

論文 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の耐震補強におけるブレースの座屈耐力と補強効果

増田 祐一郎^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・木宮 玄喜^{*3}・河野 圭悟^{*4}

要旨：ピロティ架構形式の既存の鉄筋コンクリート造建物の耐震補強に関する研究である。補強方法は、圧縮抵抗型のブレースを設置してピロティ階の剛性・耐力を効率よく増大させ、柱の高軸力を抑制することをねらいとしている。本研究ではブレースとして用いる、モルタル充填鋼管ブレースの座屈実験と、ブレースの圧縮降伏耐力と降伏位置を制御する方法に関する加力実験を行い、ブレースの座屈耐力はコンクリート充填鋼管式で評価でき、また鋼管の拘束緩和材を設置することでブレースの圧縮降伏耐力と降伏位置を制御できることが確認された。また架構の弾塑性解析により有効なブレースの設置角度を示した。
キーワード：ピロティ架構, 耐震補強, 鉄筋コンクリート, ブレース, 座屈, 高強度モルタル

1. はじめに

兵庫県南部地震で既存のRC造ピロティ架構形式の建物はピロティ層の耐震性に問題があることが明らかになった。

研究代表者らは、図-1に示すように既存建物のピロティ層に圧縮抵抗型ブレースを設置して耐震補強を行う方法を提案している¹⁾。その補強方法はピロティ架構の特徴を利用した簡素な工法で工事費・工期・騒音等を抑え、実大架構においてブレースに一本あたり2000kNの水平耐力の増加を目安にしている。ブレースには充填作業の容易さからモルタルを充填した鋼管ブレースを用いている。

本論文ではモルタル充填鋼管ブレースの座屈耐力とブレースの圧縮降伏位置と耐力の制御法に関する加力実験を行い、座屈耐力とブレースの圧縮特性の評価方法および圧縮降伏位置と耐力の制御効果を述べる。またピロティ架構にブレースを設置した場合の補強効果を把握するために行った架構の弾塑性解析についても述べる。

2. モルタル充填鋼管ブレースの座屈実験

2.1 実験計画の方針

モルタル充填鋼管ブレースの座屈耐力がコンクリート充填鋼管柱(以後,CFT柱)の座屈耐力式²⁾

でどの程度、評価できるかを検証する目的で実験を計画した。また打設時に鋼管内のモルタルの充填状況を外部から確認する方法として、赤外線カメラによる方法を試みた。

2.2 試験体

一般にピロティ層の内法高さ $h_0=2.6 \sim 3.6\text{m}$ である。図-1中に示すように、ブレースの仰角 $\theta=60 \sim 70^\circ$ になることを想定するとブレースの材長 $L_k=2.76$

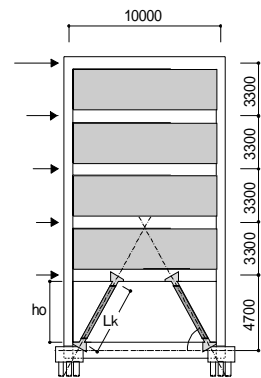


図-1 ピロティ架構

表-1 試験体名称と諸因子

試験体	名称	鋼管公称寸法 (mm)	L_m (mm)	L_k (mm)	L_k/l
1	B-2	STK400 114.3 × 3.5	228		2
2	B-11		1127	1257	11
3	B-13		1356	1486	13
4	B-15		1585	1715	15
5	B-17		1813	1943	17
6	B-19		2042	2172	19

L_m : ブレース内のモルタル柱の長さ L_k : 座屈長さ

表-2 使用材料の力学的特性(応力単位 N/mm^2)

