スリットプレートダンパーを有する半剛接合部の実験

EXPERIMENTAL STUDY ON THE SEMI-RIGID BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS WITH SLIT PLATE DAMPERS

呉 相 勲^{*1}, 山田 哲^{*2}, 秋山 宏^{*3}, 大竹章夫^{*4}, 福田浩司^{*5}
Sang-Hoon OH, Satoshi YAMADA, Hiroshi AKIYAMA,
Fumio OTAKE and Koji FUKUDA

The flexible-stiff mixed structure, where the main frame is used as a flexible element and the earthquake input energy is mainly absorbed by energy absorption element, is suggested to enable an effective earthquake resistant design. In order to achieve such flexible-stiff mixed structure, a connection with a slit-type steel plate damper installed at each ends of wide-flange section beam, as an energy absorption element, was proposed through this research. A series of experiment was carried out to evaluate their structural performance and behavior. The main parameter of experiment was the aspect ratio of the struts in slit plates. Experimental results indicates that most of the energy was absorbed by plastic deformation of slit plate dampers. Additionally, the behavior of such type of connection can be expressed into the sum of the behavior of non-diaphragm connection, where only the web of beam is welded to the column, with that of the slit plate damper.

Keywords : hysteretic damper, connection, energy absorption capacity, flexible-stiff mixed structure

履歴型ダンパー、接合部、エネルギー吸収能力、柔剛混合構造

1. 序

極限地震下で構造物の耐震性能を確保するためには、構造物に地震による入力エネルギーを上回るエネルギー吸収能力を付与しなくてはならない。従来の耐震設計では、重力を支える主架構に地震による入力エネルギーの吸収も期待していたが、重力を支持する主架構と地震による入力エネルギーを吸収するエネルギー吸収要素を分離することで、より合理的な耐震設計が可能となる。強震下においても主架構を弾性範囲に留めるには、主架構の剛性を小さくし、剛性の大きなエネルギー吸収要素を組み込むことになる。これが、重力を支える主架構を柔要素、エネルギー吸収要素を剛要素とする柔剛混合構造¹⁾である。

柔剛混合構造の可能性の一つとして、エネルギー吸収要素を応力の大きくなる梁端部に設け、梁降伏型のような全体降伏型のメカニズムを形成し、効率の良いエネルギー分散型骨組を実現することが考えられる。接合部を半剛接合とすることで、弾性変形量の大きい

主架構が実現する。半剛接合部を用いた柔らかい骨組(柔要素)に、剛性の高い弾塑性履歴型ダンパーをエネルギー吸収要素(剛要素)として組み込むことで、骨組の初期剛性を確保すると同時に、地震による入力エネルギーをダンパーで吸収することができる。

筆者らはこれまでに、剛性が小さく弾性変形量の大きい柔要素として、角形鋼管柱-H形梁接合部のダイアフラムを省略した無補強半剛接合部の実験を行い、その力学的特性を明らかにした²⁾。また、エネルギー吸収要素である剛要素として、スリットプレートダンパーの繰り返し載荷実験を行い、その復元力特性とエネルギー吸収能力を明らかにした³⁾。

本研究では、ダイアフラムを省略した無補強半剛接合部²⁾を拡張し、梁フランジから柱への応力伝達をスリットプレート型ダンパーを介して行うようにした柔剛混合形式接合部について、静的繰り返し載荷実験を行い、その力学的特性を評価するとともに、履歴挙動を予測する力学モデルを構築する。

^{*1} 浦項産業科学研究所 博士(工学)

^{*2} 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

^{*3} 日本大学総合科学研究所 教授

東京大学 名誉教授・工博

^{*4} 住友金属 工博

^{*5} 住友金属 博士(工学)

Research Institute of Industrial Science & Tech., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Nihon Univ., Prof. Emeritus, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Sumitomo Metal Industries, Dr. Eng.

Sumitomo Metal Industries, Dr. Eng.

