

2.2.6 WPC 壁部材の耐震性能評価に関する研究（北山）

(1) 研究の背景と目的

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート（以下 WPC）構造の住宅ストックとしては、高度経済成長期以降に建設された中層公共住宅が全国で 80 万戸以上存在する。これらの既存構造躯体は今後数十年の使用に耐えうるほど健全でありながら、住戸の建築計画が画一的で、かつその面積が狭小であることから、現在の多様な住要求に対応できない。そのため住戸規模の変更を伴う大規模改修を行うことで、有効にストック活用することが望まれる。

現場打ち壁式鉄筋コンクリート構造建物については、田才らによって新設開口補強に関する研究¹⁾などが数多くなされており、既存の鉄筋コンクリート耐震壁に開口を設ける技術は確立しつつある。一方で WPC 構造建物については、坪井善勝らによる準実大試験体を用いた実験的研究²⁾など工法開発段階における研究が 1960 年代後半から 1970 年代にかけてなされたが、既存建物の WPC 耐震壁に新たに開口を設ける技術に関する研究はなされておらず、新設開口に関する技術が未整備のため改修に対する制約となっている。そのために施工性が良く、建築計画からも有益と考えられるような新設開口を、既存 WPC 耐震壁に設置するための技術を開発することが要求される。

そこで首都大学東京では平成 21 年度に、既存 WPC 耐震壁に開口を設置することを想定した静的載荷実験を行い、地震時における WPC 耐震壁の強度と変形性能、破壊性状等に与える開口の影響を検討した。反曲点位置が高い場合（すなわち対象壁頭部の曲げモーメントが大きく、純曲げに近い状態）では、上下のプレキャスト（PCa）壁板を隅肉溶接によって接合する金物（セッティング・ベースと呼ぶ、以後 SB と略す）の鉛直方向の挙動が連層耐震壁の耐震性能を支配した。

引き続き平成 22 年度には、別途行った SB の要素実験の結果と WPC 耐震壁実験との比較検討を通して、SB の引張り力と伸び量との関係をモデル化した。ここでは、この成果を利用して構築した WPC 耐震壁の数値解析モデルにより、実験における WPC 耐震壁の崩壊形や復元力特性の骨格曲線を良好な精度で評価できることを報告する。

(2) 研究の方法

解析対象とした試験体の概要

試験体を作製するにあたって参照した建物は、実在する「74-5PC-3DK(A9-3)」型の地上 5 階建て WPC 構造集合住宅³⁾である。この建物の 2 階壁、上下階（1 階および 3 階）の壁の約 1/3、2 階と 3 階のスラブおよび直交壁の一部を切り出して、1/2 に縮小したものを試験体とした。

実建物と同様に、上下階の PCa 壁板を SB の隅肉溶接によって接合し、上下の PCa 壁板のあいだに敷モルタルを充填することによって一体化した。解析対象とした試験体は、開口のない無垢の壁板を有する試験体 W5 および壁板中央に開口を設けた試験体 N5S の二体である。試験体形状、配筋および PCa 壁板同士の接合部の詳細を図 2.2.6-1 に示す。

