

■■■■鄉■■■■段■■■■地號擋土牆改建

設
計
報
告

委託單位：泰偉公司

設計單位：虹橋工程顧問有限公司

土木技師：陳



政

110



摘 要

標的：■■■■鄉■■■■段■■■■地號擋土牆改建

地質條件：階段堆積層

地下水位估計水位高度，被動側地表下 1.1m，主動側地表下 0.6m

被動土壓力總折減係數=0.5m

安全係數要求：傾倒安全係數(平時、地震)=2, 1.5

滑動安全係數(平時、地震)=1.5, 1.2

基本資料：如〔1〕

檢算結果：

平時穩定分析

1. 滑動安全係數平時=7.84 $\geq$ 1.5 〈ok〉
2. 傾倒安全係數地震=6.15 $\geq$ 2.0 〈ok〉

地震基礎穩定分析

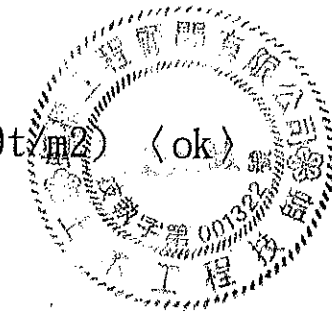
1. 滑動安全係數平時=1.66 $\geq$ 1.2 〈ok〉
2. 傾倒安全係數地震=1.51 $\geq$ 1.5 〈ok〉

平時基礎穩定分析

最大接觸壓力<容許承载力(30t/m²) 〈ok〉

地震基礎穩定分析

最大接觸壓力<容許承载力(39.9t/m²) 〈ok〉



[1] 基本資料

被動土壓力總折減係數= 0.5 (折減水平總力, 0:折減至零 1:不折減)

安全係數要求:

傾倒安全係數(平時,地震)= 2, 1.5

滑動安全係數(平時,地震)= 1.5, 1.2

土壤	γ (t/m ³)	ϕ (度)
主動側	1.8	55
被動側	1.8	30

牆背摩擦角, δ

主動 δ	牆背面	假想面
平時	18.15	55
地震	0	27.5

被動 δ	牆面	假想面
平時	9.9	30
地震	0	15

承载力(平時)= 30 t/m²

與底版摩擦角= 33.5 度 (摩擦係數=0.662)

[2] 設計條件

水位高度: 被動側= 1.1 m 主動側= 0.6 m

主動土壓力深度: 4.04 m

被動土壓力深度: 0.65 m

地震力角度, $\theta_o = \text{ArcTan}(Kh/(1-fK_v)) = 13^\circ$

主動土壓力使用: 假想面

牆背與垂直面之夾角, $\theta = 0^\circ$ 牆背與土壤間之磨擦角, δ (平時,地震)= 55°, 27.5°

被動土壓力使用: 牆面

牆面與垂直面之夾角, $\theta = 2.86^\circ$ 牆面與土壤間之磨擦角, δ (平時,地震)= 9.9, 0° $K_a = 0.137$ $K_{aEq}(\text{地震}) = 0.235$ $K_p = 2.156$ $K_{pEq}(\text{地震}) = 2.449$

[3] 斷面計算

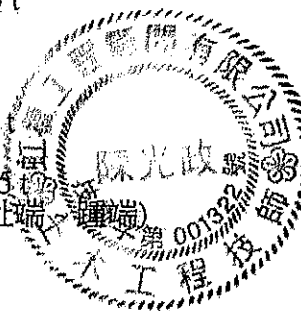
(以下計算皆為每m斷面之受力)

平時主動總力= $0.5 \times 1.8 \times (4.04)^2 \times 0.137 = 2.01$ t

作用在基礎面上高度= 1.35 m

地震主動總力= $0.5 \times 1.8 \times (4.04)^2 \times 0.235 = 3.45$ t作用在基礎面上高度= $(2.01 \times 1.35 + 1.44 \times 2.69) / 3.45 = 1.91$ m地震主動力與平時主動力之差值(ΔP_{ae})作用點高度採用: 作用力底部之上 2/3 高度 (基礎構造設計規範)平時超載總力= $1 \times 4.04 \times 0.137 = 0.55$ t

