

PC板による山留壁の構造体利用に関する研究（その3）

——実大構面試験体の水平加力実験——

菊地利武 武田寿一
小畠克朗

Structural Use of Retaining Walls of Precast Concrete Panels (Part 3)

——Seismic Loading Tests of Full-Size Specimens——

Toshitake Kikuchi Toshikazu Takeda
Yoshiro Kobatake

Abstract

The object of this study is to consider the use of retaining walls of precast concrete panels as shear walls of structures. This paper is concerned with seismic loading tests of full-size specimens made by a construction method applied to actual basement structures. In effect, these tests were performed in order to verify structure capacity and to investigate influences on restraint of tie beams, lateral load out of plane, and placeability of rigid vertical joint in plane between precast panels. Based on these test results, it was possible to confirm adequate capacities as shear walls of basement structures, and it could be considered that there were no influence of test factors.

概 要

この研究の目的は、土圧および水圧のみならず地震時水平力を負担するPC板による地下外周本体構造の開発であり、本報告は、実際の建物に適用する構築法によって製作した実大構面試験体による水平加力実験に関するものである。すなわち、この架構形態を有する構造体の構造性能を検証すると共に、頭つなぎ梁の拘束、土圧・水圧による長期荷重に相当する面外力およびPC板鉛直接合の施工性による構造性能への影響を検討した。その結果から、この架構形態による構造体は、地下外周耐震壁として十分な構造性能を有していること、頭つなぎ梁の拘束、面外力および鉛直接合における施工性の構造性能に与える影響のほとんどないことがわかった。

1. 序

山留壁として構築されるPC板による地中連続壁（以後PC地中壁と略記）を、地震時水平力をも負担する地下外周耐震壁として利用する場合、PC板相互を一体化することが構造計画上有効である。その一体化工法として、まずPC板端面に鉛直接合用のスペースとなる切欠きをもつPC板を、自硬性安定液を満たした掘削溝に建込み、安定液が硬化したのちに切欠き部に残留する硬化安定液を洗滌して、その接合スペースにPC板相互をつなぐ接合鋼板を挿入し、接合用モルタルを空隙に充填して固める方法を考えている。

この実大構面試験体4体による水平加力実験は、実際の建物に適用する構築法によって製作した架構の構造性能を検証することを目的として行なわれたもので、い

れの試験体も2枚のPC板を相互に接合し、更にその頭部および脚部に頭つなぎ梁および地中梁を配したものである。そのうち1体は、実際の現場製作をほぼ完全に模擬して作られたもので施工性と構造性能との関係を、1体は、土圧・水圧を含む組合せ応力の影響を、他の1体は頭つなぎ梁のせん断負担を取り除いた言わば試験方法の影響をみるために、それぞれ実験を行ない総合的に構造安全性を検討したものである。

2. 実験の概要

2.1. 試験体

試験体の形状・寸法および配筋詳細を図-1に、PC板と地中梁およびPC板相互の接合部詳細を図-2に示す。また、PC板と地中梁との応力伝達用歯型の状況およびPC板相互をつなぐ接合鋼板を写真-1と2に示

す。試験体は、板厚 30 cm で 2 m×4.6 m の PC 板 2 枚を、図-1 に示したように接合した 4.03 m×4.6 m の PC 地中壁を想定したもので、上端部を 0.6 m×1 m×4.5 m の梁 (頭つなぎ梁を想定) と、脚部側面を 1.6 m×2.25 m×4.5 m の梁 (地中梁を想定) と、それぞれ接合した全幅 4.5 m、全高 5.75 m の実大構面試験体である。なお、試験体のせん断スパン比 a/d (a : 加力芯から接合面の中心までの距離で 3.95 m、 d : 圧縮縁から端部曲げ補強筋中心までの壁全体の有効せいで 3.86 m) は、1.02 とほぼ 1 である。

試験体は、以下に詳述するファクターを有する FR-1、FR-2、FR-3 および FR-4 の計 4 体である。

FR-1 試験体——この架構形態による構造体の構造性能を検証する標準試験体である。

FR-2 試験体——頭つなぎ梁の構造性能への影響を検討する試験体で、PC 板相互の接合部延長線上の頭つなぎ梁に鉛直すべり面を設けた。

FR-3 試験体——土圧および水圧による面外力の構造性能への影響を検討する試験体で、長期荷重に相当する面外力を加えた。

FR-4 試験体——PC 板鉛直接合における施工性の構造性能への影響を検討する試験体で、PC 板相互の鉛直接合を実際の現場 (地中) で行った。

試験体の配筋は 4 体とも同じで、PC 板には縦筋として 2-D19 を @200 ($P_w=0.96\%$)、横筋として 2-D13 を @200 ($P_w=0.42\%$) に配した。また、PC 板の外端には曲げ耐力を高める曲げ補強筋として 8-D32 ($P_{te}=0.55\%$) を配した。PC 板相互の鉛直接合部切欠き隅角部に斜めに割裂補強筋として 2-D13 を @200 ($P_r=0.42\%$) に、地中梁との接合部に接合鉄筋として 72-D22 ($P_s=0.65\%$) を配した。

