

高強度外殻プレキャスト部材の構造実験

長井 信夫* 都祭 弘幸*
翁 幸久*

要 旨

超高層鉄筋コンクリート建物の躯体構築段階における省力化、工期短縮等を目的として、薄肉の外殻プレキャスト（以下PCaとする）部材を用いた場合の構造特性について検討を行った。実施した構造実験は、梁の曲げせん断実験および柱梁接合部実験であり、梁には2面外殻PCa部材を用い、柱には薄肉中空の外殻PCa部材を用いた。結果として以下のことが確認された。①梁試験体の荷重変形関係は、在来工法、プレキャスト工法いずれも同様の傾向を示した。②曲げ耐力実験値は、ACI、日本建築センター式により共に安全側に評価できた。③PCa部と後打部の一体性が確認された。

1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート建物では、高強度コンクリートや高強度鉄筋を使用するだけでなく、施工計画や架構計画など、躯体構築段階における省力化、工期短縮等、ニーズは拡大傾向にある。

本研究は、超高層建物の施工時における現場作業の低減及び工期短縮を図るため、薄肉の外殻プレキャスト（以下PCaとする）部材を用いた場合の構造特性について検討を行ったものである。実施した構造実験は、梁の曲げせん断実験および柱梁接合部実験であり、梁には2面外殻PCa部材を用い、柱には薄肉中空の外殻PCa部材を用いた。

2. 実験目的

梁試験体においては、2面外殻PCa梁と、在来工法とを比較することにより、その構造特性を把握することを目指す。また、柱梁接合部の実験においては、破壊性状及び構造特性の把握を目的とする。

3. 試験体概要

試験体は、43階建て超高層鉄筋コンクリート建物の中層階の梁及び柱梁接合部をモデル化したもので、縮尺は1/2.5である。試験体数は梁2体、柱梁接合部1体の合計3体である。表-1に試験体一覧を示す。梁試験体G-11、12の断面は $B \times D = 256 \times 360\text{mm}$ であり、配筋は設計結果から比較的主筋量が多く、部材のせん断余裕度及び付着余裕度の比較的小さい部材を選んでモデル化した。せん断スパン比（ M/QD ）は2.5、破壊モードは曲げ降伏先行型とした。G-11が在来工法、G-12が2面外殻PCa工法であり、配筋は同一である。

主筋は2段配筋とし、2段筋は梁端部から800mmの位置でカットオフした。カットオフ長さは、靱性保証型指針¹⁾による。引張鉄筋比 P_t は端部で1.74%であり、中央で0.94%である。せん断補強筋は、中央と端部で変化させ、梁端部から1.5Dの範囲をヒンジ領域として中子筋を配筋した。補強筋比は端部で $P_w = 0.5\%$ 、中央で $P_w = 0.25\%$ である。

表-1 試験体一覧

試験体名		G-11	G-12	J-11
試験体作成方法		在来工法	PCa工法	PCa工法
梁	断面寸法 $B \times D(\text{mm})$	256×360		
	試験区間長 $L_o(\text{mm})$	1840		920
	スパン比 $M/(QD)$	2.5		
	主筋 (端部)	配筋	7-D16	
		$p_t(\%)$	1.74	
	主筋 (中央部)	配筋	4-D16	
		$p_t(\%)$	0.94	
	せん断補強筋 (端部)	配筋	4-D16@100	
		$p_w(\%)$	0.5	
	せん断補強筋 (中央)	配筋	2-D6@100	
		$p_w(\%)$	0.25	
柱	断面寸法 $B \times D(\text{mm})$			400×400
	主筋	配筋		20-D16
		$p_t(\%)$		2.49
	せん断補強筋	配筋		4-D6@50
		$p_w(\%)$		0.64
	接合部	配筋		2-D6@50
		$p_w(\%)$		0.42

