

بسم الله الرحمن الرحيم

```
%Please enter necessary data by workspace.
```

```
%calculating length and transform matrix of elements:
```

```
clear
```

```
for
```

```
L=0;
```

```
for
```

```
1=EI
```

```
L=n
```

```
1=n
```

```
LV=0
```

```
FC1
```

```
FC1
```

```
end
```

```
%re
```

```
k11
```

```
for
```

```
k11
```

```
k12
```

```
k13
```

```
k21
```

```
k22
```

```
end
```

```
%re
```

```
111
```

```
K11
```

```
for
```

دفترچه بارگذاری ، تحلیل و طراحی اولیه یک ساختمان صنعتی دو دهانه
با کمک نرم افزار MATLAB

ارائه دهنده : مهندس هادی بهمنی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی خطوط راه آهن دانشگاه علم و صنعت ایران

بهار 1391

```
K11(1:3,3*n-1:3*n)=FC1(1:3,3*n-1:3*n)*k11(1:3,3*n-1:3*n)*FC1(1:3,3*n-1:3*n) ;
```

```
K12(1:3,3*n-1:3*n)=FC1(1:3,3*n-1:3*n)*k12(1:3,3*n-1:3*n)*FC1(1:3,3*n-1:3*n) ;
```

```
K21(1:3,3*n-1:3*n)=K12(1:3,3*n-1:3*n) ;
```

```
K22(1:3,3*n-1:3*n)=FC1(1:3,3*n-1:3*n)*k22(1:3,3*n-1:3*n)*FC1(1:3,3*n-1:3*n) ;
```

```
KE(1:4,4*n-3:4*n)=[K11(1:3,3*n-1:3*n), K12(1:3,3*n-1:3*n);K21(1:3,3*n-1:3*n), K22(1:3,3*n-1:3*n)] ;
```

```
end
```

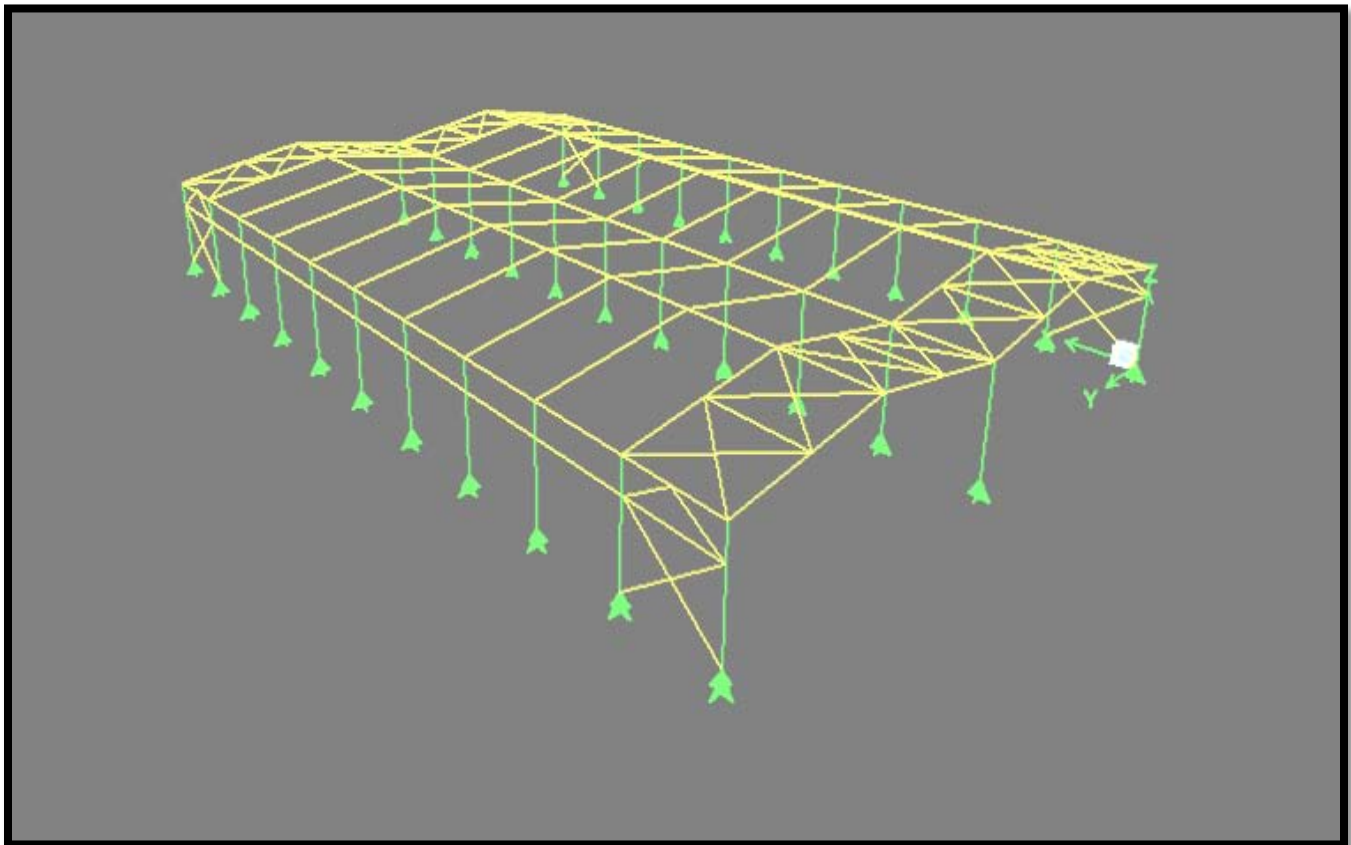
```
%assembling stiffness matrix of frame:
```

```
K=zeros(2*NNI,2*NNI) ;
```

شرح پروژه: این ساختمان صنعتی دارای دو دهانه هشتی شکل به عرض 20 متر می باشد. ارتفاع ستون های کناری آن 6 متر و ارتفاع تاج های آن نسبت به تراز روی پی 7.5 متر می باشد. این ساختمان در جهت طولی دارای 11 قاب می باشد که فاصله این قاب ها از هم 6 متر است. سازه سوله در دهانه های اول و آخر دارای بادبند دیوار و بادبند سقف می باشد. کلیه ستون های آن برای کمانش حول محور ضعیف خود دارای تکیه گاه جانبی می باشند. فاصله این تکیه گاه ها از تراز روی پی 4.3 متر می باشد. همچنین این ساختمان صنعتی دارای جرثقیل به ظرفیت اسمی 5 تن می باشد.

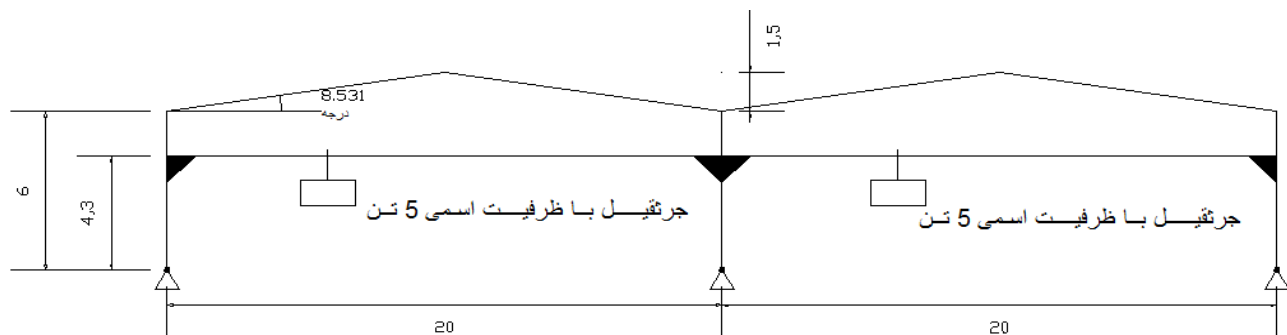
محل ساخت پروژه در خرم آباد فرض شده است.

در دو تصویر زیر شمای کلی از این ساختمان صنعتی مشاهده می شود.



تصویر سه بعدی از سازه ساختمان صنعتی

همانطور که در تصویر زیر مشاهده می شود هر دو دهانه قاب دارای جرثقیل به ظرفیت اسمی 5 تن می باشد. فاصله پل های آنها از تراز روی پی 4.3 متر است.



قاب دو دهانه صنعتی با جرثقیل

محاسبه و نمایش بارگذاری های مختلف قاب های عرضی :

1- قاب های عرضی تحت بار مرده:

شامل وزن اسکلت و پوشش، وزن لایه، وزن پشم شیشه و توری مرغی و وزن قاب است که به عنوان حدس اولیه مقادیر زیر در نظر گرفته می شود.

وزن پوشش با ورق گالوانیزه : 20 کیلو گرم بر متر مربع

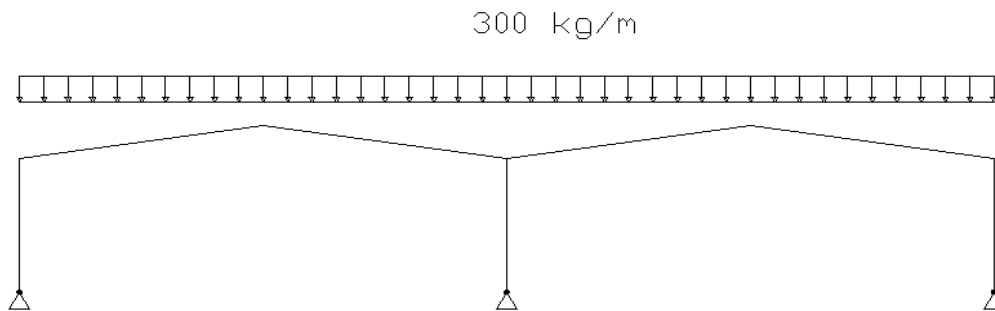
وزن لایه : 5 کیلو گرم بر متر مربع

وزن پشم شیشه و توری مرغی : 5 کیلو گرم بر متر مربع

وزن قاب : 20 کیلو گرم بر متر مربع

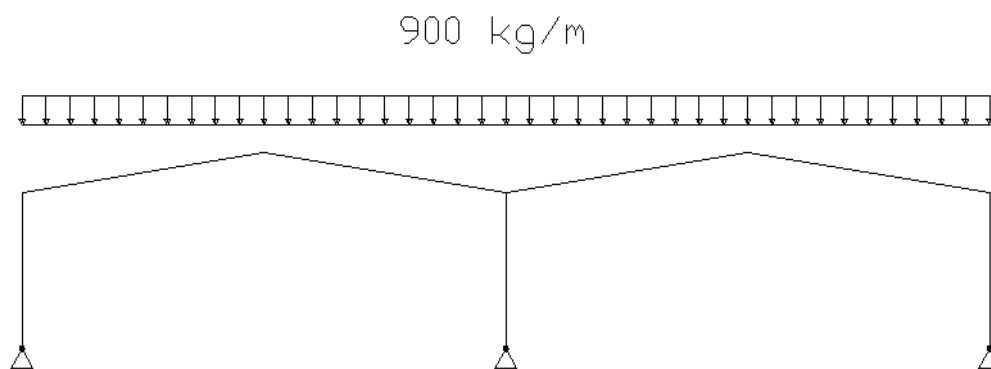
جمع : 50 کیلو گرم بر متر مربع

با توجه به فاصله 6 متری قاب ها از همدیگر بارگذاری مرده قاب های عرضی در زیر مشاهده می شود.



قناب تحت بار مرده در واحد طول افقی

2- بار برف: با توجه به اینکه محل احداث پروژه در مناطق سردسیر قرار دارد و شیب بام از 15 درجه کمتر است (نیازی به لحاظ بار گذاری نامتقارن برف نیست) بار زنده معادل برای برف مطابق آیین نامه تجدید نظر شده 519 بار گذاری ایران 150 کیلو گرم بر متر مربع می باشد .



قناب تحت بار برف متقارن

بار باد: مقدار فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح بر اساس آیین نامه تجدید نظر شده 519 ایران از رابطه زیر تعیین می شود .

$$P=C_e C_q q$$

q فشار مبنای باد است که مقدار آن برای شهر خرم آباد با توجه به سرعت مبنای باد 85 کیلو متر بر ساعت در این منطقه برابر خواهد بود با :

$$q = 0.005 V^2 = 0.005 \times 85^2 = 36 \text{ kg/m}^2$$

C_e ضریب اثر تغییر سرعت برای نواحی باز خارج شهرها یا محلهایی که دارای ساختمان‌های پراکنده هستند و ارتفاع ساختمان کمتر از 10 متر است این ضریب برابر 2 توسط آیین نامه 519 پیشنهاد شده است .

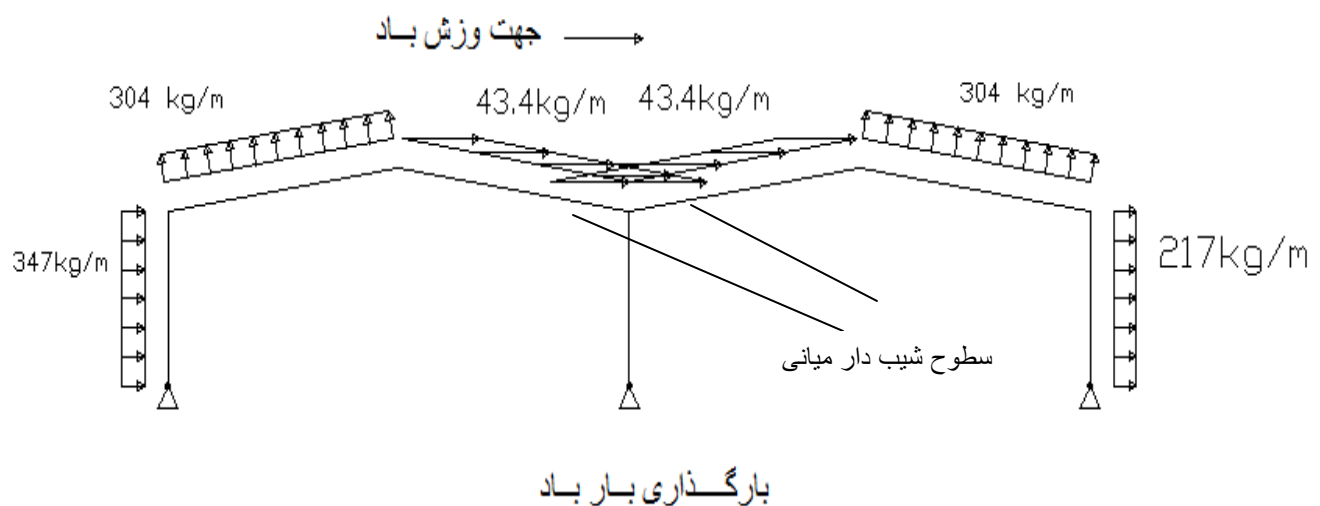
ضریب شکل ، C_q ، برای این قاب صنعتی مطابق آیین نامه 519 بارگذاری ایران برای سطوح مختلف به شرح زیر است :

برای دیوار قائم رو به باد : 0.8

برای دیوار قائم پشت به باد : -0.5

برای دو سطح شیب دار رو و پشت به باد : -0.7 (زاویه شیب بام از 15 درجه کمتر است.)

برای دو سطح شیب دار میانی : 0.1 (این نیروها به صورت رانشی افقی می‌باشند.)



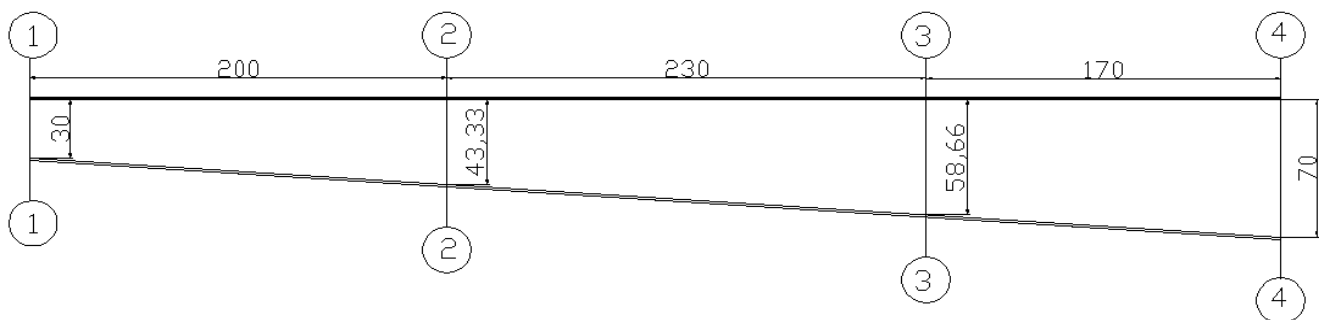
ترکیبات بارگذاری: بر اساس آیین نامه 519 تجدید نظر شده ترکیبات زیر در نظر گرفته می شوند.

- 1- بار جرثقیل $D+S+$
- 2- بار جرثقیل $D+W+$
- 3- بار جرثقیل $D+0.5S+W+$
- 4- بار جرثقیل $D+S+0.5W+$

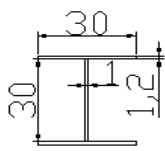
توجه شود که در طرح سوله ها غالباً بار باد نسبت به بار ناشی از زلزله غالب است و نیازی به اعمال نیروی زلزله نمی باشد.

تحلیل سازه برای قاب های عرضی تحت بار گذاری های مختلف:

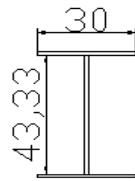
تحلیل قاب های عرضی تحت بار های مختلف با استفاده از نرم افزار متلب انجام شده است. ستون های با مقطع متغیر کناری و تیر های شیب دار با مقطع متغیر به عنوان حدس اولیه در زیر نشان داده شده است. از آنجا که بر اساس قضاوت مهندسی ستون میانی تحت لنگر خمشی بالایی قرار نمی گیرد برای آن یک ستون با مقطع ثابت در نظر می گیریم.



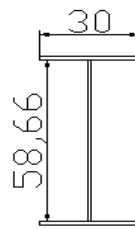
نمایش مقاطع ستون های کناری سوله در نقاط مختلف



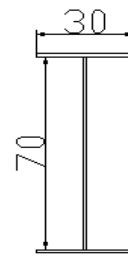
مقطع 1-1



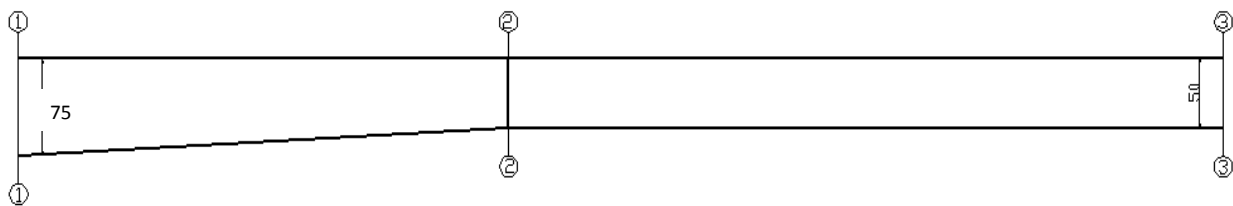
مقطع 2-2



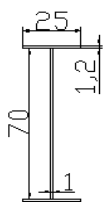
مقطع 3-3



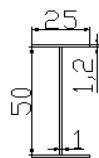
مقطع 4-4



نمایش مشخصات هندسی تیر شیبدار قاب

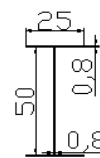


مقطع 1-1



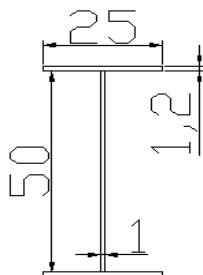
مقطع 2-2

برای قسمت سمت چپ



مقطع 2-2 و مقطع 3-3

برای قسمت سمت راست



مشخصات هندسی مقطع ستون میانی قاب

لازم به توضیح است که در هنگام اعمال بار باد تنش های مجاز 33 درصد افزایش می یابند که به معنای کاهش 25 درصدی بارها می باشد. این مطلب در هنگام تعیین بارگذاری بحرانی لحاظ شده است. نکته دیگر اینکه به علت آنکه مقطع تیرهای مجاور ستون میانی تحت لنگر خمشی بالایی قرار می گیرد بنابراین نحوه قرارگیری تیر شیبدار به گونه ای است که مقطع بزرگتر آن در بر ستون میانی قرار گیرد.

