

穴あきPC板を用いた耐力壁工法の開発

一穴あきPC板の破壊条件および建物の耐震性能評価一

A DEVELOPMENT OF SHEAR WALL BUILDING CONSTRUCTION WITH PRESTRESSED CONCRETE HOLLOW CORE PANELS

那須秀行 — *1 桐山伸一 — *2
三宅辰哉 — *3 飯田秀年 — *4
香取慶一 — *5 林 静雄 — *6

Hideyuki NASU — *1 Shinichi KIRIYAMA — *2
Tatsuya MIYAKE — *3 Hidetoshi IIDA — *4
Keiichi KATORI — *5 Shizuo HAYASHI — *6

キーワード:

穴あきPC板, PCa耐力壁, せん断実験, ひび割れ強度, 低層住宅

Keywords:

PC hollow core panel, PCa shear wall, Shearing test, Cracking strength, Dwelling of few stories

A shear wall building construction method was newly developed for several story dwelling house. Prestressed concrete hollow core panel ("SPC" in following) that has been usually used as nonstructural walls, is applied to shear wall in this method. SPC has no shear reinforcement, therefore it is the point in structural planning that members except SPC, such as anchorage bars, are set to yield before cracking of SPC. In this report, based on a shearing test of SPC shear wall structure, the limit stress of SPC is estimated to confirm that the maximum stress of SPC is less than the limit stress. As a result, it is recognized that buildings with SPC shear walls have enough anti-seismic efficiency, and that SPC is safe from cracking.

1. はじめに

穴あきPC(以下'SPC')板を用いた耐力壁工法¹⁾の最大の特徴は通常非構造壁として用いられるSPC板を耐力壁として用いることにある。SPC板は材長方向にプレストレスを導入するためのPC鋼線以外の鉄筋は配置されておらず、曲げ応力・せん断応力に対する破壊性状は脆性的である。しかしながら、SPC板周辺の差筋(アンカー筋)や臥梁の耐力をバランス良く設定し、それらの降伏をSPC板の破壊に先行させることで、変形能力に富んだ耐力壁構面を構成することができ、少なくとも3層程度の住宅であれば十分な耐震安全性を確保できると考えられる。

本報では、SPC板を用いた耐力壁構面に関する種々の構造実験結果に基づいて、SPC板の破壊を防止するための条件について検討するとともに、実構面に対応する構造モデルを設定して、その耐震性能を評価する。

2. SPC板の限界応力度の推定

2.1 SPC耐力壁構面せん断実験の概要

本章ではSPC耐力壁構面せん断実験の結果に基づいてSPC板の限界(クラック発生)応力度を推定する。実験方法の概要を図1に示し、各部位のコンクリート強度 σ_c と鉄筋の降伏応力度 σ_s を表1に示す。試験体は2層であり、東西2構面からなる。各構面各層には5枚のSPC壁板が配置され、それぞれ「北板」～「南板」と呼び表す。SPC壁板は図2に示すように改良前と改良後の2種類があり、本実験で用いたのは改良前である。SPC壁板の断面性能を表2に示す。実験方法および試験体構成の詳細については文献²⁾を参照されたい。

第1層の層せん断力 Q_1 -層間変位 Δ_1 曲線を図3に示す。また本実験では第1層のSPC壁板に図1に示すようなクラックが発生した。これらのクラックは図1中実線で示すように差筋終端部(板端部から550mm)から始まるものと、点線で示すように板対角を貫通するものに大別できる。前者はSPC壁板左右端部の引張応力(緑応力度)に起因していると考えられ、これを「曲げクラック」と称する。後者は主としてせん断応力に起因すると考えられ、これを「せん断クラック」と称する。

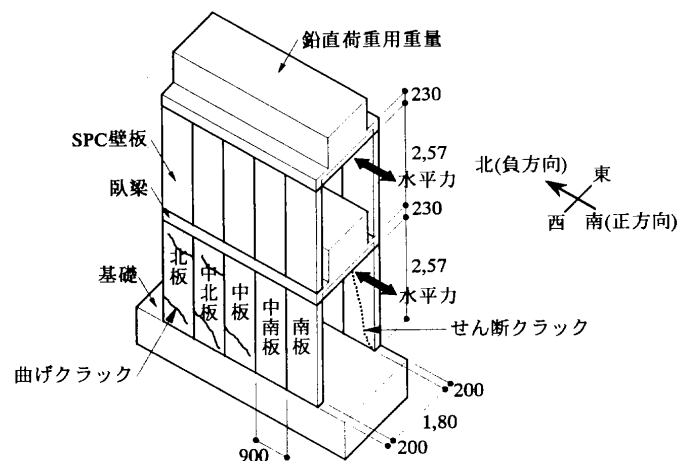


図1 SPC耐力壁構面せん断実験の概要 unit:mm

実験中の目視観察によれば、第1層の層間変形角 R_1 が $\pm 1/500$ までは損傷は確認されなかった。 $R_1 = \pm 1/200$ でSPC壁板に曲げクラック

