

鉄骨柱梁接合部強度と変形に関する研究(その1)

高橋 泰彦
武田 寿一
岡田 宏

概 要

H型鋼はX、Y方向に関して断面性能、強度等に著しい差があるが、2本のH型鋼を溶接して2フランジ2ウェブのDH型鋼とすれば、これらの欠点はかなり緩和される。本実験ではこのDH型鋼を用いた構造物の水平および鉛直荷重に対する挙動を調べた。その結果、DH型鋼の強軸方向については強度、剛性とも十分であるが、弱軸方向に関しては局部変形、残留応力等の影響が大きいために、強軸方向に比べるとかなり劣る。またDH型鋼は鉄骨構造だけでなく、鉄骨コンクリートとしても利用できることが判明した。

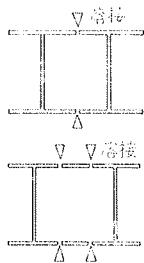
1. 序

近年、構造物の軽量化にともない鉄骨構造が広く用いられているが、特にH型鋼が柱や梁に果たす役割は大きい。その主な理由は、H型鋼にプレハブ性があり、そのまま部材として利用できるという便利さにある。ところが、H型鋼は断面性能や強度、変形能がX、Y方向によって大きな違いがあり(たとえばH₈型鋼で $I_x/I_y \approx 3$ 。剪断有効面積、すなわちフラジンとウェブの面積の相違)、これらが構造物のX、Y方向の剛性、強度の差となり強軸方向は剛接合、弱軸方向はピン接合というアンバランスな構造方式が使われる原因となる。

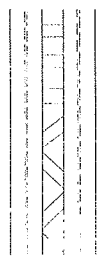
そこで、これらの欠点を改良するために2本のH型鋼を溶接して作成した2フランジ2ウェブの型鋼(これをDH型鋼と名付ける)を柱として利用した構造物の特性を調べるために行なった実験の結果を述べる。

1.1. DH型鋼の作成法

図一1のごとく2本のH型鋼を並べてフランジを突付け、または適当な開先、裏当て金をつけて外側から溶接して作成する。大きさによってはフランジの中間



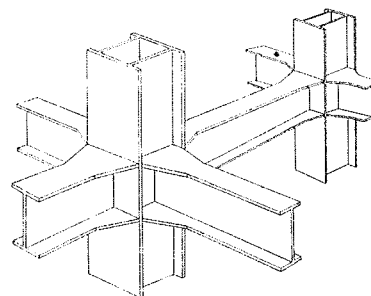
図一1



図一2

に同じ厚さのプレートを入れて4箇所を溶接する。なお、補強としては内側にリブを付ける場合にはDH型鋼組み立て以前にH型鋼の状態のリブを溶接しておけばよく、また全長をBox型にする必要のない時には図一2のようにラチス型、トラス型のつなぎとし接合部等の重要な箇所のみプレートの接合としてもよい。

DH型鋼を用いた建物の略図を図一3に示す。



図一3 DH構造物略図

1.2. DH構造物の実験計画

DH型鋼を柱にH型鋼を梁に用いた鉄骨構造物のモデルを作り、実験を行なう。ただし、柱、梁おのおのの単材にはほとんど問題はないと思われるので、接合部の性状を調べることを目的として、次の3種類の実験を計画した。

(i) X型柱梁接合部試験体 柱梁接合部が水平荷重を受ける場合を想定した実験で接合部に曲げと剪断力を加え、柱、梁、接合部パネル部の耐力、変形の比較を行なう。

(ii) 対称引張試験体 建物が鉛直荷重を受けた際柱は梁のフランジから対称的な引張および圧縮力を受

ける。そこでDH型鋼に局部的な集中引張力を加え局部変形の性状を調べる。

(イ) 梁型柱梁接合部試験体 水平荷重を受けるモデルで、逆対称荷重をかけることにより、接合部を純剪断に近い状態にして、接合部パネルの性状を調べる。

以上の実験計画のうち現在までに完了しているイ、ロの結果を次に記す。

2. X型柱梁接合部実験

2.1. 序

DH型鋼を柱に、H型鋼を梁に用いた構造物が水平荷重を受けた際、いかなる挙動を示すかを調べるために接合部の1ユニットをとり出して実験を行なった。DH型鋼はX、Y方向の断面性能はほぼ一致しているが、対称断面ではないのでX、Y2方向の性状にはかなりの相違がある。そこでX、Y2方向の接合部のモデルをつくり、強度、変形、剛性を比較してみるとともに、コンクリートを中央Box型内部に充填した場合、どの程度の補強の役目を果たすか検討を行なった。

2.2. 試験体および載荷方法

試験体は図-4のごとくXA1、XA1'、YA1、YA1'、XA1Cの5体で、XA1CはXA1の柱中央box型内部にコンクリートを充填したものである。載荷は50tonジャッキ2基で柱に加力し(Pc)、梁部をローラー支持して行ない、途中載荷および除荷を3回繰り返した。変形はパネル部を図-5、全体変形を図-6の装置で測定した。

