高層チューブ構造における構面外骨組の進行性崩壊現象の実験的再現

Simulation of Progressive Failure of Perimeter Columns in Framed-Tube Structures

田川　浩之*1　岡田　玲*2　隅谷　真也*3　山田　哲*4　和田　章*5
Hiroyuki Tagawa　Rei Okada　Shinya Sumitani　Satoshi Yamada　Akira Wada

ABSTRACT　The framed-tube structure consists of rigid moment frames in the perimeters and floors which provide lateral support to prevent perimeter column buckling. When perimeter columns deform toward the outside of the structure, simple connections between floors and perimeter columns may rupture in tension. This behavior is simulated by the monotonic quasi-static compression tests for steel column laterally supported by aluminum board with a notch. Major findings include: (1) even 1% lateral support strength provide satisfactory behavior of the column up to yield strength, (2) as the number of lateral supports increases, column axial deformation at the rupture of lateral supports increases, (3) as the lateral support strength increases, the degradation of the column after the peak strength becomes smaller.

Keywords:　高層チューブ構造、進行性崩壊現象、構面外骨組、座屈補剛材破断
High-rise Framed-tube Structure, Progressive Failure, Perimeter Frames, Lateral Support Rupture

1. はじめに

建物の外周に面内剛性と面内強度を十分に確保した平面架構を複数枚用意し、これを鳥籠状に配置して作られるチューブ構造は建物内部方向に大きな梁を設けなくて済むため、各階の平面計画が自由になる魅力的な構造法である(図1)。最近の我が国では超高層ビルにも免震構造が用いられるようになり、上部構造の設計水平力が従来に比べ小さくなったため、建物内部の方向の梁を非常に軽微にした構造、またはフラットスラブ等を用いた梁の無い構造が設計されるようになってきている。建物内部の梁・床構造は、自荷重を外周架構に伝えるとともに、外周架構柱の構面外方向への座屈補剛の役割を担う。地震外乱などで外周架構柱が建物の内部に向かって変形する際には梁・床構造が圧縮力で抵抗し柱は安定を保つ。一方、建物の外部に向かって変形する際は、梁・床構造と外周架構との接合部に引張力が作用する。この時、接合部の破断などにより補剛材の強度(以下、補剛強度)を喪失すると、外周架構柱が構面外方向に座屈する不安定現象が起こりうる。地震時において大きな軸力、水平力を負担する外周架構柱の安全性を確保するためには、接合部が引張力を受け破断した後に補剛力を喪失する場合を含めた座屈補剛現象を解明する必要がある。

左右方向の補剛強度が等しい補剛材を持つ柱の座屈実験は現在まで多数行われてきたが[1)、2)、3)、4)等]、座屈補剛材が(1)左右方向に非対称な補剛性能を持ち、(2)補剛材にある程度の引張力が作用した時に補剛力を喪失しうる柱の座屈実験は行われていない。本研究では、チューブ構造において接合部に必要とされる強度、剛性に関する基礎資料を得るため、座屈補剛材の引張破断による補剛柱の進行性崩壊現象を実験により再現する。

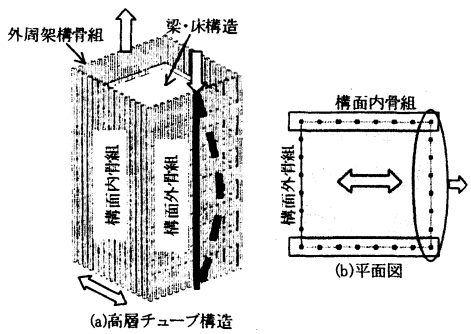


図1　高層チューブ構造の構面外挙動

*1 Ph. D.　日本建築総合試験所、研究員
(〒562-0031 吹田市藤白台5丁目8番1号)
*2 博士(工学)　東京工業大学 CUEE、COE 研究員(〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259、R3-12)
*3 工修　Ove Arup & Partners Japan Ltd
(東京都渋谷区桜丘町 24-4)
*4 博士(工学)　東京工業大学統合研究院准教授
(〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259、J2-21)
*5 工博　東京工業大学統合研究院教授
(〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259、R3-12)