*1 旭化成工業㈱住宅技術総部 主査・工修
(〒160-8345 新宿区西新宿1-24-1)
*2 旭化成工業㈱商業系商品開発室 室長・工修
*3 ㈱日本システム設計 常務取締役・工博
*4 ㈱日本システム設計 開発設計室
*5 東京工業大学建築物理研究センター 助手・工博
*6 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*1 Asahi Chemical Industry Co., M. Eng.
*2 Manager, Asahi Chemical Industry Co., M. Eng.
*3 Director, Nihon System Sekkei Co., Dr. Eng.
*4 Nihon System Sekkei Co.
*5 Research Assoc., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*6 Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

表1 試験体の材料強度(N/mm²)

実験名	σ_B				σ_y	
	SPC板	コンクリート	グラウトモルタル		D19	D22
			脚部	頭部		
SPC耐力壁構面せん断実験	64.3	28.6	55.6	52.3	398.2	—
SPC壁板単体せん断実験	75.3	—	66.8	44.1	376.3	385.3
差筋引張実験	70.4	—	44.9	62.5	397.5	359.8
臥梁せん断実験	72.2	27.0	91.4	—	—	375.2

σ_B : 強度、 σ_y : 降伏応力度

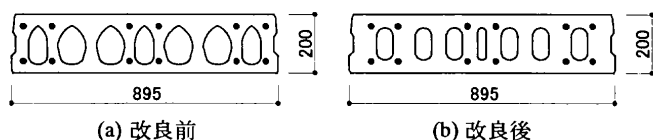


図2 SPC壁板の断面形状 unit:mm

表2 SPC壁板の断面性能

仕様	A (cm ²)	Z (cm ³)	σ_{pre} (N/mm ²)
改良前	1178	18600	4.28
改良後	1413	22000	2.52

A : 断面積 Z : 断面係数
 σ_{pre} : プレストレス

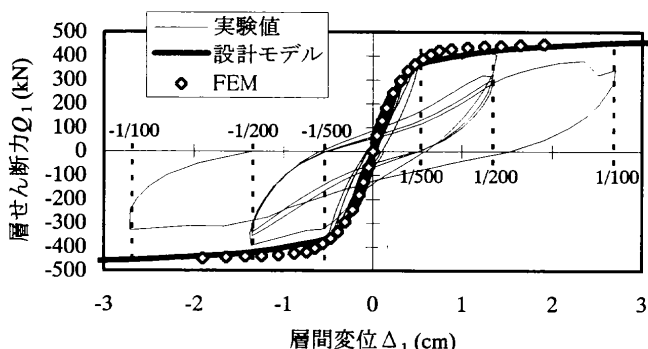


図3 層せん断力-層間変位曲線(第1層)

クが生じ、 $R_1 = +1/115$ 付近で東構面・南板にせん断クラックが生じた。負方向加力時に東構面・北板にもせん断クラックが生じたが、その発生時期は確認できなかった。

2.2 限界せん断応力度

西構面、東構面それぞれについて、第1層の北板、中板、南板の中央に貼付された3方向歪みゲージによる測定値をもとに水平方向のせん断応力度 τ_x を求め、各パネルの負担水平力の比はその絶対値 $|\tau_x|$ の比に等しいものとして、各パネルの負担水平力を定める。ただし、中北板および中南板の $|\tau_x|$ は隣接する二つのパネルの平均値と仮定する。このようにして求めた負担水平力 Q と第1層層間変位 Δ_1 の関係を図4に示す。東構面の中板は曲げクラックにより早期に耐力が低下していること、南板のせん断クラック発生時に北板と中板の負担水平力が増加していることが看取できる。

東構面、南板のせん断クラック発生直前の Q 最大値は180kNである。北板のせん断クラック発生時期は未確認であるため、負方向最終サイクルにおける Q の最大値199kNをせん断クラック発生直前の値とする。このとき平均せん断応力度は1.53N/mm²および1.69N/mm²

