

# O.P.B.工法に関する研究

吉岡研三  
高橋久雄  
武田寿一  
青木一郎

## 概 要

鉄筋コンクリート構造を高さ31m程度の建築物の構造方式とする場合に、施工上、あるいは構造上、種々の問題点がある。しかし従来の鉄筋コンクリート構造でも、組み立て鉄筋方式とすることにより、施工上の点から精度の高い工法となり得る。また構造上の問題に対しては、柱～梁接合部に鉄骨形式を採用し、梁、あるいは柱の主筋およびせん断補強筋等の定着を改善することにより、ある程度構造的に安全性のある構造物とすることができよう。これら施工上、構造上の問題点を考慮してO.P.B.工法を開発したが、この工法を9～10階の建物の構造方式とする目的の下に、柱～梁接合部実験、柱実験、梁実験等を行なったものである。

以下にO.P.B.工法の概要、実験報告、O.P.B.工法による建物の設計等につき述べる。

## 1. O.P.B.工法の概要

### 1.1. まえがき

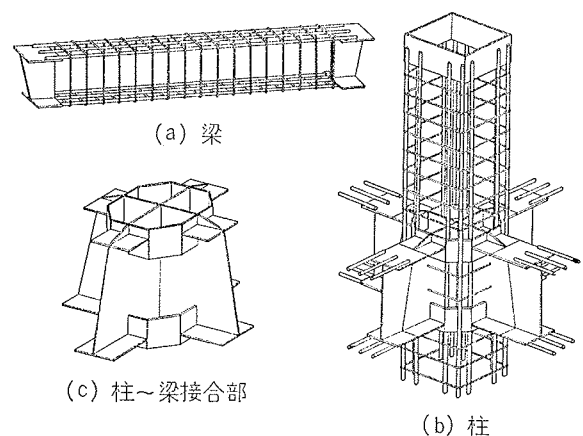
この工法(OHBAYASHI PREASSEMBLED BAR工法の頭文字をとり、以下O.P.B.工法と称す)は従来の鉄骨鉄筋コンクリート構造に対し、鉄筋を素材にした組立方式による構造である。わが国では、31m程度の9～10階建ての建物は、従来ほとんど鉄骨鉄筋コンクリート構造によって建てられている。鉄骨鉄筋コンクリート構造が、地震の多いわが国の国状によく適合した構造であり、またその施工の容易さのために高層建築の主力となっている。一方、鉄筋コンクリート構造はほとんど6階建までの建物に適用されてきたが近年の高強度鉄筋或いは高強度コンクリート等の構造材料の発達と普及とによって、9～10階建の建物でも十分鉄筋コンクリート構造で設計可能である。だが実際に鉄筋コンクリート構造物の高層化が行なわれないのは、鉄筋コンクリート構造のもつ構造上の問題、およびその施工上の問題によるところが大きい。構造上の問題としては、構造物の靱性、柱～梁接合部の挙動、柱の降状以後のnegativeな性質、せん断などがあり、施工の点では、その施工精度に難があるため施工に対する信頼性が懸念されている事、施工者側の技術が一定でなく、施工管理もむずかしいことなどが考えられる。

O.P.B.工法はラーメン構成材を柱、梁、および柱～梁接合部に分離し、梁は両端部で、柱は層中央部で区

分し、さらに柱梁接合部は別個に取り出して、これらを工場あるいは十分設備のある現場のプラントなどで製作し、現場においてはこれらの骨組みを組み建て、壁筋、スラブ筋を配筋した後コンクリート打設を行ない、鉄筋コンクリート構造体を構成するものである。この工法によって、構造的には柱梁接合部にガセートプレートを使用して、接合部の挙動の改善をはかり、施工的には部材をプレハブ化し、工場で作ることによって施工精度を向上させ、現場における労務工数を減少し、施工管理も容易にしようとするものである。

### 1.2. 部材の製作

梁は図一1(a)に示すように、端部の鋼製プレート、あるいはフランジプレートを取りつけ、これに主筋を溶接する。スターラップは、閉鎖型、あるいはスパイ



図一1 O.P.B.の各部材

ラルとし、閉鎖型の場合は溶接継手位置を梁の上、あるいは下面とする。

柱については図一1(b)に示すように、鋼製のバンドプレートを取りつけ、これに主筋を溶接し、梁の場合と同様にフープは閉鎖型、あるいはスパイラルにする。

柱～梁接合部の一例を図一1(c)に示すが、鉄骨形式とし、柱および梁と接合する。柱主筋はガセットプレート巻いたバンドプレートと溶接し、柱、および接合部は一体として製作する。

これらの部材の構成にあたっては

- a) コンクリートの充填性が良好であること。
- b) 組立工法が容易であること。
- c) 部材どうしの接合が容易であること。
- d) 部材の加工、組立てに高度の熟練度を要しないこと。
- e) 大規模な工作装置を必要としないこと。

等に留意している。

### 1.3. 現場における組立

現場における組立て作業は次のように行なう。

a) 基礎、地業はその地盤に応じ従来通りとし、捨てコンクリートにて平滑にした上に基礎、つなぎ梁の配筋をし、コンクリートを打設する。つなぎ梁と柱脚部の一例を図一2に掲げるが、つなぎ梁は、R.C.方式による場合もある。

b) 柱は3～4層分を一節とし、これに梁をかける。

c) 梁と柱の接合は、たとえば鋼板同志をまづボルトにて仮締し、3～4層分建て上げた後、ゆがみ、ひびきを修正して、リベット、ボルトあるいは溶接によって接合する。

d) 型枠の取り付け、スラブおよび壁の配筋の施工は従来どおりとする。

e) 型枠建て込み一層分を行ない、コンクリートを打設し、以後同様に施工し、3～4層完了した後上部階に建て込みを行なう。柱の接合は階高のほぼ中央である。

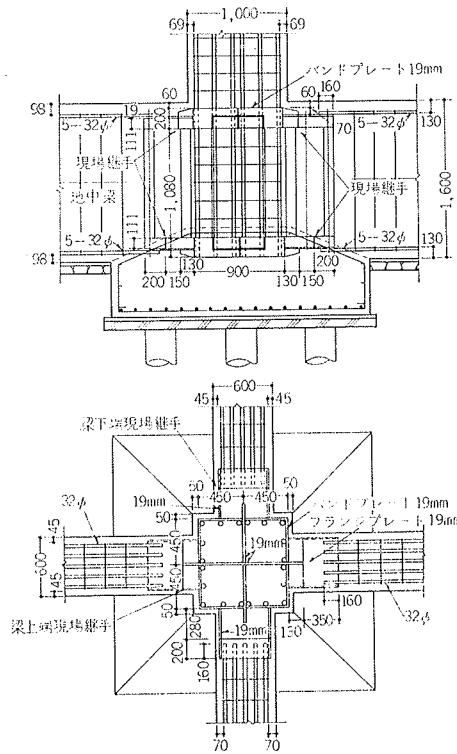
### 1.4. 施工性

本工法による場合、その施工性として次のことがいえる。

a) 施工精度は、鉄骨にほぼ近いものが得られ、鉄筋コンクリートの従来の工法と比し、はるかに秀れた精度となる。

b) スターラップ、フープは工場で溶接によりあらかじめ閉鎖型あるいはスパイラルに作られるので、定着が十分とれ、かつコンクリートのかぶり厚さも確実に保持される。

c) 各部材は可撓性があり、現場における建方は、



図一2 O.P.B.柱の柱脚詳細

鉄骨建方におけるような大規模な設備は必要としない。かつ、各部材は軽量であるので、建て方における能率も向上する。

- d) 現場における労務工数が著しく減少する。
- e) コンクリートの充填性は、鉄骨鉄筋コンクリートのように鉄筋が交叉しないので、格段に秀れている。

## 2. 実験

### 2.1. まえがき

鉄筋コンクリート構造の高層化の際に問題となる点は次のようになる。

- a) 鉄筋コンクリート構造は入念に設計されなければ鉄骨鉄筋コンクリート構造に比べて靱性が劣る。
- b) 地震時に大きな応力を受ける柱～梁接合部では、鉄筋のスリップが生じ、繰返し応力を受けた場合剛性低下をきたす傾向がみられ、またシャープパネルがコンクリートのみの場合は靱性が乏しく回転能も小さい。
- c) 大きい軸方向圧縮力と曲げせん断を受ける部材では、降状以後の変形性状がnegative bi-linearとなる。
- d) 大きなせん断力を受ける鉄筋コンクリート構造物は往々にして脆性的な破壊を呈する。

