

半剛結鋼骨組の力学挙動に及ぼす三要素パワーモデルの形状指数の影響

EFFECT OF SHAPE PARAMETER IN THREE-PARAMETER POWER MODEL
ON BEHAVIOR OF FLEXIBLY JOINTED FRAME

岸 徳光 * 後藤芳顕 ** Rafiq HASAN *** 小室雅人 ****

By Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO, Rafiq HASAN and Masato KOMURO

In this paper, a three-parameter power connection model for design of semi-rigid frames is proposed. This power model has three parameters: initial connection stiffness R_{ki} , ultimate moment capacity M_u and shape parameter n . Although the values of R_{ki} and M_u can be obtained theoretically, the shape parameter n has to be determined on the basis of experiments. Herein, we shall propose a bi-linear empirical equation to predict the value of n by making use of the extensive connection data base compiled by Kishi and Chen. The validity of the proposed connection model is examined by comparing the computed overall behaviors of semi-rigid frames with those obtained by using the actual connection test data. As a result, it is confirmed that the proposed three parameter model has a reasonable accuracy to be used for design. Thus, this connection model is recommended for general use.

Key Words : semi-rigid connection, steel frame, three-parameter power model

1. はじめに

現在、平面鋼骨組構造物の設計において、柱と梁の接合部はピン接合または剛結接合に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実験的研究により明らかになっている。AISC の荷重抵抗係数設計法（以後、これを AISC-LRFD と呼ぶ）に関する設計基準¹⁾では、骨組構造を剛結接合構造と半剛結接合構造に分類しているが、明確な規定が示されていない。また、Eurocode3²⁾（以後、EC3 と呼ぶ）では、接合部構造の区分として骨組全体の挙動を考慮したバイリニアおよびトゥリニア線を用いた規定が示されている。しかしながら、EC3においても、実際に採用された接合がいずれの区分に属するかや、どのような接合部 $M-\theta$ 特性を示すかが明示されていない。著者らは、非線形な接合部剛性特性を考慮した実務的な半剛結鋼骨組に関する解析法を確立するために、angle 系、header-plate 接合に関する接合部剛性評価式として、三要素パワーモデルの利用を提案し³⁾、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。三つのパラメータのうち、初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u に関しては力学的に定式化⁴⁾を行い、実設計への適用を目指してノモグラフの作成も試みている⁵⁾。一方、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、実験データあるいは数値シミュレーション等によって決定しなければならないものと考えられる。

* 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (050 室蘭市水元町27-1)

** 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (466 名古屋市昭和区御器所町)

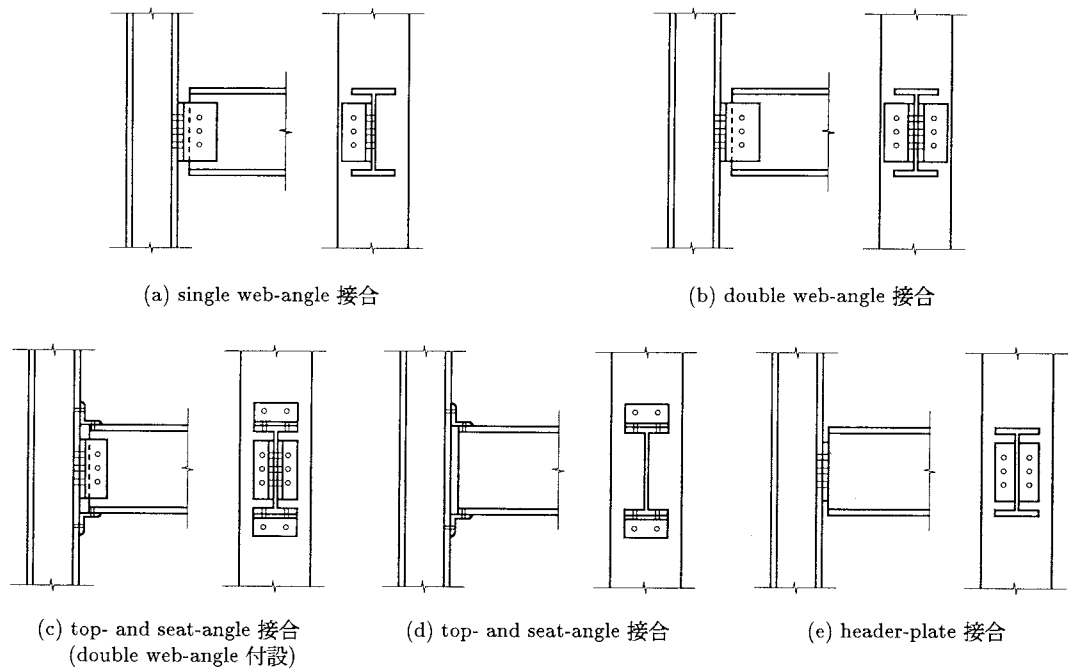
*** 工修 室蘭工業大学大学院 工学部建設システム工学科 (050 室蘭市水元町27-1)

