

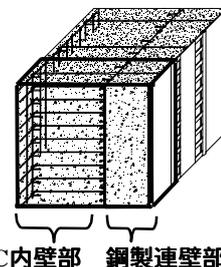
# 鋼製地中連続壁とRC内壁との一体壁の鉛直方向せん断耐荷挙動について

新日本製鐵(株)鋼構造研究開発センター  
 " " 建材開発技術部  
 " " " " " "

正会員 広沢規行  
 正会員 豊島 径  
 正会員 田崎和之  
 正会員 石田宗弘

## 1. はじめに

地下鉄駅舎やシールドトンネル発進・到達立坑等は益々大深度化の傾向にある。筆者らは土留め構造を経済的に建設する目的で、鋼製地中連続壁(略称:鋼製連壁)とRC内壁との一体壁化(図-1参照)の開発を進めている。土留め壁を本体利用する構造は、床版との接合部において比較的大きなせん断力が作用する特徴を有しているため、一体壁のこのせん断力に対する力学性状を解明しその設計法を確立することは重要な課題である。本報告は鋼製連壁とRC内壁との一体壁において鉛直方向部材としてのせん断耐荷性能について実験的に検討を行ったのものである。なお、鋼製連壁の一体壁の鉛直方向部材は、H形状の鋼製連壁とRC内壁とをずれ止めを介して一体化した新しい形式の合成構造である。



RC内壁部 鋼製連壁部

図-1 鋼製連壁の一体壁(鉛直方向断面)

## 2. 試験概要

図-2に試験体ならびに載荷概要を示す。表-1に示す5つのパラメータに着目した6ケースについて、梁型試験体を用いて4点曲げ試験を実施した。使用材料を表-2および表-3に示す。なお、試験体寸法は実大の1/3~1/5の縮小を想定し、鋼製連壁とRC内壁の高さの比は経済的に有利になるとと思われる1:2とした。また、鋼製連壁部材の内面は、泥膜付着を考慮しグリースを塗布して中詰コンクリートとの付着を切り、RC内壁との境界面は無処理として頭付きスタッド等のずれ止めを配置した。

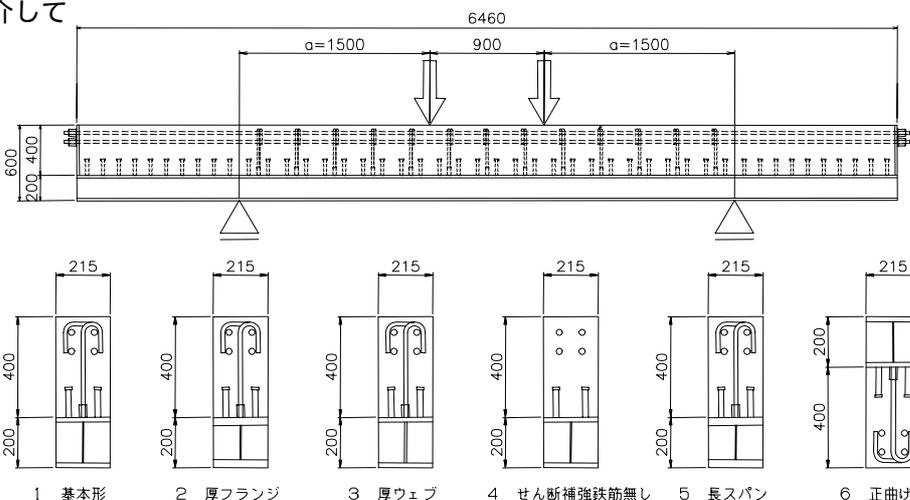


図-2 試験体

表-1 試験ケース

試験ケース名	フランジ板厚さ t f (mm)	ウェブ板厚さ t w (mm)	せん断補強鉄筋比(%)	せん断スパン長 a (mm)	a/h	正/負曲げ
1基本形	19	4.5	0.44	1500	2.5	負曲げ
2厚フランジ	32	4.5	0.44	1500	2.5	負曲げ
3厚ウェブ	19	9.0	0.44	1500	2.5	負曲げ
4せん断補強鉄筋無し	19	4.5	0.44	1500	2.5	負曲げ
5長スパン	32	4.5	0.44	2400	4.0	負曲げ
6正曲げ	19	4.5	0.44	1500	2.5	正曲げ

