

鉄骨とPCa部材から成るハイブリット階段の開発

DEVELOPMENT OF HYBRID STAIRS COMPOSED STEEL AND PRE-CAST CONCRETE MEMBERS

深澤協三 — *1 関一武 — *2
 齋藤博 — *3 豊永雅之 — *4
 武笠裕一 — *5 但田真二 — *6
 立花正彦 — *7

Kyozo HUKAZAWA — *1 Itsumu SEKI — *2
 Hiroshi SAITO — *3 Masayuki TOYONAGA — *4
 Yuichi MUKASA — *5 Shinji TADA — *6
 Masahiko TACHIBANA — *7

キーワード：
 階段, プレキャストコンクリート, 混合構造, 施工方法, 鉛直載荷実験, 水平加力実験

Keywords:
 Stair, Pre-cast concrete, Hybrid structure, Method of execution, Vertical loading test, Horizontal loading test

It developed hybrid stairs which composed steel frame and pre-cast concrete members. These stair system does not need the concrete placing in the building site because all members of stair are manufactured in the factory previously. In this report, the outline of the stair system and the execution method of this stair are described first. Next, the results of vertical and horizontal loading test are described. From these loading tests results it is clear that this stair system have enough rigidity and strength for vertical and horizontal direction.

1. はじめに

屋外階段は建築基準法施行令第121条の2により「木造以外」と定められており、その構造は従来現場打ち RC 構造か鉄骨構造であった。最近、従来の純鉄骨階段から段板等の一部分をプレキャストコンクリート部材(以下 PCa)に替えた階段が開発され、既に多くの建物で採用されている。この新しいタイプの階段では、部材の多くが工場で製作され現場では組立と建て方だけで済むため、現場打ち RC 造階段に比べて省力化及び工期短縮が可能で、コストの低減が図れる。また、段板に PCa 部材を用いることにより、純鉄骨階段で問題となる階段昇降に伴う騒音(足音)を大幅に減らすことが出来る。さらに、建物構造躯体に先だって階段を建てることも可能であり、屋外階段を工事中の仮設階段として利用できるメリットもある。

筆者等は、上記の考え方をさらに進め段板及び踊り場をオール PCa 部材とし、全ての部材を工場で製作して(柱及びササラ桁は鉄骨造)、階段施工時に現場でのコンクリート打設を一切無くした階段システムを開発

した。本報では階段システムの概要及び性能確認実験結果について報告する。最初に階段の構造及び施工法概要について示す。続いて、踊り場部分の鉛直力支持能力の確認のため行った「鉛直載荷実験」、本階段を中高層建物に適用する場合を想定した「耐震性能確認実験」について報告する。

2. 階段の概要及び施工方法

2-1 構造概要

本階段システムは、図1に示すように4本の溶融亜鉛メッキされた H 形鋼柱、鋼板のササラ桁及び PCa の踊り場・段板より構成される。PCa 踊り場の片側には梁が設けてあり、梁部分と H 型鋼柱をハイテンションボルト・4-M16(以下 H.T.B と略)で接合することにより踊り場が固定される。PCa 段板は、L 型の形状で主筋として2-D13 が配筋されている。各段板は段板左右のササラ桁にステンレスボルト(M12)4本にて固定される。なお、ササラ桁と段板の間には、施工誤差を逃がし、なおかつササラ桁と段板間の止水のため(段板上面の雨水が接合面を通過して段板下面から雨垂れとなって下へ落ちるため)厚さ2mmのフォーム材を挟み込んでいる。

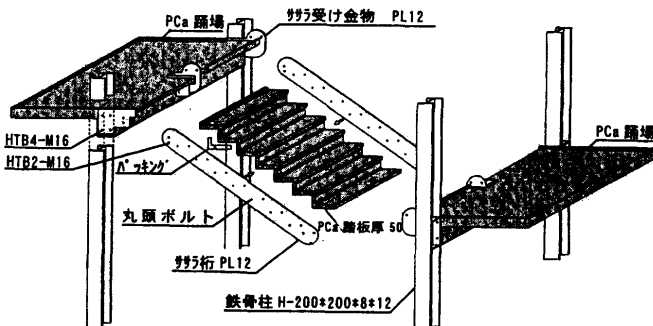


図1. 階段概要

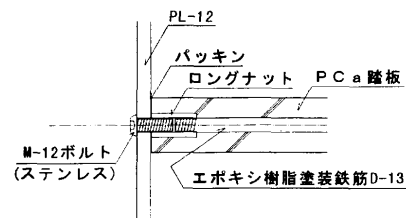


図2. ササラ桁一段板接合部

*1 (株)日本建設業経営協会中央技術研究所 副主任研究員・工博
 (〒108-0075 東京都港区港南1-6-34 東京日産港ビル)
 *2 東鉄工業(株)技術開発室 室長
 *3 東鉄工業(株)情報システム部 部長
 *4 東鉄工業(株)構造設計課 課長
 *5 東鉄工業(株)システム階段部
 *6 東鉄工業(株)建築部
 *7 東京電機大学工学部建築学科 助教授・工博