**** 室蘭工業大学大学院 工学部建設システム工学科 (050 室蘭市水元町27-1)

本論文では、半剛結鋼骨組構造において非線形な接合部剛性特性を構造解析に直接組み込むことが可能な合理的設計手法の確立を目的として、接合部剛性特性に関する実験結果のデータベースを用いた三要素パワーモデルの形状指数の評価式の定式化に関し、実骨組を用いた数値解析によってその適用性について検討を行った。本研究では、二種類の評価式を考え、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の固定端モーメントや梁の材端モーメントに関して、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を行っている。

2. angle 系接合および header-plate 接合

本研究で取り扱った接合形式は、angle 系接合である 1) single web-angle 接合, 2) double web-angle 接合, 3), 4) top- and seat-angle with/without double web-angle 接合の四種類, および 5) header-plate 接合である。これらの接合形式の概形図を図－1 に示す。また、表－1 に、本研究に用いられている実験データに関する著者名の一覧を示す。なお、表中の接合タイプ番号はデータベースに登録されているものを用いている。



図－1 各接合形式の概形図

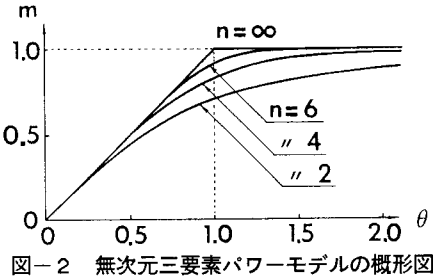
表－1 実験データに関する著者名とデータ数一覧

接合タイプ	著者名	データ数	
I. single-web angle 接合	S.L.Lipson (1968) ⁶⁾	16	16
	J.C.Rathbun (1936) ⁷⁾	7	
II. double-web angle 接合	W.G.Bell et al (1958) ⁸⁾	4	14
	C.W.Lewitt et al (1966) ⁹⁾	3	
	A.Aziznamini et al (1985) ¹⁰⁾	15	
III. top-and seat- angle 接合 (double-web angle 付設)	J.C.Rathbun (1936) ⁷⁾	2	17
	J.C.Rathbun (1936) ⁷⁾	3	
IV. top- and seat- angle 接合	R.A.Hechtman et al (1947) ¹¹⁾	12	15
	W.H.Sommer (1969) ¹²⁾	15	15
VII. header plate 接合	W.H.Sommer (1969) ¹²⁾	15	15

3. 三要素パワーモデル

三要素パワーモデルは、まえがきにも述べているように接合部初期剛性 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。この評価モデルは Richard-Abbott¹³⁾によって応力-歪関係の定式化に用いられた四要素モデルの歪硬化項を無視したものである。無次元化した三要素パワーモデルを次式に示す。

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



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-2に式(1)の概形図を示す。図より接合部 $M - \theta_r$ 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 ($n=\infty$) まで制御可能であることがわかる。また、三要素パワーモデルは 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を有している。

4. 形状指数評価式

まえがきでも述べているように angle 系接合および header-plate 接合に関しては、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 に関しては力学的な定式化が困難であるため、本研究では接合部の実験結果に関するデータベースを用いて決定する方法を採用した。すなわち、1) データベースから得られる angle 系接合および header-plate 接合に関する実験データに対して、 R_{ki} と M_u を算定し、2) 文献 14) に従って $M - \theta_r$ 曲線に関する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 値を求める。このようにして求められた n 値を各接合タイプ毎に $\log_{10} \theta_0 - n$ 座標上に整理し、以下のような二つの評価式の定式化を試みた。すなわち、

- type 1 : 回帰直線を求め、それを評価式とする。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。
- type 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線を評価式とする。ただし、著しくばらつきが大きい値は無視する。

表-2には定式化した評価式の一覧を示している。なお、定式化のために用いられている実験データは、データベ-

表-2 各接合タイプに関する形状指数評価式の一覧

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

スに格納されているデータの内、表-1に示されているような R_{ki} および M_u を算定するために必要なパラメータが明らかになっているもののみを用いている。また、図-3には $\log_{10} \theta_0 - n$ 座標上に実験結果に対する n の分布と各評価式による結果を比較して示している。図-4には図-3における single web-angle 接合および double web-angle 接合の●印に関する実験データの $M - \theta_r$ 曲線を、1) 実験結果、2) 実験結果の代用として用いられる修正