تحلیل قاب تحت بار مرده گسترده یکنواخت :

کد برنامه :

```
%please enter nessasary data by workspace.
%calculating lenght and transform matrix of elements.
clc
format short
for n=1:NE
i=EN(n,2);j=EN(n,3);
L(n)=sqrt((COR(i,2)-COR(j,2))^2+(COR(i,3)-COR(j,3))^2);
l(n)=(COR(i,2)-COR(j,2))/L(n);
LV(:,:,n)=[3*i-2 3*i-1 3*i 3*j-2 3*j-1 3*j];
m(n)=(COR(i,3)-COR(j,3))/L(n);
R12(:,:,n)=[l(n) m(n) 0;-m(n) l(n) 0;0 0 1];
R21(:,:,n)=[-l(n) -m(n) 0;m(n) -l(n) 0;0 0 1];
end
%calculating stiffness matrices of elements.
for n=1:NE
k11(:,:,n)=[P(n,2)*P(n,3)/L(n),0,0;0,12*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^3,-
6*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^2;...
0,-6*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^2,4*P(n,2)*P(n,4)/L(n)];
k12(:,:,n)=[P(n,2)*P(n,3)/L(n),0,0;0,12*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^3,-
6*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^2;...
0,-6*P(n,2)*P(n,4)/L(n)^2,2*P(n,2)*P(n,4)/L(n)];
k21(:,:,n)=k12(:,:,n)';
k22(:,:,n)=k11(:,:,n);
end
%calculating stiffness matrices of elements in global systems.
```



```

for n=1:NE
    K11(:,:,n)=R12(:,:,n)'*k11(:,:,n)*R12(:,:,n);
    K12(:,:,n)=R12(:,:,n)'*k12(:,:,n)*R21(:,:,n);
    K21(:,:,n)=K12(:,:,n)';
    K22(:,:,n)=R21(:,:,n)'*k22(:,:,n)*R21(:,:,n);
    KE(:,:,n)=[K11(:,:,n), K12(:,:,n);K21(:,:,n), K22(:,:,n)];
end
%assembling stiffness matrix of frame.
K=zeros(3*NN,3*NN);
for n=1:NE
    for i=1:6
        for j=1:6
            I=LV(1,i,n);
            J=LV(1,j,n);
            K(I,J)=KE(i,j,n)+K(I,J);
        end
    end
end
K1=K;
%calculating external nodal force vector.
F1=zeros(3*NN,1);
for n=1:NF1
    i=FM(n,1);
    F1(3*i-2)=FM(n,2);
    F1(3*i-1)=FM(n,3);
    F1(3*i)=FM(n,4);
end
F2=zeros(3*NN,1);
for n=1:NF2
    i=FEM(n,2);j=FEM(n,6);
    F2(3*i-2)=FEM(n,3)+F2(3*i-2); F2(3*j-2)=FEM(n,7)+F2(3*j-2);
    F2(3*i-1)=FEM(n,4)+F2(3*i-1); F2(3*j-1)=FEM(n,8)+F2(3*j-1);
    F2(3*i)=FEM(n,5)+F2(3*i);F2(3*j)=FEM(n,9)+F2(3*j);
end
F3=F2;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
for n=1:NS
    b=SN(n,1);
    F2(3*b-2)=0;F2(3*b-1)=0;
end
F=F1-F2;
%elimination of rows and columns of K matrix because of exist of supports.
for i=1:NS
    q=3*SN(i,1);
    K(q-2,:)=0;K(:,q-2)=0;K(q-2,q-2)=1;K(q-1,:)=0;K(:,q-1)=0;K(q-1,q-1)=1;
end
%solution of Eq:{F}=[s]{d}. by Gauss elimination method.
for j=1:3*NN-1
    for i=1+j:3*NN
        t=K(i,j)/K(j,j);
        K(i,:)=K(i,:)-t*K(j,:);
        F(i)=F(i)-t*F(j);
    end
end
%solution of equations.
d=zeros(3*NN,1);
d(3*NN)=F(3*NN)/K(3*NN,3*NN);

```

```

for i=3*NN-1:-1:1
sum=0;
for j=i+1:3*NN
sum=sum+K(i,j)*d(j);
end
d(i)=(F(i)-sum)/K(i,i);
end
%creation of external generalized force vector.
F22=zeros(3*NN,1);
for n=1:NS
a=SN(n,1);
F22(3*a-2)=F3(3*a-2);F22(3*a-1)=F3(3*a-1);%F22(3*a)=F3(3*a);
end
W=K1*d+F22;
%calculation of generalized nodal forces of elements
for n=1:NE
FEMi(:,:,n)=zeros(3,1);FEMj(:,:,n)=zeros(3,1);
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
for n=1:NF2
i=FEM(n,1);

FEMi(:,:,i)=[FEM(n,3);FEM(n,4);FEM(n,5)];FEMj(:,:,i)=[FEM(n,7);FEM(n,8);FEM(n,9)];
end
for n=1:NE
i=EN(n,2);j=EN(n,3);
pi(:,:,n)=k11(:,:,n)*R12(:,:,n)*([d(3*i-2);d(3*i-1);d(3*i)])+...
k12(:,:,n)*R21(:,:,n)*([d(3*j-2);d(3*j-1);d(3*j)])+R12(:,:,n)*FEMi(:,:,n);
pj(:,:,n)=k21(:,:,n)*R12(:,:,n)*[d(3*i-2);d(3*i-1);d(3*i)]+...
k22(:,:,n)*R21(:,:,n)*([d(3*j-2);d(3*j-1);d(3*j)])+R21(:,:,n)*FEMj(:,:,n);
end
disp('2frame outputs')
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('generalized nodal force vector of element:')
disp(' ')
for n=1:NE
disp(' ')
fprintf(' Element-%g\n',n)
fprintf('P%g\t',EN(n,2));fprintf('=%G\n',pi(1,1,n))
fprintf('V%g\t',EN(n,2));fprintf('=%G\n',pi(2,1,n))
fprintf('M%g\t',EN(n,2));fprintf('=%G\n',pi(3,1,n))
disp(' ')
fprintf('P%g\t',EN(n,3));fprintf('=%G\n',pj(1,1,n))
fprintf('V%g\t',EN(n,3));fprintf('=%G\n',pj(2,1,n))
fprintf('M%g\t',EN(n,3));fprintf('=%G\n',pj(3,1,n))
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('Generalized nodal displacements:')
for i=1:NN
fprintf('dx%g\t',i);fprintf('=%G\n',d(3*i-2))
fprintf('dy%g\t',i);fprintf('=%G\n',d(3*i-1))
fprintf('theta%g\t',i);fprintf('=%G\n',d(3*i))
disp(' ')
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('support reactions:')

```

```
disp(' ')
for i=1:NS
r=3*SN(i,1);
fprintf('RX%g\t',r/3);fprintf('=%G\n',W(r-2))
fprintf('RY%g\t',r/3);fprintf('=%G\n',W(r-1))
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('Thank you for your choice -hadibahmani72@yahoo.com')
```

در پیوست در مورد نحوه استفاده از برنامه بحث شده است .

خروجی برای بار مرده :

2frame outputs

```
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
generalized nodal force vector of element:
P3      =-2.93706
V3      =1.47935
M3      =-5.91739
```

Element-1

```
P1      =-2.93706
V1      =1.47935
M1      =0
```

Element-3

```
P3      =-2.93706
V3      =1.47935
M3      =5.91739
```

```
P2      =-2.93706
V2      =1.47935
M2      =-2.95869
```

```
P4      =-2.93706
V4      =1.47935
M4      =-8.87608
```

Element-2

```
P2      =-2.93706
V2      =1.47935
M2      =2.95869
```

Element-4

```
P4      =-1.89867
V4      =-2.68512
M4      =8.87608
```

		V7	=1.72771		
P5	=-1.7168	M7	=2.01468		
V5	=-1.47269				
M5	=-0.467439	P8	=-1.93692		
		V8	=2.94014		
Element-5		M8	=-11.4548		
P5	=-1.7168				
V5	=-1.47269	Element-8			
M5	=0.467439	P8	=-6.38987		
		V8	=-3.31874E-015		
P6	=-1.44385	M8	=3.08279E-015		
V6	=0.346957				
M6	=2.94753	P9	=-6.38987		
		V9	=-3.31874E-015		
Element-6		M9	=3.5547E-015		
P6	=-1.48211				
V6	=-0.0919371	Element-9			
M6	=-2.94753	P9	=-6.38987		
		V9	=7.15252E-016		
P7	=-1.75505	M9	=-2.30178E-015		
V7	=1.72771				
M7	=-2.01468	P10	=-6.38987		
		V10	=7.15252E-016		
Element-7		M10	=8.71277E-016		
P7	=-1.75505				

Element-10	M13 =2.94753
P10 =-6.38987	
V10 =-5.64838E-017	Element-13
M10 =3.1487E-016	P13 =-1.44385
	V13 =-0.346957
P11 =-6.38987	M13 =-2.94753
V11 =-5.64838E-017	
M11 =-2.01902E-016	P14 =-1.7168
	V14 =1.47269
Element-11	M14 =-0.467439
P8 =-1.93692	
V8 =-2.94014	Element-14
M8 =11.4548	P14 =-1.7168
	V14 =1.47269
P12 =-1.75505	M14 =0.467439
V12 =-1.72771	
M12 =-2.01468	P15 =-1.89867
	V15 =2.68512
Element-12	M15 =-8.87608
P12 =-1.75505	
V12 =-1.72771	Element-15
M12 =2.01468	P15 =-2.93706
	V15 =-1.47935
P13 =-1.48211	M15 =8.87608
V13 =0.0919371	

P16 =-2.93706

RY1 =2.93706

V16 =-1.47935

RX11 =-5.64838E-017

M16 =-5.91739

RY11 =6.38987

RX18 =-1.47935

Element-16

RY18 =2.93706

P16 =-2.93706

V16 =-1.47935

M16 =5.91739

P17 =-2.93706

V17 =-1.47935

M17 =-2.95869

Element-17

P17 =-2.93706

V17 =-1.47935

M17 =2.95869

P18 =-2.93706

V18 =-1.47935

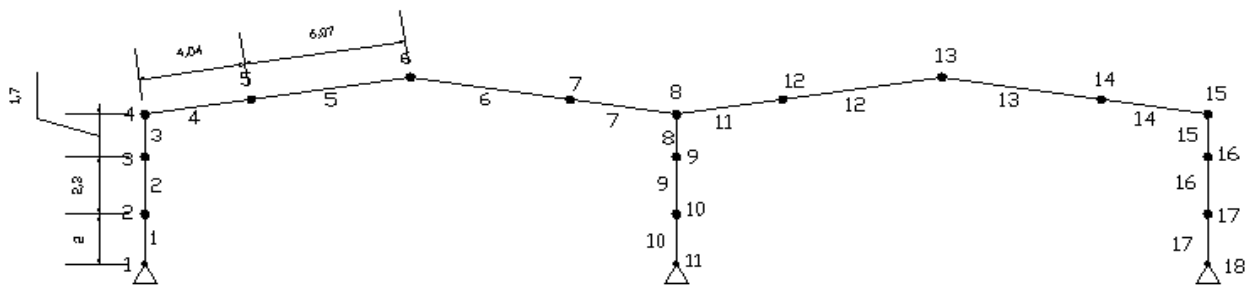
M18 =0

.....

support reactions:

RX1 =1.47935

این خروجی ها شامل نیروهای تعمیم یافته در مختصات محلی برای گره های ابتدایی و انتهایی هر المان و مقادیر عکس العمل های تکیه گاهی تحت بار مرده می باشد. شماره گذاری اعضا و گره ها در زیر نمایش داده شده است. خاطر نشان می گردد که ممان اینرسی و سطح مقطع برای هر المان متوسط این مقادیر در محل گره های ابتدایی و انتهایی هر المان می باشد.



شماره گذاری اعضا و گره ها

تحلیل قاب تحت بارگذاری برف :

2frame outputs

.....

generalized nodal force vector of element:

Element-1
 P1 = -8.81316
 V1 = 4.43845
 M1 = 0

P2 = -8.81316
 V2 = 4.43845
 M2 = -8.87691

Element-2
 P2 = -8.81316
 V2 = 4.43845
 M2 = 8.87691

P3 = -8.81316
 V3 = 4.43845
 M3 = -17.7538

Element-3
 P3 = -8.81316
 V3 = 4.43845
 M3 = 17.7538
 P4 = -8.81316

V4 =4.43845

M4 =-26.6307

Element-4

P4 =-5.6967

V4 =-8.05726

M4 =26.6307

P5 =-5.1508

V5 =-4.41797

M5 =-1.40114

Element-5

P5 =-5.1508

V5 =-4.41797

M5 =1.40114

P6 =-4.33196

V6 =1.04096

M6 =8.84324

Element-6

P6 =-4.44673

V6 =-0.275846

M6 =-8.84324

P7 =-5.26557

V7 =5.18308

M7 =-6.04317

Element-7

P7 =-5.26557

V7 =5.18308

M7 =6.04317

P8 =-5.81146

V8 =8.82237

M8 =-34.3674

Element-8

P8 =-19.1737

V8 =-4.34149E-015

M8 =8.33303E-015

P9 =-19.1737

V9 =-4.34149E-015

M9 =3.49956E-016

Element-9

P9 =-19.1737

V9	=2.77386E-016	Element-12	
M9	=-1.88485E-015	P12	=-5.26557
		V12	=-5.18308
P10	=-19.1737	M12	=6.04317
V10	=2.77386E-016		
M10	=1.33008E-015	P13	=-4.44673
		V13	=0.275846
Element-10		M13	=8.84324
P10	=-19.1737		
V10	=-1.35695E-015	Element-13	
M10	=2.91696E-015	P13	=-4.33196
		V13	=-1.04096
P11	=-19.1737	M13	=-8.84324
V11	=-1.35695E-015		
M11	=-2.03057E-016	P14	=-5.1508
		V14	=4.41797
Element-11		M14	=-1.40114
P8	=-5.81146		
V8	=-8.82237	Element-14	
M8	=34.3674	P14	=-5.1508
		V14	=4.41797
P12	=-5.26557	M14	=1.40114
V12	=-5.18308		
M12	=-6.04317	P15	=-5.6967
		V15	=8.05726

M15 =-26.6307

P18 =-8.81316

V18 =-4.43845

Element-15

M18 =7.10543E-015

P15 =-8.81316

support reactions:

V15 =-4.43845

M15 =26.6307

RX1 =4.43845

RY1 =8.81316

P16 =-8.81316

RX11 =-1.35695E-015

V16 =-4.43845

RY11 =19.1737

M16 =-17.7538

RX18 =-4.43845

RY18 =8.81316

Element-16

P16 =-8.81316

V16 =-4.43845

M16 =17.7538

P17 =-8.81316

V17 =-4.43845

M17 =-8.87691

Element-17

P17 =-8.81316

V17 =-4.43845

M17 =8.87691

2frame outputs

تحلیل قاب تحت بارگذاری ناشی از باد :

.....

generalized nodal force vector of element:

Element-1

P1 =2.78763

V1 =-2.74379

M1 =3.46945E-016

P2 =2.78763

V2 =-2.04979

M2 =4.79357

Element-2

P2 =2.78763

V2 =-2.04979

M2 =-4.79357

P3 =2.78763

V3 =-1.35579

M3 =8.19914

Element-3

P3 =2.78763

V3 =-1.35579

M3 =-8.19914

P4 =2.78763

V4 =-0.661785

M4 =10.2167

Element-4

P4 =1.06798

V4 =2.65861

M4 =-10.2167

P5 =1.06599

V5 =1.42931

M5 =1.94939

Element-5

P5 =1.06599

V5 =1.42931

M5 =-1.94939

		V8	=-1.11991
P6	=1.0654	M8	=6.71948
V6	=-0.394784		
M6	=-1.1889	P9	=1.26837
		V9	=-1.11991
Element-6		M9	=-4.47965
P6	=1.13434		
V6	=-0.0648232	Element-9	
M6	=1.1889	P9	=1.26837
		V9	=-1.11991
P7	=0.706131	M9	=4.47965
V7	=-0.129055		
M7	=-0.694369	P10	=1.26837
		V10	=-1.11991
Element-7		M10	=-2.23983
P7	=0.706131		
V7	=-0.129055	Element-10	
M7	=0.694369	P10	=1.26837
		V10	=-1.11991
P8	=0.706131	M10	=2.23983
V8	=-0.129055		
M8	=-0.172376	P11	=1.26837
		V11	=-1.11991
Element-8		M11	=-7.10543E-015
P8	=1.26837		

Element-11	M14	=-3.31434	
P8	=1.93286		
V8	=0.757655	Element-14	
M8	=-6.5471	P14	=1.19759
		V14	=-0.596959
P12	=1.93286	M14	=3.31434
V12	=0.757655		
M12	=3.48258	P15	=1.19957
		V15	=-1.82627
Element-12	M15	=1.58633	
P12	=1.93286		
V12	=0.757655	Element-15	
M12	=-3.48258	P15	=1.98401
		V15	=0.915388
P13	=1.50436	M15	=-1.58633
V13	=0.821931		
M13	=-1.40267	P16	=1.98401
		V16	=0.481388
Element-13	M16	=0.189553	
P13	=1.197		
V13	=1.22713	Element-16	
M13	=1.40267	P16	=1.98401
		V16	=0.481388
P14	=1.19759	M16	=-0.189553
V14	=-0.596959		

P17 =1.98401

V17 =0.0473882

M17 =-0.33922

Element-17

P17 =1.98401

V17 =0.0473882

M17 =0.339224

P18 =1.98401

V18 =-0.386612

M18 =-2.02616E-015

support reactions:

RX1 =-2.74379

RY1 =-2.78763

RX11 =-1.11991

RY11 =-1.26837

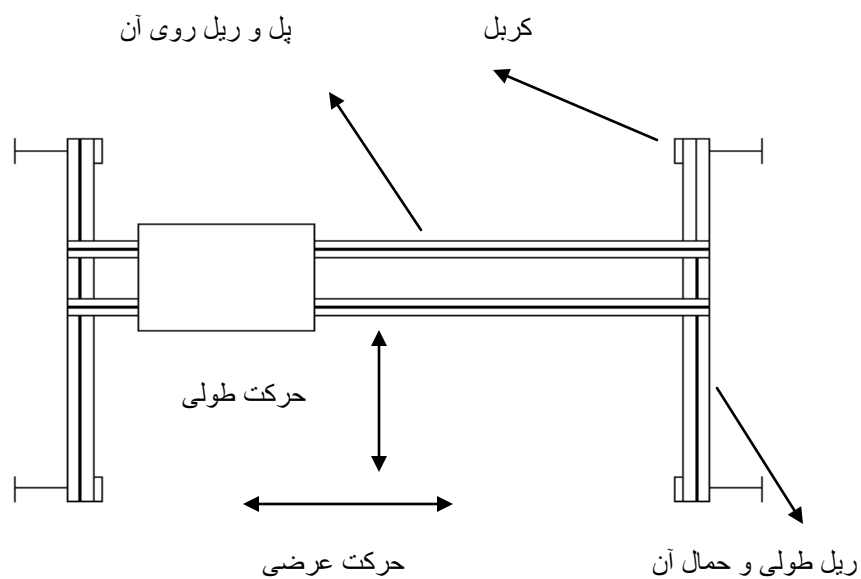
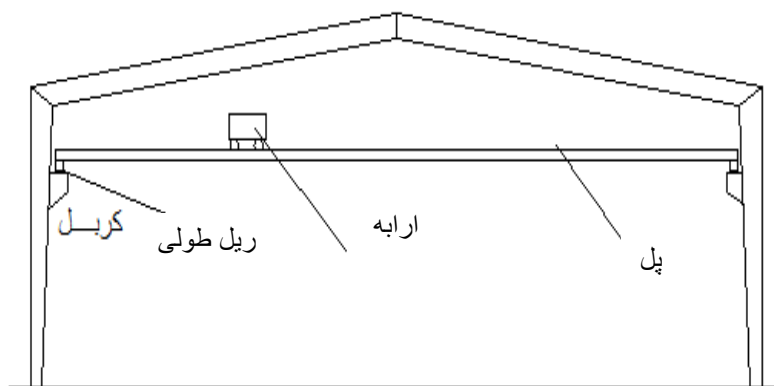
RX18 =-0.386612

RY18 =-1.98401

.....

