

集合住宅を対象とした床壁構造の開発

その2 非十字形接合部, ヒンジ位置, 高強度鉄筋の影響

鈴木 英之* 西原 寛**

Development of Slab-Wall Structure for Residential Building

Part 2 Influence of non criss-cross joint, yield hinge position and high-strength bars

by Hideyuki SUZUKI and Hiroshi NISHIHARA

Abstract

As for the slab-wall construction for residential buildings, the frame resists earthquake forces via both slabs and wall stiffness in a weak axis direction. Structural tests were performed on a partial frame specimen, with parameters including the shape of the joint, main bar strength, and yield hinge position. The effect of the flexural reinforced bar for relocation of the yield hinge was confirmed, and a calculation method was proposed. Moreover, the shear strength of the slab-wall joint was evaluated from the safety perspective by an equation which was used generally.

要 旨

主に集合住宅に用いられる床壁構造は桁行方向の地震力に対して床と壁の面外方向の剛性で抵抗する。前報では十字形部分架構について、床の降伏ヒンジを壁面から離すことによって良好な復元力特性が得られることを報告した。本報では、建物外周部となるト字形、L字形の部分架構、主筋強度、配筋形状等を変動要因とした実験について報告する。実験結果より降伏ヒンジを壁面から移動させるための曲げ補強筋の効果を確認し、その効果の検証方法を提案した。また、接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部のせん断耐力式により安全側に評価できることを確認した。

キーワード：床壁構造／非十字形／部分架構／曲げ降伏／鉄筋コンクリート／せん断耐力

1. はじめに

建物内の空間を有効活用する目的で、梁型や柱型が表に出てこない壁板と床板だけで構成される床壁構造があり、主に集合住宅の構造形式として利用される。この床壁構造は、通常の建築物で使用される床板や壁板よりも厚めの床と壁で構成されており、住居空間に必要な開口面積を多くとれると共に、厚い床と壁により遮音性や断熱性に優れた住環境を生み出し、梁が無い場合設備配管等の更新がしやすい等の多くの利点を有している。

前報^[1]では、床と壁からなる十字形の部分架構実験を行い、床の降伏ヒンジを壁面から離すことによ

って良好な復元力特性が得られることを報告した。前報も含めて既往の研究^{[2]~[4]}の多くは中間階の内スパンを模擬した十字形の部分架構実験であり、外端構面を含んだト字形の実験が一部で行われている。

本研究では、床壁構造において仕口部周囲の配筋形状を変化させた十字形、ト字形、L字形の部分架構実験を行い、その構造性能を把握することを目的とした。

2. 部分架構実験

2.1 試験体

表1に試験体一覧、図1に試験体形状図を示す。な

* 技術研究所構造研究室

** 技術研究所所長

表 1 試験体および実験結果一覧

シリーズ	シリーズ I ¹⁾				シリーズ II							
	試験体名	R-ST	R-U	R-U-S	R-U-WB	H-U	R-U-2D	H-U-ト	R-U-ト	R-P-L	R-H-L	
部分架構形状		十字形				ト字形			L字形			
床	断面	b×D(mm) 1000×175										
	せん断スパン	mm 1395									1645	
	主筋	種類	19-D13	12-D16		10-HD16	12-D16	10-HD16	12-D16	9-D16		
	(HD:SD685)	形状	U字形鉄筋重ね配筋									U字形定着
	ヒンジ移動長さ	(mm)	0	175			350		175			
壁	断面	b×D(mm) 1000×210										
	せん断スパン	mm 707.5									932	
	主筋	種類	16-D13		10-D16	16-HD13	16-D13	16-HD13	16-D13	14-D13		
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	下壁, 床	38.3	39.5	41.1	41.3	39.7	40.2	41.3	41.4	44.0	45.4	
	上壁	40.9	42.0	43.5	43.9	48.2	48.5	49.0	49.3	—	—	
実験結果	最大耐力	kN	171	174	176	178	272	210	151	95.0	112	116
	同上時変形角	x10 ⁻³ rad.	30.1	40.1	40.0	40.1	66.9	30.0	36.7	40.0	50.1	20.0
	破壊経過		SL _{By} →J _{Bnd}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	J _{Su}	SL _{By} →SL _{Bcl}	J _{An}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →J _{An}

破壊経過 SL_{By}:床曲げ降伏, SL_{Bcl}:床主筋座屈, J_{Bnd}:接合部床主筋付着すべり, J_{Su}:接合部せん断破壊, J_{An}:床主筋定着破壊