2．実験概要

2.1 実験装置設計

高層チューブ構造において、一方向の水平力を与えた場合を想定すると、外周架構骨組は載荷方向と平行の向きでその載荷に対して主に抵抗する構面内骨組と、それと直交する向きの構面外骨組に分けられる。構面外骨組の柱が(1)内側に挙動する時には梁や床が剛強に抵抗し、(2)外側に挙動する時には接合部に引張力が作用し、ある引張強度に達した時に接合部が破断して補剛力を喪失する状況を想定し、主な構造パラメーターを抽出した簡略化モデルを図2に、実験装置を図3に示す。図2の簡略化モデルでは、構面外骨組の柱一本分を取り出し、各層床位置に座屈補剛材をピン接合する。本研究では、構面外骨組の挙動に着目し、構面内骨組は十分に剛であると仮定してH形からなる剛強な治具でモデル化する(図3)。

各層において、試験体柱が内側に変形する時は、H形鋼のスチフナに固定した床が剛に抵抗する(図4)。逆に試験体柱が外側に変形する時は、構面外方向の力は梃反力として座屈補剛材であるノッチ入りアルミ板に伝達され、ある補剛強度に達するとノッチ入りアルミ板が引張破断する(図5)。この各層モデルを6層に積み重ねた構造モデルに対して、地震時における構面外骨組の柱の軸力変動を想定した準静的単調圧縮実験を行う。

2.2 試験体柱

試験体は 50mm×32mm の長方形断面の柱である(図3)。階高は全層 185mm とし、1階分の細長比は超高層建築の柱としては一般的なλ=20 である。本実験では高層チューブ構造の外周柱6層分を対象とし、全6層分の材長は 1110mm、全体の脚部と頂部はピン支持しているので、補剛材がない場合、細長比はλ=120 となる。試験体柱は 32mm 厚の平鋼(SS400)から製作する。素材試験ではJIS1A号試験片を用い、その結果を図6に示す。

2.3 座屈補剛材

座屈補剛材は 3mm 厚のアルミニウム(A1050)板から製作し、最小断面幅(=w2)が 10、30、50mm となる3種類のノッチを設けることで補剛強度を調節した(図7)。荷重-変形関係に若干の乱れが見られた w2=10、30mm のアルミ板は2枚ずつ、安定した荷重-変形関係の得られた w2=50mm のアルミ板は1枚、単調引張試験を行い、最大引張耐力の平均値として、w2=10、30、50mm の順に 3.69(3.65 と 3.74 の平均)、11.1(10.8 と 11.4 の平均)、18.5kN が得られた。また、それらの引張剛性は式(1)を用いて w2=10、30、50mmの順に 98.6、113、120(×10^3kN/m)と算出される(Eal:ヤング係数、t:板厚、ℓ_1:幅一定の部分の長さ、ℓ_2:ノッチ部の長さ、w1:アルミ板の幅、w2:最小断面幅)。梃の作用を考慮し、これらを柱の位置での等価な剛性に置換した値は、鋼構造限界状態設計指針・同解説[5]に示される式(2)により得られる中間層に補剛材を入れた時にその位置で撓まずに2次モードを得るのに必要な剛性 K_{min} の約30、35、37倍であり、充分な引張剛性を持つ(L:柱の全長、E:ヤング係数、I:断面2次モーメント)。

$$K_{al}=\frac{E_{al}\cdot t}{\dfrac{l_1}{w_1}-\dfrac{l_2\cdot\log(w_2/w_1)}{w_1-w_2}} \qquad \text{式 (1)}$$

$$K_{\min}=\frac{2}{L/2}\frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} \qquad \text{式 (2)}$$

2.4 実験パラメーター

実験パラメーターは補剛強度、補剛点数であり、表1に示す計10体の試験体を用いる。試験体名は表1添図に従う。補剛強度とは、柱の降伏軸力に対する補剛材の最大引張耐力の割合と定義する。補剛強度は鋼構造限界状態設計指針・同解説[5]に示される柱材の必要補剛強度である、柱の曲げ座屈限界耐力(本試験体では、降伏軸力)の 3%を考慮して、1%、3%、5%を設定する。これらは、梃の作用を考慮した柱位置での等価な補剛強度である。表2の補剛強度は設計値であり、単調引張試験では、1、3、5%各モデルの実際の補剛強度は1.15、3.45、5.74%となる。

2.5 計測

各層の水平撓みはレーザー変位計で、柱の軸力 P は試験機クロスヘッド内蔵のロードセルで測定する(図 8(a))。柱両面に歪ゲージを貼付して柱の歪、曲率を確認する (図8(b))。ナイフエッジが柱の上下端部に多少めり込むため、柱の軸縮み量は柱端部に設置した変位計(図 8(c))により計測し、ナイフエッジのめり込みによる柱端部での回転拘束モーメント Mr は以下の手順で求める。

