

薄肉架構接合部の実験的研究

田中 輝明** 荒木 正剛* 金田 一彦*
渡辺 久夫** 小林 照芳* 高橋 寛*

Experimental Studies on Joint of Thin Column and Thin Girder

By Teruaki Tanaka**, Seigo Araki*, Kazuhiko Kaneda*

Hisao Watanabe*, Teruyoshi Kobayashi* and Hiroshi Takahashi*

Synopsis: This paper presents an experimental studies on the joint of thin column, thin girder and that joint part of the reinforced concrete structure. We have many questions on this subject, because the joint structure has rather smaller section usually compared with that of span.

Investigations has been clarified by the experimental models that an intensity and rigidity of the member and a mechanism of destruction on the joint.

要旨 通常の鉄筋コンクリートラーメン構造の架構では、梁成、柱成などが、ある程度充分にとれて、柱梁の接合部は、スパンに較べて面積が大きくなり、柱、梁部材よりも充分な耐力を有する。

しかし、スパンに較べて接合部面積が小さくなるような薄肉の架構では、接合部剛性の低下が生じて架構全体に対して、様々な問題が生じるので模型実験により、薄肉架構接合部の耐力、剛性、靱性等を検討する。

1. 概 要

この架構は、厚さ25 cmの梁版と、同じ厚さ25 cmの壁版とで構成される、いわゆる薄肉ラーメン構造で階高3 M、桁行6 M均等スパンの鉄筋コンクリート造5階建の、共同住宅である。

この架構の接合部は、通常のラーメン構造の柱梁接合部と比較すると、スパンに較べて接合部面積が小さく配筋も混むので問題が多い。

特に、接合部パネルのせん断応力度は、計算では非常に大きな値となるので、パネル部分を補強することとし、この補強方法を変化させて、架構の剛性・耐力・パネル部亀裂の架構に及ぼす影響等を明らかにしようとするものである。

表 1

M_b (t·m)	M'_b (t·m)	Q_c (t)	Q'_c (t)	$\frac{M_{b+}}{M'_b}$ (t·m)	$Q_{c+}Q'_c$ (t)	Q_P (t)	τ (kg/cm ²)
7.83	3.97	4.65	5.6	11.8	10.25	58.3	42.5

**建築学教室 助教授

Assistant Professor, Architectural Division

* 建築学科

Architectural Division

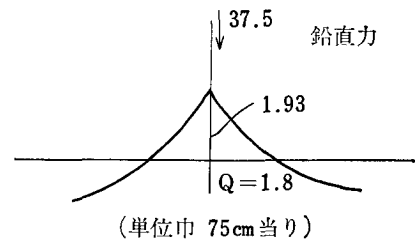
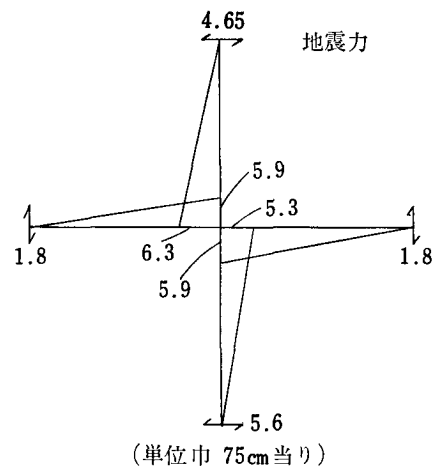


