

(11) PC構法における接合部の曲げ性状とせん断性状に関する実験的研究

園部泰寿* 今井 弘*

村上雅英** ○丹羽直幹***

§ 1. はじめに

近年、建築構造物に対してプレキャスト・コンクリート（PC）構法が盛んに研究されてきている。しかし、現在においても場所打ち鉄筋コンクリート構造物の挙動と比較研究されているが、PC構法では多様な接合方式が用いられているので、その破壊性状については未知な問題点が多い。

本構法の特徴は、コンクリート部材内に埋め込まれたシース管に鉄筋を貫通した後グラウトし一体化するものであり、従来のSPH (Standard Public Housing) 方式によるPC構法に比べて部材の組み立て方、接合方式が全く異なっている。そのため、本構法による構造物の弾塑性性状には場所打ち鉄筋コンクリート造や従来のPC造に関する実験資料や解析資料からは推定できない点が多い。

そこで本研究は、上述した構法による数層のPC壁柱の曲げとせん断性状について、実験と解析の両面より調査し耐震設計への基礎的な資料を得ることを目的として行なわれた。

§ 2. 試験体、実験方法

及び材料の力学的性質

2.1 試験体及び実験方法

試験体は、曲げ試験体 (TypeB) 1体とせん断試験体 (TypeC1, TypeC2) 2体であり、試験部分は実物の1/2程度を想定して設計されている。

(a) 曲げ試験体 本試験体は、Fig. 1 (a)と Fig. 2に示すように、基礎部材 (B0部材) に定着された鉄筋に4層のPC壁柱 (B1~B4パネル)、及び加力部材 (B5パネル) を貫通させた後、グラウトし一体化したものである。壁柱

の曲げ性状とグラウトされた主筋の付着性状を調べる目的で、壁柱の主筋の本数がB3とB4パネルの接合部で2本から1本に減少している。また

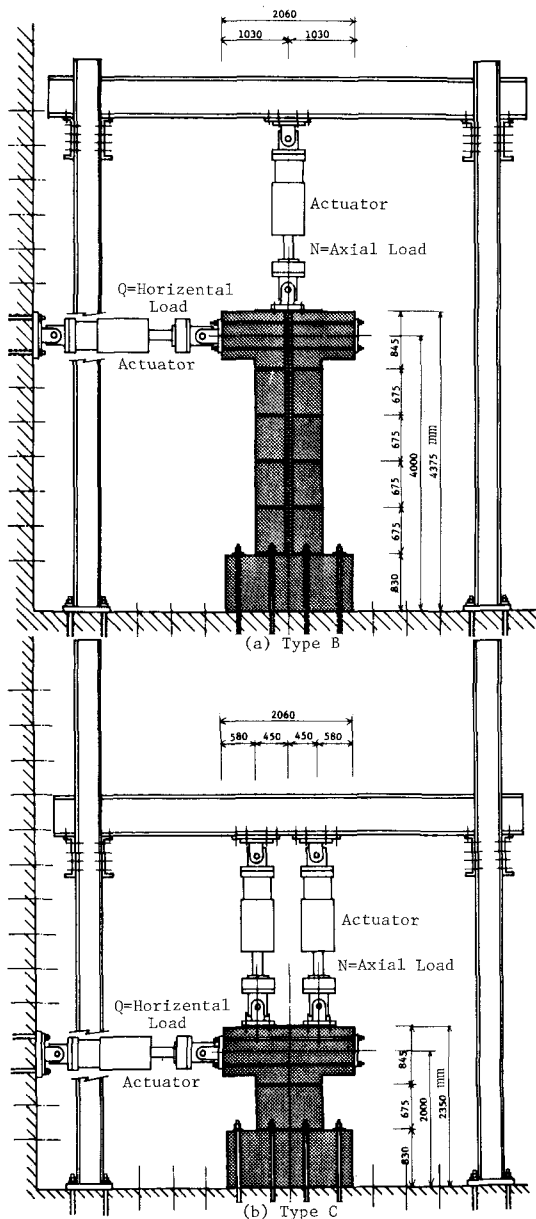


Fig.1 Specimens and Loading Apparatus

壁柱の面外座屈の防止も兼ねて、壁柱に直交する壁が場所打ち鉄筋コンクリートで配置されている。

変形の測定については、Fig. 3 (a)に示すように基礎部材から相対水平変位を測るとともに、P C部材の各接合部のせん断ずれ量、及び接合目地の開き量を測定した。鉄筋のひずみ測定では、曲げ降伏した壁柱主筋の応力が基礎部材内で減少していく様子を調べるため、Fig. 4(a)に示すように主筋の基礎定着部で多くのひずみを測定するとともに、P C部材の曲率分布を調べるため多くの水平断面上で主筋のひずみを測定している。またひびわれ後の、壁筋の応力を調べるため壁筋でもひずみを測定する。

