

道路擁壁に鋼矢板を適用

自立式鋼矢板道路擁壁

—耐震性能の検証、設計法の策定など—

鋼管杭協会 鋼矢板技術委員会

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、自立式鋼矢板擁壁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である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)には、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、経済的で安全な自立式鋼矢板壁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、この度、「自立式鋼矢板擁壁設計マニュアル」¹⁾が策定された。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



写真2.1 動的遠心載荷装置((独)土木研究所所有)

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)での検討・審議の上で策定されたものである。

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の遠心力場で実験を行った。実験ケースを表2.1に示す。鋼矢板根入れ長(1.9/β~3.0/β、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(II_w型相当および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Dr60~75%)、擁壁形式の差異(自立式鋼矢板擁壁およびL型コンクリート擁壁)を実験パラメータとした。

地盤材料には乾燥し

表2.1 遠心模型実験ケース

ケース	壁高(mm) <実スケール(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			160mm (1.9/β相当)	
D-1			250mm (3.0/β相当)	豊浦砂 (乾燥) Dr60%
D-2	110mm <4.5m>	鋼板4.6mm (V _L 相当)	210mm (2.5/β相当)	
D-EX			210mm	(乾燥) Dr75%
D-4			145mm (2.5/β相当)	(乾燥) Dr60%
D-5	60mm <2.4m>	鋼板2.7mm (II _w 相当)	145mm (2.5/β相当)	
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	

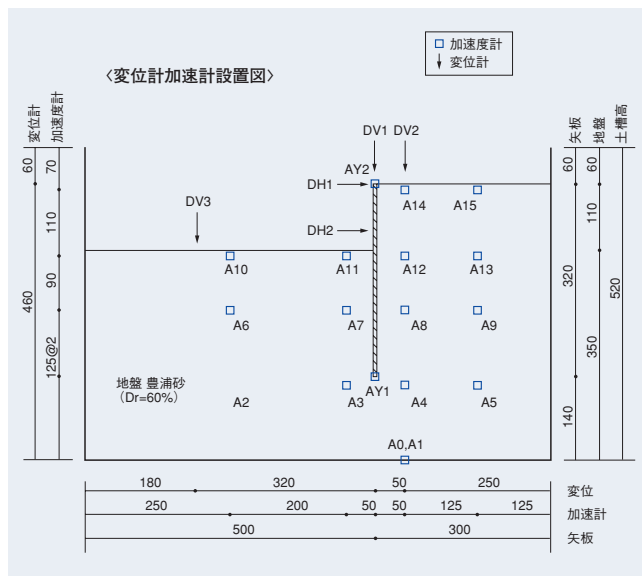


図2.1 D-2模型概要(自立式鋼矢板擁壁)



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)

た豊浦珪砂を用いた。模型地盤は、実験土槽にあらかじめ擁壁模型を据え付けてから、重力場で豊浦珪砂を気中落下させ、所定の相対密度となるように密度管理した。一例として、ケースD-2(自立式鋼矢板擁壁)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製し、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(実物大換算)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720Galの神戸PI波(1995年兵庫県南部地震)を用いた。一方、Step3～5は正弦波(20波、1.5Hz)であり、それぞれ最大加速度200、500、750Galである。

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毎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Step1)

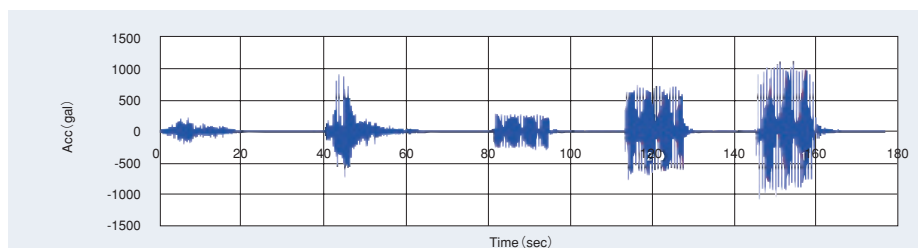


図2.2 入力波形(実物大換算)

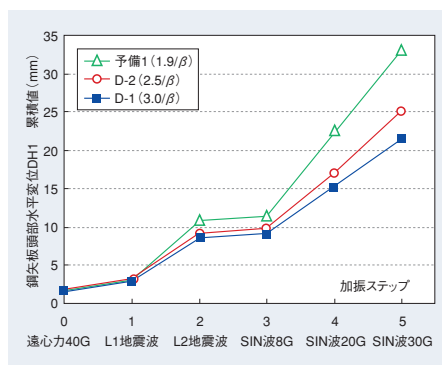


図2.3 壁体頭部の累積変形量(根入れ長の影響)

