

座屈拘束筋違材を組込んだRC造部分架構に関する実験的研究 — 次世代超高層集合住宅構法の開発 —

前川利雄 * 濱田真 * 仲宗根淳 * 増子寛 ** 岩淵一徳 **

超高層集合住宅に適用するための構法開発として行われた、座屈拘束筋違材を組み込んだ鉄筋コンクリート造部分架構の水平加力実験結果を報告する。開発にあたっては、まず座屈拘束筋違を純RC部材に接合するコッターディテールを考案し、その力学挙動を確認するために要素実験を行った。さらに、要素実験により決定された筋違材の接合法を用いた部分架構実験を行い、開発された構造システムの構造性能を検証し、良好な結果を得た。本論文ではこれら2つの実験結果について述べる。

キーワード：超高層集合住宅，ラーメン構造，座屈拘束筋違，接合部要素，架構実験

1. はじめに

当社では1980年代のKHR (Kumagaigumi High-rise RC) 構法の開発以降、数多くの鉄筋コンクリート造 (以下RC造) 超高層集合住宅の設計・施工実績があり、積極的にこれに関連する技術開発を行ってきている。時代別に当社の超高層集合住宅の工法・構法を分類すると、

第1世代：KHR 構法

第2世代：KHR-PC=プレキャスト化工法の導入

第3世代：ツインウォール構法や免震化などの免制震技術の適用

といった技術的な変遷がある。第1、第2世代は構造的には、柱梁からなる純ラーメン架構による耐震構造である。第3世代におけるツインウォール構法では建物中央コア部に計画される連層耐震壁間に鉄骨製の制震部材を設け、地震エネルギーを吸収する新しい形の制震構造を提供している。

RC構造の耐震性確保のために耐震壁の設置が有効であることは、関東大震災以前から提案されており¹⁾、地震被害の分析からも有効性が強調されている²⁾。また兵庫県南部地震をはじめとする近年の被害報告をみても適切な耐震壁の設置が絶大な効果を示したことは明らかである。しかし、このような状況にありながら現在でも、中低層の建物も含めて、耐震壁を持たないRC純ラーメン構造が多用され続けている。この遠因には、1981年6月施行の新耐震設計法において耐震壁の設置が構造設計上のペナルティのように扱われていることがある。せん断破壊する耐震壁の性質は脆性的であり、周辺の純ラーメン骨組が最大抵抗力を発揮する比較的大きな層間変形角においては、すでに耐震壁は抵抗力を失っており、両者の最大耐力の合算値が構造物全体の抵抗力とはなり得ないという問題があった (Fig. 1 (a))。

鋼構造の耐震性確保に用いられる筋違材についても、細長比が中程度の部材では小さな層間変形角で最大耐力を発揮した後に座屈による急激な耐力低下³⁾などを生じる性質があり、先の耐震壁と同様の問題があった。1970年代頃から研究開発が始まった座屈拘束筋違⁴⁾は、最大耐力以降も座屈が生じず、圧縮・引張の塑性域で安定した履歴特性を有する。この座屈拘束筋違はRC骨組においても耐震性確保に非常に有効である (Fig. 1 (b))。本研究開発では、低層の建物も含めて、座屈拘束筋違をRC骨組に積極的かつ合理的に活用する方法を提案し、具体的な設計法、力学的な問題を構造実験と数値解析により総合的に解決することを目的とする。

2. 座屈拘束筋違の設置形態と接合方法

座屈拘束筋違をRC骨組に取り付けるための接合方法については様々な方法が検討済みであるとは言えない。例えば従来のガセットプレートとシアコネクタを用いた接合方法を考えると Fig. 2 (a) に示すように接合部周辺

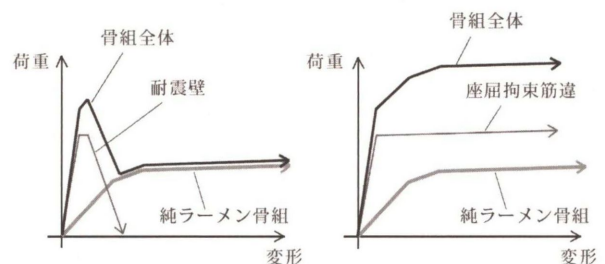
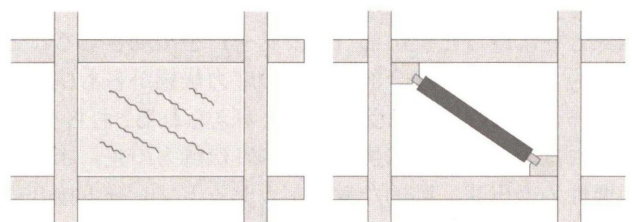


