

論文

[2078] 鉄筋コンクリート造双肢柱の耐震性能に関する実験的研究

正会員 ○周 小真 (西安冶金建築学院建工系)
 佐藤 稔雄 (日本大学理工学部)
 姜 維山 (西安冶金建築学院建工系)
 正会員 清水 泰 (東京工業大学附属工業高校)

1. はじめに

中国重工業工場建築物では鉄筋コンクリート造単層工場が最も広範囲に用いられている。その最も重要な部材である柱の断面形状は矩形、I型および双肢柱型の三種類に分けられる。矩形断面の柱は施工が容易であるが、大きな断面が要求されるため、使用材料が多く、柱の自重も大きくなる。中国では矩形柱の断面寸法は70cm以下とする事が決められている。I型断面柱は矩形断面柱に比較してある程度まで改良された形になっているが、冶金工業の工場に対する設計ではスパンが24m以上、50tonクレーン以上の荷重を受ける場合があり、この様な時に設計断面せいは1.6mを超えることがある。また、I型断面柱では、プレキャスト部材とした場合、薄いウェブ部分にひび割れを生じやすく、運搬が難しい。さらに、使用材料も多くなる欠点がある。双肢柱は施工が複雑であるが、大きな柱断面の部材を要求される場合には有効であり、柱自重も減少し、使用材料も節約できる。

従って、中国の鉄筋コンクリート設計基準の解説文では柱の設計断面せいが1.6mを超える場合には双肢柱を使用することが推奨されており、その事は鉄鋼がまだ高価な中国の現状に良く適応することが述べられている。

中国にある双肢柱の形式は数種類のものがあるが、主に肢柱に繋がる梁によりラーメン形式の平腹双肢柱とトラス形式の斜腹双肢柱とに分けられる。平腹双肢柱は施工が簡単だが耐震性能は斜腹双肢柱と比べて後述のごとく多少劣る場合がある。なお、双肢柱は断面せいが大きいので適切な耐震設計を行えば十分に安全な構造物となる。ただし、その際には極めて大きな軸力をうける双肢柱の圧縮側柱は非常に危険な状態になることもある。今まで、中国で行なわれた双肢柱の実験の水平加力は殆ど試験体に所定の軸方向力を加えた状態での逆対称正負交番の多数回繰返し静加力実験であった。しかしながら、実際には双肢柱はクレーン荷重を偏心して受けるため地震力に対する応答は正負対称ではなくなる。

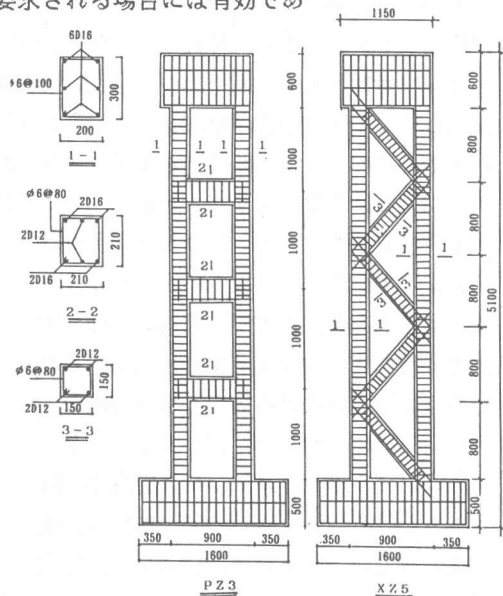


図1 試験体寸法及び配筋

表 1 試験体一覧表

| | コンクリート | | 肢 柱 | | 腹 梁 | | | アスパン比 | | |
|-----|--------|-------------------|-------------------------------------|-------|-------|------------------|-------|-------|-----|--------|
| | F_c | $E_c \times 10^4$ | $b_z \times h_z$ (cm ²) | P_t | P_w | $b_f \times h_f$ | P_t | P_w | n | M/Qh |
| PZ2 | 238 | 2.38 | 30x20 | 2.20 | 0.29 | 21x21 | 2.54 | 0.39 | 2 | 3 |
| PZ3 | 204 | 2.35 | 30x20 | 2.20 | 0.29 | 20x25 | 2.24 | 0.41 | 3 | 2 |
| XZ5 | 196 | 2.35 | 30x20 | 2.20 | 0.29 | 15x15 | 2.15 | 0.55 | 5 | 2 |
| XZ6 | 160 | 2.22 | 30x20 | 2.20 | 0.29 | 15x15 | 2.15 | 0.55 | 6 | 1.6 |