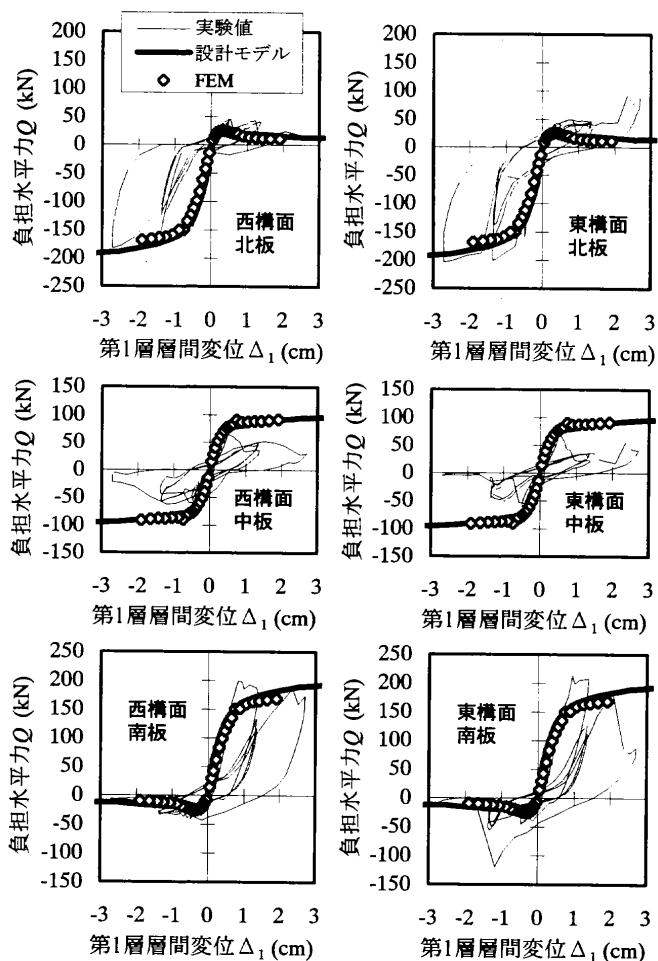


図4 SPC壁板の負担水平力

となる。これを実験による限界せん断応力度 τ_{cre} とする。

2.3 限界縁部応力度

SPC壁板隅角部(板の4隅)の応力を図5のように表す。このうち負担水平力 Q は前記の検討により求められている。第1層SPC壁板の差筋降伏以前の引張鉛直応力 T_U, T_L を差筋に貼付された歪みゲージによる測定値を用いて算定する。ただし、ヤング係数は206kN/mm²、

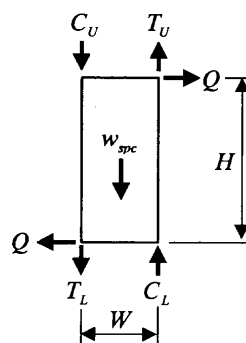


図5 SPC壁板隅角部の応力状態

断面積は2.87cm²と仮定する。このとき圧縮鉛直応力 C_U, C_L は応力の釣合い条件により Q および T_U, T_L を用いて次のように求められる。

$$C_U = -\frac{1}{2} \left(\frac{2QH}{W} - w_{spc} - 2T_L \right) \quad (1)$$

$$C_L = -\frac{1}{2} \left(\frac{2QH}{W} + w_{spc} - 2T_U \right) \quad (2)$$

ここで w_{spc} はSPC壁板の重量である。 W は差筋から圧縮縁までの距離とする。 C_U, T_U, T_L, C_L によりSPC壁板の軸応力 N と差筋終端位置の曲げ応力 M が定まり、これをもとに同位置の縁部応力 σ を計算する。

$|R_1| \leq 1/500$ の範囲について、このようにして求めた σ と第1層層せん断力 Q_1 の関係を図6に示す。中板のように $|R_1| \leq 1/500$ の範囲で Q_1 の増加に対して σ が低下するものがあり、 $|R_1| \leq 1/500$ の範囲で目視観察では確認されない微小な曲げクラックが生じたものと推

測される。 $|R_1| \leq 1/200$ の範囲でこのような低下が初めて生じた時点の σ を実験による限界縁応力度 σ_{cre} とする。ただし σ の低下が無い場合は $|R_1| \leq 1/200$ の範囲の σ の最大値を σ_{cre} とした。全ての第1層SPC壁板について σ_{cre} を求めると、最大値は4.92N/mm²、最小値は3.65N/mm²、平均値は4.25N/mm²、変動係数は0.089であった。

2.4 FEM解析による限界応力度の検証

FEM解析により2.2節、2.3節で推定した限界応力度の妥当性を検証する。図7に示す立体有限要素モデルを用いて非線型・亀裂考慮静的解析を行う。材料強度などの物性はSPC耐力壁構面せん断実験の試験体と同一とする。SPC壁パネルは中実体としてモデル化し、実断面との断面積比でコンクリートの強度と剛性を低減する。モデル底面の接点変位はX,Y,Z方向に拘束し、背面の接点変位はZ方向に拘束する。荷重は2,R階床スラブ位置に同一の水平力を加える。また、自重による鉛直荷重とSPC壁板のプレストレスを考慮する。解析ソフトウェアにはABAQUS ver.5.8を用いた。

FEM解析による $Q_1 - \Delta_1$ 曲線を実験値と比較して図3に示す。また第1層SPC壁板の負担水平力 Q と差筋終端位置の縁応力 σ を図4,6に併記する。 $Q_1 - \Delta_1$ 曲線は $|R_1| \leq 1/200$ の範囲では実験値に良く一致するが、それ以降は耐力が実験値を2割程度上回る。 $Q - \Delta_1$ 関係は西構面では実験値に概ね一致しているが、東構面では中板の負担水平力が過大評価、北板・南板についてはやや過小評価となっている。 $\sigma - Q_1$ 関係は実験値にほぼ一致している。

図8には最終ステップにおける変形状態と亀裂発生要素の分布を示す。第1層左端のSPC壁板では板幅中央付近に亀裂が生じ、曲げクラックの発生状態と一致している。右端のSPC壁板では亀裂が対角を貫通しており、せん断クラックの発生状態と一致している。このときの平均せん断応力度 τ と σ の最大値はそれぞれ1.56N/mm²、4.79N/mm²であり、2.2節、2.3節で推定した限界応力度にほぼ一致している。

以上のようにFEM解析値は、応力分布については実験値と若干の相違があるが、亀裂発生状態は実験結果に良く一致し、そのときのSPC壁板の最大応力度は推定した限界応力度にほぼ一致している。したがって、同限界応力度の妥当性が確認できたと言える。

3. 設計用限界応力度

日本建築学会指針²⁾によればRC造柱のコンクリート部分の引張強度 σ_T およびせん断ひび割れ強度 τ_c は次のように求められる。

$$\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B} \tag{3}$$

$$\tau_c = \frac{\phi}{\kappa} \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \tag{4}$$

