

鋼板コンクリート構造に関する研究（その1）

——純せん断繰返し応力を受ける鋼板コンクリート壁体の力学的特性——

中山達雄 山口恒雄 大久保雅章
秋山和則 加藤雄一
(本社 原子力本部設計部) (本社 原子力本部技術部)

Studies on Steel Plate Reinforced Concrete Wall (Part 1)

——Mechanical Characteristics on Steel Plate Reinforced Concrete Wall
under Repetitive In-Plane Pure Shear Loading——

Tatsuo Nakayama Tsuneo Yamaguchi Masaaki Ohkubo
Kazunori Akiyama Yuichi Kato

Abstract

Steel plate reinforced concrete is an effective, useful structural material to replace reinforced concrete. By switching to factory fabrication of steel plate, shortening of construction periods and improvement in quality can be looked forward to.

Repetitive in-plane pure shear loading was carried out to find basic mechanical characteristics of steel plate reinforced concrete. The following were ascertained as results of the experiments:

- ① A stable load hysteresis is exhibited up to shear distortion of 1/50.
- ② Rigidity after cracking approximates the cumulative value of truss rigidity and the in-plane shearing rigidity of surface steel plates.

概 要

鉄筋コンクリート構造に代わる新しい構造形式として、鋼板コンクリート構造が有効である。鋼板の工場製作への移行によって、工期短縮や品質向上などを十分に期待できる。

今回、鋼板コンクリートの基本的せん断力学特性を解明するため、面内の純せん断繰返し加力実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ① 鋼板コンクリート壁体の荷重履歴は安定し、せん断ひずみ1/50以上の大きな変形能力が得られた。
- ② ひび割れ発生後の挙動は、トラス抵抗機構と表面鋼板の面内せん断抵抗機構の累加で評価できた。

1. はじめに

鋼板コンクリート (SC) 構造は、鉄筋コンクリート (RC) 構造に代わる新しい構造形式の一つとして検討されている。SC 構造は、図-1 に示すように、2 枚の表面鋼板を隔壁およびシアバーなどでつなぎ、区画された内部にコンクリートを打設する合成構造である。鋼板の工場製作への移行によると、型枠工事や配筋作業などの大幅な省略に伴う現場作業の削減によって、工期短縮や品質向上などが十分に期待できる。一方、SC 構造体の力学的特性はまだ十分に解明されていない。

この報告は、SC 壁体の面内純せん断繰返し加力実験による基本的せん断力学特性および評価法を示し、設計に役立つ有効な資料を提供するものである。

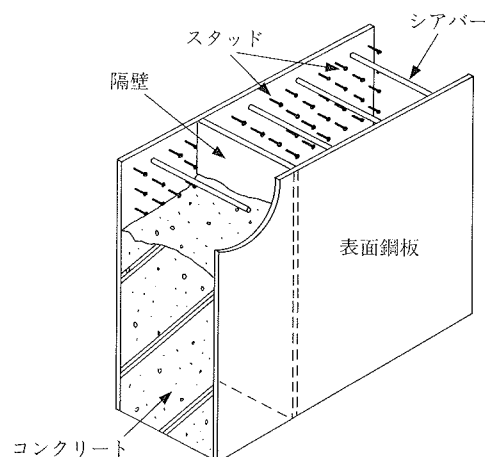


図-1 鋼板コンクリート構造の概要

2. 実験概要

2.1 試験体

2.1.1 実験計画 表-1 に試験体の一覧を、図-2 に試験体の概念図を示す。SC 試験体は、表面鋼板厚・隔壁枚数・スタッドボルトの有無をパラメータとする7体である。構造形式による力学特性の相違を比較するため、補強量のほぼ等しい RC 試験体 3 体を加え、計10体を計画した。

2.1.2 試験体の形状 図-3 に試験体詳細を示す。試験体の形状は、1,200×1,200×200の平板である。2枚の表面鋼板を隔壁とシアバーでつなぎ、各側面に24本の加力用アンカー筋を配した。面外補強板を設け、局部破壊防止に配慮した。

2.1.3 使用材料 補強材の品質はSS400(鋼板)およびSD345(鉄筋)である。補強材の材料試験結果を表-2に示す。コンクリートは、最大粒径10mmの粗骨材および早強ポルトランドセメントを用いた高流動コンクリートである。SC試験体は垂直打込み、RC試験体は水平打込みである。

2.2 実験方法

2.2.1 加力方法 図-4 に加力装置を示す。加力は正負繰返し交番荷荷で行った。加力方法は、試験体各辺にそれぞれ4分割された加力板を取り付け、各々の加力板をPC鋼棒によって反力ビームでまとめて引張るものである。PC鋼棒全数の張力を検出し、各辺の均等入力を確認した。加力板の外側に、滑り支承板を介して補剛ビームを取り付けた。これは、縁辺方向の自由な伸びを許しながら直線境界の保持を意図したものである。

2.2.2 測定方法 荷重はジャッキに取り付けたロードセルで検出した。せん断ひずみは試験体のコンクリート断面に埋め込んだボルト(表面鋼板と非接触)4本の間の縦横および対角方向の相対変位として、両端ピンのスライド式計測治具と高感度変位計により、上下面で測定した。各ひずみ測定点では、表裏2枚のゲージを単独に用い、膜ひずみと曲げひずみとして測定した。

表-1 試験体一覧

構造形式	試験体名	隔壁		シアバー (mm)	スタッド (mm)	コンクリート		
		表面鋼板厚 (mm)	枚数			ヤング係数 E _c 10 ⁴ (kgf/cm ²)	圧縮強度 σ _c (kgf/cm ²)	割裂強度 σ _t (kgf/cm ²)
S	SC209-2	☒ 2.3	2	5φ@480	—	2.68	377	24.8
	SC209-2S					2.76	346	20.4
	SC150-0	—	2.83		436	30.0		
	SC150-2	☒ 3.2	2		5φ@160	2.85	412	28.8
	SC150-2S					2.87	418	29.6
	SC150-3					2.78	444	27.3
	SC107-2	☒ 4.5	2		—	2.84	422	30.4
R	RC050-16	縦横等量配筋	16-D16	鉄筋比=1.3%	2.72	397	24.3	
C	RC100-22	縦横等量配筋	16-D22	鉄筋比=2.6%	2.79	377	24.6	
	RC160-29	縦横等量配筋	16-D29	鉄筋比=4.3%	2.51	370	25.1	

