

川崎製鉄技報
KAWASAKI STEEL GIHO
Vol.1 (1969) No.1

鉄骨アパートの建設と耐力壁の実験

Use of H-shapes for Prefabricated Apartment House Construction and Experiment on Bearing-Wall

中山 道輔(Michisuke Nakayama) 梅田 孝治(Koji Umeda) 菅井 慶一(Keiichi Sugai) 山口 修一(Shuichi Yamaguchi) 武井 秀文(Hidefumi Takei)

要旨：

H形鋼メーカーである当社では、早くからH形鋼を使用した鉄骨アパートの研究開発を行っていたが、最近この研究の成果を、当社の社宅（高層アパートへの第一段階として4階建）に適用して試作工事を行なった。本報では試作工事の概要と本構造に使ったプレキャスト耐震壁とその接合に関する実験について述べている。

Synopsis：

Based on its several years' research on the application of H-shapes for the construction of prefabricated apartment houses, Kawasaki Steel Corporation recently built a 4-storied company house for employees as a first step toward the commercialization of multi-storied buildings. This paper outlines the construction with emphasis upon the test of precast concrete walls, their connectors with steel columns and girders used in this construction.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

鉄骨アパートの建設と耐力壁の実験

Use of H-shapes for Prefabricated Apartment House Construction and Experiment on Bearing-Wall

中山道輔* 梅田孝治**
Michisuke Nakayama Koji Umeda

菅井慶一*** 山口修一****
Keiichi Sugai Shuichi Yamaguchi

武井秀文*****
Hidefumi Takei

Synopsis :

Based on its several years' research on the application of H-shapes for the construction of prefabricated apartment houses, Kawasaki Steel Corporation recently built a 4-storied company house for employees as a first step toward the commercialization of multi-storied buildings.

This paper outlines the construction with emphasis upon the test of precast concrete walls, their connectors with steel columns and girders used in this construction.

1. まえがき

過度の人口集中による大都市のとめどもないスプロール化、住宅不足の深刻化は、大きな社会問題となり、都市機能自体がすでにマヒ状態にはいる寸前といっても過言ではない。したがって都市再開発の急務が全国各分野共通の声として叫ばれるようになり、同時に土地の高度利用、住宅の高層化の必要性がますます強調されるようになった。なお増大する建設投資と相反して、建設労務者の不足は深刻となり、建築生産近代化の焦点としてプレハブ化、量産化が関連産業各分野におい

て急速に進められるようになった。

この高層化、量産化の動きの中で鋼材の占める重要性がますます注目をひくようになり、プレハブ化を意図した鉄骨高層アパート開発の動きが関係業界においても最近とくに活発となっている。当社においてもかねて鉄骨アパートの研究を進め、東京大学内田研究室のご指導によるプレハブ鉄骨アパートの研究設計を行なってきた。ついで昭和43年の大型H形鋼の生産開始を控え、鉄骨高層アパート開発への第一段階として試作工事を行なうことになり、当社の中層社宅アパートに適用し同年8月に完成した(写真1)。

本試作工事では、これまでの研究成果の中から

* 本社建材開発部副部長

*** 本社東京建材部部長

*****本社建材開発部

** 本社神戸建材部課長

**** 本社建材開発部部長

とくに次の点を重点的にとり上げた。

- (1) 構造：H形鋼フレームとPC版の耐力壁
- (2) 鉄骨の耐火被覆：成型板貼付工法
- (3) 外周壁：PC版
- (4) ユニット化：トイレ、バス、階段

なお平面計画に当っては、構造骨組の特色およびモデューラーコーディネーションを考慮した。また本構造の実施に当っては、あらかじめH形鋼とPC耐力壁からなる構造体の耐力試験およびそれらの接合部の耐力試験を行なって安全を確かめた。以下この試作工事の概要と耐力壁の実験結果について報告する。

2. 鉄骨アパートの試作工事について

2.1 工事概要

- (1) 設計 当社建材技術部および(株)大阪建築事務所
 - (2) 監理 日本住宅公団大阪支所
 - (3) 施工 (株)鴻池組
 - (4) 工期 着工昭和43年4月初、完成同年8月末(約5カ月)
 - (5) 建設場所 兵庫県宝塚市伊子志3丁目226
- 建物の概要は図1、2および表1、2、3、4に示す。

2.2 鉄骨とPC版

2.2.1 構造計画

本建物の構造は、アパート建築の特色である戸境壁にPC耐力壁を組み込んだ鉄骨構造とした。床構造は、スラブ厚15cmの現場打ち鉄筋コンクリートとした。鉄骨梁には、鉄筋によるシャーコネクターを設け床版との一体化をはかった。小梁を設けることは、耐火被覆がコスト高になることと、室の平面計画による制約を与えるので省いた。

耐力壁は厚み12cmのPC版を溶接による乾式ジョイントで周辺の柱、梁に取りつけた。耐力壁には地震力による水平力の他に、床荷重、壁自重による鉛直力を負担させた。PC耐力版は運搬、製作の都合により1スパンを2枚に分けた。

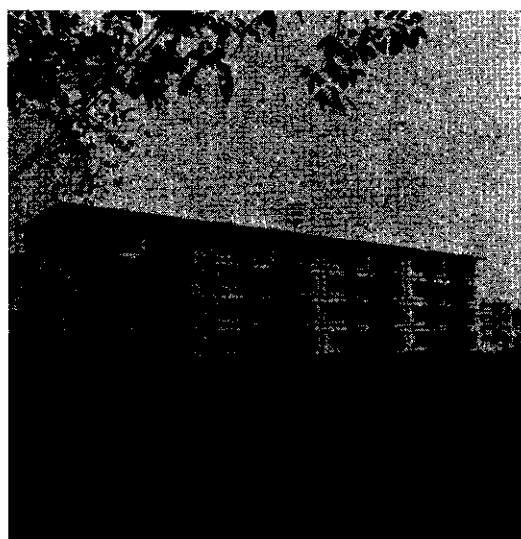


写真1 外 観(前面)