ここで、 κ は断面形状係数、 ϕ は耐力係数である。 σ_B はコンクリートの圧縮強度、 σ_0 は軸応力度である。

SPC耐力壁構面せん断実験に用いたSPC壁板の σ_B は63.4N/mm²である。このとき $\sigma_T = 2.63\text{N/mm}^2$ となり、2.3節の σ_{cre} に対して過小評価となる。これはプレストレス σ_{pre} の影響と考えられる。SPC板は数十mの長さに渡って一体に成形され、その後鋸によりPC鋼線とともに所定の長さに切断されるため、SPC板端部付近では σ_{pre} は低下する。有効プレストレス $\bar{\sigma}_{pre}$ を σ_{cre} の平均値と σ_T の差とすれば、 $\bar{\sigma}_{pre} = 1.62\text{N/mm}^2$ となる。以上の考察を踏まえ設計用限界縁応力度

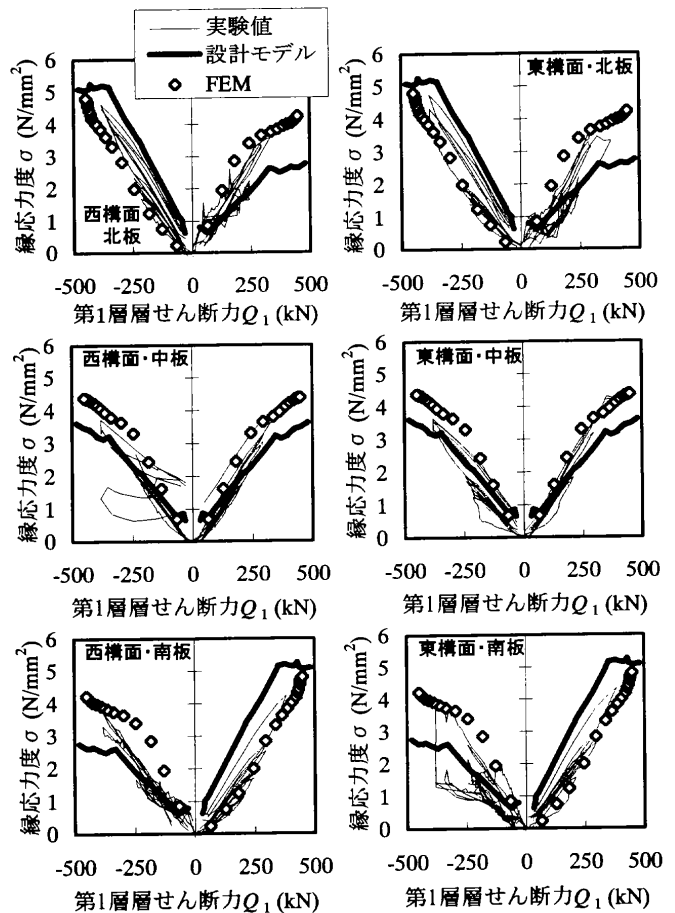


図6 SPC壁板の縁応力度

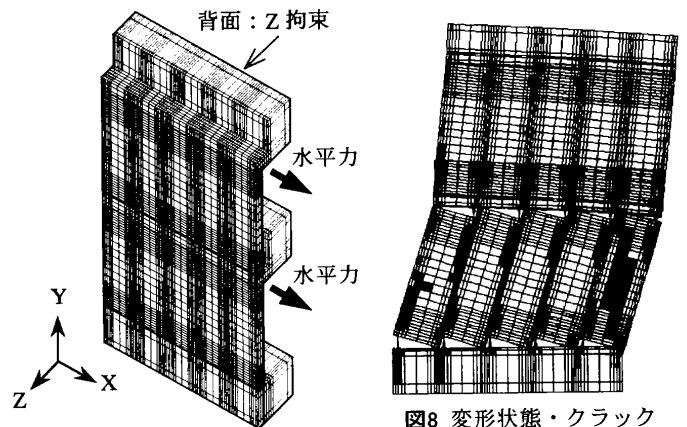


図7 FEMモデル

図8 変形状態・クラック発生状態

σ_{crd} を次のように設定する。

$$\sigma_{crd} = (0.33\sqrt{F_c} + \rho\sigma_{pre}) \cdot (1 - 2C_1) \tag{5}$$

ここで、 F_c : 設計基準強度

ρ : 有効プレストレス係数 (1.62/4.28=0.38)

C_1 : 変動係数 (0.089)

次に設計用限界せん断応力度 τ_{crd} の算定式を(4)式に準じて設定する。耐力係数 ϕ は1とする。このとき(4)式による τ_c は指針²⁾が対照する実験値の平均値にほぼ一致する。断面形状係数 κ は長方形中実断面の場合1.5となる。SPC壁板のように中空部を有する断面の κ は計算により求められるが、ここでは実験値との比較によりそ