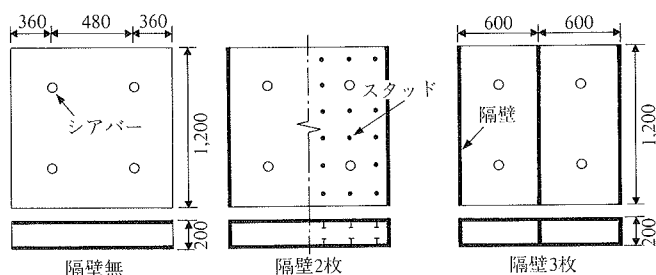


図-2 試験体の概念

表-2 補強材の材料試験結果

種類	実測板厚 (mm)	ヤング係数 E _s 10 ⁴ (kgf/cm ²)	降伏強度 σ _y (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ε _y 10 ⁻⁶	引張強度 σ _{max} (kgf/cm ²)	用途
☒ 2.3	2.03	2.24	2,470	1,180	3,800	表面鋼板
☒ 3.2	2.96	2.27	2,970	1,310	4,840	表面鋼板
☒ 4.5	4.17	2.27	2,840	1,250	4,700	表面鋼板・隔壁
種類	ヤング係数 E _s 10 ⁴ (kgf/cm ²)	降伏強度 σ _y (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ε _y 10 ⁻⁶	引張強度 σ _{max} (kgf/cm ²)	用途	
5φ	2.10	3,580	1,700	5,700	シアバー	
D10	1.90	3,940	2,160	5,670	フープ筋・幅止め筋	
D16	1.86	3,590	2,010	5,500	主筋(RC050-16)	
D22	1.86	3,670	2,060	5,670	主筋(RC100-22)	
D29	1.97	3,830	1,990	5,820	主筋(RC160-29)	

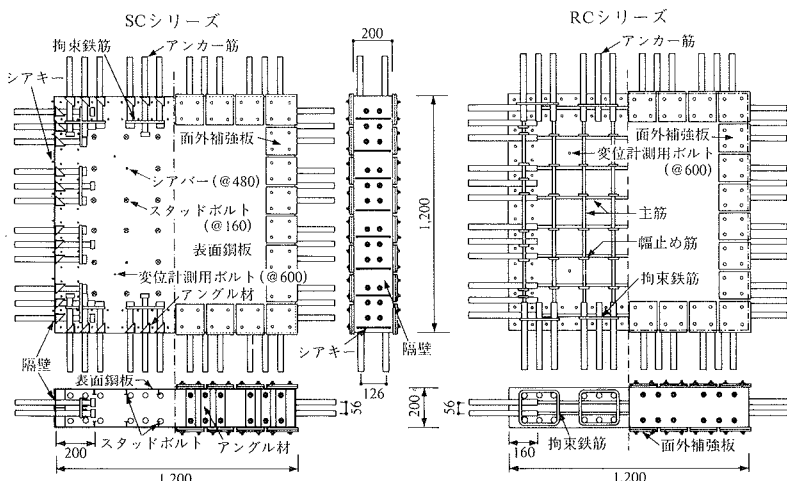


図-3 試験体詳細

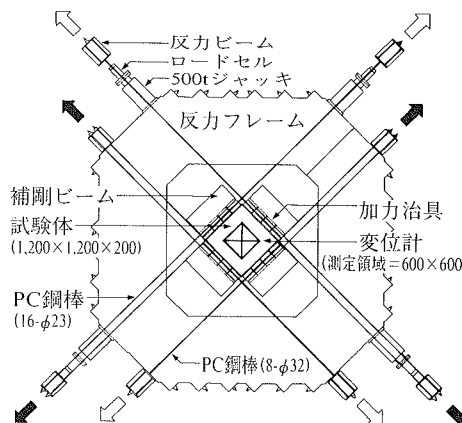


図-4 加力装置

3. 評価手法

3.1 概要

3.1.1 メカニズムの推移 鋼板コンクリート壁体の抵抗機構を、破壊の進行に伴い、全断面有効/座屈前のひび割れ断面/座屈後のひび割れ断面/降伏後の断面へ変化するものとする。

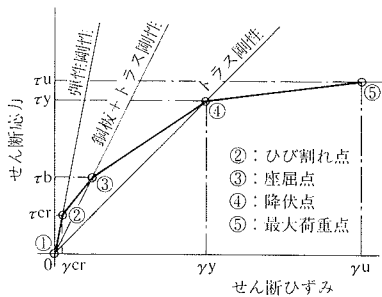
[全断面有効, ①~②の区間]: コンクリート・表面鋼板とも弾性範囲内で、純せん断応力場の状態にある。

[座屈前のひび割れ断面, ②~③の区間]: コンクリートにななめひび割れが発生している状態である。コンクリートには、ひび割れ方向の圧縮力が卓越する。この圧縮力は、表面鋼板と隔壁の引張力に釣り合う。隔壁に作用する面外せん断力は微量とし、無視する。表面鋼板は、「2軸引張+面内せん断」の応力状態にある。

[座屈後のひび割れ断面, ③~④の区間]: コンクリートにひび割れが、表面鋼板にせん断座屈が、それぞれ発生している状態である。表面鋼板は不完全張力場の応力状態にある。

[降伏後の断面, ④~⑤の区間]: 多少の荷重増を示しながら、鋼板の破断まで耐力を保持する。

これらをまとめ、鋼板コンクリート壁体の応力状態の推移を図-5に示す。



3.1.2 記号

本報では、全体を通して、以下の記号を用いる。

- A_o : 全横断面積
- A_c : コンクリートの横断面積
- A_H : 水平材1本の横断面積
- A_s : 表面鋼板1枚の横断面積
- A_v : 鉛直材1本の横断面積
- A_{vp} : 鉛直材1本のうち、隔壁鋼板の占める横断面積
- A_{vw} : 鉛直材1本のうち、表面鋼板の占める横断面積
- E_c : コンクリートのヤング係数
- E_s : 鋼板のヤング係数
- E_{sv} : 鉛直材の等価ヤング係数
- E_{sh} : 水平材の等価ヤング係数
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数
- N_v : 鉛直材に作用する軸力
- N_{vw} : 鉛直材の軸力のうち、表面鋼板に作用する軸力
- N_{vp} : 鉛直材の軸力のうち、隔壁鋼板に作用する軸力
- N_H : 水平材に作用する軸力
- n : コンクリートに対する鋼板のヤング係数比
- p : $p_w / (1 - p_w)$
- p_p : 全横断面積に対する隔壁鋼板の断面積比
- p_D : 表面鋼板に対する隔壁鋼板の断面積の比
- p_w : 全横断面積に対する表面鋼板の断面積比
- Q : 作用全せん断力
- γ : せん断変形角
- σ_v : 鉛直材に生ずる軸方向応力度
- σ_{vp} : 鉛直材のうち、隔壁鋼板に生ずる軸方向応力度
- σ_{vw} : 鉛直材のうち、表面鋼板に生ずる軸方向応力度
- σ_H : 水平材に生ずる軸方向応力度
- ϵ_v : 鉛直材の軸方向ひずみ度
- ϵ_H : 水平材の軸方向ひずみ度

	トラスモデル	コンクリート(C)の応力状態	表面鋼板(S)の応力状態
弾性剛性			
ひび割れ剛性(座屈前)			
ひび割れ剛性(座屈後)			

図-5 断面の抵抗機構および応力状態の推移

3.2 各種剛性

3.2.1 弾性剛性 コンクリートと表面鋼板の面内せん断弾性剛性を並列バネで結び、両者のせん断ひずみの等価より鋼板コンクリート壁体の全体剛性 (G_E) を求めると、式(1)を得る。

$$\left. \begin{aligned} G_E &= G_{CO} + G_{SO} \\ G_{CO} &= G_C (1 - p_w) \\ G_{SO} &= G_S \cdot p_w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

