

鉄筋コンクリート耐震壁のひび割れ誘発目地に関する実験的研究

その3 ひび割れ誘発材を有する連層耐震壁の加力実験

松本 智夫* 西原 寛* 宮野 洋一**

Experimental Study on Crack-Inducing Slit in RC Shear Walls

Part 3 Loading tests of RC multi-story structural walls within crack-inducing slits

by Toshio MATSUMOTO, Hiroshi NISHIHARA and Youichi MIYANO

Abstract

Shear loading tests on multi-story RC structural wall specimens at a scale of approximately 1/2.5 were conducted as a part of the research project on RC structural walls within crack-inducing slits. Specimens with flat bars of various widths for partial loss of area were prepared to verify the influence on the structural performance of walls. Test results showed that a 20% loss in the thickness of a wall had little influence on the shear stiffness and strength. However, for specimen with a 40% loss in thickness, the shear strength of the multi-story structural walls was nearly 10% lower than that of specimen with no flat bars and slippage was also observed along the flat bars.

要 旨

ひび割れ誘発目地付き耐震壁に関する研究の一環として、ひび割れを誘発するための鋼製フラットバーをひび割れ誘発材として埋設した実大の 1/2.5 程度の壁厚を有する鉄筋コンクリート造連層耐震壁試験体の加力実験を行った。実験は、埋設された誘発材による躯体壁厚に対する断面欠損率を変動要因として、耐震壁の構造性能に与える影響を検証した。実験結果によれば壁厚に対する断面欠損率が 20%までは、欠損率 0%の場合と比較して剛性および耐力に及ぼす影響は小さかった。しかしながら、断面欠損率 40%の場合には、欠損率 0%の場合と比較してせん断耐力が約 1 割低下し、破壊モードについても埋設した誘発材位置での滑り破壊を呈した。

キーワード：連層耐震壁／ひび割れ／誘発材／断面欠損率／加力実験／構造性能

1. はじめに

誘発目地のディテールとひび割れ集中度との関係について行った鉄筋コンクリート(RC)壁体のひび割れ誘発目地に関する要素実験から、フラットバータイプのひび割れ誘発材を壁板に埋設し、同時に仕上げ面には内目地および外目地を設けるディテールが、誘発目地として有効であることが分かった[1]。また、誘発目地を有するRC壁の実大実験においては、取付けの際の加工性を考慮して鋼製のフラットバーをひび割れ誘発材として用いて施工した[2]。

一方、壁厚に対する目地部分の長さの比を断面欠損率(%)として表した場合、要素実験ではそれが

20%の最小値でも目地部にはひび割れが確認された。実大実験では、その結果を踏まえて、内目地および外目地の深さを含む断面欠損率が20%および30%の場合の試験体を製作し、ひび割れ観察を行った結果、その発生状況に顕著な差異は見られなかった[2]。

いま、加力実験によって誘発目地付き耐震壁の構造性能を評価する場合には、実大の1/2.5程度の躯体壁厚の試験体となることから、内、外目地の影響を無視したひび割れ誘発材のみの躯体壁厚に対する断面欠損率を考えるものとする。そうすると、実大実験で標準とした断面欠損率30%は、躯体部分のみの欠損率が20%ということになっている[2]。

* 技術研究所構造グループ

** 建築本部技術部門

本実験では、躯体壁厚に対する断面欠損率をひび割れ誘発材によって変化させた場合に、その構造的な性能に与える影響を評価するため、断面欠損率0～40%のRC造連層耐震壁試験体の加力実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

実験は2シリーズについて計画した。シリーズ1は、図1に示す側柱と層間に梁を有する約1.5層1スパンの鉄筋コンクリート造連層耐震壁試験体である。断面欠損のない場合を標準試験体(1.5SW-00)と設定し、ひび割れ誘発材(欠損材)として鋼製フラットバー(以下、FBと略記) $t \times b$ (厚 \times 幅) $=3 \times 16$ (mm)を埋設した断面欠損率($=t/t_w$, t_w :壁厚)20%の試験体(1.5SW-20)およびFB $t \times b=3 \times 32$ を埋設した欠損率40%の試験体(1.5SW-40)の3体とした。試験体の断面は側柱 300×300 (mm)、層間の梁 170×300 (mm)、加力梁 400×490 (mm)である。下層の階高は 1500 (mm)、加力点高さは $H=2510$ (mm)で、せん断スパン比は 1.05 である。また、壁厚は $t_w=80$ (mm)で、下層壁板の内法寸法は 1200×1800 (mm)である。これらの試験体におけるコンクリート設計基準強度(F_c)は 30N/mm^2 、試験体の全断面積に対する平均軸方向応力度(σ_0)は 2N/mm^2 で共通とした。

標準試験体に想定される破壊モードを、壁板のせん断破壊が曲げ降伏に先行するとして、側柱の主筋に高強度鉄筋14-HD13(SD685)を用いた。標準試験体の構造諸元を表1に示す。

試験体の壁板に欠損材を埋設する位置を図1に示す。実大実験の壁板の場合、誘発目地の間隔を 3m としている[2]ことから、本試験体でも壁板の中央位置と、壁板と両側柱との接合端に近い位置($1.25t_w$, t_w :壁厚)の3か所に欠損材を挿入した。図2に試験体の変動要因である欠損材を含む壁断面部分を比較して示す。欠損材以外の構造諸元などは全て表1の標準試験体と同じである。