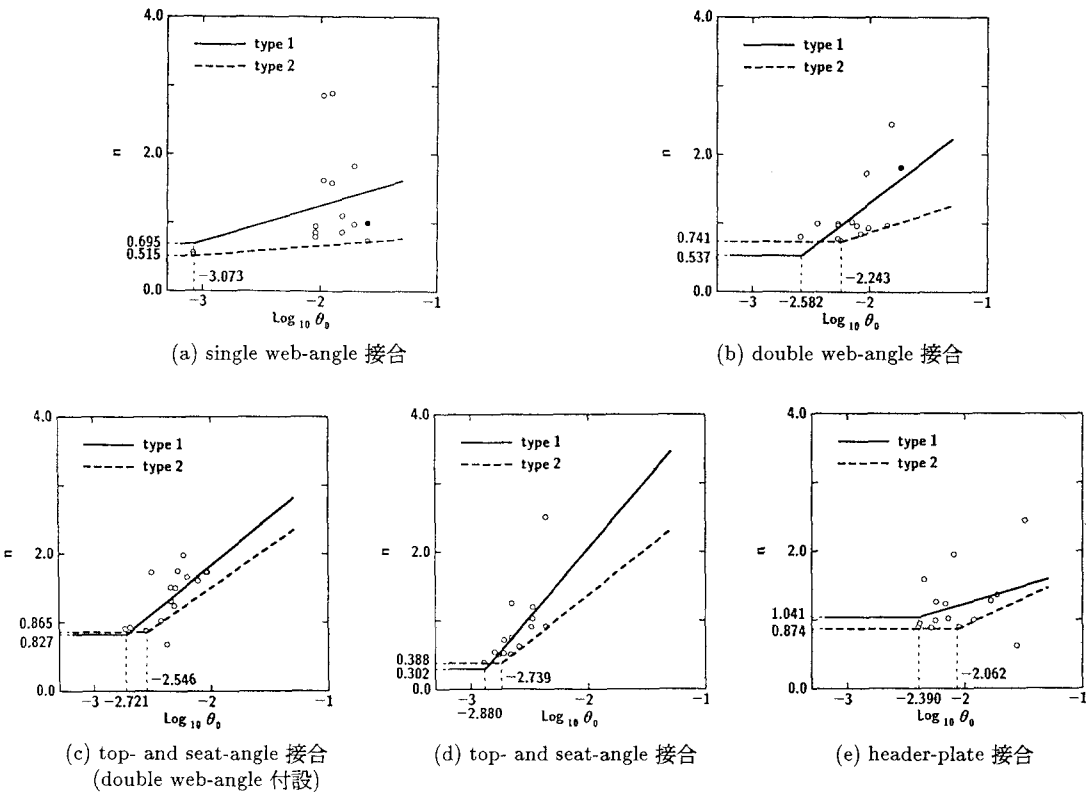


図-3 各接合タイプに対する形状指数 n の分布状況と二つの評価式

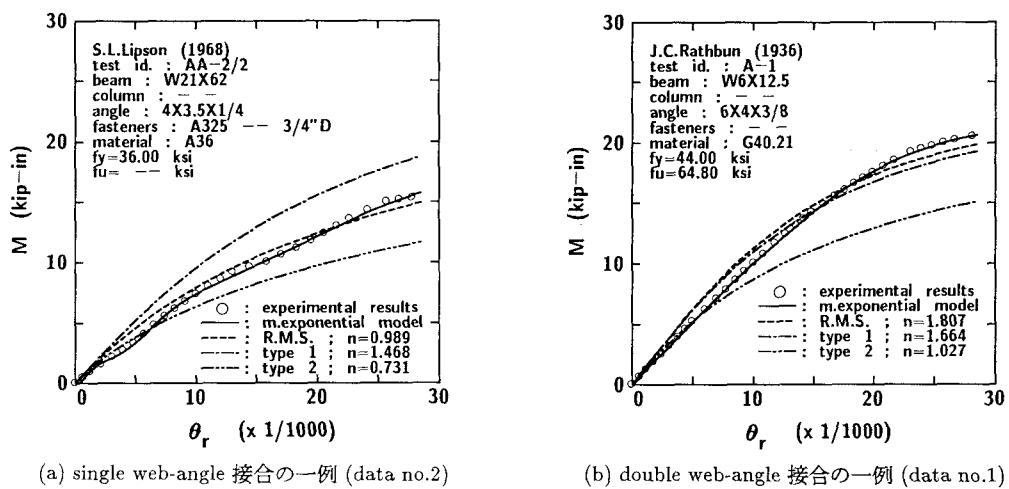


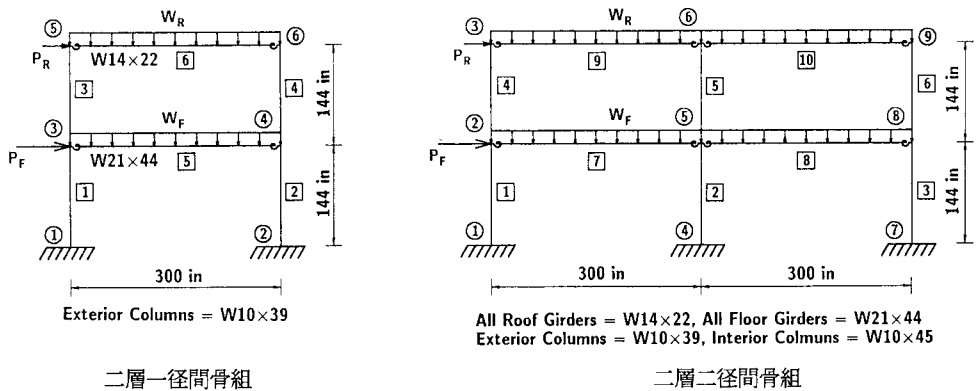
図-4 実験結果および各モデルを用いた場合の $M - \theta_r$ 曲線の比較図

exponential モデルを用いた結果（図中，m.exponential model と表示）， 3) 実験結果に直接三要素パワーモデルを適用した場合の結果（図中，R.M.S. と表示， n はその時の形状指数である）， 4), 5) type 1, 2 に対応して決定された形状指数を採用した場合の結果（図中，それぞれ type 1, 2 と表示， n はその時の形状指数である）を比較して示している．図より，single web-angle 接合の場合には，実験結果は図－3 に示されているように type 1 と 2 の結果の中間的な分布となっており，double web-angle 接合の場合にも，type 2 の結果は同様に実験結果および type 1 の結果より勾配が小さくなっている様子がわかる．

