

大林式プレハブアパートに関する実験報告

篠木 武彦
武田 寿一

概要

大林組が開発したコンクリートジグザグジョイントを使用するプレハブアパートに関して行なった諸実験の報告である。このジョイントの特徴とするところは構造的にはプレキャスト版同志のせん断力の伝達をすべて目地のコンクリートに期待するところであり、製作面では型枠が単純化でき、施工面では現在多く使用されている現場溶接を省くことができるところにある。このジョイントを使用して接合したプレキャスト部材の一体性を観察することに重点を置き、部材の曲げせん断実験および構面をとり出しての水平加力実験を行なった。全般的には、このジョイントが非常に有効であることが確認されたが、建物の隅角部に使用する場合については、いまだ検討すべき余地を残しているようである。

1. コンクリートジグザグジョイントについて

昨今、鉄筋コンクリート造壁式プレハブアパートの普及は目覚ましいものがある。しかしながら、地震の多い日本では、プレキャスト版（以下PC版という）の接合部に特別の配慮をしなければならず、これが施工を複雑にし、経済的にもかなり苦しいものになっている。

接合部を単純明快にということで、当社で開発したのが、コンクリートジグザグジョイントである。このジョイントは 図-1 に示すごとく、PC版の側面に凹凸をつけておき、PC版を所定の位置にセットした後に

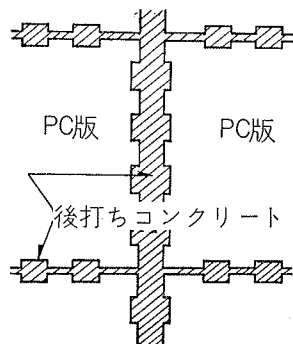


図-1 ジグザグジョイント

斜線のコンクリートを後打ちしてジグザグ型の目地を形成する。原則として、目地内はコンクリートのみで、PC版同志をつなぐ鉄筋または鉄骨はない。このジョイントを使用すれば、PC版および目地の凹凸を介して十分にせん断力を伝えてくれる。なお、転倒は鉛直目地内に鉄筋を縦に配置して防止する。

2. PC版の一体性に関する実験

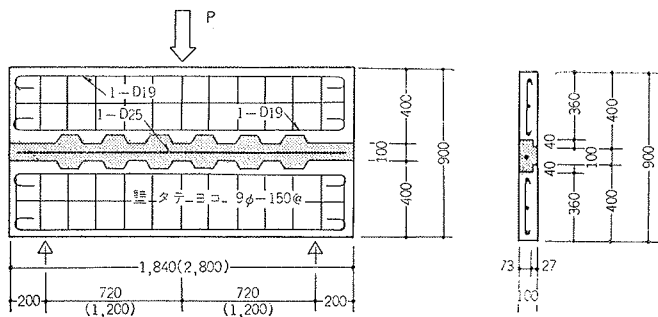
PC版をコンクリートジグザグジョイントで接合してできた部材が、曲げモーメントおよびせん断力に対して一体の部材として挙動するか否かを確認するのが本実験の目的である。試験体は鉛直ジョイントのみ対象としたものと、鉛直および水平ジョイントを対象としたもの2種類合計4体である。

2.1. 試験体

2.1.1. 鉛直ジョイントのみ対象としたもの 図-2 に示すごとく、2枚のPC版をジグザグ型の目地で接合してある。目地内には、D25を1本配置してあるが、

PC版同志のつなぎはコンクリート以外には何もない。試験体は2体でスパンの長さをかえている。(試験体番号A-6およびA-6')

2.1.2. 鉛直および水平ジョイントを対象としたもの 図-3に示すごとく、5枚のPC版を鉛直および水平ジグザグ型目地で接合してある。水平目地では、コンクリートの外にボルト(19φ)によって接合してあり、ボルトの定着は



注) ()内数字はA-6'の寸法

図-2 試験体A-6

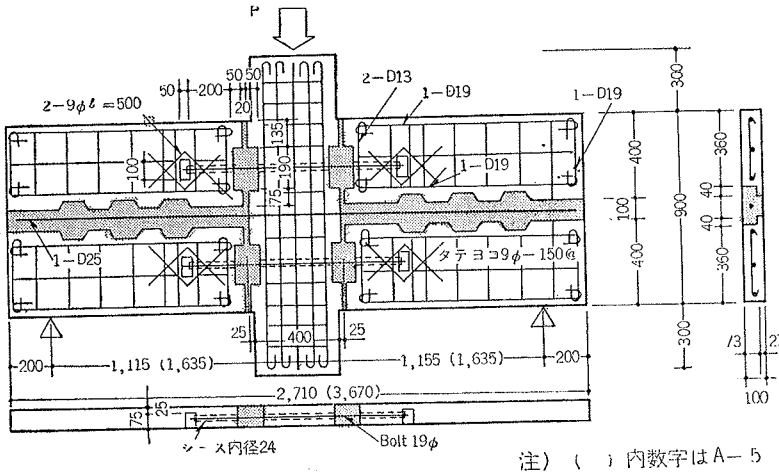


図-3 試験体A-5

PC版内に小さな開口部を設けて行なっている。鉛直目地に関しては A-6 と同様である。
(試験体番号 A-5 および A-5')

2.2. 加力方法および変形測定方法

加力はいずれの試験体も単純梁型式の中央集中荷重とし、300 ton アムスラー圧縮試験機を使用した。

変形測定に関しては、試験体廻りに単管足場を組み、それを不動点として中央撓みおよび支点での浮き沈みをダイヤルゲージで測定し、外に、目地でのPC版の迂り、A-5 および A-5' に関しては、水平目地面でのPC版の開きを測定している。鉄筋、ボルトおよびコンクリート表面の要点にはSR4を貼付し、歪度の測定も行なっている。

2.3. 実験結果とその検討

2.3.1. A-6 および A-6' について 実験より得られた荷重-撓み曲線を図-4に示す。図中の一点鎖線は曲げモーメントのみ考慮し、二点鎖線は曲げモーメントせん断力を考慮した弾性理論線であるが、試験体のコンクリートが一体に打たれたものとして計算してある。A-6, A-6' とともに曲げきれつ発生までは、理論値と実験値はかなり良く一致している。曲げきれつ

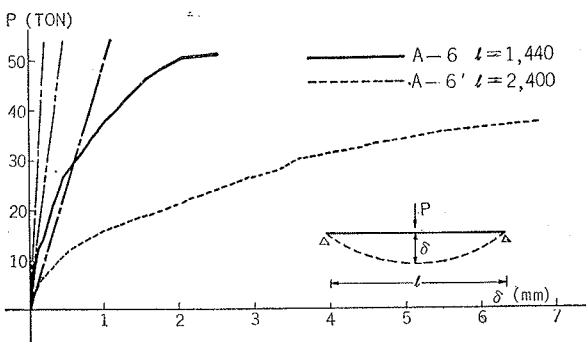


図-4 荷重・撓み曲線 A-6 および A-6'

発生荷重をコンクリート引張応力度を $1/10 F_c$ として弾性計算を行ない、実験値と比較すると表-1の通りである。また、同表にせん断きれつ発生時の平均せん断応力度およびそのコンクリート強度との比を示す。

次に、部材中央断面の鉄筋の荷重-歪度曲線を図-5に示す。A-6では、24 ton を過ぎる頃から2段目の鉄筋の歪度の方が3段目の鉄筋よりも大きくなって重ね梁的な様相をいくらか示しているようであるが、鉄筋降伏時の歪度分布を理論値と比較してみると図-6の通りである。理論計算はe関数法によっている。

