

論文

[2191] 構成部材の特性に基づくフレームの耐震性能について

福原 安洋*1 嶋津 孝之*2 荒木 秀夫*2 大田 和彦*3

1. はじめに

図-1. 1 に示すフレームは、集合住宅用として開発されたラーメン要素で、出来るだけ開口を大きくとるため、柱の梁とせい比 (D/b) の大きい中柱と細長い (L/D 小) 側柱で構成されている。すなわち、せん断破壊形を生じ易い中柱と大きな変動軸応力度を負担する側柱で構成されている。骨組が梁崩壊形メカニズムを形成した際の靱性を得るため、梁主筋を減らして対応することも可能であるが、このフレームの特徴を生かすためには、このような断面形状のまま、耐力と靱性が得られることが望ましい。

このフレームの模型実験結果については、文献(1)に発表されているが、図-1. 1のように、(せい/幅)比が2の長方形断面の中柱は、曲げ降伏が先行し、耐力的には十分な設計せん断強度を示すものの、図-1. 2の荷重一部材角図に示すように、終局的には、せん断破壊のような靱性不足を示し、水平部材角が1/70付近で脆く破壊している。また、1層部分において、中柱だけでなく、側柱、梁端部、および、接合部の損傷が大きい点も気がかりである。そこで、本研究では、このフレームを構成する部材を部分的に取り出して加力実験を行い、フレームの破壊の再現検証を行うとともに、靱性の向上と、荷重たわみループの改良を目的とした配筋を有する試験体による実験も実施し、フレームの耐震性能の向上を目指すものである。また、部材の個別の特性から、フレーム全体の特性を関連づけた研究も少なく、この点についても検討を行うことも研究の目的としている。

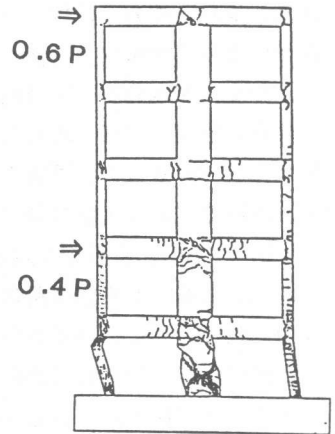


図-1.1 フレーム破壊図 (文献(1)より)

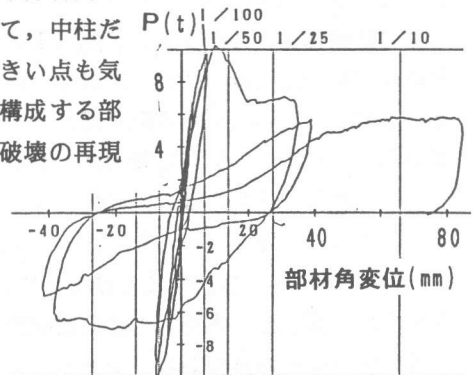


図-1.2 フレームの1層の荷重一部材角

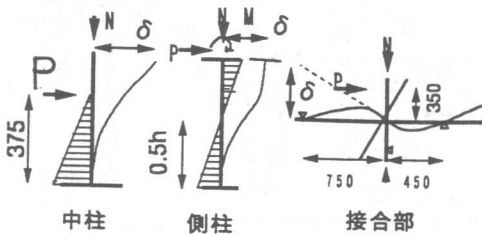


図-2.2 試験体の応力図

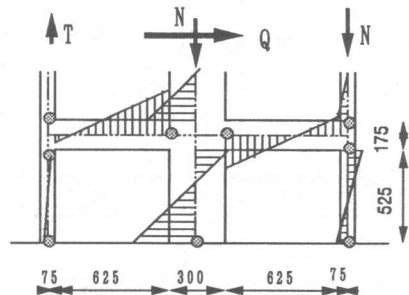


図-2.1 フレームの応力分布図

*1呉工業高等専門学校建築学科 工修(正会員)

*2広島大学工学部建設工学科 工博(正会員)