5. 数値解析のための仮定

上述のように決定された各三要素パワーモデルの精度は，半剛結接合骨組に実験結果の $M - \theta_r$ 曲線（数値解析では実験結果の代用として修正 exponential モデルを採用している）を適用して得られる解析結果を真値と考え，対応する接合に各三要素パワーモデルを適用して得られる解析結果を真値に対して無次元化する形で整理検討を行うこととした．解析は AISC-LRFD の設計基準に従って，使用荷重載荷に対しては横移動量を，係数倍荷重載荷に対しては固定端モーメントおよび梁の材端モーメントについて行っている．本研究では，図－5 に示す二層一径間骨組，二層二径間骨組の二種類について検討を行っている．図中に各骨組の要素番号，節点番号，形状寸法および各部材の使用形鋼の呼称を示している．いずれの場合も奥行き中心間隔は 300 in と仮定している．本研究では AISC-LRFD の設計基準に従うこととしていることより，寸法は米国の慣用単位に，形鋼の呼称は AISC-LRFD の設計基準書に従っている．なお，1 in = 2.54 cm である．また， $W a \times b$ において， a は H 形鋼の高さ (in)， b は 1 ft あたりの重さ (lb) を意味している (1 lb = 0.454 kgf)．

載荷荷重に関しては，AISC-LRFD の設計基準に従って各荷重強度を表－3 のように仮定した．使用荷重および係数倍荷重の組み合わせは，前者に関しては $D + L + W$ を，後者に関しては $1.2D + 0.5L + 1.3W$ を選択した．こ



図－5 解析に用いた骨組形式の一覧

表－3 各荷重強度の一覧			
	死荷重 (D)	活荷重 (L)	風荷重 (W)
床板部	68 psf	48 psf	20 psf
屋根部	20 psf	20 psf	

(1 psf = 4.89 kg/m²)

表－4 作用荷重一覧		
	使用荷重状態	係数倍荷重状態
W _R	0.0833 kip/in	0.0708 kip/in
W _F	0.2250 kip/in	0.2117 kip/in
P _R	3.0 kip	3.9 kip
P _F	6.0 kip	7.8 kip

(1 kip = 454 kgf, 1 kip/in = 178.74 kgf/cm)

で、D：死荷重、L：活荷重、W：風荷重である。表－4には各状態に関する作用荷重を一覧にして示している。

本研究では、半剛結接合鋼骨組構造解析法として後藤・Chen¹⁵⁾によって示された、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剛性特性を組み合わせた構造解析法を採用している。従って、係数倍荷重載荷時の部材曲げモーメント算定のために AISC-LRFD の設計基準に示されている B_1 , B_2 法は適用していない。実数値解析は、上記解析法に基づいた解析プログラムと半剛結接合に関するデータベース、接合部剛性特性に関する各評価モデルのパラメータ算出用プログラム (PACOM) および図化処理プログラムを結合させた平面骨組構造解析システムを用い、プログラム PACOM の三要素パワーモデルのパラメータ算定ルーチンに type 1, 2 の形状指数評価式を組み込むことによって行っている。なお、構造解析法の定式化、解析上の接合部のモデル化および非線形計算法に関しては、文献 15), 16) に詳細に述べられていることより、ここでは省略することとする。

6. 数値解析結果および考察

形状指数評価式の各接合タイプに関する精度検討のための数値解析は、表－1に示されている解析可能な全ての実験データを対象として行った。接合部に三要素パワーモデルを適用した場合の解析結果は、横移動量、固定端モーメントおよび梁の材端モーメントに関して、実験結果（修正 exponential モデルで代用）を直接適用した場合の解析値を用いて基準化整理していることより、全ての接合形式に関して一つの図を用いて整理している。横軸には形状指数評価式の定式化の場合と同様に $\log_{10}\theta_0$ を用いている。なお、解析結果において、無次元横移動量、無次元の固定端および梁の材端モーメントはそれぞれ d , m とする。type 1, 2 に関する結果はこれらにそれぞれ suffix 1, 2 を付記して区別することとする。また、type 1 に対する type 2 による解の精度についても検討しており、この場合には suffix 3 を付記することとした。

数値解析は、三要素パワーモデルを用いて評価可能な全てのデータを対象にしている。しかしながら、骨組や載荷荷重の種類および接合部の剛性特性の組み合わせにより、非現実的な変形量を与える場合もある。本研究ではこれらのデータを除き検討を行うこととした。表－5には各検討項目に対して有効なデータ数を一覧にして示している。