*1 JARGC. Central Research Institute for Construction Technology, Dr. Eng.
 *2 Technical Development Lab. Totetsu Kogyo Co., Ltd.
 *3 System Development & Management Division Totetsu Kogyo Co., Ltd.
 *4 Building Design Department Totetsu Kogyo Co., Ltd.
 *5 Building Construction Branch Totetsu Kogyo Co., Ltd.
 *6 Building Construction Division Totetsu Kogyo Co., Ltd.
 *7 Dept. of Architecture, Faculty of Eng. Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

各 PCa 段板を取り付けられたササラ桁は PCa 踊り場梁部分の両端に打ち込まれたササラ桁取り付け用のプレートに H.T.B(4-M16)にて接合される。PCa 踊り場の梁と H 型鋼柱及び PCa 段板とササラ桁との間のボルト接合は、図2に示すとおり主筋端部をネジ加工してロングナットを取り付けてボルトを締め付ける。

踊り場はスラブ部分が平均厚 100mm で D10 シングル配筋(主筋@100、配力筋@200)である。梁は $B \times D = 250 \times 300\text{mm}$ で、主筋は上・下とも 2-D16 せん断補強筋は D10@100 である。ササラ取り付け用プレートが4本のスタッドを介してコンクリート打設時に梁の両端部に打ち込まれる。また、梁主筋端部は4本とも端部にネジ加工を施しロングナットを取り付けられた状態で梁内に打ち込まれる。

段板は踏み面と蹴上げ部分の立ち上がりが一体となった L 形の形状で、踏み面部分の板厚 50mm である。主筋は 2-D13 で端部にネジ加工を施しロングナットを取り付けられた状態で段板内に打ち込まれる。また、ひび割れ防止のため $\phi 4$ のワイヤーメッシュ筋を配筋する。また、踊り場及び段板に用いるコンクリート強度は $F_c = 24\text{N/mm}^2$ 以上である。H 形鋼柱には H-200 \times 200 \times 8 \times 12(SS400)を用いる。柱脚部はアンカーボルト(4- $\phi 16$)で緊結される。ササラ桁はプレート($t=12\text{mm} \cdot \text{SS400}$)を用い梁せいは 250mm を標準とする。ササラ桁両端部は半円の形状とし、ササラ桁及び段板取り付けボルト孔が予め孔開け加工される。

本階段システムでは、PCa 部材の種類を2種類に抑えるため、階段の幅は 900mm と 1200mm を標準としている。また、建物各階の階高への対応は階段の段数と蹴上げ高さの組み合わせにより対応する(建物に合わせてササラ桁の長さ及び段板取り付けのボルト位置を調整する)。

耐久性を向上させるため、鉄骨部材は亜鉛メッキを施し、H.T.B には亜鉛メッキ済みの製品を使用する。さらに、かぶり厚さがとりにくい段板の主筋にはエポキシ樹脂塗装を施したものを使用する。

また、本階段は建物に対して直交方向にも平行な方向にも取り付けることが可能である。

2-2 施工方法概要

本階段は三層を一節として組み立て・建て方を行う。その組立及び建て方の手順は以下の通りである。

- ①柱・踊り場の地組:地組用架台に柱をセットし、踊り場を柱に H.T.B で接合する。踊り場と柱の矩手を調整した後、トルクレンチを用いて H.T.B の本締めを行う。さらに踊り場に手すりを取り付ける(写真1)。
- ②ササラ桁・段板の地組:ササラ桁(2本)間に段板をつり込み、ボルトにて接合して梯子状に組み立てる(写真2)。
- ③柱建て方:地組された柱・踊り場をクレーンにより建て入れ(写真3)。
- ④ササラ桁取り付け:地上で一体化されたササラ桁・段板を、先に建て入れられた柱・スパン内にクレーンで吊り込み、踊り場に予め打ち込んであるササラ桁取り付けプレートとササラ桁を H.T.B により仮止め(写真4)。
- ⑤建て入れ調整・本締め:控えのワイヤーにより柱の建て入れの調整を行う。調整完了後、ササラ桁取り付け部の H.T.B の本締めをトルクレンチを用いて行う。

一節分(三層分)の施工に要する標準的な時間は、準備に1時間、地組に2時間、建て方・調整・本締めに5時間であり、約1日で施工が完了する。一節分が完成した状況を写真5に示す。