Fig.1 鉄筋コンクリート構造+耐震部材

* 技術研究所 建設技術研究部建築構造研究グループ

** 設計本部 構造設計部構造第1グループ

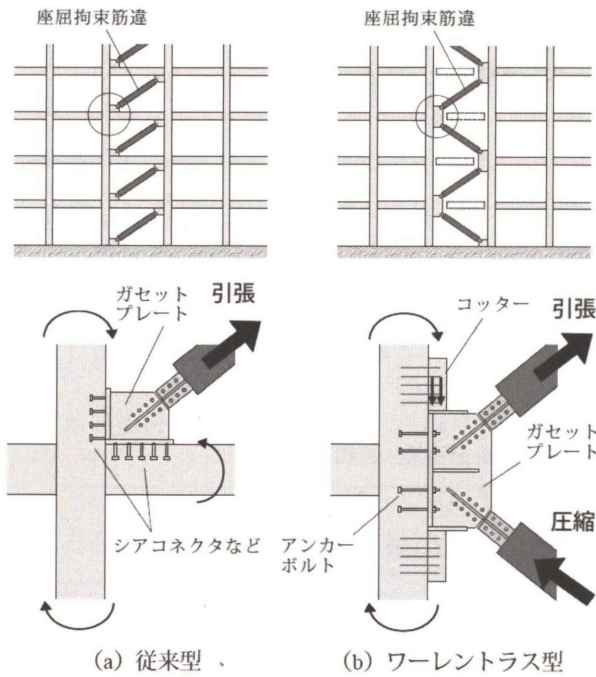
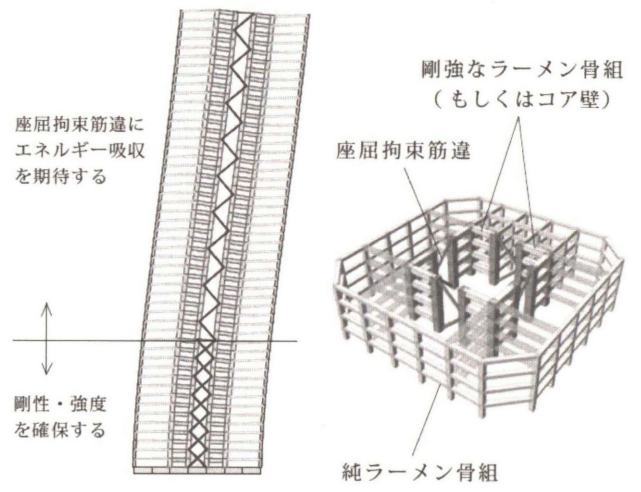


Fig. 2 座屈拘束筋違の接合方法

部材の変形やひび割れの影響を受けることが予想されるが、このような問題が全て解決されていない。

本研究では骨組全体をメガストラクチャーとして捉え、Fig. 2 (b) に示すように座屈拘束筋違をワーレントラス状に配置する骨組形式を提案する。座屈拘束筋違は軸力を伝える心材の断面積を曲げ座屈補剛のための外管と独立して設計でき、圧縮・引張時の耐力は心材の降伏によって決まる。したがって、仮に上下に同じ耐力の座屈拘束筋違を設置すれば、RC骨組に接続するガセットプレートには鉛直方向の応力伝達のみを期待すれば良く、トラスのゼロ力部材（束材；応力の比較的小さい部材）に相当する梁を省略する、あるいは長期荷重を支持するだけの軽微な部材に変更することができる。ガセットプレートにおける鉛直方向の応力伝達には、ガセットプレート端部と柱に設けた突出部（コッター）を接触させることで行い、これらの接合部は図中の応力状態からも柱の曲げモーメントの影響は受け難いと考えられる。もちろん、実際には上下層の座屈拘束筋違の降伏軸力の差、床からの慣性力の伝達、動的な挙動がガセットプレート接合部に水平方向の引張力を生じさせる可能性などがあり、ガセットプレートはアンカーボルトなどにより柱に緊結しておく必要がある。

本研究で提案する骨組形式は、低層から中高層、超高層まで幅広い規模のRC造建物への適用を対象とする。適用例として、超高層RC造建物（超高層集合住宅）の架構計画イメージをFig. 3に示す。中央コア部の吹き抜けを囲む3スパン4構面を座屈拘束筋違とそれに伴う軸力変動を処理するための他より剛強なラーメン骨組（もしくはコア壁）によって構成し、筋違を配置したスパンには原則として梁部材を設置しない。下層階は強度・剛性の



建物コア部分に配置された座屈高層筋違が地震エネルギーを吸収し、建物被害を軽減する

Fig. 3 超高層建物への座屈拘束筋違の適用イメージ

確保に期待した座屈拘束筋違を密に配置し、中層階以上に2層をまたぐ形で座屈拘束筋違を設置し、地震時のエネルギー吸収を図る。純ラーメン架構の水平剛性や耐力を在来の骨組形式に比べて低くしても座屈拘束筋違による安定的なエネルギー吸収による地震時応答の抑制効果を積極的に利用することで、耐震安全性や地震後の修復性に優れた架構計画が可能となる。

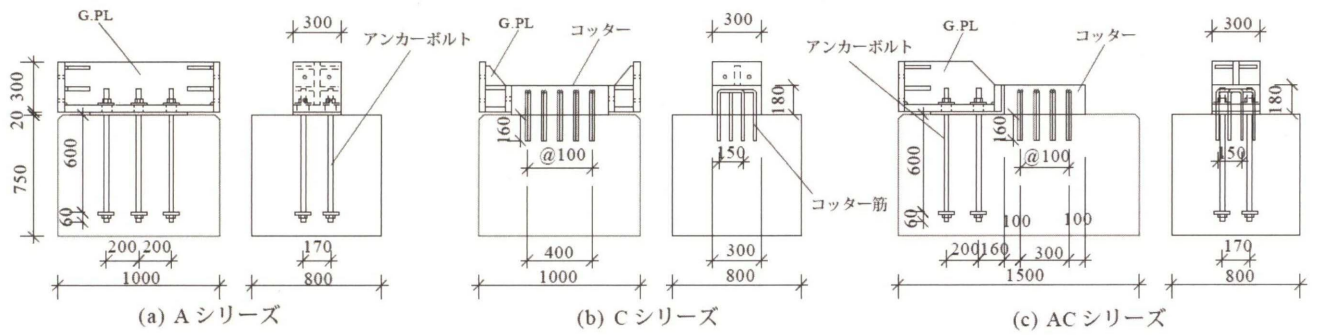


Fig. 4 接合部要素実験試験体形状

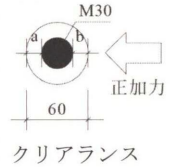
3. 接合部要素実験

3. 1 実験条件

試験体形状を Fig. 4, 試験体諸元ならびに材料特性を Table 1, Table 2 に示す。試験体はガセットプレート（以後、G. PL）を含む接合部分とスタブからなる。試験体は G. PL をアンカーボルトのみでスタブに固定した A シリーズ, G. PL 端部に設けた突出部（高さ 180mm, 以後、コッター）に接触させて応力伝達を図る C シリーズ, 及び両者を併用した AC シリーズに大別できる。いずれのシリーズもパラメータはコンクリート及びモルタル強度, ボルト孔クリアランス（施工誤差を吸収することを意図し大きめに設定している）, コッター内部の鉄筋（以後、コッター筋と呼ぶ）の径・定着長・本数, 荷重方法を組み合わせたものとする。