表－5 各解析ケースにおける有効なデータ数一覧

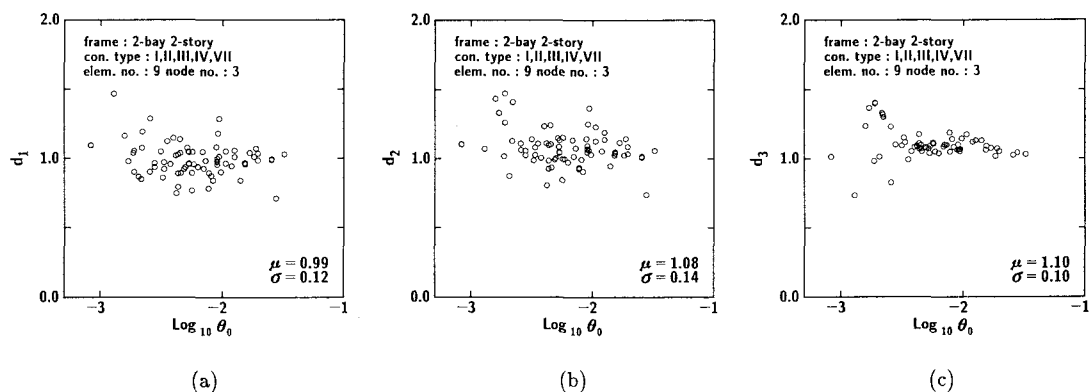
骨組	使用荷重載荷時	係数倍荷重載荷時
二層一径間	77	72
二層二径間	77	77

(検討可能な全データ数：77)

6.1. 横移動量

図－6には使用荷重載荷時の横移動量に関する解析結果の一例として二層二径間骨組の節点3の場合について示している。図中、 μ は全解析結果の平均値を、 σ は標準偏差を表している。 d_1 , d_2 とも 1.0 の場合は三要素パワーモデルを適用した場合の結果が実験結果の $M - \theta_r$ 曲線（修正 exponential モデルで代用）を直接用いた場合の結果と等しいことを意味している。図より d_1 は μ も 0.99 と 1 に近い値を示しており、直線回帰式により決定した形状指数評価式の定式過程に対応しているものと考えられる。一方、 d_2 は $\mu = 1.08$ となっており、設計的に安全側に推移していることがわかる。 d_3 は type 1 に対する type 2 の結果の比である。数データを除き全ての実験データは type 2 の結果が type 1 の結果より大きな値となっていることがわかる。

表－6には、本研究で設定した各骨組に対する検討結果を一覧にしている。表より、二骨組とも type 1 の場合には平均値が $\mu \approx 1$, type 2 の場合が $\mu \approx 1.1$ となっており、二層一径間骨組に関しても、図－6で示した二層二径間骨組と類似の精度を有しているのがわかる。特に type 2 において、 $d_2 > 1.0$ の全データに対する割合を見ると二層二径間骨組で 77 %，二層一径間骨組で 80 % 以上となっている。また、 $d_2 > 0.95$ とする場合には二層二径間骨組で 87 %，二層一径間骨組で 90 % 以上となっており、 $d_2 > 1.0$ は全データの 75 % 以上、5 % のばらつきを考えると全データの 85 % 以上が設計的に安全側の値を与えることがわかる。



図－６ 使用荷重載荷時における二層二径間骨組の無次元横移動量の分布図

表－６ 使用荷重載荷時の無次元横移動量に関する各統計量一覧

Frame	type 1				type 2			
	μ	σ	$d_1 > 1.0$	$d_1 > 0.95$	μ	σ	$d_2 > 1.0$	$d_2 > 0.95$
1-bay 2-story	0.99	0.11	42 %	69 %	1.08	0.11	84 %	95 %
2-bay 2-story	0.99	0.12	43 %	68 %	1.08	0.14	77 %	87 %

6.2. 係数倍荷重載荷時の材端モーメント

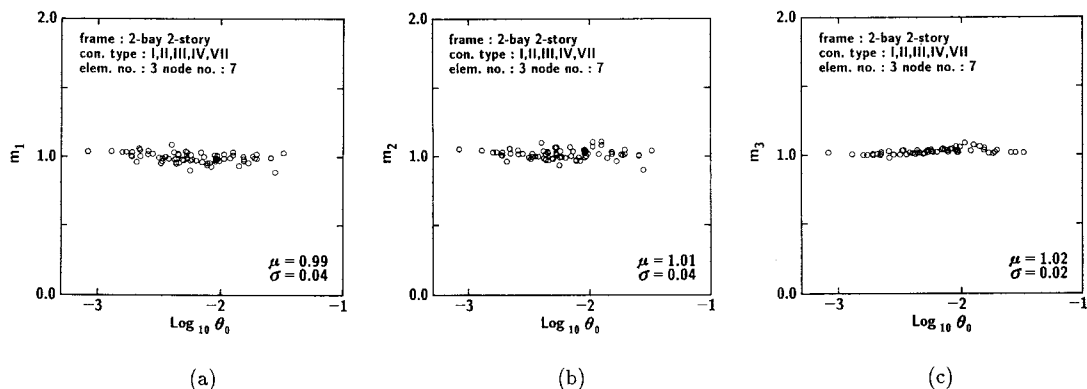
平面鋼骨組構造物において、柱材の耐力照査の場合には材端モーメントの大きい場合が設計的に安全側になるものと判断される。しかしながら、多層多径間骨組の場合には、柱の材端モーメントが接合されている梁の材端モーメントの差の形で算出されるため、柱の材端モーメントに対する接合部剛性特性の影響を明確に示すことは困難であるものと考えられる。そのため、本研究では梁接合部の直接的な影響がなくかつ半剛結接合の影響が総合的に反映される固定端に限定して検討を行うこととした。