F_c 、 E_c : コンクリート強度、ヤング係数、 b_z 、 h_z : 肢柱断面の幅、せい
 b_f 、 h_f : 腹梁の幅、せい、 P_t 、 P_w : 引張鉄筋比、帯筋比、 n : 腹梁数

本論文は上記の事項を考慮して、平腹双肢柱と斜腹双肢柱の試験体を作成し、偏心軸力を考慮したオンライン応答実験を行ない、それらの耐震性能を検討した結果をまとめたものである。

2. 試験体

試験体の概要を図1と表1に示し、使用した鋼材の試験結果を表2に示す。試験体は2台の50tonクレーンを受けるスパン 30mの単層工場で使用される双肢柱の1/2の縮尺模型で、平腹双肢柱と斜腹双肢柱各2体ずつ合計4体である。全試験体の肢柱の全高さ、全幅、各断面寸法、配筋は共通であり、主要変動因子としては平腹双肢柱は平腹はりの数が夫々2と3に配置し、各肢柱のシアスパン比(M/QD)を2と3にして、主に各肢柱のシアスパン比による双肢柱の力学特性の変化を考察する。斜腹双肢柱は斜腹の数が夫々5と6に配置し、各肢柱のシアスパン比を1.6および2として、主に肢柱のシアスパン比および斜腹の数が偶数と奇数となることによる斜腹双肢柱の力学特性の相異を考察する。

全試験体の肢柱の設計時に想定した破壊モードは、せん断補強筋の効果の内、特に靱性におよぼす影響を見たいこともあって、曲げ破壊指向型で計画した。表2 使用材料の力学的特性なお、せん断設計用算定式は文献2)で提案された式を用いた。

3. 加力方法

加力装置を図2に示す。

3.1) 鉛直加力： 双肢柱に加えた鉛直荷重としては屋根荷重とクレーン荷重の二種類で、本実験は主に下柱を検討する事を主目的としているため、両者の鉛直荷重を等価集中荷重にして、換算偏心距離は30cmとして加力した。加力計画は、水平加力を加える前に鉛直力を1ステップ10tonとして60tonまで加力し計測を行なった。その後、一定鉛直力 60tonを加えた状態で、オンライン実験を行なった。

3.2) オンライン実験： オンライン実験では復元力特性が実際の部材のものを利用できるため、数学モデルで表現が困難なものについても検討を行なう事が容易な上、更に電氣的に制御されたアクチュエーター（大型オイルジャイキ）の加力能力が振動台よりもはるかに大きいので、振動台実験に比較して、より実物に近いスケールで実験が行なえる。

本実験は、振動方程式を解く方法はニューマークβ法で行なった。振動方程式の各係数を表3に示す。地震波はエルセントロ波を採用し、その最大加速度は全試験体共通でそれぞれ100gal、200gal、400gal、計測時間は8secとして中国の耐震設計基準による地震烈度がそれぞれ7、8、9度に対応してオンライン実験を行なった。その後、

| 径 | 面積 (cm ²) | 降伏強度 (kg/cm ²) | 降伏歪 (ε _y) | 引張強度 (kg/cm ²) |
|-----|--------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| D16 | 2.2 | 3982 | 2200 | 5674 |
| D12 | 1.21 | 4089 | 2300 | 5890 |
| 6φ | 0.33 | 3765 | 2300 | 4380 |

表3 振動方程式各係数の測定値

| 試験体 | K(kg/m) | T | h | m(kg) |
|-----|-----------------------|--------|------|-------|
| PZ2 | 0.47 x10 ⁶ | 0.54 S | 0.03 | 3475 |
| PZ3 | 0.556x10 ⁶ | 0.54 S | 0.03 | 4111 |
| XZ5 | 0.688x10 ⁶ | 0.54 S | 0.03 | 5086 |
| XZ6 | 0.70 x10 ⁶ | 0.54 S | 0.03 | 5175 |

