

## 渠、開發期間之防災措施

### 7-1 施工前之臨時排水及攔砂設施

本次變更主要因應施工動線變更施工便道之配置、基地西側為保存既有駁坎減少破壞現況地形、基地東側之蝕溝改善及加強保護上邊坡避免落石崩塌及沖蝕破壞，故變更相關開發期間之防災措施配置，有關本基地開發期間之防災措施配置詳圖 7-1(1)~(2) 臨時性安全排水平面配置圖(一)~(二)。

#### 7-1-1 安全排水

##### (1) 第一階段：

本次變更仍維持施工前於鄰后里圳灌排水路處分兩側設置 TA1、TB1 臨時性排水溝及 TPA1 臨時性排水管涵收集 A 及 B 集水區之逕流，並導排至 TPSAB1 臨時性滯洪沉砂池中再排放至后里圳灌排水路中。惟配合基地西側為保存既有駁坎減少破壞現況地形、基地東側之蝕溝改善，故變更 TA1、TB1 臨時性排水溝之型式、位置及長度，並配合變更 TPSAB1 臨時性滯洪沉砂池之高程及排放方式以抽水機抽排，及新增 TO1 臨時性排水溝改善蝕溝。

於施工便道範圍因應施工動線變更施工便道之配置，變更 TC1-1、TC1-2 及 TC2 臨時性排水溝之型式、位置及長度，新增 TPC1 臨時性排水管涵，收集施工便道範圍 C1 及 C2 集水區之逕流，且併收集南側「大安大甲溪聯通管工程-鯉魚潭水庫第二原水管統包工程」之 D1 及 D2 集水區之逕流，再導排至中間利用既有低窪水池設置之變更後 TPSC 臨時性滯洪沉砂池中，於遲滯洪峰、沉澱泥砂後利用既有聯外排水管涵 PC1 排放至下游水路中。

第一階段之臨時性防災措施詳 7-1(1) 臨時防災設施配置圖(一)。

##### (2) 第二階段：

本次變更為加強保護上邊坡避免落石崩塌及沖蝕破壞，新增之 JA1、JB1 截水溝、自由型格梁框、抗沖蝕植生網等永久性水土保持設施配合鯉魚潭第二原水管及后里圳延伸段工程應於此階段先行施作，保留 TA1 臨時性排水溝、新增 TA2 臨時性排水溝、TPA2 臨時性排水管涵收集 A 及 B 集水區之逕流，導排至變更位置及範圍之 PSAB2 臨時性滯洪沉砂池中，取消 TPB2 臨時性排水管涵之設施，直接排放至后里圳延伸段工程之靜水池再匯入北側后里圳灌溉排水路中。於施工便道範圍則仍保留第一階段之臨時性防災措施。



## 第二階段之臨時性防災措施詳 7-1(2) 臨時防災設施配置圖(二)。

## 7-1-2 臨時截流設施

1.逕流量  $Q_p$ 

依據「水土保持技術規範」第 83 條規定，排水系統之設計洪水量，非農業使用以重現期距二十五年之降雨強度計算。本計畫面積小於一千公頃，依據「水土保持技術規範」洪峰流量估算，採用合理化公式(Rational Formula) 推估基地內之洪峰流量，其公式如下：

$$Q_p = \frac{1}{360} CIA$$

式中： $Q_p$ ：洪峰流量( $m^3/sec$ )

C：逕流係數(無單位)

I：降雨強度( $mm/hr$ )

A：集水區面積(ha)

本計畫針對各集水區檢算開發前、中、後之集流時間、各重現期距之洪峰流量 Q 如於表 6-1。

2.設計流量  $Q_d$ ：

$$Q_d = V \times A$$

式中：V：平均流速( $m/sec$ )

A：通水斷面積( $m^2$ )

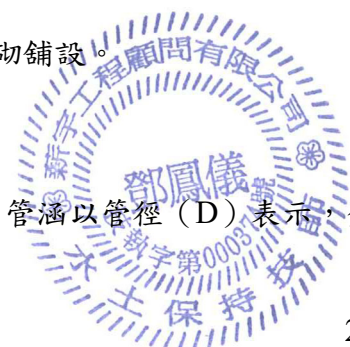
設計流量( $Q_d$ )需大於總逕流量( $Q_p$ )，並設置出水高，依「水土保持技術規範」第 86 條規定，出水高依設計水深之百分之二十五計算之，最小值為二十公分。依「水土保持技術規範」第 87 條規定，涵管斷面以不設計滿流為原則，水深不大於內徑之  $0.75$  倍。

