

WALL FOUNDATION による耐震架構の開発研究 (その4)

——合成壁による架構の水平加力実験——

菊地利武 小畠克朗
武田寿一

Development Study on Aseismic Basement Structure by Underground Diaphragm Walls (Part 4)

——Seismic Loading Tests on RC-RC Composite Shear Walls——

Toshitake Kikuchi Yoshiro Kobatake
Toshikazu Takeda

Abstract

The objective of this study is to carry out structural investigations on cast-in-situ composite diaphragm walls and propose a designing method for such composite walls. This paper is concerned with seismic loading tests on one-tenth (1/10) scale models of RC-RC composite shear walls. These tests were performed in order to investigate influences on structural performance of the reinforcement quantities of joint surfaces in the composite walls. Based on these tests results, it may be said there was little influence of the connection reinforcement quantity, and it was possible to confirm that the composite walls were roughly equal in strength.

概 要

この研究の目的は、地中連続壁と内壁とを一体化した合成壁に地下構造体としての機能を持たせ、地下外周耐震架構として利用するために合成壁の構造性能を検討し、その設計法を提案することである。この報告は、地震時水平力が作用する場合を想定した、縮尺模型（実物の約1/10）の構面試験体による水平加力実験に関するもので、合成壁の接合筋量が構造性能に与える影響について検討したものである。実験結果から、接合筋量にあまり関係なく、それぞれの合成壁の強度は、ほぼ同等であるなど、合成壁による架構の構造性能を知ることができた。

1. 序

WALL FOUNDATION¹⁾ (OWS-SOLETANCHE 工法によって構築した鉄筋コンクリート地中壁体に、地下外壁、耐震壁および支持ぐいなどの構造機能を単独または組み合わせでもたせた地下構造体の通称、以下、WF と略記) による地下構造体は、スクリーン壁体¹⁾ など地中壁のみの架構で構成されるのが一般的である。

この研究は、多種多様でますます厳しくなる施工・設計条件に対応できる、より合理的な地下構造体の施工・設計技術の確立を目的としており、頭付きスタッドボルトなどを用いた接合法²⁾ によって、地中壁と地中壁に接して打継ぐ後打ち壁（以下、内壁と呼ぶ）とを一体化し

た合成壁を、地下階外周の本体構造として利用する耐震架構の開発に関するものである。

この報告は、合成壁に地震時水平力が作用する場合を想定した、縮尺（実物の約1/10）模型の構面試験体による水平加力実験に関するもので、地中壁と内壁とを一体化する接合筋量をパラメータとし、接合筋量と架構としての構造性能との関係について検討したものである。

なお、合成壁から地中壁部分を取り出した壁（以下、スクリーン壁体と呼ぶ）と内壁部分を取り出した壁（以下、一体壁と呼ぶ）の架構についても実験を行ない比較検討している。

2. 実験の概要

2.1. 試験体

試験体一覧を表一に、試験体の形状、寸法および配筋を図一に示す。

試験体は、板厚 12 cm で約 0.6 m×2.0 m のプレキャスト板 4 枚が連続した地中壁部分 (スクリーン壁体) と壁厚 12 cm の本体内壁 (一体壁) とからなる合成壁縮尺模型 (実物の約1/10) の構面試験体 3 体, 比較のためのスクリーン壁体と一体壁各 1 体の合計 5 体である。地中壁部分の頭部と脚部が本体外周ばりを想定したつなぎばりに、JOF 工法によって接合されている。なお、地中壁相互には、10 mm のスリットを設け応力伝達がないようにした。

試験パラメータは、地中壁と内壁とを一体化する接合筋量 P_{S1} で、 $P_{S1}=0, 0.15$ および 0.30% の 3 種類である。地中壁には、シングル配筋で縦筋に 2-D16 と 4-D10 ($P_w=0.95\%$)、横筋に $D10@200$ ($P_w=0.30\%$) を配した。内壁の縦筋と横筋には、地中壁と同じ配筋仕様で同量の鉄筋を配した。

