

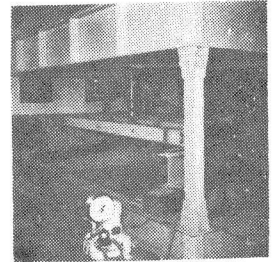
北海道開発局土木試験所

正員

井藤昭夫

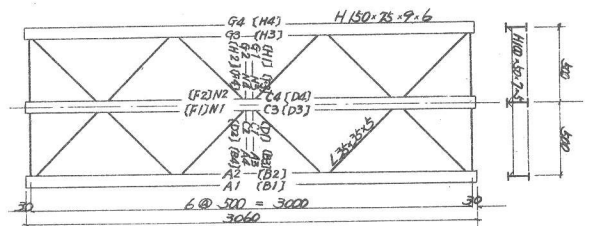
1. まえがき

H型鋼使用の三主桁一横桁を有する斜角格子桁の模型によりその最終耐力を求め斜角が耐力に及ぼす影響を考察し、桁は斜角 90° , 75° , 60° の三種で、横接合防止に $25 \times 25 \times 5$ をつけた。荷重装置は右の写真に示すジャッキ(50t)を用いた。これらの模型桁を用いて内、外桁の格点に荷重をどの程度の状態について破壊荷重と上界定理により仮想変形法により求め、実験値と比較検討を行った。



2. 模型桁と実験要領

桁の材質はSS41で降伏点 $\sigma_s \sim 37 \text{ kg/mm}^2$, 破断 $\sigma_b \sim 50 \text{ kg/mm}^2$, 伸び $25 \sim 35\%$ である。桁は各斜角につき二本ずつで各々内、外桁の格点に荷重した。測定は図1に示す位置で上下フランジ、他は上フランジにストレインゲージを接着し、各格点でダイヤルゲージにより撓みを測定した。

図1 $\theta = 90^\circ$ の模型桁と測定点

3. 崩壊形式、荷重と実験結果に対する考察

各荷重状態に対する崩壊形式と荷重は表に示すように桁の断面形状より内桁荷重で斜角 90° , 75° は形式1, 60° は形式2, 又外桁荷重では形式3を考へられ。

表 崩壊形式と崩壊荷重 () は実験値		内 桁 荷 重					外 桁 荷 重				
この 崩壊 形式 と荷重 は主桁 のネジ	崩壊 形式	1		2		3		4		5	
	荷重	$P_1 = \frac{2M_1}{L} \left(\frac{2}{1-(\frac{L}{2})^2} + 1 \right)$		$P_2 = \frac{2M_1}{L} \left(1 + 2 \frac{j}{L} \right)$		$P_3 = \frac{M_1}{L} \left(\frac{2}{1-(\frac{L}{2})^2} + 1 \right)$		$P_4 = \frac{M_1}{L} \left(\frac{2}{1-(\frac{L}{2})^2} + \frac{j}{L} \right)$		$P_5 = \frac{M_1}{L} \left(\frac{2}{1-(\frac{L}{2})^2} + 1 + \frac{j}{2L} \right)$	
	90°	17.08 (15.5)		17.40		8.54 (8.5)		8.64		10.01	
	75°	17.17 (17.0)		"		8.58 (8.0)		8.68		10.06	
	60°	17.52 (17.5)		"		8.75 (8.5)		8.86		10.23	

り剛性と無視して算出した。これらの計算で内桁荷重の場合、斜角が $\theta = \tan^{-1}(L/2)$ は崩壊形式が変化する。(今回の模型では $\theta = 61.03^\circ$) - 一方実験によれば荷重とストレンの関係は図2~4に示すように崩壊形式は内桁荷重で1, 外桁荷重で3である。そこで内桁荷重の $\theta = 60^\circ$ では形式2の崩壊荷重からであるが実験結果、形式1である。その理由は横桁取付部の溶接断面が設計より大きく割れたためと考えられる。

崩壊荷重を計算値と実験値とについて比較すると実験値が多々小さい。これはソリ性ヒンジ形成過程において横桁方向に主桁の撓みによって軸力が発生するなどのように思われる。

