

I-23

半剛結鋼骨組の力学挙動に及ぼす形状指数の影響

室蘭工業大学 正員 岸 徳 光
名古屋工業大学 正員 後 藤 芳 顯
室蘭工業大学 正員 松 岡 健 一
室蘭工業大学 学生員 小 室 雅 人

1. はじめに

平面鋼骨組構造物の設計において、現在柱と梁の接合部はピン接合または剛結接合と仮定して構造解析が行われている。しかしながら、実際の接合部では、両者の中間的かつ非線形な剛性特性を有することが過去の研究、実験等により明らかになっている。著者等はこのような接合部の非線形な剛性特性を考慮した解析法確立のために、angle系、header-plate 接合の接合部剛性評価式として三要素パワーモデルを提案し、この評価式の工学的適用性の検討を行ってきた。三要素パワーモデルは、初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u および形状指数 n の三つのパラメータから構成されている。このうち二つのパラメータ（初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u ）については力学的に定式化^{1),2),3),4)}が行われている。形状指数 n については力学的に定式化が困難であるため、データベース⁵⁾を用いて各接合タイプごとの形状指数算定式を決定している。この算定式はデータベースに格納されている各実験データから求められる値の直線回帰式である。したがって、骨組の各応答値も真の $M-\theta_r$ 曲線を用いた場合に対してある分散幅をもって分布するものと考えられる。これは、設計的に考えると抵抗係数の中にこの分散の程度を考慮しなければならないことを意味している。しかしながら、分散の程度は接合タイプや構造形式によって異なるため一律に決定することは困難である。

本論文では半剛結鋼骨組の簡便な設計手法の確立を目的として、三要素パワーモデルの形状指数に関する二種類の算定式を定式化し、実骨組を用いた数値解析によって実務的立場からの両者の適用性について検討を行った。すなわち、形状指数算定式として従来までの直線回帰式と、データベースから得られる n を $\log_{10}\theta_0$ 上に整理し、その時の n の最低値を結んで得られる算定式を定式化した。さらに両者の実務への適用性について、使用荷重載荷時における骨組の横移動量と係数倍荷重載荷時における梁、柱端モーメントを直接実験データを用いて得られる結果と比較することによって検討した。

2. 三要素パワーモデル

三要素パワーモデルは、接合部初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u 、形状指数 n の三つのパラメータから構成される接合部剛性評価モデルである。このモデルを無次元化したものを次式に示す。

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad (1)$$

ただし、 $m = M/M_u$ 、 $\theta = \theta_r/\theta_0$ であり、 M ：接合部モーメント、 M_u ：接合部限界曲げ耐力、 θ_r ：接合部相対回転角、 θ_0 ：塑性回転角 (M_u/R_{ki})、 R_{ki} ：初期剛性、 n ：形状指数である。図-1に式(1)の概形図を示す。図より曲線は n の大小によって平面的な状態からバイリニア形の状態まで制御可能であることがわかる。また、 θ や $dm/d\theta$ に関しても閉じた式で表すことが可能であるため、非線形構造解析ではこれらの値を算定するための繰り返し計算が不必要であり計算時間を短縮できる利点がある。

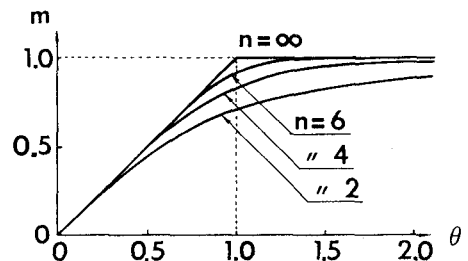


図-1 無次元三要素パワーモデル

3. 形状指数算定式について

まえがきでも述べているように三要素パワーモデルの初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u は簡略な力学モデルを用いて算定可能である。一方、形状指数 n に関してはデータベースをもとにして決定されなければならない。