2. 試験体

試験体は柱を角形鋼管、梁を H 型鋼とする十字型の部分架構である。概形を図-1に示す。接合部はダイアフラムを省略した半剛接合部³⁾となっているが、梁フランジから柱への応力伝達をスリットプレート⁴⁾を介して行うようになっている。すなわち、梁ウェブについては柱に完全溶け込み溶接されているが、梁フランジについては、材端を30mm切り落として絶縁したうえで、柱との間にスリットプレートを装着している。スリットプレートは、一方の縁で梁フランジと同一平面上で完全溶け込み溶接され、もう一方の縁で柱に応力を伝達するための縦板に溶接されている。

本実験で用いた試験体は全部で5体であり、スリットプレートのストラットの幅とスリットプレートの柱への取り付け方が主要なパラメーターとなっている。スリットプレートの取り付け方については、CDタイプとIDタイプがあり、CDタイプの試験体では、スリットプレートを柱に接続するための縦板の外面を柱ウェブの中心線に合

わせているが、IDタイプ試験体では縦板の外面を柱ウェブの内側に合わせている。これは、CDタイプの試験体での縦板の柱への溶接位置が、塑性加工による影響で材質が劣化している角部にあたり、溶接には最も不利な場所であることの影響を検討するために設定したパラメーターである。

試験体の一覧を表-1に示す。表中 B_s はスリットプレートのストラットの幅、 H_s はストラットの平行部の長さ、 r_s はストラットの R 部の半径、 t_s はスリットプレートの板厚、 n_s はスリットプレート 1 枚あたりのストラットの本数である。各試験体のスリットプレートの長さはいずれも24cmであり、スリットプレート 1 枚あたりのストラットの本数は、CD10試験体では8本、CD20、ID20では6本、CD28、ID28試験体では5本となっている。使用鋼材であるが、柱についてはS TKR400材を、梁及びスリットプレートについてはSM490材を用いた。使用鋼材の JIS-1A 号試験片による素材試験結果を表-2に示す。

(1) 全体図 (立面および A-A'断面)

図-1 試験体形状

(2) B部詳細図(CD TYPE)

(3) B部詳細図(ID TYPE)

表-1 試験体一覧

試験体	柱断面	梁断面	ダンパー形状				
			B_s (mm)	H_s (mm)	r_s (mm)	t_s (mm)	n_s (本)
CD10	□-400x400x19	H-400x163x12x19	10	20	10	16	8
CD20			20				6
CD28			28				5
ID20		H-400x144x12x19	20				6
ID28			28				5

図-2 ストラット形状

表-2 素材試験結果

	鋼種	使用部位	降伏耐力 (MPa)	破断耐力 (MPa)	破断伸び (%)
PL19	STKR400	柱(平板部)	357	400	25.4
PL19	SM490	梁(フランジ)	311	487	25.9
PL12	SM490	梁(ウェブ)	335	523	25.7
PL16	SM490	ダンパー	346	621	19.2

3. 実験方法

実験は3点曲げ方式で行った。セットアップを図-3に示す。载荷には油圧式2000ton試験機を用い、载荷点上部の球座を固定した平押し条件で柱部に荷重を加えた。変形の計測には図-3に示す位置に取り付けた変位計を用い、柱部の鉛直変位を計測した。载荷パターンは、初期载荷時において概ね塑性率が2程度となった変位を変位振幅の増分とする、漸増変位振幅繰り返し载荷とした。

4. 実験結果

4.1 実験経過

図-4に各試験体の荷重-変形関係曲線を示す。縦軸は梁端部に作用するせん断力であり、横軸は図-3に示した変位計①、②で計測した接合部位置における鉛直変位である。図中の▼印はスリットプレートに発生した亀裂の進展によって、耐力の低下が始まる点を示している。

図-3 実験セットアップ

ている。同じスリットプレートを装着した CD20、ID20、CD28、ID28 の各試験体からは、ほぼ同じ履歴特性が得られた。

すべての試験体において、最大耐力に達した後耐力の低下が始まると直ちにスリットプレートが破断し、急激な耐力の低下が見られた。そしてある程度耐力が低下した後、柱フランジの面外抵抗による耐力の上昇が見られた。これは、ダンパーが破断した後も完全溶け込み溶接されたウェブと柱の接合箇所が健全であり、ウェブを介して十分な曲げ応力の伝達が行なわれたことによる。

また、実験終了時の柱フランジ角部の溶接部は CD タイプ、ID タイプ試験体共に健全であった。また、柱フランジと梁ウェブの溶接部では、溶接部近傍の柱フランジ母材に延性亀裂が生じていたが、スリットプレートが破断した後の変形の進行によって生じたものであり、亀裂の進展による耐力の低下は見られなかった。

