

プレキャストコンクリート耐震壁の開発研究 (その3)

—座屈防止を施したブレースを内蔵したコンクリート耐震壁の実験報告—

木村 耕三 吉岡 研三
武田 寿一 古屋 則之
竹本 靖 中山 達雄

Research and Development on Precast Concrete Shear Walls (Part 3)

—Concrete Shear Walls with Steel Braces Prevented from Buckling—

Kohzoh Kimura Kenzoh Yoshioka
Toshikazu Takeda Noriyuki Furuya
Yasushi Takemoto Tatsuo Nakayama

Abstract

The purpose of this report is to present the test results of precast concrete shear walls strengthened by two kinds of steel braces intended to yield under compression before buckling occurs. In one of the specimens, the compression brace and the tension brace are connected by deformed bars. In another specimen, the steel braces, in order to avoid buckling, are sheathed by square pipes and mortar. By this means, buckling of the compression brace is eliminated. As a result of the experiments, the former was deformed up to the rotation angle of member of $R=1/75$, the latter up to $R=1/50$, and stable load-deflection curves were obtained. The former is thought to be quite practical from the viewpoints of work execution and economy.

概 要

本報告は、中高層建物の耐震要素の開発を目的とした研究の一環として、コンクリート壁には、ブレースの座屈防止のための拘束効果を期待せず、ブレース自身を圧縮降伏まで座屈させない様に工夫することによって、より大きな靱性をもたせた2体のブレース入り耐震壁の実験報告である。試験体の1体は、圧縮、引張両ブレースを異形鉄筋でつなぎ座屈防止を施したものと、もう1体は鋼管およびモルタルで被覆したブレースを壁体内に用いた壁体である。実験の結果、前者では部材角 $1/75$ 、後者では部材角 $1/50$ まで変形能があり、従来の可撓耐震壁に比べて変形能およびエネルギー吸収の面で非常に優れた耐震壁であることがわかった。特に、前者は施工性、経済性の面からも十分に実用性が大きいと思われる。

1. 序

本報告は中高層建物を対象とした耐震要素の開発を目的とした研究の一環として今までの実験結果¹⁾を検討し、さらにより靱性のある耐震壁の開発を目指して行なった耐震壁の実験に関するものである。

現在プレキャスト耐震壁をもつ鉄骨鉄筋コンクリート構造ではブレース材として、一般に鋼板を用い、コンクリート壁によって鋼板の座屈を防止させることを前提として設計を行なっている。しかし実際にはコンクリート壁体内に鋼板のブレースを埋め込んだ場合には、繰返し

加力により鋼板に沿ったひびわれが生じ、変形が大きくなるにつれてコンクリートがはく落し、ブレースの座屈へと進んでいく。そのため筆者らは、コンクリート壁によってブレースの座屈を拘束しながら、ブレースの座屈に先行させてシアパネルなどブレース以外の部分を降伏させて安定した履歴特性を得る方法について実験を行ない、一応の成果を得ている¹⁾。今回の報告では、コンクリート壁にはブレースの座屈拘束効果は期待せず、ブレース自身にエネルギー吸収および変形能を増す工夫を施し、壁体の履歴特性の改善を目的としたブレース入り耐震壁の実験報告である。

	降伏応力度 σ_y (t/cm ²)	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	最大応力度 σ_{max} (t/cm ²)	弾性係数 E (t/cm ²)
柱フランジ(E-6)*	2.82	1547	4.17	1953
ブレース(E-11)*	2.78	1508	4.54	2030
鉄筋(D-13)**	3.60	2082	5.46	1787

*SS41 **SD30

表一 鋼材の素材試験結果

	設計強度 (kg/cm ²)	スランパ (cm)	W/C (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	砂*1 (kg/m ³)	砂利** (kg/m ³)	ポゾリス No.51, (g/m ³)
コンクリート	180	18	73	205	280	801	960	518
モルタル	300		C:S 1:3.5	313	391	1369		

