

鋼矢板を用いた道路擁壁について



協会名：(社) 日本鉄鋼連盟
所属名：鋼管杭協会
発表者：森 省吾

1. はじめに

自立式鋼矢板壁は河川・港湾分野の本体壁で多くの施工実績があり、これまで仮設壁での適用が主であった道路分野においても擁壁への適用事例が増えている。自立式鋼矢板擁壁は根入れ式の柔構造であるため耐震性に優れ、また、軟弱地盤であっても安定性を確保できる等の構造上の特長と、コンクリート擁壁に比べて省スペースでの壁体構築が可能等の施工上の特長を有している。さらに、切土掘削による擁壁設置の場合には、仮設土留めと本体擁壁を兼用でき建設コスト縮減効果が大きい。しかしながら、「道路土工 擁壁工指針」(社団法人日本道路協会、平成11年3月)では、鋼矢板擁壁についての具体的な設計法が言及されておらず、河川護岸等での設計法を準用しているのが現状である。

このため、鋼矢板を用いた道路擁壁の設計法を整備して効率的・効果的な社会基盤整備に資することを目的とし、「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル」¹⁾を策定した。本マニュアルは、「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル検討委員会」(委員長：中井照夫 名古屋工業大学教授、事務局：財団法人先端建設技術センター)で検討・審議のうえ策定されたものである。本論文では、鋼矢板擁壁の性能を確認するために実施した、遠心模型実験と数値解析の結果、および本マニュアルの設計方法について述べる。

2. 遠心模型実験による耐震性能の検証

2. 1 実験条件

自立式鋼矢板擁壁の耐震安定性の検証、および設計法の確立を目的として、動的遠心載荷装置(写真2.1)を用いた振動実験を実施した。本実験における主な確認項目は以下のとおりである。
①地震時の鋼矢板変位レベル(適用範囲)の把握、②鋼矢板の必要根入れ長の確認、③地震時の作用土圧性状の把握、④鋼矢板擁壁の終局状態の確認。

本実験では実大構造物の1/40縮尺模型を用い、実地盤と同じ自重応力状態を再現できる40Gの遠心場で実験を行った。実験ケースを表2.1に示す。鋼矢板根入れ長($1.9/\beta \sim 3.0/\beta$, β :基礎の特性値でS-1試験による水平地盤反力係数の推定値4000kN/m³を用いて算定)、鋼矢板曲げ剛性(I_w型相当及びV_L型相当)、擁壁高さ(2.4~4.5m相当)、地盤の初期密度(相対密度60~75%)、擁壁形式の差異(自立鋼矢板擁壁及びL型RC擁壁)を実験パラメータとした。

地盤材料には乾燥した豊浦珪砂を用いた。模型地盤



写真2.1 動的遠心載荷装置
(独) 土木研究所所有

表 2.1 遠心模型実験ケース

ケース	壁高 (mm) <実スケル(m)>	鋼矢板模型板厚 (mm)	根入れ (mm)	地盤
S-1	地盤バネ値推定のための 静的載荷試験	鋼板 4.6mm (V _L 相当)	160mm (1.9 / β 相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%
予備 1	110mm <4.5m>	鋼板 4.6mm (V _L 相当)	160mm (1.9 / β 相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%
D-1			250mm (3.0 / β 相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%
D-2			210mm (2.5 / β 相当)	(乾燥) Dr75%
D-EX			210mm	(乾燥) Dr60%
D-4	60mm <2.4m>	鋼板 2.7mm (II _w 相当)	145mm (2.5 / β 相当)	(乾燥) Dr60%
D-5			145mm (2.5 / β 相当)	(乾燥) Dr75%
予備 2	110mm <4.5m>	鋼板 4.6mm (V _L 相当)	160mm	(乾燥) Dr75%
L-1	110mm <4.5m>	L型擁壁模型	20mm	

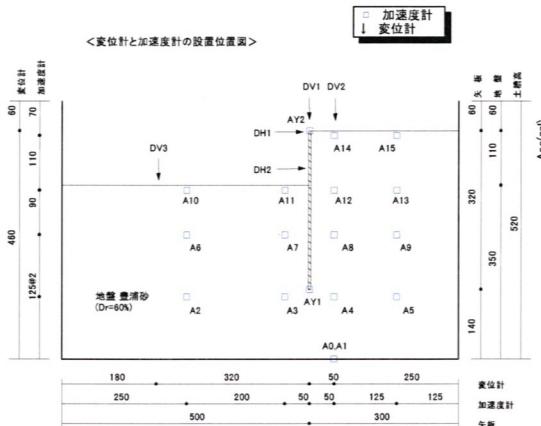


図 2.1 D-2 模型概要 (自立式鋼矢板擁壁)

