

I — 6 曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重特性について

北海道大学工学部 正員 林 川 俊 郎
北海道大学工学部 正員 渡 辺 昇

1. まえがき

曲線格子桁橋の合理的な設計を行なうためには、主桁フランジ固定間の局部横倒れ座屈や腹板の曲げおよびせん断座屈などに対する安全性の照査と、構造物全体の終局限界状態（終局荷重あるいは極限強度）の評価が重要な問題である。前者の座屈に関する研究については、今までに多数の論文発表があり、設計に対してもいくつかの有益な知見を得ている。しかし、後者の曲線格子桁橋の終局荷重に関する研究は非常に数少なく、未だ確立されたものはないように思われる。

先に著者らは、薄肉曲線部材の曲率面外変形に対する4階2元連立微分方程式の一般解を用いて剛性マトリックスを誘導し、その変位法と塑性ヒンジ理論との併用により曲げねじりを考慮した薄肉曲線格子桁の弾塑性解析法を提案した^{1,2)}。この解析法によれば、漸増節点荷重を受ける曲線格子桁の最終崩壊荷重が自動的に算定されるだけでなく、最初の塑性ヒンジの発生から最終的な塑性崩壊機構が形成されるまでの全過程を克明に追跡することができる。さらに、室内模型実験により数値計算結果の妥当性を確認し、曲線格子桁の弾塑性解析法の有用性を明らかにしてきた³⁾。

そこで、本研究の目的は曲線主桁と直線横桁より構成される曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重特性を明らかにすることである。具体的には、塑性崩壊荷重に及ぼす曲線格子桁橋の中心角、横桁の本数、および横桁の剛性の影響について検討する。

2. 解析上の仮定と降伏条件式

本論文では、曲線格子桁橋の弾塑性解析に以下のような仮定を用いる。(1) 材料は完全剛塑性体とし、ひずみ硬化は無視する。(2) 材料の降伏せん断応力度は Von Mises の降伏基準にしたがう。(3) 外部荷重は比例荷重とし、変形にともなう構造物の幾何学的変化は無視する。(4) 最終的な塑性崩壊機構が形成されるまで、部分的あるいは全体的な不安定現象は生じないものとする。

曲線部材の降伏条件式（断面力相関曲線式）としては、従来より次式に示すような曲げモーメント M_y と St. Venant の純ねじりモーメント T_s からなるものが用いられてきた⁴⁾。

$$m^2 + t^2 = 1 \quad (1)$$

ここに、 $m = M_y / M_{yp}$ 、 $t = T_s / T_{sp}$ であり、 M_{yp} と T_{sp} はそれぞれ全塑性曲げモーメントと全塑性ねじりモーメントである。しかしながら、薄肉 I 形断面をもつ曲線格子桁の場合には、曲げねじりモーメント M_w の影響は無視できない。このことは、著者らの曲線格子桁の室内模型実験においても確認しており、次式で表わされる降伏条件式が最も曲線格子桁に適していることを明らかにしている¹⁾。

$$m^2 + t^2 + w^2 = 1 \quad (2)$$

ここに、 $w = M_w / M_{wp}$ であり、 M_{wp} は全塑性曲げねじりモーメントである。上式(2)はせん断ひずみエネルギー説の合成応力度の考え方にしたがい、著者らが提案した降伏条件式である。

3. 3径間連続曲線格子桁橋の計算

ここでは、数値計算例として、実在する曲線格子桁橋（天狗橋）の断面諸元を用いる。その構造形式は3径間連続曲線格子桁橋であり、その形状寸法は図-1のとおりである。また、弾塑性解析に必要な断面諸元は表-1に示すとおりである。

図-2は3径間連続曲線格子桁橋の主径間中心点の各3本主桁に比例集中荷重 P が作用したときの塑性崩壊機構（図-2 a）、荷重-たわみ曲線（図-2 b）、および断面力相関曲面における塑性ヒンジの発

