12層 T 型並列壁の地震時におけるせん断力負担割合の変化機構 に関する実験的研究

ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (HWS)

EXPERIMENTAL STUDY ON CARRYING SHEAR FORCE RATIO OF 12-STORY COUPLED SHEAR WALLS

The U.S.-Japan cooperative earthquake research program
on composite and hybrid structures (HWS)

菅 谷 憲 一*, 勅使川原 正臣**, 加 藤 真 人***

Ken-ichi SUGAYA, Masaomi TESHIGAWARA and Makoto KATO

Seismic test on 12-story T-shaped coupled shear walls have been conducted under the U.S.- Japan cooperative structural research project on composite and hybrid structures. This paper discusses the mechanisms of carrying shear force ratio between tension and compression side walls in coupled shear walls.

The factors affecting on the mechanisms of shear force carrying ratio in coupled shear walls are appointed as follows; 1) difference of the wall stiffness in tension and compression side walls, 2) pinching effect of the wall, 3) wedge action of the coupling beams, and 4) residual compressive axial force of the coupling beams.

Among these factors, (1) pinching of the wall, wedge action of the coupling beams and residual compressive axial force of the coupling beams are main factors to explain this mechanisms. but (2) difference of the wall stiffness is not a effective factor in this test.

Keywords: Hybrid Structures, RC Coupled Shear Wall, T-shaped Wall, Coupling Beam, Seismic Test, Carrying Shear Ratio

ハイブリッド構造, RC 並列壁, T 型壁, 境界梁, 水平加力実験, 負担せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造境界梁で連結された鉄筋コンクリート造並列耐力壁システムは、境界梁端部、並列耐力壁脚部に塑性ヒンジが形成される全体崩壊型が実現しやすく、エネルギー吸収に富む高い耐震性能を有する事が良く知られている。圧縮側にフランジ壁を有する T 型耐力壁を RC 造境界梁で連結した 12 層 T 型並列耐力壁システムの 1/3 スケールモデルによる水平加力実験¹⁾ (以後 12 層実験と称す) においても、全体変形角 (12 階の水平変形 / 12 階までの高さ) 1/67 までの安定した履歴特性 (この変形角で最大耐力), 変形能にすぐれる境界梁への損傷集中, 全体変形角 1/25 までの変形能 (壁脚部が曲げにより圧壊) を示す等、すぐれた耐震性能が確認された。

12 層実験¹⁾ では境界梁中央に挿入した二方向 (軸力、せん断力) 分力計²⁾ (図 1) から、圧縮側壁と引張側壁のせん断力負担割合は最大で 9 : 1 であることが確認できた。このせん断力負担割合の変化は壁のせん断設計に大きな影響を及ぼす。また、このせん断力負担割合の変化により、境界梁には圧縮軸力が生じ曲げ耐力が上昇するため、そのせん断設計にも影響を及ぼす。本報ではこれら主にせん断設計に関する問題点を解決するため、T 型並列壁のせん断

図1 12層実験¹⁾のせん断力負担割合の変化モデル

* 不動産建設建築技術部
** 建設省建築研究所 室長・工博
*** 飛鳥建設建築本部

Architectural Engineering Division, Fudo Construction Co., Ltd.
Head, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.
Architectural Design Division, Tobishima Corporation

