

3.小規模ため池が抱えている問題点

1)ため池施設の老朽化

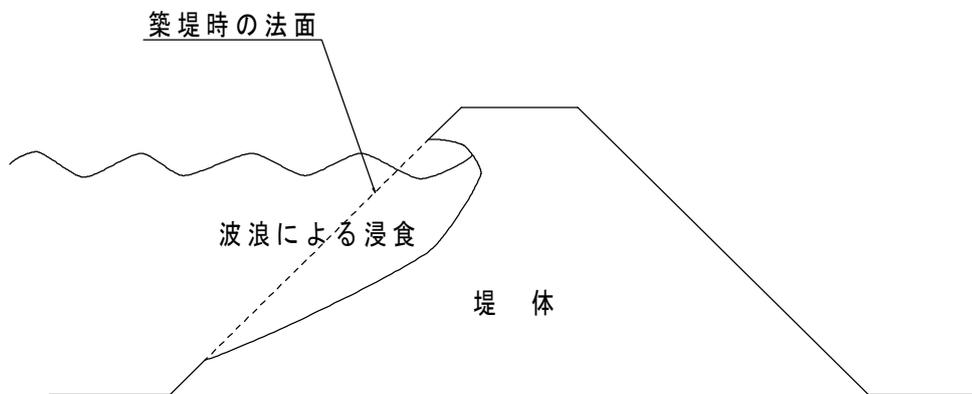
ため池施設の代表的な老朽化パターン

- ・ パターン① 波浪による堤体の浸食
- ・ パターン② 堤体からの漏水
- ・ パターン③ 構造物(斜樋、底樋、余水吐)廻りからの漏水
- ・ パターン④ 構造物(斜樋、底樋、余水吐)の劣化
- ・ パターン⑤ 池内へのヘドロ堆積による貯水量の減少

パターン① 波浪による堤体の浸食



現 状



☆放置した場合の問題点

- ・ 洗掘により堤体が痩せ、洪水時や地震時に堤体決壊の危険性が大きくなります。
- ・ 浸食により堤体が痩せたため維持管理が困難になります。
- ・ 堤体内にある施設(斜樋、余水吐等)の基礎部が浸食され機能が失われる危険性があります。

パターン② 堤体からの漏水

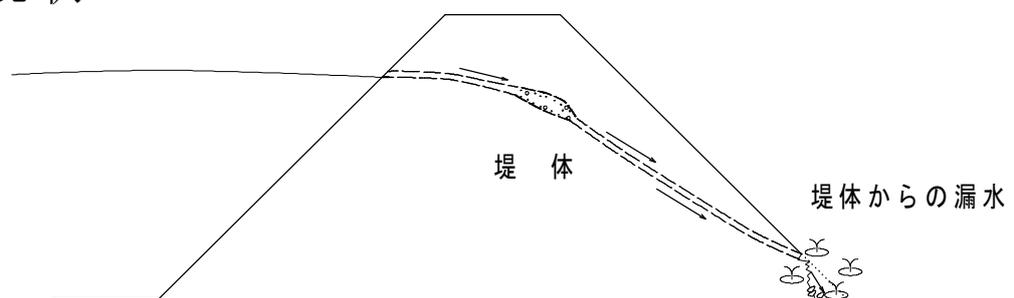
貯水側堤体



下流側堤体法尻



現状



☆放置した場合の問題点

- パイピング(水道)による漏水が進行すれば堤体内に陥没が生じ、堤体決壊の危険性が大きくなります。
- 漏水によりため池貯水量が減少します。
- 堤体自体が不安定になるため維持管理が困難になります。

パターン③ 構造物(斜樋、底樋、余水吐)廻りからの漏水

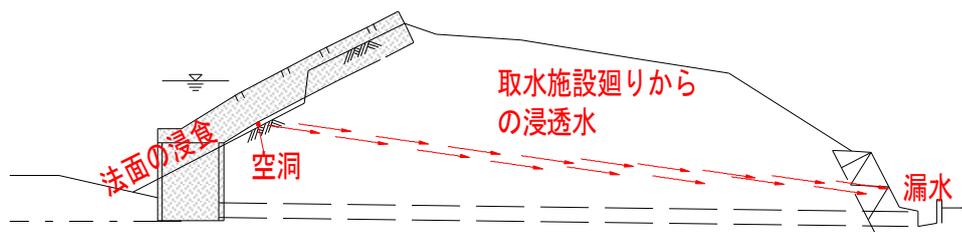
斜樋状況(基礎部の廻りが土砂の吸出しにより空洞化)



下流側法止ブロック状況(斜樋廻りからの漏水)



現 状



☆放置した場合の問題点

- ・漏水が進行すれば構造物廻りの土砂が吸い出しにより空洞化され、構造物崩壊の危険性が大きくなります。
- ・構造物自体が不安定になるため維持管理が困難になります。
- ・漏水によりため池貯水量が減少します。
- ・やがては堤体にも影響が及ぶため、堤体決壊の危険性が生じます。