## 3.形式：

排水斷面採用梯形溝設計，斜率 1:0.3，溝底採漿砌鋪設。

## 4.斷面大小：

拋物線形臨時性排水溝以頂寬×深 ( $W \times H$ ) 表示，管涵以管徑 (D) 表示，分



別依曼寧公式進行試算，至流速及設計流量達到安全為止。

#### 5. 平均流速 V：

依「水土保持技術規範」第 84 條採用曼寧公式計算：

$$V = \frac{Q_d}{A} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

式中：V：平均流速(m/sec)

Q<sub>d</sub>：設計流量(cms)

n：曼寧粗糙係數

R：水力半徑(m)

S：水力坡降

依「水土保持技術規範」第 85 條規定，最小容許流速為每秒零點八公尺，最大容許流速為每秒六點一公尺。

#### 6. 曼寧粗糙係數 n 值：

本計畫曼寧粗糙係數 n 值依「水土保持手冊-基本資料調查與分析篇」附錄三，各排水設施曼寧粗糙係數 n 值選用如下：

臨時性排水溝：採用「渠道、混凝土、噴漿，表面波狀」之一般值 n=0.022 計算。

排水管涵：採用「渠道、混凝土、用板刮平」之一般值 n=0.015 計算。

#### 7. 臨時性排水溝施作

##### (1) 第一階段：

本次變更後主體工程施工範圍主要配置 TA1、TB1 臨時性排水溝及 TPA1 臨時性排水管涵收集逕流導排至 TPSAB1 臨時性滯洪沉砂池中，配置 TO1 臨時性排水溝截流區外逕流直接導排至后里圳中改善蝕溝。於施工便道範圍配置 TC1-1、TC1-2、TC2 臨時性排水溝及 TPC1 臨時性排水管涵收集逕流導排至 TPSC 臨時性滯洪沉砂池中。

##### (2) 第二階段：

本次變更後主體工程施工範圍主要於排樁擋土牆上邊坡配置 JA1、JA2 永久性截水溝，於平台處配置 TA1、TA2 臨時性排水溝及 TPA2 臨時性排水管涵收集逕流導排至 TPSAB2 臨時性滯洪沉砂池中，配置永久性 JO1、JO2 截水溝及 GO1 消



能井替代 TO1 臨時性排水溝截流區外逕流直接導排至后里圳中改善蝕溝。於施工便道範圍保留第一階段之臨時性防災措施，其餘內容不做變更，與原核定計畫相同，詳原核定水土保持計畫。

本次變更設計，於施工中各階段之臨時排水設施位置詳見詳 7-1(1)~(2) 臨時防災設施配置圖(一)~(二)，臨時性排水溝之設計詳圖 7-2(4) 防災設施構造物設計圖(四)。有關臨時性排水溝之水理檢算詳見下表。

水土保持計畫資訊公開平台





表 7-1(1) 臨時性排水溝水理分析表

編號	集水區	逕流量 $Q_p(\text{cms})$	曼寧係數 $n$	長度 (m)	起點 高程 (m)	終點 高程 (m)	高差 (m)	水力 坡降 $S(\%)$	試算斷面				出水 高 (m)	出水高 檢核	設計 流速 $V_d(\text{m/s})$	流速檢核 $0.8\text{m/s} \leq V_d < 12\text{m/s}$	設計 流量 $Q_d(\text{cms})$	流量 檢核 $Q_d > Q_p$	備註
									頂寬 $W(\text{m})$	底寬 $B(\text{m})$	溝深 $H(\text{m})$	設計水深 $h(\text{m})$							
TA1	A	0.081	0.022	25.0	235.00	234.60	0.40	1.60	1.00	-	0.30	0.080	0.220	OK!	0.801	OK!	0.160	OK!	變更型式、位置及長度
TB1	B1+B2	0.069	0.022	3.0	235.20	234.80	0.40	13.33	1.00	-	0.30	0.016	0.284	OK	0.821	OK	0.164	OK	
TO1	B3+B4	0.031	0.022	45.0	245.00	234.00	11.00	24.44	1.00	-	0.30	0.010	0.290	OK	0.822	OK	0.164	OK	新增
TC1-1	C1	0.080	0.022	19.0	233.00	230.80	2.20	11.58	1.00	-	0.30	0.018	0.282	OK	0.811	OK	0.162	OK	變更型式、位置及長度
TC1-2	C1	0.080	0.022	50.0	230.40	222.50	7.90	15.80	1.00	-	0.30	0.015	0.285	OK	0.839	OK	0.168	OK	
TC2	C2	0.067	0.022	45.0	228.00	222.50	5.50	12.22	1.00	-	0.30	0.018	0.282	OK	0.833	OK	0.167	OK	
TA2	A+B	0.081	0.022	19.3	234.40	234.00	0.40	2.07	1.00	-	0.30	0.065	0.235	OK	0.803	OK	0.161	OK	變更型式、位置及長度
后里圳	-	12.651	0.015	-	-	-	-	0.50	3.80	2.80	2.50	1.149	1.351	OK	3.635	OK	12.653	OK	梯形溝
既有溝	-	0.300	0.015	-	-	-	-	6.67	-	1.20	1.00	0.087	0.913	OK	3.089	OK	0.321	OK	矩形溝