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 荷重-たわみ関係およびせん断耐力

表-4にせん断耐力の計算値と実験値との比較を示し、図-3に全ケースの荷重-中央たわみ関係を示す。表-4より、全ケースのせん断耐力実験値は、鋼製連壁とRC内壁との累加型せん断耐力評価式による計算値を上回る結果を得た。

図-3において、荷重-変位曲線が、ケース1,2,3,5については最大荷重までほぼ直線的に変化し最大荷重後、荷重が急に低下する挙動を示したのに対し、ケース4,6については載荷途中で勾配が緩やかになり終局を迎えた。

### 3.2 ケース1のせん断耐荷挙動

図-4にケース1の試験体ひびわれ状況を示し、図-5および図-6にケース1の荷重-ウェブ鋼板

表-2 コンクリート材料試験結果

試験ケース名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
ケース1	26.5
ケース2	30.5
ケース3	31.7
ケース4	27.5
ケース5	31.3
ケース6	27.6

表-3 鋼材材料試験結果

部材	鋼材種類	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )
ウェブ鋼板 (t=4.5mm)	SS400	305
ウェブ鋼板 (t=9mm)		315
フランジ鋼板 (t=19mm)	SM490	368
フランジ鋼板 (t=32mm)		356
せん断鉄筋 (D19)	SD345	415
主鉄筋 (25ネジ節PC鋼棒)	C種1号	1203

表-4 試験結果一覧

試験 ケース 名	せん断耐力計算値 (KN)					試験終 局せん 断耐力 (KN)	試験終局せん断 耐力とせん断耐 力計算値との比 較 $V_{max} / (V_{oucal} + V_{iuca1})$
	鋼製地下 連続壁部 $V_{oucal}$	R C 内壁部			累加せん断力 計算値(KN) $V_{oucal} + V_{iuca1}$		
		コンクリ ート棒部 材 $V_{cuca1}$	せん断補 強鉄筋 $V_{ryca1}$	合計 $V_{iuca1} = V_{cuca1} + V_{ryca1}$			
ケース1	128.4	106.9	141.1	248.1	376.4	460	1.22
ケース2	107.8	111.6	143.4	255.0	362.8	465	1.28
ケース3	265.2	100.0	141.1	241.1	506.2	558	1.10
ケース4	128.4	95.3	0.0	95.3	223.7	256	1.14
ケース5	107.8	100.7	143.4	244.1	351.8	470	1.34
ケース6	128.4	75.9	110.4	186.3	314.6	379	1.20

注1) : せん断耐力計算値は鋼製地下連続壁とRC内壁のそれぞれのせん断耐力を累加して算出した。

注2) :  $V_{oucal}$ は、鋼製連続壁部材のウェブ降伏せん断耐力とした。

注3) : 負曲げ ~ の $V_{iuca1}$ は、有効高さ:  $d$ を圧縮縁から上フランジ図心までとしたRC棒部材のせん断耐力計算式<sup>1)</sup>による。

注4) : 正曲げ の $V_{iuca1}$ は、有効高さ:  $d$ を下フランジ上端から引張り鉄筋図心までとしたRC棒部材のせん断耐力計算式<sup>1)</sup>による。

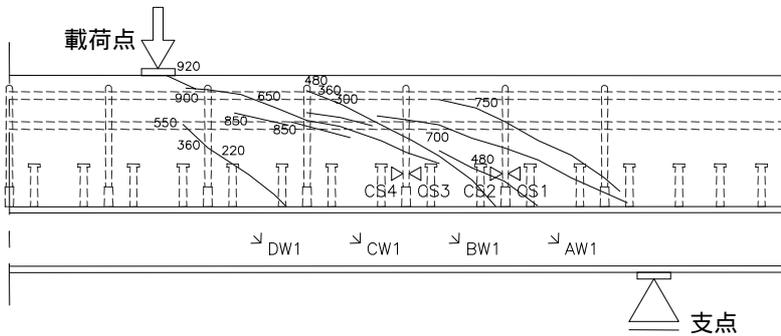


図-4 ケース1 ひびわれ状況

せん断歪み関係、荷重-せん断補強鉄筋歪み関係を示す。図-4において、荷重920KNでRC内壁の載荷点付近で支点方向から伸びてきた斜めひびわれが貫通し圧壊した。図-5および図-6において、ウェブ鋼板は荷重約720KNで降伏を始め、その後せん断補強鉄筋が終局荷重付近で降伏し、その直後に終局を迎えた。