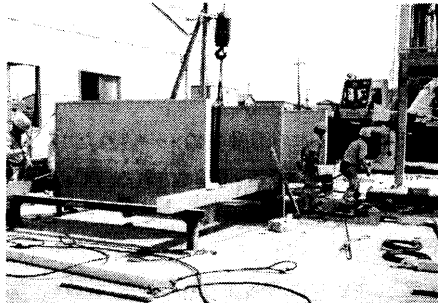


写真1. 柱・踊り場地組状況

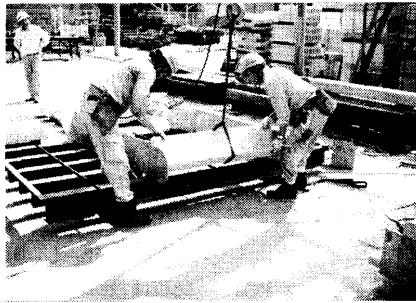


写真2. ササラ桁・段板地組状況

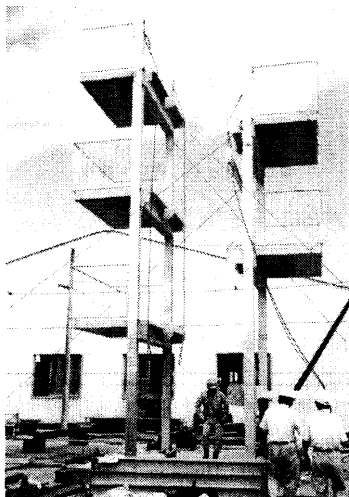
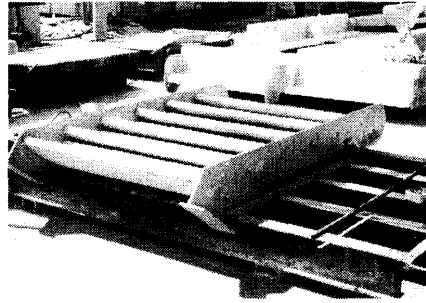


写真3. 柱建て方状況

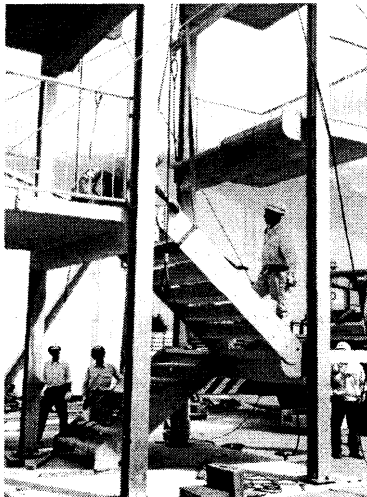


写真4. ササラ桁取り付け状況

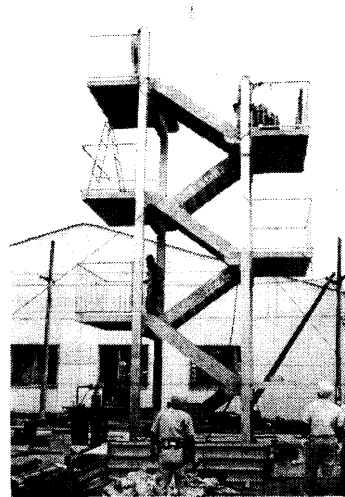


写真5. 一節分完成状況

3. 鉛直荷重実験

本階段システムでは、踊り場(PCa部材)はH.T.Bにより鉄骨柱に接合されて片持ち梁形式で支持される。すなわち異種構造であるPCa部材と鉄骨を接合している。そこで、本階段システムの鉛直荷重支持能力を確認するため、踊り場自身並びに踊り場と鉄骨柱部分の接合部耐力を検討するために踊り場先端に錘を載せる鉛直荷重実験を行った。

3-1 実験計画

試験体の概要を図3に示す。実験に用いた試験体は本階段システムで標準的に用いられる形状・寸法のものである。「2-2 施工方法概要」に示す手順に従ってPCa工場内に施工された。また、PCa踊り場は図4に示すように4本の主筋端部(D16)に取り付けたロングナット(主筋端部はネジ加工)を介してH.T.B・4-M16(亜鉛メッキボルト)で鉄骨柱に接合される。