シリーズ2は、図1に示す層間にある梁を少し下げ、下層と上層の壁板の内法高さを同じにした2層1スパンの鉄筋コンクリート造連層耐震壁試験体である。断面欠損率0%の場合を標準試験体(2SW-00)と設定し、断面欠損率10%の試験体(2SW-10)、20%の試験体(2SW-20)および40%の試験体(2SW-40)の4体とした。標準試験体の構造諸元を表2に示すが、壁板の内法寸法を除く主な諸元はシリーズ1とほぼ同じである。壁板の欠損材とその埋設位置についても

図1に示すシリーズ1と同様に行い、断面欠損率10%については欠損材としてFB $t \times b=3 \times 8$ を埋設した。

表3は使用鉄筋の力学特性であり、シリーズ1、2に共通である。表4はコンクリートの力学特性である。コンクリートは、早強セメントを用い、粗骨材は 13mm 以下の6号砕石とした。打込みは、基礎スタブ、下層階、上層階および加力梁の3回に分けて順番に縦打ちとした。

2.2 加力および計測方法

はじめに試験体の基礎スタブをPC鋼棒を用いて反力床の所定の位置に固定し、両側柱位置に終始一定の軸方向力 648kN を載荷した。次に、試験体頂部の加力梁位置において水平力を $Q/2$ の「押し」と $Q/2$ の「引き」の同時加力で行い、正負交番の繰返し載荷とした。加力の制御は、加力点の高さ(H)における水平変位(δ_H)に基づく頂部変形角($R = \delta_H / H$)による制御で、 $R = \pm 1/1000$, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$ で各1回の載荷とし、最後に $+1/67$ または $+1/50$ まで加力して終了することを原則とした。

なお、加力開始前に欠損材位置での乾燥収縮によるひび割れの発現を確認することとした。

変位の測定は、各層での水平変位、鉛直変位の他に、側柱と梁の材軸方向および壁板の対角線方向の伸縮変位について行った。また、欠損材を埋設した箇所のひび割れ幅とずれ変位、鉄筋の主要な箇所でのひずみ度測定なども行った。

表1 シリーズ1試験体の構造諸元

部材	断面($b \cdot D$)	主筋	$\rho_g(\%)$	せん断補強筋	$\rho_w(\%)$
側柱	300×300	14-HD13 (SD685)	1.98	□-D6@50 (SD295A)	0.43
中間梁	170×300	4-D13 (SD295A)	1.00	□-D6@100 (SD295A)	0.38
加力梁	400×490	8-D19 (SD345)	1.17	□-D13@80 (SD295A)	0.79
下層壁板	壁厚(t_w) 80	内法($h' \cdot l'$) 1200×1800		縦横補強筋 D6@200W	$\rho_s(\%)$ 0.40

表2 シリーズ2試験体の構造諸元

部材	断面($b \cdot D$)	主筋	$\rho_g(\%)$	せん断補強筋	$\rho_w(\%)$
側柱	300×300	14-HD13 (SD685)	1.98	□-D6@50 (SD295A)	0.43
中間梁	180×300	4-D13 (SD295A)	0.94	□-D6@100 (SD295A)	0.36
加力梁	360×360	8-D13 (SD295A)	0.78	□-D10@60 (SD295A)	0.66
1.2層壁板	壁厚(t_w) 80	内法($h' \cdot l'$) 1015×1800		縦横補強筋 D6@200W	$\rho_s(\%)$ 0.40