表-2 鉄筋の機械的性質

部位	材質	径	降伏強度 σ_{wy} (N/mm^2)	引張強度 σ_{max} (N/mm^2)
柱、梁主筋	SD490	D16	515.4	778.3
柱、梁せん断補強筋	KSS785	D6	1049.9	1210
接合部補強筋	SD295A	D6	340.5	506.9

表-3 コンクリートの強度

試験体		部位	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
梁	G-11		67.3	4.81
	G-12	PCa部	59.5	3.47
		後打ち部	63.2	4.63
接合部	J-11	柱PCa部	70.9	3.51
		梁PCa部	63.5	4.27
		後打ち部(柱上部)	74.1	3.99
		後打ち部(接合部)	63.9	4.08

* 技術研究所

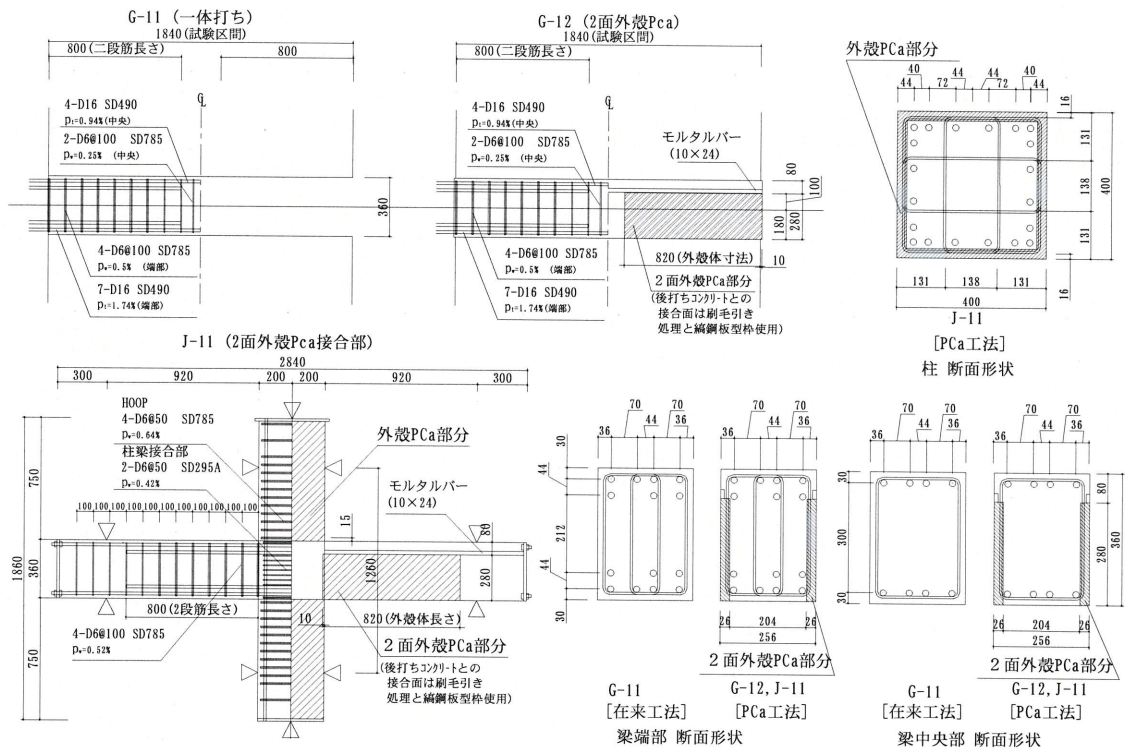


図-1 試験体形状

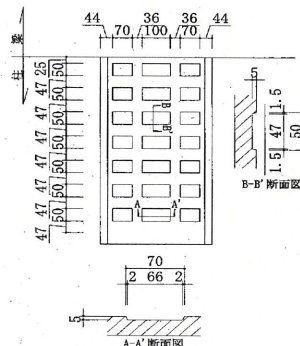


図-2 柱外殻プレート部
コッター位置図

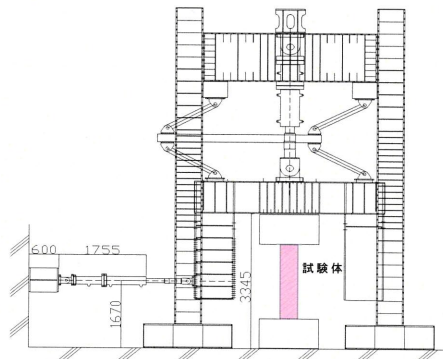


図-3 実験装置 (梁試験体 G-11, G-12)