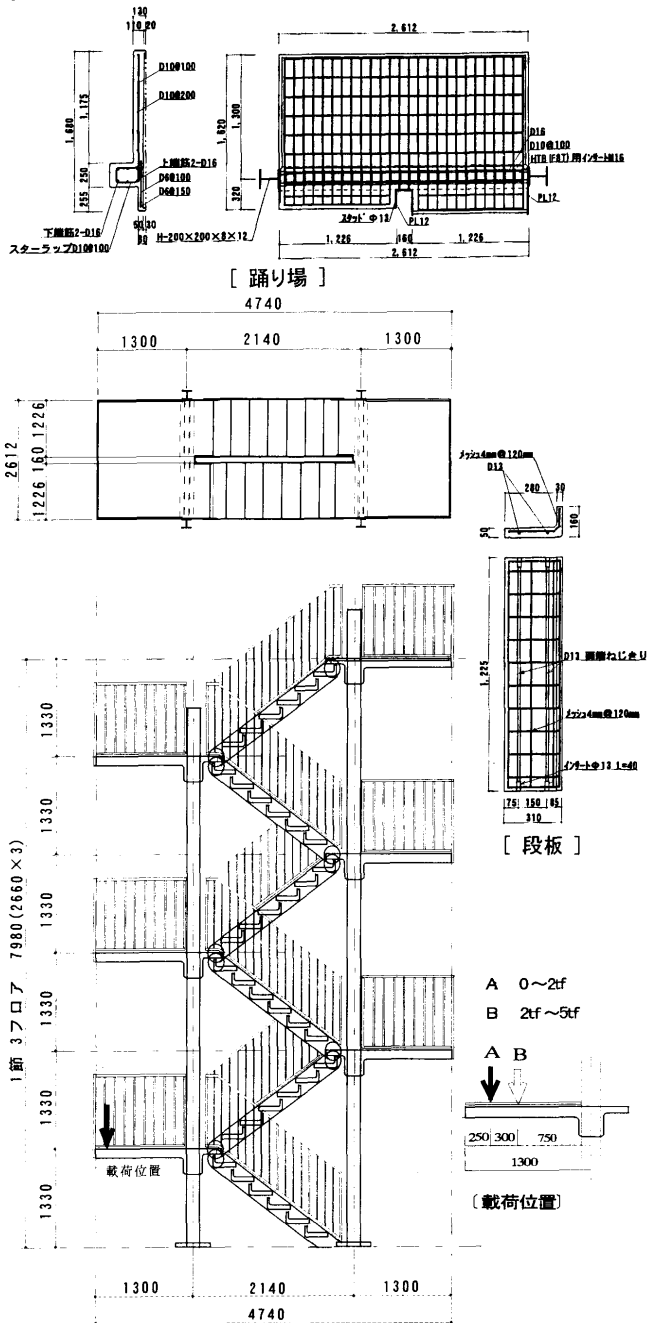


図3. 試験体形状及び寸法

なお、本試験体は施工手順の確認と本鉛直荷重実験のために建てられたもので、階段自身で自立した状態で実験を行った。また、階段全体の転倒防止のため頂部から控えワイヤーによる倒れ止めを施した。

荷重は図3中に示すように、第1層目の踊り場の先端に1個当たり20kgのインゴットを順次載せる単調荷重(最大荷重5tf)である。なお0~2tfまでは踊り場スラブ先端から250mmの位置に、2tf以降は先端から550mmの位置に集中荷重を作用させた。

3-2 実験結果

①ひび割れ状況:踊り場上面のひび割れ発生状況及び踊り場梁側面・下面のひび割れ状況を図5にそれぞれ示す。主なひび割れは、踊り場上面でのスラブ付け根部分の曲げひび割れである。M=1.6tf・m(スラブ先端荷重1.6tf)載荷時に曲げひび割れの発生が認められた。ひび割れ発生荷重は計算値(スラブ全幅有効と仮定・Mcr=1.3tf・m)に対して約1.3倍である。また、スラブ先端に載荷した集中荷重を床面当たりの等分布荷重に換算(固定端の反力モーメントが等しくなるよう換算にした。以下、床荷重と集中荷重の関係は同様の換算による)すると912kg/m²に相当する。

また、スラブ曲げひび割れ以外では最大荷重時M=4.26tf・m(スラブ先端荷重5.0tf)に、梁両端部にねじれによるひび割れ及び梁中央部下端に曲げひび割れの発生が認められた。

なお、本実験の範囲ではH.T.Bで接合される踊り場とH形鋼柱の接合部分にズレや滑りは生じなかった。また、接合部近辺の柱鉄骨に局部変形の発生も認められなかった。

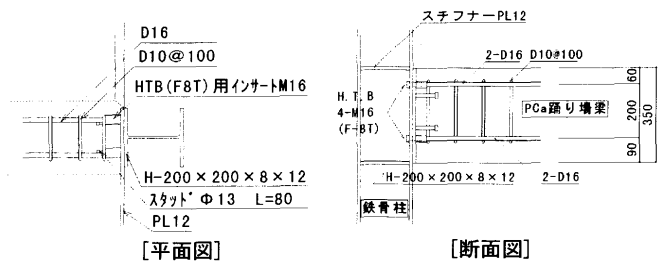


図4. 柱-踊り場接合詳細図

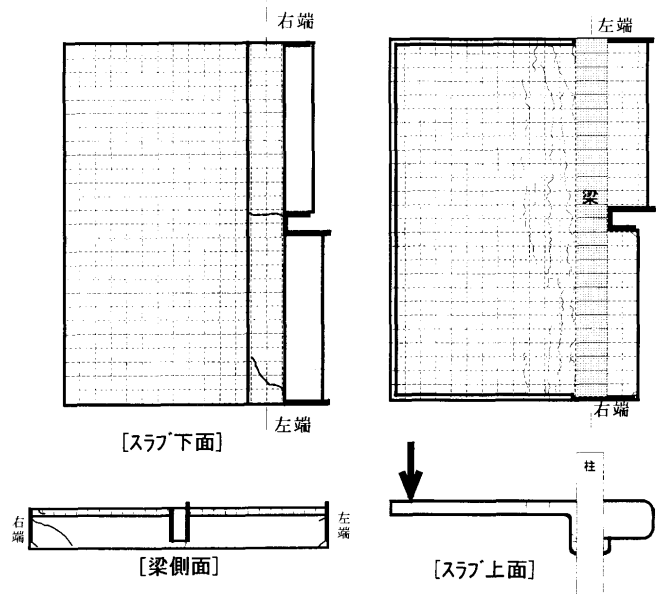


図5. 踊り場ひび割れ図

②荷重—変形関係:スラブ先端の変形(スラブ先端の中心位置で測定)と固定端位置での反力モーメント(梁きわ=スラブ付け根を固定端位置とした)の関係を図6に示す。スラブに曲げひび割れが発生する $1.6\text{tf} \cdot \text{m}$ 付近まではモーメント—変形は直線的なグラフになっている。 $M=2.2\text{tf} \cdot \text{m}$ をすぎる付近から剛性低下が顕著となる。 $M=4.26\text{tf} \cdot \text{m}$ (スラブ先端荷重 5.0tf) で最大耐力に達する。この最大耐力に相当する床荷重は $2394 \text{kg}/\text{m}^2$ である。