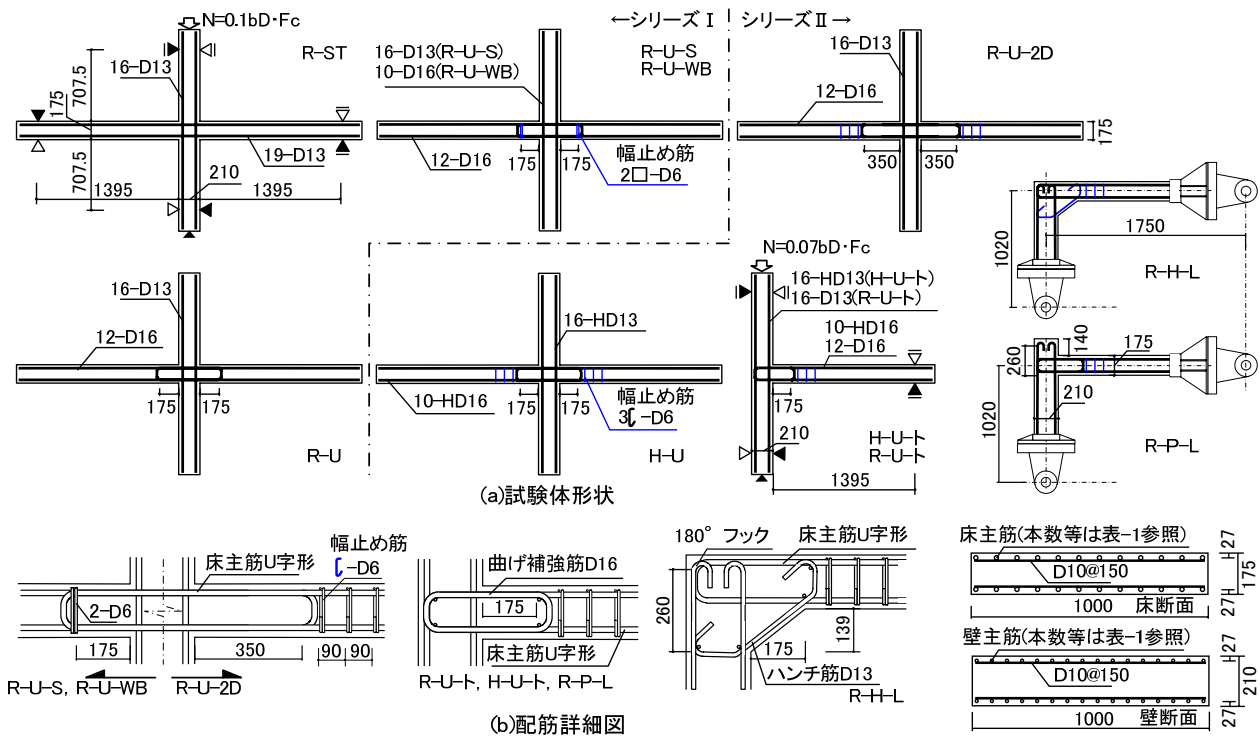


図 1 試験体形状図

お、比較のため前報の試験体の一部を図表に記載している。試験体の形状は中間階内スパンの十字形、外スパンのト字形、外スパン最上階を模擬したL字形の3種類とした。

まず十字形の試験体では床主筋にD16を使用し、左右の床から伸びるU字形の床主筋が接合部を跨ぐように交差させ、R-U-2Dは曲げ降伏ヒンジの形成位置を壁面より350mm離れた位置、他の試験体は175mmの位置に計画した。ここで、350mmは床厚(D)の2倍である。このうち、H-Uは床・壁主筋に

表 2 鉄筋材料試験結果

種類	材質	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D13	SD295A	R-STの床と壁,R-U,R-U-Sの壁	365	193
D13	SD295A	R-U-2D,R-U-ト,L字形の壁	359	191
D16	SD295A	H,R-ST以外の床,R-U-WBの壁	345	195
HD13	SD685	H-U, H-U-トの壁主筋	712*	195
HD16	SD685	H-U, H-U-トの床主筋	731*	198
D6	SD295A	床横補強筋	415*	180

*0.2%オフセット法による

表 3 加力サイクル

R(1/1000rad.)	2.5	5	10	20	30	40	50	67
Cycle	±1	±1	±2	±2	±2	±2	±1	+1

SD685材を使用し、接合部のせん断破壊が先行するように計画した。

ト字形の試験体では床主筋をU字形として接合部に内に定着すると共に、長方形に加工した溶接閉鎖型の曲げ補強筋を接合部から床の材端部に配し、降伏ヒンジの形成位置を壁面より175mmの位置に計画した。H-U-トはH-Uと同様に床・壁主筋にSD685材を使用した。

