

柔構造樋門における即時沈下量に関する一考察

A study on settlement under the flexible sluiceway

(株) 北海道水工コンサルタンツ ○正会員 堀江 秀亮 (Hideaki Horie)
加村 邦茂 (Kunishige kamura)
正会員 坂下 泰夫 (Yasuo Sakashita)
(株) ジオテック 宮内 武 (Takeshi Miyauchi)

1. はじめに

土を材料とした河川堤防を横断して設けられる樋門は、それ自体が堤防としての機能を有している必要がある。しかし、樋門の函体と堤体土との剛性の相違から函体と周辺土が密着し難く、特に地盤沈下の大きい軟弱地盤における支持杭基礎の樋門においては、堤体と函体との空洞化や周辺部のゆるみ等が発生し、堤防の弱点部となっていた。

このため平成10年度に、「柔構造樋門設計の手引き」(以下、手引きという)が発行され、従来の「支持杭による剛支持方式」から、基礎地盤の沈下に追従し空洞化やゆるみを軽減させる「直接基礎を主体とする柔支持方式」に転換し、全国的に「柔構造樋門」として設計・施工されてきた。

北海道の中小河川においては、平成11年度から柔構造樋門が取入れられようになった。

しかし、施工された小規模な柔構造樋門の即時沈下量については、計算値と実測値に相違がみられ、計算値が大きくなる傾向が顕著となっており、設計・施工上の問題点として提起されつつある。

本報告では、最近施工された余市川の樋門を例に①施工規模 ②埋戻し土の荷重設定 ③沈下対象層および変形係数の決定方法 が即時沈下量に与える影響に対して検討、さらにはFEM解析による比較検討を行った。

本報告では、これらと実測沈下量との比較から、小規模な樋門の特徴を踏まえて手引きの解析方法の問題点を考察した。

2. 即時沈下(計算値)の算出方法(手引きの方法)

即時沈下量は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めるもので、以下に示す。

この式は、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して沈下量を求めるものである。(図2.1参照)

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\}$$

..... (1)

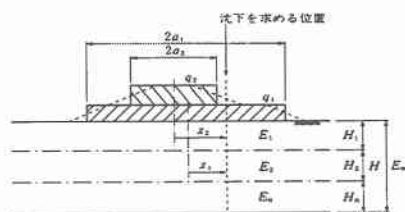


図2.1 即時沈下の計算モデル

ここに、

S_{ix} : 函軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m)

q_i : 盛土荷重 (KN/m²)

E_m : (2) 式による地盤の換算変形係数 (KN/m²)

$2a_i$: 載荷幅 (m)

H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m)

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)

(1) 式における地盤の換算変形係数 E_m は、土層が深さ方向に変化する場合、特に軟弱層が存在する場合などの多層地盤では、次式によりその影響を考慮に入れ、換算変形係数 E_m を算出する。

$$E_m = \frac{\log \left(\frac{B + 2h_n \cdot \tan \theta}{L + 2h_n \cdot \tan \theta} \right) \frac{L}{B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \log \left(\frac{B + 2h_i \cdot \tan \theta}{L + 2h_i \cdot \tan \theta} \right) \frac{(L + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(B + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}}$$

..... (2)

ここに、

E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (KN/m²)

B : 載荷幅 (m)

L : 載荷奥行 (m)

h_n : 影響を調べなければならない深さ (m) で、載荷幅 B の3倍以上とする。

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_i : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (KN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする。

3. 余市川における検討

本検討において対象としたのは、小樽土木現業所管内で動態観測を実施した余市川の2樋門である。

W樋門は平成13年3月末、A樋門は平成14年3月末に完成したものである。(表3.1参照)

表3.1 検討対象樋門 (単位:m)

	W樋門	A樋門
樋門長	23.4	44.6
本体長	15.8	38.5
本体断面	φ1.0	1.0×1.0

(1) 施設規模が沈下に与える影響

即時沈下量を計算する場合、地盤の換算変形係数を(2)式により求めるとされているが、施工規模(載荷幅 B と載荷奥行 L)に影響を受ける。ここでは、W樋門において、 B と L が換算変形係数に与える影響について検討を行った。