図 1

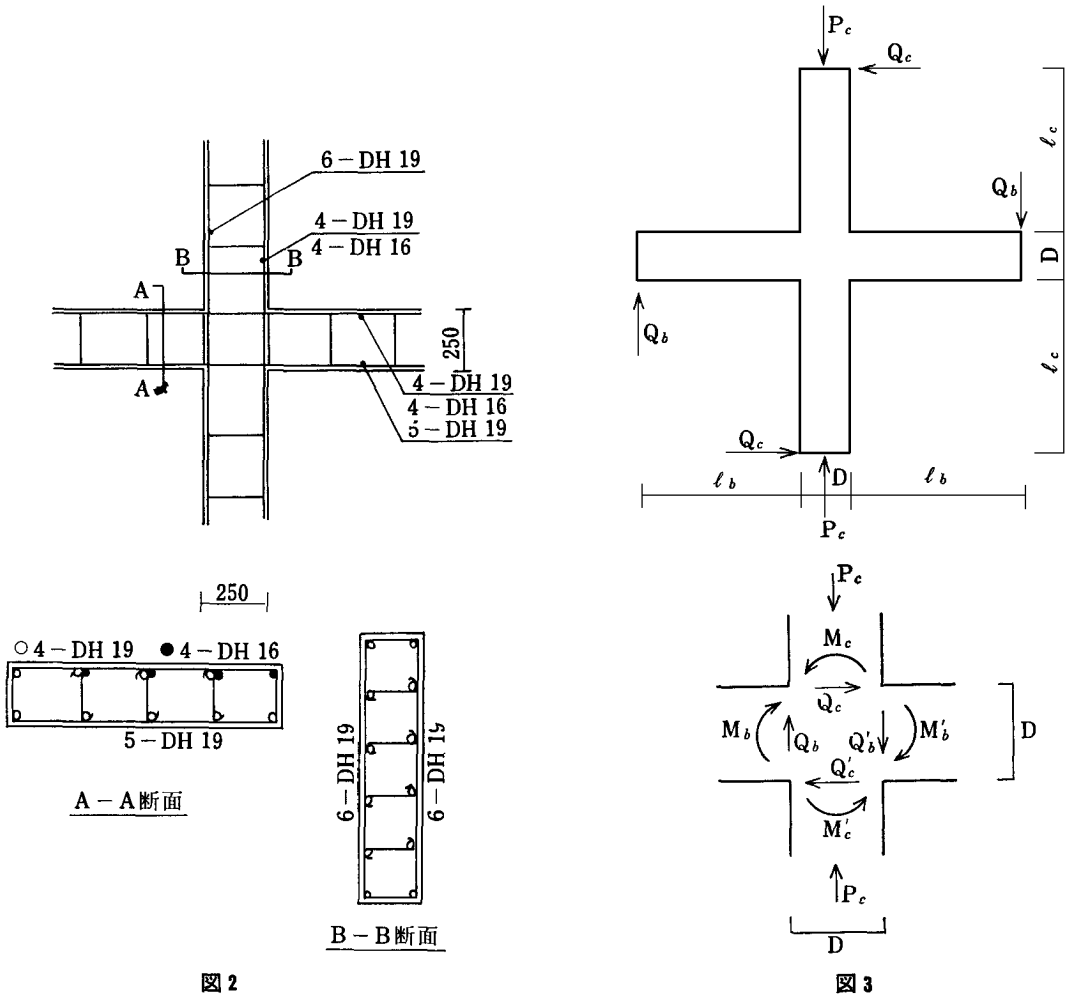


图 2

图 3

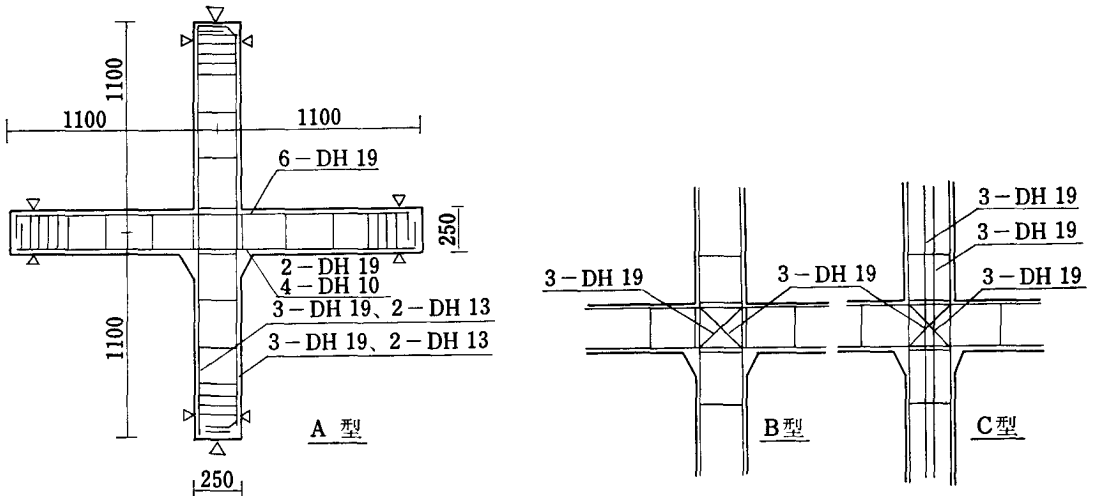


图 4 試驗体

表 2

種類	補強方法	導入軸力
A 型	柱・梁接合部パネルに補強なし	20 kg/cm ²
B 型	柱・梁接合部パネルにX型補強	20 "
C ₁ 型	柱・梁接合部パネルに*型補強	20 "
C ₂ 型	"	"

2. 実験の計画

1) 試験体 試験体の、柱・梁部分断面は実際の建物の2階部分をそのまま用いたものであり、表1の応力より、図2の断面を設計する。

従って、試験体の材料、材質等は、実施施工に準じている。

接合パネルには、地震時に図3のような応力が生じて、パネル部分のせん断力応力度は(1)式の如くなり、これを計算すると $\tau = 42.5 \text{ kg/cm}^2$ となる。

$$\tau = \frac{1}{t \cdot j_b \cdot j_o} \left[(M_b + M'_b) + \frac{1}{2} (Q_o + Q'_o) j_o \right] \quad (1)$$

この値は、 $F_o = 180 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、約 $F_o/4$ の値である。

ここで、接合部に補強筋のないA型試験の他に、補強鉄筋をX型に挿入するB型と、*に挿入するC型の3種類計4体を表2、図4のように作製した。