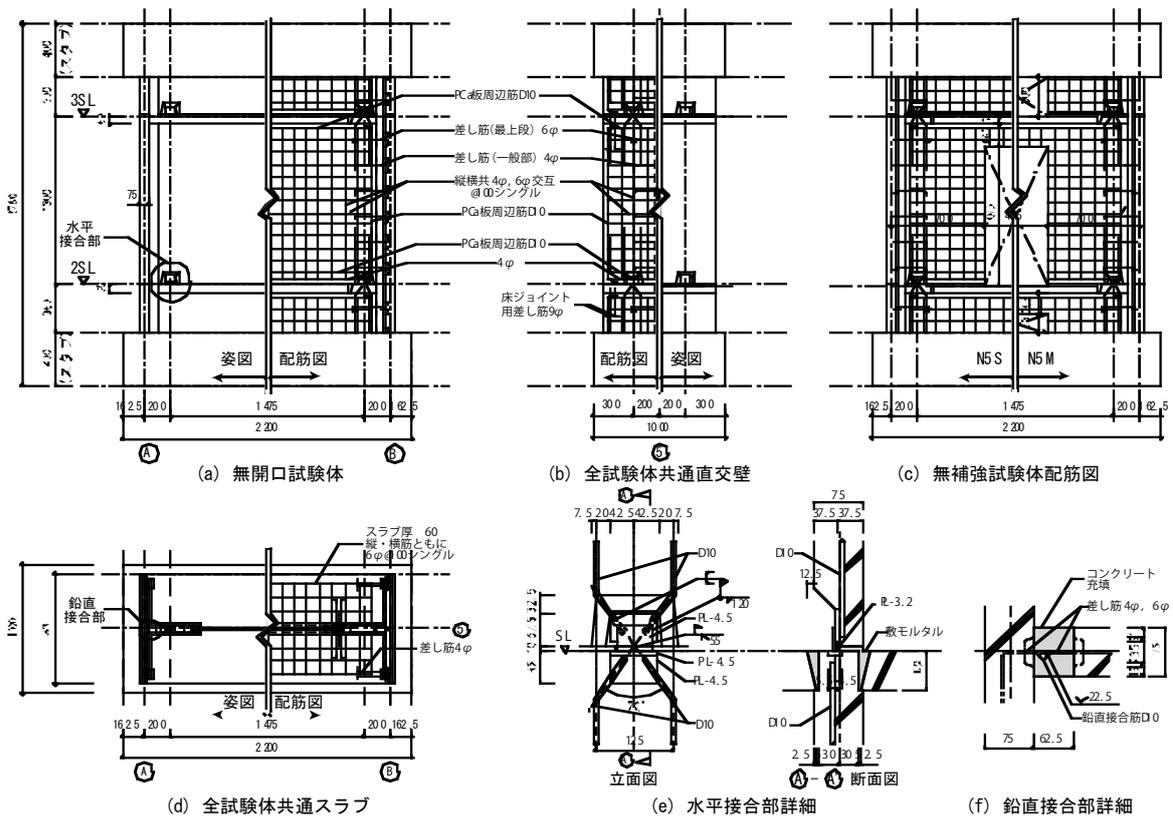


図 2.2.6-1 試験体の配筋および PCa 壁板同士の接合部の詳細

試験体の上下には加力用の剛強なスタブを設けた。試験体の階高は 1300mm、直交壁（長さは 850mm）の芯々間距離は 1875mm である。また PCa 壁板の厚さは 75mm で、壁筋は縦横筋共に 4φ と 6φ 交互を 100mm 間隔でシングル配筋した。PCa スラブ板の厚さは 60mm で、6φ を 100mm 間隔でシングル配筋した。鉄筋および鋼材の材料特性を表 2.2.6-1 に示す。PCa 壁板のコンクリートの設計基準強度は 33N/mm^2 とした。接合部コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 とした。実験時の PCa 壁板のコンクリート圧縮強度は 59~67MPa であった。なお、新設開口の幅は 475mm、高さは 1075 mm である。

加力方法

加力装置を図 2.2.6-2 に示す。鉛直ジャッキによって長期荷重 $D(=106\text{kN})$ を加え、その後に水平荷重 Q を正負交番繰り返し載荷で加えた。また「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」⁴⁾ に則り建物頂部までの高さの $2/3$ (2 階スラブから 3.47m) に反曲点があると想定し、水平荷重 Q に応じて鉛直荷重 $V1, V2$ により反曲点位置を制御した。

鋼材	規格	使用箇所	σ_y	σ_u
4φ	SWMB	PCa壁板（縦横筋）	503	544
6φ	SWMB	PCa壁板（縦横筋）・スラブ	527	586
D10	SD295	PCa壁板（外周部）	362	502
		SB接筋・鉛直接合筋		
D16	SD295	S5S補強接続筋	340	514
PL-3.2※	SM490	SB鋼板	322	429
PL-4.5	SM490	SB鋼板	329	492
PL-6※	SM490	S5S定着鋼板	344	462

σ_y : 降伏応力度 (N/mm²) σ_u : 最大応力度 (N/mm²) ※ミルシート値

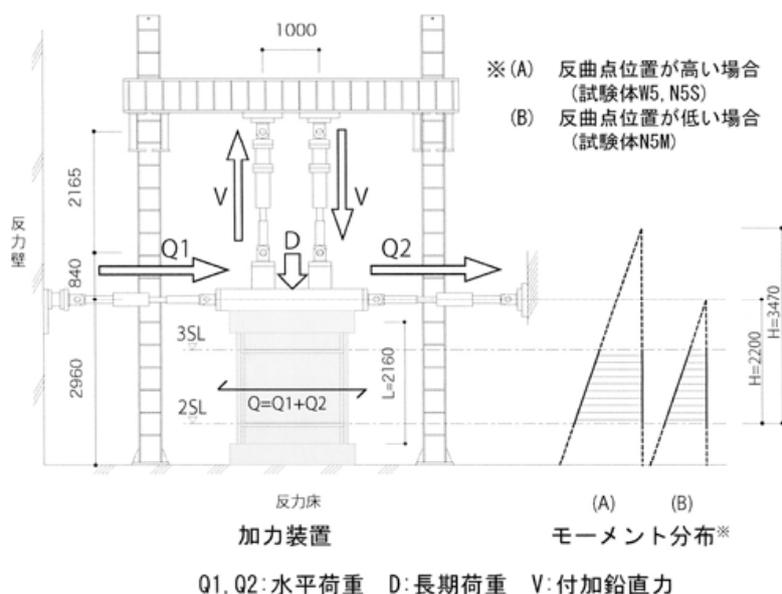


図 2.2.6-2 加力装置および曲げモーメント分布

実験結果の概要

最終ひび割れ状況および水平力-層間変形角関係を図 2.2.6-3 および 4 に示す。層間変形角 R は上スタブ中央の水平変位を下スタブ上面からの距離 L ($=2160\text{mm}$ 、図 2.2.6-2 参照) で除した値とした。両試験体で鉛直接合筋は層間変形角 $R=0.1\%$ 程度の早い段階で降伏し、その後、接合金物 (SB) が降伏して最大耐力に達した。さらに変形の増大とともに SB の隅肉溶接の亀裂および破断によって耐力が低下し、最終的には曲げ破壊した。

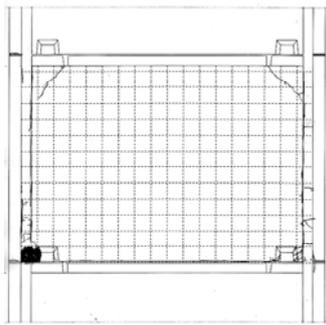
無開口の試験体 W5 では、損傷は SB に集中し、ひび割れは接合部周辺と PCa 壁板隅部で発