コネクターは、最初後述の実験報告の接合部の実験に述べる型式のものを計画したが、実験の結果、安全率が十分すぎる事が明らかとなったので、工費を減らすため実際には図3のごとく設計を変えた。この構造については、2枚に分けられて組み込まれたPC壁が、強度剛性とも耐力壁として十分な性能を持つこと、およびPC版に埋め込んだコネクターの強度とじん性が十分であることを後述の実験で確認して実施に移した。

なお本設計では耐力壁によって鉛直荷重を最下層まで伝えたため鋼材量は少なくなったが、高層化を考えたときには、上下のコネクター、柱の引き抜き、布基礎等の点で必ずしも有利にはならないのでこの構造計画に多少の修正が必要であろう。

2.2.2 施工

本工事は、試作工事としての量的な制約があるためプレハブ工法に統一することができなかったため、通常工法が混在することになった。

- (1) 主要構成部材(図4の構成図参照)

プレハブ工法：H形鋼フレーム、PC版(耐力壁および外周壁)、成型板耐火被覆
通常工法：RCスラブ、ラスモルタル耐火被覆など

- (2) 施工順序および工程

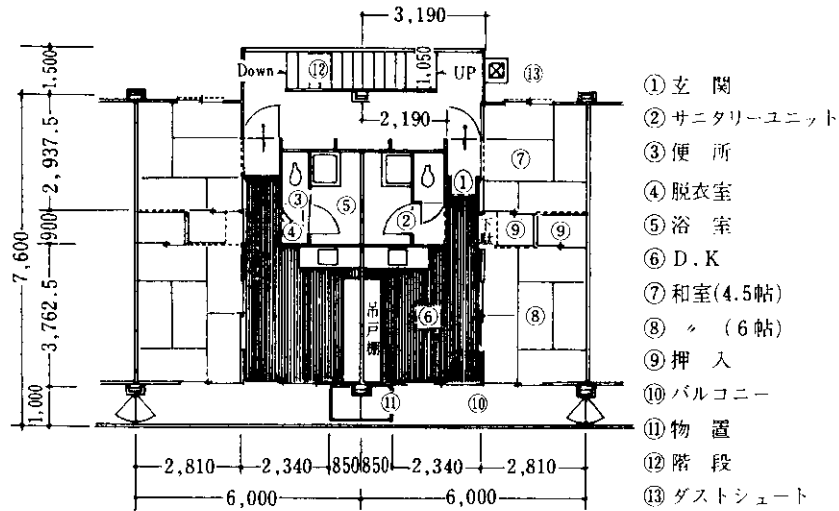
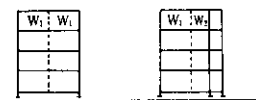
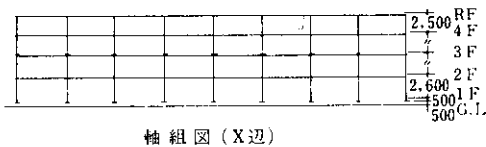
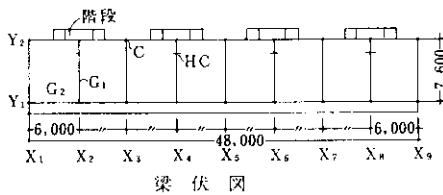


図1 住戸基準平面図



軸組 X 1,3,5,7,9 軸組 X 2,4,6,8

鉄骨部材

階	C	HC	G ₁	G ₂
R				H-300-150-65-9
4				H-345-174-6-9
3	H-300-150-65-9		H-250-125-6-9	H-350-175-7-11
2	H-350-150-7-11	H-125-125-65-9		
1				

PC耐力壁 W₁, W₂ 共にア.120

図2 鉄骨架構図 (PC耐力壁を含む)

表1 面積表 単位m²

	1戸分	32戸分	備考
イ 住戸部分	41.604	1,331.328	
ロ バルコニー	5.614	179.648	
ハ 階段部分	7.831	250.592	
イ+ロ+ハ	55.049	1,761.568	
イ+ロ/2+ハ	52.242	1,671.744	住宅公団算定

表2 構造概要 (S造4階建)

	構造	備考
基礎	R C 造	
骨組架構	S 造	戸境方向: PC版の耐力壁併用 桁行方向: S造ラーメン
床	R C 造	
バルコニー	同上	
階段	S 造	

- 注1 鉄骨の耐火被覆は 外部ラスモルタル、内部戸境梁タイカライトを使用
 2 表中の記号は次のものを示す
 RC: 鉄筋コンクリート, S: 鉄骨,
 PC: プレキャストコンクリート

表3 外部仕上表

	仕上	備考
腰	モルタル刷毛引	
壁	リシン吹付	下地 PC 板
屋根	アスファルト防水	
階段	段部 PC 板 踊場防水モルタル 鉄部 OP	

表4 内 部 仕 上 表

		床	壁	天 井	備 考
玄 関		防水モルタル塗	色プラスター塗	リシン吹付(下地コンクリート)	
D K		フローリング		一般階: リシン吹付 最上階: スタイロフォームの上クロス貼り	流し, 吊戸棚, 換気ファン, 吊棚
6.0 帖		タタミ敷	PC部: クロス貼り 間仕切部: ベニヤ下地クロス貼り	同 上	押入
4.5 帖		同 上	同 上	同 上	同 上
押 入		ベニヤ板	同 上	一般階: コンクリート打放し 最上階: スタイロフォーム	天袋
サニタリ	浴 室	ユニット部: ステンレスパン	リバーウオール	リバーウオール	浴槽(リバースタブ) バランス釜, 洗面器, タオル掛, レジスター, メディシンボックス
		一般部: モザイクタイル	腰: モザイクタイル, 壁プラスター	石綿板EP	
	便 所	ユニット部: パネル Pタイル	パネルOP	パネルOP	便器(洋式), 手洗器, ペーパーホルダー, レヂスター, 手拭掛
		一般部: モザイクタイル	モルタル(一部ベニヤ)EP	石綿板EP	
	脱衣洗面		ユニット部: パネルPタイル 一般部: フローリング	パネルOP プラスター塗(ベニヤOSW)	パネルOP 石膏ボードEP
バルコニー		防水モルタル	PC部リシン吹付 CB部VP	VP	手摺パイプOP 竿掛
物 置		同 上	同 上	同 上	棚
階 段		同 上	鉄部OP	鉄部OP	手摺パイプOP