達状況（図-2 c）を示したものである。

図-2 a および図-2 c の算用数字は塑性ヒンジの発生順序を表わしている。これらの図より、主桁に発生する塑性ヒンジは、ほぼ曲げモーメントにより塑性化していることがわかる。一方、横桁に発生する塑性ヒンジは、ほぼ曲げねじりモーメントにより塑性化していることがわかる。

しかし、St. Venantの純ねじりモーメントによる影響が非常に小さいことは興味深い結果である。

図-2 b より、最初の塑性ヒンジは $P=115.4 \text{ ton}$ で発生し、最終的な塑性崩壊荷重は $P=157.8 \text{ ton}$ であることがわかる。

さらに、図-2 a より、3径間連続曲線格子桁橋に発生する塑性ヒンジの領域は主径間のみで、側径間まで塑性ヒンジが発達することがない。また、主径間に等分布荷重満載および片側偏心荷重載荷の場合にも、塑性ヒンジの発生する領域は主径間のみである。したがって、3径間連続曲線格子桁橋の塑性崩壊機構は、載荷された主径間のみに着目すればよいことになる。故に、以下の曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重特性を調べる上で、主径間のみを取り上げて検討することにする。

4. 塑性崩壊荷重特性

曲線格子桁橋は幾何学的形状に起因する多くの構造特性を有しており、直線格子桁橋とは非常に異なった性状を示す。

曲線格子桁橋の重要な設計因子としては、支間長、幅員、中心角、主桁本数、横桁本数、主桁の剛性比、横桁と主桁との剛性比等がある。ここでは、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重に及ぼす次の因子について考察する。（1）中心角による影響。（2）横桁本数による影響。（3）横桁の剛性による影響。

なお、ここで取り扱う曲線格子桁橋は前節の数値計算結果より、3径間連続曲線格子桁橋の主径間に着目した図-3のような単純曲線格子桁橋とし、横桁本数は任意とする。さらに、主桁および横桁の断面諸

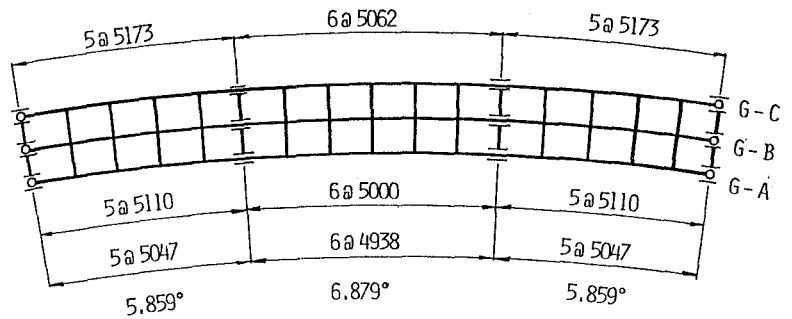


図-1 3径間連続曲線格子桁橋の形状寸法

	Main girder-A	Main girder-B	Main girder-C	Transverse beam
Central angle : ϕ (°)	6.879	6.879	6.879	—
Radius of curvature : R_s (m)	246.9	250.0	253.1	—
Principal moment of inertia : J_y (m ⁴)	1.6940×10^{-2}	2.1076×10^{-2}	2.5787×10^{-2}	0.5877×10^{-2}
Torsional moment of inertia : J_t (m ⁴)	3.3950×10^{-6}	4.8111×10^{-6}	6.6053×10^{-6}	0.6778×10^{-6}
Sectional moment of inertia : J_w (m ⁶)	1.9673×10^{-4}	2.4866×10^{-4}	3.0810×10^{-4}	0.2346×10^{-4}
Full plastic bending moment : M_{yp} (tm)	533.863	626.329	725.354	233.318
Full plastic torsional moment : T_{sp} (tm)	3.772	4.645	5.622	1.379
Full plastic warping moment : M_{wp} (tm ²)	39.631	47.496	55.951	8.253