XA1、YA1に用いたDH型鋼は、H-300×150×6.5×9のフランジの一方の端を2.5cm切断したものを

を2本並べ、中間に長さ5cmの凡9を入れて溶接して作成し(図-7)、梁はフランジ凡9、ウェブに凡6を用いた溶接H型鋼で柱との接合部にテーパをつけた。またXA1'、YA1'のDH型鋼はH型鋼を使わないでフランジに凡9、ウェブに凡6.5を溶接して製作した。梁はXA1型と同様である。したがって、XA1、YA1の柱フランジには4本の溶接線が存在するが、XA1'、YA1'にはそれらがなく、かわりに柱のフランジとウェブの接合部に溶接箇所があり、Box型柱のビルトアップ形式に近い。XA1、YA1が主試験体、XA1'、YA1'は補助試験体である。なおXA1Cはコンクリート充填後約1ヶ月に実験を行なった。

素材試験結果を表-1に示す。

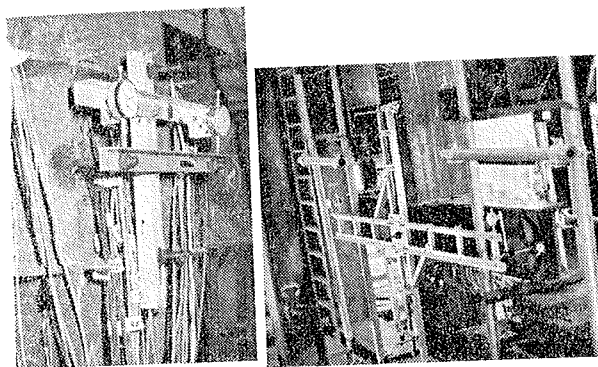


図-5

図-6

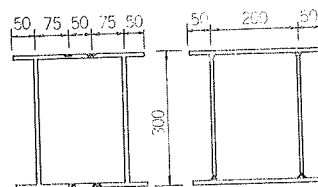


図-7

	H. 6	H. 9	H型鋼
降伏応力kg/mm ²	27.8	25.1	34.7
引張強度kg/mm ²	47.8	41.7	50.4
伸び率 %	27.3	27.6	20.0

表-1 素材試験結果

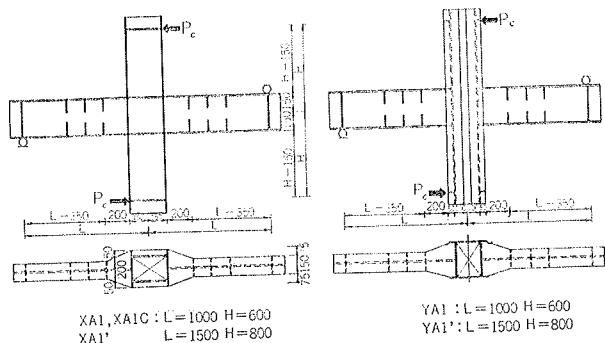


図-4 試験体図

2.3. 実験結果および考察

結果を表-2に計算値と併記し、接合部パネルの剪断応力度(τ : ton/cm²)—剪断変形角(γ : radian)の関

計算値	降荷 伏重	試験体				
		XA1	XA1'	XA1C	YA1	YA1'
実	梁	29.3	10.4	29.3	29.3	10.4
	パネル	27.1	10.1	81.0	24.6	6.9
	最大荷重	33.4	12.4	36.8	26.3	11.9
験	破壊箇所	梁フランジ座屈	梁フランジ座屈	梁フランジ座屈	梁フランジ端部	梁フランジ座屈
	降荷	30.0	9.7	34.8	—	8.7
	伏重	29.0	10.1	34.8	25.5	10.5
	パネル剪断力	80.3	88.3	88.5	63.2	88.6
	フランジ引張力	56.7 (57.5%)	55.8 (56.7%)	62.5 (63.5%)	44.8 (93.4%)	53.6 (112%)
値	フランジ応力集中	2.98	—	—	2.79	—

但、荷重の単位はTONである

()内の数値は対称引張試験との比を表わす

表-2 実験結果

係を図-8に、荷重(P_c ton)―全体変形(δ mm) 曲線を図-9に、パネル部主応力分布を図-10に示す。なお、図中の実線および点線は剛性、降伏点の計算値である。

最大耐力はXA1, YA1, XA1', XA1Cは梁フランジ端部の局部座屈, YA1は梁フランジ端部破断で決っている。

まず、パネル部の τ - γ 曲線を考えてみる。XA1では

初期剛性、降伏点とも計算値と割合よく一致しているが、 $\tau=1\text{ton/cm}^2$ あたりから実験値の勾配がややゆるやかになる。なお、ミセスの降伏条件から求めた降伏剪断力は $\tau=2\text{ton/cm}^2$ である。これは応力集中の影響と思われる。