同図中に初期剛性についての実験値と計算値の比較を示す。同図に示す通り、踊り場スラブの曲げ変形の計算値(踊り場梁側面が固定端位置として計算・スラブ全幅有効と仮定)に対して、実験値は約 1.5 倍程度変形が大きかった。これは、階段全体の倒れ及び踊り場梁のたわみ・梁のねじれ変形の影響と考えられる。

同図中に示す通り建築基準法施行令で定める階段積載荷重の最大値 ($360\text{kg}/\text{m}^2$) に相当する荷重載荷時の変形は 1.0mm であり、その変形角は $1/1000\text{rad}$ 以下の十分小さな変形に収まっている。

以上の通り、本階段の踊り場は建築基準法施行令で定める階段の積載荷重の最大値 ($360\text{kg}/\text{m}^2$) に対して、1)変形角は $1/1000\text{rad}$ 以内である。2)曲げひび割れの発生に対しては 2.5 倍、最大耐力では 6.7 倍の耐力を持つ。ことが明らかとなった。

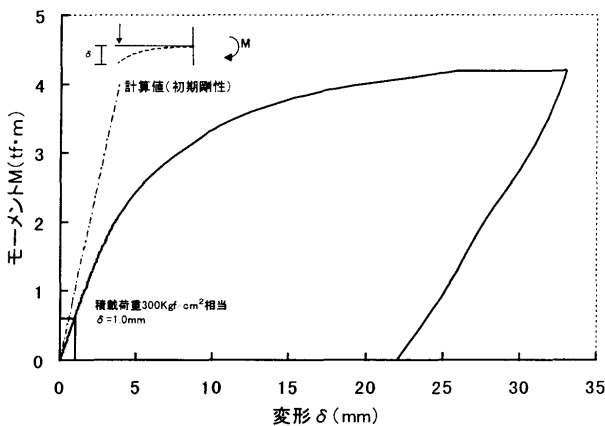


図 6. モーメント—変形曲線

4. 耐震性能確認実験

本階段システムでは階段昇降部が、従来の鉄骨造あるいは RC 造階段のような「板」状のものではなく、「梯子」状の形状である。そのため、水平荷重を受けた際の剛性及び耐力が劣る可能性がある。特に、中高層建物の上層階では4本の H 形鋼柱はほとんど水平力を負担しなくなるため、地震時に重量の重い踊り場に生じる水平力は階段昇降部を介して建物本体に伝達されることになる。従って、上層階部分に用いる場合、下記の方針により構造設計を行うことにしている。

- 1)4本のH形鋼柱は鉛直力のみを負担し、水平力を負担しない。
- 2)階段に加わる水平力は、建物本体—階段間のアンカーを介して建物本体に伝達させて、建物本体に負担させる。
- 3)階段部の水平力を建物本体へスムーズに伝達させるために、昇降部の面内剛性を確保する。すなわち、面内剛性を上げることにより、地震時に階段が振り回されて階段部分に大きな応答せん断力を生じさせたり、面内方向に変形することを防止する。

上記の本階段システムを中高層建物に適用する際の構造設計方針を確認する実験について以下に述べる。なお、本実験は階段が建物に対して直交方向に取り付く場合を想定した。これは階段がスパンの長い片持ち梁となり、かつその先端に重量のある踊り場部分があって重さが片持ち梁先端に集中して地震時に振られ易く不利になるためである。

4-1 実験計画

①試験体:試験体形状及び寸法を図7に示す。本試験体は、階段の中間踊り場から直下の中間踊り場までの1層分を取り出したものであり、各部分は実寸法である。なお、図7中に示すように建物床レベルの踊り場を「建物側踊り場」、中間踊り場のうち下側のものを「中間踊り場・第1層」、上側のものを「中間踊り場・第2層」と略称する。また、同図に示すとおり建物側踊り場には昇降部分が2ユニット接合されているのに対し、中間踊り場は第1、2層ともに接合されている昇降部は1ユニットである。試験体は、実際に建物の用いるものと同じの条件下で製造・施工されている。

本実験では中高層建物上層階へ本階段を使用する場合を想定しているため、H形鋼柱は水平力に抵抗しないものと考え、図7中へ示す通り4本柱脚部をローラーまたはピン・ローラーで支持した。

図7中に示すように、反力壁側の片持ちスラブ(スパン 1100mm 、厚さ 150mm)及び梁($b \times D=500 \times 1500$)が建物本体に相当する。片持ちスラブ部分は、階段建て方終了後実験室内で場所打ちされたものである。

