

## مدلسازی و آنالیز زیرسازه آبرو ۳ دهانه ۵ متری همسطح راه

5

### داده های ورودی :

N	3	تعداد دهانه
$L_{net}$	5 m	طول دهانه مفید
$L_1$	0.4 m	طول نشیمنگاه
$L_{cal}$	5.4 m	طول دهانه محاسباتی
$t_s$	0.45 m	ضخامت دال
$f_y$	4000 $kg/cm^2$	مقاومت مشخصه فولاد
$f_c$	160 $kg/cm^2$	مقاومت مشخصه استوانه ای بتن غیر مسلح
$\gamma_{conc}$	2.4 $ton/m^3$	وزن مخصوص بتن غیر مسلح

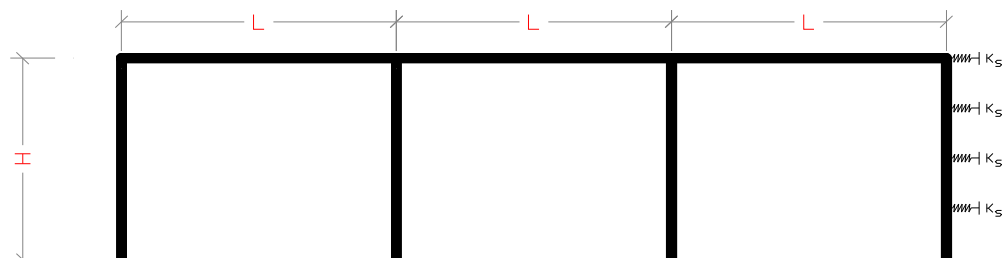
### شرح مدل کامپیوتری :

1 5

شکل مدل کامپیوتری برای تحلیل زیرسازه در زیر آورده شده است.

برای تحلیل کامپیوتری، سازه پل با استفاده از نرم افزار *SAP2000* به صورت سه بعدی مدل می شود. در این مدل از المان های frame برای اعضاء استفاده شده است. فرضیات مدل:

- با توجه به عدم اتصال گیردار دیوار روی پی، ابعاد پی در کنترل پایداری لحاظ نشده است. و ارتفاع پایه ها از روی پی منظور شده است.
- در پشت کوله در یک سمت خاک بوسیله فنرهایی مدل شده است. و نیروهای جانبی خاک در کوله سمت مقابل اعمال می شود.
- سختی فنرهای پشت کوله با روش باولز برای تعیین سختی جانبی خاک محاسبه شده است. (مطابق محاسبات صفحه بعد).



$$L = 5.8 \quad m$$

$$H = 3.5 \quad m$$

محاسبه  $K_s$  برای خاک پشت کوله:  
مطابق روش بولز:

2 5

$K_s = A_s + B_s \cdot Z^n$		Z	$A_s$	$B_s \cdot Z^n$	$F_s$	$K_s (t/m)$
$\phi$	30					
c	0	0	604	0	1	604
$\gamma$	2	0.8675	604	1,371	1	1,975
B	1	1.735	604	1,939	1	2,543
n	0.5	2.6025	604	2,375	1	2,979
$C_m$	1	3.5	604	2,754	1	3,358
C	40					
$F_{w1}$	1					
$F_{w2}$	1					
$N_c$	30.13					
$N_\gamma$	15.1					
$N_q$	18.4					

$$A_s = C_m \cdot C \cdot (c N_c + 0.5 \gamma B \cdot N_\gamma)$$

$$B_s \cdot Z^n = C_m \cdot C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot Z^n)$$

محاسبه فشار جانبی خاک پشت کوله :

3 5

برای محاسبه فشار جانبی خاک در پشت کوله از تئوری فشار رانکین استفاده می شود.  
در حالت بهره برداری فشار خاک پشت کوله، فشار حالت سکون در نظر گرفته می شود. و برای حالت زلزله فشار اکتیو خاک به همراه اضافه فشار خاک حین زلزله با روش مونیونوبه- اوکابه اعمال می شود.