2.2. 試験体の製作

この実験に供する試験体は、PC 板の製作、PC 板相互の接合、頭つなぎ梁の成形および地中梁の成形の 4 工程で製作した。以下にその製作経過を順を追って述べる。

2.2.1. PC 板の製作 PC 板の製作は、まず地中梁との接合面の歯型 (写真-1) 成型用型枠を、底型枠の所定位置にセットした (写真-3)。次いで、先組した鉄筋籠 (写真-4) を底型枠上に置き、鋼製の側型枠を組

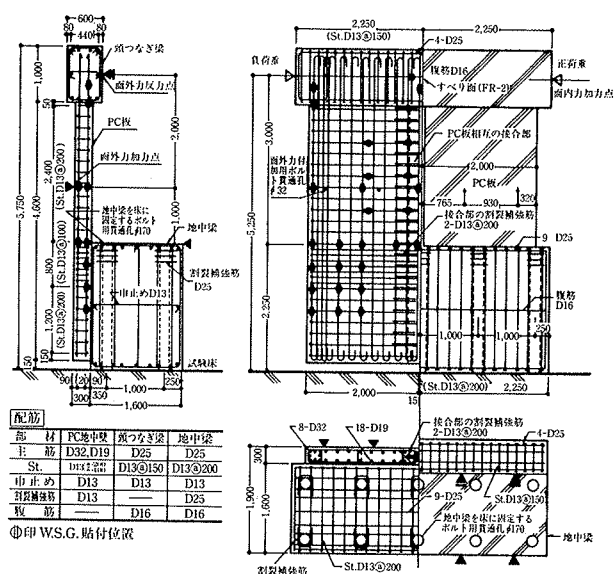


図-1 試験体の形式・寸法および配筋詳細

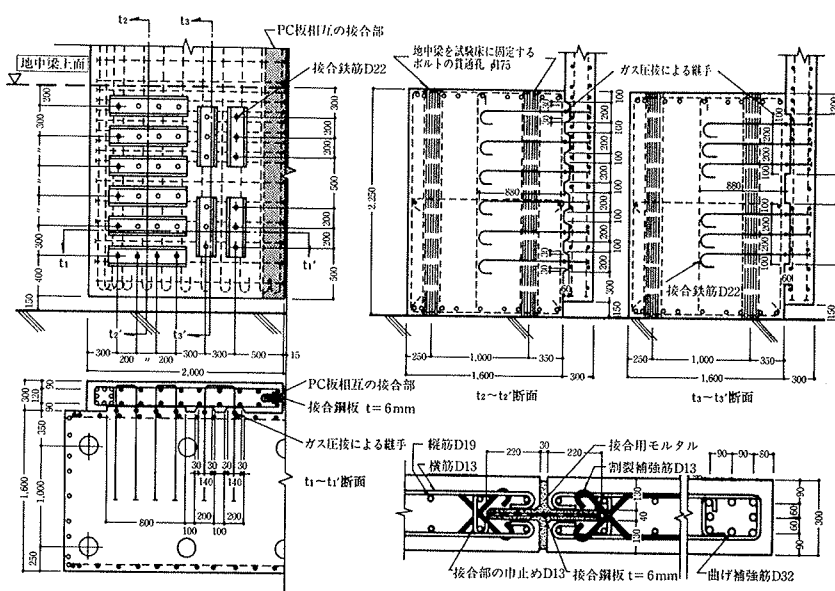


図-2 PC 板と地中梁および PC 板相互の接合部詳細

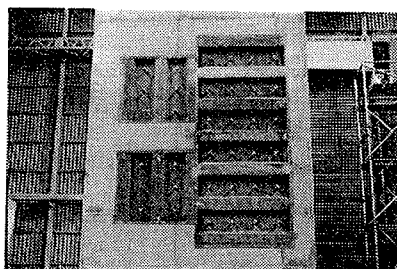


写真-1 地中梁との接合面の歯型

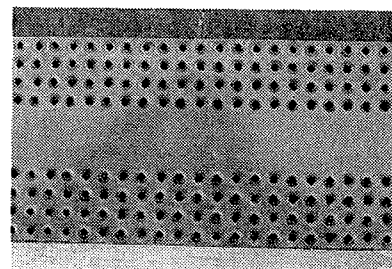


写真-2 接合鋼板

立てたあと、切欠き成型型枠を側型枠にボルトおよびナットで支持固定し、PC 板と地中梁とをつなぐ接合用鉄筋と割裂補強筋を配した (写真-5)。コンクリートの打設は、バケツ打ちとし、棒状バイブレータで締固め

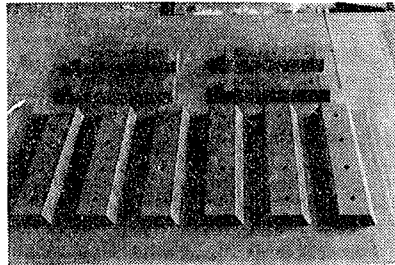
を行なった。次いで、切欠き成形用型枠の脱型作業をコンクリートの打設から6～7時間後に開始した。まず、上下一組の切欠き成形用型枠を側型枠に支持固定しているボルトおよびナットを取外し、型枠とコンクリートとの付着を切り、最初に上型枠を、次いで下型枠を引抜いた。更に、型枠脱型から1時間後にワイヤブラシで切欠き内コンクリート面の目荒しを行なった。なお、側型枠の脱型は、2～3日後に行なったが、脱型までPC板全体をビニールシートで覆って養生した。また、PC板と地中梁との接合面における歯型成形用型枠の脱型は、PC板を建て起した時に行なった。成形したPC板を写真一6に示した。