	曲 げ		せん 断	
	弾性理論値	実 験 値	τ	τ/F_c
A-6	正	7.4 TON	17.3 kg/cm ²	1/10.8
	負		16.0 kg/cm ²	1/11.7
A-6'	正	4.9 TON	12.0 kg/cm ²	1/18.2
	負		16.0 kg/cm ²	1/13.6

但し $F_c = 197 \text{ kg/cm}^2$ (A-6), 218 kg/cm^2 (A-6')

表-1 きれつ発生荷重

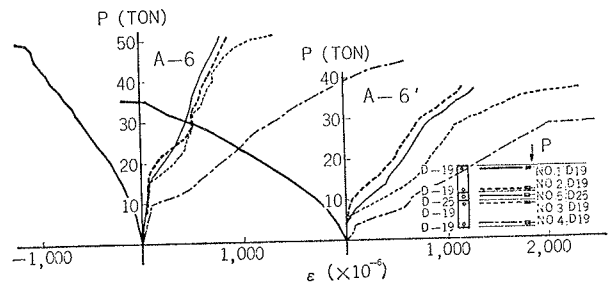


図-5 荷重-歪度曲線 A-6 および A-6'

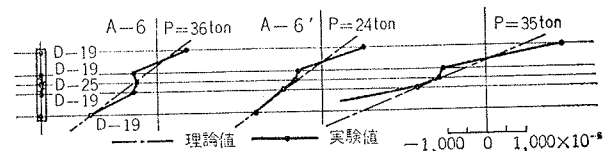


図-6 歪度分布 A-6 および A-6'

この図をみてわかるように、上側のPC版と下側のPC版は全体としては一体構造に近い挙動を示しているようである。

最大耐力について検討してみよう。A-6の実験では、38 ton~40 ton で最下段の鉄筋が降伏し、51 ton で荷重板直下のコンクリート支圧耐力がなくなってしまっている。A-6'では、28 ton で最下段の鉄筋が降伏、35 ton で4段目の鉄筋が降伏し、更に荷重を上げてゆくと37 ton でせん断きれつが大きく開き、その先端でコンクリートが圧壊している。A-6'の負荷重では、32.0 ton でせん断きれつが大きく開き、外端よ

りの目地2つが切れて耐力が低下している。試験体が完全に曲げ破壊するものとして、e関数法を使用して理論計算を行ない、実験値と比較すると表-2の通りである。同時に、最大荷重時の平均せん断応力度を示す。A-6では、載荷点の支圧耐力がなくなって荷重が低下してしまったわけであるが、A-6およびA-6'共に、せん断破壊的な様相が強い。表-2の τ/F_c の項をみると、A-6で約 $1/6 F_c$ 、A-6'で $1/9 \sim 1/10 F_c$ で破壊したことになる。

最後にきれつ性状について述べてみよう。図-7がA-6'の正荷重のきれつ発生状況であるが、まず、中央断面引張側より6tonで曲げきれつが発生し、14tonでは、上側PC版にのみ曲げせん断きれつが発生

	理論値 (TON)				実験値 (TON)	rmax (kg/cm ²)	rmax/Fc
	V	IV	III	II			
A-6 正負	44.7	48.1	57.1	59.5	51.0 48.0	33.9 31.9	1/5.5 1/5.9
A-6' 正負	26.8	28.8	34.2	35.7	37.0 32.0	24.6 21.3	1/8.9 1/10.2

V: 最下段鉄筋降伏 IV: 4段目鉄筋降伏
III: 3段目鉄筋降伏 II: 2段目鉄筋降伏

表-2 最大荷重

している。このきれつは部材がある程度の重ね梁的な性質をもっているのではないだろうか。18tonでせん断きれつが発生しているが、このき

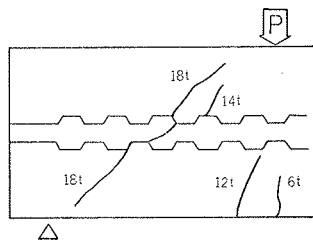


図-7 きれつ状況 A-6'

れつはジグザグの隅部より出やすくなっている。この点はかなり応力集中が予想される所であり、このような発生の仕方もうなずけるところである。

2.3.2. A-5 および A-5' 実験より得られた荷重-撓み曲線を図-8に示す。図中の直線が理論線であるが、実線が、試験体のコンクリートが一体に打れた一様断面のものとして計算した値(理論値 A1)であり、一点鎖線については、次の仮定のもとに計算を行っている。水平目地面が中央荷重によって曲げを受けた場合、引張域はコンクリートを無視し、ボルトおよび目地鉄筋のみ有効とするが、平面は保持するものとする。また、ボルトはグラウトしていないので、中央断面で作用するボルトの最大引張応力は、ボルト全長に亘って作用し、このボルトの伸びは、すべて水平目地面での開きとして現われるものとする。したがって、図-9に示す様にボルト定着部までの部分Bがボルトの伸び Δl によって回転を起し、C部分が曲げせ

ん断変形をするものとする。計算式は次の通りである。まず、ボルトの伸びを求めると

$$\Delta l = \varepsilon \times (l_1 + l_2) = P \cdot l \cdot (d - x_n) \cdot (l_1 + l_2) / 4EI$$

I: コンクリートを無視した水平目地面での断面2次モーメント

x_n : 圧縮縁より中立まで迄の距離

d: 圧縮縁より引張ボルトまでの距離

接合面での回転角 θ は

$$\theta = \Delta l / (d - x_n) = P \cdot l \cdot (l_1 + l_2) / 4EI$$

したがって、全変形 δ は

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_\theta = \frac{(P/2)l_3^3}{3EI'} + \frac{k \cdot (P/2) \cdot l_3}{GA'} + \frac{P \cdot l \cdot (l_1 + l_2) (l_2 + l_3)}{4EI}$$

で表わされる。ここで、 I' および A' のとり方が問題となるが、今回は次の3種類について計算を行なっている。

- ・全断面有効とする場合(理論値B1)
- ・上側PC版と鉛直目地のみ有効とする場合(理論値B2)
- ・上側PC版のみ有効とする場合(理論値B3)

これらの理論値と実験値を比較してみると、実験値はA1と比べると、約6倍の変形となっているが、B1はかなり近い値を示している。理論計算値の接合部の変形 δ_θ と全変形量 δ との比率をみると、B1の場合A-5'で $\delta_\theta/\delta = 0.88$ 、A-5で0.90と接合部の変形が大きな比率を示している。接合部の変形をみるために水平目地面での開きをダイヤルゲージによって測定し

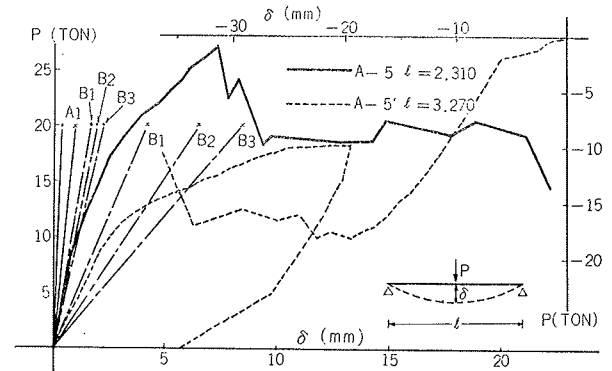


図-8 荷重-撓み曲線 A-5およびA-5'