試験体	名称	f_{cm} (N/mm^2)	f_{cm} (%)	E_m ($\times 10^4$)	f_{yk} (N/mm^2)	f_{yk} (N/mm^2)	E_s ($\times 10^5$)
1	B-2	75.9					
2	B-11						
3	B-13	89.3	0.43	2.52	323 (342)	415 (440)	1.75 (1.85)
4	B-15						
5	B-17	75.9					
6	B-19	80.5					

f_{cm} : モルタルの圧縮強度, f_{cm} : モルタルの圧縮強度時ひずみ度
 E_m : モルタルのヤング係数, f_{yk} : 鋼管の降伏応力度, 引張強度
 E_s : 鋼管のヤング係数 ()内は鋼管厚さに実測値3.3mmを使用

*1 鹿児島大学理工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 鹿児島大学工学部建築学科助教授・博士(工学) (正会員)
 *3 旭化成ホームズ株式会社 (元鹿児島大学工学部建築学科学部生)
 *4 松井建設株式会社 (元鹿児島大学工学部建築学科学部生)

~ 4.17 m となる。ブレースの鋼管に外径 $\phi=250\text{mm}$ のものを使用することを想定して形状比 L_k/λ が 11, 13, 15, 17, 19 となる座屈試験体を製作した。試験体の縮尺を約 1/2.3 にし円形鋼管の STK400, $\phi=114.3 \times 3.5$ を使用した。

表-1に試験体の一覧を示す。座屈させる試験体(以後, 座屈試験体)のほか, 圧縮降伏させる試験体(以後, 圧縮降伏試験体)も製作した。表-2に材料の力学的特性を示す。モルタルは早強セメントと海砂に無収縮材を添加して練っている。

2.3 加力と測定

図-2に加力と変形測定の状態を示す。長柱圧縮試験機に設置して圧縮加力を行った。ブレースに対する加力については, 図-3に示すように補強での梁との接合部を考慮して端部でモルタル部分だけに圧縮力を加えた。座屈試験体では上端, 下端に一方方向ピンをつけて圧縮降伏試験体では一方方向ピンはつけずに加力を行った。座屈試験体では上下の加力端面の傾きの不整の影響を取り除くため, 上下端に更に, 球座を設けた。この球座は回転半径が一方方向ピンの回転半径より大きいため, ブレースの座屈耐力と変形モードに影響を与えないことになる。変形は軸変形と水平変形を測定し, そのほか鋼管表面の軸ひずみをゲージにより測定した。

2.4 実験結果の概要

(a)赤外線カメラによるモルタルの充填状況の観察
写真-1に赤外線カメラにより撮影したモルタルの充填状況を示す。同カメラでは熱画像と可視画像を同時に撮影できる。モルタルは鋼管の上方から流し込んでいる。鋼管の内側をつたって流れた跡とモルタルの上面の位置が熱映像により容易に確認された。打設時に鋼管の外部からモルタルの充填状況を確認する方法として有効な方法と考えられる。

(b)圧縮荷重 - 軸変形関係

図-4に圧縮荷重 - 軸変形関係の例を示す。軸変形は図-2で示した軸変形測定の変位計の値を平均した値である。同図には中央高さの水平たわみと圧縮荷重の関係も示す。たわみは上下の端部の水平変位に対する中央高さの相対水平変位としている。また, ひずみゲージにより鋼管に曲げひ