JOF 工法による接合部には、長さ 10 cm のせん断面におけるコンクリート断面積が 60 cm^2 で接合筋 1 本 (D13) を配した歯型を挿入し、せん断力とねじりモーメントに対して、歯型効果で耐力を発揮するように、合計 8 個の歯型 ($P_{S2}=0.38\%$, $P_{S2}=A_s/A$, A_s : 接合筋の全断面積, A : 接合面積) を配置した。また、試験体の両端には、PC 鋼棒 (C種, 23ϕ 3本) を埋込んだ直交壁を形成し、試験部分が主にせん断応力のみを受けるようにした。試験体の製作は、まず、地中壁部分を成形し、後打ちとなる頭部と脚部のつなぎばり、内壁および直交壁を平打ちで同時に打継いで行なった。

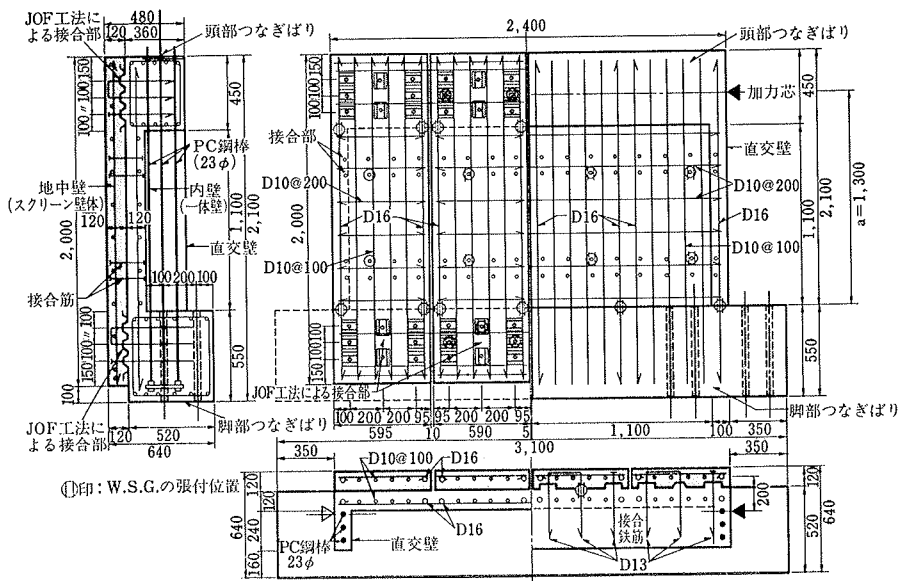
2.2. 使用材料

使用した鋼材の性質を表二に示す。

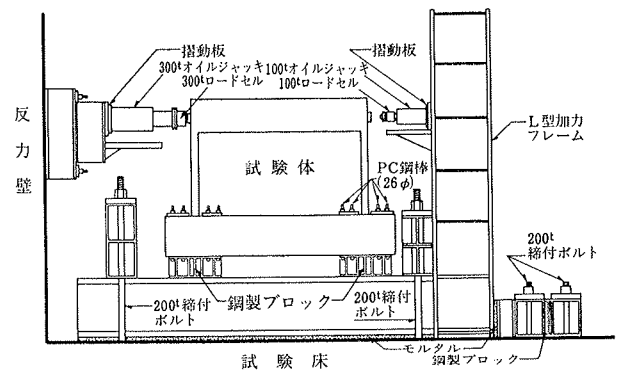
コンクリートには、設計基準強度が $F_c=240\text{ kg/cm}^2$, スランプ 18 cm, 水・セメント比 57.1% の普通コンクリート (早強セメント使用) の生コンを使用した。コンクリートの実験時における性質を表一に示した。

2.3. 加力方法と測定方法

加力は、頭部つなぎばりに荷重を加える片持ちばり形式 (せん断スパン $a=130\text{ cm}$) により曲げとせん断力が同時に壁体に加わる方法で行ない、荷重をロードセルで検出した。荷重の加え方は、正負交番繰返し載荷でコン