تحلیل سازه تحت بارگذاری جرثقیل :

سربارهای موثر جرثقیل براساس آیین نامه ایران :

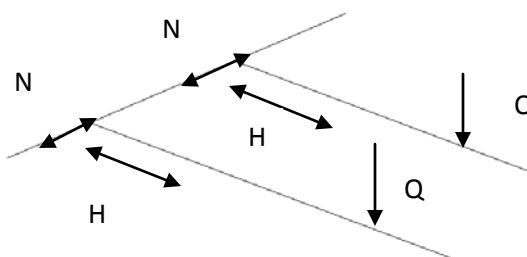


اجزای مرتبط با یک جرثقیل سقفی و حرکت های محتمل آن

سربار قائم : $2Q$

سربار افقی جانبی : $2H$

سربار افقی طولی : $2N$



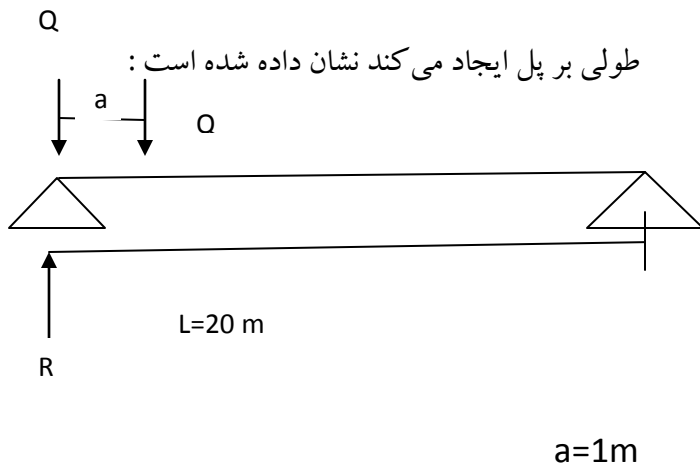
نمایش سربارهای موثر در بارگذاری جرثقیل سقفی

وزن پل : 7 تن

طول پل : 20 متر

$$Q = (5+2)/2 \times 1.6 = 5.6$$

موقعیتی از ارابه که بیشترین عکس العمل ریل



طولی بر پل ایجاد می کند نشان داده شده است :

$$L=20 \text{ m}$$

$$a=1 \text{ m}$$

برای تعیین عکس العمل R می توان نوشت :

$$20R = 20Q + 19Q + 7 \times 10 \implies$$

$$R = 14.42 \text{ ton}$$

حداکثر بار قائم وارده به چرخ های یک طرف

تین پل بدون احتساب ضربه برابر 10.5

$$(5+2+7/2) = 10.5 \text{ ton}$$

می باشد. ضریب سربار افقی برابر 1.1 است

بنابراین مقدار نیروی افقی $2H$ برابر است با:

$$2H = (5+2) \times 0.12 \times 1.1 = 0.924 \text{ ton}$$

حداکثر بار طولی ناشی از چرخ های یک طرف

1- سربار قائم (Q) : شامل وزن ارابه و وزن

باری که توسط جرثقیل حمل می شود.

2- سربار افقی جانبی (H) : ناشی از حرکت

ارابه ، برابر 12 درصد سربار قائم (وزن

ارابه و وزن بار) که فرض می شود بر هر دو

ریل و از هر دو جهت (از ریل به طرف پل

و از پل به طرف ریل) وارد می شود .

3- سربار افقی طولی (N) ناشی از حرکت

طولی جرثقیل برابر 16 درصد بار چرخ پل

که بر ریل هر دو طرف در امتداد طولی و در

هر جهت اعمال می شود .

تعیین بارهای ناشی از جرثقیل :

اگر سرعت جرثقیل کمتر از 1.5 متر ثانیه باشد ،

با توجه به وزن اسمی 5 تنی آن نوع جرثقیل

سنگین و با حرکت آهسته محسوب می شود . در

این صورت ضرائب سربار در بارگذاری جرثقیل

برای سربار قائم و سربار افقی جانبی و سربار

افقی طولی به ترتیب 1.6 و 1.1 و 1 خواهد

بود. چنانچه فاصله چرخهای جرثقیل $a=1$ باشد ،

Q مقدار باری که به هر دو چرخ با احتساب

ضریب ضربه از ارابه منتقل می شود برابر خواهد

بود با :

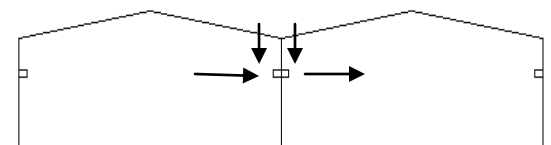
وزن ارابه : 2 تن

حالت اول بارگذاری جرثقیل :

پل، $2N$ ، با توجه به ضریب تشدید 1 برابر است
با :

$$2N=10.5 \times 0.16 \times 1 = 1.68 \text{ ton}$$

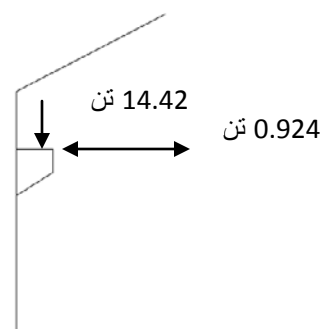
اثرات این نیروها بر ستون ها به صورت نیروی
محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی دو محوره
و لنگر پیچشی ظاهر می شود.



هر دو نیروی قائم 14.42 تنی در بر ستون میانی

و نیروهای افقی $2H$ نیز به طرف راست اعمال

شوند.



در محاسبات فرض شده است که برون محوری
نیروی قائم 14.42 تنی 0.6 متر باشد. پس از
تعیین نیروهای وارده از طرف پل و ریل جرثقیل
به سازه نیروهای حاصل از آن را در اجزای
مختلف سازه برای موقعیت های مختلف ارا به با
استفاده از برنامه تعیین می کنیم. باید توجه داشته
باشیم که در هنگام ترکیب بارها برای تعیین
نیروهای بحرانی فقط اثرات افزایشی نیروهای
حاصل از جرثقیل را در نظر می گیریم.

نتایج این بارگذاری :

Element-1

P1 =0.176459

V1 =-0.304567

M1 =0

P2 =0.176459

V2 =-0.304567

M2 =0.609134

Element-2

P2 =0.176459

V2 =-0.304567

M2 =-0.609134

P3 =0.176459

V3 =-0.304567

M3 =1.21827

Element-3

P3 =0.176459

V3 =-0.304567

M3 =-1.21827

P4 =0.176459

V4 =-0.304567

M4 =1.8274

Element-4

P4 =0.327373

V4 =0.129327

M4 =-1.8274

P5 =0.327373

V5 =0.129327

M5 =1.3043

Element-5

P5 =0.327373

V5 =0.129327

M5 =-1.3043

P6 =0.327373

V6 =0.129327

M6 =0.519661

Element-6

P6 =0.275021

V6 =0.219686

M6 =-0.519661

P7 =0.275021

V7 =0.219686

M7 =-0.813204

Element-7

P7 =0.275021

V7 =0.219686

M7 =0.813204

P8 =0.275021

V8 =0.219686

M8 =-1.70178

Element-8

P8 =0.0166819

V8 =0.632179

M8 =3.59893

P9 =0.0166819

V9 =0.632179

M9 =-4.86328

Element-9

P9 =-28.8233

V9 =-1.21582

M9 =4.86328

P10 =-28.8233

V10 =-1.21582

M10 =-2.43164

Element-10

P10 =-28.8233

V10 =-1.21582

M10 =2.43164

P11 =-28.8233

V11 =-1.21582

M11 =7.10543E-015

Element-11

P8 =-0.295337

V8 =0.239602

M8 =-1.89715

P12 =-0.295337

V12 =0.239602

M12 =0.928015

Element-12

P12 =-0.295337

V12 =0.239602

M12 =-0.928015

P13 =-0.295337

V13 =0.239602

M13 =-0.525682

Element-13

P13 =-0.352638

V13 =0.142406

M13 =0.525682

P14 =-0.352638

V14 =0.142406

M14 =-1.38968

Element-14

P14 =-0.352638

V14 =0.142406

M14 =1.38968

P15 =-0.352638

V15 =0.142406

M15 =-1.96567

Element-15

P15 =-0.193141

V15 =-0.327612

M15 =1.96567

P16 =-0.193141

V16 =-0.327612

M16 =-1.31045

Element-16

P16 =-0.193141

V16 =-0.327612

M16 =1.31045

P17 =-0.193141

V17 =-0.327612

M17 =-0.655224

Element-17

P17 =-0.193141

$$V17 = -0.327612$$

$$M17 = 0.655224$$

$$P18 = -0.193141$$

$$V18 = -0.327612$$

$$M18 = 3.55271E-015$$

support reactions:

$$RX1 = -0.304567$$

$$RY1 = -0.176459$$

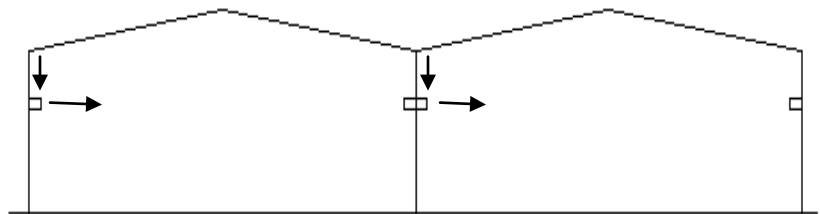
$$RX11 = -1.21582$$

$$RY11 = 28.8233$$

$$RX18 = -0.327612$$

$$RY18 = 0.193141$$

حالت دوم بارگذاری جرثقیل :



Element-1

P1 =-14.2499

V1 =-0.659739

M1 =0

P2 =-14.2499

V2 =-0.659739

M2 =1.31948

Element-2

P2 =-14.2499

V2 =-0.659739

M2 =-1.31948

P3 =-14.2499

V3 =-0.659739

M3 =2.63895

Element-3

P3 =0.170147

V3 =0.264261

M3 =-2.63895

P4 =0.170147

نتایج بار گذاری :

V4 =0.264261

M4 =2.11043

Element-4

P4 =-0.236098

V4 =0.207465

M4 =-2.11043

P5 =-0.236098

V5 =0.207465

M5 =1.27129

Element-5

P5 =-0.236098

V5 =0.207465

M5 =-1.27129

P6 =-0.236098

V6 =0.207465

M6 =0.0125741

Element-6

P6 =-0.286577

V6	=0.129063	Element-9	
M6	=-0.0125741	P9	=-14.3907
		V9	=-0.865691
P7	=-0.286577	M9	=3.46276
V7	=0.129063		
M7	=-0.77047	P10	=-14.3907
		V10	=-0.865691
Element-7		M10	=-1.73138
P7	=-0.286577		
V7	=0.129063	Element-10	
M7	=0.77047	P10	=-14.3907
		V10	=-0.865691
P8	=-0.286577	M10	=1.73138
V8	=0.129063		
M8	=-1.2925	P11	=-14.3907
		V11	=-0.865691
Element-8		M11	=-7.10543E-015
P8	=0.0293069		
V8	=0.0583093	Element-11	
M8	=3.34614	P8	=-0.289415
		V8	=0.245097
P9	=0.0293069	M8	=-2.05364
V9	=0.0583093		
M9	=-3.46276	P12	=-0.289415
		V12	=0.245097

M12 =1.06229

P15 =-0.348589

V15 =0.149396

Element-12

M15 =-1.93542

P12 =-0.289415

V12 =0.245097

Element-15

M12 =-1.06229

P15 =-0.199453

V15 =-0.322571

P13 =-0.289415

M15 =1.93542

V13 =0.245097

M13 =-0.424746

P16 =-0.199453

V16 =-0.322571

Element-13

M16 =-1.29028

P13 =-0.348589

V13 =0.149396

Element-16

M13 =0.424746

P16 =-0.199453

V16 =-0.322571

P14 =-0.348589

M16 =1.29028

V14 =0.149396

M14 =-1.33115

P17 =-0.199453

V17 =-0.322571

Element-14

M17 =-0.645141

P14 =-0.348589

V14 =0.149396

Element-17

M14 =1.33115

P17 =-0.199453

V17 =-0.322571

$$M17 = 0.645141$$

$$P18 = -0.199453$$

$$V18 = -0.322571$$

$$M18 = 0$$

support reactions:

$$RX1 = -0.659739$$

$$RY1 = 14.2499$$

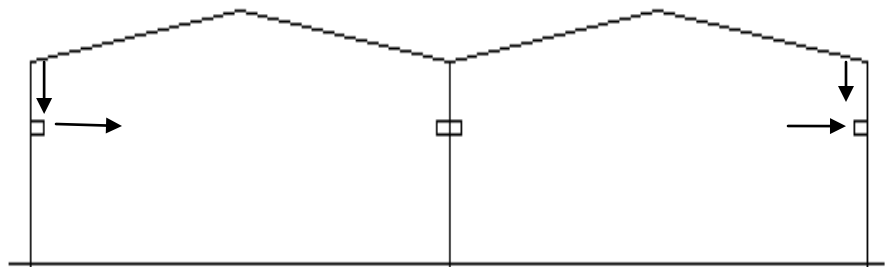
$$RX11 = -0.865691$$

$$RY11 = 14.3907$$

$$RX18 = -0.322571$$

$$RY18 = 0.199453$$

حالت سوم بارگذاری :



Element-1

P1 = -14.2311
V1 = -0.671818
M1 = 0

P2 = -14.2311
V2 = -0.671818
M2 = 1.34364

Element-2

P2 = -14.2311
V2 = -0.671818
M2 = -1.34364

P3 = -14.2311
V3 = -0.671818
M3 = 2.68727

Element-3

P3 = 0.188852
V3 = 0.252182
M3 = -2.68727

P4 = 0.188852
V4 = 0.252182

نتایج بارگذاری :

M4 = 2.18291

Element-4

P4 = -0.221378
V4 = 0.224172
M4 = -2.18291

P5 = -0.221378

V5 = 0.224172
M5 = 1.27619

Element-5

P5 = -0.221378
V5 = 0.224172
M5 = -1.27619

P6 = -0.221378

V6 = 0.224172
M6 = -0.0838884

Element-6

P6 = -0.277406
V6 = 0.149354
M6 = 0.0838884

		V9	=-0.51556
P7	=-0.277406	M9	=2.06224
V7	=0.149354		
M7	=-0.990038	P10	=-0.00810456
		V10	=-0.51556
Element-7		M10	=-1.03112
P7	=-0.277406		
V7	=0.149354	Element-10	
M7	=0.990038	P10	=-0.00810456
		V10	=-0.51556
P8	=-0.277406	M10	=1.03112
V8	=0.149354		
M8	=-1.59414	P11	=-0.00810456
		V11	=-0.51556
Element-8		M11	=0
P8	=-0.00810456		
V8	=-0.51556	Element-11	
M8	=3.09336	P8	=0.287276
		V8	=0.139678
P9	=-0.00810456	M8	=-1.49922
V9	=-0.51556		
M9	=-2.06224	P12	=0.287276
		V12	=0.139678
Element-9		M12	=0.93426
P9	=-0.00810456		

Element-12	M15	=-2.11573	
P12	=0.287276		
V12	=0.139678	Element-15	
M12	=-0.93426	P15	=-0.180748
		V15	=0.263378
P13	=0.287276	M15	=2.11573
V13	=0.139678		
M13	=0.0868136	P16	=-0.180748
		V16	=0.263378
Element-13	M16	=-2.64249	
P13	=0.233652		
V13	=0.217818	Element-16	
M13	=-0.0868136	P16	=-14.6007
		V16	=-0.660622
P14	=0.233652	M16	=2.64249
V14	=0.217818		
M14	=-1.23471	P17	=-14.6007
		V17	=-0.660622
Element-14	M17	=-1.32124	
P14	=0.233652		
V14	=0.217818	Element-17	
M14	=1.23471	P17	=-14.6007
		V17	=-0.660622
P15	=0.233652	M17	=1.32124
V15	=0.217818		

P18 =-14.6007

V18 =-0.660622

M18 =-3.55271E-015

support reactions:

RX1 =-0.671818

RY1 =14.2311

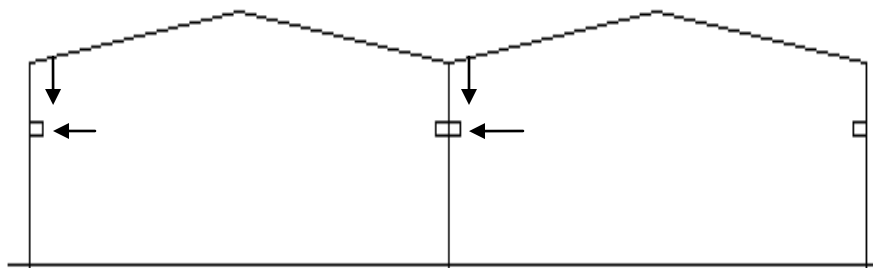
RX11 =-0.51556

RY11 =0.00810456

RX18 =-0.660622

RY18 =14.6007

حالت چهارم بارگذاری :



Element-1	M4	=3.41972
P1		=-14.128
V1	Element-4	
M1	P4	=-0.242528
	V4	=0.331684
P2	M4	=-3.41972
V2		=1.21305
M2	P5	=-0.242528
	V5	=0.331684
Element-2	M5	=2.07814
P2		=-14.128
V2	Element-5	
M2	P5	=-0.242528
	V5	=0.331684
P3	M5	=-2.07814
V3		=1.21305
M3	P6	=-0.242528
	V6	=0.331684
Element-3	M6	=0.0657731
P3		=0.292038
V3	Element-6	
M3	P6	=-0.32917
	V6	=0.245929
P4	M6	=-0.0657731
V4		=0.289047

P7 =-0.32917

M9 =-3.87654

V7 =0.245929

M7 =-1.42631

P10 =-14.4887

V10 =0.969135

Element-7

M10 =1.93827

P7 =-0.32917

V7 =0.245929

M7 =1.42631

Element-10

P10 =-14.4887

V10 =0.969135

P8 =-0.32917

M10 =-1.93827

V8 =0.245929

M8 =-2.42103

P11 =-14.4887

V11 =0.969135

Element-8

M11 =3.55271E-015

P8 =-0.0686752

V8 =0.0451347

M8 =4.88319

Element-11

P8 =-0.297351

V8 =0.270464

P9 =-0.0686752

M8 =-2.46216

V9 =0.0451347

M9 =-4.97346

P12 =-0.297351

V12 =0.270464

Element-9

M12 =1.3682

P9 =-14.4887

V9 =0.969135

Element-12

P12 =-0.297351

V12 =0.270464

M12 =-1.3682

P13 =-0.297351

V13 =0.270464

M13 =-0.272737

Element-13

P13 =-0.363618

V13 =0.171319

M13 =0.272737

P14 =-0.363618

V14 =0.171319

M14 =-1.31215

Element-14

P14 =-0.363618

V14 =0.171319

M14 =1.31215

P15 =-0.363618

V15 =0.171319

M15 =-2.00509

Element-15

P15 =-0.223362

V15 =-0.334181

M15 =2.00509

P16 =-0.223362

V16 =-0.334181

M16 =-1.33673

Element-16

P16 =-0.223362

V16 =-0.334181

M16 =1.33673

P17 =-0.223362

V17 =-0.334181

M17 =-0.668363

Element-17

P17 =-0.223362

V17 =-0.334181

M17 =0.668363

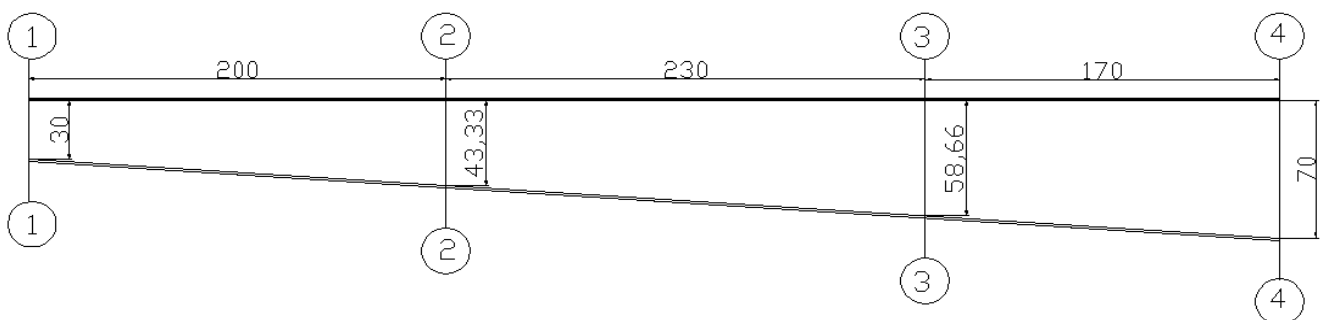
P18 =-0.223362

$$V_{18} = -0.334181$$

$$M_{18} = 1.77636E-015$$

حالات متعدد بارگذاری دیگر از جرثقیل وجود دارد که برای جلوگیری از اطاله کلام از ذکر جزئیات آنها اجتناب می شود. حالتی از بارگذاری که فقط یک دهانه بارگذاری می شود نیز باید بررسی شوند. نتایج حاصل از این نوع بارگذاری بحرانی تر است. می توانید خودتان امتحان کنید.