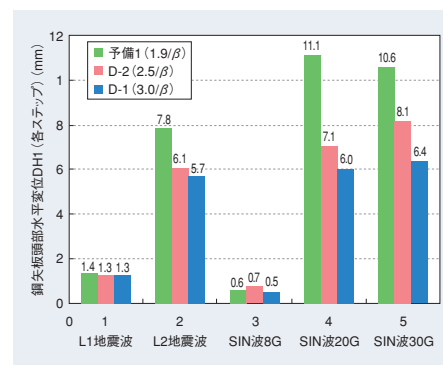


図2.4 各加振ステップ毎の壁体頭部変形量

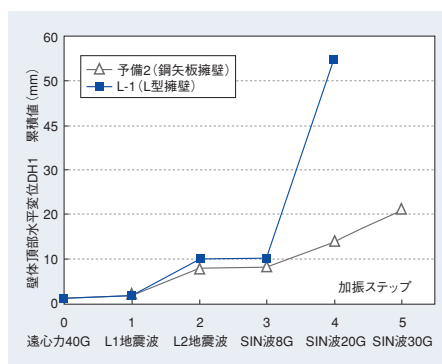


図2.5 壁体頭部の累積変形量(L型擁壁模型との比較)

においては、矢板根入れ長による壁体変形量の違いは少ないこと、L2加振(Step2)以降の加振Step2～5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。加振Step3までは、壁体変形量は同程度であったが、Step4加振(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、自立式鋼矢板擁壁はステップ5加振(正弦波750Gal)の後でも壁体性状を保持しており(写真2.2)、大規模加振時においても優れた粘りがあることが確認できた。

本実験における土圧分布推定の一例として、ケースD-2(根入れ2.5/β)の加振

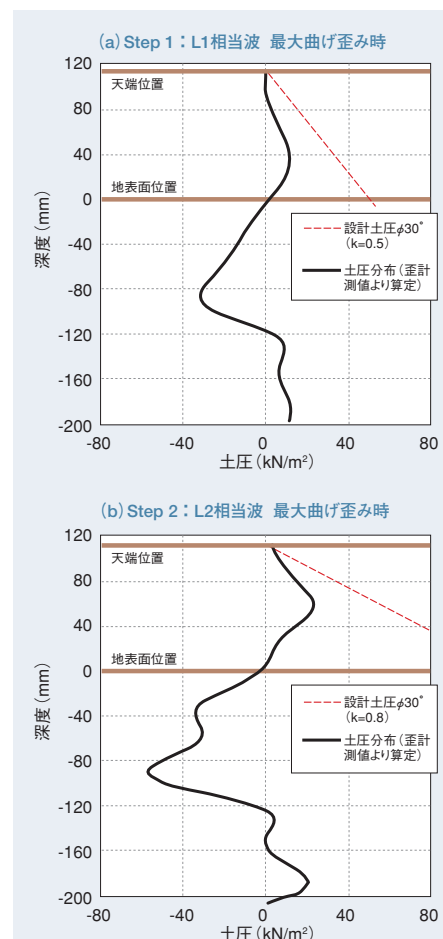


図2.6 D-2(根入れ2.5/β)の各加振ステップ最大曲げ歪み時の土圧分布

Step1、2(最大歪み時)における土圧分布を図2.6に示す。土圧分布は、計測した曲げひずみ分布をスプライン曲線で近似し、

2階微分して得たものである。また、図中の破線は、物部－岡部式による主働土圧設計値(設計震度は、地表面付近の加速度応答値を用いた)である。推定した作用土圧は、いずれのケースでも設計値(物部－岡部式)を下回る傾向にあること、地表面(深度0mm位置)以深では主働土圧は作用していないことが確認できた。

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、レベル2：神戸PI波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は、

レベル1地震波入力:最大応答11.5cm

残留値3.7cm

レベル2地震波入力: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:2.6cm

レベル2地震波入力: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

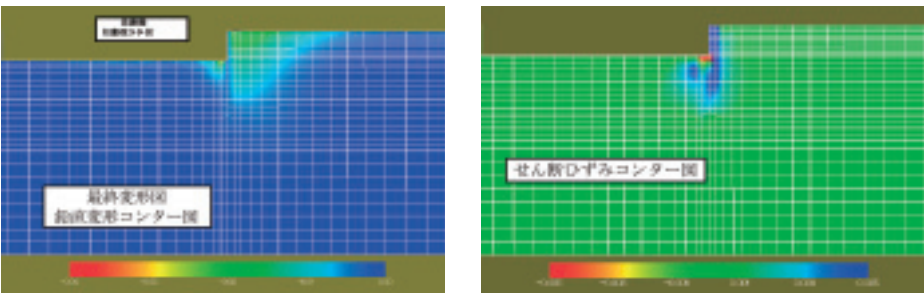


図3.1 残留変形及び残留せん断ひずみ(Case D-1:L1地震動)

