

報告 沖縄のピロティ建築物の耐震性能に関する調査研究

長嶺 安一*1・山川 哲雄*2・張 愛暉*3・當山 聖*4

要旨：沖縄は1972年に本土に復帰したが、1981年の新耐震設計法の施行までの設計用地震荷重は本土の1/2で設定されていた。1981年の新耐震設計法施行後も設計用地震荷重は、東京、大阪に比較して30%も小さい。そこで沖縄にあるピロティ建築物を1971年以前、1971年～1981年まで、1981年以降の耐震設計年代に区分し、ピロティ建築物の梁間方向の剛性率、必要保有水平耐力と保有水平耐力、及び耐震診断と耐震補強などの検討を行い、沖縄県にあるピロティ建築物の耐震性能の評価を試みた。

キーワード：ピロティ建築物、剛性率、保有水平耐力、耐震診断、耐震補強

1. 序

本報告は壁がRC造で建設された沖縄のピロティ建築物（すべて集合住宅）を3つの耐震設計年代に2棟ずつ整理し、合計6棟のRC造ピロティ建築物の耐震性能を照査し、かつ各棟ごとに耐震補強の必要の有無を検討したものである。

本報告で調査検討の対象にしたピロティ建築物の概要は文献[1]ですでに報告済みである。前報告ではピロティ建築物を梁間方向のピロティ構面のみ平面ラーメンとして解析する限りでは、剛性率が必ず0.6以下になることを述べた。また、剛性率の定義が本来ラーメンのせん断型変形を基本としているので、ピロティ部の柱の伸縮や曲げ型変形による上層階における耐震壁の剛体回転にともなう層間変形角は、剛性率の計算から除去すべき性質のもので、これらの成分がこれらのピロティ建築にどの程度含まれているかなどを計算で示した。その上で、設計用地震荷重が東京の1/2であった1981年の新耐震設計法施行以前や、特にせん断設計がゆるかった1971年以前の沖縄県におけるピロ

ティ建築物の耐震診断と、耐震性能上のさらなる検討や調査の必要性を指摘した。したがって、本論はこれらの指摘に基づいて行われた前報告[1]の継続調査研究の報告である。

2. 剛性率と保有水平耐力

本報告で調査検討の対象にしたピロティ建築物の概要を文献[1]から表-1に転記する。表-1に示したピロティ建築物6棟のうち、完全ピロティ建築物はNo. 1, 2のみであり、No. 3-6は両側に妻壁があるピロティである。特に両側に妻壁があるピロティ建築物は剛性が大きい両妻壁を有する構面で地震力の負担割合や構造物の変形性状が支配されるおそれがあるので、剛床仮定のもとで梁間方向の疑似立体解析（各構面の床位置で剛棒によるピン結合を行い梁間方向全体の平面解析）を行う。

一次設計用地震力を用いて疑似立体弾性解析を行う際に、耐震壁の剛性に関しては算定する目的に応じて結果が常に設計上安全側となるような工学的判断が求められている[2]。また、耐震壁の剛性低下率を安易に操作することにも

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻(社会人入学・正会員),(有)長嶺総合設計・所長

*2 琉球大学 教授 工学部環境建設工学科 工博(正会員)

*3 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 学術博士(正会員)

*4 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻

表-1 調査検討の対象とした沖縄県のRC造ピロティ建築物（共同住宅）の概要

年代区分	建物 No.	設計年度	建物規模							備考		
			階数	基準階床面積 (m ²)	延床面積 (m ²)	軒高 (m)	1階階高 (m)	基準階階高 (m)	スパン長 (m)		桁数	
1971年以前 Z=0.5相当	1	1968	7	226	1862	19.9	3.7	2.7	7.4	6.0	5	・2階以上の梁間方向は全て耐震壁で、1階は壁なしの完全ピロティである。 ・両妻側に1階から連層耐震壁があり、内構面は1階に壁のないピロティで構成されている。
	2	1970	4	585	2340	12.2	2.3	3.0	7.2	8.4	4	
1971年～1981年 Z=0.5相当	3	1979	7	235	1771	22.3	4.2	2.8	9.8	5.6	4	
	4	1980	4	165	600	11.9	3.2	2.9	7.2	4.7	4	
1981年以降 Z=0.7	5	1982	6	310	1860	18.9	4.0	2.8	9.7	5.5	5	
	6	1995	4	200	800	11.3	2.8	2.9	9.0	5.9	3	

