

山留め工に関する実験研究

Experimental Study on Sheeting Material and Measurement of Earth Pressures

近 藤 伸 治*

Shinji Kondo

斎 藤 恂*

Makoto Saito

村 木 幸 春*

Yukiharu Muraki

Synopsis:

Since Kawasaki Steel Corporation recently launched into the production of large H-shapes and steel sheet piling, the said products have been enjoying a steadily increasing share in the sheeting materials market.

However, as the sheeting engineering belongs to a comparatively late development, it has various unknown factors yet to be clarified. Therefore, a series of tests were conducted by the authors to measure the earth pressure against the sheeting wall as well as to measure the strength of sheeting materials.

The test result of earth pressure measurement confirmed that the earth pressure distribution according to the conventional concept was safe enough, but it was found that the measurement method itself had room for further improvement.

The strength of the sheeting materials was observed to be generally favorable. However, considering that the test sometimes showed a value below a permissible stress, it would be advisable in case of actual designing to allow a sufficient margin to the safety ratio.

1. はじめに

建設工事における仮設工事の占める位置は、近年とみに高くなっている。したがって、仮設工事をスピーディーに、安価に、しかも永久構造物の施工が容易になされるように実施することは必須の要件であろう。

山留め工は、基礎工事においてはほとんどの場合施工されるが、同時に全体工事に与える影響が大なることも過去の事例で明らかであり、設計、

施工に当たっては慎重な配慮が望まれる。とくに、今日のように市街地や軟弱地盤での工事が多くなると、異常な荷重が作用することもあり、問題点を解明することは欠くべからざる要件と言える。

山留め工は、仮設構造物であることから問題点の十分な解明なくして使用される場合があるが、現下のような状況であれば、設計→実験→施工の手順をとることが必要であろう。このため、当社では昭和43年に水島製鉄所においてH形鋼と鋼矢板の生産を開始し、あらたに山留め材に進出した

* 本社建材開発部土木開発室

こともあって、山留め工に関する2, 3の実験を実施した。

本報告は、現在まで当社で行なった山留め壁の土圧測定、山留め材の耐荷力試験をまとめたものである。

2. 山留め工の設計法

2.1 概 要

山留め工の設計は、一般的には「建築基礎構造設計規準¹⁾」「鋼構造設計規準²⁾」の両基準に準拠して行なわれる。本試験は、この設計法との対比を考慮して実施したものである。

2.2 土圧計算

2.2.1 山留め壁に作用する土圧

山留め壁に作用する土圧は、図2.1に示すように砂地盤に対しては Terzaghi・Peck の提唱する台形分布が、粘土地盤に対しては Tschebotarioff の三角形分布が採用されている^{1),3),5),6)}。

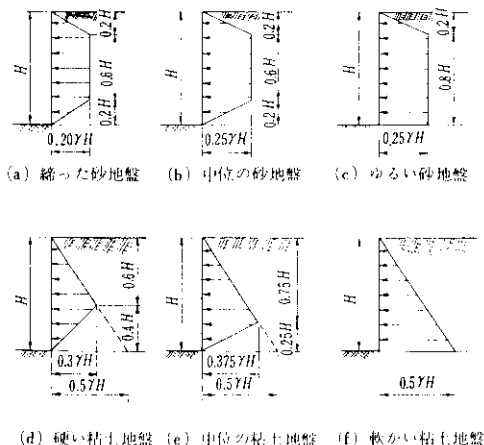


図 2.1 土圧分布

2.2.2 山留め壁の根入れ長の計算

山留め壁の根入れ長は、(1), (2)式に示す Rankine の土圧を用いて、最下段の切ばり位置に関するモーメントのつり合いから計算する。

$$p_a = (\gamma h + q) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1)$$

$$p_p = (\gamma h + q) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2)$$

ただし、 p_a : 深さ h における主動土圧強度 (t/m^2)

p_p : " 受働土圧強度 (t/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

h : 地表面からの深さ (m)

q : 上載荷重 (t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

c : 土の粘着力 (t/m^2)

したがって (3) 式が成立すれば根入れ長が決定できる。

$$M_d \leq M_r \quad (3)$$

ただし、 M_d : 最下段の切ばり位置より下の主動土圧による回転モーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)

M_r : 最下段の切ばり位置より下の受働土圧による抵抗モーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)

なお、根入れ長については、さらにヒービングおよびボーリングについても検討する。

2.3 断面計算

2.3.1 山留め壁の計算

山留め壁は、図2.2に示すように腹起し位置

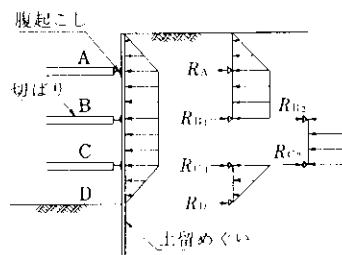


図 2.2 山留め壁の計算

を支点とする単純ばりとして計算し、(4)~(7)式により検討する。ただし、一段切ばりより上部の山留め壁は、図2.3に示すように $h_1 + Eh$ を長さとする片持ばりとして計算する。

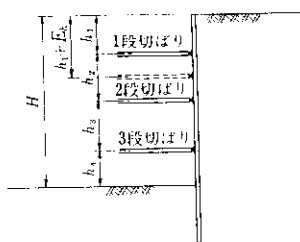


図 2-3 山留め壁の計算 (1段切ばりより上部)

(1) 曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \leq \sigma_{ba} \quad (4)$$

ただし, σ_b : 曲げ応力度 (kg/cm^2) M : 曲げモーメント (kg/cm) Z : 断面係数 (cm^3) σ_{ba} : 許容曲げ応力度 (kg/cm^2)

許容曲げ応力度 σ_{ba} は (5) 式, (6) 式で計算し, 大きい方をとる。ただし, 許容引張応力度 ($\sigma_{ta} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$) を越えることはできない。

$$\sigma_{ba} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{l_f/r_f}{kA^2} \right\} \cdot \sigma_Y \quad (5)$$

$$\sigma_{ba} = \frac{1,350}{\left(\frac{l_f \cdot h}{A_f} \right)} \quad (6)$$

ただし, σ_Y : 許容応力度 ($= 2,400 \text{ kg/cm}^2$) l_f : 圧縮フランジの支点間距離 (cm)

r_f : 圧縮フランジとはりの高さの $1/6$ からなる T 形断面のウェブ軸まわりの断面 2 次半径 (cm)

 h : はりの高さ (cm) A_f : 圧縮フランジの断面積 (cm^2)

$$k = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$$

ただし 2.3 以下

M_2, M_1 : それぞれ座屈区間端部における小さい方および大きい方の強軸まわりの曲げモーメント。 (M_2/M_1) は単曲率の場合正, 複曲率の場合負とする。区間中間のモーメントが M_1 より大きい場合は $k=1$ 。

 A : 限界細長比

$$A = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_Y}}$$

 E : ヤング係数 (kg/cm^2)

(2) セン断応力度

$$\tau_s = \frac{Q}{h \cdot t} \leq \tau_{sa} \quad (7)$$

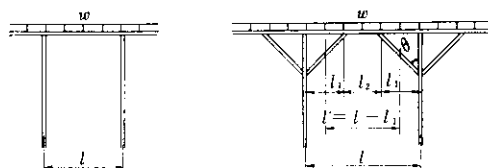
ただし, τ_s : セン断応力度 (kg/cm^2) Q : セン断力 (kg) t : はりのウェブ厚さ (cm) τ_{sa} : 許容せん断応力度 ($= 1,350 \text{ kg/cm}^2$)

2-3-2 腹起こしの計算

腹起こしに作用する荷重は, 山留め壁の反力を合計したもので次のようになる (図 2-2)。

A 点 $w = R_A$ B 点 $w = R_{B1} + R_{B2}$ C 点 $w = R_{C1} + R_{C2}$

腹起こしは, 図 2-4 における l, l' をスパンとする単純ばりで曲げモーメントおよびせん断力を計算し, 山留め壁と同様に (4) ~ (7) 式で検討する。