3.2.2 座屈発生前のひび割れ断面剛性

(1) 抵抗機構の仮定

全体剛性 (G_1) を、トラス抵抗機構の剛性 (G_{TO}) と表面鋼板の面内せん断剛性を並列バネで結ぶ。図-6 に、トラス抵抗機構を示す。①および③の鉛直材は表面鋼板と隔壁鋼板の両者から、②および④の水平材は表面鋼板から、⑤の斜材はコンクリートから、それぞれ成る。

(2) 鋼板の応力場

表面鋼板は2軸の、隔壁鋼板は1軸の、応力状態にある。表面鋼板の応力とひずみの関係を式(2)に示す。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_V &= \frac{(\sigma_{VW} - \nu_S \cdot \sigma_H)}{E_S} \\ \epsilon_H &= \frac{(\sigma_H - \nu_S \cdot \sigma_{VW})}{E_S} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

(3) 鉛直材としての表面鋼板の応力分担

表面鋼板の応力分担量を、力の釣合条件およびひずみの適合条件より求める。

$$\begin{aligned} N_V &= N_{VW} + N_{VP} \\ \sigma_{VP} &= E_S \cdot \epsilon_V \end{aligned}$$

上式および式(2)を整理すると、式(3)を得る。

$$N_{VW} = \frac{Q}{2} \left\{ \frac{1 + \nu_S \cdot p_D}{1 + p_D} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

(4) 等価ヤング係数

鉛直材および水平材の等価ヤング係数 E_{SV} , E_{SH} を、次のように定義する。

$$\epsilon_V = \frac{N_V}{E_{SV} \cdot A_V}, \quad \epsilon_H = \frac{N_H}{E_{SH} \cdot A_H} \dots\dots\dots(4)$$

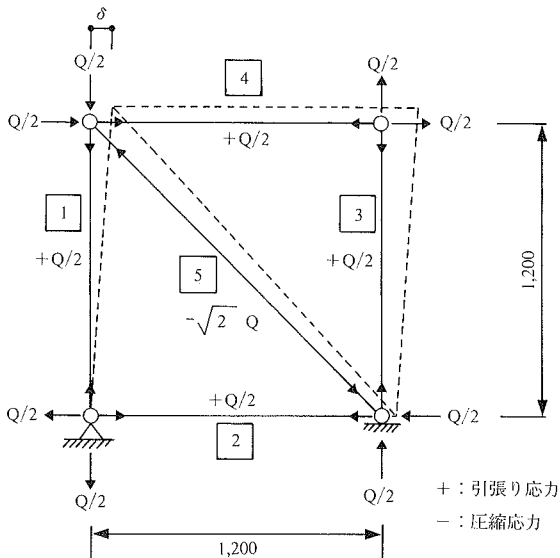


図-6 座屈発生前のトラスモデル

式(2)~式(4)を整理すると、式(5)を得る。

$$\left. \begin{aligned} E_{SV} &= \frac{E_S}{(1 - \nu_S)} \\ E_{SH} &= \frac{(1 + p_D) E_S}{(1 - \nu_S) \{1 + (1 + \nu_S) p_D\}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

(5) トラス抵抗機構の剛性

前項までに、トラス抵抗機構を構成する部材のうち鉛直材および水平材の等価ヤング係数を導いた。斜材にはコンクリートの1軸応力時ヤング係数を用いる。部材の断面は、隔壁を含めた鋼材の2等分を鉛直材、表面鋼板の2等分を水平材とする。コンクリート圧縮斜材の有効幅は、ひずみエネルギー等価に基づいて、対角線長さの半分とする。これらの値を用いると、トラス抵抗機構の水平剛性は下式で得られる。

$$G_{TO} = \frac{E_S}{\frac{4n}{(1 - p_w)} + \frac{(1 - \nu_S)}{p_w} \left\{ \frac{2 + (1 + \nu_S) p_D}{(1 + p_D)} \right\}}$$

(6) 全体剛性

座屈発生前の状態では、表面鋼板の面内せん断弾性剛性を期待する。両者を累加すると、式(6)に示す全体剛性を得る。

$$G_1 = G_{TO} + G_{SO} \dots\dots\dots(6)$$

3.2.3 座屈発生後のひび割れ剛性

表面鋼板に座屈が発生した場合、図-7 に示す抵抗機構に移行させる。これは、表面鋼板のななめ方向の膜引張力とひび割れ方向のコンクリートの圧縮力が釣り合う機構である。表面鋼板の面内せん断剛性は期待できない。いずれの斜材も、有効幅に対角線長さの半分を、ヤング係数に1軸応力時の値を、それぞれ用いる。このような場合のトラス抵抗機構の水平剛性は、式(7)で表わせる。

$$G_2 = \frac{E_S}{\frac{n}{(1 - p_w)} + \frac{1}{p_w}} \dots\dots\dots(7)$$

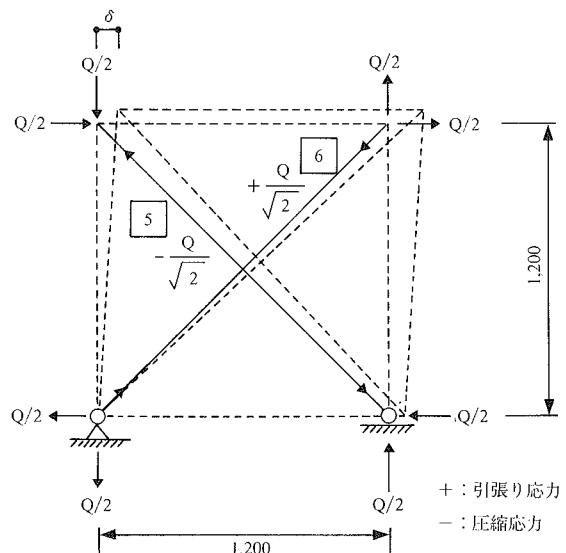


図-7 座屈発生後のトラスモデル

3.3 各種強度

3.3.1 ひび割れ強度 ひび割れは、コンクリートに生ずる主引張応力度がコンクリートの引張強度を超えようとするとき生ずるものとする。既に、全体弾性剛性を式(1)で表わした。全体剛性に占めるコンクリート剛性の割合によって、コンクリートに作用するせん断力 (Q_{co}) を求める。

$$Q_{co} = \frac{G_{co}}{G_{co} + G_{so}} Q$$

コンクリート引張強度を $1.0\sqrt{\sigma_B}$ に仮定する。これらを整理すると、鋼板コンクリート壁体のひび割れ強度 (Q_c) は式(8)で表わせる。

$$Q_c = \left[(1 - p_w) + \frac{G_s}{G_c} p_w \right] A_o \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad \dots\dots\dots(8)$$

