

科学研究費助成事業 研究成果報告書

平成 27 年 6 月 17 日現在

機関番号：51401

研究種目：基盤研究(C)

研究期間：2012～2014

課題番号：24560692

研究課題名(和文) サブストラクチャ・オンライン実験による全体曲げRC造ピロティ建築物の耐震性能評価

研究課題名(英文) Evaluation of RC building with soft 1st story designed on the assumption of flexure fracture mechanism in a whole frame by using substructure pseudo-dynamic test method

研究代表者

寺本 尚史 (TERAMOTO, Naofumi)

秋田工業高等専門学校・その他部局等・准教授

研究者番号：00315631

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 4,100,000円

研究成果の概要(和文)：本研究は、1階部分が柱のみで構成されるピロティ階を持つ建物を対象に、実験的方法により地震時におけるピロティ階の側柱の損傷状況を把握し、耐震性能を評価する事を目的としている。降伏時にピロティ階に水平変形が集中するもの(層崩壊形)および建物全体の曲げ変形が卓越するもの(全体曲げ崩壊形)の2つの異なる降伏機構が成立するよう、異なる2種類の架構を対象に実験を行った。その結果、全体曲げ崩壊形で設計した架構の場合、地震時の外力分布の等価高さが、設計時に多く用いられているAi分布よりも低くなるため、想定していた崩壊形にならない場合がある事が分かった。

研究成果の概要(英文)：In this study, we are focused on the structural performance of side columns of the RC building with soft 1st story designed on the assumption of different failure modes. As it is recognized that especially for multistory RC frame buildings with soft story, it is important to evaluate seismic performance of soft story columns. We tested two different failure modes, flexural yielding in the soft story columns and flexure fracture mechanism in a whole frame by yielding the whole reinforcement of the tensioned side of the column in the soft story. In the tests, two loading systems of RC specimens represent side columns of the first soft story floor. As a result, we confirmed that the assumption of distribution of seismic forces are important to design RC frame building especially designed by flexure fracture mechanism in a whole frame. And also, structural performances of side columns, which effect to seismic response to the whole frame, were elucidated.

研究分野：建築構造学

キーワード：ピロティ建物 サブストラクチャ・オンライン実験 鉄筋コンクリート造柱

1. 研究開始当初の背景

1995年の兵庫県南部地震では、1階部分だけが開放的に柱のみで構成されるピロティ建物が他の構造と比べて多くの被害が生じた。そのため、社会的には1階に開放的なスペースを有する建築物に対する要望は強いものの、耐震設計上、ピロティ建物は避けるべき構造として認識されているのが現状であり、規制を強化する方向で設計法の大幅な見直しが行われた。

2007年版建築物の構造関係技術基準解説書¹⁾によると、純ピロティ建物で許容されている崩壊形式として、層崩壊形式と全体曲げ形式が挙げられている(図1)。層崩壊形式は、1層柱頭・柱脚に曲げ降伏が生じる崩壊形式で、1層の層間変形が上層の層間変形と比べ大きくなり、崩壊に至る形式である。部材の降伏によりエネルギーを吸収する部位がピロティ層に限定されることから、設計時には剛性率による割増係数(F_s)や、ピロティ階の強度割増係数(α_p)により、より大きな保有水平耐力を持つ建物として設計する必要がある。

一方、全体曲げは、上層部の転倒モーメントにより、1層側柱に生じる大きな変動軸力により引張側柱の主筋が全降伏する崩壊形式である。地震時には、柱の軸方向変位が増大することにより地震時のエネルギーを吸収することから、靱性に富む崩壊形式となっており、良好な全体崩壊形式の一つと考える事ができる。

そのため、全体曲げによる崩壊形式は純ピロティ建物の設計手法として優れた点も多いと考えられるが、実際に設計で用いられている事例は少なく、設計上の課題も多い。

まずピロティ柱については、最終的に引張側柱の主筋が全降伏することから、圧縮側柱は最終的に水平力の全てを負担する必要がある。そのため、引張側柱の主筋が全降伏した際に、圧縮側柱の柱頭・柱脚に曲げ降伏ヒンジが形成されないような柱の主筋・断面設計とする必要がある。また、転倒モーメントが大きくなる形状が前提となるため、建物の形状(塔状比)によっては崩壊形式が成立しない場合もある²⁾。