*1 砂径1.2mm以下 *2 砂利径10.0mm以下

表二 コンクリート, モルタルの調査

2. 実験概要

2.1. 試験体

試験体は2体でその形状および寸法は、図一に示す通りである。

	スランパ (cm)	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 E _{1/2} (t/cm ²)
TYPE-B	コンクリート	24.4	210.1
TYPE-C	コンクリート	22.9	209.0
	モルタル		227.7

表三 コンクリート, モルタルの強度

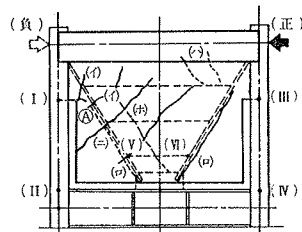
TYPE-B は、平鋼ブレースを壁面に直角に挿入し、圧縮・引張ブレースを異形鉄筋でつなぐ形式で、圧縮ブレースの座屈長さを異形鉄筋の補剛によって短かくし、座屈を生じにくくするものである。ブレースの細長比は、補剛材を除くと188、補剛材を考慮すると57、45、30である。この形式では仮に端部でブレースが座屈を生じても局部座屈でとどまり、履歴特性では大きな耐力低下や、極端なスリップ現象は現われないと考えられる。TYPE-C は、前報²⁾で良好な履歴が得られた鋼管およびモルタルで被覆した鉄骨ブレースを鉄骨フレームに組込んだ耐震壁である。このブレースの被覆材を無視した場合の細長比は252で、被覆材を考慮すると細長比は66である。

2.2. 試験体の材料特性

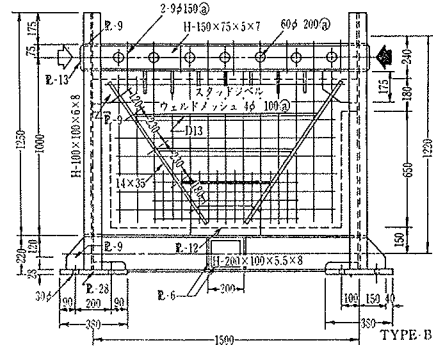
表一に柱フランジ、ブレースおよび鉄筋の引張試験結果を、表二にコンクリートおよびモルタルの調査表と、さらに、表三にはそれらの圧縮試験結果を示す。

2.3. 実験方法と測定方法

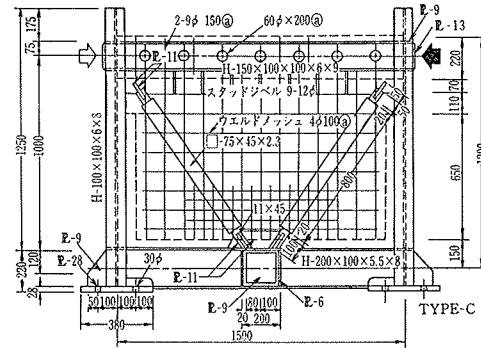
図一に示す試験体の両柱脚を加力用フレームに高力ボルトで締め付けて固定し、上梁の中心線と加力用ジャッキのセンターとが一致する様にして交番繰返し载荷を行なった。载荷は、容量100tの油圧式手動ジャッキで行な



図二 TYPE-B 実験経過



TYPE-B



TYPE-C

図一 試験体の形状, 寸法

い、荷重は100tロードセルにより検出した。変形は、上梁および下梁の中心線上かつ、壁体の中央での水平方向変形量の差を定義し、この水平方向変形により部材角1/500, 1/250, 1/125, 1/75, 1/50, 1/30でそれぞれ2回ずつ繰返し载荷を行なった。鉄骨柱の柱頭、中央、柱脚のフランジ部およびブレースの端部、中央部