は、実験土槽にあらかじめ護岸模型を据え付けてから、重力場で豊浦砂を気中落下させ、所定の相対密度となるよう密度管理した。一例として、ケース D-2 (自立鋼矢板擁壁) の模型地盤および計測位置を図 2.1 に示す。また、鋼矢板模型の下端をフリーとするとともに、曲げひずみ計測のため、奥行き方向に 3 分割して短冊状の模型を作成し、中央の矢板にひずみゲージを貼り付け、計測値から変形量、断面力および作用土圧を算出した。

本実験では、図 2.2 に示す 5 種類の入力波 (実大換算) を連続して水平方向に入力した。Step1, 2 は実地震波であり、Step1 は L1 地震相当として最大加速度 180Gal の大船渡波(1978 年、宮城県沖地震)、Step2 は L2 地震相当として最大加速度 720 Gal の神戸 PI 波(1995 年、兵庫県南部地震)を用いた。一方、Step3~5 は、それぞれ最大加速度 200, 500, 750 Gal の正弦波 (20 波、1.5Hz) である。

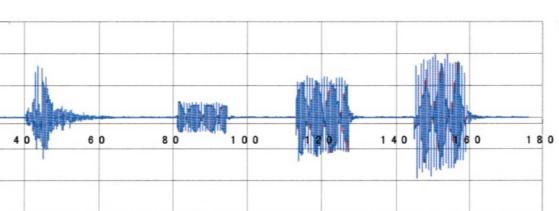


図 2.2 入力波形 (実大換算)

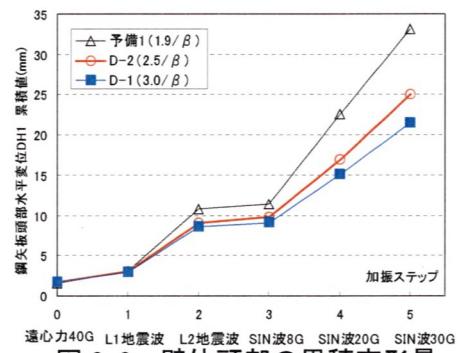


図 2.3 壁体頭部の累積変形量

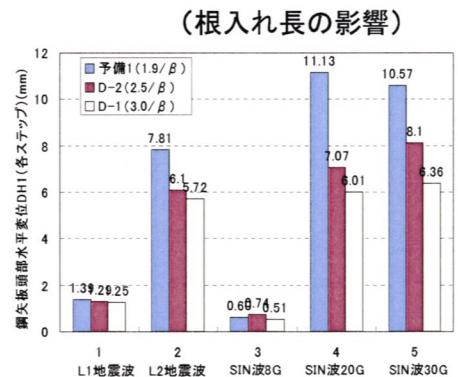


図 2.4 各加振ステップ毎の壁体頭部変形量

2. 2 実験結果の概要

根入れ長を変えた、3 つのケース ($1.9 / \beta \sim 3.0 / \beta$, Dr60% 地盤) の鋼矢板頭部水平変位 DH1 について、累積変形量を図 2.3 に示す。また、各加振 Step 每に生じる変形量を図 2.4 に示す。同図より、遠心加速度 40G 付加時および L1 加振時 (加振 Step 1) においては、矢板根入れ長による壁

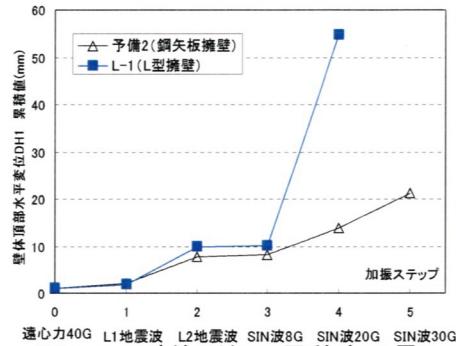


図 2.5 壁体頭部の累積変形量

(L型擁壁模型との比較)

体変形量の違いは少ないと、L2 加振 (Step 2) 以降の Step 2~5においては、根入れ長が長いほど矢板頭部水平変位量が小さくなる傾向が確認できた。

同様に鋼矢板頭部水平変位 DH1 について、図 2.5 に、L型擁壁模型との相対評価について比較したものを示す。Step 3までは、両者の壁体変形量は同程度であったが、Step 4 (正弦波 500gal) で L型擁壁が大きく変形し崩壊に至った (写真 2.3)。一方、自立鋼矢板擁壁はステップ 5 (正弦波 750gal) の後も壁体性状を保持しており (写真 2.2)，優れた粘りがあることが確認できた。