加力方法は、Fig. 1(a)に示すように反力フレームに取り付けたアクチュエーターによって試験体上部に一定軸圧縮力($\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$)を加えた状態で、反力壁に取り付けたアクチュエーターによって正負交番の水平力を試験体の最上部に加えるものであり、水平加力点の基礎からの変形角でTable1に示すように変形制御で行ない、第6正荷重で最終破壊させた。

(b) せん断試験体 本試験体は、接合部のせん断性状を知るため、Fig. 1(b)とFig. 2(直交壁を除く)に示すように基礎部材(C0部材)に曲げ試験体の1層の壁柱(C1.パネル)と加力部材(C2.パネル)を積層したものである。また曲げ試験体と同様に、壁柱主筋が2段目接合部から1本に減少している。なお、本試験体では鉛直軸力がP C部材や目地のせん断耐力に与える影響を知る目的で、2本の試験体を用意した。

変形の測定については、Fig. 3(b)に示すように基礎からの相対水平変位量と目地の開き量、及び目地のせん断ずれ量を測定するとともに、壁柱のせん断変形に対応する対角方向の伸縮量も測定した。またFig. 5に示すようにP C部材の弾性応力分布を知る目的で、コンクリートの表面で3

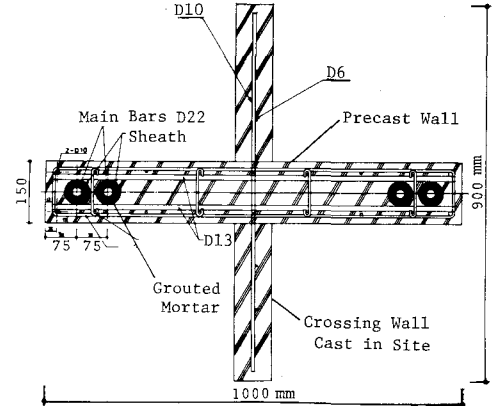
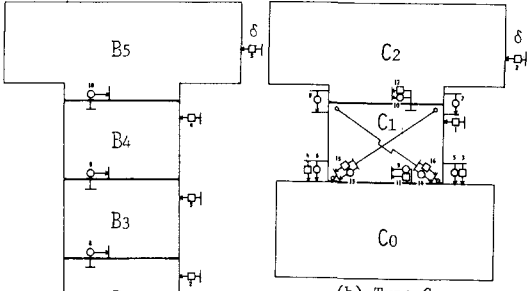


Fig.2 Horizontal Section of Precast Wall



(b) Type C
Fig.3 Position of Displacement Sensors

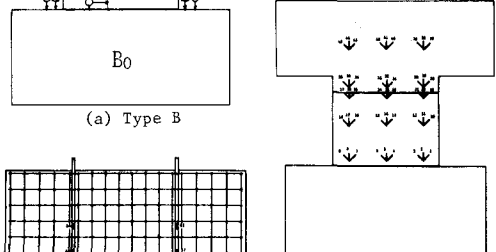
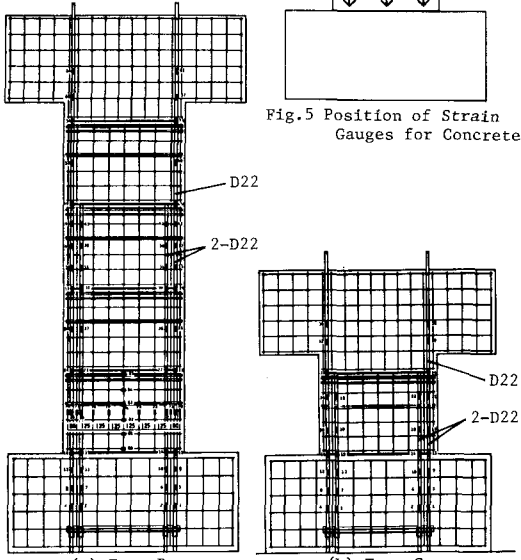