図一 試験体の形状、寸法および配筋



図二 加力方法

壁の種類	試験体名	接合筋比 $P_{S1}(\%)$	コンクリートの圧縮強度とヤング係数							
			地中壁		内 壁		頭部つなぎばり		脚部つなぎばり	
			F_c (kg/cm^2)	E_c ($\times 10^4$)	F_c (kg/cm^2)	E_c ($\times 10^4$)	F_c (kg/cm^2)	E_c ($\times 10^4$)	F_c (kg/cm^2)	E_c ($\times 10^4$)
合成壁	C-0	0						353	2.47	
	C-15	0.15	411	2.73	431	2.72	353	2.47	438	2.87
	C-30	0.30								
スクリーン壁体	S	—	—	—	—	—	—	353	2.47	
一体壁	M	—	—	—	431	2.72	438	2.87	438	2.87

(注) P_{S1} : 接合筋比 $P_{S1}=a_s/A_s$, a_s : 接合筋の全断面積, A_s : 地中壁と内壁との接合部の接合面積

表一 試験体一覧とコンクリートの性質

クリートの長期許容せん断応力度 $長 f_s (=5.0 + F_c/100, F_c = 240\text{ kg/cm}^2)$ を基準に 5 回の繰返しを行なう漸増載荷方式とし

使用鋼材	降伏点強度 $s\sigma_y$ (kg/cm^2)	引張強度 $s\sigma_{max}$ (kg/cm^2)	ヤング係数 $sE \times 10^6$ (kg/cm^2)
$\phi - 9$	3,780	4,730	2.07
D-10	4,180	5,980	1.84
D-13	4,150	5,790	1.86
D-16	4,030	5,780	1.83
D-19	3,820	5,610	1.83

表二 使用鋼材の性質

た。

測定は、変位として、直交壁の壁芯で加力芯位置における相対変位を、脚部つなぎばりから立ち上げた不動点に取り付けた高感度変位計(1/200 mm 精度)で、ひずみとして、図-1に印で示した位置で縦筋と接合筋のひずみをW.S.G.で行なった。

壁の種類	試験体名	曲げひび割れ発生荷重		せん断ひび割れ発生荷重			最大耐力			
		実 Q_{BC} (ton)	実 τ_{BC} (kg/cm ²)	実 Q_{SC} (ton)	実 τ_{SC} (kg/cm ²)	実 Q_{SC} 計算値*1	実 Q_U (実 τ_U) (ton)(kg/cm ²)	実 Q_U 累加実験値*2	実 Q_U 計算値*3	実 Q_U 計算値*4
合成壁	C-0	58	9.2	84	13.5	0.76	244(39.1)	1.24	0.86	—
	C-15	40	6.4	80	12.8	0.72	253(40.5)	1.29	0.89	—
	C-30	52	8.3	80	12.8	0.72	248(39.7)	1.27	0.87	—
スクリーン壁体 一体壁	S	15	5.2	—	—	—	46(16.0)	—	—	1.07
	M	20	6.0	50	14.9	0.86	149(44.3)	—	—	0.97

(注)*1: 1)式で求めたせん断ひび割れ発生荷重の計算値(合成壁を完全な一体壁と仮定)
 *2: S(スクリーン壁体)とM(一体壁)の累加実験値
 *3: C(合成壁)が完全な一体壁で耐力を発揮するとして2)式で求めた終局せん断耐力の略算値
 *4: Sが連続矩形ラーメン架構で耐力を発揮するとして3)式で求めた終局曲げ耐力の略算値、或いは、Mの2)式で求めた終局せん断耐力の略算値
 $cQ_{SC1} = t \cdot l_e \sqrt{c\sigma_1^2 + \sigma_n \cdot c\sigma_1} / S_{max}, c\sigma_1 = 1.8\sqrt{F_c}$ 1)式
 $cQ_{WU} = \{0.0679Pt^{0.23}(F_c + 180) / \sqrt{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}}\} b_e \cdot j$ 2)式
 $Q_{BU} = M_{BU}/a, M_{BU} = 0.9at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_{wv} \cdot \sigma_{wv} \cdot D, a = 75cm$ 3)式

3. 実験結果とその検討

3.1. 破壊経過

最終破壊状況の例を写真-1～3に示す。

合成壁(C-0, C-15およびC-30)