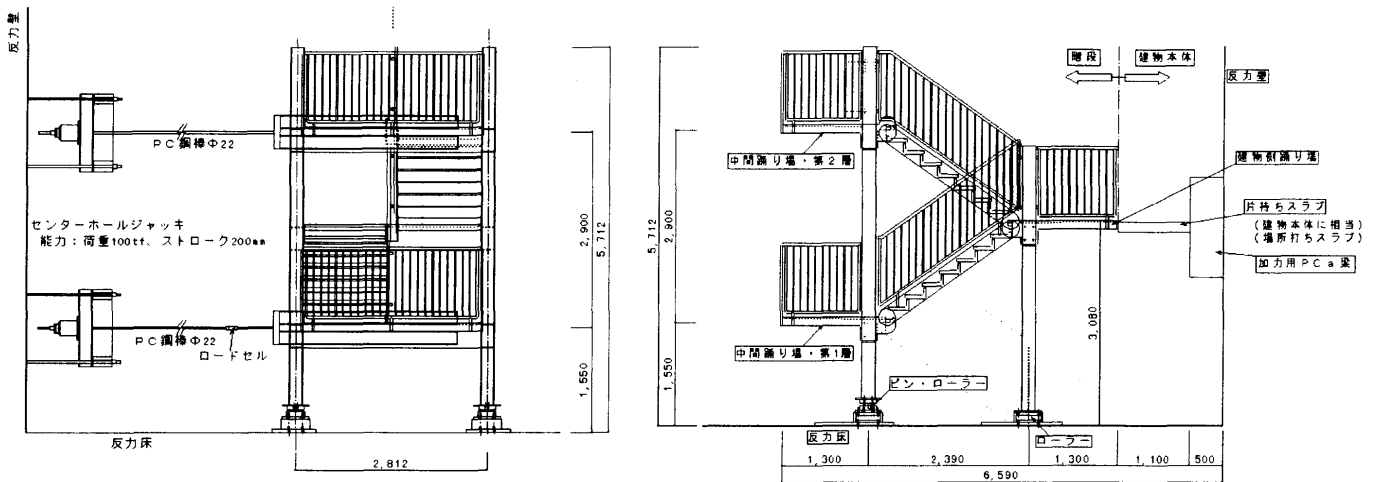


図 7. 試験体形状寸法及び加力方法

片持ちスラブ(建物本体)と踊り場(階段 PCa 部材)は、図8に示すようにアンカー筋(D16 筋、L=300×4本)で接合される。踊り場側では、異形鉄筋(D16)片側端部をネジ加工したアンカー筋(L=300mm)にロングナットを取り付けて PCa 部材の中に打ち込んだ。片持ちスラブでは、異形鉄筋(D16、L=300mm、端部ネジ加工、踊り場側のロングナットに止め付けたうえでコンクリートを打設した。

使用したコンクリート、鉄筋及び鉄骨の強度は表1に示す通りである。

②実験方法:実験は、図7に示すように反力壁部分を固定端・階段部分を片持ち梁(建物踊り場側が固定、中間踊り場各層が自由端)とする片持ち梁形式の加力により行い、2層ある中間踊り場の両方に同じ大きさの荷重を作用させた。荷重は、2つの中間踊り場と同レベル取り付けした2台のセンターホールジャッキ(ジャッキは試験体を固定した反力壁と直交する反力壁に固定)により加えた。荷重の作用位置は、踊り場の先端から約1/3の位置である。

加力は、荷重制御による片側繰り返し載荷で行った。荷重の制御に際しては、各層階段自重の半分の重さ(すなわち、階段全長の中央から外側部分の重量で、昇降部を介して建物本体に伝達される水平力を生じる部位の重量)に対する載荷荷重(各層に加えた)の比(以下 C とする)を C=0.1~3.0 の範囲に設定し、各サイクルの繰り返し載荷回数は2回とした。

表 1. 使用材料強度

<鋼材>					<コンクリート>		
部位	材質	板厚 (mm)	降伏応力度 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	伸び (%)	部位	圧縮強度 (kgf/cm ²)
ササラ桁	SS400	12	2970	4410	26.8	中間踊り場第1層	268
柱ウェブ	SS400	9	3110	4530	25.1	中間踊り場第2層	265
柱フラング	SS400	12	2980	4420	27.4	建物側段踊り場	250
						段板	362

<鉄筋>					
部位	材質	径	降伏応力度 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	伸び (%)
踊り場梁主筋	SD295A	D16	3890	5660	21.1
段板主筋	SD295A	D16	3600	4960	23.2
踊り場梁せん断補強筋	SD295A	D10	3510	5070	23.9
踊り場スラブ筋	SD295A	D10	3510	5070	23.9