表 7-1(2) 臨時性排水管涵水力分析表

編號	集水區	逕流量 $Q_p(\text{cms})$	曼寧係數 $n$	長度 (m)	起點 高程 (m)	終點 高程 (m)	高差 (m)	水力 坡降 $S(\%)$	試算斷面		深徑比 (%)	出水高 檢核	設計 流速 $V_d(\text{m/s})$	流速檢核 $0.8\text{m/s} < V_d < 12\text{m/s}$	設計 流量 $Q_d(\text{cms})$	流量 檢核 $Q_d > Q_p$	備註
									管徑 $D(\text{m})$	設計水深 $h(\text{m})$							
TPA1	A	0.081	0.015	9.6	234.30	233.50	0.80	8.33	0.40	0.109	27.250	OK!	OK!	0.086	OK!	OK!	管涵
TPA2	A	0.081	0.015	9.6	234.30	234.10	0.20	2.08	0.40	0.154	38.500	OK!	OK!	0.083	OK!	OK!	管涵
TPC1	C1	0.080	0.015	7.2	230.30	229.90	0.40	5.56	0.40	0.120	30.000	OK!	OK!	0.085	OK!	OK!	新增管涵
PC1	C+D	0.300	0.015	60.0	218.00	214.30	3.70	6.17	0.70	0.184	26.286	OK!	OK!	0.302	OK!	OK!	既有管涵





### 7-1-3 臨時滯洪設施

#### 1. 設計公式

##### 1). 滯洪量

$$V_{S1} = \frac{t_b'(Q_2 - Q_1)}{2} \times 3600$$

$V_{S1}$ ：臨時滯洪量(立方公尺)

$Q_1$ ：開發前之洪峰流量(立方公尺/秒)

$Q_2$ ：開發中之洪峰流量(立方公尺/秒)

$t_b'$ ：基期(小時)，基於安全考量，設計基期至少應採一小時以上之設計（不足一小時者，仍以一小時計算）。

##### 2). 蓄洪量

依「水土保持技術規範」第 96 條臨時性滯洪設施之蓄洪量計算：

$$V_{Sd} = 1.3 \times V_{S1}$$

##### 3). 基期

基期為採用美國水土保持局(U.S. Soil Conservation Service)經驗公式計算，

計算方式如下：

$$t_b' = 2.67 t_p,$$

$$t_p = t_c^{1/2} + 0.6 t_c,$$

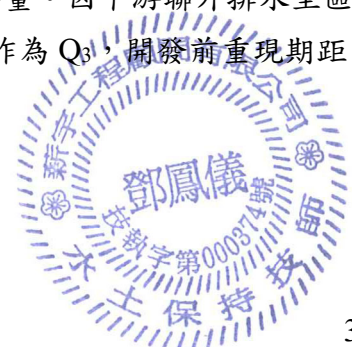
$t_c$ ：開發前集流時間(小時)，

$t_p$ ：洪峰到達時間(小時)，

將其集流時間  $t_c$  代入基期計算式： $t_b' = 2.67 \times t_p = 2.67(t_c^{1/2} + 0.6 t_c)$ ，基期  $t_b'$  皆不足 1 小時，均採用 1 小時計算之。