注) 梁間方向のスパン数はすべて1スパンである。

注意を喚起している。図-1には耐震壁の剛性低下率を無視する場合 ($\alpha = \beta = 1.0$) と、妻壁1階の剛性低下率を文献[2]で紹介している最小値 $\alpha = \beta = 0.3$ にし、2階以上の耐震壁をすべて $\alpha = \beta = 1.0$ に仮定した両極端な場合について計算した剛性率を示す。また、参考までピロティ部の構面のみ単独で平面ラーメン解析した場合 ($\alpha = \beta = 1.0$) の結果についても参考値として合わせて示す。図-1より、疑似立体解析を行うと妻壁があるNo.3からNo.6までのピロティ建築物は、剛性が大きい妻壁の弾性挙動に支配される。したがって、このような場合はピロティ部の剛性率は耐震壁の剛性低下率 α 、 β を考慮しない方が大きな値、すなわち規制値 (0.6) 以上になり、満足される傾向にある。し

かし、ピロティ部分の構面のみの解析や、疑似立体解析でも耐震壁の剛性低下率を導入するとピロティ部の剛性率は大きく低下し、規制値を満足できなくなることが図-1より明白にわかる。1階に妻壁がない完全ピロティの場合は疑似立体解析も、ピロティ部のみの構面の平面解析でも剛性率はほとんど同じであり、0.6を大きく下回ることになる (図-1参照)。それは剛性率の主旨から考えると、振動解析における固有値解析がその基礎にあると思われるので、2階以上の耐震壁の剛性低下率を無視して一次設計時の弾性解析を行い、剛性率を求めることが基本ではないかと考える。

1階に妻壁がある場合、その妻壁に負担地震力が集中し、壁のせん断応力度レベルが $1/15F_c$

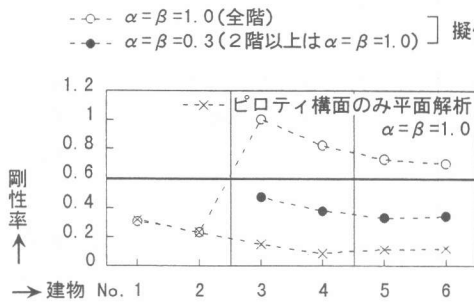


図-1 梁間方向の剛性率

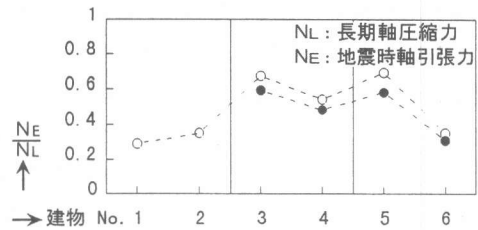


図-3 柱又は側柱の浮き上がり

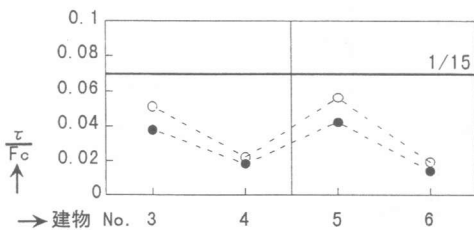


図-2 1階妻壁のせん断応力度

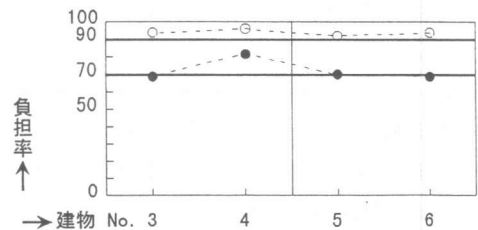


図-4 1階両妻壁部の層せん断力負担率

以上になりせん断ひび割れのおそれはないか、耐震壁が浮き上がらないか、あるいは妻壁部とピロティ部の層せん断力の負担割合はどの程度かなどは把握しておく必要があると思われる。したがって、これらの関係図を図-2, 3, 4にそれぞれ示す。これらの図から、壁の剛性低下率を無視すると ($\alpha = \beta = 1.0$)、妻壁 (2構面) 部分が全体の90%以上の地震力を負担していることにはなるが、せん断応力度もひび割れ応力度以下であり、浮き上がりの心配もなく、十分満足していることがわかる。