各試験体共、設計柱軸力に相当する $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$ の軸力を、柱部分に導入する。

2) 材料の性質 材料の機械的性質を表3に示す。鉄筋は、主筋にSD35を用い、補助鉄筋はSR24である。

表 3

料 材	調 合		
セメント	普通ポルトランドセメント	1.00	
細骨材		2.59	
粗骨材	最大25mm 以下	3.89	
鉄筋	降状点 3.91 t/cm ²	引張強さ 5.87 t/cm ²	伸び率21.1%

種型	最大圧縮強度	ヤング係数	せん断弾性係数	ヤング係数比
A 型	(kg/cm ²) 130.2	(kg/cm ²) 0.618×10^5	(kg/cm ²) 0.265×10^5	33.98
B 型	184.9	1.15×10^5	0.265×10^5	18.26
C 型	184.9	1.024×10^5	0.439×10^5	29.59

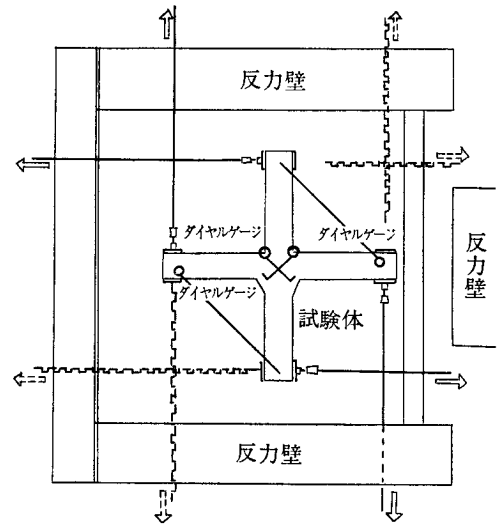


図 5 実験装置

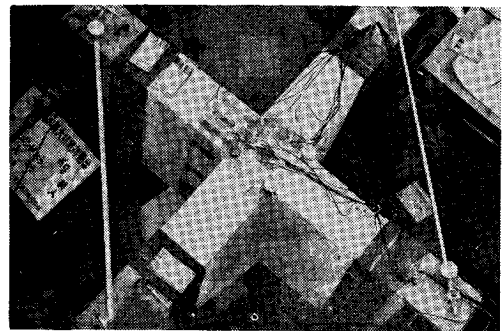


写真 1

3) 実験の方法 実験は、図5の様に試験体を水平設置して行なう。

まず、試験体の柱部分には一定軸力 $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$ を、P・C鋼棒を用いて導入する。