#### 2. 容量計算

本次變更針對各集水區檢算開發前、中之集流時間  $t_c$ 、各重現期距之洪峰流量  $Q_3$  及  $Q_1$  如於表 6-1，依「水土保持技術規範」第 95 條滯洪設施之規劃設計原則，基地開發後之出流洪峰流量應小於入流洪峰流量百分之八十，並不得大於開發前之洪峰流量。且不應超過下游排水系統之容許排洪量。因下游聯外排水至區域排水，故本計畫以開發中重現期距 50 年之洪峰流量作為  $Q_3$ ，開發前重現期距 10 年之洪峰流量作為  $Q_1$ 。





在主體工程開發範圍，本次變更因 B3 集水區之逕流無法流入滯洪設施，故採總量管制概念將該區域之滯洪量併入基地內鄰近滯洪設施之滯洪量計算，本次變更主要針對 A1、A2 及 B1、B2、B3 集水區採全區總量管制進行滯洪及計算排放量檢討，方式如下：

1). B3 集水區無法排入滯洪池，其直接排放洪峰流量為  $Q_{50(B3)}=0.008\text{cms}$ 。

2). 本計畫開發範圍滯洪池之入流洪峰流量為

$$Q_3=Q_{50(A1)}+Q_{50(A2)}+Q_{50(B1)}+Q_{50(B2)} \\ =0.043\text{cms}+0.046\text{cms}+0.031\text{cms}+0.044\text{cms}=0.164\text{cms}。$$

3). 依「水土保持技術規範」第 95 條進行滯洪池之出流洪峰檢討，因為各集水區之  $Q_{10}<Q_{50}\times 0.8$ ，

故本計畫開發範圍滯洪池之設計出流洪峰流量應採

$$Q_1=Q_{10(A1)}+Q_{10(A2)}+Q_{10(B1)}+Q_{10(B2)}。$$

4). 因為 B3 集水區未排入滯洪池且以  $Q_{50(B3)}$  直接排出，故滯洪池計算出流洪峰流量時應將其扣除，故本計畫開發範圍滯洪池之實際出流洪峰流量為

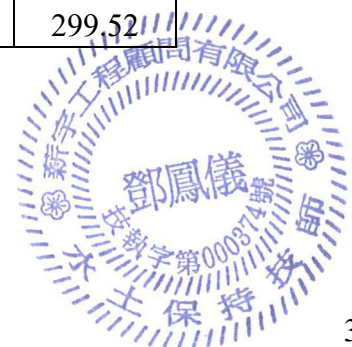
$$Q_1=Q_{10(A1)}+Q_{10(A2)}+Q_{10(B1)}+Q_{10(B2)}-Q_{50(B3)} \\ =0.020\text{cms}+0.037\text{cms}+0.015\text{cms}+0.035\text{cms}-0.008\text{cms}=0.099\text{cms}。$$

在施工便道範圍，本次變更除收集施工便道範圍 C1 及 C2 集水區之逕流，且一併收集南側「大安大甲溪聯通管工程-鯉魚潭水庫第二原水管統包工程」之 D1 及 D2 集水區之逕流，故本次變更將針對 C1、C2 及 D1、D2 集水區進行滯洪及計算排放量檢討，

計算本計畫開發範圍之蓄洪量如下表 7-2。

表 7-2 集水區臨時蓄洪量計算表

集水區	採用基期 (小時)	$Q_3$ (cms)	$Q_1$ (cms)	滯洪量 $V_{S2}$ ( $\text{m}^3$ )	蓄洪量 $V_{Sd}$ ( $\text{m}^3$ )
A1+A2+B1+B2+B3	1.00	0.164	0.099	108.00	118.80
C1+C2+D1+D2	1.00	0.329	0.201	230.40	299.52







### 3.尺寸設計

本次變更於施工階段開挖整地時於基地高程較低且聯外銜接既有水路處設置臨時性滯洪池以收集基地逕流，相關設計資料及尺寸如表7-3，臨時性滯洪池之設計圖詳見圖7-2(1)~(3) 防災設施構造物設計圖(一)~(三)。

表 7-3 臨時性滯洪池容量設計表

編號	規定蓄洪量 (滯洪量×1.3倍) (m <sup>3</sup> )	滯洪池尺寸		池體 容量 (m <sup>3</sup> )	檢核	備註
		面積 A(m <sup>2</sup> )	深度 H2(m)			
TPSAB1	118.80	152.00	1.00	152.00	OK!	變更
TPSAB2	118.80	152.00	1.00	152.00	OK!	變更
TPSC	299.52	221.98	3.50	299.76	OK!	變更