水壓力:

主動側最大水壓力= 0.6 t/m²主動側水壓總力= $0.5 \times 0.6 \times 2 = 0.18$ t被動側最大水壓力= 1.1 t/m²被動側水壓總力= $0.5 \times 1.1 \times 2 = 0.605$ t水浮力壓力分佈: 1.1 ~ 0.6 t/m² (趾端 ~ 踵端)

總浮力=1.87 t, 作用點距趾端= 0.99 m

平時被動總力= $0.5 \times 1.8 \times (0.65)^2 \times 2.156 = 0.82 \text{ t}$
 平時總被動土壓力折減後= 0.41 t (折減係數=0.5)

作用在基礎面上高度=0.22 m
 地震被動總力= $0.5 \times 1.8 \times (0.65)^2 \times 2.449 = 0.93 \text{ t}$
 地震總被動土壓力折減後= 0.47 t
 作用在基礎面上高度= 0.22 m

[作用力表] 註: P=力量 v/h=垂直/水平 Xb,Yb=施力點至趾版

	總力 P (t)	水平 Ph (t)	垂直 Pv (t)	Xb (m)	Yb (m)	水平角 (deg)
(平時)						
主動力	2.01	1.15	1.65	2.2	1.35	55
超載力	0.55	0.32	0.45	2.2	2.02	55
被動力	0.41	0.41	0.05	0	0.22	7.04
(地震)						
主動力	3.45	3.06	1.59	2.2	1.91	27.5
被動力	0.47	0.47	-0.02	0	0.22	-2.86
(水壓力)						
水壓力	0.18	0.18	0	---	0.2	0 (主動側)
水壓力	0.605	0.605	0	---	0.37	0 (被動側)
水浮力	1.87	0	1.87	0.99	0	垂直向上

[基礎上方重量表] 註: W=重量 v/h=垂直/水平 Xb,Yb=重心至趾版

	平時 W (t)	地震 WhEq (t)	地震 WvEq (t)	Xb (m)	Yb (m)	
版中段	0.79	0.18	0.79	0.28	0.3	
踵版	2.38	0.55	2.38	1.38	0.3	
牆身1	1.85	0.43	1.85	0.29	1.33	
牆身2	1.58	0.36	1.58	0.33	2.83	
背土2	5.11	1.18	5.11	1.41	2.97	(牆背第2段土重)
背土1	4.46	1.03	4.46	1.38	1.35	(牆背第1段土重)
背土0	0	0	0	0	0	(踵版上土重)
合力	16.17	3.73	16.17	1.11	1.8	

[4] 平時穩定分析

未加載重因數: (基礎穩定分析用)

傾倒力矩(對趾端), $M_d = 1.15 \times 1.35 + 0.32 \times 2.02 + 0.18 \times 0.2 + 1.87 \times 0.99 = 4.09 \text{ t-m}$

傾倒力矩(對版中心), $FtM_d = 1.15 \times 1.35 + 0.32 \times 2.02 + 0.18 \times 0.2 + 1.87 \times (0.99 - 1.1) = 2.03 \text{ t-m}$

加載重因數: (基腳鋼筋設計用)

傾倒力矩(對趾端), $M_dL_f = 1 \times (1.7 \times (1.15 \times 1.35 + 0.32 \times 2.02) + 0.18 \times 0.2 + 1.87 \times 0.99) = 5.63$