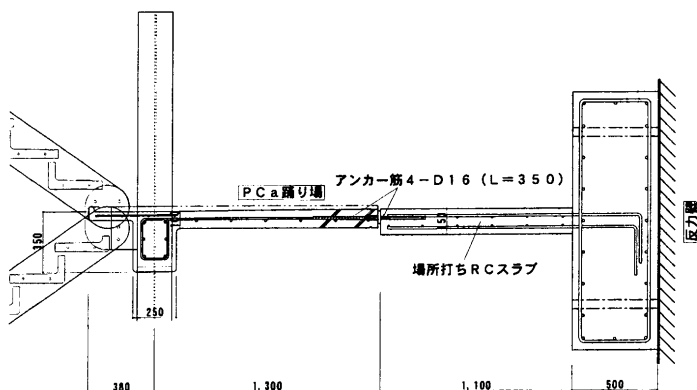


図 8. 建物-階段接合部

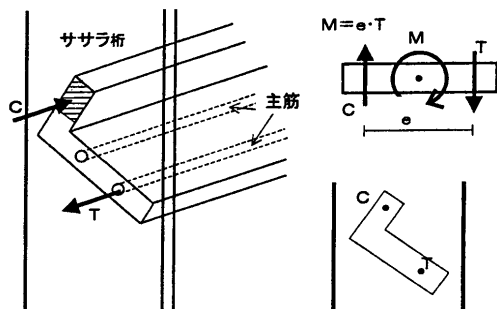


図 9. ササラ桁-階段接合部応力分布状況

4-2 実験結果及び考察

①破壊性状:昇降部の最終破壊状況を写真6に示す。階段全体で生じる水平変形のほとんど昇降部(ササラ桁・段板の組み立てられた部分)に集中した。昇降部は加力方向(水平方向)はせん断変形するとともに、ササラ桁に顕著なねじり変形が生じた。ササラ桁のねじり変形は、水平力を受けて段板端部で図9に示すような曲げ応力分布(圧縮応力は蹴上げ立ち上がり部、引張応力は段板主筋で負担)となり、圧縮・引張応力が材軸直交方向に偏心距離を持つことにより、ねじりモーメントが生じたことによるものである。また、ササラ桁の水平・ねじれ変形に伴い、ササラ桁取り付けプレートにも曲げ・ねじれ変形が生じた。

段板の蹴上げ位置立ち上がり部分では C=0.4 の加力サイクルにおいて、コンクリートがササラ桁に押しつけられ圧壊が生じた。荷重の増大に伴い圧壊が顕著になり、圧壊の進展により耐力が上昇しなくなる。

段板以外では、建物側踊り場梁部分のスパン中央部の下端に Q=1.7t で曲げひび割れが生じた。また、階段と建物本体スラブ接合部では、曲げモーメントにより引張力を受ける側で Q=0.9t で接合面に離間(ひび割れ)が生じた。

②履歴性状:第1層目の荷重-変形曲線を図 10 に示す。同図に示すような水平力 Q=2.5t で耐力上昇が頭打ちとなったため、C=1.5 加力サイクルの途中から変位制御により加力をコントロールし、水平変形 δ=150mm まで加力した。なお、同図の変形(横軸)は各層中間踊り場先端で測定した変形である。



写真 6. 階段変形状況

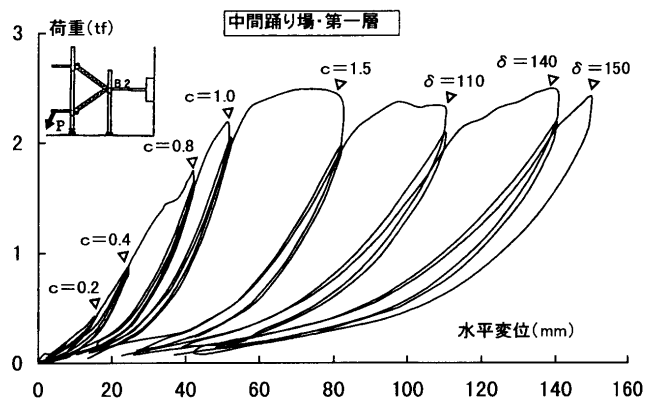


図 10. 荷重-変形曲線

荷重-変形関係は、ごく初期の段階では剛性が低い、ササラ桁と段板の間のパッキンが潰れて両者が密着すると剛性が高くなる。

荷重の増加に伴い、段板蹴上げ部分のコンクリートにササラ桁が密着し圧壊が生じる。全ての段板でこの圧壊が顕著になる $Q=2.5t$ で最大耐力に達する。最大耐力以降は水平変形を増大させると段板コンクリートの圧壊は進行する。しかし、実験終了時まで耐力低下は生じなかった。

また、第1層・第2層とも履歴ループ形状はほとんど相違は無かった。履歴ループ形状は、圧壊が発生までは途中から剛性が上昇する(ササラ桁が段板に密着時に剛性上昇)を持つ逆行型のループ形状で、この範囲ではほとんど履歴面積を示さない。圧壊発生後はスリップ型の形状で、第1サイクル目はループが面積を描くが、2サイクル目ではほとんど面積の無いループ形状を示す。

試験体平面内の水平変形分布を図 11 に示す。前報で述べた通り、水平変形は図中の①-②間、すなわち昇降部で生じており、踊り場部分は剛体変形しているだけであることがわかる。

本階段の各層の最大耐力は約 $2.5t$ であり、昇降部を介して伝達すべき部位の自重 ($2.2t$) に対して約1倍である。しかし、本試験体は中間踊り場各層に取り付け昇降部が1ユニットであるため、実際の階段では昇降部の水平耐力は自重の2倍に相当する。