註：滯洪池與沉砂池共構。

#### 1).TPSAB1 及 TPSAB2 出水口設計(抽水機設計)

因本基地地勢平坦，故採用抽水機於滯洪沉砂池中抽排至后里圳中，抽水機動力計算如下：

$$Pw = (\gamma \times 0.222 \times 60 \times Q \times H) / e_p$$

式中，Pw：馬力(hp)

$\gamma$ ：水單位重(t/m<sup>3</sup>)，1.0 t/m<sup>3</sup>

Q：開發前逕流量(cms)

H：揚程(m)

$e_p$ ：抽水機效率(取 0.8)

TPSAB1 及 TPSAB2 出流洪峰採用  $Q_{25}=0.099\text{cms}=5.94\text{m}^3/\text{min}$

$H(\text{揚程})=(1.0(\text{滯洪深})+0.5(\text{高差}))\times 1.1(\text{損耗})=1.65\text{m}$

$$Pw = (1.0 \times 0.222 \times 60 \times 0.100 \times 1.65) / 0.8 \cong 2.75\text{hp}$$

依據出流洪峰及揚程，查附錄二、抽水機型錄中之性能曲線表，可採用型式 KRS815 之抽水機(得用市售同級品替代)，其揚程 1.65m 時，排水量約 6.20m<sup>3</sup>/min，故 TPSAB1 及 TPSAB2 臨時性滯洪沉砂池抽水機馬力採用 20.0hp，排出之額定流量以抽水機控制不大於出流洪峰流量 0.099cms(5.94m<sup>3</sup>/min)。

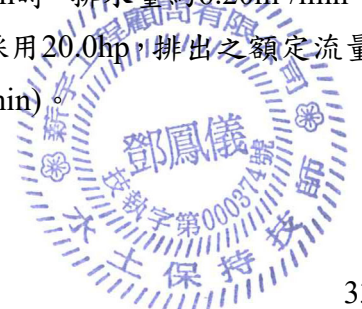


表 7-4(1) TPSAB1 及 TPSAB2 臨時性滯洪池抽水機設計表

滯洪池 編號	滯洪池 集水範圍	集水面積 (ha)	Q <sub>25</sub> (cms)	採用抽水機 馬力(HP)	採用抽水機 管徑(支數)
TPSAB1	A+B1+B2	0.499	0.099	20.0	200mm(1 支)
TPSAB2	A+B1+B2	0.499	0.099	20.0	200mm(1 支)

## 2).TPSC 出水口設計

滯洪池之出水口採用矩形開口排放，由下式

$$Q = CA\sqrt{2g(H - D/2)}$$

式中 Q：設計出流量 (cms)，

C：孔口係數 (方形開口採用 0.6)，

A：開口斷面積 (m<sup>2</sup>)，

H：滯洪池設計水深 (m)，

B：矩形開口寬 (m)，

D：矩形開口高 (m)。

TPSC滯洪池設計出流量及出水口尺寸如下：

表 7-4(2) TPSC 臨時性滯洪池出水口設計表

滯洪池 編號	滯洪池 集水範圍	出流 洪峰 (cms)	出水口 尺寸(m)		滯洪 深度 (m)	出水口 出流量 (cms)	檢核	備註
			寬 B	高 D				
TPSC	C+D	0.201	0.203	0.203	3.50	0.201	OK!	變更

## 3).TPSAB1 及 TPSAB2 溢洪口設計

滯洪池之溢洪口採矩形斷面，由下式

$$Q = 1.767bh^{3/2}$$

式中 Q：排洪量 (cms)。

b：溢洪口底寬 (m)。

h：溢流水深 (m)。

滯洪池設計溢洪量及溢洪口設計尺寸如下：

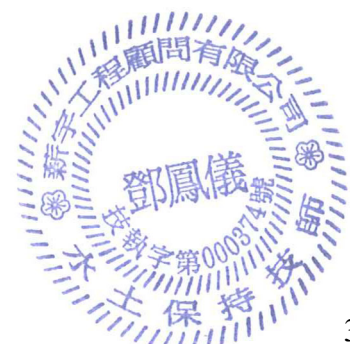


表 7-5(1) TPSAB1 及 TPSAB2 臨時性滯洪池溢洪口設計表

滯洪池 編號	入流 洪峰 (cms)	溢洪口 寬度 b(m)	溢洪口 水深 h(m)	溢洪口 排洪量 (cms)	檢核	溢洪口 出水高 (m)	溢洪口 總深 H1(m)	備註
TPSAB1	0.164	0.80	0.30	0.232	OK!	0.20	0.50	變更
TPSAB2	0.164	0.80	0.30	0.232	OK!	0.20	0.50	變更