$$\begin{aligned} H &= 3.5 \quad m \\ C &= 0 \\ \phi &= 30 \quad \text{deg.} \\ \gamma &= 2 \quad t/m^3 \\ K_o &= 1 - \sin 30 = 0.5 \\ K_a &= (1 - \sin 30) / (1 + \sin 30) = 0.33 \\ P_0 &= \gamma \times H \times K_o = 3.5 \\ P_a &= \gamma \times H \times K_a = 2.3 \end{aligned}$$

$$P_{sur} = 1 \quad t/m^2$$

فشار سربار زنده پشت کوله مطابق نشریه ۱۳۹:

$$P_{sur} \times K_o = 0.5 \quad t/m^2$$

مفروضات محاسبه اضافه فشار خاک در حین زلزله (مطابق با نشریه ۴۶۳):

$$K_h = 0.5 A$$

$$A = 0.35g$$

شتاب مبنای طرح :

$$K_{ae} = 0.43$$

ضریب فشار جانبی خاک حین زلزله:

$$\Delta K_{ae} = K_{ae} - K_a = 0.10$$

ضریب اضافه فشار جانبی خاک حین زلزله:

$$P_{ae} = \gamma \times H \times \Delta K_{ae} = 0.70 \quad t/m^2$$

#### بارگذاری زلزله:

4 5

مطابق توضیحات فصل ۴ گزارش شماره ۲، نیروی زلزله برای پلهای دالی همسطح به شرح زیر محاسبه شده است.  
ضریب زلزله برای محاسبه نیروی افقی زلزله بدنه کوله ها و پایه ها و نیز وزن دال مطابق بند (ت) ماده ۲-۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ به شرح زیر محاسبه می کنیم.  
با لحاظ سازه بعنوان سازه صلب مقدار B/R برابر ۰.۵۰ در نظر گرفته می شود.

$$A = 0.35$$

$$I = 1.2$$

$$B/R = 0.5$$

$$C = A \cdot B/R = 0.35 \cdot 0.5 \cdot 1.2 = 0.21$$

ضریب ۰/۲۱ به عنوان ضریب زلزله به نرم افزار معرفی شده و بصورت خودکار به جرم سازه اعمال می گردد.

#### محاسبه نیروی ترمز ناشی از بار زنده:

5 5

مطابق آیین نامه بارگذاری پلها، نشریه ۱۳۹، نیروی افقی ترمز ناشی از بار کامیون فقط در یک خط عبور اعمال می شود و مقدار حداکثر آن به وزن کامیون محدود می شود.

$$F_{br}(total) = 200 + 7L = 321.8 \quad KN \rightarrow 32.18 \text{ ton}$$

$$L = 17.4 \quad m$$

با توجه به اینکه طول پل (طول پایه و کوله) برابر ۹ متر لحاظ می شود. لذا نیروی ترمز وارده به هر متر طول برابر است با:

$$F_{br} = F_{br}(total) \div 9 = 3.58 \quad ton$$

#### ترکیب بارهای طراحی زیرسازه:

6 5

مطابق جدول ترکیبات بارگذاری آشتو:

نامگذاری ترکیب بار	شرح ترکیب بار	درصد افزایش تنش مجاز
C1 گروه یک	DL+E0	100
C21 گروه دو	DL+E0+LL+Psur	100
C22 گروه دو	DL+E0+LL+Psur+Fbr	125
C5 گروه پنج	DL+Ea+E(ae)+EQb	133

DEAD LOAD	DL	بار مرده
LIVE LOAD	LL	بار زنده
Surcharge	Psur	فشار سربار زنده پشت کوله
Breake	Fbr	نیروی ترمز
Earth Pressure	Ea	فشار خاک در حالت اکتیو
Earth Pressure	E0	فشار خاک در حالت سکون
Earthquake	Eae	اضافه فشار خاک در حین زلزله
Earthquake	EQb	نیروی زلزله جرم بدنه
temperature	T	نیروی ناشی از تغییرات درجه حرارت