YA1では初期剛性から実験値が計算値を下回り、降伏値さえ明らかではない。このYA1の計算値はパ

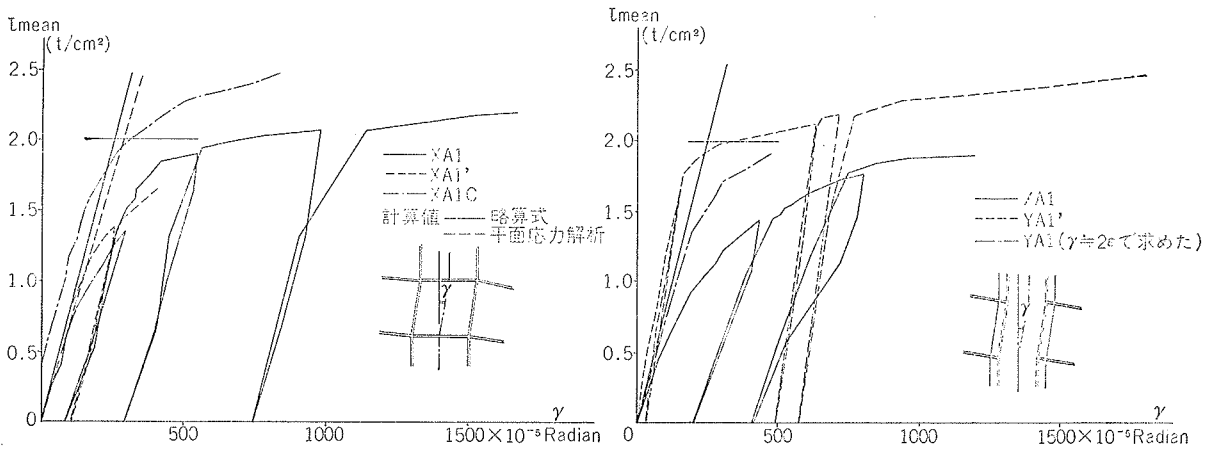


図-8 τ - γ 曲線

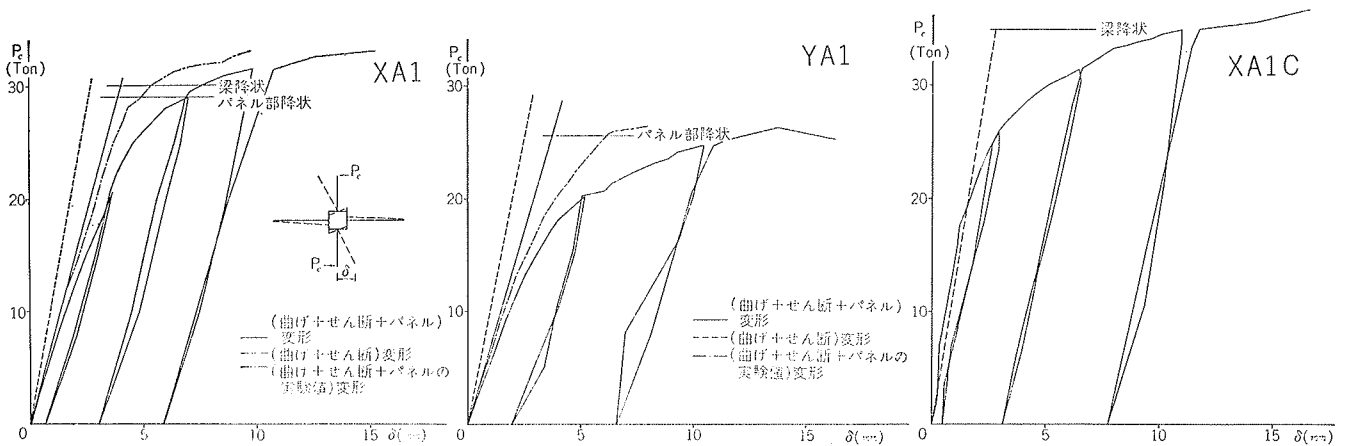


図-9 P_c - δ 曲線

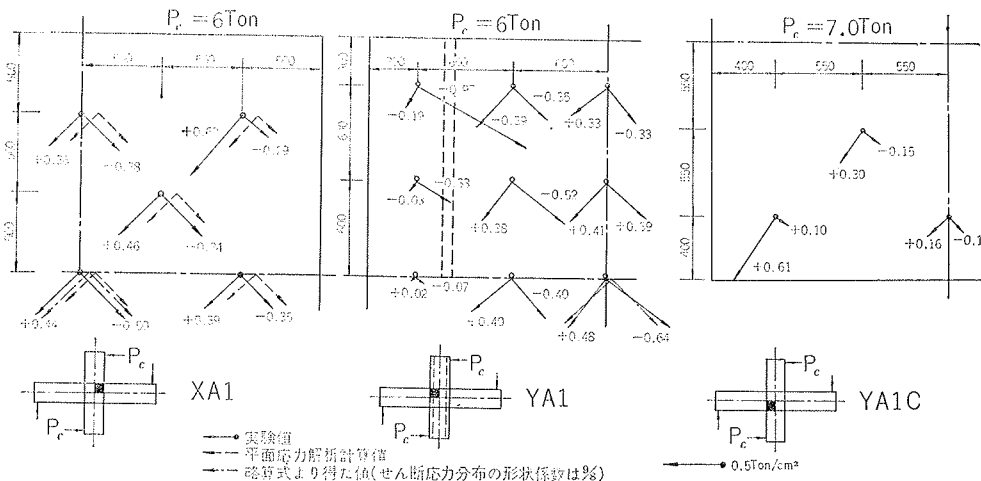


図-10 主応力分布

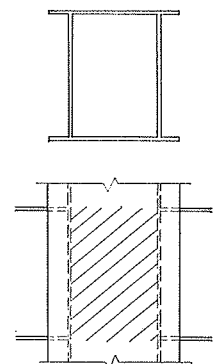


図-12

ネル部が図-12の斜線部分のみ有効（柱フランジのウェブより外側の突出部は無視）と仮定している。この仮定の根拠はYA1のパネル部の主応力分布を示した図-10およびYA1'の実験より得た光弾性試験の結果図-13で、いずれも斜線以外箇所には弾性範囲で応力がほとんど存在しないことを示している。