1. 図 9(a)の柱の上下端部の両面に貼付した歪ゲージより曲げモーメント M を算出する。
2. 図 9(b)の柱の上下端の両面に設置した変位計より柱端部の回転角 θ を求める。
3. 回転拘束モーメント Mr は(M−P・θ・h)により求まる。h はナイフエッジ先端から歪ゲージの中間点までの距離(=29mm)である。

図9(c)の Mr-θ 関係によると、Mr は My(降伏モーメント)の座屈前で3%、座屈後で12%程度であり、柱の材端部は概ねピン支持されると仮定できる。

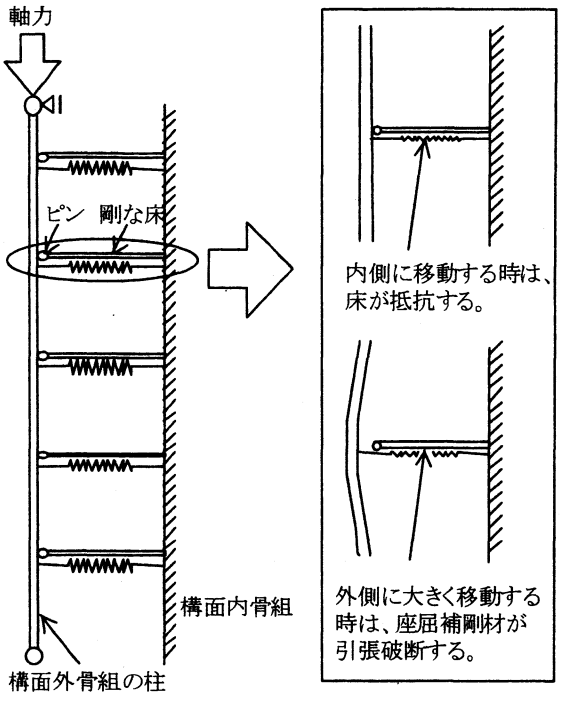


図 2　高層チューブ構造の簡略化モデル

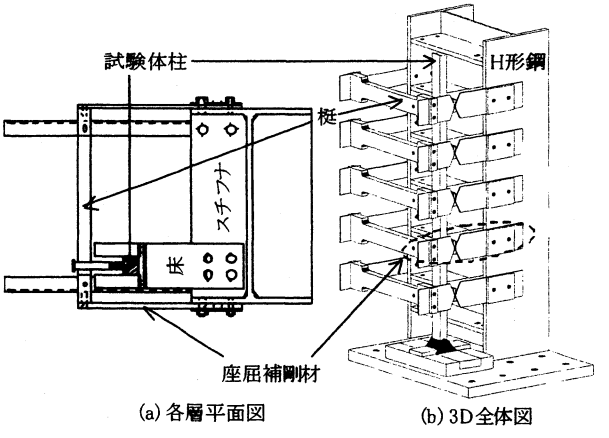
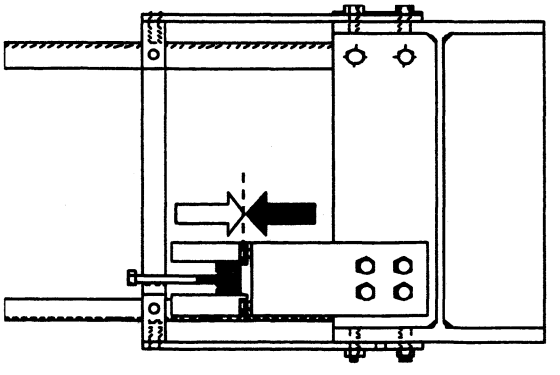
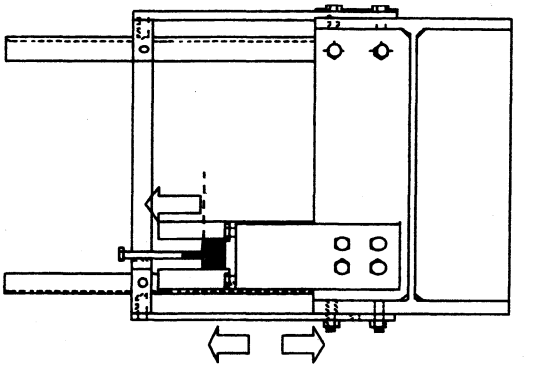


