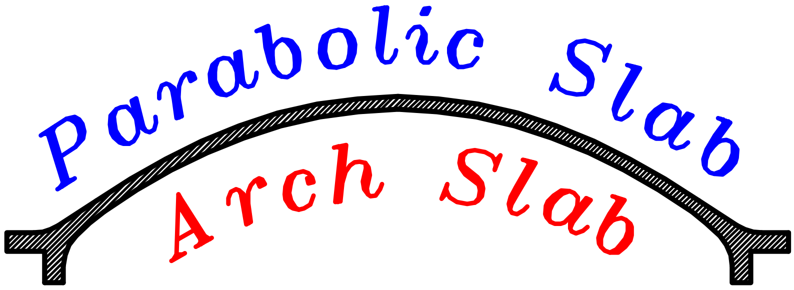
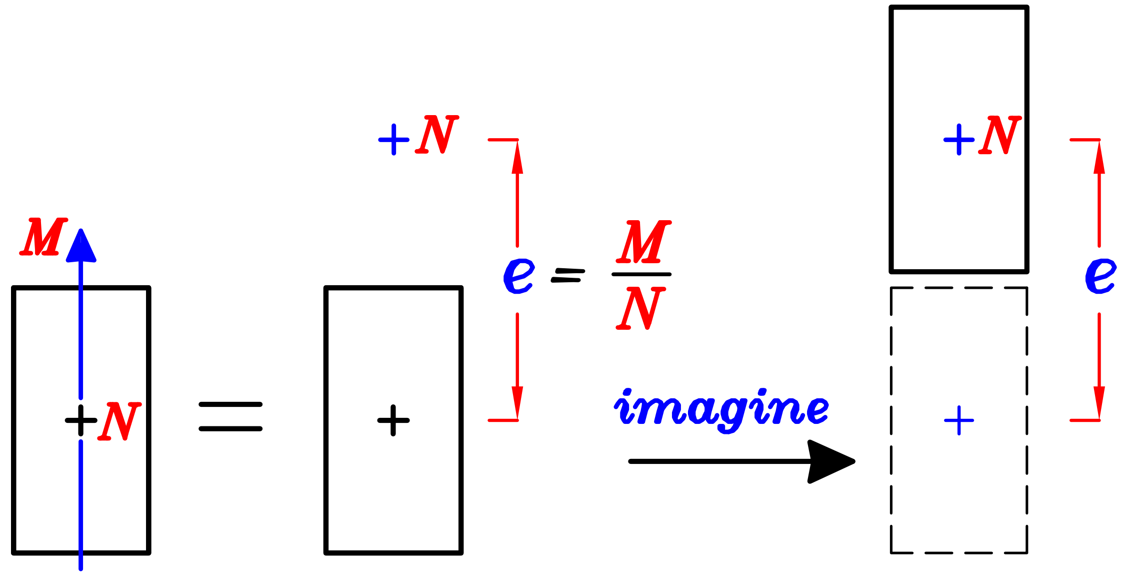

Parabolic Slab
Arch Slab

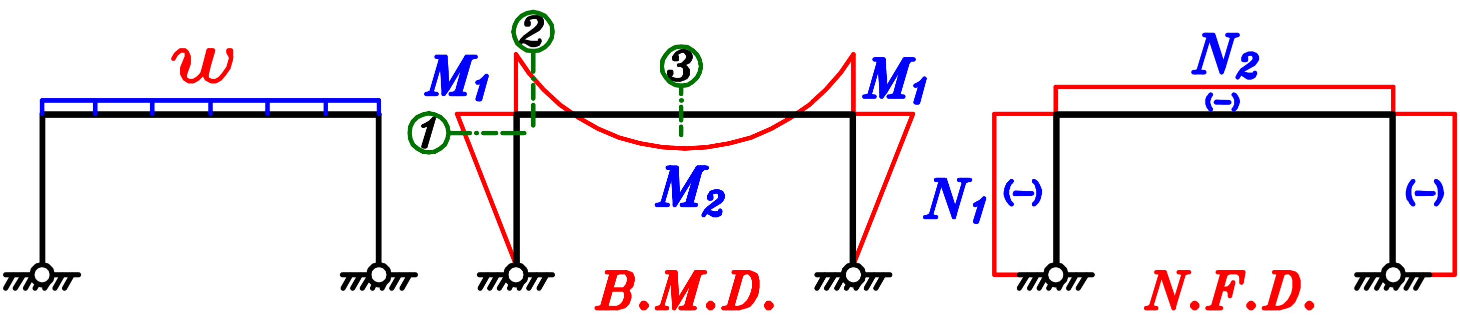
Introduction.

Thrust Line. (Pressure Line).

للقطاعات المؤثر عليها M, N اذا تخيلنا أنه تم ترحيل القطاع مسافه e عكس اتجاه ال moment سيكون القطاع المرحل عليه Normal Force فقط وبالتالى عند تصميمه سيحتاج ابعاد قطاع اقل و كميه حديد تسليح اقل .



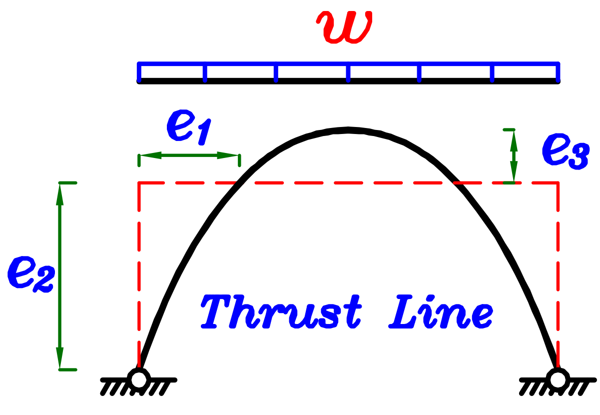
اذا استطعنا لاى structure ان نرحل كل قطاعاته عكس اتجاه ال moment مسافه e سنضمن ان ال structure الجديد كل قطاعاته سيؤثر عليها Normal Force فقط.
و بالتالى تكون ابعاد قطاعاته و كميات حديد تسليحه اقل فتكون تكلفته أقل .
و يسمى ال structure الجديد Thrust Line أو Pressure Line .



Sec. 1 $\quad e_1 = \dfrac{M_1}{N_1}$

Sec. 2 $\quad e_2 = \dfrac{M_1}{N_2}$

Sec. 3 $\quad e_3 = \dfrac{M_2}{N_2}$



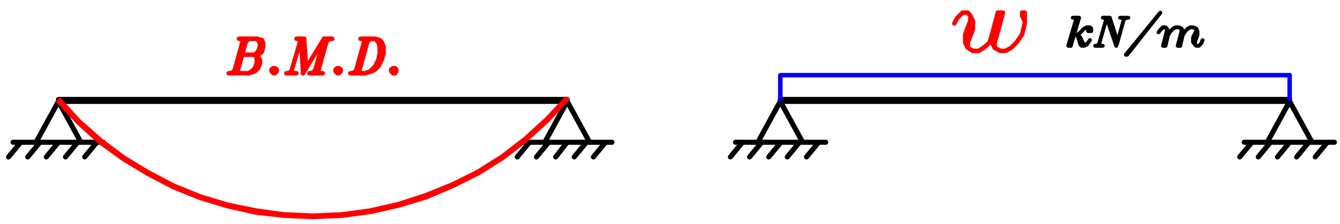
المنشأت التى شكلها نفس شكل (*Thrust Line*)

و لان فى هذه المنشأت تكون قيمه (*axial Force*) تقريبا ثابته على جميع القطاعات .

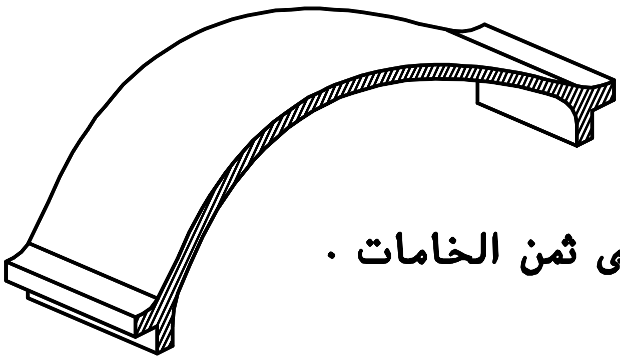
أى أن $\left(e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{M}{constant}\right)$

لذا اذا رسمنا شكل ال (*structure*) عكس شكل ال (*B.M.D.*) يكون هو نفسه
شكل ال (*Thrust Line*) أى لا يكون عليه (*Bending moment*)
و لكن يؤثر عليه فقط (*axial Force*) .
و هذه تعتبر ميزه اقتصاديه لان هذا يوفر فى كميات كلا من الخرسانه و حديد التسليح .