しかし、無視した柱フランジ突出部は剪断力を直接負担しなくてもパネル部の変形を拘束し、ある程度

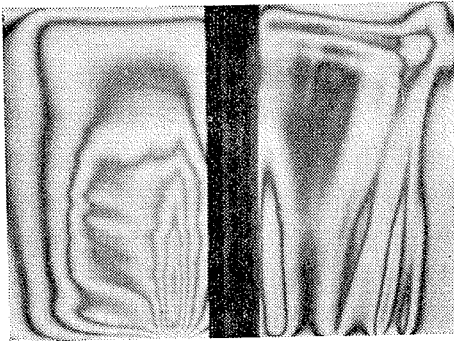


図-13

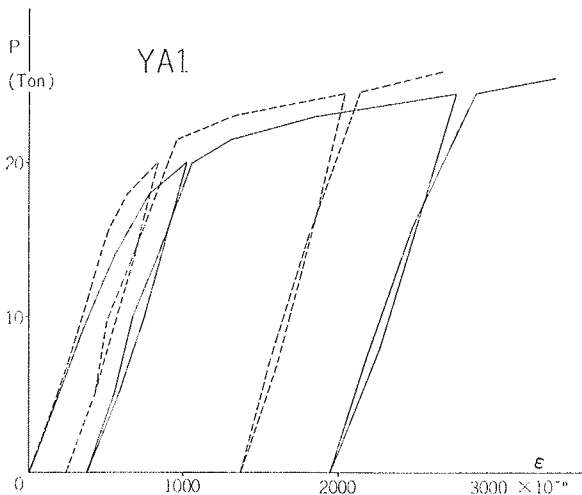


図-14 パネル部Pc-ε

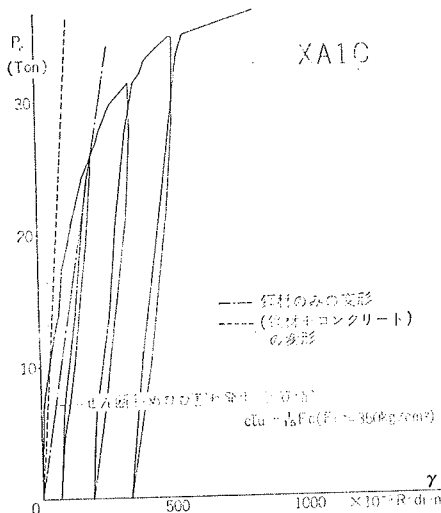


図-11 Pc-γ曲線

効果があるはずである。ところが、YA1では全く逆の結果があらわれている。その理由として、フランジに存在する溶接ビートの残留応力、応力集中の影響、パネルの固定条件（2辺固定、2辺自由）、測定法の欠陥等が考えられる。

同型のYA1'の結果をみると実験値がYA1と同じ仮定で求めた計算値を上回っている。したがって、YA1のパネル部の剛性が低いことは残留応力の影響が大きいとも考えられるが、それが初期勾配から低下させることはないであろう。

YA1のパネル部に貼った3方向ゲージの代表的なPc-ε関係を図-14に示すが、ε=900μあたりまではlinearであるが、それ以後勾配は非常にゆるやかになる。これは残留応力の影響と考えられるが、τ-γ曲線ほどの剛性の低下はない。また、パネル部のγ=2ε関係から求めたτ-γ曲線（図-8）と、直接測定したγとは著しい差がある。この問題は今後行なう梁型柱梁接合部実験の結果も参考にして検討を行なうが、γの測定法自体に欠陥があったことが十分考えられる。

柱にコンクリートを充填したXA1Cの剛性は図-8を見ても明らかなようにXA1の約2倍であり、変形量もかなり減少している。

このXA1Cでは充填されたコンクリートが周囲はDH鋼、上下はコンクリートによって囲まれているので体積変化は完全に拘束されている。したがって剪断力に対してDH鋼のウェブが降伏し変形が大きくなるまでに、コンクリートには微小な割れは生ずるであろうが、剛性を著しく低下させる破壊は起こらないと思われる。したがってコンクリートを充填することは、剪断力に対して非常に有効と言える。

図-11にXA1Cのパネル部のPc-γ曲線を示す。低荷重では実験値が計算値を上回っているが、荷重が増すにつれてだんだん剛性が低下する。しかし繰り返し載荷の除荷勾配は初期勾配と同等の高い剛性を示し、充填型の有利さがあらわれている。なお、計算値のコンクリート剪断斜めひび割れが発生する応力として鋼管コンクリート計算規準充填型より $\sigma_{tu} = 1/15 F_c$ ($F_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$) を採用した。

次に全体変形について考察する。この変形量は梁を固定し、柱の移動を測定したものである。

XA1、YA1の計算値は点線が柱および梁の曲げと剪断変形、実線はさらにパネルの変形を加えたもの、また1点鎖線はパネルの変形に図-8の実験値を用いた曲線を表わす。この計算値によるとXA1では、パネル部の変形が弾性範囲で全体変形に約30%の影響を与えることになる。