注) OP: 油性ペイント塗り, EP: エマルジョンペイント塗り
OSW: オイルステンワニス塗り

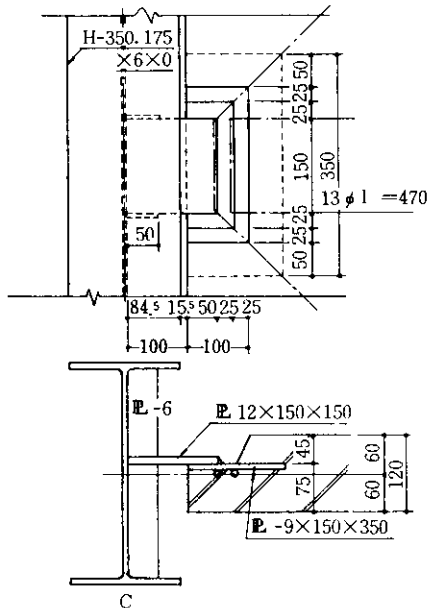


図3 耐力壁のコネクター

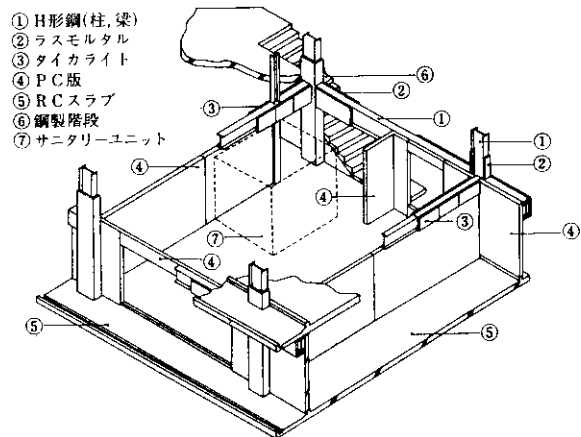


図4 鉄骨アパート構造構成図

とくに, H形鋼フレーム, PC版, RCスラブの関係を取りあげてみると, 図5の施工順序に示したように鉄骨建方が1~2階と3~4階にそれぞれ3日, PC版据付に各階毎約6日, RCスラブコンクリート打ちに準備を含めて各階ごと2日かかっている。

なお揚重機はトラックレーン(能力1~2階が

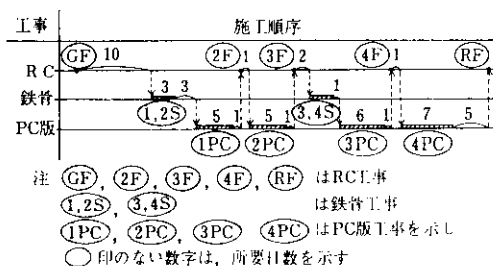


図5 施工順序



写真2 建方状況

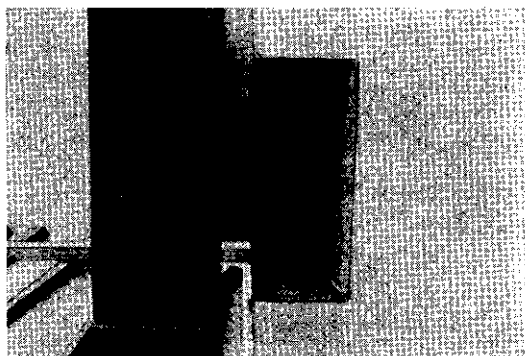


写真3 PCコネクター(柱部)

8 t, 3~4階が16 t)を使用した。またPC版の製作は、日本プレコン岸和田工場で行ない、現場にトラックで運搬した。写真2に建方状況を写真3に鉄骨とPC版のコネクターを示す。

2・3 鉄骨の耐火被覆

表5 耐火被覆の工法分類

方式	工 法	代表的な耐火被覆
湿式	打 込 み	軽量コンクリート, 気泡コンクリート
	塗 仕 上 げ	ラスモルタル, プラスター
	吹 付 け	石綿, 岩綿
乾式	組 積	PC版, ALC版, ブロック
	成形成板貼付け	けい酸カルシウム成形成板, 石綿成形成板

表6 耐火被覆工法の作業性、経済性比較

	施工速度が速い	施工が簡単	施工精度が良い	重量が軽い	部分作業補修が簡単	動力・用水・仮設・養生費がかからない	材料ロスが少ない	現場労務費が安価	納まりが良い
打 込 み	×	△	○	×	×	△	△	×	○
塗 仕 上 げ	×	×	△	△	×	△	△	×	○
吹 付 け	○	△	×	○	△	△	×	△	○
組 積	△	△	○	×	△	△	○	△	△
貼 付 け	○	○	○	○	○	○	○	○	△

2・3・1 成形成板工法の採用

鉄骨の耐火被覆の工法にはいろいろな種類があるが、分類すると表5のようになる。各工法の特徴をまとめると表6のようになり、プレハブ化に最も適した工法は成形成板貼付け工法であることがわかる。当社ではかねてよりここに着目し(株)大阪パッキング製造所と成形成板貼付け工法の共同研究を進め、商品名「タイカライト」が開発されたので本工事に適用し諸データの収集を行なった。