パターン④ 構造物(斜樋、底樋、余水吐)の劣化

余水吐流入部
コンクリート剥離状況



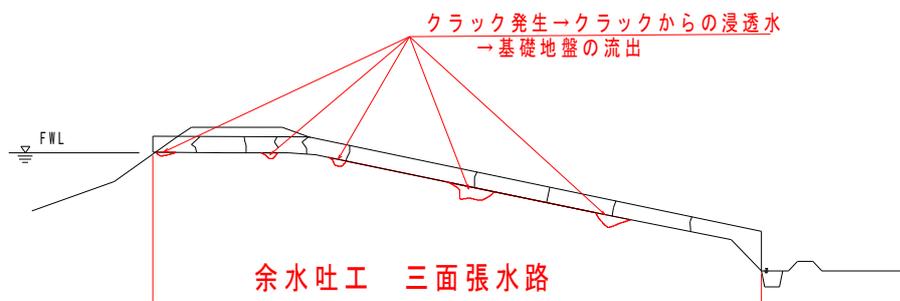
余水吐調節部～移行部
側壁のクラック状況



放流部底版コンクリート剥離及び側壁クラック状況



現 状



☆放置した場合の問題点

- ・ 施設の補修が必要であるため維持管理費が増大します。
- ・ 構造物自体が不安定になるため維持管理が困難になります。
- ・ 構造物の機能が失われ、堤体にも影響が及ぶため、決壊の危険性が生じます。

パターン⑤ 池内へのへドロ堆積による貯水量の減少



☆放置した場合の問題点

- ・ 貯水量が減少し用水量が不足します。
- ・ 斜樋及び水路にへドロの閉塞や堆積が起こり、除去等で維持管理費が増大します。
- ・ へドロによる悪臭が発生し、環境被害が出ます。
- ・ 斜樋の閉塞により、緊急時の水位調整ができなくなることで、へドロにより土圧が増大することで、堤体決壊の危険性が生じます。

2) 余水吐の断面不足

小規模ため池の余水吐は殆どが幅0.3m×高さ0.3m程度の小さい断面で、10年に1回発生する雨量も流すことができません。

近年の豪雨は、50年、100年に1回発生する雨量であり、明らかに断面不足と考えられ、堤体から越流し、決壊する危険性があります。

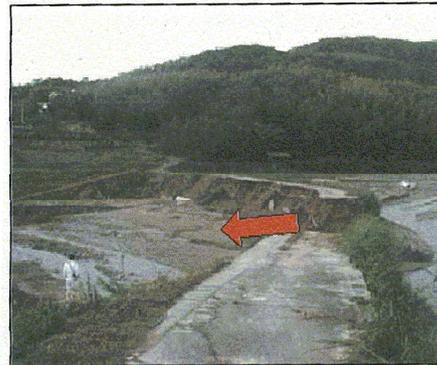
「土地改良事業設計指針 ため池整備」(以下、設計基準とする)により、200年に1回発生する雨量を流す断面は、流域面積が 0.01km^2 (1.0ha)の場合、幅1.4m×高さ1.3m以上が必要となります。

(【別紙】余水吐の排水能力算定 参照)

小規模ため池の余水吐断面 $B=0.20\text{m} \times H=0.3 \sim 0.40\text{m}$



豪雨による降水が堤体を越水して決壊



(平成18年3月 農林水産省 農村振興局防災課 ため池緊急点検・緊急整備計画報告書より)

【別紙】

余水吐の排水能力算定

設計基準に基づいて、所在地：松江市、流域面積： $A=0.01\text{km}^2$ (1.0ha) のため池について、余水吐の排水能力を算定します。

①洪水流量算定

洪水流量は下式の合理式で算定された流量とします。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times r \times A$$

Q: 洪水流量 (m^3/s)

A: 流域面積 (km^2)

f: 流出係数 (=0.70: 山地)

r: 降雨強度(洪水到達時間内) (mm/h)

河川改修実施要領：松江市より

・1/200年確率雨量

$$\text{時間雨量 } r = 1175.49 / (t^{0.586} + 2.46)$$

洪水到達時間： $t=24$ 分(小規模ため池の平均的な洪水到達時間)

$$r = 1175.49 / (24^{0.586} + 2.46) = 132.1 \text{ mm/h}$$

したがって、洪水流量は、

$$Q_{200} = \frac{1}{3.6} \times 0.70 \times 132.1 \times 0.01 = 0.257 \text{ m}^3/\text{s}$$

②断面算定

設計基準に基づいて算定すると、

水路流入型(堰無し)

$$B = \frac{Q_d}{(1.704C \times H_d^{3/2})} \quad (\text{長方形断面})$$

B : 水路幅(m) (等幅とする)

Q_d : 設計洪水流量(m^3/s) (洪水流量Qの1.2倍)

C : 流入係数(水路入口の側壁形状直角:0.82)

H_d : 設計水頭(速度水頭を含む越流総水頭) (m)

①で算定した洪水流量より、

$$B = \frac{1.2 \times 0.257}{(1.704 \times 0.82 \times 0.3^{3/2})} = 1.343 \text{ m}$$

となり、設計基準より余裕高を1.0mとすると、幅1.4m×高さ1.3m以上の断面が必要となります。