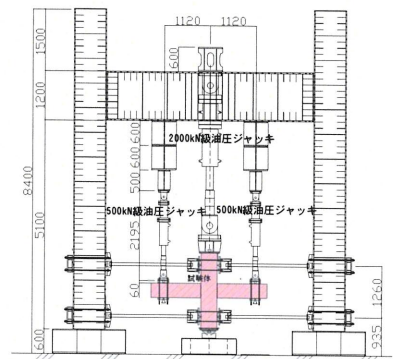


図-4 実験装置 (接合部試験体 J-11)

鉄筋種別は主筋がSD490、柱梁のせん断補強筋は、溶接閉鎖型の高強度鉄筋 (SD785) を用いている。接合部のせん断補強筋は、135度フックの曲げ加工したSD295Aを使用した。また、G-12にはハーフPCaスラブの使用による断面欠損を考慮してモルタルバーをPCa部分の上に埋め込んだ。

接合部試験体 J-11 の梁断面、梁配筋および、2面外殻PCa部形状はG-12と同一である。柱断面は $B \times D = 400 \times 400 \text{ mm}$ 、配筋は $P_t = 2.49\%$ 、 $P_w = 0.64\%$ である。また、柱外殻体の内側には後打ち部との一体化を図るため、コッターを設けた。

梁2面外殻PCa部の製作は横置きにして行い、後打ちコンクリートとの接合面の片面は縞鋼板により凹凸を形成し、残りの片面は刷毛引き処理とした。

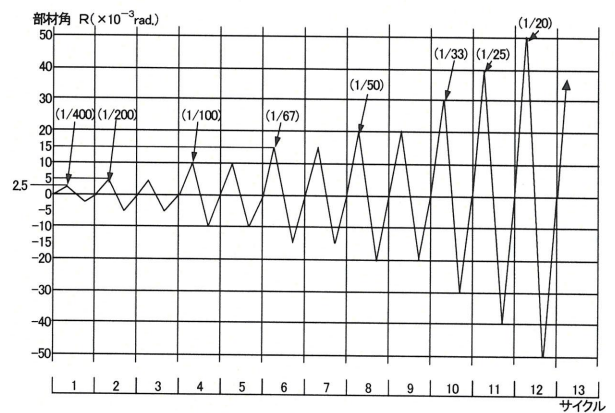


図-5 加力サイクル

表-4 実験結果一覧

発生現象		G-11			G-12			J-11		
		サイクル	Q (kN)	δ (mm)	サイクル	Q (kN)	δ (mm)	サイクル	Q (kN)	δ (mm)
最大耐力	正	12	273	91.44	11	276	73.79	11	261	37
	負	11	-273	-73.78	10	-267	-55.38	11	255	-37
曲げひび割れ	正	1	51	1.4	1	54	1.3	1	53	0.8
	負	1	-36	-0.6	1	-44	-1	1	-36	-0.3
せん断ひび割れ	正	4	157	9.9	4	174	12.2	4	171	6.44
	負	4	-161	-10	4	-189	-12.6	4	-164	-5.6
接合部のせん断ひび割れ	正							4	193	8
	負							4	-188	-7.25
主筋の付着ひび割れ		4	182.7	12.6	4	-202	-14.6	8	241	17.2
端部コンクリートの圧壊	正	10	269	55.5	8	252	36.8	7	227	13.82
	負	10	-266	-55.4	8	-252	-36.9	6	-231	-13.9
被りコンクリートの剥落	正	12	272	91.44	12	222	72.4	12	251	46.3
	負	12	-230	-92.36	11	-240	-73.77	11	-255	-37
梁主筋の引張降伏		4	169	11.11	4	174	11.04	4	165	5.8
梁横補強筋の引張降伏		8	241	31	10	-247	-38.3	11	-254	-35.9
柱主筋の引張降伏								12	241	38.4
接合部横補強筋の引張降伏								6	202	9.2
限界部材角時		12	272	92.58	12	220	100.4	12	251	46.3