力負担割合の変化機構に関する検討を12層実験¹⁾の最大耐力時(全体変形角 1/67 1回目)を対象として行った。

2. 実験におけるせん断力負担割合の変化

12層実験¹⁾のせん断力負担割合の変化は、下層階ほど顕著で上層階では少ない³⁾。せん断力負担割合の変化が顕著な1～3層の変化状況を加力ピーク(正加力1回目)毎にプロットしたものを図2に示す。1層では全体変形角 1/67 でせん断力負担割合が最大(92:8)となり、その後せん断力負担割合は1:1に戻る傾向を示した。2層では全体変形角 1/200 でせん断力負担割合が最大(65:35)となり全体変形角 1/67 までそれを維持した。その後せん断力負担割合は1:1に戻り、全体変形角 1/30以降逆転した。3層では全体変形角 1/67 までせん断力負担割合は、ほぼ1:1であったが、その後、せん断力負担割合は引張壁が圧縮壁を上回った。表1に正加力1回目の各階の境界梁軸力およびその総和と、1層の総せん断力および圧縮壁と引張壁のせん断力負担割合を示す。試験体全体のせん断力負担割合の変化を示す境界梁軸力の総和は、2, 3層の境界梁の軸力の和と近似していることから、せん断力負担割合の変化は下層階に集中していることが確認できる。上層(4～R)階では下層階の境界梁が両壁を押し広げたことに対して、その広がりを引き戻して変形の適合をとっていると考えられ、2, 3層が押して、4層が引き戻す、5, 6層が押して、7層が引き戻す等の変動が見られる。また、これには4, 7, 12層に、加力のための剛なスラブが付いていることの影響も考えられる。

直交壁を持たず柱型を有するI型壁をRC境界梁で連結した並列壁の実験⁴⁾では、圧縮側、引張側の壁のせん断力負担割合は両者の剛性の差により約9:1となり、圧縮側壁のせん断設計に注意を要することを指摘している。I型並列壁⁴⁾とT型並列壁¹⁾のせん断力負担割合の推移を比較したものを図3に示す。同図は横軸に1階壁の部材角(圧縮側壁と引張側壁の平均)、縦軸にせん断力負担割合を示している。I型並列壁⁴⁾は1階壁の部材角約 1/1500でせん断力負担割合が9:1となっているのに対し、T型並列壁¹⁾は1階壁の部材角約 1/100(全体変形角で 1/67)でせん断力負担割合が9:1となった。T型並列壁¹⁾はI型並列壁⁴⁾に比べてせん断力負担割合の変化が遅れることが分かる。これはT型壁が引張側の壁になるとき、フランジの断面が有効に作用し引張壁の剛性低下を遅らせ、せん断力負担割合の変化を緩らげたと考えられる。

3. せん断力負担割合の変化要因

並列壁のせん断力負担割合の変化には以下の要因が考えられる。

1) 壁の挙動による影響

1-1) 変動軸力を受ける壁の剛性変化

1-2) 変動軸力を受ける壁のピンチング効果

2) 壁に拘束された境界梁の挙動による影響

2-1) 壁に拘束された境界梁の中立軸の移動にともなう軸方向変形(圧縮ストラットの効果)

2-2) 境界梁の繰返しによる全体伸びの効果

以下これらの要因ごとに12層実験¹⁾の条件を考慮してせん断力負担割合の変化を検討した。

図2 12層実験の1～3層の負担せん断力の変動状況
(正加力1回目をプロット)

表1 12層実験の加力ピーク時の各階境界梁軸力と負担せん断力割合

F/壁形角	1/600	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50
RF	2.8	3.4	3.4	4.7	2.1	-4.4
12F	1.3	2.7	3.4	1.1	2.0	7.1
11F	-2.9	-3.7	-2.3	1.6	3.4	2.1
10F	2.3	2.2	1.1	-1.2	-2.1	-4.3
9F	-4.0	-6.1	-6.5	-6.2	0.3	-8.4
8F	-6.5	-6.4	-7.4	-6.5	-1.6	-2.5
7F	6.2	8.3	8.8	8.7	-0.5	16.6
6F	-3.5	-4.6	-2.9	-0.7	0.9	4.8
5F	-2.0	-5.8	-6.8	-4.3	-1.1	4.4
4F	4.2	9.8	7.4	4.1	-9.4	-2.7
3F	-7.7	-10.5	-18.9	-24.8	-16.9	-16.4
2F	-6.6	-7.6	-12.5	-28.2	-40.6	-52.7
総和	-16.4	-18.3	-33.2	-51.7	-63.5	-56.4
QB	97.3	105.5	126.6	141.4	147.8	137.0
C:T	67:33	67:33	76:24	84:16	92:8	90:10

*数値は圧縮(-) (tf)、QB: 総せん断力 (tf)、C:Tはせん断力f負担割合(圧縮: 引張)
変形角は全体変形角(正加力1回目の値)、Fは境界梁の階、を示す