ピロティ建築物の梁間 (y) 方向および桁 (x) 方向の各保有水平耐力を算出するために柱、梁、基礎梁の曲げ強度やせん断強度を個材として計算し、x, y 両方向の崩壊機構を整理して図-5, 6に示す。なお、曲げ強度はAIJの略算式、せん断強度は修正荒川(minimum)式を利用した。図中に示した黒丸(●)は柱の単独部材としてはせん断破壊するが、骨組としてはその柱に接続する梁の曲げ降伏が先行するため、その柱はせん断破壊しない。したがって、桁方向ラーメンはどの建物もすべて曲げ降伏ヒンジ(図中の白丸:○)が形成された。その中で基礎

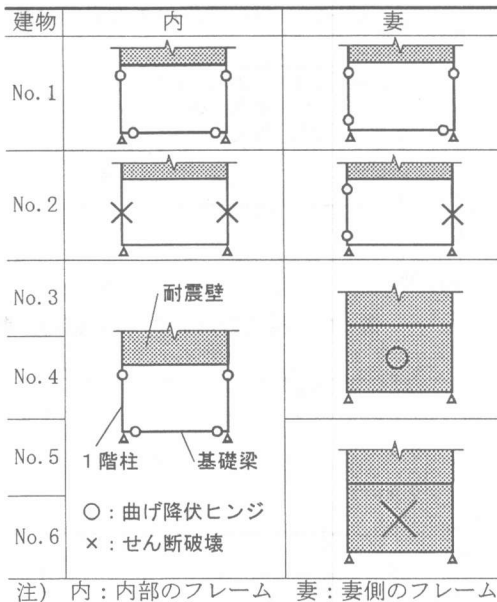


図-5 梁間方向の崩壊モード

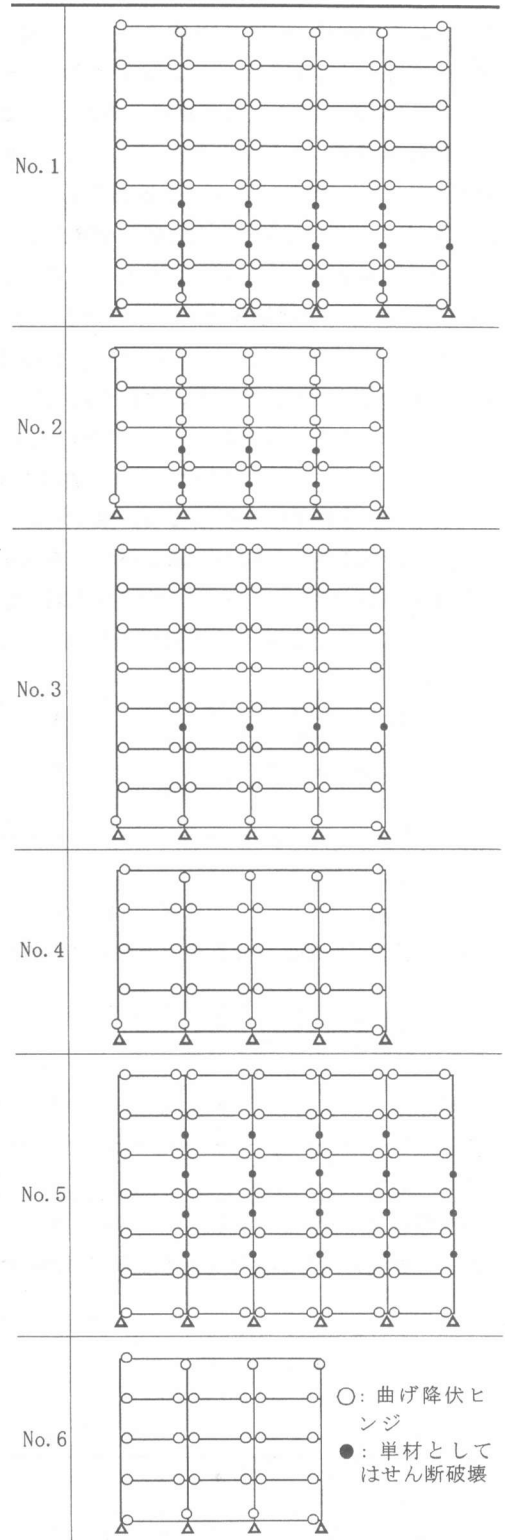


図-6 桁方向の崩壊モード

梁に曲げ降伏ヒンジが生じるのは予想外であった。これらの崩壊モードを参考に仮想仕事法を適用して保有水平耐力及び必要保有水平耐力を求める。地域係数は現行の建築基準法にしたがって沖縄県の0.7を採用する。図-7より、妻壁が1階にない完全ピロティ建築物のNo. 1, 2は必要保有水平耐力をy方向に関して満たしていないが、両妻壁が1階から立ち上がっているNo. 3-6のピロティ建築物は満たしている。図-9より、桁(x)方向については、No. 1とNo. 3以外は満たしている。しかし、東京の地域係数1.0を採用すると、x方向にいたってはNo. 1-6の建物すべてが満足していない。y方向についてはNo. 3-6の中から新耐震設計法で設計されたNo. 5が満足されるかされないかの境界線上にある(図-7参照)。一方、耐震壁の剛性低下率にともなう必要保有水平耐力の変化は、地

域係数の差異による影響と同じくらい大きいことが図-7, 8よりわかる。

3. 耐震診断と耐震補強

ピロティ建築物No. 1-6の梁間方向の最も弱い1階について耐震診断を行い、必要であれば耐震補強を検討する。桁方向は2階以上の上階についても、耐震診断の傾向は1階にほぼ同じである。耐震診断は1次、2次診断を行い、3次診断に関しても検討する。梁間方向の1, 2, 3次診断結果をそれぞれ図-10, 11に示す。図-10, 11より、ここでも地域係数の影響は大きい。保有水平耐力の検討結果と同じ傾向が耐震診断結果にもそのまま現れている。ただし、それは必要保有水平耐力を耐震壁の剛性低下率を無視($\alpha = \beta = 1.0$)して計算した場合と同じ傾向にある。梁間方向の2次診断で構造耐震判定