サイクル	荷重 (t)	ひびわれ, 降伏発生状況*
1	6.0	ひびわれ(i)
	17.0	ひびわれ(ii)
	-4.0	ひびわれ(i')
3	-8.0	ひびわれ(ii')
	27.0	引張ブレース降伏開始
	32.0	ひびわれ(iii), (ii') 巾が増大
	36.0	引張ブレース全面降伏
	-34.0	ひびわれ(iii')
5	36.0	柱脚(i)降伏
	37.5	両ブレースに沿ったひびわれ巾が増大
	-39.0	柱頭(ii), 柱脚(iii)降伏
7	-36.0	圧縮ブレース下部で座屈
	20.0	同上
	30.0	つなぎ鉄筋(v)降伏
9	-26.0	柱頭(i)降伏
	-30.0	つなぎ鉄筋(vi)降伏
10		つなぎ鉄筋(v)破断
11		ゴセットプレートと圧縮ブレースとの溶接部にき裂
12	11.6	引張ブレース下端部で破断

*i-iv-2を参照

表四 TYPE-B 破壊経過

での軸方向ひずみを検長3mmのワイヤーストレインゲージ(東京測器FLA-3)によって測定した。

2.4. 実験結果

1) TYPE-B 第1サイクルの荷重6.0t時に壁体の隅角部および壁体上部にひびわれ(図二(i))が入り、荷重の増大によって両ブレースに沿ったひびわれが入り、

荷重の増大によって両ブレースに沿ったひびわれが生じた。引張ブレースに沿ったひびわれは、つなぎ鉄筋の近くで局部的にとまるが圧縮ブレースに沿ったひびわれは

荷重の増大とともに進展した。正荷重時で引張ブレースの降伏域が拡がる過程で壁体上部(図-2(A))とブレース下部のひびわれ(図-2(B))幅が大きく拡がった。

さらに荷重の増大にともない、引張ブレース下部および圧縮ブレースに沿ったひびわれ幅が増大して耐力が低下した。経過を表-4に、最終状況を写真-1に示す。

2) TYPE-C 第1サイクルで鋼管の下

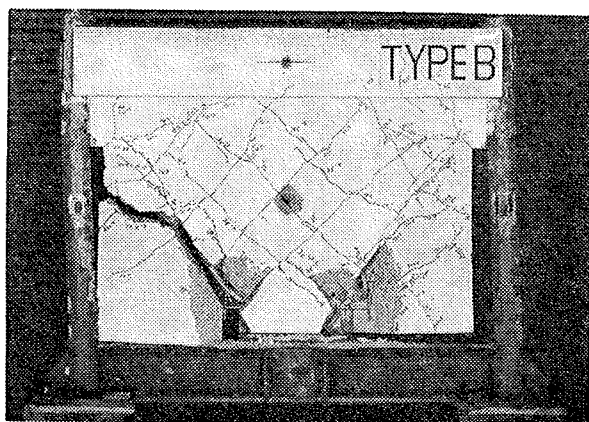


写真-1 TYPE-B 破壊状況

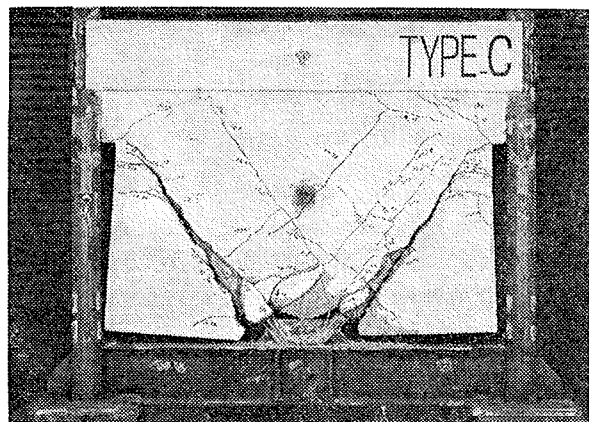


写真-2 TYPE-C 破壊状況

サイクル	荷重(t)	ひびわれ, 降伏発生状況*
1	20.0	ひびわれ(i)
	25.2	ひびわれ(ii), (v)
	-18.0	ひびわれ(iii)
3	24.0	引張圧縮ブレース端部降伏
4	28.0	引張ブレース全面降伏
5	36.0	柱頭(I), 柱脚(III)降伏
6	36.0	圧縮ブレース端部コンクリートはく落
9	40.0	圧縮ブレース端部局部座屈
11		鋼管端部破断