図3 T型壁と平面壁の並列壁の負担せん断力の変動状況比較

3. 1. T型壁の剛性の影響

T型壁は、作用する軸力とともに水平力の作用方向が、フランジが圧縮端となる時(圧縮時)とフランジが引張端となる時(引張時)で水平剛性に差が生じることが考えられる。

12層実験¹⁾の下2層分のパイロット試験と位置付けられる変動軸力を受けるT型コア壁の実験⁵⁾によれば、壁縦筋(柱主筋に相当する部分以外の横拘束が密でない部分の縦筋)の降伏時(部材角で1/200～1/150程度)でのT型壁単体の割線剛性は圧縮時の方が引張時より1.5倍程度大きい、最大耐力時(部材角で1/50～1/30程度)での割線剛性は圧縮時、引張時ともほぼ同等であった。これは、フランジ部縦筋(柱主筋に相当する部分を除いた分)の引張降伏耐力(138.9tf)が、変動軸力約±200tf(この時初期軸力170tf)の1/2に対応するためとされている。

12層実験¹⁾では、初期軸力164tf、変動軸力約±165tf、フランジ部縦筋の引張降伏耐力が85.8tfであり、前述のパイロット実験の条件とよく近似している。これより、12層実験¹⁾におけるT型壁の圧縮時、引張時とも最大耐力時(全体変形角1/67)での剛性はほぼ同等であったと考えられ、最大耐力時の負担せん断力の変動に及ぼす壁の剛性差による影響は小さかったと推測できる。

3. 2. 変動軸力を受ける壁のピンチング効果による影響

12層実験¹⁾において、圧縮時から引張時となるT型壁より、引張時から圧縮時となるT型壁へのせん断力の移動は次のように考えられる。

1) 载荷にともないT型壁のフランジ部が圧縮端となる時、ウェブ端の鉄筋歪みは大きく、曲げひび割れが大きく開く(図4(a))。

2) 除荷にともないウェブ端が圧縮となる時、ウェブ端の曲げひび割れが閉じ、コンクリートが圧縮力を負担するまで、ウェブ端鉄筋の負担圧縮力は小さく、変形のみが進む(ピンチング効果)(図4(b))。

3) このピンチング効果により、圧縮時から引張時となる壁のせん断力は、他方の引張時から圧縮時となるT型壁に移動する。

壁のピンチング効果によるせん断力負担割合の変化の影響を、コンクリートの応力-歪関係にe関数、鉄筋のそれにバイリニア関係を仮定したファイバーモデルによる解析で検討した。図5に12層実験¹⁾の最大耐力時(全体変形角1/67)までの各加力ピークにおける1層の北側壁の曲率(壁脚から高さ200mm、壁成2000mmの範囲)とモーメント(実線)、同一の曲率履歴を与えたファイバーモデルによる解析結果(破線)を示す。ピンチング効果によるせん断力の変動量を、図5に示す圧縮壁が引張壁へと移行する時のT型壁のウェブ端コンクリートが、その圧縮力を負担する(曲率はほぼ0である)時のモーメントと、それに対応する引張壁が圧縮壁となる時のモーメントから検討する。このとき反曲点の高さの仮定が必要となる。12層実験¹⁾の1/67加力時の反曲点高さを図6に示す。図中の反曲点高さが不安定になる点は総せん断力が0に近い点であり、この点を除いた平均反曲点高さは6.84Mとなる。加力ピーク時(縦の破線)と壁の曲率0点において反曲点高さは平均反曲点高さとよく一致するため、ピンチング効果によるせん断力の負担割合の変化を追跡するときの反曲点高さを6.84Mとする。解析における曲率0での両壁のモーメントはそれぞれ226, 48 tf・mであ

図4 立体壁のピンチング効果モデル

図5 実験と解析のモーメントと曲率の関係

図6 12層立体並列壁の反曲点高さ(平均)と加力履歴の関係
(1/67 抜粋)

る(図5)。ピンチング効果による境界梁軸力は、両壁の負担せん断力の差の1/2であることから、13.0 tf((226/6.84 - 48/6.84) / 2)となる。すなわち、ピンチング効果の影響により、境界梁軸力13.0 tf程度のせん断力負担割合の変化が考えられる。