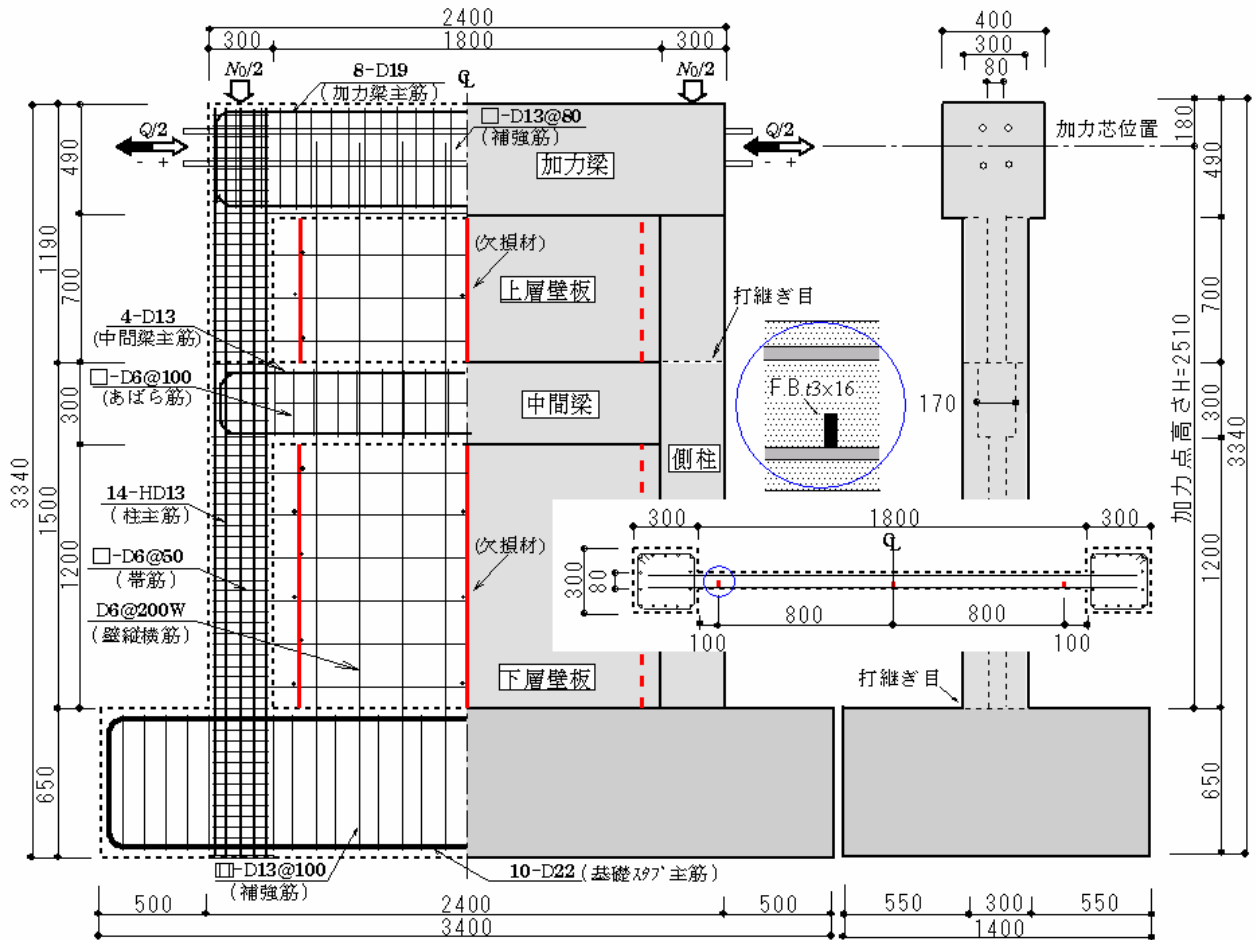


図1 シリーズ1試験体の形状および配筋

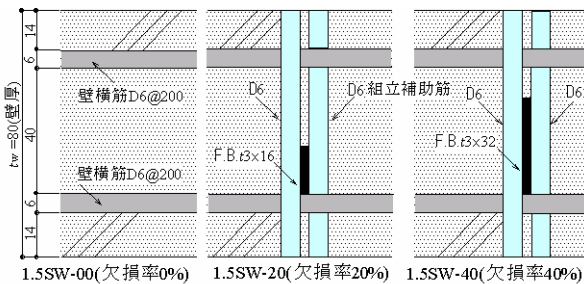


図2 シリーズ1試験体の変動要因の比較

表3 鉄筋の力学的性質

使用鉄筋呼び名(規格)	σ_y	ϵ_y	σ_t	E_s	伸び(%)
側柱主筋:HD13(SD685)	728	0.400	938	191	12
中間梁主筋:D13(SD295A)	373	0.201	535	193	21
せん断補強筋:D6(SD295A)	333	0.205	508	183	17

$\sigma_y(\sigma_t)$:降伏(引張)強度(N/mm²), ϵ_y :降伏歪(%), E_s :ヤング係数(kN/mm²)

表4 コンクリートの力学的性質

試験体下層	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	上層	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
1.5SW-00	28.0	21.8	2.71		31.1	22.5	2.71
1.5SW-20	28.5	22.1	2.94		31.3	23.2	3.12
1.5SW-40	29.1	22.2	2.84		32.6	24.3	3.01
シリーズ2	28.4	23.1	2.61	2層	25.2	22.2	2.61

$\sigma_B(c\sigma_t)$:圧縮強度(割裂引張強度)(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²)

3. 実験結果の概要

3.1 シリーズ1試験体

図3および図4にシリーズ1各試験体のせん断力-頂部変形角(Q-R)関係および最終ひび割れ破壊状況を示す。また、表5は、各試験体の初ひび割れ時および最大荷重時のせん断力と頂部変形角、さらには最終破壊形式を一覧にした。

1) ひび割れ・破壊経過

各試験体のひび割れ発生および破壊に至る過程は、最終の破壊状況を除くとほぼ同様の経過をたどった。また、加力前に、欠損材を有する試験体1.5SW-20では上層壁板の中央に、1.5SW-40では上、下層とも壁板の中央にそれぞれ欠損材に沿った収縮ひび割れが目視されたが、それらのひび割れ幅はいずれの場合も0.1mm以下であり、加力中も特に変化は見られなかった。