L字形の試験体R-P-Lの床材端部には、ト字形試験体と同様に長方形の曲げ補強筋を配し、壁主筋は壁を延長したパラペット内に定着した。R-H-Lは接合部にハンチを設けることで、床主筋と壁主筋の定着を確保した。

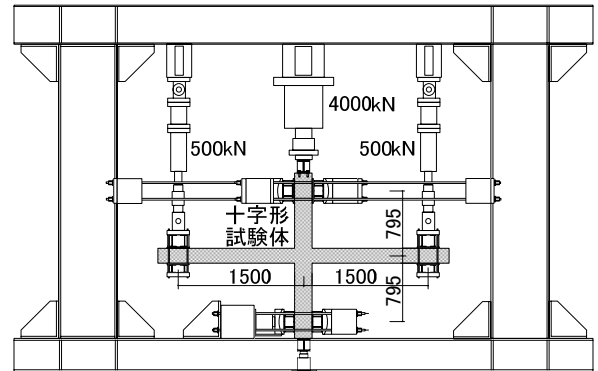
床、壁ともにせん断補強のための横補強筋は配筋していない。しかし、降伏ヒンジを形成する箇所では、大変形時に主筋が座屈する恐れがある。そこで、ヒンジが予想される位置の近傍に幅止め筋を配した。壁主筋は、十字形とト字形は通し配筋とし、L字形は180°フック定着とした。

表1中に各試験体のコンクリート圧縮強度、表2に鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリート圧縮強度は $F_c=36\text{N/mm}^2$ を目標として計画し、シリーズIIの実験時のコンクリート圧縮強度は39.7~49.3 N/mm^2

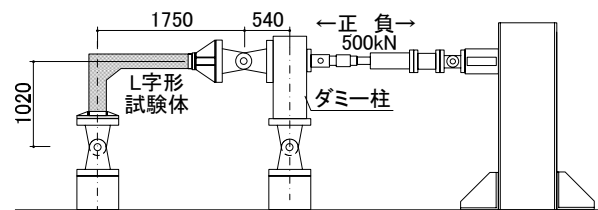
だった。十字形とト字形は下壁と床を同時打設し、一週間後に上壁を打設した。L字形は壁と床を同時に打設した。

2.2 加力・計測

図2に加力装置図を示す。十字形とト字形試験体



(a)十字形試験体



(b)L字形試験体

図2 加力装置図

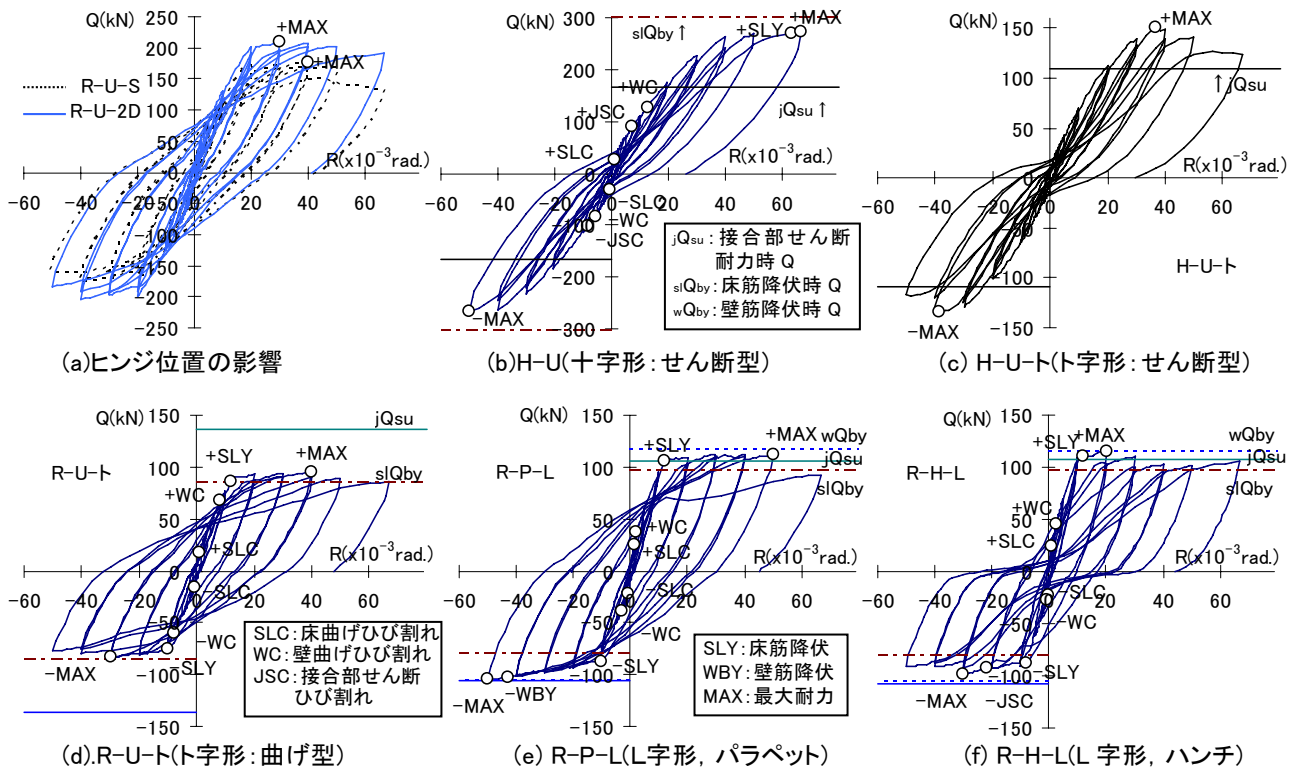
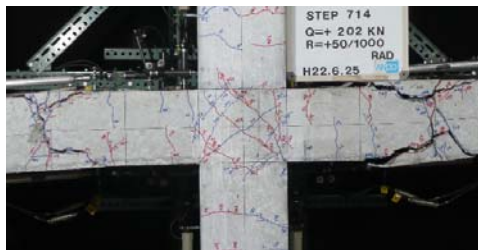
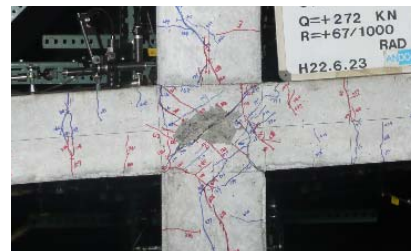