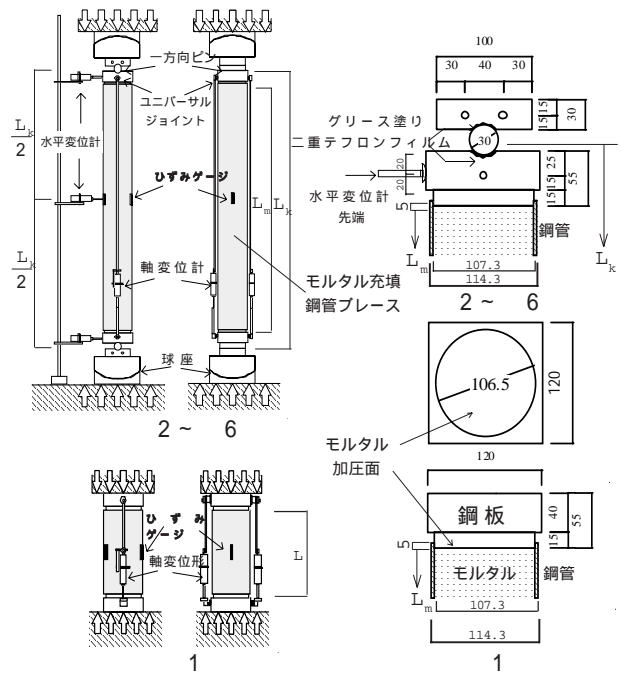


図-2 加力と変形測定の状態 図-3 端部の詳細

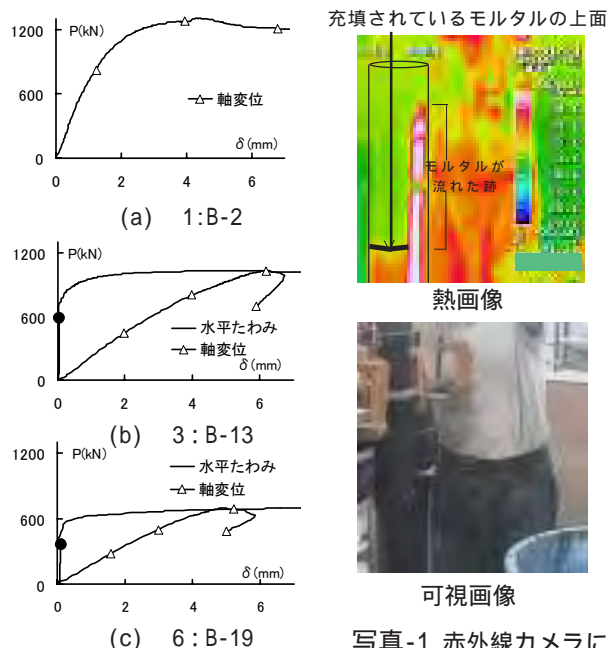


写真-1 赤外線カメラによる充填状況の画像
図-4 圧縮荷重 - 軸変位関係

ずみが確認された時点を示している。座屈試験体では, それ以降, 水平たわみが増大しはじめ最大荷重の直前で急増している。座屈試験体では全て曲げ座屈した。

2.5 座屈耐力の評価

表-3に各試験体の最大荷重 P_u とその時の応力度 σ_u を示す。 σ_u は荷重をモルタル断面積で除したものである。座屈した試験体 No.2 ~ No.6 では σ_u を座屈応力度とする。図-5に座屈応力度と形

形状比 L_k/ϕ の関係を示す。モルタルの圧縮強度に試験体で多少差があったため、座屈応力度をモルタルの圧縮強度 σ_{mB} で除した値で示している。また同表・同図には CFT 柱²⁾の座屈耐力の式 (1) による計算も比較して示している。計算値には式 (3) における r_u を 1.0 にした場合と 0.85 としてモルタルの圧縮強度を低減した場合の2種類の計算値を示している。本ブレースでも CFT 柱と同様にモルタルの圧縮強度を低減した場合の計算値で、座屈耐力を安全側で評価できることが確認される。また L_k/ϕ が 17 より小さい範囲では、 σ_u/σ_{mB} の値が 1 より大きくなり、座屈応力度はモルタルの圧縮強度以上、確保できることが確認される。

モルタル充填鋼管の圧縮耐力： N_u

$$N_u = N_{cr} + N_m \quad (1)$$

鋼管柱圧縮耐力： N_{cr}

$$N_{cr} = \{1 - 0.545(\frac{L_k}{\phi} - 0.3)\} N_y \quad (2)$$

コンファインドモルタル圧縮耐力： N_{cr}

$$N_{cr} = \{1 - (1 - (\frac{r_u}{\sigma_{mB}}))^a\} \cdot (r_u \cdot F_m) \cdot A \quad (3)$$

