

論文

[2199] スリットを有する合成壁の面内せん断伝達に関する研究

岡谷 雄介*1・辻 直樹*1・松井 茂*2・篠田 佳男*3

1. はじめに

耐震壁や原子力格納容器の設計に代表される面内せん断力は、既往からの研究成果[1]の蓄積により、その耐荷機構が明らかにされつつある。また、その成果を反映し、各種設計指針[2]、[3]、[4]が整備されている。しかし、最近脚光を浴びている埋設型枠や地下空間の高度利用という観点からの地下連続壁の本体利用を目的とした、RC部材とRC部材からなるサンドイッチ構造に関する面内せん断力については、今後の成果に負うところが大きい。

本研究は、このような背景を考慮して、地下連続壁体あるいは埋設型枠を模擬した既設RC壁体と新設RC壁体から構成される合成壁の面内せん断力の評価手法の把握を目的としたものである。なお、本報告は、このうち既設RC部材間にスリットを設け部材間のせん断伝達を除去したものに、新設RC壁体を一体化させた合成壁の面内せん断抵抗性能について報告するものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、図-1に示すように、平面形状が2.0×2.5mの既設RC壁体に、新設RC壁体（以後、既設壁体、新設壁体と略す）、頭部つなぎ梁及び柱を設けたものである。また、この試験体は、既設壁体を図-2に示すコンクリート表面処理を高圧水洗浄により行い、さらに打継ぎ面を貫通する接合鉄筋を0.1%配置して新設壁体と接合する合成壁とした。また、頭部つなぎ梁との接合は、コンクリート表面を高圧水洗浄し、さらに縦筋を貫通させ定着長を40dとした。なお、既設部材のエレメント間には10mm幅のスリットを設け、エレメント間でのせん断伝達を実験上取り除いたものとした。

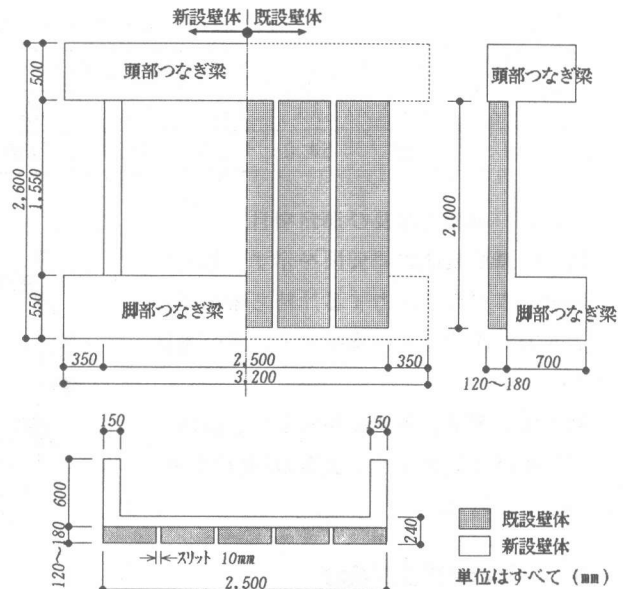


図-1 試験体形状

試験体諸元は、表-1に示すように、合成壁の全壁厚（既設壁厚+新設壁厚）を24cmで一定とし、既設壁体と新設壁体の壁厚の比を主なパラメータとした。

- *1前田建設工業（株）建築設計本部構造設計部（正会員）
- *2前田建設工業（株）建築設計本部構造設計部課長
- *3前田建設工業（株）技術本部技術研究所土木構造研究室副室長（正会員）

試験体の配筋は、壁体部分を既設、新設ともにD10を縦筋が10cmピッチに、また横筋が20cmピッチのそれぞれシングル配筋とした。また、柱には熱処理をした高強度鉄筋を鉄筋比で2.72%配し、壁体部の応力状態が面内せん断力に支配されるように配慮した。

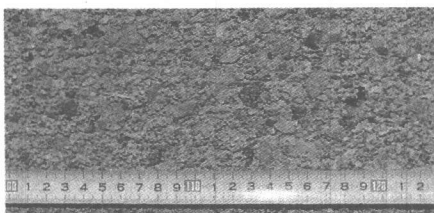


図-2 コンクリートの表面処理状態

2. 2 使用材料

鉄筋は、表-2に示す機械的性質のもの、コンクリートは、表-3に示す調合のもので、設計基準強度 $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 、スランプ18cm、粗骨材の最大粒径20mmのレディーミクストコンクリートを使用した。