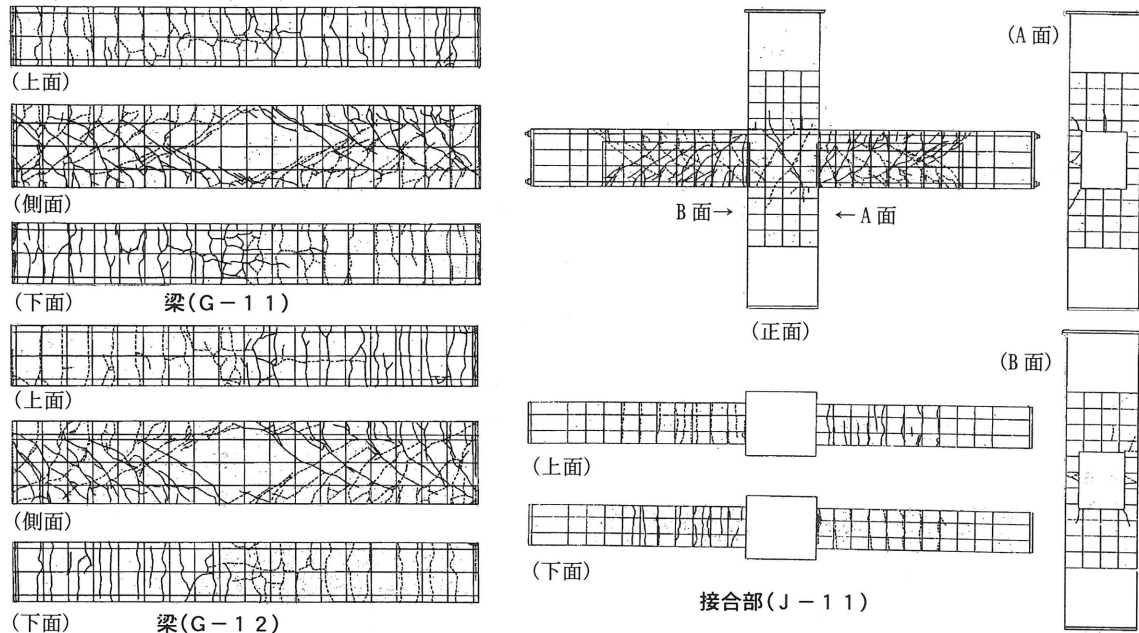


図-6 破壊状況(R=1/50 rad.)

接合部試験体は、実際の施工（VH分離工法）と同じ手順で製作した。先行で製作しておいた下部柱外殻PCa部と、2面外殻PCa部を組み合わせる配筋を行い、柱、梁の後打ちコンクリート及び接合部を打設した。次に上部柱外殻PCa部をセッティングして、後打ちコンクリートを打設した。

表-2、3に材料強度一覧、図-1に試験体形状を示す。

碎石は柱のPCa部分のみ7号碎石を使用し、それ以外は6号碎石を使用した。実験時におけるコンクリート圧縮強度(σ_p)は、59.5～74.1 (N/mm²)であった。

4. 載荷方法

図-3、4に加力装置、図-5に加力サイクルを示す。

梁試験体は、逆対称加力による正負交番載荷を行った。接合部試験体は柱に一定軸力（長期軸力相当：1310 (kN)）を与えた状態で、左右の梁の変形が等しくなるように梁端に逆対称変形を加えた。梁、接合部試験体共に層間変形角でR=1/400rad.を1回、R=1/200、1/100、1/67、1/50rad.をそれぞれ2回ずつ、R=1/33、1/25rad.を1回ずつ正負に繰り返した後にR=1/20～1/15rad.まで載荷した。