R=±1/1000では、各試験体の加力梁圧縮加力点から層間の梁を斜めに貫通して下層の壁板隅角部に至

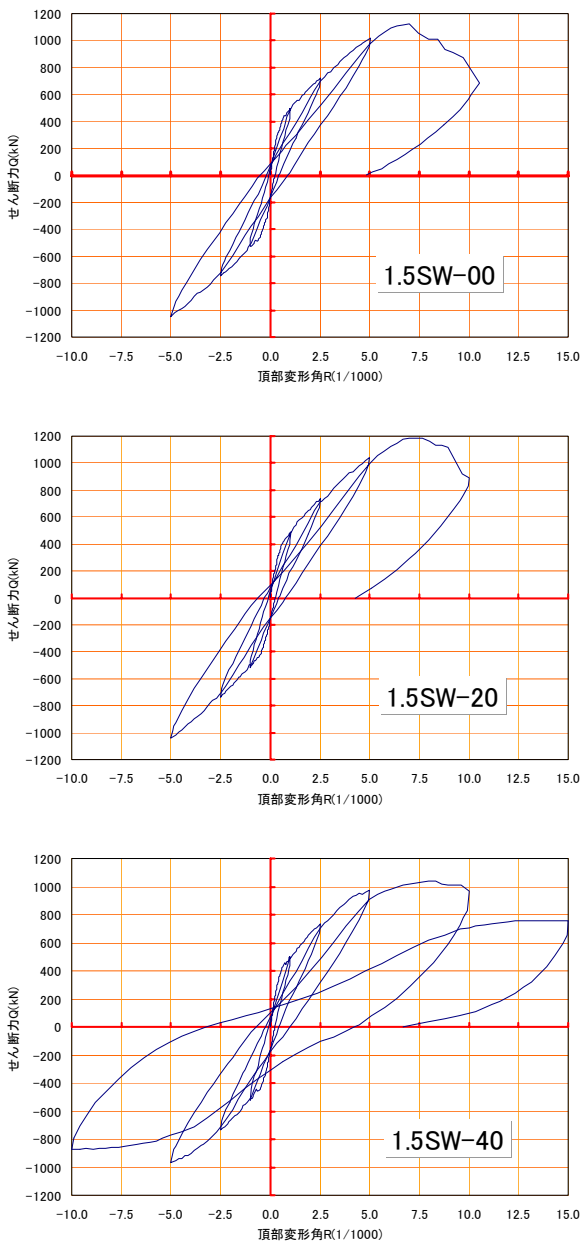


図3 シリーズ1試験体のQ-R関係

る壁板の初せん断ひび割れが生じた。側柱の曲げひび割れは、下層の階高の約半分の高さまで数本程度生じていた。

R=±1/400では、圧縮加力点から下層の壁板隅角部に至るせん断ひび割れよりも下側の壁板領域で、ほぼ全面に壁板のせん断ひび割れが生じた。側柱の曲げひび割れは、層間の梁下端位置までほぼ等間隔に生じていた。

R=±1/200では、R=±1/400で生じなかった壁板の他の領域にもせん断ひび割れが生じた。欠損材を有する試験体1.5SW-20および1.5SW-40では、上、下層とも側柱に近い壁板で、埋設された欠損材位置に

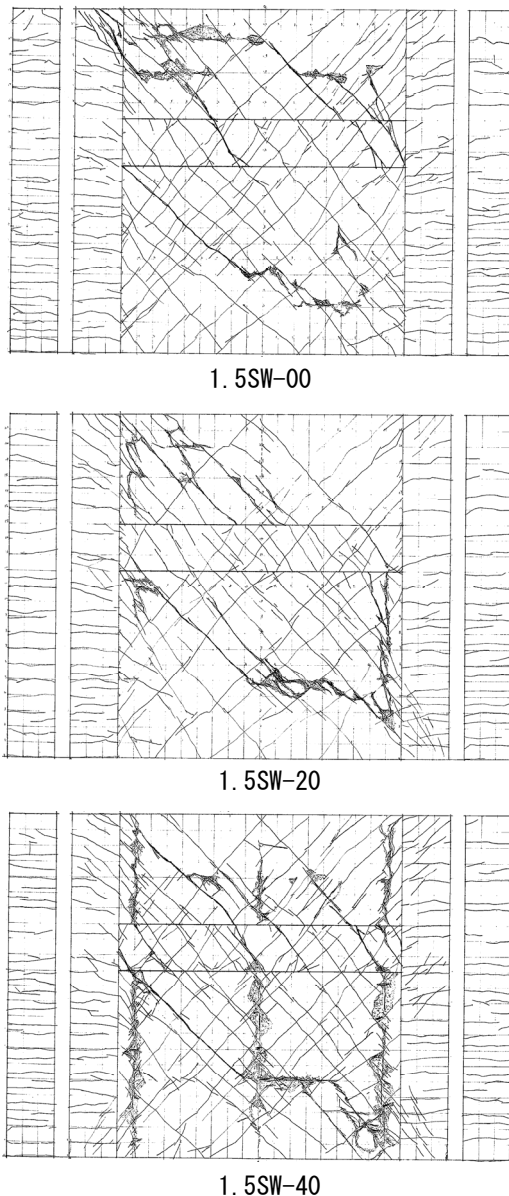


図4 シリーズ1試験体の最終ひび割れ破壊状態

表5 シリーズ1試験体の各種強度と破壊形式

試験体	±	ひび割れ荷重時		最大荷重時		最終破壊形式
		せん断力 (kN)	変形角 (1/1000)	せん断力 (kN)	変形角 (1/1000)	
1.5SW-00	+	325	0.41	1127	7.01	壁板のスリップと加力点の損壊
	-	-344	-0.26	-1022	-5.00	
1.5SW-20	+	316	0.39	1186	7.33	壁板のスリップ破壊
	-	-281	-0.22	-1039	-5.00	
1.5SW-40	+	366	0.47	1039	7.98	欠損材に沿った滑り破壊
	-	-355	-0.28	-969	-5.01	
計算値		378	*	1020	**	

*)せん断ひび割れ強度式(靱性保証型指針7.3.1式), **)修正広沢式(mean式)