表-1 試験体一覧

試験体	壁厚(mm)		新設壁厚
	新設壁体	既設壁体	既設壁厚
H-0	240	—	∞
H-1	120	120	1
H-2	80	160	1/2
H-3	60	180	1/3

表-2 鉄筋の機械的性質

呼び径	部位	降伏点強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	ヤング係数 (kgf/cm^2)
D6	接合鉄筋	3771	5052	1.77×10^6
D10	壁筋	3570	5028	1.83×10^6
	柱・Hoop			
D16	柱主筋	9441	11298	1.87×10^6

表-3 コンクリートの調合

骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m^3)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
20	18	54.0	4.0	48.5	176	326	851	940	0.815

2. 3 載荷方法及び測定項目

図-3に載荷装置の概要図を示す。加力は、上部梁へ水平力を入力する片持ち梁形式とし、入力せん断力を漸増させる正負交番載荷とした。

測定は、荷重、各部の相対変位、鉄筋軸ひずみ及びコンクリート表面の3軸ひずみについて行った。

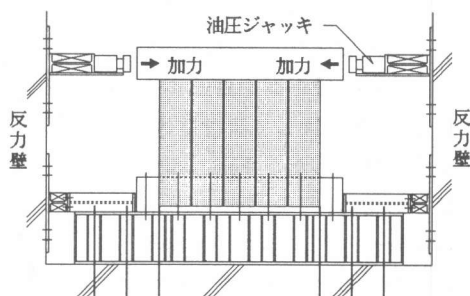


図-3 載荷装置概要図

3. 試験結果及び検討

3. 1 試験過程

図-4は、作用せん断力 Q と層間変形角 R の関係を示したものである。一体打設試験体H-0は、最大耐力に達した後も、変形を増大させ、極めてじん性に富んでいることが認められる。これに対して合成壁は、新設壁厚が小さくなるに従い、小さな変形角で破壊に至っている。しかし、既設壁厚が全壁厚の1/2となるH-1をみると、一体ものに近い変形性能を有している。また、既設壁厚が全壁厚の3/4も占めるH-3は、破壊時の変形角は小さいものの、鉄筋の降伏が確認された後に破壊を生じた。

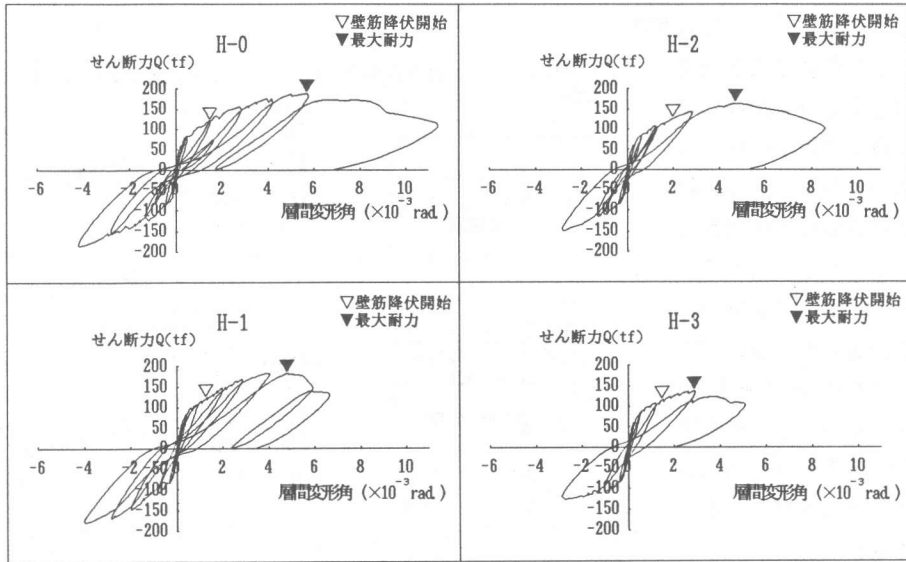


図-4 荷重-変位履歴

図-5は、代表的な試験体(H-1)の破壊状況を示したものである。正負交番載加により壁体部分にせん断ひび割れが成長し、鉄筋の降伏と共にひび割れ幅を大きくしている。破壊は、せん断ひび割れ間のコンクリートストラット部分圧壊によるものであった。なお、既設壁体と新設壁体間の接合面は、終局に至ってもはだ分かれを生じることなく、健全な状態を保持していた。

