

西松建設超高層鉄筋コンクリート造システム〈NH-RC〉の開発 (その2) 構造実験

The Development of Nishimatsu Construction High-rise Reinforced Concrete Building System
(Part 2) Experimental study

阿世賀 宏*
Hiroshi Asega

笠松 照親**
Teruchika Kasamatsu

長谷部廣行***
Hiroyuki Hasebe

飯塚 信一****
Shinichi Iizuka

要 約

本報告は、高層 RC 建物 (NH-RC 構法) の構造性能を確認する事を目的として行なった柱及び架構実験の報告である。本実験の結果本構法の柱部材はメカニズム時せん断力に対し十分な耐力を有し、靱性に富んだ荷重変形関係を有していることを確認した。また、架構実験において得られた荷重と変形の関係から設計で用いた復元力特性がほぼ対応し、その妥当性を確認した。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 試験体
- §3. 加力
- §4. 柱試験体実験結果
- §5. 架構試験体実験結果
- §6. まとめ

§1. はじめに

本報告は、同題(その1)耐震設計法と25階建モデル設計概要で設計された25階建鉄筋コンクリート建物の構造性能を確認することを目的として行なった構造実験に関する報告である。試験体のスケールは設計の $\frac{1}{3}$ とし、モデル設計の崩壊メカニズム時の応力状態を参考として、架構上の位置を設定した。柱実験においては耐力と変形性能へおよぼすせん断補強筋比と柱軸変動による影響を調べた。架構実験においては梁主筋の定着性能と復元力特性を調べることを主たる目的とした。

§2. 試験体

2-1 試験体の対象位置

抽出した試験体とモデル設計の架構上の位置関係を Fig.1 に示す。柱部材の抽出に当って、崩壊メカニズム時の軸力比とせん断応力度を、参考として高圧縮力と引張力が加わる2階の側柱と隅柱位置及び標準柱としての中柱を選んだ。架構試験体は高圧縮力と引張力の加わる柱への梁主筋の定着性能を調べるため2階側柱位置の部材を選んだ。架構試験体としては架構の基本の復元力特性を調べるため2~3階中柱位置の柱梁部材位置を選定した。各試験体の一覧を Table 1 に示す。

2-2 設計断面と試験体断面及びその配筋

モデル設計の各断面と試験体の断面一覧を Table 2 に示す。試験体としては加力装置の載荷能力等の制限からスケール比を $\frac{1}{3}$ としている。このため配筋は、主筋比、帯筋比を設計値とほぼ同一となる様にした。軸力は、設計における軸力比をもとに決定している。

2-3 使用した材料の特性

試験体のコンクリートと鉄筋の材料定数を Table 3 に示す。コンクリートの圧縮強度は、実験開始時の値である。

2-4 変位計測と歪ゲージ

*技術研究部原子力室副課長
**技術研究部原子力室課長
***技術研究部原子力室係長
****技術研究部原子力室

Table 1 構造実験試験体一覧

試験体 No.	対象位置	軸力 (tf)	実験目的
C-1	1階側柱 $1C_{2B}$	72 (定圧縮力)	柱の最大耐力、及び復元力特性、破壊形式の確認
C-2	2階側柱 $2C_1$	-86~214 (変動軸力)	変動軸力下に於ける柱の破壊性状 (引張側で破壊)
C-3	2階側柱 $2C_{2C}$	-75~213 (")	" (圧縮側で破壊)
C-4	2階中柱	$2C_3$ 86 (定圧縮力)	せん断補強筋量・加力方向が、柱の最大耐力、復元力特性に及ぼす影響($p_w=0.930\%$)
C-5		$2C_3$ (")	$p_w=0.556\%$
C-6		$2C_3$ (")	$p_w=0.930\%$, 45度方向加力
F-1	1, 2階側柱・梁架構	$1,2C_{2C}$ 213 (定圧縮力)	引張力・圧縮力下での梁主筋の定着性能の確認
F-2		$1,2C_{2C}$ -75 (定引張力)	"
F-3	3, 4階中柱・梁	$3,4C_3$ 84 (定圧縮力)	基本的架構の復元力特性を確認する

※ 架構試験体は全て直交梁付きとする。

Table 3 材料試験結果

コンクリートの材料特性				
試験体番号	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kgf/cm ²)	ポアソン比	割裂強度 (kgf/cm ²)
C-1	382	2.351	0.190	32
C-2	386	2.215	0.194	32
C-3	371	2.296	0.196	30
C-4	381	2.131	0.205	25
C-5	377	2.108	0.183	28
C-6	387	2.145	0.201	33
F-1	363	2.146	0.189	34
F-2	359	2.047	0.197	29
F-3	381	2.146	0.207	31

※ 粗骨材の最大粒径は10mmのものを使用
ヤング係数は1/3割線より計算

鉄筋の材料特性				
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kgf/cm ²)	伸び (%)
D13-SD40	4370	5866	1.909	27
D6-SD30	3438	5125	1.786	24
ウルボンφ5	14481	15058	2.035	
ウルボンφ6.4	15434	16049	2.110	