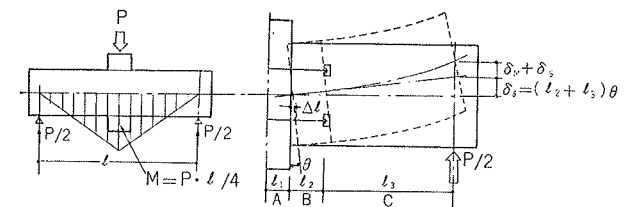


図-9 変形図

たが、その開きと曲げモーメントとの関係を示したのが図-10である。図中の一点鎖線が前述した仮定に基づいて計算した値であるが、モーメントの小さいうちは、比較的良く一致している。また、図-10の右側が開きの状態を示した図である。荷重が大きくなると重ね梁的な様子を徐々に見せてくるが、低荷重のうち、かなり直線的な開き方をしている。したがって、低荷重のうち、上述した理論B1によって剛性計算ができると思われる。

次に、水平ジグザグ目地の効き方について検討してみよう。図-11が、水平目地の図中の位置に貼付した

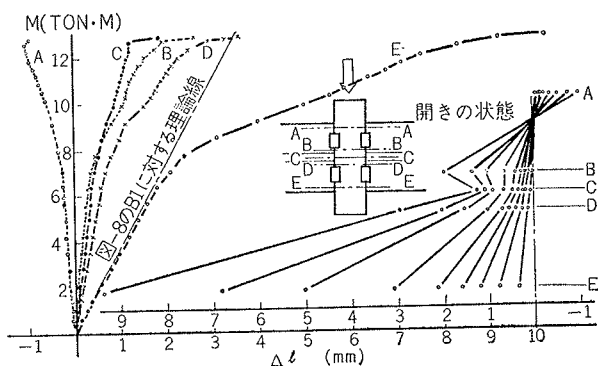


図-10 永平目地面の開き

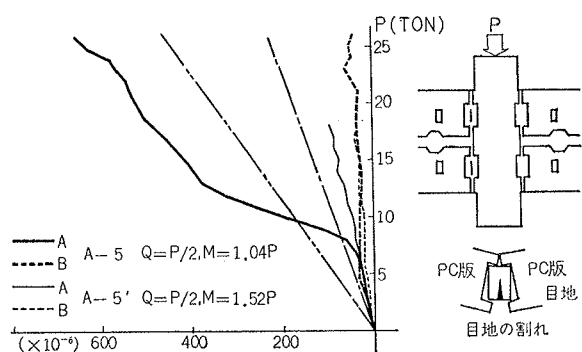


図-11 永平目地の歪

SR4の測定値であるが、この測定値からみると、曲げスパンの短いA-5では上側の目地はかなりのせん断力を負担しているようであるが、A-5の下側、A-5'の上側、下側共にあまり効いていないようである。この接合面でのように、曲げとせん断を同時に受け、曲げがかなり強い場合には、曲げ圧縮力によって接合面の摩擦抵抗を増し、この摩擦抵抗と鉄筋のほぞ作用によってせん断力を伝達しているものと思われる。変形が増し、接合面が大きく開いてくると、図-11の右下隅の様にPC版の凸部で目地を割ってしまう現象もみられている。しかしながら、目地の割れによって部材全体が破壊してしまうことはない。

図-12がA-5の主なきれつの発生状況であるが、今

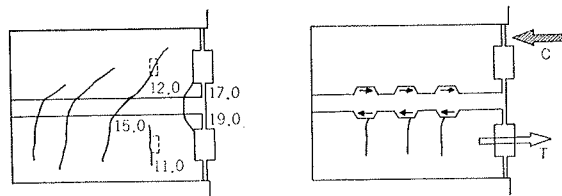


図-12 主なきれつ発生状況 A-5

	実験値	理論値	実 / 理
A - 5	27.0 TON	27.2 TON	0.99
A - 5' 正	18.2 TON	17.45 TON	1.04
A - 5' 負	18.0 TON	17.45 TON	1.03

表-3 最大強度

回の実験で注目されたことは、上側PC版にまず曲げせん断きれつが発生し、このきれつが下側PC版に垂直に侵入してゆくことであるが、これは図-12に矢印で記入してあるような力のためである。

最終破壊は、A-5で引張側ボルトのネジ山の破断、A-5'では接合面の開きの増大によって、目地内鉄筋が降伏し、コンクリートが圧壊を起したことに依っている。ただし、いずれの場合も測定歪度によれば引張ボルトは降伏していないが、ほぼ降伏歪に達しているため、ネジ部分で降伏していることも考えられる。最大荷重について実験値と理論値を比較してみると、表-3のようになる。

この理論値は次の仮定のもとに計算した値である。平面保持を仮定し、目地内鉄筋の降伏と同時にコンクリートが圧壊するものとし、矩形法を使用している。いずれの場合にも、実験値と理論値はかなり良く一致しているが、A-5の場合、ボルトネジ山の破断で耐力が落ちてしまっているため、この点は十分注意が必要である。

2.4. まとめ

(1) 変形、強度からみると、コンクリートジグザグジョイントで接合した部材は、ほぼ一体構造に近い性状を示すが、ジグザグ部の局部的な力のためか、せん断きれつの発生がやや早いという傾向がある。

(2) 水平ジグザグ目地については、その接合面の変形が大きくなると、効き方が悪くなり、局部的な曲げを受けて目地が割れることがある。しかし、目地の割れが部材全体の破壊とはならない。

3. 壁式ラーメン柱梁接合部に関する実験

開口部のある壁体の構造計算は壁式ラーメンとして行っているが、その柱梁接合部が地震時のモーメントおよびせん断力を受けた場合の性状およびPC版端

部のジグザグ目地の効果を検討するのが本実験の目的である。

3.1. 試験体

試験体は同じものが2体で、門型ラーメンから柱梁接合部のみをとり出したものである。図-13に示す如く、L型PC版と一型PC版とを水平ジグザグ目地とボルトで接合し、側面を鉛直ジグザグ目地をつないでいる。鉛直目地に関してはA-6と同様である。ボルトの定着は柱梁接合部の中に小さな開口部を設けて行なっている。(試験体番号 A-4, A-4')

3.2. 加力方法および変形測定方法

加力はL型鉄骨フレームに反力を取り、10 ton 油圧ジャッキを用いて梁材に載荷し、荷重はプルーピングリングでチェックした。加力方法の詳細を図-14に示してあるが、載荷点および反力点には、球座またはローラーを使用してフリクションをなくし、供試体の回転を拘束することのないようにした。A-4とA-4'では加力方向をかえ、A-4の第1荷重はL型方向からA-4'は一型方向から加力した。

変形測定に関して、撓み、撓み角および接合部のせん断変形の測定方法を図-15に示す。L型、一型および上型のゲージホルダーを使用しているが、L型ホルダーはL型PC版の支点と接合部中心で、一型ホルダーは一型PC版の支点と接合部中心で、各々、片側ローラー、他方ピンの状態で支持し、上型ホルダーは接合部中心に固定している。鉄筋、ボルトおよびコンクリート表面の要点にはSR4を貼付して歪度の測定を行なっている。

3.3. 実験結果とその検討

この実験結果を検討する際に、きれつ性状が大きな役割りを果たすので、まず、きれつの発生状況から述べてみよう。A-4はL型PC版方向からの加力であるが、そのきれつ発生状況を図-16に示す。曲げきれ

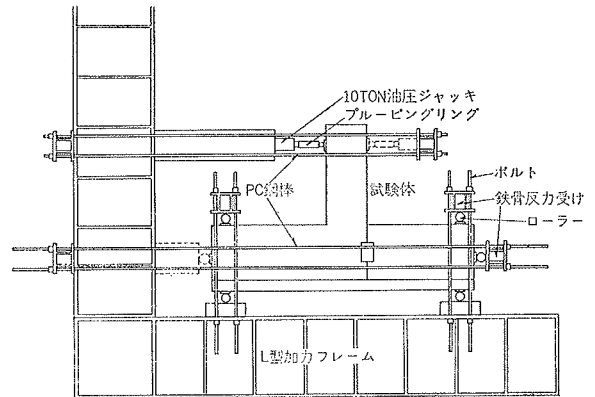


図-14 加力図 A-4 および A-4'