生した程度で軽微であった。 $R=0.32\%$ 時に SB の隅肉溶接に亀裂が発生し耐力が低下した。以降直交壁を含む引張り側 SB の隅肉溶接に順次亀裂が入り、次第に隅肉溶接の破断に至った。試験体 W5 の最大耐力（正加力時：101kN、負加力時：103kN）は WPC 指針⁴⁾によって精度よく評価できた。しかし最大耐力の 80%に低下した点として定義した安全限界変形角は、正方向 0.48%、負方向 0.86%であり、WPC 指針⁴⁾において靱性指標 $F=2.0$ として計算した限界変形角 1.22%のそれぞれ 39%、70%に過ぎなかった。正加力側では隅肉溶接量の不足が懸念されるが、WPC 指針⁴⁾による靱性指標 F の設定を見直す必要があると思われる。

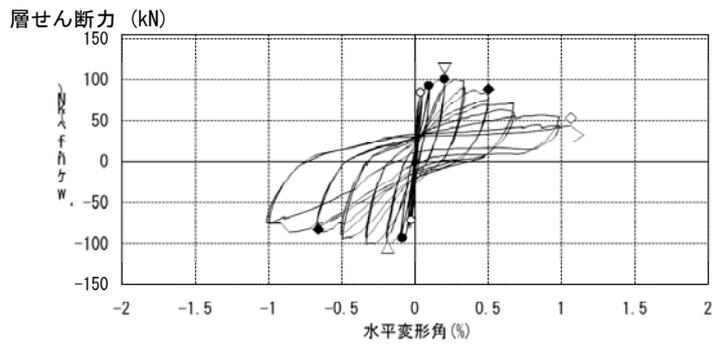
PCa 壁板の中央に開口を設けた試験体 N5S では、正負加力時ともに 2SL 上の SB が層間変形角 $R=0.16\sim 0.5\%$ で降伏し、3SL の SB も 0.7%程度で降伏して、 $R=1\%$ 時に最大耐力（正加力時：105kN、負加力時：110kN）となった。正加力時における耐力低下の原因は、 $R=1.39\%$ 時に発生した 3SL の SB 溶接部の破断であった。PCa 壁板にも横ひび割れや斜めひび割れが発生したが軽微であった。無開口の試験体 W5 と比較すると最大耐力はほぼ同等であったが、安全限界変形角は 1.70%（正加力時）であり、見かけ上は変形性能が向上した。しかしその一方で、初期剛性は無開口の試験体 W5 の約 1/3 に低下し、エネルギー吸収性能の乏しい逆 S 字形の履歴形状を示した。逆 S 字形の履歴形状の原因は、SB の塑性化によって除荷時に開口左右の壁板が浮き上がり、壁脚部のコンクリートと接地しないために、水平力が小さい範囲で壁板が大きく滑ったためである。

以上のように両試験体とも SB の破断によって耐力低下を生じたことから、SB 損傷の原因となる浮き上がりとスウェイに注目し、それらの変形成分を抽出した変形モードを作成した。ここで壁板は剛体と仮定して扱い、変位計によって測定した浮き上がり量およびスウェイ量を 10 倍して変形モードを作成した。

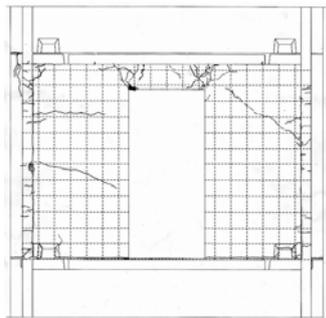
浮き上がりおよびスウェイによる変形モードを図 2.2.6-5 に示す。試験体 W5 では 1 階と 2 階の境界面で正加力時には引張り側で大きな浮き上がりが、負加力時には大きなスウェイが、それぞれ確認できた。その一方で 2 階と 3 階の境界面では浮き上がり・スウェイ共にほとんど生じなかった。試験体 N5S では、2 階と 3 階の境界面での浮き上がり量が拡大した一方で 1 階と 2 階の境界面での浮き上がり量が減少した。すなわち試験体 W5 のように一か所に浮き上がり変形が集中することなく、分散して生じた。これによって、開口を設けた試験体 N5S の変形性能は見かけのうえでは向上したが、初期剛性は逆に 1/3 に低下したと考える。



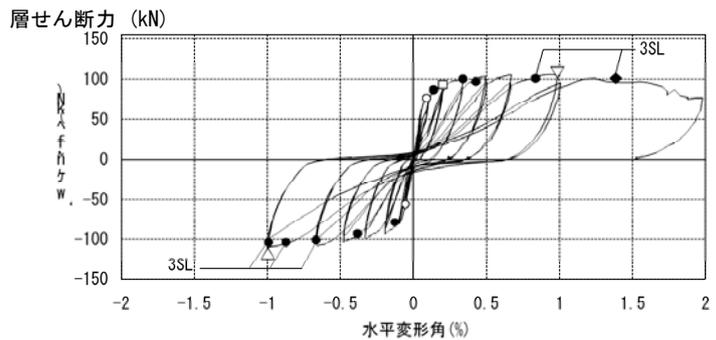
(a) 試験体 W5 (無開口)



(a) 試験体 W5 (無開口)



(b) 試験体 N5S (開口あり)



(b) 試験体 N5S (開口あり)