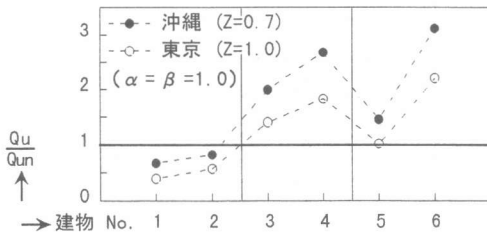


図-7 梁間方向の必要保有耐力と保有耐力の比

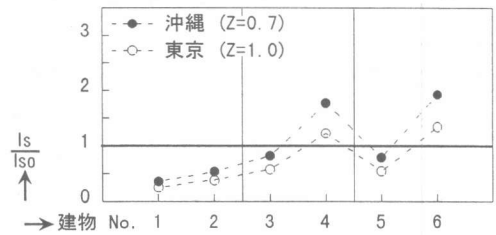


図-10 梁間方向の1次耐震診断

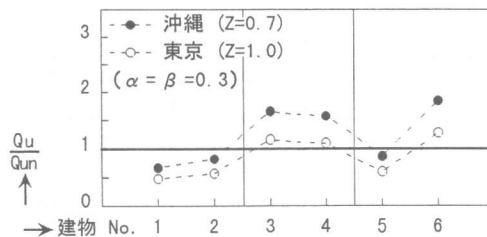


図-8 梁間方向の必要保有耐力と保有耐力の比

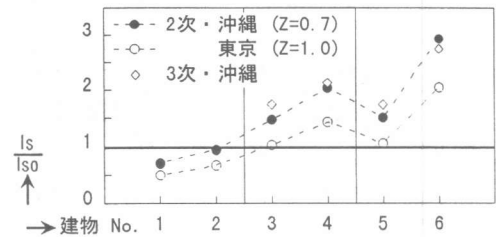


図-11 梁間方向の2・3次耐震診断

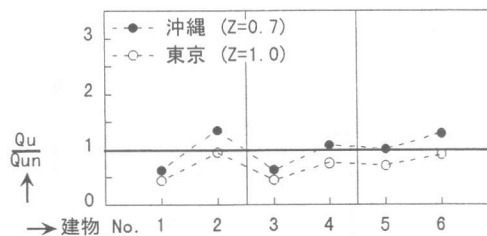


図-9 桁方向の必要保有耐力と保有耐力の比

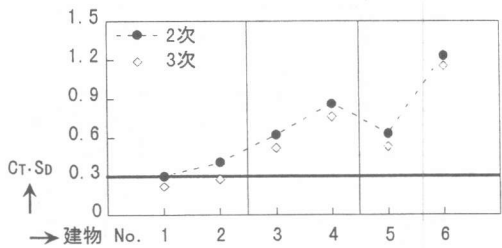


図-12 梁間方向のCt・Sd

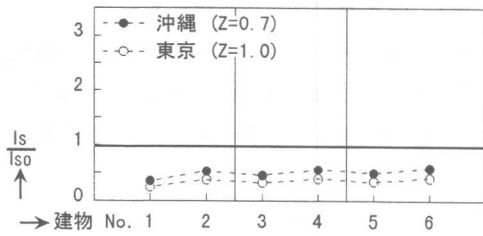
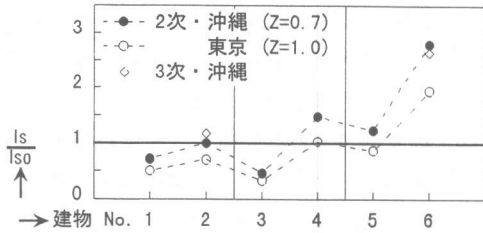


図-13 桁方向の1次耐震診断(1階)



注) 建物No.3のみ1次診断の値を表示している。

図-14 桁方向の2・3次耐震診断(1階)

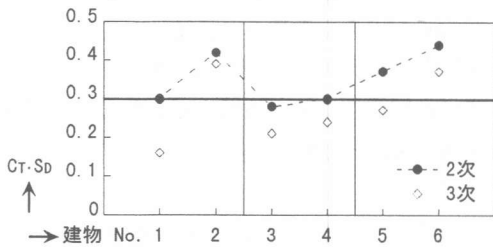


図-15 桁方向のCT・SD(1階)

指標 I_{so} を満足していないNo. 1, 2の建物について、3次診断の計算手順に従い計算した結果、累積強度指標 CT と形状指標 SD との積が0.3以上を満足しない。したがって3次診断を適用できないので、2次診断から耐震補強の必要の有無を検討することになる。その結果、No. 1, 2の建物については梁間方向の耐震補強を必要とする。それ以外のピロティ建築物は妻壁と沖縄の小さい地域係数によって梁間方向の耐震補強を必要としない。しかし、地震時の変動軸力による水平耐力および部材の破壊形式を詳細に検討した上で、補強の要否を総合的に判断する必要があると思われる。