#### 4).TPSC 溢洪口設計

滯洪池採溢流井孔口排放，由下式

$$Q = CA\sqrt{2g(H - D/2)}$$

式中 Q：設計排洪量 (cms)，

C：孔口係數 (方形開口採用 0.6)，

A：開口斷面積 (m<sup>2</sup>)，

H：溢洪滿流深度 (m)，

B：矩形開口寬 (m)，

D：矩形開口高 (m)。

表 7-5(2) TPSC 臨時性滯洪池溢洪口設計表

滯洪池 編號	入流 洪峰 (cms)	溢洪口 尺寸(m)		溢洪 深度 (m)	溢洪口 排洪量 (cms)	檢核	備註
		寬 B	高 D				
TPSC	0.329	1.00	1.00	2.10	3.362	OK!	變更

### 7-1-4 臨時沉砂設施

#### 1.容量計算

依據原核定計畫4-5-3 土壤流失量決定乙節中開發前、中、後本計畫採用泥砂生產量及「水土保持技術規範」第92條中臨時性沉砂池之泥砂生產量之比較結果，本計畫採用在開挖整地部份每公頃250立方公尺，未開挖整地部份每公頃不得小於30立方公尺。

#### 2.沉砂池尺寸設計

本計畫設置臨時性沉砂池，設計尺寸詳見表7-6，臨時性沉砂池之設計圖詳見原核定水土保持計畫中圖7-2(1)~(3) 防災設施構造物設計圖(一)~(三)。



表 7-6 臨時性沉砂池容量設計表

沉砂池 編號	集 水 區	面積 (ha)	整地 面積 (ha)	未整地 面積 (ha)	泥砂 生產量 (m <sup>3</sup> )	泥砂 生產量 ×1.5倍(m <sup>3</sup> )	沉砂池尺寸		池體 容量 (m <sup>3</sup> )	檢核
							面積 A(m <sup>2</sup> )	深度 H3(m)		
TPSAB1	A+B1+	0.499	0.163	0.336	50.83	76.25	152.00	0.60	91.20	OK!
TPSAB2	B2	0.499	0.163	0.336	50.83	76.25	152.00	0.60	91.20	OK!
TPSC	C+D	0.770	0.320	0.450	19.10	28.65	221.98	1.00	35.70	OK!

註：滯洪池與沉砂池共構，集水區整地範圍以PC覆蓋為不透水鋪面，得不計沉砂量，TPSC變更後容量計算詳圖7-2(3)。

### 7-1-5 臨時滯洪沉砂池設計

有關臨時性滯洪沉砂池詳細設計圖詳見圖7-2(1)~(3) 防災設施構造物設計圖(一)~(三)。而為了保持其功能避免泥砂淤積，滯洪池隨時清除雜物、樹葉以免阻塞滯洪放流口，沉砂池部份其淤泥於暴雨後機動加以清除淤泥，同時於滯洪沉砂池四周設置欄杆(或警示帶)以防止人員跌落。

表 7-7 臨時性滯洪沉砂池尺寸設計表

編號	面積 A(m <sup>2</sup> )	溢洪口 高度 H1(m)	滯洪 深度 H2(m)	沉砂 深度 H3(m)	總深度 H (m)	聯外排放 渠底高程 (m)	后里圳最大 用水量水位 高程(m)	檢核
TPSAB1	152.00	0.50	1.00	0.60	2.10	-	232.45	OK!
TPSAB2	152.00	0.50	1.00	0.60	2.10	-	232.45	OK!
TPSC	221.98	2.10	3.50	1.00	4.50	218.00	-	-

### 7-2 施工便道

本次變更設計因應施工動線變更施工便道之配置，於后里圳灌溉排水路北側施做兩道施工便道(橋)作為施工中基地進出之道路使用，設計詳原核定水土保持計畫中圖 7-2(5) 防災設施構造物設計圖(五)，面積共 1,378m<sup>2</sup>，工程完工後，施工便道應予植生復舊。