※ 柱梁主筋に用いたD13は、引張試験結果より見てほぼ20,000μの歪で歪硬化領域に入る。

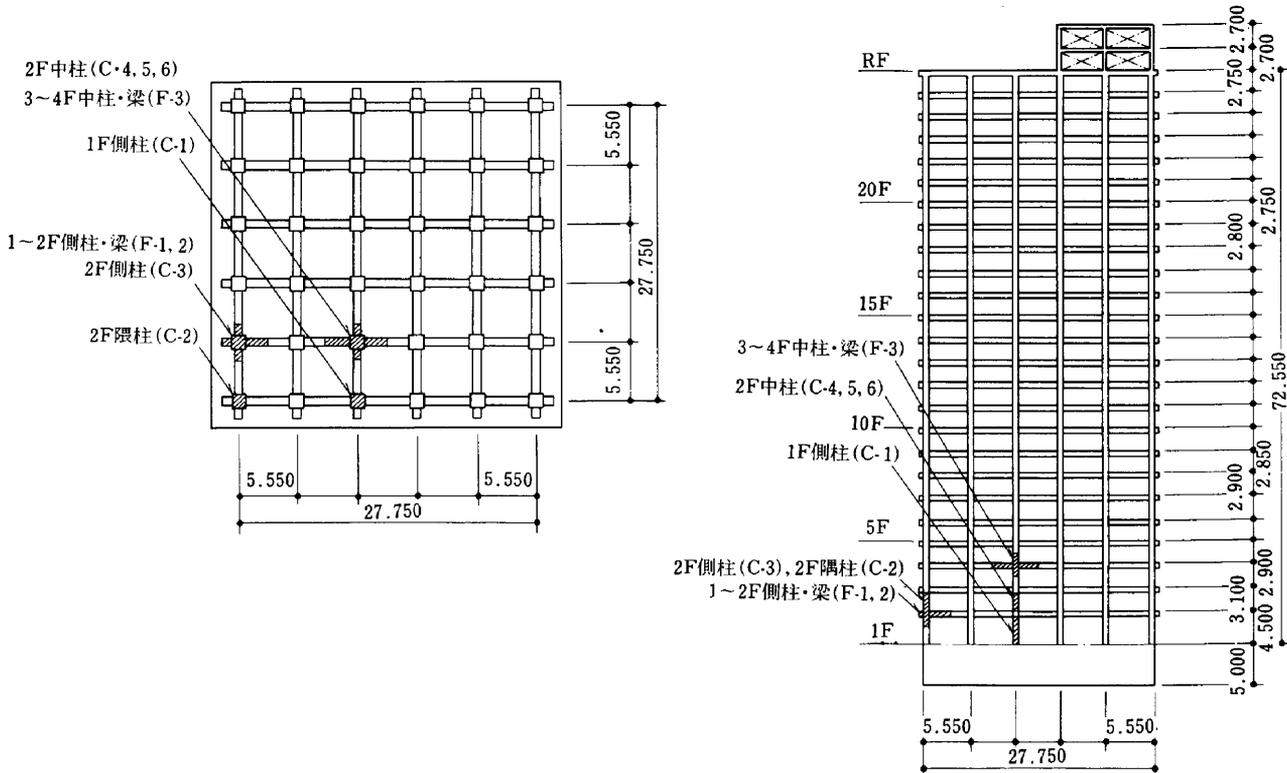


Fig. 1 建物架構図

Table 2 設計断面と試験体断面

試験体名	C-1	C-2	試験体名	C-3	C-4	試験体名	C-5	C-6
実験内容	芯筋の有る1階隅柱の構造性状	高引張応力度を受ける柱の性状	実験内容	高圧縮応力度を受け5柱の性状	芯筋の無い標準的中柱の破壊性状	実験内容	C-4の筋筋比の影響	C-4の加力方向が変化した場合
対象位置	1階隅柱(C_{1m})	2階隅柱(C_1)	対象位置	2階隅柱(C_{3c})	2階中柱(C_4)	対象位置	2階中柱(C_5)	2階中柱(C_6)
設計断面			設計断面			設計断面		
主筋	24-D38(SD40) $a_s=273.60\text{mm}$ $\rho_s=2.74\%$	24-D38(SD40) $a_s=273.60\text{mm}$ $\rho_s=3.38\%$	主筋	24-D38(SD40) $a_s=273.60\text{mm}$ $\rho_s=3.38\%$	主筋	16-D38(SD40) $a_s=182.40\text{mm}$ $\rho_s=2.25\%$	主筋	16-D38(SD40) $a_s=182.40\text{mm}$ $\rho_s=2.25\%$
帯筋	4-13 @55 $\rho_w=0.909\%$	4-11 @100 $\rho_w=0.400\%$	帯筋	4-13 @60 $\rho_w=0.926\%$	帯筋	4-13 @60 $\rho_w=0.926\%$	帯筋	4-13 @100 $\rho_w=0.556\%$
軸力	$N=658\text{tf}$	$N=744\sim 1848\text{tf}$	軸力	$N=671\sim 1918\text{tf}$	軸力	$N=764\sim 781\text{tf}$	軸力	$N=764\sim 781\text{tf}$
試験体断面			試験体断面			試験体断面		
主筋	24-D13(SD40) $a_s=30.48\text{mm}$ $\rho_s=2.80\%$	24-D13(SD40) $a_s=30.48\text{mm}$ $\rho_s=3.39\%$	主筋	24-D13(SD40) $a_s=30.48\text{mm}$ $\rho_s=3.39\%$	主筋	16-D13(SD40) $a_s=20.32\text{mm}$ $\rho_s=2.26\%$	主筋	16-D13(SD40) $a_s=20.32\text{mm}$ $\rho_s=2.26\%$
帯筋	4-5.4 @40 $\rho_w=0.909\%$	4-5 @85 $\rho_w=0.402\%$	帯筋	4-5.4 @43 $\rho_w=0.930\%$	帯筋	4-5.4 @43 $\rho_w=0.930\%$	帯筋	4-5.4 @72 $\rho_w=0.556\%$
軸力	$N=72\text{tf}$	$N=86\sim 214\text{tf}$	軸力	$N=75\sim 213\text{tf}$	軸力	$N=86\text{tf}$	軸力	$N=86\text{tf}$
備考	破壊性状の把握	引張側で破壊	備考	圧縮側で破壊	一定軸力	C-4柱の ρ_w を下げる	45度方向加力	

試験体名	F-3	試験体名	F-1, F-2	試験体名	F-1, F-2	F-3		
実験内容	柱・梁架構(+字型)の構造性状	実験内容	柱・梁架構(+字型)の構造性状	実験内容	隅柱(C_1, C_2)梁架構の構造性状	中柱(C_3, C_4)梁架構の構造性状		
対象位置	3階中柱(C_3)	4階中柱(C_4)	対象位置	1階隅柱(C_{1c})	2階隅柱(C_{2c})	対象位置	2階梁(G_2)	4階梁(G_4)
設計断面			設計断面			設計断面		
主筋	16-D38(SD40) $a_s=182.40\text{mm}$ $\rho_s=2.25\%$	16-D38(SD40) $a_s=182.40\text{mm}$ $\rho_s=2.25\%$	主筋	24-D38(SD40) $a_s=273.60\text{mm}$ $\rho_s=2.74\%$	主筋	24-D38(SD40) $a_s=273.60\text{mm}$ $\rho_s=3.38\%$	上層筋	8-D35(SD40) $\rho_s=1.26\%$
帯筋	4-13 @70 $\rho_w=0.794\%$	4-13 @80 $\rho_w=0.694\%$	帯筋	4-13 @55 $\rho_w=0.909\%$	帯筋	4-13 @60 $\rho_w=0.926\%$	下層筋	7-D35(SD40) $\rho_s=1.15\%$
軸力	$N=730\sim 747\text{tf}$	$N=696\sim 713\text{tf}$	軸力	$N=753\sim 207\text{tf}$	軸力	$N=671\sim 1918\text{tf}$	助筋	4-D13 @90 $\rho_w=0.806\%$
試験体断面			試験体断面			試験体断面		
主筋	16-D13(SD40) $a_s=20.32\text{mm}$ $\rho_s=2.26\%$	16-D13(SD40) $a_s=20.32\text{mm}$ $\rho_s=2.26\%$	主筋	24-D13(SD40) $a_s=30.48\text{mm}$ $\rho_s=2.80\%$	主筋	24-D13(SD40) $a_s=30.48\text{mm}$ $\rho_s=2.80\%$	上層筋	7-D13(SD40) $\rho_s=1.36\%$
帯筋	4-5.4 @50 $\rho_w=0.800\%$	4-5.4 @58 $\rho_w=0.690\%$	帯筋	4-5.4 @40 $\rho_w=0.909\%$	帯筋	4-5.4 @43 $\rho_w=0.930\%$	下層筋	6-D13(SD40) $\rho_s=1.21\%$
軸力	$N=89\text{tf}$	$N=84\text{tf}$	軸力	$N=82\sim 226\text{tf}$	軸力	$N=75\sim 213\text{tf}$	助筋	4-D6 @68 $\rho_w=0.807\%$
備考	一定軸力下における載荷。(柱軸力は4階を使用)		備考	F-1は柱軸力圧縮側、F-2は引張側で破壊(軸力は2階隅柱を使用)		備考	+字型試験体の梁	

柱試験体と架構試験体の変位計測位置及び歪計測位置

を Fig.2~3 に示す。

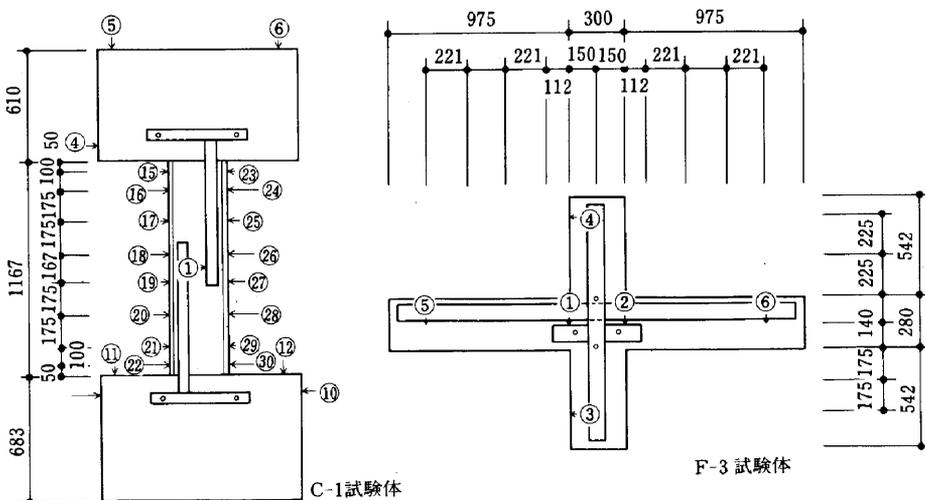


Fig. 2 変位計測位置

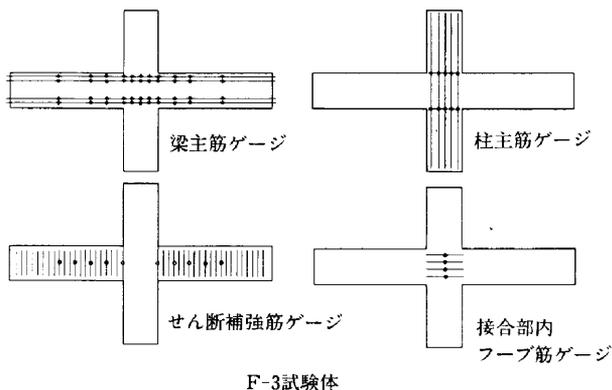
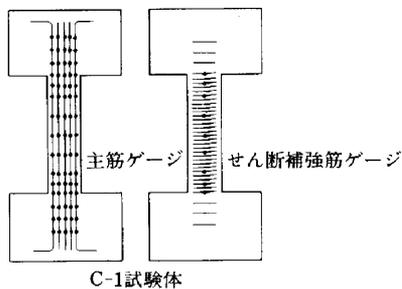