3.3.2 座屈強度および降伏強度

(1) ひび割れ発生後の表面鋼板の応力

既に、ひび割れ断面の全体剛性を式(6)で表わした。トラス抵抗機構に作用するせん断力 (Q_{to}) および表面鋼板の面内せん断抵抗機構に作用するせん断力 (Q_{so}) を、剛性比に従って求める。

$$Q_{to} = q_c \cdot Q$$

$$Q_{so} = q_s \cdot Q$$

ここで、

$$q_c = \frac{G_{to}}{G_{to} + G_{so}}$$

$$q_s = \frac{G_{so}}{G_{to} + G_s}$$

トラス抵抗機構によって発生する垂直応力度、および面内せん断抵抗機構によって発生するせん断応力度は、式(9)で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= q_c \cdot \frac{Q}{2A_s} \\ \sigma_y &= \left(\frac{1 + \nu_s \cdot p_D}{1 + p_D} \right) q_c \cdot \frac{Q}{2A_s} \\ \tau_{xy} &= q_s \cdot \frac{Q}{2A_s} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで、

$$q_c = \frac{1 + \nu_s}{2np + (1 + \phi) + (1 - \phi) \cdot \nu_s}$$

$$q_s = \frac{2np + (1 - \nu_s) \phi}{2np + (1 + \phi) + (1 - \phi) \cdot \nu_s}$$

$$\phi = \frac{1}{2} \left(\frac{2 + (1 + \nu_s) p_D}{1 + p_D} \right)$$

$$p = \frac{p_w}{1 - p_w}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)}$$

(2) 主応力度

X-Y 軸に作用する $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ を知れば、主応力度を求めることができる。前項で求めた値を代入すると、主応力度は式(10)で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{Q}{2\alpha_1 \cdot A_s} \\ \sigma_2 &= \frac{Q}{2\alpha_2 \cdot A_s} \\ \tan 2\theta &= \frac{2(1 + p_D)}{(1 - \nu_s) p_D} \cdot \frac{q_s}{q_c} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここで、

$$\alpha_1 = q_c \cdot \cos^2 \theta + q_c \left(\frac{1 + \nu_s \cdot p_D}{1 + p_D} \right) \sin^2 \theta - q_s \cdot \sin 2\theta$$

$$\alpha_2 = q_c \cdot \sin^2 \theta + q_c \left(\frac{1 + \nu_s \cdot p_D}{1 + p_D} \right) \cos^2 \theta + q_s \cdot \sin 2\theta$$

上式で、 q_c および q_s は正の値をとるから、 σ_1 が主圧縮応力を、 σ_2 が主引張応力を表わす。

(3) 降伏強度

表面鋼板の降伏は、表面鋼板の主引張応力が材料の降伏強度 (σ_y) に達したとき生ずるものとする。従って、式(10)の σ_2 に表面鋼板の降伏強度を代入すると、式(11)に示す降伏強度 (Q_y) を得る。

$$Q_y = 2\alpha_2 \cdot A_s \cdot Q_y \quad \dots\dots\dots(11)$$

また、Von-Mises の降伏条件に従うと、以下のようになる。平面応力状態の場合の降伏条件は

$$\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 = \sigma_y^2$$

上式に式(9)を代入すると、式(12)を得る。

$$Q_y = 2\alpha_3 \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここで、

$$\alpha_3 = \frac{1}{\sqrt{(3 - 6\phi + 4\phi^2) q_c^2 + 3q_s^2}}$$

(4) 座屈強度

平板が周囲に沿って均等に分布するせん断応力を受けるとき、座屈応力 (σ_{1B}) の解として、下式がある⁶⁾。

$$\sigma_{1B} = \frac{k\pi^2 E_s}{12(1 - \nu_s^2)} \left(\frac{t}{B} \right)^2$$

ここで、

k : 周辺の支持条件による係数

t : 表面鋼板厚

B : 支持間隔 (スタッドの間隔)

一方、鋼板コンクリート壁体が純せん断応力を受けるとき、表面鋼板の主応力度を式(10)で表わした。 σ_1 が主圧縮応力を得るには、 α_1 は負の値になければならない。符号は、トラス抵抗機構の剛性および表面鋼板の面内せん断剛性それぞれの全体剛性に占める割合によって変化する。通常、トラス抵抗機構によるせん断力負担のため、表面鋼板に圧縮応力が発生し難くなる。今後、鋼板とコンクリートから成る合成構造の座屈現象を詳細に考察し、評価法を検討する。

3.3.3 終局強度 鉄筋コンクリートに関する既往の実験によると、補強筋が降伏する場合、トラス理論値(全補強式)より大きいせん断終局強度を示す。これは、作用せん断力に対してコンクリートストラットは圧縮力のみで抵抗するとしたためである。ところで、線形境界を保持するには、ひび割れ面上でせん断力を負担しなければならない。実挙動として、骨材のかみ合い効果や鉄筋のダボ効果などで、ひび割れ面上でせん断力が伝達され、境界上で線形を保つと考えられる(図-8参照)。しかし、これらの効果を個々に評価することは困難である。ここでは、補強材降伏荷重に相当する圧縮力がコンクリートに作用した状態で、コンクリートが負担できる最大のせん断力を求める方法を試みた。以下に終局強度評価式の誘導過程を示す。

いま、座標系(X, Y)について応力 σ_x , σ_y , τ_{xy} が作用しているものとする、これと反時計回りに角度 θ だけ回転した主応力度方向(座標軸1, 2)についての応力度成分 σ_1 , σ_2 との関係は次のように表すことができる。ただし、応力成分の方向は図-9のとおりとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tan 2\theta &= \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \end{aligned} \right\} \dots\dots(13)$$

ここで、

- σ_x : X方向の鋼材降伏荷重に対応する圧縮応力
- σ_y : Y方向の鋼材降伏荷重に対応する圧縮応力
- τ_{xy} : 平板に作用する面内せん断応力

次いで、コンクリート破壊基準としては、図-10に示すKupfer-Hilsdorf提案式の引張~圧縮領域に対する式(14)を用いる。

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_T} = 1 - 0.8 \frac{\sigma_1}{\sigma_B} \dots\dots(14)$$

下記の記号を用いると、これらは式(15)になる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^* &= \frac{\sigma_1}{\sigma_B} \\ \sigma_2^* &= \frac{\sigma_2}{\sigma_B} \\ \bar{\sigma}_x^* &= (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y) / (2\sigma_B) \\ \bar{\sigma}_y^* &= (\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_y) / (2\sigma_B) \\ \tau_{xy}^* &= (\tau_{xy} / \sigma_B) \\ e &= \sigma_T / \sigma_B \\ \sigma_1^* &= \bar{\sigma}_x^* - \bar{\sigma}_y^* \cos 2\theta - \tau_{xy}^* \sin 2\theta \\ \sigma_2^* &= \bar{\sigma}_x^* + \bar{\sigma}_y^* \cos 2\theta + \tau_{xy}^* \sin 2\theta \\ \tan 2\theta &= \frac{\tau_{xy}^*}{\bar{\sigma}_y^*} \\ \sigma_2^* &= -e(1 - 0.8\sigma_1^*) \end{aligned} \right\} \dots\dots(15)$$

上式より、 τ_{xy}^* を消去し、Kupfer-Hilsdorfの破壊基準式に代入すると下式が得られる。

$\bar{\sigma}_y^* \neq 0$ の場合

$$\tau_{xy}^* = \bar{\sigma}_y^* \tan 2\alpha$$

$$\cos 2\alpha = \frac{(1 + 0.8e)\bar{\sigma}_y^*}{[e + (1 - 0.8e)\bar{\sigma}_x^*]}$$

$\bar{\sigma}_y^* = 0$ の場合

$$\tau_{xy}^* = -\frac{[e + (1 - 0.8e)\bar{\sigma}_x^*]}{1 + 0.8e}$$

よって、結局せん断応力 τ_u は式(16)で得られる。

$$\tau_u = \beta \cdot \tau_{xy}^* \cdot \sigma_B \dots\dots(16)$$

ここで、

$\beta = 1.0$ (鋼板コンクリートの場合)