XA 1 では $P_c=10\text{ton}$ から実験値の勾配がやや計算値を下回り、以後この傾向を持続したまま $P_c=29\text{ton}$ でパネルが、また 30ton で梁が降伏し、最終的に梁端の局部座屈で破壊に至る。したがって $P_c>25\text{ton}$ の範囲では梁の局部および全面降伏による梁の回転が全体変形の大きな要素となり変形は著しく進行する。また、剛性が途中から低下し、パネルの実験値を用いた計算値よりも変形が大きいのは次章で述べる対称引張試験の結果に示すごとく、梁フランジから集中的な引張および圧縮力を受けた時、柱部の局部変形が大きく、それが全体変形にもかなり影響を与えることが考えられる。またYA 1 では初期剛性から計算値より低く、降伏現象も明らかなでないまま、梁フランジ端部に破断が起こった。特に $P_c=20\text{ton}$ あたりから急に剛性が低下する。この過程ではまだパネルには、降伏現象がみられず、梁端の局部降伏による局部変形が原因であろう。なお、梁型柱梁接合部曲げ試験体YB 1 はYA 1 に対応するもので図-15のごとき型であり、現在データ整理の段階であるが、柱部の局部変形による剛性低下が著しい。そこで、その結果を引用してYA 1 の変形を求めると、だいたい図-9の実験値に等しくなる。

(詳細については報告書「その2」に記す)この事実と対称引張試験YT 1の結果図-19を考えると局部変形による影響は大きいものである。

XA 1 とYA 1 を比較すると $P_c=20\text{ton}$ 程度までは大体剛性が等しいが、それ以後のYA 1 の特性はきわめて劣っている。

なお、柱にコンクリートを充填することにより変形量を $1/2$ に減少させることができ、 $P_c=20\text{ton}$ まではR.Cと考へて計算した理論値よりも高い剛性を示している。軸力に対してはもちろん、パネルおよび柱の剪断力に対して十分に効果があることが判明した。

パネル部の主応力分布(図-10)を考へる。XA 1 にはパネル部をFINITE ELEMENT法を用いて平面応力解析した結果を点線で、また略算式よりパネル部の $\gamma=2\varepsilon$ の関係式を用いて得た結果を1点鎖線で表わしている。略算式の値は実験値とよく一致している

が平面応力解析の値は実験値より20~30%小さい。しかし、この方法で求めた $\tau-\gamma$ 曲線(図-8に点線で示す)は $P_c=6\text{ton}$ の段階ではよく一致している。したがって解析の際の荷重状態の仮定の誤り、すなわち梁からの曲げモーメントをパネル部に集中力としてかけたことによって応力分布に違いが生じたと思われる。梁ウェブから伝えられる曲げ応力を考慮すればかなり近づくであろう。また主応力の方向には良い一致がみられる。

YA 1 では柱フランジ突出部にはほとんど応力が存在せず、剪断力に対して有効に働かない。またパネル中央で大きく周囲ゆくにつれて小さくなる傾向を示している。略算式 τ_{mean} より求めた ε を1点鎖線で表わしているが実験値と等しい。XA 1 Cではコンクリートにより応力値は相当小さくなっているが主応力の方向に乱れがみられる。

その他に表-2に梁端の応力集中の割合、最大耐力時実際にパネル部分に働いた剪断力、また梁フランジの引張(圧縮)集中力の大きさおよび同型の対称引張試験の強度との比を表わしている。

最終状態、破壊箇所を図-16に示す。

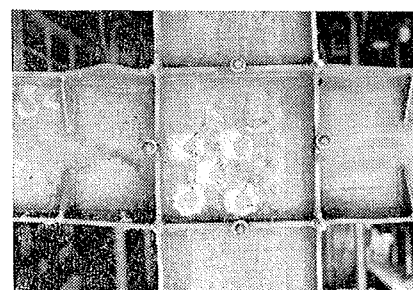


図-16-1 XA1

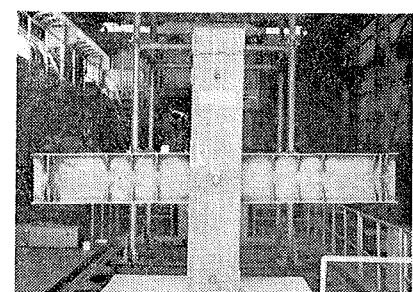


図-16-2 YA1

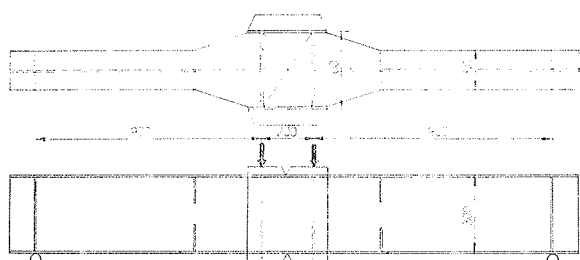


図-15 梁型柱梁接合部試験体

2.4. まとめ

以上の結果よりXA1, YA1共に計算値とわずかの違いがあるけれど $P_c=20\text{ton}$ までの剛性はほぼ等しく、それ以後の変形、耐力に対して柱の局部変形を減少させることができればX, Y方向とも剛接と考え得る。また、コンクリートを充填することはパネル部および柱の剪断力に対して非常に有効であり、剛性、耐力ともかなり高めることができる。