Fig.5 Position of Strain Gauges for Concrete



(a) Type B (b) Type C
Fig.4 Position of Strain Gauges for Bars

方向のひずみを測定した。鉄筋のひずみ測定については、Fig.4(b)に示すように壁柱の主筋に多くの測定点を設け、曲げ試験体の実測値と比較して曲げ降伏型とせん断破壊型の違いが、主筋のひずみ分布に与える影響を調べた。

加力方法は、Fig.1(b)に示すように2基のアクチュエーターによって合計軸力が一定になるように鉛直荷重を最上部に加えた状態での正負交番水平加力である。この際、第2正負荷重 (Type C 2 においては第1正負荷重) までは2段目接合部の曲げモーメントが零となるように、2基の鉛直荷重用アクチュエーターの荷重を加減し、その後は2基のアクチュエーターを同荷重にして一定軸力を加えた。その制御は、曲げ試験体と同じく Table1に示すように行ない第10正荷重で最終破壊まで加力した。

2.2 材料の力学的性質

材料の力学的性質の試験結果を Table2～4に示す。プレキャスト・コンクリートは試験体と試験片とも自然養生とした。コンクリートのシリンダー試験 (φ100×h200) は、各実験に前後して行ない、その結果に大きなばらつきがなかったの で全試験結果の平均値を記載した。

Table 1 Loading Program (×10⁻³rad.)

cycle	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Type B	1	2	5	10	10	—	—	—	—	—
Type C1	0.5	0.5	1.5	2	5	5	10	10	20	—
Type C2	0.5	0.5	1.0	2	5	5	5	10	20	—

Table 2 Test Results of Steel

	D22	D13	D10	D6
σ_y [kg/cm ²]	4030	3640	3830	3570
σ_{max} [kg/cm ²]	5770	5440	5630	5740
E_s [t/cm ²]	1760	1640	1640	1560
$\Delta l/l$ [%]	19	23	19	20

Table 3 Test Results of Precast Concrete

Type	B	C1	C2
F_c [kg/cm ²]	301	274	331
F_t [kg/cm ²]	23	24	27
E_c [t/cm ²]	240	200	210

Table 4 Test Results of Concrete and Mortar Cast in Site

	Crossing wall	Joint mortar	Sheath grout
F_c [kg/cm ²]	242	189	392
E_c [t/cm ²]	230	—	—

§ 3. 実験経過 (ひびわれ状況)

(a) TypeB 本実験では、30t ($\sigma_c = 20\text{kg/cm}^2$) の一定軸力を加えた状態で、第6正荷重までの正負交番加力を行なった。第1正荷重時には1.79tでB₁ パネル下部の引張側目地に曲げひびわれが発見された。第2正負荷重では、B₁ - B₂ パネル間の目地とB₁ パネルの引張側に曲げひびわれが2～3本生じた。第3正負荷重時には第2正負荷重で生じたB₁ パネルのひびわれが曲げひびわれから曲げせん断ひびわれに変化し、B₂ 及びB₃ パネルにも数本の曲げせん断ひびわれが発生した。また同荷重時より塑性化が著しくなり、実験値は理論終局耐力 (12.04t) 付近を示した。第4正荷重では、B₃ パネルに3本のひびわれが発生したほか、目立って新しいひびわれの発生は認められなかった。繰り返し加力による影響を調べる目的で第4正負荷重と同じ変形角で行なった第5正負荷重では、ほとんどひびわれの成長は認められなかった。第6正荷重では、引張側鉄筋がコンクリートとともに抜け出し、さらに加力を続けると圧縮側コンクリートが圧壊したため実験を終了した。最終のひびわれ状態を Fig. 6 (a)に示す。