نیروهای طراحی ستون های کناری :



نمایش مقاطع ستون های کناری سوله در نقاط مختلف

در مقطع 4-4

$$P = 12 \text{ ton}$$

این مقطع در محل اتصال به تیر قرار دارد.

$$V = 6.2 \text{ ton}$$

$$M = 41 \text{ ton-m}$$

در مقطع 3-3

این مقطع در محل اتصال کربل جرثقیل قرار دارد.

$$P=28 \text{ ton}$$

$$V=7.2 \text{ ton}$$

$$M=31.5 \text{ ton - m}$$

در تعیین این نیروها ترکیب بار اول یعنی مجموع اثرات ناشی از بار مرده ، بار برف و جرثقیل غالب شده است.

نیروهای طراحی ستون میانی : برای طراحی ستون میانی سه ترکیب بار در نظر گرفته می شود .

1- بار مرده + بار برف + بار جرثقیل (حالت اول)

$$P = 55 \text{ ton}$$

$$M= 5 \text{ ton - m}$$

2- (بار مرده + بار برف + نصف بار باد + بار جرثقیل) 0.75 (این حالت بار گذاری جرثقیل در اینجا ذکر نشده است)

$$P = 30 \text{ ton}$$

$$M = 9 \text{ ton - m}$$

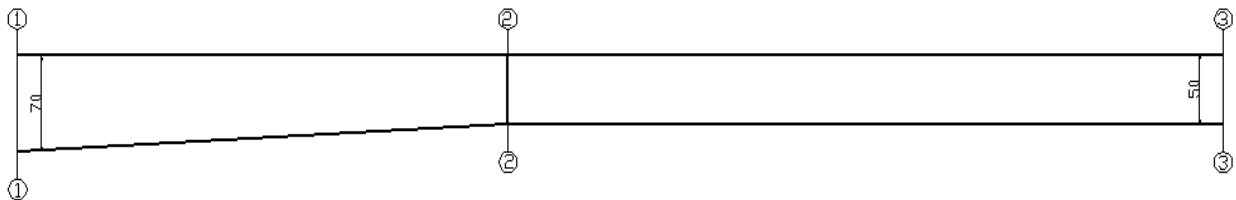
3- (بار مرده + نصف بار برف + بار باد + بار جرثقیل) 0.75 (این حالت بار گذاری جرثقیل در اینجا ذکر نشده است)

$$P = 23 \text{ ton}$$

$$M = 11.5 \text{ ton - m}$$

نیروی برشی برای ستون میانی ناچیز است و از ذکر آن خودداری می شود .

نیروهای طراحی تیر :



نمایش مشخصات هندسی تیر شیبدار قاب

حداکثر لنگرهای خمشی برای طراحی تیر شیبدار در محل مقطع تیر در بر ستون میانی ایجاد می شود.

نیروهای طراحی در مقطع 1-1

$$P = 8 \text{ ton}$$

$$V = 12 \text{ ton}$$

$$M = 49 \text{ ton - m}$$

نیروهای طراحی در مقطع 2-2

$$P = 7 \text{ ton}$$

$$V = 7.5 \text{ ton}$$

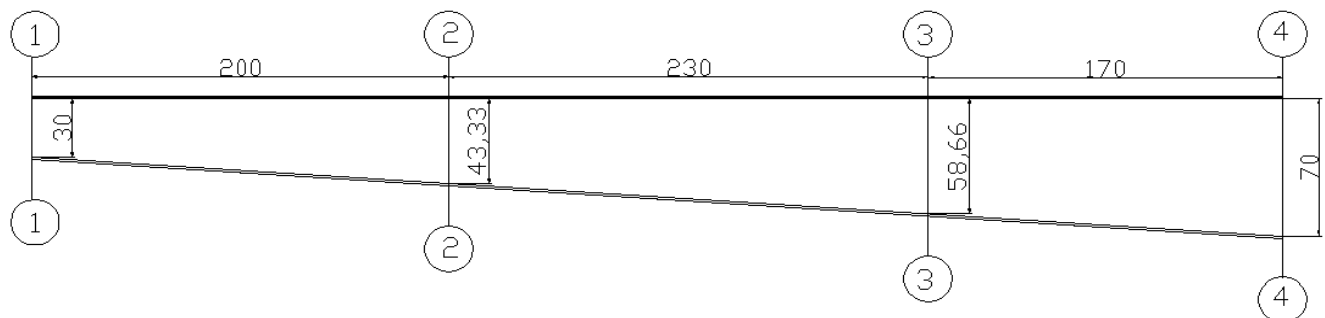
$$M = 9 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

این نیروها نیز از ترکیب نیروهای حاصل از بارهای مرده، برف و جرثقیل ایجاد می شوند.

حال پس از مشخص شدن نیروهای طرح می توانیم مقاطع فرض شده را کنترل کنیم. اگر مقاطع مناسب بودند آنها را به عنوان مقاطع نهایی بپذیریم.

کنترل ستون های کناری

با توجه به نتایج بخش های پیشین نیروهای کنترل ستون های کناری را به صورت زیر در نظر می گیریم،



نمایش مقاطع ستون های کناری سوله در نقاط مختلف

$$P = 28 \text{ ton}$$

$$M_{3-3} = 31.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-4} = 41 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{3-3} = 7.2 \text{ ton}$$

با توجه به مقاطعی که برای ستون‌های شیبدار کناری در نظر گرفته شده است، خصوصیات هندسی مقطع کوچکتر (h_o) چنین است:

$$A_o = 2 \times 30 \times 1.2 + 30 \times 1 = 102 \text{ cm}^2$$

$$I_{ox} = (30 \times 32.4^3 - 29 \times 30^3) / 12 = 19780 \text{ cm}^4, \quad r_{ox} = 13.92 \text{ cm}$$

$$I_{oy} = 2 \times 1.2 \times 30^3 / 12 + 30 \times 1 / 12 \approx 5400 \text{ cm}^2, \quad r_{oy} = 7.28 \text{ cm}$$

$$A_{T_o} = 30 \times 1.2 + (30 \times 1) / 6 = 41 \text{ cm}^2, \quad I_{T_o} = 1.2 \times 30^3 / 12 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$r_{T_o} = 8.12 \text{ cm}$$

A_{T_o} = سطح مقطع بال فشاری و $1/3$ جان فشاری،

I_{T_o} = سطح مقطع بال فشاری و $1/3$ جان فشاری،

r_{T_o} = سطح مقطع بال فشاری و $1/3$ جان فشاری،

خصوصیات هندسی ستون کناری در مقطع بزرگتر ($h_L = 70 \text{ cm}$) به شرح زیر است.

$$I_{LX} = 1/12 (30 \times 72.4^3 - 29 \times 70^3) = 119842 \text{ cm}^4$$

$$S_{LX} = 119842 / 36.2 = 3310 \text{ cm}^4$$

در این بخش ضوابط آیین نامه AISC برای طراحی تیر ستون‌هایی با مقطع I و با ابعاد بال یکنواخت و ارتفاع جان متغیر مورد بررسی قرار می‌گیرد. در پیوست 3 ضوابط این آیین نامه تشریح شده است. شایان ذکر است که مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران در بردارنده ضوابط طراحی برای اعضای دارای مقطع متغیر نمی‌باشد.

کنترل شیب مقطع ، از سری محدودیت های آیین نامه AISC

$$\gamma = (d_L - d_o)/d_o = (72.4 - 32.4)/32.4 = 1.23$$

$$\gamma = 1.23 < \text{Min}(0.268 L/d_o , 6) = \text{Min}(0.268 \times 600/32.4 , 6) = 4.96$$

مناسب است .

محاسبه تنش مجاز فشاری F_{ay}

با درونبایی بین نمودارهای شماره 19-3 و 20-3 از جلد دوم کتاب طراحی سازه های فولادی دکتر میرقادری و

دکتر ازهری صفحات 245 و 246 چاپ 1387 و با توجه به اینکه ممان اینرسی متوسط تیر قاب 4 برابر ممان

اینرسی ستون در مقطع کوچکتر است می توان نوشت ،

$$G_B = \infty$$

$$G_T = b_T I_o / (L I_T) = (10^2 + 1.5^2)^{0.5} / 6 \times 4 = .42$$

$$K_Y = 1.36$$

از آنجا که در فاصله 4.3 متری از تکیه گاه ستون مهار جانبی تعبیه شده است در این صورت ضریب لاغری موثر

برابر خواهد بود با ،

$$S = \text{Max}(1.36 \times 600/13.92 , 1 \times 430/7.28) = \text{Max}(58.62 , 59) = 59$$

تنش مجاز فشاری نظیر لاغری 59 برابر با 1175 kg/cm^2 می باشد. بنابراین،

$$F_{ay} = 1175 \text{ kg/cm}^2$$

محاسبه تنش مجاز خمشی F_{by}

بزرگترین طول مهار نشده ستون $L_b = 430 \text{ cm}$ است و ضرایب h_s و h_w برابرند با ،

$$h_s = 1 + 0.023\gamma(L_b d_o / A_f)^{0.5} = 1.56$$

$$h_w = 1 + 0.00385 \gamma (L_b/r_{To})^{0.5} = 1.034$$

بر طبق آیین نامه مزبور می‌بایست در ابتدا دو تنش F_{wy} و F_{sy} از روابط زیر بدست آیند ،

$$F_{sy} = 84 \times 10^4 / (h_s L_b d_o / A_f) = 84 \times 10^4 \times 30 \times 1.2 / (1.56 \times 430 \times 32.4) = 1391 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{wy} = 12 \times 10^6 / (h_w L_b / r_{To})^2 = 12 \times 10^6 / (1.034 \times 430 / 8.12)^2 = 4002 \text{ kg/cm}^2$$

چون انتهای تیر ستون مفصلی است در این صورت ضریب B بر اساس آیین نامه AISC بر طبق رابطه زیر بدست می‌آید ،

$$B = 1.75 / (1 + 0.25(1.23)^{0.5}) = 1.37$$

ضریب B اثر تغییرات لنگر خمشی در طول عضو دارای مقطع متغیر را لحاظ می‌کند .

$$F_{by} = 2/3 [1 - F_y / (6 \times B \times (F_{sy}^2 + F_{wy}^2)^{0.5})] F_y = 1490 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 1490 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 F_y \quad \Longrightarrow$$

$$F_{by} = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل اندرکنش تنش‌های فشاری و خمشی

تنش موجود فشاری در انتهای کوچکتر برابر است با ،

$$f_{ao} = P/A_o = 28000/102 = 274.5 \text{ kg/cm}^2$$

چون $f_{ao}/F_{ay} = 0.23 > 0.15$ لازم است که هر دو معیار مقاومت و پایداری کنترل شود ،

محاسبه تنش موجود خمشی در مقطع بزرگتر ،

$$f_{bL} = M_{max} / S_{Lx} = 41 \times 10^5 / 3310 = 1239 \text{ kg/cm}^2$$

محاسبه تنش F'_{ey} :

$$F'_{ey} = 12\pi^2 E / 23 (K_y L_b / r_{bo})^2 = 3087 \text{ kg/cm}^2$$

چون تنش موجود خمشی در انتهای کوچکتر طول مهار نشده صفر است، ضریب C'_m از رابطه زیر تعیین می شود،

$$C'_m = 1 - 0.9(f_{ao}/F'_{ey}) + 0.6(f_{ao}/F'_{ey})^2 = 1 - 0.9 \times 274.5/3087 + 0.6 \times (274.5/3087)^2 = 0.92$$

ضریب C'_m ضریب لنگر معادل یکنواخت برای عضو دارای مقطع متغیر است و اثر تغییرات لنگر خمشی را منظور می کند.

کنترل معیار مقاومت به صورت زیر است،

$$f_{ao}/0.6F_y + f_{bL}/F_{by} = 274.5/1440 + 1239/1440 = 1.05 > 1$$

با پذیرش اندکی ضعف مناسب است.

کنترل معیار پایداری نیز به صورت زیر است،

$$f_{ao}/F_{ay} + C'_m \times (f_{bL}/F_{by}) / (1 - f_{ao}/F'_{ey}) \leq 1$$

$$274.5/1175 + 0.92 \times (1239/1440) / (1 - 274.5/3087) = 1.03 > 1$$

با پذیرش اندکی ضعف این رابطه نیز کنترل می شود.

بنابراین می توان گفت که مقطع در نظر گرفته شده در فرض اولیه مناسب است.

کنترل ستون میانی

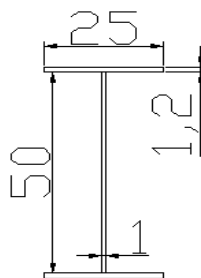
از آنجا که مقدار لنگر خمشی در ستون های میانی خیلی زیاد نیست از این رو ستون های میانی را با مقطع ثابت در

نظر گرفتیم.

نیروهای داخلی ستون میانی حاصل از تحلیل اولیه قاب برای سه ترکیب بار گذاری ذکر شده به صورت

زیر است.

حالت سوم:	حالت دوم:	حالت اول:
P = 23ton , M=11.5ton.m	P = 30 ton , M = 9 ton .m	P = 50 ton , M = 5 ton .m



مشخصات هندسی مقطع ستون میانی قاب

برای محاسبه خصوصیات هندسی مقطع ستون میانی می توان نوشت ،

$$A = 2 \times 25 \times 1.2 + 50 \times 1 = 110 \text{ cm}^2$$

$$I_x = (25 \times 52.4^3 - 24 \times 50^3) / 12 = 49754 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 49754 / 26.2 = 1899 \text{ cm}^3 , r_x = 21.3 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times 1.2 \times 25^3 / 12 + 50 / 12 = 3129 \text{ cm}^4 , r_y = 5.33 \text{ cm}$$

$$A_T = 1.2 \times 25 + 50 \times 1 / 6 = 68.3 \text{ cm}^3 , I_T = \frac{1}{2} \times I_y = 1565 \text{ cm}^4 , r_T = 4.78$$

A_T = سطح مقطع بال فشاری و $1/3$ جان فشاری ،

$$I_T = \text{سطح مقطع بال فشاری و } 1/3 \text{ جان فشاری ،}$$

$$I_T = \text{سطح مقطع بال فشاری و } 1/3 \text{ جان فشاری ،}$$

همانطور که قبلا نیز ذکر شد در محل تیر جرثقیل و در ارتفاع 4.3 متری و در جهت طولی سالن ، ستون‌های میانی

دارای مهار هستند. بنابراین طول موثر کمانش حول محور ضعیف ستون‌های میانی L_e برابر 430 سانتی متر خواهد

بود. برای محاسبه طول موثر برای کمانش حول محور قوی از آنجا که ممان اینرسی متوسط تیرهای قاب در محل

اتصال گره میانی تقریباً 1.6 برابر ممان اینرسی ستون میانی است می‌توان نوشت ،

$$G_B = 10 , G_T = I/6 / (2I \times 1.6 / 10.1) = 0.526$$

ضریب طول موثر برای ستون با مقطع ثابت و حرکت جانبی آزاد از روابط موجود در کتابهای طراحی سازه‌های فولادی برابر خواهد بود ،

$$K_x = (1.6G_B G_T + 4(G_T + G_B) + 7.5)^{1/2} / (G_B + G_T + 7.5)^{1/2} = 1.79$$

برای تعیین لاغری موثر خواهیم داشت ،

$$S = \text{Max}(1.79 \times 600 / 21.3 , 430 / 5.33) = \text{Max}(50.42 , 80.7) = 80.7$$

تنش مجاز نظیر لاغری 80.7 برابر $F_a = 1028 \text{ kg/cm}^2$ است .

کنترل ستون میانی برای حالت بارگذاری اول

تعیین تنش فشاری موجود f_a ،

$$f_a = P/A = 55000/110 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

چون $f_a/F_a = 0.486 > 0.15$ ، هر دو معیار مقاومت و پایداری کنترل می‌شود .

تعیین تنش موجود خمشی f_{bx} ،

$$f_{bx} = M/S_x = 5 \times 10^5 / 1899 = 263 \text{ kg/cm}^2$$

تعیین تنش مجاز خمشی F_{bx} ،

انتهای تیر ستون مفصلی است بنابراین $C_b = 1.75$ و خواهیم داشت .

$$F_{b2} = 84 \times 10^4 C_b / (L d/A_f) = (84 \times 10^4 \times 1.75 \times 25 \times 1.2) / (430 \times 52.4) = 1957 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{b2} > 0.6 F_y \quad \longrightarrow$$

$$F_{bx} = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

تعیین تنش اوایلر F'_{ex} ،

$$F'_{ex} = 12/23 \times (\pi^2 \times E) / (KL/r)_x^2 = 12/23 \times (\pi^2 \times 2.03 \times 10^6) / (1.79 \times 600 / 21.3)_x^2 = 3986 \text{ kg/cm}^2$$

حرکت جانبی ستون آزاد است بنابراین $C_{mx} = 0.85$ و کنترل معیار مقاومت به صورت زیر است ،

$$f_a / 0.6 F_y + f_{bx} / F_{bx} = 500 / 1440 + 263 / 1440 = 0.53 < 1$$

خوب است .

$$f_a / F_a + C_{mx} f_{bx} / F_{bx} (1 - f_a / F'_{ex}) = 500 / 1028 + 0.85 \times 263 / 1440 (1 - 500 / 3986) = 0.66 < 1$$

خوب است.

کنترل برای حالت بارگذاری دوم

تعیین تنش موجود فشاری

$$f_a = P/A = 30000 / 110 = 272.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a / F_a = 272.7 / 1028 = 0.27 > 0.15$$

بنابراین هر دو معیار مقاومت و پایداری باید کنترل شود .

محاسبه تنش موجود خمشی f_{bx} ،

$$f_{bx} = M/S_x = 9 \times 10^5 / 1899 = 474 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل معیار مقاومت ،

$$f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} = 272.2 / 1440 + 474 / 1440 = 0.52 < 1$$

مناسب است .

کنترل معیار پایداری

$$f_a / F_a + C_{mx} f_{bx} / F_{bx} (1 - f_a / F_{ex}) = 272.2 / 1028 + 0.85 \times 474 / 1440 \times (1 - 272.2 / 3986) = 0.57 < 1$$

مناسب است .

کنترل برای حالت سوم بارگذاری

تعیین تنش موجود فشاری ،

$$f_a = 23000 / 110 = 209 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a / F_a = 209 / 1028 = 0.2$$

، $f_a / F_a > 0.15$ ، کنترل هر دو معیار مقاومت و پایداری لازم است .

تعیین تنش موجود خمشی ،

$$f_{bx} = M/S_x = 11.5 \times 10^5 / 1899 = 605.58 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل معیار مقاومت ،

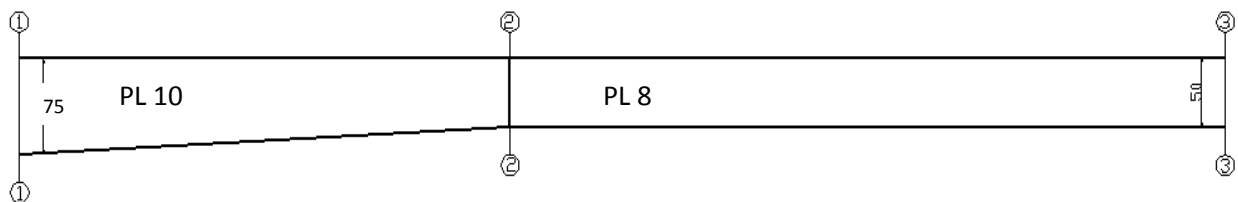
$$f_a / 0.6F_y + f_{bx} / F_{bx} = 209 / 1440 + 605.58 / 1440 = 0.56 < 1$$

مناسب است .

کنترل معیار پایداری ،

$$f_a/F_a + C_{mx}f_{bx}/F_{bx}(1 - f_a/F'_{ex}) = 209/1028 + 0.85 \times 605.58/1440 \times (1 - 209/3986) = 0.58 < 1$$

کنترل تیر شیبدار



نمایش مشخصات هندسی تیر شیبدار قاب

ذکر این نکته لازم است که تیرهای شیبدار قاب نیز شبیه تیر ستون طراحی می شوند .