本論文では、各実験データに対して R_{ki} と M_u を力学的に求め、実験データと三要素パワーモデル間に最小二乗法を適用して n を求め、各接合タイプ毎に $\log_{10}\theta_0$ - n 座標上に整理し、次の二つの算定式を定式化した。

case 1 : 回帰直線を求めそれを算定

式とする。ただし、実験データに関する最小の θ_0 より小さい領域に関しては一定値とする。

case 2 : 求められた n の最低値の点を結んで得られるバイリニア直線を算定式とする。ただし、著しくばらつきが大きい値は無視している。

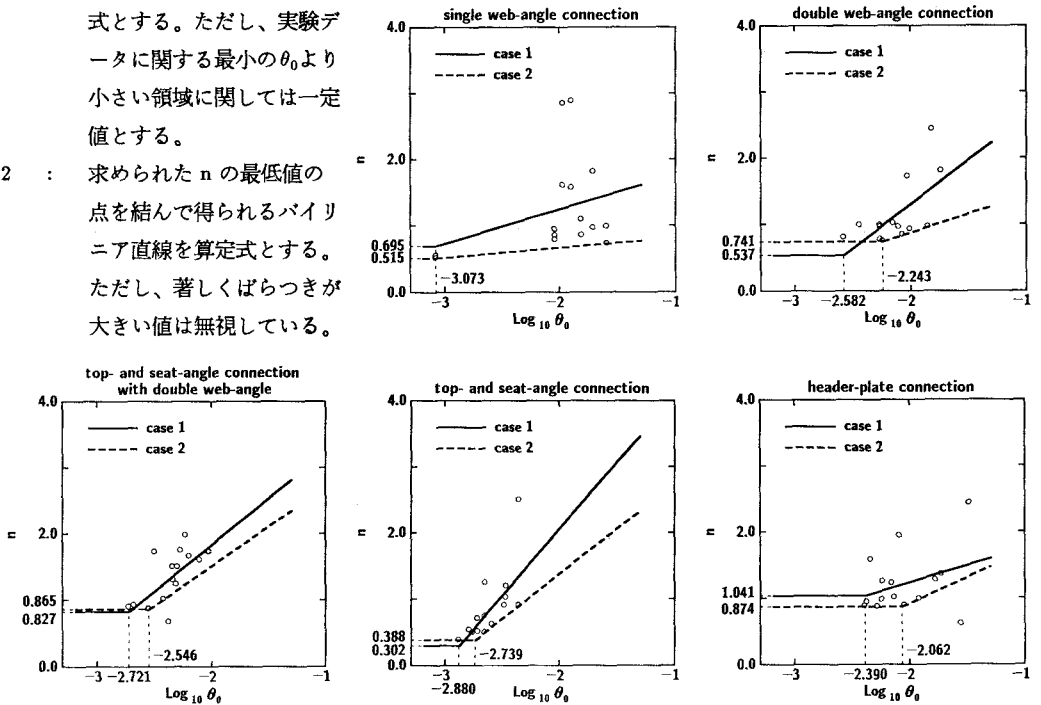


図-2 各接合タイプに対する形状指数 n の分布状況と二つの算定式

図-2 に $\log_{10}\theta_0$ - n 座標上に実験結果に対する n の値と各算定式の直線を、表-1 には定式化した算定式の一覧を示している。

表-1 各接合タイプに対する形状指数算定式 (case 1, 2) の一覧

接合タイプ	形状指数 n (case 1)	形状指数 n (case 2)	データ数
single web-angle 接合	$0.520 \log_{10} \theta_0 + 2.291 \dots \log_{10} \theta_0 > -3.073$ $0.695 \leq -3.073$	$0.145 \log_{10} \theta_0 + 0.962 \dots \log_{10} \theta_0 > -3.073$ $0.515 \leq -3.073$	16
double web-angle 接合	$1.332 \log_{10} \theta_0 + 3.952 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.582$ $0.537 \leq -2.582$	$0.559 \log_{10} \theta_0 + 1.995 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.243$ $0.741 \leq -2.243$	14
top- and seat-angle 接合 (double web-angle 付設)	$1.398 \log_{10} \theta_0 + 4.631 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.721$ $0.827 \leq -2.721$	$1.190 \log_{10} \theta_0 + 3.893 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.546$ $0.865 \leq -2.546$	17
top- and seat-angle 接合	$2.003 \log_{10} \theta_0 + 6.070 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.880$ $0.302 \leq -2.880$	$1.347 \log_{10} \theta_0 + 4.078 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.739$ $0.388 \leq -2.739$	15
header-plate 接合	$0.512 \log_{10} \theta_0 + 2.264 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.390$ $1.041 \leq -2.390$	$0.783 \log_{10} \theta_0 + 2.489 \dots \log_{10} \theta_0 > -2.062$ $0.874 \leq -2.062$	15