桁(x)方向については1次診断、及び2,3次診断の結果を図-13, 14に示す。2,3次診断で図-14よりNo. 1とNo. 3の建物以外は I_{so} を満

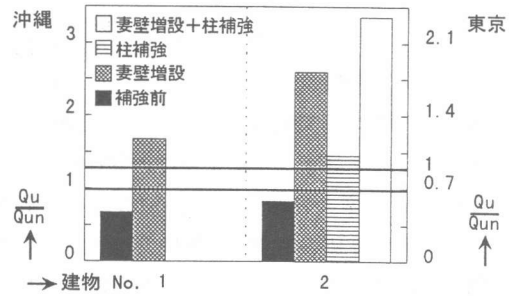


図-16 建物No. 1, No. 2の梁間方向の必要保有耐力と保有耐力の比

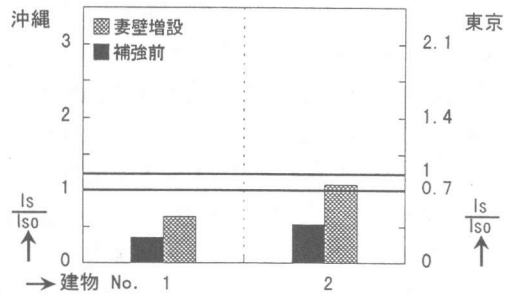


図-17 建物No. 1, No. 2の梁間方向の耐震補強後の1次耐震診断

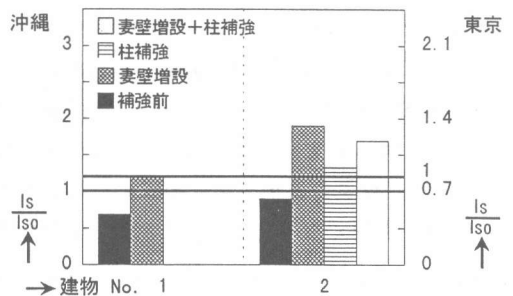


図-18 建物No. 1, No. 2の梁間方向の耐震補強後の2次耐震診断

足しているが、No. 1とNo. 3の建物は I_{so} を満足していない。桁(x)方向のNo. 1, 3は図-15に示すように $CT \cdot SD$ が0.3を下まわっており、強度抵抗型の耐震壁又はブレース等で耐震補強を必要とする。しかし、1階のピロティ部における耐震補強は可能であるが、2階以上の上階は居室部のため耐震補強にあたって、居住者の同意を必要とする。No. 2は1971年以前に建設された4階建であるが(表-1参照)、7階建の増築予定となっていたため、2,3次診断の I_{so} を

満足している(図-14 参照)。

梁間方向の耐震補強について、No. 1 の完全ピロティ建築物は1階柱と基礎梁の曲げ降伏で保有水平耐力が支配されているので、鋼板や連続繊維シート巻きなどによる柱の靱性補強では耐震性能を増大させることはできない。したがって、両妻側の1階に耐震壁又はブレースを増設しなければならない。この耐震壁の増設と、沖縄の地域係数のおかげで2次診断をかわらしてパスしている(図-16～18 参照)。

一方、No. 2 も完全ピロティ建築物であるが、この場合は1階柱のせん断破壊で水平耐力が支配されているので、従来の巻き立て工法による靱性補強が可能である。もちろん、その上に両妻側の1階に耐震壁又はブレースを増設すれば万全であろう(図-16～18 参照)。このように耐震補強後のNo. 1, 2 のピロティ建築物に関して保有水平耐力と耐震診断結果を図-16～18 に示す。これらの図より、このような耐震補強が有効であることがわかる。しかし、No. 2 の完全ピロティ建築物で図-16と図-18では異なる傾向を示している。それは妻壁を増設し、かつせん断柱を曲げ柱にかえるべく耐震補強しても、図-18に示すように2次診断では構造耐震指標 I_s が妻壁のみを1階に増設した場合よりも小さい結果になっている。