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f = -m\ddot{x}_0 \quad \omega^2 = K/m \quad f: \text{復元力} \quad f = K \cdot x$$

m : 質量 $m = (T/2\pi)^2 K$ T : 単層工場の実測値 $T = 2\pi/\omega$
 K : 等価1質点剛性 (正負3tonまで加力し、その荷重と変形の比)
 x_0 : 入力加速度 \dot{x} : 応答加速度 \dot{x} : 応答速度 x : 応答変位
 c : 減衰係数 $c = hTK/\pi$ h : 減衰定数 $h = c/2\sqrt{K \cdot m}$
 ω : 円振動数 $y = A \cdot \cos(\omega t) + B \cdot \sin(\omega t)$

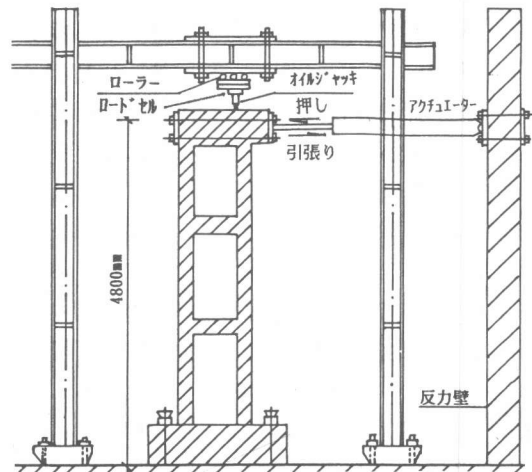


図2 加力装置

双肢柱の限界強度と変形性能を調べるために、頂部部材角Rで加力を制御し R=1/100、R=1/50、R=1/30で各3回ずつの静的繰返し加力試験を行ない、最後に押切ることを計画した。

測定は、双肢柱の各接点の水平変位、鉛直変位およびその柱脚、柱頭、梁、接合部の主筋、帯筋の歪を計測した。なお、一体の試験体の測定点数は合計で 200点とした。

4. 実験結果及び考察

各試験体の実験結果一覧を表4に示し、最終破壊状況を図3に示す。

4.1) 試験体の破壊経過

平腹双肢柱：引張り方向に最大加速度 85gal、計測時間1.4secの時、荷重応答は 4~4.5tonに達して、引張り側双肢柱に初期ひび割れを生じ、同時に平腹梁に曲げせん断ひび割れを生じた。最大加速度200gal、計測時間 2.3~2.8secの時、PZ2、PZ3の荷重応答がそれぞれ7.0ton、8.0tonに達し、引張り側肢柱が降伏した。最大加速度400galの時、腹梁のひび割れが接合部に延び、最大耐力に達した。押し方向に最大加速度200gal、荷重応答が8.0~10.0tonの時に圧縮側双肢柱に初期ひび割れを生じ、最大耐力は引張り方向加力よりも2.0ton以上あがった。その後静的繰返し加力を行なったが、そこでは腹梁が対角線状破壊し終局状態に至った。

斜腹双肢柱：破壊経過は平腹双肢柱とほぼ同様であったが、各段階の入力最大加速度によって次のような経過となった。引張り肢柱に曲げせん断ひび割れを生じ、次いで斜腹梁にひび割れを生じ、圧縮側肢柱のひび割れを生じた

表 4 実験結果一覧

後、引張り肢柱の降伏等の破壊を生じた。斜腹梁のひび割れは軸方向引張りひび割れの様な形状となり、接合部までは延びて行かず復元力特性の面積は平腹双肢柱より大きくなった。