図 2.2.6-3 最終ひび割れ

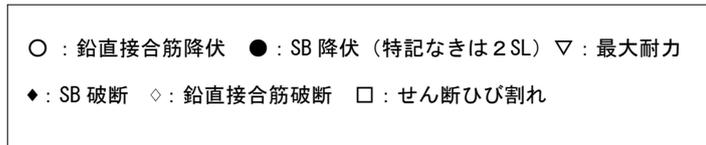
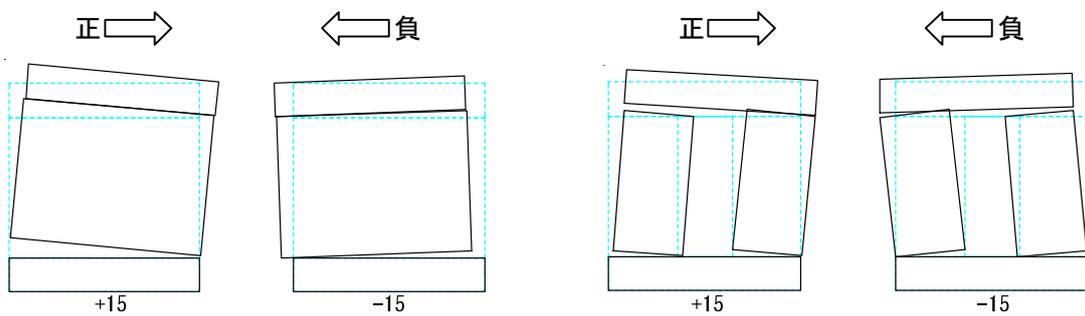


図 2.2.6-4 復元力特性



(a) 試験体 W5 (無開口)

(b) 試験体 N5S (開口あり)

図 2.2.6-5 壁板の変形モード (浮き上がりおよびスウェイ)

WPC 耐震壁試験体の解析モデル

上述の二つの試験体を対象として 2 次元数値解析モデルを作成して、実験結果との比較を行う。解析モデルでは、PCa 耐震壁板を上下辺を剛材とする I 型弾性線材に置換して接合部に

弾塑性ばねを設けた（図 2.2.6-6）。直交壁およびスタブも弾性線材とし、剛域に相当する部分に剛材を用いた。試験体 N5S の新設開口上部の壁板は、梁として機能するには耐力が低いことからモデル化しない。コンクリート断面のヤング係数は材料強度 σ_c に応じて算出 σ_c / E_c した。

PCa 壁板接合部のばねとして、図 2.2.6-6 に示す位置に SB、GP、CR および JQ と名付けたばねを各々設けた。各ばねは、常に全体座標系における接続節点間の水平および鉛直方向の相対変位に対して復元力特性を設定しており、ばねとしての部材座標系は定義しない。また、いずれのばねも回転に対する剛性は有していない。