水平荷重の荷重は、柱梁の各支点部分にP・C鋼棒を取付け、反力壁に取付けたジャッキを用い、正負繰返し荷重を加える。

荷重する荷重の確認は、P・C鋼棒に貼ったワイヤーストレインゲージの歪により行なう。

荷重は、1荷重を3回繰り返して、漸次荷重を増加させていく。

4) 測定の方法 図5のように、ダイヤルゲージを設置して、架構の変形と、接合部パネルのせん断変形を測定する。

また、接合部パネル部分にワイヤーストレインゲージを貼って、歪を測定し、パネル部分のせん断応力度を求める。

3. 実験結果の検討

表4は、実験結果をまとめたものである。
ここで、ヤング係数は $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ の点の値である。

予想耐力は、 P_v は曲げ耐力を示し、上より梁上端、梁下端、柱の順に最大耐力を示している。

P_u は、柱梁の最大せん断耐力である。

図6は、荷重～架構変形量 ($P-\delta$) の曲線である。

ここで、変形量計算値は、梁断面の亀裂発生前と亀裂発生後に分けて算出した。

すなわち、亀裂発生前では、コンクリートと鉄筋の合計の断面2次モーメントを求め、亀裂発生後は、鉄筋のみによる断面2次モーメントを求めて使用して、全変形量=せん断変形量+曲げ変形量 ($\Sigma\delta = \delta_s + \delta_M$) として算出した。