لان البلاطه تحمل احمال منتظمه فيكون شكل ال (*Bending moment*) عباره عن *parabola*



فيفضل اخذ البلاطه *parabola* و لكن لاعلى لكى يكون عكس ال *B.M.D.*

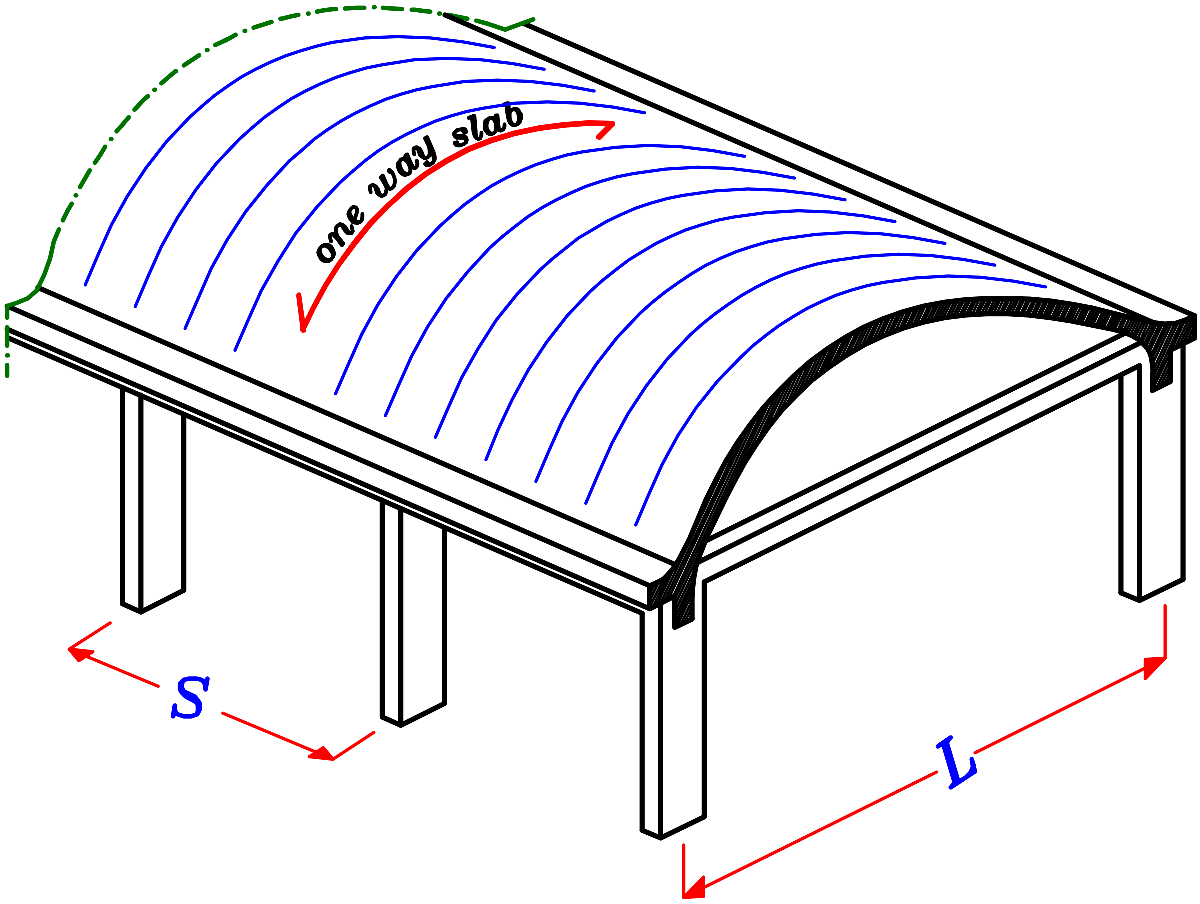


حتى يكون على البلاطه *compression* فقط
و يكون *deflection* البلاطه أقل بكثير
فتكون القطاعات و التسليح أقل و بالتالى أوفر فى ثمن الخامات .

ملحوظه *parabolic slabs* تكون فى الاسطح النهائيه فقط و ليست فى الادوار المتكرره .

ملحوظه

لان الاحمال على ال *parabolic slab* قليله فيكون ال *tension* على ال *tie* نسبياً قليل
لذلك ممكن للتسهيل اهمال ال *extension of tie* .



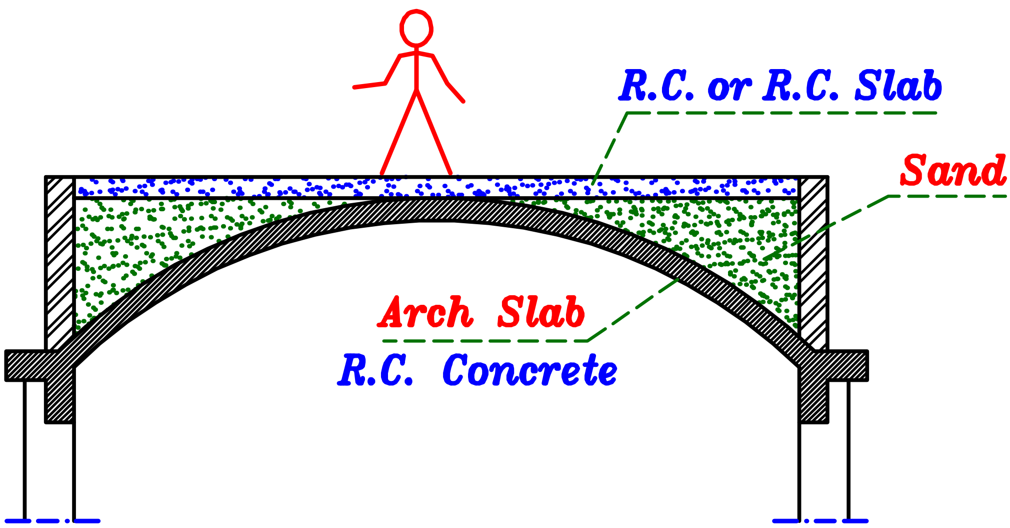
هى عباره عن بلاطه *solid* و تكون *one way* لانها محموله على كمرتين فقط.

مميزاتها : لان شكلها عكس ال *bending moment*
لا يكون عليها *moment* و يكون عليها *compression Force* فقط
و لا يكون لها *deflection* مما سيؤدى عند التصميم الى ان تكون
كميات الخرسانه و الحديد المطلوبين قليله أى تكون البلاطه أرخص .

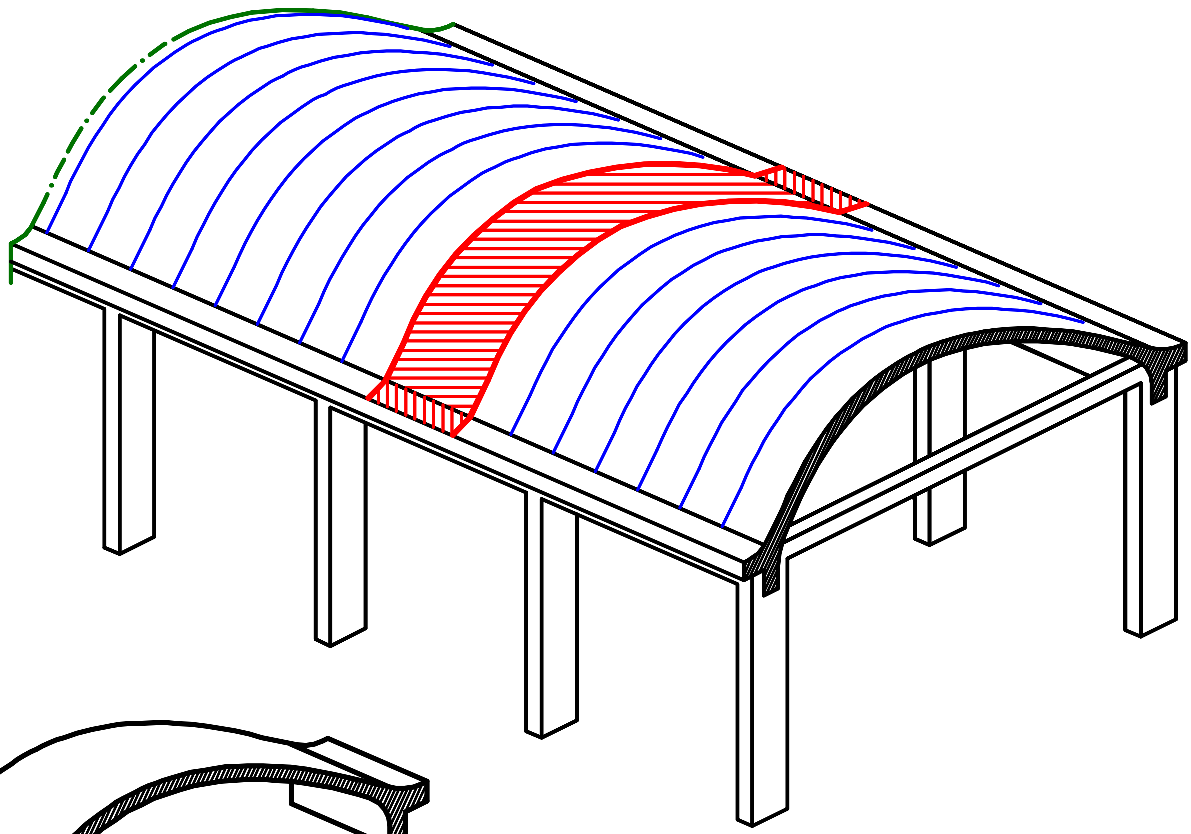
عيوبها : ١- تكون الشده فى التنفيذ منحنيه و يكون الحديد منحنى مما يصعب عمليه التنفيذ .

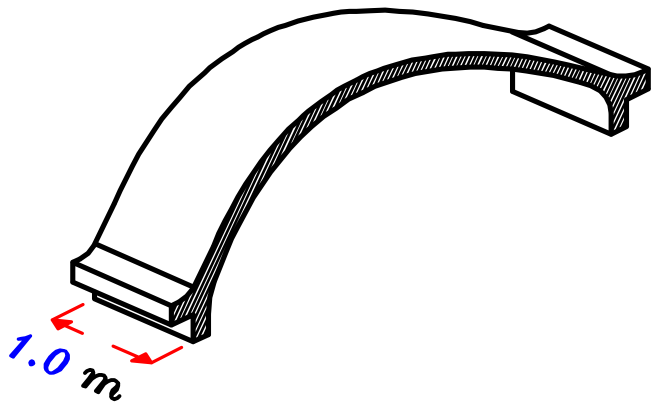
٢- يجب أن تكون دور أخير أى لن نستطيع عمل دور فوقها الا بشروط خاصه .