Table 1 試験体諸元

アンカーボルトシリーズ	荷重方法	Fc [N/mm ²]	ボルト孔クリアランス (a,b)[mm]	グラウト材 高強度モルタル
A1	正負交番	60	(15,15)	Fc60
A2	単調			
A3	正負交番	60	(5,25)	
A4				
A5				



コッター筋シリーズ	荷重方法	Fc [N/mm ²]	コッター筋		
			径	定着長	本数
C1	正負交番	60	D16(SD295A)	8d	20 (幅1,000)
C2	単調				
C3	正負交番				
C4		60	D13(SD295A)	4d	
C5			D16(SD295A)		8d (幅1,500)
C6					

併用シリーズ	荷重方法	Fc [N/mm ²]	ボルト大孔クリアランス (a,b)[mm]	グラウト材 高強度モルタル	アンカーボルト・コッター筋
AC1	単調	60	(15,15)	Fc60	4-M30, D16 (定着長8d)

3. 2 荷重計画と計測方法

試験体セットアップを Fig. 5 に示す。試験体はいずれもスタブを反力床に固定するとともに、反力柱と試験体の間にスクリージャッキを介させて水平反力を確保する。加力は G. PL にジャッキを取り付け、水平力を与える。全試験体において G. PL あるいはコッターとスタブの相対水平変位を計測した。

Table 2 材料特性

鉄筋	コッター筋		アンカーボルト	コンクリート				グラウト	
	D13	D16	M30	Fc36	Fc60	Fc60	Fc80	Fc60	Fc80
σ_t [N/mm ²]	379	347	327	40.1	44.0	90.6	101.5		
σ_c [N/mm ²]	532	514	481						
E_s [N/mm ²]	1.95×10^5	2.01×10^5	2.09×10^5						

(σ_t : 降伏応力, σ_c : 引張応力, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_g : 圧縮強度)

3. 3 実験計画と考察

荷重-相対変位関係を Fig. 5~Fig. 7 に示す。縦軸に荷重 P[kN], 横軸に G. PL あるいはコッターとスタブの相対水平変位 δ_j [mm] を示す。A シリーズではいずれの試験体も耐力は ±650kN 前後と大きな違いは確認されなかった。加力後の試験体最終形状としてはアンカーボルトがダウエル抵抗力によって局所的に大きな曲げ変形が生じた。C シリーズでは C3 はコンクリート強度の低下に伴って耐力は 7 割程度に減少した。コッター筋の径を小さくした C4 は剛性が低く、耐力も小さくなった。C5 は定着長を半減させたことで、耐力も約 1/2 となった。耐力確保のためにはコッター筋の定着長を充分確保する必要がある。コッター筋量を 2 倍にした C6 では変形が 0.5mm 程度と小さくなり、耐力は大きく上昇した。いずれの試験体もアンカーボルトに比べて高い剛性、耐力を発揮しており、コッターによる接合方法の優位性が確認できる。

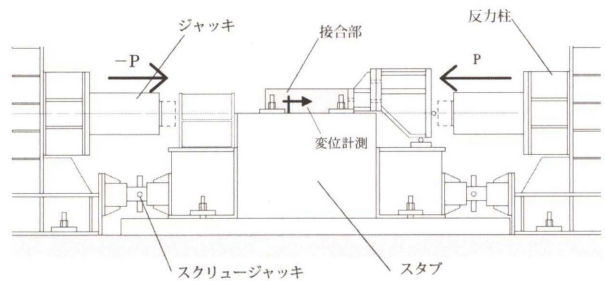


Fig. 5 試験体セットアップ図

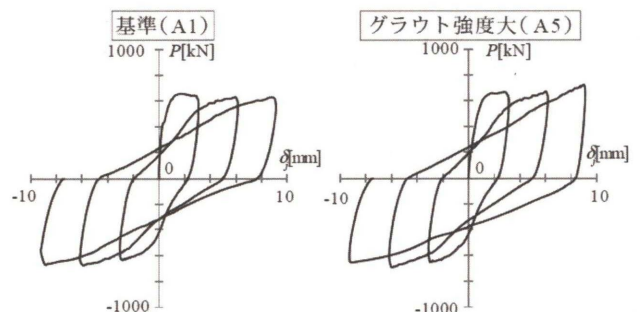


Fig. 6 荷重-変位関係 (A シリーズ)