ここに、各記号は文献2)を参照のこと。

2.6 圧縮特性の評価

図-6に圧縮応力 - 軸ひずみ関係を示す。圧縮応力は圧縮荷重をモルタル断面積で除したもので軸ひずみは前述の軸変形を、図-2と表-1で示したモルタルの長さ L_m で除した値である。図中にはモルタルの応力 - ひずみ関係も示す。圧縮降伏したNo.1は剛性がモルタルのものと同様で、モルタルの圧縮強度の直前までは、鋼管がブレースの剛性に寄与していない。これに対して座屈したNo.2 ~ No.6では、その剛性が大きくなっており、鋼管のブレースの剛性への寄与が確認される。図-7にゲージにより測定された鋼管の表面の軸ひずみと圧縮応力の関係を前述の変位計による軸ひずみの関係と比較して示す。座屈したNo.2 ~ No.6では、変位計によるブレース全体の軸ひずみに対して、鋼管のひずみは小さくなっている。ブレースでは、端部においてモルタルだけに圧縮力を伝達させる仕組みになっていることが、その原因である。これらのことから、鋼管はブレースの剛性に寄与するが、ブレースの全体の軸ひずみに

表-3 最大荷重の実験値と計算値

試験体	名称	実験値		計算値	
		最大荷重 $P_u (\times 10 \text{ kN})$	最大応力度 $\sigma_u (\text{N/mm}^2)$	低減しない場合 $\sigma_u (\text{N/mm}^2)$	低減した場合 $\sigma_u (\text{N/mm}^2)$
1	B-2	130.5	143.2	—	—
2	B-11	110.2	121.0	128.7	113.5
3	B-13	102.6	112.6	122.7	106.4
4	B-15	87.4	95.9	107.9	96.9
5	B-17	82.7	90.8	86.5	80.0
6	B-19	69.5	76.3	78.3	74.0

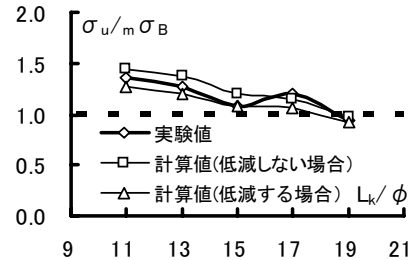


図-5 座屈応力度 - 形状比関係

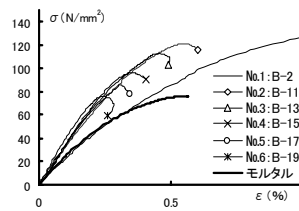


図-6 圧縮応力 - 軸ひずみ関係

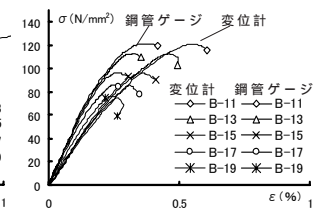


図-7 変位計とゲージによるひずみの比較

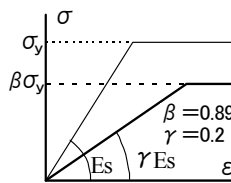


図-8 鋼管の応力 - ひずみ関係

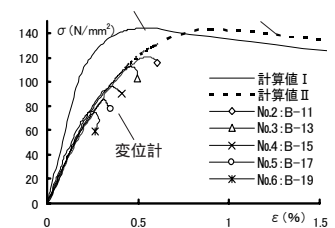


図-9 計算結果と実験結果

対して完全に寄与するものではないと判断できる。ここでは、このことを考慮して、CFT柱の圧縮特性の評価方法を修正してブレースの圧縮応力 - 軸ひずみ関係の評価する。ブレースの圧縮応力は式 (4) により評価する。モルタルの圧縮応力 - ひずみ関係は式(4)によるものを用いる。鋼管についても、図-8に示すように CFT 柱に準じて降伏強度をにより低減させるが、鋼管のひずみがブレース全体の軸ひずみに対して小さいことを考慮するためにヤング係数 E_s をにより低減させる。CFT柱に準じて、式(5)の r_u を 0.19、図-8の β を 0.89 とする場合を計算 Ⅰ とし、これに γ を 0.2 とする場合を計算 Ⅱ とする。求めた圧縮応力 - 軸ひずみ関係を図-9に示す。計算 Ⅰ により座屈するまでのブ