また全体曲げの場合、柱の軸方向変位の増大によるエネルギー吸収に期待する事や、全体曲げにより上層部の水平変形が影響を受けることから、側柱の軸方向の変形も設計時の重要なファクターとなるが、柱の軸方向変位については詳細な検討が行われていない。設計を行う上ではそうした軸方向に関する検証も必要となるが、そのために必要となる実験的研究については、主に層崩壊形式を想定した研究が主体であり、全体曲げに関する研究については主に解析的研究に止まっているのが現状である。

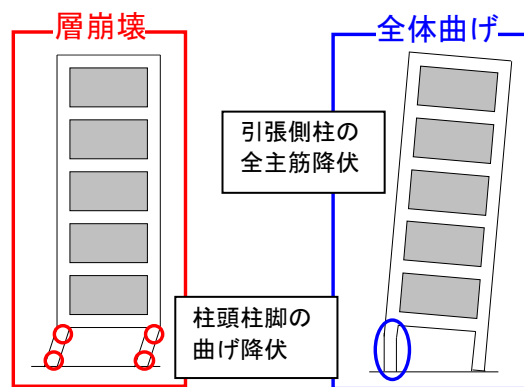


図1 ピロティ建物の崩壊形式

2. 研究の目的

本研究では、純ピロティ建物で許容されている地震時における架構の降伏形式のうち、比較的靱性に富む全体崩壊形式である、建物の全体曲げにより崩壊メカニズムを形成する崩壊形式について、サブストラクチャ・オンライン実験的手法³⁾によりその基本的性能を詳細に評価することを目的としている。そのため、

(1) 層崩壊および全体曲げで崩壊メカニズムを形成するピロティ建物をそれぞれ設計し、サブストラクチャ・オンライン実験により1階側柱の地震時挙動を検証し、許容されるこの2つの崩壊形式における地震時の挙動を比較・検討する。

(2) 実験結果を基に、全体曲げで崩壊メカニズムを形成するピロティ建物における設計上の問題点を検証し、合理的な設計方法の検討を行う。
ことを研究目的とする。

3. 研究の方法

本研究では、図2に示す12階建てRC造建物を想定し、このうち建物の桁行方向中央に位置する張間1構面を本研究の対象とし、サブストラクチャ・オンライン実験を行う事により張間方向の地震応答性状を検討する。

想定する架構の降伏機構は層崩壊および全体曲げの2種類とし、いずれも架構の形状および降伏機構成立時のベースシア係数がほぼ同一となるよう設計した。具体的には、静的漸増載荷による架構解析を行い、層崩壊および全体曲げの降伏機構が成立し、かつベースシア係数が0.3となるよう1階側柱の断面および配筋を調整した。この際、外力分布には A_i 分布を用いた。

対象架構の形状は桁行方向スパンが7.5m、張間方向スパンが10.5mで、1階は耐力壁のない純ピロティ架構となっており、2階以上には厚さ300mmの連想耐震壁を配置した。設計時の目標ベースシア係数は0.3、架構の固有周期は0.85s、総重量は11261kNとした。

ここで、サブストラクチャ・オンライン実験とは、柱・梁などの建物を構成する構造部材を対象とした構造実験と、コンピュータを

使って行う構造解析を組み合わせた方法であり、地震時における建物の構造部材の挙動を擬似的に再現する事が可能である。そのため、より実際に近い状態の構造部材の挙動・損傷を把握する事ができる。本実験手法のイメージを図3に示す。

本研究では、最も軸力変動が大きいと考えられる1階の側柱2本(図-1の太線で囲まれた部分)に着目し、この2体の側柱を試験体し、それ以外(上層部)についてはコンピュータ上の架構モデルでモデル化して実験を行った。