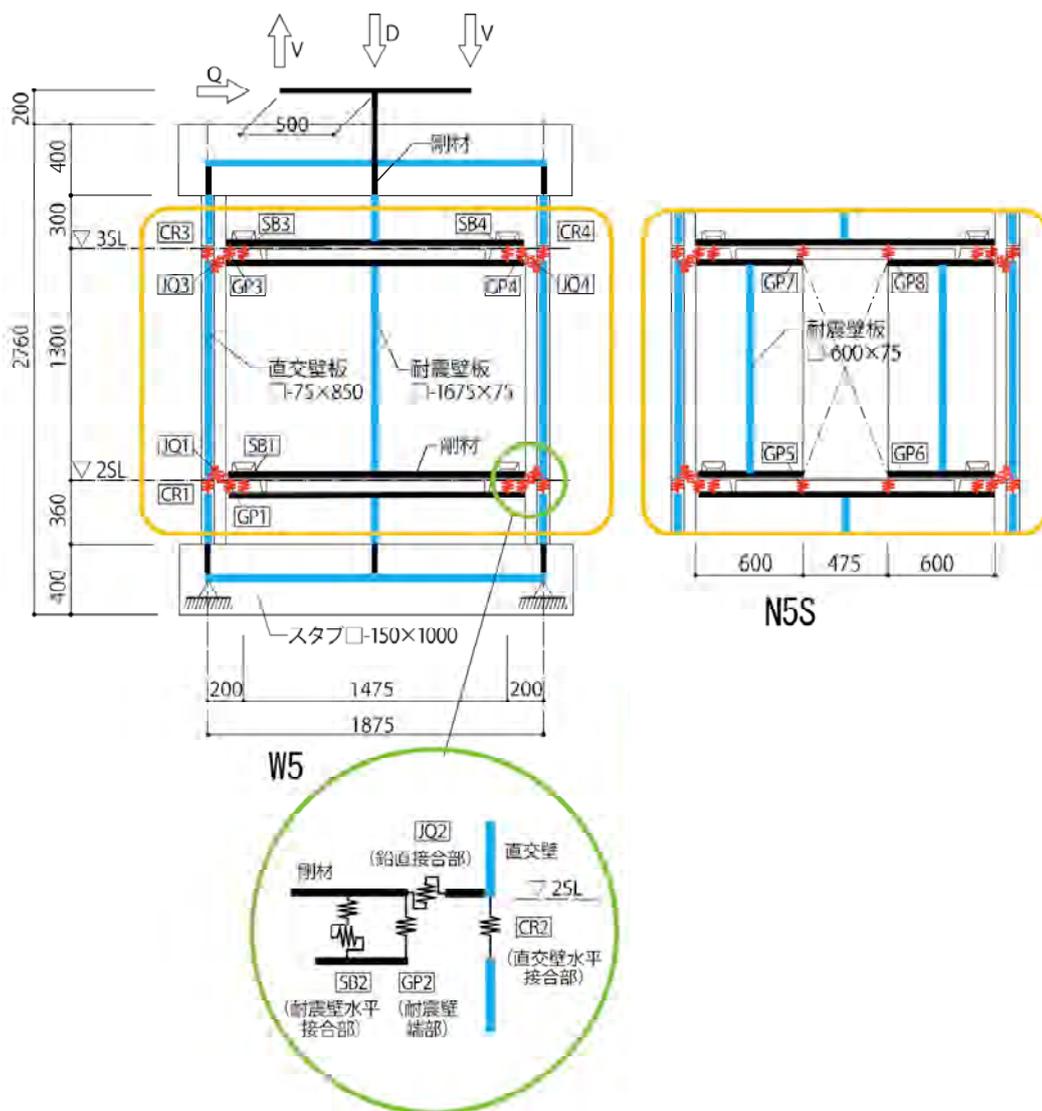


図 2.2.6-6 WPC 耐震壁の数値解析モデル

壁板を弾性線材に置換した本解析モデルでは、接合部の弾塑性ばねの復元力特性が全体挙動に与える影響が相対的に大きくなる。本論では、これらのばね特性を評価することが主目的であるが、全てのばねを評価するために十分な定量的な情報が得られてはいない。そこで必要に応じて WPC 耐震壁実験における水平荷重-変位関係との整合性が得られるように、特に最大水平耐力および崩壊形が一致することを意識して、ばね特性を調整した（本論ではこれを「キャリブレーション」と称す）。その際の妥当性の判断は主として定性的な考察に依らざるを得ないが、そのために関連する物理的な現象と既往の知見との関係を整理する。これによって今後、より詳細な接合部特性の評価を行う際の基礎資料を提供すると共に、WPC 耐震壁実験の挙動を概ね評価できる解析モデルの一例を示す。このような考えに基づいて構築された 1/2 スケールの WPC 耐震壁実験の解析モデルを今後、実構造物に展開する際には、ばね特性の設定について精査が必要である。

本解析モデルでは、接合部の形状が同じ場合にはばね特性も同一とした。従って例えば、以下に示す SB ばねおよび CR ばねでは最大引張り耐力をキャリブレーションによって調整したが、そこでの設定を全ての試験体の解析モデルに適用している。SB ばねおよび CR ばねの復元力特性が全体挙動に与える影響が大きい試験体 W5 および試験体 N5S の解析において、ばね設定を変更することなく両壁の水平荷重-変位関係を概ね評価できることは、モデル化の妥当性を判断する上でのひとつの指標になると考える。

SB ばねは耐震壁の 2 階と 3 階床レベルの接続金物 (SB) の位置にあり、水平方向には SB のせん断 (ずれ) 耐力を有するバイリニアばねとし、鉛直方向には引張り力に対してのみ働く弾塑性ばねとした。この詳細は後述する。

試験体 N5S モデルにおける GP5 - GP8 ばねを含めて、GP ばねは耐震壁板の端部のコンクリートをモデル化したもので、鉛直圧縮方向のみに働く弾性ばねである。その剛性は、幅 200mm の PCa 耐震壁板の断面積を有し有効長さを 150mm とした場合の値として設定した。ここでの有効幅と長さに明確な根拠はないが、引張り方向の剛性に較べて十分高い値として便宜的に設定した。なお、圧縮方向の剛性値が全体挙動に与える影響は微小であることを確認した。耐震壁端部のコンクリートの圧壊は確認されなかったため、GP ばねを弾性とした。

CR ばねは直交壁の床レベルでの接続要素 (SB と鉛直接合筋) をモデル化したもので、水平方向には自由 (剛性を有さない) で、鉛直方向には弾塑性ばねを設置した。これについても詳細は後述する。

JQ ばねは耐震壁と直交壁の鉛直方向のずれを抑制する鉛直接合をモデル化したもので、水平方向には十分剛で鉛直方向に原点对称なトリリニアモデルとして設定した (図 2.2.6-7)。初期剛性は十分に剛とした。シアキーと差筋を有する鉛直接合部のずれに対する最大耐力 Q_u とそれを与えるずれ変位 δ_u を、中野らの研究 η を参考に導き ($Q_u=222\text{kN}$ および $\delta_u=1\text{mm}$)、第 1 折点の耐力 Q_y を $1/3 Q_u$ とした。また、最大耐力後は Q_u を維持すると仮定した。直交壁と耐震壁の鉛直方向のずれは、実験時には測定しなかった。目視では顕著なずれは確認されなか

ったが、PCa 壁板と鉛直接合部の充填コンクリートの境には比較的早期にひび割れが確認された。実験との定量的な比較ができないので JQ ばねの妥当性は確認できないが、ほとんどの解析において第 1 折点までは早期に到達したものの、第 2 折点まで到達するのは最大水平耐力後の変形角 1%以上においてであった。既存 WPC 耐震壁への新設開口という本研究固有の問題が既往研究⁷⁾におけるずれ耐力評価に及ぼす影響は小さいことから、ばね特性の設定に際して比較的良好な条件でその適用ができていると判断した。