Fig. 3 鉄筋ひずみ計測位置

§ 3. 加力

3-1 加力スケジュール

柱試験体の加力スケジュールを Fig.4 に示す。制御は、ゲージホルダーに設けた変位計の変位量を目標値として変位制御によって行なった。変動軸力を加える柱試験体に対しては、同図中に示した軸力とせん断力の関係に合わせて軸力を変動させた。架構試験体の加力スケジュールは、柱試験体の各目標変位に対し繰り返し回数を各1回ずつ多く行なった。

3-2 加力方法

柱試験体および架構試験体の加力装置を Fig.5 に示す。柱試験体は、建研式加力の方法に準じた加力方法によって載荷した。水平力は反力壁に設けた100tf アクチュエータによった。軸力は、反力フレームに設けた水平ローラをかいて取り付けられた500tf 油圧ジャッキにて加力した。架構試験体は、試験体加力位置に設けた球座をかいて、2本のアクチュエータにより加力した。軸力は、柱試験体と同様に、反力フレームに設けたローラに取り付けた500tf 油圧ジャッキにて加力した。

§ 4. 柱試験体の実験結果

4-1 実験経過とひび割れ状況

(1) C-1 試験体

荷重13.54tf 正側で柱脚引張側に曲げひび割れ発生、以後21.3tfで曲げせん断ひび割れ、26.6tfでせん断ひび割れが発生し、6 サイクル正側30.4tfで柱脚引張側鉄筋が降伏し、6 サイクル正側32.2tfでコンクリートの圧壊が始まり、正側41.16tf、負側40.41tfで最大荷重に達した。破壊モードは、曲げ圧縮破壊の性状を示した。柱中央部に、顕著な斜めせん断ひび割れは発生していない。

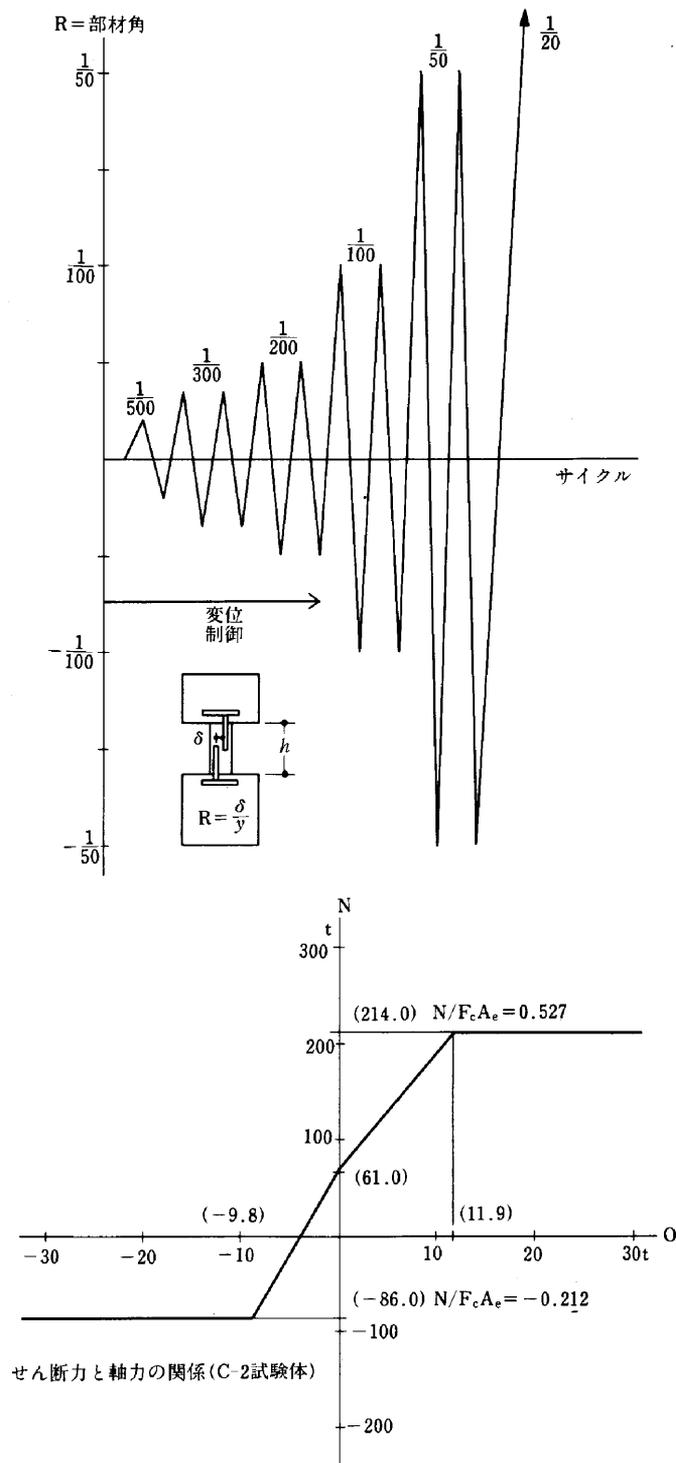


Fig. 4 柱試験体加力スケジュール

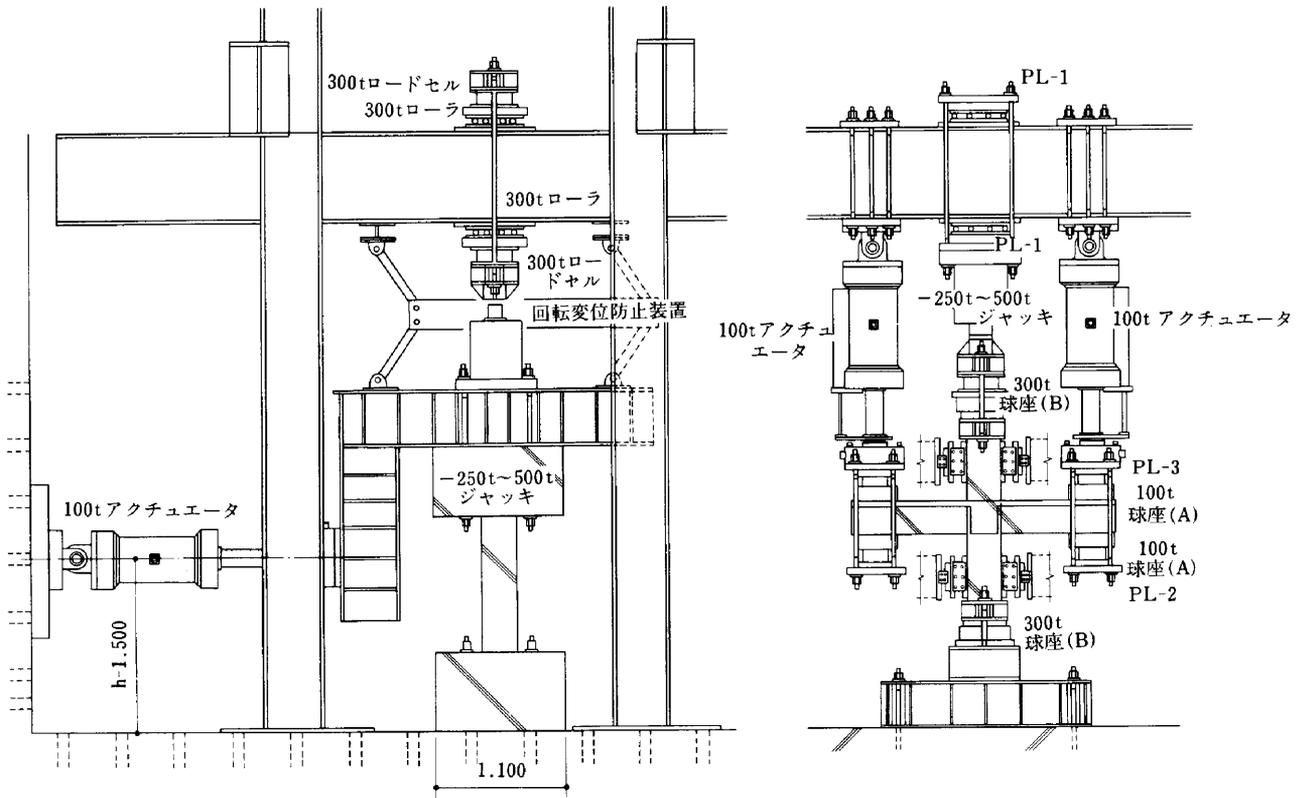


Fig. 5 加力図

(2) C-2 試験体

負側1サイクル3.6tfで、柱頭に曲げひび割れ発生、3サイクル負側7.13tfで曲げせん断ひび割れが発生した。以降4サイクル正側38.2tfで柱脚圧縮側の鉄筋が圧縮降伏し、負側8.37tfで柱頭引張側鉄筋が引張降伏し、6サイクル正側39.14tfで柱脚にてコンクリートの圧壊が始まり、最大荷重は正側で40.5tfであった。破壊モードは、軸力圧縮側で曲げとせん断の複合した破壊と考えられる性状を示した。ひび割れは、柱全域に多くの斜めせん断ひび割れが発生した。負加力時において、引張軸力による水平ひび割れが発生している。圧壊は、柱頭柱脚及び中央部において観察された。