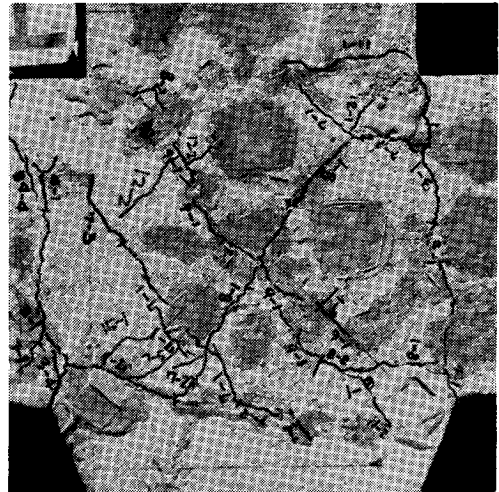


写真3 C型試験体

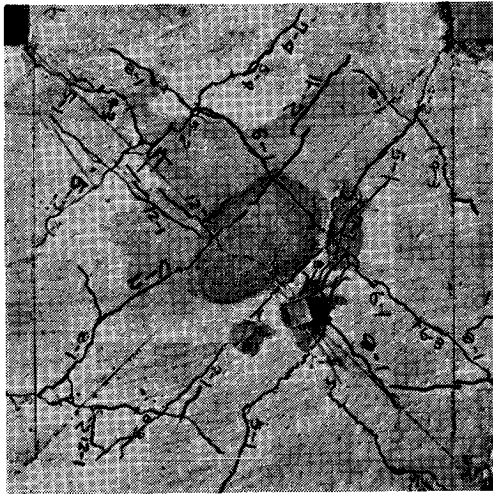


写真2 A型試験体

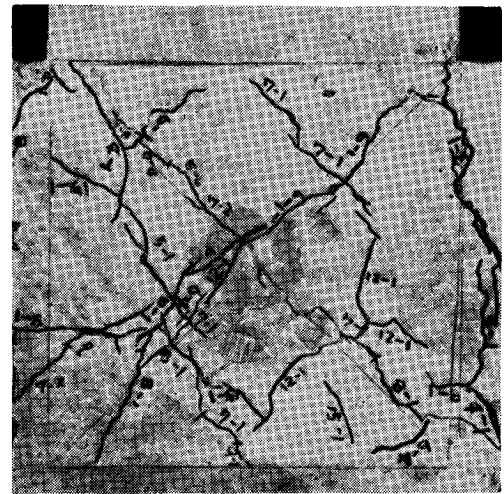


写真4 B型試験体

表4 実験の結果

	F_c (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)	予想耐力		実験結果						変形			
			P_v (ton)	P_u (ton)	P_{max}		破壊状況	パネル部初亀裂推定荷重 (ton)			$P = 6^r$ (A型: $P = 5.75^r$)		$P = 9^r$	
					(ton)	比		亀裂図より	$P-\tau$ より	$P-\gamma$ より	τ	δ	τ	δ
A 型	184.4	1.02	12.31 6.15 7.99	18.61	7.5	0.65	曲げ破壊	2.71 ? 4.5	2.71 ? 4.5	2.71 ? 4.5	1.16	1.19		
B 型	184.9	1.15	12.31 12.31 14.14	18.64	12.0	1.00	曲げせん断破壊	1.8 ? 3.65	3.65 ? 4.5	1.8 ? 3.65	1.00	1.00	1.00	1.00
C ₁ 型	184.4	1.02	12.31 12.31 14.14	18.61	12.0	1.00	曲げせん断破壊	4.5 ? 6.0		4.5 ? 6.0	0.60	0.78	0.76	0.73
C ₂ 型	184.9	1.15	12.31 12.31 14.14	18.64	11.5	0.96	曲げせん断破壊	3.65 ? 6.0		3.65 ? 6.0	0.65	0.92	0.73	1.01