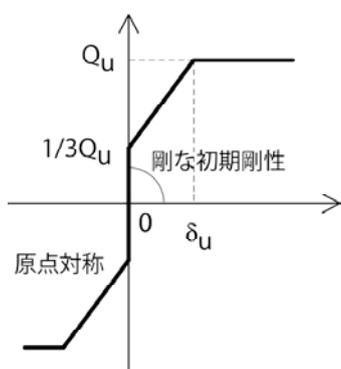


図 2. 2. 6-7 JQ ばねの復元力特性

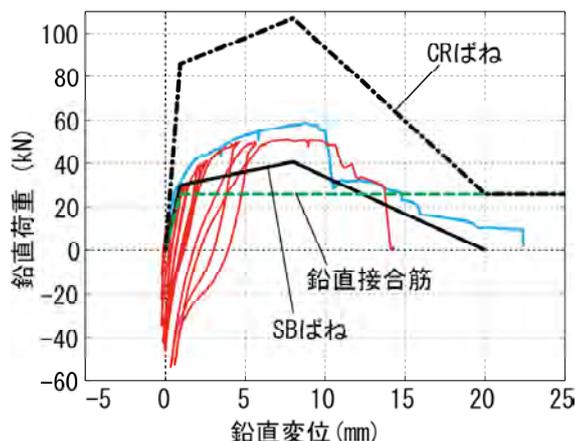


図 2. 2. 6-8 CR ばねの復元力特性

SB ばねおよび CR ばねの鉛直方向の復元力特性の設定

SB ばねの鉛直引張り方向の復元力特性は、別途実施した SB の要素実験結果に基づき負剛性を含むトリリニアとした。第 1 折点が溶接部の部分的な破断あるいは接続筋の降伏に対応し、最大耐力を与える第 2 折点が溶接部あるいは接続筋の破断に対応する。解析上はそれぞれの折点に到達した時点で、接合部が降伏および破断したと判断した。

CR ばねは鉛直引張り方向には弾塑性、圧縮方向には弾性ばねとした。圧縮方向の剛性については GP ばねと同様の考え方で、直交壁のコンクリート断面積から算出した。引張り方向には、直交壁 1 枚につき各床レベルで 2 箇所存在する SB と鉛直接合筋とを考慮し、2 次元解析モデルではそれらが近い位置にあることから CR ばねとして集約した。鉛直接合筋の寄与分としては、鉄筋の降伏強度を有する完全弾塑性モデルとし (図 2. 2. 6-8)、降伏点の変位は鉛直接合筋 (D10) が降伏ひずみに達したときの 2 階床レベルの直交壁の離間距離とした。無開口の試験体 W5 では、鉛直接合筋のひずみが降伏値 (0.2%) に達したときの直交壁の離間距離は 0.93mm と記録されており、鉄筋の降伏強度 (365N/mm²) と断面積の積 (25.9kN) を引張り耐力寄与分とし、それを離間距離で除した値を弾性剛性寄与分と設定した。

試験体 W5 および試験体 N5S の実験では、SB および鉛直接合筋の引張り破断が支配的な崩壊形であったことから、SB ばねと CR ばねの引張り特性が解析においても重要になる。実験と事前に行った予備解析との水平変位—耐力関係を比較したところ、解析における最大水平

耐力が実験を上回った。そこで、SBの引張り耐力を低減させる形でキャリブレーションを行った。

図 2.2.6-9 に、SB と周辺の PCa 耐震壁板も含めて作成した 1/2 スケールの要素試験体に引張り力および圧縮力を繰り返し载荷した実験、および引張り力を単調载荷した実験の結果と、設定した SB ばねモデルを示す。同図に示すように、実験結果を近似した SB ばねモデルの最大耐力を 75% に低減して校正 SB ばねモデルとして採用した。CR ばね中の SB 寄与分も同様の引張り特性として、図 2.2.6-8 のように鉛直接合筋の寄与分との和として定義した。ここで最大耐力のみをキャリブレーションの対象としたのは、最大変位については図 2.2.6-9 に示すように引張り力単調载荷の結果と引張り力-圧縮力繰り返し载荷の結果に大きな差がなかったことと、解析と実験との間で大幅な不整合が確認されなかったためである。

要素実験および複数の耐震壁試験体における水平接合部の溶接量を調査し、引張り方向の耐力を算出したところ、平均値に対して $\pm 25\%$ の範囲でばらつきが確認された。また引張り力単調载荷および引張り力-圧縮力繰り返し载荷の引張り耐力は、耐震壁接合部の耐力平均の 90% および 115% であった。キャリブレーションにより低減した SB ばねの引張り耐力は、溶接量が少なかった引張り力-圧縮力繰り返し载荷の耐力を下回ることから、溶接量だけの問題とは考えにくい。設定した SB ばねの引張り耐力が低くなった他の要因としては、例えば耐震壁内および直交壁内の SB は、転倒モーメントによる引張り力に加えて面内および面外水平方向にも力を受けたことなどが考えられる。

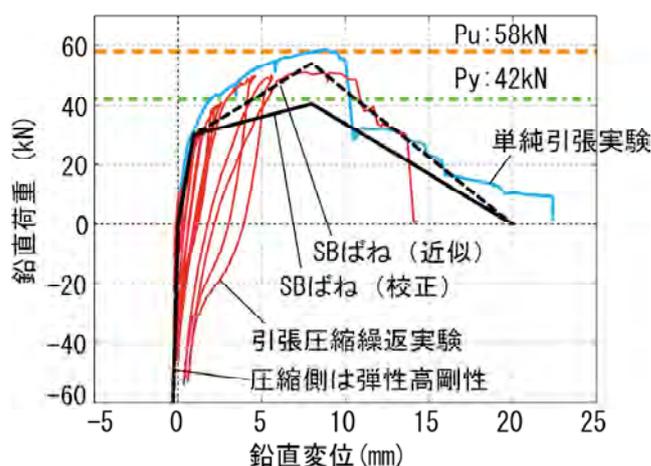


図 2.2.6-9 SB の鉛直方向の要素実験の結果と設定した解析ばねモデル

SB ばねの水平方向の復元力特性

SB ばねには鉛直方向とともに水平方向にも剛性を与え (図 2.2.6-6)、床レベルの上下階の耐震壁板のずれ変形を同ばねで集約的に評価することにした。

WPC 耐震診断指針⁴⁾では、水平接合部によって連結された上下階壁板の終局せん断 (ずれ)