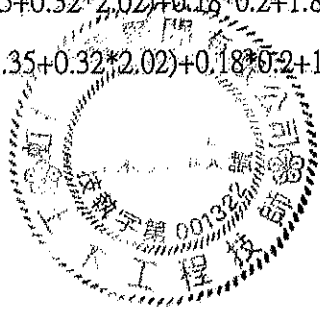
傾倒力矩(對版中心), $FtM_dL_f = 1 \times (1.7 \times (1.15 \times 1.35 + 0.32 \times 2.02) + 0.18 \times 0.2 + 1.87 \times (0.99 - 1.1)) =$

t-m

3.57 t-m

計算平時底版中心合力矩:

未加載重因數: (基礎穩定分析用)



底版上垂直總力= $16.17+1.65+0.45-0.05+1*1.65-1.87 = 18 \text{ t}$
 底版中心合力矩=
 $0.41*0.22+0.05*1.1+16.17*0.01+1.65*1.1+0.45*1.1+1*1.65*(1.38-1.1)+0.605*0.37-2.03 = 1.27 \text{ t-m}$

加載重因數: (基腳鋼筋設計用)
 底版上垂直總力= $1*(1.4*16.17+1.7*(1.65+0.45-0.05+1*1.65)-1.87) = 27.06 \text{ t}$
 底版中心合力矩=
 $1*(1.4*16.17*0.01+1.7*(0.41*0.22+0.05*1.1+1.65*1.1+0.45*1.1+1*1.65*(1.38-1.1))+0.605*0.37-3.57) = 1.84 \text{ t-m}$

底版上垂直總力= $16.17+1.65+0.45+1*1.65-1.87-0.05 = 18 \text{ t}$
 底版磨擦力= $0.662*18 = 11.92 \text{ t}$
 滑動安全係數= $(0.41+11.92+0.605)/(1.15+0.32+0.18) = 7.84 \geq 1.5 \text{ O.K.}$

$M_r = 0.41*0.22+0.05*0+16.17*1.11+1.65*2.2+0.45*2.2+1*1.65*1.38, 605*0.37 = 25.16 \text{ t-m}$
 傾倒安全係數, $M_r/M_d = 25.16/4.09 = 6.15 \geq 2 \text{ O.K.}$

[5] 地震穩定分析

未加載重因數: (基礎穩定分析用)
 傾倒力矩(對趾端), $M_{dEq} = 3.73*1.8+3.06*1.91+0.18*0.2+1.87*0.99 = 14.45 \text{ t-m}$
 傾倒力矩(對版中心), $FtM_{dEq} = 3.73*1.8+3.06*1.91+0.18*0.2+1.87*(0.99-1.1) = 12.39 \text{ t-m}$
 加載重因數: (基腳鋼筋設計用)
 傾倒力矩(對趾端), $M_{dEqLf} = 0.75*(1.1*(3.73*1.8+3.06*1.91)+0.18*0.2+1.87*0.99) = 13.43 \text{ t-m}$
 傾倒力矩(對版中心), $FtM_{dEqLf} = 0.75*(1.1*(3.73*1.8+3.06*1.91)+0.18*0.2+1.87*(0.99-1.1)) = 11.74 \text{ t-m}$

計算地震時底版中心合力矩:

未加載重因數: (地震時基礎穩定分析用)
 底版上垂直總力= $16.17+1.59-0.02-1.87 = 15.91 \text{ t}$
 $FtM_{dEq} = 3.73*1.8+3.06*1.91+0.18*0.2+1.87*(0.99-1.1) = 12.39 \text{ t-m}$
 底版中心合力矩= $0.47*0.22+-0.02*1.1+16.17*0.01+1.59*1.1+0.605*0.37-12.39 = -10.17 \text{ t-m}$

加載重因數: (基腳鋼筋設計用)
 底版上垂直總力= $0.75*(1.4*16.17+1.1*(1.59-0.02)-1.87) = 16.44 \text{ t}$
 底版中心合力矩=
 $0.75*(1.4*16.17*0.01+1.1*(0.47*0.22+-0.02*1.1+1.59*1.1)+0.605*0.37)-11.74 = -9.89 \text{ t-m}$

