

立命館大学大学院	学生員	○大北 茂智
立命館大学理工学部	正会員	野阪 克義
立命館大学理工学部	正会員	伊藤 満

1. はじめに

AASHTO LRFD 法(荷重抵抗係数設計法)¹⁾に取り入れられている非弾性設計法は、最大設計荷重時に崩壊メカニズムを考慮するため、中間支点上断面に 63mrads 以上の塑性回転容量を要求している。しかし、この塑性回転容量の基準値 63mrads は、塑性設計断面(超厚肉断面)を用いて行った実験値²⁾から定めたものである。非弾性設計法は塑性設計断面より薄い厚肉断面を設計の対象としているので、終局時の塑性回転角も少なめに見積もることが出来ると考えられる。また、非弾性設計された 2 径間連続ばりの中間支点上における塑性回転角は、わずか 11mrads 程度であるという報告もされている³⁾。

本研究は、日本道路橋示方書⁴⁾に規定される活荷重を採用し、非弾性設計された 2 径間連続ばりの中間支点上断面における塑性回転角を解析的に算出し、非弾性設計法に必要とされる塑性回転容量を提案することを目的としている。

2. 試設計

日本の橋梁設計に適用させるために、LRFD 法に日本道路橋示方書が規定している荷重を採用した。試設計は、支間長 $L=20\text{m}$ 、 30m 、 40m 、とコンクリート床版有効幅 $B=2200\text{mm}$ 、 2600mm 、 2900mm を組み合わせた 9 種の左右対称 2 径間連続ばりとして行った。鋼材はすべて SM490(降伏応力 $F_y=313\text{MPa}$)を使用したホモジニアス桁とした。また、コンクリート床版厚さは 250mm とした。塑性回転角の算出に用いた断面は、日本の JIS G 3192 による熱間圧延 H 形鋼の 63 断面と、米国の AISI で規定されている圧延鋼の 268 断面、および設計照査を満たし、最小重量を与えるプレートガーダーの断面である。

3. 塑性回転角の算出

最大設計荷重時における中間支点上の塑性回転角を Beam-Line 法¹⁾により算出した。弾性解析により求められた中間支点モーメント M_e を塑性モーメント M_p で無次元化した値(図 1、A 点)と、中間支点上に自由ヒンジが形成され、残りの部分は弾性のままであると仮定された連続ばり中間支点上の総回転角 θ (図 2、B 点)を結んだ直線が Beam-Line である。断面の予想 $M-\theta$ 曲線と Beam-Line の交点が塑性回転角 θ_p を与える。

さらに、たわみ角法に基づいたマトリックス解析による弾塑性解析プログラムを用いて塑性回転角を求めた。このプログラムでは、予想 $M-\theta$ 曲線を条件として剛性マトリックスに導入し、接点での塑性回転角を新たな未知数として定義することにより塑性回転角を求めることができる。予想 $M-\theta$ 曲線には、全塑性モーメント M_p を低減した有効塑性モーメント M_{pe} を用いた $M_{pe}/M_p =$ 一定である直線(M_{pe})と、Barth と White⁵⁾により提案された経験的な予想曲線(B&W)を三直線近似したものを用いた(図 1)。Beam-Line 法と解析の二つの方法で塑性回転角の算出を行ったのは、解析プログラムの妥当性を確認し、多直線近似された $M-\theta$ 曲線の使用、および多径間連続ばりへの適用を可能にするためである。

4. 結果と考察

4.1 圧延 H 形鋼

日本の圧延 H 形鋼 63 断面に対して 9 種の桁の照査を行ったところ、全断面が照査を満たさなかった。一方、米国の圧延鋼 268 断面に対して同様に照査を行ったところ、支間長 $L=30\text{m}$ 、 40m の桁で、それぞれ 14 断面が照査を満たした。表 1 に、6 種の桁の最小重量を与える米国圧延鋼断面から得られた塑性回転角を示す。

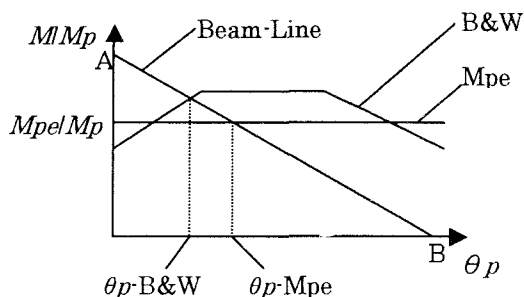


図1 Beam-Line と予想 $M-\theta$ 曲線

Beam-Line 法と解析により求められた塑性回転角 θ_{p-Mpe} が同じ値となったことにより、本研究で用いた解析プログラムの妥当性が確認された。表 1 より、 θ_{p-Mpe} は $\theta_{p-B\&W}$ より大きいことがわかる。その理由は、Beam-Line と予想 $M-\theta$ 曲線との交点が図 1 のような位置関係にきたからであると考えられる。