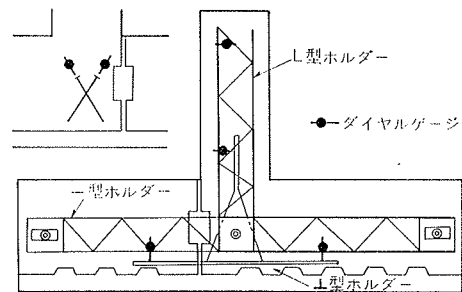


図-15 変形測定図 A-4 および A-4'

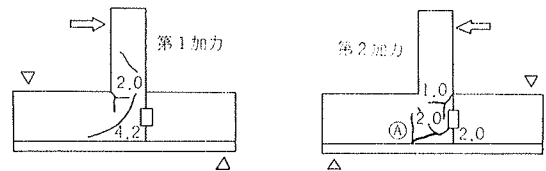


図-16 きれつ発生状況 A-4

つ発生後、4.2 ton で接合部に斜めせん断きれつが発生したが、このきれつはボルト定着用開口部角より発生しており、荷重を上昇させてゆくと、柱材の中にかなり深く侵入していった。7.1 ton で、このきれつ幅が約2 mmに達したので荷重を戻し、逆方向の加力を行なった。この時の状況を図-16に示してあるが、接合部の斜めせん断きれつが2.0 ton で発生しており、同時に水平目地面が急激に開き出している。また、水平ジグザグ目地角より斜めきれつが発生し、このきれつは、その後、斜めせん断きれつとつながってその幅を拡げていっている。さらに荷重を上げてゆくと一型PC版と鉛直目地が徐々に開き始め、3.2 ton でPC版と目地のずれが大きくなったためか端部の鉛直目地が割れてきたので荷重を戻した。なお、A-4'の第1加力は、この場合の加力と同方向であるが、3.2 ton で

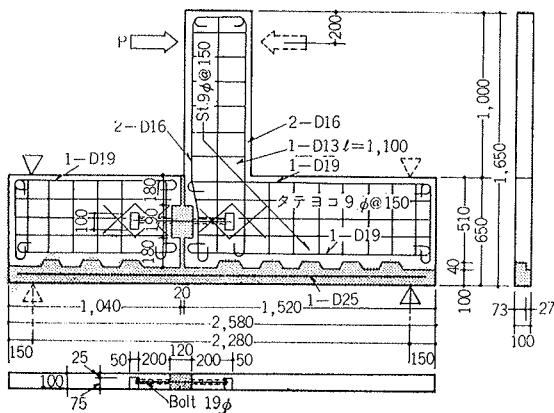


図-13 試験体 A-4 および A-4'

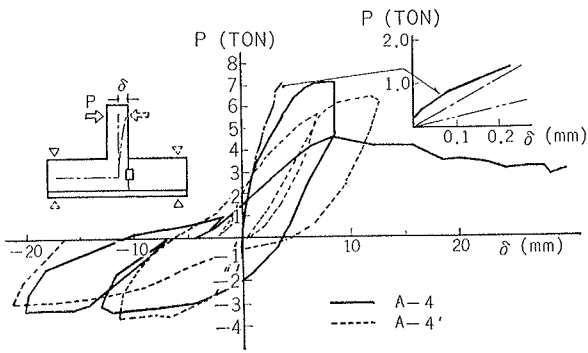


図-17 荷重—撓み曲線 A-4 および A-4'

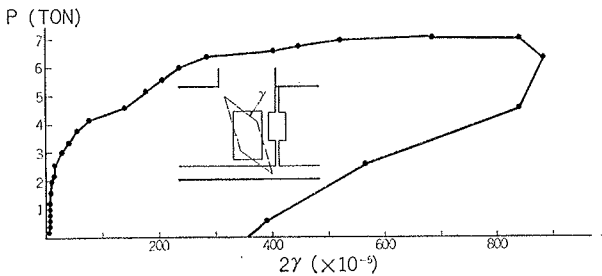


図-18 接合部のせん断

④の様なきれつが発生し、P C版と目地とが別々に挙動していることがわかる。

実験より得られた梁先端の変位を 図-17 に示す。図-18 が接合部のせん断変形 γ と荷重との関係を示したものであるが、これは、接合部のダイアゴナルな伸び縮みをダイヤルゲージによって測定した値を使用して計算したものである。A-4 の梁先端の変位から γ による変位を除いたのが 図-17 の一点鎖線である。低荷重時の変位を理論値と比較するために、0~1.4 ton までの荷重—変位曲線を 図-17 の上隅に示す。この図中で二点鎖線が剛域を考慮せず、一点鎖線が接合部すべてを剛域として弾性計算したものである。目地とP C版とは、完全に一体になっていると仮定している。0~0.8 ton の実験値の勾配は剛域を考慮した計算値に近いものとなっている。初きれつが肉眼ではっきり見られたのは、1.6~2.0 ton であるが、変形および引張鉄筋の歪変化からみると 0.8~1.0 ton であり、理論計算値も 0.85 ton となる。図-17 の実線と一点鎖線を比較してもわかるように、全体の変位量のうち、接合部のせん断変形の占める割合が載荷力が増すにしたがって大きくなり、特に、せん断きれつ発生後は大きく、A-4の第1加力の最大荷重 7.1 ton では55%にも達している。

実験では、いずれの場合も接合部パネルの降伏によって耐力が決まっているようであるが、梁材の曲げ降伏耐力を e 関数法を使用して計算すれば $P=6.0$ ton とな

り、開口部補強用の D13 が効いているとすれば、 $P=6.9$ ton となる。A-4 の第3加力では、最大荷重が 4.6 ton と第1加力の65%に低下している。接合部が前2回の繰返し荷重によって、相当痛められているためであろうが、L型P C版の柱材引張鉄筋も 4.2~4.6 ton で降伏している。柱材の曲げ降伏荷重の計算値は、目地を有効とすると 10.2 ton、目地を無効としても、7.4 ton であるから、柱材の引張鉄筋降伏は柱丈が小さくなったためとしか考えられない。接合部の斜めせん断きれつが伸びて、柱材の中にかなり深く入り込んでいるので、このきれつによって、柱の有効丈が非常に小さくなっているのではないかと考えられる。A-4 の第2加力 (3.4 ton)、A-4' の第1加力 (3.6 ton) では、接合ボルトの歪が 700×10^{-6} 程度で最大荷重に達しており、やはり、接合部のせん断耐力によって決まっている。

水平ジグザグ目地とボルトで接合した柱材と一体にコンクリートが打設された柱材との剛性比較を 図-19 の荷重—撓み角曲線によって知ることができる。0~1.6 ton までは、ボルトがあらかじめ、ある程度締め付けられ、一型とL型との接合面にプレストレスが入っていたためか、剛性の差はほとんど見られないが、1.6 ton 以降は、その差が急激に開いてくる。図中の(A)、(B)の直線は理論線であるが、(A)は目地コンクリートを含んで全断面有効として計算してあり、(B)はコンクリートの引張域を無視して、ボルトのみ有効として、A-5 の場合と同様な仮定に基づいて計算したものである。(A)でははっきりとしたことはわからないが、(B)では 1.8 ton 以降の実験値の勾配が理論線とほぼ一致している。A-4' の第3加力での最大撓み角 θ_2 は、約 1/55 である。いまだ変形能力は十分ありそうであったが、加力装置の関係で実験はここで中止した。