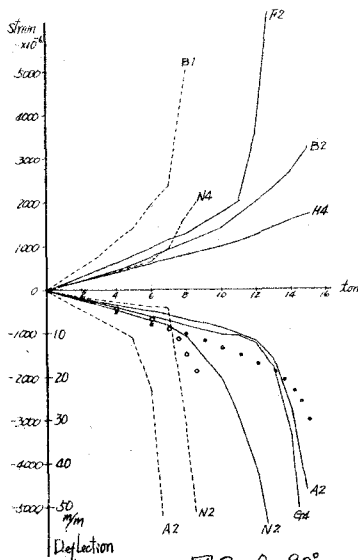


図2 $\theta = 90^\circ$

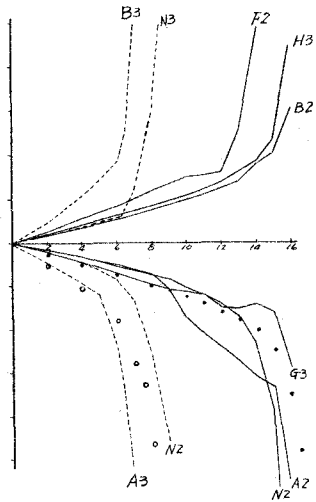


図3 $\theta = 75^\circ$

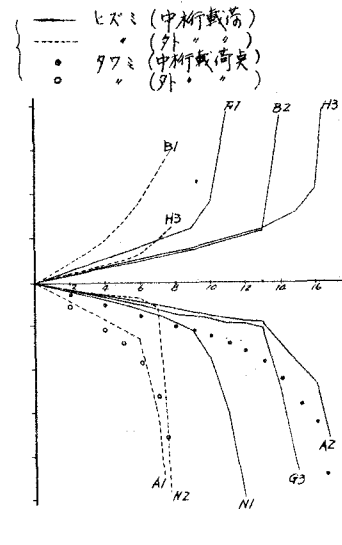


図4 $\theta = 60^\circ$

そこで軸力による生ずる曲げモーメントが全塑性曲げモーメントに及ぼす影響を計算すると次のようになる。仮定として下図のI型断面に対してウェブは P_v 、両フランジは P_H に抵抗する。

今、図Aの荷重に対して最終応力状態を図B、Cとする。なおのり降伏応力度を表す。

水平曲げモーメント M_H

$$M_H = 2\sigma_s (B - \beta) \beta t_f \quad (1)$$

垂直曲げモーメント M_v

$$M_v = \sigma_s \left\{ (d_w + t_f) (2\beta - B) t_f + d_w^2 t_w / 4 \right\} \quad (2)$$

水平及び垂直塑性曲げモーメント M_{Hp}, M_{vP}

$$M_{Hp} = \sigma_s B^2 t_f / 2 \quad (3)$$

$$M_{vP} = \sigma_s \left\{ B t_f (d_w + t_f) + d_w^2 t_w / 4 \right\} \quad (4)$$

(2), (4) 式より

$$M_H / M_{vP} = \frac{\left\{ (d_w + t_f) (2\beta - B) t_f + d_w^2 t_w / 4 \right\}}{\left\{ B t_f (d_w + t_f) + d_w^2 t_w / 4 \right\}} \quad (5)$$

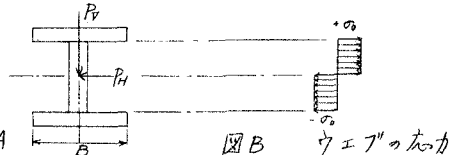
(1), (3) 式より

$$M_H / M_{Hp} = 4\beta (B - \beta) / B^2 \quad (6)$$

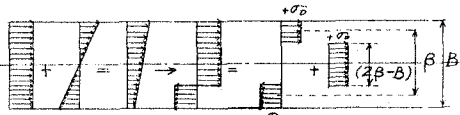
(7) 式を用いて M_H / M_{vP} を算出するのであるが M_H の値が未知なので $M_H / M_{vP} = 0.1$ とすると $M_H / M_{vP} = 0.961$ となり 3.9% M_{vP} が減少する。しかし水平力おとの程度発生するとは明確ではない。

4. 結論

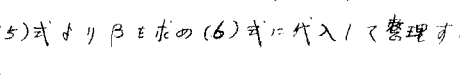
実験の結果I型断面の主桁を持ち床板のない単純桁橋では斜角が $90^\circ \sim 60^\circ$ の範囲での荷重荷重はネジリ剛性を無視した方法で算出しても妥当と思われる。又斜角の変化による影響は少ない。又横桁方向には発生すると思われる軸力による全塑性曲げモーメントの低下を考慮する必要はない。



図A



図B ウェブの応力



図C フランジの応力

(5) 式より β を求む (6) 式に代入して整理すると

$$M_H / M_{vP} = 1 - \frac{\left\{ B t_f (d_w + t_f) (1 - \sqrt{1 - M_H / M_{Hp}}) \right\}}{\left\{ B t_f (d_w + t_f) + d_w^2 t_w / 4 \right\}} \quad (7)$$

となる。なお $M_H = 0$ では $2\beta - B = 0$ 故に (6) 式より $M_H / M_{Hp} = 1$ となる。