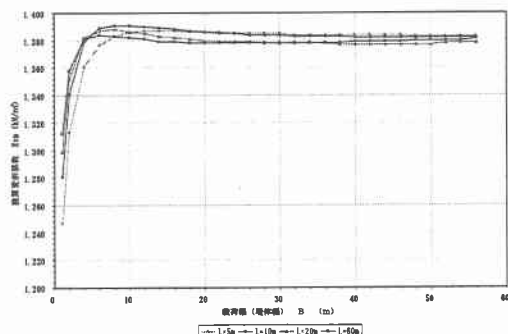


図 3.1 (1) 载荷幅 (B) の換算変形係数に与える影響

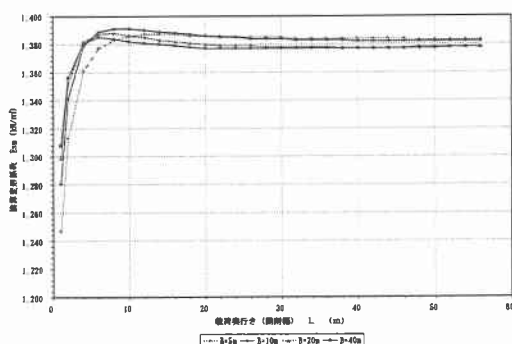


図 3.1 (2) 载荷奥行 (L) の換算変形係数に与える影響

図 3-1 (1), (2) から, B, Lとも 5m 程度以下では換算変形係数が小さく計算される傾向にあり, それ以上は, 一定の値となっている。

(2) 荷重設定が沈下を与える影響

手引きでは, 「事前载荷重の有無にかかわらず, 函体施工以後に行う床付け面より上の全荷重を用いて算出する」とされている。しかし, 掘削深さで浅い土の押え効果によって即時沈下量が低減することは知られている。本検討では, 手引きの方法によるケース 1 に加え, 押え効果として即時沈下量計算に用いる埋戻し土の有効重量を, 排土重量の 1/2 を減じたケース 2 (押え効果①) と排土の全重量を考慮したケース 3 (押え効果②) を加え, W 樋門で比較検討を行った。

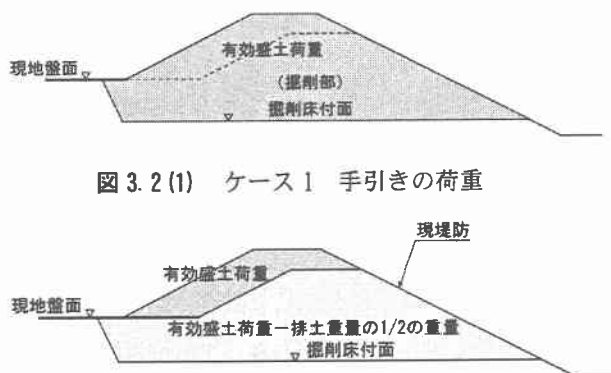


図 3.2 (1) ケース 1 手引きの荷重



図 3.2 (2) ケース 2 排土重量の 1/2 を減じた荷重 (押え効果①)



図 3.2 (3) ケース 3 排土重量を減じた荷重 (押え効果②)

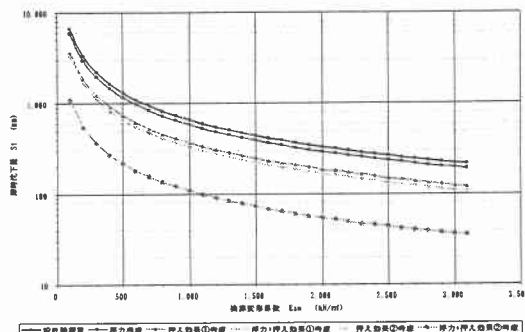


図 3.2 (4) 荷重が沈下を与える影響

(3) 沈下対象層および変形係数の違いが

沈下を与える影響

手引きでは, 「樋門の設計に考慮する即時沈下量の算定は, 即時沈下が卓越する土層までの深さを対象とし……………」とされている。

道内で施工された柔構造樋門の実績調査によると, 沈下対象層は軟弱地盤全てとして設計されているものが 60%, 掘削幅の 3 倍までが 17% となっている。本検討においては, 沈下対象層厚について上記ケース 2 ケースの検討を行った。

また計算値は, 地盤変形係数 (E) を求める方法によって変化することから, 次の 3 つの方法から得られた各土層の変形係数 E を用いて算出し比較した。

- ① ボーリング孔内水平载荷試験 (LLT) で測定した変形係数: E_b
- ② 一軸圧縮試験: E_{50}
- ③ 標準貫入試験の N 値より推定: $E_n=700N$