*3近畿大学工学部建築学科 工博(正会員)

2. 実験概要

(1) 試験体および加力について

試験体は、図-2.1に示すように上記フレームの1層部分を構成する中柱、側柱、および接合部を取りだしたものである。また、加力方法は、そのメカニズム時の応力の分布から、図-2.2のようにした。すなわち、中柱試験体では、反曲点を階高の60%、軸力を2tとした。また、側柱試験体は、両端を回転固定とし、圧縮方向の最大軸方向力は、 $N=2/3F_c \cdot b \cdot D = (22.5t)$ 、引張り方向では、最大 $T = \sigma_y \cdot 2p_t b D$ を、水平部材角に応じて変動加力した。さらに、いずれの試験体も、部材角が1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25で2回正負の繰り返し载荷を行った。

試験体断面一覧表、および、材料の性状を表-2.1、表-2.2に、また、配筋状況を、図-2.3に示す。

中柱試験体は、後記する計算式によるせん断強度と曲げ強度の比 ($s_q c/m_q c$) は、1.2~1.8程度である。なお、H-1は、中段主筋で囲むコアも補強している。また、M-Dは、溶接金網を用いている。

側柱試験体の主筋量は、上記のフレームのメカニズムに対して引張り降伏しないために必要な量 (12-D6) を基本にし、圧縮特性を見るため、これより少ないものも用いた。また、主筋の座屈拘束効果をみるため中子筋の多いものも作成した。

接合部試験体の梁配筋は、上記のフレームと同様のものと、X配筋のものを作成した。また、その配置は、降伏ヒンジの生じる梁端部のものと、曲げ耐力を低下させ、ヒンジ域を拡大させる