طريقه استخدام ال
parabolic slab
فى حاله الادوار المتكرره

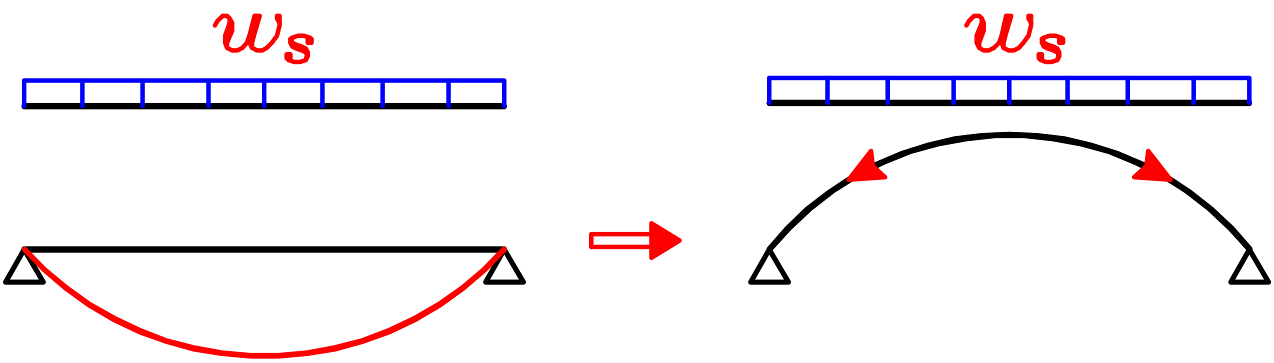


Concept of Parabolic Slab.





بأخذ شريحه فى البلاطه عرضها - ١,٠ م



و لان عاده البلاطات تكون الاحمال عليها ***Distributed Loads***

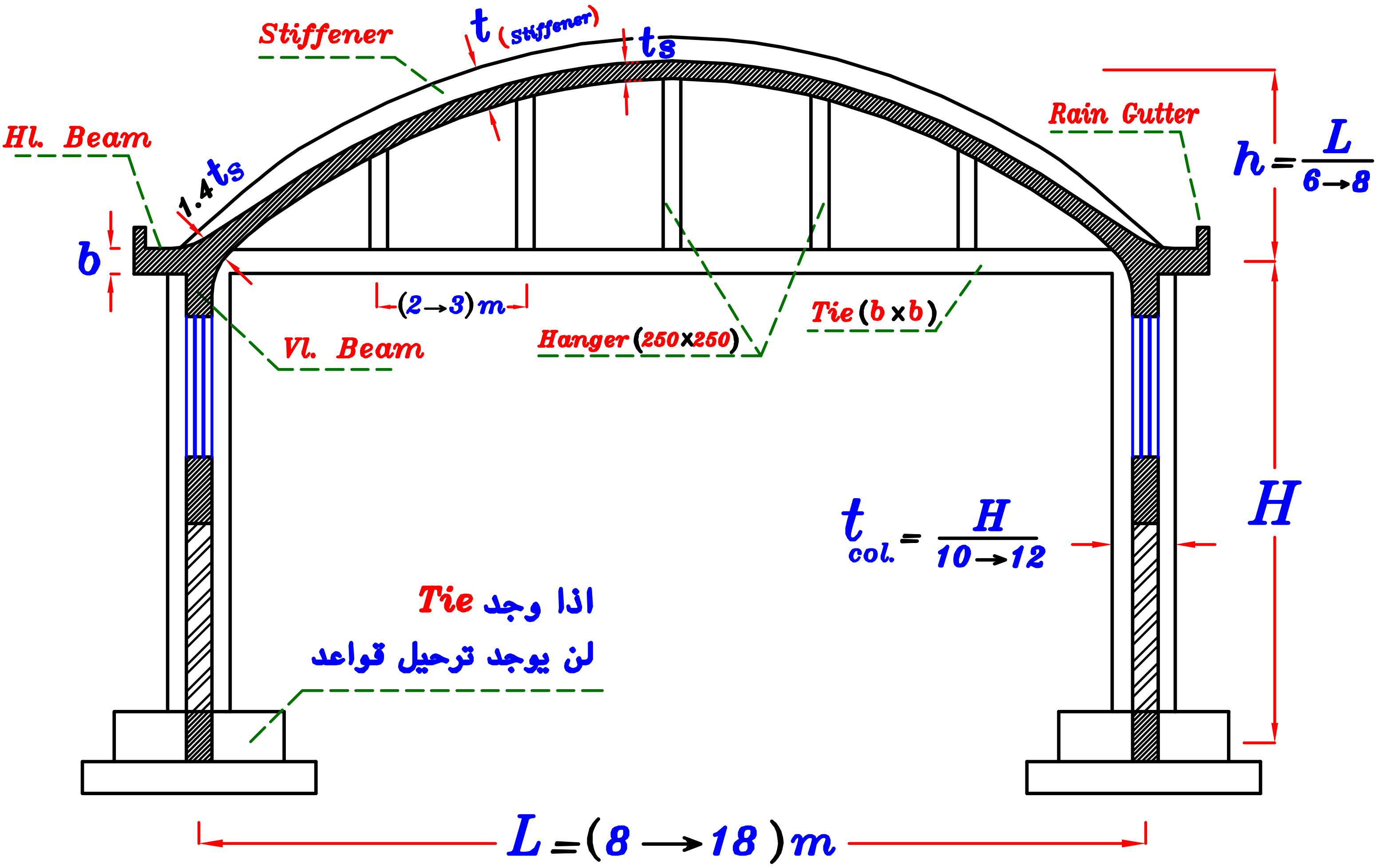
فسيكون الـ ***moment*** المفروض أن يحدث عليها شكله ***Parabola*** لاسفل

لذا اذا اخذنا شكل البلاطه ***Parabola*** لاعلى سيكون شكل البلاطه عكس الـ ***moment***

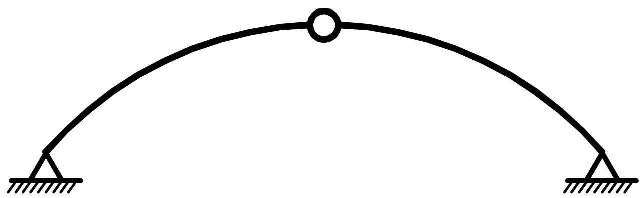
أى أن الشكل الحقيقى للبلاطه يجب ان يكون ***Parabola*** و ليس ***Arch***

أى أن معادلته $\boxed{Y = aX^2 + b\,X + c}$

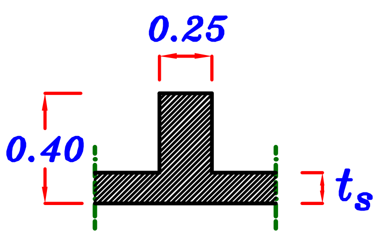
Concrete Dimensions.



* Span (L) = (8 → 18) m
* Hieght (h) = $\frac{L}{6 \rightarrow 8}$
* t_s = (8 → 14) cm.
* b = width of HL. Beam
  = (0.25 OR 0.30) m
* Tie (b x b)
* Hanger (250 x 250)
* $t_{col.} = \frac{H}{10 \rightarrow 12}$
* Stiffener (250 x 400)