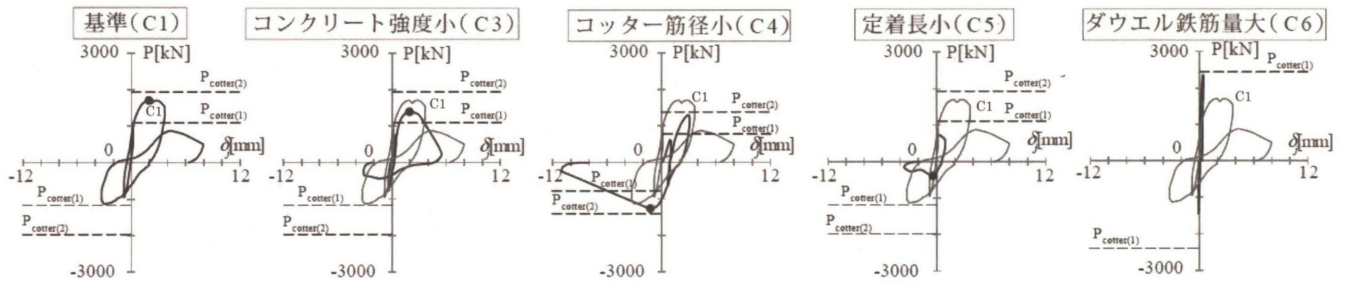


Fig. 7 荷重—変位関係 (Cシリーズ)

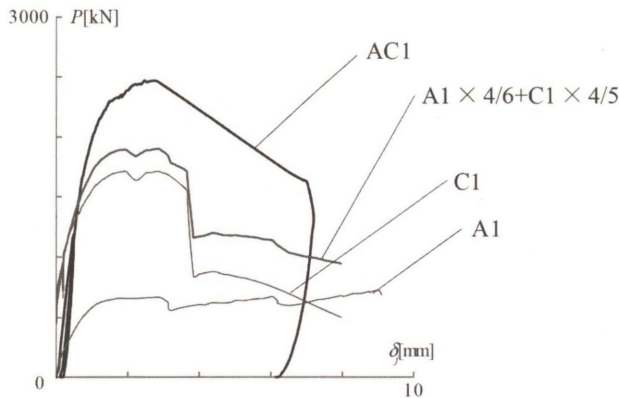


Fig. 8 荷重—変位関係 (ACシリーズ)

の降伏まで考慮した降伏耐力を $P_{cotter(2)}$ とする。以上の2式によってコッターの耐力を求め、Fig. 7 中に破線にて示す実験値 (●印) と比較する。図中には比較のために C1 結果が示されている。定着長が小さい C5 を除き最大耐力は概ね $P_{cotter(1)}$ から $P_{cotter(2)}$ の範囲にあると言える (C4, C5 は負側に最大耐力)。したがって定着長を十分に確保すれば、コッターせい D の 1/4 の範囲内にある 1 組目までのコッター筋の降伏耐力を考慮することでコッターの最大耐力を安全側に評価できる。

4. 部分架構実験

4. 1 試験体

本章では、座屈拘束筋違の接合部を含む部分骨組実験について示し、部分骨組の力学挙動について考察する。試験体形状を Fig. 10、試験体諸元、材料特性を Table 3、Table 4 に示す。試験体は接合部を含む柱梁ト形部分骨組であり、取り付ける座屈拘束筋違 (以下、単にダンパー) はジャッキにより再現した。試験体寸法は実大の約 1/2 スケールを想定した。試験体パラメータは梁断面、コッター内部の補強筋 (以下、コッター筋) の量、及び G. PL の取付方法とした。梁断面は、断面積をほぼ等しくし、梁せいを 300mm と 500mm に変えた 2 種類を設定した。コッター筋は、柱フェイスを横切る鉄筋 4 本×5 段を基準とし、その量を半分とした 2 本×5 段のものも計画した。G. PL は、アンカーボルト (M16)、もしくは PC 鋼棒 ($\phi 13$) を用い、それぞれ 30kN, 60kN の張力を導入した。試験体はこれらのパラメータを組み合わせた 4 体とした。

A シリーズ, C シリーズを併用した AC シリーズの荷重—相対変位関係を A1 と C1 の実験値の包絡曲線、及びその足し合わせと併せて Fig. 8 に示す。併用シリーズ AC1 ではアンカーボルト本数は A1 の 4/6 本、コッター筋量は C1 の 4/5 である。そのため、試験体 A1, C1 の実験値に上記の割合をかけて足し合わせた包絡線を示す。最大耐力は足し合わせよりも AC1 実験値の方が大きく、アンカーボルトとコッター筋を併用することで、単体の場合より接合部の耐力は向上している。

3. 4 耐力評価

C シリーズにおけるコッターの耐荷機構⁵⁾を Fig. 9 に示す。1 組目のコッター筋の水平力作用点からコッター全長の 0.85 倍を有効高さとするトラス状の耐荷機構を仮定する。Fig. 9 (a) のように作用点近傍の 1 組目のコッター筋が降伏する際の水平荷重をコッターの降伏耐力 $P_{cotter(1)}$ 、Fig. 9 (b) のように 2 組目のコッター筋