目的で、梁端から少し離れたものを計画した。

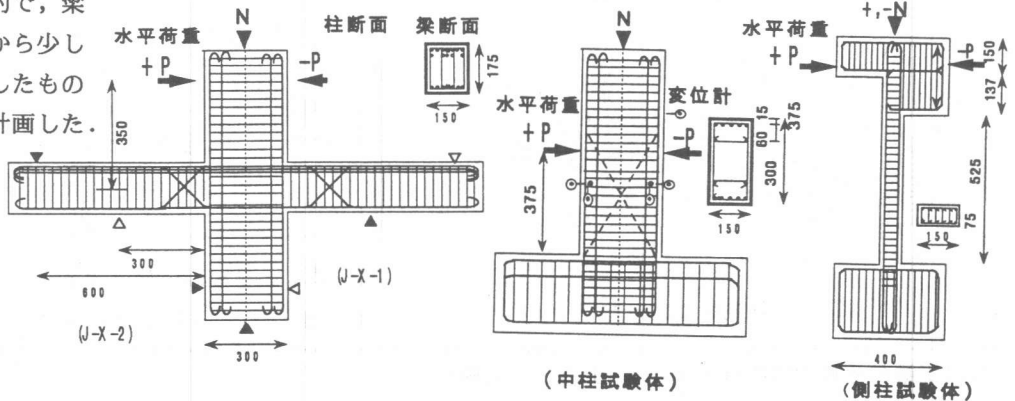


図-2.3 試験体の形状および配筋図

表-2.1 試験体一覧表

名称	引張主筋	せん断補強		
中柱試験体	H-0	8-D6 $P_t=0.569\%$	2-2.6 ϕ 90 $P_w=0.080\%$	
	H-1	8-D6 $P_t=0.569\%$	外:2-2.6 ϕ 30 ($P_w=0.236\%$) 内: $P_w=0.472\%$ (2-2.6 ϕ 15)	
	H-2	8-D6 ($P_t=0.569\%$)	2-2.6 ϕ 15 ($P_w=0.472\%$) (中子筋 2.6 ϕ 30)	
	H-3	8-D6 ($P_t=0.569\%$)	2-3.2 ϕ 15 ($P_w=0.715\%$) (中子筋 3.2 ϕ 30)	
	M-D	7-D6, 4.5-3.2 ϕ $P_t=0.622\%$	溶接金網45° (2-3.2 ϕ 50) $P_w=0.214\%$ (中子筋 3.2 ϕ 50)	
	X-1	5-D6 ($P_t=0.355\%$) X筋(60°) 4-D6X2	2-2.6 ϕ 30 ($P_w=0.236\%$) (中子筋 2.6 ϕ 30)	
側柱	X-2	5-D6 $P_t=0.355\%$ X筋(80°) 2-D10X2	2-2.6 ϕ 30 ($P_w=0.236\%$) (中子筋 2.6 ϕ 30)	
	C-1	4-D6 $p_{ts}=1.138\%$	2-2.6 ϕ 35 $p_w=0.202\%$	
	C-2	8-D6 $p_{ts}=2.28\%$	4-2.6 ϕ 35 $p_w=0.404\%$	
	C-3	12-D6 $p_{ts}=3.41\%$	6-2.6 ϕ 26 $p_w=0.817\%$	
接合部	C-4		2-3.2 ϕ 13 $p_w=0.825\%$	
	柱	H	上14-D6, 下7-D6	梁
		1	上10-D6, 下3-D6 X筋(45°) 4-D6	
	梁	J-H		H
J-X-1			1	2-2.6 ϕ 30 ($P_w=0.236\%$) 梁端X筋
J-X-2		同	同	2-2.6 ϕ 30, 梁中X筋

表-2.2 材料の性質

	圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)	圧縮強度時歪度 ϵ_{max} (%)	弾性係数 E_c (kg/cm ²)
中柱用	369	0.262	3.25×10^5
その他用	332	0.264	3.26
鋼材	D10	$\sigma_y=3730$ kg/cm ² , $\sigma_{max}=5490$ kg/cm ²	
	D6	$\sigma_y=3690$ kg/cm ² , $\sigma_{max}=5570$ kg/cm ²	
	3.2 ϕ	$\sigma_y=5040$ kg/cm ² , $\sigma_{max}=5600$ kg/cm ²	
	2.6 ϕ	$\sigma_y=4950$ kg/cm ² , $\sigma_{max}=6870$ kg/cm ²	
	溶接金網	$\sigma_y=5330$ kg/cm ² , $\sigma_{max}=6540$ kg/cm ²	

(2) 中柱の実験結果について

荷重と部材角の関係の例を、図-2.4に、また、実験結果を表-2.3に示す。ひび割れ状況は、配筋によって異なり、斜め補強タイプ(M-D, X-1, X-2)は、ひび割れの数および幅が小さい。全般に $\delta/h=1/200$ 程度で、曲げ降伏し、表-2.3に示すように、曲げ耐力計算値を1.3倍以上上回り最大耐力を示した。その後、補強筋比の大きいH-2, H-3では耐力低下がなかったが、他の試験体は $\delta/h=1/50\sim 1/25$ で耐力低下した。中コア補強をしたH-1のタイプは $\delta/h=1/50$ で曲げ計算耐力以下に低下し、せん断破壊の状況を示した。また、図-2.4でわかるように、X型(X-1, X-2)、および、メッシュ斜め型(M-D)の荷重履歴曲線は、は、紡錘形の安定したループを描いている。なお、結果については、文献(6)にも発表している。表-2.3中の計算値は、文献(4)、および、文献(5)によった。