(3) C-3 試験体

負側5.53tfで曲げひび割れ発生し、負側6.98tfで曲げせん断ひび割れが発生し、4サイクル40.24tfで柱脚圧縮側鉄筋が圧縮降伏し、負側9.49tfで引張側鉄筋が引張降伏した。4サイクル40.06tfでコンクリートの圧壊が始まり、正側51.16tfで最大荷重に達した。破壊モードは、曲げ圧縮破壊性状を示した。ひび割れは、負側引張軸力時に多くの水平ひび割れが発生し、最終的には斜めせん断ひび割れに沿ってコンクリート表面部分が剥離した。せん断補強筋に囲まれたコア部分に、顕著なせん断ひび割れは観察されなかった。

(4) C-4 試験体

正側1サイクル18.88tfで、柱脚引張側に曲げひび割れが発生した。2サイクル27.73tfせん断ひび割れ発生、4サイクル30.91tfで柱頭引張側鉄筋が降伏し、負側33.26tfで柱脚部に曲げせん断ひび割れが発生した。コンクリートの圧壊は、4サイクル正側37.84tfで開始し、正側49.17tfで最大荷重に達した。破壊モードは、曲げ圧縮破壊の性状を示した。せん断ひび割れにそってコンクリート表面が剥離した。

(5) C-5 試験体

曲げひび割れが正側1サイクル22.16tfで発生し、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れの順で発生し、6サイクル36.31tfで柱頭に圧壊が始まり、ひきつづき柱脚の引張側鉄筋が降伏した。最大荷重は正側で45.31tfであった。破壊モードは、曲げ圧縮破壊の性状を示した。C-3、C-4試験体と同様に、斜めせん断ひび割れにそって、コンクリート表面部分が剥離した。コア部分には、顕著なせん断ひび割れは観察されなかった。

(6) C-6 試験体

1サイクル正側11.27tfで曲げひび割れが発生し、負側4サイクル30.31tfでせん断ひび割れ、5サイクル正側31.92tfで曲げせん断ひび割れが発生した。鉄筋の降伏は、サイクル25.88tfで柱脚圧縮側鉄筋が圧縮降伏、6

サイクル35.79tfで柱脚引張側鉄筋が引張降伏した。コンクリートの圧壊が、2サイクル正側26.01tfで開始し、最大荷重は正側45.59tfであった。破壊モードは、曲げ圧縮破壊の性状を示した。

4-2 荷重変形関係

各試験体の荷重と変形の間を Fig.7 に示す。

C-1 試験体は、崩壊メカニズム時せん断力計算値と最大耐力がほぼ一致した。最大耐力以降部材角1/20rad.

の変形まで、耐力の低下は少なかった。C-2 試験体の場合は、最大耐力が、崩壊メカニズム時せん断力を大きく上回った。負側加力(柱軸力引張)においては、部材角1/20rad.まで荷重の低下は見られず、正側加力(柱圧縮軸力)では、最大耐力以降荷重の低下が見られた。