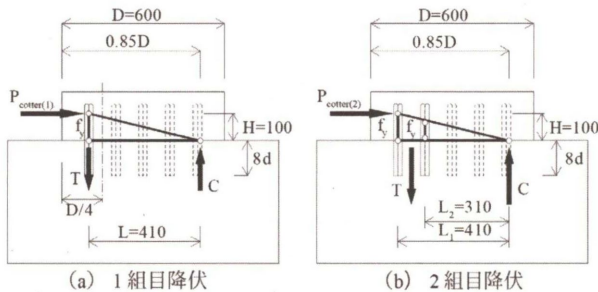


Fig. 9 コッター耐荷機構

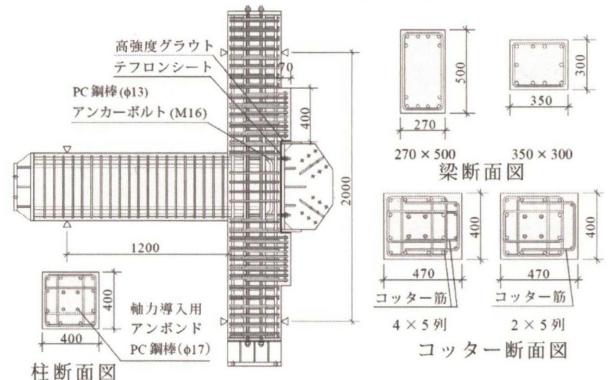


Fig. 10 部分架構実験試験体

Table 3 試験体諸元

試験体名	梁せい小	梁せい大	コッター弱	PC鋼棒
$b \times D$ [mm]	400×400			
主筋	12-D19(SD490) $P_f=1.08\%$			
補強筋	D10@70(SD295A) $P_w=1.01\%$			
軸力 [kN]	500 (軸力比: 0.063)			
$b \times D$ [mm]	350×300	270×500		
主筋	4-D19(SD390) $P_f=1.09\%$	6-D19(SD390) $P_f=1.28\%$		
補強筋	D10@70(SD295A)			
	$P_w=0.58\%$	$P_w=0.75\%$		
コッター性状	4×5列		2×5列	4×5列
G.PL接合方法	アンカーボルト(M16)		PC鋼棒(φ13)	
ダンパー降伏	上層	300	100	
軸力 [kN]	下層	350	300	

Table 4 材料強度

鉄筋	柱主筋	梁主筋	補強筋	コンクリート	グラウト	
	D19	D19	D10			
σ_u [N/mm ²]	519	438	346	σ_c [N/mm ²]	58.2	123
σ_t [N/mm ²]	671	629	482	σ_f [N/mm ²]	3.5	5.9
E_s [N/mm ²]	1.84×10^5	1.93×10^5	1.79×10^5	E_c [N/mm ²]	3.3×10^4	

(σ_c : 降伏応力, σ_t : 引張応力, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_c : 圧縮強度, σ_f : 割裂強度, E_c : コンクリートのヤング係数)

4.2 荷重・計測計画

セットアップを Fig. 11 に示す。試験体の梁先端部をピンローラー支持、柱脚部をピン支持とし、柱頭と梁先端部に水平ジャッキを、接合部に斜めに2本のジャッキを接続した。上下層の階高中央、スパン中央に相当する位置を反曲点位置として再現した。柱頭に接続した水平ジャッキにより試験体に層間変形 δ を与え、この変形から求めたダンパー軸変形に基づいてダンパー軸力 P_{DU} , P_{DL} を与える。なお、接合部軸変形の計測値 δ_{jw} , δ_{jl} を変形のロスとしてダンパー軸変形から差し引いた。ダンパーは降伏層間変形角を $1/750\text{rad}$ とする完全弾塑性型とした。上下ダンパーの降伏軸力は実構造物における上下層の容量差を考慮し、それぞれ 300kN, 350kN とし、PC 鋼棒試験体では降伏軸力差を大きくして 100kN, 300kN とした。上下ダンパー軸力の水平成分の差分 P_B は梁先端部に

接続した水平ジャッキにより与えた。また $\pm 1/33\text{rad}$ のサイクルの荷重後、上下ダンパーの降伏軸力をそれぞれ 480kN に変え、再度荷重を行った。

層間変形角 R は試験体の加力点、柱下端 PC 鋼棒位置に取り付けたゲージホルダーにより計測した。接合部軸変形は、ゲージホルダーの上下ダンパーの作用線交点とジャッキ先端部の相対変位として計測した。

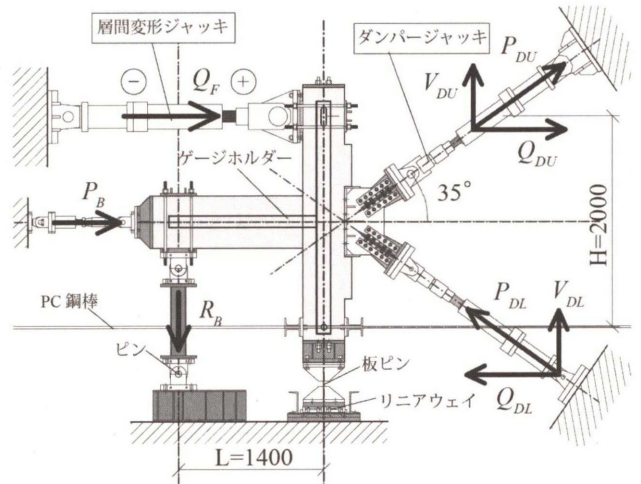


Fig. 11 試験体セットアップ図

4.3 実験結果と考察

まず柱梁架構の全体挙動を考察する。荷重 Q_F -層間変形角 R の関係を Fig. 12 に、ひび割れ状況を Fig. 13 に示す。いずれの試験体も梁に損傷が集中しており、 $R=\pm 1/100\text{rad}$ 時に梁主筋1段目, 2段目がともに降伏し、その後に梁せい小試験体を除く全試験体で接合部のせん断補強筋が降伏した。梁主筋の降伏時耐力は、曲げ耐力計算値と良い対応を示している。上下ダンパーの軸力差により、梁に軸力が生じるため、引張軸力が生じる負側よりも圧縮軸力が生じる正側の方が高い耐力を示している。