4.2) 双肢柱の動的応答

図4に斜腹双肢柱 XZ6の入力加速度及び応答加速度、変形、荷重を示した。

図5a、b、c には各試験体の応答加速度、荷重および変形を示す。これらの図を見ると、初期ひび割れが引張り側柱に生じる以前(100gal)には、応答加速度、荷重および変形には、加力方向による影響が見られないが、ひび割れを生じた後には、押し方向の加速度、荷重応答の増加が引張り方向加力より大きくないが、変形応答が逆になっている。押し方向加力時、引張り側肢柱にひび割れを生じた後に加速度、荷重の増加率が徐々に減少し、引張り方向加力に近付いた。斜腹双肢柱と平腹双肢柱の耐力は引張り方向加力より押し方向加力で、夫々約40%、20%に上昇

| 試験体 | 加力方法 | 初期剛性 | 初ひび割れ発生荷重と変形 | | | | | | 降伏荷重と変形 | | 最大荷重と変形 | | 終局時荷重と変形 | |
|-----|------|---------------------|--------------|---------------|----------|---------------|----------|---------------|----------|------------|---------|-------|----------|-------|
| | | | 圧縮肢柱 | | 引張肢柱 | | 腹梁 | | 変形 | | 変形 | | と変形 | |
| | | | Q_{ac} | δ_{ac} | Q_{ic} | δ_{ic} | Q_{ro} | δ_{ro} | t_{qv} | δ_v | Q_m | t_m | Q_u | t_u |
| PZ2 | 引張押し | 0.466×10^6 | 7.0 | 27.6 | 4.5 | 19.0 | 4.5 | 19.0 | 5.5 | 27.0 | 8.0 | 84 | 8.0 | 130 |
| | | | | | | | | | 8.2 | 48 | 10 | 87 | 8.13 | 150 |
| PZ3 | 引張押し | 0.556×10^6 | 10.49 | | 4.0 | 11.2 | 4.0 | 11.2 | 8.75 | 63.0 | 9.5 | 75 | 7.5 | 135 |
| | | | | | | | | | 10.6 | 40 | 12.61 | 80 | 10.0 | 150 |
| XZ5 | 引張押し | 0.688×10^6 | 9.65 | 16.6 | 4.0 | 15.6 | 4.0 | 16.0 | 9.4 | 46.0 | 12.5 | 115.0 | 13.1 | 125.0 |
| | | | | | | | | | 18.0 | 57.5 | 20.0 | 100.0 | 19.5 | 150.0 |
| XZ6 | 引張押し | 0.700×10^6 | 10.0 | 21.0 | 4.0 | 12.1 | 4.2 | 13.0 | 8.1 | 46.5 | 10.4 | 87.17 | 11.0 | 141 |
| | | | | | | | | | 16.0 | 47.0 | 20.1 | 100.0 | 19.3 | 125 |

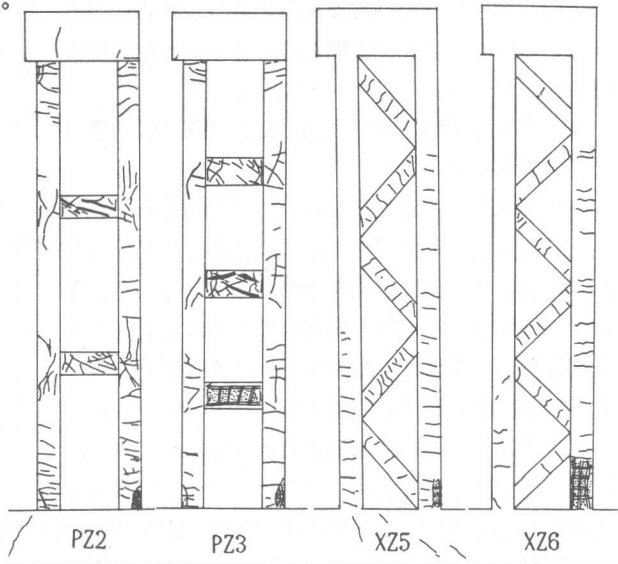


図3 最終破壊状況

したが、最大耐力時の変形は2方向とも変形角Rは1/30と同じ値となった。その理由としては偏心軸力による影響が大きく、押し方向加力では軸力による曲げ戻しモーメントがあり、引張り肢柱の耐力が大きくなることによると考えられる。

以上の実験結果および震害例等から判断すると、双肢柱の最終破壊状況としては加力方向によって両肢柱とも圧縮破壊をおこす可能性があり、かつ両肢柱の地震応答が軸力の偏心量によって異なるので、構造設計を行なう際には、この点を十分に考慮する必要があると思われる。