3. 3. 境界梁の圧縮ストラットの効果の影響

並列壁が水平変形すると境界梁は、それ自身がつっかえ棒のようになり、壁の水平剛性と境界梁の軸剛性に見合う圧縮軸力が境界梁に生じる。これはRC梁材は曲げ変形とともに、中立軸が圧縮側に移動し対角方向に圧縮ストラットを形成するためである。この現象はシアスパンが小さい梁ほど顕著であり、さらに、圧縮壁の引張端

の伸び、引張壁の圧縮端の縮みにより増長される。図7に境界梁の圧縮ストラットのモデルを示す。

図7 境界梁の圧縮ストラット効果モデル

図8に境界梁の部材角と軸変位の関係を境界梁部材実験⁶⁾と12層実験¹⁾の境界梁の平均について示す。壁による拘束を受けていない部材実験⁶⁾での軸変位は部材角0.05(rad.)で約50mm程度であったのに対し12層実験¹⁾では約20mm程度であった。部材実験⁶⁾は12層実験¹⁾の境界梁の軸変位に対し約2倍伸びている。すなわち、12層実験¹⁾の境界梁は実際には壁に拘束され、伸びた量と同等程度縮んでいると考えられる。

図8 境界梁軸変位と部材角の関係

図9(a)に12層実験¹⁾の境界梁の軸変位（12本の平均）と12層全部の軸力の合計値の関係を示し、図9(b)に各階の境界梁の軸変位と軸力の関係を示す。梁軸変位が伸びるときに梁の圧縮軸力が増大している。図9(a)の梁軸変位と梁の圧縮軸力（加力ピーク）時の関係はおおむね直線的な関係にあり、その圧縮軸力の最大値は全体変形角1/67の負加力1回目のとき67.5tf（正加

図9(a) 12層実験の境界梁の平均軸変位と軸力の和の関係（12本）

図9(b) 12層実験の各階境界梁の軸変位と軸力の関係

力1回目は63.5tf)であった。また、図9(a)と各階の図9(b)を比較した時、軸力変動のほとんどが下層階(2,3階)に集約されていることがわかる。これは、想定したヒンジゾーン($H/6$ かつ Lw のうち大きい方、 H :建物高さ、 Lw :壁の見つけ幅)⁷⁾内の梁と一致することからヒンジゾーン⁷⁾の想定が重要となることが考えられる。

せん断力負担割合の変化に与える境界梁の圧縮ストラットの効果の影響を検討するため、12層実験¹⁾をブレース置換とした解析を行った。図9(b)および表1から加力階である4、7、12階の境界梁に引張軸力が生じていることが確認できる。これは加力スラブが剛体であり、T型壁ウェブの曲げせん断ひび割れを拘束したことによる影響や、加力階に水平力が集中していることの影響が考えられる。ここでは、これらの影響も合わせて検討した。図10に12層実験¹⁾のブレース置換モデルを示す。

図10 12層実験ブレース置換モデル図(V2)

解析は弾性1ケース(V1)、塑性(全体変形角1/67時の割線剛性を考慮した弾性解析)5ケース(V2~V6)の計6ケースで、塑性の5ケースは A_i 分布加力と3点加力の影響、加力スラブの有無の影響(V2~V5)、および実際の建物を考慮した全階にスラブを設けた時の影響(V6)を検討するために行った。

<解析モデル>

V1: 弾性

V2~V6は全体変形角1/67を想定する。

V2: 加力スラブ考慮し、3点加力とした(実験再現モデル)。

V3: 加力スラブを無視して一様な壁とし、3点加力とした。

V4: 加力スラブ考慮し、加力を全層に A_i 分布加力とした。

V5: 加力スラブを無視して一様な壁とし、加力を全層に A_i 分布加力とした。

V6: 全層にスラブを考慮して、加力を3点加力とした。

ここでは、V1~6に作用させた水平力の和は150 tfとした。また、V2~6での上6層の壁は、12層実験¹⁾でひび割れが生じなかったため弾性剛性とした。部材配置の凡例を図11に示す。表2に12層実験¹⁾の全体変形角1/67(正加力1回目)時の1~3層の壁の軸歪を示す。1、2層で2000 μ を超える引張歪が確認できるため、ブレース置換にこの歪を考慮した軸剛性を与えるものとした(表3参照)。