の値を設定する。前述のようにSPC板端部ではプレストレスは期待できない。せん断クラックは壁板隅角部から生じるとして、 σ_0 にはプレストレスを加えないこととする。東構面、北板・南板のせん断クラック発生時の軸応力は図5に示す T_L と C_L の和とすれば、 σ_0 はそれぞれ4.81N/mm²、2.85N/mm²となる。このとき $\tau_c = \tau_{cre}$ を条件として(4)式により κ を求めると東構面、北板・南板についてそれぞれ2.48、2.40となり、設計用にはその平均値をとり $\kappa = 2.44$ とする。ここで、西構面、北板・南板ではせん断クラックは生じていないが、これらの最終サイクルにおける最大平均せん断応力度を τ_{cre} とみなす。東西構面、北板・南板について $\phi = 1$ 、 $\kappa = 2.44$ として(4)式により得られる τ_c に対する τ_{cre} の比率を求めると、その平均値は0.993、変動係数は0.027となる。以上の考察を踏まえ設計用限界せん断応力度 τ_{crd} を次のように設定する。

$$\tau_{crd} = \frac{1 - 2C_2}{\kappa} \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \quad (6)$$

ここで、 $\sigma_T = 0.33\sqrt{F_c}$
 σ_0 : 作用軸力による軸応力度
 C_2 : 変動係数 (0.027)
 κ : 断面形状係数 (2.44)

4. SPC壁板単体せん断実験

4.1 試験体・加力方法

SPC耐力壁構面せん断実験終了後、SPC壁板の図2(b)のように改良し、差筋定着長を550mmから800mmに延長した。本SPC壁板の水平耐力性能を確認するために図9のようにパネル単体を試験体としたせん断実験を行った。各部位のコンクリート強度 σ_b と鉄筋の降伏応力度 σ_y を表1に示す。試験体の頭部・脚部の回転変位は拘束されている。差筋の断面はD19とD22とし、材質はSD345とSD490の2種類を扱った。加力方法は変形角1/1000、1/500、1/200、1/100、1/50を折返し点とする振幅漸増正負交番加力とし、振幅1/1000と1/200は3サイクルずつ繰り返した。

4.2 実験結果

図10に差筋をD19(SD345)とした場合の荷重-変形曲線を示す。いずれの試験体も終局状態に至るまでSPC壁板のクラック発生は無く、少なくとも変形角1/100までは荷重-変形曲線は安定しており、優れた靱性を有している。終局状態はいずれも差筋定着部SPC板の割裂破壊であった。

SPC壁板の端部から1000mmの位置に貼付されたそれぞれ2つの歪みゲージによる材長方向の歪み値を用いて、平面保持を仮定して曲率を求め、それをもとに反曲点を定め、差筋終端位置の曲げ応力を求めた。差筋をD22(SD490)とした試験体について、その曲げ応力による緑応力度の最大値 σ_{max} は3.65N/mm²であった。また同試験体について平均せん断応力度の最大値 τ_{max} は0.83N/mm²である。本試験体の設計用限界応力度を $F_c = \sigma_b = 75.3\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{pre} = 2.52\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_0 = 0$ として(5)式、(6)式により求めると、

$$\sigma_{crd} = 3.14\text{N/mm}^2, \tau_{crd} = 1.11\text{N/mm}^2$$

となる。 $\sigma_{max} > \sigma_{crd}$ であるが曲げクラックは生じておらず、 σ_{crd} によって曲げクラック発生が安全側に判定されることがわかる。せん断応力度については $\tau_{max} < \tau_{crd}$ であるのでせん断クラックが生じないことは当然であるが、 $\tau_{max} < \tau_{crd}$ であればせん断クラックが生

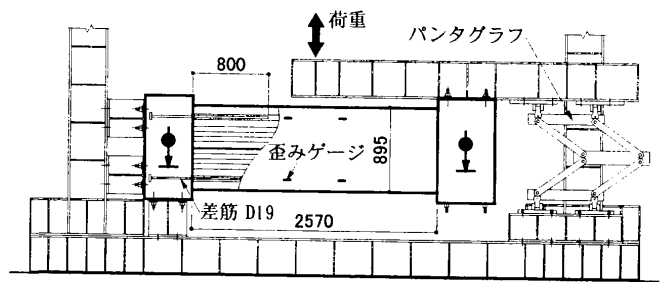


図9 SPC壁板単体せん断実験の方法 unit:mm

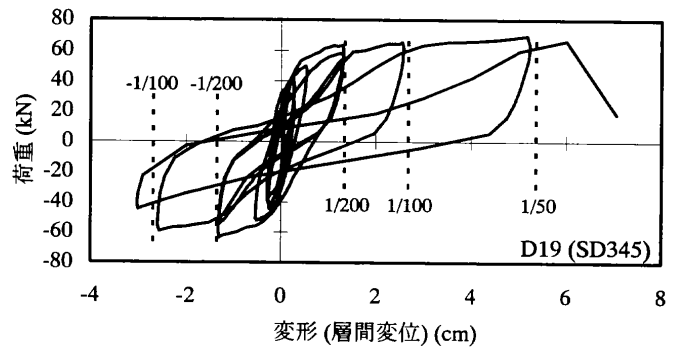


図10 荷重-変形曲線

じないことの一例ではある。

5. 設計用構造モデルの設定

5.1 構造モデルの構成

SPC耐力壁構面せん断実験の試験体に対応する構造モデルとして図11のものを考える。SPC壁板頭部・脚部には軸変形バネ K_c を配置し、臥梁の壁板目地位置にせん断変形バネ K_s を配置する。 K_c, K_s はそれぞれ差筋の軸変形と臥梁のせん断変形を考慮するためのものである。SPC壁板に相当する面要素は剛体とする。したがって本モデルの変形は K_c, K_s の変形のみに起因する。 K_c の間隔は圧縮縁と引張鉄筋間の距離とした。