に加力すると、 $Q(\tau) = 40 \sim 58 \text{ ton}$ ($6.4 \sim 9.2 \text{ kg/cm}^2$)で、脚部つなぎばり上面あるいはやや接合部に入った位置で地中壁に曲げひび割れが発生し、耐力が上昇するとともにひび割れが増加、伸展した。せん断ひび割れは、 $Q(\tau) = 80 \sim 84 \text{ ton}$ ($12.8 \sim 13.5 \text{ kg/cm}^2$)で発生したが、顕著な剛性低下は認められなかった。更に、加力すると、加力点側最外縁の内壁と地中壁の縦筋が、それぞれ $Q(\tau) = 88 \sim 100 \text{ ton}$ ($14.1 \sim 16.0 \text{ kg/cm}^2$)と $100 \sim 106 \text{ ton}$ ($16.0 \sim 17.0 \text{ kg/cm}^2$)で降伏した。その後も、耐力が上昇し、最大耐力 $Q(\tau) = 244 \sim 253 \text{ ton}$ ($39.1 \sim 40.5 \text{ kg/cm}^2$)で合成壁がせん断破壊し、急激に剛性が低下した。最終破壊状況の一例を写真-1に示したが、ひび割れの発生状況と破壊状況に試験体による顕著な差はなく、地中壁部分も一体壁に近い破壊パターンで内壁とともにせん断破壊した。

スクリーン壁体(以下、Sと呼ぶ)に加力すると、各々のパネルが、ラーメン変形して $Q(\tau) = 15 \sim 22 \text{ ton}$ ($5.2 \sim 7.6 \text{ kg/cm}^2$)で脚部つなぎばり上面と頭部つなぎばり下面に曲げひび割れが発生した。更に、加力すると、各パネルの引張側最外縁の縦筋が、 $Q(\tau) = 38 \sim 42.6 \text{ ton}$ ($13.2 \sim 14.8 \text{ kg/cm}^2$)で降伏し、最大耐力 $Q(\tau) = 46 \text{ ton}$ (16.0 kg/cm^2)に達した。その後も、耐力はほとんど低

表-3 試験結果一覧

下することなく推移し、地中壁相互の間隙がなくなり、コンクリート面が接触すると再び耐力が上昇した。最終破壊状況を見ると、曲げひび割れが円弧を描く特徴的なパターンで接合部に伸展した。

一体壁(以下、Mと呼ぶ)に加力すると、 $Q(\tau) = 20 \text{ ton}$ (6.0 kg/cm^2)で脚部に曲げひび割れが発生した。更に、加力すると、せん断ひび割れが $Q(\tau) = 50 \text{ ton}$ (14.9 kg/cm^2)で発生し、引張側最外縁の縦筋が $Q(\tau) = 62 \text{ ton}$ (18.5 kg/cm^2)で降伏した。その後も、耐力が上昇するとともにせん断ひび割れが増加、伸展し、最大耐力 $Q(\tau) = 149 \text{ ton}$ (44.3 kg/cm^2)で壁がせん断破壊して急激に剛性が低下した。

3.2. 諸強度

曲げひび割れ発生荷重 実 Q_{BC} (実 τ_{BC})、せん断ひび割れ発生荷重 実 Q_{SC} (実 τ_{SC})および最大耐力 実 Q_u (実 τ_u)をまとめて表-3に示す。

合成壁とMのせん断ひび割れ発生荷重は、前者が実 Q_{SC} (実 τ_{SC}) $= 80 \sim 84 \text{ ton}$ ($12.8 \sim 13.5 \text{ kg/cm}^2$)、後者が実 Q_{SC} (実 τ_{SC}) $= 50 \text{ ton}$ (16.0 kg/cm^2)で、計算値に対して0.72~0.76倍と0.86倍で計算値に比較してやや小さい値であった。

合成壁、SおよびMの最大耐力は、それぞれ実 Q_u (実 τ_u)

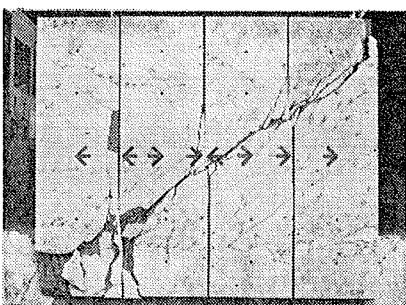


写真-1 最終破壊状況(C-15)