2.2.2. PC板相互の鉛直接合 FR-1, 2および3のPC板相互の鉛直接合を大型実験棟内で(地上製作と呼ぶ)、FR-4のPC板相互の鉛直接合を技術研究所敷地内の実際の地盤で行なった(現場製作と呼ぶ)。

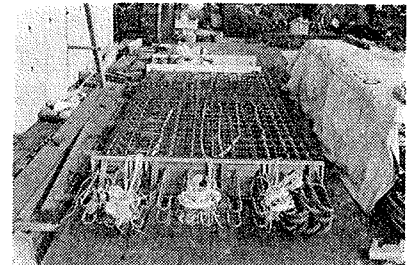
現場製作の際に使用した自硬性安定液製造用プラントを写真一7に示した。現場製作の経過を以下に述べる。まず、自硬性安定液を満たした掘削溝に、PC板建込み用ガイドを挿入し(写真一8)所定の位置に固定した。次いで、接合部に切欠き部養生金物をセットしたPC板を、ガイドに沿って建込み(写真一9)支持固定した。そして、ガイドを引抜きPC板相互の目地部に目地部養生金物を挿入して建込みを完了した。更に、PC板建込みから一週間後に養生金物を引抜き(写真一10)、PC板の切欠き部に水を注ぎつつ、ワイヤブラシで切欠き内の脆弱な硬化安定液を洗滌した。そして、切欠き内の水をポンプで吸上げてから、PC板相互をつなぐ接合鋼板を挿入し(写真一11)グラウトポンプによって接合用モルタルを接合部の下部から充填して接合を完了した。

地上製作の3体の試験体では、大型実験棟内でPC板を所定の位置に固定し(写真一12)接合鋼板を挿入、接

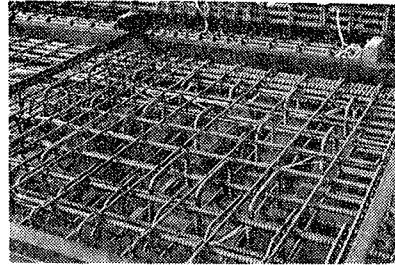
合部側面に型枠をセットした上で、現場製作の場合と同様に接合用モルタルを充填して接合を完了した。



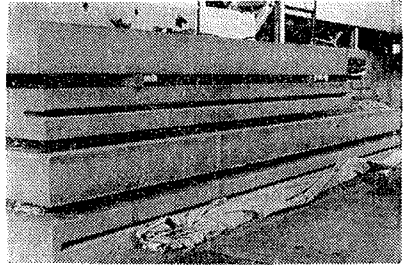
写真一3 歯型成形用型枠



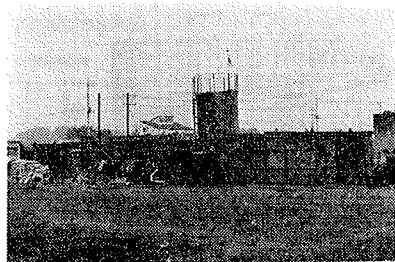
写真一4 PC板の先組鉄筋籠



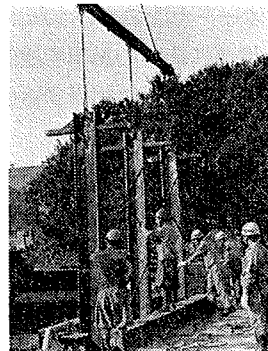
写真一5 PC板の配筋



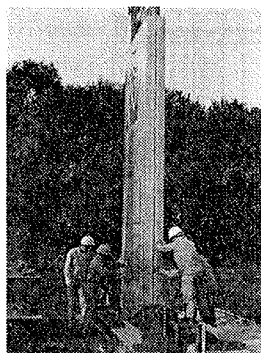
写真一6 成形を完了したPC板



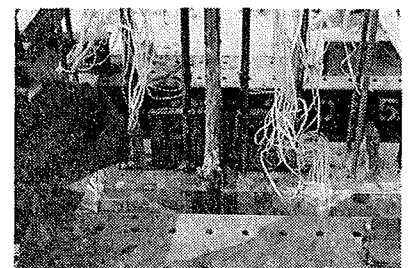
写真一7 自硬性安定液製造用プラント



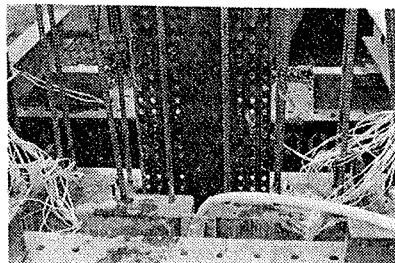
写真一8 PC板建込み用ガイドの挿入



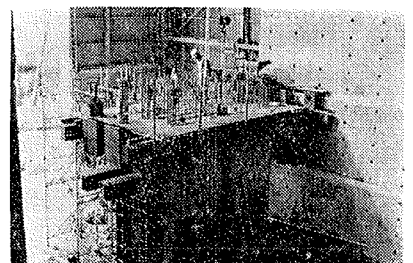
写真一9 PC板の建込み



写真一10 目地部養生金物の引抜き



写真一11 接合鋼板の設置



写真一12 PC板相互の接合



写真-13
掘出したPC板相互の鉛直接合を地中で行なった試験体



写真-14 接合鉄筋の接合

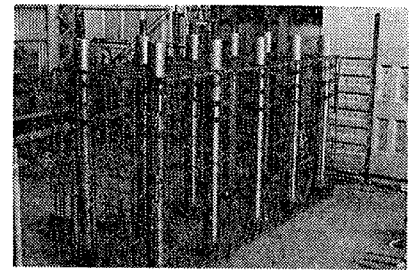


写真-15 地中梁の配筋

2.2.3. PC板と頭つなぎ梁との接合 両者を、通常のRC造において壁縦筋を梁に定着するのと同様に、PC板から突出している縦筋を、梁補強筋内に定着するように頭つなぎ梁を成形することで一体化した。

2.2.4. PC板と地中梁との接合 現場製作のものは、まず、地中から掘出し(写真-13)、一旦地上に寝かせて試験体部分を切断成形してから、トレーラーで大型実験棟内に搬入した。地中梁の成形作業の手順は、4試験体ともまったく同じである。

まず、PC板と地中梁とをつなぐ接合鉄筋をガス圧接法で接合した(写真-14)。並行して、実験を行なう位置に地中梁を試験床に固定する締付けボルトの貫通用シースを組込んで鉄筋を組立て(写真-19)、コンクリート打設をブーム式のコンクリートポンプ車で行って地中梁の成形を完了した。