レースの圧縮応力 - 軸ひずみ関係を評価できることが確認できる。

鋼管モルタルブレースの軸方向応力：

$$= \frac{(m \cdot A_m) + (s \cdot A_s)}{A_m} \quad (4)$$

コンファインドモルタルの圧縮強度： m_{cb}

$$m_{cb} = m_b + 2k \cdot t_s \cdot y / (D - 2t) \quad (5)$$

コンファインドモルタルの軸方向応力： m

$$m = \frac{AX + (d-1)X^2}{1 + (A-2)X + dX^2} \cdot m_{cb} \quad (6)$$

ここに、各記号は文献2)を参照のこと。

3. ブレースの降伏耐力と降伏位置の制御実験

3.1 実験方針

補強架構の崩壊形式としては、架構の回転か、ピロティ階の層降伏が想定され、望ましいのは回転である。しかしブレースが接合される既存梁部分の支圧耐力が確保できない場合には、ピロティ階の層降伏を選択せざるを得ない場合がある。その場合、層の水平耐力は、既存梁部分の支圧破壊、圧縮ブレースの座屈、ブレースの圧縮降伏などの耐力のうち、最も耐力が小さい破壊形式で決定する。

ブレースの圧縮耐力と降伏位置の制御方法として鋼管の内側にモルタルに対する横拘束力を緩和させるクッション材(以後、拘束緩和材)を部分的に貼り付けて、その部分のモルタルを圧縮降伏させる方法¹⁾がある。今回は二種類の拘束緩和材を用いてモルタル充填鋼管ブレースの圧縮耐力と降伏位置の制御効果を検証する実験を計画した。

3.2 試験体と加力および測定

図-10に試験体形状・寸法を示す。鋼管にはSTK400、 $\phi = 114.3 \times 3.5$ を用いた。試験体の長さは鋼管内径の2倍とし、拘束緩和材は中央高さ位置に瞬間接着剤で貼り付けた。その区間は鋼管内径と同じ長さとした。拘束緩和材にはクロロプレンゴムスポンジ(以後、CRスポンジ)と、ゴムシートを使用し、厚さを変化させた。図-11に試験体端部の詳細を示す。表-4に試験体名称と諸因子を示す。表-5に使用材料の力学的特性を示す。モルタルの配合は2.2節と同じである。加力と変形測定の様子は図-2のNo.1と同じである。ブレースのモルタル断面部分に圧縮加力を行なった。

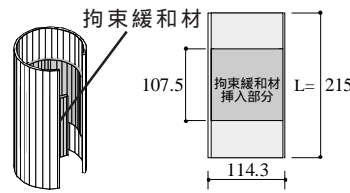


図-10 試験体形状

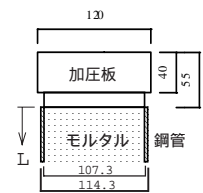


図-11 試験体端部の詳細

表-4 試験体名称と諸因子

試験体名称	拘束緩和材	厚さ (mm)	鋼管公称寸法 (mm)
1 YC	なし		STK400 114.3 × 3.5 L=215
2 YC-CR-1	CRスポンジ	1.0	
3 YC-CR-1.5		1.5	
4 YC-CR-2		2.0	
5 YC-R-2	ゴムシート	2.0	
6 YC-R-3		3.0	
7 YC-R-4		4.0	
8 YC-R-5		5.0	

写真-2 降伏後



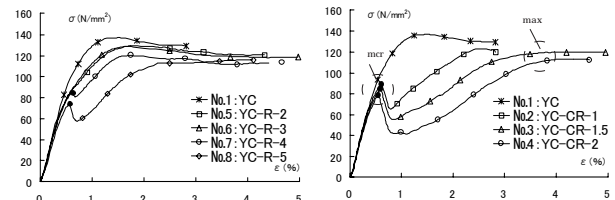
写真-2 降伏後

試験体(4)