耐力 Q_{huA} を以下のように定めている。

$$Q_{huA} = 0.7 \left(\sum a_h \sigma_y + N_0 + N_e \right) \quad (1)$$

ここで、 a_h ：水平接合部の有効な接合筋の断面積 (mm^2)、 σ_y ：耐力壁の水平接合部を横切る縦筋の材料強度 (N/mm^2)、 N_0 と N_e ：それぞれ耐力壁と直交壁の負担軸力(N、圧縮力を正とする)である。

(1) 式は軸力に応じたせん断摩擦耐力評価式であるが、本論では水平力によって発生する付加軸力については考慮しない。これは、変動軸力に応じて耐力を定義することは解析上困難であることと、床レベルでのせん断ずれが支配的な崩壊形となった試験体が存在しなかったことから、付加軸力の影響を十分検討できなかったためである。

SB ばねの水平方向の復元力特性を、初期剛性が十分大きい完全弾塑性とし、開口左右の 2 つの SB ばねで同一と仮定した。(1) 式において一定軸力としたときの終局せん断 (ずれ) 耐力 Q_{huA} は、両試験体ともに 78kN であった。この数値を用いて SB せん断 (すれ) ばねを作成して予備解析を行ったところ、開口を設けた試験体 N5S において SB せん断ばねの降伏が確認された。試験体 N5S の実験では、開口左壁において全水平変位の 20%ほどのずれ変位が確認された (図 2.2.6-5 参照)。いっぽう試験体 N5S の予備解析では、 $R=1\%$ 時の開口左壁と右壁の負担せん断力比は 15 : 85 程度であり、右壁にずれ変形が生じていないことを重視し、解析において試験体 W5 と試験体 N5S でずれ変形が生じない最低水平力を SB ばねの終局せん断 (ずれ) 耐力として設定した。その値は予備解析によって 105kN と求められた。

床レベルのせん断 (ずれ) ばねの評価においては、完全弾塑性としている復元力特性の妥当性や、水平力による付加軸力の影響および鉛直接合を介して一体化される直交壁部分の寄与など、扱いの難しい問題を多く含んでいる。ここでは、水平力による付加軸力を考慮せずに復元力特性を最も単純な完全弾塑性と仮定することで解析モデルの一例を示した。

実験結果と解析結果の比較

WPC 耐震壁実験と同様に、長期荷重に相当する鉛直荷重 (図 2.2.6-2 中の D) を載荷後、地震荷重としてせん断スパン比 H/W を 1.85 として同図中の水平力 Q と鉛直力 V を載荷した。変位制御の増分解析を汎用ソフト M を用いて実施した結果を図 2.2.6-10 に示す。SB ばねおよび CR ばねの引張り耐力を前述のキャリブレーションによって調整したことから、実験と解析の最大水平耐力はほぼ一致した。無開口の試験体 W5 では 2 階の SB のみが降伏したのに対し、開口を設けた試験体 N5S では耐震壁および直交壁の 2 階 SB の降伏が先行するものの最終的には 3 階 SB の破断によって最大耐力に至り、崩壊形も実験結果を評価できた。図 2.2.6-10 内の解析挙動表現のうち、SB ばねについては鉛直引張り方向とせん断 (ずれ) に関する水平方向の挙動が考えられるが、全て鉛直方向の挙動である。