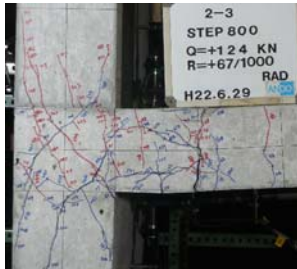
図3 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係



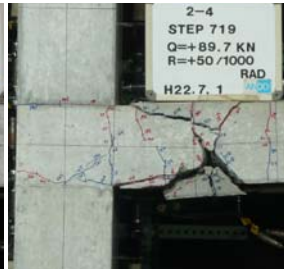
(a) R-U-2D(U字形配筋)



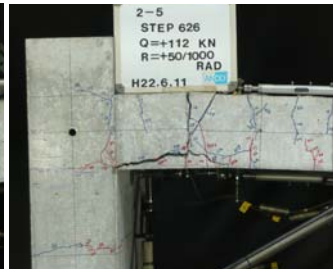
(b) H-U(床筋高強度U字形)



(c) H-U-ト(高強度鉄筋)



(d) R-U-ト(ト字形)



(e) R-P-L(パラペット)



(f) R-H-L(ハンチ)

写真1 接合部周りのひび割れ状況 (H-U,H-U-トは67/1000rad.時, 他はR=50/1000rad.時)

は、軸力用ジャッキにて F_c を 36N/mm^2 とした時の軸力比がそれぞれ0.1, 0.07となるように一定軸力を載荷し、床板に取り付けた油圧ジャッキにて、正負交番繰返し載荷を行った。L字形の加力ではダミーの加力柱を設け、それをピン接合することで3ヒンジラーメンの形状とし、水平方向の油圧ジャッキで正負交番繰返し載荷を行った。ここで、床と壁が閉じる方向を正加力とした。加力サイクルは表3に示すように層間変形角で制御した。主な計測項目は、層間変形、床に作用させたせん断力、壁に作用させた軸力、主要部分の鉄筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 実験経過

表1に実験結果、図3に層せん断力(Q)—層間変形角(R)関係を示す。まず十字形試験体では、ヒンジ位置を $2D$ としたR-U-2Dは履歴面積の大きい履歴ループを描いており、 $50/1000\text{rad}$.以降にヒンジ形成位置のひび割れ幅が大きくなり耐力低下が見られた。前報で示したヒンジ位置が $1D$ のR-U-Sよりも降伏時剛性が高くなり、最大耐力も高くなった。床主筋に高強度鉄筋を使用したH-Uは降伏ヒンジが形成されず、最終サイクルまで荷重が増大した。十字形試験体の壁主筋はいずれも降伏しなかった。

非十字形試験体では、高強度鉄筋を使用したH-U-トは $36.7/1000\text{rad}$.で最大耐力となり、その後耐力低下したが、床主筋の降伏は見られなかった。普通鉄筋を使用したR-U-トとR-P-Lは壁面から離れた位置の床に降伏ヒンジが形成され、 $50/1000\text{rad}$.以降に