表-5 使用材料の力学的特性

試験体	m_B		E_m	E_s	
	(N/mm ²)	(%) (×10 ⁴)		(N/mm ²)	(N/mm ²) (×10 ⁵)
1~8	86.1	0.49	2.94	327 (347)	432 (458)

m_B :モルタルの圧縮強度, E_m :モルタルの圧縮強度時ひずみ度
 E_s :モルタルのヤング係数, y :降伏応力度, B :引張強度
 E_s :鋼管のヤング係数



(a) ゴムシートシリーズ (b) CRスポンジシリーズ

図-12 圧縮応力 - ひずみ関係

3.3 実験結果

図-12に圧縮応力 - 軸ひずみ関係を示す。圧縮応力は圧縮荷重を試験体端部のモルタル断面積で除したもので、ひずみは軸変位計の値の平均値を試験体長さで除したものである。図中の m_{cr} は拘束緩和材の区間でモルタルが圧縮破壊して強度低下が生じた時点である。その強度低下後、破壊したモルタル部分は横ひずみが増大し、鋼管の横拘束を受ける状態になり強度が再び増加している。緩和材の厚さが2mmで同じNo.4とNo.5を比較すると、ゴムシートに比べてCRスポンジの方が耐力の抑制効果があることが確認できる。しかし、CRスポンジの方でも強度が再び増加した後の最大強度 m_{max} が、モルタルの破壊時(m_{cr} の時点)の強度 m_{cr} より大きくなっており、耐力を制御するという観点からすると、まだ追加実験による検討が必要である。