5. 実験結果

5.1 破壊経過

表-4に実験結果一覧、図-6に破壊状況（R=1/50rad、9サイクル終了時）、図-7に荷重変形関係、図-8に包絡線の比較を示す。

表-5 実験値と計算値の比較

試験体名	梁												設計用 付着応力 τf (N/mm ²)
	実験値	計算値 (実験値／計算値)										付着割裂強度 τ_{bu} (N/mm ²)	
	最大耐力	曲げ耐力時水平荷重		せん断耐力									
	Q max (kN)	Q mu1 (kN)	Q mu2 (kN)	Q su1				Q su2 (kN)					
				Rp=1/50 端部	中央	Rp=1/25 端部	中央	端部	中央				
G-11	273	231 (1.18)	228 (1.20)	304 (0.90)	304 (0.90)	304 (0.90)	275 (1.00)	282 (0.97)	242 (1.13)	4.5 (1.65)	3.2 (1.18)	2.7	
G-12	276	231 (1.19)	228 (1.21)	304 (0.91)	304 (0.91)	304 (0.91)	275 (1.00)	282 (0.98)	242 (1.14)	4.5 (1.65)	3.2 (1.18)	2.7	
J-11	261	231 (1.13)	228 (1.14)	304 (0.86)	304 (0.86)	304 (0.86)	275 (0.95)	282 (0.93)	242 (1.08)	4.5 (1.65)	3.2 (1.18)	2.7	

試験体名	柱						接合部				
	実験値		計算値 (実験値／計算値)				実験値		計算値		
	最大耐力	付着応力	曲げ耐力時水平荷重		せん断耐力		ひび割れ強度	最大耐力	ひび割れ強度	せん断耐力	
	cQ max	cτ max	cQ mu1	cQ mu2	cQ su	τ bu	jQ cr	jQ max	V cr	V j u	
	(kN)	(N/mm2)	(kN)	(kN)	Rp=1/100	Rp=1/50	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
J-11	464	4.7	938 (0.5)	1099 (0.42)	764 (0.61)	764 (0.61)	6.2 (0.76)	889	1370	902.9 (0.99)	1574 (0.87)

Q_{max} : 正負の最大値
 $(c)Q_{mu1}$: 日本建築センター式²⁾による値
 $(c)Q_{mu2}$: ACI規準曲げ耐力式³⁾による値
 Q_{su1} : NewRC式⁴⁾によるせん断耐力 ($R_p=1/50, 1/25$)
 Q_{su2} : 荒川mean式
 $c\tau_{max}$: 最大耐力時の付着応力
 cQ_{su} : NewRC式によるせん断耐力 ($R_p=1/100, 1/50$)
 τf : NewRC式による設計用付着応力
 τ_{bu} : NewRC式による終局付着強度 (モルタル⁵⁾による断面欠損を考慮 $V_{ju} = \beta \gamma \sqrt{F_c} \cdot b D$
 V_{cr} : 靱性保証型耐震設計指針¹⁾による設計用ひび割れ強度 $jQ_{max} = Q_{max}((1 - D_c) \cdot D_c - 1/h)$
 V_{ju} : NewRC式による設計用せん断耐力