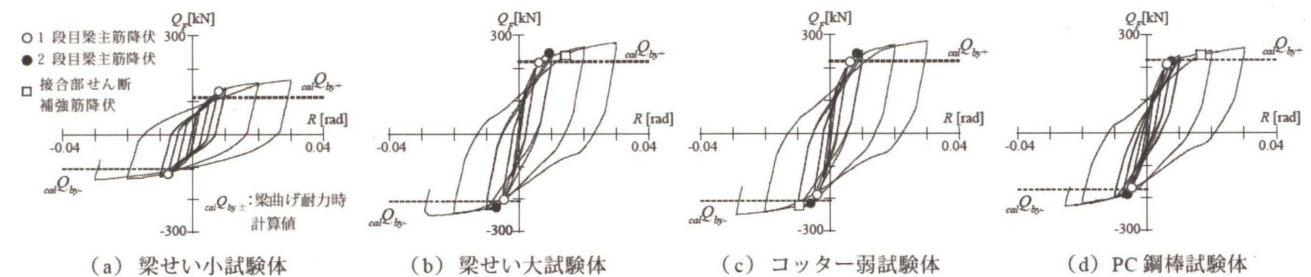


Fig. 12 荷重-層間変形角関係

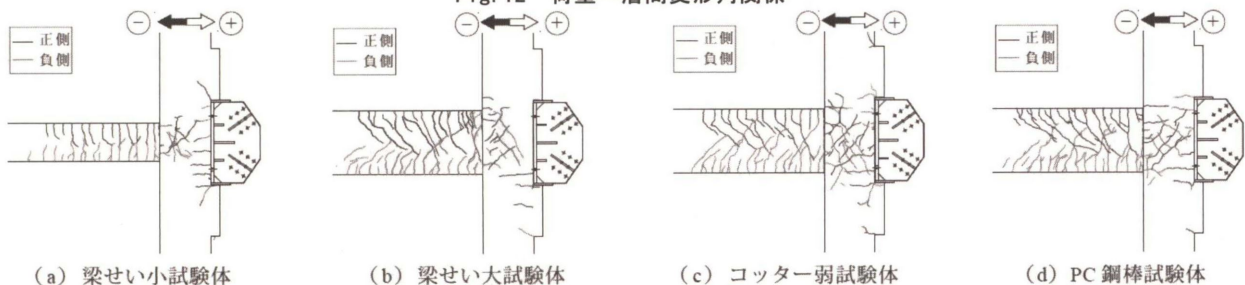


Fig. 13 ひび割れ状況 (層間変形角 $\pm 1/100\text{rad}$ 時)

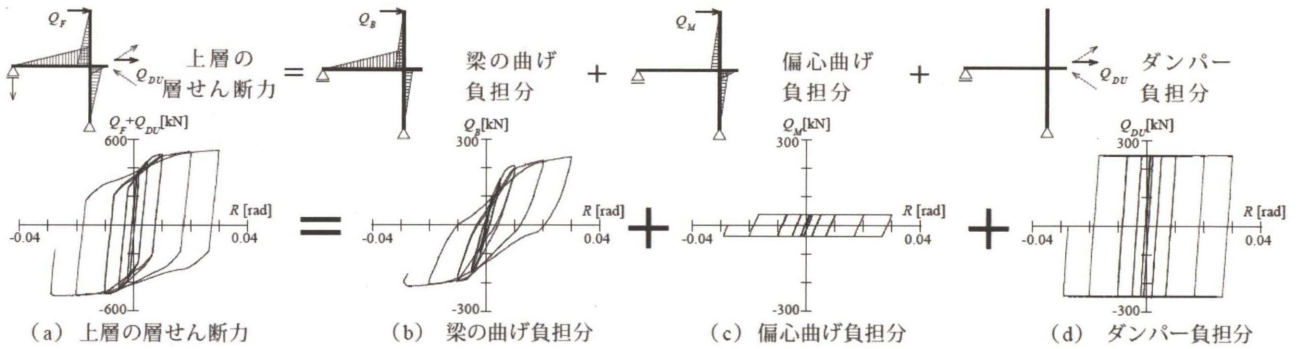


Fig. 14 上層の層せん断力の分離（梁せい大試験体）

特に、PC 鋼棒試験体は上下ダンパーの軸力差が大きいため、他の試験体と比べて正負の耐力差が顕著に現れている。ひび割れ状況を見ると、コッター弱試験体は他の試験体に比べてコッター部のひび割れが広範囲に及んでいる。しかし、他の試験体を含め、全体挙動や接合部軸変形に対するコッター周辺のひび割れに影響は見られなかった。

4. 4 層せん断力の分離

層せん断力を、梁の曲げ、偏心曲げ、ダンパーの負担分に分離して Fig. 14 に示す。試験体上層の層せん断力は、柱梁架構が負担する層せん断力（以後、フレーム力） Q_F と、ダンパー軸力の水平成分 Q_{DU} の和である。さらにフレーム力 Q_F は、梁の曲げが負担するせん断力 Q_B に加え、上下ダンパーの作用線交点が柱心から偏心していることによる偏心曲げの影響 Q_M が生じている。偏心曲げの影響により、梁せい大試験体は約 20%、梁せい小試験体は約 50%の耐力増加が確認できた。作用線交点を柱心から偏心することでアンカーボルトに対する曲げ引張力の作用を低減できるだけでなく、柱梁架構の層せん断力を増加させる効果があることが分かる。

4. 5 接合部の挙動

ダンパー接合部の軸変形について考察する。ここでは上層のダンパー接合部に着目し、Fig. 15 に示す荷重ゼロ a-降伏 b-除荷開始点 c-荷重ゼロ d の挙動を考察する。上層のダンパー接合部の挙動を Fig. 16 に示し、さらにダンパー軸力一定時と変動時の挙動を分離したものを Fig. 17 に示す。なお、図の左側はフレーム力 Q_F 、右側は上層ダンパー軸力 P_{DU} を縦軸として表しており、横軸の変形は接合部軸変形 δ_{ju} である。接合部軸変形は、ダンパー軸力による引張力の増加に伴い大きくなっている。一方、ダンパー軸力が圧縮の際には、ほとんど変形が生じていない。また、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際には、接合部軸変形は小さくなっている。