底版上垂直總力= $16.17+1.59-0.02-1.87 = 15.91 \text{ t}$
 底版磨擦力= $0.662*15.91 = 10.53 \text{ t}$
 滑動安全係數= $(0.47+10.53+0.605)/(3.06+3.73+0.18) = 1.66 \geq 1.2 \text{ O.K.}$

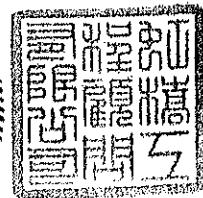
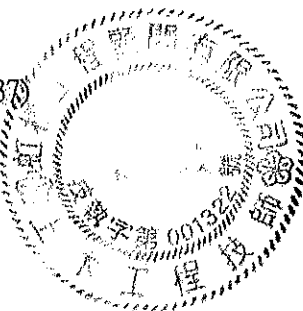
$M_rEq = 0.47*0.22+-0.02*0+16.17*1.11+1.59*2.2, 605*0.37 = 21.77 \text{ t-m}$
 傾倒安全係數, $M_rEq/M_{dEq} = 21.77/14.45 = 1.51 \geq 1.5 \text{ O.K.}$

[6] 平時基礎穩定分析

偏心量, $Ecc = 1.27/18 = 0.07 \text{ m} \leq L/6 (=0.37)$
 最大接觸壓力= $[18/(2.2*1)]*(1+6*0.07/2.2) = 9.74 \text{ t/m}^2$
 最小接觸壓力= $[18/(2.2*1)]*(1-6*0.07/2.2) = 6.62 \text{ t/m}^2$
 最大接觸壓力 < 容許承載力(30t/m²) O.K.

[7] 地震基礎穩定分析

偏心量, $Ecc = -10.17/15.91 = -0.64 \text{ m} \geq L/6 (=0.37)$
 最大接觸壓力= $2*15.91/(3*1*0.46) = 23.06 \text{ t/m}^2$
 最小接觸壓力= 0
 最大接觸壓力 < 容許承載力(39.9t/m²) O.K.



[8] 牆身設計

結構設計載重組合:

平時設計力 = $1 \cdot (1.4 \cdot DL + 1.7 \cdot LL)$

地震設計力 = $0.75 \cdot (1.4 \cdot DLe + 1.1 \cdot LLe)$ 其中 DLe LLe 為地震作用力

牆身受主動土壓力高度 = 3 m

(牆身設計時, 計算 Ka 之 θ , δ 值取牆背者)

(平時 $\phi = 55^\circ$, $\delta = 18.15^\circ$, $\theta = -1^\circ$, $\theta_o = 0^\circ$, $\beta = 15^\circ$ $Ka = 0.099$)

(地震 $\phi = 55^\circ$, $\delta = 0^\circ$, $\theta = -1^\circ$, $\theta_o = 13^\circ$, $\beta = 15^\circ$ $Ka = 0.212$)

平時設計力:

土壓剪力, $V1 = 0.5 \cdot 1.8 \cdot (3)^2 \cdot 0.099 \cdot \cos 17.15^\circ = 0.77 \text{ t}$

超載剪力, $V2 = 1 \cdot 3 \cdot 0.099 \cdot \cos 17.15^\circ = 0.28 \text{ t}$

土壓力矩, $Y1 = 3/3 = 1 \text{ m}$

超載力矩, $Y2 = 3/2 = 1.5 \text{ m}$

土壓彎矩, $M1 = V1 \cdot Y1 = 0.77 \text{ t-m}$

超載彎矩, $M2 = V2 \cdot Y2 = 0.42 \text{ t-m}$

平時設計剪力, $V = 1 \cdot (1.4 \cdot 0.77 + 1.7 \cdot 0.28) = 1.55 \text{ t}$

平時設計彎矩, $M = 1 \cdot (1.4 \cdot 0.77 + 1.7 \cdot 0.42) = 1.79 \text{ t-m}$

地震設計力:

土壓剪力, $V1e = 0.5 \cdot 1.8 \cdot (3)^2 \cdot 0.212 \cdot \cos 26.5^\circ = 1.54 \text{ t}$

超載剪力, $V2e = 1 \cdot 3 \cdot 0.212 \cdot \cos 26.5^\circ = 0.57 \text{ t}$

土壓力矩, $Y1e = (0.77 \cdot 1 + (1.54 - 0.77) \cdot (3/2)) / 1.54 = 1.25 \text{ m}$

超載力矩, $Y2e = Y2 = 1.5 \text{ m}$

土壓彎矩, $M1e = V1e \cdot Y1e = 1.93 \text{ t-m}$

超載彎矩, $M2e = V2e \cdot Y2e = 0.86 \text{ t-m}$

地震設計剪力, $Ve = 0.75 \cdot (1.4 \cdot 1.54 + 1.1 \cdot 0.57) = 2.09 \text{ t}$

地震設計彎矩, $Me = 0.75 \cdot (1.4 \cdot 1.93 + 1.1 \cdot 0.86) = 2.74 \text{ t-m}$

設計斷面牆身厚度 = 55 cm

設計剪力, $Vu = \max(1.55, 2.09) = 2.09 \text{ t}$

設計彎矩, $Mu = \max(1.79, 2.74) = 2.74 \text{ t-m}$

55-5 = 50 cm, 純混凝土斷面深度以扣除 5 cm 計

標稱剪力, $Vn = 0.35 \cdot \text{Sqr}(fc) \cdot b \cdot h = 0.35 \cdot \text{Sqr}(210) \cdot 100 \cdot 50 = 25359.91 \text{ kg} = 25.36 \text{ t}$

55-5 = 50 cm, 純混凝土斷面深度以扣除 5 cm 計

彈性斷面模數, $S = (b \cdot h^3) / 6 = (100 \cdot 50^3) / 6 = 41666.67 \text{ cm}^3$

標稱彎矩, $Mn = 1.33 \cdot \text{Sqr}(fc) \cdot S = 1.33 \cdot \text{Sqr}(210) \cdot 41666.67 = 803063.86 \text{ kg-cm} = 8.031 \text{ t-m}$

$Mu \leq 0.9 \cdot Mn$ 不需要增加斷面或配筋 O.K.

牆身主筋配置使用 16 mm @ 20 cm

牆身 1, 2 段間斷面檢驗

牆身受主動土壓力高度 = 1.5 m

(牆身設計時, 計算 Ka 之 θ , δ 值取牆背者)

(平時 $\phi = 55^\circ$, $\delta = 18.15^\circ$, $\theta = -1^\circ$, $\theta_o = 0^\circ$, $\beta = 15^\circ$ $Ka = 0.099$)

(地震 $\phi = 55^\circ$, $\delta = 0^\circ$, $\theta = -1^\circ$, $\theta_o = 13^\circ$, $\beta = 15^\circ$ $Ka = 0.212$)

平時設計力:

土壓剪力, $V1 = 0.5 \cdot 1.8 \cdot (1.5)^2 \cdot 0.099 \cdot \cos 17.15^\circ = 0.19 \text{ t}$

超載剪力, $V2 = 1 \cdot 1.5 \cdot 0.099 \cdot \cos 17.15^\circ = 0.14 \text{ t}$

土壓力矩, $Y1 = 1.5/3 = 0.5 \text{ m}$

超載力矩, $Y2 = 1.5/2 = 0.75 \text{ m}$

土壓彎矩, $M1 = V1 \cdot Y1 = 0.1 \text{ t-m}$

超載彎矩, $M2 = V2 \cdot Y2 = 0.11 \text{ t-m}$

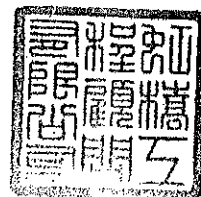
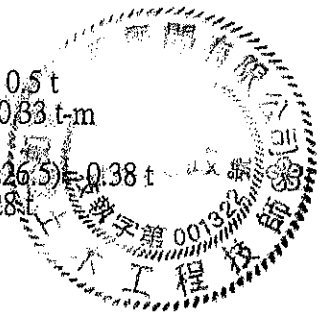
平時設計剪力, $V = 1 \cdot (1.4 \cdot 0.19 + 1.7 \cdot 0.14) = 0.5 \text{ t}$