4. 数値解析のための仮定

形状指数算定式に関する上記の 2 ケースについて、実務的立場から両者の適用性について検討を行うために、二層二径間骨組を取り上げ数値解析的に検討を行った。なお、構造解析には幾何学的非線形を考慮した剛性方程式と接合部の非線形な $M-\theta$ 特性を組み合わせた構造解析アルゴリズムを用いている。比較検討は使用荷重に対しては使用限界に注目して横移動量を、係数倍荷重に関しては終局状態に注目して梁の接合部モーメントについて行っている。各ケースの比較は実験データを直接用いた場合（修正 Exponential モデルで代用している）の結果を用いて無次元化して行っている。

解析に用いた二層二径間骨組の主形状寸法、要素、節点番号および使用材料の呼称を図-3 に示す。また、載荷荷重については各基準荷重強度を次のように仮定している。すなわち、床板死荷重：68psf，床板活荷重：40psf，屋根死荷重：20psf，屋根活荷重：20psf，風荷重：20psf（1psf=4.89kg/m²）である。使用荷重および係数倍荷重は以下の通りとした。なお、骨組構造の奥行き中心間隔は 300in としている。

使用荷重 (D + L + W)		係数倍荷重 (1.2D + 0.5L + 1.3W)	
$W_R=0.0833\text{kip/in}$	$P_R=3.0\text{kip}$	$W_R=0.0708\text{kip/in}$	$P_R=3.9\text{kip/in}$
$W_F=0.2250\text{kip/in}$	$P_F=6.0\text{kip}$	$W_F=0.2117\text{kip/in}$	$P_F=7.8\text{kip/in}$

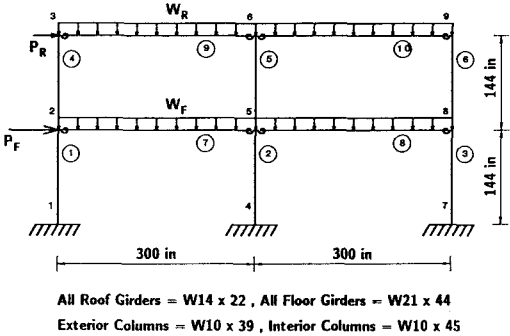


図-3 解析に用いた半剛結骨組と載荷荷重

5. 解析結果および考察

以下に各項目に関する解析結果および考察を述べる。なお、各解析結果は実験データを直接用いた場合に対する比で整理している。各応答値に関し、case 1, 2 に関する結果はそれぞれ suffix 1, 2 を、case 2 の case 1 に対する比に関しては suffix 3 を付記している。

5.1. 横移動量

使用荷重載荷時の節点3における横移動量についての検討結果を図-4 に示す。図-4 (a), (b) は、それぞれ case 1, 2 の算定式を用いた場合の結果である。いずれも、angle 系、header-plate 接合形式すべてについて各接合タイプごとの算定式を用いて求めたものである。なお、結果の平均値 (μ) および標準偏差 (σ) を図の右下端に示している。図より (a) 図の場合は平均値が 0.99 であり、ほぼ 1.0 を中心に分散しているようである。一方、(b) 図の場合は平均値が 1.08 と 1.0 より大きく、約 10 個の実験データを除いてほぼ 1.0 より大きな値となっていることがわかる。(c) 図より 2 個のデータのみが 1.0 以下であり、case 2 のような算定式にすることによって、設計的には安全側の値が得られていることが明確に示されている。