C-3 試験体では、最大耐力は崩壊メカニズム時のせん断力を大きく上回っている。正側加力において1/20 rad.の部材角まで荷重の低下は少ない。C-4 試験体の

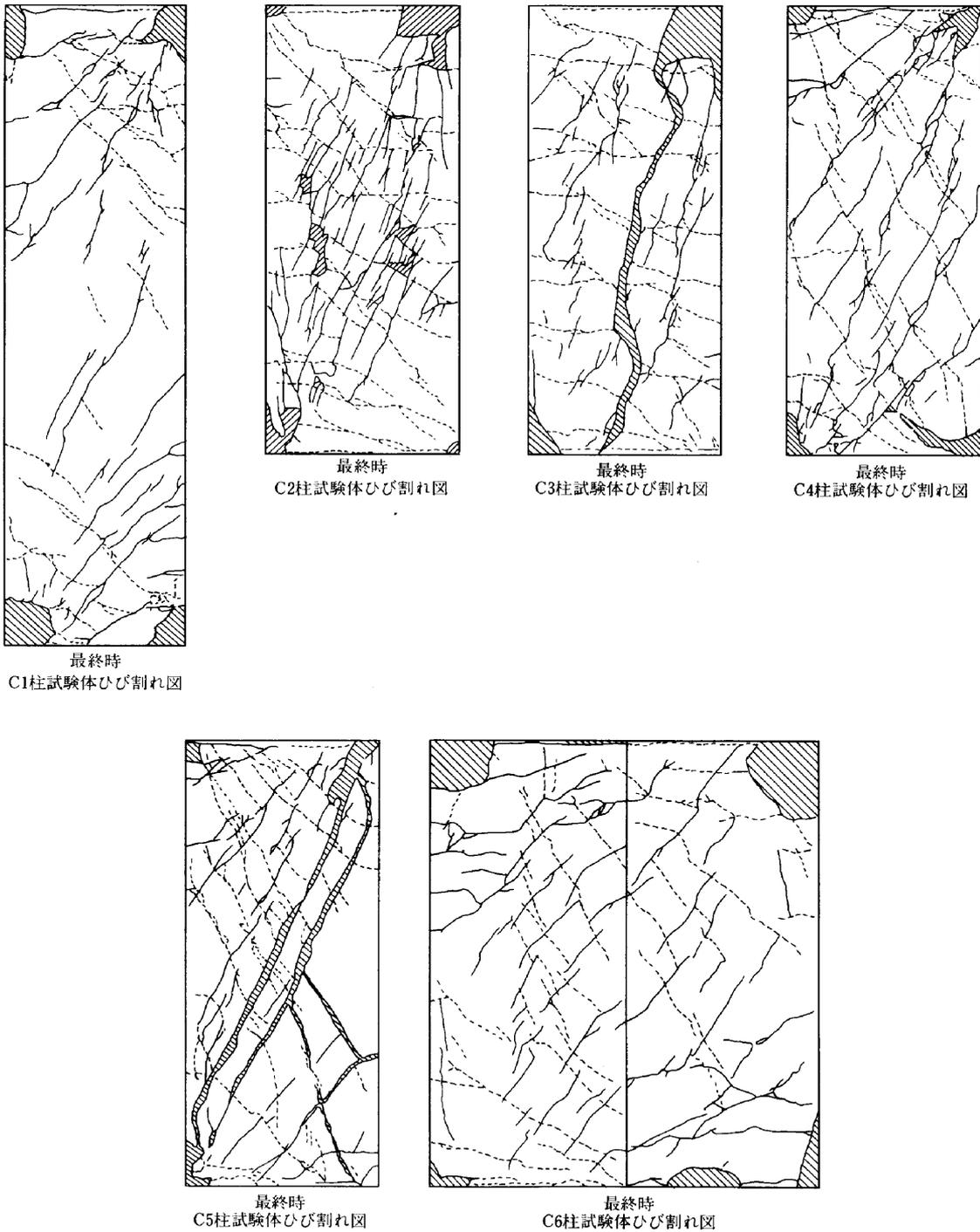


Fig. 6 柱試験体ひび割れ図

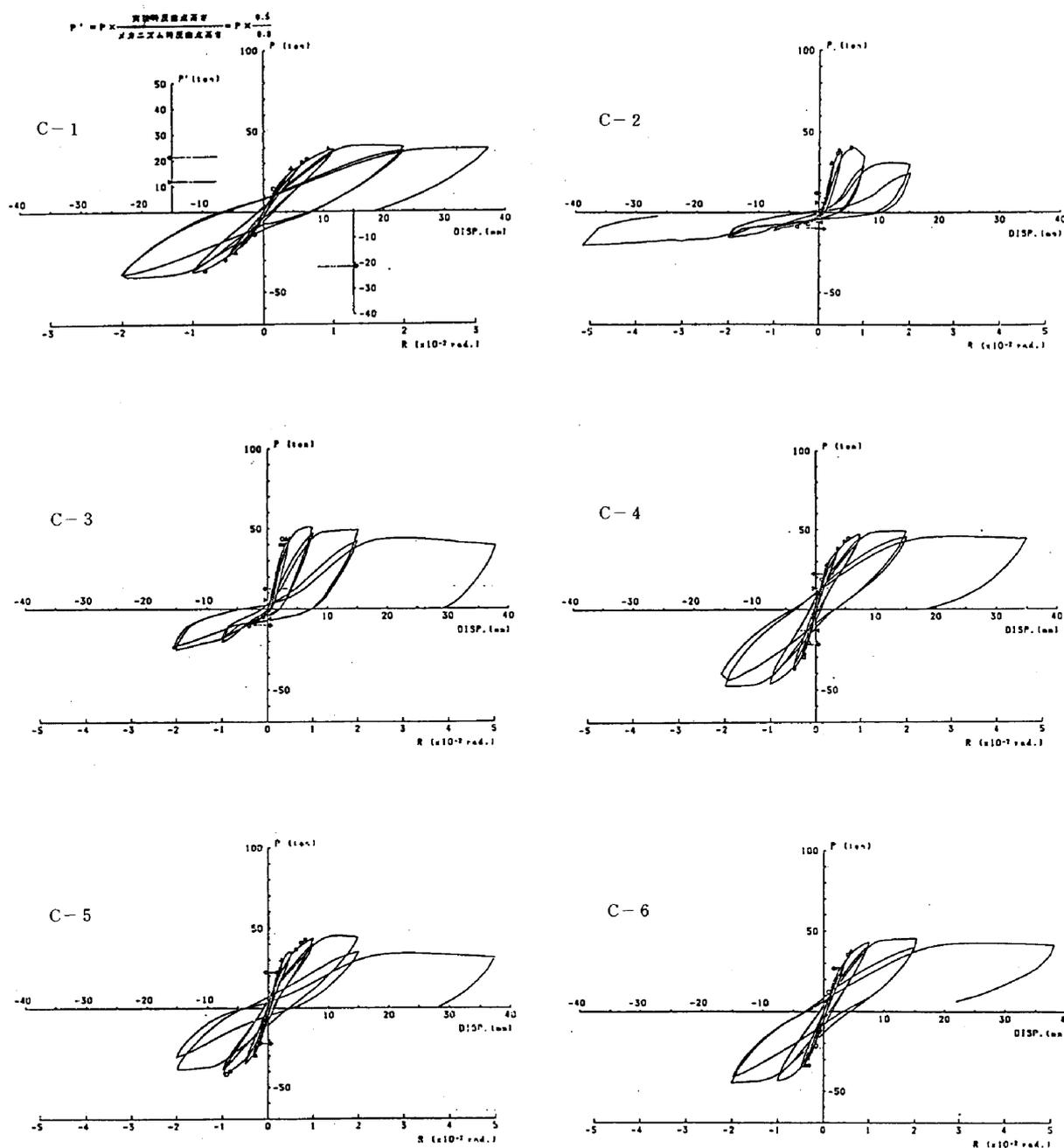


Fig.7 柱試験体荷重変形関係

場合も C-3 試験体と同様に、崩壊メカニズム時せん断力を大きく上回った。最大耐力以降部材角 $1/20\text{rad}$ まで荷重の低下は少ない。C-5 試験体は崩壊メカニズム時せん断力を大きく上回ったが、最大耐力以降の荷重の低下が見られた。C-6 試験体は部材角 $1/20\text{rad}$ まで、荷重の低下は少ない。

4-3 歪の分布

C-2 柱試験体の主筋の歪分布を Fig.8 に示す。同図中に e 関数及び ACI 規準による歪分布もあわせて示した。正加力時 (柱軸力圧縮時) においては、ほぼ実験値

と計算値が対応している。しかし柱軸力引張時の場合は、実験値と計算値が一致しなかった。他の試験体においても、この傾向は同じであった。せん断補強筋の歪分布を Fig.9 に示す。C-2 試験体、C-3 試験体及び C-5 試験体の正加力時は他の試験体と比べて歪値が大きく、特に C-2 試験体の場合降伏歪に近い値を示した。

4-4 既往の計算式による計算値と諸荷重比較

各柱試験体の諸荷重と既往の計算式による計算値を比較したものを Table 4 に示す。

曲げひび割れ荷重は、計算値と比較しほぼ一致してい

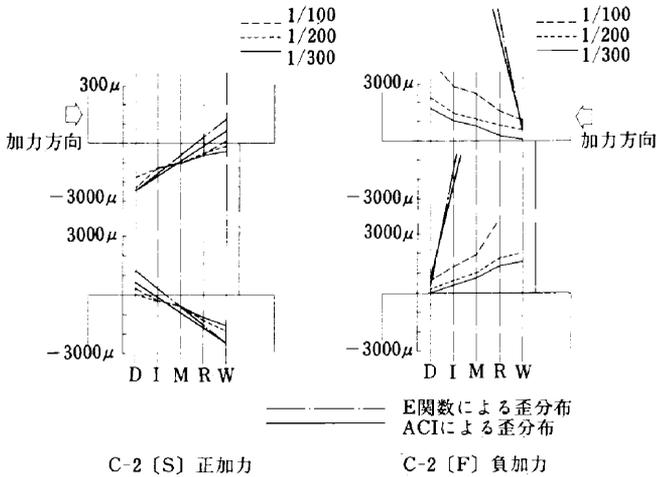


Fig. 8 柱主筋歪分布

る。せん断ひび割れ荷重は、C-2、C-3試験体の柱軸力引張時の加力において、計算値と大きく異なっている。主筋降伏荷重は、C-6試験体を除き計算値とほぼ一致した。最大荷重とせん断耐方式による計算を比較すると、すべての試験体で最大耐力は計算値を上回っている。最大耐力と各曲げ耐力計算値を比較すると、各式共C-2、C-3試験体の柱軸力引張時を除きよく一致した。

§ 5. 架構試験体実験結果

5-1 実験経過とひび割れ状況

(1) F-1 試験体

1サイクル負側で、梁下端に曲げひび割れ発生、2サ

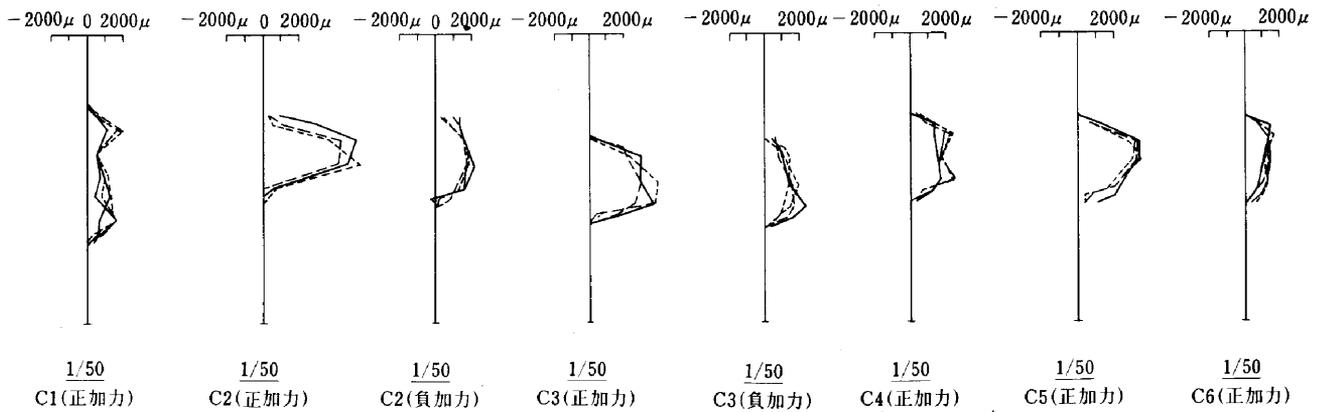


Fig. 9 柱試験体せん断補強筋歪分布(1/50時)