(a) 火打ばりのない場合

(b) 火打ばりのある場合

図 2-4 腹起こしと火打ばりの計算

2-3-3 切ばりの計算

切ばりは次式により設計する。

$$\frac{N}{A} = \frac{wl}{A} \leq \sigma_{ca} \quad (8)$$

ただし, N : 切ばりに加わる軸力 (kg) A : 切ばり材の断面積 (cm^2) σ_{ca} : 許容圧縮応力度 (kg/cm^2)許容圧縮応力度 σ_{ca} は (9) 式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \lambda \leq A \sigma_{ca} &= \frac{1.5 \sigma_Y \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{A} \right)^2 \right\}}{\nu} \\ \lambda > A \sigma_{ca} &= \frac{0.277 \sigma_Y}{\left(\frac{\lambda}{A} \right)^2} \times 1.5 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ただし, λ : 細長比

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{A} \right)^2$$

細長比は(10)式で計算し、値は250以下とする。

$$\lambda = \frac{l_{er}}{r} \quad (10)$$

ただし、 l_{er} ：座屈長さ (cm)

r ：座屈軸についての断面2次半径 (cm)

座屈長さ l_{er} は次のように定めおのおの長い方で計算する。

(1) 火灯ばりのない場合

鉛直方向：腹起こしと支柱，または支柱間距離
水平方向：腹起こしと切ばり交点，または切ばり交点間の距離

(2) 火灯ばりのある場合

鉛直方向：腹起こしと支柱，または支柱間距離
水平方向：火灯ばり交点と切ばり交点間距離

2-3-4 火灯ばりの計算

火灯ばりが受ける荷重の範囲を $\frac{1}{2}(l_1 + l_2)$ と定めると(図 2-4)，軸力は(11)式により計算される。

$$N = \frac{1}{2}(l_1 + l_2)w \sec \theta \quad (11)$$

ただし、 N ：火灯ばりの軸力 (kg)

θ ：火灯ばりと切ばりのなす角度 (度)

応力度の検討は、切ばりと同様に(8)～(10)式で行なう。座屈長さは $l_{er} = l_1 \operatorname{cosec} \theta$ とする。

3. 山留め壁の土圧測定

3-1 概 要

山留め壁に作用する土圧は砂地盤の場合、一般には Terzaghi・Peck が提案している台形分布土圧(図2-1)で計算されている。それはこの台形分布が数多くの土圧測定データの包絡線を簡略化した形状のため壁体に関しては十分安全な設計であるといわれているためである。

今回の土圧測定は Terzaghi・Peck の土圧分布によって行なう山留め壁の設計法について、その安全性を確認することを主目的として実施するもので、測定する方法としてはボーリング孔に土圧計を埋設して、壁体に作用する土圧を直接測定する全く新しい方法を採用した。

なお、土圧分布の理論値としては Terzaghi

Peck のほかに Rankine の三角形土圧分布も計算して測定値と比較した。また、土圧計による測定値は水圧を含んだ全土圧であるから、その測定値から水圧を差引いた有効土圧を求め、それと理論値とを比較したが、このときの水圧は土圧計埋設付近に掘った水位測定孔で測定した水位より求めた。

実験は、名古屋市交通局地下鉄2号線(名城線)の港明町工区で実施した。この地区の地盤状況は、図 3-1 に示すようにほぼ砂地盤であるが、中間部に厚さ約 3 m の粘土層を含んでいる。

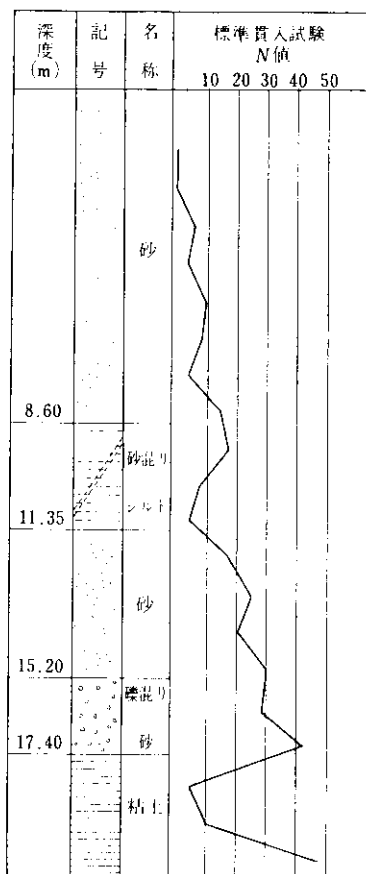


図 3-1 ボーリング結果 (港明町工区)

3-2 測定方法

3-2-1 土圧および水位測定

土圧は図 3-2、3-3 に示すように鋼矢板のすぐ

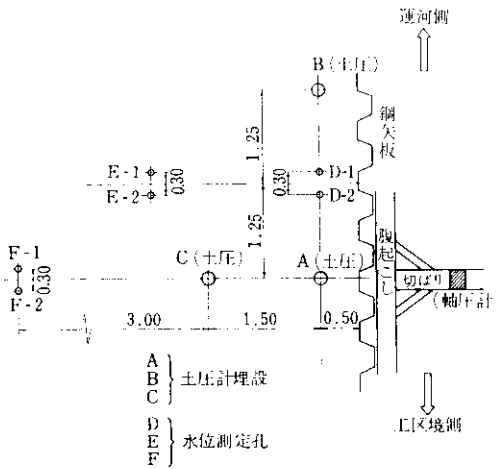


図 3.2 測定箇所平面図



写真 3.1 土圧計の埋設

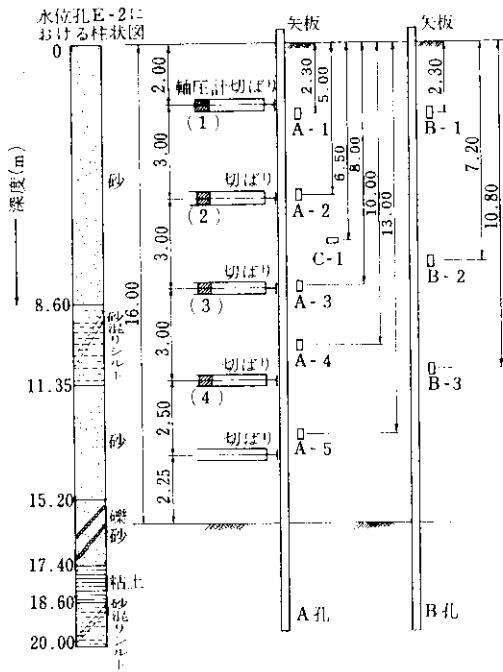


図 3.3 土圧計埋設位置断面図

背後の A, B, C 3ヶ所に穴を掘り、その孔内へ水平土圧測定用のもの 8ヶ (A孔に 5ヶ, B孔に 3ヶ) と鉛直土圧測定用のもの 1ヶ (C孔) 合計 9ヶの土圧計を埋設して測定した。

土圧計の埋設はまず直径 250mm のボーリング孔をせん孔し、その周囲の土砂をケーシングパイプで押さえ、つぎにその孔内へ写真 3.1 に示すように土圧計をおろしてケーシングパイプを引抜き