次に、接合部のせん断きれつについて考察を加えてみよう。表-4 に各加力時のせん断きれつ発生荷重および接合部周辺に曲げモーメントおよびせん断力が作用した時の接合部中心のせん断力および断面欠損がな

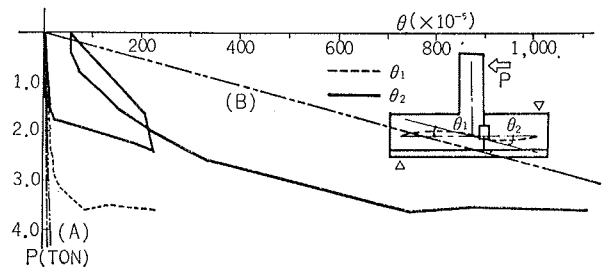


図-19 荷重—撓み角曲線 A-4'

いものとした場合の平均せん断応力度を示す。ただし、接合部周辺の曲げ応力は3角形分布と仮定する。A-4の第1加力だけが、他の場合に比較して発生荷重が高いが、4つの場合の接合ボルトの歪度をみるとA-4の第1加力を除いて、他の3つの場合には、すべて引張歪が測定されている。また、きれつの発生がボルト定着用開口部から起っていることから、この開口部が大きな弱点になっていることは確実である。

	発生荷重	τ	$\tau / \Gamma_c F_c = 254 \text{ kg/cm}^2$
A-4	第1加力	4.2 TON	16.2 kg/cm ²
	第2加力	2.0 TON	7.7 kg/cm ²
A-4'	第1加力	2.2 TON	8.5 kg/cm ²
	第2加力	2.0 TON	7.7 kg/cm ²

表-4 接合部せん断きれつ発生荷重

3.4. まとめ

(1) 柱梁接合部の中にボルトを定着してあるために断面欠損があり、かなりの弱点となっている。この部分のせん断きれつの発生が早く、荷重が大きくなると全体の変位量の中で、接合部のせん断変形の占める割合が50%以上にもなる。

(2) ボルトおよび水平ジグザグ目地で接合した部分は、ボルトを締めることによって初期剛性をかなり高めることができるが、その後の剛性低下が非常に大きく、ピン接合とみなしてもよい。今回の実験は、回転角にして1/55で中止したが、いまだ、変形能力の余裕は十分感じられた。ただし、逆のモーメントが作用する場合には、非常に剛性が高く、一体打ちと大差ない。

(3) 目地をPC版の端部に使用する場合の一体性に関しては、今回のような加力方法によると、荷重が大きくなるにつれて徐々にPC版と目地とが開いてきて、十分に一体であるとは言えない。今回の実験では、柱材端部での目地とPC版に何の拘束もないが、実際には、何らかの拘束があるので、今回の実験結果とは違った性状を示すことも十分に考えられる。今後の課題としたい。

4. 某アパートの模型実験（水平加力実験）

コンクリートジグザグジョイントを使用した某アパートの建築を計画したが、その平面図を図-20に示す。この中から(A)構面および(1)構面をとりだしての水平加力実験を行なった。

4.1. 試験体

試験体としては下部の2層分だけを取り出し、壁厚を実大の2/3で10cmとし、他の寸法は1/3に縮尺

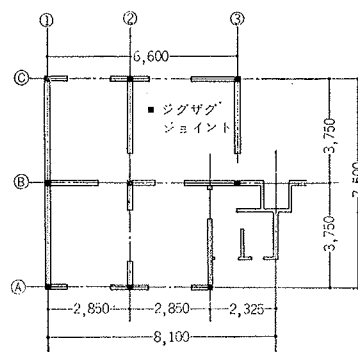


図-20 某アパート平面図

した。開口部のある試験体をA-3、開口部のないものをA-1とする。図-21に示す様に、基礎梁の上に4枚のPC版を鉛直面内に田の字型に並べ、その上に加力梁を置いている。PC版はすべてコンクリートジグザグジョイントで接合されており、鉛直目地内には、転倒モーメントを負担する鉄筋D25が配置されている。水平目地内にもD25が配筋され、鉛直目地内にアンカーされているが、これは鉛直目地とPC版との開きを防ぐためのものである。鉛直目地内のD25は実大寸法であり、他の縮尺と一致していないが、これは破壊荷重を大にして、高応力を受ける場合のジグザグ目地およびそれらによって接合されたPC版の挙動を知るためにとられた措置である。

4.2. 加力方法および変形測定方法

試験体下層のせん断力と転倒モーメントとの比を、実大5層の最下層のそれと合わせるために、加力は逆方向2点加力とした。L型鉄骨フレーム上に試験体をボルトによって定着し、加力は油圧ジャッキを用いて行ない、荷重の大きさはロードセルによってチェックした。軸力は実大の場合と同様に、壁最下部で、A-3で3.2 kg/cm²、A-1では6.1 kg/cm²となる様に加力

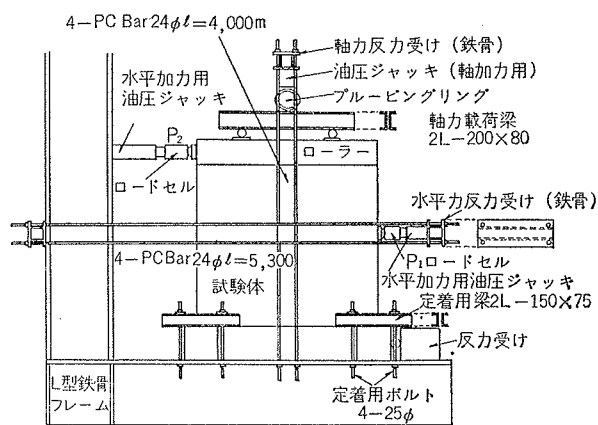


図-22 加力図 A-3 および A-1

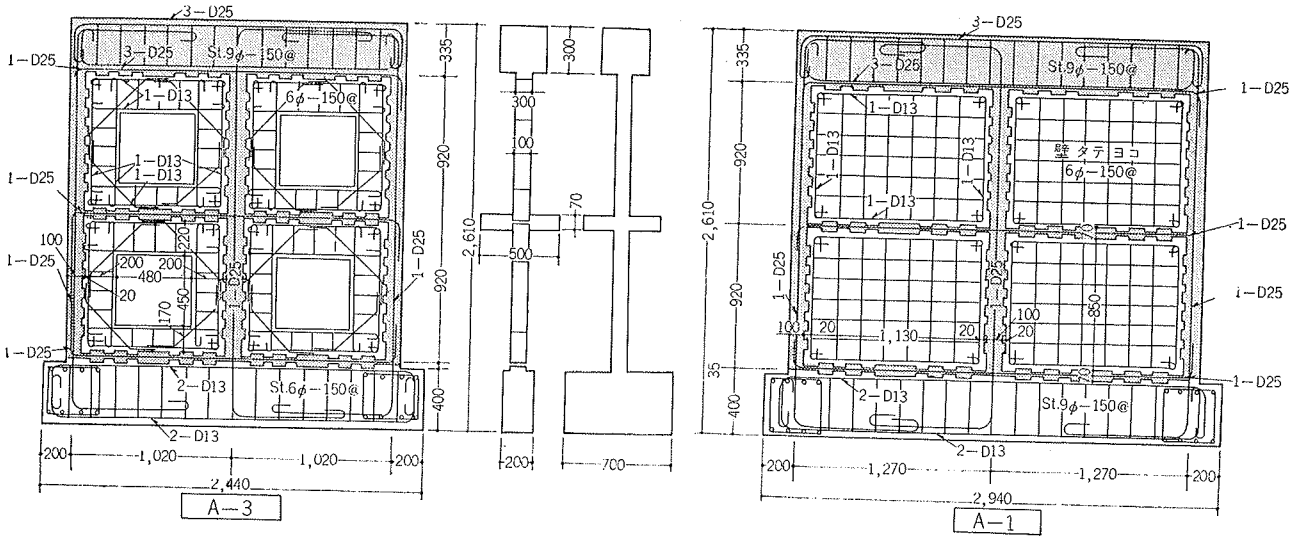


図-21 試験体

梁上に油圧ジャッキを用いて2点加力し、常に一定に保つようにした。これは厳密には鉛直荷重と対応しないが、変形および荷重がそれ程大きくない場合には、ほぼ妥当と思う。加力方法の詳細については図-22および図-23に示す。なお、水平加力で、上層の水平力 P_2 に対し下層の水平力 $P_1 = P_2/3$ とし、設計荷重は、A-3 で $P_2 = 3.6 \text{ ton}$ 、A-1 で $P_2 = 9.6 \text{ ton}$ である。