沿うような短いせん断ひび割れが多数生じた。このひび割れの傾向は、試験体1.5SW-40において特に顕著に表れた。

表5に示すように、各試験体はR=+1/100に至る加力途中で最大荷重が記録された。試験体1.5SW-00

は、最大荷重時のせん断力が $Q_{max}=1127$ [kN] ($R=+7.01/1000$)であったのに対して、断面欠損率20%の試験体 1.5SW-20 では $Q_{max}=1186$ [kN] ($R=+7.33/1000$)となり、5%程度ではあるが試験体 1.5SW-00の最大せん断力を上回った。また、同じく断面欠損率40%の試験体 1.5SW-40 では $Q_{max}=1039$ [kN] ($R=+7.98/1000$)となり、試験体 1.5SW-00の最大せん断力を8%ほど下回った。

試験体 1.5SW-00および1.5SW-20では、最大せん断力に達した時点で、壁板の上、下層でほぼ同時にスリップ破壊を生じ、徐々にせん断力が低下しながら $R=+1/100$ に至った。このときのせん断力は、試験体 1.5SW-00が $Q=687$ [kN]で Q_{max} の61%に、1.5SW-20が $Q=892$ [kN]で Q_{max} の75%にそれぞれなっていた。

一方、断面欠損率40%の試験体 1.5SW-40では、図3に示すように最大せん断力に達した後のせん断力の低下がわずかで、 $R=+1/100$ でも $Q=966$ [kN]で Q_{max} の93%になっていたため、 $R=-1/100$ および $R=+1/67$ まで加力を行って終了とした。最終的には、壁板に埋設した欠損材位置に沿った滑り破壊が生じて終局に至っており、この破壊モードのために急激なせん断力の低下が生じなかったといえる。

2) 初期剛性・せん断耐力の比較

図5にシリーズ1試験体のせん断力-頂部変形角 ($Q-R$) 関係の正側包絡線を示す。また、表6は各試験体の初期剛性および最大せん断強度について、実験値と計算値との比較を示している。

初期剛性の実験値については、各試験体の頂部水平変位が $\delta_H=0.4$ mmの時点での剛性を採用した。標準試験体 1.5SW-00、欠損率20%の 1.5SW-20、欠損率40%の 1.5SW-40の順で、初期剛性は少しずつ小さくなっていった。初期剛性の計算値は、曲げ変形とせん断変形を考慮した弾性剛性であるが、いずれの試験体についても実験値は計算値の8割前後であった。

各試験体のせん断強度については、図5の包絡線にRC規準[3]による短期許容水平せん断力(○)、 Q_{wsu1} :修正荒川式(min.式)によるせん断強度(△)、 Q_{wsu2} :修正広沢式(mean式)によるせん断強度(□) [4] 計算値をそれぞれ記入した。

短期許容水平せん断力時は、いずれの試験体も頂部の変形角がほぼ $R=+1/1000$ であった。各試験体の最大せん断強度について、既往式の Q_{wsu1} (min.式)および Q_{wsu2} (mean式)と比較したところ、全試験体の最大せん断強度が計算値を上回った。断面欠損率

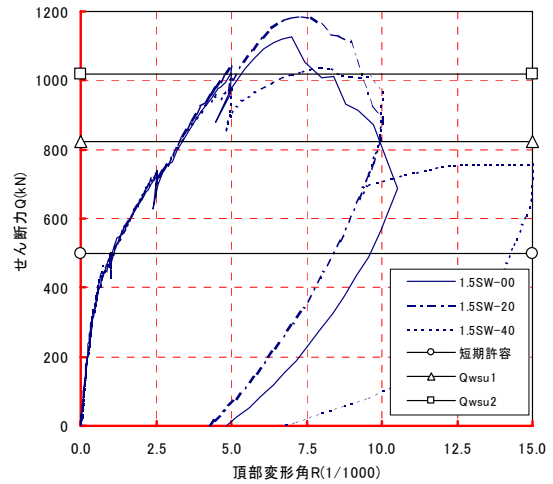


図5 シリーズ1試験体の正側包絡線の比較

表6 シリーズ1試験体の初期剛性とせん断強度

試験体	初期剛性	最大荷重時		せん断強度		
	ke(kN/mm) (実/計)	Qmax(kN) (実)	R(1/1000) (実)	Qwmu(kN) (実/計)	Qwsu1(kN) (実/計)	Qwsu2(kN) (実/計)
1.5SW-00	412 (0.82)	1127	7.01	(0.78)	(1.37)	(1.10)
1.5SW-20	397 (0.79)	1186	7.33	(0.82)	(1.44)	(1.16)
1.5SW-40	389 (0.78)	1039	7.98	(0.72)	(1.26)	(1.02)
計算値*)	501	—	—	1438	824	1020

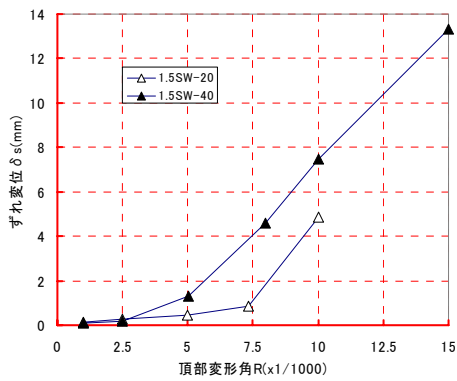
*)初期剛性ke:弾性剛性, Qwmu:曲げ強度略算式, Qwsu1:修正荒川(min.式), Qwsu2:修正広沢(mean)式

20%の試験体 1.5SW-20と欠損率40%の試験体 1.5SW-40の比較では、 Q_{wsu2} (mean式)に対する実験値の比で、前者が1.16と標準試験体 1.5SW-00のそれを上回ったのに対して、後者は Q_{wsu2} (mean式)に対する実験値の比が1.02と計算値とほぼ同じであった。