4.3) 腹梁の形式および数の影響

a. 肢柱のひび割れ強度 腹梁に初期ひび割れを生じる以前では、双肢柱の変形は主に全体曲げ変形により定まるので、腹梁の形式と数は、試験体の引張り側肢柱の初期ひび割れ発生荷重に対する影響が少ない。全試験体共、4~5tonの間で初期ひび割れを生じている。しかし圧縮側肢柱の初期ひび割れは、腹梁にひび割れを生じた後に生じるので、その間双肢柱の変形は全体曲げ変形と腹梁による局部変形からなり、腹梁の数と形状の影響が大きくなる。本実験では、斜腹双肢柱の圧縮肢柱のひび割れ荷重が平腹双肢柱のひび割れ荷重を上回り、さらに腹梁の数が多いPZ3、XZ6の圧縮肢柱のひび割れ荷重は腹梁数が少ないPZ2、XZ5より上回っている。

b. 腹梁の破壊形状 図6に全試験体の荷重変形包絡線を示す。

平腹梁PZ2、PZ3はシアスパン比がそれぞれ1.2と1であり、せん断破壊指向型で設計されているため、最終破壊状態はせん断引張り破壊となった。平腹梁の破壊は、双肢柱の最大耐力に大きな影響をおよぼしたが、両肢柱を結ぶ効果はある程度まで存在し、架構全体としての破壊までには至っていない。

斜腹梁はまず梁の両端部に曲げひび割れが生じ、荷重の増加に伴いこの曲げひび割れ全せいに貫通し、その後部材全長にわたって均等な材軸に直交するひび割れを生じた。さらに加力を増すと、新しいひび割れが出なくなり、ひび割れ幅が徐々に増加した。また、主筋の歪も均等になり、最大耐力に達したとき、圧縮側肢柱端部が破壊した。

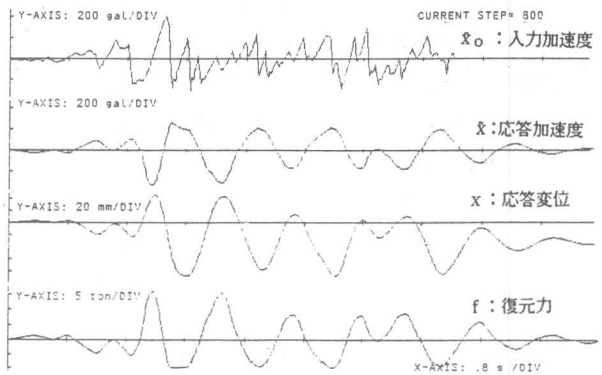


図4 入力加速度及び応答加速度、変形、応力

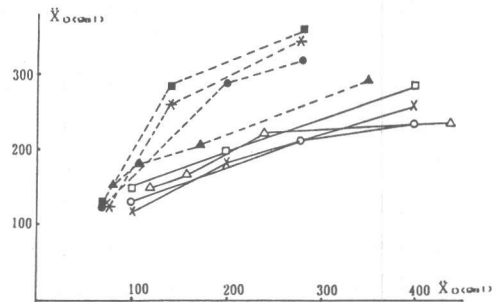


図5 a) 加速度応答

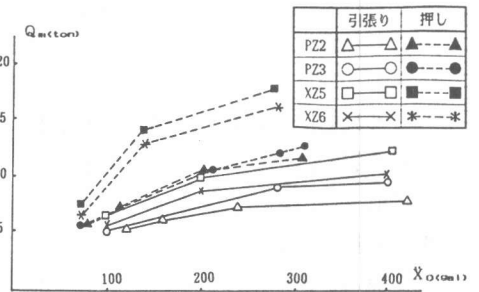


図5 b) 水平荷重応答

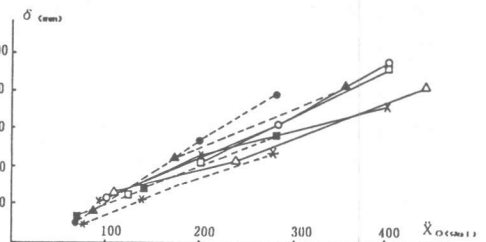


図5 c) 水平変形応答

c. 最大耐力 平腹双肢柱は腹梁の増加によって架構の最大耐力が上昇した。本実験では、腹梁が3本の PZ3の耐力を腹梁2本の PZ2と比較すると、引張り方向加力時耐力は1.2倍、押し方向加力の耐力は1.4倍となった。斜腹梁の数が偶数本か奇数本かについては、架構の耐力に対する影響はあまりみられなかった。ただし斜梁の数を決める時、脚柱部が極短柱にならないように注意しなければならない。本実験では、XZ6の脚柱部のシ