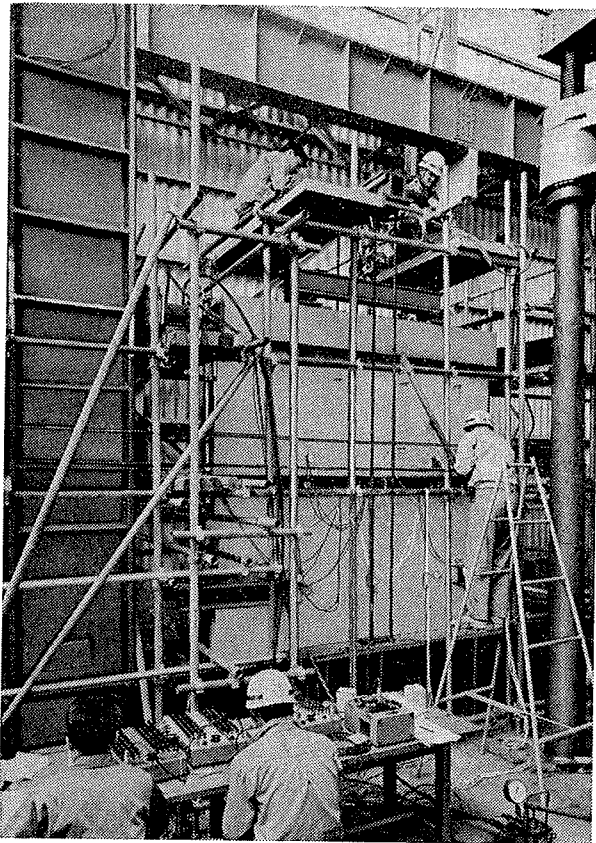


図-23

変形測定は、1層、2層および基礎での水平移動、基礎の回転をダイヤルゲージによって測定しているが、不動点としては、単管足場を試験体廻りに組んで用いている。またPC版の通り、開き等も測定し、鉄筋およびコンクリート表面の要点にはSR4を貼付して歪の測定も行なっている。

4.3. 実験結果とその考察

4.3.1. A-3について 図-24に各層の水平変位と荷重との関係を示す。この値は基礎梁に対する相対水平変位のことであり、基礎梁の水平移動および回転は除いてある。図-25が低荷重時の荷重—水平変位曲線を拡大したものであるが、9.6 tonまでは、ほぼ直線的な変位の増加を示している。10.8 tonでPC版開口部角より斜めきれつが発生しているため、そこを境にして剛性も低下しはじめている。実験では、このきれつ以前に、引張側縦目地より水平きれつが発生しているが、これは剛性にほとんど影響を与えていない。弾性範囲内での実験値と理論値を比較してみよう。

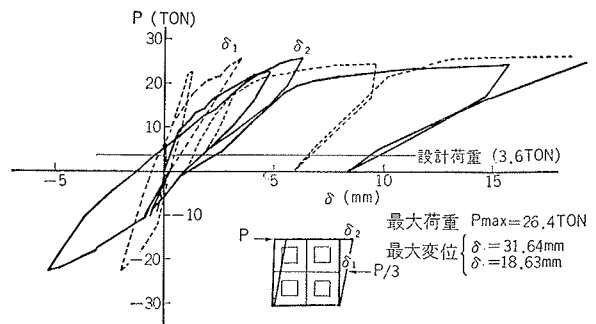


図-24 荷重、永平変位曲線 A-3

図-25 の直線で示してあるのが理論線であるが、次の3つの場合について計算してある。いずれの場合にも、線材に置換して壁式ラーメンとし、各材の曲げ、せん断両方の影響を考慮している。

理論1 コンクリートはPC版、目地、加力梁、基礎梁ともすべて一体に打設されたものとする。剛域は考慮してあるが、柱材の軸方向変形は考えない。剛域は学会の計算規準によって選定し、解析は撓角法によった。

理論2 理論1に加えて柱材の軸方向変形を考慮する。解析は変形法による。

理論3 剛域を考慮せず、他は理論2と同様である。

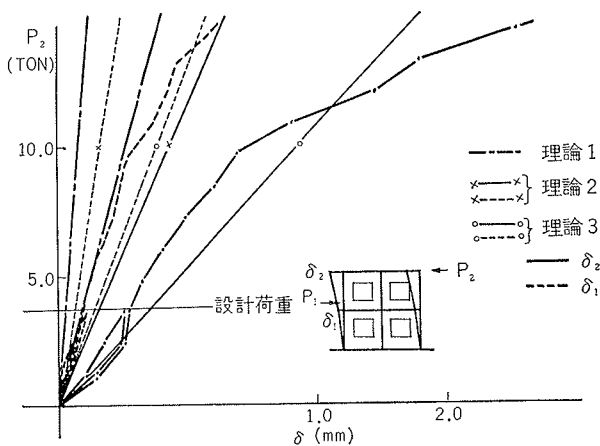


図-25 荷重—永平変位曲線 (低荷重時) A-3

各理論値と実験値を比較してみると、今回の実験では、実験値は理論2と理論3の中間的な値を示している。もう一つ注目すべきことは、軸方向変形を考慮する場合としない場合では、剛性に大きな差があることである。特に、設計時の転倒モーメントとせん断力の比に一致させた下層の変位では、軸方向変形を考慮すると、しない場合の約2倍となる。(理論1と理論2の比較)。

強度について検討してみよう。壁式ラーメンを理論

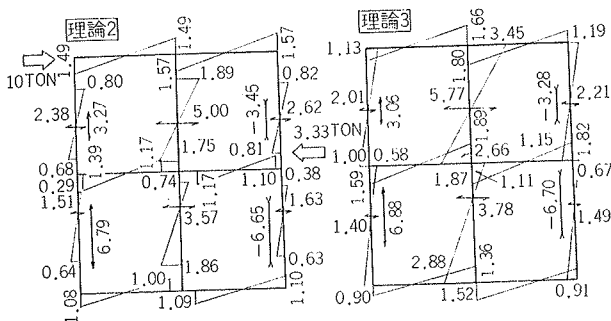


図-26 応力分布 A-3

2と理論3に従って解法した結果として、曲げモーメント、せん断力および軸力の分布を図-26に示す。

曲げき裂の発生は、P₂側下層柱材柱脚部の目地側より8.4~9.6 tonで水平き裂が、9.6~10.8 tonでPC版開口部角より斜めき裂が発生したわけであるが、図-26のモーメント分布および軸力分布に従い、コンクリートの引張応力度を1/10 F_cとして弾性計算を行なうと表-5の通りである。