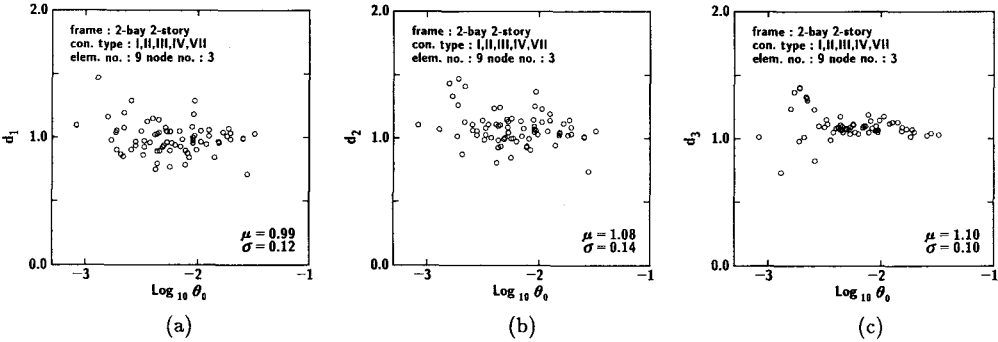


図-4 使用荷重載荷時の横移動量の応答結果

5.2. 梁材々端モーメント

終局状態における安全性照査のための断面力を合理的に算定するために係数倍荷重載荷時の梁端モーメントについての検討を 5.1. と同様の手法を用いて行った。図-5, 6 および 7 にはそれぞれ要素番号 9, 節点番号 3, 要素番号 10, 節点番号 9 および要素番号 7, 節点番号 5 における解析結果を示している。いずれの図においても、各図の (a), (b) 図を比較すると、いずれも場合も (b) 図の平均値が (a) 図の平均値より小さくかつ 1.0 より小さな値となっており、case 2 の方が case 1 より小さくなっていることがわかる。(c)図より case 2 の case 1 に対する比は 2 個を除いて全てほぼ 1.0 以下となっている。これより梁端モーメントは case 2 の算定式を用いることにより小さく評価されることが明らかになった。梁端モーメントが小さくなることは逆に梁中央部のモーメントが大きく評価されることを意味しており、梁の曲げに関しても設計的には安全側となることが明らかになった。

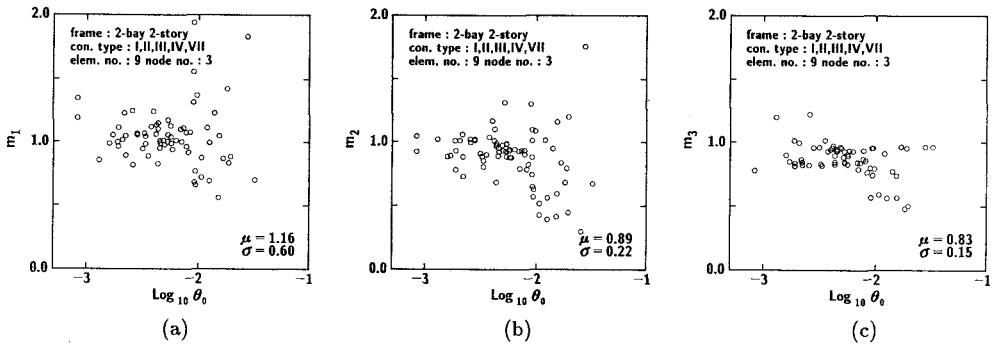


図-5 係数倍荷重載荷時の梁材々端モーメントの応答結果 (その 1)

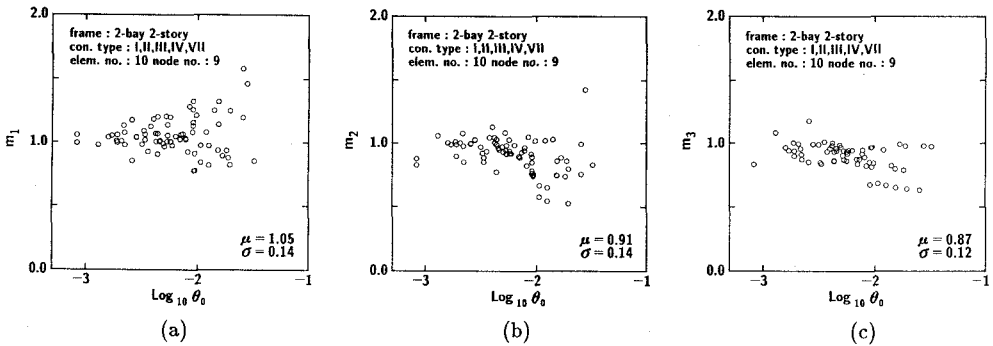


図-6 係数倍荷重載荷時の梁材々端モーメントの応答結果 (その 2)