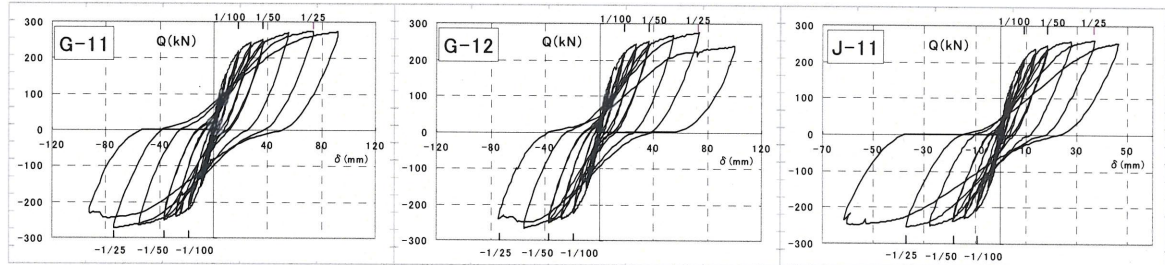


図-7 荷重変形関係

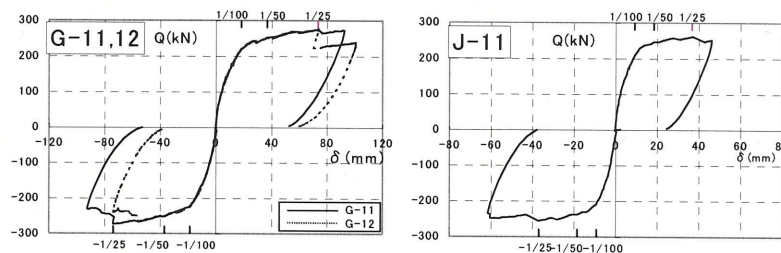


図-8 包絡線の比較

梁試験体 G-11、G-12 共に $R=1/400 \text{ rad.}$ のサイクルで曲げひび割れが発生し、 $R=1/100 \text{ rad.}$ のサイクルでせん断ひび割れが発生した。主筋の降伏は G-11、G-12 共、 $R=1/100 \text{ rad.}$ の 1 回目のサイクルで 1 段目の主筋が引張降伏した。梁端部のコンクリートの圧壊は、G-11 が $R=1/33 \text{ rad.}$ 、G-12 は $R=1/50 \text{ rad.}$ のサイクルで生じた。荷重変形関係について、G-11、G-12 は、ほぼ同様の傾向を示している。主筋が $R=1/100 \text{ rad.}$ のサイクルで引張降伏した後は、緩やかに耐力の上昇を示し、ほぼ横這いの履歴特性を示した。梁主筋降伏後、 $R=1/25$ のサイクルにおいて最大耐力を示した。

また、G-12 の 2 面外殻 PCa 部と後打ち部の接合面に関しては、 $1/25$ の負のサイクルにおいて、梁底で接合面に沿ったひび割れが確認された

接合部試験体 J-11 は、梁主筋が $R=1/100 \text{ rad.}$ のサイクルで降伏後、接合部にせん断ひび割れが発生、接合部のせん断補強筋が $R=1/67 \text{ rad.}$ のサイクルで、降伏ひずみに達した。 $R=1/100 \text{ rad.}$ 以降 $R=1/25 \text{ rad.}$ まで変形角の増大に伴う耐力低下は見られず、安定した履歴特性を示した。