ながら、所定の位置にセットし、最後に土圧計の上へ土砂を埋戻すという方法で行なった。

土圧計は受圧板直径 150mm, 厚さ 23mm の箔ゲージを内蔵したもの (SP-150 昭和測器製作所) を使用した。

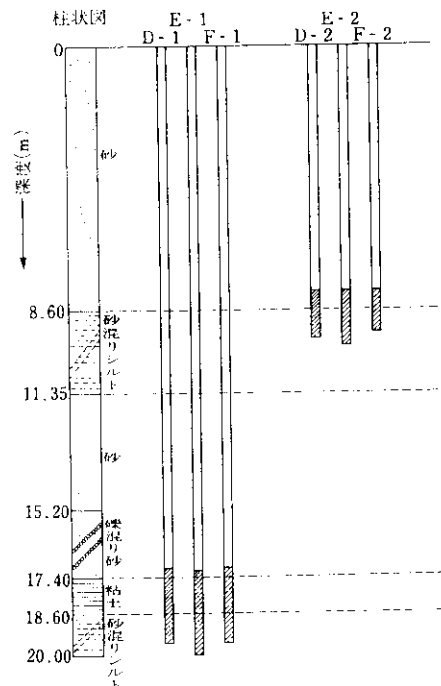


図 3.4 水位観測孔断面図

また水位は図3・2に示すように土圧計を埋設した付近に直径80mmのボーリング孔を掘って測定した。その孔内には下端部にスリットをもうけた塩化ビニール製のパイプをそう入した。測定孔の数は図3・4に示すように中間に不透水性の粘土層があるため、その粘土層より上部の水位を測定するもの3本と下部の水位を測定するもの3本の合計6本とした。水位は測定孔の中へ先端に2ヶの端子をつけたコードを降ろし、その端子間に電流が流れたときのコードの長さを読みとるという方法で測定した。

3・2・2 軸圧測定

切ばりの軸圧は最大200tの油圧式軸圧計によって測定した。軸圧計を設置した切ばりは図3・2、3・3に示すように土圧計埋設地点に最も近い位置にある第1段から第4段までの切ばりとした。

なお軸圧計の取付けにあたっては約5tのプレロードを与えた。

3・3 測定結果と考察

3・3・1 水平土圧測定結果と理論値の比較

土圧計による測定値は全土圧を示しているので、全土圧から水压を引いて有効土圧を求め理論値と比較した。図3・5に水位観測結果から求めた

水压分布を示す。水压分布が途中で曲折しているのは中間にある粘土層の影響があるためである。すなわち、図中ABは上部砂層の水压分布で、CP₂は下部砂層の水位から求めた水压分布である。BCは粘土層内で直線的に変化するものとし

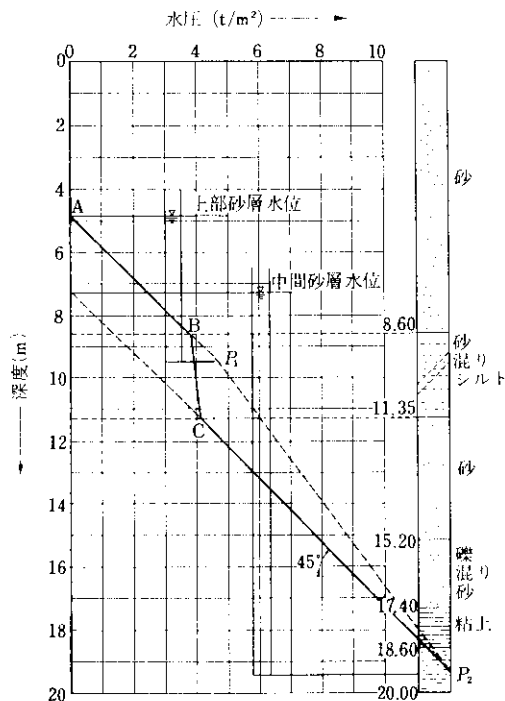


図3・5 水压分布図

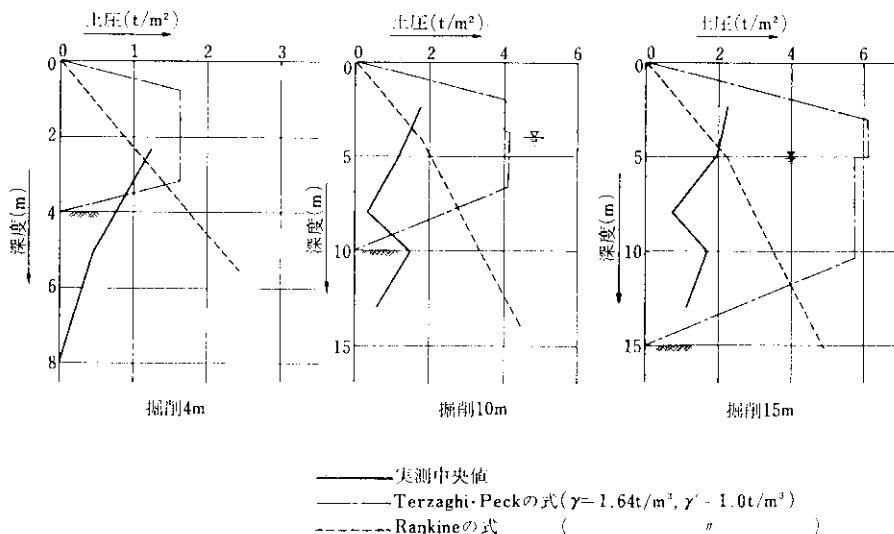


図3・6 理論値と実測値の土圧分布

てB点とC点を結んだ線である。

理論値としては Terzaghi・Peck と Rankine を考えたがその理論計算において土の単位体積重量は地下水位より上で $\gamma=1.64\text{t/m}^3$ 、地下水位以下で $\gamma=1.00\text{t/m}^3$ とした。また、内部摩擦角は $\phi=35^\circ$ とした。これらの値は測定箇所のボーリング結果および実験室で行なった突固め試験から求めた。

図3・6は山留め壁内部の堀削深さが4.0m, 10.0m, 15.0mのときの土圧分布を示す。図3・7は測定期間中で最も深くなった昭和45年7月19日、堀削深さ15.5mの土圧の実測値をプロットしたものである。なお、図3・6の Rankine の理論計算値は簡略化して中間の粘土層を無視し、すべて砂地盤として求めた土圧分布である。

図3・6、3・7より次のことが判明した。

(1) 土圧の実測値は常に Terzaghi・Peck の理論値より小さく、特に壁体上部においてその差が大きい。

(2) B孔の測定箇所は土圧計が1ヶ故障したため2箇所だけとなったが、その実測値は Rankine の土圧と比較的近似した値を示した。

(3) A孔とB孔との土圧の実測値に大きな差が見られる。これは埋戻し土の密度、埋設地点の土質、間げき水圧などの違いによるものと考えられる。

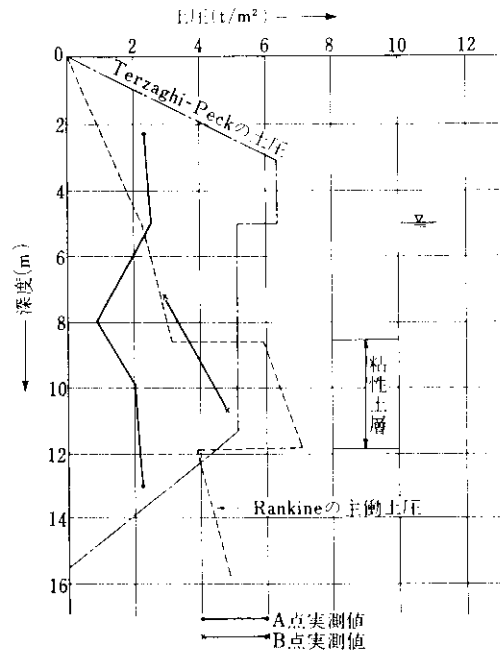


図3・7 理論値と実測値の土圧分布
(昭和45年7月19日現在)

3・3・2 鉛直土圧測定結果

鉛直土圧の測定は、今回の土圧測定実験において土圧計を埋設するという全く新しい方法を採用したため、その測定方法の妥当性を確かめる意味も含めて実施した。鉛直土圧の実測値と堀削深さとの関係を示すと図3・8のようになる。