アンカーボルトについても同様にフレーム力、上層ダンパー軸力との関係として、張力の変動を Fig. 18 に示す。アンカーボルト張力は、柱フェイスより 25mm 離れた位置に貼付したひずみゲージの計測値にアンカーボルトの軸

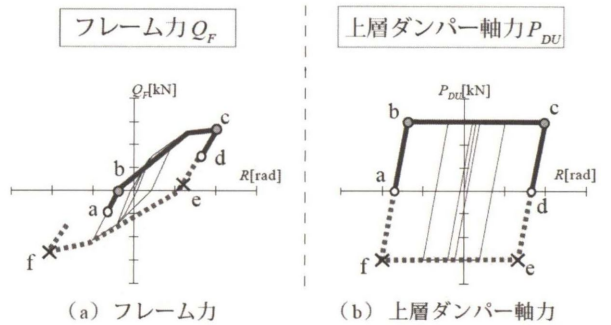


Fig. 15 荷重一層間変形角関係

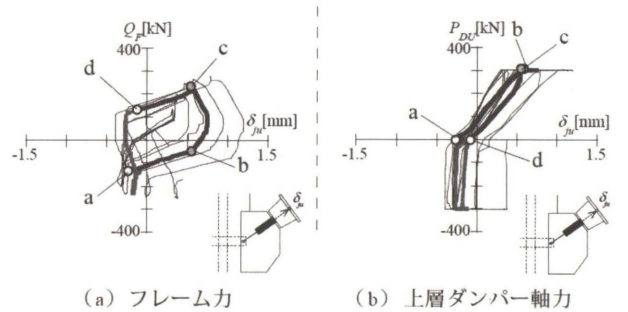


Fig. 16 接合部軸変形（梁せい大試験体）

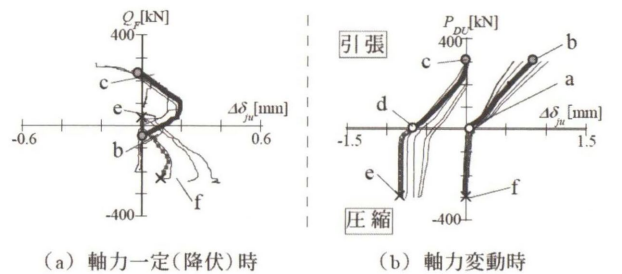


Fig. 17 接合部軸変形の分離（梁せい大試験体）

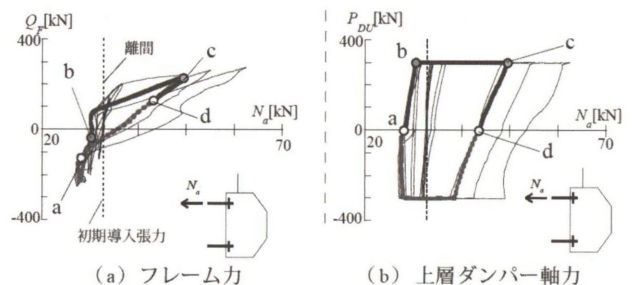


Fig. 18 アンカーボルト張力（梁せい大試験体）

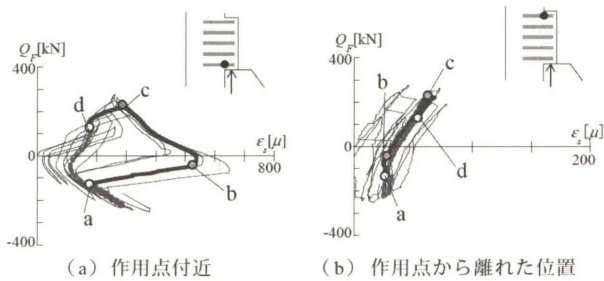


Fig. 19 コッター筋ひずみ (梁せい大試験体)

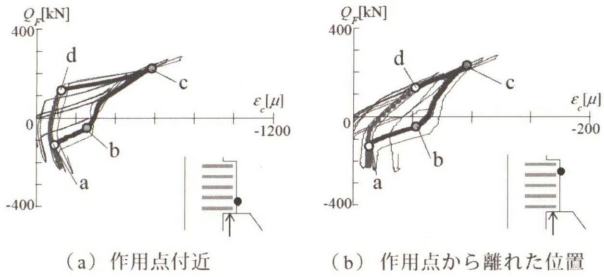


Fig. 20 コッター表面のひずみ (梁せい大試験体)

剛性 $E_s A$ を乗じて算出した。アンカーボルト張力はダンパー軸力の増減に対してはほとんど変化していないが、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際に離間に至り、張力の増加が見られる。

以上のことから、フレーム力による接合部軸変形の低減はアンカーボルトを介して接合部を曲げ戻すことで生じたものであると言える。したがって、接合部軸変形のロスを小さくして、座屈拘束筋違を効率的に機能させるためには、アンカーボルトに初期張力を導入しておくことが効果的である。

4. 6 コッターの挙動

コッターの挙動について考察する。コッター筋のひずみの履歴を Fig. 19 に、コッター表面のコンクリートひずみの履歴を Fig. 20 に示す。なお、図の左側は作用点付近、右側は作用点から離れた位置のひずみを横軸に表しており、縦軸はフレーム力 QF である。また、ひずみ分布を Fig. 22 に示す。コッター筋のひずみは、柱フェイス位置に貼り付けたひずみゲージ、コッター表面のひずみはコッター表面の加力方向に貼付したひずみゲージの計測値である。