*図-3を参照

表-5 TYPE-C 破壊経過

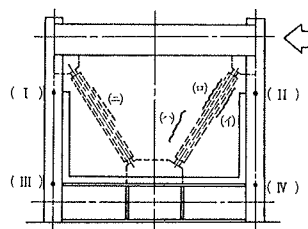


図-3 TYPE-C 実験経過

側に沿ったひびわれ(図-3(i))が生じ、つづいて鋼管の上側に沿ったひびわれ(図-3(ii))と壁体の中ほどに斜めせん断ひびわれ(図-3(v))が生じた。両ブレースの端部が降伏したことにより、圧縮ブレースに沿ったひびわれが大きく進展し、さらにブレースの下端部に細かくひびわれが生じた。柱頭(I), 柱脚(III)が降伏した後、圧縮ブレース端部のコンクリートがはく落し、つづいてブレース端部が局部座屈を起して耐力が低下した。この局部座屈によって鋼管の下側のひびわれ幅が大きくなるとともに、鋼管の端部が破断した。経過を表-5に、最終状況を写真-2に示す。

3. 実験結果と考察

3.1. 解析

(1) コンクリート壁体を考慮した F.E.M. による解析 壁体の弾性剛性を求めるためにコンクリートと鋼材が完全に付着しているという仮定のもとで、ブレースのみを線材に置換し、コンクリート壁体を考慮した F.E.M. 解析を行なった。この解析結果は、後述する解析値①に相当する。ブレースの断面積は、4.90 cm² で、TYPE-B のつなぎ鉄筋および TYPE-C の鋼管は無視した。

(2) 鉄骨架構のみの弾塑性解析 TYPE-B (についてブレースは線材に、柱と梁は平面要素に置換し、つなぎ鉄筋を考慮した鉄骨架構の弾塑性解析を行ない、その

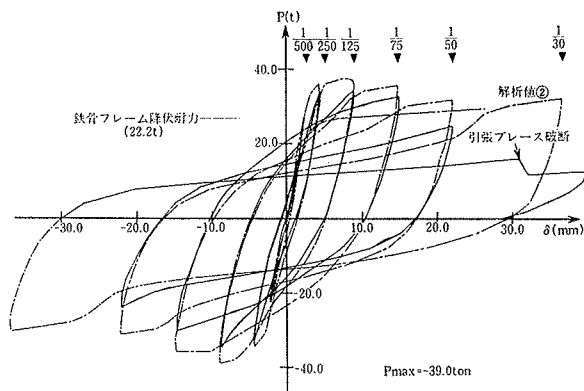


図-4 荷重-変形曲線 (TYPE-B)

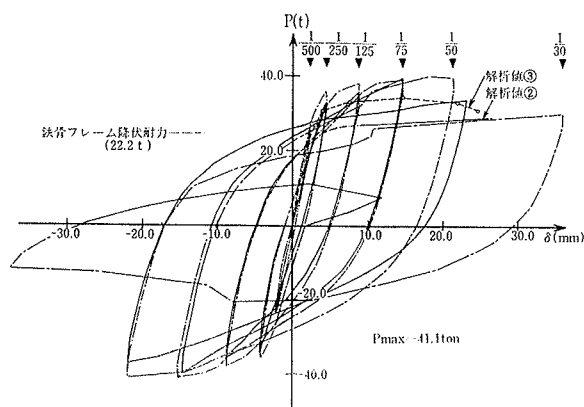


図-5 荷重-変形曲線 (TYPE-C)

結果は、後述の解析値②に相当する。解析では、鋼材の弾性係数は、 $2,100 \text{ t/cm}^2$ とし、降伏後の剛性は、弾性時の $1/200$ (10.5 t/cm^2) とした。鋼材の降伏応力度は素材試験結果より $\sigma_y = 2.8 \text{ t/cm}^2$ とした。