写真-2にNo.4の加力終了後を示す。緩和材の区間で横の膨らみ変形が顕著であり、降伏位置は容易に制御できる破壊状況であった。

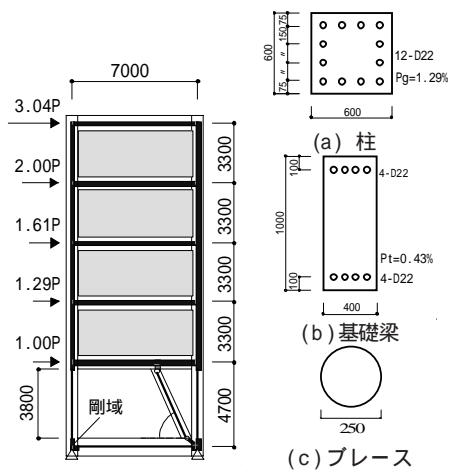


図-13 解析対象の架構

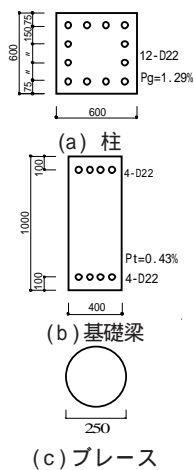


図-14 断面寸法

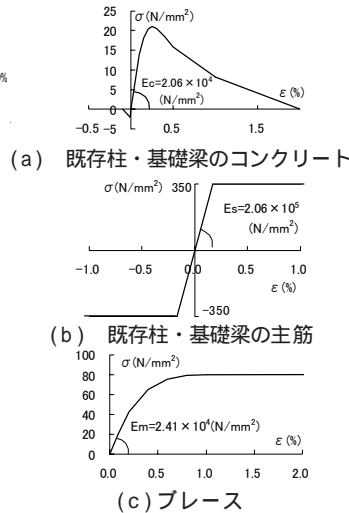


図-15 力学的材料特性

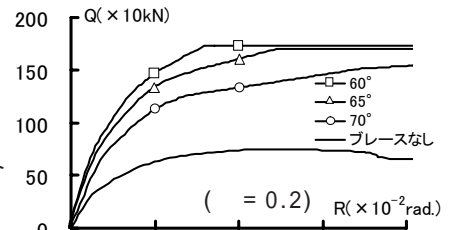


図-16 層せん断力 - 変形角関係

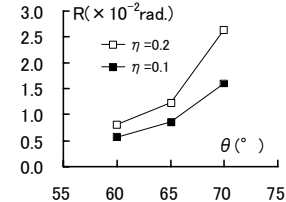


図-17 最大耐力時の変形角の比較

4. ブレース設置による架構の抵抗機構

ピロティ架構にブレースを設置した場合の、架構の水平剛性と水平耐力および柱の変動軸力の変化の特徴を明らかにするために行った架構の弾塑性解析について述べる。ブレースを設置すると、架構全体が回転する場合は考えられるが、その場合にはブレースの設置効果を明瞭に表現できないこともあり、ここでは回転が生じない場合について述べる。解析には有限要素解析プログラムABAQUSを用いた。

4.1 解析モデルと外力

図-13に解析で対象とした架構を示す。架構はRC造の5層1スパンで、柱と梁の接合部、また、耐震壁がある2階より上階では柱と梁では、剛性を大きくして変形がほとんど生じない剛な部分とした。解析では2階より上階の耐震壁の部分は剛体として挙動する状態になった。ブレースについては、引張抵抗させないため、圧縮抵抗するブレースだけを考慮した。ブレースの仰角が60°、65°、70°の3種類の場合に解析を行った。

図-14に柱と基礎梁およびブレースの断面を示す。最下層の柱とブレースおよび基礎梁は弾塑性とし、それ以外の部材は弾性体とした。一階の柱と基礎梁は曲げ破壊形式にしている。図-15に解析に用いた力学的材料特性を示す。柱と梁は既存の建物の一般的な特性とし、ブレースの圧縮特性については、図-6のブレースの実験結果を参考に仮定した。外力については2階より上の柱と梁の接点に鉛直荷重を作用させ、 A_i 分布による水平荷重を作用させた。鉛直荷重については一階の柱の軸力

比が0.1 (756kN)と0.2 (1512kN)の2種類になるように作用させた。解析は1階の層間変形を漸増させるかたちで変位制御の形式で行った。

4.2 解析結果

図-16に η が0.2の場合の一階の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。いずれの場合も、水平荷重に対して引張側柱(図-13において左側の柱)が引張降伏して最大耐力が決定した。

このような架構においては、ブレースが圧縮降伏することなく、引張側柱が引張降伏して一階の曲げ降伏により耐力が決定することになる。

図-17に引張側柱が引張降伏して最大耐力に達する時の層間変形角を示す。 θ が大きくなるとその変形角は大きくなり、65°から70°では急激に大きくなることが確認される。建物が耐震性能を発揮する変形レベルは0.5 ~ 2.0 x 10⁻² rad.であることを考えると、既存建物の耐震性能に応じて、 θ を60°~70°で調節して補強を行えばよいことになる。また、ブレースが圧縮降伏する時の変形も同様に調節できる可能性がある。

図-18に θ の変化に伴う一階の層耐力の変化を示す。いずれの場合でも柱の引張降伏により耐力が決定しているため、ブレースの設置角度による違いはあまり生じていない。水平耐力は、ブレースの設置により η が0.1の時で約700kN、0.2の時で約1000kN増大している。また図-19に η が0.2の場合の一階の柱とブレースが負担する水平せん断力の変化を示す。引張側柱の耐力が低下し、ブレース自体の負担せん断力の最大は約1250kNになっている。