表-1 3径間連続曲線格子桁橋の断面諸元

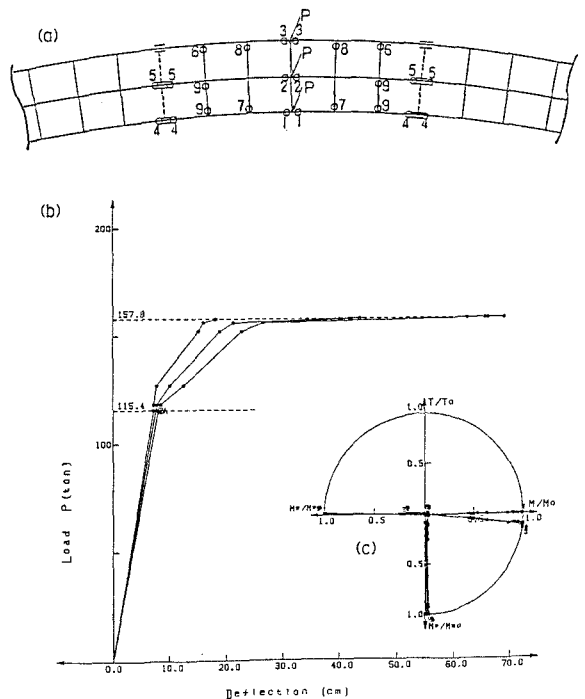


図-2 塑性崩壊機構と荷重-たわみ曲線

元は表一1と同一のものを用いる。ただし、中心角 Φ および曲率半径 R を変化させても、中桁の支間長 $R\Phi=30.0$ mは常に一定とする。

4-1. 中心角による影響

図一4は外桁中心点に集中荷重 P が作用したときの塑性崩壊荷重を示している。一般的に、曲線格子桁橋は中心角 Φ が小さくなるほど、つまり、直線格子桁橋に近づくにつれて、塑性崩壊荷重は大きくなる。しかし、内桁中心点に集中荷重 P が作用した場合には、塑性崩壊荷重は中心角 Φ が大きくなるにつれて大きくなる。

4-2. 横桁本数による影響

図一4より、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重は横桁の本数を増加するにつれて、つまり、横桁を密に配置するほど、大きくなる。

中心角 Φ が比較的小さい $0.0^\circ \sim 20.0^\circ$ においては、横桁本数が5本以上になると塑性崩壊荷重がほぼ一定となる。したがって、本解析例では中心角 $\Phi=6.879^\circ$ であることから、最適な横桁本数は5本である。

4-3. 横桁の剛性による影響

横桁の断面形状を変化させると、つまり、フランジ幅およびウェブ高などを変化させると、横桁の各剛性値および各全塑性モーメントが変化する。そこで、本研究では図一5のようにフランジ幅 n_0b 、ウェブ高 n_1h とし、それぞれの係数 n_0 、 n_1 を $0.5 \sim 3.0$ まで変化させてパラメータ解析することにする。図中の四角形内の断面寸法は基準値である。

ここで、次のパラメータ $a \sim f$ の値の変化について考察してみよう。

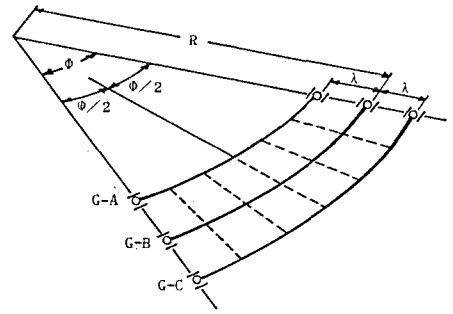
$$a = J_y / \bar{J}_y, \quad b = J_t / \bar{J}_t, \quad c = J_w / \bar{J}_w,$$

$$d = M_{yp} / \bar{M}_{yp}, \quad e = T_{sp} / \bar{T}_{sp}, \quad f = M_{wp} / \bar{M}_{wp}$$