図 3　試験体ならびに実験装置

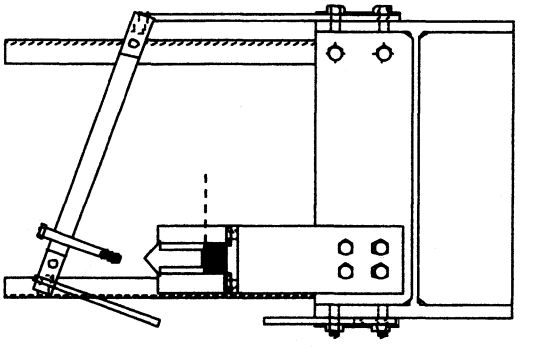


柱が建物内側に変形する時は、床が柱の変形を拘束する。

図 4 柱が内側に動く時の挙動



柱が建物外側に変形する時は、座屈補剛材に引張力がかかる。



ある引張強度に達すると座屈補剛材は引張破断する。

図 5 柱が外側に動く時の挙動

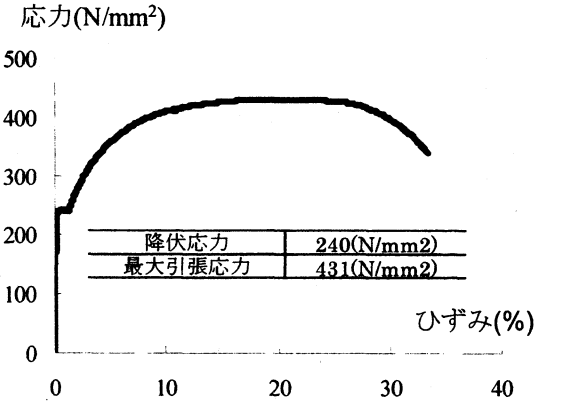


図 6 使用鋼材の引張試験結果

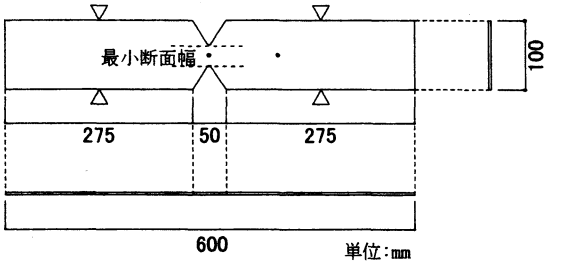
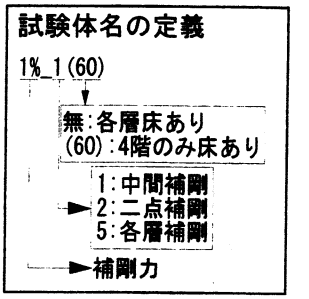


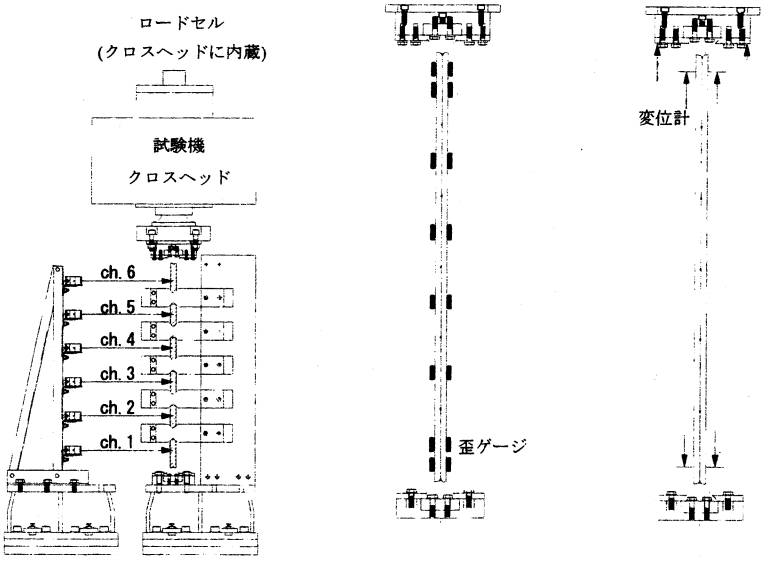
図 7 ノッチ入りアルミ板の形状

		中間補剛			二点補剛			各層補剛			吹き抜け
試験体名		1%_1	3%_1	5%_1	1%_2	3%_2	5%_2	1%_5	3%_5	5%_5	1%_1(60)
床		各層									4階のみ
補剛強度	6階床							1%	3%	5%	
	5階床				1%	3%	5%	1%	3%	5%	
	4階床	1%	3%	5%				1%	3%	5%	1%
	3階床				1%	3%	5%	1%	3%	5%	
	2階床							1%	3%	5%	