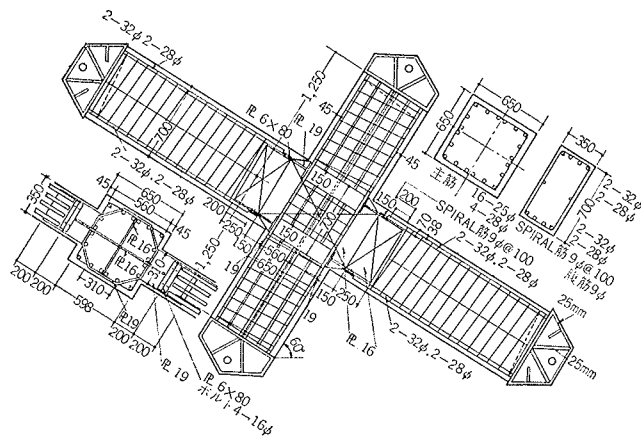
これら鉄筋コンクリート構造物の問題点は主としてコンクリートのもつ物理的な性質によるものであるが構造物の設計にあたって、適切な構造計画、十分な補強等によって、コンクリートの弱点を補うことは可能である。前述したように、O.P.B.工法は柱～梁接合部を補強したもので、上記の問題点のすべてを解決するものではないが、せん断補強筋、あるいは主筋の定着などの改良も考慮して、柱梁接合部実験、柱、梁の曲げせん断実験等、鉄骨鉄筋コンクリート、あるいは鉄筋コンクリートの試験体と同時に行なった。次に各実験について報告する。

2.2. 柱～梁接合部実験

2.2.1. 大型接合部実験 (X型)

i) 試験体

O.P.B.およびS.R.C.構造の接合部について、高層建物の下層階を対象として実物大の約1/5の試験体について実験を行なった。図-3(a)および図-3(b)に試験体を示す。O.P.B.の試験体は接合部を鉄骨形式とし、柱、梁のせん断補強筋はスパイラルで主筋にスポット溶接している。柱の主筋は隅角部を除き接合部でガセットプレートあるいはバンドプレートに溶接している。S.R.C.の試験体は鉄骨にアングルを用い、柱貫通型である。試験体の引張鉄筋比は、S.R.C.の試験体では梁： $p_t=1.08\%$ 、柱： $p_t=0.79\%$ 、O.P.B.の試



試験体名	SRX1	OX1
梁曲げひび割れ(t)	25	30
接合部斜めひび割れ(t)	140	130
鉄筋降伏荷重(梁)(t)	170	190
圧壊(梁)(t)	180	200
実Py (t)	165	200
実Pmax (t)	185	235
計Py (t)	164.5	208
実Py/計Py	1.00	0.96
実Pmax/計Px	1.12	1.13

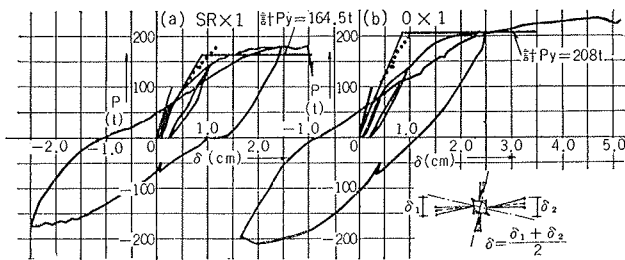
表一2 大型接合部実験結果

試験体名	SRX1	OX1
ひび割れ発見時 $c\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	31.8	26.8
$c\sigma_t/F_c$	0.219	0.158

表一3 接合部ひび割れ発見時 $c\sigma_t$

は $p=130t$ で発見したが、その後この斜めひび割れは最終荷重まで大きな伸展はせず、梁の鉄筋比が小さい故終局は梁で決まり、接合部での破壊は起していない。S.R.C.の試験体では、最終的には梁危険断面の引張側アングルが、ラチス材との接合のリベット穴の位置で切断し破壊した。

b) 終局強度：降伏荷重の計算値を表一2にあげる。表中の実 $P_y$ は、荷重～変形曲線から曲率の大きくなる時の荷重を採ったものである。試験体の終局は梁で決まる故、計 $P_y$ は梁の降伏荷重であり、実験値とよく一致する。計 $P_y$ は、e法を用いて梁の軸方向力を考慮して求めたもので、降伏時における梁の軸方向圧縮応力度は、S.R.C.の試験体では $\sigma_0=8.5\text{kg/cm}^2$ 、O.P.B.の試験体では $\sigma_0=10.5\text{kg/cm}^2$ である。



図一7 大型接合部実験P- $\delta$ 曲線

c) 荷重～変形曲線：荷重～変形曲線を図一7に示す。弾性剛性は梁の曲げひび割れ発生時までよく一致する。半塑性時の計算線は、柱および接合部は弾性梁は塑性で計算を行なった。

計算は次の仮定に基づいている。

- ① 接合部内でのコンクリートと鉄骨パネルとのせん断変形角は等しい。
- ② シャーパネル内ではせん断応力度が一様に分布をしていると仮定して、シャーパネルに作用するせん断力 $Q_p$ は

せん断力 $Q_p$ は

$$Q_p = \frac{2M_B}{jB} - Q_c$$

ここに  $M_B$ ：梁端のモーメント

$Q_c$ ：柱のせん断力

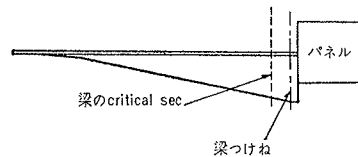
$jB$ ：梁の応力中心距離

から算出する。

③ 柱、および梁の応力中心距離は $7/8d$ を用い、コンクリートの有効せん断面積は $cj \times cB$ とする、ただし $cj$ は柱の応力中心距離、 $cB$ は柱巾である。

④ 梁の曲率分布は図一8のように仮定し、シャーパネル部分は曲げに対して剛域と考える。

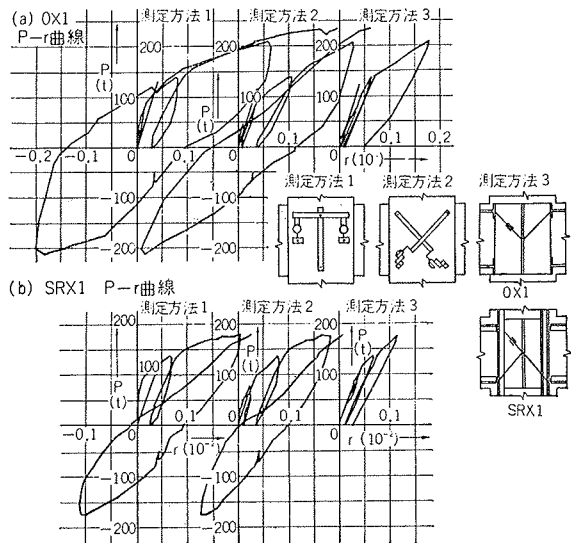
上記の仮定によって求めた計算線は図中に点線で示したが、実験では半塑性時の剛性低下が大きい。これはシャーパネルを曲げに対して剛域と考えたためもある。



図一8 仮定曲率分布

図中の・印は、実験で得られたせん断変形角を $\gamma$ を用いて計算したものであるが、 $\gamma$ による柱、梁の回転変形の割合が小さいため実験時の変形曲線とは一致せず他に大きな塑性変形があると考えられる。

d) シャーパネルのせん断変形：シャーパネルのせん断変形角は前述のように3種の方法で測定したが、その結果は図一9に示した。測定方法1では $\gamma=2 \times \delta/l$ 、測定方法2および3では $\gamma=2\varepsilon$ として求めた。測定



図一9 大型接合部実験P- $\gamma$ 曲線

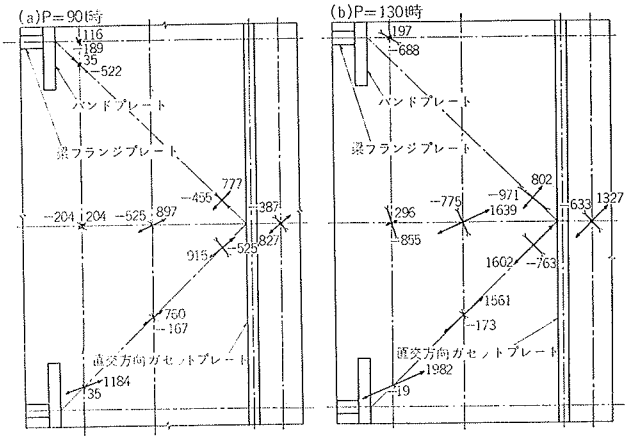


図-10 OX1ガセットプレート応力分布(単位kg/cm<sup>2</sup>)