2・3・2 設 計

タイカライト被覆は図4に示すように戸境の梁および間柱の一部に行ない、梁部の詳細は図6のとおりである。

仕上を施した部分は、階段室梁(リシン吹付け)と住戸内和室部分の梁(クロス貼り)である。使用したタイカライトの仕様は表7に示した。その他の鉄骨の被覆はラスモルタルによった。

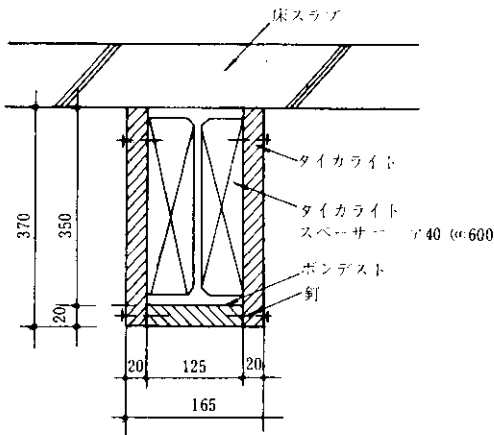


図6 梁部の耐火被覆（タイカライト）詳細図

2.3.3 施 工

施工方法は表7に示したとおりで、貼付け状況は写真4に示した。工場製品であるタイカライトの精度は、比重・寸法・強度共に非常に安定していて取付け精度も良かったが、P C版や鉄骨との寸法誤差による逃げについては、タイカライトと同質の耐火目地材を充てんして納めた。接着剤は十分な強度を持ち、この取付け方法については、作業がしやすいことがわかった。また表面の仕上げや廻り縁との接着力は前処理としてシーラー塗布を行なえば十分なことが確認された。



写真4 タイカライト貼り付け状況（階段室梁）

2.3.4 経済性その他について

今回の試作工事におけるタイカライトのコストは従来工法のラスモルタルとほぼ同じであった。しかしラスモルタルのように現場工費のかかるものは、将来コストの急上昇が考えられるが、本工法は、工場量産が可能で今後次第に経済性においても優位に立つものと思われる。歩掛りとしては、仕上げ用で約10m²/人、一般用（見え隠れ）で約20m²/人の実績が得られた。

2.4 ユニット

2.4.1 サニタリーユニット

現場施工の複雑なバス、トイレ関係はユニット

表7 耐火被覆の仕様および施工法

		梁	柱
名 称		タイカライトFG-1-20	タイカライトFC-1-25
用 途		仕上用	一般用
厚 さ		20mm (誤差+0.5mm -0)	25mm (誤差+1.5mm -0)
比 重		0.4	0.3
主 成 分		けい酸カルシウム	けい酸カルシウム
主 強 度		曲げ 25kg/cm ² 以上, 圧縮 30kg/cm ² 以上	曲げ 20kg/cm ² 以上, 圧縮 25kg/cm ² 以上
主 成 分		けい酸ナトリウム, けい酸アルミニウム	
接 着 剤		せん断強度 2kg/cm ² 以上	
耐 熱 性		1,100°C	
釘		厚さの2倍以上, 仕上用のときは亜鉛釘	
そ の 他			メタルラス, 補強鉄筋使用
標 準 寸 法		25mm×610mm×910mm	
鉄 骨		付着しているホコリなどをとり除く	
補 強			丸鋼9φa450, ラス取り付け
接 着 取 り 付 け		接着する両面にボンデストを塗りすり合わせるようになじませて接着する	バンドなどにて緊結する
圧 着			
釘 止 め		仮止めと補強を兼ねて、板一枚につき4~6本釘を打つ、仕上げ用の場合は亜鉛釘等を用い頭を中まで打ち込む	
不 陸 調 整		仕上げ用の場合は不陸部をジスクサンダーなどで平滑にする	
防 水		工事中水にさらされる恐れのあるときは、シートなどで養生する	
施 工 管 理		(株)大阪パッキング製造所の責任施工とする	

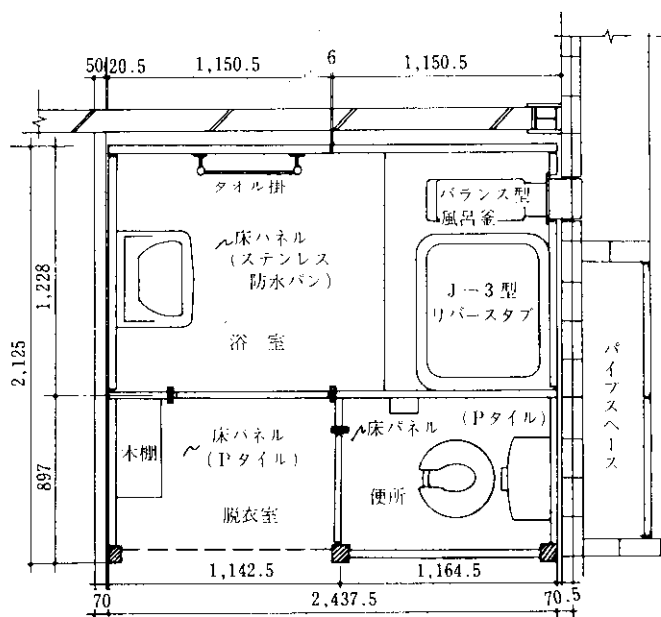


図7 サニタリーユニット平面図

表8 サニタリーユニット仕様

	床	壁	天井
浴室	ステンレス防水パン SUS27 ア.1.2mm センチュリーボード ア.25mm裏貼り	リバーウォール ア.1.6mm発泡スチロール ア.10mm裏貼り	リバーウォール ア.1.6mm発泡スチロール ア.10mm裏貼り
便所・洗面室	Pタイル貼耐水ベニヤ ア.6mm OP	ベニヤフラッシュパネル ア.40mm OP	ベニヤフラッシュパネル OP