	実験	理論2	理論3
柱脚	8.4~9.6TON	5.8TON	7.9TON
柱頭	9.6~10.8TON	9.3TON	9.4TON

表-5 曲げき裂発生荷重

理論計算でのき裂発生個所を実験のそれと同じ場所にしたが、理論的にもP₂側の一層柱材はかなり大きな引張力を受けるので、一層柱材の柱脚が初き裂発生場所となる。理論3に従うと実験値にかなり近くなるが、理論2を使用すると、実験値よりもかなり低い荷重で柱脚き裂発生となる。次に、せん断き裂の発生荷重、せん断力およびせん断応力度を表-6に示す。

	荷重(TON)	せん断力(TON)	τ (kg/cm ²)	τ' (kg/cm ²)
第1正荷重	16.8	16.8	14.2(1/6 F _c)	18.0(1/6 F _c)
第1負荷重	14.4	14.4	12.2(1/6 F _c)	15.4(1/6 F _c)
第2正荷重	10.8	7.2	6.1(1/6 F _c)	7.5(1/6 F _c)

但し F_c = 288 kg/cm²

表-6 せん断き裂発生荷重

この表で示す τ は3本の柱材の総断面積でせん断力を割った値であり τ' は理論3によって得られたせん断力分布に従って、せん断力を各柱材に分割し、その断面積で割った値である。第1正荷重および第1負荷重では1/16.0 F_c、1/18.7 F_c (ただし F_c = 288 kg/cm²) とほぼ妥当な荷重でせん断き裂が発生しているが、第2正荷重では1/38.4 F_cで下層中央柱材に発生している。この原因については不明である。

実験の最大荷重は26.4 tonである。この試験体が転倒モーメントにより破壊するものとして理論計算を行なう。転倒モーメントによる引張力は鉛直目地内の鉄筋(D25)が負担するわけであるが、試験体を鉄筋が2段配筋された片持ち梁として取り扱う。まず、軸力を考慮しないで外側の鉄筋のみ引張力を負担するものとして矩形法により計算すると22.0 tonである。平面保持とコンクリート最大圧縮歪度を3000×10⁻⁶に仮定して、中央目地内の鉄筋も有効であるとして計算すると31.5 tonとなり、大幅に実験値を上回ってしまう。次に軸力6.5 tonを考慮し、外側の鉄筋のみ有効とす

ると 25.9 ton となり、かなり実験値に近づいてくる。図-27 の目地内鉄筋歪度のグラフをみると、中央の鉄筋もかなり歪度が大きくなっているが、これは、転倒モーメントによる引張力を負担しているのではなく、中央柱材に作用する曲げモーメントによる引張力を負担しているものと思われる。なお、転倒モーメントを考えず、柱材の柱頭、柱脚が塑性ヒンジを形成して崩壊するものとする、49.5 ton となる。

水平目地における δ に関する δ については、設計荷重まではほとんど起らず、その後、徐々に現われており、第1正荷重では、全水平変位の10%程度は δ によるものである。鉛直目地とPC版との開きも、荷重が増大してくると徐々に開き始め、最大荷重では、2cm 前後の開きを示している。

最後に、きれつ発生状況と最終破壊状況について述べてみよう。図-28 が各加力時のきれつ発生状況である。第1正荷重および第1負荷重では、かなり一体構造に近いきれつ発生の仕方をしているが、荷重の繰り返し回数が多くなり、しかも高荷重になってくると、かなり、PC版が別々の挙動をしているのがわかる。

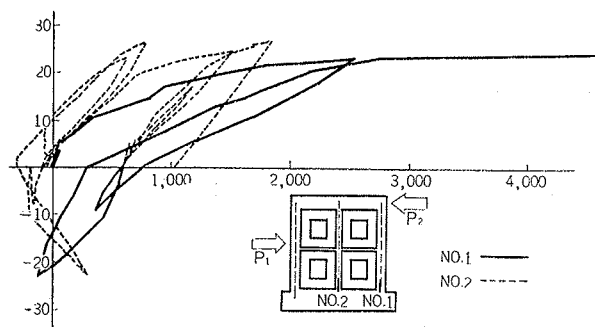
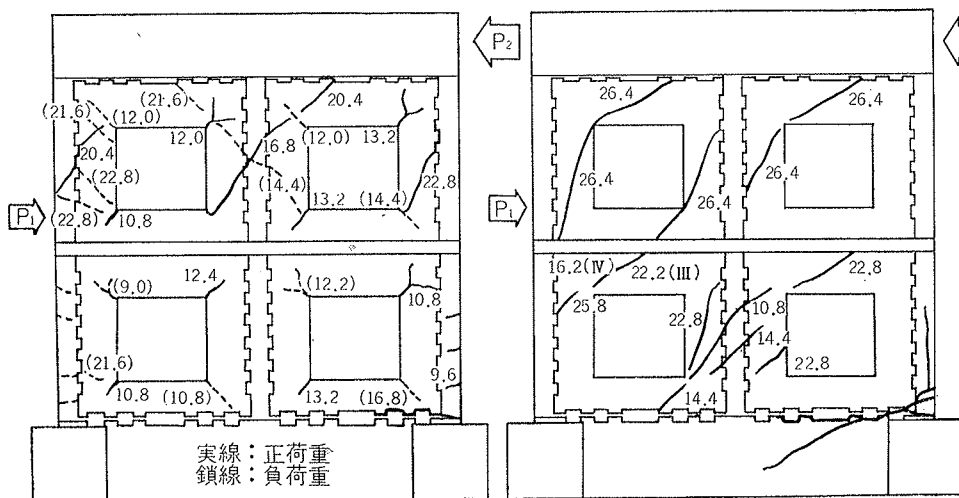


図-27 荷重—歪度曲線 A-3



第1正荷重及び負荷重

第2正荷重以後

図-28 きれつ発生状況 A-3

最大荷重時には、転倒モーメントによる引張側が大きく開き、鉛直目地内にも鉄筋に沿って縦きれつが入っている。圧縮側の鉛直目地とPC版ともかなり開き出しているし、水平目地に、A-5の実験で見られたと同様な割れをみせている。一方、せん断力の大きい上層については、柱材、梁材ともかなり多くのせん断きれつが見られている。最大荷重時の水平変位、片持ち梁とした場合の部材角、柱材の平均せん断応力度および水平目地の平均せん断応力度を表-7に示す。

部材角は下層で1/50、上層で1/65と曲げモーメントの影響が強いためか、かなりの靱性を示している。柱材の平均せん断応力度は、せん断力を柱材の総面積で割った値であるが、鉛直目地を無効とし、せん断力はPC版のみで負担するものと仮定すると、上層で30 kg/cm² (1/9.6Fc)、下層で20 kg/cm² (1/14.4Fc)となる。また、水平目地の平均せん断応力度は、水平目地がすべて等分にせん断力を伝達するものとして計算した値である。最大荷重 26.4 ton は設計荷重の7.35倍である。したがって、ここまでは、鉛直目地および水平目地の破壊によって、全体の構造物が破壊してしまうことはないという結果が、今回の実験から得られたことになる。

水平変位	部材角	柱材の平均せん断応力度	水平目地の平均せん断応力度
上層 31.64mm	1/65	22.4kg/cm ² (1/2.4Fc)	13.8kg/cm ² (1/2.4Fc)
下層 18.63mm	1/50	14.9kg/cm ² (1/3.3Fc)	

但し Fc = 288kg/cm² (PC版) 295kg/cm² (目地)