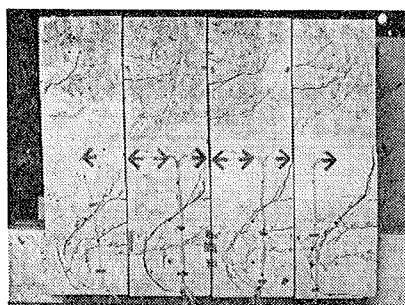


写真-2 最終破壊状況(S)

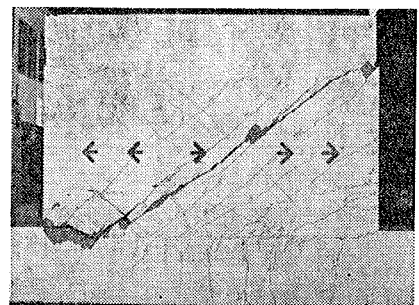


写真-3 最終破壊状況(M)

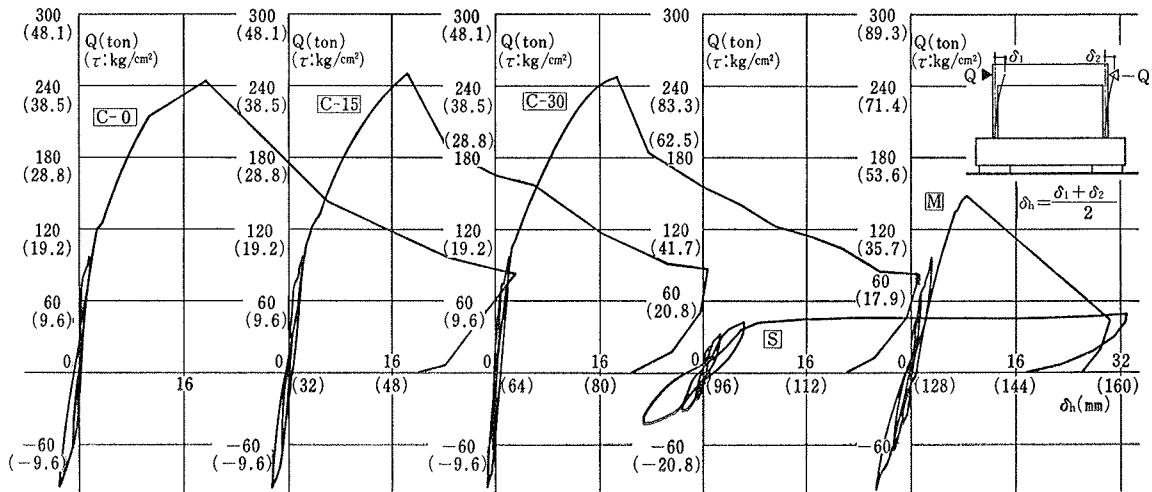


図-3 せん断力Q～水平変位曲線

=244~253 ton (39.1~40.5 kg/cm²), 46 ton (16.0 kg/cm²) および 149 ton (44.3 kg/cm²) であった。この実験における合成壁の実Q_uと試験パラメータとの関係を見ると、地中壁と内壁とを一体化する接合筋を有するものが、多少大きい耐力を示す傾向にあるものの、その耐力上昇は、極めて小さく最大耐力への影響はほとんどないといえる。

合成壁の実Q_uは、Sの実Q_uに対して5.30~5.50倍、Mの実Q_uに対して1.64~1.70倍であった。また、SとMの累加実験値に対する比率でみると、1.24~1.29倍で累加実験値より大きかった。このように、合成壁は、スクリーン壁体と一体壁の累加強度以上の耐力を発揮しており、合成壁を構成することが強度上有効に作用しているといえる。これは、地中壁と内壁との接合部のせん断強度により、地中壁による連続矩形ラーメン架構としての変形が拘束され、一体壁に近い片持ばりの耐力機構でせん断耐力を発揮したことによるものと思われる。

