことにもよるが、また、肉眼でひびわれを発見するときには既にはりの剛性変化が生じてモーメントの再分配が起っていることが、支点反力およびコンクリートひずみの変化から認めることができる。Fig. 10は固定端・載荷点モーメントの比 (M_f/M_c) と載荷荷重との関係を示したものであるが、固定端初ひびわれ荷重よりかなり小さい荷重でモーメント再分配が生じている。ひびわれモーメントに関しては打継部は一体式に比べて不利になることはTable-4からも明らかであり、そのためモーメント再分配も打継式の方が早くから生じるものと考えられる。付着の有無、コンクリート種別による差は明らかでない。固定端ひびわれ荷重から除荷後に再載荷するとき、 (M_f/M_c) 比は固定端の剛性低下により底荷重で多少小さくなるが固定端ひびわれ荷重では殆んど初回載荷時と差がない。

6.4 降伏機構

Fig.8より、はり部材断面がフローするときの曲げモーメントを降伏モーメントとして読みとり、固定端・載荷点は降伏時の実験結果としてTable-5に示した。固定端・載荷点とも殆んど同時に降伏しているが、これは、局所的な剛性の低下によってモーメントの再分布が生ずるためである。Fig.10によると、荷重 h がひわれ荷重より大きくなると、モーメント比(M_f/M_c)はほとんど一定不変となって、モーメント再分配はひわれ荷重以下で完了してしまうことが明らかである。このとき(M_f/M_c)比の値は付着、打継ぎの有無によるそれぞれ部材降伏モーメントによる。しかし本報の打継ぎ形式では打継部にナット、カップラなど存在するため、付着のない本体部より降伏モーメントが大きい場合もあり(M_f/M_c)比に影響すると思われる。

6.5 崩壊機構

架構全体の崩壊は固定端および載荷点に降伏に入る荷重とあまり変らない荷重で生じ、Fig.9に示すようにモーメント分布も降伏時と大差ない。崩壊の契機としては試験体EJL-1で載荷点コンクリート圧潰によって終局に達したほか、全緊張材の破断によって生じた。この場合、付着のある試験体は打継部上側鋼棒接合部ネジ部で、また付着のない試験体は下側鋼棒架構外端部定着ネジで破断した。Table-7は緊張

材定着部に設けた先述のロードセル用カラーナットで測定した。試験時各荷重段階による緊張材引張力の増加を示したものである。各試験体の破壊状況とTable-7とを

比較してみると緊張材破断箇所近くのカラーナットで測定した緊張力の増大が著しいことは明らか

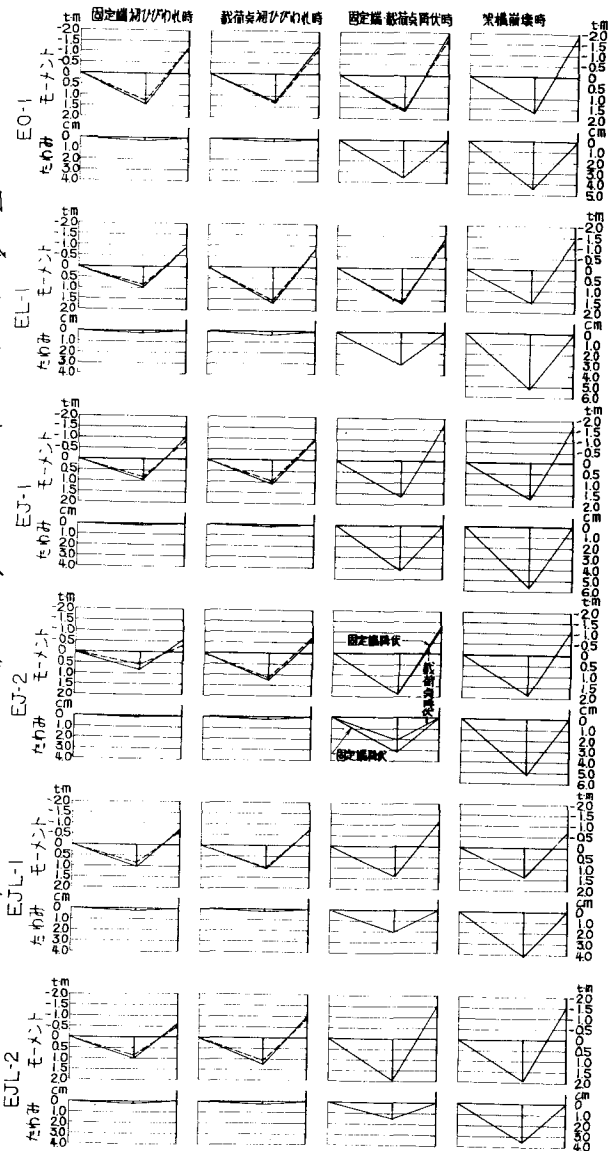
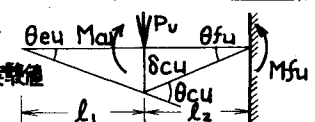