$R=1/25 \text{ rad.}$ 以上の大変形時においては、接合部のひび割れが柱に達して柱付け根部の四隅のコンクリートが剥落し、耐力低下を招いた。

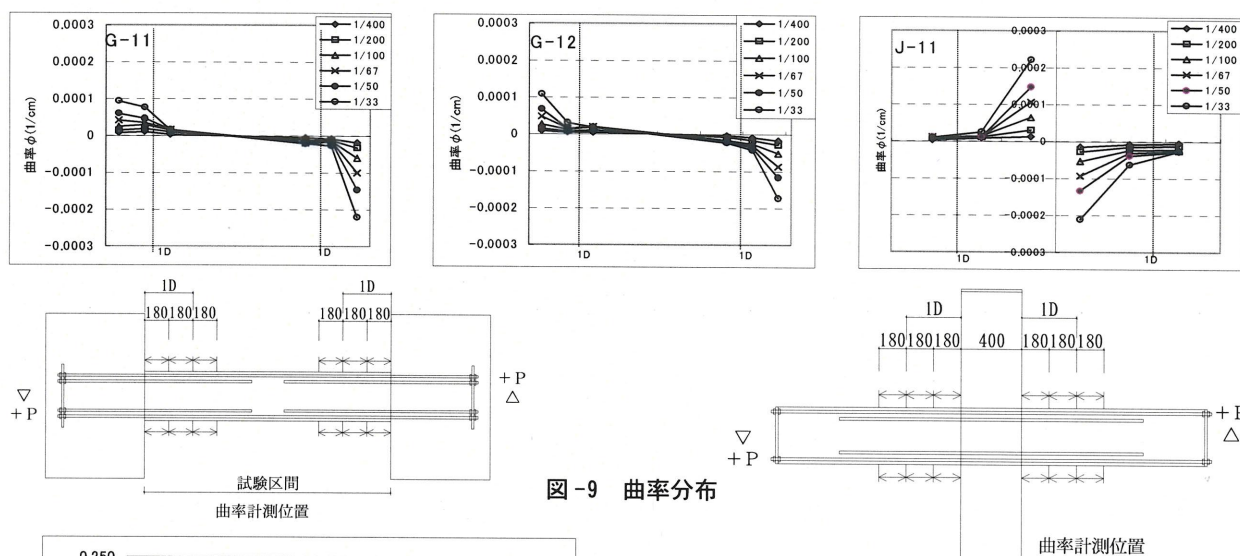
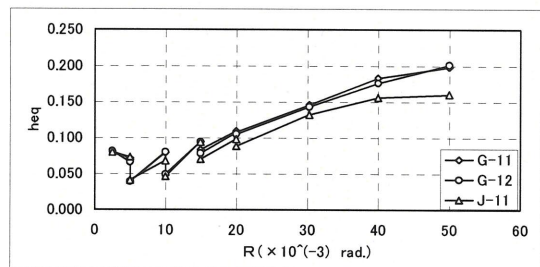


図-9 曲率分布



等価粘性減衰定数(heq)は、荷重変形関係から次式を用いて求めた。

$$heq = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{履歴面積 } W}{\triangle OAB \text{ の面積}}$$

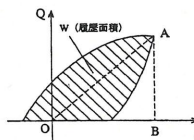


図-10 等価粘性減衰定数の推移

梁の2面外殻PCa部と、後打ち部の接合面に関しては、実験終了時においてもひび割れ等は観察されなかった。また、上柱の柱付け根部の接合面については、 $R=1/200$ rad. のサイクルでひび割れが確認され、その後少しずつひび割れは進展したが、大変形時に至るまで、接合面にずれやはく離等は確認されなかった。下柱の柱付け根部の接合面は、 $R=1/67$ rad. のサイクルでひび割れが確認されたが、その後大変形時までひび割れは進展しなかった。

包絡線の比較からは、G-11、G-12、J-11は共に梁主筋降伏後の耐力低下は少なく、 $R=1/25$ rad. まで同様の傾向を示していることが確認できる。

また、G-12、J-11に挿入したモルタルバーによる影響は、特に観察されなかった。

5. 2 実験値と計算値の比較

表-5に実験値と計算値の比較を示す。

最大耐力実験値と計算値を比較すると、G-11、G-12は日本建築センター曲げ耐力式による計算値に対して、それぞれ1.18、1.19であり、ACI規準による計算値に対して1.20、1.21であった。したがって曲げ耐力については、

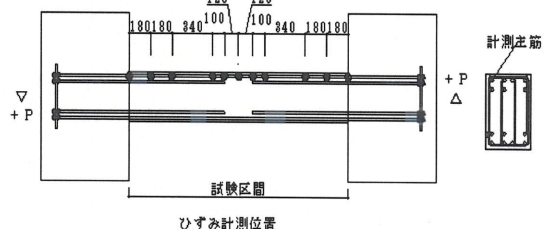
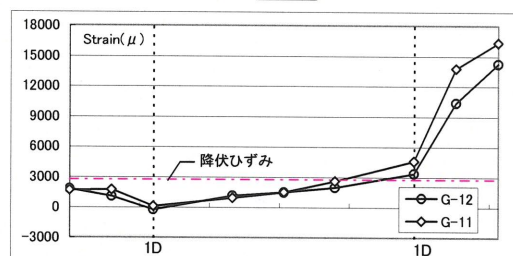