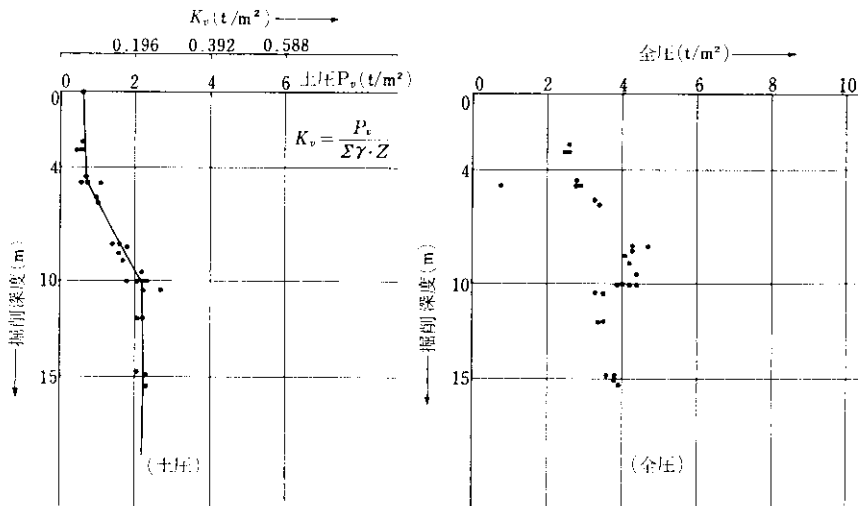


図3・8 鉛直土圧実測値と掘削深さの関係

図 3・8 において実測値 P_0 と土載荷重 γh (h : 深さ) の比 K_0 を併記したが、堀削当初は $K_0=0.05$ で堀削途中から $K_0=0.20$ となった。堀削が終了した時点でも $K_0=0.20$ すなわち P_0 は γh の $1/5$ 程度で非常に小さいことがわかる。これらの原因としては土圧計埋設後、埋戻した土と周辺の土との間の摩擦力の作用⁴⁾、埋戻し土と周辺土の密度の違いなどが考えられる。

以上のことからボーリング孔を掘って土圧、特に鉛直土圧を測定する方法はまだ未確認の問題が残っているようだ。

3・3・3 軸圧測定結果と土圧測定結果の比較

全土圧の実測値と Terzaghi・Peck の理論土圧を Terzaghi 法および $1/2$ 分割法で軸圧値に変換し、軸圧の実測値と比較した。ここに Terzaghi 法とは、図 3・9 のように切ばり支点および堀削底面で

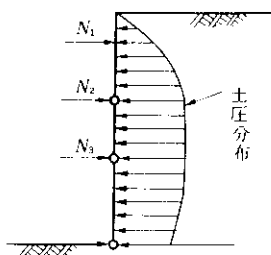


図 3・9 Terzaghi 法

鋼矢板にヒンジを想定して解く方法であり、 $1/2$ 分割法とは図 3・10 のように切ばり間隔を 2 等分して軸圧を求める方法である。

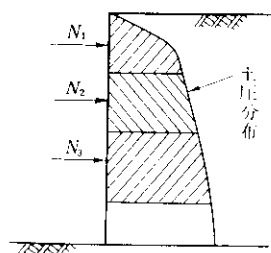


図 3・10 $1/2$ 分割法

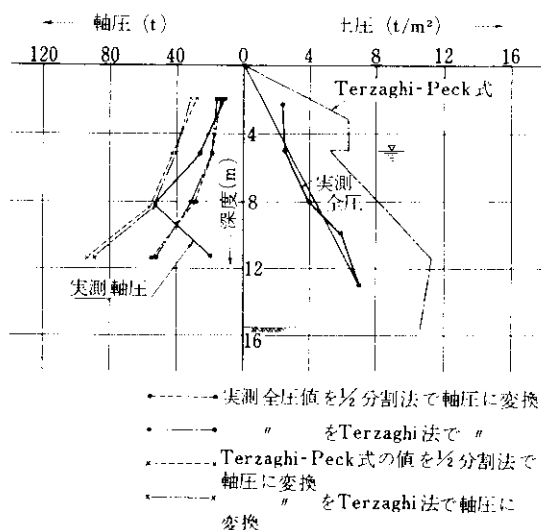


図 3・11 実測軸圧値と変換軸圧値の比較

図 3・11 に堀削深さ 15.5m のときの実測全土圧値と Terzaghi・Peck の水圧を考慮した土圧とを軸圧値に変換した結果を示す。

この図より次のことがわかる。

(1) Terzaghi 法で求めた軸圧と $1/2$ 分割法で求めた軸圧とはほとんど差がない。

(2) 実測全土圧値から変換した第 1 段、第 2 段の切ばり軸圧と実測軸圧とは比較的よく近似しているが、3 段切ばりは実測軸圧が大きく、4 段切ばりでは逆になっている。これは 3 段切ばりでは隣接切ばりとの荷重分担のアンバランス、4 段切ばりでは堀削底面以下の受働土圧が第 4 段切ばり付近の土圧を分担したためと考えられる。

(3) Terzaghi・Peck の土圧から軸圧を計算した値はどの切ばり位置でも実測軸圧より大きい。したがって Terzaghi・Peck の土圧で切ばりを設計しても十分安全であることがわかる。

なお鉛直土圧の測定結果が土載荷重に比べ非常に小さかったことから、水平土圧の測定結果についても埋戻し土と周辺砂との摩擦力などの影響で実際より小さいのではないかと懸念される。この点を考えて、軸圧の実測値や理論値との対比をみるとそれほど大きな差がみられないことがわかる。したがって水平方向土圧に関しては土圧計埋設の影響は少ないと考えられる。

3.3.4 ま と め

以上本測定実験の結果から土圧の実測値と理論値との比較、土圧測定法などについてまとめると次のようになる。

(1) 土圧の実測値と従来から設計に用いられている Terzaghi・Peck の提案式とを比較した結果、実測値は Terzaghi・Peck の値よりもかなり小さい。このことは設計計算で Terzaghi・Peck の台形分布土圧を使用しても十分安全であることを示している。

(2) 土圧の実測値から Terzaghi 法と $\frac{1}{2}$ 分割法で軸圧を計算したが、その結果は両者の間にほとんど差がなかった。すなわち、従来主として用いられている Terzaghi 法で設計した切ばり断面は計算法の違いによって危険となることはないことがわかった。

(3) Terzaghi・Peck の土圧を軸圧に変換した値は実測軸圧よりも大きい値を示した。しかしながら第3段の軸圧の実測値からもわかるように隣接した切ばり間で大きな差が生じる場合がある。すなわちアンバランスに土圧を受けもつ場合である。そのため切ばりの施工にあたっては、1ヶ所の切ばりに荷重が集中しないよう配慮するとともに設計にあたって十分な安全率を考える必要があるようだ。

(4) 今回の土圧測定ではボーリング孔を掘って土圧計を埋設するという全く新しい方法を採用したが、水平方向土圧の実測値は理論値、実測軸圧値との対比から比較的妥当な値を得たにもかかわらず、鉛直土圧の実測値は非常に小さい値となった。このことは埋戻し砂と周辺砂との摩擦力、埋戻し砂と周辺砂の密度の差などが鉛直方向の土圧に大きな影響を与えたためと考えられる。また水平土圧の実測値にしてもA孔、B孔との間でかなりの差がみられることなどを考えて、今回採用した測定法はまだ検討を要する点が残っている。

4. 山留め材の耐荷力試験

4.1 概 要

山留め材はH形鋼を加工した主材と、主材を組立てる付属部品で構成されている。

主材は、山留め架構をプレハブ化するため、各種の定尺物が用意されとともに、H形鋼の上下フランジ面の2列に一定間隔でボルト穴があげられている。このボルト穴を利用して主材相互を接合し、外圧に抵抗するものである。また、付属部品は主材あるいは主材相互を固定、接合するものである。

山留め工は、このようにボルト接合によって組立てられた構造体であるため、接合部が設計上の仮定を満足しうるものかどうかが重要な課題となる。しかし、これらの課題に関する実験データは少ない現状から、本試験では実際に使用されている山留め材を用いて以下に示すような各種耐荷力試験を計画し、山留め材の安全性を確認するとともに設計、施工上の留意点を見出すことを目的とした。

試験項目は次のとおりである。

- (1) 軸方向圧縮試験
- (2) 曲げ試験
- (3) 腹起こし、切ばり仕口部支圧試験
- (4) 火打ばり接合部試験

実験場所は、4.2の部材試験および4.3.1の $\theta = 45^\circ$ の試験は日本大学生産工学部、4.3.2の $\theta = 30^\circ$ の試験は当社鋼構造研究所である。