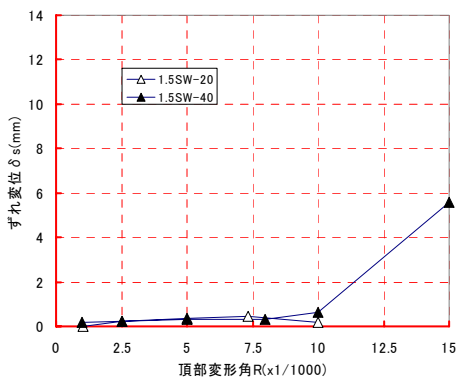
3) 欠損材位置での変位性状

欠損材を有する試験体 1.5SW-20 および 1.5SW-40では、それぞれ加力前に壁板の中央で欠損材に沿った収縮ひび割れが目視された。それらのひび割れ幅はいずれも 0.1mm 以下であり、加力中も特に変化は見られなかった。そこで、試験体の破壊性状に影響を及ぼした欠損材位置でのずれ変位について、頂部変形角との関係を図6(a), (b)に示した。(a)は正側加力時に圧縮側柱となる付近の下層壁板の欠損部におけるずれ変位であり、(b)は正側加力時に引張側柱となる付近のそれである。なお、壁板中央の欠損部でのずれ変位は、最終加力時までほとんど認められなかった。

図6(a), (b)によれば、正側加力時に引張側柱となる付近の下層壁板の欠損部では、 $R=+1/100$ まで



(a) 圧縮側柱付近の欠損部



(b) 引張側柱付近の欠損部

図6 断面欠損材位置での壁板のずれ変位

ずれ変位はほとんど生じていない。一方、正側加力時に圧縮側柱となる付近の下層壁板の欠損部では、断面欠損率 40%の試験体 1.5SW-40 は欠損率 20%の試験体 1.5SW-20 に比べて、 $R=+1/200$ 以降で壁板のずれ変位が顕著になっている。試験体 1.5SW-40 では、圧縮加力点から下層壁板隅角部に至る圧縮ストラットが、圧縮側柱近くの壁板に埋設した欠損材のために、側柱との接合端ではなく欠損材の埋設された位置に沿って滑り破壊を起こしたと考えられる。

3.2 シリーズ 2 試験体

図7および図8にシリーズ2各試験体の最終ひび割れ破壊状態およびせん断力-頂部変形角 ($Q-R$) 関係を示す。また、表7は各試験体の初ひび割れ時および最大荷重時のせん断力と頂部変形角、最終破壊形式を一覧にした。

1) ひび割れ・破壊経過

まず、欠損材を埋設した試験体については、加力前に埋設位置における乾燥収縮によるひび割れの発現を確認した。断面欠損率10%の試験体2SW-10で

は1層壁板の中央のみに、欠損率20%および40%の試験体2SW-20および2SW-40では、1, 2層の中央と1層の両端部位置に、それぞれ乾燥収縮時のひび割れが目視された。これらのひび割れ幅は最大で0.1mmであり、加力中の変化はほとんどなかった。

加力毎のひび割れ発生および伸展の様相は、シリーズ1で同じ断面欠損率の各試験体と同様の過程をたどった。しかしながら、シリーズ2の標準試験体2SW-00を例にとれば、最大荷重時に近い $Q=1000kN$ を超えたあたりから、2層の壁板のコンクリートが水平方向に激しく圧壊を起こし、さらには圧縮加力点付近の側柱がパンチングシャー破壊を呈した。従って、その後の加力では、頂部の加力梁近傍のみが変形し、最終加力まで1層の壁板の圧壊には至らなかった。その他の欠損材を有する試験体についても、程度に差はあるもののいずれも圧縮加力点付近が損壊し、その後は下層の壁板に加力の伝達が十分できない状態のまま耐力が低下していった。

表7に示すせん断ひび割れ時および最大荷重時のせん断力の計算値は、コンクリート圧縮強度を表4から1, 2層の平均値 $27N/mm^2$ とした場合である。各試験体の最大せん断強度は、上記のような理由から、修正広沢式(mean式)による計算値を、標準試験体2SW-00のみがわずかに上回っていた。