床主筋が座屈するまで安定した履歴性能を示した。この2つの試験体は最終加力時まで接合部にせん断ひび割れが発生しなかった。R-H-Lはハンチ部の内側にひび割れが進展した後に耐力が低下した。

写真1に $50/1000\text{rad}$.時または $67/1000\text{rad}$.時の接合部周囲のひび割れを示す。降伏ヒンジを壁面から移動させた試験体で耐力低下が生じた試験体は、大変形時に圧縮側の床主筋が面外方向に座屈していた。また、ヒンジ域以外の床と壁にはせん断ひび割れは発生しなかった。H-Uは最終加力の近傍で接合部が圧壊したためせん断破壊したと判断した。H-U-トは前述の通り、大変形時に耐力低下していたが、表面上はコンクリートが破壊している様相は見られなかった。

3.2 床主筋、壁主筋の応力度分布

図4に床主筋の軸方向応力度分布を示す。この図は鉄筋の応力度ひずみ関係をバイリニア形と仮定して、実験中に得られたひずみ履歴から算出したものである。比較のため、壁面から 175mm 離れた位置にヒンジを計画した前報のR-U試験体の結果を載せている。R-U-2Dは、壁面から 350mm 離れたヒンジ想定位置で主筋の応力度が最も大きくなり、重ね配筋区間では各主筋の応力度は小さくなった。また、圧縮側のヒンジ部の床主筋は圧縮応力度を負担していた。 $20/1000\text{rad}$.の直前で床主筋が降伏し始め、その後、降伏域はスパン中央側に進展しており、重ね配筋区間には降伏域が進展しなかった。さらに、ヒンジ長が 175mm のR-Uと比較して壁面位置での曲げ