Table 4 柱試験体諸荷重の実験値と計算値の比較

試験体	柱軸力	*1 曲げひび割れ (tf)			*2 せん断ひび割れ (tf)			*3 主筋降伏 (tf)			最大耐力 (tf)								
		実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	せん断耐方式**		略算式**		ACI基準**		e関数**	
												計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
C-1	72	13.5	11.0	1.23	26.6	20.7	1.29	T30.3	T33.1	0.92	41.2	35.9	1.15	35.3	1.17	36.7	1.12	38.2	1.08
C-2	214	37.0	33.4	1.11	30.1	36.5	0.82	C38.2	C48.9	0.78	40.5	35.6	1.14	41.1	0.99	42.3	0.96	49.8	0.81
	-86	-3.6	①		-7.1	2.1	3.38	T-8.4	②		-20.5	18.3	1.12	9.1	2.25	16.0	1.28	16.0	1.28
C-3	213	43.4	32.9	1.32	43.0	36.2	1.19	C40.2	C46.9	0.86	51.2	39.5	1.30	38.9	1.32	42.1	1.22	47.6	1.08
	-75	-5.5	①		-7.6	3.1	2.45	T-9.5	T10.2	0.93	-25.2	23.5	1.07	11.1	2.27	19.2	1.31	19.4	1.30
C-4	86	18.9	16.9	1.12	27.7	21.8	1.27	T30.9	T42.9	0.72	49.2	36.1	1.36	45.9	1.07	44.5	1.11	46.2	1.06
C-5	86	21.2	16.8	1.26	29.5	21.7	1.36	T40.9	T42.8	0.96	45.3	33.1	1.37	45.8	0.99	44.3	1.02	46.1	0.98
C-6	86	11.3	11.9	0.95	30.3			C25.8	T37.9	0.68	45.6							40.6	1.12

*T: 主筋引張降伏
 C: 主筋圧縮降伏
 ①: 軸力のみでひび割れが入る
 ②: 中立軸が断面外
 *1: $M_c = (1.8 \cdot \sqrt{F_c} + N/A_e) \cdot Z_e$
 *2: 池田による大野・荒川式の修正式
 *3: $f_t = 4370 \text{ kgf/cm}^2$, $E_c = 1.91 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, $\alpha_e \epsilon_u = 0.0025$, e関数
 *4: 荒川平均式
 *5: 日本建築センター「構造計算指針・同解説」1986年版、(6-3d, 3e, 3f)式
 *6: $\epsilon_u = 0.003$ (圧縮縁終局歪度)
 *7: $\epsilon_u = 0.003$ (" "), $\epsilon_{cB} = 0.002$ (最大応力度の時の歪度)
 コンクリート強度は圧縮試験結果による

イクル負側で、せん断ひび割れが発生した。9サイクル負側で、梁下端筋が降伏、12サイクル負側の加力で、スラブ上面にコンクリートの圧壊が始まった。

最大荷重は、正側で16.36tf、負側で12.21tfであった。破壊モードは、梁の曲げ破壊の性状を示した。ひび割れの発生状況としては、梁に曲げ及びせん断ひび割れが発生するが、最終時においても柱及び接合部にひび割れは発生しなかった。

(2) F-2 試験体

柱引張軸力上昇時に、柱及び接合部に引張ひび割れが発生した。曲げひび割れは、負側加力時に梁下端に発生し、9サイクル負側で接合部にせん断ひび割れが発生し、ひきつづき柱部にせん断ひび割れが発生した。鉄筋の降伏は、12サイクル負側で、梁下端筋が降伏、15サイクルで、梁下端に圧壊が始まった。最大荷重は、正側で15.57tf、負側で11.92tfであった。破壊モードは、梁の曲げ破壊の性状を示した。

(3) F-3 試験体

正負各1サイクルで、左上端と下端に曲げひび割れが発生し、せん断ひび割れ及び曲げせん断ひび割れが梁部材に発生し、12サイクル負側加力時に右梁上端筋が降伏した。15サイクルで梁の圧壊が始まり、最大荷重は左梁で正側13.10tf、負側11.47tfで右梁で正側10.88tf、負側13.10tfであった。破壊モードは、梁の曲げ破壊の性状を示した。

5-2 荷重変形関係

各架構試験体の荷重と変形を Fig.11 に示す。F-1 試験体の場合、梁主筋降伏後層間変形角1/30rad.まで荷重低下することなく徐々に荷重が増加した。F-2 試験体においては、梁主筋降伏後層間変形角1/30rad.まで荷重の低下はなく、荷重は徐々に増加の傾向を示した。1/100rad.の繰り返し加力以降やや逆 S ループの特性を示した。F-3 試験体においても、F-1、F-2 試験体と同様に、梁主筋降伏後1/30rad.まで荷重は低下することなく徐々に増加した。1/100rad.の繰り返し加力以降やや逆 S ループを描いた。