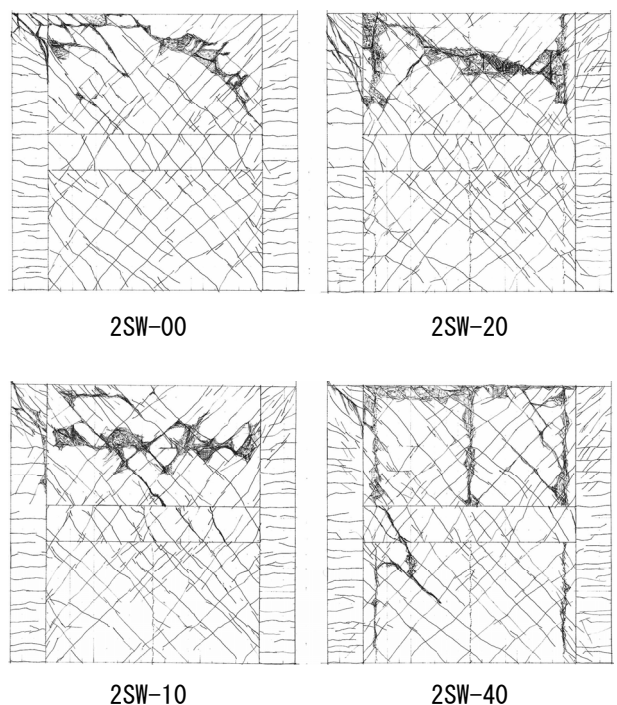


図7 シリーズ 2 試験体の最終ひび割れ破壊状態

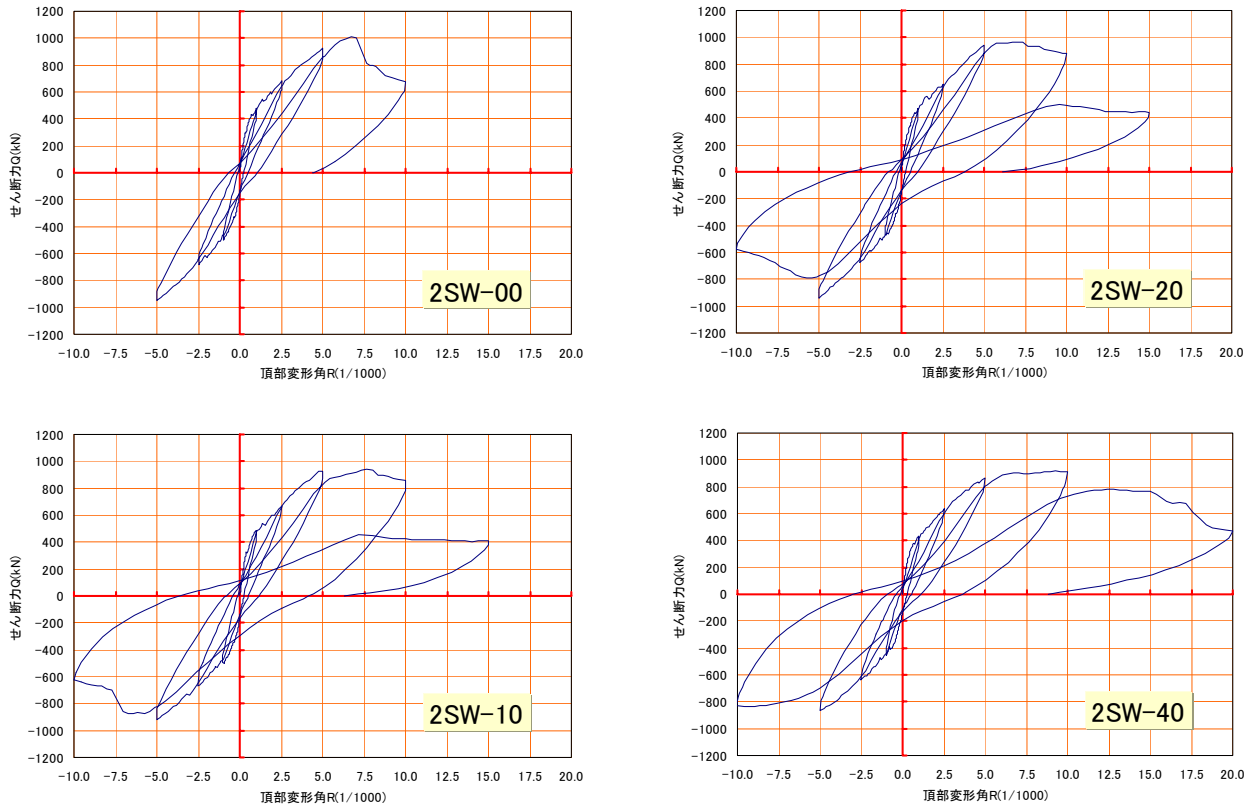


図 8 シリーズ 2 試験体の Q-R 関係

表 7 シリーズ 2 試験体の各種強度と破壊形式

試験体	±	ひび割れ荷重時		最大荷重時		最終破壊形式
		せん断力 (kN)	変形角 (1/1000)	せん断力 (kN)	変形角 (1/1000)	
2SW-00	+	303	0.39	1011	6.72	圧縮加力点付近損壊
	-	-334	-0.29	-950	-5.02	
2SW-10	+	325	0.38	942	7.66	2層壁板のスリップと 圧縮加力点付近損壊
	-	-345	-0.32	-922	-5.02	
2SW-20	+	285	0.38	967	7.01	2層壁板のスリップと 圧縮加力点付近損壊
	-	-315	-0.28	-939	-5.00	
2SW-40	+	307	0.45	915	9.26	欠損材に沿った滑りと 圧縮加力点付近損壊
	-	-352	-0.46	-864	-5.00	
計算値		363	*	968	**	

*)せん断ひび割れ強度式(靱性保証型指針7.3.1式), **)修正広沢式(mean式)

表 8 シリーズ 2 試験体の初期剛性とせん断強度

試験体	初期剛性	最大荷重時		曲げ強度	せん断強度	
	ke(kN/mm) (実/計)	Qmax(kN) (実)	R(1/1000) (実)	Qwmu(kN) (実/計)	Qwsu1(kN) (実/計)	Qwsu2(kN) (実/計)
2SW-00	439 (0.95)	1011	6.72	(0.70)	(1.29)	(1.04)
2SW-10	393 (0.85)	942	7.66	(0.66)	(1.20)	(0.97)
2SW-20	401 (0.87)	967	7.01	(0.68)	(1.23)	(1.00)
2SW-40	369 (0.80)	915	9.26	(0.64)	(1.17)	(0.95)
計算値*)	462	—	—	1438	784	968

