

I-A 34 水平補剛材のないI-プレートガーダーの純曲げ横倒れ強度

大阪府立工業高等専門学校 正会員 日笠隆司

1. まえがき 垂直補剛材を有し、圧縮フランジの横拘束および水平補剛材のない鋼桁（41キロ鋼）について、モデル化した初期不整を与え、ウェブ等の幾何学的非線形性を考慮し、その純曲げ弾塑性挙動を有限要素法^{1), 2)}で数値計算し、境界条件・初期不整・ウェブの幾何学的非線形性・垂直補剛材等が終局強度に及ぼす影響について考察する。

2. 計算モデル 図-1は面内両端単純支持桁の曲げモデルに関する境界条件の概略であり、載荷位置および面外方向変位の拘束位置を示す。Aは曲げモーメントを桁端に直接載荷するタイプであり、両端単純支持桁の純曲げ横座屈理論等の力学モデルとして用いられている。B、Cタイプは載荷実験をモデル化したものであり、Cタイプの側径間は中央径間の試験桁に対し十分な剛性を持つ載荷用桁である。なお、桁面外方向変位の拘束位置のウェブ両面に垂直補剛材を取り付け、桁端の曲げモーメントMおよび2点の垂直荷重Pは強制変位により与える。初期たわみは正弦波でモデル化し、ウェブのはらみ δ_w 、その桁長および高さ方向の半波形の数をm, nとし、フランジの通り δ_{FH} 、その数pとする。また、溶接残留応力は、ウェブでは無視し、

フランジでは釣合条件を満足する矩形分布とする。

鋼桁はM1:2-Flg. ㊦550*32, Web ㊦1500*10, $\iota=4500$, M2:2-Flg. ㊦400*32, Web ㊦1600*11, $\iota=5400$, M3:2-Flg. ㊦300*22, Web ㊦1600*11, $\iota=5400$, M4:2-Flg. ㊦250*19, Web ㊦1500*10, $\iota=5400$ mmとし、弾性係数 2.1×10^6 , 降伏点応力度 $\sigma_Y = 2400 \times (1 + 0.01 \times \text{相当塑性ひずみ}) \text{ kgf/cm}^2$, ポアソン比0.3とする。

3. 数値計算結果とその考察 図-2に載荷タイプA, B, Cの終局強度の計算結果を示す。各々の純曲げ径間には中間垂直補剛材はないものとし、Cの中央径間 $\iota_1 = 2\iota$, ι に対する初期変形の半波形の数 $m=5$, $n=1$, $p=1$ とする。なお、両端単純支持鋼桁の弾性横座屈縁応力度 σ_{cr} （サンプナンのねじり定数を無視）や縁応力度 $= \sigma_Y$ により無次元化し、道路と鉄道橋の基準強度曲線は同一の安全率1.7に換算して示す。2点載荷位置で桁面外の回転をほぼ固定拘束し、その支間長を 2ι とするcタイプの強度と、両端単純支持の純曲げ載荷の支間長 ι のAタイプの強度はほぼ一致している。

図-2と同じ初期不整を有するケースについて、強度に与える中間垂直補剛材等の影響を図-3に示す。○印は中間垂直補剛材による拘束を無視したもの（図-2の○印と同じ条件）であり、+印はウェブの初期はらみが0である位置において、中間垂直補剛材4個を片側に取り付ける（4-V-Stif. ㊦, M1: ㊦100*10*1500, M2: ㊦100*10*1600, M3: ㊦100*10*1600, M4: ㊦100*10*1500mm, 鋼橋の設計基準にほぼ相当）。△印は横