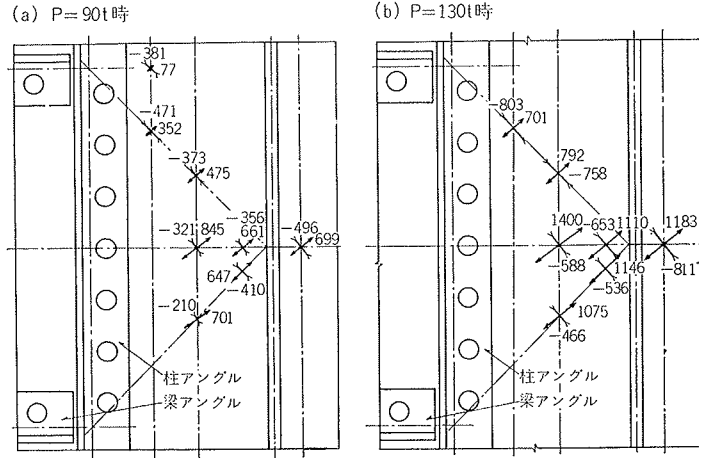


図-11 SRX1ガセットプレート応力分布 単位(kg/cm<sup>2</sup>)

方法2および3は弾性剛性と比較的良好に一致するが、測定方法1ではS.R.C.、O.P.B.の両者共剛性が著しく高い。これはせん断応力度分布が実際には一様でなく、測定方法1の場合は小さな初期変形に対し敏感でないこと、試験体が梁降伏型でもともとシャープパネル自体のせん断変形角が小さいこと等によると思われる。これに対し測定方法2および3は、支点近傍の局部変形が影響する恐れもあるが初期より比較的敏感で実験値とほぼ一致したと考えられる。

e) シャープパネル内の応力分布： 接合部内のガセットプレートに貼付したストレングージの測定結果から、ガセットプレート内の応力分布を図-10および図-11に示す。これらの図から、O.P.B.による接合部の応力分布はS.R.C.のガセットプレート形式のものと異なり、梁のフランジプレートからの引張力の影響が大きく、ほぼ一様の応力分布を示すS.R.C.の場合と異っている。S.R.C.の場合は柱のアングル材がガセットプレートにリベットで接合され、柱のアングル材の引張力あるいは圧縮力がガセットプレートへせん断力として伝わるのに対し、O.P.B.の場合は中央の柱筋2本がガセットプレートに溶接されているとはいえ、これらの鉄筋の応力の割合は、S.R.C.のアングル材のように支配的でないため、ガセットプレートへ伝わるせん断力として小さいものになるためであろう。

f) 接合部斜めひび割れ応力度

試験体は梁で降伏するよう計画したため接合部には大きな斜めひび割れは発生しなかったが、ひび割れ発見時の荷重はS.R.C.の試験体ではP=140t、O.P.B.ではP=130tで、柱の軸方向力を考慮してこの引張応力度を求めると、表-3に掲げるようにS.R.C.： $\sigma_t=31.8\text{kg/cm}^2$ 、O.P.B.： $\sigma_t=26.8\text{kg/cm}^2$ であった。

iv) 結び

①S.R.C.、O.P.B.の試験体でその変形性状はかわらず、両者共履歴曲線は紡錘形である。これはO.P.B.の試験体では梁の主筋が端部のフランジプレートに溶接されているため定着が良好であったこと、接合部のせん断剛性低下が小さかったこと等による。

②降伏強度はe法でよい値が得られる。

③変形については、弾性剛性は一致するが半塑性時には試験体の剛性低下が大きく柱、接合部を弾性、梁を塑性として求めた計算線とは一致せず、接合部を曲げに対しは剛域であるとするのは疑問がある。

④接合部のせん断変形角は測定方法によって差がみられ、今回の実験のように接合部の変形が小さい場合は低荷重のうちから接合部の変形を測定しようする方法を採るべきであろう。

2.2.2. 中型接合部実験(十字型)

i) 試験体

O.P.B.による柱~梁接合部試験体を2体製作した。図-12(a)、(b)に示すように梁と接合部の接続部がJ-1ではBOX型、J-2ではI型であり、J-1

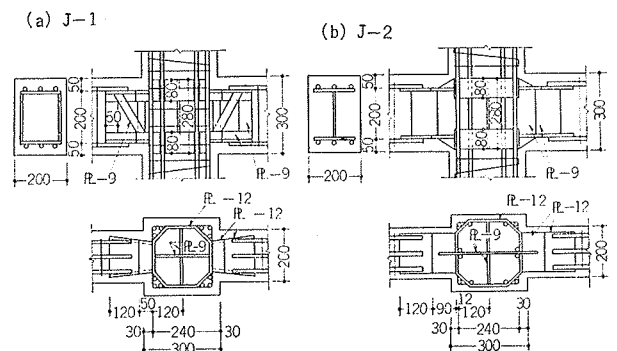


図-12 中型実験接合部詳細

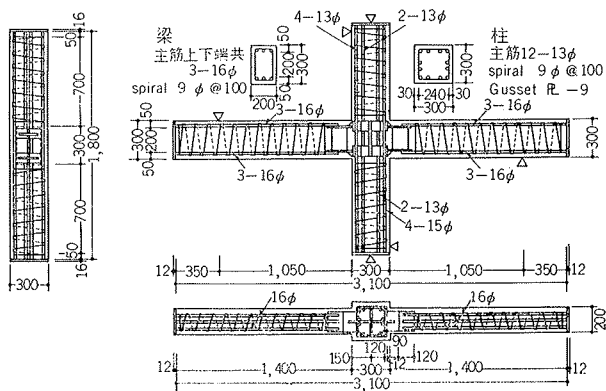


図-13 柱～梁接合部 J-2 試験体図

のガセットプレートには梁からのせん断力は直接伝わらないが、J-2 の場合は梁端のウェブと溶接されるため、直接せん断力がガセットプレートに伝わる形式のものである。その他の断面形状、配筋等は二体とも変わらない。J-2 の試験体を図-13 に示す。

試験体の引張鉄筋比は、柱： $p_t=1.03\%$ 、梁： $1.19\%$  で、後述する柱、および梁の単一試験体を組み合わせたものである。ガセットプレートは厚さ 9mm で、梁降伏型である。

使用した材料の種類、および性質は表-4 に掲げる。

名称	鋼材						コンクリート			
	種別	$\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ (10 <sup>-4</sup> )	$E$ (10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	備考	$c\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (10 <sup>-4</sup> )	$cE$ (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
J-1	16φ	5200	3530	1720	2.04	21.5	SR30	202	2750	1.7
	13φ	5820	3910	1660	2.12	19.05	"			
	LL-9	4310	2840	2160	2.02	26.1	SS41			
J-2	16φ	5230	3550	1690	2.08	23.4	SR30	197	2060	1.8
	13φ	5890	4000	1900	2.12	20.4	"			
	LL-9	J-1の場合と同じ								

表-4 中型接合部実験 使用材料の性質

ii) 実験方法および測定方法

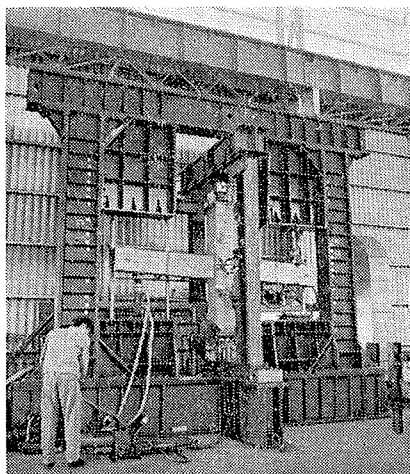


図-14 中型接合部実験状況

大型接合部実験と異なり、柱に一定軸方向圧縮応力度  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$  を加え、柱端を支点にして梁に対称加力を行なった (図-14)。

変形の測定は大型接合部実験の場合と同様であり、接合部のせん断変形角の測定は大型実験の場合の測定方法 1 と同様に行なった。

iii) 実験結果と考察

a) 破壊状況： 最初の曲げひび割れは梁のつけ根に発生するがその後伸展せず、梁の危険断面 (梁主筋が溶接されているフランジプレート端) 近傍のひび割れが伸展する。柱にはほとんどひび割れは入らず、接合部の斜めひび割れも大型接合部実験と同様、終局時にも大きな伸展はせず、図-15 および 16 に示すように梁の危険断面近傍で降伏、破壊した。