کنترل تنش در مقاطع کوله و پایه:

7 5

بعد از تحلیل مدل در نرم افزار SAP2000 مقادیر حداکثر نیروهای داخلی در جدول زیر خلاصه شده است (تن - متر)

ton-m

واحد:

الف: خلاصه نیروهای داخلی با اعمال ضریب زلزله ۰/۲۱

المان	ترکیب بار	عرض پای دیوار	نتایج از تحلیل مدل		وزن و لنگر مقاوم خاک پشت کوله		جمع نتایج			کنترل تنش (پایداری داخلی)			کنترل پایداری خارجی		
			P	M	P	M	P	M		f1	f2		e	B/4	B/3
کوله	C1	2.00	16.04	4.26	5.6	-3.6	21.64	0.63		9.9	11.8		0.03	0.50	
کوله	C21	2.00	27.75	5.8	5.6	-3.6	33.35	2.17		13.4	19.9		0.07	0.50	
کوله	C22	2.00	27.75	8.57	5.6	-3.6	33.35	4.94		9.3	24.1		0.15	0.50	
کوله	C5	2.00	16.04	16.95	5.6	-3.6	21.64	13.32		-9.2	30.8		0.62		0.67
پایه	C1	2.00	21.32	0.38			21.32	0.38		10.1	11.2		0.02	0.50	
پایه	C21	2.00	33.11	0.58			33.11	0.58		15.7	17.4		0.02	0.50	
پایه	C22	2.00	33.11	4.33			33.11	4.33		10.1	23.1		0.13	0.50	
پایه	C5	2.00	21.32	14.35			21.32	14.35		-10.9	32.2		0.67		0.67

کنترل پایداری دیوار کوله برای زمان ساخت:

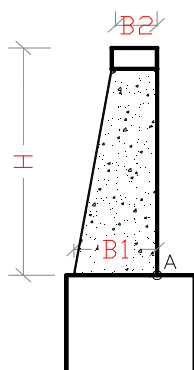
8 5

قبل از اجرای دال و تشکیل قاب، بایستی دیوار کوله به تنهایی در برابر بارهای وارده پایدار باشد.

با توجه به اینکه برای دسترسی به دال و انجام بتن ریزی آن، عموماً پشت کوله را خاکریزی می کنند. لذا دیوار کوله بایستی در برابر واژگونی ناشی از فشار خاک پایدار باشد

فرض می شود خاکریزی برای دسترسی به دال بدون شیب و در طول ۱۰۰٪ کوله صورت گیرد.

کنترل واژگونی:



$$H = 3.5 \quad \text{m}$$

$$B1 = 2 \quad \text{m}$$

$$B2 = 0.7 \quad \text{m}$$

$$Bav = 1.35$$

$$Ka = (1 - \sin 30) / (1 + \sin 30) = 0.33$$

$$p = (g \cdot H \cdot Ka) = 2.3$$

محاسبه لنگر واژگونی حول نقطه A:

$$Pa = 0.5 \cdot p \cdot H \cdot 1 = 4.0$$

$$Mo = 4.7 \quad \text{t.m/m}$$

محاسبه لنگر مقاوم حول نقطه A:

$$dr = 0.73 \quad \text{m}$$

فاصله مرکز ثقل دیوار تا نقطه A :

$$Mr = 8.6 \quad \text{t.m/m}$$

$$F.S. = Mr / Mo = 1.8 > 1.5 \quad \text{OK.}$$

کنترل لغزش دیوار روی پی:

زاویه اصطکاک دیوار بنایی روی پی بتنی برابر ۳۰ درجه فرض می شود.