依據水土保持技術規範第 124 條規定，施工便道之開闢，應注意下列事項：

- 一、應事先妥善規劃，避免破壞水土保持及周圍環境。
- 二、應注意排水及邊坡穩定，並予適當之維護。
- 三、路面窄或路線長之道路，應設避車道。
- 四、施工便道與現有道路之交會點或橫越溪谷等危險地區，應設置標識，以防止危險。





五、工程完成後，施工便道應予封閉或恢復原狀，並植生綠化。

六、深山交通不便、山區地形陡峻、容易崩塌等地區，宜採用索道或其他方法輸送材料及機具。

七、規劃設計階段，應考量各工期期程，配置必要之施工便道及其臨時防災措施。

### 7-3 賸餘土石方處理方法及地點

本次變更賸餘土石方量為  $4,564.68\text{m}^3$ ，將利用政府公共工程之土方供交換利用，或採向合法土資場運棄方式辦理，未來棄置之土石方須依據相關法令之規定，於申報開工時依檢附相關證明文件向道路主管機關申報，並經主管機關核可，始得施工。

### 7-4 防災設施

本節內容不做變更，與原核定計畫相同，詳原核定水土保持計畫。

### 7-5 臨時性防災設施項目及數量

有關本次變更設計各階段之臨時性防災設施項目及數量詳如表 7-8。

表 7-8(1) 第一階段臨時性防災設施數量表

項次	項目	單位	變更前 數量	變更後 數量	備註
1	梯形臨時性排水溝 ( $W \times B \times H = 0.8\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ )	m	164.0	0.0	變更 TA1、TB1、TC1-1、TC1-2 及 TC2 型式、位置及長度， 新增 TO1
2	拋物線形臨時性排水溝 ( $W \times H = 1.0\text{m} \times 0.3\text{m}$ )	m	0.0	187.0	
3	臨時性排水管涵( $D=0.4\text{m}$ )	m	9.6	16.8	TPA1、新增 TPC1
4	臨時性滯洪沉砂池 ( $A \times H = 152\text{m}^2 \times 2.1\text{m}$ )	座	1.0	1.0	TPSAB1
5	臨時性滯洪沉砂池 ( $A \times H = 221.98\text{m}^2 \times 4.5\text{m}$ )	座	1.0	1.0	變更 TPSC(既有水池)
6	施工便道(橋)	$\text{m}^2$	1,232.0	1,378.0	變更位置及範圍
7	水土保持施工標示牌	面	1.0	1.0	

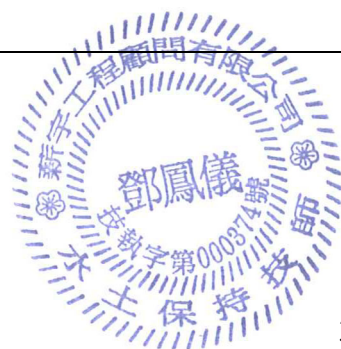




表 7-8(2) 第二階段臨時性防災設施數量表

項次	項目	單位	變更前 數量	變更後 數量	備註
1	梯形臨時性排水溝 ( $W \times B \times H = 0.8\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ )	m	23.4	0.0	變更 TA2 型式、位置及長度
2	拋物線形臨時性排水溝 ( $W \times H = 1.0\text{m} \times 0.3\text{m}$ )	m	0.0	19.3	
3	臨時性排水管涵( $D = 0.4\text{m}$ )	m	18.6	9.6	TPA2、取消 TPB2
4	臨時性滯洪沉砂池 ( $A \times H = 152\text{m}^2 \times 2.1\text{m}$ )	座	1.0	1.0	變更 TPSAB2 位置及範圍
5	截水溝( $B \times H = 1.0 \times 0.3\text{m}$ )	m	0.0	133.0	新增永久設施 JO1、JO2、JA1、JB1
6	消能井 ( $W \times W \times H = 1.5 \times 1.5 \times 0.5\text{m}$ )	座	0.0	1.0	新增永久設施 GO1
7	自由型格梁框	$\text{m}^2$	0.0	90.0	新增永久設施
8	抗沖蝕植生網	$\text{m}^2$	0.0	110.0	新增永久設施

水土保持計畫資訊公開平台