表1 試験体パラメーター

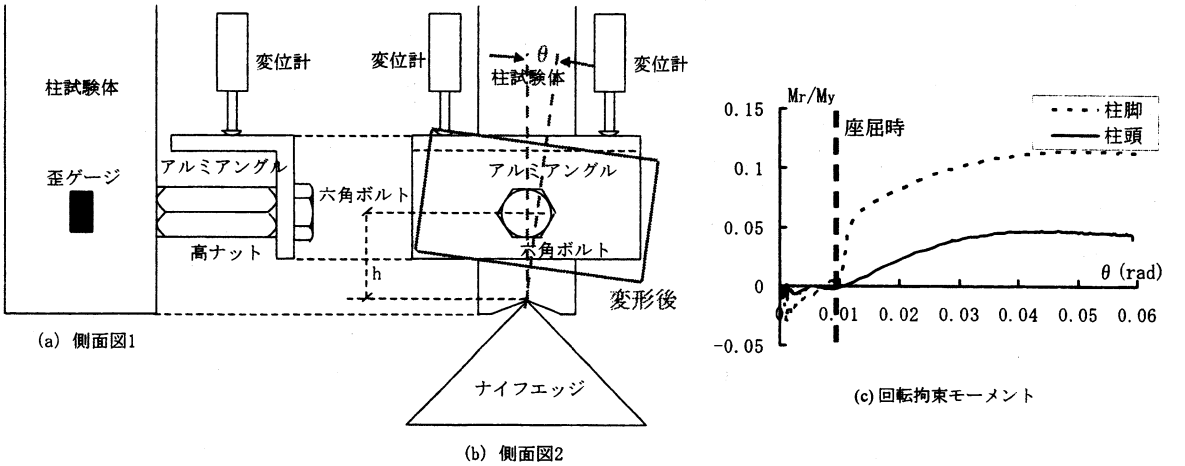


試験体名の定義



(a) レーザー変位計位置　(b) 歪ゲージ貼付位置　(c) 変位計位置

図8 計測位置



(a) 側面図1　(b) 側面図2　(c) 回転拘束モーメント

図9 回転拘束モーメント計測ならびに計測結果

3. 実験結果

座屈補剛材の強度、点数を実験変数に(表 1)、試験機クロスヘッドの載荷速度を 0.1mm/分に設定の変位制御で、柱の準静的単調圧縮実験を行った。補剛材の破断後に梃が大きく移動して実験に支障をきたさない限り、一定の載荷速度を保った。

3.1 各層に座屈補剛材を設けた場合

図 10 に各層に補剛強度 3%の座屈補剛材を設置した試験体柱の単調圧縮実験の軸力-軸縮み関係を示す。軸力 P と軸縮み δ は、降伏軸力 P_y(400kN)と降伏軸力作用時の軸縮み(計算値) δ_y(1.18mm)でそれぞれ基準化している。破線はオイラー座屈荷重 (P_{cr}=224kN) を降伏軸力で除した値 (P_{cr}/P_y=0.56)を表す。また図中の点は、(1) δ/δ_y =0.5、(2)最大耐力時、(3) 6 階補剛材の破断直前、(4) 6 階補剛材の破断直後、(5)5 階補剛材の破断直後、(6)4 階補剛材の破断直前、(7)4 階補剛材の破断直後、(8)2、3 階補剛材の破断直前、(9)2、3 階補剛材の破断直後、(10)除荷時、を示す。図 11 にそれらの状態における試験体柱の水平方向撓みを示す。

最大耐力(P/P_y=1.03)到達後、まず δ/δ_y=2.48 で、6 階補剛材が破断に至った。その直後 δ/δ_y=2.65 で連鎖的に(または、動的に)5 階補剛材が破断した。若干の時間差をおいて、δ/δ_y=3.65 で 4 階補剛材が破断した。その後、暫しの間、静的に変形が進行し、最終的に δ/δ_y=5.48 で 2 階、3 階補剛材が同時に破断した。いずれの破断の前後において、急激な耐力低下(6 階: P/P_y=0.98→0.85、5 階: P/P_y=0.83→0.71、4 階: P/P_y=0.60→0.49、2、3 階: P/P_y=0.41→0.22)を伴い、水平撓みは動的に著しく増加し、より低次の変形モードに移行する、進行性崩壊現象が観察された。