*初期剛性ke:弾性剛性, Qwmu:曲げ強度略算式, Qwsu1:修正荒川(min.)式, Qwsu2:修正広沢(mean)式

2) 初期剛性・せん断耐力の比較

表 8 は、各試験体の初期剛性および最大せん断強度について実験値と計算値との比較を示している。最大せん断強度の実験値と計算値との比較について

は、前述のように必ずしも各試験体の破壊モードとは一致していないため、参考までに掲載した。

初期剛性については、図 9 に断面欠損率 10%、20%、40% の各試験体と標準試験体 2SW-00 (図中の点線) との初期剛性の比較および曲げ変形とせん断変形を考慮した弾性剛性計算値 (1 点鎖線) を示した。また、シリーズ 1 試験体の場合と同様に、表 8 の初期剛性の実験値は頂部水平変位が $\delta_H = 0.4\text{mm}$ の時点での剛性である。断面欠損率 40% の試験体 2SW-40 でも計算値に対して 8 割程度の剛性は有しており、欠損材の存在が初期剛性に与える影響は、本実験では比較的小さいと判断される。

4. まとめ

ひび割れ誘発材(欠損材)による断面欠損率を変動要因とした RC 造連層耐震壁に関する 2 シリーズの加力実験の結果から、次のような知見が得られた。

1) 初期剛性については、約 1.5 層としたシリーズ 1 および 2 層としたシリーズ 2 の連層耐震壁試験体で、ともに断面欠損率 40% でも弾性剛性計算値の約 8 割であって、欠損材を埋設したことによる初期剛性への影響は小さかった。

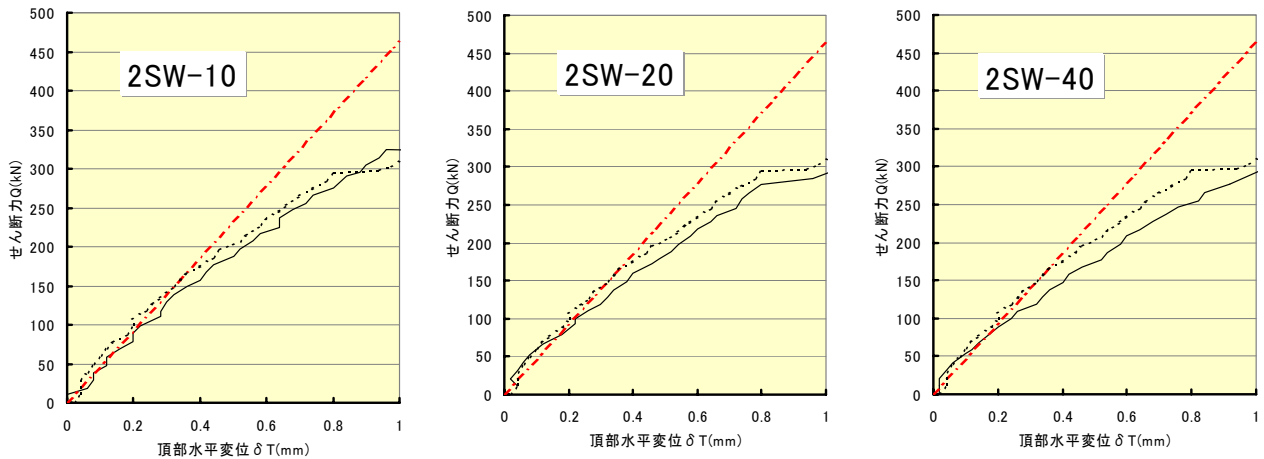


図9 シリーズ2試験体の初期剛性の比較

- 2)壁板の初せん断ひび割れ時のせん断力については、断面欠損率の大小との関係は希薄であった。
- 3)シリーズ1試験体の最大荷重時のせん断力については、断面欠損率20%の場合に欠損率0%の標準試験体を上回るせん断耐力を示したが、断面欠損率40%では標準試験体に比べて1割弱せん断耐力が低下していた。
- 4)シリーズ2試験体のせん断耐力については、想定していた破壊モードとは異なったため、完全には特定できなかったが、断面欠損率40%の試験体のせん断耐力は、欠損率0%の標準試験体のそれよりも1割弱小さかった。
- 5)最終破壊形式については、シリーズ1試験体で断面欠損率20%の場合は、欠損率0%の標準試験体とほぼ同様な壁板のスリップ破壊を呈したが、断面欠損率40%では壁板に埋設した欠損材に沿った滑り破壊によって破壊モードが支配された。シリーズ2試験体においても同様の傾向が確認された。

10, pp.67-74, 2004.10

- [3]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 19条 耐震壁, pp.218-241, 1999.11
- [4]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), 鉄筋コンクリート構造, pp.339-504, 1990.10

参考文献

- [1]石川伸介, 安部弘康, 桜井 徹, 立山創一, 宮野洋一：鉄筋コンクリート耐震壁のひび割れ誘発目地に関する実験的研究, その2 ひび割れ誘発目地の形状および打設時期の影響, 安藤建設技術研究所報, Vol. 11, pp.23-32, 2005.10
- [2]桜井 徹, 安部弘康, 立山創一, 石川伸介, 宮野洋一：鉄筋コンクリート耐震壁のひび割れ誘発目地に関する実験的研究, ひび割れ誘発目地付き耐震壁の実大実験, 安藤建設技術研究所報, Vol.