3. 対称引張試験

3.1. 序

DH型柱は対称荷重に対してH型柱とBox柱の中間的な性質を示すものと考えられるが、X方向(強軸方向)はH型柱に、またY方向(弱軸方向)はBox柱に近くX, Y2方向の性状にはかなりの相違がある。そこで、DH型柱、box型柱に対称引張荷重をかけて強度、局部変形、応力集中に関してX, Y方向の比較、box型との比較、板厚変化による比較を行なった。

これをもとにして柱梁接合部の補強方法を考察することを目的としている。

3.2. 試験体および結果

図-17に示すごとく6体で中央部は柱を、両端引張部材は梁フランジを表わしている。記号は方向(X: x方向型, Y: y方向型 B: box型), 引張試験体略称(T) 板厚変化(1: 薄板, 2: 厚板)の順に示し, XT1, YT2のごとく表現する。XT1, YT1はX型柱梁接合部試験体のXA1, YA1に対応し。図-7と同様にH-300×150×6.5×9より作成したDH鋼を用いて

いる。またXT2, YT2はH-300×300×10×15を使用したDH鋼の試験体で、前者に比べフランジ, ウェブとも1.5倍の板厚となっている。BT1はB9から成るBox型である。

実験結果は表-3にまとめて示す。また図-18のような装置でおのおのの柱型中央部の局部変形を測定した結果を図-19に示す。なお、図中に梁フランジの短期許容耐力と最終耐力の計算値を点線で表わしている。

図-20に代表的な試験体の最終状態をまた図-21に引張フランジ端部の応力分布を示す。

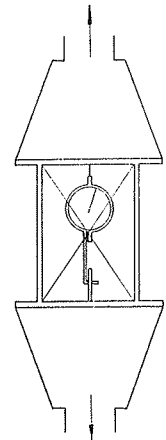


図-18

試験体	計算値		実験値		応力集中		
	P_{max}	破断箇所	P_{max}	$\frac{P_{max}}{P_{max}}$	破断箇所	フランジ	ウェブ
XT1	78.5	ウエブ	68.5	1.57	引張フランジ中央	2.91	1.55
XT1'	99.8	引張フランジ端部	93.5	1.50	引張フランジ端部	2.04	1.33
XT2	139.6	引張フランジ	130.0	1.09	引張フランジ	1.65	2.00
YT1	42.8	引張フランジ端部	48.0	0.77	引張フランジ端部	1.97	1.30
YT2	123.0	引張フランジ端部	80.0	0.67	引張フランジ端部	2.05	1.99
BT1	42.8	引張フランジ端部	43.1	0.69	引張フランジ端部	5.77	-

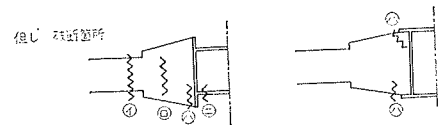


図-19 柱の変形

P_{max} : 最大荷重 P_{max} : X型柱梁接合部試験体梁フランジ強度
 応力集中は σ_{max} (実験値)と σ_{mean} (計算値)の比を示す

表-3 実験結果

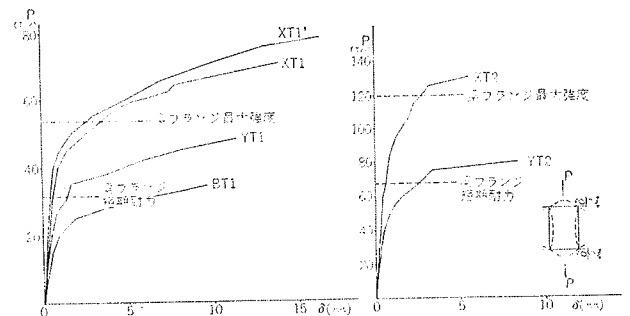
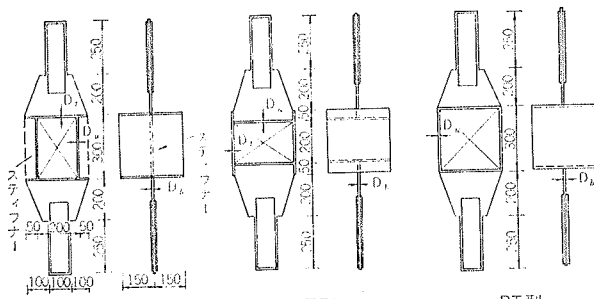


図-19 柱の変形

3.3. 考察

3.3.1. 強度について 表-3中の計算値は有効幅 $B_e = t_b + 5K$ を用いて計算を行なったが、実験値とよく一致し、また破断予想箇所にて耐力が決っている。ただし、YT2は溶接部で破断が生じたためにかかなり低い耐力を示している。XT1に関してはウェブ中央