(3) CD28

(1) ID10

(4) ID20

(2) CD20

(5) ID28

図-4 荷重-変形関係

4.2 初期剛性

荷重-変形関係から求めた試験体の初期剛性(接線剛性)を、同一の断面を有する梁についてダンパーをつけない通常の柱梁接合部(剛接合)としたときの剛性と比較し図-5に示す。今回の実験で用いた試験体では、CD10 試験体で通常の柱梁接合部に対して 1/3 程度、他の 4 体の試験体で 1/2 程度の剛性となっている。

4.3 履歴吸収エネルギー

スリットプレートの破断によって決まる最大耐力点までに試験体が吸収した履歴吸収エネルギー W_p を表-3に示す。履歴吸収エネルギーの大部分はスリットプレートの塑性変形によってなされたものである。表中、 W_{pl}^* は同位置の断面を有する梁を剛接合としたときの単位塑性仕事であり、梁断面の全塑性耐力 Q_p と全塑性耐力に対応した先端の弾性変形 δ_p^* の積である。また、 $\bar{\eta}^*$ は試験体の履歴吸収エネルギーを、剛接合とした梁の累積塑性変形倍率に置換した値であり、 W_p を W_{pl}^* で除して求めた。各試験体とも、スリットプレートが破断するまでの変形量は差がなかったが、耐力の違いがエネルギー吸収能力の違いとして現れた。梁の全塑性耐力 Q_p は、フランジ幅の広いCDシリーズで362(kN)、フランジ幅の狭いIDシリーズで330(kN)であり、もっとも耐力の小さかった CD10 試験体では、最大耐力でも Q_p の 2/3 程度であったが、他の 4 体の試験体の最大耐力は Q_p を上回るものであった。剛接合部に置換した累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}^*$ でみると、CD10 試験体ではやや小さめの値となったが、安定した梁降伏型のメカニズムを形成しうることと考えれば、部材のエネルギー吸収能力に基づく耐震設計を行うには十分な値であるといえる。

図-5 試験体の初期剛性

表-3 履歴吸収エネルギー

試験体	W_p ($kN \cdot m$)	W_{pl}^* ($kN \cdot m$)	$\bar{\eta}^*$
CD10	52.9	2.38	22.2
CD20	84.5	2.38	35.5
CD28	134.2	2.38	56.4
ID20	108.6	2.15	50.4
ID28	130.5	2.15	60.6

5. 復元力特性の検討

5.1 耐荷機構と変形状態

実験から得られた繰り返し荷重下における試験体の荷重-変形関係を、スリットプレート・無補強接合部・梁の各変形要素の荷重-変形関係に明確に分解して評価することはできないが、変形要素それぞれ復元力特性のモデルに基づき試験体の荷重-変形関係を予測し、実験から得られた荷重-変形関係と比較検討する。

試験体を構成する変形要素であるが、試験体の片スパンを外力条件・変形状態に基づき、図-6に示すように要素分割する。分割された変形要素は、①スリットプレートの面内変形、②スリットプレートの面外変形、③無補強接合部の変形、④スリットプレートが取り付け部分の梁の曲げ変形、スリットプレートが取り付け部分の外側の梁の曲げ変形の5つである。

梁の先端に作用するせん断力の一部は梁ウェブを介して柱に伝達されるが、残りはスリットプレートから縦板を介して柱に伝達される。せん断力の一部がスリットプレートに作用することで、図-6中に示した面外変形が生じる。このスリットプレートの面外変形は、スリットプレートが接合されている縦板と梁の相対変位と対応したものとなる。スリットプレートが接合される区間での梁の曲げ変形量は小さく、縦板との相対変位は無補強接合部の変形による梁材端部での回転角 θ と対応したものになる。従って、無補強接合部とスリットプレートの面外変形挙動とそれに伴う抵抗は、図-6に示すように、無補強接合部の剛性を k スリットプレートの面外剛性を αk とする並列バネとしてモデル化する。また、せん断力によって生じる曲げモーメントによってスリットプレートには面内変形が生じる。梁フランジの中心間距離を h_c 、スリットプレートの変形量を Δ とすると、スリットプレートの面内変形によって生じる梁材端部の回転角は $\theta = 2\Delta/h_c$ であり、接合部における変形の適合条件から $\theta = \theta$ となるので、スリットプレートの面内変形挙動と抵抗も、図-7に示すように、スリットプレートの面内剛性を αk とする並列バネとしてモデル化する。そして梁については、スリットプレートが取り付け部分とその外側に分割することで、それぞれの荷重条件に対応したバネにモデル化することができるので、材端部分の並列バネから連なる直列バネとして、図-7に示すようにモデル化する。