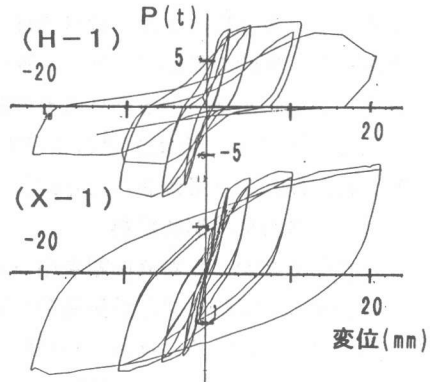


図-2.4 中柱実験の荷重-たわみ図の例

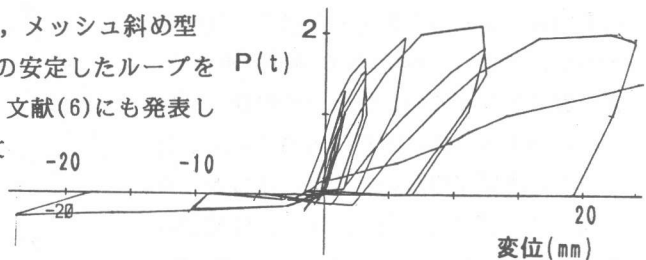


図-2.5 側柱実験の荷重-たわみ図の例 (C-4)

(3) 側柱の実験結果

側柱の荷重たわみ曲線の例を、図-2.5に、また、4個の試験体の荷重たわみ曲線の包絡線と終局荷重計算値を図-2.6に示す。また、実験結果を表-2.4に示すが、最大荷重計算値は、柱両端で曲げ圧縮降伏した場合のせん断力であり、これには、部材角1/100の時の、 $P-\delta$ 効果を考慮している。

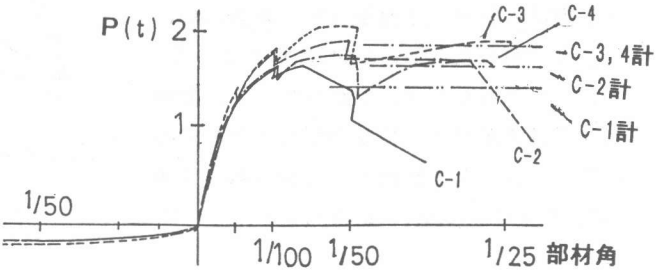


図-2.6 側柱実験の荷重-たわみ曲線の包絡線

表-2.3 中柱試験体実験結果

試験体	加力方向	曲げせん断ひび割れ時荷重 (crP)				降伏時の荷重 (Py=Qy)				最大荷重 (Pmax)				最大荷重時変形 (δ_m)		終局mQc時のせん断強度/曲げ強度			
		実験 crP (t)	cr τ kg/cm ²	cr τ / c τ	cr δ / h 10 ⁻³	実験 Qy (t)	τ_y kg/cm ²	Qy / mQc	δ_y / h 10 ⁻³	実験値 Pmax (t)	τ_{max} kg/cm ²	Pmax / Py	Pmax / mQc	Pmax / sQc	実験値 δ_m (mm)	δ_m / h 10 ⁻³	sQc / mQc	sVc / mQc	
H-0	正	6.3	16.4	0.93	2.5	8.4	22.4	1.10	5.0	10.5	28.07	1.25	1.37	1.11	10.56	20	20	1.24	1.75
	負	-6.8	-18.2	1.00	-3.9	-8.2	-21.9	1.07	-5.0	-9.0	-25.94	1.10	1.27	1.02	-5.37	10	10		
H-1	正	6.5	17.4	0.96	2.6	8.0	21.4	1.10	5.0	10.0	26.73	1.25	1.38	0.79	8.88	22	34	1.74	2.20
	負	-7.2	-19.2	1.05	-2.5	-8.0	-21.4	1.10	-5.0	-9.0	-25.94	1.13	1.34	0.77	-11.30	17	20		
H-2	正	9.0	24.1	1.33	5.0	8.8	23.5	1.18	5.0	11.1	29.68	1.26	1.40	0.88	21.02	40	>40	1.71	2.74
	負	-8.7	-23.3	1.29	-5.0	-8.2	-21.9	1.10	-5.0	-9.8	-26.20	1.20	1.32	0.77	-21.10	40	>40		
H-3	正	8.7	23.3	1.29	5.0	8.6	23.0	1.14	5.0	11.3	30.21	1.31	1.49	0.84	21.04	40	>40	1.79	3.05
	負	-8.3	22.2	1.23	-5.0	-8.0	-21.4	1.06	-5.0	-10.4	-27.81	1.30	1.38	0.77	-21.06	40	>40		
M-D	正	9.5	25.4	1.40	5.0	10.0	26.7	1.17	6.1	12.4	33.16	1.24	1.45	1.11	9.78	19	>40	1.30	1.98
	負	-8.6	-23.0	1.27	-5.0	-9.8	-26.2	1.14	-7.6	-11.0	-29.31	1.12	1.28	0.98	-10.65	20	>40		
X-1	正	9.0	24.1	1.33	5.0	9.0	24.1	1.16	5.0	11.6	31.01	1.29	1.49	0.91	21.19	40	>40	1.64	2.17
	負	-9.0	-24.1	1.33	-5.0	-8.5	-22.7	1.09	-5.0	-10.4	-27.81	1.22	1.34	0.81	-19.07	36	>40		
X-2	正	9.5	25.4	1.40	5.0	9.5	25.4	1.13	5.0	11.5	33.16	1.30	1.44	0.99	10.70	20	>40	1.56	2.09
	負	-8.9	-23.8	1.31	-5.0	-9.0	-24.1	1.07	-5.0	-9.9	-26.47	1.10	1.17	0.75	-10.40	20	>40		