Fig.9 荷重段階によるモーメントおよびたわみ分布

Table-6 はり試験結果 (架構崩壊時)

試験体 記号	載荷点		固定端		付着のある試験体 の終局時の計算値		総荷重		終局荷重		破壊状況
	荷重 P_u (t)	たわみ δ_{cu} (cm)	$M_{cu}(t)$ 実験値	θ_{cu} 計算値	$M_{fu}(t)$ 実験値	θ_{fu} 計算値	$P_u(t)$ 本体部	$P_{fu}(t)$ 打継部	$P_{fu}(t)$ 計算値	$P_{fu}(t)$ 計算値	
EO-1	3.42	4.41	1.64	1.66	5.26	1.90	1.52	3.20	1.91	—	上側鋼棒定着部ネジ部破断
EL-1	3.00	5.30	1.55	1.69	6.16	1.48	1.63	3.75	1.86	—	上側鋼棒定着部ネジ部破断
EJ-1	3.27	5.02	1.65	1.62	7.42	1.68	1.60	4.16	1.88	—	同上
EJ-2	3.20	5.10	1.88	—	5.82	1.18	—	6.17	1.86	1.84	上側鋼棒定着部ネジ部破断
EJL-1	2.23	2.64	1.37	1.49	3.14	0.74	1.33	2.38	1.87	—	載荷点コンクリート圧潰
EJL-2	3.56	3.45	1.94	—	3.69	1.60	—	2.39	1.96	1.78	上側鋼棒定着部ネジ部破断

*打継部ナット圧縮強度は θ_{cu} の断面積に相当の圧縮強度
と採用
** $P_u = \frac{1}{2} \theta_{cu} (M_{cu} \theta_{cu} + M_{fu} \theta_{fu})$; $M_{fu}, M_{cu}, \theta_{fu}, \theta_{cu}, \delta_{cu}$ は実験値
*** $P_u = \frac{1}{2} (M_{cu} \cdot \frac{1}{2} \theta_{cu} + M_{fu} \cdot \frac{1}{2} \theta_{fu})$; M_{cu}, M_{fu} は計算値



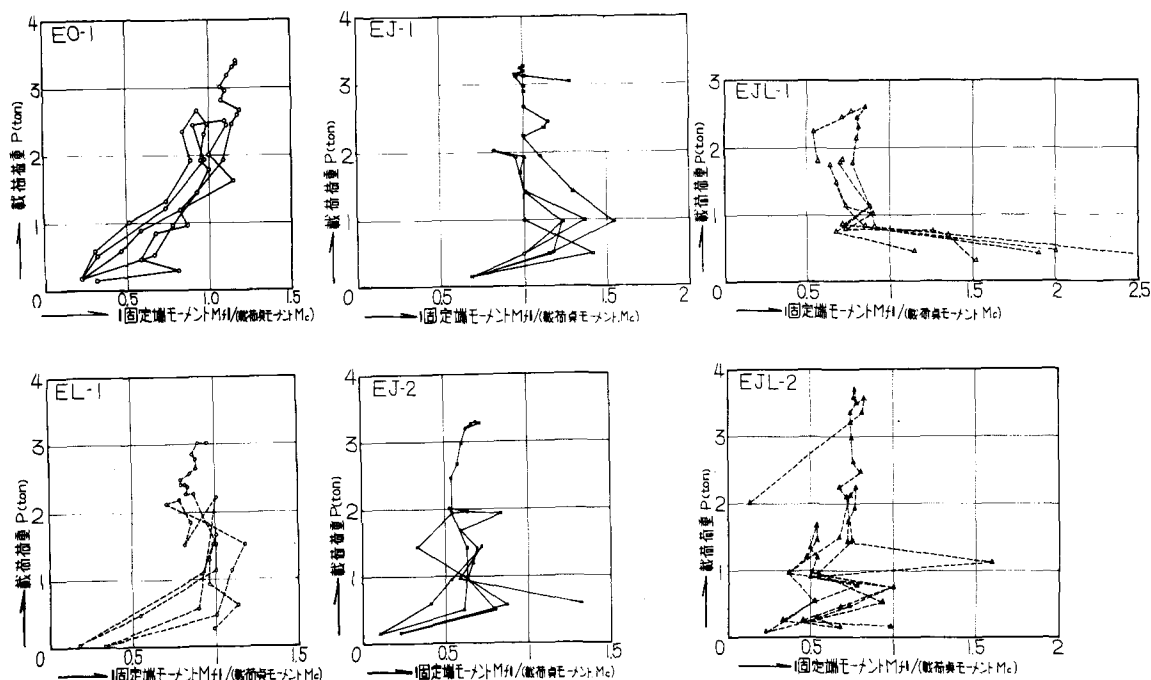
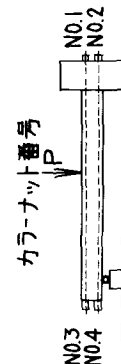