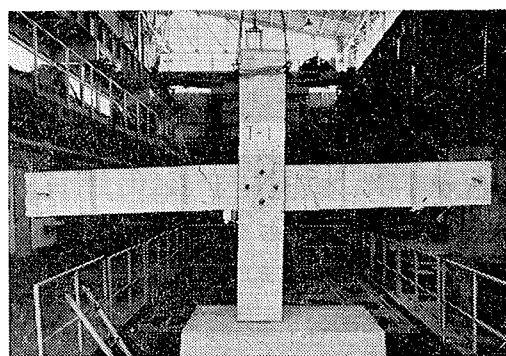


図-15 J-1 破壊状況

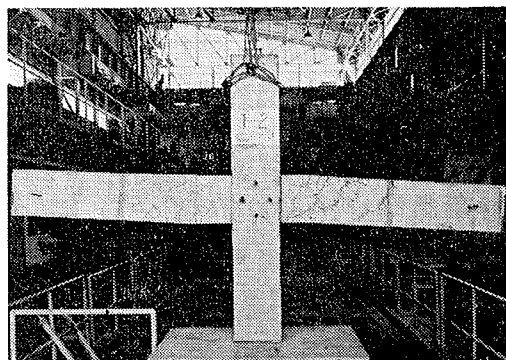


図-16 J-2 破壊状況

b) 終局強度： 表-5 に示す実  $P_y$  は、荷重～変形曲線から求めたもので、梁の危険断面の鉄筋に貼付したストレインゲージの測定結果もほぼ同じ値を示した。計  $P_y$  はこの危険断面について e 法で求めたもので、実験値とよく一致する。なお、梁実験における単一試験体の計  $P_y$  は 5.95t である。

c) 荷重～変形曲線： 図-17(a), (b) に荷重～変形曲線を示す。全変形量  $\delta$  は柱加力点を支点として梁加力点にて測定しているから

$$\delta = B\delta + B\delta\gamma + (C\delta + C\delta\gamma) \frac{L_B}{L_C}$$

試験体名	J-1	J-2
梁曲げひび割れ(t)	1.5	1.0
接合部斜めひび割れ(t)	4.0	4.0
鉄筋降伏荷重(t)	5.3	5.0
圧壊(梁)(t)	5.5	5.7
実P <sub>y</sub> (t)	5.0	5.0
実P <sub>max</sub> (t)	6.6	7.0
計P <sub>y</sub> (t)	5.21	5.57
実P <sub>y</sub> /計P <sub>y</sub>	0.96	0.90
実P <sub>max</sub> /計P <sub>y</sub>	1.26	1.26

表-5 中型接合部実験結果

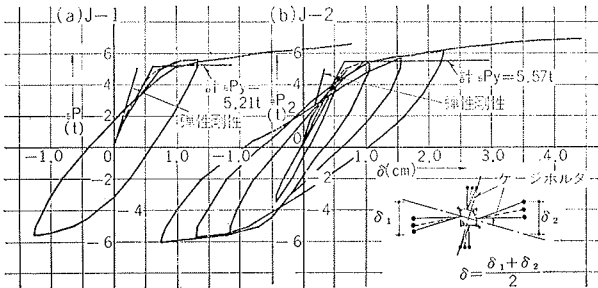


図-17 中型接合部実験 P-δ 曲線

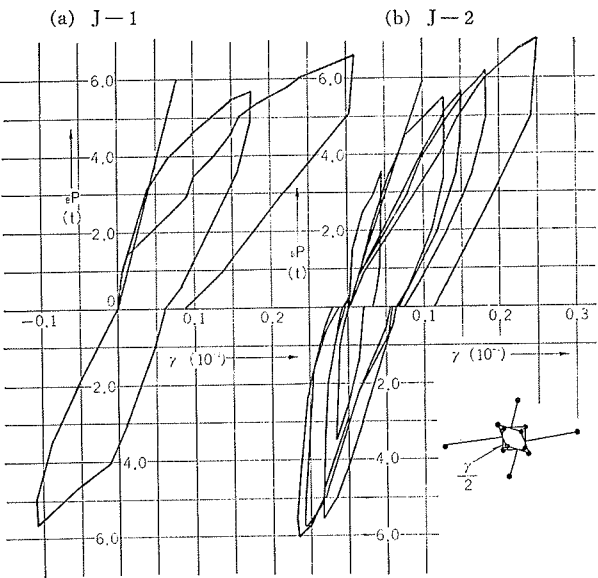


図-18 中型接合部実験 P-γ 曲線

ここに  $B\delta, C\delta$ : 梁, 柱の曲げせん断変形  
 $B\delta\gamma, C\delta\gamma$ : 接合部の剪断変形による梁  
 あるいは柱加力点の回転変形  
 $L_B, L_C$ : 梁, 柱の材長の $1/2$

で現している。計算値は柱および梁は塑性、接合部は弾性で計算し図中に示したが、降伏荷重近くでは実験の変形はやや大きい。また点線で示した曲線は、上式の  $B\delta$  および  $C\delta$  に、柱、および梁の単一試験体の実験結果を用い（接合部の応力状態は X 型のそれと異なるのであるが） $B\delta_r$  および  $C\delta_r$  は図-18に示す今回の実験結果を用いて計算したものであり、実験と非常に一致した。

b) パネルのせん断変形およびパネル内の応力分布  
 図-18(a), (b) に示した  $P \sim \gamma$  曲線から表-5の計  $P_y$  における  $\gamma$  を求めると、J-1 では  $\gamma = 0.13 \times 10^{-2}$ 、J-2 では  $\gamma = 0.10 \times 10^{-2}$  である。通常パネル降伏時のせん断変形は  $\gamma = 0.3 \sim 0.4 \times 10^{-2}$  といわれているが、梁降伏時には約 $1/3$ 程度であった。ガセットプレートに貼付したロゼットゲージの測定結果から、J-2 においては最大荷重時近くにガセットプレート中央部で、降伏近傍に達している。しかし大型接合部実験の場合と同様、ガセットの応力分布は一般の S. R. C. におけるガセットプレート内の応力分布とは異なり、梁ラフンジからの引張力の影響が大きい。

斜めひび割れ時の引張応力度（軸方向力考慮）を表-6にあげる。

試験体名	J-1	J-2
ひび割れ発見時 $e\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20.7	21.2
$e\sigma_t / F_c$	0.102	0.108

表-6 中型実験斜めひび割れ時  $e\sigma_t$

iv) 結び

- ① 梁と接合部の接続方法が Box型、I型と異なるが、両者に破壊性状、荷重～変形曲線に相違はみとめられず、梁筋の定着もよいため、良好な変形性状を示した。
- ② J-2 においては塑性率3.55の繰返し時にもその変形性状は良好であった。
- ③ 接合部のせん断変形は梁の降伏時に J-1, J-2 ともに、いまだ健全であった。
- ④ 柱および梁単一試験体の荷重変形曲線、および今回の実験より得た  $P \sim \gamma$  曲線を用い変形をプロットすると実験とよく一致した結果が得られた。柱、梁の単一試験体は逆対称荷重を受けたものではなく接合部内の応力状態は異なるが、接合部のせん断変形がわかればこれらの単一試験体の実験結果から、柱、梁接合部の変形性状を予測できよう。

2.3. 柱の曲げせん断実験

i) 試験体

表-7に示すような断面形30cm×30cm、支点距離170cm S. R. C, R. C, O. P. B, 三種の試験体について実験を行なった。図-19に O. P. B. の試験体を示すが、中央部は梁型をつけ接合部分はガセットプレートで補強し、またせん断補強筋はスパイラルとし、四隅の鉄筋にスポット溶接している。また柱主筋は接合部内で四隅の鉄筋を除きバンドプレートに溶接されている。

名称	S. R. C			S & R. C			R. C	
	SRCB1	SRCB2	SRCB3	OCB1	OCB2	OCB3	RCB1	RCB2
N/BD (kg/cm <sup>2</sup> )	55.56	55.56	55.56	55.56	80.0	55.56	55.56	55.56
断面形								
主材	8Ls-50×50×6 4-16φ, 4-13φ	8Ls-40×40×3 4-13φ	8Ls-40×40×3 4-19φ, 8-16φ	4-22φ 8-19φ	4-22φ 8-19φ	12-13φ	4-22φ 8-19φ	12-13φ
剪断補強筋	hoop9φ50@	hoop9φ100@	hoop9φ50@	spiral9φ50@	spiral9φ50@	spiral100@	hoop9φ50@	hoop9φ100@
引張鉄筋比 (%)	1.82	1.11	1.87	2.11	2.11	1.03	2.11	1.03
剪断補強筋比 (%)	0.848	0.424	0.848	0.848	0.848	0.424	0.848	0.424