表 3.3 (1) W 樋門の換算変形係数

土層別 換算変形係数 E ₅₀ (kN/m ²)	項目	Bor. No. 1 即時沈下量 (mm)		
		掘削下層から掘削下層までの土層厚さ	掘削下層から掘削下層までの土層厚さ	掘削下層から掘削下層までの土層厚さ
L=5m 掘削部	換算変形係数 E ₅₀ (kN/m ²)	1,361	1,359	1,362
	設計時荷重	489	489	309
	浮力考慮	453	453	300
	押え効果①考慮	273	274	190
	押え効果①・浮力考慮	245	246	170
	押え効果②考慮	81	81	56
掘削部	換算変形係数 E ₅₀ (kN/m ²)	2,141	2,139	—
	設計時荷重	211	215	—
	浮力考慮	275	279	—
	押え効果①考慮	174	176	—
	押え効果①・浮力考慮	156	158	—
	押え効果②考慮	51	52	—
T=0.0N 掘削部	換算変形係数 E ₅₀ (kN/m ²)	2,069	—	—
	設計時荷重	320	—	—
	浮力考慮	285	—	—
	押え効果①考慮	179	—	—
	押え効果①・浮力考慮	180	—	—
	押え効果②考慮	53	—	—

表 3.3 (2) A 樋門の換算変形係数

各工区 の 換算変形係数	項目	No. 1		
		基礎下面から基礎下面までの 土層で平均厚10mの土層換算係数の3倍	基礎下面から基礎下面までの 土層で平均厚10mの土層換算係数の3倍	基礎下面から基礎下面までの 土層で平均厚10mの土層換算係数の3倍
700N 使用	換算変形係数 E_s (kN/m ²)	2,567	2,567	2,722
	設計時荷重	113	113	107
	浮力考慮	101	101	96
	押入効果①考慮	113	113	108
	押入効果② + 浮力考慮	108	106	102
	押入効果③考慮	87	87	83
一軸圧縮試験結果 使用	換算変形係数 E_s (kN/m ²)	-	-	-
	設計時荷重	-	-	-
	浮力考慮	-	-	-
	押入効果①考慮	-	-	-
	押入効果② + 浮力考慮	-	-	-
	押入効果③考慮	-	-	-
700N 使用	換算変形係数 E_s (kN/m ²)	6,939	-	-
	設計時荷重	42	-	-
	浮力考慮	38	-	-
	押入効果①考慮	42	-	-
	押入効果② + 浮力考慮	40	-	-
	押入効果③考慮	33	-	-

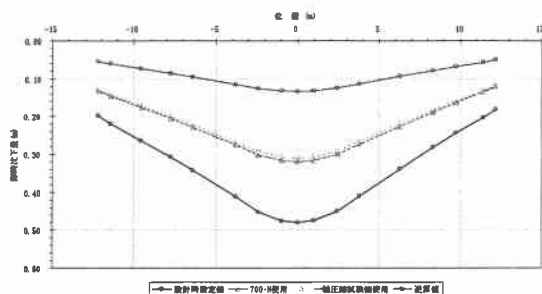


図 3.3 (1) 変形係数算出方法の違いによる即時沈下比較図 (W樋門)

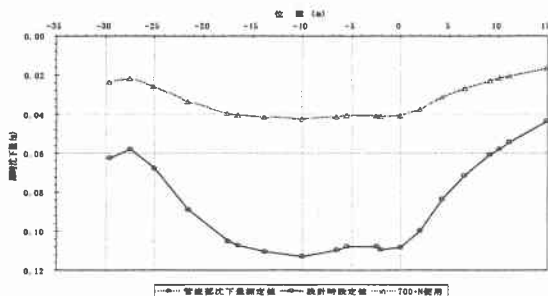


図 3.3 (2) 変形係数算出方法の違いによる即時沈下比較図 (A樋門)