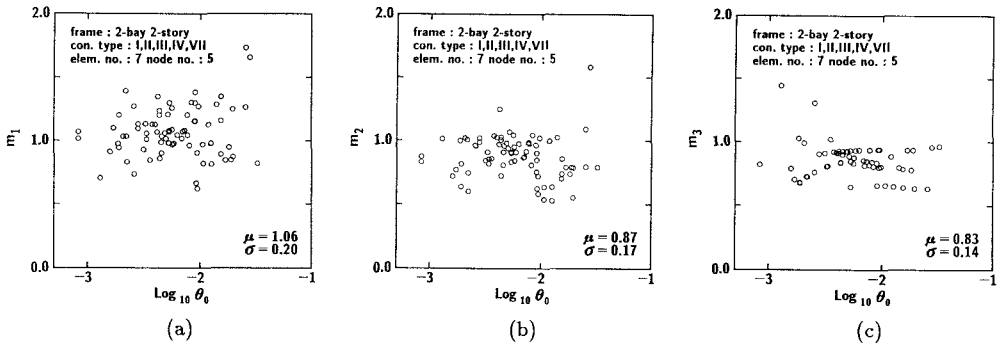


図-7 係数倍荷重載荷時の梁材々端モーメントの応答結果 (その 3)

5.3. 柱材々端モーメント

係数倍荷重載荷時の柱端曲げモーメントについての検討結果を図- 8 , 9 および 10 に示す。各図にはそれぞれ要素番号 6 , 節点番号 8 の点、要素番号 3 , 節点番号 7 の点および要素番号 5 , 節点番号 5 の点における結果を示している。図- 8 の場合には case 2 の方が case 1 より分散の程度が小さくなっており (case 1 , 2 の σ はそれぞれ 0.10 , 0.09 である)、梁同様 case 2 の場合の平均値が若干小さくなっている。(c) 図より、case 2 の場合の解析結果は case 1 に比較して小さくなる傾向にあることがわかる。図- 9 の場合は case 1 , 2 とほぼ類似の分布を示し、また (c) 図より両者はほぼ等しい応答値を示すことがわかる。図- 10 の場合は case 2 の方が case 1 より分散の程度が小さくなっているが、図- 8 とは異なり平均値は若干大きくなっている。(c) 図より case 2 の場合の解析結果は case 1 の場合と比較して大きくなる傾向にあることがわかる。柱材の場合、最大曲げモーメントに関しては大きめに評価さ

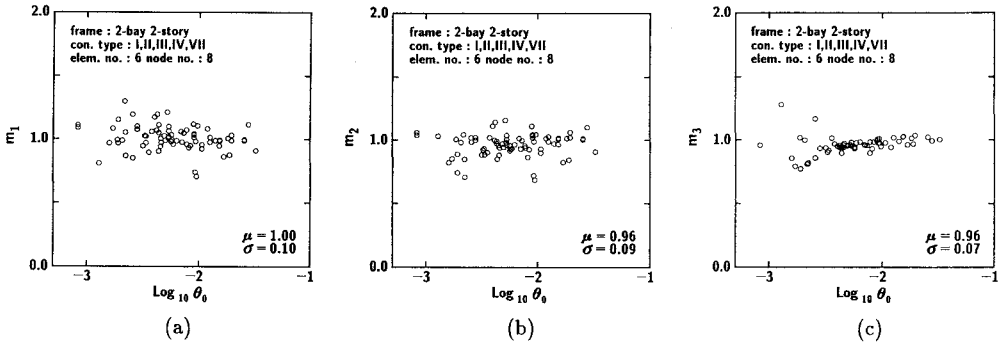


図- 8 係数倍荷重載荷時の柱材々端モーメントの応答結果 (その 1)