5.2 スリットプレートの履歴挙動

繰り返し荷重を受ける試験体のスリットプレートは面内と面外に強制変形を受け、実際の履歴挙動は両者の影響を反映したものとなるが、面内変形による塑性化が十分早期に起こることから、面内変形に対する履歴挙動には面外変形に対する履歴挙動の影響は出ないものと仮定する。繰り返し曲げを受けるスリットプレートの荷重-変形関係(面内挙動)は、図-8に示すように、一方向荷重下における荷重-変形関係と概ね一致する骨格曲線⁹⁾とバウシinger部⁹⁾そして弾性除荷部に分解できる⁹⁾。このうち骨格曲線については、要素実験より tri-linear 型にモデル化されている⁹⁾。文献 3)のモデルを、本研究で扱う上下フランジの左右合計 4カ所にスリットプレートを配した半剛接合部に適用し、スリットプレートの履歴挙動を予測する。接合部における荷重-変形関係を、梁の先端に作用するせん断力 Q と梁の先端の変位 δ の関係で表し、文献 3)のモデルを適用すると、

図-6 試験体の変形状態と要素分割

図-7 耐荷機構

図-8 荷重-変形関係の分解(スリットプレート・梁)

1次剛性 K_1 、降伏耐力 Q_1 、2次剛性 K_2 、2次剛性から3次剛性へと移行する耐力 Q_2 、3次剛性 K_3 は以下のように表される。ここで、スリットプレートに作用する外力は応力勾配の影響で材長方向に変化するが、平均値であるスリットプレート中心位置に作用する力で代表した。

$$sK_1 = \frac{n_s \cdot E \cdot t_s \cdot B_s \cdot h_c}{1.5(2r_s + H_s) \cdot \left[\left(\frac{H_s}{B_s} \right)^2 + 2.6 \right] \cdot L_b \cdot (L_b - l_s)^2} \quad (1)$$

スリットプレートの降伏耐力が曲げで決まる場合

$$sQ_1 = \frac{n_s \cdot \sigma_{ys} \cdot B_s^2 \cdot t_s \cdot h_c}{H \cdot (L_b - l_s)} \quad (2)$$

$$sK_2 = 1/25 sK_1 \quad (3)$$

$$sQ_2 = \frac{n_s \cdot \sigma_{us} \cdot B_s^2 \cdot t_s \cdot h_c}{H \cdot (L_b - l_s)} \quad (4)$$

$$sK_3 = 1/125 sK_1 \quad (5)$$

スリットプレートの降伏耐力がせん断で決まる場合

$$sQ_1 = \frac{4 \cdot n_s \cdot \sigma_{ys} \cdot B_s \cdot t_s \cdot h_c}{3\sqrt{3} \cdot (L_b - l_s)} \quad (6)$$

$$sK_3 = 1/75 sK_1 \quad (7)$$

$$sQ_2 = \frac{4 \cdot n_s \cdot \sigma_{us} \cdot B_s \cdot t_s \cdot h_c}{3\sqrt{3} \cdot (L_b - l_s)} \quad (8)$$

$$sK_3 = 1/225 sK_1 \quad (9)$$

ここで、 E :弾性係数

$$H_s' = H_s + \frac{2r_s^2}{(H_s + 2r_s)}$$

L_b :柱フェイスより反力点までの距離 (=1,350mm)

l_s :柱フェイスよりダンパー中心までの距離
(=150mm)

σ_{ys} :スリットプレート材の降伏耐力

σ_{us} :スリットプレート材の引張耐力

また、バウシンガー部については、文献5)の履歴モデルを用いた。

一方、面外変形については以下のようにモデル化した。面外方向への変形量は材長方向で変化するが、平均的な挙動となる材長方向の中心位置での挙動で代表し、材長方向に均等に变形が生じるものとして弾性剛性を求めた。さらに、面内変形で塑性化を開始した時点で面外方向にも降伏するものと仮定し、骨格曲線については2次剛性が0となるbi-linear型のモデルを、バウシンガー部については文献5)の履歴モデルを適用した。