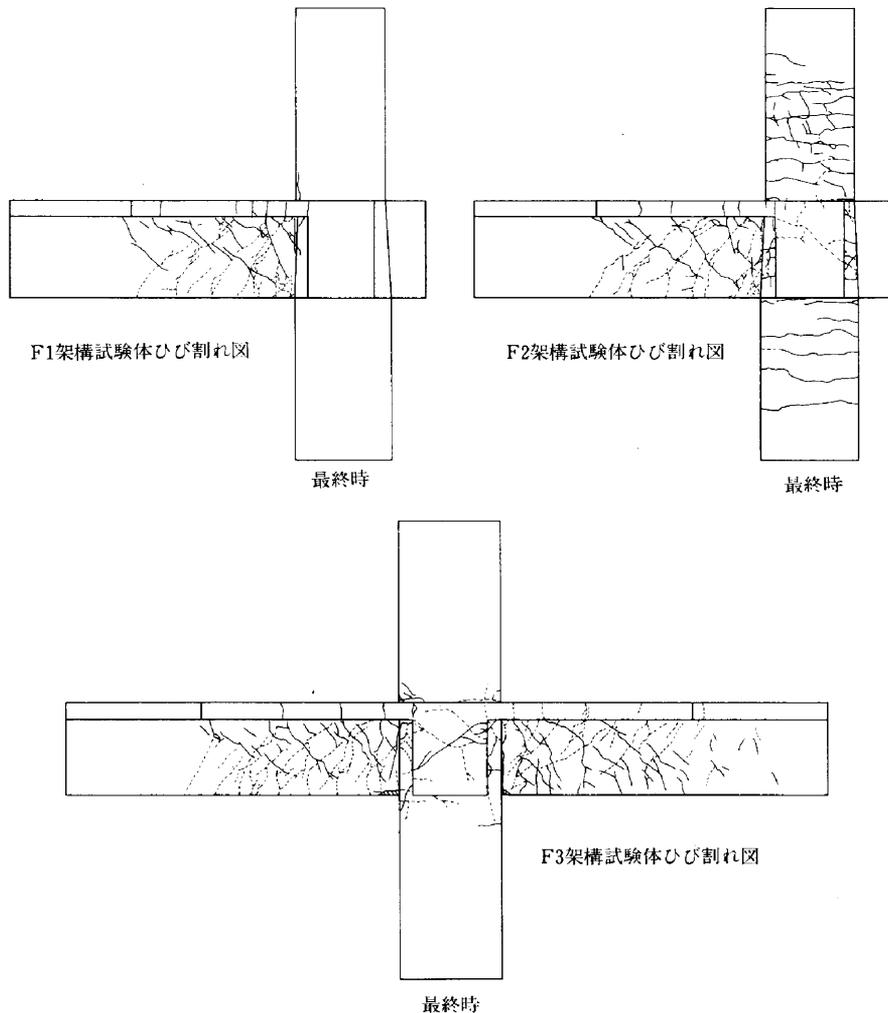


Fig. 10 架構試験体ひび割れ図

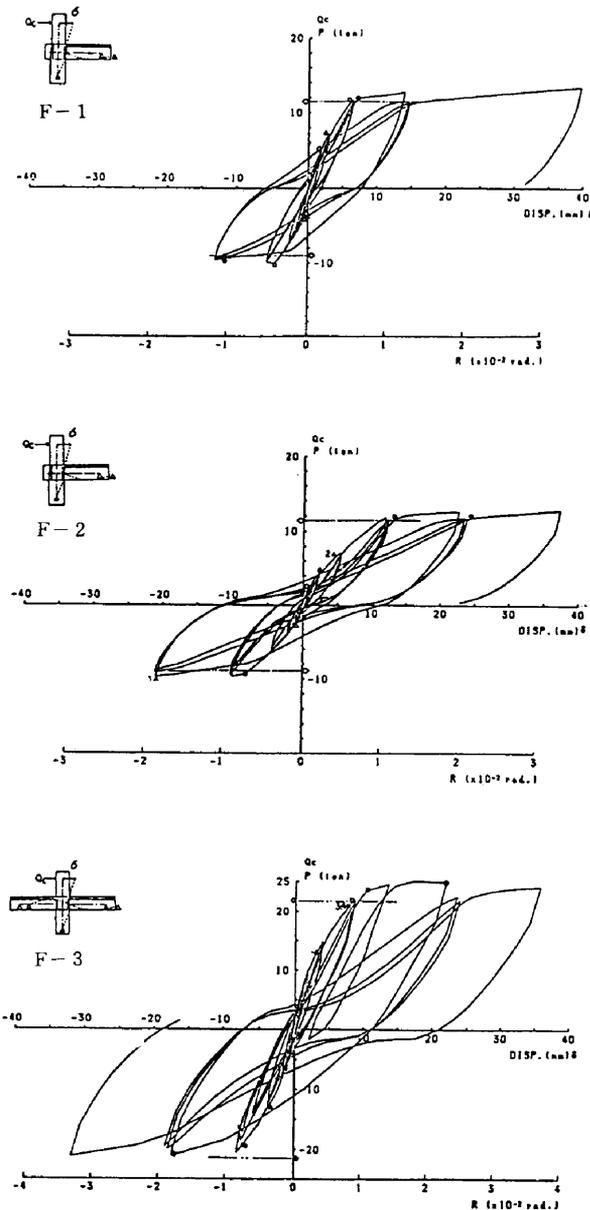


Fig.11 架構試験体の荷重変形関係

5-3 歪の分布

各架構試験体の梁主筋の歪分布を Fig.12 に、梁のせん断補強筋の歪分布を Fig.13 に示す。

F-1 試験体の梁主筋の歪分布を見ると、上端・下端筋共、接合部内中央位置より、折まげ定着部間で歪量は急激減少している。同じく F-2 試験体においても、接合部内中央位置より折まげ定着部分間で歪量が減少しており、折りまげ起点部から終点部においても、歪量が急激に減少している。F-3 試験体の場合、層間変形角 $1/200$ rad以降のくり返して接合部内の歪は、全域にわたり引張歪となった。 $1/100$ rad以降梁端部引張側で引張降伏した。せん断補強筋の歪分布では、変形が進むにしたがい増加しているが、降伏歪には達しなかった。

5-4 既往の計算式による計算値と諸荷重比較

既往の計算式による計算値と実験値の比較を Table5 に示す。F-1 試験体の場合、梁の曲げひび割れ荷重及びせん断ひび割れ荷重は計算値と一致しない。梁の主筋降伏荷重は、上端引張の計算値とよく一致した。梁の最大荷重は、正加力時において、せん断耐力計算を上回っている。梁の最大荷重は、ACIによる下端引張の曲げ耐力計算値とよく一致した。F-2 試験体において、梁の曲げひび割れ荷重は、計算値とよく一致した。せん断ひび割れ荷重は一致しない。梁の主筋降伏荷重は、計算値とほぼ一致している。梁の最大荷重は、正加力時においてせん断耐力計算値とよく一致し、ACIの下端引張時の曲げ耐力計算値とよく一致した。F-3 試験体では、梁の曲げひび割れ荷重において、梁上端引張加力時の計算値とほぼ一致した。柱の曲げひび割れ荷重は計算値とほぼ一致した。梁のせん断ひび割れ荷重は、計算値と一致しない。梁の主筋降伏荷重と上端引張の計算値とよく一致した。梁の最大荷重は、正加力時においてせん断耐力計算値とよく一致した。梁の最大荷重は、ACIによる下端引張の曲げ耐力計算値とよく一致した。

5-5 復元力特性

F-3 架構試験体の柱せん断力層間変形関係と設計で用いた復元力特性のモデルとの比較を Fig.14 に示す。図中の太い実線は、設計で用いた方法により計算した包絡線である。初期剛性、第2剛性及び第3剛性共に実験値をよく表わしている。負荷荷時の剛性は、修正武田モデルにより計算したもので、破線で示した。ただし戻り勾配を決める係数 β を0.4として計算した。負荷荷時の剛性も実験値とほぼ対応している。このことから設計で用いた復元力特性は、実験値とよく対応している。

§6. まとめ

6-1 柱試験体に関して

荷重変形関係においては、C-1, C-2 (負側加力時), C-3, C-4 及び C-6 試験体において、最大耐力以降部材角 $1/20$ radまで荷重低下は少なく、靱性に富んだ復元力特性を示した。C-2 試験体(圧縮軸力時)と C-5 試験体において、最大耐力以降の荷重の低下がわずかに見られた。これは他の試験体に比べ、せん断補強筋が少ないことによる影響と考えられる。最大荷重値は、C-2 試験体の圧縮軸力時を除き、 e 関数による曲げ耐力値とよく一致した。せん断耐力計算値に対しては、実験値が上回った。破壊モードは、各試験体のひび割れ状況、荷重変形関係及び歪の分布から見て、各試験体共に曲げ圧

Table 5 諸荷重の実験値と計算値の比較

F-1試験体																	
部材	荷重方向	柱軸力 tf	*1 曲げひび割れ (tf)			*2 せん断ひび割れ (tf)			*3 主筋降伏 (tf)			最大荷重 (tf)					
			実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	ロ 実験値	ロ/イ	せん断耐力式*4		ACI *7	
														計算値	実/計	計算値	実/計
2G2	+		6.2	2.6	2.43	8.8	7.0	1.25	T14.3	T14.0	1.02	16.4	1.17	15.8	1.04	14.2	1.15
	-		-4.3	2.5	1.72	-4.9	7.0	0.70	T12.2	T10.9	1.12	-12.2	1.12	14.7	0.83	12.5	0.98
2C2c	+	213		27.4			35.4			C38.2				45.4		38.8	
	-	213		27.4			35.4			C38.2				45.4		38.8	
1C2c	+	226		42.3			37.9			C64.5				47.4		65.6	
	-	226		42.3			37.9			C64.5				47.4		65.6	

F-2試験体																	
部材	荷重方向	柱軸力 tf	曲げひび割れ (tf)			せん断ひび割れ (tf)			主筋降伏 (tf)			最大荷重 (tf)					
			実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	ロ 実験値	ロ/イ	せん断耐力式		ACI	
														計算値	実/計	計算値	実/計
2G2	+		2.8	2.6	1.08	5.5	7.0	0.79	T13.9	T14.0	0.99	15.8	1.13	15.7	1.01	14.2	1.11
	-		-2.3	2.5	0.92	-2.8	7.0	0.40	T11.4	T10.9	1.05	-11.9	1.09	14.6	0.82	12.5	0.95
2C2c	+	-75	①			6.8	2.3	3.61	③	T 8.1				23.2		16.1	
	-	-75	①				2.3		③	T 8.1				23.2		16.1	
1C2c	+	-82	①				5.8		③	②				23.4		20.8	
	-	-82	①			-10.1	5.8		③	②				23.4		20.8	

F-3試験体																	
部材	荷重方向	柱軸力 tf	曲げひび割れ (tf)			せん断ひび割れ (tf)			主筋降伏 (tf)			最大荷重 (tf)					
			実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	ロ 実験値	ロ/イ	せん断耐力式		ACI	
														計算値	実/計	計算値	実/計
4G1 左側	+		-2.0	1.8	1.11	8.0	5.3	1.51	T11.9	T11.3	1.05	13.1	1.16	13.7	0.96	11.2	1.17
	-		-2.3	1.8	1.28	-6.9	5.3	1.30	T11.2	T10.0	1.12	-11.5	1.15	12.9	0.89	11.5	1.00
4G1 右側	-		-1.9	1.8	1.06	-6.8	5.3	1.28	T10.2	T11.3	0.90	-10.9	0.96	13.7	0.80	11.2	0.97
	+		3.4	1.8	1.89	6.9	5.3	1.30	T12.6	T10.0	1.26	13.1	1.31	12.9	1.02	11.5	1.14
4C3	+	84	21.4	18.2	1.18		22.3			T46.7				35.5		50.4	
	-	84	-15.9	18.2	0.87		22.3			T46.7				35.5		50.4	
3C3	+	89	21.4	18.9	1.13		22.9			T47.7				36.8		51.2	
	-	89	-17.3	18.9	0.92		22.9			T47.7				36.8		51.2	

*T : 主筋引張降伏
 C : 主筋圧縮降伏
 ① : 軸力のみでひび割れが入る
 ② : 中立軸が断面外
 ③ : 軸力のみで降伏
 *1 : $M_c = (1.8 \cdot \sqrt{F_c + N/A_s}) \cdot Z_e$
 *2 : 池田による大野・荒川式の修正式
 *3 : $f_t = 4370 \text{ kg/cm}^2, sE = 1.91 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, s\epsilon_u = 0.0025, e$ 関数法、梁の場合は $M_y = 0.9a_t \sigma_{rd}$
 *4 : 荒川平均式
 *6 : $\epsilon_{cu} = 0.003$ (圧縮縁終局強度)
 *7 : $\epsilon_{cu} = 0.003$ ("), $c\epsilon_B = 0.002$ (最大応力度の時の歪度)
 コンクリート強度は圧縮試験結果による、床スラブ考察