化の要望がとくに強い場所である。本工事では工場製作によるステンレス化粧防水パンおよびフロー材を含むパネル類を現場で組立てる方式のユニットを試作し、4階の2住戸に適用した。図7にその平面図、表8に仕様を示す。なお製作および現場取付けは、リバースタブおよびリバーウォールのメーカーである川鉄金属(株)が行なった。

2.4.2 階段ユニット

階段は直階段式の鉄製ユニットとし、直接踊場(カンティレバーのRCスラブ)に取付ける方式を採用した。ただし段板のPC板および手摺りは後付けとなった。写真5に完成状態を示す。

2.5 工程および経済性

2.5.1 工程



写真5 鉄骨階段

プレハブ化の導入によって、現場施工の単純化および工期の短縮は十分に得られたものと思う。しかし新しい工法に対する不慣れもあり、プレハブ工法と通常工法が併用されたために起こる工程管理上の複雑さが一部に認められたが、とくに支障はなかった。図8に工程表を示す。

2.5.2 経済性

本工事は試作であることと、一棟という量的に少ない関係で幾分コスト高になったが、将来量産化などによるコストダウンの可能性は十分認められる。しかし鉄骨アパートとして本質的なメリットが発揮されるのは、やはり高層アパートの分野であろう。表9に工事費内訳を示す。

3. 耐力壁の実験

3.1 実験概要

本工事に用いたPC耐力壁に関し、PC版壁の耐力機構とその耐力・剛性、ならびに乾式接合によるコネクタの耐力の2点を明らかにするため、昭和42年11月末より昭和43年2月にわたり、神戸大学伴研究室に依頼し以下の実験を行なった。

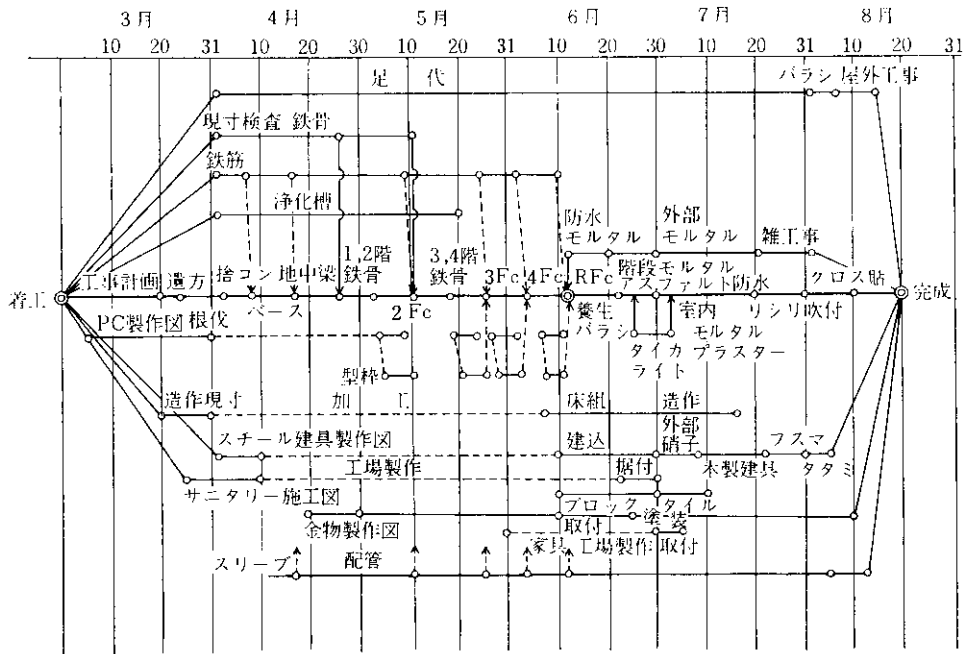


図8 工 程 表

(1) 約 $\frac{1}{2}$ の模型による「架構実験」

(2) 接合部の実物大実験。この実験は、当初設計にとり入れたコネクターに関する第1回実験と、この結果から簡略化して設計したコネクターに関する第2回実験に分かれる。

3・2 架構の模型実験

3・2・1 試験体および実験方法

試験体は、図9に示したように建物2層分を取り出し、加力用の鉄枠と組合せた。試験体の階高

表9 工事費の内訳（比率）

総工事			建築工事		
工 事	工事費比 (%)		工 事	工事費比 (%)	
建 築	79		仮 設	2.7	
			基 礎	5.8	
電 気	6		鉄 骨	9.9	
			P C	14.8	
給排水・衛生・ガス	15		タイカライト	0.9	
			ユニットバス	1.5	
			そ の 他	64.4	
計	100		計	100.0	