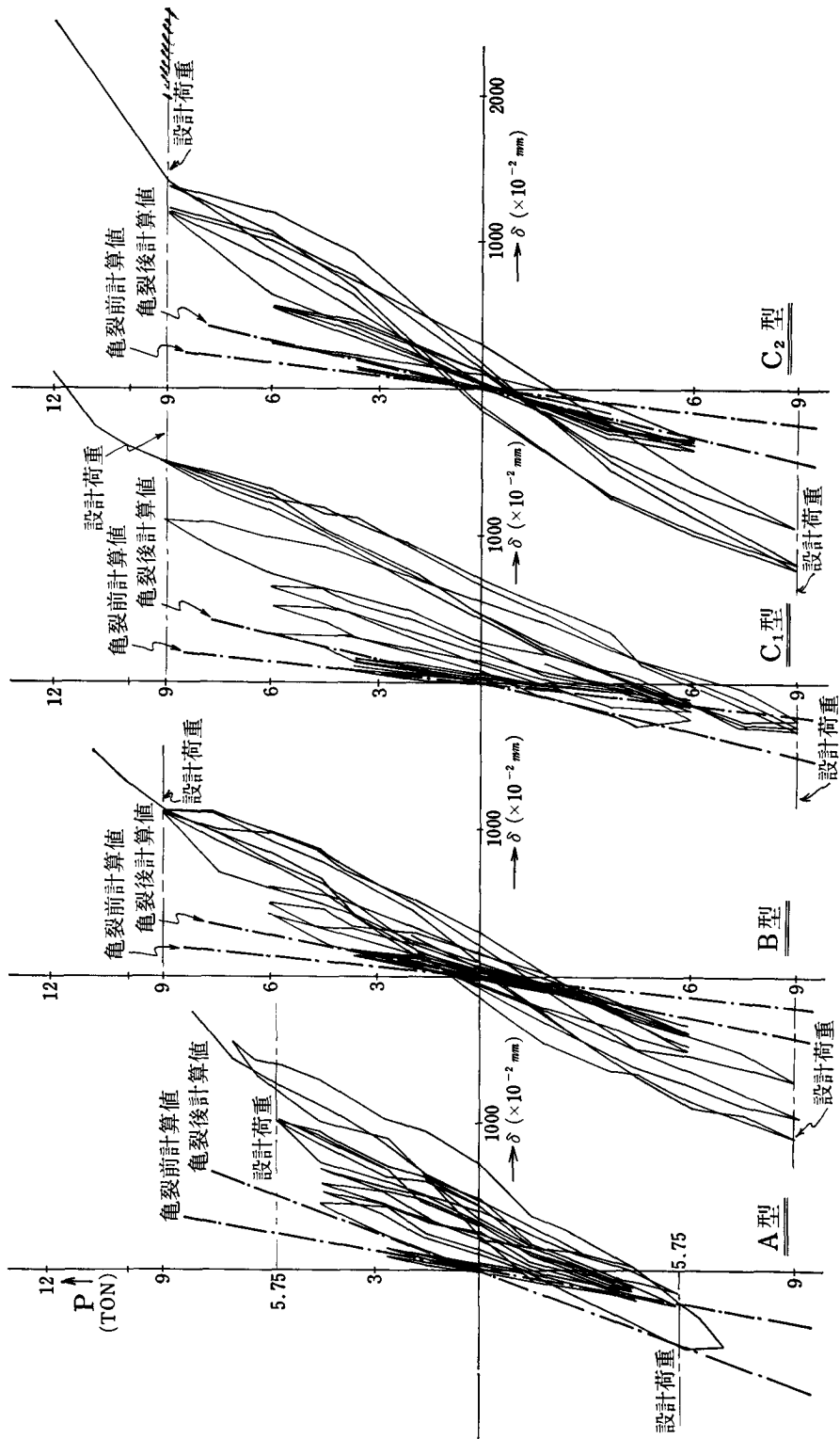


図 6 $P \sim \delta$ 曲線

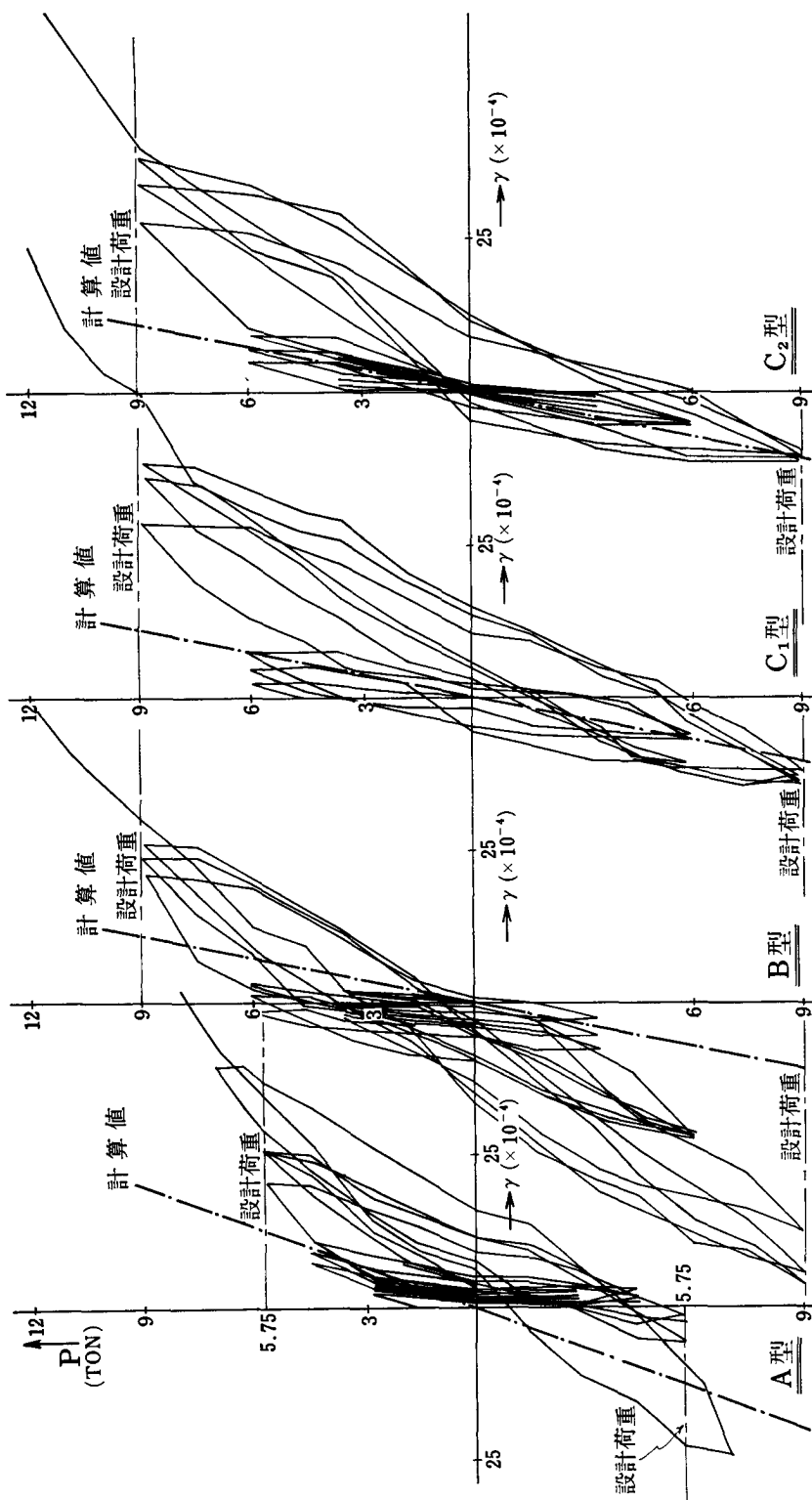


図7 P~ γ 曲線

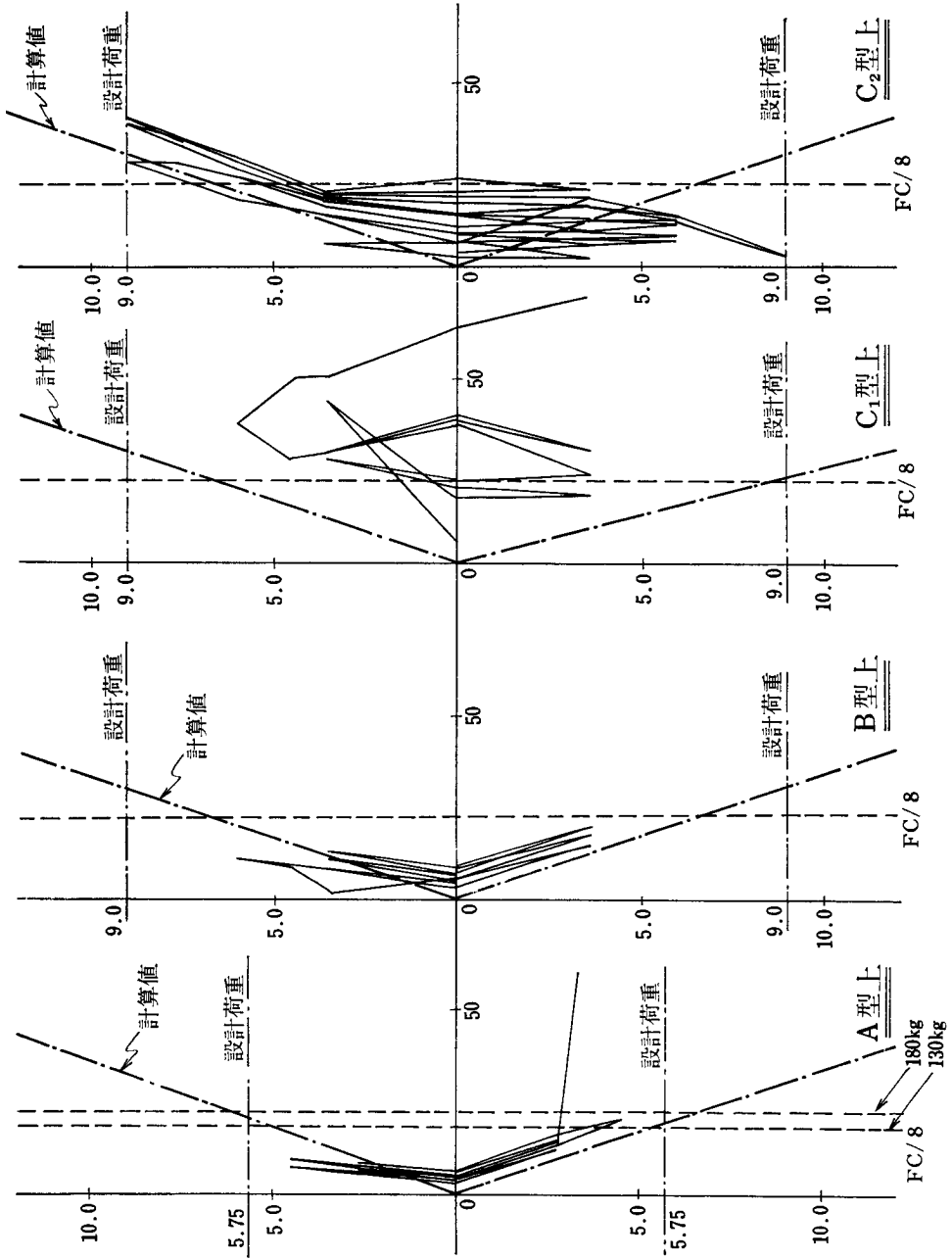


図8 P~τ 曲線

図7は、荷重～接合部パネルのせん断変形曲線($P \sim \gamma$)である。

図8は、パネル部中央に貼ったロゼットワイヤーストレインゲージにより求めたパネルせん断応力度の値である。

計算値は、(1)式によって求めたものである。

1) パネル部分の亀裂について・パネル部分にはかなり早くから亀裂が生じ、初亀裂が発生するのは、ほぼ $\tau = \frac{1}{3} F_0$ となる値であった。

パネル部せん断応力度の実験値は、初期応力の範囲では(1)式の内、応力中心距離を柱幅・梁幅にした場合の計算値と一致する。

荷重の増加に伴って、写真2～4にみるようになりに多くの亀裂が主応力方向に発生する。

従って、亀裂発生後のパネル部分のせん断応力度の値は不明である。

2) 架構の耐力と剛性について・パネル部分亀裂発生以前では、全変形量は少なく、弾性計算値に一致する。