3.2 座屈補剛強度についての比較

3 種類の補剛強度(1%、3%、5%)を持つ座屈補剛材を全層に設けた場合を図 12 で比較する。

補剛強度 1%の場合：破断直前までは補剛材に作用する引張力は 5 階、6 階で最も大きく、他階では殆ど補剛力が作用していない。しかし、5 階、6 階補剛材が破断すると他階の補剛材も連鎖的に動的に破断し急激に耐力を喪失している。座屈モードは一次モードに近い座屈波形を呈する。

補剛強度 3%の場合：降伏軸力に到達するが、上層階の横たわみが進行して上層階の補剛材から連続的に引張破断を起こし、それに伴い、耐力の喪失に至っている。

補剛強度 5%の場合：最大耐力到達後、緩やかに耐力を喪失しながら上層階の補剛材のみ引張破断を起こしている。

補剛強度が 1%、3%、5%と大きくなるにつれて補剛材の破断に至るまでの軸縮み量がそれぞれ 1.95 δ_y、2.48 δ_y、8.06 δ_y と大きくなっており、補剛強度 5%では破断しない補剛材もあることから、補剛強度を大きくすることで進行性崩壊を遅らせることが可能となる。

最大耐力到達後の進行性崩壊を制御するという観点では、鋼構造限界状態設計指針・同解説[5]で規定される補剛強度 3%よりも大きな値が望ましいと考えられる。

3.3 座屈補剛点数についての比較

補剛強度 5%の座屈補剛材を中間点に 1 つ、3 分割点に合計 2 つ、各層に合計 5 つ設ける場合の軸力-軸縮み関係を図 13 に示す。

全ての場合で、座屈補剛材を付与しない柱のオイラー座屈荷重(P_{cr}/P_y=0.56)を超えて最大耐力は降伏軸力の 90%以上の値まで達する。従って、全ての場合で座屈補剛材は柱の 1 次モードの座屈波形を起こさないように十分に補剛している。しかしながら、最大耐力に達してから最初に補剛材が破断に至るまでの勾配(図 13)は、中間点に 1 点補剛、3 分割点に 2 点補剛、各層に 5 点補剛の場合で、それぞれ-0.086、-0.059、-0.043 となっており、補剛点数が多いほど最大耐力に達してからの耐力劣化が小さくなっている。

最大耐力以上の外力が作用した場合の進行性崩壊を阻止するという観点から見ると、建物外側方向の変形を拘束する補剛材の数が多いほど望ましいと考えられる。

3.4 吹き抜けあり、なしの比較

中間階以外の階に吹き抜けを設けて建物の内部方向へ水平変形を許容する建物を想定し、中間階には床および補剛材を設けて、他階には床を設けない試験体(1%(60))に対して載荷実験を行い、吹き抜けのない建物を想定し、各層に床を、中間階に補剛材を設けた試験体(1%_1、3%_1)と比較した。図 14(a)にこれらの軸力-軸縮み関係を示す。

吹き抜けを想定した試験体(1%(60))では、降伏軸力に達し、その後緩やかに耐力を喪失している。中間階に設けた補剛材は引張破断せずに、図 14(b)のように、最終的には、見かけ上 λ=60 の二次モードの座屈波形を呈している。

一方、中間補剛位置の上下階で建物の内部方向への変形を拘束した場合には、補剛強度を 3%としても(3%_1)、補剛材は破断に至り、最終的に λ=60 よりも大きな座屈長さを呈するようになり、急激に耐力を喪失している。