表 3.3 (1), (2) から、両樋門とも沈下対象層厚の違いによる換算変形係数は、大きな違いがなかった。

しかし、変形係数の決定については図 3.3 (1), (2) から 700N での変形係数が大きく算出され、即時沈下量が少なく求められた。

(4) FEM 解析による沈下量

重要度の高い河川や大規模な河川に設置される樋門の沈下解析に用いられている FEM 解析 (有限要素法) を用いて、対象樋門の沈下検討を行った。

FEM 解析は、各有限要素 (微小体積) を重ね合わせて地盤全体の变形、ひずみ等を求めるものである。

荷重条件、変形係数等は、手引きの方法とし、その条件図及び変形図を図 3.4 (1) ~ (4) に示す。

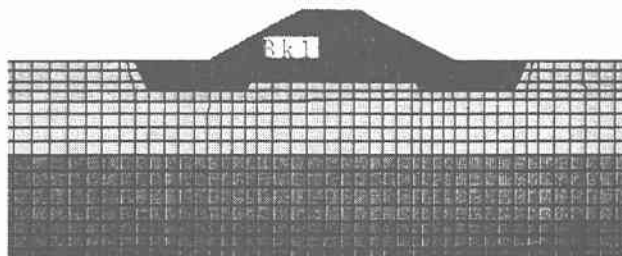


図 3.4 (1) W樋門条件図

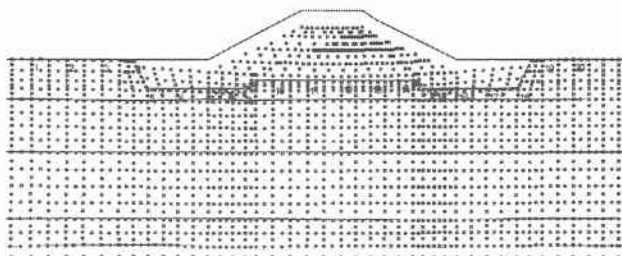


図 3.4 (2) W樋門変形値出力図

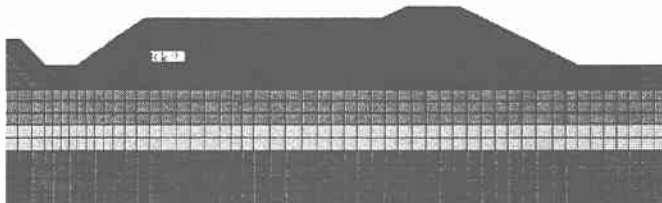


図 3.4 (3) A樋門条件図

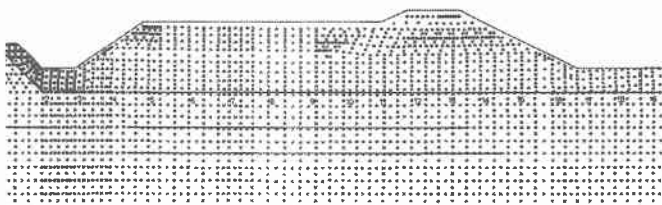


図 3.4 (4) A樋門変形値出力図

表 3.4 最大沈下量の比較 (単位: cm)

	手引き	FEM
W 樋 門	47.9	12.6
A 樋 門	11.2	11.6

表 3.4 から、手引きによる方法と FEM 解析では、両樋門で非常に異なる結果となった。これは、W 樋門は新たな腹付け盛土が少なく、ほとんどが埋戻し土であること、A 樋門は最大沈下量地点が、新設盛土 (道路) であることの違いがある。すなわち、手引きによる方法は、腹付け盛土が大きいのか、あるいは新設盛土の場合は FEM と同様の結果となり、大部分が埋戻し土の場合は、FEM より大きい値となると推定される。