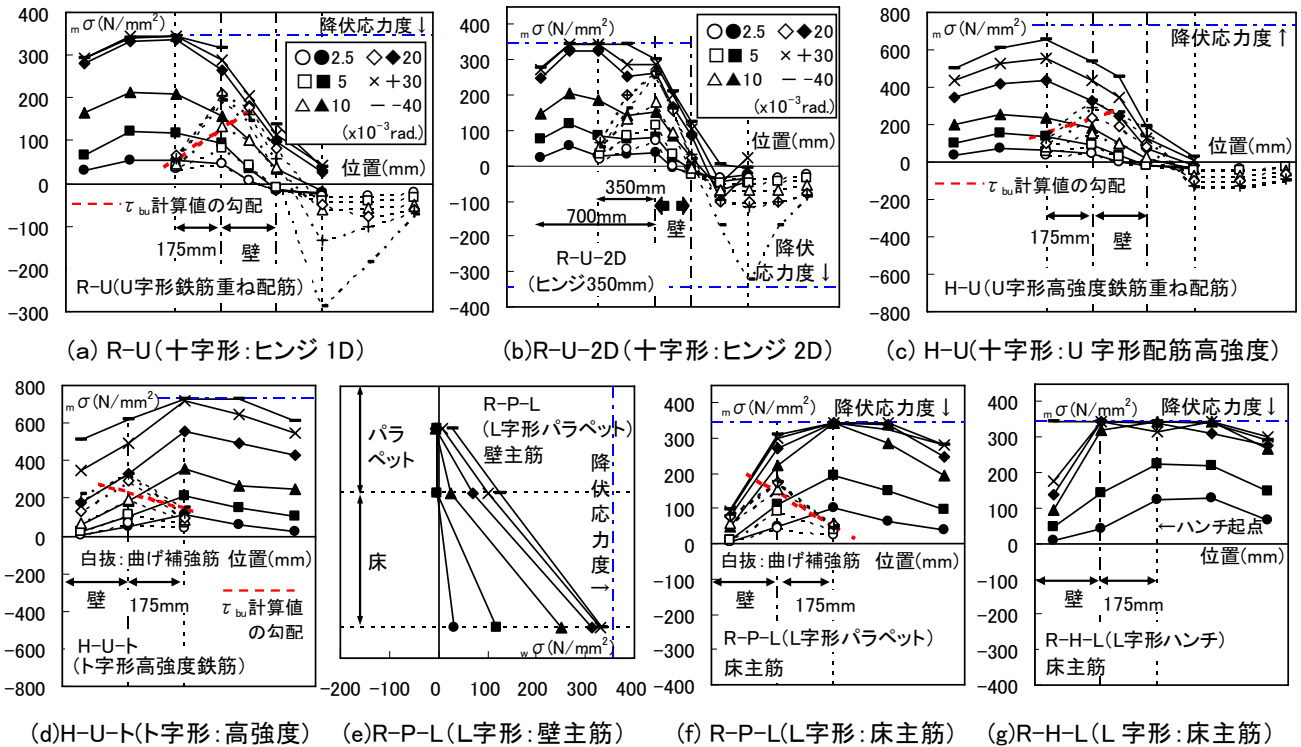


図4 床主筋、壁主筋の軸方向応力度分布

補強筋の負担応力度の割合が大きくなっていた。

ト字形とL字形試験体の床主筋はU字形鉄筋として接合部内に定着している。曲げ補強筋によって降伏ヒンジを接合部から離れたH-U-トとR-P-Lは同図(d), (f)に示すように接合部から175mm離れた位置の応力度が高くなっていた。H-U-トは30/1000rad.以降に床主筋の折曲げ部の応力度が高くなっていた。前述のQ-R関係やひび割れ性状の写真を考慮すると、H-U-トは床主筋の定着部が損傷して耐力低下したと推測される。R-H-Lは10/1000rad.以降に壁面における床主筋応力度が高くなり、その後、折曲げ定着部の応力度が高くなっている。これは、ハンチの内側に曲げひび割れが発生し、その引張応力度が高くなり床主筋の定着部が損傷したものと推測される。ハンチのように部材断面を変化させてヒンジ位置を移動させる場合は定着長さに余裕を持たせる必要がある。

同図(e)はL字形試験体に設けたパラペット内に定着された壁主筋の応力度分布である。この壁主筋はD13であり、直線部の長さが260mm(20db : db鉄筋公称径)の180°フックで定着されているが、降伏応力度の近くまで定着されていることが確認された。

4. 曲げ補強筋の効果

図4の応力度分布によると、床の曲げ補強筋は壁

面の位置で最も応力度が高いが、同じ断面を通る床主筋より負担している応力度が低い。そこで、図5に示すように床主筋および曲げ補強筋の応力度分布をモデル化した。図中左の床に伸びる床主筋をA、右に伸びる床主筋をBとする。左のスペンで床主筋Aはlaの位置で降伏応力度myに達しているとする。また左側の壁面での床主筋Bの負担応力度をrとする。この応力度の床への定着は、RC規準の標準フックを設けた場合に付着検定断面の応力度を2/3にできること^[5]を参考にして、U字形折曲げ部で1/3を負担し、残りの2/3は直線部laで負担すると考えた。図4中に直線部が付着強度計算値(τbu)に達した時の勾配を示す。主筋応力度の実験値の勾配は、計算値の勾配よりも急になっており、付着強度計算値を上回っていることがわかる。このとき直線部の付着強度で曲げ補強筋の負担応力度が決まるとすると、壁面で負担できる曲げ補強筋の応力度r、および床主筋応力度mは、それぞれ式(1), (2)で表される。但し、r、mとする。

$$r \sigma = (\tau_{bu} \cdot \phi \cdot l_a / m a) \cdot 3 / 2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

$$m \sigma = \frac{m \sigma_y \cdot l}{l - l_a} - r \sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

$$\tau_{bu} = (0.086b_i + 0.11) \cdot \sqrt{c \sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