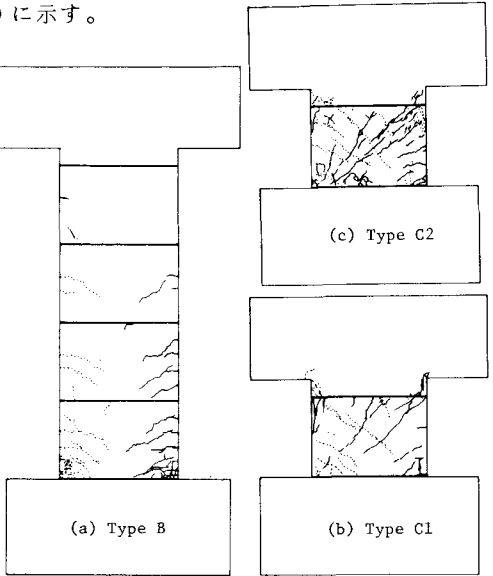


Fig.6 Crack Patterns

(b) Type C1 本実験では、 $30\text{ t}(\sigma_c = 20\text{ Kgf/cm}^2)$ の一定軸力を加えた状態で、第10正荷重までの正負交番加力を行なった。第1正荷重では 9.1 t で、負荷重では 8.0 t で基礎部材とC₁パネル間の目地に長さ 30 cm ぐらいのひびわれが発生した。第2正負荷重時には、第1正負荷重で生じたひびわれが両端より成長してつながり、C₁-C₂パネル間の目地に小さなひびわれが認められた。第3正荷重では、 19.84 t でC₁パネルにせん断ひびわれが発生した。第6正負荷重、及び第8正負荷重では、それぞれ第5正負荷重、及び第7正負荷重と同じ変形角で行ない、繰り返し加力による影響を調べた。その後、変形角の増大とともに2段目接合部のせん断ずれ量が大きくなり、目地モルタルが破砕した。第10正荷重では、2段目の圧縮側目地周辺のかぶりコンクリートのはく落及びC₁パネルの基礎からの浮き上がりにより終局状態に達した。最終ひびわれ状態をFig. 6(b)に示す。

(c) Type C2 本実験では、第6正負荷重まで軸力 $15\text{ t}(\sigma_c = 10\text{ Kgf/cm}^2)$ を加え、その後 $45\text{ t}(\sigma_c = 30\text{ Kgf/cm}^2)$ の軸力を加えた状態で、第10正荷重までの正負交番加力を行なった。第1正荷重では、 5.64 t でC₁パネル下部の目地にひびわれが発生した。第3正負荷重時には、C₁パネル上部の目地にひびわれが発生し、両端まで貫通した。第4正負荷重では、約 17 t でC₁パネルにせん断ひびわれが発生した。第6正負荷重は、第5正負荷重と同じ変形角で行ない、繰り返し加力による影響を調べた。また、変形角の増加とともにC₁パネル上部目地の水平ずれが増加したが、せん断ひびわれの成長は認められなかった。次に、第7正負荷重から軸力を 45 t に上げたため目地部のせん断ずれ耐力も上昇し、 30 t 前後でC₁パネルに多数のせん断ひびわれが発生した。第9正負荷重付近から、2段目の圧縮側目地周辺のかぶり

コンクリートがはく落し終局状態に達した。最終ひびわれ状態をFig. 6(c)に示す。

§ 4. 実験結果

4.1 荷重変形曲線

(a) Type B 荷重変形曲線をFig. 7(a)に示す。第3正負荷重時に理論終局耐力(12.04 t)に達した。また、第4正負荷重と同じ変形角で行なった第5正負荷重の繰り返し加力によっても、剛性および耐力ともほとんど低下しない。第6正荷重時に、圧縮側コンクリートが圧壊したが耐力の低下は認められなかった。

本実験における初期剛性、最大耐力、及び参考文献(1)pp. 68より求めた剛性低下率に適合した包絡線を用いて、いわゆる武田モデルによる近似を行なった結果をFig. 8(a)(b)に示す。その結果実測された復元力特性は武田モデルとよく一致しており、本試験体が一体打ち鉄筋コンクリート曲げ部材と類似した挙動を示すことが確認された。

(b) Type C1、C2 荷重変形曲線をFig. 7(b)(c)に示す。本試験体もType Bと同じように繰り返し加力による剛性および耐力の低下は認められなかった。Type C2においては、軸力を 45 t に上げた第7正負荷重では、変形角が第6正負荷重と同じであるにもかかわらず耐力は2倍以上になっている。

4.2 初期剛性

Type BおよびType C2の初期剛性の理論値と実験値およびその補正值をFig. 9(a)(b)に示す。理論値は、両試験体とも線材置換して基礎固定として求めたものである。壁柱の剛性には§ 2.2に示した試験片結果を用いた。Type C1についてはType C2とはほぼ同様の結果を得たので省略する。

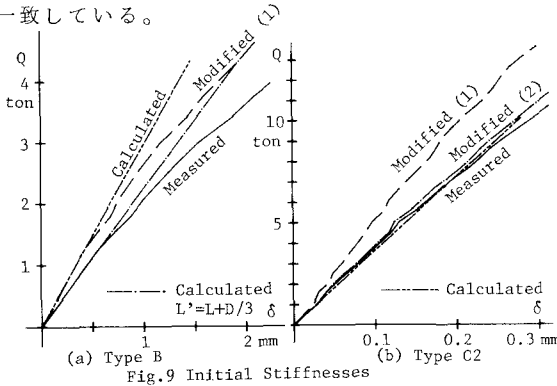
補正值は、基礎部材内主筋の曲率を積分して得られた壁柱基礎部の回転量による水平変位⁽¹⁾、または各目地部のせん断ずれによる水平変位を除いた

