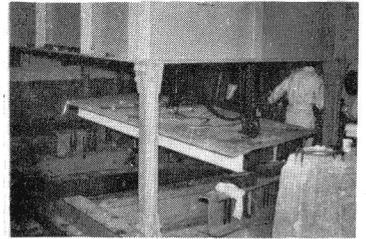


1. まえがき

本実験は3<sup>rd</sup>のコンクリート床板を有し、鋼ケタにH形鋼を用いた主ケタ・横ケタの斜角合成格子ケタについてその耐力を求め、斜角耐力におよぼす影響、又主ケタのネジリ抵抗などを考察したものである。載荷装置は右の各図に示す。ケタの斜角は90°、75°、60°、でこれらの実験ケタの中央および外側格点にそれぞれ一軸載荷を崩壊させ上昇定理による仮想変形法による崩壊荷重と比較した。

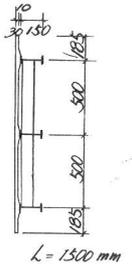
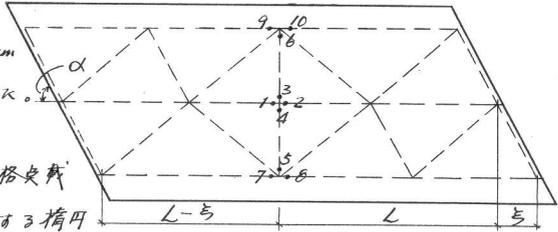
〔載荷装置〕



2. 実験ケタと実験要領

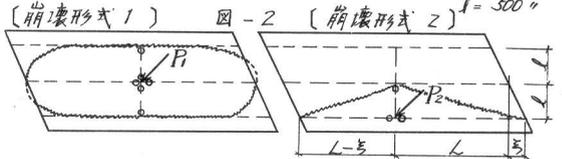
実験ケタの寸法と測定は下図に示す。数字は鋼ケタの上下フランジのストレンゲージの位置を示し、格点にはダイヤルゲージを設置した。床板のコンクリートの圧縮強度は中央格点載荷で斜角90°、75°、60°の順に $\sigma_3 = 258, 296, 264 \text{ kg/cm}^2$ であり、外側格点載荷で同様に301, 244, 339  $\text{kg/cm}^2$ である。鋼ケタの材質はSS41、降伏強度 $25 \sim 37 \text{ kg/mm}^2$ 、破断 $45 \sim 50 \text{ kg/mm}^2$ 、伸 $25 \sim 35\%$ である。

なお横ケタは非合成とし、主ケタのみに $\phi 25 \text{mm}$ 、長さ3cmの鉄筋を10cm間隔に一列に溶接し、エマルトした。



3. 崩壊荷重の計算

崩壊形式を図-2のように中央格点載荷で $L, l$ を各々長さ、短径とする楕円に沿ってコンクリート床板が崩壊すると仮定すると、下式の $P_1$ となる。又外側格点載荷では主ケタのネジリ抵抗を考慮すると降伏条件式は



$$M^2 + K T_0^2 = M_0^2 \dots \dots \dots (1)$$

(1)式でKは断面により定まる係数である。又 $M_0$ はコンクリート床板の単位当りのソ性曲モーメントである。そこでKをこの実験ケタについて求めるに、Kは全ソ性曲モーメントと全ソ性ネジリ

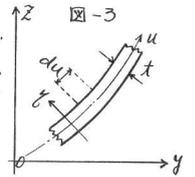
〔各斜角に対する崩壊荷重〕 ( )は実験値

	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=75^\circ$	$\alpha=60^\circ$
$P_1 = \frac{2M_0 + M_0}{L + l} + \frac{2m}{L} \left\{ \frac{L}{l} \left[ 1 - \left( \frac{l}{L} \right)^2 \right] + \frac{l}{L} \left[ 1 - \left( \frac{L}{l} \right)^2 \right] \right\} \tan^{-1} \frac{Ll^2}{2l^2} \left[ 1 - \left( \frac{l}{L} \right)^2 \right]$	20.865 (21.0)	20.897 (19.0)	20.793 (21.6)
$P_2 = \frac{2M_0}{L \left[ 1 - \left( \frac{l}{L} \right)^2 \right]} \sqrt{1 + \frac{L^2}{kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{l}{L} \right)^2 \right]} + \frac{M_0}{l} + 2m \left[ \frac{l}{L \left[ 1 - \left( \frac{l}{L} \right)^2 \right]} + \frac{L}{l} \right]$	11.489 (12.0)	11.556 (11.0)	12.120 (12.5)

モーメントの比の=乘で表わされるから図-3のようにケタ断面を薄肉と考へれば

$$K = \left[ \frac{M_0}{T_0} \right]^2 = \left[ \frac{M_0}{2 \int \chi dy dZ} \right]^2 \dots \dots (2)$$