これは、妻壁の増設によって、靱性補強した柱の曲げ強度が70%しか算入されず、せん断柱のせん断強度よりも小さくなるからである。一方、図-16では増設した妻壁が曲げ破壊するので、靱性補強した曲げ柱に変形が追従するものとして仮想仕事法を適用している。したがって図-16では妻壁増設に柱補強を加えた保有水平耐力が最も高くなっている。以上のような計算過程はあるにせよ、妻壁を増設し、かつ柱の靱性補強をほどこした方が妻壁のみの増設よりも構造耐震指標が劣るという計算結果は不合理である。

一方、桁方向についても図-14 より建物 No. 1, 3 は耐震補強を必要とする。しかも曲げ降伏する柱や梁で構成されているので(図-6 参

照)、耐震壁やブレースの新設などで強度補強を必要とする。1階のピロティ部分は耐震壁やブレースの新設が容易であるが、2階以上の居住部分(耐震診断結果は紙面の都合で不掲載)は困難である。

4. 結論

- 1) 両妻壁がある不完全ピロティ建築物において、1階耐震壁の剛性低下を無視すると剛性率が大きくなり、一方剛性低下を考慮すると剛性率が小さくなる傾向にある。
- 2) 両妻壁がある不完全ピロティ建築物では擬似立体解析を行わないと、剛性率の評価に大きな誤差を招くおそれがある。
- 3) 耐震壁の剛性低下率がピロティ建築物の剛性率に与える影響により、必要保有水平耐力の評価にも大きな影響を与える。
- 4) 沖縄のピロティ建築物については全国一小さい地域係数がその建設を容易にしたことは、沖縄を東京と比較することによってある程度理解できる。
- 5) ピロティ建築物は両妻壁の存在で保有耐力をかなり増大させるるので、1階ピロティ部に耐震壁が一切ないピロティ建築物が耐震性能に最も欠ける。したがって、特に沖縄に多い完全ピロティ建築物に関しては個人住宅も含めてさらに検討する必要がある。

参考文献：

- [1]長嶺安一、山川哲雄、當山聖：沖縄のピロティ建築物の耐震性能評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20, No. 3, 1998
- [2]日本建築センター：建築物の構造規定-建築基準法施行令第4章の解説と運用-1997年版、日本建築センター、1997. 12
- [3]日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説、1995. 7
- [4]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、日本建築学会、1997. 7