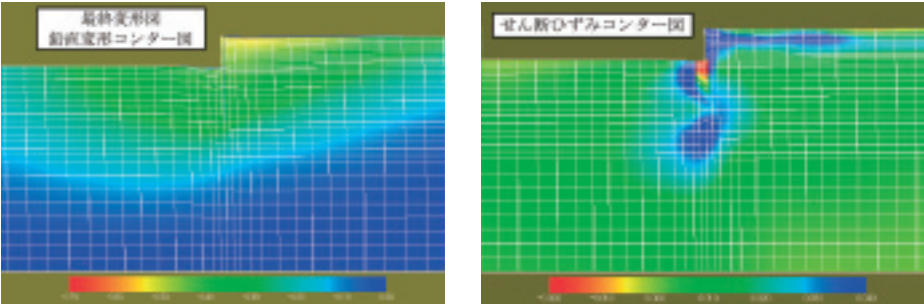


図3.2 残留変形及び残留せん断ひずみ(Case D-2:L2地震動)

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	型値	根入れ長	全長
4.5m	17kN/m³	60%	5	SP-VL	8.5m	13.0m

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)

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 鋼矢板擁壁の性能の観点

性能	安全性	修復性		使用性
		短期的修復性	長期的修復性	
性能 1	路面が崩壊しない、鋼矢板擁壁が倒壊しない	通行機能回復のための修復を必要としない	路面及び鋼矢板擁壁とも軽微な修復でよい	通行機能への支障が生じない
性能 2		路面の応急修復により通行機能が回復できる	路面の本復旧が比較的容易である 鋼矢板擁壁の本復旧は新設または修復を行う	道路車線で部分的に通行機能が損なわれるが、速やかに機能回復できる
性能 3				

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 性能規定

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、鋼矢板擁壁前背面の道路の利用者にとって必要な機能を確保するように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・使用性・修復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にする要求性能、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。表4.2に性能1～3の設定における安全性、修復性、使用性からの観点を示す。

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表4.4に示すものを標準とする。また、照査項目は鋼矢板擁壁の安定性、及び道路の使用性の観点から、表4.5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し、図4.1に示す手順で性能照査を行うものとする。

表4.3 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4.4 性能照査方法

必要な性能	性能 1	性能 2・性能 3	
解析手法	簡便法	弾塑性法	動解法
モデル	梁－バネ（地盤）モデル		地盤と鋼矢板の一括解析
地盤特性	線形地盤反力モデル	バイリニア型弾塑性地盤反力モデル	非線形履歴依存モデル
鋼矢板特性	線形（弾性域内の曲げ剛性を用いる）		
外力の入力形式	震度法に基づく作用圧		加速度時刻歴波形
解析される主な応答値	鋼矢板の頭部変位、断面力		鋼矢板の変形、断面力周辺地盤の変位・沈下

表4.5 必要な性能に対する照査項目

必要な性能	想定する設計荷重条件	鋼矢板擁壁の安定性		通行機能に関する道路の使用性 ＜許容変位量の目安＞
		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 ＜許容変位量の目安＞	
性能 1	常時	応力度 ≤ 常時許容応力度	設計地盤面での水平変位 ≤ 根入れ部の地盤水平抵抗が工学的に弾性挙動と評価できる変位量＜1.5cm以下＞	頭部変位量 ≤ 許容変位量 ＜壁高の1.0%以下＞
	レベル1地震動	応力度 ≤ 地震時許容応力度		頭部変位量 ≤ 許容変位量 ＜壁高の1.5%以下＞
性能 2	レベル2地震動	応力度 ≤ 降伏時許容応力度	根入れ先端部に弾性領域が存在すること	頭部変位量 ≤ 許容変位量 ＜30cm以下＞
性能 3				