2.3. 使用材料

鉄筋には、D32, D25, D22, D19およびD13の異形棒鋼を、接合鋼板には、 $t=6\text{ mm}$ で写真-2に示した表面形状の鉄板を使用した。コンクリートには、設計基準強度 $F_c=240\text{ kg/cm}^2$ の普通コンクリート(早強セメント使用)の生コンを使用した。接合用モルタルには、早強セメントと川砂との比率が重量比で1:1、水・セメント比 $W/C=50\%$ のモルタルを使用した。使用材料の性質を表-1に示す。なおコンクリートおよび接合用モルタルの性質は、実験時における材料試験の結果である。

2.4. 加力方法

面内力および面外力の加力点および反力点位置を図-1に示す。

面内加力は、地中梁を試験床に200tボルトで締付け固定しPC板を試験床に偏心支持した片持梁形式で、能力500tのオイルジャッキ(電動ポンプを使用)を使用し、荷重の検出を700tロードセルで行なった。なお、ジャッキの底部にはすべり支承を、ロードセルの先端にはピン支承を挿入し

て、試験体の変形に伴って生じるジャッキの移動および加力点の回転を拘束しないように配慮した。面内力の加え方は、6回の正負交番繰返しを行ない第7正荷重で破壊させることを原則とした。

面外加力は、図-1に示したように頭つなぎ梁と地中梁に反力をとり、地中梁上面から1m上方のPC板4ヶ所の加力点にセットしたPC鋼棒に、4台運動のセンターホールジャッキ(手動ポンプを使用)で張力を与える方法で行なった。荷重の検出は4台のロードセルで行ない、1台の検出値をモニターとして荷重計に標示した。面外力の加え方は、面内力を付加する前に、長期許容曲げモーメントに相当する $P=72\text{ t}$ ($\tau=Q/b\cdot j=6.9\text{ kg/cm}^2$, PC鋼棒1本当たり18t)を加え、実験中一定荷重を保持するように制御する方法である。

2.5. 測定方法

変位として、試験床との相対水平変位(面内加力点位置)およびPC板と地中梁との相対変位を1/100mm精度のマグネスケール、1/200mm精度の高感度変位計で測定した。歪度として、PC板の縦筋および曲げ補強筋、PC板相互の接合部切欠き隅角部に斜めに配した割裂補強筋およびPC板と地中梁とをつなぐ接合鉄筋の歪度を単軸W.S.G.で、PC相互をつなぐ接合鋼板の歪度を三軸W.S.G.で測定した。なお、FR-4では接合鋼板の歪度を測定しなかった。

3. 実験結果とその検討

3.1. 破壊経過

試験体名	PC板		接合用モルタル		頭つなぎ梁	地中梁	鉄筋径	降伏点* kg/cm ²	引張強度* kg/cm ²	伸び %	ヤング係数* ×10 ³ kg/cm ²	使用部材
	圧縮強度 kg/cm ²	ヤング係数 ×10 ⁵ kg/cm ²	圧縮強度 kg/cm ²	ヤング係数 ×10 ⁵ kg/cm ²								
FR-1	310	2.39	473	1.87	305	261	D32	3470	5480	19.0	1.87	①
							D25	3660	5730	17.3	1.87	②
FR-2	261	2.01	487	1.92	303	287	D22	3800	5580	17.0	1.80	①
								3630	5590	17.7	1.86	②
FR-3	281	2.28	478	1.85	304	248	D19	3630	5620	15.6	1.81	①
							D13	3700	5420	18.3	1.75	①
FR-4	321	2.21	466	1.85	285	270		3840	5670	16.6	1.83	②
							E-6	3030	3580	28.2	2.05	③

①—PC板 ②—頭つなぎ及び地中梁 ③—接合鋼板
*公称断面積による

表-1 使用材料の性質

FR-3の実験状況を写真-16に、FR-4の最終破壊状況を写真-17に示す。

面外力を加えないFR-1, 2および4に面内力を加えると、第1正荷重 $Q=90\sim 120\text{ t}$ で地中梁上面よりやや低い位置のPC板外端に曲げき裂が発生した。更に、面内力を加えると曲げき裂が増加伸展し、第2または第3正荷重のそれぞれ $Q=178\text{ t}$ ($\tau_{ave}=Q/B\cdot D=14.7\text{ kg/cm}^2$), 160 t (13.2 kg/cm^2) および 200 t (16.5 kg/cm^2) で、PC板或いはPC板相互の鉛直接合部をほぼ 45° 方向に貫通するせん断き裂が発生した。せん断き裂の発生荷重は、FR-2においてやや低く、FR-4においてやや高かった。そして、耐力の上昇に伴ってせん断き裂が増加伸展し、PC板と地中梁との接合部領域の引張および圧縮域に多数のき裂が発生した。また、第5正荷重 $Q=300\text{ t}$, 320 t および 310 t で、それぞれFR-1, 2および4の地中梁上面近傍でPC板外端部から 56 cm 離れたPC板縦筋が引張降伏した。しかし、急激な剛性低下はなく、PC板と地中梁との接合部領域のき裂が伸展した。

一方、面外力を付加したFR-3において、面外力を加えると $P=24\text{ t}$ で加力点位置に、 $P=48\text{ t}$ で地中梁上面近傍に面外曲げき裂が発生し、荷重の増大に伴ってその本数が増加した。次いで、面内力を加えると、曲げき裂が発生したが、その発生荷重は面外曲げき裂の影響で正確な値を確認することはできなかった。また、第2正荷重 $Q=178\text{ t}$ (14.7 kg/cm^2) でせん断き裂が発生したが、曲げおよびせん断き裂の発生および増加伸展の性状は、他の試験体と同様であった。そして、第3正荷重 $Q=265\text{ t}$ で面外力の影響を厳しく受けている加力点位置の曲げ補強筋および地中梁上面でPC板外端部から 56 cm 離れたPC板縦筋がほぼ同時に降伏した。