一方、梁材の耐力照査は剛結の場合には梁の材端と中央部に関して行われるが、半剛結接合で接合部剛性が明らかになっている場合には、梁中央部に限定することが可能であると考えられる。従って、本研究では梁中央部の曲げモーメントに着目し、梁の材端モーメントが基準値に対して低減する方向に推移する場合を設計的に安全側であると評価して検討を行うものとする。以下、各項目に分けて検討を行う。

6.2.1. 固定端モーメント

柱の材端モーメントに関しては、各節点の半剛結接合の影響が総合的に反映されるものと考えられる固定端について検討を行うこととした。図－７には、解析結果の一例として、二層二径間骨組の節点 7 の場合について示している。図より、type 1, 2 も平均値が $\mu \simeq 1.0$ であり、標準偏差も $\sigma = 0.04$ と小さくなっていることがわかる。これより、固定端モーメントは、後述の梁の材端モーメントや使用荷重載荷時の横移動量と比較して形状指数の影響が小さいことがわかる。

表－７には、二つの骨組の固定端モーメントに関する数値解析結果の統計量を一覧にしている。表より、二層一径間骨組に関しても二層二径間骨組と同様の性状を示すことがわかる。 $m > 1.0$, $m > 0.95$ に占める割合を調べると、特に $m > 0.95$ に関しては type 1 においても最低値が 70 % (二層二径間骨組の節点 1) となっている。type 2 では全てにおいて 95 % 以上であり、type 2 の形状指数評価式を用いることにより 5 % のばらつきを考慮すると 95 % 以上の実験データに関して設計的に安全側の値を与えることがわかる。



図－7 係数倍荷重載荷時における二層二径間骨組の無次元固定端モーメントの分布図

表－7 係数倍荷重載荷時の無次元固定端モーメントに関する各統計量一覧

Frame	Node	type 1				type 2			
		μ	σ	$m_1 > 1.0$	$m_1 > 0.95$	μ	σ	$m_2 > 1.0$	$m_2 > 0.95$
1-bay 2-story	1	1.00	0.08	39 %	82 %	1.05	0.08	86 %	97 %
	2	1.00	0.03	44 %	97 %	1.02	0.03	86 %	99 %
2-bay 2-story	1	0.99	0.11	40 %	70 %	1.07	0.13	82 %	95 %
	4	0.99	0.05	42 %	86 %	1.03	0.05	79 %	96 %
	7	0.99	0.04	40 %	92 %	1.01	0.04	65 %	97 %

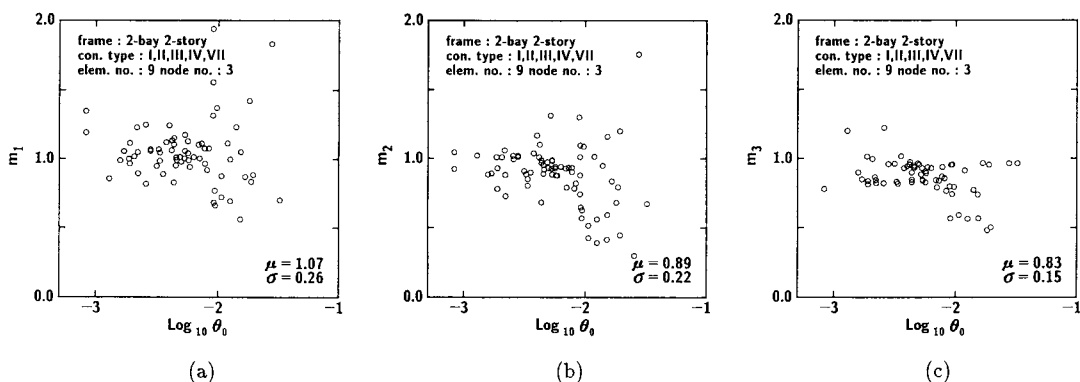
6.2.2. 梁の材端モーメント

梁の材端モーメントは接合部剛性特性の影響を直接受けるため、特に風荷重作用位置における節点に関しては、実験データを直接利用する場合に対して符号が逆転するケースや、2倍以上の差が生じるケースがある。表－8には、このような状態となる場合の実験データの数を一覧にして示している。