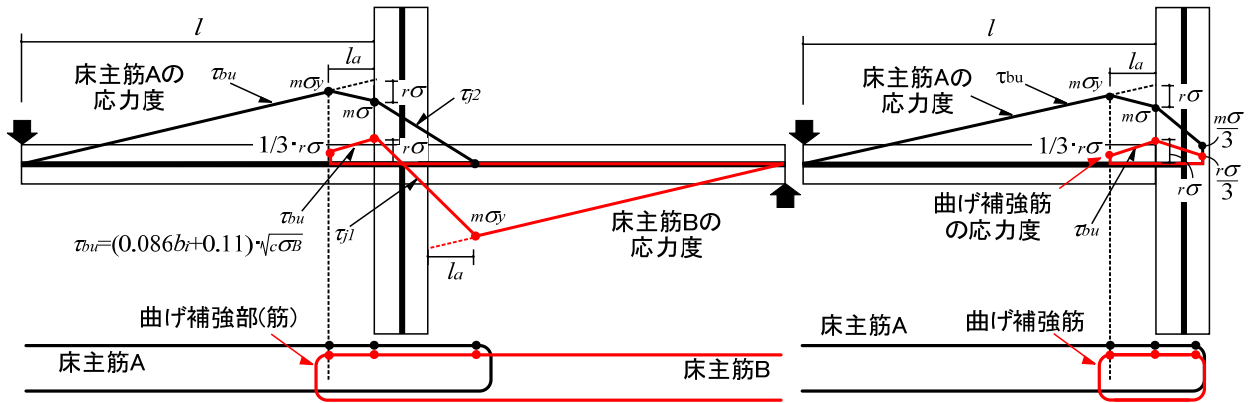


図5 床主筋の応力度分布のモデル化

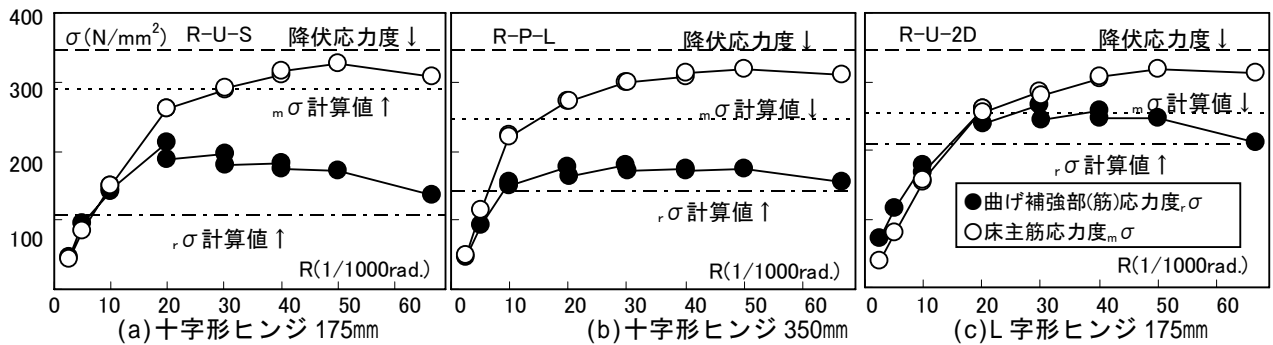


図6 曲げ補強筋と床主筋の壁面位置における負担応力度

ここで、 τ_{bu} : 直線部における付着強度(N/mm²),
 τ_{j1} : 主筋の周長(mm), l_a : 壁面から折曲げ開始点までの長さ(mm), $m a$: 主筋の断面積(mm²), m_y : 主筋降伏強度(N/mm²), b_l : 割裂面の係数, c_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²). 式(3)は靱性保証指針式^[6]の補強筋の項を零とし付着強度低減係数を1とした式である。また b_l はサイドスプリット破壊で定める係数とした。

曲げ補強筋の負担応力度が、 $r\sigma$ の時、床主筋Aと曲げ補強筋の断面積が等しければ、床主筋Aの応力度は、 $m\sigma$ だけ小さくなり、 $m\sigma$ となる。図6に降伏ヒンジ位置を移動させた試験体の壁面の位置における、床主筋の応力度($m\sigma$)と曲げ補強筋の応力度($r\sigma$)を示す。図中には式(1), (2)から算出した $r\sigma$ と $m\sigma$ の計算値を示す。これによると、曲げ補強筋の負担応力度 $r\sigma$ はヒンジ移動距離が長いほど高くなり、変形が大きくなると負担応力度は横ばい、もしくは若干低下するが、最終加力の67/1000rad.まで式(1)による計算値を上回っていた。

壁面から降伏ヒンジの形成位置までの距離を l_a とした時、 l_a の位置に降伏ヒンジを形成させる条件は式(4)で表される。

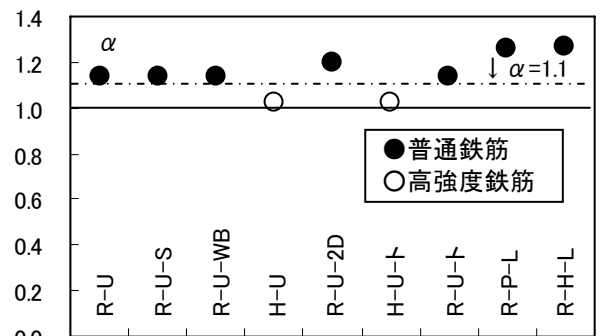


図7 各試験体の曲げ余裕率

$${}_{sl}M \geq \alpha \cdot {}_{sl}M_h \cdot \frac{l}{l-l_a} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (4)$$

$${}_{sl}M = 0.9 \cdot (m a \cdot m \sigma_y + r a \cdot r \sigma) \cdot d \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (5)$$

$${}_{sl}M_h = 0.9 \cdot m a \cdot m \sigma_y \cdot d \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (6)$$

ここで、 ${}_{sl}M$: 壁面における床の曲げ降伏モーメント, ${}_{sl}M_h$: 降伏ヒンジ形成位置における床の曲げ降伏モーメント, α : 降伏ヒンジ形成位置の曲げ降伏を先行させるための曲げ余裕率, d : 部材有効せい(mm)である。