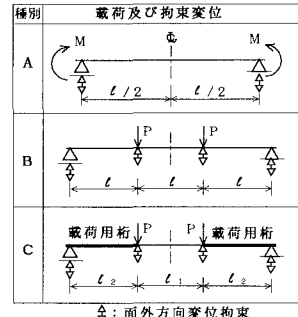


図-1 桁の境界条件

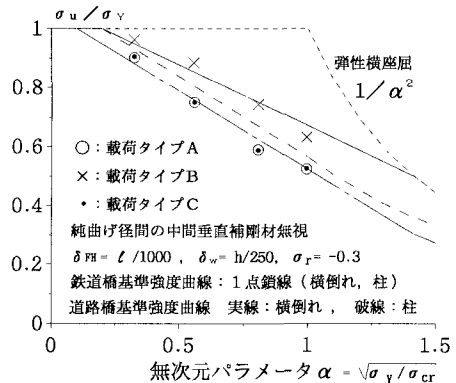


図-2 境界条件と強度

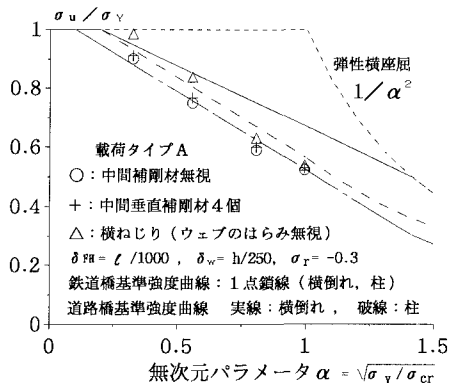


図-3 ウェブの変形拘束と強度

ねじり理論に相当するもので、桁の同一断面の各節点における桁方向の軸回りの回転角は全て等しいとし、境界条件によりウェブのはらみを拘束する（○印や+印と同じ計算ソフトを使用）。中間補剛材無視の強度を基準にして表すと、4個の中間補剛材取り付けにより、0.01～0.02程度の強度増となる。また、横ねじり理論に相当する仮定では0.02～0.09の強度増となり、ウェブの曲げ応力度が大きいとき、横ねじり理論は約1割程度危険側となることがある。図-4は上下フランジが不等の場合であり、初期不整、ウェブおよび上フランジは図-2,3と同様とし、下フランジ面積が上フランジの1倍、1/2および2倍の桁について示す。上フランジが大きいとき、ウェブの曲げ圧縮応力の幅は小さく、逆のときはその幅は大きくなる。このため、ウェブのはらみ変形により、圧縮フランジが小さく、ウェブ曲げ応力の大きいときは危険側となるが、その逆は安全側となる。

M1～M4桁について、初期変形は鋼道示の許容限界値を基準とし、フランジの矩形分布溶接残留応力度と強度の関係を図-5に示す。 $\sigma_r = -0.3$ （ σ_y で無次元化）のとき、ほぼ、鉄道橋の基準強度に近い。なお、これらの桁での $\sigma_r = -0.5$ は殆ど生ずる可能性のない程度の大きさである。

図-6は桁高 $h=1600\text{mm}$ 、ウェブ幅厚比152と120の2種、下フランジが等しいときと不等（ $A_{FU}=0.3A_{FL}$ ）の2種について示す。このときの桁はM5, M6:2-Flg. $\Phi 500 \times 32$, Web $\Phi 1600 \times t_w$, M7, M8:Up, Flg. $\Phi 300 \times 16$, Low, Flg. $\Phi 500 \times 32$, Web $\Phi 1600 \times t_w$ の各々4種の断面とし、支間長 l を変化させ、半波の初期変形の数 $m=5(3)$, $n=1$, $p=1$ とする。また、中間補剛材を考慮し、その取付位置で節となる境界条件によって与える。ウェブ曲げ応力度が比較的大きく、圧縮フランジ断面が小さいとき、その強度低下はさらに大きくなることが分かる。

4. 結び モデル化した初期不整を有し、水平補剛材のない鋼桁（41キロ鋼）の純曲げ弾塑性挙動を有限要素法で計算し、以下のことを明らかにした。

1) 純曲げ載荷、3等分の2点載荷および拘束桁を用いた2点載荷の鋼桁の強度計算より、柱強度における両端単純支持と両端固定の関係と同様な関係が桁の横倒れ強度にも成り立つ。これは、桁の横倒れ強度が柱の強度に換算できる根拠を示唆するものであ。

2) 無次元座屈パラメータ α が比較的小さい領域において、ウェブの幾何学的非線形性の強度に与える影響は無視できない程度危険側となる。さらに、引張フランジに比較し圧縮フランジが小さい場合、その影響は増大する。

3) 中間垂直補剛材の強度に与える影響は小さく、その増加は1～2%程度迄である。

参考文献

- 1) 日笠, 上田, 村川: 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第19巻, pp. 183～188, 1995.
- 2) 日笠, 上田, 村川: 構造工学論文集, Vol. 39A, p. 63～70, 1993.

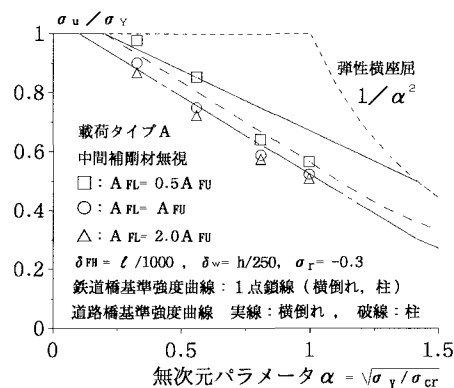


図-4 上下フランジ断面比と強度

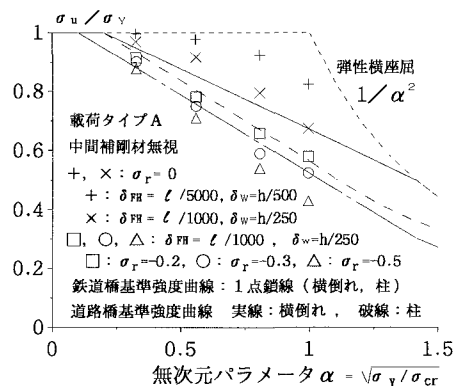


図-5 フランジ残留応力度と強度

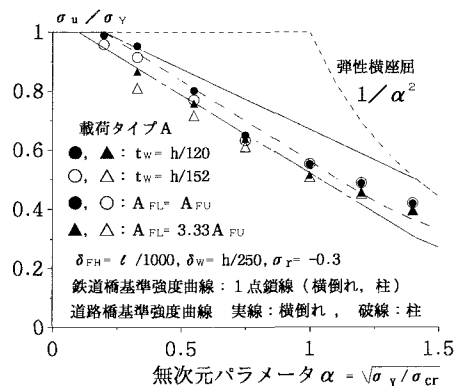


図-6 ウェブ幅厚比と強度