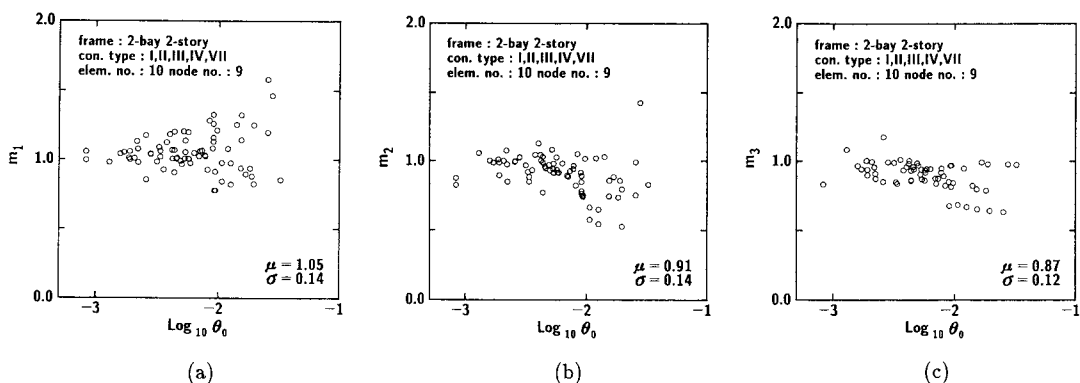
表－8 $m < 0, m > 2$ となる場合のデータ数一覧

Frame	Elem.	Node	type 1		type 2	
			$m_1 < 0$	$m_1 > 2$	$m_2 < 0$	$m_2 > 2$
1-bay 2-story	5	3	4	2	2	3
	6	5	4	2	4	2
2-bay 2-story	7	2	2	3	1	4
	8	5	2	4	1	4
	9	3	1	3	1	0
	10	6	1	3	1	0

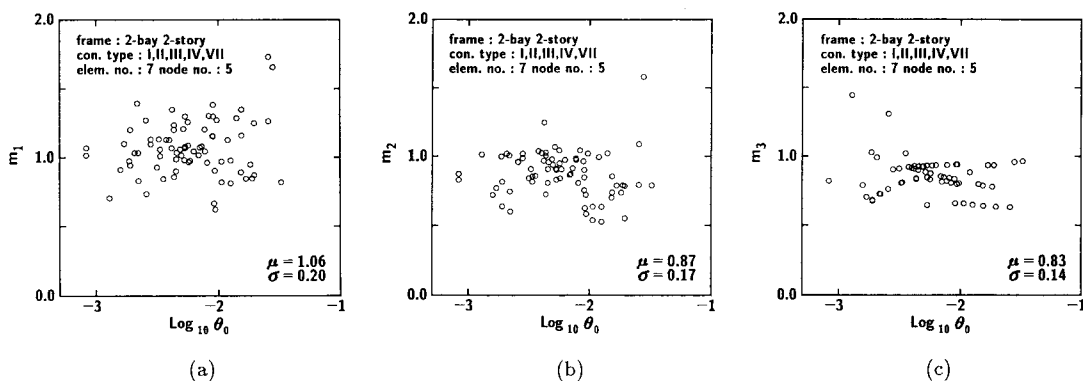
本研究では煩雑さを避けるため、各タイプに関する精度検討における統計量算定時にはこれらのデータを除いて処理することとした。図－8(a)～(c)には数値解析結果の一例として二層二径間骨組の三節点の場合について示している。いずれの場合も、使用荷重載荷時の横移動量や固定端モーメントよりも分散の程度が大きくなっていることがわかる。しかしながら、 m_2 の平均値は m_1 より0.14～0.19だけ低下し、また、 m_3 の分布も1以上のデータが数点あるのみである。これよりtype 2の場合は妥当な範囲で安全側に推移しているものと考えられる。表－9には、各骨組に対する梁の材端モーメントに関する数値解析結果の統計量を一覧に示している。表より、type 1の場合の平均値 μ は1.0以上となっているが、type 2では0.9以下となっていることがわかる。また、いずれの骨組も風荷重載荷点の標準偏差 σ の値が大きくなっており、風荷重載荷点部の梁の材端モーメントは接合部剛性特性の影響を大きく受けることがわかる。type 2の結果において、二層一径間の節点3では $m_2 < 1$ の全データに占める割合が64 %、 $m_2 < 1.05$ に対しては73 %であるが、その他の梁の材端モーメントに関しては、 $m_2 < 1$ は70 %以上、 $m_2 < 1.05$ は



図－8 (a) 係数倍荷重載荷時における二層二径間骨組の無次元梁材端モーメントの分布図 (Elem. 9, Node 3)



図－8 (b) 係数倍荷重載荷時における二層二径間骨組の無次元梁材端モーメントの分布図 (Elem. 10, Node 9)



図－8 (c) 係数倍荷重載荷時における二層二径間骨組の無次元梁材端モーメントの分布図 (Elem. 7, Node 5)

表－9 係数倍荷重載荷時の梁の無次元材端モーメントに関する数値解析結果の各統計量一覧
($m < 0$, $m > 2$ のデータ数は除いている)

Frame	Elem.	Node	type1				type2			
			μ	σ	$m_1 < 1$	$m_1 < 1.05$	μ	σ	$m_2 < 1$	$m_2 < 1.05$
1-bay 2-story	5	3	0.99	0.41	52 %	61 %	0.91	0.37	64 %	73 %
	5	4	1.04	0.18	42 %	51 %	0.88	0.16	85 %	93 %
	6	5	1.03	0.30	44 %	52 %	0.87	0.32	71 %	82 %
	6	6	1.04	0.13	39 %	58 %	0.91	0.14	78 %	94 %
2-bay 2-story	7	2	1.10	0.35	40 %	49 %	0.83	0.35	74 %	81 %
	7	5	1.06	0.20	36 %	48 %	0.87	0.17	79 %	95 %
	8	5	1.09	0.35	44 %	49 %	0.83	0.33	76 %	83 %
	8	8	1.06	0.19	36 %	49 %	0.88	0.16	78 %	95 %
	9	3	1.07	0.26	42 %	53 %	0.89	0.22	72 %	87 %
	9	6	1.05	0.15	37 %	52 %	0.90	0.14	77 %	94 %
	10	6	1.07	0.27	41 %	49 %	0.88	0.23	74 %	83 %
	10	9	1.05	0.14	34 %	57 %	0.91	0.14	78 %	94 %