(3) 累加強度による解析 TYPE-B の実験で得られた包絡線と鉄骨架構のみの解析値 (解析値②) の差がコンクリート壁体自身の荷重-変形曲線であると仮定すると、TYPE-C の荷重-変形曲線の包絡線は TYPE-C の鉄骨架構と上記のコンクリート壁体の荷重-変形曲線の和として得られる。TYPE-C の鉄骨架構の荷重-変形曲線を求めるために必要な架構に組込んだ鋼管およびモルタルで被覆したブレース自身の荷重-変形曲線は、前報²⁾ で得られているので、その結果を用い、図-6 に示す様にモデル化した。また、フレームについては梁を剛と仮定 (軸方向変形を無視) して柱の変形のみを考慮した。図-7 はこの様にして求めた柱、ブレース、壁の各々の荷重-変形曲線を示す。これらを累加して求めた荷重-変形曲線が図-5 に示す解析値③である。

3.2. 荷重-変形曲線

図-4, 図-5 に TYPE-B および TYPE-C の荷重-変形曲線を示す。図中には、上記解析値もあわせて記入した。

3.2.1. 初期剛性と降伏耐力 表-6 は、実験および解析で求めた初期剛性と降伏耐力を示す。表をみると TYPE-B では解析値①が実験値より多少小さいが、TYPE-C では、鋼管による影響はなく、実験値と解析値①がほぼ一致している。降伏耐力は、ブレースに貼りつけたひずみゲージの平均値が降伏ひずみを越えた時の荷重である。解析値②と③で降伏耐力に差があるのは図-6 に示すブレースの降伏耐力で圧縮側の降伏耐力を引張側の降伏耐力より低く設定していることによる。

3.2.2. 最大耐力と変形 表-7 に実験での最大耐力と大変形時 (部材角 $1/50$) での耐力および実験での最大耐力時、大変形時の変形に対応する解析から求めた耐力を一覧表にして示す。

3.2.3. 変形能 TYPE-B では部材角 $1/125$ で最大耐力に達したが、その後、部材角 $1/75$ までは耐力の低下も少なく、荷重-変形曲線も安定した、エネルギー吸収の

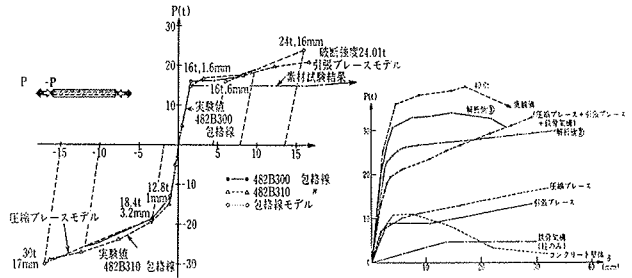


図-6 ブレースの包絡線 図-7 各要素の包絡線モデル

	初期剛性 ($\times 10^2 \text{ t/cm}$)			降伏耐力 (t)		
	実験値	解析値①	解析値②	実験値	解析値②	解析値③
TYPE-B	1.41	1.12	0.86	27.0	22.2	
TYPE-C	1.14		1.14	24.0		20.9

表-6 初期剛性と降伏耐力

	部材角 R	変形 (mm)	実験値 (t)	解析値	
				②	③
TYPE-B	1/125	7.70	37.5	26.8	
		-8.85	-39.0		
	1/50	22.14	31.8	28.4	
		-22.05	-31.6		
TYPE-C	1/73	17.18	40.0	27.5	34.83
		-22.01	-41.1		
	1/50	21.39	39.7	28.4	32.75
		-22.12	-41.1		