(2)
壁柱の変形量である。

Type B に関しては、壁柱基礎部の回転による水平変位に対して、目地部のせん断ずれ量は無視できる程小さいため省略する。その結果、理論値と補正值がよく一致する。

また、基礎部の変形を材長の一部として考慮する場合、参考文献(1)の付 14, pp. 522 によると材成の $1/4$ を材長に加えるものとされているが、本試験体の場合では材成の $1/3$ を材長に加えて計算した結果が、よく実験値と一致する。これは目地モルタルがコンクリートに比べて剛性が低いためと思われる。

Type C2 に関しては、実験値と理論値がよく一致している。



4.3 最大耐力

(a) Type B 参考文献(1)の付 15, pp. 575を用いて、試験体の最下部の降伏曲げモーメント (M_y) を求める。

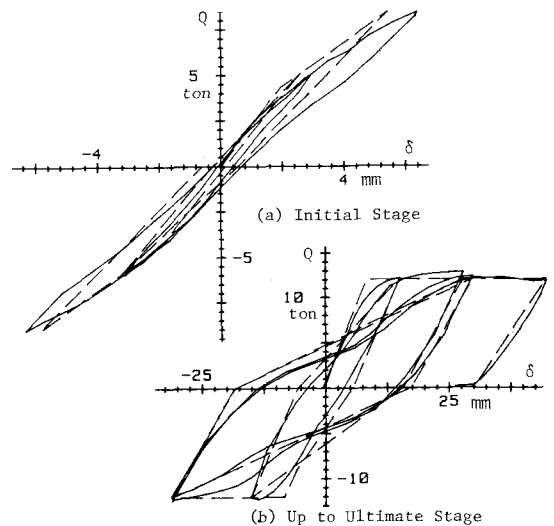
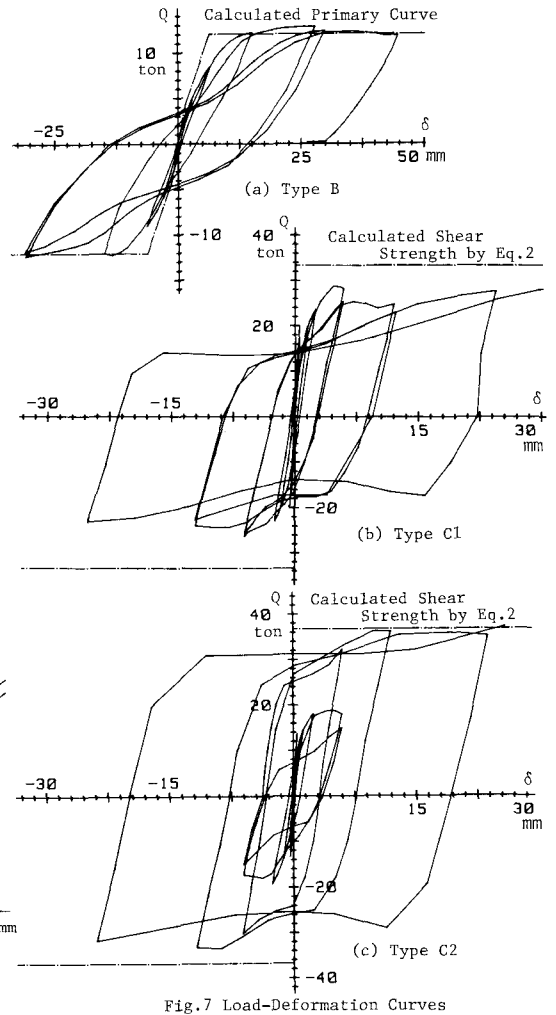
$$M_y = g_1 \cdot a \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - N/b \cdot D \cdot F_c) \quad (1)$$

$$= 3818 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

この量は、12.04 t の水平荷重に相当し Fig. 7 (a)に示すように実験値とよく一致している。

(b) Type C1, C2 いわゆる荒川式 (2)式)を用いて C_1 パネルの保有せん断耐力を求めた値を、Table 5 に示す。

$$Q_{su.mim.} = \left\{ \frac{0.092 k u k p (180 + F_c)}{M/Q d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p w \cdot s \sigma_y} + 0.1 \sigma_s \right\} \times 0.8 B D \quad (2)$$