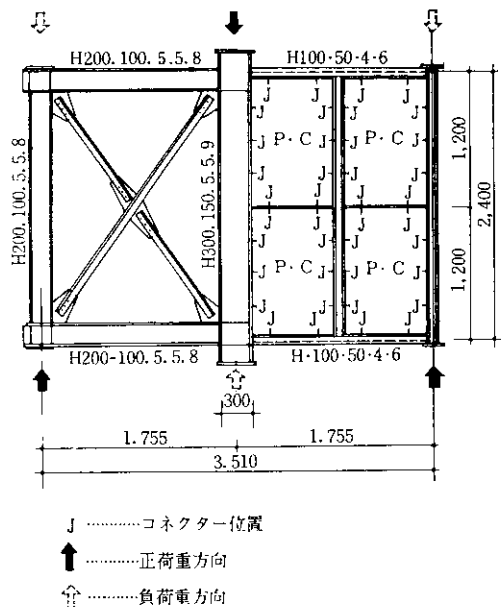


図9 模型実験試験体

スパンは、実際の建物の約 $\frac{1}{2}$ とした。ただし、壁厚はPC版製作上の理由から $\frac{1}{2}$ (6 cm) とした。鉄筋は6 mm径を用い、鉄筋比を実物にはほぼ等しくした。コネクタの寸法は、埋込み部分の付着面積の比が、壁の剪断抵抗の比に等しくなるように定めた。コネクタ部分はモルタルを充填した。加力方法は図9のように単純ばりの形で行なった。試験体は、横倒れを防ぐために同一架構を2体並べ、中央と支点部の上下で、アングルでつないだ。荷重は $1\frac{1}{2}$ サイクルの交番繰返し荷重で負の荷重は支点と加力点を逆にして加力した。ダイヤルゲージによるたわみ測定と、壁版および周辺鉄骨フレームの各部に添貼したワイヤストレインゲージによる歪測定を行なった。試験体に用いたコンクリート強度は平均 $400\text{kg}/\text{cm}^2$ で、鋼材は降伏強度 $39\text{kg}/\text{mm}^2$ であった。

3・2・2 実験結果

(1) 破壊状況

試験体は壁厚が薄いため組立時に初期亀裂が生じていた。荷重 $P=20\sim 25\text{ t}$ で、初期亀裂の端からヘアクラックが発生し、 $P=80\sim 90\text{ t}$ で大きな亀裂が生じた。写真6に示すように、亀裂は主として壁版の対角線方向に走っている。 $P=90\text{ t}$ までは加力した後除荷し、第2回加力を逆方向に $P=$

115 t まで行ない、ここで大きい亀裂の発生を見た。第3回加力は、正加力で最大荷重に達するまで行なったが、最大荷重 $P=136.7\text{ t}$ の付近で、写真7に示すように支点直下のPC版隅下部が圧壊をはじめた。最大荷重時においてもコネクタの損傷はみられない。

(2) 剛性

図10は荷重変位曲線である(加力ビームのたわみ、加力点の局部変形を含む)。第1回、第2回の加力により、大きい亀裂を生じた後も、著しい剛性の低下は示しておらず、第3回加力時にPC版の圧壊が生じ、フレームが局部降伏した後に変形が急増している。復元特性は鉄筋コンクリート構造に類似している。

図11は第1回加力時の中央たわみと荷重の関係を示す。初期の変形は加力点の局部変位によるものと考えられるので、実施構造物の設計荷重に対応する荷重範囲では、ほぼ完全に弾性的である。同図中の計算値1は、この架構が周辺フレームと完全に一体であると仮定した場合、計算値2は、壁版を圧縮材に置換したトラスと仮定した場合の、変位と荷重の関係を計算したものである。実験結果は計算値2に近いことがわかる。

3・2・3 実験結果の考察



写真6 架構の模型実験における亀裂状況

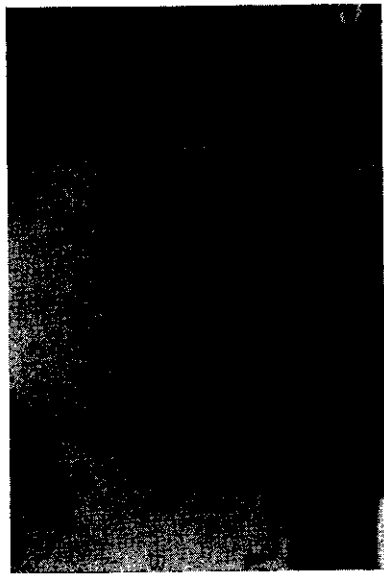


写真7 架構の模型実験における隅角部の圧壊状況

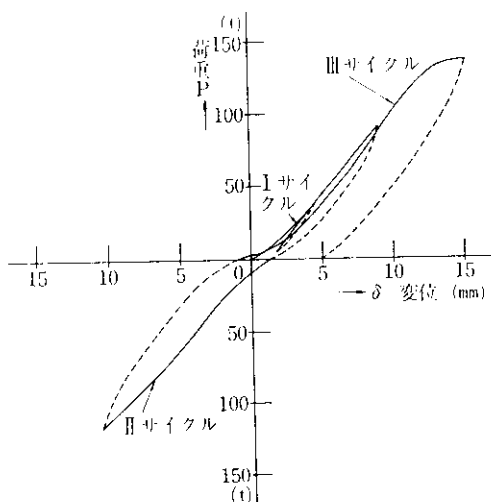


図10 模型実験 変位一荷重曲線

本実験の各臨界荷重における壁版平均剪断応力度と、設計荷重に対する比を表10に示す。 $P_0=22.5\text{ t}$ は、実施建物の設計剪断力に、模型と実物の壁水平断面面積比を乗じた値である。各臨界荷重における P/P_0 の値、および最大荷重時においてもコネクターに損傷の認められなかったことなどから、この耐力壁架構は設計荷重に対し十分な安全率をもつといえる。繰り返し荷重による剛性の低下率を求めると、

$$\delta_I/\delta_{II}=0.91$$

$$\delta_I/\delta_{III}=0.92$$

となる。ただし δ_I , δ_{II} , δ_{III} は、加力サイクル I, II, III の同一荷重に対する変位量である。本架構は繰り返し荷重に対し、剛性低下は少なく健全な架構であるといえる。

表10 各臨界荷重および設計荷重との比率

臨界荷重	P (t)	平均剪断応力度 kg/cm^2	P/P_0
初期亀裂進展荷重	20.0	3.5	0.9
大亀裂発生荷重	80.0	13.9	3.5
最大荷重	136.7	23.7	6.1

注) $P_0=22.5\text{ t}$ (設計荷重)