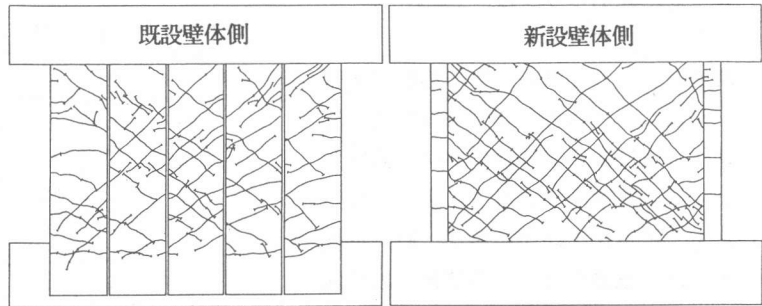


図-5 試験体破壊状況

表-4 試験結果一覧

試験体	コンクリート強度 (kgf/cm ²)		実験結果 (tf)				Q _{u0}
	既設壁体	新設壁体	bQ_{cr}	sQ_{cr}	Q _y	Q _u	
H-0	301		52.0	84.0	116.3	189.3	-
H-1	348	328	48.0	84.0	120.0	182.2	0.96
H-2	315	335	48.0	84.0	121.7	162.9	0.86
H-3	359	329	48.0	84.0	112.1	138.5	0.73

bQ_{cr} : 曲げひび割れ発生荷重, sQ_{cr} : せん断初ひび割れ荷重
 Q_y : 降伏荷重, Q_u : 最大荷重, Q_{u0} : 試験体H-0の最大荷重

表-4は、試験で得られた結果をまとめて示したものである。 bQ_{cr} は目視で確認されたせん断ひび割れ発生荷重を、 Q_y は壁の縦筋または横筋のひずみが降伏値を越えたときの荷重を、また Q_u は最大荷重を示す。 bQ_{cr} 及び Q_y は、一体壁と合成壁で差が認められず、ほぼ一定の値を示している。これに対して Q_u は、壁厚比に大きく依存し、H-3はH-0試験体の73%と小さなものとなっている。しかし、既設壁体と新設壁体の壁厚が同一であるH-1では一体のものと同程度の値を有していることが認められる。

3.2 コンクリートのひずみ

せん断ひび割れ発生以前のせん断応力度分布を図-6に示す。実験値は既設壁体側と新設壁体側の表面ひずみの平均値とし、計算値は弾性計算に基づいて求めたものである。計算値は良い精度で実験値を推定していることが認められる。このように、スリットを有する壁体においても、せん断ひび割れの発生以前であれば、弾性計算で概ね推定できることが確認された。

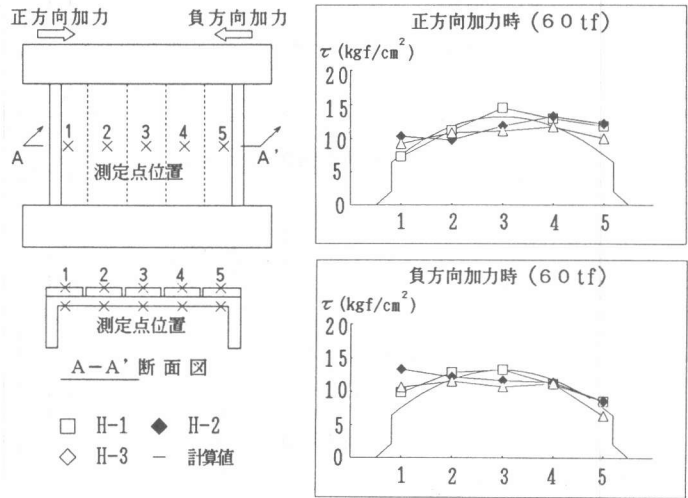


図-6 せん断応力度分布

3.3 鉄筋のひずみ

(1) ひずみ分布

鉄筋のひずみ分布として、初めに図-7に示すように、横方向及び縦方向で、既設壁体部及び新設壁体部において測定したひずみ分布を図-8に示す。縦・横方向筋とも、壁厚比にかかわらず、同一位置であれば、既設壁体と新設壁体での鉄筋ひずみは、ほぼ一致している。これは、作用せん断力に対して、既設壁体及び新設壁体内部の鉄筋が縦・横方向とも、連成して抵抗していることを示している。