図11 ブレース置換モデルの部材配置凡例図

表2 壁の圧縮ゾーン中央の歪み(12層実験)

層/部材	①材	②材	③材	④材
3層	-292 μ	-477 μ	1258 μ	248 μ
2層	71 μ	-1050 μ	3783 μ	2867 μ
1層	1056 μ	-575 μ	13510 μ	8170 μ

ブレース置換の方法を以下に示す。

<弾性剛性>

壁、境界梁: 曲げ剛性 EI とせん断剛性 GA ($k=1.5$)をコンクリート断面で合わせる。

<最大耐力時(1/67)の塑性剛性>

— 立体壁 —

圧縮壁の圧縮垂直材(①材): 圧縮ゾーン¹⁾の断面積+フランジ部断面積の合計をコンクリートの軸剛性とする。

圧縮壁の引張垂直材(③材): 圧縮ゾーンの主筋の軸剛性とする。

引張壁の圧縮垂直材(②材): 圧縮ゾーンの断面積をコンクリートの軸剛性とする。

引張壁の引張垂直材(④材): 圧縮ゾーンの主筋断面積+フランジ部主筋断面積の軸剛性とする。

圧縮斜め材(⑤材): T型壁ウェブ水平断面積×割裂強度/コンクリート強度であるコンクリートの軸剛性とする。

引張斜め材(⑥材): 壁横筋の断面積の水平成分の鉄筋断面の軸剛性とする。

水平材(⑦材) = 境界梁の平行筋と同じ断面積の軸剛性とする。

ー境界梁ー

水平材 (⑦材) : 平行筋の断面積の軸剛性とする。

圧縮斜め材 (⑧材) : 境界梁断面積×割裂強度/コンクリート強度であるコンクリートの軸剛性とする。

引張斜め材 (⑨材) : X筋の断面積の軸剛性とする。

想定されるヒンジゾーン⁷⁾より上層階となる4～R階の境界梁は圧縮、引張両方の斜め材をX筋断面積の軸剛性とする。

ー加力スラブー

斜め材 : せん断剛性を弾性の軸剛性とする。

ースラバーー

t=200mm, 配筋 D13@200tf⁷⁾がフル相当として、T型梁とした。(協力幅のスラブ鉄筋の断面積を境界梁上弦材に加える)

ここで、 $E_c=210$, $E_s=2100$ (t/cm²)とした。表3にV1とV2モデルの部材断面積を示す。

表3 解析における部材の軸方向断面積リスト

部材	V1:弾性		V2:塑性			
	全層	12～7層	6～3層	2層	1層	
①	C:5929	C:5929	C:4624	C:4624	C:4624	
②	C:1406	C:1406	C:992	C:992	C:992	
③	C:1406	C:1406	S:25	S:10.4	S:4	
④	C:5929	C:5929	S:49	S:49	S:10.4	
⑤	C:1225	C:1225	C:462	C:462	C:462	
⑤'	C:2256	C:2256	C:420	C:420	C:420	
⑥	C:1225	C:1225	S:10.4	S:10.4	S:10.4	
⑥'	C:2256	C:2256	S:5.29	S:5.29	S:5.29	
⑦	C:132	S:1.44	S:1.44	S:1.44	S:1.44	
⑦'	C:132	C:132	S:1.44	S:1.44	S:1.44	
⑧	C:182	S:4	S:4	C:306	C:306	
⑨	C:182	S:4	S:4	S:4	S:4	

⑤'、⑥'の加力階はC:22500、C:コンクリート、S:鉄筋 (単位: cm²)

表4に、12層実験¹⁾の全体変形角1/67とブレース置換モデル(V2: 実験再現モデル)の水平変位の比較を示す。両者はよく近似していることから、このモデルによる解析がおおむね問題ないものとする。