その結果、壁柱の保有せん断耐力は Fig. 7 (b) (c)に示すように実験のせん断耐力よりも大きいことが認められる。それは、加力点の変形角が $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$. に達しているにもかかわらず、C1 パネル部では $\sigma = 3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ にも達していないことから、本試験体の耐力は壁柱部分のせん断耐力で決定されるのではなく、2 段目接合部のせん断摩擦耐力で支配されたためと考えられる。そこで、摩擦耐力理論により実験値を解析した。

軸力と実験値耐力との関係は、Fig. 10 に示すようになっており、(3)式でこれらの関係がよく表わされることがわかる。

$$Q = 0.71 (a_v \sigma_t + 0.658 N) \quad (3)$$

また、参考文献(3)の設計式(4式)の関係を図. 10 に示す。

$$Q = \phi \cdot \mu (a_v \sigma_y + 0.75 N) \quad (4)$$

ここで、 ϕ ：耐力低減係数、 μ ：摩擦係数(=1) (4)式は打継面で目荒しした場合のものであり、本実験では目地モルタルが存在するためその低減を考慮する。この結果、目地モルタルによる摩擦係数は、 $\mu' = 0.6 \sim 0.7$ が適当であると思われる。

4.4 主筋のひずみ分布

(a) Type B Fig. 11(a)(b) に示すように主筋のひずみは、基礎部材内部に進むにつれて、2 次曲線的に減衰している。また、試験体部では初期弾性域において、ひずみ分布は曲げモーメント分布に比例するはずであるが、本試験体は目地を有するため、その部分でひずみが増大しており、この傾向は荷重状態が進むにつれて顕著となる。しかし全体の傾向としては、最下目地部を除き、曲げモーメント分布に比例している。

$B_3 - B_4$ パネル間目地部で主筋本数が減少するため、外側引張主筋のひずみ分布がわずかに乱れている。

次に、各断面における主筋のひずみ分布の一例を図. 12 に示す。各断面において最初は平面保

Table 5 Calculated Shear Strengths by Eq.2

Type	C1	C2
σ_s (kg/cm ²)	20	10
Q_{su} (ton)	33.40	34.40
		36.79

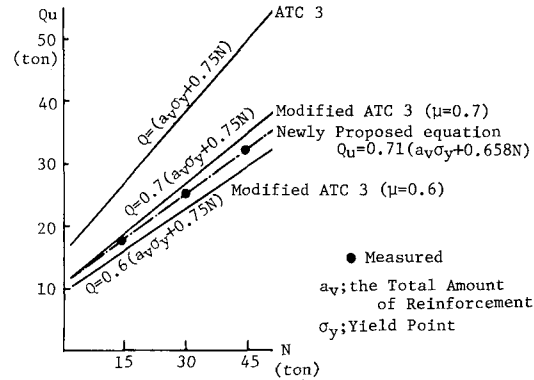


Fig.10 Relationship between Axial Load and Joint Strength

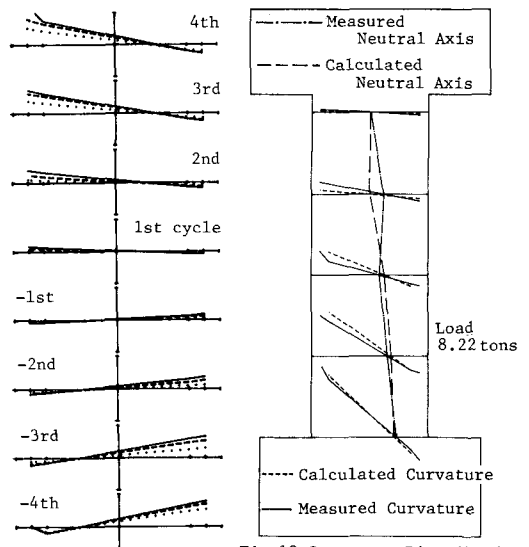
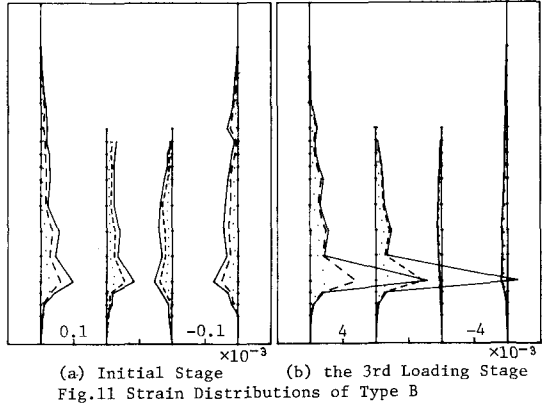