(5) 実測値との比較

前項までの検討結果と施工直後の実測沈下量との比較を行った。

実測沈下量は、即時沈下が盛土載荷と同時に終わることから、動態観測による盛土完了時の沈下データを用いた。

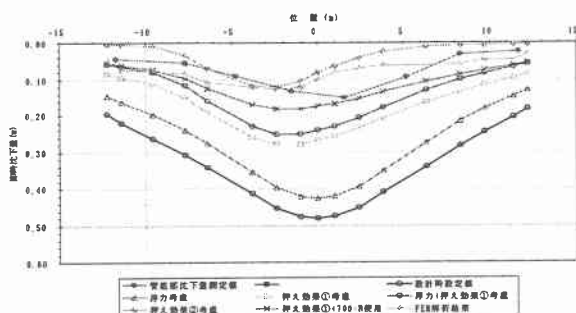


図 3.5 (1) 変形係数算出方法の違いによる比較図

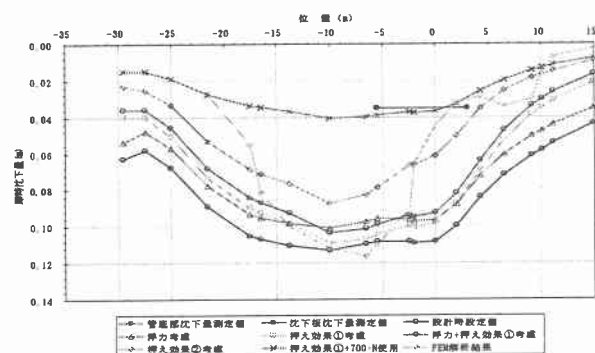


図 3.5 (2) 変形係数算出方法の違いによる比較図

図 3.5 (1), (2) によると、実測沈下量は種々の検討結果の最小値に近い値が得られている。

4. 考察

北海道で、平成 12～13 年度に施工した柔構造樋門の実測調査結果 (60 箇所) によると、載荷幅は全て 10m 以下で平均長 3.9m、載荷奥行きは平均長は 16m で最小長のは 6.3m となっている。

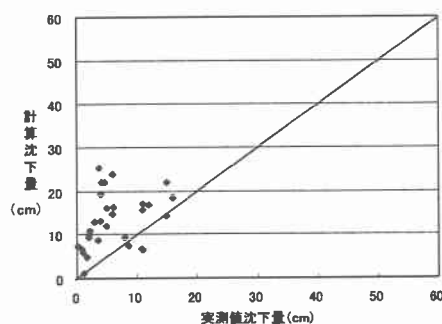


図 4.1 北海道の中小河川での実測値

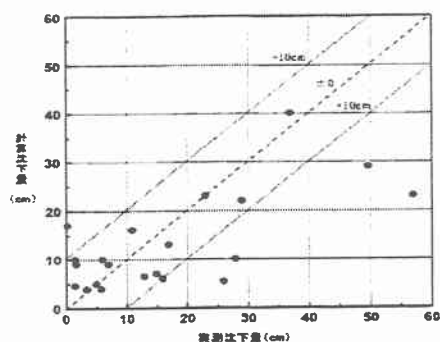


図 4.2 H10 パイロット事業での実測値

図 4.1 は、北海道における実測調査結果に基づき、設計即時沈下量と実測沈下量を比較したものである。

また図 4.2 は、平成 10 年度に全国で実施した柔構造樋門のパイロット事業における計算沈下量と実測沈下量とを比較したものである。

図 4.1, 2 によると、設計即時沈下量が実測沈下量より大きく見込む傾向が多いと判断できる。

このことは、これまでの検討のように①施工規模が小さい場合は換算変形係数が小さくなり、即時沈下量が大きく計算される。②手引きによる方法では埋戻し土も全応力による全荷重として沈下計算される。③変形係数の決定に際して小さ目の設定になりやすく、沈下計算値が大きくなる、ことなどが影響していると想定される。

以上のことから、中小河川に設置される樋門の即時沈下量については、小規模の樋門の特徴を踏まえ、次のことを注意して解析していく必要がある。

- ①施設が小規模な樋門は、載荷幅・載荷奥行きの設定によって即時沈下量に大きな影響を及ぼす変形係数が、大規模な樋門に比べて大きく変化することが判明したため、変形係数の決定も含め、あまり小さな設定を避けるように注意しなければならない。
- ②既設堤防を開削する場合は、掘削深さで浅い土の押え効果を評価し、排土重量を減じるような荷重を考慮することも今後考えていく必要があると思われる。
- ③FEM解析は沈下解析の有効な手段と考えられる。ただし、現状では影響する因子の多い盛土の変形挙動を完全に説明できるまで至っていないため、絶対的なものではない。

5. まとめ

今後は、様々な規模の数多くの樋門の実測データを収集し、より精度の高い即時沈下量を求める手法を提案できるように研究を進めていきたい。

謝 辞

最後に、柔構造樋門の調査に対して協力して頂いた北海道小樽土木現業所余市出張所の関係者に対して、心から謝意を表します。

【参考文献】

(財)国土開発技術センター編：

柔構造樋門設計の手引き、平成 13 年 5 月
(社)日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針、

昭和 61 年 3 月
建設省関東地方建設局河川部河川工事課：

河川構造物設計の手引き (案)、平成 12 年 3 月
建設省九州地方建設局河川部河川工事課：

樋門の設計要領 (案)、平成 11 年 4 月
(株)建設産業調査会：

建設基礎・地盤設計施工便覧、平成 4 年 4 月

(財)全国建設研修センター：

樋門・樋管の概略設計、平成 14 年度