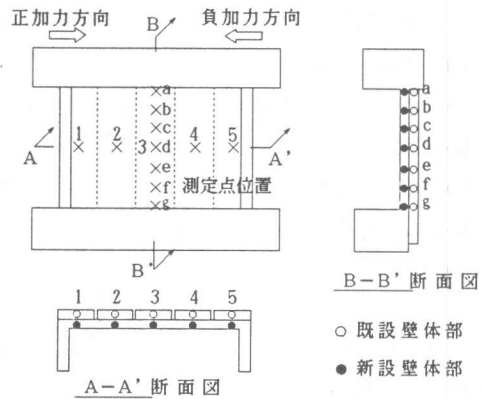
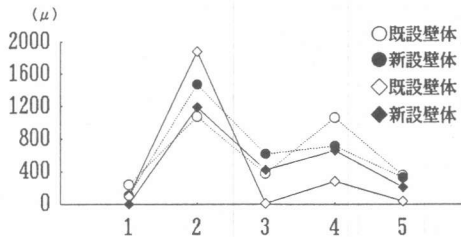
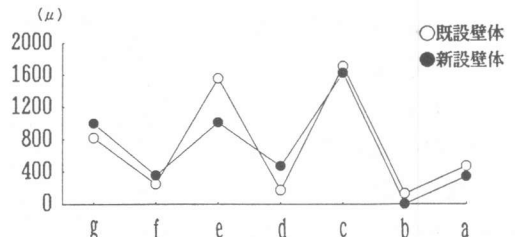


図-7 ひずみ測定位置



(a) H-2試験体 (P=124tf、A-A')



(b) H-2試験体 (P=124tf、B-B')

図-8 鉄筋のひずみ分布

(2) 計算値との比較

鉄筋ひずみの計算方法を以下に示す。

壁体部にせん断ひび割れが生じると、作用せん断力による引張力Nは、図-9に示すように横方向

の鉄筋力 Z_x と、縦方向の鉄筋力 Z_y 、及びひび割れ面でのせん断力 H でつり合い、式(1)が成り立つ。また、応力及びひずみの表示に直すと式(2)となる。

$$Z_x = N - H, \quad Z_y = N + H \quad (1)$$

$$\varepsilon_x = \frac{(\tau - \tau_H)}{\rho_x \cdot E_s}, \quad \varepsilon_y = \frac{(\tau + \tau_H)}{\rho_y \cdot E_s} \quad (2)$$

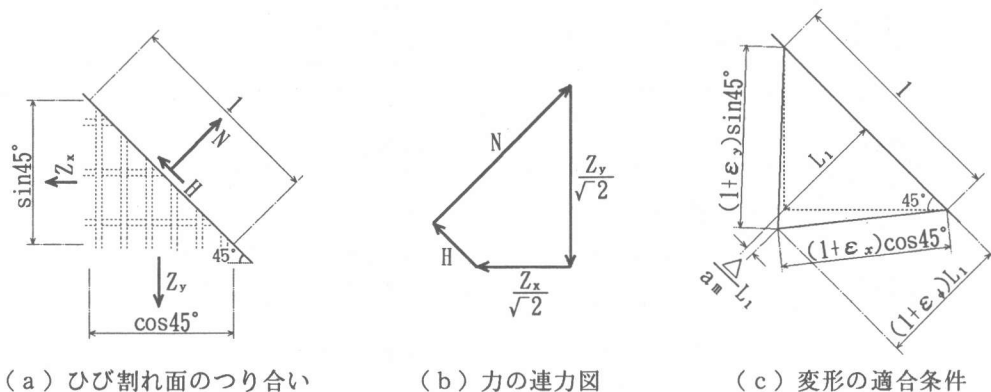


図-9 ひび割れ面におけるつり合い条件

鉄筋のひずみは、 τ_H が決定すれば算定されることとなる。

また、 τ_H は、ひび割れ面におけるせん断剛性 E_v とズレ変位 Δ 及び平均ひび割れ間隔 a_m により式(3)で表される[5]。

$$\tau_H = E_v \cdot \frac{\Delta}{a_m} \quad (3)$$

なお、 Δ/a_m は式(4)で、また E_v は式(5)として、ひび割れ面と直交する方向の平均ひずみ $\varepsilon_{\phi m}$ を用いて表される[6]。ここで $\varepsilon_{\phi m}$ は、CEB-FIP規準[7]に基づいてコンクリートの引張剛性寄与を考慮したもので、式(6)のように横、縦方向の平均ひずみ ε_{xm} 、 ε_{ym} から算定する。

$$\frac{\Delta}{a_m} = \varepsilon_{xm} - \varepsilon_{ym} \quad (4)$$

$$E_v = 36 / \varepsilon_{\phi m} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{\phi m} = \varepsilon_{xm} + \varepsilon_{ym} \quad (6)$$