FR-2において、第5正荷重 $Q=355\text{ t}$ ($\tau_{ave}=29.4\text{ kg/cm}^2$) で、FR-1, 3および4において、それぞれ第7正荷重 $Q=355\text{ t}$ ($\tau_{ave}=29.4\text{ kg/cm}^2$), 369 t (30.5 kg/cm^2) および 366 t (30.3 kg/cm^2) で最大耐力に達した。その破壊性状は、いずれの試験体においてもほぼ同じで、写真-17にみられるコンクリートかぶりの剝落している接合部領域におけるPC板の曲げ補強筋位置において、鉛直方向に直接せん断的に破壊したものである。最大耐力以後、 $R=1/50$ ($\delta=8\text{ cm}$) まで加力したが、その耐力低下の割合

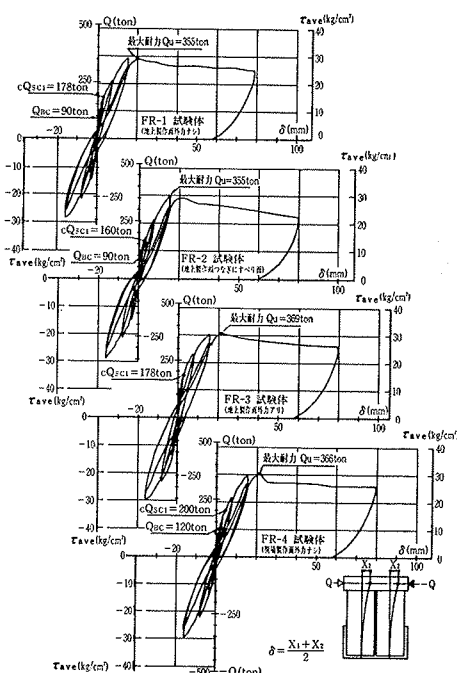


図-3 せん断力～相対水平変位曲線

は、FR-2で25%とやや大きいものの、FR-1, 3および4において、それぞれ18%, 13%および16%と比較的小さく靱性に富む性状を示した。この最大耐力以後の変位は、接合部領域PC板の曲げ補強筋位置における鉛直方向の直接せん断的な破壊面でのすべりおよびPC板縦筋の降伏域の伸展(PC板縦筋のほぼ2/3が降伏)によるもので、PC板と地中梁との接合面における全体的な破壊によって生じたものではなかった。

3.2. 変位

3.2.1. 試験床との相対水平変位 面内力加力点位置の試験床に対する相対水平変位とせん断力との関係を図-3に、その包絡線をまとめて図-4に示す。

各々の試験体におけるせん断力～相対水平変位曲線をまとめて図-3に示したが、その履歴性状はいずれのも

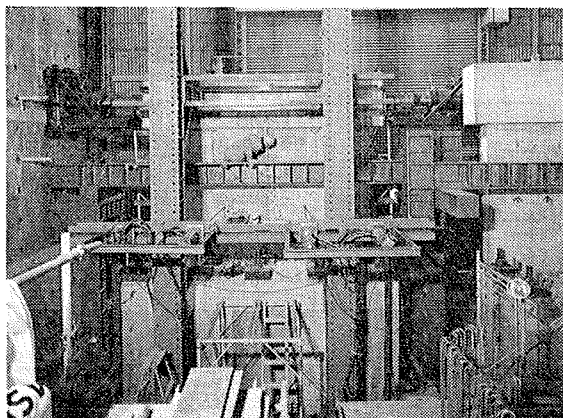


写真-16 実験状況

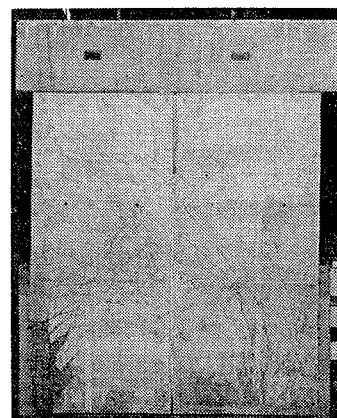


写真-17 破壊状況

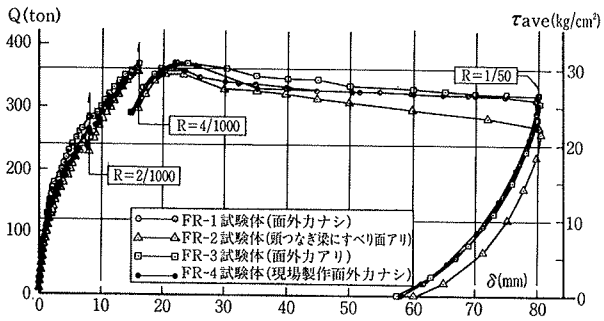


図-4 せん断力～相対水平変位曲線（包絡線）

のもほとんど同じであった。また、図-4をみると、FR-2において最大耐力以後の剛性低下がやや大きいものの、弾性剛性および剛性低下も同じようで、全体的な変位性状にはほとんど差はなく靱性に富む挙動を示しているといえる。弾性剛性の実験値を表-2に計算値と共に示した。計算値は、PC板の固定端を接合面の中心（せん断スパン $a=395\text{ cm}$ で試験体の剛域端に近い）位置および地中梁上面（ $a=300\text{ cm}$ ）位置の2ケースを仮定して求めたものである。実験値は、FR-1, 2, 3および4において、その値に顕著な差はなく $a=395\text{ cm}$ として求めた計算値に対する比率でみると、1.15～1.27倍で計算値よりやや高く、弾性時におけるPC板の固定端は、接合部中心よりやや高い位置にあるものと思われる。