バネ K_c, K_s の応力変形特性を確認するために図12に示す部分実験を行った。荷重変形曲線を図13に示す。臥梁せん断実験では荷重が370kN程度に達した時点で臥梁コンクリート部分にせん断クラックが生じ、耐力が3割程度低下したが、臥梁内部に補強鋼板が存在するため、その後耐力は回復している。差筋引張実験では差筋の降伏により荷重の増加が鈍化した。いずれの実験でも変形1.5cmまで

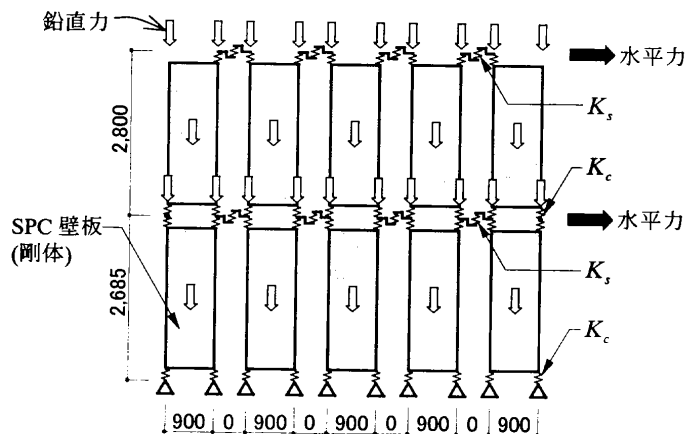


図11 設計用構造モデル unit:mm

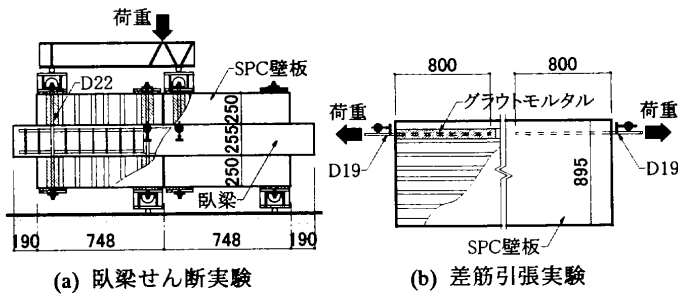


図12 部分実験 unit:mm

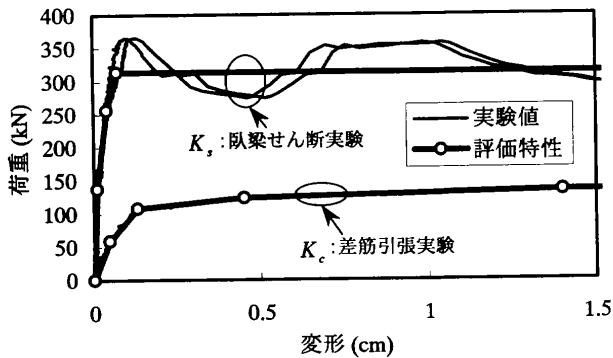


図13 部分実験結果、バネ特性

の範囲では耐力は安定している。この結果に基づいて図13中太線のようにバネ K_c , K_s の応力変形特性を設定する。ただし K_c については応力が圧縮の場合は降伏は生じず、剛性は無限大とする。また K_s については、SPC耐力壁構面せん断実験に用いた臥梁のせいが図12(a)の臥梁せん断実験と異なるので、その比率(230/255)で耐力と剛性を低減する。

5.2 解析精度の確認

前節の構造モデルを用いて荷重増分解析を行う。荷重は実験と同様に各床レベルに等しい水平力を与える。また自重の影響を考慮するために、増分解析に先立って図11のような鉛直荷重に対する応力解析を行い各バネの初期応力を求めておく。

本解析による $Q_1 - \Delta_1$ 曲線を実験値と比較して図3に示す。 $|R_1| \leq 1/200$ の範囲では解析値は実験値に良く一致している。ただし、負方向では曲げクラックの影響で実験値が解析値をやや下回っている。 $Q - \Delta_1$ 関係を図4に併記する。実験では中板がクラックにより早期に耐力を失い、その結果、変形が大きくなると北板・南板の負担水平力が増加し、解析値を上回っている。 $\sigma - Q_1$ 関係を図6に併記す