試験体は対象架構の約1/3~1/3.3スケールとし、せん断降伏よりも曲げ降伏が先行するように設計した。

入力地震動は、El Centro (1940) NS 波位相の告示波を作成し、時刻0~7.5sを抜き出した地震動(SIM-ELC波)とした(図4)。

地震動の入力レベルは最大地動速度を50cm/s、75cm/sに基準化したRun1およびRun2の2段階とした。基準化後の最大加速度は、50cm/s時で422.6cm/s²、75cm/s時で633.9cm/s²である。

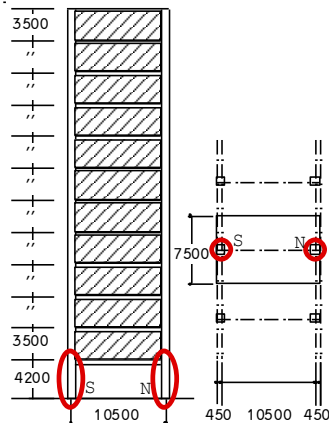


図2 検討対象架構

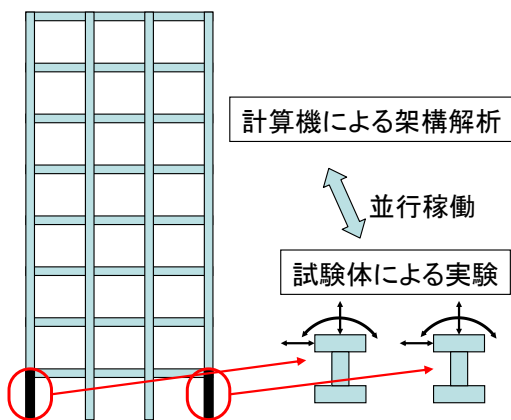


図3 サブストラクチャ・オンライン実験のイメージ

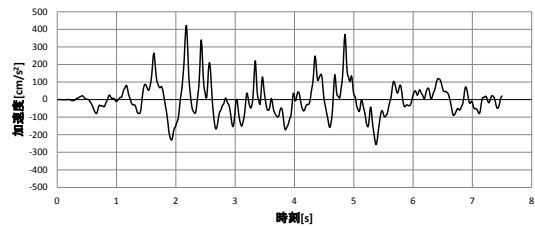


図4 入力地震動 (Sim-ELC 波 50cm/s)

4. 研究成果

(1) 層崩壊および全体曲げの降伏機構を形成するように設計した架構のサブストラクチャ・オンライン実験を行った結果、層崩壊形式の架構は、1階側柱の両端が曲げ降伏し、設計通りの降伏機構を形成した。一方、全体曲げ形式の方は、圧縮側柱が曲げ降伏する前に引張側柱の軸引張降伏が先行することを想定していたが、引張側柱の軸引張降伏の前に圧縮側柱が曲げ降伏し、想定した降伏機構とはならなかった。

実験時の外力分布と設計時に用いたAi分布を比較するために、時刻歴応答において代表的な変位ピーク時のステップを取り出し、この時の各層の層せん断力を当該階よりも上層の重量で除し、1層を基準とした外力分布を図5に示す。ここで、ステップとは実験時に擬似的に地震応答解析を行った際のステップ数であり、1ステップあたりの時間刻みは0.01sとした。Ai分布と実験時の外力分布を比較すると、252step以外、上層にいくにつれ分布が大きくなるが、どれもAi分布よりも小さく、等分布とAi分布の中間的な分布となった。このため、想定していた外力分布より外力の等価高さが下がり、1階の転倒モーメントが小さくなって柱にかかる変動軸力も小さくなったため、引張側柱の軸降伏が起らず、層崩壊形式になったと考えられる。