また、日本建築学会(鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説)に示されている全補強式は、ひび割れ面におけるせん断伝達を無視したもので式(7)で表される。

$$\varepsilon_x = \frac{\tau}{\rho_x \cdot E_s}, \quad \varepsilon_y = \frac{\tau}{\rho_y \cdot E_s} \quad (7)$$

図-10は代表的な例としてH-2試験体について鉄筋の最大ひずみと平均ひずみ履歴を、縦方向及び横方向鉄筋について計算値と共に示したものである。ここで、計算値は、ひび割れ面でのせん断伝達を考慮すると、解析精度は若干向上するものの、実用上からみると全補強式で十分な精度といえる。

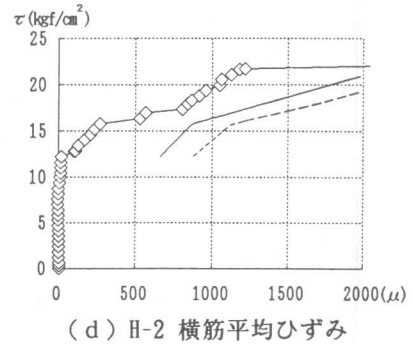
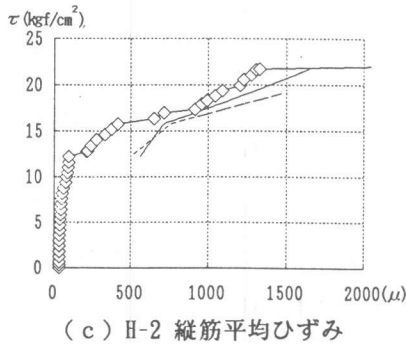
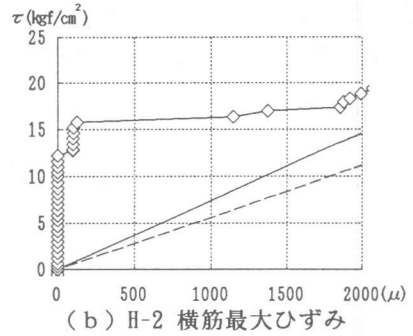
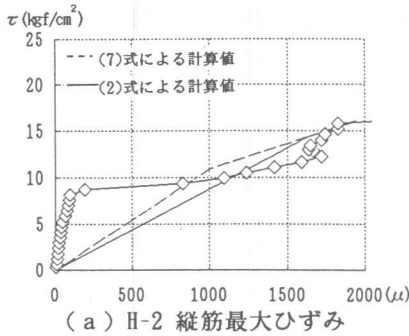


図-10 せん断応力度-ひずみ関係

4. 結論

スリットを有する合成壁の面内せん断力に関する実験を行い、その結果、以下の結論を得た。

- (1) 既設壁体の厚さが全壁厚の1/2程度有していても、破壊時には一体ものに近い大変形を有することが認められた。
- (2) せん断ひび割れ発生以前におけるコンクリートの応力は、弾性計算で概ね推定できる。
- (3) 既設壁体と新設壁体内部の鉄筋は、壁厚比に関係なく縦、横筋ともに連成して抵抗することが確認された。また、鉄筋降伏時のせん断強度は、全補強式で実用上、十分な精度で評価できた。

参考文献

- 1) Duchon, N.B. : Analysis of Reinforced Concrete Membrane Subject to Tension and Shear, ACI Journal, Vol. 69, No. 9, pp. 578-583, 1972
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1988
- 3) コンクリート標準示方書、設計編、土木学会、1991
- 4) コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等技術基準、通産省、1990
- 5) Baumann, T. : Zur Frage der Netzbewehrung von Flachentragwerken, Der Bauingenieur, Vol. 47, Heft 10, pp. 367-372, 1972
- 6) 山田一字：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器の設計における問題点、特にRCシェル要素のせん断設計方法の合理化に関する研究、前田建設技術研究所報、No. 22-1、1982.5
- 7) CEB/FIP : Model Code for Concrete Structures, 1978