80 % 以上となっており type 1 に対して安全側に推移していることがわかる。

7. まとめ

AISC-LRFD や EC3 に規定されている半剛結鋼骨組の合理的な設計解析方法を確立するために、接合部の $M - \theta_r$ 曲線を直接解析式に組み込むことを前提とし、接合部剛性評価モデルである三要素パワーモデルの形状指数 n の実用的な評価式を求めることを目的として、実骨組を用いた数値解析により検討を行った。本研究では、angle 系接合および header-plate 接合に対し、接合部に関する実験結果のデータベースを用いて二つの評価式の定式化を試みた。それらは各実験結果の接合部 $M - \theta_r$ 曲線から直接算定される形状指数 n の $\log_{10} \theta_0$ 軸に関する分布に対し、回帰直線を用いる type 1 と分布の最低値をバイリニア線的に結んで得られる type 2 である。数値解析は二層一径間骨組と二層二径間骨組に対して、使用荷重と係数倍荷重を作用させて行った。解析結果は実験データを直接用いて得られる解析値に対する無次元量で整理している。本解析結果より、type 1 に関しては横移動量や固定端モーメント、梁の材端モーメントとも、評価式の定式過程と同様、平均値 $\mu = 1.0$ 前後の値を与える。type 2 に関しては横移動量や固定端モーメント、梁の材端モーメントとも、5 % のばらつきを考慮するとおおよそ 80 % 以上のデータが設計的に安全側に推移していることが明らかになった。

なお、本研究は米国の AISC-LRFD の設計基準に基づき、全て国外の接合部剛性に関する実験データを基にして行われたものである。しかしながら、我国においても期間が限定される仮設構造物に対しては、半剛結接合骨組の利用も可能であるものと考えられ、本研究の成果もこれらの構造物の合理的な断面設計に応用できるものと考えられる。また、半剛結接合構造は接合部に大きなエネルギー吸収能を有していることより、その耐震性に関する詳細な検討を行うことによって、地震国である我国における永久構造物への適用の道も開けるものと考えられる。

参考文献

- 1) AISC : Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 1st Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, September 1986.
- 2) EC3 : Eurocode NO.3, Design of Steel Structures, Draft Issue, Commission of European Communities, April 1990.
- 3) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections: data base and modeling, Journal of

Structural Engineering, ASCE, 115, 1; 105-119, 1989.

- 4) Kishi, N. and Chen, W.F. : Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles, Journal of Structural Engineering, ASCE, 116, 7; 1813-1834, 1990.
- 5) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G. : Design aid of semi-rigid connections for frame analysis, AISC Engineering Journal, 30, 3; 90-107, 1993.
- 6) Lipson, S.L. : Single-angle and single-plate beam framing connections, Proc., Canadian Structural Engineering Conference, 141-162, 1968.
- 7) Rathbun, J.C. : Elastic properties of riveted connections, Transactions of ASCE, 101; 524-563, 1936.
- 8) Bell, W.G., Chesson, E., Jr., and Munse, W.H. : Static test of standard riveted and bolted beam-to-column connections, Univ. of Illinois Engrg. Exper. Station, Urbana, IL, 1958.
- 9) Lewitt, C.W., Chesson, E., Jr., and Munse, W.H. : Restraint characteristics of flexible riveted and bolted beam-to-column connections, Dept. Civ. Engrg., Univ. of Illinois, Urbana, IL, 1966.
- 10) Azizinamini, A., Bradburn, J.H., and Radziminski, J.B. : Static and cyclic behavior of semi-rigid steel beam-column connections, Dept. Civ. Engrg., Univ. of South Carolina, Columbia, SC, 1985.
- 11) Hechtman, R.A., and Johnston, B.G. : Riveted semi-rigid beam-to-column building connections, Progress Report Number 1, AISC, Lehigh Univ., Bethlehem, PA, 1947.
- 12) Sommer, W.H. : Behavior of welded-header-plate connections, Thesis presented to the University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada, in partial fulfillment of requirements for the degree of Master of Applied Science, 1969.
- 13) Richard, R.M. and Abbott, B.J. : Versatile elastic-plastic stress-strain formula, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 101, 4; 511-515, 1975.
- 14) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G. : Applicability of three-parameter power model to structural analysis of flexibly jointed frames, Mechanics Computing in 1990s and Beyond, Proceedings, Engineering Mechanics, ASCE, Columbus, OH, May 20-22, 238-242, 1991.
- 15) Goto, Y. and Chen, W.F., On the computer-based design analysis for flexibly jointed frames, Journal of Constructional Steel Research, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed), 8, 203-231, 1987.
- 16) 岸 徳光・後藤芳顕・松岡健一：半剛結接合に関するデータベースを用いた平面骨組構造解析システムの開発，構造工学論文集，36A，1065-1072，1990.3.

(1993 年 9 月 16 日受付)