次に、外力分布をAi分布および等分布とし、1階側柱を含む全体架構を解析モデルでモデル化して静的増分解析を行った。解析の結果、Ai分布の場合は1階の圧縮側柱が曲げ降伏する前に引張側柱が軸降伏し、全体曲げの降伏機構となったが、外力分布が等分布の場合は、引張側・圧縮側いずれも柱脚で曲げ降伏し、最終的に層崩壊形となることがわかった。外力分布をAi分布、等分布とした時の層せん断力-層間変形関係を図6に示す。等分布とした場合の耐力は、Ai分布の場合に対して、25%程度上回った。また、等分布とした場合の崩壊形式は層崩壊となり、外力分布の違いで崩壊形式が異なる結果となった。

これらの検討により、全体曲げ形式で建物の設計を行う場合、外力分布をAi分布で設計を行うと実際の地震時には層崩壊形になってしまう可能性があること、その理由として、地震時における外力分布が概ね等分布からAi分布の範囲で推移したためであることが分かった。すなわち、本架構はAi分布以

外の外力に対して、崩壊形式の余裕度が不足していたと考えることができ、意図した崩壊形式である全体曲げ崩壊形式とするためには、外力分布を考慮する必要がある。

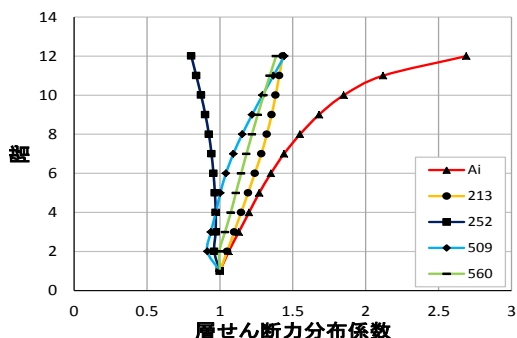


図5 実験時の外力分布とAi分布の比較 (全体曲げで設計した架構の場合)

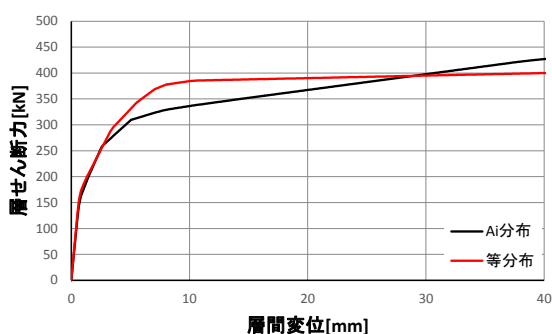


図6 外力分布の違いによる比較 (Q-δ関係)

(2) 外力分布をAi分布として崩壊形式を全体曲げとなるよう設計した場合、地震時に意図した崩壊形式とならなかった点を考慮し、架構の設計方法の検討・再設計を行った。設計方法については、外力分布をAi分布として設計する事を基本とし、1階の圧縮側柱の曲げ耐力およびせん断耐力を、設計用層せん断力に比べ、式(1)に示すように大きくするよう設計することとした。

$$Q_D = n \cdot Q_E \quad (1)$$

ここで、 Q_D はピロティ柱の設計用せん断力、 Q_E は全体曲げの降伏メカニズムが成立した時の1階圧縮側柱の負担せん断力(設計用層せん断力)、 n は1階圧縮側柱の設計時の余裕率であり、本研究では事前に外力分布を等分布、台形分布等で検討した上で $n=1.4$ として設計を行った。

実験の結果、1階の側柱は圧縮軸力を受ける際に曲げ降伏を生じず、引張軸力を受けた際に軸降伏し、地震時においても全体曲げ形式の降伏機構となったことが確認できた。

次に、実験時の外力分布と設計時に用いたAi分布の比較を図7に示す。実験時の分布は、台形の分布形状をしており、Ai分布と比較すると、実地震時では架構の最上層付近に作用

する層せん断力は半分程度となった。

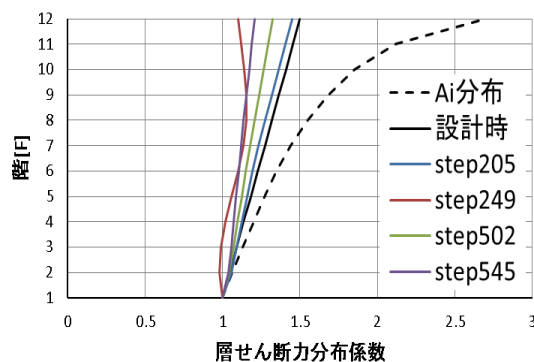


図7 実験時の外力分布とAi分布の比較 (RUN2)