研究の対象としている断面は非弾性設計の幅厚比制限を満たしており、63mrads 以上の塑性回転容量が保証されているが、解析によって得られた θ_p はそれを大幅に下回る結果となった。

日本の JIS 圧延断面は全て照査を満たさなかったことより、米国の圧延断面と比べて断面特性に違いがあると考えられ、この点について考察を行った。それぞれの断面をパラメータ別にプロットしたグラフを図 2、3 に示す。図 2 より、日本の断面は、同じフランジ幅厚比では、照査を満たした米国の断面に比べウェブ幅厚比が小さくなっている。また、日本の断面はフランジ幅厚比が大きいものが多い傾向にある。

図 3 より、日本の断面は、断面二次モーメントが小さい傾向にあることがわかる。これが、日本のほとんどの断面がたわみの照査を満たさなかった原因と考えられる。また、日本の圧延鋼の中には、塑性挙動を示さなかったため非弾性設計ができなかったものもあった。

4.2 プレートガーダー

プレートガーダーに関しては、AASHTO LRFD 法規定の SM490 鋼に対する幅厚比制限値、 $D/tw=99$ 、 $bf/2tf=7.2$ (図 2、○印)の下で断面寸法を変化させた。ここで D =ウェブ高、 tw =ウェブ厚、 bf =フランジ幅、 tf =フランジ厚である。解析結果より、中間支点上での塑性回転角は、支間長 20m の桁で 5mrads 程度、支間長 30m、40m の桁では 10~13mrads 程度となり、圧延鋼と同様に 63mrads を下回る結果となった。ただし、支間長 $L=20m$ 、床版有効幅 $B=2200mm$ の桁に関しては、断面構成条件の照査を満たさず設計できなかった。

5. おわりに

SM490 鋼材のホモジニアス桁の圧延 H 形鋼、及びプレートガーダーに関して非弾性解析を行い、得られた塑性回転角が現在の要求塑性回転容量 63mrads を下回る結果となった。今後は、異なる鋼材、予想 $M-\theta$ 曲線、幅厚比などのパラメータを用い、非弾性設計法に必要な塑性回転容量に関して更なる検討を加えていく予定である。

《参考文献》

- 1)AASHTO : LRFD Bridge Design Specification(1998)
- 2)AISI Project 188 : Moment-Rotation Requirements(1981)
- 3)Charles G. Schilling: Moment-Rotation Tests of Steel Bridge Girders(1988)
- 4)日本道路協会：道路橋示方書
- 5)Donald W. White & Karl E. Barth : Strength and Ductility of Compact-Flange I-Girders in Negative Bending(1997)

表 1 米国圧延鋼を用いた時の塑性回転角

米国圧延材 W 桁高× 単位重量	支間長	床版有効幅	B.L.法	解析	
	L mm	B mm	θ_{p-Mpe} mrads	θ_{p-Mpe} mrads	$\theta_{p-B\&W}$ mrads
W40×183	30000	2200	9.3	9.3	7.8
W44×211		2600	8.3	8.3	7.0
W44×230		2900	6.1	6.1	4.8
W44×290	40000	2200	6.5	6.5	5.0
W44×335		2600	7.6	7.6	5.7
W40×431		2900	5.4	5.4	4.7

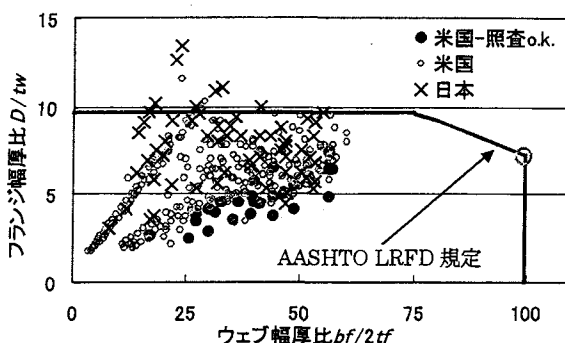


図 2 圧延鋼の幅厚比分布と SM490 鋼材の幅厚比制限

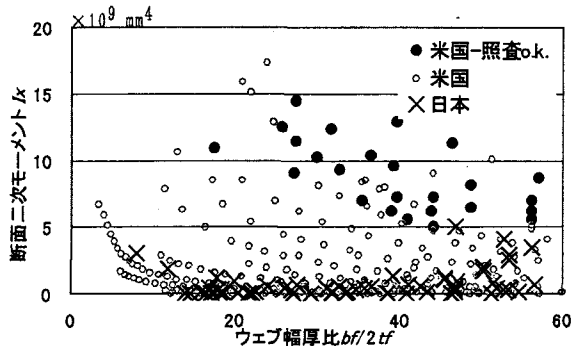


図 3 圧延鋼の断面二次モーメントとウェブ幅厚比の関係