ここに(―)は基準値の断面値である。

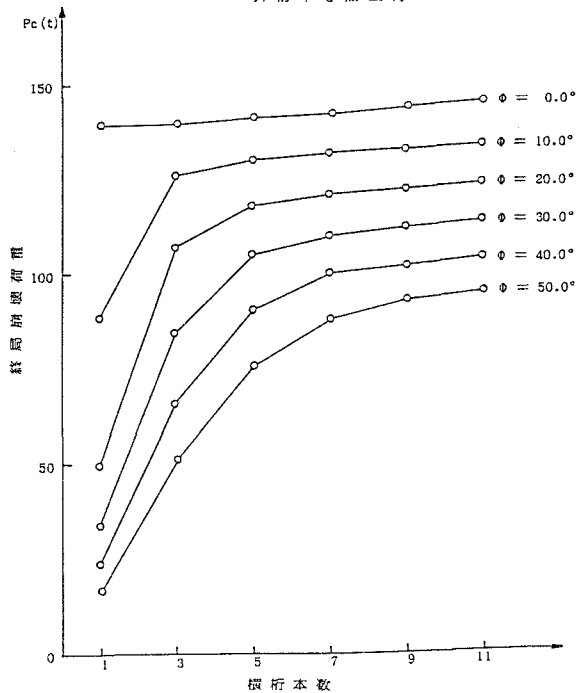
図一6はフランジ幅の係数 n_0 に対する各断面定数比 $a \sim f$ の変化の割合を示している。係数 n_0 が増加すると、つまり、フランジ幅が大きくなると、曲げねじり剛性 c と全塑性曲げねじりモーメント f が顕著に増加する。

次に、図一7はウェブ高の係数 n_1 に対する各断面定数比 $a \sim f$ の変化の割合を示している。係数 n_1 が増加すると、つまり、ウェブ高が高くなると、曲げ剛性 a 、曲げねじり剛性 c 、および

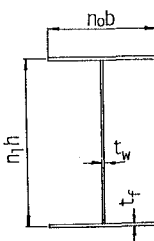


図一3 単純曲線格子桁橋

外桁中心点集荷



図一4 塑性崩壊荷重(外桁中心点集荷)



$$b = 28.0 \text{ cm} \quad h = 146.2 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.2 \text{ cm} \quad t_w = 0.9 \text{ cm}$$

$$J_y = \frac{1}{12} [2n_0bt_f^3 + t_w(n_1h - t_f)^3] + \frac{1}{2} n_0n_1^2h^2bt_f$$

$$J_t = \frac{1}{3} (2n_0bt_f^3 + n_1ht_w^3)$$

$$J_w = \frac{1}{24} n_0^3n_1^2b^3h^2t_f$$

$$M_{yp} = \sigma_0 [n_0n_1bht_f + \frac{1}{4} (n_1h - t_f)^2t_w]$$

$$T_{sp} = \tau_0 (n_0bt_f^2 + n_1ht_w^2/2)$$

$$M_{wp} = \sigma_0 \frac{1}{4} n_0^2n_1^2b^2ht_f$$

図一5 横桁と断面定数

全塑性曲げモーメント d が顕著に増加する。

図-8と図-9はそれぞれ横桁のフランジ幅 $n_0 b$ とウェブ高 $n_1 h$ に対する塑性崩壊荷重の変化を示している。図中の○印は外桁中心点载荷、□印は中桁中心点载荷、△印は内桁中心点载荷の場合である。中心角 ϕ が増加すると、内桁中心点载荷の場合の塑性崩壊荷重は増加する。しかし、外桁および中桁中心点载荷の場合には、中心角 ϕ が増加すると塑性崩壊荷重は減少する。

図-8、9より、横桁の剛性を大きく増加させても、塑性崩壊荷重に与える影響は比較的小さいことがわかる。また、横桁のフランジ幅を増加させて、曲げねじり剛性と全塑性曲げねじりモーメントを増加させた方が、ウェブ高を増加させるよりも、塑性崩壊荷重が大きくなる。これは、いずれの载荷状態においても横桁が曲げねじりで降伏するため、フランジ幅を増して全塑性曲げねじりモーメントを増加させた方が有利であるためと考えられる。

5. あとがき

本研究では、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重に及ぼす種々の設計因子の影響について考察した。

(参考文献) 1)渡辺・林川・岡田：北海道大学工学部研究報告，第126号，1985，p1. 2)渡辺・林川・岡田：土木学会北海道支部論文報告集，第41号，1985，p109. 3)渡辺・林川・岡田・及川：土木学会北海道支部論文報告集，第41号，1985，p115. 4)Yoo, C.H. and Heins, C.P.: Proc. of ASCE, St4, Vol.98, 1972, p899.