パネル部分に亀裂が発生した時点で、架構の変形量と、パネルのせん断変形量が、急激に増加することは無い。(図6, 図7)

荷重の増加に伴って、架構の剛性の低下は若干認められるが、繰り返し載荷による耐力の低下は少ない。

また、設計荷重時においては、繰り返し載荷に対しても十分耐力を有するものと判断出来る。

3) 接合部パネル部の補強鉄筋の効果・パネル部分亀裂発生前では、各試験体共パネルせん断変形量は、補強鉄筋の相違に関係なく、同じ値となっている(図7)。

パネル部に亀裂が生ずると、各試験体のせん断変形量は、急激に増加し、その割合は A:B:C=1.16:1:0.6 となっている。

従って、亀裂発生後ではC型のパネル剛性が高いのが分り、補強鉄筋の効果が認められる。

4) 柱軸力のパネルに及ぼす影響・パネル部分の歪測定より求めたせん断応力度は、柱に軸力を導入する事によっては、ほとんど影響を及ぼさなかった。

従って、柱軸力のパネル部せん断応力度に及ぼす影響は小さいことが分った。

5) 架構の変形について・図9のようなB型試験体の

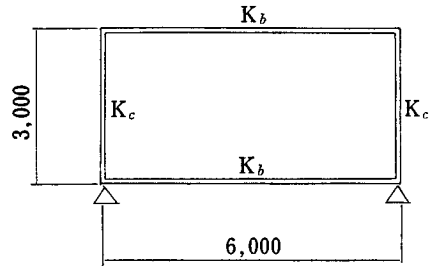


図9 架構のモデル

モデル架構で、接合部を剛として、設計荷重時の架構のせん断変形量を求めてみる。