### 3.3 各種パラメータのせん断挙動への影響

フランジ鋼板厚さを厚くした場合(ケース2)、ウェブ鋼板厚さを厚くした場合(ケース3)、せん断スパン長を長くした場合(ケース5)についても、ケース1と同様に、ウェブ鋼板のせん断降伏、せん断補強鉄筋の引張り降伏、RC内壁のコンクリートのせん断圧縮破壊が順次生ずるせん断耐荷挙動を示した。せん断補強鉄筋の無い場合(ケース4)は、荷重400KN付近で、主たるせん断ひび割れが載荷点近くまで伸びた後、ウェブ鋼板のせん断負担が急増し、そのせん断降伏後、RC内壁のコンクリートが圧縮破壊し、終局を迎えた。正曲げの場合(ケース6)は、荷重500KN付近でウェブ鋼板がせん断降伏し、荷重~たわみ曲線の勾配が緩やかになり、終局を迎えた。

以上より、全ケースのせん断耐荷挙動は、ケース1と同様に鋼製連壁のウェブ鋼板のせん断降伏が先行し、RC内壁の破壊により、一体壁の終局を迎えた。鋼製連壁部はウェブ鋼板せん断降伏後も靱性に富んだ挙動を示すので、表-4に示した累加型の設計法は妥当であると判断される。

### 4.まとめ

以上の結果から、以下の事項が明らかになった

1) 鋼製地中連続壁とRC内壁との一体壁の鉛直方向のせん断耐力は、鋼製地下連続壁のウェブ鋼板のせん断降伏耐力と、RC内壁部のせん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート棒部材としてのせん断耐力との累加として算定できる。

謝辞: 本研究を行うにあたり御指導頂いた北海道大学上田多門助教授に感謝の意を表します。

### [参考文献]

1) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成8年度版](設計編), 1996

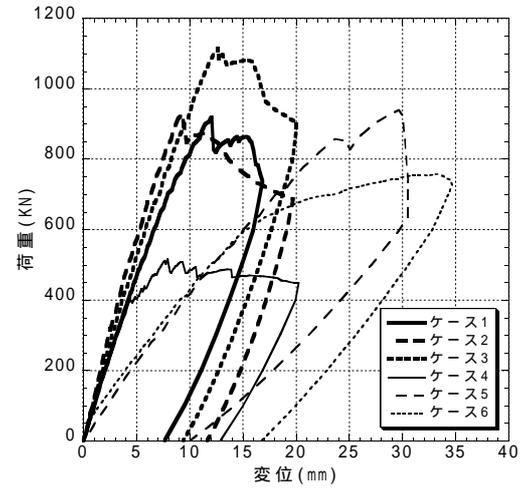


図-3 荷重-中央たわみ関係

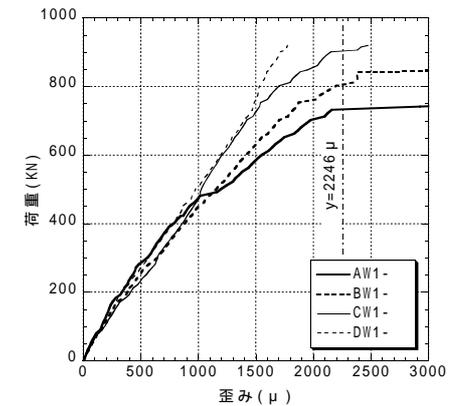


図-5 ケース1 荷重-ウェブ鋼板せん断歪み関係

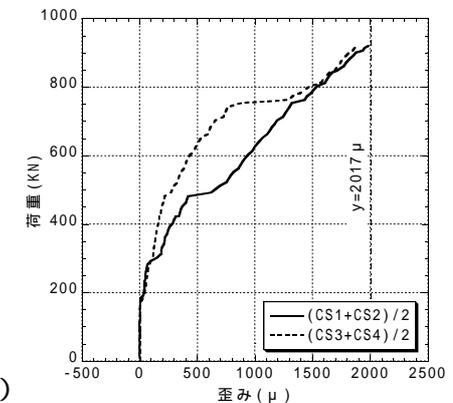


図-6 ケース1 荷重-せん断補強鉄筋歪み関係