4.2 部材試験

4.2.1 軸方向圧縮試験

(1) 試験体

試験体は図4.1に示すようにH-300×300×10×15のH形鋼で、単材と中央に接合部を持つ継手材である。長さは両方とも1.5mである。継手材は、カバープレートをフランジの両面に当て、22mmφのボルトで接合している。

なお、試験体は表4.1に示すようにSS41材で

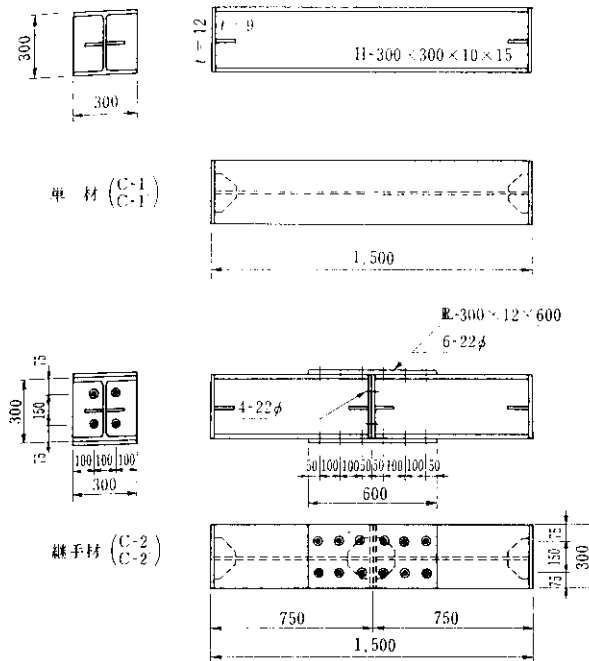


図 4-1 軸方向圧縮試験体

ある。

表 4-1 試験片の引張試験結果

降 伏 点 (kg/cm ²)	引 張 強 さ (kg/cm ²)	伸 び (%)
2,800	4,500	43

(2) 試験方法

図 4-2 に示すように、500 t アムスラー型試験機によって軸方向荷重を加え、ダイヤルゲージにより変位を測定した。

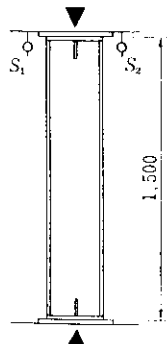


図 4-2 荷重方法

(3) 試験結果と考察

圧縮試験の結果を表 4-2 に示す。強度は表 4-1 に比べて降伏強度、破壊強度ともにか

表 4-2 圧縮試験結果

試験体 種 類	記号	降 伏 強 度		破 壊 強 度	
		荷重 (t)	応 力 (kg/cm ²)	荷重 (t)	応 力 (kg/cm ²)
単 材	C-1	240	2,290	300	2,860
	C-1'	240~260	2,290 ~2,480	307	2,930
継手材	C-2	260~280	2,480 ~2,665	359	3,410
	C-2'	260~280	2,480 ~2,665	328	3,125

注 (1) 断面積はボルト穴を差引き 104.8cm² として応力度を計算した

(2) 降伏強度が明瞭でないものはその大体の範囲を示した

り下回っている。破壊強度は、試験片の引張強度に比べて単材 (C-1, C-1') で約65%、継手材 (C-2, C-2') で約70~75%に減少している。また、降伏強度は単材で82~89%、継手材で89~96%に減少している。これは写真 4-1 に示されるようなフランジとウェブの局部座屈によるものと思われる。試験体の端板やリブは、局部座屈を防止するのに有効であるため、継手材は単材よりも降伏強度、破壊強度とも高い結果を示している。



写真 4-1 局部座屈による破壊

一方、(9)式により短期許容応力度を計算すると、

$$\sigma_{ca} = \frac{1.5 \cdot \sigma_T \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{A} \right)^2 \right\}}{\gamma}$$

$$= \frac{1.5 \times 2400 \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{20}{120} \right)^2 \right\}}{1.519}$$

$$= 2344 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

単材では、SS41の降伏点および上記 σ_{ca} より若干下回った値を示している。したがって、実験結果より判断した場合、実際の設計においては許容応力を限界までとると安全率が1.0以下になることもあるので注意する必要がある。

4.2.2 曲げ試験

(1) 試験体

試験体は図4.3、図4.4、図4.5に示すH-300×300×10×15のH形鋼で、長さは4.5mである。

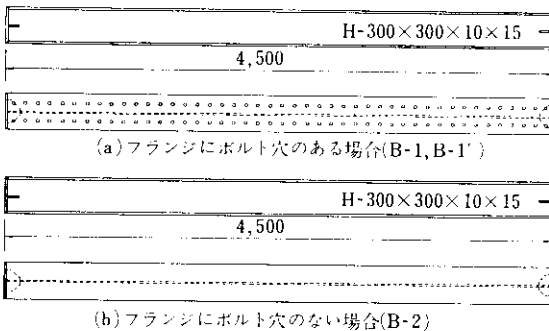


図 4.3 曲げ試験体 (単材)

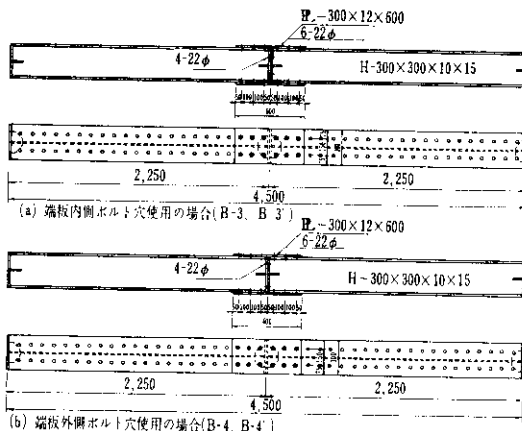


図 4.4 曲げ試験体 (継手材)

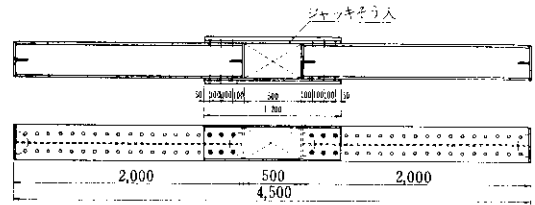


図 4.5 曲げ試験体 (ジャッキを用いた継手材, B-5, B-5')

単材はボルト穴のある試験体2体と穴のない試験体1体である。継手材は図4.4に示すように、2.25mの長さのH形鋼を突合せ、カバープレートフランジ両面に当てて接合したもので、端板の8個の穴の内側の4個の穴をボルト締めした試験体(図4.4(a))2体と、外側の4個の穴をボルト締めした試験体(図4.4(b))2体である。

さらに、図4.5に示すように長さ2.00mのH形鋼を2本用い、中央部0.50mにジャッキをそう入してプレロード状態にしたものも2体用意した。

(2) 試験方法

試験方法は、図4.6に示すように支点間距離4.00mで中央に2.00mの間隔をもつ2点集中荷重により載荷した。たわみはダイヤルゲージにより図示の各点で測定した。曲げはいずれも断面の強軸まわりのものである。

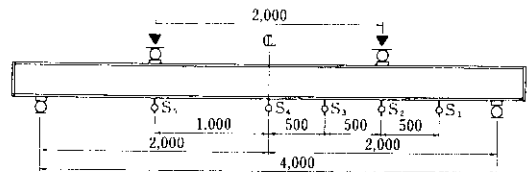


図 4.6 曲げ試験方法

(3) 試験結果と考察

試験結果を図4.7に示す。これらの各場合の降伏、最大荷重、曲げモーメントをまとめたものが表4.3である。単材に比べて継手材は曲げ耐力が著しく低く、また変形もきわめて大きい。単材では、フランジにボルト穴がある場合は、穴の無い場合と比べると曲げ耐力、剛性ともにわずかに劣っている。これは、ボルト穴による断面欠損が原因と考えられる。