平時設計彎矩, $M = 1 \cdot (1.4 \cdot 0.1 + 1.7 \cdot 0.11) = 0.33 \text{ t-m}$

地震設計力:

土壓剪力, $V1e = 0.5 \cdot 1.8 \cdot (1.5)^2 \cdot 0.212 \cdot \cos 26.5^\circ = 0.38 \text{ t}$

超載剪力, $V2e = 1 \cdot 1.5 \cdot 0.212 \cdot \cos 26.5^\circ = 0.28 \text{ t}$



土壓力矩, $Y1e = (0.19 \times 0.5 + (0.38 - 0.19) \times (1.5/2)) / 0.38 = 0.63 \text{ m}$
 超載力矩, $Y2e = Y2 = 0.75 \text{ m}$
 土壓彎矩, $M1e = V1e \times Y1e = 0.24 \text{ t-m}$
 超載彎矩, $M2e = V2e \times Y2e = 0.21 \text{ t-m}$
 地震設計剪力, $Ve = 0.75 \times (1.4 \times 0.38 + 1.1 \times 0.28) = 0.63 \text{ t}$
 地震設計彎矩, $Me = 0.75 \times (1.4 \times 0.24 + 1.1 \times 0.21) = 0.43 \text{ t-m}$
 設計斷面牆身厚度 = 47.5 cm
 設計剪力, $Vu = \text{Max}(0.5, 0.63) = 0.63 \text{ t}$
 設計彎矩, $Mu = \text{Max}(0.33, 0.43) = 0.43 \text{ t-m}$

47.5-5=42.5cm, 純混凝土斷面深度以扣除 5cm 計
 標稱剪力, $Vn = 0.35 \times \text{Sqr}(fc) \times b \times h = 0.35 \times \text{Sqr}(210) \times 100 \times 42.5 = 21555.92 \text{ kg} = 21.556 \text{ t}$
 47.5-5=42.5cm, 純混凝土斷面深度以扣除 5cm 計
 彈性斷面模數, $S = (b \times h^3) / 6 = (100 \times 42.5^3) / 6 = 30104.17 \text{ cm}^3$
 標稱彎矩, $Mn = 1.33 \times \text{Sqr}(fc) \times S = 1.33 \times \text{Sqr}(210) \times 30104.17 = 580213.66 \text{ kg-cm} = 5.802 \text{ t-m}$
 $Mu \leq 0.9 \times Mn$ 不需要增加斷面或配筋 O.K.

牆身副筋配置設計

最大間距, $\text{MaxSp} = \min(45, 55 \times 5) = 45 \text{ cm}$
 設計採用間距 = 20 cm
 需要鋼筋量, $\text{AstNeed} = \max(55 \times 0.002, 2.7) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{per m}$
 配置 13mm 鋼筋, 間距=20cm, 鋼筋量 = $1.27 \times 100 / 20 = 6.35 \text{ cm}^2/\text{per m}$