$$\psi = \tan(30) = 0.60$$

ضریب اصطکاک:

$$W = 11.8 \quad \text{ton}$$

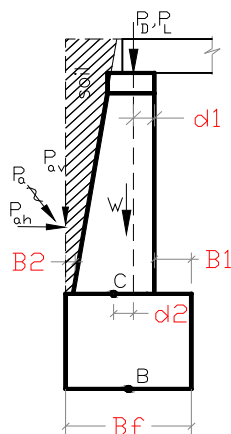
وزن دیوار:

$$W \cdot \psi \cdot A = 7.1 > Pa = 4.0 \quad \text{O.K}$$

9 5

تعیین عرض و ضخامت پی کوله:

عرض فونداسیون مطابق بند (۵-۳) فصل سوم گزارش شماره (۲) به شرح زیر محاسبه می شود:



$$B1 = 1.23 \quad m$$

$$Bf = 3.23 \quad m$$

$$tf = 1.20 \quad m$$

وزن پی:  $Wf = 9.3 \quad ton$

بار اعمالی:  $P = 27.8 \quad ton$

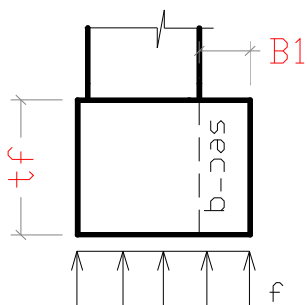
sum= 37.1 ton

تنش خاک:  $f = 11.5 \quad ton/m^2 \quad ok$

کنترل تنش زیر پی:

کنترل ضخامت پی بتنی کوله:

مبنای طراحی ضخامت پی، کنترل تنش کششی و برشی ایجاد شده در کف پنجه پی می باشد.



$$tf = 1.20 \quad m$$

$$Ma = f * B1 * B1 / 2 = 8.7 \quad t.m$$

لنگر در مقطع پنجه:

$$\delta = Ma * 6 / (tf)^2 = 36.2 \quad t/m^2 \quad ok$$

تنش کششی پنجه:

$$Va = f * B1 = 14.1 \quad ton$$

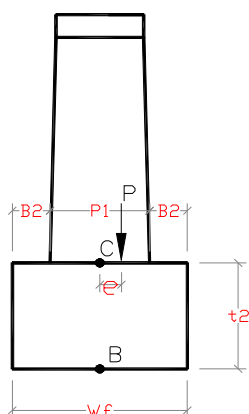
برش در مقطع پنجه:

$$\delta = Va / (1 * tf) = 11.8 \quad t/m^2 \quad ok$$

تنش برشی پنجه:

تعیین عرض و ضخامت پی پایه میانی:

10 5



$$B2 = 0.70 \quad m$$

$$Wf = 3.40 \quad m$$

$$t2 = 1.20 \quad m$$

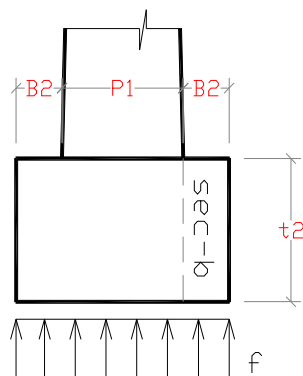
وزن پی:  $W1 = 9.8 \quad ton$

بار اعمالی:  $P = 33.1 \quad ton$

sum= 42.9 ton

تنش خاک:  $f = 12.6 \quad ton/m^2 \quad ok$

کنترل تنش زیر پی:



### کنترل ضخامت پی بتنی پایه:

مبنای طراحی ضخامت پی، کنترل تنش کششی و برشی ایجاد شده در کف پنجه پی می باشد.

$t_2 =$	1.20	m		
$M_b = f \cdot B_2 \cdot B_2 / 2 =$	3.09	t.m		لنگر در مقطع پنجه:
$\delta = M_b \cdot 6 \div (t_f)^2 =$	12.88	t/m <sup>2</sup>	ok	تنش کششی پنجه:
$V_b = f \cdot B_2 =$	8.83	ton		برش در مقطع پنجه:
$\delta = V_b / (1 \cdot t_f) =$	7.36	t/m <sup>2</sup>	ok	تنش برشی پنجه: