

## 鉄骨とPCa部材から成るハイブリッド構造階段の開発 (その3)耐震設計方針及び水平加力実験計画

正会員 ○ 豊永雅之\*1 同 関 一武\*1  
同 武笠裕一\*1 同 但田真二\*1  
同 森田剛史\*3 同 深澤協三\*2  
同 立花正彦\*4

### 1. はじめに

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。本報では本階段システムを中高層建物への適用する際の構造設計方針を述べ、続いて耐震性能確認のため行った水平加力実験のうち実験計画と試験体の破壊状況について報告する。

### 2. 階段の構造設計方針

本階段システムを中高層建物の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、建物本体一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、昇降部の面外剛性を確保する。すなわち、面外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、面外方向に変形することを防止する。

本実験で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。

### 3. 実験計画

①試験体:試験体の形状及び寸法を図1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、各部は実大寸法である。なお、図1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」と以下略称する。また、同図に示す通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一の条件下で製造・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1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1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×D=500×1500)が建物本体に

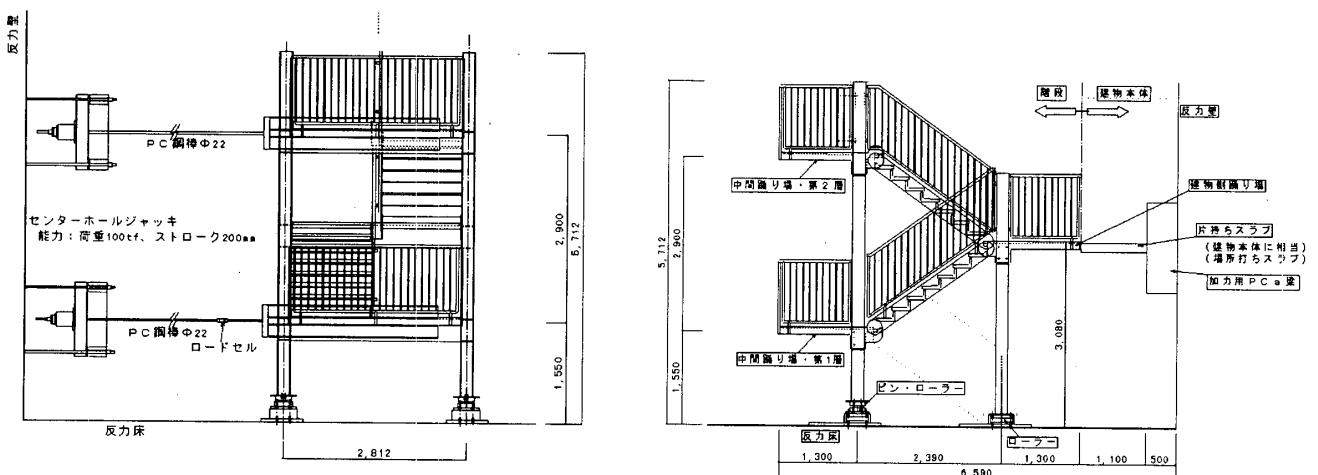


図1. 試験体形状寸法及び加力方法

The development of the hybrid stairs which are composed of steel and pre-cast concrete member  
(Part3: The outline of the seismic design and the plane of the horizontal loading test)

TOYONAGA Masayuki et al.

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。

片持ちスラブ(建物本体)と踊り場(階段 PCa 部材)は、図 2 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 1 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、各サイクルの繰返し載荷回数は2回とした。

4. 破壊状況

昇降部の最終破壊状況を写真1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3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、コンクリートに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。

5. まとめ

鉄骨とオール PCa 部材から成る階段システムを中高層建物へ適用する場合の耐震設計方針を示した。また、中高層建物への適用を想定して行った水平加力実験計画と試験体の破壊状況について報告した。まとめは次報に示す。

表1. 使用材別強度

<鋼材>						<コンクリート>	
部位	材質	板厚 (mm)	降伏応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	部位	圧縮強度
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
柱フランジ	SS400	12	2960	4420	27.4	建物側踊り場	250
						段板	362
<鉄筋>							
部位	材質	径	降伏応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)		
踊り場梁主筋	SD295A	D16	3990	5660	21.1		
段板主筋	SD295A	D16	3600	4960	23.2		
踊り場梁せん断補強筋							
踊り場スラブ筋	SD295A	D10	3510	5070	23.9		

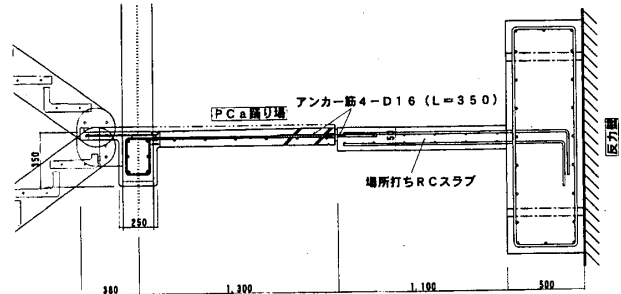


図2. 建物-階段接合部

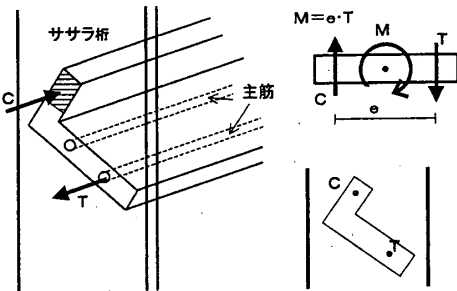


図3. ササラ桁-階段接合部応力分布状況



写真1. 階段変形状況

\*1 東鉄工業株式会社  
 \*2(社)日本建設業経営協会中央技術研究所・工博  
 \*3 東京電機大学大学院修士課程  
 \*4 東京電機大学工学部建築学科 助教授・工博

TOTETSU KOGYO CO.,LTD.  
 JARGC. Central Research Institute for Construction Technology,Dr.Eng.  
 Graduate School,Tokyo Denki University  
 Assoc.Prof.Dept.of Architecture, Faculty of Eng.Tokyo Denki Univ.Dr.Eng