このことは、略算ではあるが計算値との比較からもいえる。すなわち、合成壁の実Q_uは、合成壁を完全な一体壁(断面の中心から0.3D以上外にある縦筋とPC鋼棒が曲げ補強筋として働くと仮定³⁾)とみなし、表-3に示した2)式の終局せん断耐力式⁴⁾で求めた計算値に対する比率でみると、0.86~0.89倍(平均0.87倍)で、計算値よりやや小さいものの比較的良好に対応していた。この結果から、合成壁のせん断耐力は、完全な一体壁とした場合よりもやや小さくなるが、スクリーン壁体と後打ち壁の累加強度よりも大きくなるといえる。

Sの実Q_uは、地中壁が頭部と脚部のつなぎばりなどで構成する連続矩形ラーメン架構で耐力を発揮するものとして、表-3に示した4)式の終局曲げ耐力⁴⁾で求めた計算値の1.07倍で、この方法で曲げ耐力が評価できた。

Mの実Q_uは、合成壁の場合と同じ仮定で2)式の終局せん断耐力式⁴⁾で求めた計算値の0.97倍で、よく対応しており、この略算式でせん断耐力が評価できよう。

3.3. 変位

せん断力Qと加力芯位置における相対変位δ_h(脚部つなぎばりが不動点、以下、水平変位と呼ぶ)との関係を履歴曲線で図-3に示す。

合成壁の変位履歴は、変位量など多少相違しているが巨視的にはほぼ同じ性状といえよう。いずれの試験体もせん断ひび割れの発生と伸展、ひび割れの増加に従って徐々に剛性低下を来しながら荷重が増大して行き、せん断破壊して最大耐力に達し、剛性が急激に低下した。更に、加力すると、水平変位の進行とともに耐力低下を来すものの、δ_h=65 mm(部材角R=50.0×10⁻³)においても、スクリーン壁体のみで発揮する耐力以上の荷重を維持しており、一体壁に比較して変形能に富む変位性状を示した。

Sの変位性状は、合成壁やMに比較して剛性の低い、ラーメン架構としての履歴特性を示し、最大耐力に達した後もほとんど耐力低下がなく変形能に富んでいた。

最大耐力時における合成壁とMの水平変位は、前者がδ_h=18.4~19.5 mm(部材角R=14.2~15.0×10⁻³ rad.)後者がδ_h=8.7 mm(R=6.67×10⁻³ rad.)で、Mの水平変位は、合成壁の約半分と小さく変形能が劣っていた。Sの最大耐力時における水平変位は、δ_h=19.5 mm(R=14.9×10⁻³ rad.)であったが、全パネルの引張側最外縁の縦筋がQ=42.6 tonで降伏した後、変位のみが増加し、あまり耐力上昇のない変位性状から判断して、最大耐力時の水平変位は、降伏荷重時のδ_h=6.26 mm(R=4.82×10⁻³ rad.)近傍の値とするのが妥当であろう。

この実験における合成壁は、最大耐力時の部材角が通

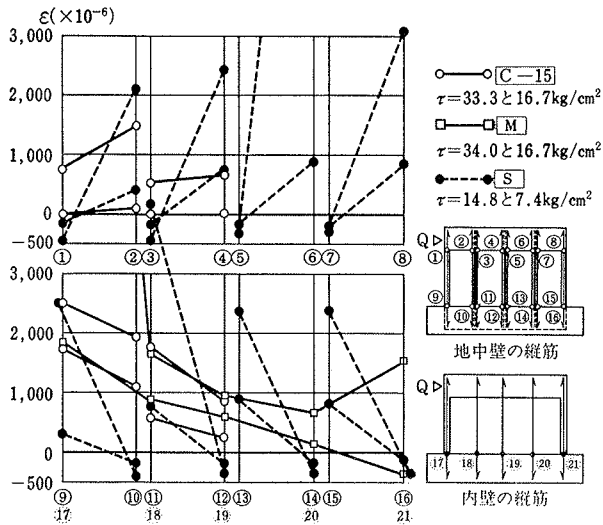


図-4 縦筋のひずみ分布

常の RC 壁の実験結果 $R=4 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に比較して約 3.6~3.8倍で、大きな変形能を有しているといえる。これは、合成壁を構成することで、変形能が改善され大きなエネルギー吸収性を有する構造体に行けることを示している。