図-11 G-11, 12 主筋のひずみ分布

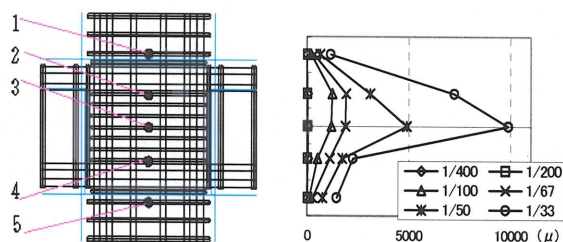


図-12 J-11 セン断補強筋のひずみ分布

表-6 塑性率

梁	塑性率(μ)	
	G-11	G-12
接合部	J-11	8.0

どちらの計算式を用いても安全側に評価できることが確認できた。

最大耐力時において、荒川mean式によるせん断耐力式の計算値は梁中央でせん断耐力を超えるが、最終段階までせん断破壊は確認されなかった。

5. 3 曲率分布

図-9に梁の曲率分布を示す。(各水平変形レベル1回目の繰り返しの正加力ピーク時)

G-11, G-12は同様の傾向を示し、ヒンジ領域は梁端部からほぼ1.0Dであると考えられる。

G-11とG-12を比較すると、曲率分布に大きな差は認められないことから2面外殻PCa梁は、一体打ちと同様の変形性能を有すると考えられる。

5. 4 等価粘性減衰定数 (heq)

等価粘性減衰定数heqの推移を図-10に示す。なおheqは各サイクルにおける正加力ピーク時の値を示した。

G-11及びG-12は数値的にもほぼ同様に推移し、J-11のみ若干低い値を示した。傾向としては各試験体とも同様で、 $R=1/200\text{rad.}$ のサイクルで低下した後、変位の増大に伴いheqの値は増加する傾向を示した。

5. 5 ひずみ分布

図-11にG-11, G-12の上端筋一段目主筋のひずみ分布($R=1/50\text{rad.}$ の1回目の繰り返し時正加力側ピーク)、また図-12にJ-11の接合部付近のせん断補強筋のひずみ分布を示す。

G-11, G-12は、同様の傾向を示し、梁端部より1Dの範囲内のひずみが大きくなっていることが確認できる。この結果は曲率分布の結果とも一致している。

J-11に関しては接合部のせん断補強筋が、 $R=1/67\text{rad.}$ のサイクルで降伏ひずみに達していることが確認できる。

5. 6 塑性率

表-6に塑性率を示す。塑性率は、正加力時最大耐力の95%に耐力が低下した時の変形角を、梁降伏時に相当する変形角で除した値である。G-11に比べG-12の塑性率が若干低くなっているのは、 $1/25\text{rad}$ 以上の大変形時においてG-12が耐力低下を起こした事による。

しかし、G-12の塑性率は6.7であり、特に問題はないと考えられる。

6 まとめ

高強度コンクリート、高強度鉄筋を使用した、2面外殻プレキャスト梁及び外殻プレキャスト柱部材を用いた接合部の構造実験により、以下の知見を得た。

(1) 梁試験体の荷重変形関係は、在来工法、プレキャスト工法いずれも同様の傾向を示し、顕著な差は確認されなかった。

(2) 曲げ耐力実験値は、ACI、日本建築センター式により共に安全側に評価できた。

(3) 2面外殻プレキャスト梁のPCa部と後打部の接合面、柱梁接合部のPCa部と後打部の接合面等に顕著なずれ、はく離等は観察されず、一体性が確認された。また、同プレキャスト部材を用いた架構の荷重-変形関係は、 $1/25\text{rad.}$ まで安定した履歴特性を有することが確認できた。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説

2) 日本建築センター：建築物の構造規定、pp.333～334、1997

3) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)

4) 総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造構造物の超軽量・超高層化技術の開発