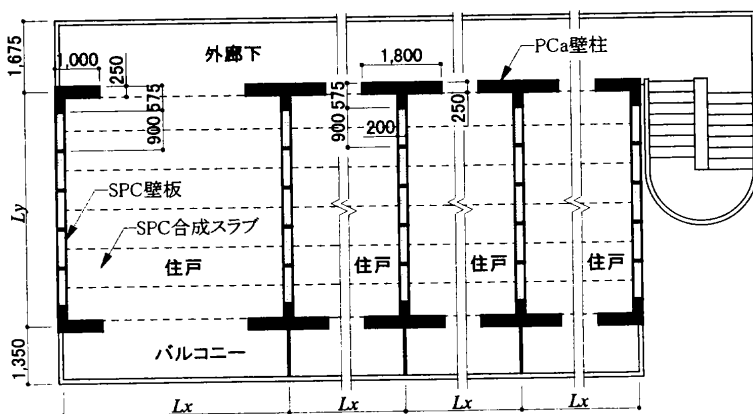


図14 検討建物の壁伏図 unit:mm

る。解析値は実験値に概ね一致している。

以上のように、少なくとも $|R_1| \leq 1/500$ の範囲では本解析値は実験値にほぼ一致する。 $|R_1| \leq 1/200$ の範囲では変形状態については実験値に一致するが、応力の分布については若干の差異がある。しかしそれはSPC壁板に生じたクラックに起因するものであり、クラックの発生が防止されれば、本解析によって構面の挙動を予測でき、それをもとに設計を行うことに問題は無いと考える。

6. 実構面の耐震性能評価

6.1 耐震性能試算

図14に示す、本工法により構築される4住戸からなる3階建て共同住宅を想定する。各階の平面は同一とする。間口 L_x は6.3mとし、奥行き L_y は1層・1構面当たりのSPC壁板の枚数を3,5,8,11,14として3.6, 5.4, 8.1, 10.8, 13.5mの5種類を考える。本工法では桁方向はPCaラーメン構造であるので、SPC壁構面の両端にはPCa柱が配置される。PCa柱の断面形状はT形またはL形であるが、ここではSPC壁構面内の 200×575 mmの矩形断面のみを有効とする。このSPC壁構面に対応する構造モデルとして図15のもの考える。本モデルを用いて前章と同様に荷重増分解析を行い、その耐震性能を評価する。ただしPCa壁柱主筋もバネ K_c に置換できるものとし、 K_c の降伏応力は差筋引張実験に用いた鉄筋の σ_y と基準値の1.1倍との比率(380/397.5)で低減する。各床レベルの水平力 P_1, P_2, P_3 の比率は A_1 分布を考慮して1.0:1.3:1.2とする。また、前章と同様に自重の影響を考慮するが、建物外周部(外通り)の構面と内部(中通り)の構面では支持重量が異なるので、それぞれ別に解析する。

3階建て・中通り構面について、本解析による層せん断力-層間変位曲線を図16に示す。同図ではバネ K_c, K_s がそれぞれ第2降伏応力、第3降伏応力に達した解析ステップに印を付けた。第1層の層間変形角が $1/500$ (0.537cm) を越える領域でいくつかのバネ K_s が第3降伏応力、すなわち最終降伏段階に達している。

層せん断力-層間変位曲線に基づいて、図16中太線のようにエネルギー的に等価なバイリニアを設定し、このバイリニアの降伏荷重を保有水平耐力 Q_u とする。構造特性係数 D_1 は次のように求められる³⁾。

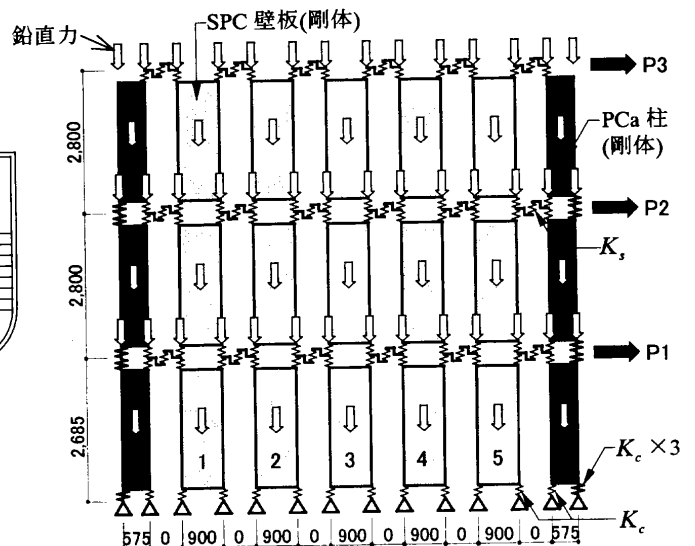


図15 設計用構造モデル (検討建物) unit:mm

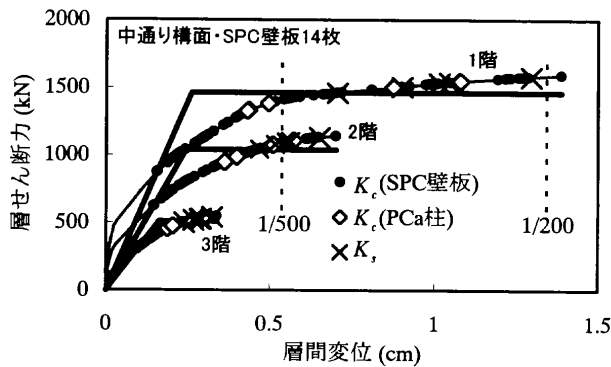


図16 層せん断力-層間変位曲線 (検討建物)