これより、主筋比の少ない試験体ほど最大荷重を示す時の変形が小さく、靱性に乏しいこと、また、中子筋による補強をしたもの(C-3)は、最大荷重および大変形時の耐力保持に効果があることが分かる。

(4) 接合部の実験結果

接合部の荷重-たわみ曲線を図-2.7に、また、実験結果と計算値の一覧表を表-2.5に示す。なお、X-1は、耐力的には、J-2に近く、ループ形は、他の2つの試験体の中間の状況を示した。X-2は、大変形時に紡錘形の安定した復元力特性を示した。また、J-2は、はりの曲げ降伏により耐力が決まるが、図2-8のひび割れ状況に示すように、曲げ圧縮側でのコンクリートの損傷が激しい。また、接合部にも、かなりのひび割れが生じたが、致命的な付着破壊は見あたらなかった。一方、X-2は、全般にひびわれが少なく梁端でのコンクリート損傷もほとんど無かった。また、X-1は、ひび割れ状況は、J-2に類似しているが、ひびわれ分布は、広がっており、梁端ヒンジ域を広げるのに効果があったと思われる。なお、せん断耐力の計算値は、文献(5)、および、文献(7)によった。

3. 実験結果の検討

(1) 部材の靱性について

断面形状が(せい/幅=D/b) > 1.5 の柱については、文献(2),(3)には、壁柱の靱性は、軸方向応力度合いとD/b比の大きさに反比例すること、曲げ圧縮ゾーンの横補強、あるいはX配筋が靱性に効果のあることが示され、靱性確保には、一層壁柱の場合、

表-2.4 側柱試験体実験結果

	圧縮鉄筋降伏		最大荷重時				終局時
	荷重 (t)	$\delta/h \times 0.001$	荷重 (t)	計算値 $P_y(t)$	計算値との比	$\delta/h \times 0.001$	$\delta/h \times 0.001$
C-1	1.02	3.8	1.44	1.18	1.19	10	24
C-2	1.53	4.5	1.93	1.53	1.26	20	40
C-3	1.53	5.5	2.01	1.86	1.08	20	38
C-4	1.23	5.5	1.75	1.86	0.94	20	38