Fig. 10 荷重-モーメント再分配関係

である。Fig. 11 は架構崩壊時に載荷点および固定端断面のひずみ分布を示したものであるが載荷点にくらべて固定端では崩壊時までには大きな断面回転の生じることが判る。この回転の大きさは付着および打継の有無、コンクリート種別に関係しないが、単純梁形式で打継部曲げ試験するときには表われない値である。付着のある試験体の場合はこのひずみ分布を示す通り固定端上側緊張鉄位置と鋼棒が破断するが、その鋼棒の柱外側カラーナットによる緊張力増大は著るしく、柱内の付着による定着が完全でないことを示している。一方付着のない試験体の場合でも、固定端上側緊張鉄位置のコンクリートひずみは大きいから、付着のないために鋼棒応力は平均化され

Table-7 カラーナットで測定した鋼棒緊張力の増加 (tons)

試験体	固定端降伏時				載荷点降伏時				架構崩壊時			
記号	N0.1	N0.2	N0.3	N0.4	N0.1	N0.2	N0.3	N0.4	N0.1	N0.2	N0.3	N0.4
EO-1	0.79	1.48	0.59	1.40	1.09	1.99	0.81	1.81	1.28	2.30	0.89	2.07
EL-1	1.12	1.65	0.94	1.66	1.12	1.65	0.94	1.66	1.82	2.16	1.50	2.15
EJ-1	1.70	2.54	1.44	1.83	1.70	2.54	1.44	1.83	2.17	2.94	1.75	2.06
-2	1.80	0	0	0	1.23	0	0	0	2.06	0	0	0
EJL-1	0.21	0.54	0.10	0.48	0.52	1.12	0.48	1.04	0.52	1.12	0.48	1.04
-2	1.22	0.59	0	0	1.94	1.24	0	0	2.58	1.24	0	0



る。付着のある試験体の場合はこのひずみ分布を示す通り固定端上側緊張鉄位置と鋼棒が破断するが、その鋼棒の柱外側カラーナットによる緊張力増大は著るしく、柱内の付着による定着が完全でないことを示している。一方付着のない試験体の場合でも、固定端上側緊張鉄位置のコンクリートひずみは大きいから、付着のないために鋼棒応力は平均化され

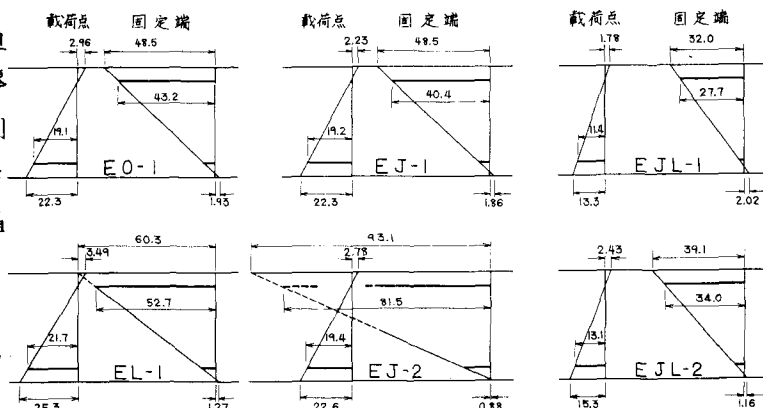


Fig. 11 架構崩壊時の載荷点・固定端はり断面ひずみ分布 (%)