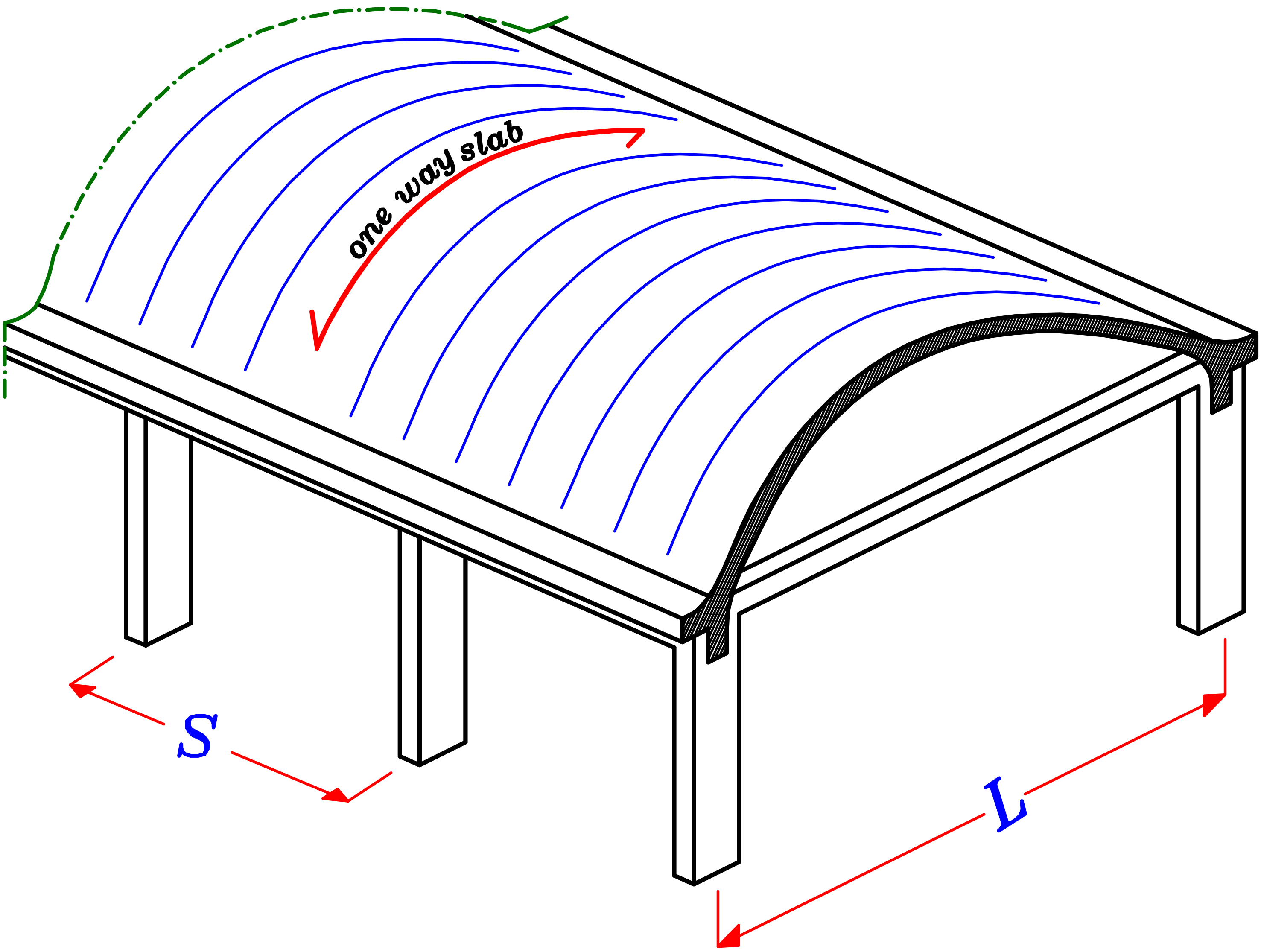


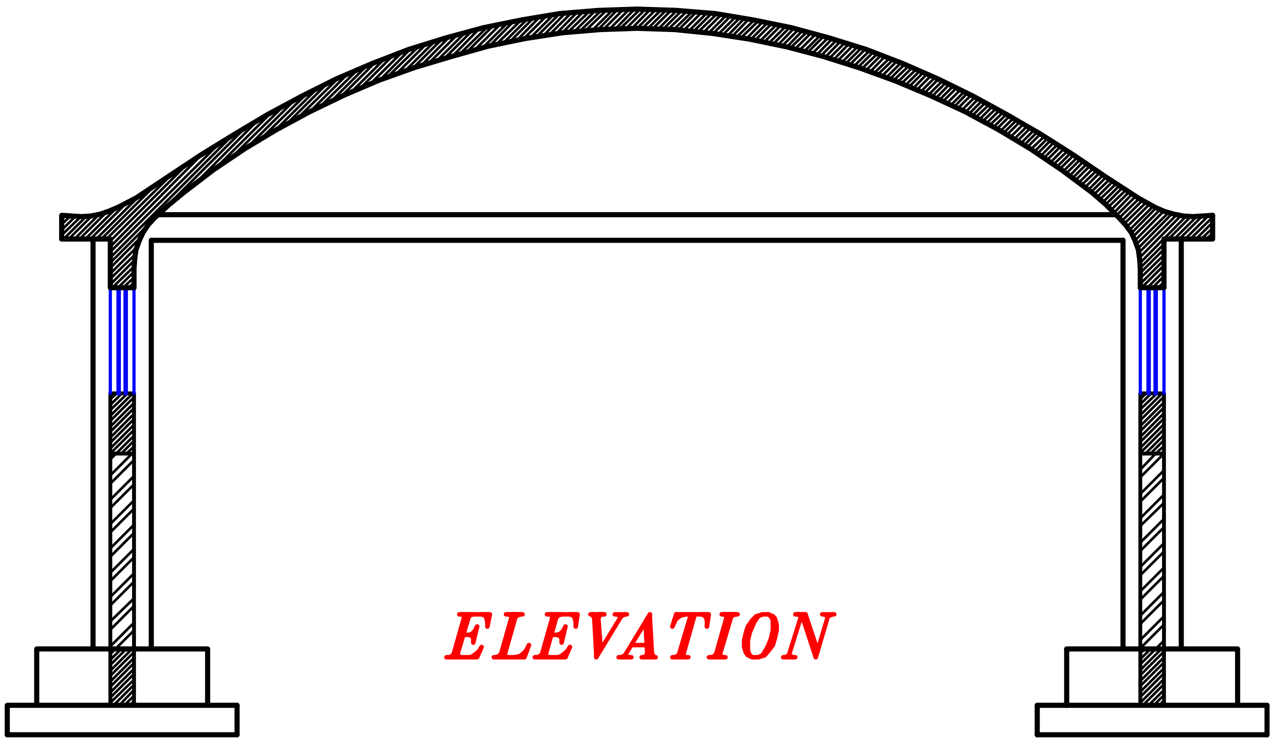
Statical System



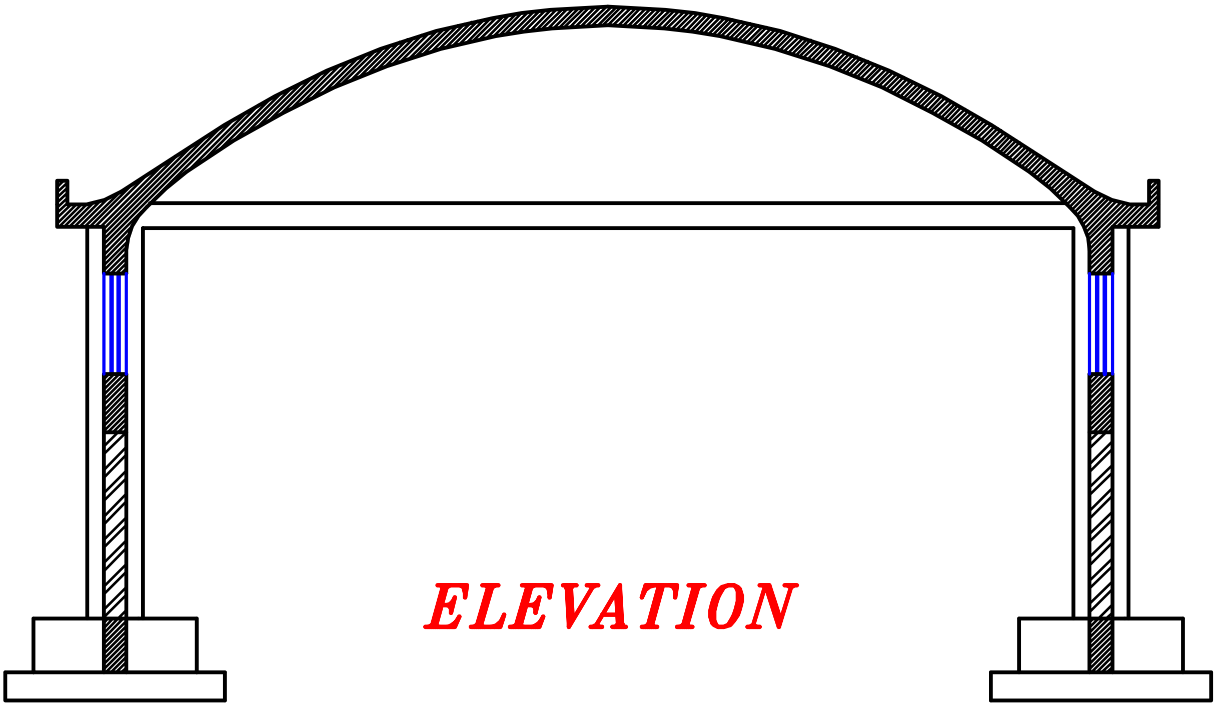
توضع لتقويه البلاطه وتقليل ال Buckling حيث أن البلاطه معرضه ل Comp. Force
و يفضل وضعها فوق ال Hangers حتى يدخل تسليح ال Hangers بها .

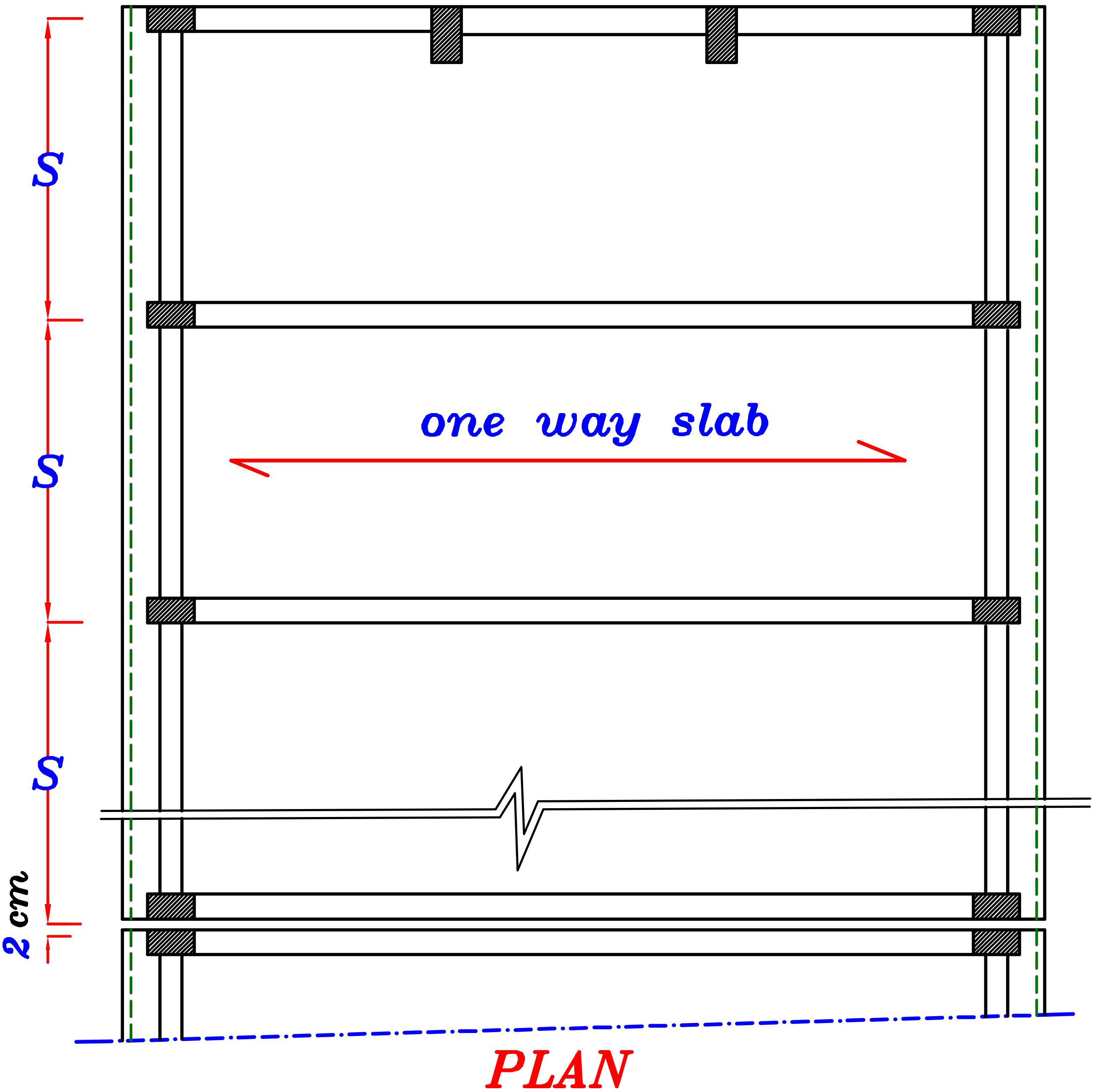
Arch Slab. Without Stiffeners & Without Hangers.