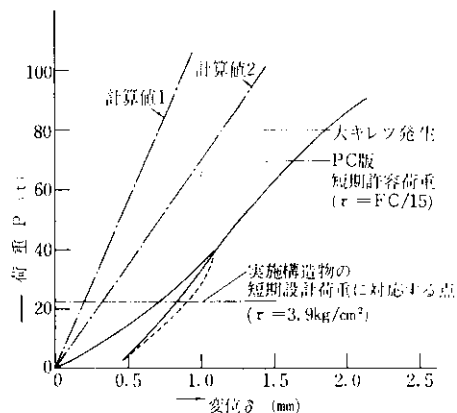


図11 模型実験 第1回加力時中央部変位一荷重曲線

3.3 接合部の実験その1

3.3.1 試験体および実験方法

試験体および加力方法を図12に示す。コネクターの寸法形状、版の厚さなどは実際の建物の当初設計によった。

3.3.2 実験結果

(1) 破壊状況

荷重の増加につれて、接合部の初期亀裂が進展

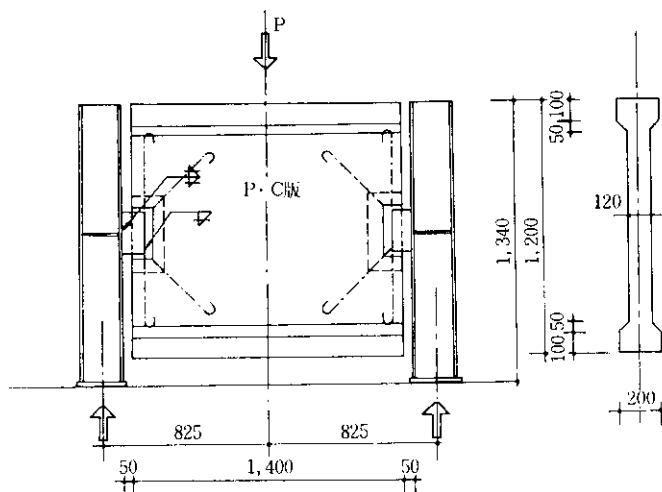


図12 接合部実験-1 試験体

し、壁板端面のコネクター埋込み部下端に亀裂が生じ、版表面の接合部近くの亀裂が大きくなった。約50 tで柱側についているプレートが降伏した後、

最大荷重 $P_{max}=67.8t$ に達した。

(2) 変形

図13は、試験体中央のたわみ-荷重曲線である。初期亀裂の進展ははじめる15~20 tから剛性の低下がみられる。これは埋込み部分の荷重の初期のずれが含まれているものと思われる。

接合プレートは、剪断力および曲げモーメントのほかに、接合プレートが、一面剪断の形で接合されているための偏心による捩れモーメントも受けているが、これを測定値から分離することができない。 $P=35\sim40t$ で接合プレート上部がせん断降伏し下部が50 tで降伏している。計算から求められるコネクターのせん断降伏荷重は60 tで、全断面の降伏荷重は $60 \times 1.5 = 90t$ になる。コネクターの降伏は捩れによる影響が大きいことがわかる。

3.3.3 実験結果の考察

初期亀裂荷重 $P=15\sim20t$

接合プレート降伏荷重 $P_y=50t$

最大荷重 $P_{max}=67.8t$

接合部1カ所当りの設計用最大剪断力は、7.25 tで、ほぼ初期亀裂荷重に等しい。各臨界荷重の設計荷重に対する比は、 $P_0=14.5t$ (設計荷重) で

$$P_y/P_0=3.45$$

$$P_{max}/P_0=4.68$$

となり、この接合部は十分な安全率をもつといえる。図13にみるように、試験体は設計荷重までは弾性的性状を示し、亀裂後の剛性低下率は83%である。粘りの指標として、降伏荷重時の変形量 δ_y に対する最大荷重時の変形量 δ_{max} の比を求めると

$$\delta_{max}/\delta_y=3.7$$

となり、十分な値である。コネクターは、全断面がほぼ完全に剪断降伏するまで、著しい剛性低下はみられない。ただし捩れおよび曲げモーメント

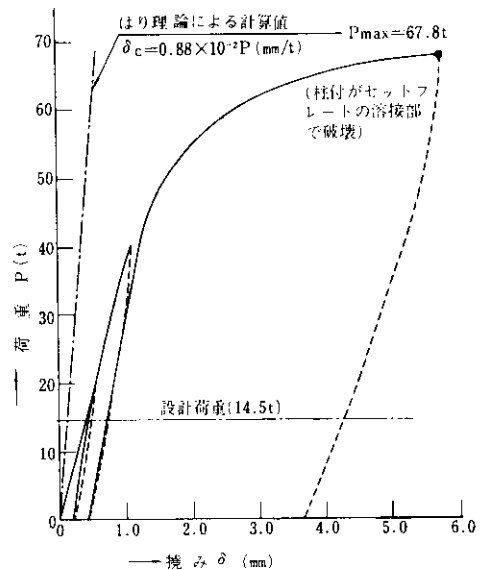


図13 接合部実験-1 中央撓み-荷重曲線

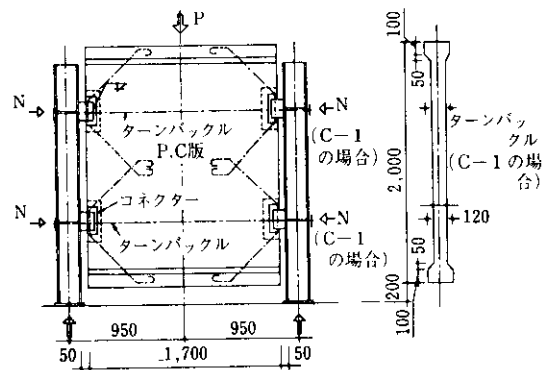


図14 接合部実験-2 試験体および加力方法

を無視して算出したコネクターの全断面降伏荷重と実験値の比は

$$P_y/P_{全}=0.56 \quad (P_{全}=全断面降伏荷重計算値)$$

で捩れモーメントの影響が大きいと考えられる。これは、試験体が左右1カ所ずつのコネクターで接合されているため、とくに顕著に現われた現象で、実際の設計のごとく各2カ所で接合された場合は、きわめて小さくなることが予想される。