表4 12層実験と解析の水平変位

モデル/F	12	7	6	5	4	3	2
実験: 1/67	198.4	102.1	78.6	60.0	47.0	26.5	12.3
解析: V2	202.3	108.7	89.8	69.7	49.0	30.8	13.2

(mm)

表5に6ケースの解析結果を各階の境界梁軸力とせん断力負担割合について示す。V2～V4の各ケースともせん断力負担割合が相互に近似している。各階の境界梁軸力の総和は2階の境界梁の軸力と近似している。これは、2階の境界梁で負担せん断力の移動のほとんどが行われ、その上層階の境界梁は、境界梁が壁を押し上げた時、その広がりを引き戻すような変形の適合をとっているものと考えられる。また、4、7階の境界梁に引張軸力が生じていたことに対しては、加力スラブを有しないV3、V5で4階境界梁の引張軸力が小さくなっていることから、加力スラブの影響があったことが推測できるが、V2～V5までのせん断力負担割合がほぼ一致しているため、全体の負担せん断力の変化に与える影響は大きいものではないと考えられる。V2とV4、V3とV5を比較したとき、それぞれがよく近似していることから加力分布(3点とAi分布)

の影響はほとんどないものと考えられる。全層に通常のスラブを考慮したV6では、他の解析結果よりせん断力負担割合の変化が大きいことが確認できた。実際の建物はスラブが取り付くので、今後この影響を検討していく必要がある。

表5 解析の各階境界梁軸力と負担せん断力割合

F/type	V1	V2	V3	V4	V5	V6
R F	-5.6	-5.6	-5.5	-5.6	-5.5	-4.7
12 F	-0.4	-3.4	-3.3	-3.5	-3.4	-2.5
11 F	1.9	-1.8	-1.8	-1.9	-1.9	-1.1
10 F	1.4	-0.8	-0.8	-0.9	-0.8	-0.5
9 F	0.5	0.6	0.7	0.6	0.7	0.3
8 F	-0.2	3.4	3.5	3.5	3.6	2.4
7 F	0.0	11.9	11.5	12.1	11.7	8.7
6 F	0.3	-4.7	-3.9	-4.0	-3.4	-7.8
5 F	0.0	2.6	5.6	1.8	4.3	4.6
4 F	0.5	23.8	10.7	23.4	10.3	12.0
3 F	0.4	-27.7	-17.2	-27.4	-15.9	-23.6
2 F	-0.2	-24.5	-23.9	-24.6	-24.0	-20.2
総和	-1.5	-26.2	-24.4	-26.5	-24.1	-32.3
Q B	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0
C: T	51:49	67:33	66:34	67:33	66:34	71:29

* 数値は圧縮(-) (tf)、Q B: 総せん断力 (tf)

C: Tは負担せん断力割合 (圧縮: 引張)

ブレース置換によるここでの解析では、せん断力負担割合は約7:3 (圧縮壁: 引張壁) となり、そのときの境界梁軸力の和は約25tfとなった。境界梁の圧縮ストラットの効果の影響によるせん断力負担割合の変化は境界梁軸力25tf程度と考えられる。

3. 4. 境界梁の繰返しによる全体伸びの効果の影響

境界梁は変形が進むにつれ軸伸び変位が大きくなり(図8)、並列壁の全体変形角が0付近でも境界梁の軸伸び変位が残留し、壁の拘束により境界梁に軸力が生じる(以後境界梁残留軸力と称す)。表6に12層実験¹⁾における最大耐力時(全体変形角1/67 正加力1回目)の残留軸力を示す。ここでも、固定度の高い下層階(2、3階)の境界梁の軸力が大きいことがわかる。この残留軸力のモデルを図12に示す。

表6 12層実験の最大耐力時(1/67)の各階境界梁の残留軸力

階	R	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	計
軸力	0	5	0	0	-5	-6	6	-3	-7	0	-15	-18	-43

* 数値は圧縮(-), (tf)