5.3 無補強接合部の履歴挙動

ダイアフラムを省略した無補強接合部については、既報2)で形状・荷重条件を主たるパラメーターとした16体の試験体の実験結果から、梁の变形までを含んだ片スパン分の履歴挙動をbi-linear型の復元力特性にモデル化した。この履歴モデルを基に、柱フランジの面外変形分を抽出し、無補強接合部の履歴モデルをBi-linear型にモデル化した⁽¹⁰⁾。履歴モデルを梁の先端に作用するせん断力 Q と梁の先端の変位 δ の関係で表したときの降伏耐力 cQ_y 、1次剛性 cK_1 、2次剛性 cK_2 は式(10)~(12)で与えられる。

$$cQ_y = 1.38 c \sigma_y t_c^2 \left\{ 2 \sqrt{\frac{b_c}{b_c - B_b}} + \frac{t_r}{b_c - B_b} \right\} h_c / L_b \quad (10)$$

$$cK_1 = 25 EI^* (B_b / b_c)^4 (h_c / B_b)^2 (b_c / t_c) / L_b^2 \quad (11)$$

$$cK_2 = 0.09 EI^* (B_b / b_c)^{3.6} (h_c / B_b)^{2.2} (b_c / t_c)^2 / L_b^2 \quad (12)$$

ここで、 $c\sigma_y$:柱フランジ材の降伏点

t_c :柱フランジの板厚

b_c :柱フランジの板厚中心間距離

B_b :梁フランジ幅

t_r :梁フランジの溶接寸法

$I^* = t_c^3 / 12$

本研究で用いた試験体では梁フランジは柱とは絶縁され梁ウェブのみ接合されている。復元力特性のモデルを適用するにあたり、梁フランジ幅 B_b としてウェブの板厚を代入し、梁フランジの溶接寸法 t_r として0を、梁フランジ中心間距離 h_c としてウェブの成を代入した。

5.4 梁の履歴挙動

梁はスリットプレートが取り付け部分とその外側に分割されるが、外側については片持梁として扱うことができる。スリットプレートが取り付け部分についても、ウェブのみ接合された無補強接合部の剛性は十分に小さく柱の抵抗モーメント cM は先端側のモーメント M に比べて十分に小さいことから0であると見なし、途中のモーメントは連続的に変化すると仮定することで、柱側を自由端とする片持ち梁と見なした。なお、この部分の断面については、図-6中にも示したように、梁のフランジに接合されたスリットプレートの付け根の部分も曲げに抵抗するものとして強度と剛性の算定を行った。

繰り返し曲げを受ける梁の荷重-変形関係は、図-8に示したように、一方向荷重下における荷重-変形関係と概ね一致する骨格曲線⁹⁾とバウシンガー部⁹⁾そして弾性除荷部に分解でき、骨格曲線については、2次剛性が1次剛性の3%となるbi-linear型のモデル¹⁰⁾を用い、バウシンガー部については文献5)の履歴モデルを用いた。

5.5 予測結果と実験結果の比較

図-7の力学モデルに5.2~5.4で説明した各変形要素の履歴挙動を適用し、各試験体の荷重-変形関係の予測を行った。予測結果を実験結果と比較し、図-9に示す。図中実線は実験結果を、破線は予測結果を表す。スリットプレートが曲げ降伏するCD10試験体では予測結果は高めの剛性を与えているが、スリットプレートがせん断降伏する他の4体の試験体では、載荷初期よりスリットプレート型ダンパーの破断によって決まる最大耐力までの履歴挙動において、予測結果と実験結果は良い対応を示している。今回用いたスリットプレートがせん断降伏する試験体については、荷重-変形関係の予測計算結果は妥当であると言える。

(1) CD10

(2) CD20

(3) CD28

(4) ID20

(5) ID28

図-9 荷重-変形関係の予測結果と実験結果の比較

6. 結論

梁降伏型のような全体降伏型のメカニズムを形成し、効率の良いエネルギー分散型柔剛混合骨組を実現するための、ダイアフラムを省略した無補強半剛接合部²⁾を拡張し、梁フランジから柱への応力伝達をスリットプレート型ダンパーを介して行うようにした柔剛混合形式接合部について、繰り返し載荷実験を行った。実験結果に基づき、以下の知見を得た。

(1)柔剛混合形式接合部の履歴挙動は、安定した紡錘型の形状を示し、スリットプレートの破断によって決まる最大耐力まで安定したエネルギー吸収能力を発揮する。

(2)今回用いた試験体では、初期剛性が接合部を剛接とした場合の1/2 から 1/3 程度の半剛接合部となっていた。スリットプレートの形状と接合部剛性の関係については、現時点では限られた実験結果しか得られていないが、エネルギー吸収能力を有する半剛接合部としての可能性を示す結果が得られた。