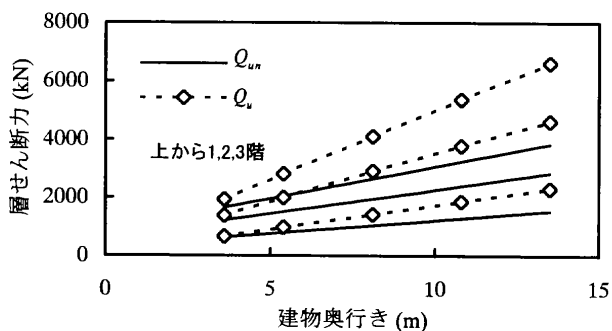


図17 保有水平耐力と必要値の比較

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2\gamma_1 \eta_1}{\kappa_1}}} \quad (7)$$

ここで、 η_1 : 1層の累積塑性変形倍率 ($= \mu_1 - 1$)

μ_1 : 1層の塑性率

γ_1 : 全塑性歪みエネルギー / 1層の塑性歪みエネルギー

$\kappa_1 = 0.48 + 0.52N$ N : 層数

μ_1 は本バイリニアをもとに算定する。ここで対象とする全てのSPC壁構面について D_s を求めると0.34~0.41の範囲にあった。1層当たりの Q_u を外通り構面の2倍と中通り構面の Q_u の3倍の和とし、各層の支持重量に A_i と D_s を乗じたものを必要保有水平耐力 Q_{un} とする。 D_s を一定値0.4とした場合の Q_{un} を Q_u と比較して図17に示す。奥行き L_y が小さいほど Q_u / Q_{un} は小さいが、ここで対象とする全ての L_y について $Q_u / Q_{un} > 1$ となっている。

6.2 SPC壁板のクラック発生に対する余裕度

増解析による第1層SPC壁板の平均せん断応力度 τ と縁応力度 σ の設計用限界応力度 τ_{crd}, σ_{crd} に対する余裕度 $S_1 = \tau_{crd} / \tau$ および $S_2 = \sigma_{crd} / \sigma$ を求める。 τ, σ は第1層の層間変形角が1/200に達した時点の値とする。 τ_{crd}, σ_{crd} は(5),(6)式において $F_c = 60\text{N/mm}^2$ として求める。またSPC壁板は改良後とする。中通りについて結果を図18に示す。横軸は壁板符号で、図15における第1層SPC壁板を左から1, 2, ... と表している。 S_1, S_2 とも水平荷重による付加軸力が圧縮となる端部SPC壁板が最も小さい。ただしその最小値は外通り構面も含めて S_1 で1.32、 S_2 で1.50であり、せん断クラックおよび曲げクラック発生に対して十分な余裕があると判定される。

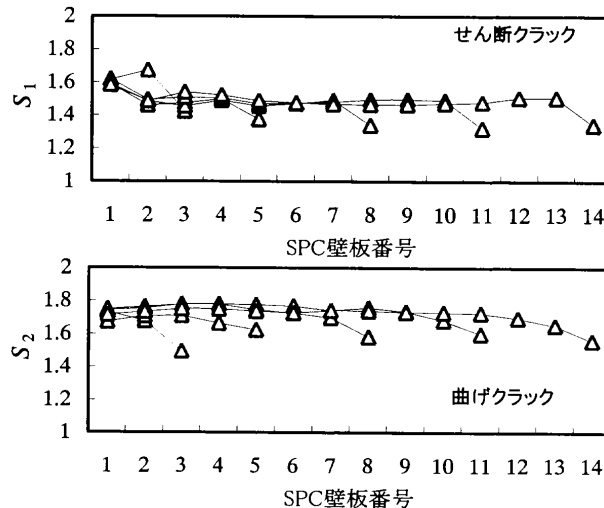


図18 クラック発生に対する余裕度

7. まとめ

通常、非構造壁として用いられるSPC壁板の破壊性状は脆性的であり、SPC耐力壁構面については終局時においてもSPC壁板のクラック発生を防止する必要がある。これに対応する設計手法として本報ではSPC耐力壁構面せん断実験の結果に基づき限界応力度の算定方法として(5),(6)式を設定し、初期状態から終局状態に渡る応力度が限界応力度を超過しないことを確認することとした。仮想建物について試設計を行ったところ、SPC壁板のクラック発生に対する余裕度(安全率)の最低値は1.32であった。また、SPC壁板にクラック発生が無い限りSPC耐力壁構面の保有水平耐力は文献3)による必要保有水平耐力を上回ることが明らかとなった。本工法の実用性が確認されたと言える。

本工法の耐震安全性は(5),(6)式の評価精度に強く依存する。(5),(6)式はその誘導過程でクラックの生じていないSPC壁板の応力も含めて参照しているため、安全側に設定されていると考えられるが、一例の実験のみに基づいており、その精度については必ずしも定かでない。実験を積み重ねた上で、精度を確実にすることが今後の課題である。

謝辞

本研究は、東京工業大学建築物理研究センター共同研究(一般共同研究)の一環として行われました。また、本実験に際し多大な協力を頂いた(株)スパンクリートコーポレーションの森田氏、菊池氏に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 那須秀行, 桐山伸一, 三宅辰哉, 飯田秀年, 香取慶一, 林静雄: 穴あきPC板を用いた耐力壁工法の開発 その1,2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.403~406, 1999.9
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, pp.141~142, 1997.7
- 3) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.262~263, 1990.10

[1999年10月20日原稿受理 2000年2月2日採用決定]