$\tau = G \cdot \gamma$ より $\gamma = 11 \times 10^{-4}$ となりせん断変形量計算値は、 $\delta_s = 0.33 \text{ cm}$ となる。

一方実験によるせん断歪は、 $\gamma = 35 \sim 40 \times 10^{-4}$ であり、せん断変形量実験値は、 $\delta_s = 1.06 \sim 1.2 \text{ cm}$ となる。

実験値/理論値=3.15~3.65となり、架構のせん断変形量の実験値は計算値よりもかなり大きい。

4. 結 び

図6, 図7からみると接合部補強方法は、C型形式が最も剛性が高い。また、設計荷重時において接合部パネルはかなり多く亀裂が入り、幅も広くなるが、架構全体の耐力は十分に期待出来、繰り返し荷重による剛性の低下も少なく問題は無い。

ただし、パネル部亀裂発生による架構のせん断変形量が、かなり多くなるので、設計上注意をする必要があると思われる。

(昭和44年12月5日 受理)

参 考 文 献

- 1) 昭和44年8月 日本建築学会大会学術講演梗概集 松井源吾・田中輝明他(版架構接合部の実験研究1)
- 2) 昭和44年11月 日本建築学会関東支部学術研究梗概集 松井源吾・田中輝明他(版架構接合部の実験研究)