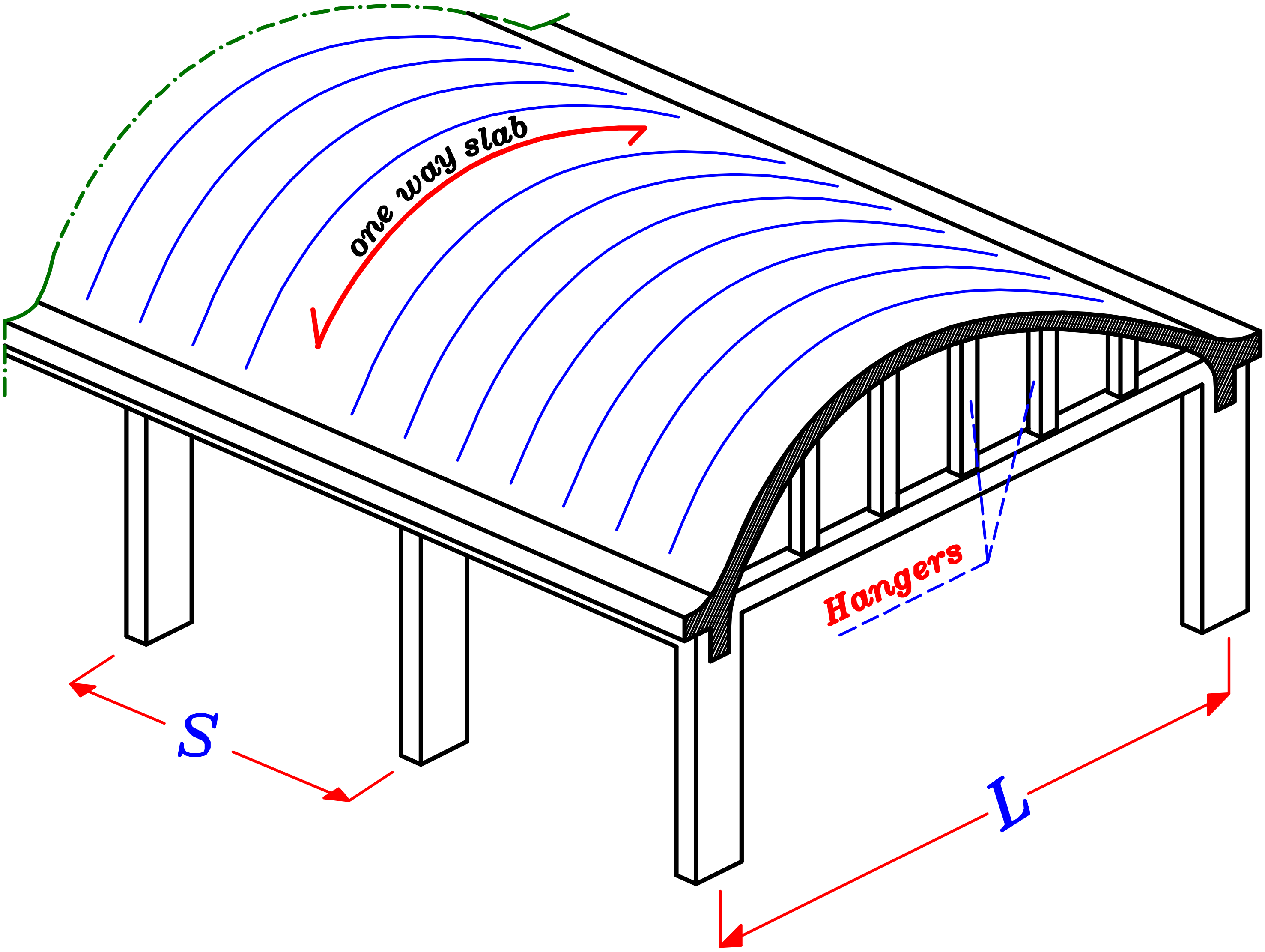


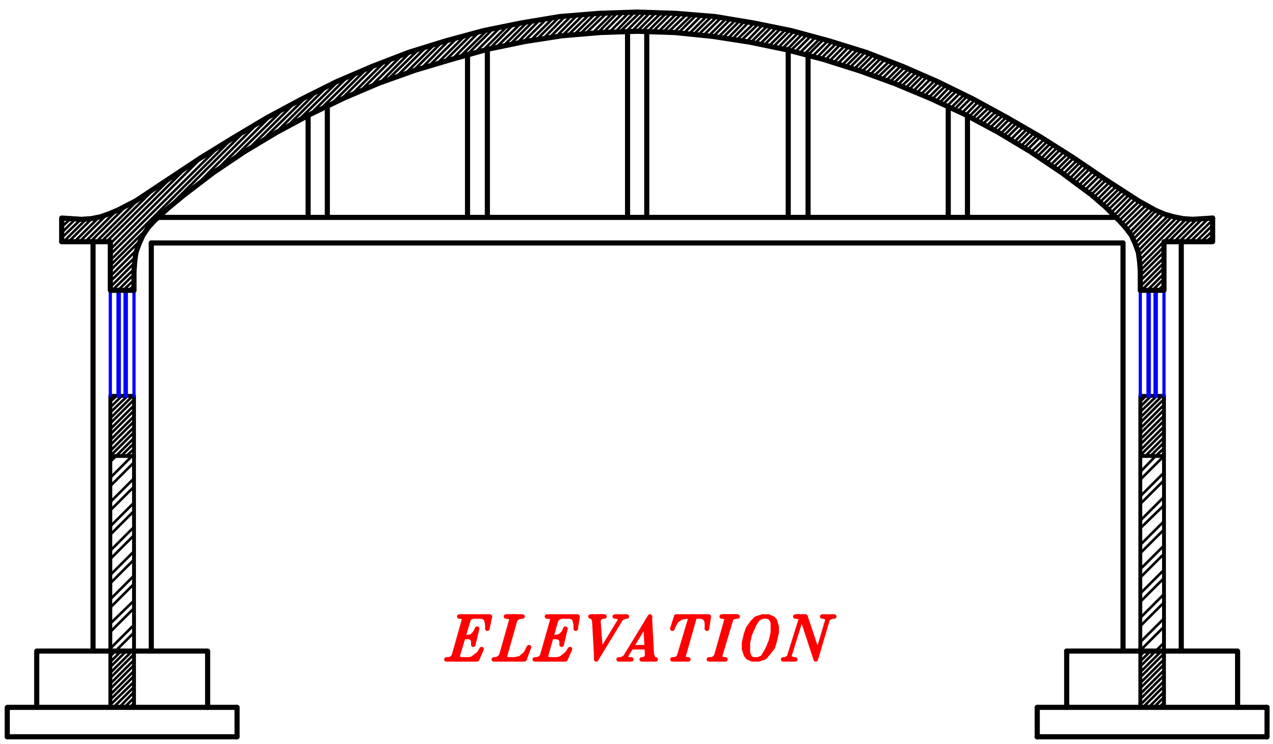
ELEVATION


ELEVATION


S
S
S
2 cm
one way slab
PLAN

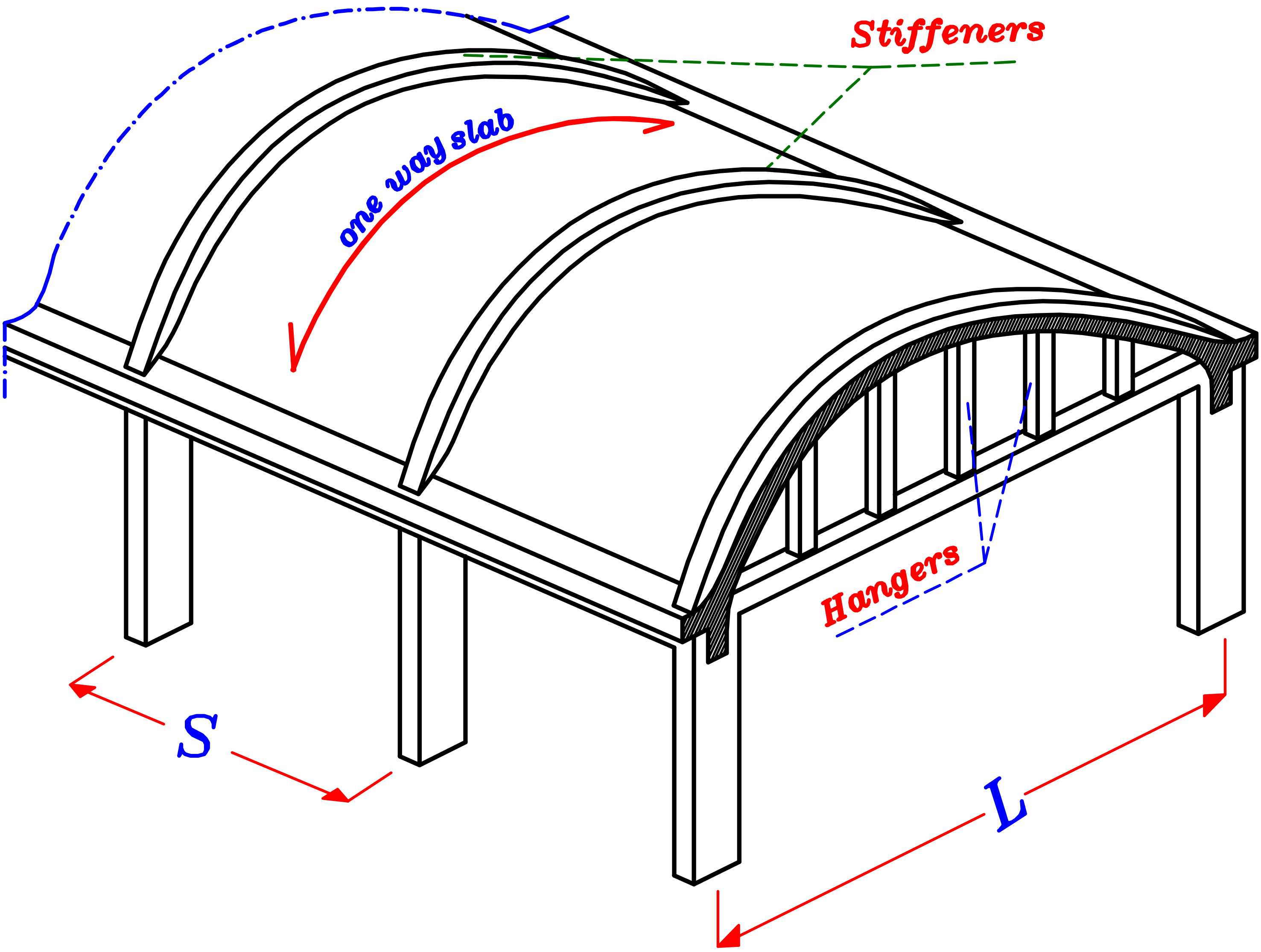
Arch Slab. Without Stiffeners & With Hangers.

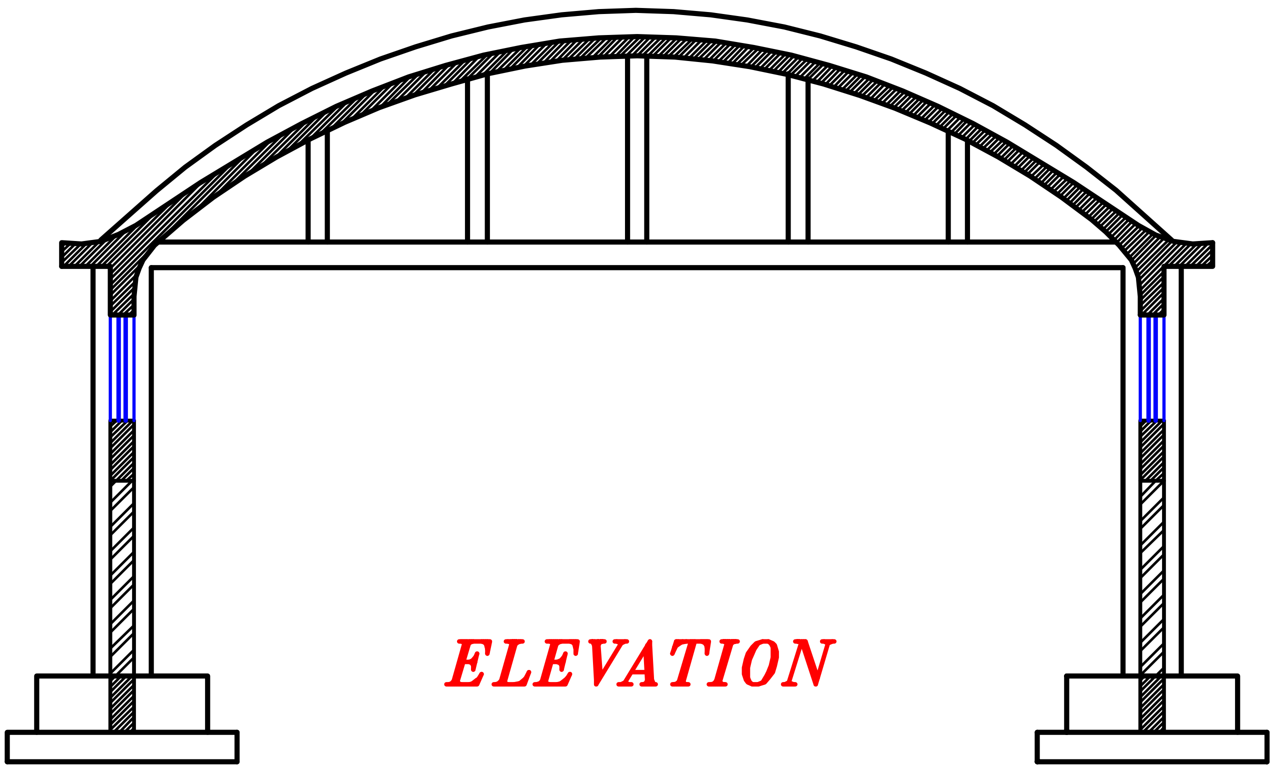




ELEVATION

Arch Slab. With Stiffeners & With Hangers.





Drawing Arch Slab.

لان شكل ال Arch Slab فى الحقيقه عباره عن Parabola

لذا لرسم منحنى ال Parabola توجد طريقتين :