表-7 柱試験体一覧

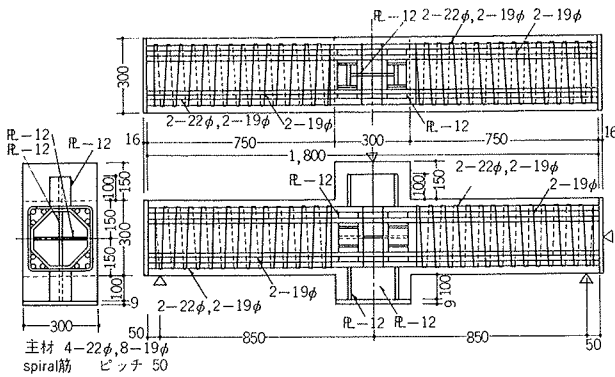


図-19 OCB1 試験体図

名称	鋼材						コンクリート			
	規格	$\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_Y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_Y$ (10 <sup>-4</sup> )	E (10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	備考	c $\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	c $\epsilon_B$ (10 <sup>-4</sup> )	cE (10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
SRCB1	L-50×50×6	4438	3155	2013	2.12	22.8	SS41	187	2410	1.72
	16φ	5110	3530	1630	2.04	25.5	SR30			
SRCB2	L-40×40×3	3952	2784	1840	1.84	22.98	SS41	266	2400	2.24
	13φ	5885	4304	1910	2.18	26.39	SR30			
SRCB3	L-40×40×3	4360	3059	1870	2.07	25.8	SS41	178	2640	1.73
	19φ	5075	3335	1600	2.07	27.6	SR30			
OCB1	22φ	4960	3325	1540	2.15	25.1	"	186	2690	1.82
	19φ	5110	3350	—	—	31.1	"			
OCB2	22φ	4950	3305	1550	2.14	23.9	"	191	2550	1.86
	19φ	5050	3360	—	—	31.8	"			
OCB3	13φ	5772	4148	2010	2.17	26.67	"	279	2550	2.24
RCB1	22φ	5055	3355	1560	2.08	30.7	"	180	2520	1.63
	19φ	5130	3530	—	—	29.8	"			
RCB2	13φ	5837	4277	1910	2.14	26.76	"	260	2200	2.25

表-8 柱実験, 材料試験結果

引張鉄筋比は約1%および2%程度, 終局強度は, それぞれほぼ等しく計画したものである。

使用材料の性質は表-8にあげるが, コンクリートは10mm以下の豆砂利コンクリートを横打ちした。

ii) 実験方法

実験方法は図-20に示すように一定軸方向力を加え中央に漸増水平荷重を加えた。軸方向圧縮応力は $\sigma_0 = 55.56\text{kg/cm}^2$  および $80\text{kg/cm}^2$ である。端部のフリクションを減ずるため, 上下にローラを配している。

iii) 実験結果と考察

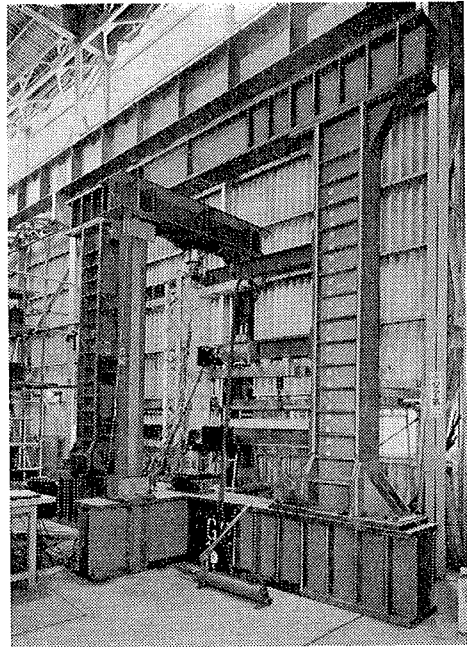


図-20 柱実験状況

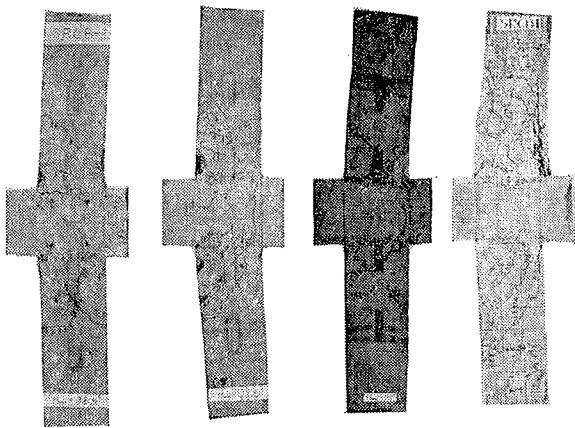
実験結果一覧を表-9に示す。

名称	pt=1.0%				pt=2.0%			
	SRCB2	OCB3	RCB2	RCB1	SRCB3	OCB2	RCB1	OCB2
$\sigma_0 = N/BD$ (kg/cm <sup>2</sup> )	55.56	55.56	55.56	55.56	55.56	55.56	55.56	80.0
+実Hmax (t)	36.5	32.6	35.1	51.0	52.0	52.0	49.3	54.25
-実Hmax (t)	-35.5	-34.4	-34.0	-48.5	-50.0	-54.0	-44.0	-52.0
実Hy (t)	32.0	30.0	34.0	50.0	46.0	50.0	48.0	50.0
ひび割れ発見 (t)	12.0	10.0	14.0	10.0	15.0	12.0	16.0	18.0
斜め引張ひび割れ (t)	—	—	—	30.0	30.0	30.0	32.0	40.0
圧壊 (t)	36.0	32.0	35.1	43.0	43.0	46.0	48.0	48.0
鉄骨降伏荷重 (t)	32.0	—	—	51.0	50.0	—	—	—
鉄筋降伏荷重 (t)	30.0	32.0	35.0	51.0	50.0	50.0	49.0	50.0
最大荷重時部材角(10 <sup>-2</sup> )	1.85	0.99	0.82	1.42	1.44	1.24	1.58	1.34
" (10 <sup>-2</sup> )	-1.64	-1.67	-0.83	-1.37	-1.19	-1.30	-1.11	-0.99
短期設計荷重 (t)	19.5	18.8	18.8	21.0	21.2	23.1	23.1	19.8
計Hy (t)	28.8	29.6	30.3	44.9	41.8	45.4	45.9	48.0
計HB (t)	31.0	35.3	34.8	46.4	43.9	47.7	47.3	46.9
計Hmax (t)	33.2	35.9	36.0	48.2	45.7	48.3	49.5	50.2
実Hmax/実Hy	1.14	1.08	1.03	1.02	1.13	1.04	1.03	1.04
実Hmax/計Hy	1.27	1.10	1.16	1.14	1.24	1.14	1.07	1.13
実Hy/計Hy	1.11	1.01	1.12	1.12	1.10	1.10	1.04	1.04
実Hmax/計Hmax	1.10	0.91	0.98	1.06	1.14	1.08	1.00	1.09
実Hmax/短期設計荷重	1.88	1.74	1.86	2.43	2.45	2.25	2.13	2.74

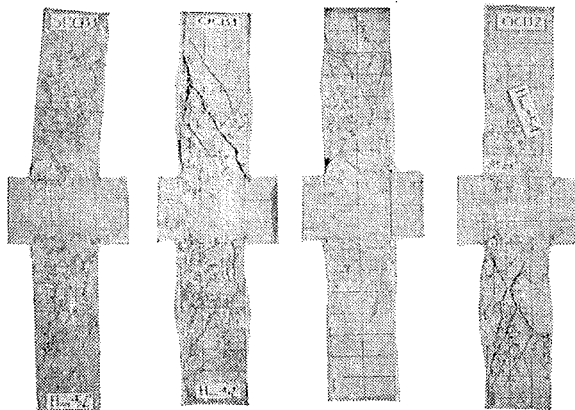
表-9 柱実験結果



a) 砂壊状況： $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$ 、 $p_t=1\%$  の場合は、S.R.C. およびO.P.B. については両者に大差ないが、S.R.C. 柱は最終的には鉄骨の切断が起った。R.C. 柱は鉄筋のスリップが生じるため、柱つけねのひび割れ巾の増大がみられた。 $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$ 、 $p_t=2\%$  の場合、いずれの試験体も、斜め引張りひび割れが約30tで発生し、その後最大荷重まで、多数の斜めひび割れが発生したが、せん断補強筋比が0.848%なので、主筋の降伏に達している。O.P.B. 柱およびR.C. 柱は最終的には剪断圧縮破壊したのに対し、S.R.C. のものは曲げ圧縮破壊した。各試験体の破壊写真を図一21~28に掲げる。