$\beta = 0.84$ (鉄筋コンクリートの場合)
かつ $\tau_u \leq 5.8\sqrt{\sigma_B}$

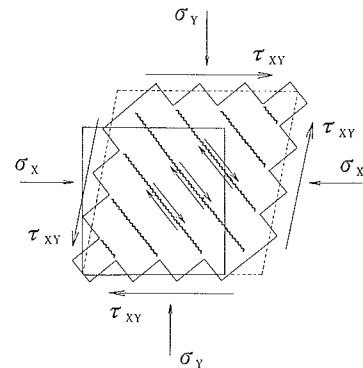


図-8 コンクリートひび割れ発生後のせん断変形概念図

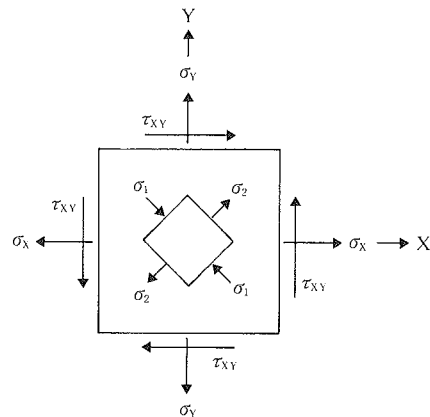


図-9 平面応力成分

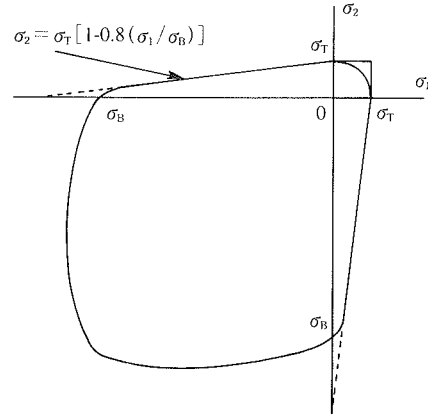


図-10 Kupfer-Hilsdorfのコンクリート破壊基準

4. 実験結果および評価

4.1 破壊経過

写真-1 に最終破壊状況の代表例を示す。SC 試験体の破壊経過は、すべて以下のとおりである。ひび割れ発生後、表面鋼板が座屈した。座屈発生による剛性の変化は認められない。その後、表面鋼板主引張方向降伏を経て、周辺アングル材溶接部の局部破断によって最大荷重に達した。図-11 に荷重～変形関係を、表-3 に実験結果を示す。

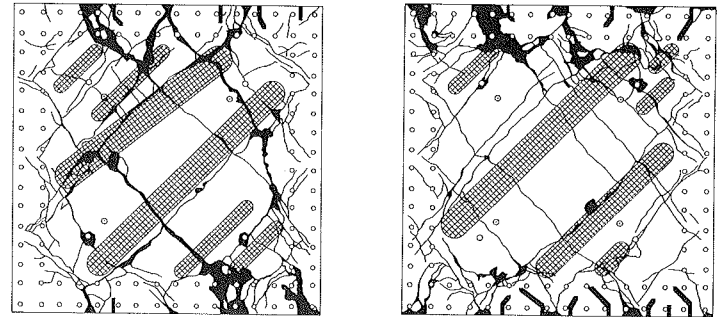
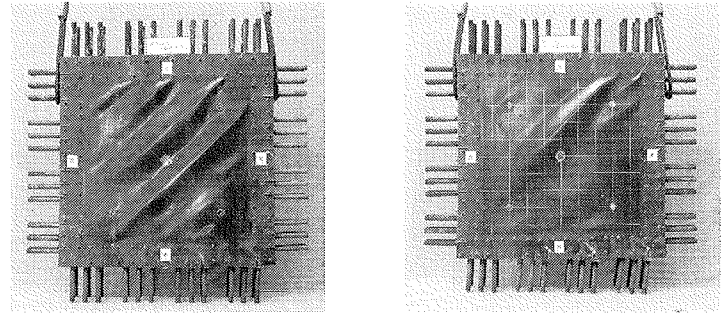


写真-1 最終破壊状況

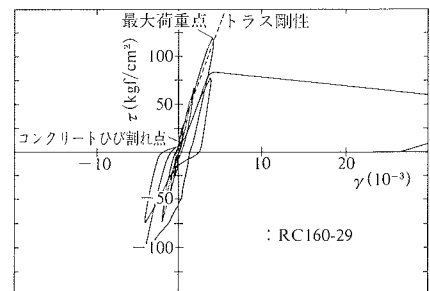
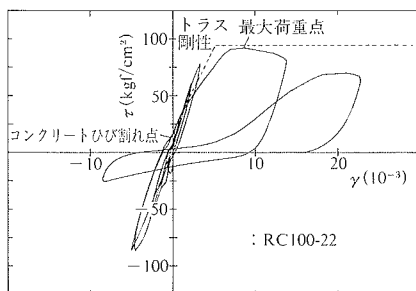
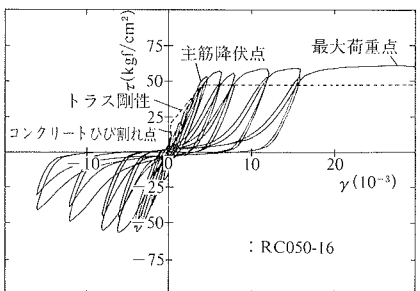
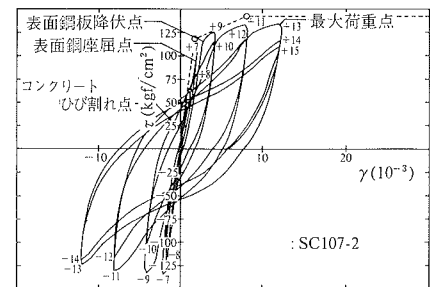
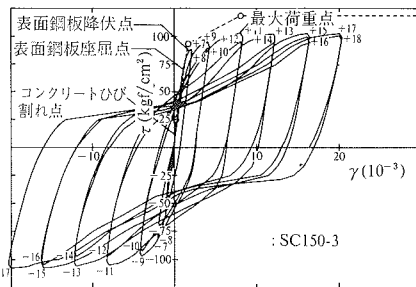
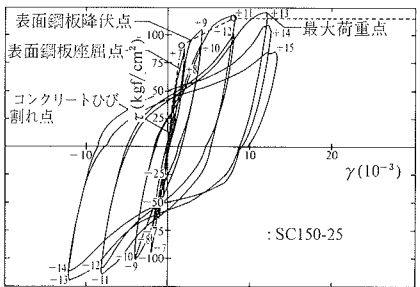
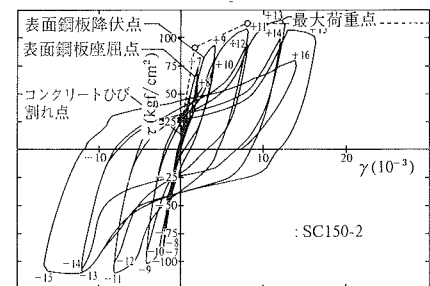
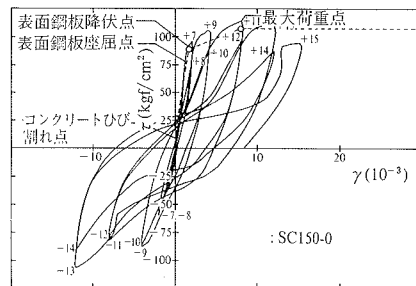
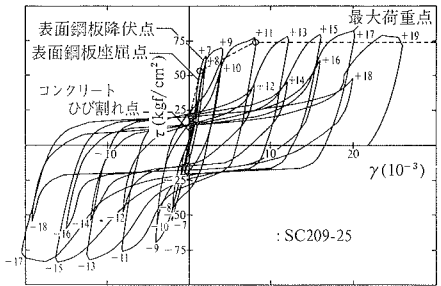
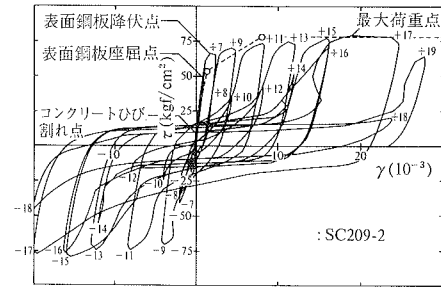