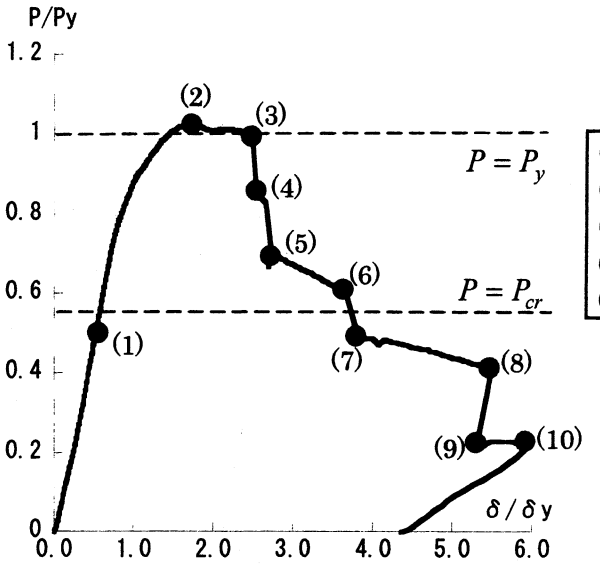


図 10 各層に補剛強度 3%の補剛材を設置した試験体柱の荷重-軸方向変形

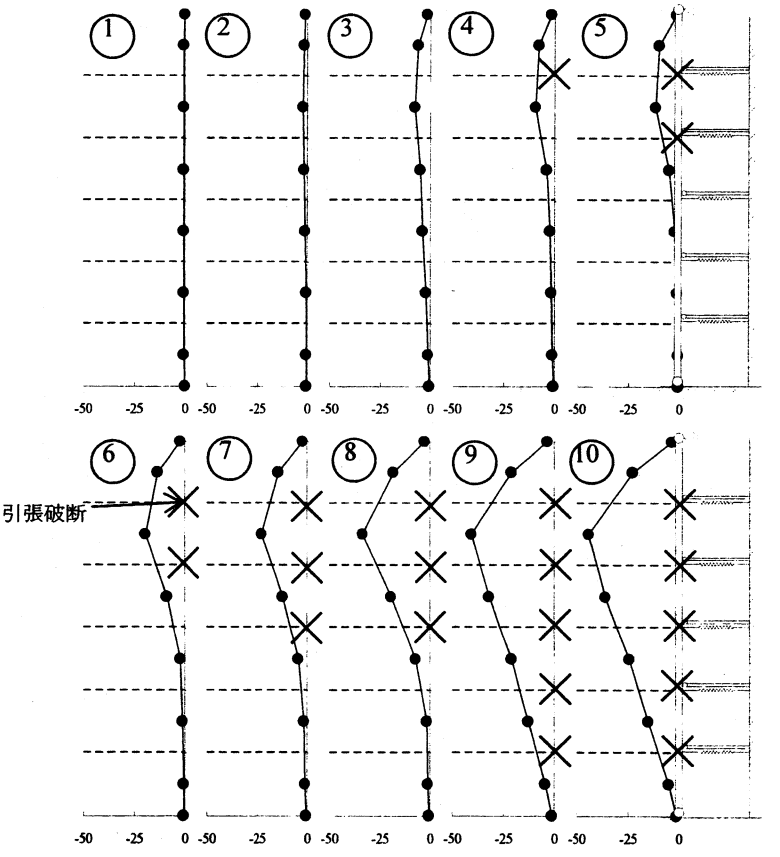


図 11 各層に補剛強度 3%の補剛材を設置した試験体柱の変形モード

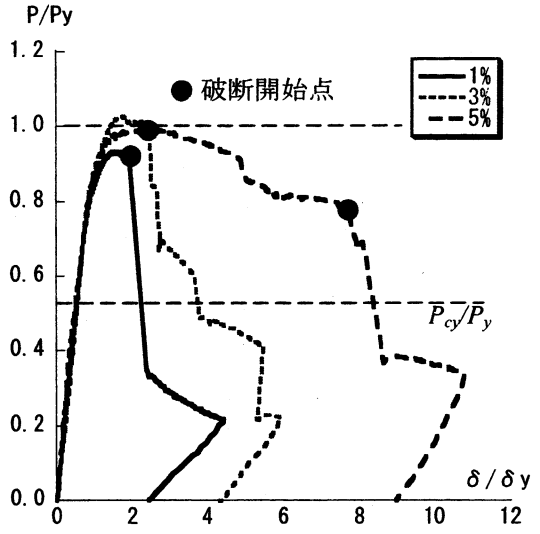


図 12 座屈補剛強度による相違

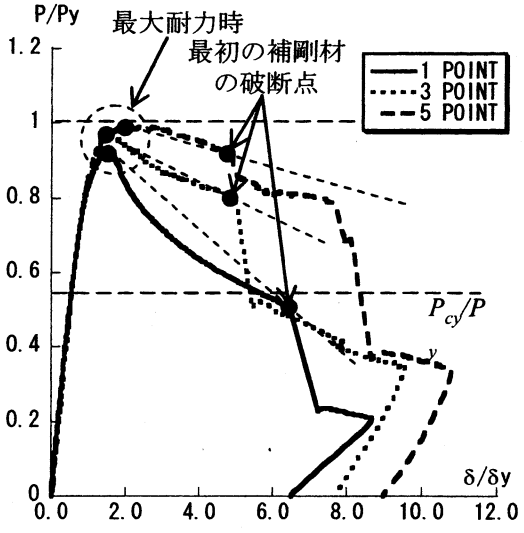
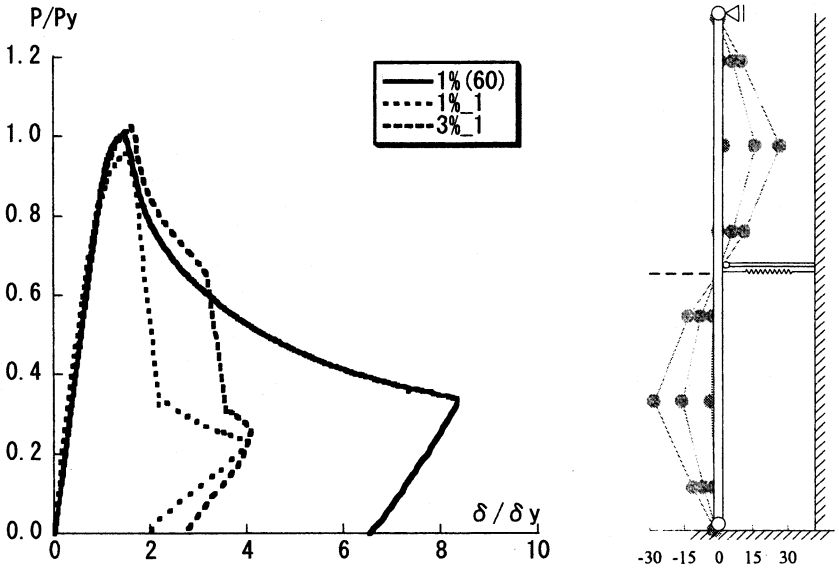


図 13 座屈補剛点数による相違



(a) 荷重-軸変形関係　　(b) 変形モード（単位は mm）

図 14 吹き抜けのある場合

4. まとめ

本研究ではチューブ構造 6 層分（λ=120）を対象に、外周柱の構面外座屈による進行性崩壊を実験により再現した。以下に得られた知見を示す。

1) λ=120 の外周柱を座屈補剛する場合、外周柱の中間点に、（試験体柱の降伏軸力に対する補剛材の最大引張耐力の割合と定義した）補剛強度 1%の補剛材を設けるだけで最大耐力が降伏軸力にほぼ達する結果となった。

2) 柱の中間点に 1 点補剛した場合、3 分割点に 2 点補剛した場合、各層に 5 点補剛した場合を比較すると、最大耐力到達時から最初の補剛材の破断点までの勾配は、弾性剛性との比率で-0.086、-0.059、-0.043 となっており、補剛点数が多いほど、最大耐力後の耐力劣化勾配は緩やかになることを確認した。

3) 各層補剛で補剛強度が 1%、3%、5%と大きくなるにつれ、最初に補剛材が破断するまでの軸縮みは、1.95 δ y、2.48 δ y、8.06 δ y となっており、また、5%補剛のときは破断に至らない補剛材があ