るため、固定端上側鋼棒では破断しない、全長の伸びが大きい下側鋼棒外端定着ネジ部で破断すると考えられる。緊張枝の転造ネジ部は母材部より相対的に強度が低いのは事実であるが、同じ緊張枝を単純はりに用いた試験では、たとえ打継ぎ部といえども破断したことはなかった。それ故に、不静定架構で緊張枝鉄筋比の少ない場合（本試験体では上側、下側鋼棒とも各0.267%）では、Full Plastic Actionの生じることを期待するYield Hingeで大きな断面回転が生じ、緊張枝の伸びが過大になるのかその破断を招くことになる。付着のある場合、本試験体では丸鋼棒を使い柱巾50cmの定着長さ(55.4D)でも定着が完全ではないので、緊張枝の伸びが局部的に集中して破断するという面からは緩和されるが、異形鋼棒の場合は危険側になる。このような鋼棒破断の危険をさけるには、鋼棒面積を増せばよいのであるが、充分な回転性能を部材に与えるため鋼材使用量に上限があるのでその範囲を合理的に決定する必要がある。

Table-6は試験体各部の降伏モーメントおよび崩壊時モーメントの実験値と計算値を一覧にした表である。表中、付着のないはりの計算値を算出するには、Table-7に示した緊張枝引張力増大量測定値のうち、計算しようとする断面に近い場所での測定値を緊張枝有効緊張力に加算して緊張枝引張力を求め断面の力の釣合いから求めた。シースと緊張枝との摩擦による引張力の低減は行っていない。クラウトを行なった試験体では断面の平面保持と力の釣合い条件を用い、圧縮応力ブロック係数 $k_1k_2 = 0.83$ として緊張枝応力-ひずみ曲線を併用して求めた。

6.6 架構の終局荷重

Table-6には架構の終局荷重実験値と完全剛塑性を適用した計算値を示した。

終局荷重計算値 P_{2u} は架構崩壊時各部終局モーメント実験値と終局回転実験値とからエネルギー平衡を用いて下式より計算した。

$$P_{2u} = s_{cu} (M_{cu} \theta_{cu} + M_{fu} \theta_{fu}); \quad s_{cu} \text{ 載荷点終局たわみ}$$

また、終局荷重計算値 P_{2u} は架構のリミットアナリシスから次の式を得て、終局モーメント M_{cu} 、 M_{fu} にTable 計算値を代入して求めた。

$$P_{2u} = \frac{1}{L_2} (M_{cu} \frac{L_1 + L_2}{L_1} + M_{fu} L_2)$$

実験値と計算値とを比較すると、両計算値とも実験値に近いが、どちらかより正確であるとはいえない。架構崩壊時終局モーメント計算値も緊張枝有効引張力と測定値からとっているから、緊張枝が破断しないコンクリートの圧潰によって終局モーメントに達するような場合の値とは異なり、このようなヒンジを次々と生じながら崩壊に至る架構全体の終局荷重が計算されていない。この場合、充分に断面のFull Plastic Actionが発揮できると終局荷重に達する断面が架構のなかにあれば、架構のリミットアナリシスで求められる終局荷重理論値を下回る終局荷重しか発揮しない架構もありうる。この時は現行のように破壊安全率を断面耐力だけで検する事が不適当となり、架構全体の終局荷重に対する安全率を考えた方がよい。

6. 結 論

以上の実験的研究から次の結論を得た。

- (1) 緊張枝鉄筋比0.267%程度（対称、分散配置）の不静定架構では、緊張枝ネジ部の破断が終局時に生じFull Plastic Actionが実現できるかどうかの境界である。
- (2) ひびわれ荷重程度のくり返し荷重を2度くり返してもひびわれ耐力に影響したり、異なる様相のモーメント再分配を生じることはない。ただし、肉眼で見える程度のひびわれ発生前に既にモーメント再分配が生じている。
- (3) クラウトを行う試験体で打継部を大きくモーメントやせん断力が生じる場所に設けるのはよくない。不静定架構では、そういう所に局部的断面回転が集中するため緊張枝の破断を招くからである。
- (4) 本方式による組立PC架構は、軽量コンクリートの場合緊張枝有効率の歩とまりが良く有利である。