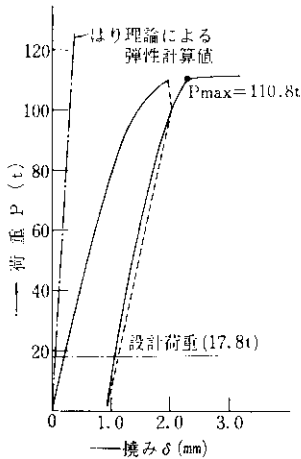


図15 接合部実験-2 C-1の
中央撓み-荷重曲線

3・4 接合部の実験その2

前述のとおり接合部実験その1で用いたコネクタは安全率が大きいので、これを簡易化して加工コストを低減する可能性があることがわかった。本実験は、簡易化したコネクタに対し耐力・剛性を確認すること、また壁体の上下辺のコネクタは水平剪断力と鉛直方向の軸力を同時に受けるので、この部分のコネクタの耐力・剛性を確認することを目的として行なった。

3・4・1 試験体および実験方法

試験体は図14に示すごとく、梁と壁版のコネクタC-1と、柱と壁版のコネクタC-2に関する2種類である。コネクタC-2の試験体にはコネクタに剪断力のみが生ずるように加力した。C-1の試験体には、コネクタに同時に、剪断力と圧縮力が働くように加力した。軸方向力は、試験体支柱の治具に取りつけたボルトを締付けて与えた。

3・4・2 C-1の実験結果と考察

(1) 破壊状況

鉛直荷重Nの増加に伴い初期亀裂の進展がみられた。2N=10tを与えたのち、剪断荷重Pを加えた。P=20tで壁版下面に曲げ亀裂が発生し

た。Pの増加するにつれて、接合部の埋込み山形鋼と、壁版のずれが観察されたが、外面に大きな亀裂は生じなかった。P=110.8tで接合部近くに圧壊が生じた。設計荷重は、 $P_0=17.8t$ であるから

$$P_{max}/P_0=6.1 \text{ である。}$$

コネクタ1コノ最大剪断力は $Q_{max}=27.7t$ で前実験のコネクタの約82%である。

図15は試験体中央下面のたわみと荷重の関係を示すものである。

(2) 偏心による影響

コネクタが鉛直荷重をうけると、偏心による曲げモーメントが生ずることは予想されたが、実測値からはかなり大きな曲げモーメントが生じていることがわかった。

3・4・3 C-2の実験結果と考察

(1) 破壊状況

コネクタは、9mmプレートに鉄筋を溶接してあるが、コンクリートに埋め込んだ部分が早い時期にすべりを生じた。P=20t以上になると剛性の低下が大きい。最大荷重は $P_{max}=85t$ で、埋込み部分の断面縦方向に割れが生じ破壊した。

$$P_{max}/P_0=2.9 \text{ (} P_0=29.0t \text{ 設計荷重)}$$

で、必要の安全率は確保しているが実験-1に比

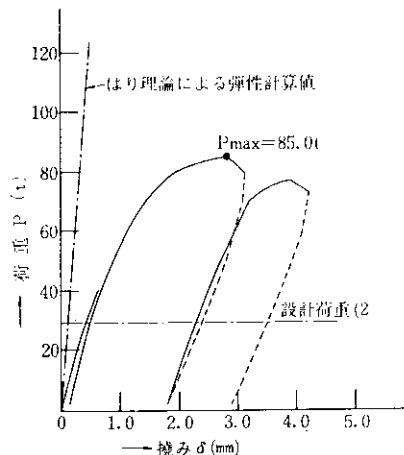


図16 接合部実験-2 C-2の
中央撓み-荷重曲線

し62%の耐力である。コネクターのコンクリート内でのすべり、回転を拘束する手段が必要である。

図16に、C-2実験版中央の変位と荷重の関係を示した。大亀裂発生以後の剛性低下率は63%でこれはC-1とほぼ等しい値である。

3・5 ま と め

本実験から次のことが明らかとなった。

- (1) 鉄骨フレームに組み込んだPC版は、十分な安全率をもつ耐力壁として働く。
- (2) 壁体の耐力機構は、大亀裂の発生の前と後では異なっているものと思われる。
- (3) 特定のコネクタへの過度の応力集中はみられない。
- (4) 繰返し荷重に対しても剛性低下は少なく、通常のコンクリート耐震壁に比べ劣っていない。
- (5) コネクタは、コンクリートへの埋込み部分の形状寸法により耐力が左右される。接合部の実験その2で用いたC-2型のコネクタでも、設計荷重に対し安全であるが、早期にすべりを生じ、また靱性も小さいので埋込み部分のアンカー筋を増すなどして剛性、靱性を高めることが望ましい。
- (6) 軸力を受けるコネクタは、偏心による

曲げモーメントが生ずるので、実施にあたっては偏心を小にすることが望ましい。

4. あとがき

本試作工事はまず中層アパートに適用して、プレハブ化およびPC版耐力壁などを重点的に追求し、関連諸データを収集したものである。一棟という量的な制約条件があったが、プレハブ工法としての解明を含む一連のデータが得られたことにより、鉄骨高層アパートへの第一段階として所期の目的が達せられたものと思う。また、中層アパートとしても、量産化によるコストダウンにより将来のメリットが期待される。

おわりに当り、PC版耐力壁について実験を担当し貴重なご指導をいただいた神戸大学伴研究室の方々、および今回の試作工事に当ってご協力をいただいた(株)大阪パッキング製造所、川鉄金属工業(株)の方々に厚く御礼を申し上げます。

なお、本試作工事の骨子は、昭和42年におけるプレハブ鉄骨アパートの研究設計をモデルとしたものである。同研究設計の作成に当ってなみなみならぬご指導をいただいた東京大学内田研究室の方々にこの紙上を借りて厚く御礼を申し上げます。