写真 2.2 自立式鋼矢板
(Step5 終了後)



写真 2.3 L型擁壁
(Step4 終了後)

3. 数値解析による動的挙動の把握

遠心模型実験に対する解析²⁾ 及び実地盤・実構造を対象とした解析等、様々な解析を実施しており、ここでは、砂質地盤を対象とした、DBLEAVES³⁾ による数値解析結果の一例を示す。地盤及び鋼矢板の条件を表 3.1 に示す。地震波は、レベル 1：大船渡波（最大 180gal 相当）、レベル 2：神戸 PI 波（最大 800gal 相当）をそれぞれ入力した。

残留変形及び残留せん断ひずみでレベル 1 地震波入力時の解析結果を 図 3.1 に、レベル 2 地震波入力時の解析結果を 図 3.2 に示す。また、鋼矢板頭部の水平変位について、レベル 1 地震波入

表 3.1 解析条件

壁高	地盤			鋼矢板		
	単位体積重量	相対密度	N 値	型式	根入れ長	全長
4.5m	17kN/m ³	60%	5	SP-VL	8.5m	13.0m

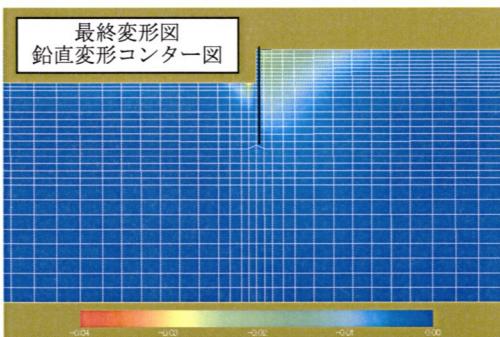


図 3.1 残留変形及び残留せん断ひずみ(CaseD-1: L 1 地震動)

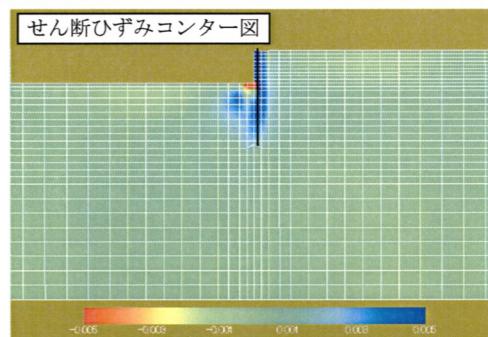


図 3.2 残留変形及び残留せん断ひずみ(CaseD-2: L 2 地震動)

表 3.2 動解法に必要と考えられる条件

解析手法		時刻歴応答解析（動的解析）
解析モデル	一般	地盤と構造物の一括解析（連成解析） 2次元または3次元モデル
	地盤特性	非線形モデル（全応力または有効応力モデル）とし、繰り返し載荷を含む履歴依存性を考慮できること
	構造特性（鋼矢板）	線形もしくは非線形の梁モデル
	地盤－構造間特性	地盤－構造間の滑りを考慮
解析に用いる外力の入力形式		加速度時刻歴波形（設計基盤に入力）

力時の最大応答は 11.5cm（残留値 3.7cm），レベル2 地震波入力時は，最大応答 78.2cm（残留値 51.5cm）であり，鋼矢板背面の地盤の残留沈下量は，レベル1 地震波入力時で 2.6cm，レベル2 地震波入力時で 18.5cm である。レベル1 地震では地盤の変形は鋼矢板周辺に限られるのに対し，レベル2 地震では地盤の変形が広範囲にわたることがわかる。また，残留せん断ひずみから，レベル2 地震では鋼矢板前面の受働地盤の塑性化が進展していることがわかる。

動的数値解析によって，鋼矢板擁壁および周辺地盤の変形，鋼矢板に生じる断面力を精度よく評価するためには，例えば表 3.2 に示す条件が必要と考えられる。特に地盤特性については，対象とする土質条件に応じて解析モデルを選定し，また，土質試験を実施してパラメータを設定するなど，適切な解析方法を選択するように留意する必要がある。なお，表 3.2 に挙げた条件を満たす動解法は，種々，開発されているが，地盤と構造物との一括解析（連成解析）において十分な使用実績のあるもの，または実験シミュレーション等により適用性が検証されたものを用いることが望ましい。