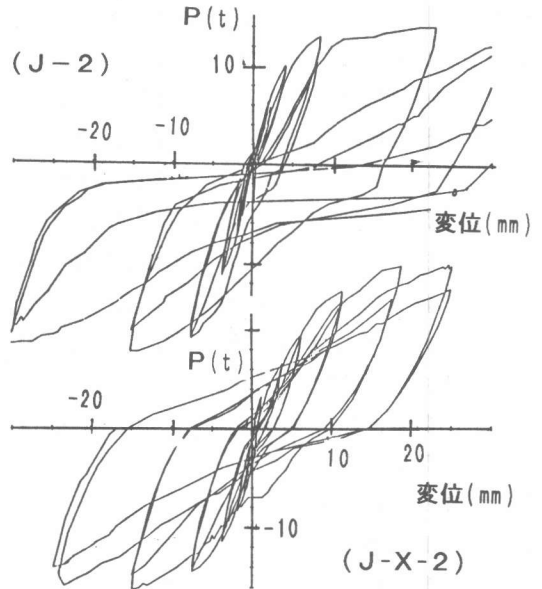


図-2.7 接合部実験の荷重-たわみ図の例

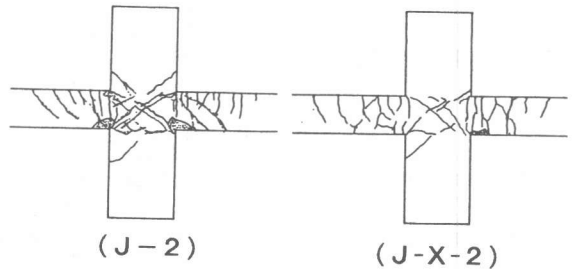


図-2.8 終局ひび割れ状況

表-2.5 接合部試験体実験結果

試験体	梁せん断ひび割れ荷重(crP) 変形			接合部斜めひび割れ荷重 変形			梁曲げ降伏時					最大荷重時			接合部せん断強度 $cP_u(t)$
	実験 crP (t)	計算 crP (t)	$cr\delta/h \times 10^{-3}$	実験 crP (t)	計算 crP (t)	$cr\delta/h \times 10^{-3}$	上端 $T\delta_y / \tau P_y$ (t)	$\delta/h \times 10^{-3}$	下端 $T\delta_y / \tau P_y$ (t)	$\delta/h \times 10^{-3}$	計算 cP_y (t)	実験値 P_{max} (t)	P_{max} / P_y	$\delta_m / h \times 10^{-3}$	
J-2	3.6	7.12	2.5	3.3	3.32	2.5	5.8	6.6	4.1	8.2	6.57	9.0	1.25	20.5	10.1
J-X-1	5.0	7.12	2.5	3.3	3.32	2.5	6.0	6.0	4.0	7.5	6.57	9.0	1.25	20.4	10.1
J-X-2	8.1	7.12	20.0	3.3	3.32	2.5	6.1	6.1	3.6	6.6	5.74	8.2	1.26	24.5	10.1

曲げ降伏メカニズム時の荒川式(文献(4))によるせん断耐力と曲げ耐力の比(sQ_c/mQ_c)が1.25~1.4倍以上必要であるとされている。本実験の試験体は、 sQ_c/mQ_c が1.2~1.8で、曲げ破壊が先行する部材でも、終局時には、せん断破壊形状を示したものがあり、今回の結果からは、 $p_w < 0.4\%$ の場合で、 sQ_c/mQ_c が、1.5倍のものは、部材角1/50以上の靱性を示した。また、補強法としては、X筋補強や溶接金網補強は有効であったが、帯筋をコアに追加配置したもの(H-1)は、今回のような軸応力度の小さい場合には、効果が見られなかった。

側柱の実験では、主筋比の少ない試験体ほど最大荷重を示す時の変形が小さく、靱性に乏しく、試験体C-2(鉄筋係数 $\phi=0.12$)が限界と考えられる。また、主筋拘束のための中子筋の効果が大きい。最大耐力は、鉄筋比の大きいものほど計算値に対する余力がないことが分かる。

はりおよび接合部については、梁の配筋量が多く、柱幅が梁幅と同様で小さいため、圧縮コンクリート破壊、あるいは、接合部での定着破壊が懸念されるが、表-2.5に示したように、曲げ耐力については、計算値どりの耐力を示し、接合部も計算値耐力以下であり問題なかった。ただし、普通配筋の場合、曲げ圧縮側コンクリートの破壊により、剛性低下が大きい。一方、X配筋の場合は、ひび割れも小さく、剛性を確保している。従って、梁端にX筋を配置することは、接合部も含めて、コンクリート破壊や付着破壊に対する効果があるといえる。