図4.7に示した設計値は、設計に用いられてい

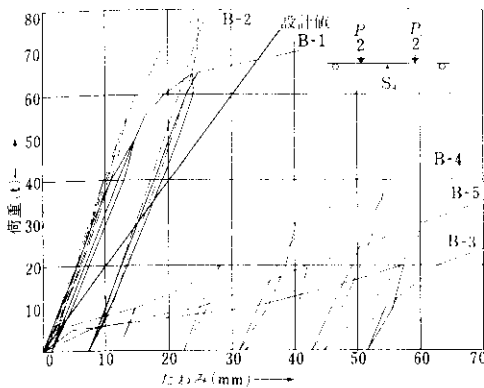


図 4-7 荷重-たわみ曲線図

表 4-3 曲げ試験結果

試験体の種類	降伏		最大	
	荷重(t)	曲げモーメント(t・m)	荷重(t)	曲げモーメント(t・m)
B-1	約 57	約28.5	71. 6	35.8
B-1'	約 61	約30.5	76. 3	38.2
B-2	約 75	約37.5	82. 5	41.3
B-3	約 5	約 2.5	43.35	21.7
B-3'	約 5	約 2.5	43. 5	21.8
B-4	約 5	約 2.5	53. 0	26.5
B-4'	約 5	約 2.5	45. 0	22.5
B-5	約 5	約 2.5	49.15	24.6
B-5'	不明確	不明確	48. 6	24.3

る(4)式の断面係数すなわちボルト穴の断面積を控除したものであるが、単材でフランジボルト穴ありの実験値(B-1, B-1')よりも小さいことから考えて、かなり剛性を低く評価した安全側の値と言える。

継手材の曲げ耐力は、B-3, B-4を比較した場合ボルト穴が外側にあるほど(B-4, B-4')大きい。したがって、実際の現場におけるボルト締めでも、外側のボルト穴を使用するのが望ましい。

中間にジャッキをそう入した継手材(B-5, B-5')は、ジャッキによってプレストレスが加えられているため、継手材で外側のボルト穴を使用した場合(B-4, B-4')に匹敵する程度の耐力をもっている。

変形性状、降伏性状から見た場合、継手材は

単材に比して剛性が著しく劣っている。さらに継手材(B-3, B-4, B-5)だけを比較すると、耐力にはほとんど差がなく、低い値を示している。

中ボルトで接合し、仮設材としての繰返し使用を考えてボルト穴を大きくあけた山留め材では、初期の変形がかなり大きくなり、初期剛性が落ちることは避けられないことと思われる。しかし、ある程度の変形後には剛性の上昇しているのがみられる。高力ボルトを使用して摩擦接合とすれば、初期剛性も上昇するであろう。

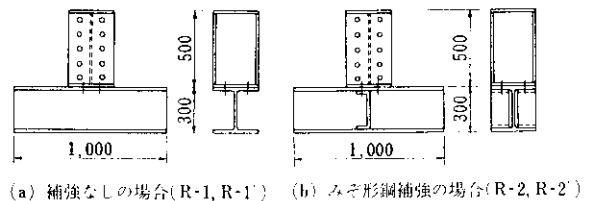
また、降伏荷重をこえた後の除荷による残留変形は、いずれの場合にも継手材が単材よりきわめて大きい。これらの変形が元たわみとなって、圧縮力による山留め材の座屈荷重の減少や座屈崩壊をもたらすことのないよう注意する必要がある。

これらの結果から、曲げを受ける腹起こしの接合には、ボルト数を24個から32個に増すこととした。しかしながら、実際の場合は極力接合部が曲げを受けないように計画する必要がある。

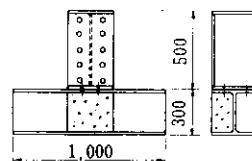
4.2.3 腹起こし、切ばり仕口部支圧試験

(1) 試験体

試験体は、図 4-8 に示すような長さ 1.0m の H 形鋼の中央の片側フランジに、長さ 50cm の H 形鋼をボルト締めしたもので、図のように補強のないもの、コンクリートで補強したもの、みぞ形鋼で補強したものの各 2 体である。



(a) 補強なしの場合(R-1, R-1') (b) みぞ形鋼補強の場合(R-2, R-2')

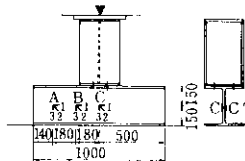


(c) コンクリート補強の場合(R-3, R-3')

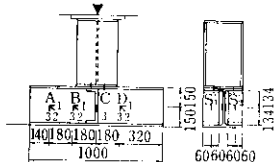
図 4-8 腹起こし、切張り仕口部の補強効果に関する試験体

(2) 試験方法

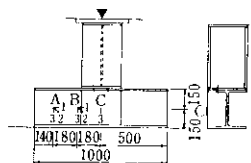
図4・9に示すように、腹起し側をベツ上に置き切り側から軸方向力を加えた。腹起し側のウェブには図示の位置にペーパーストレーンゲージを張付け、また補強用みぞ形鋼およびコンクリート表面にも同様にゲージを張付けてひずみを測定した。



(a) 補強材なしの場合 (R-1, R-1')



(b) みぞ形鋼で補強した場合 (R-2, R-2')



(c) コンクリートで補強した場合 (R-3, R-3')

図 4・9 載荷法およびひずみ測定位置

(3) 試験結果と考察

図4・10～図4・12に、各試験体の荷重 $P=100\text{ t}$ でのひずみ測定値を主ひずみに修正して示した。

荷重に若干の偏心が見られる場合もあるが、図のような支持条件では、圧縮力がウェブで広がるのが見られる。補強のない場合の荷重 100 t は、終局状態に近い(表4・4)が、補強材を入れると補強材の効果が現われ始めた程度の荷重値であるため、各試験体ともそれほど大きな差異はない。

表4・4に各試験体の終局荷重を示すが、補強材のあるものは、補強材のない場合より終局荷重において約75%の増加がみられる。また、補強をす

る場合でも、コンクリートを詰める方法とみぞ形鋼をはめ込む方法では、強度に差はみられない。

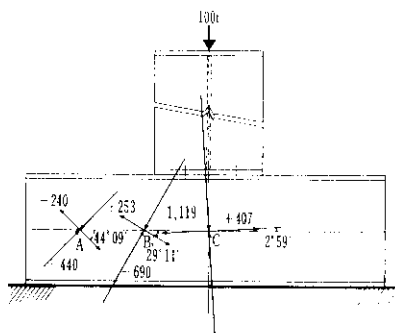


図 4・10 主ひずみおよびその方向(R-1)

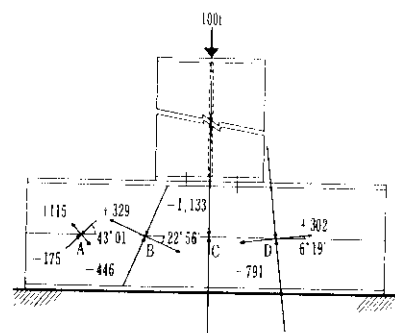


図 4・11 主ひずみおよびその方向(R-2)

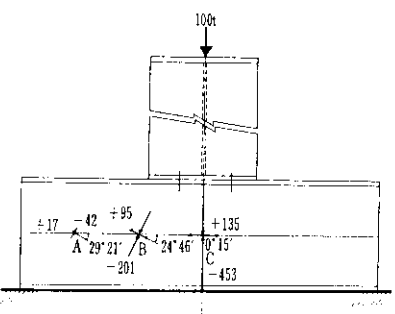


図 4・12 主ひずみおよびその方向(R-3)

表 4・4 仕口部支圧試験結果

試験体の種類	最大荷重(t)
R-1	117.7
R-1'	123.8
R-2	190.0
R-2'	231.0
R-3	215.0
R-3'	210.0

図4-13、図4-14には、補強材の効果をみるために荷重～ひずみ（ウェブ中央部）曲線を示した。

図4-13に示すように、みぞ形鋼で補強した場合には、荷重が100～110 tまでは補強材にはひずみが生じていない。しかし、この値を過ぎると急激に補強材のひずみが増加し、母材のウェブのひずみの増加は少なくなる。これは、母材の方が座屈によって荷重を負担しなくなるためであろう。補強材と母材が密接に一体化しなくても、この荷重値あたりから補強効果が発揮され、終局荷重を大きくすることがわかる。