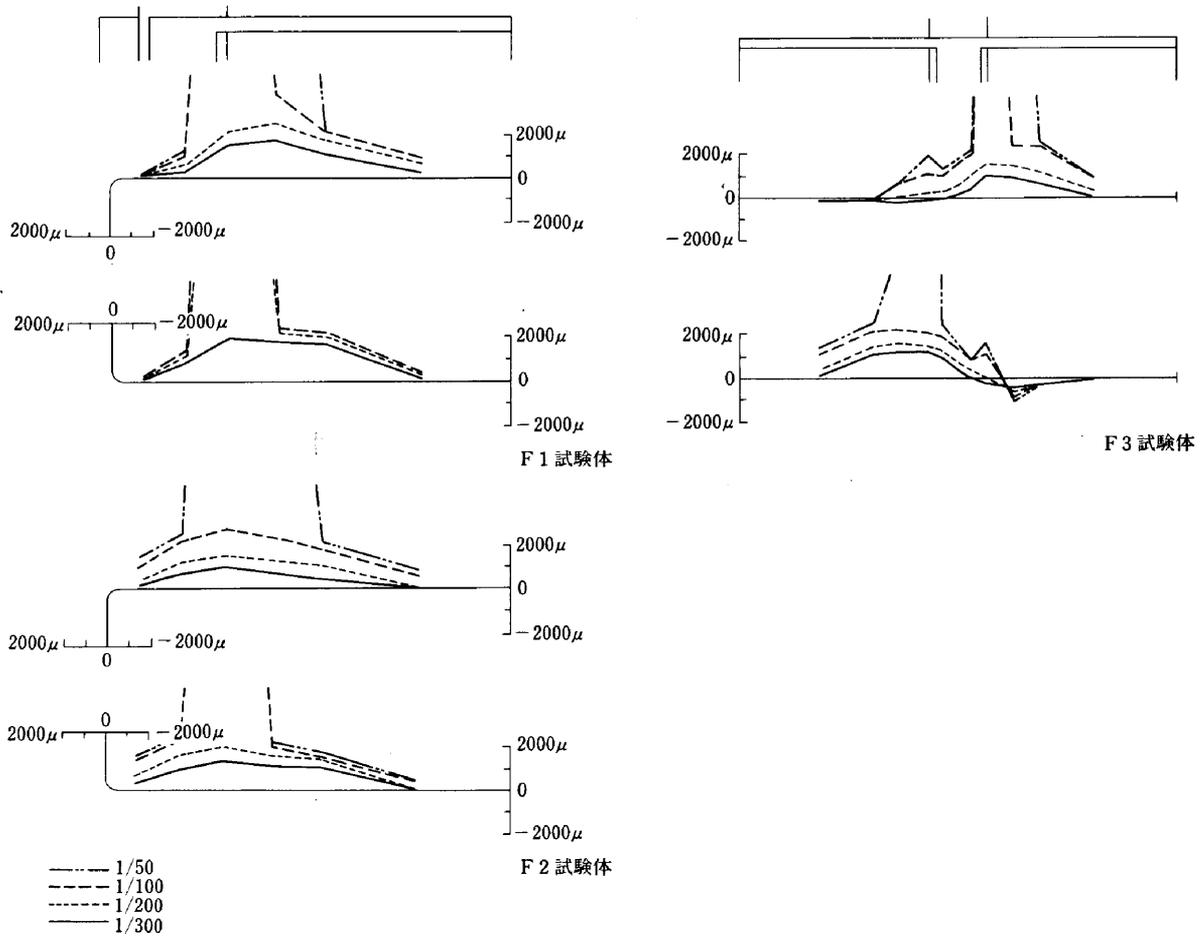


Fig. 12 架構試験体梁主筋歪分布

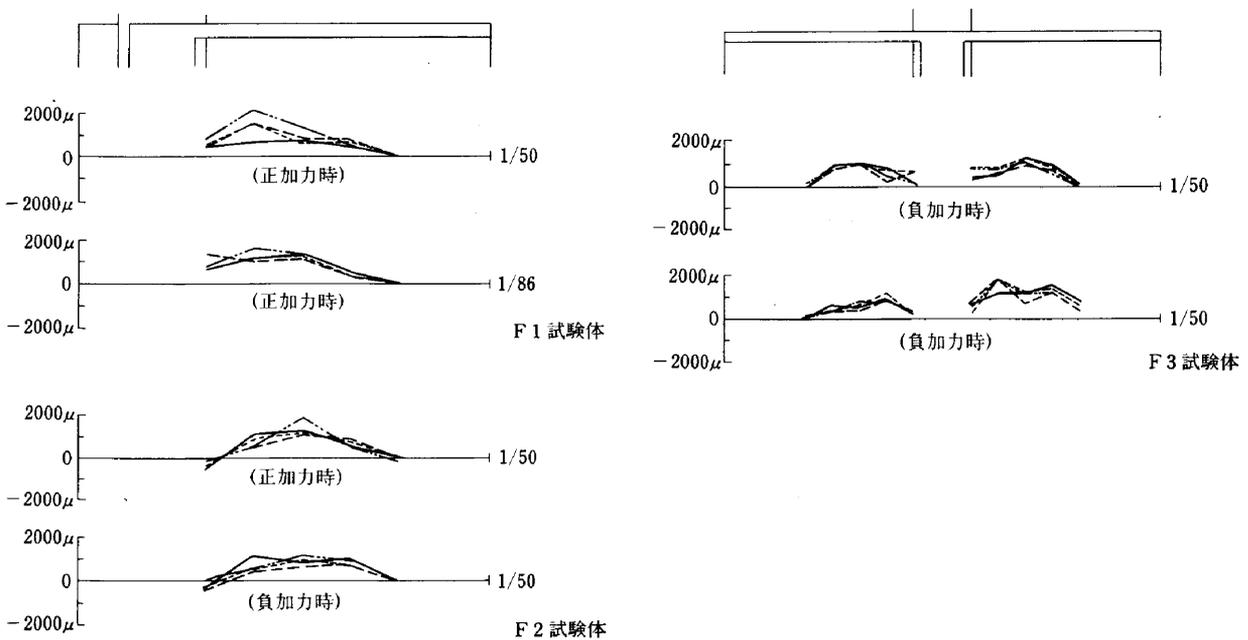


Fig. 13 架構試験体梁せん断補強筋歪分布

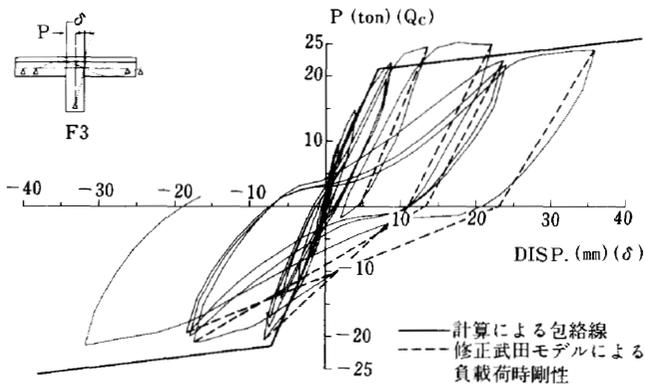


Fig. 14 包絡線計算値及び修正武田モデルとの比較

縮破壊と判断される。ただし C-2 試験体の場合は、曲げとせん断の複合した破壊と推定される。以上のことから柱高軸力及び引張力による顕著な影響は認められなかった。C-4 試験体と C-6 試験体の荷重を比較するとほとんど差は見られず、加力方向による耐力への影響は少なかった。

6-2 架構試験体に関して

荷重変形関係は、各試験体共層間変形1/30rad.まで最大荷重値は、曲げ耐力計算値とほぼ一致した。破壊モードは、ひび割れ分布、荷重変形関係及び歪分布の状況から、梁の曲げ破壊と判断される。F-1, F-2 試験体の結果から、定着破壊の現象は見られず、十分な定着が確認された。F-3 試験体の梁主筋歪分布と荷重変形関係から見て、接合部内の通し筋の定着は、層間変形角1/30 rad.まで良好であった。復元力特性は設計で用いた修正武田モデルで十分実験値を模擬できることを確認した。