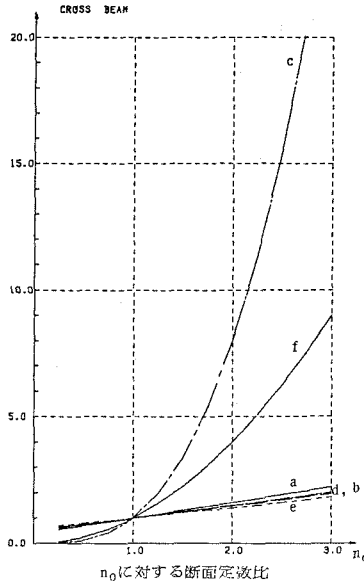


図-6 n_0 による断面定数比

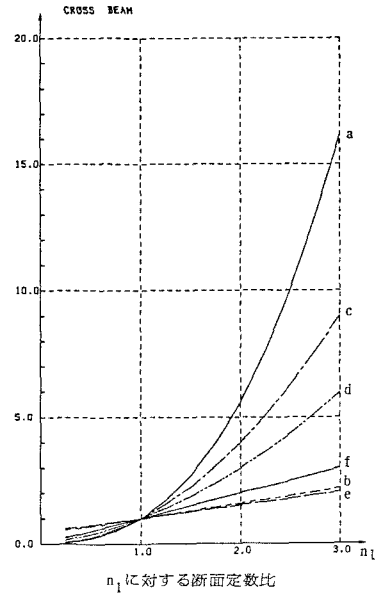


図-7 n_1 による断面定数比

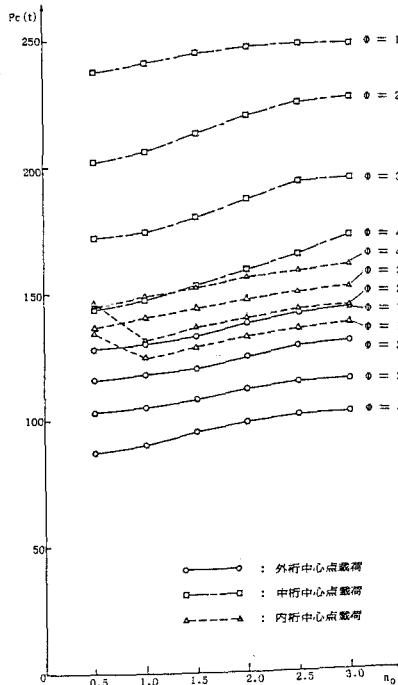


図-8 n_0 による塑性崩壊荷重

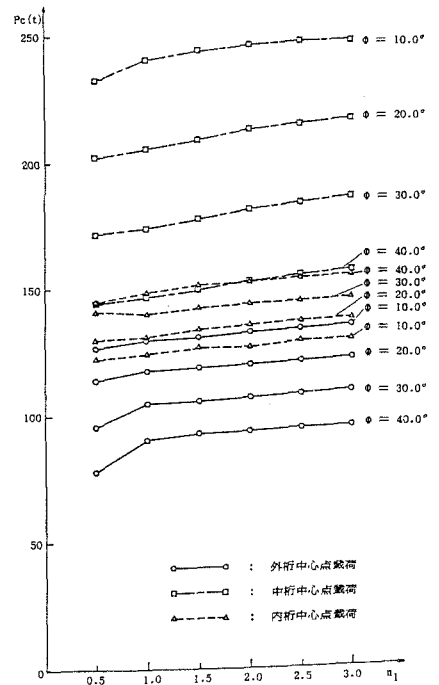


図-9 n_1 による塑性崩壊荷重