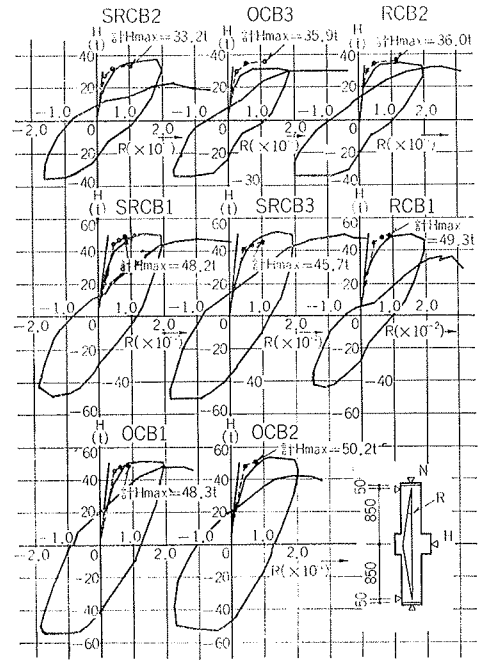


図一21 SRCB2  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一22 OCB3  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一23 RCB2  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一24 SRCB1  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$



図一25 SRCB3  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一26 OCB1  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一27 RCB1  $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$   
 図一28 OCB2  $\sigma_0=80\text{kg/cm}^2$

b) 終局強度：S.R.C.、O.P.B. およびR.C. 三者の終局強度の差はほとんどなく、鉄筋コンクリート塑性理論で求まる。表一9中の計 $H_{Y1}$ は最下段筋の降伏計 $H_B$ はコンクリートの圧壊時、計 $H_{max}$ はコンクリートの圧潰後も平面保持を仮定して、求めた最大荷重計算値を現わす。



図一29 柱実験H-R曲線

なお各試験体の短期設計荷重および実 $H_{max}$ との比を同表に示したが、現行の設計基準に対し十分安全である。

c) 荷重～部材角曲線：図一29に荷重～部材角曲線を示す。図中の計算値は一段筋の降伏および最大荷重について求めたもので梁型内の曲率は柱つけねの曲率に等しくとって計算したものである。 $p_t=1\%$  の場合はS.R.C. 柱の鉄骨切断がなければ三者共ほぼ同様の荷重変形曲線を示した。 $p_t=2\%$ 、 $\sigma_0=55.56\text{kg/cm}^2$  の場合は、R.C. 柱の変形曲線は斜めひび割れ発生が著しかったため剛性低下がみられ、繰返し時の荷重低下も大きい。一方O.P.B. 柱の場合は斜めひび割れの発生によって大きな影響を受けず、S.R.C. 柱とほぼ同様の履歴を示した。また $p_t=2\%$ 、 $\sigma_0=80\text{kg/cm}^2$  の場合は、O.P.B. 柱のみであるが、繰返し時にせん断の影響によって荷重の低下がみられた。

最大荷重時の部材角は $p_t=2\%$  の場合は約 $1/80\text{rad}$ 、 $p_t=1\%$  の場合は、S.R.C. :  $1/50\text{rad}$ 、O.P.B. :  $1/100\text{rad}$ 、R.C. :  $1/120\text{rad}$ であり、部材角では $R=1/80\text{rad}$ まで三者に大きな差はなく、大変形を許した設計でない限りその差は現われないであろう。

iv) 結び

今回の実験から、S.R.C.、O.P.B.、R.C. の柱に関して次のことがいえる。

① 終局強度に関しては、S.R.C.、O.P.B.、R.C. 三者の終局強度の差はほとんどなく、鉄筋コンクリー

ト塑性理論で求まる。また各柱の短期設計荷重は三者ともほぼ同じで、これに対する安全率は  $p_t \cong 1\%$  の場合、1.76~1.86、 $p_t \cong 2\%$  の場合、2.13~2.40 で三者とも現行の設計規準に対し十分安全である。

② 破壊性状は  $p_t \cong 1\%$  の場合は三者とも破壊性状はほぼ同じである。 $p_t \cong 2\%$  の場合はいずれも降伏に達しているが、最終的にはR.C.、O.P.B. 柱は剪断破壊している。S.R.C. 柱はバンドプレート、タイプレートの効果によりせん断補助効果が実質的に高く、剪断破壊しない。鉄筋比の高いものについては十分せん断補強を考慮すべきである。

③ 変形状態に関しては  $p_t \cong 1\%$  の場合は三者とも根本的差はない。 $p_t \cong 2\%$  の場合はR.C. 柱ではS.R.C.、O.P.B. の柱よりも逆S字形の傾向が強く、鉄筋のスリップせん断剛性低下の影響がみられる。最大荷重以後の変形状態も部材のせん断抵抗に左右されるが、部材角が1/80程度の場合はほとんど差がない。

④  $p_t \cong 2\%$  のO.P.B. 柱は  $\sigma_0 = 55.56 \text{ kg/cm}^2$  の場合、約1/50rad の繰返しに対し荷重の低下が約7%であるのに対し  $\sigma_0 = 80 \text{ kg/cm}^2$  の場合は、ほぼ同じ繰返しに対し、荷重の低下は約22%と大きく、軸方向力が大きく、かつ繰返しせん断曲げを受ける柱は注意を要する。

2.4. 梁の曲げせん断実験

i) 試験体

柱実験の場合と同様にS.R.C.、O.P.B.、R.C. 三

試験体名	SRG1	OG3	RG1	OG1	OG2	RG2
構造	SRC	OPB	RC	OPB	OPB	RC
断面形						
主材	2Ls-40 40x3 2-13φ	3-16φ	3-16φ	2-22φ 1-19φ	2-22φ 1-19φ	2-22φ 1-19φ
あばら筋	Stir.9φ@100	Spir.9φ@100	Stir.9φ@100	Stir.9φ@50	Spir.9φ@50	Stir.9φ@50
引張鉄筋比	1.44%	1.17%	1.17%	2.00%	2.00%	2.00%

表-10 梁試験体一覧

名称	鋼材						コンクリート			
	種別	$\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ (10 <sup>-6</sup> )	E (10 <sup>8</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	備考	c $\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (10 <sup>-6</sup> )	cE (10 <sup>8</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
SRG1	L-40x40x3	3950	2784	1840	1.84	22.98	SS41	233	2430	2.16
	13φ	5350	4360	1890	2.18	26.26	SR30			
OG3	16φ	5360	3860	1720	2.28	27.35	*	243	2020	2.44
RG1	16φ	5430	3710	1710	2.28	28.25	*	263	2130	2.43
OG1	22φ	5060	3380	1600	2.10	30.2	*	150	1850	1.81
	19φ	5095	3390	1590	2.11	29.1	"			
OG2	22φ	5045	3385	1600	2.09	30.6	"	156	2075	1.80
	19φ	5265	3400	1630	2.14	28.7	"			
RG2	22φ	5005	3190	1570	2.08	30.8	"	134	2900	1.60
	19φ	5090	3370	1580	2.06	30.1	"			