試験体	方向	D_f	D_w	D	板厚	試験体記号	D_f	D_w	D	備考
XT1	X	9	6.5	10	薄板	XT1	9	6.5	10	
XT1'	X	9	6.5	10	厚板	XT1'	9	6.5	10	
XT2	X	15	10	20	厚板	XT2	15	10	20	
YT1	Y	9	6.5	10	薄板	YT1	9	6.5	10	
YT2	Y	15	10	20	厚板	YT2	15	10	20	
BT1	B	-	9	10	厚板	BT1	-	9	10	

図-17 試験体

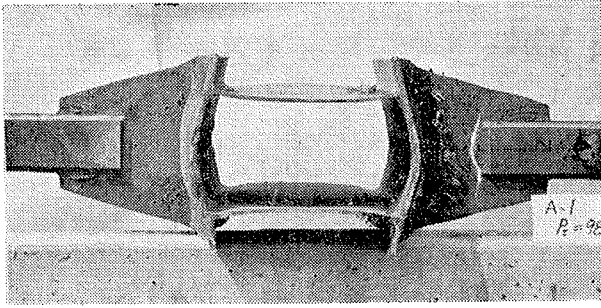


図-20-1 XT1

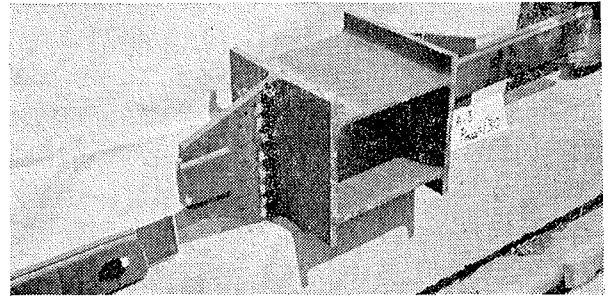


図-20-3 XT2

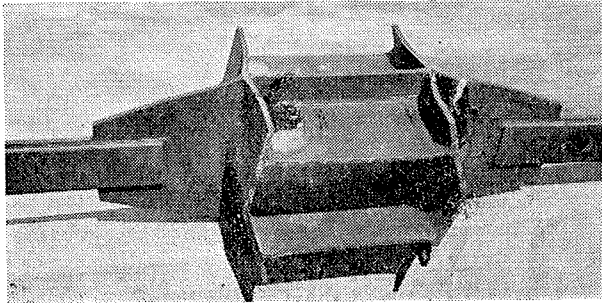


図-20-2 XT1'

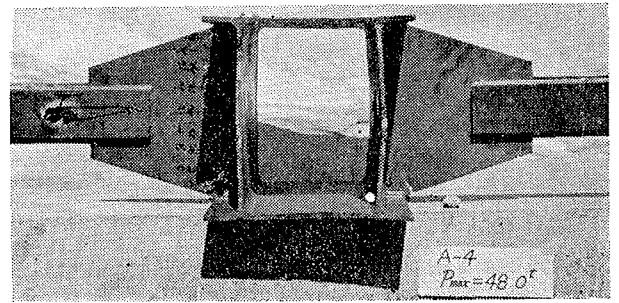


図-20-4 YT1

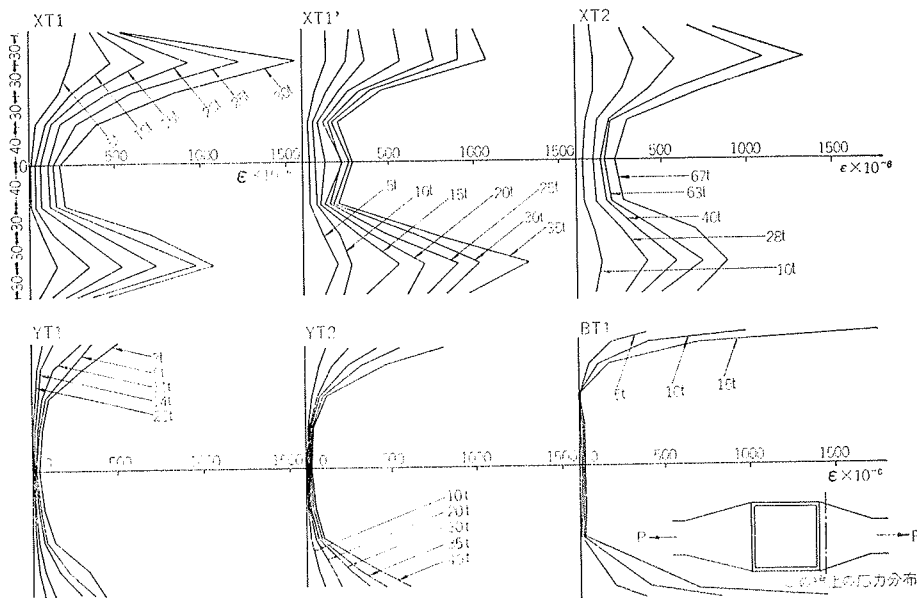


図-21 応力分布

部での破断を予想したが、それに反して引張フランジ中央部で破壊が起こった。これは変形能が大層大きく最終的に応力集中が緩和されたものと思われる。

なお、有効幅 $B_e = t_b + 5K$ の考え方は A. I. S. C. の仕様書から引用したもので図-22のごとくスティフナーのない場合、梁フランジからの集中力が柱ウェブに $B_e = t_b + 5K$ の範囲に広がって負担されると考えるもので

$$(t_b + 5K) t_w \sigma_y \geq B_b \cdot t_b \cdot \sigma_y$$

$$K = r + t_c$$

が成立しなくてはならない。ただし柱フランジとウェブ

が突合せ溶接されている場合は $r=0$ で $K=t_c$ である

表-3 から明らかなごとく、XT1, YT1 ともに BT1 より強度が高く、DH 型鋼が Box 型柱に比べ有利である。ところが XT1—YT1, XT2—YT2 の比較では 2:1, 3:2 と Y 型の耐力が劣る。これは溶接端部クレーターの処理とも大いに関係がある。XT1—XT1' の比較ではスティフナーの影響は強度にはあられなかったが、破断箇所が変化している。