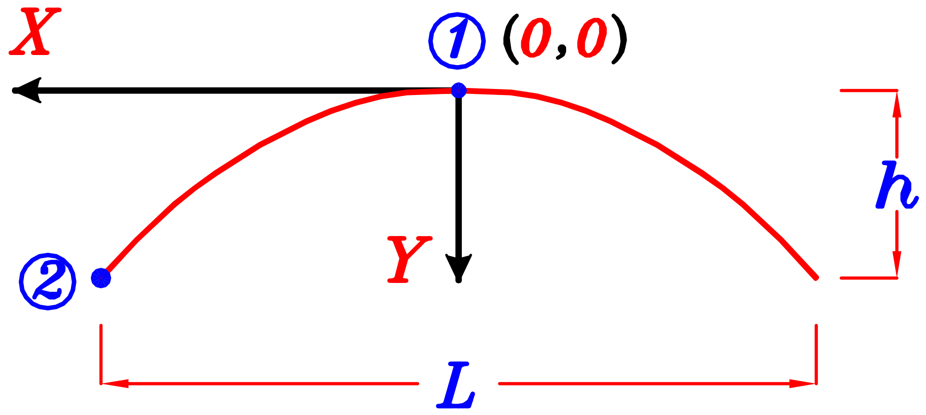
---

① By using Equations.

لان معادله ال Parabola $\boxed{Y = a X^2 + b X + c}$

و لكن اذا اخذنا اعلى نقطه فى البلاطه هى نقطه $(0,0)$

ستتحول المعادله الى $\boxed{Y = a X^2}$



لتحديد قيمه a

بالتعويض فى النقطه ② $\boxed{X = \frac{L}{2}}$, $\boxed{Y = h}$

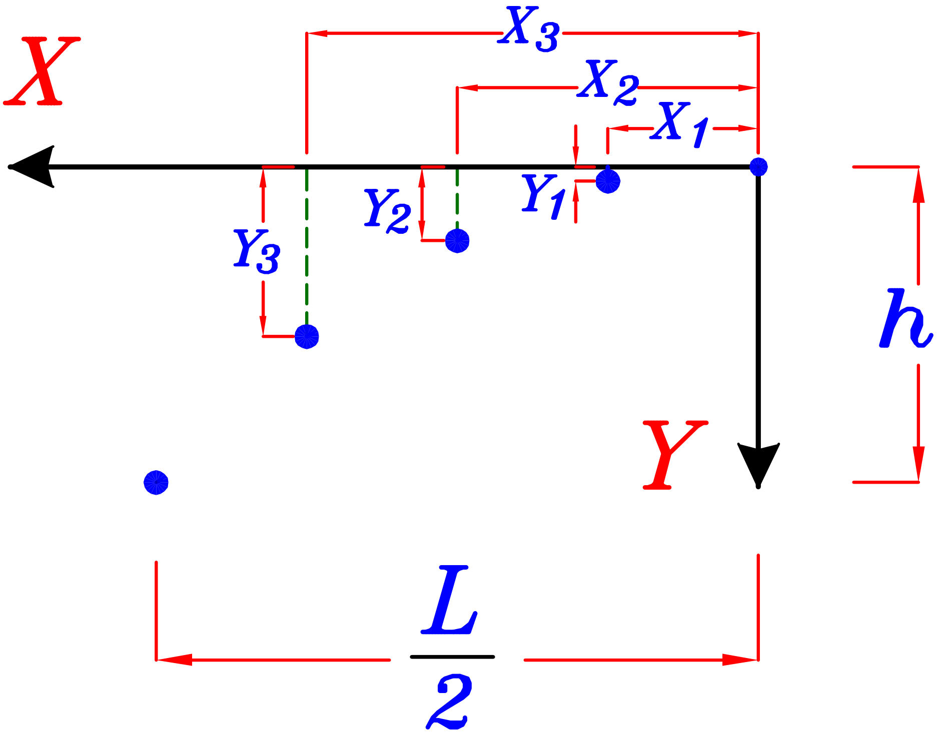
$$Y = a X^2 \longrightarrow h = a \left(\frac{L}{2}\right)^2 \longrightarrow \boxed{a = \frac{4h}{L^2}}$$