ったことから、補剛材を大きくすることで、進行性崩壊を遅らせることが出来ることを確認した。4)中間補剛し、一層あたりの細長比をλ=60とした場合、二次モードの座屈波形を呈したのに対し、一般的な階高(λ=20)を有する各層補剛は補剛材の引張破断による崩壊形を呈し、崩壊型の違いが現れた。

尚、本実験では建物側面の構面を剛と仮定して補剛柱の単調圧縮実験を行ったが、今後の実験では、骨組の水平変形を各層に与えた条件で、補剛柱の単調圧縮実験を行う予定である。

謝辞

本研究を行うにあたり、日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究(A)(1)「重要構造物の耐衝突・耐爆性能評価と防止対策」(代表:　野中泰二郎中部大学教授)の補助を受けた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 鈴谷二郎: 中間支点を持つ材の塑性座屈、日本建築学会学術講演梗概集、pp965-966、昭和43年10月.
2) 鈴谷二郎、菊池文孝、山口正雄: 中間支点を持つ圧縮材の座屈、日本建築学会学術講演梗概集、pp1037-1038、昭和44年8月.
3) 松井千秋、松村弘道: 圧縮材の支点の補剛に関する研究(その2)矩形断面材に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集、第208号、pp15-21、昭和48年6月.
4) 深尾英邦、桑田志都子、森野捷輔、川口淳: 中間に弾性補剛ばねを持つ圧縮材の弾塑性挙動に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第530号、pp171-176、2000年4月.
5) 日本建築学会、鋼構造限界状態設計指針・同解説、1998年.

(2006年10月20日原稿受理)