Fig.12 Strain Distributions at the 2nd joint from Bottom

Fig.13 Curvature Distribution at Jointing Section

持の仮定が成立するが、荷重状態の進展につれてその仮定が徐々にくずれていく。

また、代表的な荷重状態に関して求めた、各目地断面のひずみ分布と中立軸の実験値と理論値は Fig. 13 に示すようによく一致している。この際、理論値は参考文献(1)の第 15 条 pp. 152 の軸力を受ける柱の項に準じて計算したものであり、主筋の減少による影響も考慮してある。

(b) Type C1, C2 Fig. 14(a)(b) に示すように主筋のひずみ分布は、基礎部材内部に進むにつれて 2 次曲線的に減衰する。荷重状態の進展につれて、 $C_1 - C_2$ パネル間接合部でのひずみが相対的に増加している。これは、主筋本数の減少による影響、及びその部分のせん断ずれが増大したためである。また、初期の段階では $C_1 - C_2$ パネル間接合部の曲げモーメントが零になるように加力してあるので Fig. 14(a) に見られるようにその場所で曲率が零となり、その上下でひずみ分布が逆転している。

4.5 コンクリート表面のひずみ分布

試験体表面に貼られた 3 方向のコンクリートゲージより求めた弾性域におけるひずみ分布の一例を Fig. 15 に示す。両試験体ともほぼ同様の結果を得たので、Type C2 に代表させる。

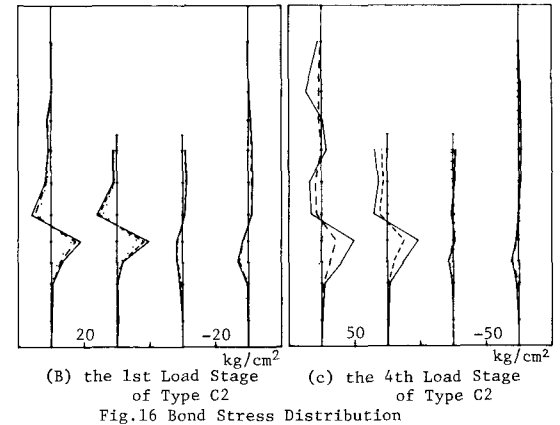
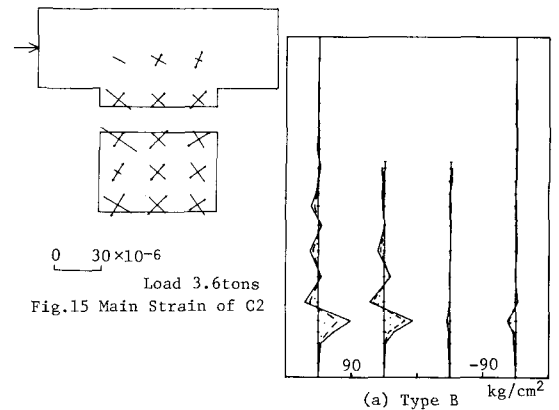
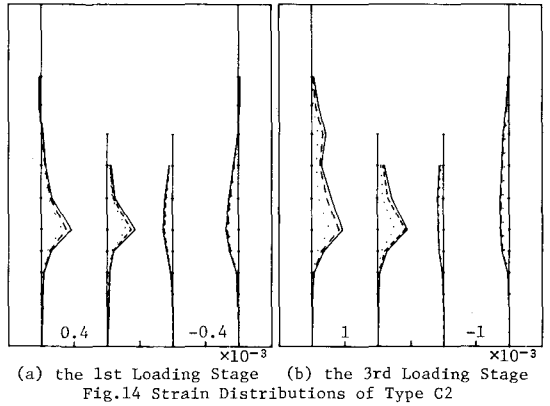
これによると、わずかに主筋による影響が認められるほかは、各測定点についてほぼ一様の分布を示している。したがって目地部全体でせん断力が一様に伝えられていることが確認される。