図-11 荷重～変形関係

4.2 パラメータ比較

4.2.1 表面鋼板厚 表面鋼板が厚くなるほど、剛性および耐力は上昇し、同一変形での繰返しによる荷重の低下は少ない。

4.2.2 隔壁の数 中央隔壁を有する隔壁3枚の試験体は、他の試験体(隔壁2枚および隔壁なし)に比べ、第2サイクルの荷重低下が小さく、履歴ループが安定している。ただし、今回の実験から3者の耐力に顕著な差はない。

4.2.3 スタッドボルトの有無 荷重履歴、耐力および変形能力に差がなかった。

4.3 荷重～変形関係

4.3.1 弾性剛性 図-13は、初期剛性の実験値と計算値を比較したものである。●印は、ひび割れ発生と判定した点である。実線は、式(1)による計算値である。初期の接線勾配を比較すると、両者はよく一致した。ひび割れ荷重点と原点を結ぶ実験値の計算値に対する比は、0.61~1.00 (平均0.77)であった。

4.3.2 ひび割れ断面剛性 図-14は、ひび割れ発生後のせん断剛性を比較したものである。◎印は、表面鋼板の座屈発生と判定した点である。●印は、表面鋼板の降伏と判定した点である。実線は、式(6)による計算値である。ひび割れ発生後の接線勾配と比較すると、試験体SC150-2を除いて、両者はよく一致した。降伏荷重点と原点を結ぶ実験値の式(7)に対する比は、0.54~1.03 (平均0.80)であった。

4.3.3 スケルトン曲線 これまでの考察から、鋼板コンクリート壁のせん断応力～せん断ひずみ関係のモデル化を試みた。モデルは、ひび割れ点・降伏点・終局点をもつ4折れ線型とした。終局荷重時のせん断ひずみは、現時点では理論的に評価できないので、実験結果を参考に仮定した。今回の実験によると、溶接部の破断に起因する破壊を除けば、鋼板コンクリート壁体は大きな変形能力を有し、急激な耐力の低下を起こさない。以上の実験的事実に着目し、最大荷重点の後も、最大耐力を保持するとした。図-11に、各試験体のスケルトンカーブのモデルを点線で示す。モデルは実験結果をほぼ表現していると考えられる。

表-3 実験結果

構造形式	試験体名	コンクリートひび割れ点		表面鋼板座屈		表面鋼板(主筋)降伏		最大荷重	
		せん断力 Q_c (tf)	せん断変形 γ_c (10^{-3})	せん断力 Q_0 (tf)	せん断変形 γ_0 (10^{-3})	せん断力 Q_y (tf)	せん断変形 γ_y (10^{-3})	せん断力 Q_u (tf)	せん断変形 γ_u (10^{-3})
S	SC209-2	+23.5	+0.112	+119.3	+0.79	+159.4 -159.8	+1.69 -2.82	+190.4 -190.5	+18.9 -15.5
	SC209-2S	+25.8	+0.085	+114.8	+1.25	+153.0 -157.8	+2.02 -3.32	+197.2 -202.0	+20.0 -16.0
	SC150-0	+25.7	+0.098	+189.5	+1.24	+219.5 -199.2	+1.56 -3.17	+273.8 -255.9	+8.1 -12.0
	SC150-2	+35.5	+0.142	+158.9	+1.66	+199.2 -208.5	+2.81 -1.94	+278.3 -267.8	+12.2 -13.0
	SC150-2S	+33.6	+0.139	+168.6	+1.46	+229.1 -228.9	+2.78 -1.95	+290.7 -286.7	+12.0 -12.0
	SC150-3	+28.0	+0.094	+169.9	+1.05	+209.8 -218.9	+1.81 -2.93	+248.6 -258.1	+8.0 -20.0
	SC107-2	+51.6	+0.141	+228.8	+1.84	+278.1 -288.5	+2.81 -1.63	+322.6 -322.4	+12.0 -2.0
R	RC050-16	+33.5 -24.0	+0.102 -0.042	-	-	+129.9 -135.1	+4.77 -3.84	+147.4 -135.4	+27.9 -6.1
	RC100-22	+34.7 -40.3	+0.100 -0.047	-	-	降伏不十分	-	+221.1 -207.5	+8.7 -4.0
	RC160-29	+35.4 -47.4	+0.103 -0.124	-	-	降伏せず	-	+289.4 -244.6	+4.4 -4.0