図4-14のコンクリートによる補強の場合には、

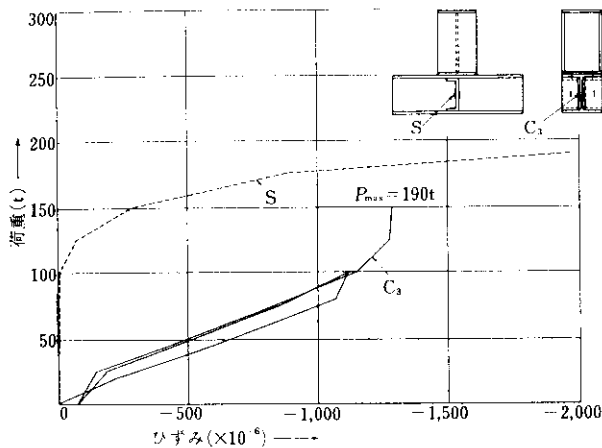


図 4-13 中央部ウェブの荷重—ひずみ曲線(R-2)

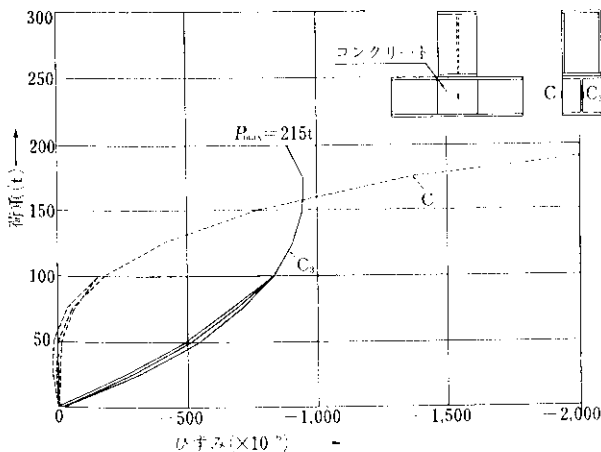


図 4-14 中央部ウェブの荷重—ひずみ曲線(R-3)

荷重50 t程度から補強効果が次第に現われ始めるが、最終強度はみぞ形鋼の補強の場合と同様である。ただし、コンクリート詰めの場合、コンクリートの打設後すぐには強度が高まらないことに注意しなければならない。

以上の結果から、ウェブに補強した場合は、 $P=140\sim145$ t の荷重を許容荷重としても良いと思われる。また、補強方法は従来のコンクリート詰めでもみぞ形鋼でも良いことが判明した。

4.3 火打ばり接合部試験

4.3.1 $\theta=45^\circ$ の試験

(1) 試験体

試験体は図4-15に示すように、実際の現場に適用可能である H-300×300×10×15 を用いて組立て、支持材についても、親ぐいを想定して同様のH形鋼を使用した。

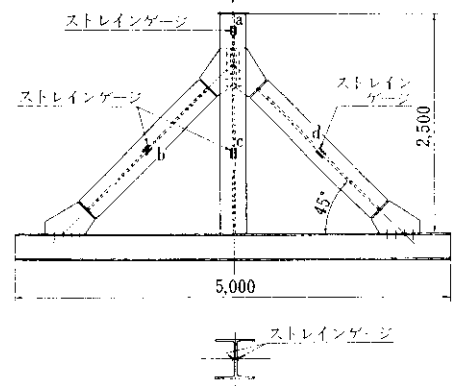


図 4-15 Type 1～4 試験体

また、実際の現場では親ぐいの位置が不明瞭であることから、図4-16のように種々支持方法を変えてみた。試験体には、火打ばりと切ばりの応力を測定して荷重分担率を出すため、ひずみゲージを a, b, c, d の4箇所に張付けた。

(2) 試験方法

試験は 500 t アムスラー型試験機により、図4-16における各タイプについて $P_{max}=80$ t まで載荷し、a, b, c, d 4 点の応力を測定した。

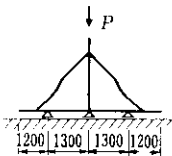
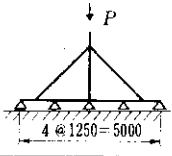
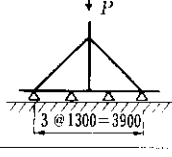
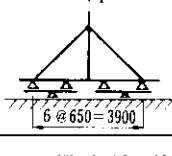
試験体記号	試験体略図	構造条件	支持条件
Type 1		普通ボルト ジャッキア ップなし	3点支持
Type 2		"	5点支持
Type 3		"	4点支持
Type 4		"	4点→2点支持

図 4-16 試験体の種類

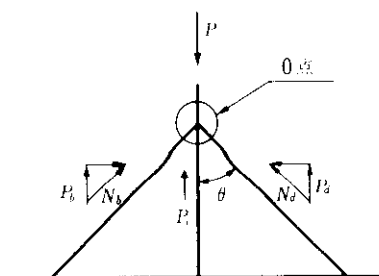


図 4-17 火打ばりと切ばりの荷重分担

ここで、 P_b 、 P_c 、 P_d はおののおの火打ばりと切ばりの軸力に対する鉛直成分であり、この鉛直成分を載荷重 P に対するおののおの荷重分担とする。Type 1～Type 4 までをひずみの実測値にもとずいて (12) 式により計算した結果を表 4-5 に示す。表 4-5 において比率とは、 $P_b + P_c + P_d = 100\%$ とした場合の火打ばりと切ばりの荷重分担率である。

(11) 式および図 2-4 では、火打ばりの分担すべき荷重を $\frac{1}{2}(l_1 + l_2)$ と定めているが、これは $l_2 = 0$ とした場合でも火打ば

(3) 試験結果

いま、図 4-17 における 0 点のつり合いを考えたと下式が成立つ。

$$\left. \begin{aligned} P &= P_b + P_c + P_d \\ P_b &= \varepsilon_b \cdot EA \cos \theta = P_d \\ P_c &= \varepsilon_c \cdot EA \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 P ：載荷重 (kg)

P_b ： b 点における軸力 N_b の鉛直成分 (kg)

P_c ： c 点における軸力 (kg)

P_d ： d 点における軸力 N_d の鉛直成分 (kg)

ε_b ： b 点におけるひずみの実測値

ε_c ： c 点 " "

ε_d ： d 点 " "

E ：ヤング係数 (kg/cm²)

A ：断面積 (cm²)

b 、 d 点におけるひずみ ε_b 、 ε_d は、左右対称であることから平均した値 $\varepsilon_b = (\varepsilon_b + \varepsilon_d)/2 = \varepsilon_d$ とした。

表 4-5 荷重分担率 ($\theta = 45^\circ$, $P = 80t$, $A = 104.8 \text{ cm}^2$)

	火 打 ば り		切 ば り		計	
	P_b, P_d (t)	比 率 (%)	P_c (t)	比 率 (%)	$P_b + P_c + P_d$ (t)	比 率 (%)
Type 1	5.2	6.9	64.9	86.2	75.3	100
Type 2	8.9	12.1	56.1	75.9	73.9	100
Type 3	7.8	10.6	58.3	78.9	73.9	100
Type 4	16.3	21.6	42.9	56.8	75.5	100

りと切ばりの荷重分担比 $P_b : P_c = 1 : 2$ であることを示している。しかしながら実験結果からは、Type 1～Type 3 の火打ばりの分担率が 7～12% で $P_b : P_c = 1 : 12.5 \sim 1 : 6.25$ であり、Type 4 が 21.6% で $P_b : P_c = 1 : 2.63$ である。これは、Type 4 においては火打ばりに比較的荷重が作用しているが、Type 1～Type 3 は切ばりが大部分の荷重を受け持っていることを示している。

この原因として、普通ボルトを使用したことによるボルト穴とのズレ、支点位置などが考えられる。すなわち、切ばり頭部に載荷しても、火打受けピース部のボルトがズレを生じ、火打ばりに力