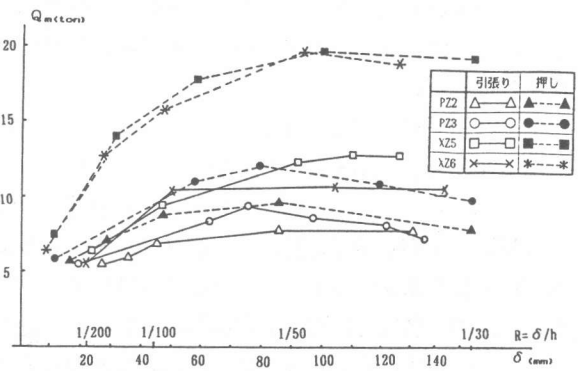


図6 荷重-変形・包絡線

アスパン比が1より小さいので、せん断圧縮破壊した。腹梁の形状からみると斜腹双肢柱の耐力は平腹双肢柱の平均値で、引張り方向加力1.34倍、押し方向加力1.85倍となっており、共に高い結果が得られた。

d. 変形性能 図6に4試験体の押し方向加力と引張り方向加力の正側包絡線を示した。平腹双肢柱は、引張り方向加力での最大荷重に達した後の負勾配は PZ2よりやや大きかったが、押し方向加力の負勾配はほぼ一致している。斜腹双肢柱は腹梁の数にかかわらず2方向の限界変形は一致している。全試験体の最大耐力は部材角1/30以降に得られており、その限界変形は中国耐震設計規準で規定している1/30の値を上回っている。その理由としては、肢柱の設計は文献5)に提案された式に基づいて設計し、腹梁が肢柱より先に破壊する事によるところが大きいと考えられる。

4.4) 接合部に対する影響

a. 平腹双肢柱の主筋の定着 腹梁主筋の定着方法を図7に示す。PZ2の定着は接合部の外側へおり曲げており、PZ3の定着は接合部の内側へおり曲げている。実験の結果、PZ2は繰返し加力により接合部のひび割れが外折主筋にそって肢柱頭部および脚部の両方向に伸び、この時双肢柱の耐力が低下した。主筋を内折り定着した PZ3は、接合部上下の柱に伸びていくひび割れが少なく、接合部のひび割れに対して比較的影響が少なかった。さらに、接合部の帯筋の歪を見ると、その値は肢柱の帯筋歪より大きいものもあった。従って設計では、接合部の帯筋量と腹梁主筋の定着方法を十分に考慮する必要性が指摘される。

b. 斜腹双肢柱のひび割れ 破壊状況からみると、斜腹梁のひび割れは接合部に伸びず、接合部帯筋の歪も平腹双肢柱の帯筋歪より小さな値であった。

4.5) 弾塑性応力解析

鉄筋コンクリート造柱、梁部材を図心を通る1節点3自由度の線材に置換し、その復元力特性を、曲げひび割れ発生点と降伏点とを特異点としてトリリニア型非線形に仮定し、直接剛性法により置換モデルの弾塑性解析を行なった。柱、梁の復元力特性に関しては、初期剛性には曲げ剛性のみを考え、曲げひび割れ発生まで弾性とした。曲げひび割れモーメント M_c 、および曲げ降伏モーメント M_y は下式を用い、軸力が変動するごとに修正して求め、両材端の節点モーメントの平均値が M_c を超えるまで弾性とした。また、部材の曲げ降伏の取扱に付いては、部材の一端が降伏モーメントに達した時にその点に降伏ヒンジを設け、両端が曲げ降伏した場合に曲げ剛性を弾性時