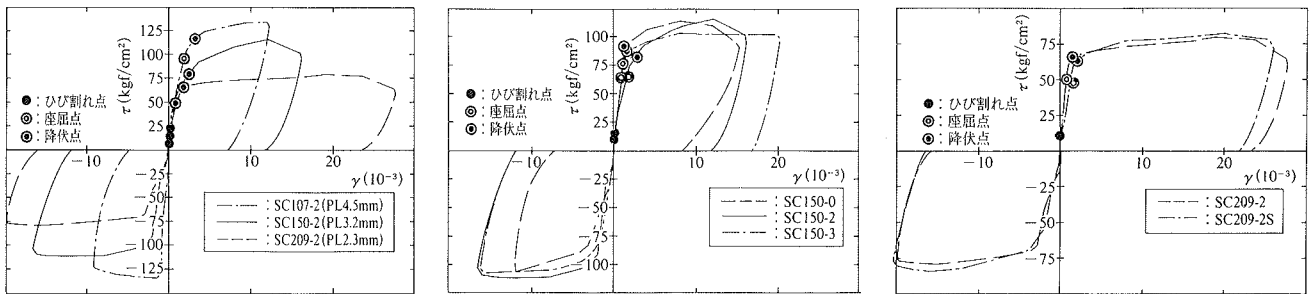


図-12 スケルトンカーブの比較

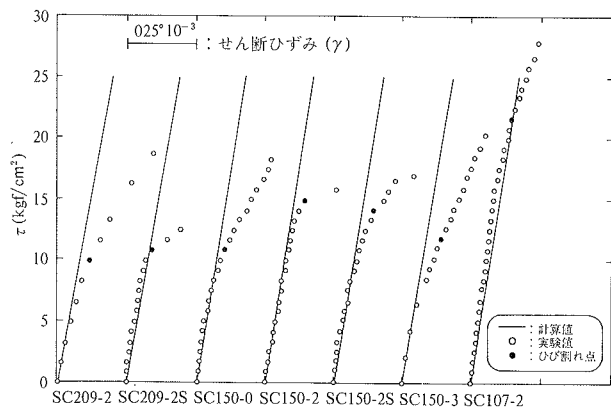


図-13 初期剛性

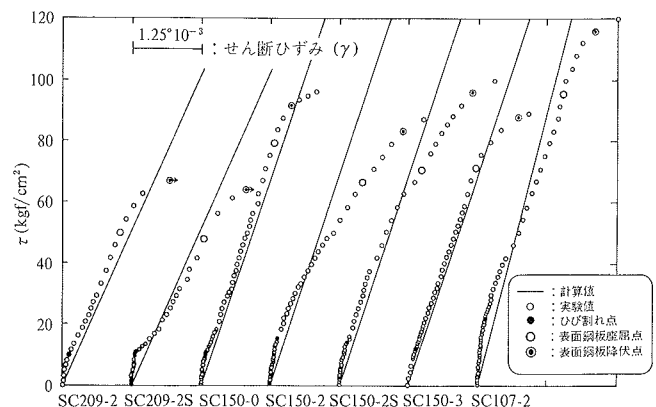


図-14 ひび割れ断面剛性

4.4 荷重～ひずみ関係

4.4.1 表面鋼板 図-15に,表面鋼板のひずみ履歴実測値と計算値の比較を示す。計算値は,トラス抵抗機構によって発生する鉛直方向と水平方向の垂直応力度,および面内せん断抵抗機構によって発生するせん断応力度から,求めた主応力度を45度方向のひずみに変換したものである。両者はよく一致していることが分かる。表面鋼板座屈発生前のサイクルのピーク荷重時の主応力度分布を図-16に示した。

4.4.2 隔壁鋼板 図-17に,隔壁鋼板のひずみ履歴実測値と計算値の比較を示す。計算値は,主応力度から鉛直方向のひずみに変換したもので,表面鋼板における値と同じである。両者はよく一致した。これは,隔壁鋼板と表面鋼板は近似したひずみ履歴を示すものである。

4.4.3 荷重分担率 図-18に,せん断ひずみの増大に伴う表面鋼板のせん断力分担率の推移を示した。縦軸は,表面鋼板の面内せん断力(ロゼット解析によって得られる表面鋼板の面内せん断応力度から求めた)を作用せん断力で除した比である。実線はコンクリートおよび表面鋼板の弾性せん断剛性比に基づく分担率を,点線はトラス抵抗機構および表面鋼板の面内せん断弾性剛性比に基づく分担率を,それぞれ表わす。実験結果は,初期に実線に近く,せん断ひずみの増大に伴い次第に点線に近づく傾向にある。