が伝わらないものと考えられる。また支点条件から見た場合、Type 1, 3, 4 とも火打ばりと腹起こしの交点より内側に最外端の支点があるため、火打ばりに反力を与えるものがない。Type 1, 2 とも切ばり直下に支点があるため、切ばりに荷重がそのまま伝わり火打ばりに作用しなかったためと考えられる。

4.3.2 $\theta=30^\circ$ の試験

(1) 試験体

$\theta=45^\circ$ の試験と同様の材料を用い、図4-18、

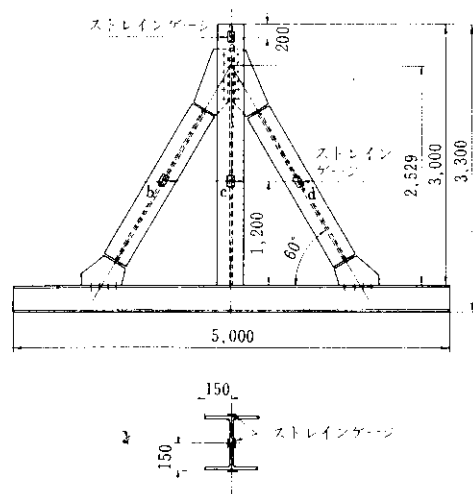


図 4-18 Type 5～7, 9 の試験体

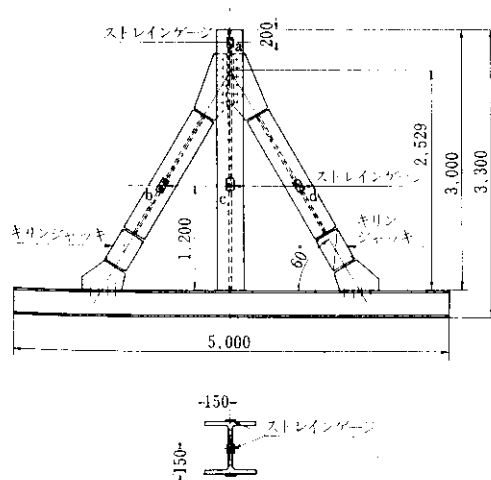


図 4-19 Type 8 の試験体

図4-19のような構造を持つ2種の試験体を組立てた。

今回の試験では、前回 $\theta=45^\circ$ から考えて、支持条件で3種、構造条件で3種の計6種の試験体とした(図4-20)。今回は、ひずみゲージを1個所について、フランジとウェブの4点張付け、応力を測定した。

(2) 試験方法

試験は、テストベッドに $P_{max}=200t$ の載荷フレームを組立て、ジャッキにより $P=150t$ まで載荷し、応力測定を行なった(写真4-2)。

各タイプとも、火打ばり、切ばりと腹起こしとの取付け部が図4-9における R-1, R-1' と同じ構造であるためウェブの降伏が見られ、なかでも Type 7 は降伏がひどいため $P=120t$ で載荷を中止した。

試験体記号	試験体略図	構造条件	支持条件
Type 5		普通ボルト ジャッキアップ なし	直接支持
Type 6		"	4点支持
Type 7		"	4点～2点支持
Type 8		普通ボルト ジャッキアップ あり	直接支持
Type 9		高力ボルト ジャッキアップ なし	"

図 4-20 試験体の種類

写真 4.2 $\theta=30^\circ$ の試験

(3) 試験結果

火打ばりと切ばりの各 b, c, d 点におけるひずみの測定結果を図 4.21 に示す。b, d 点については $\theta=45^\circ$ の場合と同じく平均した値とした。

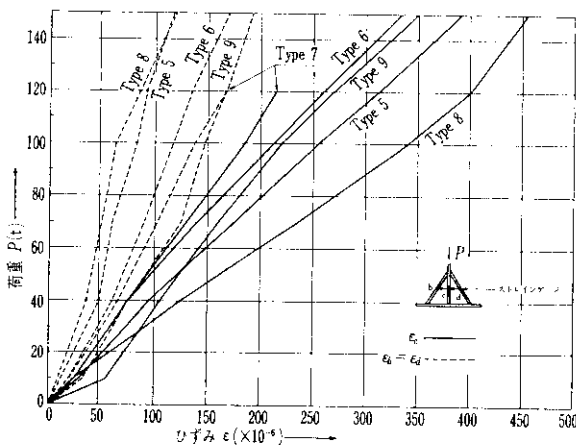


図 4.21 火打ばりと切ばりのひずみ測定結果

図 4.21 における荷重 $P=100t$ 時の火打ばりと切ばりの荷重分担率を出したものが表 4.6 である。表 4.6 において Type 5 と Type 8 の支持条件が同じであることを考えると、Type 8 の火打ばりの分担率が非常に小さいことは、ジャッキアップの効果がなかったことを示している。これはジャッキによるプレロードが十分でなかったためと思われる。

Type 9 は高力ボルトを使用した場合であるが、火打ばりの分担率が 27% でかなりの効果が認められる。このため、高力ボルトを使用すること

表 4.6 荷重分担率($\theta=30^\circ$, $P=100t$, $A=104.8cm^2$)

	火 打 ば り		切 ば り		計	
	P_b, P_d (t)	比 率 (%)	P_c (t)	比 率 (%)	$P_b+P_c+P_d$ (t)	比 率 (%)
Type 5	16.3	18.4	56.0	63.3	88.6	100
Type 6	22.4	24.6	46.2	50.8	91.0	100
Type 7	26.2	28.2	40.7	43.7	93.1	100
Type 8	11.9	12.1	74.8	75.8	98.8	100
Type 9	28.3	27.0	48.4	46.1	105.0	100

は分担率の増加に対し効果的であるが、これは普通ボルトを使用した時に見られるズレがないためと思われる。

さらに、構造条件が同じで支持条件だけ違う Type 5~Type 7 を比較した場合、Type 7 が最も火打ばりの分担率が高くなっている。これは次のような理由によるものと考えられる。

(i) Type 5 は試験体を直接テストベッドにセットしたため、切ばり頭部に載荷した軸力がそのまま切ばりからベッドに伝達され、火打ばりに伝わらなかったためであろう。これは、火打ばりを切ばりに接合している火打受ピースと切ばりの間のボルトのズレによるものと考えて良い。Type 8 の高力ボルトによる接合がズレを生じないため、火打ばりの分担率が高くなっていることから当然であろう。

(ii) Type 7 は 4 点~2 点支持法であるため、載荷により腹起しがたわみを生じた。これが、火打受ピース部のボルトのズレを吸収し、火打ばりに力を伝達する一因となり、分担率を高めたものと思われる。

(iii) Type 6 は Type 5 と Type 7 の中間的支持法であるため、分担率が中間を示したのも当然である。

火打ばりと切ばりの荷重分担比は Type 5 が $P_b : P_c = 1 : 3.45$ で比較的切ばりに作用しているが、Type 6, 7, 9 は $P_b : P_c = 1 : 2.06 \sim 1 : 1.55$ で火打ばりの荷重分担が高くなっている。

5. おわりに

山留め工は、今後ますます増加していくと思わ

れるが、本実験が設計、施工の一助となれば幸いである。

今後、構造物の変革に伴ない、山留め材にあっても材料、構造の両面で問題点が生じるであろう。その場合には、さらに新たな観点から再度実験を行ない、設計、施工に役立てるべきである。

最後に、本実験を実施するにあたりご指導をいただいた名古屋大学工学部市原教授、日本大学理工学部榎並教授およびご協力をいただいた名古屋市交通局、青木建設(株)、山本建材リース(株)の関係各位に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，(1961)
- 2) 日本建築学会：鋼構造設計規準，(1970)
- 3) G. P. Tschebotarioff : Soil Mechanics Foundation Earth Structure, (1957)
- 4) Spangler : Under Ground Couduits an Appraisal of Modern Research, ASCE Trans., (1948)
- 5) 土質工学会：土質工学ハンドブック，(1965)
- 6) K. Terzaghi, P. B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practure.