[9] 基腳設計

加載重因數臨界斷面應力分析

平時

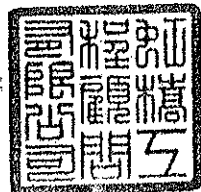
(偏心率 > 0 時, 偏心率在踵版(右側))
 偏心率, $\text{Ecc} = 1.84 / 27.06 = 0.07 \text{ m} \leq L/6 (=0.37)$
 最大接觸壓力 = $[27.06 / (2.2 \times 1)] \times (1 + 6 \times 0.07 / 2.2) = 14.65 \text{ t/m}^2$
 最小接觸壓力 = $[27.06 / (2.2 \times 1)] \times (1 - 6 \times 0.07 / 2.2) = 9.95 \text{ t/m}^2$
 (最大接觸壓力在踵版(右側))
 踵版(右側) 1.65m 處
 臨界面應力 = $14.65 - (14.65 - 9.95) \times (1.65 / 2.2) = 11.13 \text{ t/m}^2$
 臨界面總剪力 = $(14.65 + 11.13) / 2 \times 1.65 \times 1 = 21.27 \text{ t}$
 臨界面應力 = $14.65 - (14.65 - 9.95) \times (1.65 / 2.2) = 11.13 \text{ t/m}^2$
 臨界面總彎矩 = $11.13 \times 1.65 \times 1 \times 1.65 / 2$
 $+ ((14.65 - 11.13) \times 1.65 \times 1 / 2) \times 1.65 \times 2 / 3$
 $= 18.35 \text{ t-m}$

地震

(偏心率 < 0 時, 偏心率在趾版(左側))
 偏心率, $\text{Ecc} = -9.89 / 16.44 = -0.6 \text{ m} \geq L/6 (=0.37)$
 最大接觸壓力 = $2 \times 16.44 / (3 \times 1 \times 0.5) = 21.92 \text{ t/m}^2$
 最小接觸壓力 = 0
 (最大接觸壓力在趾版(左側))
 踵版(右側) 1.65m 處
 臨界面應力 = $(1.65 - 0.7) \times (21.92 - 0) / 1.5 = 13.882666666666667 \text{ t/m}^2$
 臨界面總剪力 = $13.882666666666667 \times (1.65 - 0.7) \times 1 / 2 = 6.59 \text{ t}$
 臨界面應力 = $(1.65 - 0.7) \times (21.92 - 0) / 1.5 = 13.882666666666667 \text{ t/m}^2$
 臨界面總彎矩 = $6.59 \times (1.65 - 0.7) / 3 = 2.09 \text{ t-m}$

[基礎底部反力對臨界面造成之剪力及彎矩表]

平時V (t)	平時M (t-m)	地震V (t)	地震M (t-m)
------------	--------------	------------	--------------



趾版
踵版 21.27 18.35 6.59 2.09

平時踵版應力分析:

$$\text{靜重剪力}, V1 = +2.38 + 4.46 + 5.11 = 11.95 \text{ t}$$

$$\text{靜重彎矩}, M1 = +2.38 \times (1.38 - 0.55) + 4.46 \times (1.38 - 0.55) + 5.11 \times (1.41 - 0.55) = 10.07 \text{ t-m}$$

$$\text{活重剪力}, V2 = +1.65 + 0.45 + 1 \times 1.65 = 3.75 \text{ t}$$

$$\text{活重彎矩}, M2 = +1.65 \times (2.2 - 0.55) + 0.45 \times (2.2 - 0.55) + 1 \times 1.65 \times (1.38 - 0.55) = 4.83 \text{ t-m}$$

平時踵版臨界斷面設計剪力(V_u)及彎矩(M_u):

$$V_u = 1 \times (1.4 \times 11.95 + 1.7 \times 3.75) - 21.27 = 1.84 \text{ t}$$

$$M_u = 1 \times (1.4 \times 10.07 + 1.7 \times 4.83) - 18.35 = 3.96 \text{ t-m}$$