表-7 最大耐力および大変形時の耐力と変形

大きい履歴を示す。部材角 $1/75$ での変形は、降伏時の変形 ($\delta_y = 0.3 \text{ cm}$) に対して 5 倍に達する。TYPE-C では、部材角 $1/73$ で最大耐力に達した。荷重-変形曲線は TYPE-B と同様にエネルギー吸収および変形能の面で優れた履歴を示している。部材角 $1/73$ での変形は降伏変形の 6 倍である。この様に両者の有する変形能は、既に行なわれた鉄骨ブレース内蔵の耐震壁の実験結果³⁾ と比較して、一段と優れているといえる。

3.3. 壁体を構成する要素の負担力

表-8 は、最大耐力時と大変形時 (部材角 $1/50$) での壁体を構成する各要素の負担力を示す。表中、最大耐力時には、TYPE-B のブレースは降伏耐力に達しており、柱は TYPE-B, TYPE-C とも柱頭、柱脚で全塑性モーメントに達していると仮定して、ブレースと柱の負担力を算出した。なお、表中、カッコ内の値は引張強度を用いた

	部材角 R	実験値 (t)	柱負担力 (t)	ブレース負担力 (t)	Σ (t)	壁負担力 (t)	壁体の平均せん断応力度 τ_c (kg/cm^2)
TYPE-B	1/125	37.5	4.6	16.3	20.9	16.60 (4.0)	12.77 (3.08)
		-39.0				18.10 (5.5)	13.92 (4.23)
	1/50	31.8	(6.8)	(26.7)	(33.5)	10.90 (1.7)	8.38 (1.31)
		-31.6				10.70 (1.9)	8.23 (1.46)
TYPE-C	1/73	40.0	4.6	23.73	28.33	11.67 (9.47)	8.98 (7.28)
		-41.1				12.77 (10.57)	9.82 (8.13)
	1/50	39.7	(6.8)	31.50	(38.30)	3.60 (1.40)	2.77 (1.08)
		-41.1				5.00 (2.80)	3.85 (2.15)

表-8 壁体を構成する要素の負担力

た値である。TYPE-C のブレースの負担力は、図-7 より、最大耐力時 (部材角 $1/73$) と大変形時 (部材角

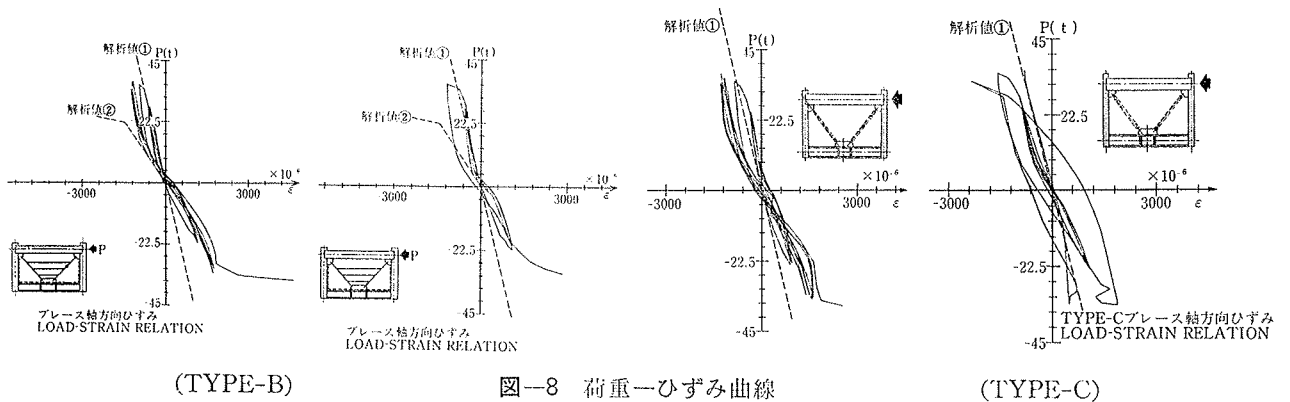


図-8 荷重-ひずみ曲線

1/50) の各変形に対応する水平負担力を求めた。壁の負担力は表-8の実験値と鉄骨の負担力との差を壁が負担していると考えて算出した。壁体の平均せん断応力度は、壁体の負担力を壁体中央での断面積 (10 cm×130 cm) で除した値である。