$$\therefore \quad \boxed{Y = \frac{4h}{L^2} * X^2}$$

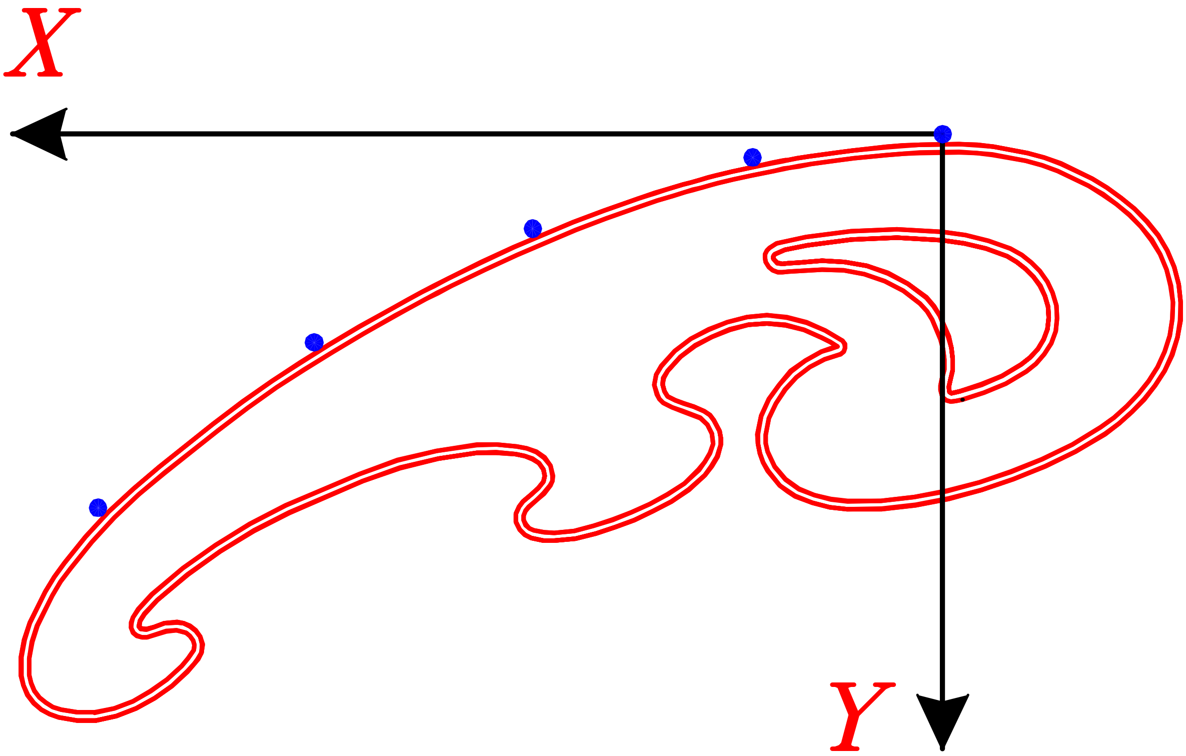
$$\boxed{Y = \frac{4\,h}{L^2} * X^2}$$

بالتعويض فى المعادله عند عده نقط

نفرض قيمه X ثم نحسب لها ال Y



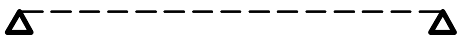
سيكون لدينا عده نقاط على المنحنى ممكن التوصيل بينهم بال French Curve



② *By Graphical Method.*

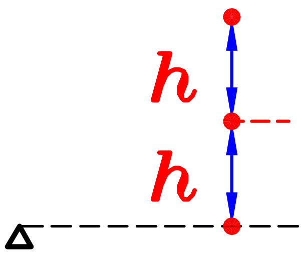
ممكن عمل ٧ مماسات و رسم *curve* يمسهم جميعا .

١- نرسم الخط الافقى للبلاطه

1


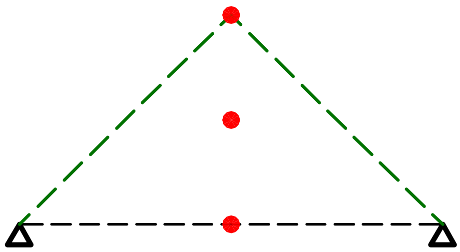
٢- نرسم قيمه *h* للبلاطه

ثم نرسم مسافه أخرى بنفس القيمه .

2


٣- نوصل من النقطه العليا الى بدايه

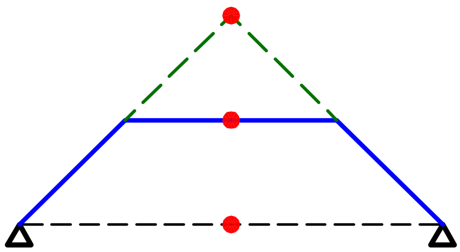
و نهايه الـ *parabola*

3


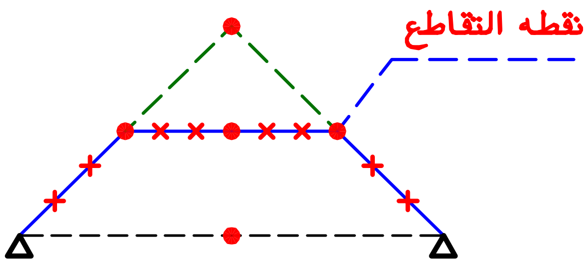
٤- نوصل خط أفقى من النقطه التى فى المنتصف

موازى للـ *datum*

فيتكون ثلاث مماسات للـ *parabola*

4


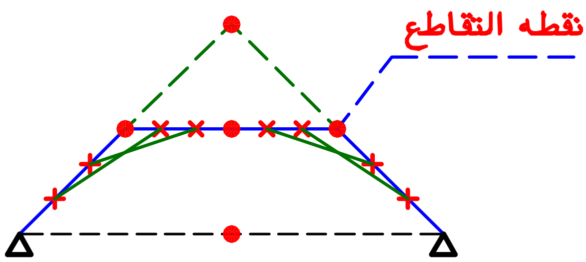
٥- نقسم كل خط الى ثلاث مسافات متساويه

5


٦- نوصل خطوط بين النقط بحيث نوصل النقطه

القريبه من نقطه التقاطع بالنقطه البعيده

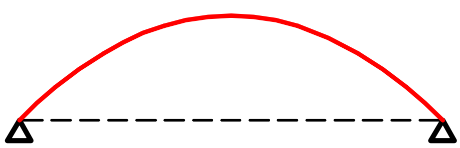
فيتكون الـ ٧ مماسات للـ *parabola*

6


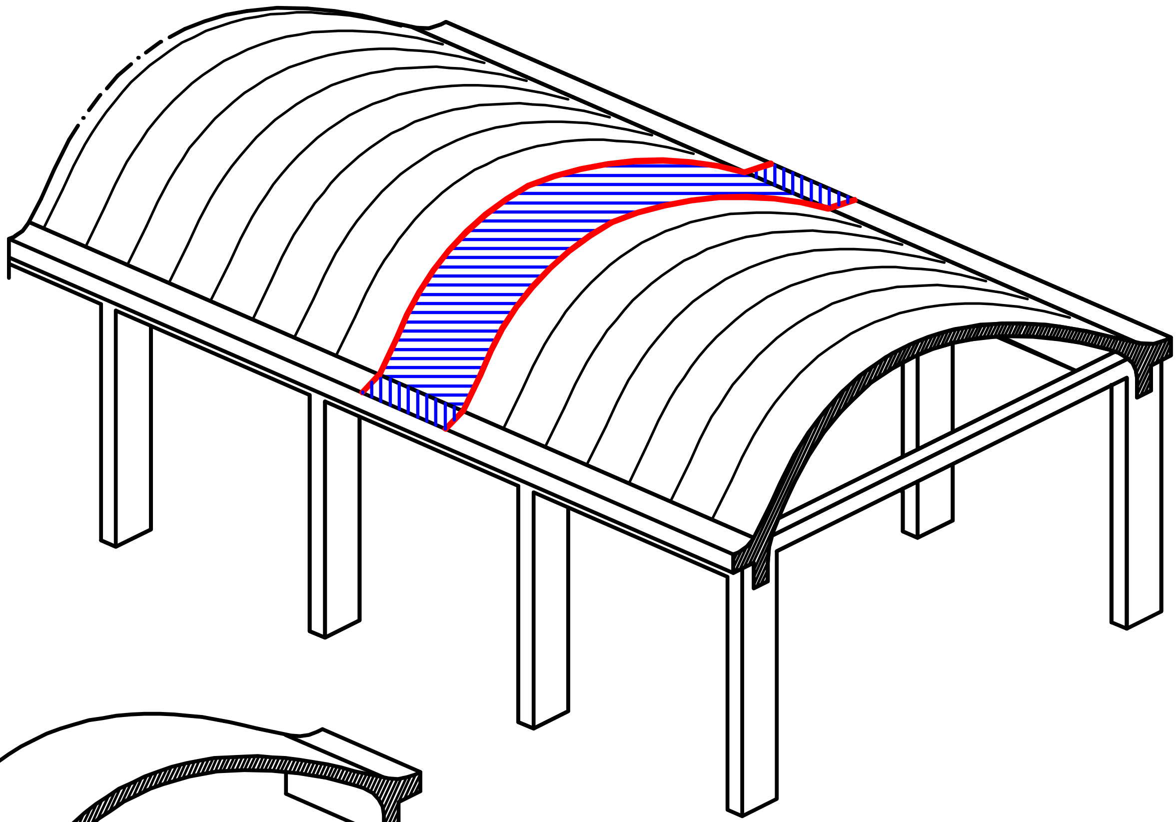
٧- يتم عمل *curve* يرسم بالـ *French curve*

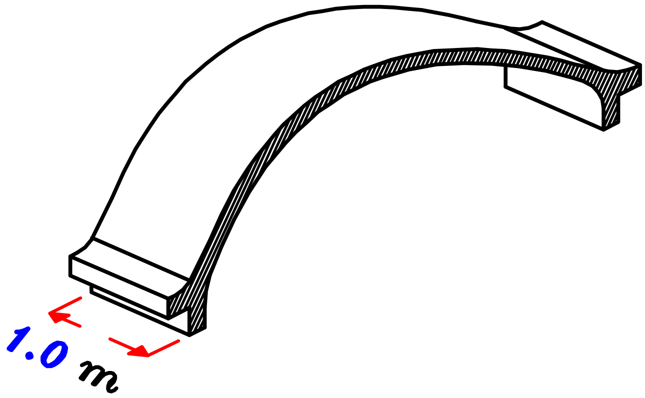
يمس السبع مماسات فيكون هو الـ *parabola*