3.3.2. 局部変形について 図-19 に示すように XT1, XT1', XT2 の DH 型鋼 X 型は梁フランジが短期許容耐力に達した時、柱の変形はまだ弾性内にあり、YT1, YT2 の Y 型では柱の変形が弾性から塑性への変位点、いわば降伏点と一致している。BT1 では梁の短期強度に対して柱、梁は局部的に完全に塑性域入り、変形量はかなり進行している。

したがって、局部変形から判断しても Y 型は Box 型より有利である。

3.3.3. 応力集中について 表-3 に示す応力集中

の割合は実験から得た σ_{max} と、同一荷重のもとでの計算値 σ_{mean} との比で表わしているが、この値は測定場所によって相当の違いがある。本実験の測定点は図-23の箇所では Y 型と box 型では真の最大応力は測定されていないことを考慮して応力集中について考える。ただし、gage length は 6mm である。

X 型と Y 型の比較を行なうとフランジでは X 型が大きく、柱ウェブではほぼ同じ値を示している。フランジは X 型柱梁接合部実験で得た結果も同様な傾向を示すが、これは測定箇所、即ち Y 型では σ_{max} が測定されていないということに問題がある。X T 1—X T 2, Y T 1—Y T 2 の比較、すなわち板厚の増加による影響を考察すると X 型では応力集中は半減し、Y 型ではほとんど変化していない。三木博士の研究によると板厚の増加により応力集中は減少し、この X 型試験体に適用すると約 $1/2$ になり、よく一致する。またウェブでは両者とも増加している。Box 型 B T 1 と比べると X 型、Y 型ともかなり小さい。X T 1' は X T 1 に比べフランジ、ウェブとも減少している。

3.4. まとめ

以上のことを総合して考えると対称引張試験の破壊形式には 2 種類ある。すなわち、応力集中が直接破壊の原因とは言えないが、その箇所に存在する欠陥、ノッチが耐力に大きな影響を与え破壊の原因になること、また柱のフランジ、ウェブの変形が著しく梁フランジがこの変形に追従できないことである。X 型は後者が破壊原因であり、柱部は最大限に耐力を発揮している。Y 型と box 型は両者が破壊原因となり低荷重で破壊が起こる。したがって補強は応力集中の緩和、フランジおよびウェブの変形の拘束の両方を兼ねた方法で行なう必要がある。そこで考案したのが図-24に示すもので、DH 型鋼中空部にリブを付けてダイヤフラムの役目を兼ねさせる方法である。

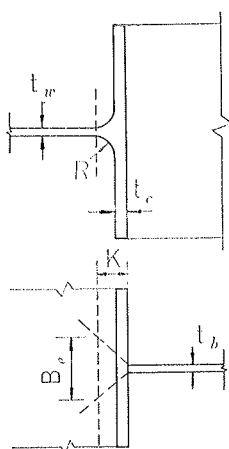


図-22

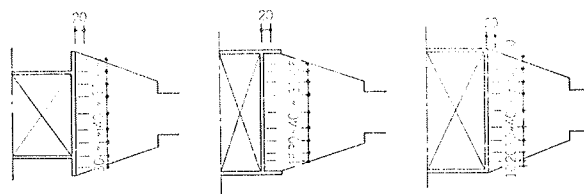


図-23

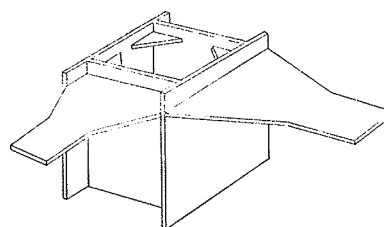


図-24

4. 結論

- a) DH 型鋼を柱に使えば、断面二次モーメント、剪断有効面積がほぼ等しくなるので、構造物の X、Y 両方向とも剛接が可能である。
- b) 柱梁接合部の補強リブを柱内部に取り付けることが可能で、接合部のおさまりの面積および柱断面が小さくなる。
- c) DH 型鋼中空部にコンクリートを充填することによって鋼管コンクリート充填型に類似し、建物が高層になるにつれて軸力に、また接合部では剪断力に対して有効となる。
- d) 鉄骨構造のみならず鉄骨コンクリートとしても利用できる。

参考文献

1. 鉄骨高層建築の構造設計：東大仲研究室
2. Research on the behavior of steel beam to column connection：渡部丹
3. 鉄骨構造の強度に関する研究：三木三省，他
4. H 型鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究：横尾義貫，若林実，他
5. 鋼管コンクリート構造設計規準・同解説：日本建築学会
6. 全溶接鉄骨構造の耐力に関する研究：仲威雄，齋藤光