4.6 主筋の付着応力度分布

主筋ひずみ分布の勾配として求められた各主筋の付着応力度分布を Fig. 16 に示す。ここで、付着応力度は各測定点間の平均値を用い、その中央点で代表させる。

これより、基礎部材内部に進むにつれて付着応力度の減少していく様子がよくわかる。

また、Type B の試験体部では全荷重状態で



上部に向かうに従い曲げモーメントの変化により、付着応力度分布の波形が減衰している。

両試験体とも、参考文献(4)で述べられているように目地部では付着応力度が零となり、その最大値は、わずかに目地から上下にずれた位置となっている。

§ 5. まとめ

コンクリート部材内のシース管に鉄筋を貫通させた後グラウトするP C壁柱の曲げとせん断実験を通して、次のような事柄がまとめられる。

曲げ試験体について

復元力特性は、一体打ち鉄筋コンクリートのものと基本的に同じであり、いわゆる武田モデルでよく近似できる。しかし、本構法では目地部を有するため種々の相違も現われている。たとえば、初期剛性は一体打ちのものと比べて基礎部での回転による変形量だけ小さくなっている。また、鉄筋のひずみ分布に関しても目地部でひびわれが早期から発生するためその部分で増大している。破壊状況は、引張側主筋の降伏、及び圧縮側コンクリートの圧壊で終局状態に達しており、その最大耐力は、一体打ち鉄筋コンクリートの理論値とよく一致している。

せん断試験体について

初期剛性の実験値は、理論値とほぼ一致している。また、付着では破壊することではなく最大耐力は目地部の摩擦耐力で決まっている。それは、軸力によるものとせん断目地部鉄筋によるものの耐力和であり、打継面で目荒ししたもののせん断摩擦耐力の約70%程度であった。

謝辞 本研究は日本住宅公団の研究資金によって行なわれたものである。試験体の設計や製作方法に関して、建設省建築研究所窪田敏行室長、日本住宅公団総合試験所口ノ町尚室長ほか、関係者各位より有益な助言と協力を頂いた。また、実験遂行に関しては、小林和彦、星川清美両君ほか、本学卒業研究生、及び飯高稔、木村英夫両技官の協力を得た。ここに記して感謝の意を表わします。

参 考 文 献

- (1) "鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説", 日本建築学会, 1979, pp.68,522,575,152
- (2) T.Takeda,etc,"Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes",Structural Division, Dec.1970
- (3) ATC,"Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Building",11.8.7
- (4) 小阪義夫, 森田司郎, "鉄筋コンクリート構造", 丸善, pp. 191

EXPERIMENTAL STUDY ON BENDING AND SHEARING PROPERTIES OF JOINTS IN PRECAST CONCRETE CONSTRUCTION

by YASUHISA SONOBE*, HIROSHI IMAI*,
MASAHIDE MURAKAMI* and NAOKI NIWA*

In recent years the application of precast concrete (PC) construction to building structures has been extensively studied. However, even now, there are many unclarified problems regarding failure properties since a wide variety of jointing systems is used, in addition to the fact that there are various differences with the behaviors of cast-in-place reinforced concrete structures.

The feature of the type of PC construction described in this paper is that reinforcing bars are passed through sheaths embedded in concrete members after which integration is done by grouting, and this is completely different from the conventional PC construction method of the Japan Housing Corporation in regard to the methods of assembling and joining members. Consequently, there are many aspects of the elasto-plastic properties of a structure according to this construction method which cannot be estimated from experimental or analytical data concerning cast-in-place reinforced concrete construction and conventional PC construction.

In this study, therefore, investigations were made from both experimental and analytical aspects regarding the bending and shearing properties of multi-storied PC walled columns made by the abovementioned construction method.

The results described below were obtained through these experiments.

Bending Test Pieces: Restoring force characteristics are basically the same as for monolithically-placed reinforced concrete and can be approximated well by the so-called Takeda's Model. However, various differences are seen since there are joints in case of this construction method. For example, initial rigidity is lower by the amount of deformation due to rotation at the base compared with a structure of monolithic placement. And, with regard to strain distribution of reinforcing steel, the strains at joints are increased since cracks are produced at an early stage at these parts. With respect to failure conditions, ultimate states are reached through yielding of main reinforcing bars at tension sides and crushing of concrete at compression sides, and the maximum strength coincides well with the theoretical value for monolithically-placed reinforced concrete.

Shearing Test Pieces: The theoretical value of initial rigidity roughly agrees with experimental values. There is no failure with respect to bond, and maximum strength is determined by frictional strength of joints. This is the sum of strength due to axial force and reinforcing steel at shearing joints, and is approximately 70 percent of the shearing frictional strength of a joint with roughened surfaces.

* Institute of Structural Engineering, University of Tsukuba