地震時踵版應力分析:

$$\text{靜重剪力}, V1 = +2.38 + 4.46 + 5.11 = 11.95 \text{ t}$$

$$\text{靜重彎矩}, M1 = +2.38 \times (1.38 - 0.55) + 4.46 \times (1.38 - 0.55) + 5.11 \times (1.41 - 0.55) = 10.07 \text{ t-m}$$

$$\text{活重剪力}, V2 = +1.59 = 1.59 \text{ t}$$

$$\text{活重彎矩}, M2 = +1.59 \times (2.2 - 0.55) = 2.62 \text{ t-m}$$

地震踵版臨界斷面設計剪力(V_u)及彎矩(M_u):

$$V_{uEq} = 1 \times (1.4 \times 11.95 + 1.7 \times 1.59) - 6.59 = 12.84 \text{ t}$$

$$M_{uEq} = 1 \times (1.4 \times 10.07 + 1.7 \times 2.62) - 2.09 = 16.46 \text{ t-m}$$

鋼筋配置設計

踵版設計力

$$\text{設計剪力}, V_u = \text{Max}(1.84, 12.84) = 12.84 \text{ t}$$

$$\text{設計彎矩}, M_u = \text{Max}(3.96, 16.46) = 16.46 \text{ t-m}$$

踵版配筋

$$\text{條件: } f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2, f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2,$$

版配筋計算

$$b = 100 \text{ cm}, h = 60 \text{ cm}, M_u = 16.46 \text{ t-m}$$

$$\text{使用鋼筋直徑} = 16 \text{ mm}, (A_s = 1.98 \text{ cm}^2) \quad d = 51.7 \text{ cm}$$

$$\text{使用鋼筋間距} = 11 \text{ cm} \quad \text{鋼筋外緣距混凝土表面} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f_c' - 280)/70 = 0.85 \quad (\text{規範規定: } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85)$$

$$\text{最小鋼筋比}, \rho_{\min} = 14/f_y = 0.005$$

$$\text{最大鋼筋比}, \rho_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \beta_1 \times (f_c'/f_y) \times 6120 / (6120 + f_y) = 0.02789$$

$$\text{材料強度比}, M = f_y / (0.85 \times f_c') = 15.686$$

$$d = 51.7 \text{ cm}$$

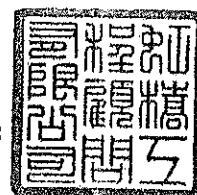
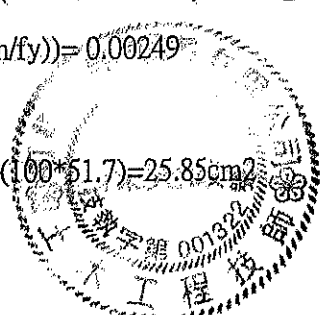
$$\text{斷面抵抗係數}, R_n = M_u / (\Phi \times b \times d \times d) = 1646000 / (0.9 \times 100 \times 51.7^2) = 6.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{需要鋼筋比}, \rho_{\text{Need}} = (1/M) \times (1 - \text{Sqr}(1 - 2 \times M \times R_n / f_y)) = 0.00249$$

$$\rho_{\text{Need}} < \rho_{\min}, \text{ Let } \rho_{\text{Need}} = \rho_{\min}$$

$$\text{需要鋼筋量}, A_{s\text{Need}} = \rho_{\text{Need}} \times (b \times d) = 0.005 \times (100 \times 51.7) = 25.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{使用鋼筋比}, \rho_{\text{use}} = 0.00348$$



$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b) = 2.82 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 25.35 \text{ t-m}$$

$$\therefore \rho_{\text{use}} < \rho_{\text{min}}, \Phi M_n = 22.82 \geq (4/3) M_u = 21.95 \text{ OK}$$

使用鋼筋量=18cm²

鋼筋淨間距=9.4cm

註: 使用鋼筋比(=0.00348) < 0.5*平衡鋼筋比(=0.01859), 符合RC耐震設計規定

基腳副筋配置設計

最大間距, $\text{Max Sp} = \min(45, 60 \cdot 5) = 45 \text{ cm}$

設計採用間距= 20 cm

需要鋼筋量, $A_{st\text{Need}} = \max(60 \cdot 0.002, 2.7) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{per m}$

配置 13mm鋼筋, 間距=20cm, 鋼筋量=1.27*100/20=6.35 cm²/per m