نیروهای طراحی در مقطع 1-1

$$P = 8 \text{ ton}$$

$$V = 12 \text{ ton}$$

$$M = 49 \text{ ton - m}$$

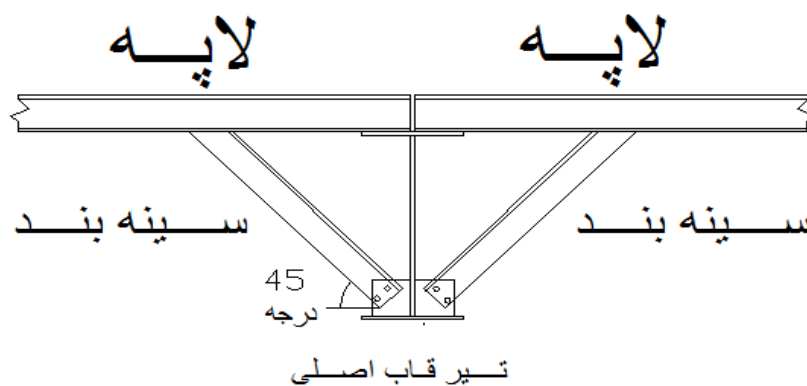
نیروهای طراحی در مقطع 2-2

$$P = 7 \text{ ton}$$

$$V = 7.5 \text{ ton} , M = 9 \text{ ton - m}$$

تعیین فواصل سینه بندها :

- برای جلوگیری از کمانش جانبی و پیچشی تیرهای قاب اصلی بایستی به نحو مناسبی بال فشاری آنها را در فواصل لازم و در امتداد جانبی عمود بر صفحه قاب نگهداری شود. در مواردی که تیرهای قاب با مقطع متغیر دارای ممان اینرسی کم حول محور ضعیف خود هستند تعبیه مهارهای جانبی که در قاب‌های صنعتی به سینه بند موسوم می باشند، ضروری خواهد بود. این مهارهای جانبی که معمولاً از مقاطع نبشی ساخته می شوند ، بال فشاری در نواحی لنگر منفی (بال پایینی) تیر قاب اصلی را به لایه‌ها متصل می کنند. زاویه سینه بندها با افق معمولاً 45 درجه در نظر گرفته می شود. سینه بندها معمولاً برای نیروی فشاری معادل 2 درصد نیروی بال فشاری تیر قاب اصلی طراحی می شود. طراحی سینه بندها بعد از طرح نهایی اعضای قاب‌های عرضی صورت می گیرد.



فاصله سینه بندها را طوری تعیین می کنیم که طول مهارنشده برای کمانش جانبی پیچشی تیر ، تنش مجاز خمشی

$$F_b = 0.6 F_y \text{ را نتیجه دهد.}$$

$$F_b = 840000 C_b / (L_b d / A_f)$$

$$1440 \leq 840000 \times 1 / (L_b \times 64.5 / 25 \times 1) \longrightarrow L_b \leq 225 \text{ cm}$$

در رابطه فوق به جای d عمق متوسط تیر استفاده شده است.

چون معمولا فاصله لایه‌ها از یکدیگر را 1 متر در نظر می‌گیرند، فواصل سینه بندها را از یکدیگر مضربی از فاصله

لایه‌ها یعنی 200 سانتی متر در نظر می‌گیریم.

خصوصیات هندسی تیر در مقطع 1 به شرح زیر است.

$$A_L = 2 \times 25 \times 1.2 + 75 \times 1 = 135 \text{ cm}^2$$

$$I_{Lx} = 1/12 (25 \times 77.4^3 - 24 \times 75^3) = 122260 \text{ cm}^4$$

$$S_{Lx} = 122260 / 38.7 = 3159 \text{ cm}^3$$

خصوصیات هندسی در مقطع 2 به شرح زیر است.

$$A_o = 2 \times 25 \times 0.8 + 50 \times 0.8 = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{ox} = 1/12 (25 \times 51.6^3 - 24.2 \times 50^3) = 34142 \text{ cm}^4$$

$$S_{ox} = 34142 / 35.6 = 1323 \text{ cm}^3$$

$$I_{oy} = 2/12 \times 0.8 \times 25^3 = 2083 \text{ cm}^4$$

$$r_{ox} = (34142/80)^{0.5} = 20.7 \text{ cm}, \quad r_{oy} = (2083/80)^{0.5} = 5.1 \text{ cm}$$

$$I_{To} = 0.5 I_{oy} = 1041.5 \text{ cm}^4, \quad A_{To} = 25 \times 0.8 + (50 \times 0.8) / 6 = 26.6 \text{ cm}^2$$

$$r_{To} = (1041.5 / 26.6)^{0.5} = 61.7 \text{ cm}$$

کنترل شیب مقطع در فاصله مقاطع 1 و 2 از رابطه AISC

$$\gamma = (d_L - d_o) / d_o = 0.5 < \text{Min}(6, 0.268 \times L / d_o) = \text{Min}(6, 0.268 \times 400 / 51.6) = 2.08$$

مناسب است .

نیروی محوری موجود 8 تنی تنش قابل ملاحظه‌ای در تیر ایجاد نمی‌کند از این رو می‌توان در محاسبه طول موثر

برای محاسبه تنش مجاز فشاری در طول تیر مقطع را یکنواخت فرض کرد .

در وسط تیرهای شیبدار تکیه گاه طولی تعبیه می‌گردد تا طول موثر کماتش حول محور ضعیف تقریباً 5 متر شود.

و در نتیجه برای محاسبه ضریب لاغری موثر خواهیم داشت ،

$$S = \text{Max}[(KL/r)_x , (KL/r)_y] = \text{Max}[1000/20.7 , 500/5.1] = 98$$

تنش مجاز فشاری معادل ضریب لاغری 98 برابر $F_{ay} = 896 \text{ kg/cm}^2$ است .

محاسبه تنش مجاز خمشی F_{by}

با توجه به تعبیه سینه بندها در فواصل 2 متری طول مهار نشده L_b برابر 200 سانتی متر خواهد بود .

$$h_s = 1 + 0.023\gamma(L_b d_o / A_f)^{0.5} = 1 + 0.023 \times 0.5(200 \times 51.6 / 25 \times 0.8)^{0.5} = 1.26$$

$$h_w = 1 + 0.00385\gamma(L_b / r_{To})^{0.5} = 1 + 0.00385 \times 0.5(200 / 6.17)^{0.5} = 1.01$$

F_{wy} ، F_{sy} برابر خواهند شد با ،

$$F_{sy} = 84 \times 10^4 / (h_s L_b d_o / A_f) = 1292 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{wy} = 12 \times 10^6 / (h_w L_b / r_{To})^2 = 11196 \text{ kg/cm}^2$$

ضریب B در جهت اطمینان برابر با 1 در نظر می‌گیریم . بنابراین ،

$$F_{by} = 2/3 [1 - F_y / (6 \times B \times (F_{sy}^2 + F_{wy}^2)^{0.5})] F_y = 1543 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 1543 > 0.6F_y \rightarrow F_{by} = 0.6F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل اندر کنش تنش های خمشی و فشاری

محاسبه تنش موجود فشاری f_{ao} در مقطع کوچکتر ،

$$f_{ao} = P/A = 7000/80 = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

محاسبه تنش موجود خمشی f_{bL} در مقطع بزرگتر ،

$$f_{bL} = M_{max}/S_{Lx} = 49 \times 10^5 / 3159 = 1551 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ao} / F_{ay} = 87.5/896 = 0.098 < 0.15$$

بنابراین تنها معیار مقاومت را کنترل می کنیم.

$$f_{ao}/F_{ay} + f_{bL}/F_{by} = 87.5/896 + 1551/1440 = 1.17 > 1$$

بنابراین مقطع فرض شده ضعیف است و در سعی و تحلیل بعدی می بایست قسمت شیبدار تیرها را قوی تر در نظر

گرفت . مثلاً ارتفاع جان مقطع 1 آن را 85 سانتی متر در نظر گرفت .

نتیجه گیری برای این قسمت ،

همانطور که ملاحظه کردیم مقاطع در نظر گرفته شده برای ستون های کناری و ستون میانی مناسب بودند ولی مقاطع

در نظر گرفته شده برای قسمت شیبدار تیرهای قاب اندکی ضعیف بود. بنابراین می بایست در بارگذاری و تحلیل دوم

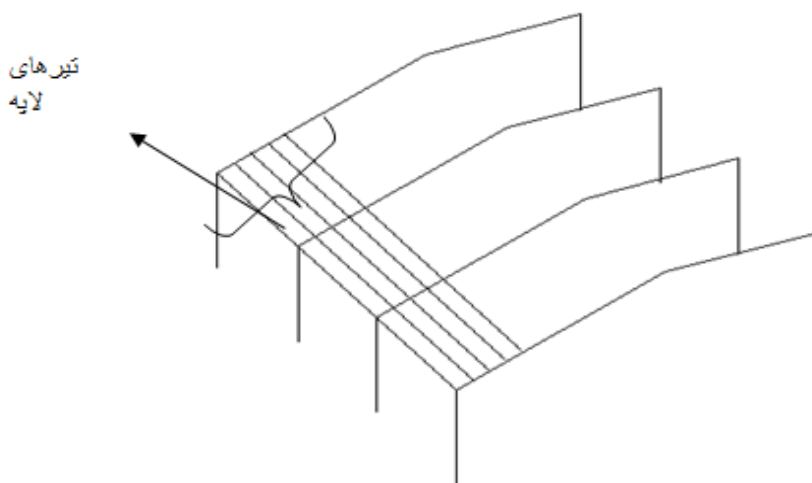
فقط مقطع تیرهای شیبدار را اندکی قویتر لحاظ کنیم . این تغییر باعث ایجاد نیروهای دیگری در مقاطع خواهد شد

. بنابراین لازم است کلیه اعضای قاب برای بار دوم نیز کنترل شوند .

ابعاد مقاطع قاب های عرضی تاثیری در طراحی اعضای دیگر قاب نخواهد داشت . بنابراین روش طراحی اعضای

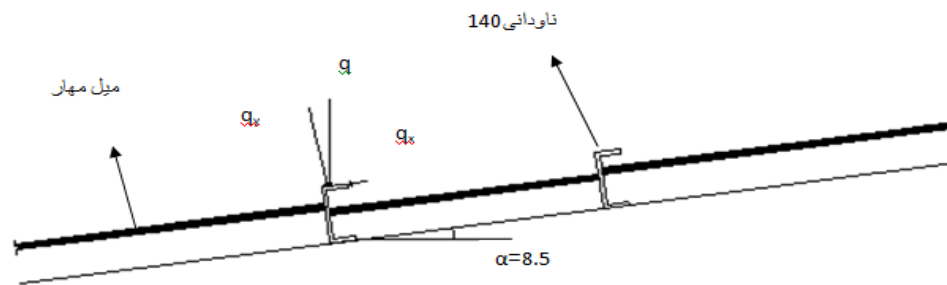
دیگر قاب که طرح نهایی نیز هستند در ادامه توضیح داده خواهد شد .

بارگذاری و تحلیل لایه‌ها



بارهای وارده بر سقف ساختمان‌های صنعتی توسط لایه‌ها (پرلین‌ها) تحمل و به قاب اصلی شیب دار منتقل می‌شوند. لایه‌ها به صورت تیرهایی با دهانه‌های ساده با طولی معادل فاصله قابها در طول سالن و یا به صورت تیرهای پیوسته طراحی و اجرا می‌شوند. مقطع لایه‌ها معمولاً به صورت Z شکل، ناودانی شکل و یا به صورت نیمرخ‌های IPE یا INP می‌باشند. با توجه به شیب‌دار بودن سقف، لایه‌ها معمولاً تحت اثر خمش دو محوره قرار دارند و برای جلوگیری از پیچش در آنها بایستی سعی شود که محل اعمال بار و مرکز برش مقطع لایه حتی الامکان به یکدیگر نزدیک باشند.

برای پوشش سقف از لایه‌های به فاصله 1 متر و با مقطع ناودانی استفاده می‌کنیم. لایه‌ها با توجه به شیب سقف تحت تاثیر بارهای گسترده q_x و q_y در جهت محورهای مقطع قرار دارند.



خصوصیات هندسی مقطع ناودانی 140 به شرح زیر است

$$I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 14.8 \text{ cm}^3$$

بار q شامل بار برف و پوشش سقف برابر است با ،

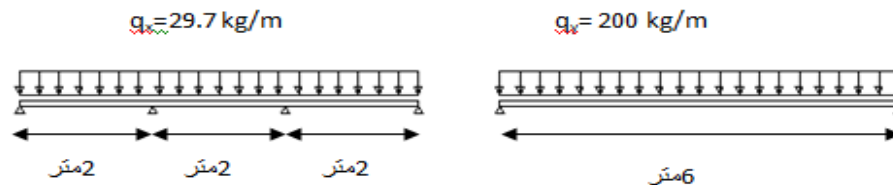
$$q = (150 + 50) \times (1 \text{ متر}) = 200 \text{ kg/m}$$

شدت بارهای q_x و q_y برابرند با :

$$q_x = 200 \times \sin \alpha = 200 \times 0.148 = 29.7 \text{ kg/m}$$

$$q_y = 200 \times \cos \alpha \approx 200 \text{ kg/m}$$

چنانچه میل مهارهای عمود بر پرلین ها در فواصل 2 متری تعبیه شوند بارهای وارده بر لایه ها با طول 6 متر به صورت زیر است. منظور از q_x بار در جهت محور x مقطع و q_y بار در جهت محور y مقطع است.



حال تیرهای فوق با استفاده از برنامه زیر تحلیل می شود. البته این برنامه برای تحلیل هر نوع تیر سراسری و با هر نوع بارگذاری کاربرد دارد. طریقه استفاده از آن را در پیوست بحث می شود. باید متذکر شد که میل مهارها برای خمش حول محور قوی مقطع نقش مهار جانبی و برای خمش حول محور ضعیف مقطع نقش تکیه گاه دارد. بنابراین مقدار عکس العمل تکیه گاه برای خمش حول محور ضعیف همان نیروی موجود در میل مهار است.

کد برنامه

```
%please enter nessasary data by workspace.
%calculating length and transform matrix of elements.
clc;close all;
format short
L=zeros(1,NE);l=zeros(1,NE);LV=zeros(NE,4);R12=zeros(2,2*NE);R21=zeros(2,2*NE);
for n=1:NE
i=EN(n,2);j=EN(n,3);
L(n)=sqrt((COR(i,2)-COR(j,2))^2);
l(n)=(COR(i,2)-COR(j,2))/L(n);
LV(n,1:4)=[2*i-1 2*i 2*j-1 2*j];
R12(1:2,2*n-1:2*n)=[l(n) 0;0 1];
R21(1:2,2*n-1:2*n)=[-l(n) 0;0 1];
end
%calculating stiffness matrices of elements.
k11=zeros(2,2*NE);k12=zeros(2,2*NE);k21=zeros(2,2*NE);k22=zeros(2,2*NE);
for n=1:NE
k11(1:2,2*n-1:2*n)=[12*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^3,-6*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^2;...
-6*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^2,4*P(n,2)*P(n,3)/L(n)];
k12(1:2,2*n-1:2*n)=[12*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^3,-6*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^2;...
-6*P(n,2)*P(n,3)/L(n)^2,2*P(n,2)*P(n,3)/L(n)];
k21(1:2,2*n-1:2*n)=k12(1:2,2*n-1:2*n)';
k22(1:2,2*n-1:2*n)=k11(1:2,2*n-1:2*n);
end
%calculating stiffness matrices of elements in global coordinates.
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
K11=zeros(2,2*NE);K12=zeros(2,2*NE);K21=zeros(2,2*NE);K22=zeros(2,2*NE);KE=ze
ros(4,4*NE);
for n=1:NE
```

```

    K11(1:2,2*n-1:2*n)=R12(1:2,2*n-1:2*n)'*k11(1:2,2*n-1:2*n)*R12(1:2,2*n-1:2*n);
    K12(1:2,2*n-1:2*n)=R12(1:2,2*n-1:2*n)'*k12(1:2,2*n-1:2*n)*R21(1:2,2*n-1:2*n);
    K21(1:2,2*n-1:2*n)=K12(1:2,2*n-1:2*n)';
    K22(1:2,2*n-1:2*n)=R21(1:2,2*n-1:2*n)'*k22(1:2,2*n-1:2*n)*R21(1:2,2*n-1:2*n);
    KE(1:4,4*n-3:4*n)=[K11(1:2,2*n-1:2*n), K12(1:2,2*n-1:2*n);K21(1:2,2*n-1:2*n), K22(1:2,2*n-1:2*n)];
end
%assembling stiffness matrix of frame.
K=zeros(2*NN,2*NN);
for n=1:NE
    for i=1:4
        for j=1:4
            I=LV(n,i);
            J=LV(n,j);
            K(I,J)=KE(i,j+4*n-4)+K(I,J);
        end
    end
end
K1=K;
%elimination of rows and columns of K matrix because of exist of supports.
for i=1:NN
    q=2*SN(i,1);
    if SN(i,2)==0
        K(q-1,:)=0;K(:,q-1)=0;K(q-1,q-1)=1;K(q,:)=0;K(:,q)=0;K(q,q)=1;
    elseif SN(i,2)==1
        K(q-1,:)=0;K(:,q-1)=0;K(q-1,q-1)=1;
    elseif SN(i,2)==2
        K(q,:)=0;K(:,q)=0;K(q,q)=1;
    end
end
%calculating external nodal force vector.
F1=zeros(2*NN,1);
for n=1:Nf1
    i=FM(n,1);
    F1(2*i-1)=FM(n,2);
    F1(2*i)=FM(n,3);
end
F2=zeros(2*NN,1);FEMi=zeros(2,NE);FEMj=zeros(2,NE);
for n=1:NE
    i=EN(n,2);j=EN(n,3);
    LL=ML(n,2);RL=ML(n,3);
    if LL==RL
        VN=LL*L(n)/2;MN=(LL*L(n)^2)/12;
        F2(2*i-1)=F2(2*i-1)+VN;F2(2*i)=F2(2*i)+MN;
        F2(2*j-1)=F2(2*j-1)+VN;F2(2*j)=F2(2*j)-MN;
        FEMi(1:2,n)=[VN;MN];FEMj(1:2,n)=[VN;-MN];
    elseif LL>RL && RL>0
        SL=LL-RL;
        LVN=0.5*RL*L(n)+(7/20)*SL*L(n);LMN=(RL*L(n)^2)/12+(SL*L(n)^2)/20;
        RVN=+0.5*RL*L(n)+(3/20)*SL*L(n);RMN=(RL*L(n)^2)/12+(SL*L(n)^2)/30;
        F2(2*i-1)=F2(2*i-1)+LVN;F2(2*i)=F2(2*i)+LMN;
        F2(2*j-1)=F2(2*j-1)+RVN;F2(2*j)=F2(2*j)-RMN;
        FEMi(1:2,n)=[LVN;LMN];
        FEMj(1:2,n)=[RVN;-RMN];
    end
end

```

```

elseif LL>0 && LL<RL
    SL=RL-LL;
    LVN=0.5*LL*L(n)+(3/20)*SL*L(n);LMN=(LL*L(n)^2)/12+(SL*L(n)^2)/30;
    RVN=0.5*LL*L(n)+(7/20)*SL*L(n);RMN=(LL*L(n)^2)/12+(SL*L(n)^2)/20;
    F2(2*i-1)=F2(2*i-1)+LVN;F2(2*i)=F2(2*i)+LMN;
    F2(2*j-1)=F2(2*j-1)+RVN;F2(2*j)=F2(2*j)-RMN;
    FEMi(1:2,n)=[LVN;LMN];
    FEMj(1:2,n)=[RVN;-RMN];
elseif LL>0 && RL==0
    LVN=(7/20)*LL*L(n);LMN=(LL*L(n)^2)/20;
    RVN=(3/20)*LL*L(n);RMN=(LL*L(n)^2)/30;
    F2(2*i-1)=F2(2*i-1)+LVN;F2(2*i)=F2(2*i)+LMN;
    F2(2*j-1)=F2(2*j-1)+RVN;F2(2*j)=F2(2*j)-RMN;
    FEMi(1:2,n)=[LVN;LMN];FEMj(1:2,n)=[RVN;-RMN];
elseif LL==0 && RL>0
    LVN=(3/20)*RL*L(n);LMN=(RL*L(n)^2)/30;
    RVN=(7/20)*RL*L(n);RMN=(RL*L(n)^2)/20;
    F2(2*i-1)=F2(2*i-1)+LVN;F2(2*i)=F2(2*i)+LMN;
    F2(2*j-1)=F2(2*j-1)+RVN;F2(2*j)=F2(2*j)-RMN;
    FEMi(1:2,n)=[LVN;LMN];FEMj(1:2,n)=[RVN;-RMN];
end
end
F3=F2;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
for n=1:NN
    w=SN(n,1);
    if SN(n,2)==0
        F3(2*w-1)=0;F3(2*w)=0;
    elseif SN(n,2)==1
        F3(2*w-1)=0;
    elseif SN(n,2)==2
        F3(2*w)=0;
    end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
F=F1-F3;
%solution of Eq:{F}=[s]{d}. by Gauss elimination method.
for j=1:2*NN-1
for i=1+j:2*NN
t=K(i,j)/K(j,j);
K(i,:)=K(i,:)-t*K(j,:);
F(i)=F(i)-t*F(j);
end
end
%solution of equations.
d=zeros(2*NN,1);
d(2*NN)=F(2*NN)/K(2*NN,2*NN);
for i=2*NN-1:-1:1
sum=0;
for j=i+1:2*NN
sum=sum+K(i,j)*d(j);
end
d(i)=(F(i)-sum)/K(i,i);
end
%calculation of generalized nodal forces of elements.
Pi=zeros(2,NE);Pj=zeros(2,NE);
for n=1:NE

```

```

i=EN(n,2);j=EN(n,3);
Pi(1:2,n)=[-1,0;0,-1]*(k11(1:2,2*n-1:2*n)*R12(1:2,2*n-1:2*n)*([d(2*i-1);d(2*i)])+...
k12(1:2,2*n-1:2*n)*R21(1:2,2*n-1:2*n)*([d(2*j-1);d(2*j)])+R12(1:2,2*n-1:2*n)*FEMi(1:2,n));
Pj(1:2,n)=[-1,0;0,1]*(k21(1:2,2*n-1:2*n)*R12(1:2,2*n-1:2*n)*[d(2*i-1);d(2*i)]+...
k22(1:2,2*n-1:2*n)*R21(1:2,2*n-1:2*n)*([d(2*j-1);d(2*j)])+R21(1:2,2*n-1:2*n)*FEMj(1:2,n));
end
%% Returns moments and shears at npnts along different bays with different
%% loading
X1=0:0.01:COR(NN,2);
N=length(X1);
V=zeros(1,N);
M=zeros(1,N);
m=0;
x=-0.01;
for n=1:NE
    i=EN(n,2);j=EN(n,3); LL=ML(n,2);RL=ML(n,3);
    while x<=(COR(j,2)-0.01)
        m=m+1;x=x+0.01;
        if LL==RL
            x1=x-COR(i,2);
            V(m)=Pi(1,n)-LL*x1;
            M(m)=Pi(2,n)+Pi(1,n)*x1-0.5*LL*x1^2;
        elseif LL>RL && RL>0
            x1=x-COR(i,2);
            Ls=(x1/L(n))*(LL-RL);Lm=LL-Ls;
            V(m)=Pi(1,n)-Lm*x1-0.5*Ls*x1;
            M(m)=Pi(2,n)+Pi(1,n)*x1-0.5*Lm*x1^2-(Ls*x1^2/3);
        elseif LL>0 && LL<RL
            x1=x-COR(i,2);
            V(m)=Pi(1,n)-LL*x1-0.5*(x1^2/L(n))*(RL-LL);
            M(m)=Pi(2,n)+Pi(1,n)*x1-0.5*LL*x1^2-(x1^3/(6*L(n)))*(RL-LL);
        elseif LL>0 && RL==0
            x1=x-COR(i,2);
            Ls=(x1/L(n))*LL;Lm=((L(n)-x1)/(L(n)))*LL;
            V(m)=Pi(1,n)-Lm*x1-0.5*Ls*x1;
            M(m)=Pi(2,n)+Pi(1,n)*x1-0.5*Lm*x1^2-(Ls*x1^2)/3;
        elseif LL==0 && RL>0
            x1=x-COR(i,2);
            V(m)=Pi(1,n)-0.5*(x1^2/L(n))*RL;
            M(m)=Pi(2,n)+Pi(1,n)*x1-(x1^3/(6*L(n)))*RL;
        end
    end
end
%outputs of the program : diagrams of moment or shear forces.
subplot(2,1,1);
plot(X1,V)
grid on
title('diagram of shear force')
xlabel('x')
ylabel('v')
set(gcf,'color',[0 1 0])
set(gca,'color',[1 1 0])
subplot(2,1,2);

```

```

plot(X1,M)
grid on
title('diagram of bending moment')
xlabel('x')
ylabel('M')
set(gca,'color',[1 1 0])
%Reactional forces of supports.
W=K1*d+F2;
W(2)=-W(2);
disp('Continuous beam outputs')
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('generalized nodal force vector of element:')
disp(' ')
for n=1:NE
disp(' ')
fprintf(' Element-%g\n',n)
fprintf('V%g\t',EN(n,2));fprintf('=%G\n',Pi(1,n))
fprintf('M%g\t',EN(n,2));fprintf('=%G\n',Pi(2,n))
disp(' ')
fprintf('V%g\t',EN(n,3));fprintf('=%G\n',Pj(1,n))
fprintf('M%g\t',EN(n,3));fprintf('=%G\n',Pj(2,n))
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('Generalized nodal displacements:')
for i=1:NN
fprintf('dy%g\t',i);fprintf('=%G\n',d(2*i-1))
fprintf('theta%g\t',i);fprintf('=%G\n',d(2*i))
disp(' ')
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')
disp('support reactions:')
disp(' ')
for i=1:NN
r=2*SN(i,1);
if SN(i,2)==0
fprintf('RY%g\t',r/2);fprintf('=%G\n',W(r-1,1))
fprintf('M%g\t',r/2);fprintf('=%G\n',W(r,1))
elseif SN(i,2)==1
fprintf('RY%g\t',r/2);fprintf('=%G\n',W(r-1,1))
elseif SN(i,2)==2
fprintf('M%g\t',r/2);fprintf('=%G\n',W(r,1))
end
disp(' ')
end
disp(';;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;')

```

نتایج برای خمش حول محور قوی مقطع ناودانی :

Continuous beam outputs	Element-1
////////////////////////////////////	V1 =0.6
generalized nodal force vector of element:	M1 =0

V2 = -0.6

theta2 = 0.00464241

M2 = 0

%%

%%

Generalized nodal displacements:

support reactions:

dy1 = 0

RY1 = 0.6

theta1 = -0.00464241

RY2 = 0.6

dy2 = 0

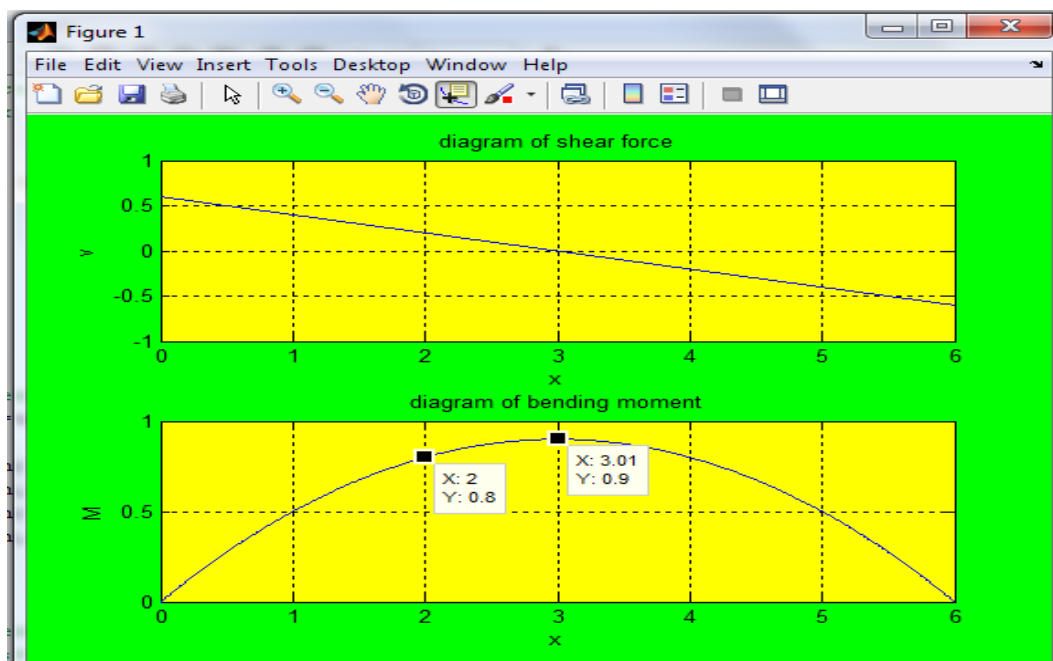
%%

>>

نتایج بالا مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیز تغییر مکان‌های دورانی و انتقالی در گره‌های دو سر هر دهانه

است. البته مقادیر عکس العمل‌های تکیه گاهی نیز در دو سر آخر وجود دارد.

در زیر نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی را برای تیر بالا نشان داده‌ایم.



نتایج برای خمش حول محور ضعیف مقطع :

Continuous beam outputs

.....

generalized nodal force vector of element:

Element-1

V1 =0.024

M1 =0

V2 =-0.036

M2 =-0.012

Element-2

V2 =0.03

M2 =-0.012

V3 =-0.03

M3 =-0.012

Element-3

V3 =0.036

M3 =-0.012

V4 =-0.024

M4 =0

.....

Generalized nodal displacements:

dy1 =0

theta1 =-0.000199707

dy2 =0

theta2 =6.6569E-005

dy3 =0

theta3 =-6.6569E-005

dy4 =0

theta4 =0.000199707

.....

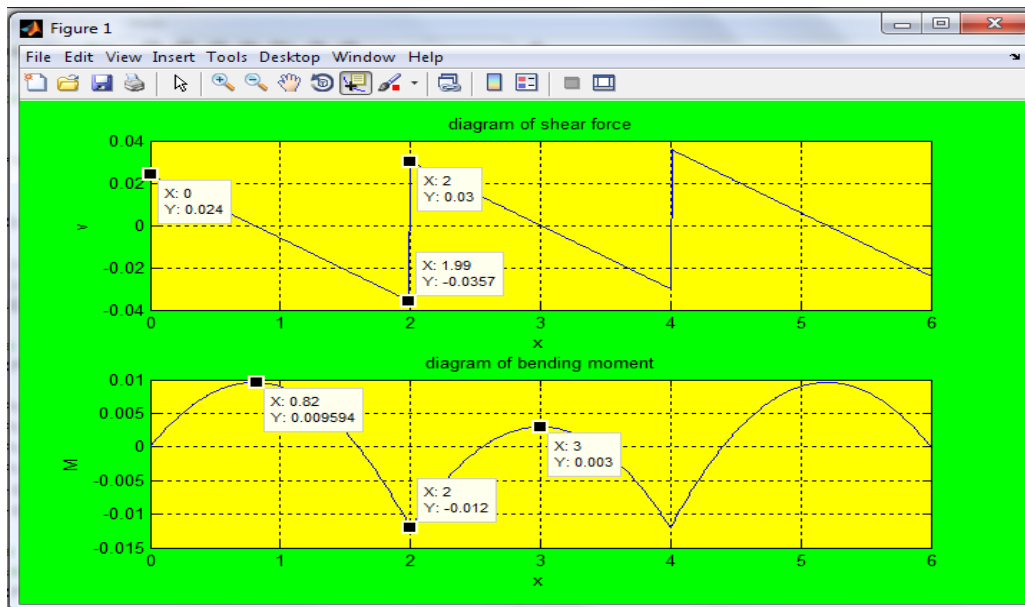
support reactions:

RY1 =0.024

RY2 =0.066

RY3 =0.066

RY4 =0.024



$$x=2 \text{ m}$$

$$M_x = 800 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 12 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$x=3$$

$$M_x= 900 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y= 3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

در ادامه هدف کنترل مقطع یا طراحی می باشد و در این قسمت بنا داریم که مقطع انتخابی برای لاپه را کنترل کنیم. باید متذکر شد که مقطع باید در دو محلی که لنگر خمشی حول محورهای قوی و ضیف مقطع ماکزیمم است کنترل شود .

از آنجا که مقطع لاپه تحت اثر پیچش نیز قرار می گیرد برای جبران اثر پیچش فرض می گردد که کل لنگر خمشی حول محور ضعیف فقط توسط بال فوقانی ناودانی تحمل شود . حال اگر فرض کنیم که ممان اینرسی یک بال ناودانی نصف ممان اینرسی کل مقطع حول محور ضعیف باشد داریم :

$$f_{bx}/F_{bx}+f_{by}/F_{by}\leq 1$$

f_{bx} : تنش خمشی ماکزیمم در مقطع ناشی از خمش حول محور X

f_{by} : تنش خمشی ماکزیمم در مقطع ناشی از خمش حول محور Y

$$f_{bx} = M_x/W_x$$

$$f_{by} = 2 \times M_y/ W_y$$

این کنترل باید در هر دو مقطعی که لنگرهای خمشی حول محورهای X و Y ماکزیمم است انجام شود .

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 14.8 \text{ cm}^3$$

کنترل در : $x = 3m$

$$f_{bx} = 900 \times 100/86.4 = 1041.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 2 \times 3 \times 100/14.8 = 40.54 \text{ kg/cm}^2$$

تعیین تنش مجاز خمشی حول محور قوی (F_{bx}) :

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times (M_1/M_2) + 0.3 \times (M_1/M_2)^2 = 0.93$$

$$F_{b2} = 840000 \times C_b / (L d/A_f) = 1611.225 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

تنش مجاز خمشی حول محور ضعیف برای ناودانی نیز برابر $0.6 F_y$ لحاظ می کنند . بنابراین کنترل مقطع در وسط لایه به صورت زیر است :

$$1041.67/1440 + 40.54/1440 = 0.75 < 1$$

همانطوری که ملاحظه می شود مقطع انتخابی مناسب است .

کنترل مقطع در فاصله 2 متری از تکیه گاه :

$$f_{bx} = 800 \times 100/86.4 = 925.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 2 \times 12 \times 100/14.8 = 162.162 \text{ kg/cm}^2$$

$$925.92/1440 + 162.162/1440 = 0.76 < 1$$

ملاحظه می شود که مقطع در نظر گرفته شده برای لایه در این محل نیز مناسب است .

طراحی میل مهارها

همانطور که می دانیم میل مهارها برای خمش لایه حول محور قوی نقش مهار جانبی دارد و بنابراین از طول مهار نشده لایه برای کنترل پدیده کماتش جانبی پیچشی می کاهد. اما میل مهارها برای خمش تیر لایه حول محور ضعیف نقش تکیه گاه را بازی می کند یعنی باید بتوانند رانش موازی سطح قاب شیب دار را تحمل کنند.

تعیین نیروی میل مهارها از دو دیدگاه

1- روش تقریبی و تعیین نیروی میل مهار با در نظر گرفتن چشمه برابر آن به عرض دو متر با توجه به فاصله 2 متری آنها

$$\tan \alpha = 0.15$$

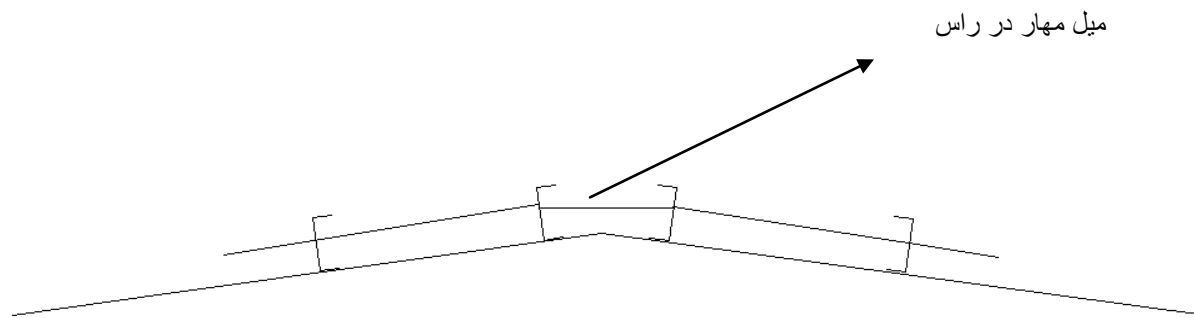
$$\text{نیروی میل مهار} = 2 \times 10 \times (150 + 50) \tan \alpha / \cos \alpha = 606.7 \text{ kg}$$

2- روش دقیق و تعیین نیروی میل مهار با استفاده از واکنش تکیه گاهی لایه برای خمش حول محور ضعیف آن ، همانطور که در نتایج تحلیل فوق مشاهده کردیم مقدار واکنش تکیه گاهی لایه برای خمش حول محور ضعیف آن در محل میل مهارها برابر با 66 کیلو گرم بود حال با توجه به 10 عدد میل مهار با چشمه برابر 1 متری (فاصله میل مهارها)

$$\text{نیروی میل مهار} = (10 \times 66) / \cos \alpha = 667.4$$

همانطور که مشاهده می شود اختلاف نتایج دو روش دقیق و تقریبی حدود 10 درصد است. بنابراین محاسبه نیروی میل مهارها به روش تقریبی غیر محافظه کارانه است.

خاطر نشان می گردد که این نیرو، نیروی میل مهار در راس قاب شیب دار است که زاویه آن با افق صفر درجه است.



اگر از میل مهارهایی با قطر 14 میلی متر استفاده کنیم خواهیم داشت :

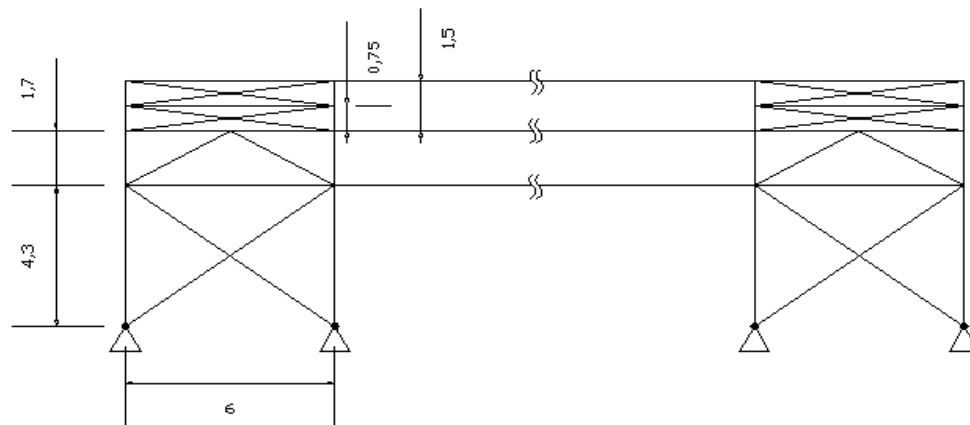
$$f_t = 667.4 / (\pi \times 0.7^2) = 433.55 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 0.33 F_u = 1320 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 667.4 / (\pi \times 0.7^2) = 433.55 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

مناسب است .

طراحی بادبندهای دیوارها و سقف

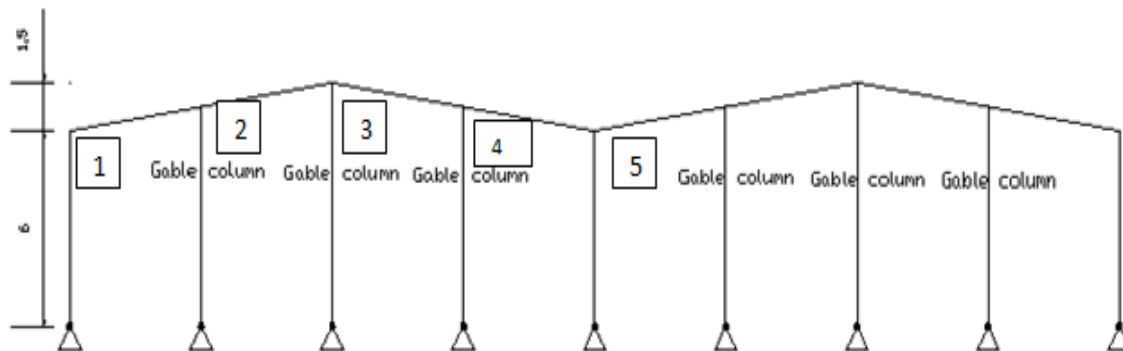
با توجه به اینکه طول سالن زیاد است جهت اجتناب از توسعه تنش های ناشی از تغییر درجه حرارت بهتر است فقط دو دهانه اول و آخر سالن بادبندی شوند . در این صورت با تعبیه قوطی های رابط بین تمام قاب ها نیروی باد را می توان از انتهای سالن به انتهای دیگر منتقل کرد . در شکل زیر دو دهانه بادبندی شده به همراه بادبندهای ضربدری و هشتی شکل در دیوار و سقف سوله نشان داده شده است .



دهانه های اول و آخر بادبندی شده

طرح بادبندهای سقف

برای انتقال بار بک از دیوارهای انتهایی به بادبندهای سقف از ستون های کله (Gable column) که مطابق شکل زیر در دیوارهای انتهایی تعبیه می شوند استفاده می شود .



ستون های کله برای انتقال بار باد به بادبندهای سقف

نیروهای اعمالی F_1 ، F_2 ، F_3 در اثر بار باد به نقاط 1، 2 و 3 با توجه به فشار باد $P = 58 \text{ kg/m}^2$ و سطح باربر هر یک ستون‌ها در محل اتصال مزبور به صورت زیر بدست می‌آید.

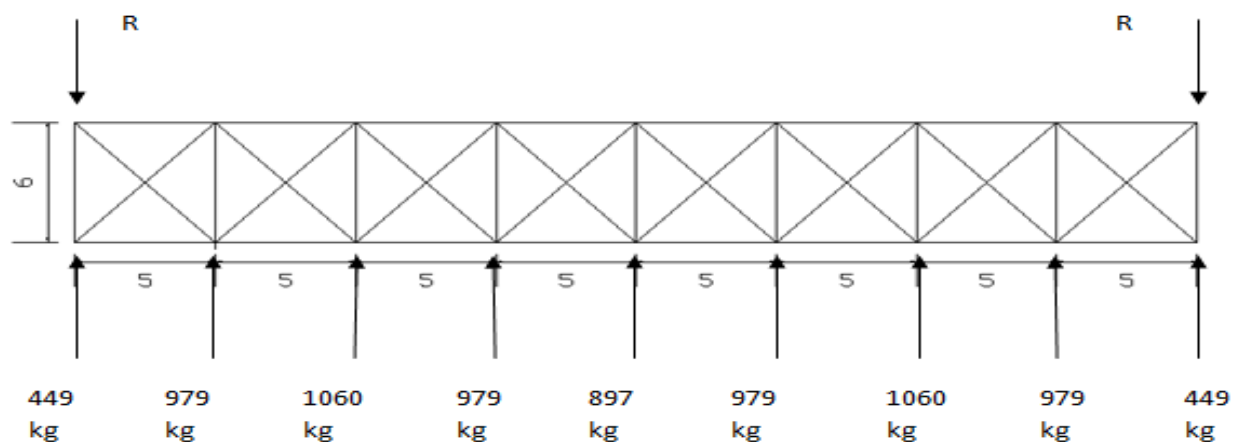
$$F_1 = (2.5 \times 0.5 \times (6 + 6.375) \times 58) / 2 = 449 \text{ kg}$$

$$F_2 = (5 \times 0.5 \times (6.375 + 7.125) \times 58) / 2 = 979 \text{ kg}$$

$$F_3 = (2 \times 2.5 \times 0.5 \times (7.125 + 7.5) \times 58) / 2 = 1060 \text{ kg}$$

$$F_4 = F_2$$

$$F_5 = (2 \times 2.5 \times 0.5 \times (6 + 6.375) \times 58) / 2 = 897 \text{ kg}$$



بادبندهای سقف در یک دهانه و نیروهای اعمالی

با توجه به دو دهانه بادبندی شده نیروهای اعمالی به گره‌های خرپا در هر دهانه نصف نیروهای نشان داده شده در تصویر بالا است. از آنجا که اعضای مهاري در تصوير بالا اعضای بالاي غري بالا هستند فرض مي‌کنيم که فقط در کشش کار کنند. بنابراین کل برش هر پانل را فقط به یک عضو مهاري اختصاص می‌دهيم.

$$R = (449 + 979 + 1060 + 979 + 897/2) / 2 = 1956 \text{ kg}$$

محاسبه بزرگترین نیروی کششی (T) :

$$\cos \alpha = 0.64$$

$$T \cos \alpha = 1956 - (449/2) = 1732 \text{ kg} \implies T = 2706 \text{ kg}$$

محاسبه بزرگترین نیروی فشاری (C) :

$$C = R = 1956 \text{ kg}$$

طرح اعضای کششی بر مبنای حداکثر نیرو

$$f_t = T/(\pi d^2/4) = 2706 \times 4/(\pi d^2) \leq F_t = 0.33 F_u = 0.33 \times 4000 = 1320 \text{ kg}$$

$$d \approx 16 \text{ mm}$$

از میلگردهای به قطر 16 میلیمتر برای بادبندهای سقفی استفاده می کنیم .

طرح اعضای فشاری بر مبنای حداکثر نیرو ،

اگر از قوطی های با مشخصات زیر استفاده کنیم می توان نوشت ،

$$\text{Box } 80 \times 3.6 \quad A = 10.9 \text{ cm}^2, \quad r_x = r_y = 3.11 \text{ cm}$$

$$KL/r = 1 \times 600/3.11 = 193 \implies F_a = 283 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل تنش فشاری در قوطی به صورت زیر است .

$$f_a = 1956/10.9 = 180 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 283 \text{ kg/cm}^2$$

خوب است .

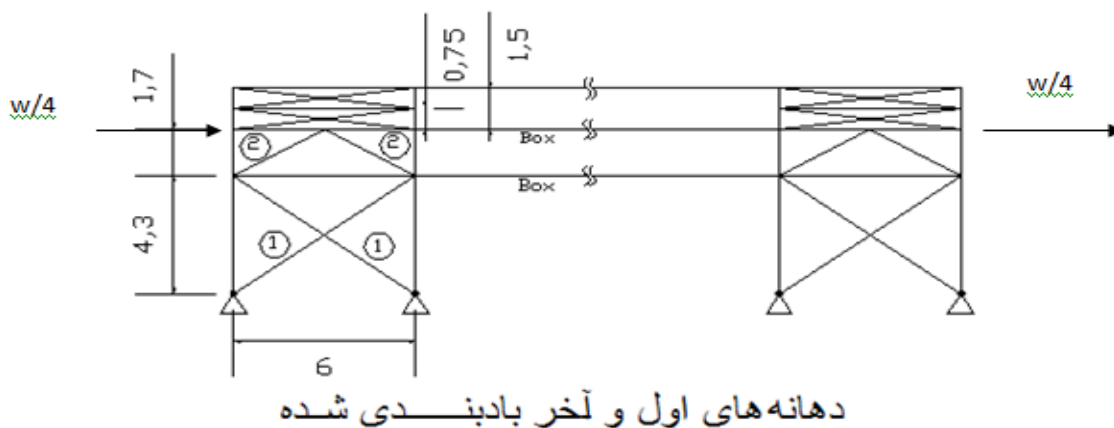
بنابراین از قوطی 80×3.6 به عنوان رابط طولی در دو دهانه اول و آخر استفاده می کنیم .

طرح بادبندهای دیوار ،

کل نیروی باد در دیوارها با توجه به سطح برابر آن برابر است با ،

$$W = 4 \times 10 \times 0.5 \times (6 + 7.5) \times 58 = 15660 \text{ kg}$$

با توجه به تعبیه دو ردیف بادبند، هر یک از قابها نیروی $0.5W$ را تحمل می کند.



$$W/4 = 3915 \text{ kg}$$

$$\beta = 29.5^\circ$$

$$\alpha = 35.6^\circ$$

برای محاسبه نیروی کششی ایجاد شده در مهاربندهای ضربدری با فرض اینکه این مهاربندها تنها در کشش کار کنند داریم:

$$F_1 = 3915 / \cos \alpha = 4815 \text{ kg}$$

برای تعیین قطر عضو کششی مربوط به مهارهای ضربدری که از میلگرد طراحی می شود خواهیم داشت.

$$f_t = (3915 \times 4) / (\pi d_b^2) \leq F_t = 0.33 F_u = 1320 \text{ kg/cm}^2 \implies$$

$$d_b = 1.94 \text{ cm}$$

بنابراین برای مهارهای مورب با طول 7.38 متر از میلگرد با قطر 20 میلیمتر استفاده می کنیم.

برای محاسبه F_2 نیروی فشاری ایجاد شده در مهار مورب بادبند هشتی شکل که دارای طول 3.45 متر است خواهیم داشت.

$$F_2 = (3915/2) \times (1/\cos \beta) = 2250 \text{ kg}$$

چنانچه برای این اعضای فشاری از نبشی $8 \times 90 \times 90$ L استفاده کنیم در این صورت ،

$$A = 13.9 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1.77 \text{ cm}$$

$$L/r_{\min} = 345/1.77 = 195 \longrightarrow F_a = 277 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 2250/13.9 = 162 \text{ kg/cm}^2 < 277 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین برای عضو این عضو مورب از نبشی $8 \times 90 \times 90$ L استفاده می کنیم . خاطر نشان می گردد که به علت محدودیت لاغری به عدد 200 امکان استفاده از مقطع ضعیف تری از نبشی وجود ندارد .

طراحی قوطی های رابط برای انتقال نیروی باد :

حداکثر نیروی محوری فشاری این اعضا ،

$$F = 3915 \text{ kg}$$

چنانچه برای این اعضا از مقطع قوطی Box

$$\text{Box } 80 \times 3.6 \quad A = 10.9 \text{ cm}^2 \quad r_x = r_y = 3.11 \text{ cm}$$

$$L/r_{\min} = 600/3.11 = 193 \longrightarrow F_a = 283 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 3915/10.9 = 359 > F_a = 283 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین باید از مقطع قوی تری استفاده شود . برای دومین تلاش از قوطی 90×3.6 Box استفاده می شود .

$$A = 12.3 \text{ cm}^2 \quad r_x = r_y = 3.52 \text{ cm}$$

$$L/r_{\min} = 600/3.52 = 170 \longrightarrow$$

$$F_a = 364 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 3915/12.3 = 318 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 364 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین از قوطی Box 90 × 3.6 برای این اعضا استفاده می شود .

تحلیل و طراحی ستون های کله ،

ستون کله میانی (شماره 3) در شکل بالا دارای عرض باربری 5 متر و طول 7.5 متر است و بار وارد بر واحد طول آن تقریباً برابر است با :

$$q = 6 \text{ m} \times 58 \text{ kg/m}^2 = 348 \text{ kg/m}$$

اگر ستون کله مانند یک تیر دو سر مفصل عمل کند حد کثر لنگر خمشی آن در وسط دهانه برابر است با ،

$$M_{\max} = qL^2/8 = (348 \times 7.5^2)/8 = 2447 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

از آنجا که تکیه گاه جانبی کافی موجود است و تنش مجاز خمشی را می توان $0.6 F_y$ در نظر گرفت بنابراین ،

$$f_b = M_{\max}/S = 2447 \times 100/S \leq F_b = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین داریم : $S \geq 170 \text{ cm}^3$ ، و بنابراین از نیمرخ IPE200 با اساس مقطع 194 cm^3

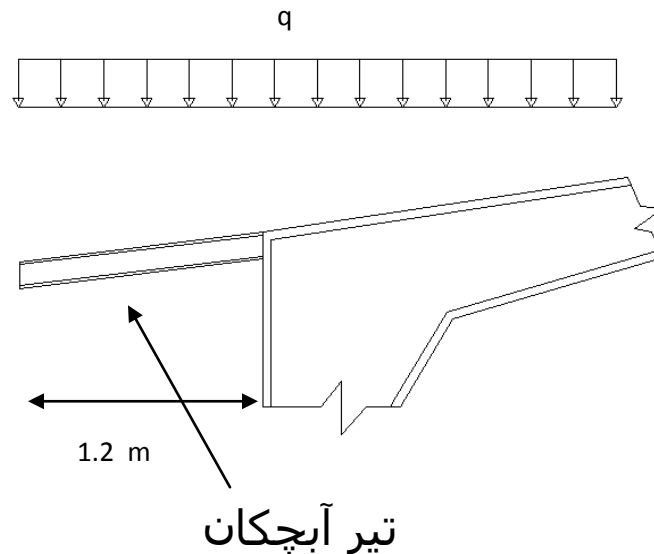
استفاده می کنیم . همانطور که دیدیم ستون کله برای بار باد تحلیل و طراحی شد و علیرغم داشتن تکیه گاه جانبی

پیوسته و امکان در نظر گرفتن تنش مجاز خمشی برابر $0.66 F_y$ برای آن ، تنش مجاز خمشی آن را در جهت

اطمینان $0.6 F_y$ در نظر گرفتیم .

طراحی تیر آبچکان ،

معمولا در سوله‌ها در طرف ستون‌های آن و در امتداد تیر شیبدار سقف ، تیرهایی جهت ریزش آب ، موسوم به آبچکان به ستون‌های قاب متصل می‌کنند.



$$q = (50 + 150) \times 6 = 1200 \text{ kg/m}$$

مجموع بار مرده و برف

$$M_{\max} = qL^2/2 = (1200 \times 1.2^2)/2 = 864 \text{ kg.m}$$

چنانچه تنش مجاز خمشی را $0.6 F_y$ در نظر بگیریم برای تعیین اساس مقطع مورد نیاز می‌توان نوشت ،

$$f_b = M_{\max} / S = 864 \times 100 / S \leq F_b = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2 \implies$$

$$S \geq 60 \text{ cm}^3$$

بنابراین نیمرخ IPE140 با اساس مقطع $S = 77.3 \text{ cm}^3$ برای آبچکان مناسب است .

طراحی اتصالات و اجزای مرتبط با جرثقیل بعد از طراحی نهایی اعضای قاب های عرضی انجام می شود. خاطر نشان می گردد که معمولاً پل جرثقیل توسط شرکت سازنده جرثقیل طرح می شود.

پیوست 1

تشریح برنامه نوشته شده برای تحلیل قاب سوله

همانطور که می دانیم تیرها و ستون های یک قاب سوله تیر ورق هایی اند که به صورت غیر منشوری ساخته می شوند . در تیرها و ستون های یک سوله به دلیل غیر منشوری بودن آنها سطح مقطع و ممان اینرسی آنها تغییر می کند . تابع تغییرات سطح مقطع حداقل از مرتبه یک (تغییرات خطی) و ممان اینرسی حداقل از مرتبه سه می باشد . در این پروژه فرض شده است که تغییرات ارتفاع جان تیرها و ستون ها به صورت خطی و در نتیجه تابع تغییرات ممان اینرسی از مرتبه سه باشد و پهنای بال ها و کلیه ضخامت های بال و جان تیرها و ستون ها ثابت فرض می شود . برای تحلیل از روش تحلیل ماتریسی بر اساس سختی استفاده شده است . هر تیر یا ستون به سه قسمت با طول مساوی تقسیم شده است و ممان اینرسی و سطح مقطع لحاظ شده برای هر کدام از قسمت ها متوسط ممان اینرسی و سطح مقطع مقاطع ابتدایی و انتهایی هر کدام از آنها می باشد . خروجی برنامه برای نیروهای اعضا در مختصات محلی و برای عکس العمل های تکیه گاهی در مختصات کلی است . این دستگاه ها در انتهای پیوست دو نشان داده شده است .

داده های ورودی به برنامه :

ماتریس مختصات گره ها در مختصات کلی :

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد گره های قاب و تعداد ستون های آن برابر سه (3) می باشد . درایه های هر سطر به ترتیب عبارتند از : شماره گره ، مختصات در جهت محور X دستگاه مختصات کلی ، مختصات در جهت محور Y دستگاه مختصات کلی .

ماتریس تعیین کننده گره های ابتدایی و انتهایی اعضای قاب :

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد اعضای قاب و تعداد ستون های آن برابر سه (3) می باشد . درایه های هر سطر به ترتیب عبارتند از : شماره عضو، شماره گره ابتدایی، شماره گره انتهایی .

ماتریس شماره گره های تکیه گاهی :

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد تکیه گاه‌ها و تعداد ستون‌های آن برابر یک (1) است. درایه هر سطر عبارت است از: شماره گره تکیه گاهی. توجه داشته باشید که نوع تکیه گاه مفصلی فرض شده است.

ماتریس شرایط بارگذاری خارجی گره‌های قاب:

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد گره‌های بارگذاری شده و تعداد ستون‌های آن برابر چهار (4) است. درایه های هر سطر به ترتیب عبارت است از: شماره گره بارگذاری شده، مولفه نیرو در جهت محور X دستگاه مختصات کلی، مولفه نیرو در جهت محور Y دستگاه مختصات کلی و لنگر حول محور Z دستگاه مختصات کلی.

ماتریس مشخصات هندسی و مکانیکی اعضای قاب:

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد اعضای قاب و تعداد ستون‌های آن برابر چهار (4) می‌باشد. درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارت است از: شماره عضو، ضریب الاستیسیته عضو، سطح مقطع عضو و در آخر ممان اینرسی عضو.

ماتریس نیروهای گیرداری اعضای قاب در دستگاه مختصات کلی:

از آنجا که تیرهای یا ستون‌های قاب تحت بار گسترده قرار می‌گیرند لذا برای لحاظ اثرات این بارهای گسترده در برنامه باید نیروهای گیرداری ناشی از این بارها را در دستگاه مختصات کلی محاسبه کرده و آنها به برنامه معرفی کنیم.

تعداد سطرهای این ماتریس برابر تعداد اعضای است که تحت بارگذاری خارجی از هر نوع می‌باشند. تعداد ستون‌های این ماتریس برابر نه (9) می‌باشد. درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارت است از: شماره عضو تحت بارگذاری، شماره یک گره انتهای آن، نیرو گیرداری در جهت محور X دستگاه مختصات کلی، نیرو در جهت محور Y دستگاه مختصات کلی، لنگر حول محور Z دستگاه مختصات کلی، شماره گره دیگر انتهایی آن، نیرو در جهت محور X دستگاه مختصات کلی در آن گره، نیرو در جهت محور Y دستگاه مختصات کلی و در نهایت درایه نهم لنگر حول محور Z دستگاه مختصات کلی در آن گره.

در زیر متغیرهای ورودی به برنامه نشان داده شده است .

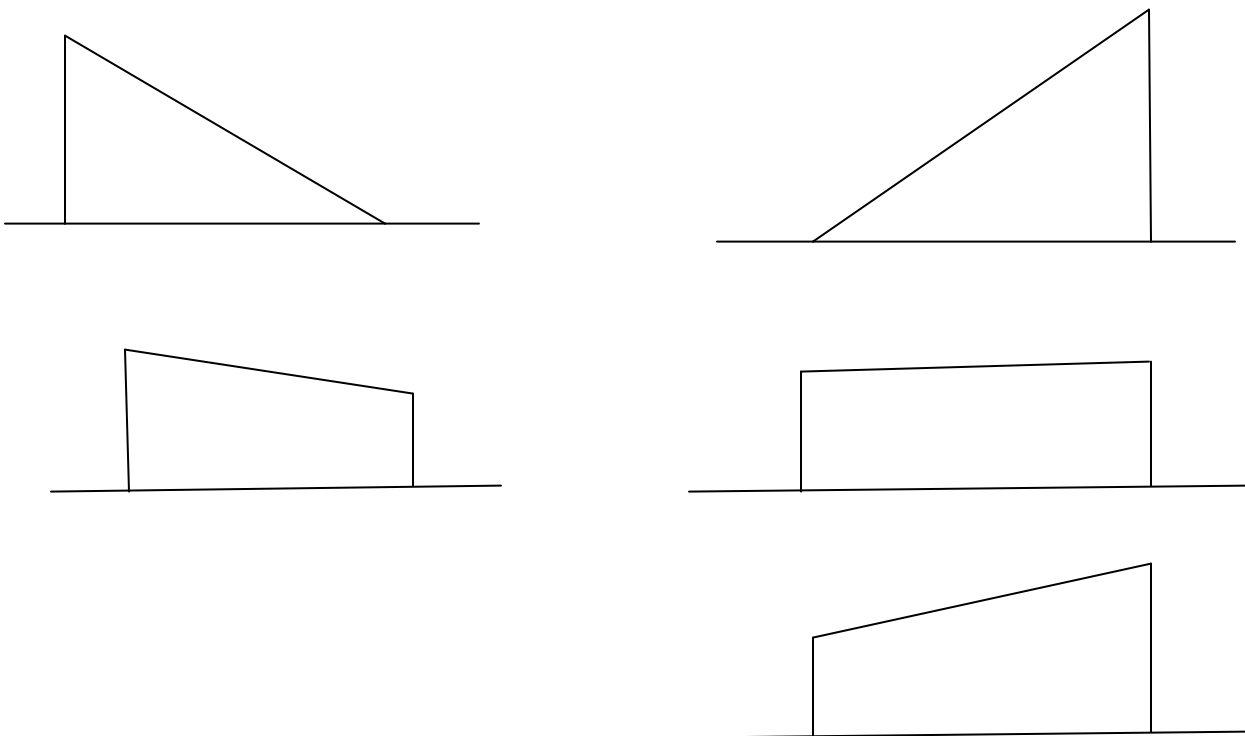
متغیر استفاده شده در برنامه	توضیحات
NN	تعداد گره های قاب (اعم از تکیه گاهی و غیر تکیه گاهی)
NE	تعداد اعضای قاب
NS	تعداد کل تکیه گاه های قاب
NF1	تعداد کل گره های بار گذاری شده خارجی قاب (بارها در مختصات کلی بیان شوند)
NF2	تعداد کل اعضای بار گذاری شده
COR	ماتریس مختصات گره ها در مختصات کلی
EN	ماتریس تعیین کننده گره های ابتدایی و انتهایی اعضای قاب
SN	ماتریس شماره گره های تکیه گاهی قاب
FM	ماتریس شرایط بار گذاری خارجی گره های قاب
P	ماتریس مشخصات هندسی و مکانیکی اعضای قاب
FEM	ماتریس نیروهای گیرداری گره های اعضای قاب در مختصات کلی

پیوست 2

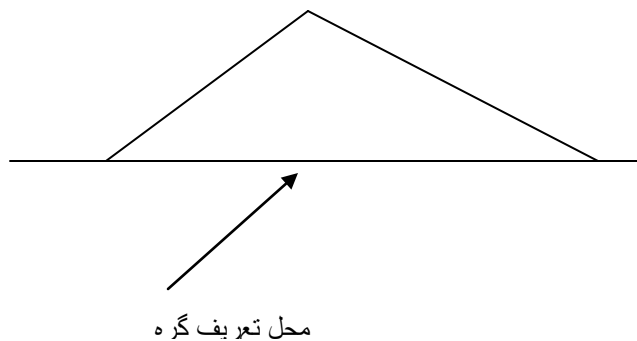
تشریح برنامه نوشته شده برای تحلیل تیر سراسری بدون انفصال در گره‌ها

این برنامه برای تحلیل هر نوع تیر سراسری و تحت انواع بارگذاری های ثقلی یکنواخت، مثلثی قائم الزاویه و دوزنقه‌ای با فرم های زیر و نیز بارگذاری های نقطه‌ای کاربرد دارد. باید توجه داشت که تیر سراسری باید بدون انفصال باشد.

انواع بارگذاری های قابل اعمال در برنامه :



اگر شکل بارگذاری به گونه ای متفاوت با اشکال بالا باشد، کافی است که در محلی مناسب در تیر گره ای تعریف شود تا در نهایت فقط اشکال بارگذاری بالا ایجاد شود. مثلا اگر در یک دهانه فرم بارگذاری به شکل زیر باشد، کافی است که در وسط بارگذاری گره تعریف شود.



باتوجه به شکل بالا اگر در محل مزبور گره ای تعریف شود، فقط دو نوع بارگذاری تعریف شده در برنامه ایجاد می شود.

ورودی های برنامه :

متغیر استفاده شده در برنامه	توضیحات
NN	تعداد گره های تعریف شده تیر (اعم از تکیه گاهی و غیر تکیه گاهی)
NE	تعداد دهانه های تعریف شده برای تیر
NF1	تعداد کل گره های بارگذاری شده خارجی تیر (بارها در مختصات کلی بیان شوند)
COR	ماتریس مختصات گره های تیر در مختصات کلی (مبدأ اندازه گیری اولین گره سمت چپ)
EN	ماتریس تعیین کننده گره های ابتدایی و انتهایی دهانه های تیر
SN	ماتریس تعیین کننده نوع گره های تعریف شده برای تیر
FM	ماتریس شرایط بارگذاری خارجی گره های تیر
ML	ماتریس تعیین کننده شدت بار گسترده ثقلی در محل گره های ابتدایی و انتهایی هر دهانه تیر
P	ماتریس مشخصات هندسی و مکانیکی اعضای دهانه های تیر

تعداد کل گره‌های بارگذاری شده خارجی تیر : عبارت است از تعداد گره‌هایی از تیر که مستقیماً بارگذاری نقطه‌ای شده است . اگر در محلی از تیر بارگذاری نقطه‌ای وجود داشته باشد باید در آن محل گره تعریف شود .

ماتریس مختصات گره‌های تیر در مختصات کلی : تعداد سطرهای این ماتریس برابر کل گره‌های تیر و تعداد ستون‌های آن برابر دو (2) است . درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارت است از شماره گره و مختصات گره از مبدا اندازه‌گیری (مبدا اندازه‌گیری باید اولین گره در سمت چپ تیر باشد) .

ماتریس تعیین کننده گره‌های ابتدایی و انتهایی دهانه های تیر : تعداد سطرهای این ماتریس برابر است با تعداد اعضای تیر سراسری و تعداد ستون های آن برابر است با سه (3) . درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارتند از : شماره عضو ، شماره گره ابتدایی و شماره گره انتهایی . باید توجه داشت که شماره گذاری اعضا و گره‌های تیر باید از سمت چپ انجام شود .

ماتریس تعیین کننده نوع گره‌های تعریف شده برای تیر : تعداد سطرهای این ماتریس عبارت است از تعداد کل گره‌های تیر و تعداد ستون‌های آن عبارت است از دو (2) . درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارت است از شماره گره ، و کد نوع گره . اگر گره متعلق به تکیه گاه گیردار باشد شماره کد آن صفر ، اگر روی تکیه گاه‌های غلتکی میانی باشد شماره کد آن یک ، اگر گره متعلق به یک تکیه گاه غلتکی گیردار باشد شماره کد آن دو و اگر گره تکیه گاهی نباشد شماره کد آن سه می‌باشد .

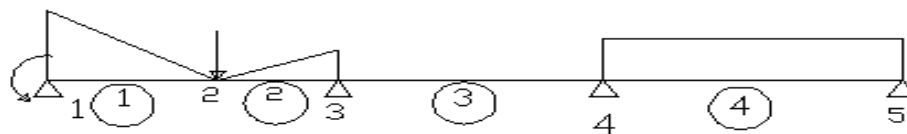
ماتریس شرایط بارگذاری خارجی گره های تیر : تعداد سطرهای این ماتریس برابر با تعداد کل گره های بارگذاری شده و تعداد ستون های آن برابر با سه می باشد . درایه‌های هر سطر به ترتیب عبارت است از شماره گره بارگذاری شده ، نیروی اعمالی بر روی گره در جهت محور Y مختصات کلی و در نهایت لنگر خمشی اعمالی روی گره در مختصات کلی .

ماتریس تعیین کننده شدت بارگسترده ثقلی در محل گره‌های ابتدایی و انتهایی هر دهانه تیر :

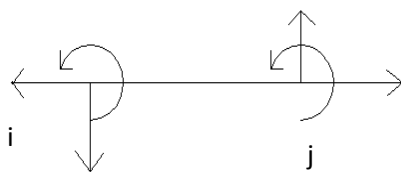
تعداد سطرهای این ماتریس عبارت است از تعداد کل دهانه های تیر و تعداد ستون های آن عبارت است از سه .
 درایه های هر سطر به ترتیب عبارت است از شماره دهانه ، شدت بار گسترده در ابتدای دهانه از سمت چپ و در نهایت شدت بار گسترده در انتهای دهانه در سمت راست . بدیهی است اگر بارگذاری ای روی دهانه اعمال نشود دو درایه اخیر صفر وارد می شود . اگر بارگذاری گسترده ثقلی باشد دو درایه اخیر مثبت وارد می شود .

ماتریس مشخصات هندسی و مکانیکی اعضا ی دهانه های تیر :تعداد سطرهای این ماتریس برابر است با تعداد اعضای تیر سراسری و تعداد ستون های آن نیز برابر است با سه (3) . درایه های هر سطر به ترتیب عبارت است از : شماره عضو ، ضریب الاستیسیته جنس تیر و ممان اینرسی مقطع آن .

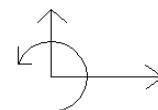
در زیر شماره گذاری اعضا و گره ها نشان داده شده است .



دستگاه مختصات کلی و محلی :



دستگاه مختصات محلی



دستگاه مختصات کلی

ضوابط طراحی اعضای قاب صنعتی مطابق آیین نامه AISC

برای طراحی اعضای قاب‌های صنعتی، هر عضو به عنوان یک تیر ستون مدل و طراحی می‌شود.

محدودیت‌های آیین نامه AISC در طراحی اعضای با مقطع متغیر

برای اعمال ضوابط آیین نامه AISC برای یک عضو با مقطع متغیر بایستی شرایط زیر در مورد آن مقطع برقرار باشد:

- بایستی عضو دارای یک محور تقارن عمود بر صفحه خمش باشد. به عبارت دیگر محور ضعیف مقطع محور تقارن نیز باشد.

- بال‌ها بایستی دارای مقطع مساوی و ثابت در طول عضو باشند.

- d_z ، عمق مقطع در فاصله Z از انتهای کوچکتر عضو بایستی به صورت خطی و مطابق رابطه زیر باشد.

$$d_z = d_o(1 + \gamma z/L)$$

$$\gamma = (d_L - d_o)/d_o$$

که در آن،

در روابط بالا:

d_o = عمق مقطع در انتهای کوچکتر عضو،

d_L = عمق مقطع در انتهای بزرگتر عضو،

Z = فاصله تا انتهای کوچکتر عضو،

L = طول عضو

ضریب λ که در واقع میزان متغیر بودن مقطع است باید در رابطه زیر صدق کند .

$$\lambda \leq \text{Min}(6, 0.268L/d_0)$$

تنش مجاز فشاری :

لی و همکارانش نشان دادند که برای تعیین ضریب طول موثر K_y ، می توان از نتایج حاصل از تحلیل پایداری یک قاب صلب متقارن متشکل از تیرهای دارای مقطع ثابت و ستون های دارای مقطع متغیر استفاده کرد . لی و همکارانش نمودارهایی بر حسب ضرائب صلیبت G_B و G_T ارائه کردند که مقدار K_y را می توان از طریق درون یابی و با استفاده از آنها بدست آورد. این نمودارها برای قابهای دارای حرکت جانبی مقید و آزاد بر حسب تغییرات λ از صفر تا 6 در صفحات 235 الی 250 جلد دوم کتاب ارزشمند طراحی سازه های فولادی آقایان دکتر ازهری و دکتر میرقادری موجود است .

برای تعیین تنش مجاز فشاری ستون دارای مقطع متغیر ، F_{ay} ، همان مراحل محاسبه تنش مجاز فشاری ستون با مقطع ثابت ، F_a ، از قبیل تفکیک نواحی کمانش ارتجاعی و غیر ارتجاعی و در نظر گرفتن تنش های پس ماند در ناحیه غیر ارتجاعی و اعمال ضرائب اطمینان مناسب دنبال شده است . در ادامه روابط توصیه ای آیین نامه AISC برای محاسبه تنش مجاز فشاری F_{ay} ارائه می شود :

$$\text{for } S \leq C_c \quad F_{ay} = [1 - S^2/2 C_c^2] F_y / (5/3 + 3 S/8 C_c - S^3 / 8 C_c^3)$$

$$\text{for } S > C_c \quad F_{ay} = 12\pi^2 E / 23 S^2$$

That

$$S = \text{Max} (K_y L / r_{ox} , K L / r_{oy}) \quad , \quad C_c = (2\pi^2 E / F_y)^{0.5}$$

r_{ox} = شعاع ژیراسیون حول محور قویتر در انتهای کوچکتر عضو دارای مقطع متغیر،

r_{oy} = شعاع ژیراسیون حول محور ضعیفتر در انتهای کوچکتر عضو دارای مقطع متغیر،

نکته: چون ممان اینرسی حول محور ضعیف مقطع متغیر در طول تیر تقریباً ثابت است، لذا برای تعیین ضریب طول موثر عضو جهت کمانش حول محور ضعیف می‌توان از روابط مربوط به کمانش عضو با مقطع ثابت استفاده کرد.

تنش‌های مجاز خمشی:

روش به کار گرفته شده توسط آیین نامه AISC در تعیین تنش مجاز خمشی اعضای دارای مقطع متغیر بر این مفهوم استوار است که تیر دارای مقطع متغیر با یک تیر با مقطع ثابت و با طولی متفاوت اما با سطح مقطع مساوی سطح مقطع انتهایی کوچکتر تیر با مقطع متغیر جایگزین شود.

$F_{b\gamma}$ تنش مجاز خمشی کششی یا فشاری یک عضو با مقطع متغیر و مطابق آیین نامه AISC به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$\text{for } F_{b\gamma} > F_y / 3 \quad , \quad F_{b\gamma} = 2/3 [1 - F_y / 6 B (F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2)^{0.5}] F_y \leq 0.6 F_y$$

$$\text{for } F_{b\gamma} \leq F_y / 3 \quad , \quad F_{b\gamma} = B (F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2)^{0.5}$$

در روابط فوق

$$F_{s\gamma} = 84 \times 10^4 / (h_s L_b d_o / A_f)$$

$$F_{w\gamma} = 12 \times 10^6 / [h_w L_b / r_{T0}]^{0.5}$$

که در آنها:

$$h_s = \text{ضریبی برابر با: } 1 + 0.023 \gamma (L_b d_o / A_f)$$

$$h_w = \text{ضریبی برابر با: } 1 + 0.00385 \gamma (L_b / r_{T0})$$

L_b = فاصله بین تکیه‌گاه‌های جانبی که از خمش جانبی و یا پیچش بال فشاری جلوگیری می‌کند.

Γ_{T0} = شعاع ژیراسیون مقطعی در انتهای کوچکتر شامل بال فشاری و $1/3$ مقطع جان تحت فشار نسبت به محور مار بر جان تیر ،

$$A_f = \text{مساحت بال فشاری}$$

$$\gamma = \text{ضریب تغییر مقطع که برابر است با } (d_L - d_0) / d_0$$

$$d_0 = \text{عمق مقطع در انتهای کوچکتر قطعه مهار نشده ،}$$

$$d_L = \text{عمق مقطع در انتهای بزرگتر قطعه مهار نشده ،}$$

ضریب B نیز که اثر تغییرات لنگر خمشی در طول عضو دارای مقطع متغیر را لحاظ می کند بسته به موارد از روابط به شرح زیر بدست می آید :

1- هنگامی که M_2 بزرگترین لنگر موجود در سه قطعه عضو دارای مقطع متغیر که طول مهار نشده آنها تقریباً مساوی است در قطعه میانی قرار داشته باشد و M_1 بزرگترین لنگر در یک انتهای عضو سه قطعه ای باشد آنگاه :

$$B = 1 + 0.37 (1 + M_1 / M_2) + 0.5 \gamma [1 + M_1 / M_2] \geq 1 \quad (1)$$

2- در صورتی که بزرگترین تنش خمشی محاسبه شده ، f_{b2} ، در انتهای بزرگتر دو قطعه مجاور که طول مهار نشده آنها تقریباً مساوی است قرار داشته باشد و f_{b1} ، تنش خمشی موجود در انتهای کوچکتر عضو دو قطعه ای باشد آنگاه :

$$B = 1 + 0.58 [1 + f_{b1} / f_{b2}] - 0.7 \gamma [1 + f_{b1} / f_{b2}] \geq 1 \quad (2)$$

3- هنگامی که بزرگترین تنش خمشی موجود ، f_{b2} ، در انتهای کوچکتر دو قطعه مجاور که طول مهار نشده آنها تقریباً مساوی است قرار داشته باشد و f_{b1} تنش موجود خمشی در انتهای بزرگتر عضو دو قطعه ای باشد در این صورت ،

$$B = 1 + 0.55 [1 + f_{b1} / f_{b2}] + 2.2 \gamma [1 + f_{b1} / f_{b2}] \geq 1 \quad (3)$$

در روابط 1، 2 و 3 $\gamma = (d_L - d_0) / d_0$ ، برای طول مهار نشده ای محاسبه می شود که دارای بزرگترین تنش خمشی موجود باشد .

4- اگر تنش خمشی موجود در انتهای کوچکتر عضو دارای مقطع متغیر یا انتهای کوچکتر قطعه مورد نظر از عضو مورد مطالعه برابر صفر باشد آنگاه :

$$B = 1.75 / (1 + 0.25 (\gamma)^{0.5}) \quad (4)$$

در این رابطه ، ضریب تغییر مقطع $\gamma = (d_L - d_0) / d_0$ برای طول مهار نشده مجاور مقطعی که تنش خمشی در آن صفر است محاسبه می شود .

در روابط فوق M_1 / M_2 و f_{b1} / f_{b2} منفی است اگر لنگرهای خمشی دو انتها انحنای یک طرفه ایجاد کنند . در رابطه (1) اگر ممان های انتهایی انحنای دو طرفه ایجاد کنند ، توصیه می شود نسبت M_1 / M_2 برابر صفر در نظر گرفته شود . در روابط 2 و 3 اگر محل حداکثر لنگر خمشی در یکی از دو قطعه مهار نشده مجاور هم واقع شود آنگاه f_{b1} / f_{b2} مثبت در نظر گرفته می شود و همواره $f_{b1} / f_{b2} \neq 0$ خواهد بود . هنگامی که یک عضو منفرد با مقطع متغیر و یا قطعات مهار شده در ه یچکدام از حالات فوق قرار نمی گیرد آیین نامه AISC مقدار B را برابر واحد پیشنهاد می کند .

ترکیب تنش ها

اعضای دارای مقطع متغیر در قاب های صنعتی معمولاً به طور همزمان تحت تاثیر فشار محوری و لنگر خمشی قرار می گیرند . بر اساس آیین نامه AISC اعضای تیر ستون با مقطع متغیر بایستی به گونه ای طرح شوند که شرایط زیر در مورد آنها برقرار باشد ،

$$f_{a0} / F_{ay} + C_m f_{bL} / ([1 - f_{a0} / F_{ey}] F_{by}) \leq 1 \quad (5)$$

$$f_{a0} / 0.6 F_y + f_{bL} / F_{by} \leq 1 \quad (6)$$

روابط بالا به ترتیب بر اساس معیارهای پایداری و مقاومت توسعه و تدوین شده است . هنگامی که

$f_{ao} / F_{ay} \leq 0.15$ باشد یا به عبارتی نیروی محوری فشاری قابل ملاحظه‌ای به عضو وارد نشود، بر اساس

این آیین نامه تنها کنترل رابطه زیر کافی است :

$$f_{ao} / F_{ay} + f_{bL} / F_{by} \leq 1 \quad (7)$$

پارامترهای مورد استفاده در سه رابطه بالا به صورت زیر تعریف می‌شوند :

f_{ao} = تنش محوری موجود در انتهای کوچکتر عضو و یا انتهای کوچکتر قطعه مهار نشده بر حسب مورد ،

f_{bL} = تنش خمشی موجود در انتهای بزرگتر عضو و یا انتهای بزرگتر قطعه مهار نشده بر حسب مورد ،

F_{ay} = تنش مجاز فشاری ،

F_{by} = تنش مجاز خمشی وقتی که عضو تنها تحت اثر لنگر خمشی باشد .

$$F'_{ey} = 12\pi^2 E / (23 [K_y L_b / r_{bo}]^2)$$

عضو با مقطع متغیر در صفحه خمش مربوطه ، که در این رابطه ،

K_y = ضریب طول موثر با مقطع متغیر در صفحه خمش مربوطه ،

L_b = طول آزاد عضو با مقطع متغیر در صفحه خمش مربوطه ،

r_{bo} = شعاع ژیراسیون مربوطه در انتهای کوچکتر عضو،

هنگامی که عضو در دو انتها تحت لنگرهای خمشی قرار گیرد که انحنا ی یکطرفه ایجاد کنند و تنش‌های

خمشی در دو انتها تقریباً مساوی باشند ضریب C'_m برابر خواهد بود با ،

$$C'_m = 1 + 0.1 (f_{ao} / F'_{ey}) + 0.3 (f_{ao} / F'_{ey})^2$$

هنگامی که تنش خمشی موجود در انتهای کوچکتر طول مهار نشده صفر باشد آنگاه ،

$$C'_m = 1 - 0.9 (f_{ao} / F'_{ey}) + 0.6 (f_{ao} / F'_{ey})^2$$

آیین نامه AISC اجازه می دهد هنگامی که $S > C_c$ است و ترکیب تنش ها در فواصل کوچک در طول عضو کنترل می شوند در روابط 5 الی 7 از f_a به جای f_{ao} و از f_b به جای f_{bl} استفاده شود .

اگر در درک مطالب به مشکل برخوردید به بنده ایمیل بزنید .

hadibahmani72@yahoo.com

پایان