(2) X配筋の効果について

X配筋の耐力への効果については、文献(8)などで明白であるが、破壊性状への効果については、未解明の点が多い。本実験で、図-2.9の中柱の脚部塑性域ゾーンの変形についてみると、普通配筋に比べ、X配筋の場合は、水平変位のループ形が紡錘形を示している。これは、パネルの曲げ変形による伸びが普通配筋の場合は、変位が残留するのに対し、X配筋では、完全に戻ること、また、対角線方向の伸縮では、普通配筋では、圧縮に向かう際にスリップしていることから、普通配筋では、繰り返し曲げ応力により、パネルゾーンがゆるみ、スリップ変形するのに対し、X配筋の場合は、図-2.10に示すように、スリップしないで、X筋を斜材としたトラス機構を構成し、パネルゾーンを拘束するとともに、せん断力をX筋による圧縮、引張り両斜材で負担するので安定したループを示し、かつ、ひびわれ損傷が少ない状態を保つものと考えられる。

(3) 等価粘性減衰定数について

中柱、および、接合部の等価粘性定数(h_{eq})は、図-2.11および図-2.12に示すように部材角に比例して大きくなり、大部材角(1/50)では、中柱の h_{eq} は20%程度になること、また、X配筋の場合が大きいことが分かる。溶接金網を用いたものは拘束剛性が大きいため、かなり大変形にならないと h_{eq} は大きくなる。このことは文献(8)などの研究にも指摘されている。

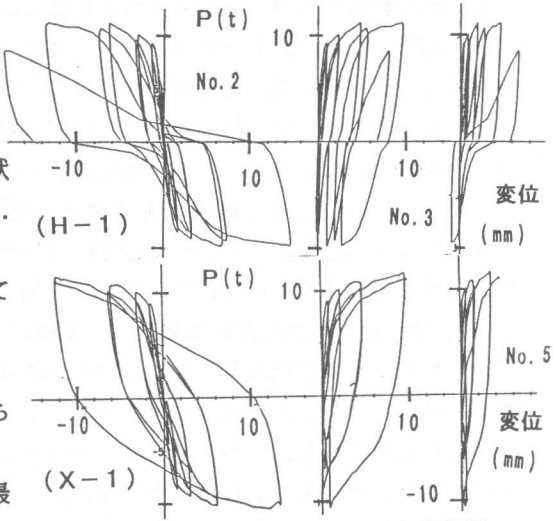


図-2.9 中柱脚部塑性域ゾーンの変位状況

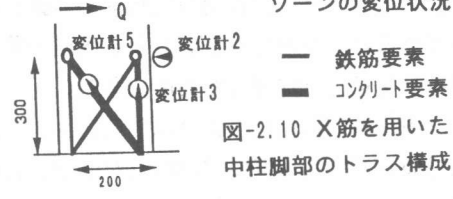


図-2.10 X筋を用いた中柱脚部のトラス構成

(4) 部材特性からフレーム特性の再現について

柱の荷重-たわみ関係からフレームの荷重-たわみ関係を合成するには、梁の剛性やこれに伴う柱の反曲点高さ(y)などの影響がある。本実験の場合、実験の水平加力点は、フレームの梁部材降伏(部材角 $\delta/h=1/100$)以後($y=0.6$)を想定しており、降伏以前では、フレームの場合($y=0.7\sim 0.8$ 程度)と一致しないが(部材実験の方が剛性が大きい)、 $\delta/h > 1/100$ では、柱、梁いずれも部材実験において降伏しており、略算的に水平荷重の足し合わせが可能と考えられる。そこで、荷重とたわみの関係について、部材実験の荷重を合成したものと、フレームのものを比べてみると、図-2.13に示すようにほぼ一致した。すなわち、部材耐力から、フレームの降伏以後の耐力、および、部材角 $1/50$ 程度での耐力低下を予測できることが示された。なお、側柱の荷重は、引張柱、圧縮柱を加算したものである。