図12 境界梁の残留軸力発生モデル

壁の拘束による残留軸力は図13に示す次のプロセスで発生すると考えた。すなわち、境界梁の最大モーメント時の引張鉄筋の歪はA点にあり、変形減少の後、モーメント0で時計回りでB点へ、さらに変形が戻り全体変形角=0(約φ=0)で壁拘束がない場合にはC点まで進む。一方、圧縮鉄筋の歪は同様にa点から時計回

りにc点まで進む。ところが、全体変形角0付近(約 $\phi = 0$)では、圧縮→引張鉄筋は壁に拘束されているため引張応力度の領域に達せずd点で曲率が0となると考えた。圧縮→引張鉄筋のa→d間は、鉄筋とコンクリートが共同して圧縮ストラットを形成する鉄筋の歪区間であり、d点は圧縮ストラットがなくなる歪に相当する。このとき、境界梁軸伸びは図13の②である。よって、境界梁が負担できる残留軸力は引張鉄筋が圧縮されたときの圧縮降伏時であると考えられる(図13の①)。前述した他の要因による付加軸力は図13のD,d点からコンクリートが圧縮力に抵抗することで釣り合いがとれる。

図13 境界梁残留軸力と壁拘束のモデルにおける応力-歪関係

12層実験¹⁾の2階の境界梁のX筋の応力-歪関係(全体変形角 1/200 の加力サイクルで鉄筋の歪を材料試験の結果¹⁾からバイリニアとしたものでコンクリートの圧縮応力は含まれない)を図14に示す。モーメントの正側最大値(X筋引張降伏)の後、曲率0

図14 2階境界梁のX筋の応力歪関係 (1/200)

図15 (a) 12層実験の境界梁の平均部材角と軸力の和の関係 (12本)

図15 (b) 12層実験各階境界梁の部材角と軸力の関係

点ではX筋は圧縮降伏に達している。一方、モーメントの負側最大値(X筋圧縮降伏)の後、曲率0点ではX筋の応力はほぼ0である(圧縮応力度約500 kgf/cm²)。12層実験¹⁾では境界梁(幅200, 成400, 長さ1000 mm)の損傷が大きく最大耐力時には平行筋は座屈や破断が見られ、圧縮力を負担できたとは考えにくい。ここでは、X筋(2-D16 上下共)のみにより圧縮力を負担していたものとする。想定したヒンジゾーン⁷⁾にある境界梁1本当たりが負担することが可能な残留軸力RNは、次のようになる。

$$RN = dat \cdot \cos \theta \cdot \sigma_y \quad (1)$$

dat: 引張X筋断面積 cm², $\cos \theta$: X筋水平成分の係数

σ_y : X筋降伏応力度 kgf/cm²

ここで $dat = 3.96 \text{ cm}^2$, $\cos \theta = 0.949$, $\sigma_y = 3579 \text{ kgf/cm}^2$, $RN = 13.4 \text{ tf}$ である。想定したヒンジゾーン⁷⁾の境界梁(2, 3階)のX筋が支持可能な残留軸力は26.8tf(13.4 x 2)となる。

図15(a)に12層実験¹⁾の境界梁部材角(12本の平均)と軸力(12本の合計)の関係を、図15(b)に各階の境界梁の部材角と軸力の関係を示す。また、図15(a)と各階の図15(b)を比較した時、その影響のほとんどが下層階に集約されていることがわかる。図15(a)の縦軸(部材角0付近)に交差する軸力の値が残留軸力でその最大値は約43tfである(表6)。境界梁の部材角が大きくなるとその残留軸力が大きくなることが分かる。

この残留軸力の最大値(43tf)にはピンチング効果の影響が含まれており、境界梁残留軸力のみの境界梁軸力は30.0tf(43-13.0)程度と推測できる。これは想定したヒンジゾーン⁷⁾の境界梁(2, 3階)X筋が負担可能な軸力(26.8tf)とよく近似する。ここでは、境界梁の残留軸力によるせん断力負担割合の変化は、境界梁軸力26.8tf程度と考えられる。