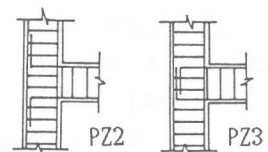


図7 平腹双肢柱接合部配筋

の1/1000にまで低下させた。なお、引張り枝柱と圧縮枝柱の復元力特性は、夫々の単体に対する試験結果²⁾を参考として決定している。

$$M_C = 1.8\sqrt{F_C}Z + N \cdot D/6 \quad (1) \text{ 6)}$$

$$M_D = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D [1 - N / (B \cdot D \cdot F_C)] \quad (2) \text{ 6)}$$

解析結果を実験結果と比較して図8に示す。図8には平腹双枝柱の解析結果のみを示したが、これを見ると、初期剛性や最大耐力、各枝柱の応力分担率等は良い一致を見ているが、試験体降伏以後の変形が大幅にずれる結果となっている。これは、解析では平腹梁のせん断破壊を正確に評価することが困難であった事によるものと思われる。

本解析による値と実験値との比較を行なった結果、偏心軸力を受ける双枝柱の設計を行なう際には、引張り側および圧縮側の各枝柱の応力分担を考慮する必要があることが確認された。

5. 結論

双枝柱を安全に設計するための基礎的な資料を得るために、4体の試験体を用いてオンライン応答実験を行ない、その耐震性能を検討した結果以下の事項が指摘出来た。

a. 双枝柱は地震の方向によって両枝柱ともせん断圧縮破壊する可能性があり、かつ両枝柱の地震応答が軸力の偏心量によって異なるので、構造設計を行なう際には方向性を考慮して曲げおよびせん断破壊に対する検討を行なう必要がある。

b. 双枝柱の腹梁の形式および数は、双枝柱の剛性、最大耐力、変形性能および最終破壊状況に対する影響が大きい。特に、斜腹双枝柱の耐震性能は平腹双枝柱より良い性状を示した。

c. オンライン実験では偏心軸力の影響を取り入れやすく、本実験では引張り側加力と圧縮側加力の差に関する基礎的な資料を得ることができた。

d. 腹梁と枝柱との接合部に関しては、定着方法によるひび割れ発生状況の差や、接合部内帯筋の歪度等の違いが確認された。これらの値はいずれも斜腹梁の方が平腹梁に比較してより良い性状を示している。

e. 骨組の弾塑性解析を行ない、実験結果と比較した結果、初期剛性や最大耐力、各枝柱の応力分担率等に関して良い一致を見た。従って、偏心軸力を受ける双枝柱の設計を行なう際には、引張り側および圧縮側の各枝柱の応力分担を考慮する必要があることが確認された。

[参考文献]

[1] 四川省建築科学研究所：鋼筋混凝土双枝柱の計算方法、鋼筋混凝土結構研究報告選集、中国建筑工業出版社、1981、pp.289~320、 [2] 周、姜、趙：鋼筋混凝土双枝柱抗震性能的試験研究、冶金抗震設計規準第3次講演会論文集、1989、pp.1~35、 [3] 梅村、青山、他：大型実験施設利用による日米共同耐震研究、大会梗概集、1980、 [4] 岡本、広沢、他：鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究、大会梗概集、1981、 [5] 周、佐藤、小野、清水：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の強度と靱性、J C I 年次講演会論文集（第8回）、1986、pp.625~628、 [6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準、1988.12

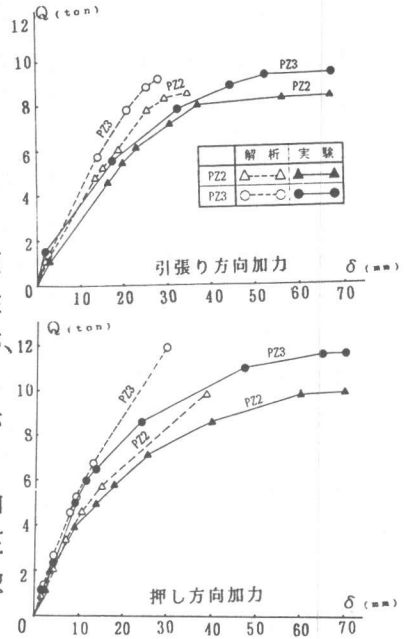


図8 実験値と解析値の比較