(2)式で  $\tau_{xy} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$  ,  $z$ に $\alpha$ の降伏応力度とすければ  $\chi = \pm \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} y$  ,  $\alpha$ はネジリの応力係数である。従って

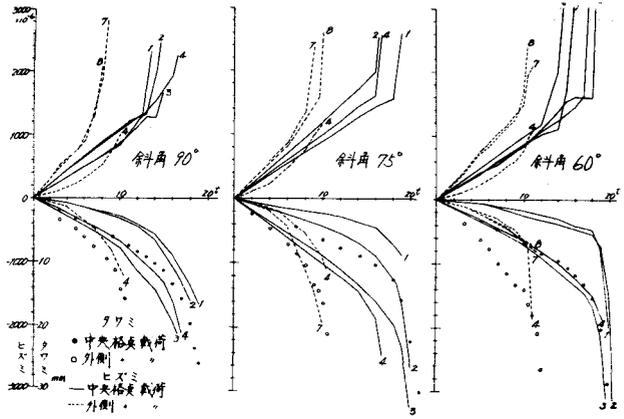


$$T_0 = 2 \int_0^{14\frac{1}{2}} \int_{\frac{1}{3}}^{\frac{1}{2}} \frac{\sigma_y}{3} y dy du \text{ とする。}$$

そこで主ヤクの全リ性曲げモーメントを算出するのにコンクリート床板と主ヤクフランジの一部とすると、 $K = 352.91$  とする。

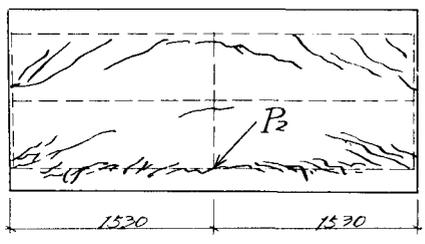
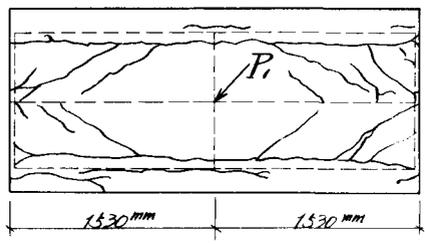
従って主ヤクの崩壊荷重のネジリ剛性の影響による増加は斜角  $90^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $60^\circ$  で各々  $7.26\%$ ,  $1.04\%$ ,  $0.68\%$  となり、殆んど無視してよい。

〔ヒズミとヤクフランジの尺測値〕 図-4



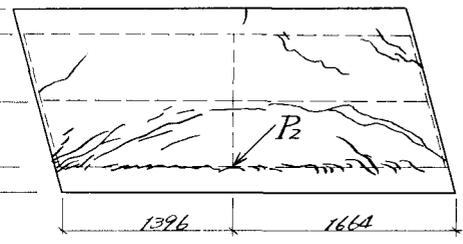
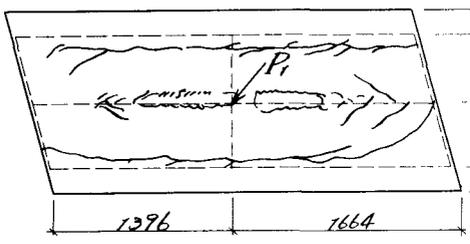
中央格突載荷  $\alpha = 90^\circ$  崩壊図

外側格突載荷  $\alpha = 90^\circ$



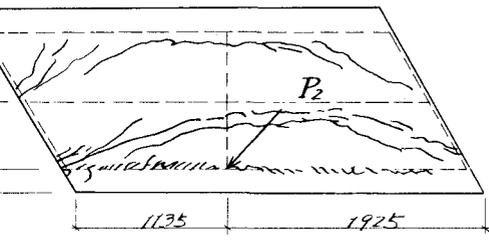
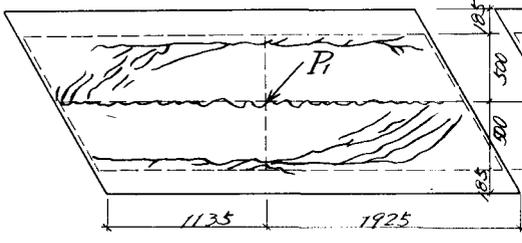
$\alpha = 75^\circ$

$\alpha = 75^\circ$



$\alpha = 60^\circ$

$\alpha = 60^\circ$



#### 4. 実験結果と考察

本実験により斜角が  $90^\circ \sim 60^\circ$  の範囲での耐力は顕著な差がないことが判明し、又H形断面の主ヤクのネジリ抵抗はコンクリート床板と合成し、かつ Lateral Bracing と入れても増加しない。崩壊形式では形式1で横ヤクのリ性ヒズミが尺測の結果、5, 6番の位置よりも7, 8, 9, 10の主ヤクのウエリ付近に発生しているようである。形式2は2. のように仮定しても問題は無いと思われる。