3.4. 荷重-ひずみ曲線

図-8に TYPE-B および TYPE-C のブレース端部と中央部での荷重-ひずみ曲線を示す。TYPE-B と TYPE-C の履歴を比較すると、圧縮時に TYPE-B のひずみ値が幾分か小さくなる傾向があるほか、履歴性状が、TYPE-C よりも逆S字型に近くなっている。引張側についてはあまり差が見られない。

3.5. ひずみ分布

図-9に第3サイクル荷重 28.0t 時の TYPE-B のひずみ分布を、図-10に第3サイクル荷重 36.0t 時の TYPE-C のひずみ分布を示す。ひずみは、各測定点に貼りつけた数枚のゲージの測定値を平均した平均軸方向ひずみである。

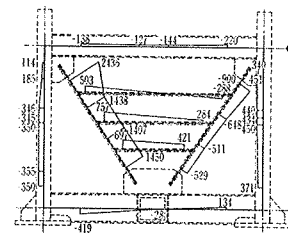


図-9 ひずみ分布 (TYPE-B)

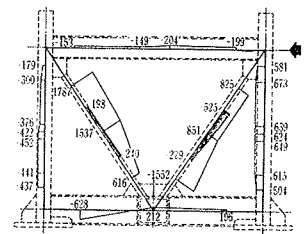


図-10 ひずみ分布 (TYPE-C)

この時の壁体の平均せん断応力度は TYPE-B で 13~14 kg/cm², TYPE-C で 9~10 kg/cm² 程度であった。

(4) 両試験体とも部材角 1/75 までは安定した履歴を示し、従来の可撓耐震壁と比較しても、変形能、エネルギー吸収の面で優れた性状を示すことがわかった。また、TYPE-B では一般に使用されている鋼板ブレースを異型鉄筋 (鋼板等でも可) でつなぐという比較的簡単な構造であり、施工性、経済性の面からも十分に実用性があると思われる。TYPE-C については、変形能、エネルギー吸収の面では TYPE-B よりも優れている上、コンクリート壁体を除いて、鉄骨造としても十分に変形能を有する架構として利用できると考えられる。なお、TYPE-C のブレース個材に関して実大寸法の試験体をもとに、さらに詳細な挙動、性状の把握を予定している。

参考文献

- 1) 武田, 木村: プレキャストコンクリート耐震壁の開発研究 (その1), 大林組技術研究所報, No. 12, (1976), pp. 38~42
武田, 木村, 古屋: プレキャスト耐震壁の実験的研究 (その1), (その2), 日本建築学会大会 (昭和50)
- 2) 武田, 木村: プレキャストコンクリート耐震壁の開発研究 (その2), 大林組技術研究所報, No. 14, (1977), pp. 14~18
武田, 木村: プレキャスト耐震壁の実験的研究 (その3), (その4), 日本建築学会関東支部, (昭和51)
- 3) 日本建築学会編: 地震荷重と建築構造の耐震性, (1976)

4. まとめ

- (1) 鋼管およびモルタルで被覆したブレースを内蔵した TYPE-C では、初期剛性は鋼管を無視し、コンクリート壁体とブレースとの間に完全付着を仮定した F.E.M. 解析値と一致する。また、TYPE-B ではつなぎ鉄筋の影響によって初期剛性は実験値の方が25%程度大きくなっている。降伏耐力は、鉄骨架構のみの耐力に対して TYPE-B では 1.4 倍, TYPE-C では 1.45 倍となっている。
- (2) 最大耐力は計算による鉄骨架構のみの耐力に対して TYPE-B では 1.4 倍, TYPE-C では 1.45 倍となっている。
- (3) 最大耐力時におけるブレースの水平力に対する耐力の負担率は、TYPE-B で 43%, TYPE-C で 59%, 柱の負担率は両試験体とも 12% である。コンクリート壁体の負担率は TYPE-B で 43%, TYPE-C で 29% であり、