表-7 最大荷重時の状況

4.3.2. A-1について この実験は A-3 と同様に逆方向2点加力で載荷していったが、第3正荷重 48.5 ton で水平加力用ジャッキの能力が限界にきてしまったので、第4正荷重では P₁ を除いて P₂ のみの加力で破壊させている。図-29 が実験より得られた上層の水平変位である。このグラフをみると、20 ton 程度までは、水平変位が直線的に増加しており、設計荷重 9.6 ton というのは完全に弾性範囲に入っている。図中の実線が加力側の、鎖線が支点側の水平変位である。一点鎖線が、試験体を細長い矩型断面の片持ち梁として、次式によって計算した理論値である。

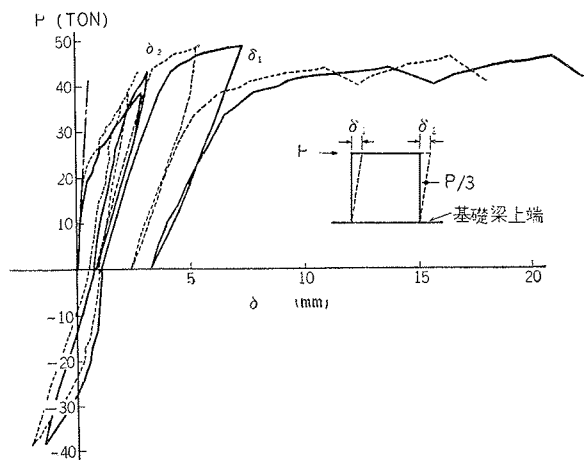


図-29 荷重—永平変位曲線 A-1

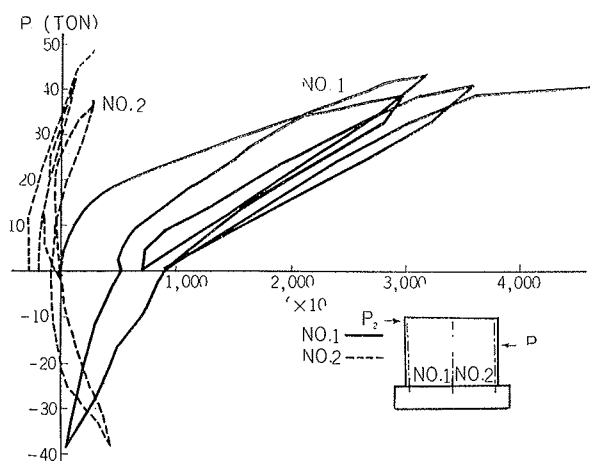


図-30 荷重—歪度曲線 A-1

$$\delta = \int \frac{MM}{EI} dx + \int \frac{k \cdot QQ}{GA} dx$$

(ただし k=1.5)

実験値の測定には、変形が小さいにも拘らず、1/100 mm ダイヤルゲージを使用し、測定の不動点を試験体廻りに組んだ単管足場としたことから、これらによる測定誤差が多少あるとは思われるが、実験値と理論値を比較してみると、実験値の方がやや大きくでている。PC版下隅に斜めきれつが発生して徐々に剛性が低下してゆく。目地内鉄筋の歪図-30 からみると、33.6ton で鉄筋が降伏しているが、それによって剛性が大きく低下するということがない。柱の実験に多くみられることであるが、軸力の影響であろう。最初に剛性を低下させたPC版の斜めきれつは壁の平均せん断応力度にして 6.7 kg/cm² (1/43Fc, Fc=288 kg/cm²) の時に発生しているが、ジグザグの突起部分が局部的な曲げをうけるためであろう。

破壊は転倒モーメントによって起ったわけであるが

第3正荷重および第4正荷重の実験最大値および理論値を表-8に示す。理論計算は次の4つの場合について矩形法を使用している。

- (1) 転倒モーメントによる引張力に対して外端の鉄筋のみ有効とする。
- (2) (1)の場合に軸力 16 ton を考慮する。
- (3) 中央の目地内の鉄筋も有効とする。
- (4) (3)の場合に軸力を考慮する。

なお、(3)、(4)については、中央の鉄筋も引張降伏するものとする。

実験値と理論値を上表で比較してみると、(4)が一番近い値を示しているが、鉄筋の荷重—歪曲線を見ると中央目地内の鉄筋はあまり効いていない。実際の理論値としては、(2)と(4)の中間的な値になるものと思われるが、だとすると、実験値の方が理論値に比較してかなり大きな値となってしまふ。

きれつの発生状況は、図-31に示すように、引張側下隅に発生した程度で、他の部分には見られなかった。最終的な破壊としては、やはり図-30に示すごとく、PC版と基礎梁が大きく開き、引張側目地がボンド破壊してしまった。第4正荷重の最大荷重時水平変位、部材角、壁の平均せん断応力度および水平目地の平均せん断応力度は表-9の通りである。

部材角が1/123と無開口壁としては、かなり大きな値を示している。PC版の迂りをみると、最大荷重で0.3 mm弱と水平変位に比較して無視できるほど小さい値しか示していないので、この試験体についてみれば

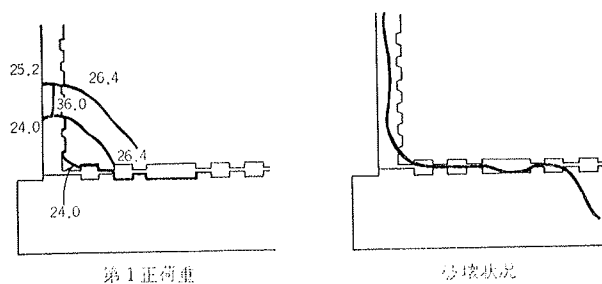


図-31 きれつ状況 A-1

	実験値 (TON)		理論値 (TON)		
	(1)	(2)	(3)	(4)	
第3正荷重	48.5	27.1	37.7	39.2	48.5
第4正荷重	46.8	22.6	31.6	32.8	40.5

表-8 最大荷重

水平変位	部材角	壁の平均せん断応力度	水平目地の平均せん断応力度
16.4mm	1/123	17.7kg/cm ² (1/16 Fc)	36.6kg/cm ² (1/8 Fc)

*但し Fc=288kg/cm² (PC版) 294kg/cm² (目地)

表-9 最大荷重 (第4正荷重) 時の状況

ば、壁としては、かなり靱性に富んでいるといえよう。水平目地の平均せん断応力度が $1/7.9 F_c$ とかなり高くなっているが、実験では、引張側の水平目地はいくつかが水平割れを起している。しかし、このために圧縮側の目地に負担がかかりすぎ、shear off されるという現象はみられていない。A-5 と同様に、モーメントが大きく、曲げ圧縮力の摩擦抵抗によってせん断力を負担しているためであろう。

4.4. まとめ

(1) A-3, A-1 共に、設計荷重では弾性範囲内にあり、設計荷重の 7.35 倍、4.95 倍までは、鉛直目地および水平目地の破壊が致命傷になることはない。

(2) 弾性範囲内では、PC版の通り、開きはほとんどないので、一体打ちの場合と同様な剛性計算ができる。

(3) 破壊は転倒モーメントによって起っており、破壊荷重は試験体が一体とした場合と同様な計算を行えば近似できるが、きれつ状況から判断すると、破壊近くなると、PC版はかなり別々の挙動を示しているようである。

以上の実験により、コンクリートジグザグジョイントが非常に有効な接合方法であるということが確認できたわけであるが、A-4 の実験でみられたように、外端の目地に問題が残されているようである。今後、加力方法を変えた静的実験、構面をとりだしての衝激実験を行ない、ジグザグジョイントについての検討を続ける予定である。

最後に、実験および計画にあたり全面的にご協力いただいた東京支店設計部谷山主任設計士および小黒、赤崎両職員に心から感謝の意を表します。