また、等価粘性定数については、フレームの場合、部材角 $1/200$ で、13%、部材角 $1/100$ で、18%であるが、これに対して、はりおよび接合部、中柱個々の h_{eq} は、それぞれ、フレームの60~80%を示している。また、圧縮変動軸力側の側柱は、14%程度である。これらの部材とフレームの h_{eq} の関連については、次回に検討する予定である。

4. まとめ

特性の異なる部材で構成されたフレームに対して、部材の特性からフレームの靱性などの荷重変形特性を予測することが可能であることが確認できた。

また、せいの大い柱について、 $p_w < 0.4\%$ の場合で、 $s_{qc}/m_{qc} < 1.5$ のものは、部材角 $1/50$ 以下で崩壊することもあることが明らかとなったが、配筋の工夫により、靱性の改良が可能であること、また、X配筋の応力負担と変形についてトラス作用効果で説明できることが確認された。

<文献>

- (1) 嶋津他: 構面の水平抵抗性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論報, 13-2, 1991, pp. 623-628
- (2) 稲井, 平石, 他: 壁柱の耐震性能に関する研究成果の概要, 大会梗概集, 1989.10, pp. 837-838
- (3) 日本建築センター: 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 1987年版, 7.5節
- (4) 建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1988), pp. 170-172, 及び, p611
- (5) 建築学会・靱性設計小委員会: 靱性設計小委員会報告書, 線材WG, p58, p78, 付着・定着WG, p4
- (6) 福原他: 耐震要素の開発に関する基礎的研究(その9) 建築学会大会梗概集, 1992.8, pp. 337-338
- (7) 大和田: 鉄筋コンクリート・プレレストコンクリート設計計算入門/15(8.5接合部), コンクリート工学, Vol. 13, No. 3
- (8) 南宏一: X形配筋柱の弾塑性性状に関する基礎的研究, 1984.12
- (9) 福原, 嶋津: 鉄筋コンクリート耐震壁における斜め配筋の効果に関する研究, 第8回日本地震工学シンポジウム(1990), pp. 1431-1436

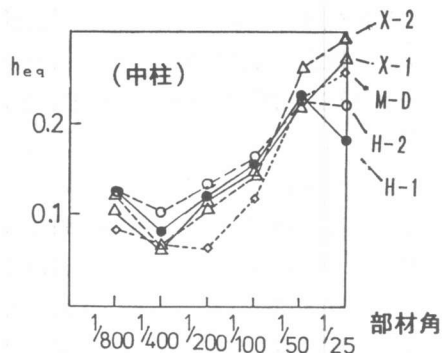


図-2.11 等価粘性減衰定数 (h_{eq})

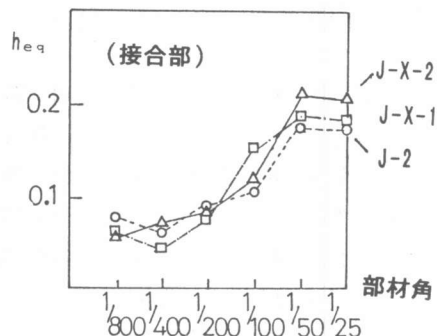


図-2.12 等価粘性減衰定数 (h_{eq})

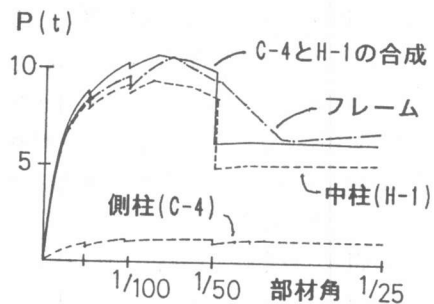


図-2.13 部材とフレームの荷重-たわみ