表-11 梁実験材料試験結果

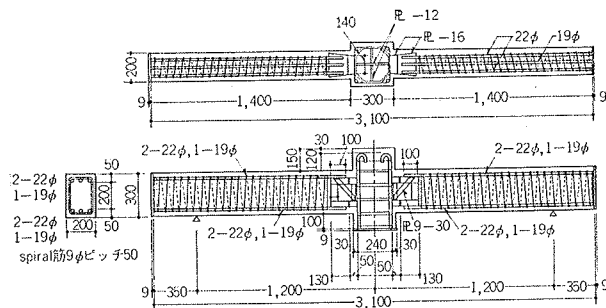


図-30 OGI試験体図

種の梁について実験を行なった試験体は表-10に示すように引張鉄筋比  $p_t \cong 1\%$  および  $p_t \cong 2\%$  であり、 $p_t \cong 2\%$  の場合はO.P.B.、R.C. 梁の二種のみである。断面形は20cm x 30cm 支点距離は240cm 中央に柱型(断面形30cm x 30cm)を設けている。柱~梁接合部部分は、S.R.C. 梁では通常のカセットプレート形式、O.P.B. 梁では中型接合部実験の場合と同様カセットプレートで補強している。R.C. 梁は中央の鉄筋1本のみ接合部にアンカーし、他の2本は、通し配筋である。 $p_t \cong 2\%$  のO.P.B. 梁は、中型柱~梁接合部実験の場合と同様、梁端の鉄骨部分がOG1はBox型、OG2ではI型である。 $p_t \cong 1\%$  のO.P.B. 梁OG1試験体を図-30に示す。

使用した材料の種類およびその性質を表-11に掲げる。

ii) 実験方法

引張鉄筋比	$P_t \cong 1.2\%$			$P_t \cong 2.0\%$		
	SRG1	OG3	RG1	OG1	OG2	RG2
試験体名						
実Pmax(t)	11.0	11.9	9.37	20.8	20.9	13.9
-実Pmax(t)	-10.7	-9.0	-8.3	-17.3	-16.3	-12.8
実Py(t)	10.5	10.0	7.0	15.8	15.8	11.8
実rPy(t)	10.0	10.0	7.0	16.8	15.8	11.8
実Per(t)	3.0	2.5	1.0	2.3	1.8	1.8
-実Per(t)	-2.5	-2.0	-1.5	-2.3	-1.8	-1.8
計Py(t)	10.95	11.42	8.51	17.33	18.13	13.98
実Pmax/計Py	1.00	1.04	1.08	1.20	1.15	0.99
実Py/計Py	0.96	0.92	0.82	0.91	0.87	0.84
実rPy/計Py	0.91	0.92	0.82	0.97	0.87	0.84
実Pmax/実Py	1.04	1.13	1.34	1.14	1.32	1.18

表-12 梁実験結果

ローラー支点はローラーの下にさらにボールベアリングを配したもので、水平移動に対しては非常に摩擦が小さいものである。

変形は支点に対する中央点の相対たわみを測定した。

iii) 実験結果と考察

実験結果を表-12にあげる。

a) 破壊状況：破壊状況を図-31~36に示す。 $p_t \cong 1\%$  の場合は写真からもわかるようにS.R.C.、O.P.B. 梁と大差ない破壊状況であるが、R.C. 梁の場合は梁つけね部分のひび割れの拡りが大きく、ひび割れ数も少ない。RC梁は引張鉄筋の2/3が通し筋であるため

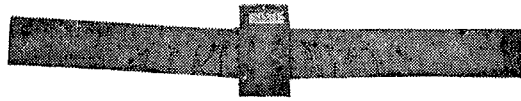


図-31 SRG-1



図-32 OG-3

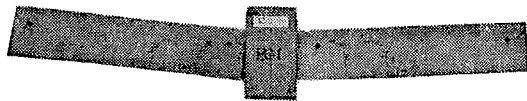


図-33 RG-1

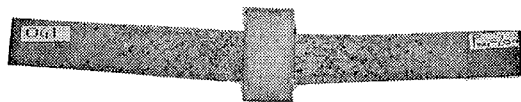


図-34 OG-1

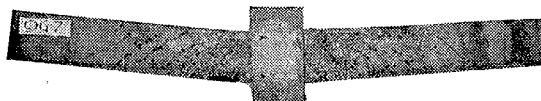


図-35 OG-2

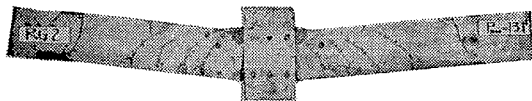


図-36 RG-2

鉄筋のスリップが生じたためであろう。  $p_t=2\%$  の場合もRC梁は同様の傾向を示した。O.P.B. 梁の場合付着破壊が懸念されたが、鉄筋降伏、コンクリート圧潰以後も異状は認められなかったが、表-2中の最大荷重時に斜めひび割れがコンクリート圧縮側に達していたためであろうが、圧縮側鉄筋に沿うひび割れが発生して破壊した。また引張鉄筋位置には付着によるひび割れは認められなかった。

$p_t=1\%$  および  $p_t=2\%$  の場合ともに O.P.B. 梁の梁フランジプレートおよび接合部部分には異状はなかった。

b) 終局強度： 表-12に示した計  $P_y$  は、各梁の critical section における鉄筋降伏荷重で、荷重～変形曲線より求めた実  $P_y$  に対応するものである。計算値は 3%～18% 実験値より高い結果を与えた。

c) 荷重～変形曲線： 荷重～変形曲線を図-37に

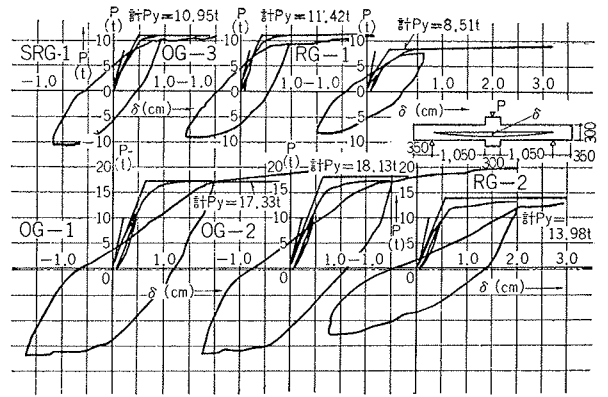


図-37 梁実験P- $\delta$ 曲線

示す。計算線は e 法を用い、半塑性間のモーメントと曲率の関係は直線に仮定し、接合部内の曲率は critical section の曲率と同じにした。SRG1 では約 3.8cm の変形時に引張側鉄骨が切断した。変形性状は  $p_t=1\%$  の場合 S.R.C. 梁、O.P.B 梁はほとんど変わらず、  $p_t=2\%$  の場合、O.P.B 梁において梁端フランジプレート の Box 型、I 型による差は全くみられない。

#### iv) 結び

①  $p_t=1\%$  の場合、S.R.C 梁と O.P.B 梁に関しては、終局強度、荷重変形曲線、破壊性状にほとんど差はない。R.C 梁では、梁つけねにおいて鉄筋のスリップがみられ、破壊状況は著しく異なる。

②  $p_t=2\%$  と鉄筋比が高い場合も、O.P.B 梁は良好な変形性状を示し、斜め引張りひび割れが発生しても stirrup が十分であれば ( $s_y=1.07\%$ )、曲げ降伏し、靱性も期待できる。

③ O.P.B 梁で、梁端のフランジプレートが Box 型 I 型でその差は認められず、また、接合部と溶接部分で破壊することはなかった。

④ O.P.B 梁の主筋とフランジプレートの偏心による 2 次曲げについても、圧縮側および引張側のフランジプレートを Box 型あるいは I 型にしてあるため、ほとんどその影響は荷重変形曲線、および破壊状況に与えていない。

#### 2.5. 総括

以上の実験を総括すると次のことがいえよう。

1. 柱～梁接合部は、部材が最大応力を受ける点であり、梁から柱への応力の伝達、シャープパネルとしての強度、靱性など要求され、また梁筋あるいは柱筋の定着状態がその挙動に大きく影響する。これらを考慮して鉄骨形式とした O.P.B 接合部は、大型接合部実験および中型実験の場合も良好な挙動を示し、ガゼットプレート内の応力分布は S.R.C. の場合と異なるが、荷重～変形曲線は S.R.C

のものとほとんど同様の曲線を示した。

2. 柱実験においては、一般の構造物における柱の鉄筋比とほぼ同じ場合 ( $p_t \doteq 1\%$ )、今回の実験結果から、約  $R=1/50$  rad の繰返しに対しても、大きな荷重低下がみられず、靱性、あるいは降伏以後の negative な性質に対して、あまりに神経質になる必要はないと思われる。鉄筋比が高い場合 ( $p_t \doteq 2\%$ ) は O. P. B 柱で  $\sigma_0 \doteq 56 \text{kg/cm}$ ,  $80 \text{kg/cm}$  の両者共部材角  $1/80$  まで荷重の低下はないが  $R \doteq 1/50$  rad の繰返しに対しては、軸方向力の高い場合は注意する必要がある。鉄筋比が高く、せん断力が大きくなる時は斜めひび割れが発生し、靱性も乏しく、negative な勾配も急に下るから、十分なせん断補強筋を使用する必要がある。しかしあばら筋比は  $0.6\%$  からの効きが落ちるとされている故、注意を要する。