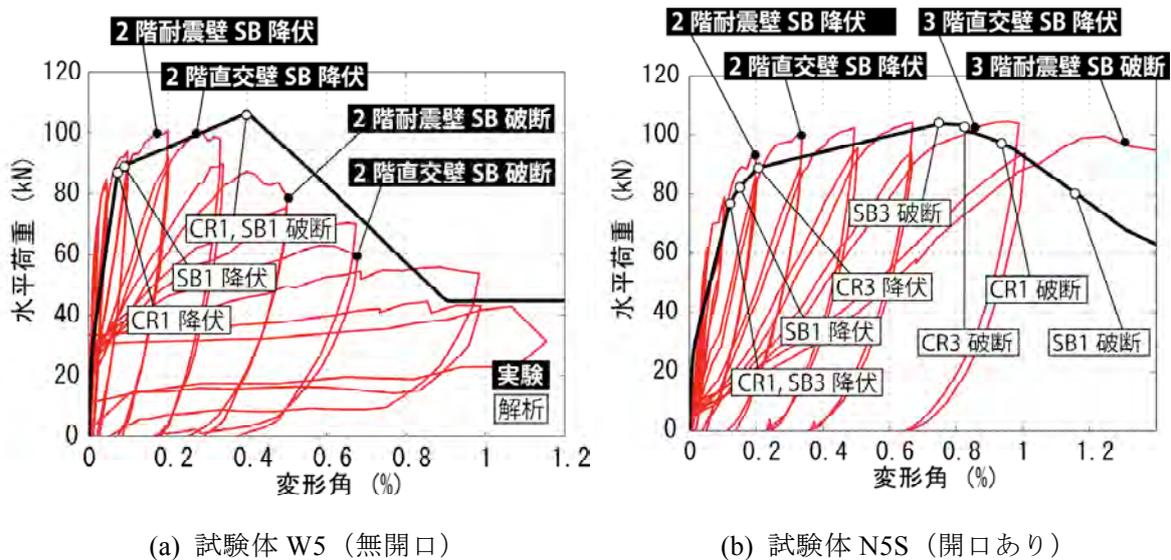


図 2.2.6-10 実験結果と解析結果との比較

試験体 W5 と試験体 N5S の実験による最大水平耐力は、正方向加力時にそれぞれ 101kN と 105kN で、ほぼ同等であった。試験体 W5 では変形角 0.3%付近で最大耐力に至り、その後に大きく耐力が低下したのに対し、試験体 N5S では変形角 0.2%から 1.0%付近まで最大耐力の 90%近い耐力を保持して変形した。試験体 W5 では右方向加力時に、右側直交壁の 2 階床レベルを中心に耐震壁と上部スタブが一体となってロッキングしたのに対し、試験体 N5S では耐震壁上部の 3 階左側の SB も鉛直方向に延びて塑性化した (図 2.2.6-5 参照)。試験体 N5S の上部スタブに着目すると試験体 W5 と同様に右下を中心に回転 (ロッキング) したが、同時に開口左右の 2 階壁もそれぞれが独立してロッキングしたことが確認できる。開口を設けた試験体 N5S では、2 階と 3 階の両方のスラブ位置で水平接合部に塑性変形が発生したことで、耐力を維持したままで試験体 W5 よりも水平変位が大きくなったと考えられる。

(3) まとめ

WPC 耐震壁の静的荷重実験の結果を追跡するために、軸ばねおよびせん断ばねによって試験体をモデル化し数値解析を行った。本研究によって得られた成果を以下に列記する。

- 1) WPC 構造物の耐震性能評価に向けて、PCa 壁板に開口を新設した 1/2 スケールの WPC 耐震壁の実験結果を参考にして、弾塑性解析モデルを作成した。モデルでは PCa 壁板を弾性線材に置換し、その接合部を弾塑性ばねとした。ばね特性の設定にあたっては、解析結果と WPC 耐震壁実験の水平荷重-変位関係との整合性が得られるように諸定数を調整した。

物理量のこのような調整についてはその物理的な意味を説明できないが、最大水平耐力と崩壊形を評価できる解析モデルの一例を示すことができた。また、WPC 構造耐震壁の数値解析モデルを作成する上での既往の知見との関係整理ができたと考える。

- 2) WPC 耐震壁実験ではせん断スパン比が大きい場合には、転倒モーメントによる曲げ破壊が支配的な崩壊形であった。これより上下階の壁板を連結する水平接合部 (SB) の鉛直引張り方向の性能が壁全体の挙動に与える影響が大きいと考えて、別途 SB 近傍の上下階壁を抽出した 1/2 スケールの要素実験を行った。その要素実験の結果を参考にして、SB の鉛直引張り方向の弾塑性ばねを設定した。さらに WPC 耐震壁実験との比較により SB の最大引張り耐力を調整することによって、同一の SB ばね特性を用いて開口の無い試験体 (W5) および開口を設けた試験体 (N5S) の実験での挙動を追跡できた。
- 3) 解析モデルでは、SB および鉛直接合筋をモデル化した鉛直方向のばねのほかに、耐震壁と直交壁の間の鉛直接合に相当する上下方向のせん断 (ずれ) ばねと床レベルにおける上下階耐震壁間のずれに対するばねを設定した。これによって、最大水平耐力および崩壊形を評価できる解析モデルの一例を示すことができた。

謝 辞

本研究は、国土交通省の平成 21 年度建設技術研究開発助成 (政策課題解決型技術開発) (研究代表者：小泉雅生首都大学東京准教授) による研究の一部である。実験の実施およびその結果の整理は、和田芳宏氏 (首都大学東京大学院)、見波進氏 (同助教)、堀富博氏 (シグマ建築構造研究所)、鈴木清久氏 (首都大学東京学生) によって主として行われ、解析研究は高木次郎氏 (同准教授) によって行われた。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 山崎智博、張彦龍、田才晃ほか：既存壁式構造における新設開口の補強に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.2、pp.1171-1176、2005
- 2) 坪井善勝、加藤六実、平賀謙一：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構法に関する研究 (その 1) 総括、日本建築学会論文報告集号外、p.254、1966.10
- 3) 今泉麻由子、北山和宏ほか：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅の耐震性能と開口新設後の性能評価手法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.655-656、2009.8
- 4) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、第 2 版 3 刷、2008
- 5) 和田芳宏、見波進、北山和宏、高木次郎：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁における新設開口補強効果の実験的研究、コンクリート工学会年次報告集、Vol.32、No.2、pp.1075-1080、2010.7

- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010.2
- 7) 中野克彦、松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法、日本建築学会構造系論文集第 550 号、pp151-158、2001
- 8) Midas GEN Ver. 761, MIDAS Information Technology Co.,LTD.

2.3 今後の課題

(6) WPC 壁部材の耐震性能評価に関する研究（北山）

これまでの研究で得られた知見をもとにして、さらに検討を必要とする事項を以下に列記する。

- ① WPC 構造における RC 壁板の変形性能を定量的に評価する手法を提案する。
- ② 今後、良好な既存ストックを有効活用するためには、既存の壁板に開口を設けて改修することが強く求められている。そのために、既存壁板に開口を設けたときの変形性能やエネルギー吸収性能を定量的に評価する手法を研究する。
- ③ WPC 構造建物を対象として、実験結果に基づく力学モデルを構築したが、実建物への適用可能性についてさらに検討が必要である。その後、そのモデルを用いて WPC 構造建物の地震応答解析を行い、建物全体の終局状態に至るまでの耐震性能を解明する。
- ④ プレキャスト・コンクリートの既存壁板に開口を設ける際に、効率よく耐震性能を向上させることのできる耐震補強工法を開発する。また、耐震補強の Detail についても、作業効率や費用の観点から、あるいは居ながら改修の可能性などを含めて検討する。