最大耐力時の変位は、FR-1の1.43 cmに比べて、FR-2は1.34 cmとやや小さく、FR-3およびFR-4ではやや大きく1.76 cmと1.69 cmであった。一方、剛性低下については、せん断スパンを $a=395\text{ cm}$ として求めた管野の終局時における低下率 β_u より算定した変位と比較すると、それぞれ0.84, 0.77, 0.99および0.94倍とやや小さめではあるが、比較的良好な対応を示した。

3.2.2. PC板と地中梁との相対変位 FR-4のせん断力～相対変位曲線を図-5に示す。

図-5をみると、PC板下面における水平方向の相対変位は他の測定位置のものに比べて小さく、その他の測点における相対変位は、耐力の上昇に伴って増大し最大耐力以後も増加した。これらの大きな相対変位は、曲げおよびせん断き裂の発生、伸展およびき裂幅の拡大、接合部領域のPC板曲げ補強筋位置における鉛直方向のすべりによる変位が多くをしめ、接合部全体

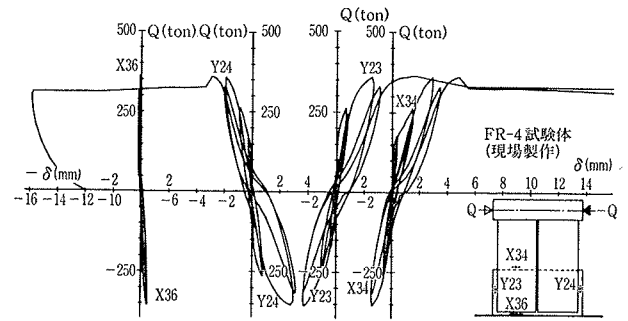


図-5 せん断力～PC板と地中梁との相対変位曲線

の回転に伴う変位は少ないものと思われる。他の試験体の相対変位性状もFR-4のものほとんど同じであった。

3.3. 強度

PC板の曲げ初き裂発生荷重 (Q_{BC} と略記)、せん断初き裂発生荷重 (cQ_{SC1} と略記) および最大耐力 (Q_U と略記) をまとめて表-2に示す。

Q_{BC} の実験値（正荷重時）は、FR-1において $Q_{BC}=90\text{ t}$ で、これに比べてFR-2および4ではやや高く $Q_{BC}=100\text{ t}$ および 120 t で、PC板の固定端を $a=395\text{ cm}$ として求めた計算値に対する比率でみると、それぞれ1.06倍、1.22倍および1.35倍であった。 cQ_{SC1} の実験値（正荷重時）は、FR-1および3において、 $cQ_{SC1}=178\text{ t}$ ($\tau_{ave}=14.7\text{ kg/cm}^2$) で、これに比べてFR-2ではやや低く 162 t (13.2 kg/cm^2)、FR-4ではやや高く 200 t (16.5 kg/cm^2) であった。これらの実験値は、計算値に対する比率でみると、FR-1, 2, 3および4において、それぞれ0.97, 0.95, 1.02および1.08倍とよい対応を示した。 Q_U の実験値は、FR-1, 2, 3および4において、それぞれ $Q_U=355\text{ t}$ ($\tau_{ave}=29.4\text{ kg/cm}^2$)、 355 t (29.4 kg/cm^2)、 369 t (30.5 kg/cm^2) および 366 t (30.3 kg/cm^2)

試験体名	せん断スパン $a(\text{cm})$	曲げ初き裂発生荷重 $Q_{BC}(\text{ton})$		せん断初き裂発生荷重 $cQ_{SC1}(\text{ton})$		最大耐力 $Q_U(\text{ton})$	せん断強度 $Q_{su}(\text{ton})$	曲げ強度 $Q_{wu}(\text{ton})$	弾性剛性 $K_e(\text{ton/cm})$		最大耐力時の変位 $\delta_u(\text{cm})$	
		実験値	計算値	実験値	計算値				実験値	計算値	実験値	計算値
FR-1	300	+90	112	+178	184	355	384	466	1280	1830	1.43	1.70
	395	-90	85	(14.7)		(29.4)		354		1110		
FR-2	300	+100	108	+160	168	355	357	466	1220	1560	1.34	1.74
	395	-90	82	(13.2)		(29.4)		354		960		
FR-3	300			+178	174	369	368	466	1250	1760	1.76	1.78
	395			(14.7)		(30.5)		354		1070		
FR-4	300	+120	117	+200	186	366	391	466	1250	1710	1.69	1.80
	395	-90	89	(16.5)		(30.3)		354		1040		

()内の値はPC板の平均せん断応力度： $\tau_{ave}=Q/B \cdot D$

計算値の $Q_{BC}=M_{BC}/a$, $M_{BC}=1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_e$

算定式 $cQ_{SC1}=t \cdot I_e \sqrt{c\sigma_t^2 + \sigma_0 \cdot c\sigma_t^2 / S_{max}}$ ($c\sigma_t=1.8\sqrt{F_c}$) …文献-2)

(鉄筋を考慮) $Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.0679P_{to}^{0.23}(F_c+180)}{\sqrt{M/Q} \cdot D + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} be \cdot j$ …文献-2)

$Q_{wu}=0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wh} \cdot D + 0.5N \cdot D(1-N/B \cdot D \cdot F_c)$ …文献-2)

$K_e=Q/\delta_B$ $\delta_B=Q \cdot a^3/3E \cdot I_o + \kappa \cdot Q \cdot a/G \cdot A$

$\beta_u=K_{su}/K_{se}=0.46P_w \cdot \sigma_y/F_c + 0.14$ $\delta_u=Q_u/K_{su}$ …文献-1)