4. 考察

12層実験¹⁾の最大耐力時のせん断力負担割合は約9:1であり、その時の境界梁軸力の総和は正加力で63.5tf, 負加力で67.5tfであった。

せん断力負担割合の変化要因を検討した結果、T型壁の剛性変化の影響は小さかったが、壁のピンチング効果による境界梁軸力は約13.0tf(20%: 想定した変化要因中に占める割合、以下同様)、境界梁の圧縮ストラットの効果の影響による境界梁軸力は約25tf(39%)、境界梁の繰返しによる全体伸びの効果による境界梁軸力は約26.8tf(41%)となり、これらの和(64.8tf)は、12層実験¹⁾での境界梁の軸力の総和(検討対象とした1/67正加力1回目)とよく一致した。これより、せん断力負担割合の変化機構の要因はここで検討した3項目が主要なものであると考えらる。

境界梁の圧縮ストラットの効果の影響と境界梁の残留軸力においては、想定されるヒンジゾーン⁷⁾の境界梁にせん断力の移動が集中していたことと、ピンチング効果は変動軸力の大きい下層階で生じることから、せん断力負担割合の変化は下層階(想定されるヒンジゾーン⁷⁾)に集約されると考えられる。これは同時にヒンジゾーン⁷⁾の想定が重要であることを示唆している。

想定されるヒンジゾーン⁷⁾の圧縮壁はせん断力のおおむね全てを負担するものとし、同領域の境界梁はその主筋量が負担可能な圧縮軸力を考慮した曲げ耐力に対して、せん断設計することが望まし

いと考えられる。

5. まとめ

12層実験¹⁾のせん断力負担割合の変化について各要因ごとに検討を行い、下記の結果が得られた。

1) 並列壁のせん断力負担割合の変化機構を4つの要因から検討することで追跡した結果、12層実験¹⁾の最大耐力時のせん断力負担割合をおおむね再現することができた。

2) 境界梁の残留軸力(41%)と境界梁の圧縮ストラットの効果(39%)および変動軸力を受ける壁のピンチング効果(20%)の影響が大きい。

3) T型並列壁の大変形時の設計においては、下層階(ヒンジゾーン)では圧縮壁がせん断力をほぼ全て負担することと、ヒンジゾーンの境界梁が大きな圧縮軸力を負担することを考慮する必要がある。

4) ヒンジゾーンの壁はせん断力負担割合が10:0となることを考慮し、同領域の境界梁はその主筋量が負担可能な圧縮軸力を考慮した曲げ耐力に対して、せん断設計することが望ましい。

5) 12層実験¹⁾における加力方法(3点加力と加力用の剛なスラブ)が、せん断力負担割合の変化に与える影響はほとんどなかった。

6) 詳細な値を得るには、境界梁の伸縮を考慮できるモデルで解析を行うことが必要となる。

<謝辞>

本研究はハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(青山博之委員長)のHWS分科会の活動の一部として行ったものである。本研究への貴重な助言を頂いた青山博之東京大学名誉教授、和田章東京工業大学教授、壁谷澤寿海東京大学教授ならびにHWS分科会各委員の皆様は心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 勅使川原正臣ほか3名: 12層立体並列壁の地震時における全体挙動に関する実験的研究(ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究: HWS), 日本建築学会論文集, No.497, pp149-156, 1997.7
- 2) 西山功ほか3名: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究HWS-8, 12層立体並列壁実験(試験体概要と加力計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2構造IV, pp575-576, 1996.9
- 3) 菅谷憲一ほか2名: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究HWS-10, 12層立体並列壁実験(並列壁の負担せん断力に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2構造IV, pp579-580, 1996.9
- 4) Aktan, A.E. and V.V. Bertero: „States of The Art and Practice in The Optimum Seismic Design and Analytical Response Prediction of R/C Frame-Wall Structures, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC, 1982.6
- 5) 有冢祐介ほか6名: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究HWS-5, 変動軸力を受けるT型コア壁の実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1構造I, pp831-832, 1995.8
- 6) 菅谷憲一ほか2名: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究HWS-2, 境界梁の特性と分力計の性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-1構造I, pp825-826, 1995.8
- 7) T. Pauley and M.J.N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, INC., 1992

(1997年9月10日原稿受理, 1998年2月2日採用決定)