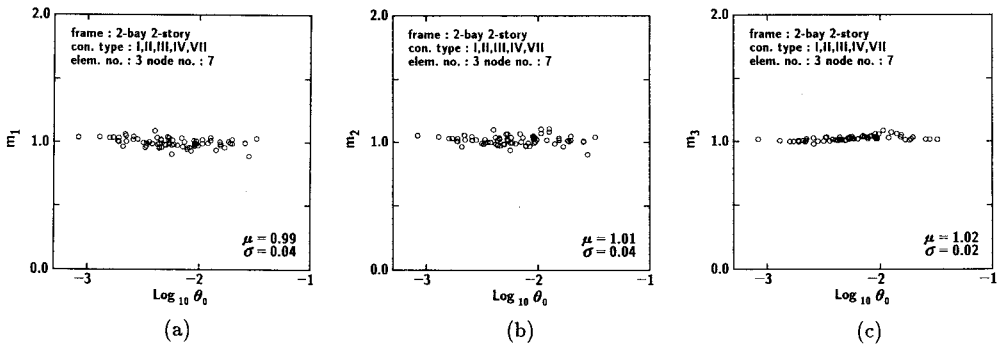


図- 9 係数倍荷重載荷時の柱材々端モーメントの応答結果 (その 2)

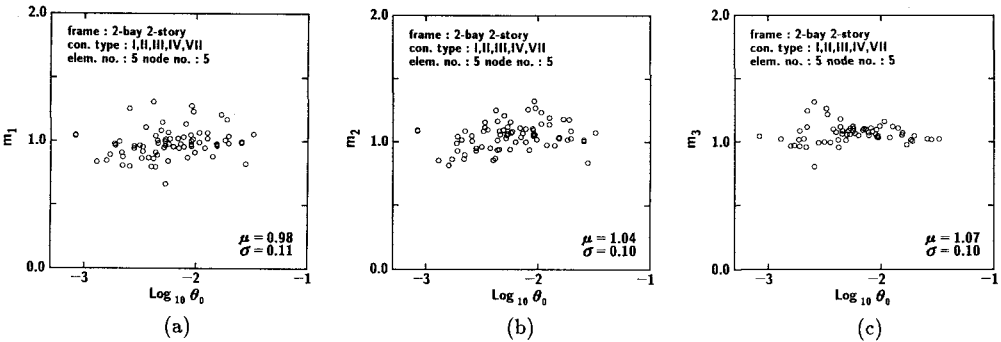


図- 10 係数倍荷重載荷時の柱材々端モーメントの応答結果 (その 3)

れる方が設計的には安全側に作用するものと考えられる。一方、座屈問題を考える場合には、case 2 で評価される場合の方が接合部の拘束の程度が小さくなるために有効座屈長が大きくなり、座屈荷重も小さく評価されるため設計的には安全側となる。これより、柱材の場合は最終的な安全性照査を行って適用性について検討をしなければならないものと考えられる。

6. まとめ

半剛結鋼骨組の簡便な設計手法の確立を目的として、三要素パワーモデルの形状指数算定式に関する実務的立場からの適用性について数値解析的な検討を行った。

検討結果、横移動や梁端モーメントに関してはデータベースから求められた n の最低値を結んで得られるバイリニアモデル (case 2) が実務的に適用可能であることが明らかになった。柱端モーメントに関しては、case 2 が過小評価の傾向にあり、最終的な安全照査まで含めた検討がさらに必要であることが明らかになった。今後、この点について更に検討したいと考えている。

参考文献

1. Kishi, N. et al. (1987). "Moment-rotation relation of single/double web-angle connections." CE-STR-87-18, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
 2. Kishi, N. and Chen, W.F. (1987). "Moment-rotation relation of top- and seat angle connections." CE-STR-87-4, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
 3. Kishi, N. et al. (1987). "Moment-rotation relation of top- and seat-angle with double web-angle connections." CE-STR-87-16, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
 4. 岸徳光, Chen, W.F., 松岡健一, 能町純雄 (1989). "アングル材を用いた鋼梁-柱接合部の初期剛性と極限曲げ耐力の定式化." 構造工学論文集, 土木学会, 35A(3月), 97-105.
 5. Chen, W.F. and Kishi, N. (1989). "Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling." J. Struct. Div., ASCE, 115(ST1), 105-119.
- 岸徳光, Chen, W.F., 松岡健一, 能町純雄 (1989). "鋼梁-柱接合部の曲げ剛性評価実験に関するデータベース作成とその応用." 構造工学論文集, 土木学会, 35A(3月), 75-82.