3.4. ひずみ

C-15, S および M における縦筋のひずみ分布を図-4 に、つなぎばりと地中壁、内壁と地中壁とを一体化する接合筋のひずみ ϵ とせん断力 Q との関係履歴曲線を図-5 に示す。

S の縦筋のひずみ分布は、地中壁の各パネルがそれぞれ独立に挙動する壁柱部材としての性状を示している。すなわち、引張縁では引張ひずみが、圧縮縁では圧縮ひずみがほぼ均等に生じていた。これらの分布から、S は、高さの中央位置が反曲点となるほぼ完全な連続矩形ラーメン架構で耐力を発揮しているといえる。

これに対して、C-15 における地中壁のひずみ分布は、S と同じ架構形式にもかかわらず、矩形ラーメンにみられる特徴的な性状を示していなかった。脚部つなぎばりの上面位置では、加力点側の最外縁の縦筋に最も大きい引張ひずみが生じ、これを頂点とする三角形分布に近い分布性状を示した。この分布は、一体壁のひずみ分布に比較的よく対応しており、単独のスクリーン壁体では各パネルが壁柱で耐力を発揮するのに対して、合成壁のスクリーン壁体が、一体壁に近い耐力機構で耐力を発揮することを裏付けていよう。

合成壁における接合筋のひずみは、せん断ひび割れの発生とほぼ対応して進行しはじめ、耐力が上昇するとともに増大したが、降伏ひずみには達しなかった。つなぎ

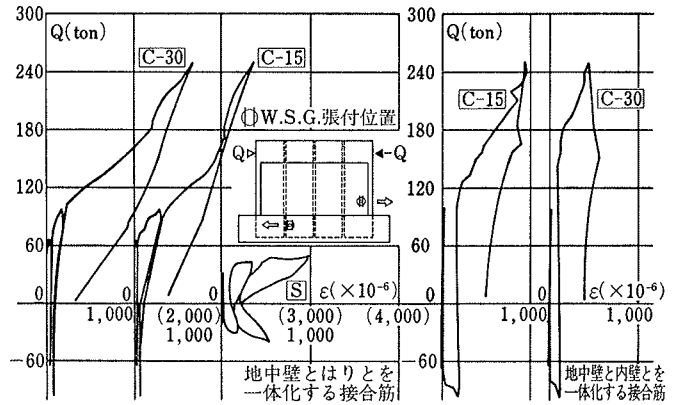


図-5 せん断力 Q ~ ひずみ ϵ 曲線

ばりと地中壁、および内壁と地中壁とを一体化している接合筋のひずみは、前者で最大 $1,600 \mu\text{m}$ 、後方で $1,000 \mu\text{m}$ 程度であった。

また、S における接合鉄筋のひずみは、曲げひび割れが接合部内に伸展するとともに増大して行くが、最大耐力時においても合成壁と同様に降伏ひずみに達せず、最大のもので $1,000 \mu\text{m}$ 程度であった。

4. 結び

地中壁と内壁とを一体化した合成壁を、地下階外周の本体構造として利用するための実験的研究の一環として、合成壁に地震時水平力が作用する場合を想定した、縮尺模型の構面試験体による水平加力実験を行ない、構造性能を検討した。

この結果、①合成壁のせん断耐力は、合成壁を構成する一体壁とスクリーン壁体との累加耐力以上となるが、完全な一体壁とした場合の既往の終局せん断耐力式で求めた略算値よりもやや小さいこと、②合成壁は、通常の RC 壁と比較して変形能に富み、大きなエネルギー吸収性を有していることなど、合成壁の構造性能を知ることができた。

参考文献

- 1) 武田, 小島: 地中連続壁の地下構造体としての利用, コンクリート工学, Vol. 13, No. 2, (Feb. 1975), pp. 12~21
- 2) 菊地, 小島, 武田: WALL FOUNDATION による耐震架構の開発研究 (その1), 大林組技術研究所報, No. 30, (1985), pp. 20~24
- 3) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, (1982)
- 4) 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), pp. 42~43