表1 検討に用いた入力地震動

表示名	地震名	発生日付	観測地点	方向
ELC-NS	Imperial Vally地震	1940.05.18	El Centro変電所 BF	N-S
TAFT-EW	Kern Country地震	1952.07.21	Taft Licoln School Tunnel	E-W
HACH-NS	十勝沖地震	1968.05.16	八戸港	N-S
THKU-NS	宮城県沖地震	1978.06.12	東北大学 建築系建物 1F	N-S
KOBI-NS	兵庫県南部地震	1995.01.17	神戸海洋気象台	N-S
KWG-NS	新潟県中越地震	2004.10.23	JMA 川口	N-S
OSKM-NS	東北地方太平洋沖地震	2011.03.11	JMA 大崎市古川三丁目	N-S
BCJ-L2	日本建築センター模擬地震動 レベル2			
SIM-TK	告示波THKU-NS位相			
SIM-KB	告示波KOBI-NS位相			
SIM-ELC	告示波ELC-NS位相			

全体曲げ崩壊形となるために必要な圧縮側柱の余裕率について、表1に示す11波の地震波を用い、地震応答解析により検討を行った結果、今回検討した架構の場合、圧縮側柱にかかる層せん断力の余裕率を概ね1.30とすることで、設計時に用いる層せん断力分布によらず、全体曲げ崩壊形が実現できる結果となった。

今後の検討事項として、ピロティ架構のプロポーシオンを検討パラメータとし、建物階数と余裕率の関係性が明らかになれば、より合理的な設計方法になると考えられる。

<引用文献>

- ① 日本建築センター：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.685-703，2007.8
 - ② 勅使河原正臣，楠浩，福山洋：ピロティ建物の崩壊形分類指標 その1 指標の概要，日本建築学会学術梗概集，構造IV，pp.927-928，2002.8
 - ③ 寺本尚史，西田哲也，小林淳：サブストラクチャ擬似動の実験手法を用いた12層RC架構1階側柱の2体同時加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.217-222，2006
5. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕(計 0件)

〔学会発表〕(計 5件)

- ① N.Teramoto, A.Obata, H.Kanno, T.Nishida,

J. Kobayashi: Experimental studies on side columns of a RC frame with soft 1st story designed on the assumption of different failure modes, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.9

②菅野秀人, 榛葉亮太, 寺本尚史, 西田哲也, 小林淳: サブストラクチャ擬似動の実験に基づくRC造ピロティ架構のエネルギー応答, 日本建築学会東北支部研究報告集構造系第75号, pp.149-152

③ H. Kanno, N. Teramoto, T. Nishida and J. Kobayashi: Substructure Pseudo-Dynamic Tests of Reinforced Concrete Frames with Soft-First-Story, 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, pp.661-666, 2013.3

④福原裕一朗, 堂山哲, 西田哲也, 小林淳, 小幡昭彦, 寺本尚史: RC造ピロティ架構の地震時挙動に関する検討, 日本建築学会東北支部研究報告集構造系第77号, pp.103-106, 2014.6

⑤福原裕一朗, 西田哲也, 小林淳, 小幡昭彦: 崩壊形式の異なる同一RC造ピロティ架構の地震時挙動に関する実験的検討, 日本建築学会年次大会学術講演慷慨集, C-2, pp.513-514, 2014.9

〔図書〕(計 0件)

〔産業財産権〕

○出願状況(計 0件)

○取得状況(計 0件)

6. 研究組織

(1) 研究代表者

寺本 尚史 (TEARMOTO, Naofumi)

秋田工業高等専門学校・准教授

研究者番号: 00315631

(2) 研究分担者

西田 哲也 (NISHIDA, Tetsuya)

秋田県立大学・システム科学技術学部

研究者番号: 40315627