4. 自立式鋼矢板擁壁の設計法

4. 1 性能規程

仕様設計から性能設計への移行が進む中，自立式鋼矢板擁壁の設計法も性能規定型の設計法とし，鋼矢板擁壁背面の道路利用者にとって必要な機能を確保するよう設計することを基本とした。

4. 2 鋼矢板擁壁に必要な性能

鋼矢板擁壁に必要な性能は，安全性，修復性，使用性のそれぞれの観点から，表 4.1 のように性能 1～3 の 3 段階のレベルを設定した。ここで，安全性とは，鋼矢板擁壁の倒壊及び道路の崩壊等の致命的な損傷が生じず，人命を損なうことのないようとする要求性能，修復性とは，道路の損傷を比較的容易に修復できる要求性能，使用性とは，道路の通行に支障が生じないようにする要求性能をいう。さらに，修復性では，主に被災時の応急復旧による修復性を指す短期的修復性と，本復旧による修復性を指す長期的修復性を考慮する。

4. 3 性能照査方法

鋼矢板擁壁の設計は，表 4.1 で規定する性能に対する照査を行うものとし，その照査方法は必要な性能に応じて採用することとする。また，照査項目は鋼矢板擁壁の安定性，及び道路の使用

表 4.1 鋼矢板擁壁に必要な性能

性能	必要な性能
性能 1	想定する荷重によって道路の健全性が損なわれず道路機能に支障が生じない性能（通常通行に影響を与えない）
性能 2	想定する荷重による道路の損傷が限定的なものにとどまり、道路機能回復のための修復が比較的容易に行いうる性能（通行機能が回復可能な損傷にとどまる）
性能 3	想定する荷重による道路の損傷が致命的とならない性能（崩壊せず）

表 4.2 想定する設計状況と鋼矢板擁壁に必要な性能

想定する設計状況	広域幹線道路または 緊急輸送道路	左記以外の道路
常時荷重（自重、載荷重、常時の土圧、水圧）、 雪荷重、風荷重、衝突荷重、及びこれらの組合せ	性能 1	
レベル 1 地震動による影響が支配的な状況	性能 1	
レベル 2 地震動による影響が支配的な状況	性能 2	性能 3

表 4.3 必要な性能に対する照査項目

必要な 性能	想定する設計荷重	鋼矢板擁壁の安定性		通行機能に関する 道路の使用性 (頭部水平変位)
		鋼矢板擁壁本体の 安定性	擁壁前面の受働側地盤の 安定性	
性能 1	常時	許容応力度以下	設計地盤面変位 15mm 以下	壁高の 1.0%以下
	レベル 1 地震動	許容応力度以下	設計地盤面変位 15mm 以下	壁高の 1.5%以下
性能 2	レベル 2 地震動	降伏応力度以下	根入れ部先端に弾性領域が 存在すること	30cm 以下

性の観点から、表 4.3 のように設定し、それらを満足すれば必要な性能を満たしているとみなすものとする。

5. おわりに

「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル」¹⁾は、設計実務者が有効に活用できるように、鋼矢板擁壁に必要な性能の規定及び実験、解析を踏まえた合理的な性能照査法を具体的に示している。効率的な道路擁壁整備の推進に自立式鋼矢板擁壁は有効な工法であり、特に、軟弱地盤、狭い場所での擁壁築造及び切土箇所での仮設本体兼用等で大きな効果を発揮する。自立式鋼矢板擁壁及びその設計法の普及をはじめ、さらなる鋼矢板の利用技術の発展に向けた努力を今後とも継続する所存である。

＜参考文献＞

- 1) 鋼管杭協会、財団法人先端建設技術センター：自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル、2007.12
- 2) 左合靖樹、鳥海真琴、張鋒、中井照夫、原田典佳、恩田邦彦、黒澤辰昭：自立式鋼矢板擁壁の耐震性能評価、第 43 回地盤工学研究発表会（投稿中）
- 3) B.Ye,G.L.Ye,F.Zhang and A.Yashima : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47,No.3, 2007
- 4) 黒澤辰昭、吉野久能、元木卓也、奥田洋一：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測、第 39 回地盤工学研究発表会 平成 16 年度発表講演集、2004
- 5) 黒澤辰昭、吉野久能、納見昭広、奥田洋一：鋼矢板を用いた道路擁壁の動態観測（その 2）、第 40 回地盤工学研究発表会 平成 17 年度発表講演集、2005
- 6) 財団法人先端建設技術センター：自立式鋼矢板擁壁の適用性拡大に向けて、機関誌 Advance, No.28, 2007 年 12 月
- 7) 鋼管杭協会：自立式鋼矢板道路擁壁、明日を築く 76, pp.9～13, 2008