ダンパー軸力の作用点 (以後、単に作用点) 付近のコッター筋のひずみは、ダンパー軸力の増加に伴って大きくなっているが、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際には小さくなっている。一方、作用点から離れた位置のコッター筋はダンパー軸力とは無関係であるが、正側のフレーム力の変動に対応して増減しており、柱のせん断補強筋のように挙動していることが分かる。コッター表面のひずみは作用点から離れるにつれて小さくなっており、ダンパー軸力の鉛直成分が柱に伝達されている様子が見られる。また、作用点位置のひずみ推測値は、ダンパー軸力の鉛直成分をコッター全断面積を考慮

した軸剛性 $E_c A$ で除した値とほぼ一致し、コッターに均一にダンパー軸力の鉛直成分が作用していることが分かる。一方、ダンパー軸力が一定でフレーム力のみが増加する際にもコッター表面のひずみが増加しているが、これは柱の曲げ圧縮の影響であると考えられる。したがって、コッターの耐力がコンクリートの圧縮限界によって決まる場合には、フレーム力による曲げ圧縮を考慮する必要がある。

4. 7 既往の耐力式との比較

コッター筋のひずみ分布と既往のコーベル設計法⁵⁾を比較する。3章の要素実験では、コッターにダンパー軸力の鉛直成分のみが作用した場合の耐力評価を行った。要素実験の場合と同様にコッター全長の 0.85 倍を有効高さとするトラス状の耐荷機構を考える (Fig. 21)。作用点付近の 1 組目のコッター筋が降伏する際の鉛直成分荷重をコッターの降伏耐力 V_y として求めた。コッターの降伏耐力を Table 5 に示す。コッター筋はダンパー軸力の鉛直成分が約 370kN の際は、作用点から 3 組目 (3 段目) をゼロとした三角形状に引張力を負担している。ダンパー軸力が増加すると作用点から離れた位置にまでその分布が広がっている。コッター弱試験体では、1 組目のコッター筋が降伏している際に作用点から離れたコッター筋も十分に引張力を負担しており、周辺部材の影響を受ける本実験でも既往の耐力評価式を用いることでコッターを安全側に設計できることが分かった。

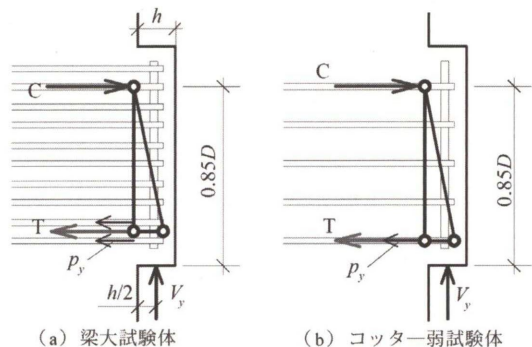


Fig. 21 トラス状の耐荷機構

Table 5 コッターの降伏耐力

	梁せい大	コッター弱
V_y [kN]	772	407

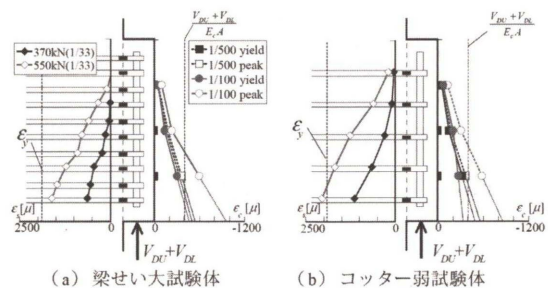


Fig. 22 コッターのひずみ分布

5. まとめ

次の世代の超高層集合住宅に適用するための構法開発として行われた、座屈拘束筋違材を組み込んだ鉄筋コンクリート造部分架構の水平加力実験結果を示した。開発にあたっては、まず座屈拘束筋違を純RC部材に接合するコッターディテールを考案し、その力学挙動を確認するために要素実験を行った。さらに、要素実験により決定された筋違材の接合法を用いた部分架構実験を行い、開発された構造システムの構造性能を検証し、良好な結果を得た。

謝辞

本研究開発は東京工業大学との共同により行われたものであり、ご指導を頂きました和田章名誉教授、坂田弘安准教授に感謝します。論文中のいくつかの実験実施に

あたっては東京工業大学建築物理研究センター吉敷祥一助教、同 CUEE 曲哲研究員、同大学院生（元）野々山昌峰氏、同大学院生毎田悠承氏にご尽力を頂くと同時に、有益なアドバイスを頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 内藤多伸：架構建築—耐震構造論，早稲田大学出版会，1924
- 2) 志賀敏男，柴田明徳ほか：鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率，日本建築学会東北支部研究報告集，第12号，pp. 29-32，1968. 12
- 3) 武田寿一ほか：角鋼管およびモルタルで被覆されたプレースの部材実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1041-1042，1976. 10
- 4) 藤本盛久，和田章ほか：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドプレースに関する研究，構造工学論文集，Vol. 34B，pp. 249-257，1988. 3
- 5) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，III コンクリート橋偏），pp. 323-325，2002. 3

The Structural Loading Test of Reinforced Concrete Partial Frames with Buckling Restricted Brace - The Development of Structural System for Next Generation High-rise Apartment Building Structure -

Toshio MAEGAWA, Makoto HAMADA, Jun NAKASONE, Hiroshi MASIKO and Kazunori IWABUCHI

Abstract

This paper describes structural horizontal loading tests of which reinforced concrete subassembly with Buckling Restricted Brace (BRB) was developed for applying to next generation high-rise apartment building structure. At the development of the structural system, the new cotter connection details between RC and BRB were devised, and these mechanical properties were confirmed by elementary tests. Moreover, subassembly tests were conducted with the brace connecting method which was decided by the elementary test results, and this new structural system indicated good performance.

Keywords: High-rise apartment, Rahmen, Buckling restricted brace, Connection element, Subassembly frame