3. 実際に大地震を受けた時の構造物の層間変位が部材角で  $1/150 \sim 1/200$  rad になるとして、最大  $1/100$  rad 程度までの変形能力が、一応のメヤスとなるであろうが、一般に構造物の梁の剛性が無限大ではない故、柱自体の曲げせん断変形は実際には  $1/100$  rad 以下であろうし、梁の剛性が無限大に近い場合も、適切な設計を行なえば安全であろう。

また、文献(1)から Elcentro (1940年) 330gal 程度の地震に対する構造物の弾性あるいは弾塑性応答の結果全水平変位は次式で上限を与えている。

$$S = 15T \text{ (cm)} \quad (T: 20.5 \text{sec})$$

R.C 構造物で10階建とすると

$$T = 0.7N \quad (T: \text{周期}, N: \text{階数})$$

$$S = 10.5 \text{cm}$$

したがって層間変形は約  $1 \text{cm}$  強で、特に設計上弱点のない限り negative bilinear な性質にそれ程大きな恐怖心をもつ必要はないであろう。

### 3. 設計について

#### 3.1. O. P. B 工法による構造設計

実際の構造物を設計する場合は、

i) 材料および許容応力度、荷重および応力の算定、部材の算定等は、日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準、および鋼構造計算規準等に従って行なう。

ii) 柱～梁接合部の算定は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準に従う。

接合部に作用するせん断力は下式による

$$pQ = \frac{M_1 + M_2}{j_B} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$pQ = sQ + cQ$$

$$sQ = sA \cdot s\tau$$

$$cQ = 0.1F_C \times cA$$

ここに

$pQ$ : 接合部に働く全せん断力

$M_1, M_2$ : " の左右の梁のモーメント

$Q_1, Q_2$ : " の上下の柱のせん断力

$sQ$ : 接合部の鉄骨が負担するせん断力

$cQ$ : " のコンクリートが負担するせん断力

$sA$ : 接合部の鉄骨のせん断面積

$cA$ : " コンクリートの有効せん断面積

$s\tau$ : 鉄骨の許容せん断応力度  $= \sigma_y / \sqrt{3}$

$F_C$ : コンクリート圧縮強度

$cQ$  の算定は、接合部におけるコンクリートのせん断強度を高く評価するものであるが、実際の構造物の場合には直交梁がある事、既応の実験報告等から妥当ではないかと考える。

$cA$  に関しては、柱巾と梁巾が極端に異なる場合は、柱巾を低減して算出する必要がある。

構造物の上層階において応力が軽微な場合で  $pQ \leq cQ$  ならばガゼットプレートを使用しなくてもよいであろう。

iii) 柱のせん断補強筋算定に関する補足

柱のせん断補強筋は終局モーメント時に破壊しないよう次のようにチェックを行なう。

$$\text{ただし、} \quad c\tau_U = 0.1F_C + \gamma \cdot w\sigma_y$$

ここに  $\gamma$ : せん断補強筋比

$w\sigma_y$ : せん断補強筋降伏強度

柱の終局モーメントは鉄筋コンクリート構造計算規準 付21, 鉄筋コンクリート構造の終局強度、より算出する。

柱軸方向力としては応力計算時の値を用いる。

$$cQ_U = \frac{cM_{uU} + cM_{uL}}{cl}$$

$$cQ_U / cb \cdot cj \leq c\tau_U$$

ここに  $cM_{uU}$ : 柱頭の終局モーメント

$cM_{uL}$ : 柱脚の "

$cQ_U$ : 柱の終局せん断力

$cl$ : 柱の材長

$cb$ : 柱巾

$cj$ : 柱の応力中心距離

iv) 柱、および梁の継手

梁の継手は梁端に、柱の継手は階高の中央に設けるが、その接合方法は、溶接接合、リベット接合、あるいはハイテンションボルト接合等により、それぞれ鋼

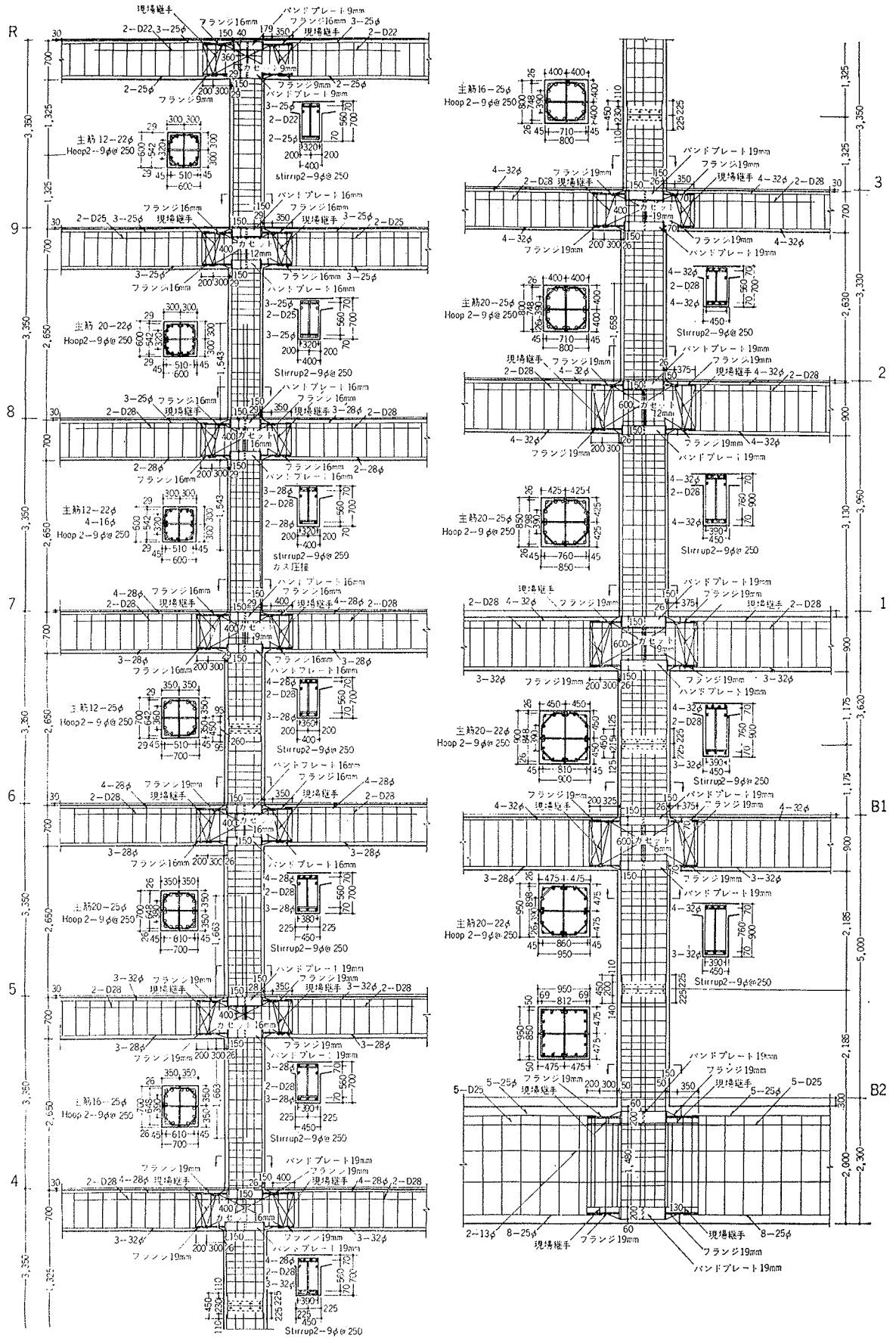


図-38 9階建構造物標準柱ラーメン図

構造計算規準，高力ボルト摩擦接合設計施工規準に従う。

v) 主筋と鋼板の溶接 鉄筋と鋼板の溶接長さは，最少3Dとする。(参考文献(2)) 通常4D以上とするのが望ましい。

3.1に示した設計法により実際の構造物について標準柱，標準梁につき断面算定を行ない，そのラーメン図を図-38に示す。

#### 参考文献

- (1) 高層建物の設計震度に関する考察 梅村魁 日本建築学会論文報告集第72号
- (2) 鉄筋のアーチ溶接設計施工指針，同解説 高張力異形鉄筋アーチ溶接研究委員会，鋼材倶楽部