4.5 諸荷重

表-4に,諸荷重の比較を示す。計算値は,それぞれ式(8),式(11)または(12)の小さい方,式(16)による。ひび割れ荷重を除き,両者はほぼ一致した。

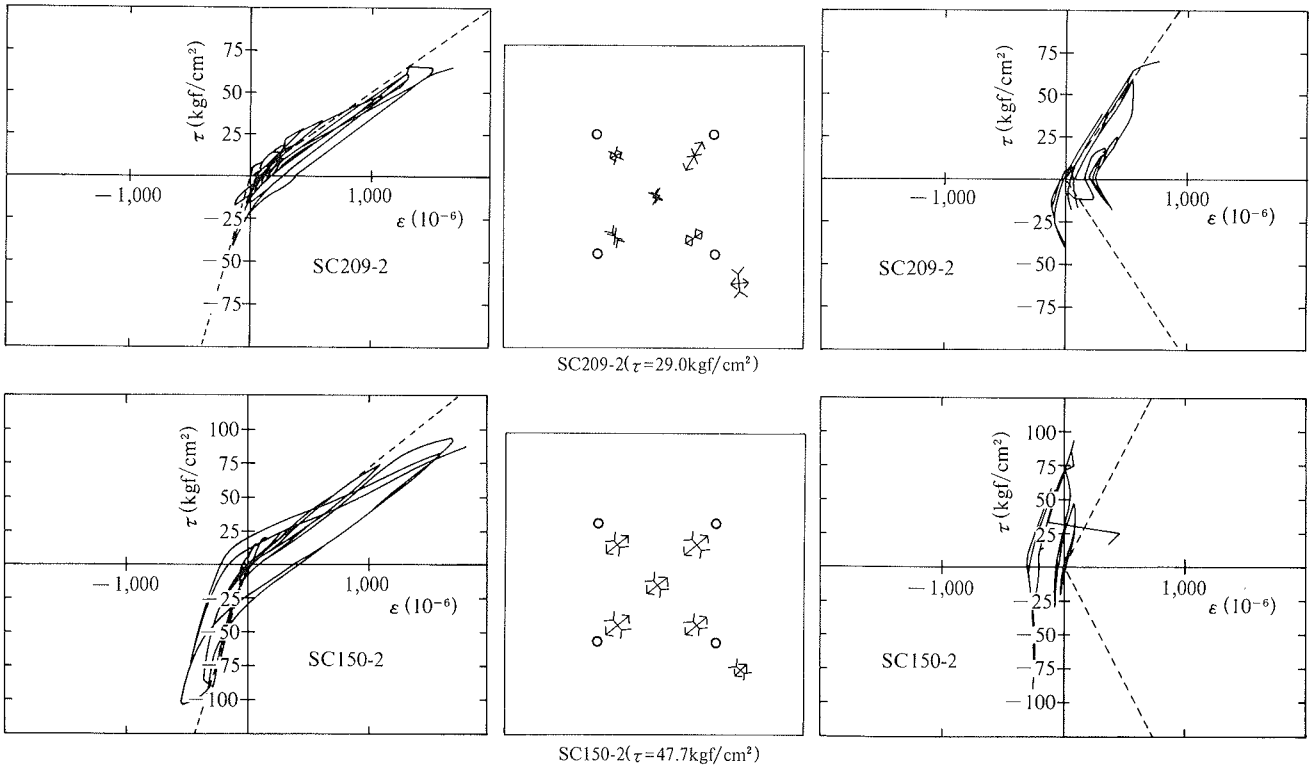


図-15 表面鋼板のひずみ履歴

図-16 主応力度分布

図-17 隔壁鋼板のひずみ履歴

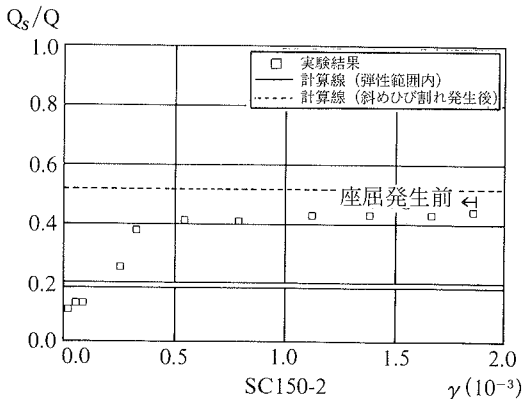


図-18 荷重分担率

表-4 諸荷重の実験値と計算値

試験体	ひび割れ強度			降伏強度			終局強度		
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
SC209-2	23.5	52.7	0.45	159.4	127.8	1.25	190.4	184.3	1.03
SC209-2S	25.8	50.4	0.51	153.0	127.9	1.20	197.2	175.9	1.12
SC150-0	25.7	52.8	0.49	219.5	211.0	1.04	273.8	257.2	1.06
SC150-2	35.5	57.7	0.62	199.2	219.4	0.81	278.3	273.6	1.02
SC150-2S	33.6	57.9	0.58	229.1	219.4	1.04	290.7	275.2	1.06
SC150-3	28.0	60.2	0.47	209.8	223.2	0.94	248.6	282.7	0.88
SC107-2	51.6	62.0	0.83	278.1	283.7	1.02	322.6	341.7	0.94
RC050-16	33.5	51.5	0.65	129.9	114.6	1.13	147.4	133.7	1.10
RC100-22	34.7	54.5	0.64	降伏不十分			221.1	219.1	1.01
RC160-29	35.4	60.2	0.59	降伏せず			289.4	267.8	1.08

注¹⁾ 単位: σ_u (kgf/cm²), 各種強度 (tf)

注²⁾ 正方向加力時の実験値と比較したものである。

注³⁾ 降伏強度計算値は, 式(11)と式(12)の小さい方の値による。

5. 設計用 $\tau \sim \gamma$ 関係

5.1 スケルトンカーブ評価式の簡略化

前章までに、隔壁の効果を考慮したスケルトンカーブの評価法を提案し、実験結果との適合性を確認した。ここでは、前述の評価法 (原式) を簡略化した設計用 S C 壁の $\tau \sim \gamma$ 関係スケルトンカーブを提案する。

[ひび割れ点] $\tau_1 = G_E \cdot \gamma_1$

$$G_E = G_C \cdot (1 - p_w) + G_S \cdot p_w$$

$$\gamma_1 = \frac{\sqrt{\sqrt{\sigma_B} (\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}}{G_C}$$

[降伏点] $\tau_2 = \alpha_3 \cdot p_w \cdot \sigma_V$ ただし $\tau_2 \leq 5.8 \sqrt{\sigma_B}$

$$G_1 = \frac{E_s}{\frac{4n}{(1-p_w)} + \frac{2(1-\nu_s)}{p_w}} + G_S \cdot p_w$$

$$\gamma_2 = \tau_2 / G_1$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{\sqrt{q_c^2 + 3q_s^2}} \quad \text{ただし } \alpha_3 \leq 1.0$$

$$q_c = \frac{1 + \nu_s}{2(np - 1)}$$

$$q_s = \frac{2np + 1 - \nu_s}{2(np - 1)}$$

[終局点] $\tau_3 = \tau_2$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

設計用評価式は、原式の隔壁効果および降伏点以降の強度上昇を無視したものである。また、現行の RC 構造評価式を参考に、ひび割れ点のせん断応力度および終局点のせん断ひずみを定めた。座屈点は、 $\tau \sim \gamma$ 関係に及ぼす鋼板座屈の影響は少ないので、設けないことにした。なお、降伏点の割線剛性 G_1 は、隔壁を無視しているため斜め 45° 方向のひび割れを仮定したコンクリートと鋼板の剛性マトリクスを用いて、内力の釣り合いから求めることもでき、原式と同じ結果が得られる⁵⁾。

5.2 実験結果との比較

既往の水平加力実験結果¹⁾を図-19に示す。試算結果は、上記設計用 $\tau \sim \gamma$ 関係および平面保持を仮定した曲げモーメント～曲率関係を準用したものである。降伏点までの荷重～変形関係をほぼ近似できた。

6. まとめ

今回、鋼板コンクリート壁体の面内純せん断繰返し加力実験を行った結果、次のことが分かった。

① せん断ひずみ 0.002 まで、安定した履歴ループを示した。これを超える大変形領域では、表面鋼板が厚くなるほど、隔壁の数が増えるほど、繰返しによる荷重の低下は少い。スタッドボルトの有無による履歴ループの顕著な差は見られない。

② 溶接部が早期局部破断を起こした試験体を除くと、せん断ひずみ 0.02 以上の大きな変形能力が得られる。

③ 座屈発生時のスケルトンカーブに及ぼす影響は認められない。

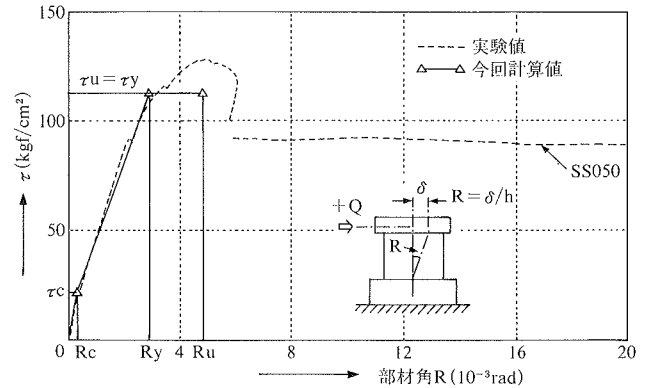


図-19 既往水平加力実験¹⁾との比較

④ 大変形領域の繰返しでは、除荷後の逆方向加力途中で、せん断力を負担しながら座屈波が入れ替わる。

⑤ 等価粘性減衰定数は、補強量のほぼ等しい鉄筋コンクリートに比べ、せん断ひずみ 0.002 まではほぼ同等、それを超える大変形領域では大きい値を示す。

⑥ ひび割れ発生後のせん断剛性は、トラス抵抗機構の剛性と表面鋼板の面内せん断弾性剛性を累加した計算値に近似した。

⑦ ひび割れ発生後の表面鋼板の荷重～ひずみ関係は、垂直応力度 (トラス抵抗機構によって発生) とせん断応力度 (面内せん断剛性によって発生) による主応力度評価の値に近似した。

⑧ 表面鋼板は引張～引張応力状態になる場合がある。従って、座屈は主圧縮応力度によって必ずしも判定できない。

謝 辞

本研究の遂行にあたり、日本大学 青山博之教授および三菱重工業(株)、三菱原子力工業(株)より貴重な助言を受けた。ここに、関係各位に謝意を表わします。

参考文献

- 1) 関本, 秋山, 鈴木, 小林, 宇佐美: 鋼板コンクリート耐震壁に関する研究, (その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1659～1662, (1991.9), p. 1767～1768 (1992.8)
- 2) 山口, 長沼: 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, Vol. 419, p. 77～86, (1991.1)
- 3) 中山, 武田: 内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1837～1838, (1978.9)
- 4) 中山: 内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験 (II), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1391～1392, (1979.9)
- 5) 青山, 山口, 中山, 加藤, 大久保, 安田: 鋼板コンクリート壁の純せん断加力実験(その1～その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1745～1752, (1994.9)
- 6) 仲, 加藤, 藤本, 菅野: 建築学大系, 座屈論 12, p. 233