(3)接合部ならびに梁を外力条件・変形状態に基づき変形要素に分割し、それぞれの変形要素の履歴挙動をモデル化した、柔剛混合構造接合部を有する梁部材の荷重-変形関係の予測計算方法を示した。予測計算結果は、スリットプレートが曲げ降伏する試験体では高めの剛性を与えたが、スリットプレートとの降伏耐力がせん断によって決まる試験体については、載荷初期から最大耐力に至るまでの履歴挙動において、実験結果と良い対応を示した。今回用いた試験体に限定される結論であり、今後さらなる実験結果を蓄積していくことで、適用範囲を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計 第2版、東京大学出版会、1987年
- 2) 秋山 宏、呉 相勲、大竹章夫、福田浩司、山田 哲：無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント-回転角関係の一般化、日本建築学会構造系論文集 第484号, pp.131-140, 1996年6月。
- 3) Amadeo Benavent Climent, Sang-Hoon OH, Hiroshi Akiyama: Ultimate Energy Absorption Capacity of Slit-Type Steel Plates Subjected to Shear Deformations, 日本建築学会構造系論文集 第503号, 1998年1月。
- 4) 加藤 勉, 秋山 宏：鋼構造部材の耐力(その4), 日本建築学会論文報告集, 第151号, pp.15-20, 1968年9月。
- 5) 秋山 宏, 高橋 誠：鋼構造剛接合骨組の耐震性に及ぼすパウシンガー効果の影響, 日本建築学会構造系論文集 第418号, pp.49-57, 1990年2月。

付録 無補強接合部の復元力特性

ダイアフラムを省略した無補強接合部については、既報 2)で形状・荷重条件を主たるパラメーターとした 16 体の試験体の実験結果から、bi-linear 型の復元力特性となることを明らかにし、復元力特性を規定する降伏耐力・1次剛性・2次剛性の実験式を提案した。しかしこの履歴モデルは、接合部の復元力特性だけでなく梁の復元力特性までを含んだ片スパン分の復元力特性をモデル化したものである。降伏耐力については既報 2)で扱った全ての試験体で梁の全塑性耐力を下回っていたことから、無補強接合部の降伏耐力と1対1に対応するが、1次剛性・2次剛性については柱フランジの面外変形を抽出する必要がある。なお、復元力特性の形状については、既報 2)で用いた試験体の大多数で梁が弾性範囲に留まっていたこ

とから、無補強接合部の復元力特性も bi-linear 型となると言える。

1 次剛性であるが、既報 2) のモデルは直列に繋がった無補強接合部の剛性と梁の剛性を合成したものであることから、梁の弾性剛性(計算値)を分離することで無補強接合部のみの剛性を抽出しモデル化する。既報 2) のモデルを参考に、試行錯誤により求めた柱と梁の幅の比(B_b/b_c)、梁の形状比(h_b/B_b)、柱の幅厚比(b_c/t_c)からなるパラメーター $EI^*(B_b/b_c)^4(h_b/B_b)^2(b_c/t_c)$ と、無補強接合部の 1 次剛性 cK_1 の関係を付図-1に示す。両者の間には、式(付.1)の線形関係がほぼ成り立っていることがわかる。

$$cK_1 = 25EI^*(B_b/b_c)^4(h_b/B_b)^2(b_c/t_c) \quad (\text{付.1})$$

一方 2 次剛性であるが、既報 2) で扱った 16 体の試験体のうち、接合部位置に発生した最大モーメントが梁の全塑性モーメントを上回ったものが 2 体であった。これら 2 体のデータを取り除き、1 次剛性と同様に梁の弾性剛性(計算値)を分離することで無補強接合部のみの剛性を抽出し、既報 2) のモデルの係数を修正することで、柱に軸力が作用しない場合の無補強接合部の 2 次剛性 cK_2 を与える実験式(付.2)を得た。2 次剛性 cK_2 と式(付.2)のパラメーター $EI^*(B_b/b_c)^{3.6}(h_b/B_b)^{2.2}(b_c/t_c)^2$ の関係を付図-2に示す。

$$cK_2 = 0.09EI^*(B_b/b_c)^{3.6}(h_b/B_b)^{2.2}(b_c/t_c)^2 \quad (\text{付.2})$$

付図-1 無補強接合部の 1 次剛性

付図-2 無補強接合部の 2 次剛性 (柱の軸力 0)

(2001年 7 月 9 日原稿受理, 2001年12月 5 日採用決定)