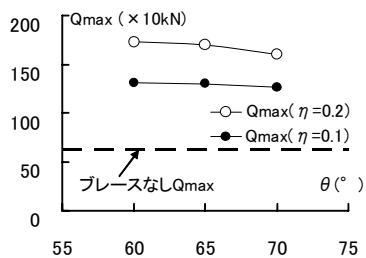


図-18 ブレースの角度と層の水平耐力

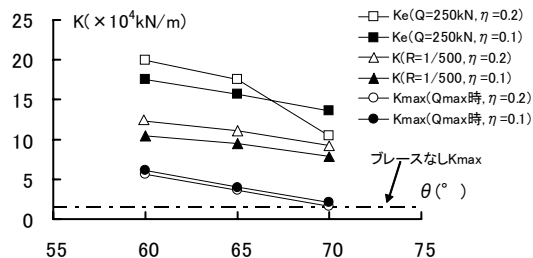


図-20 ブレースの角度と層剛性

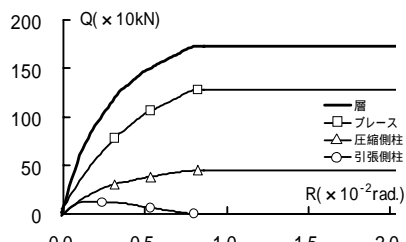
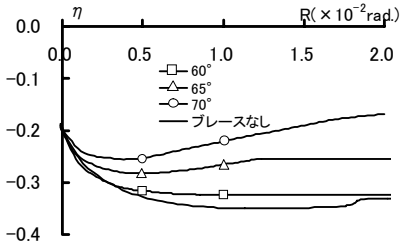
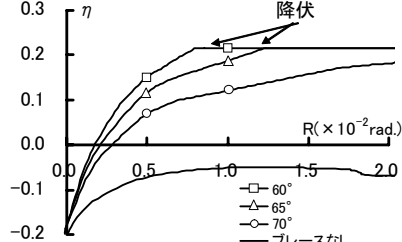


図-19 せん断力 - 変形角関係
($\eta = 0.2$, $\theta = 60^\circ$)



(a) 圧縮側柱



(b) 引張側柱

図-21 柱の軸力比 - 層間変形角関係 ($\eta = 0.2$)

図-20に の変化に伴う一階の層剛性の変化を示す。剛性は3種類の变形レベルでの値を示している。剛性は、耐力に較べて による変化が生じており、 が0.2の弾性剛性は が70°になると大きく低下している。

図-21に一階の柱の軸力の変動と層間変形角の関係を示す。示したものは が0.2の場合である。圧縮側柱は、初期の变形レベルではブレースを設置していても圧縮軸力が増加するが、 が65°以上になると約 $0.4 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ から、その軸力が低下する。 が70°では、初期軸力より低下している。これらの傾向は、 が0.1の場合も同様であった。これらのことから、圧縮側柱の高軸力を抑制するという観点では、 を70°程度にすることが望ましい。引張側の端では、ブレースの設置により、 $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ から引張軸力に転じて、最終的には引張降伏している。

5. まとめ

モルタル充填鋼管ブレースを用いたRC造ピロティ架構形式の耐震補強方法を開発する目的で、ブレースの座屈耐力、圧縮降伏位置と耐力の制御方に関する加力実験を行い、実験結果を検討した。また、ブレースの補強効果を把握するために架構の弾塑性解析を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) ブレースの座屈耐力は、既往のCFT柱の座屈式により安全側で評価できる。
- (2) ブレースの一軸圧縮特性は、CFT柱の既存の

評価方法に鋼管の剛性の寄与割合を小さくすることで評価できる。

- (3) 鋼管の内側に拘束緩和材としてCRスポンジを用いれば、ブレースの耐力の制御はできるが、ブレースに延性的な特性を持たせるという意味では、今後、CRスポンジの区間や厚さを調整する必要がある。
- (4) 打設時に鋼管の外部からモルタルの充填状況を確認する方法として赤外線カメラによる映像は有効な方法である。
- (5) 架構の弾塑性解析の結果、ブレースの設置角度 を $60^\circ \sim 70^\circ$ に設定することが有効で、特に圧縮側の柱の高軸力を回避する観点では、 を70°程度にすることが有効である。

謝辞

本研究は、(財)国土技術研究センターの「既存鉄筋コンクリート造集合住宅の低負荷型耐震補強技術の開発」の研究開発助成(代表者:塩屋晋一)の一部として行われました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 塩屋晋一他：圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の耐震補強，日本コンクリート工学年次論文集 .V ol.25 , pp. 1561-1556, 2003.7
- 2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針，丸善，1997