表-2 実験結果一覧

で、FR-1に比べて3と4がやや高い値を示した。これらの値は、PC板の固定端を $a=395\text{ cm}$ として求めた曲げ強度計算値 Q_{wu} およびせん断強度計算値 Q_{wsu} に対する比率でみると、前者に対して $1.00\sim 1.04$ 倍、後者に対して $0.92\sim 1.00$ 倍で、曲げおよびせん断両計算耐力に達していた。以上のように、せん断スパンを $a=395\text{ cm}$ とした曲げ強度およびせん断強度の実験値と計算値とはよい対応を示しており、このPC板相互を一体化した壁は、一体壁のものと同程度の強度性状を有しているといえる。

3.4. 歪度

3.4.1. PC板縦筋の歪度 FR-1におけるせん断力~PC板縦筋の歪度曲線の一部を図-6に、FR-3におけるPC板縦筋の横方向の歪度分布を図-7に示す。

各々の試験体の歪度曲線は、他の試験体については示していないが、同じ測定位置において類似した履歴性状を呈しており、定性的には試験体による顕著な差はみられず、図-6に示したように耐力の上昇に伴って歪度も増加していった。PC板縦筋の引張降伏は、FR-1, 2および4において、それぞれ第5正荷重 $Q=300\text{ t}$, 320 t および 310 t 時に地中梁上面或いはその近傍でPC板端部から 56 cm 離れたPC板縦筋が、つづいて最外縁曲げ補強筋が降伏しているが、このように、最外縁の曲げ補強筋が最初に降伏しなかったのは、PC板と地中梁との接合面において定着程度に差があり“ラグ”を生じているためと思われる。

一方、面外力の作用しているFR-3では、第3正荷重 $Q=265\text{ t}$ 時に、面外力の影響を大きく受けている面外力加力点位置の曲げ補強筋と地中梁上面位置でPC板端部から 56 cm 離れたPC板縦筋がほぼ同時に降伏した。

図-7 (FR-3) をみると、PC板相互の鉛直接合位置において、その分布性状に多少乱れを生じている。しかし、全体的な分布性状は、図には示していないが他の3試験体も含め一体壁に近い良好なものといえる。このことから、いずれの試験体も最大耐力近傍までPC板相互の一体性は維持されていたといえよう。

3.4.2. 割裂補強筋の歪度 最大耐力時における割裂補強筋の歪度は、FR-1, 2, 3および4において、それぞれ $500\sim 750\ \mu$, $450\sim 960\ \mu$, $300\sim 990\ \mu$ および $700\sim 1,290\ \mu$ で、降伏歪度 $2,100\ \mu$ に対する比率でみると、 $14\sim 61\%$ であり、PC板鉛直接合部の最大耐力と割裂補強筋の歪度との関係³⁾をも考え合せると、鉛直接合部には、まだかなりの余力があると思われる。

3.4.3. PC板と地中梁をつなぐ接合鉄筋の歪度分布

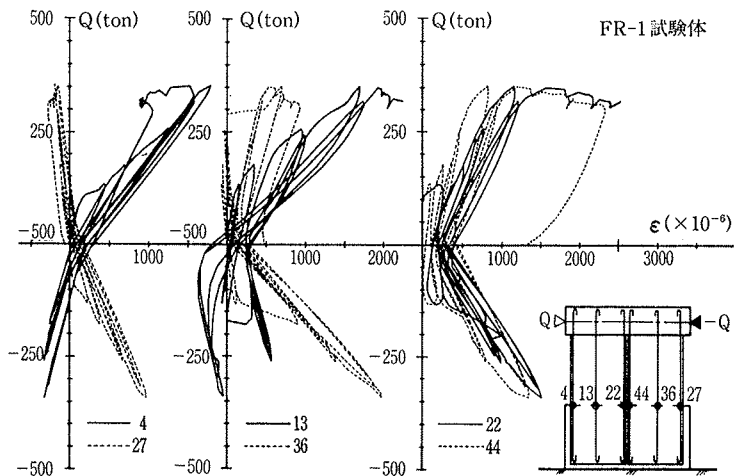


図-6 せん断力~PC板縦筋の歪度曲線

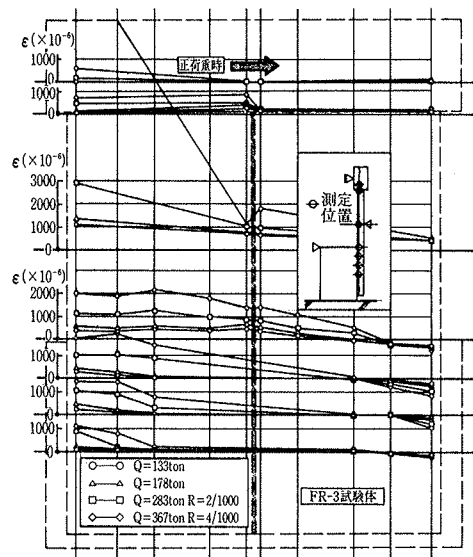


図-7 PC板縦筋の横方向の歪度分布

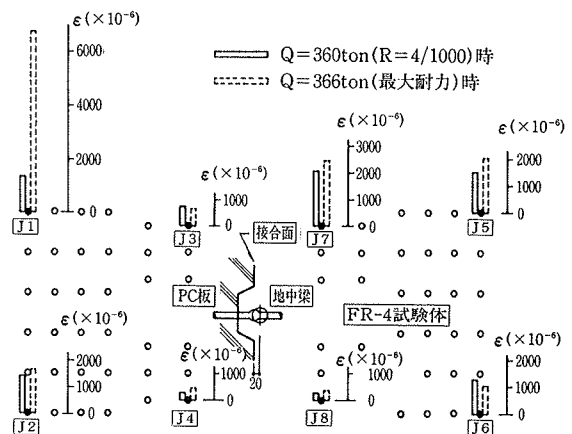


図-8 接合鉄筋の歪度分布

図-8のFR-4における接合鉄筋の歪度分布をみると、PC板下面に近いJ4とJ8を除く外周部の接合鉄筋に大きな歪度が生じており、最大耐力時には、これらの部分

の接合鉄筋は降伏近傍或いは降伏に達しているが、J4およびJ8には最大500 μ 程度しか生じていなかった。FR-4以外の試験体の分布性状も同様の性状であり、これは、下面を除く外周の接合部は破壊に至っているが、接合面中央部および下部は破壊しておらず、接合部全体として、まだ余力があることを示している。