図7に式(4)を等号として算出した各試験体の曲げ余裕率 α を示す。ここに示した試験体のうち●印は主筋に普通鉄筋を使用し、壁面から離れた位置に降伏ヒンジを形成させた試験体である。本実験では

曲げ余裕率を1.1以上とすることで降伏ヒンジが形成され、大変形時まで耐力低下が生じないことが確認された。

5. 床壁接合部のせん断耐力と床の曲げ降伏耐力

床壁接合部のせん断耐力は靱性保証指針式^[6]から算出した。ここで、形状係数である α は指針式通りに十字形1.0, ト字形0.7, L字形0.4とし、直交梁は付かないので $\beta = 0.85$ とした。また接合部の有効幅は床の幅 (=1000mm) とし、接合部の奥行きは、十字形は壁の厚さ, ト字形とL字形はU字形鉄筋の水平投影長さとした。床の曲げ降伏耐力は降伏ヒンジ形成位置の曲げ降伏モーメントを式(6)から算出し、それを層せん断耐力に換算した。

図8に床曲げ降伏耐力に対する接合部のせん断耐力の余裕率と最大耐力時層せん断耐力を床曲げ降伏耐力時層せん断耐力で除した値の比較を示す。文献^[4]では床壁接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部のせん断耐力計算値の1.6倍以上であるとしている。H-Uは最終加力の1/15rad.で最大耐力を迎えているため、せん断耐力は更に上昇する可能性もあるが、既往の研究と同様に計算値の1.6倍以上であった。H-U-Tは外観からは破壊形式を判断できず、図4(d)に示した床主筋の応力度分布から床主筋定着部の破壊と判断したが、その最大耐力はせん断耐力計算値の1.4倍だった。

L字形のR-P-Lは床の曲げ降伏が先行し最大耐力はせん断耐力計算値の1.2倍だったが、接合部にはせん断ひび割れすら発生しなかった。このようにト字形, L字形は接合部がせん断破壊していないため、直接計算値との比較はできないが、既往のせん断耐力計算式によって十分安全側に耐力を計算できた。また床曲げ降伏が先行した試験体はいずれも曲げ降伏耐力計算値を上回っていた。

6. 結論

床壁構造における十字形, ト字形, L字形の部分架構実験を行い以下に示す知見が得られた。

- 1) ヒンジ位置を移動させるための曲げ補強筋は、その床内への定着長さによって曲げ補強に寄与する割合が変化した。曲げ補強に寄与する割合の算定式を提案すると共に、曲げ余裕率を1.1以上とすることで壁面から離れた位置にヒンジを形成することができた。

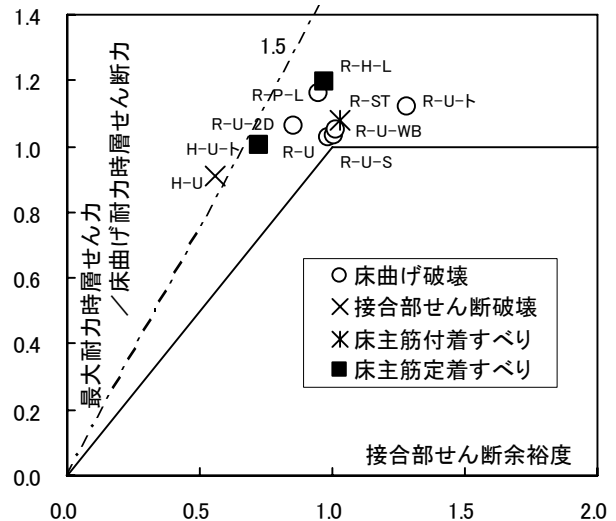


図8 最大耐力実験値と計算値の比較

- 2) ト字形, 十字形接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部耐力計算値の1.4~1.6倍以上だった。L字形試験体はせん断破壊しなかったためせん断耐力の確認はできなかったが、従来の耐力式によって十分安全側に評価できると考えられる。

参考文献

- [1]鈴木英之, 西原寛: 集合住宅を対象とした床壁構造の開発, 安藤建設技術研究所報 vol.16, pp.49-58, 2010.10
- [2]白山貴志, 新上浩他: 壁床架構免震集合住宅の開発(その1~2), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.435-438, 2007.8
- [3]西村知明, 谷昌典, 菅田昌宏他: 高強度PCa接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.715-720, 2006.9
- [4]永井覚, 山元雄亮, 丸田誠他: ヒンジリロケーションを用いたRC 壁柱-床梁架構の構造性能, コンクリート工学年次論文集, 第31号2巻, pp.277-283, 2009.6
- [5]日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.198-201, 2010.2
- [6]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・同解説, pp.175-177, pp.245-249, 1999.8