③階段-建物本体接合部分の挙動: 建物本体スラブと階段との相対変形のうち両者の離れ変形を図 12 に示す。同図は各加力サイクル第1サイクル目の階段と建物離れ変形の分布をプロットしたものである。接合部で生じる回転角は最大でも $1/4500\text{rad}$ 以下であることがわかる。

また、図 11 中の③に示すように、接合部において建物-階段間にほとんどズレ変形は生じていない。

階段と建物本体スラブ間に配筋された4本のアンカー筋のうち、引張側最外縁のアンカー筋の荷重-歪曲線を図 13 に示す。アンカー筋は $C=1.5$ の加力サイクルで最大耐力に達する直前に降伏歪を越える。しかし、その後の荷重に伴い塑性変形が大きく進むことはなかった。

以上より、建物本体スラブと踊り場間の一体性は実験終了時まで失われることはなかったと判断される。

5. まとめ

柱及びササラ桁を鉄骨造、段板及び踊り場をオール PCa 部材とすることにより、全部材を工場製作としなおかつ現場施工時に現場でのコンクリート打設を一切無くした階段システムを開発した。その階段システムの鉛直荷重及び水平荷重に対する性能確認のための実験を行い、以下の結論を得た。

- 1) 階段で想定される最大積載荷重(建築基準法施行令による)相当の鉛直荷重作用時の踊り場の変形角は $1/1000\text{rad}$ 以下に収まる。
- 2) 踊り場は、階段で想定される最大積載荷重に対して曲げひび割れは 2.5 倍、最大耐力では 6.7 倍の耐力を有する。
- 3) 鉛直荷重実験では実験を通して、踊り場部分とそれを支える柱との接合部にズレや滑り、柱鉄骨の局部変形等の有害な変形は生じなかった。
- 4) 水平加力時は、梯子状に組まれたササラ桁と段板から成る昇降部と踊り場とササラ桁を接合するプレート部分で水平変形をほとんどを生じた。
- 5) ササラ桁と段板コンクリートが密着し、段板コンクリートに圧壊が生じることで最大耐力に達する。最大耐力以降水平変形を増大させると、段板コンクリートの圧壊は進むが耐力低下は生じなかった。
- 6) 水平方向には自重の約2倍相当の耐力を有する。
- 7) 建物-階段間の接合部のアンカー筋は降伏歪に達するも大きな塑性変形は生じなかった。また接合部の回転角は $1/4500\text{rad}$ 以下に収まった。以上より建物本体スラブと踊り場間の一体性は失われることはなかったと判断される
- 8) 本階段システムは、鉛直・水平方向ともに十分な性能を有することが確認できた。

[謝辞] 本論に示す実験のうち耐震性能確認実験は、東京電機大学と(社)日本建設業経営協会中央技術研究所との産学共同研究として行われたものである。

実験の実施・資料整理に際しては、東京電機大学・大学院生・森田剛史氏、同大学卒業生・剣持勲氏並びに勝村建設(株)・青木浩之氏(元同研究所出向研究員)、大都工業(株)・小野純一氏(同前)、長野建設(株)原哲也氏(同前)、徳倉建設(株)・深津圭司氏(同前)、(株)富士工・松川哲巳氏(現同研究所出向研究員)の協力を得た。ここに関係各位に深く謝意を表します

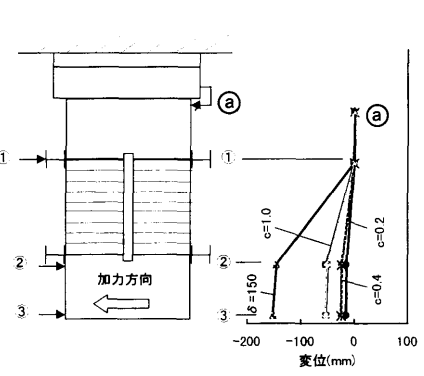


図 11. 水平方向変形分布

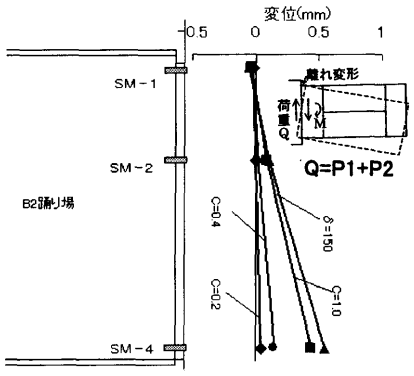


図 12. 建物-階段接合部変形(離間)

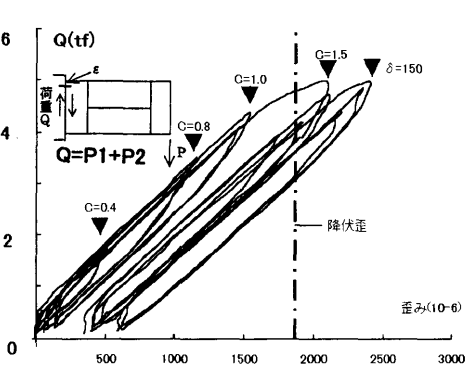


図 13. 接合部アンカー筋荷重-歪曲線

[1999年4月20日原稿受理 1999年7月27日採用決定]