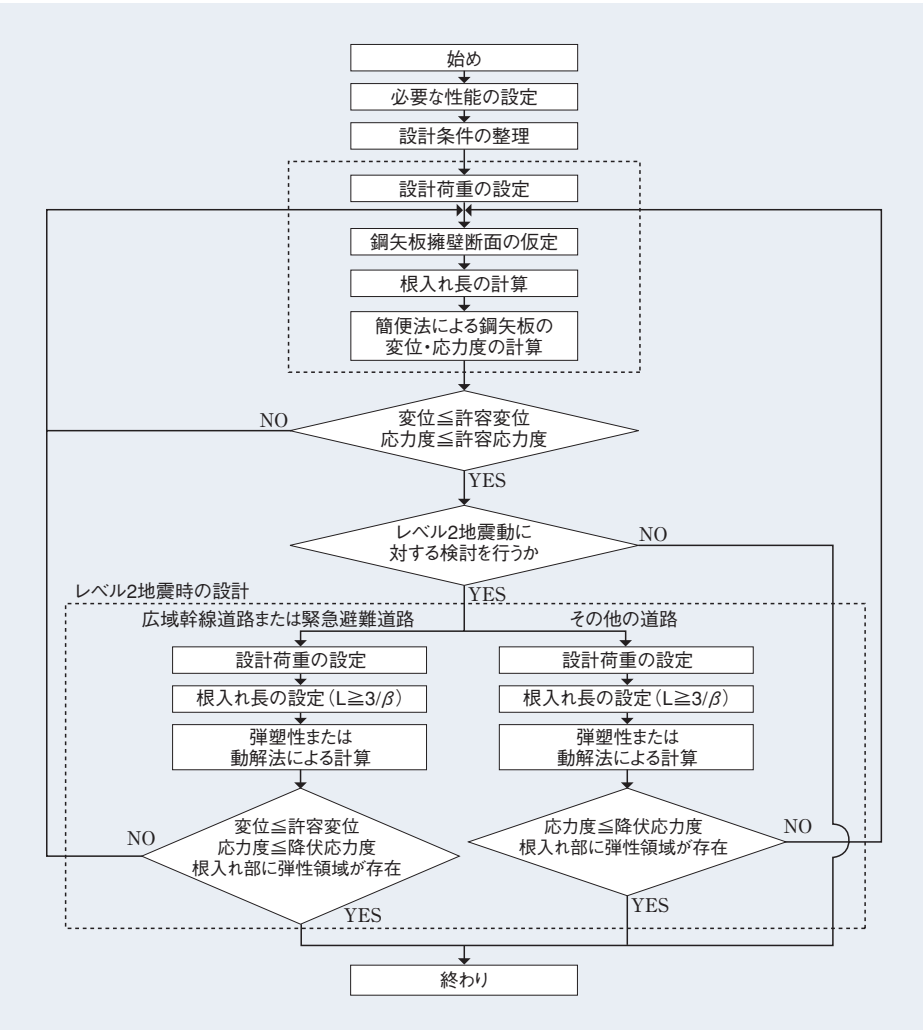


図4.1 鋼矢板擁壁の照査手順

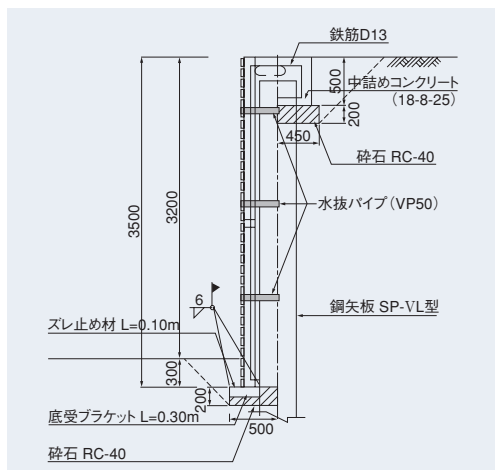


写真5.1 コンクリートパネルを用いた施工事例

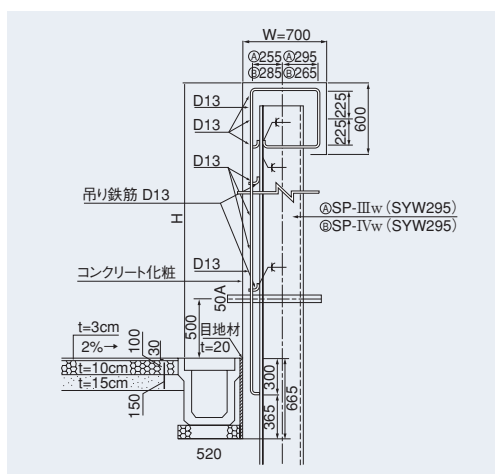


写真5.2 場所打ちコンクリートを用いた施工事例

5. 鋼矢板擁壁の修景方法

鋼矢板擁壁の壁面には、必要に応じて修景工を施す。修景工には、例えば、写真5.1に示すコンクリートパネルによる方法、写真5.2に示す場所打ちコンクリートによる方法、写真5.3に示す塗料・有機ライニングの塗覆装による方法がある。

鋼矢板擁壁では、鋼矢板壁背面が道路になる場合と鋼矢板壁前面が道路になる場合があり、後者の場合でコンクリートパネルまたは場所打ちコンクリートによって修景する際には、地震時に崩壊して通行人等に影響を及ぼすことがないように配慮して設計する必要がある。

6. 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が具体的に示されている。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、島海真琴、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) BYe, G.L.Ye, F.Zhang and A.Yashima : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and



写真5.3 有機ライニング塗装を用いた施工事例

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