3.4.4. PC板相互をつなぐ接合鋼板の主歪分布 図9のFR-1における主歪分布についてみると、せん断き裂発生前のQ=133t ($\tau_{ave}=11.1\text{ kg/cm}^2$, 短期許容応力度)において最大引張および圧縮主歪は、192 μ と-82 μ

であった。そして、耐力の上昇に伴って引張主歪が大きく増加すると共に、面内力の加力方向と引張主歪の方向とのなす角度が増加していった。部材角R=4/1,000時の最大引張および圧縮主歪は、1,025 μ と-324 μ とかなり引張主歪の卓越する分布性状であった。FR-1以外の試験体も、同様な分布性状を示した。

Von Misesの降伏条件式(文献4)参照)で求めた相当応力 $\bar{\sigma}$ の最大値は、FR-1, 2および3において、それぞれ $\bar{\sigma}=2,267\text{ kg/cm}^2$, $2,415\text{ kg/cm}^2$ および $2,579\text{ kg/cm}^2$ であり、接合鋼板の $\sigma_y=3,030\text{ kg/cm}^2$ には達していなかった。

3.5. 接合鋼板の τ_{xy} の分布

図10のFR-2における τ_{xy} 分布についてみると地中梁上面から25cm上方の測点における τ_{xy} が最大となる分布性状で、 τ_{xy} は耐力の上昇に伴って増加しており、接合鋼板は確実にせん断力を伝えている。図中の()内の値は、地中梁上面から頭つなぎ梁下面までの区間における τ_{xy} 分布を積分して求めたせん断力Qと、このQを上述の積分区間250cmとPC板の板厚30cmとで除したPC板の平均せん断応力度 τ_{ave} である。R=4/1,000時の接合鋼板の負担せん断力は、FR-1, 2および3において、それぞれQ=94t, 89tおよび119tであり、この時の作用面内力に対する比率で見ると、25~32%であった。このように、PC板相互の鉛直接合部に生

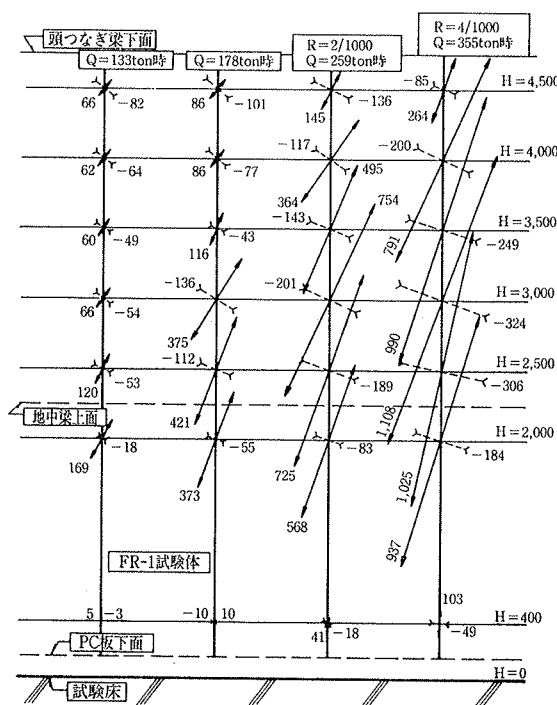


図-9 接合鋼板の主歪分布

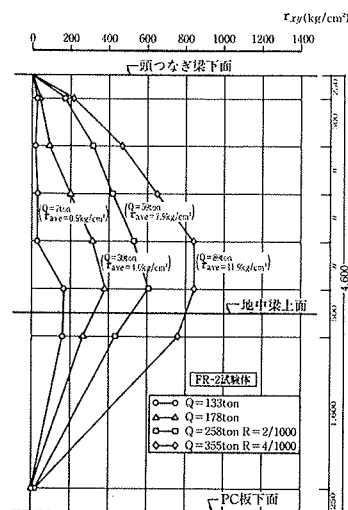


図-10 接合鋼板の τ_{xy} 分布

じたせん断のかなり多くの部分が、鉛直接合部の目地部に充填した接合用モルタルを介して伝達されている。

4. むすび

実際の建物に適用する構築法によって製作した架構の構造性能およびその性能に与える頭つなぎ梁の拘束、長期荷重に相当する面外力およびPC板鉛直接合の施工性の影響を検証するために、実大構面試験体による水平加力実験を行なった。

その結果から、この架構形態による構造体は、地下外周耐震壁として十分な構造性能を有していること、試験ファクターの構造性能への影響のないことがわかった。

参考文献

- 1) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 2, (1973. 2)
- 2) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料と解析, 建築研究資料, No. 6, (1975)
- 3) 菊地, 武田, 小嶋: PC板による山留壁の構造体利用に関する研究(その2), 大林組技術研究所報, No. 22, (1981), pp. 65~69
- 4) 山田嘉昭: マトリックス法材料力学——コンピュータによる構造工学講座 I-3-A, 日本鋼構造協会編, 培風館