المطلوب للـ *moment*

7


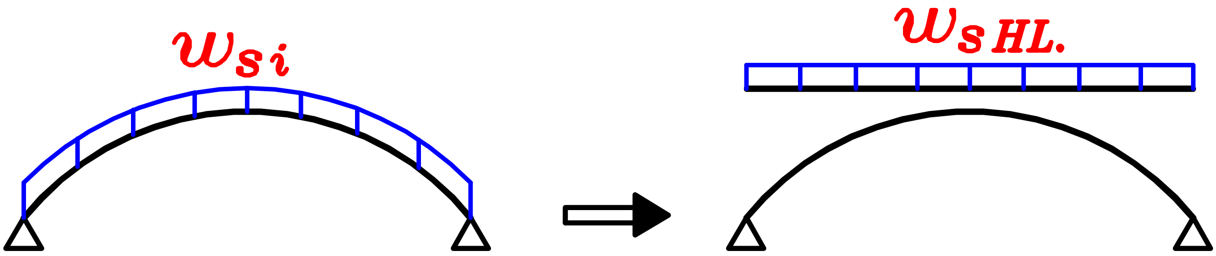
Analysis of Arch Slab.





بأخذ شريحه فى البلاطه عرضها – ١,٠ م

و نضع عليها حمل منتظم $w_{s\,HL.}$



فى الحسابات يتم وضع الحمل على البلاطه على الافقى و ليس المائل

لاننا لن نستطيع حساب $Cos\ \theta$ لكل نقطه لان قيمه θ تختلف عند كل نقطه .

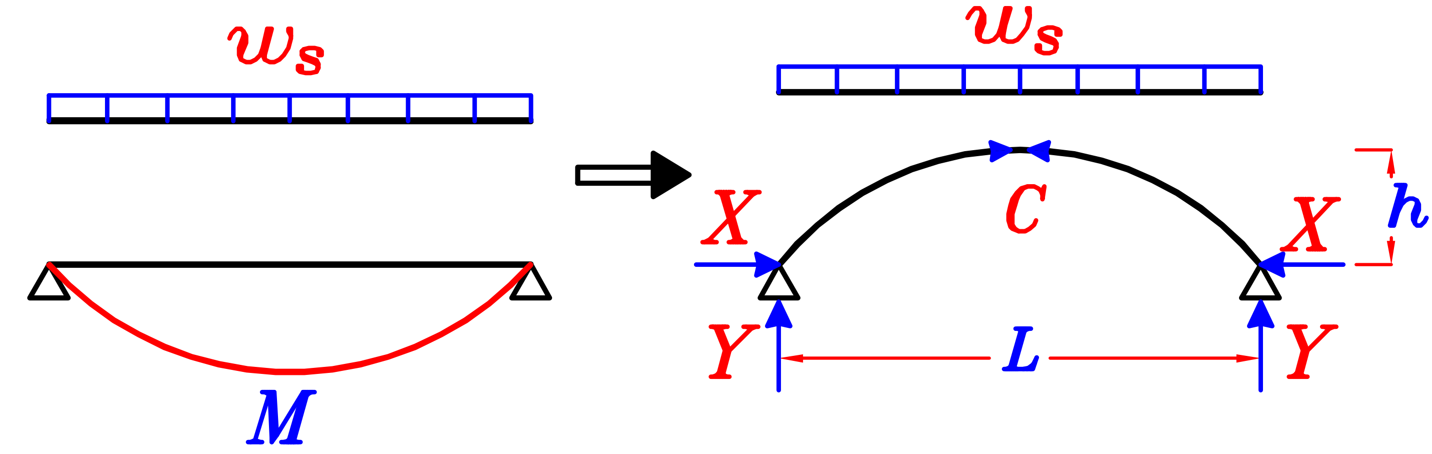
Take $t_s = (100 \rightarrow 140)\ mm$ $\boxed{t_s \simeq 120\ mm}$

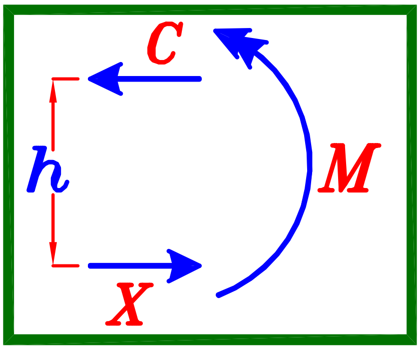
assume $F.C. \simeq 0.50\ kN\backslash m^2$, $L.L. \simeq 0.50\ kN\backslash m^2$

$$w_s = 1.4\,(t_s\,\gamma_c + F.C.) + 1.6\,(L.L.) \simeq 5.0\ kN\backslash m^2$$

تعتمد الفكره الي تحويل ال Bending moment الي Couple

اى الي Tension Normal Forces & Compression Normal Forces





$$Y = \frac{w_s\, L}{2}$$

$$C = X = \frac{M}{h}$$

لان الاحمال على البلاطه المنحنيه تعتبر صغيره فبالتالى ستكون قيمه X صغيره

فاذا وضعنا Tie حتى تقاوم قيمه X فلن يكون عليها Tension كبير

و فى هذه الحاله ممكن اهمال ال Extension of Tie

Get N.F. & B.M.

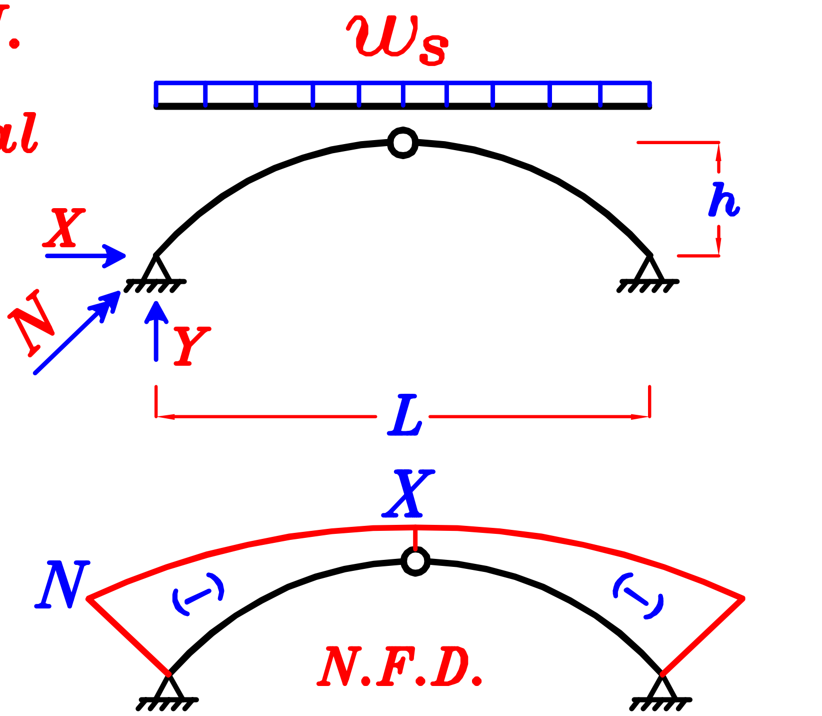
To get max Normal

B.M. = Zero

$$Y = \frac{\sum Loads}{2} = \frac{w_s\, L}{2}$$

$$X = \frac{M}{h} = \frac{w_s\, L^2}{8\, h}$$

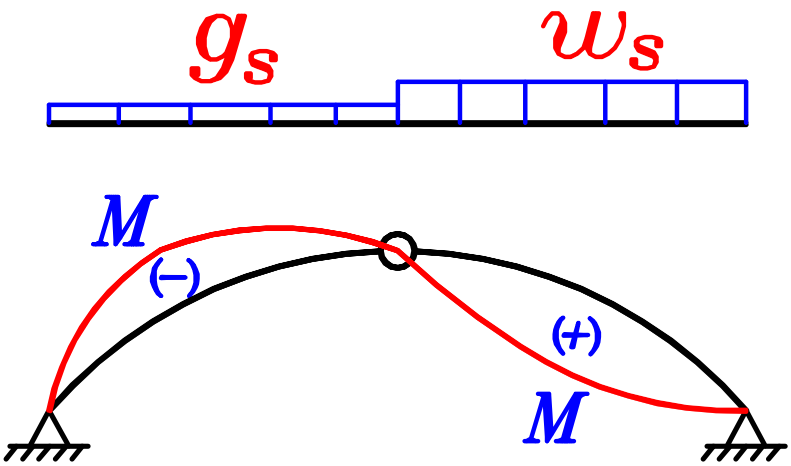
$$N = \sqrt{X^2 + Y^2}$$



To get max B.M.

لعمل *bending moment* على البلاطه

نعمل حالات تحميل

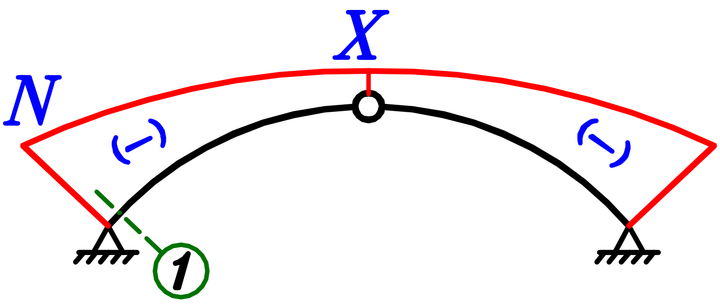


$$\boxed{M = \frac{p_s * L^2}{64}}$$

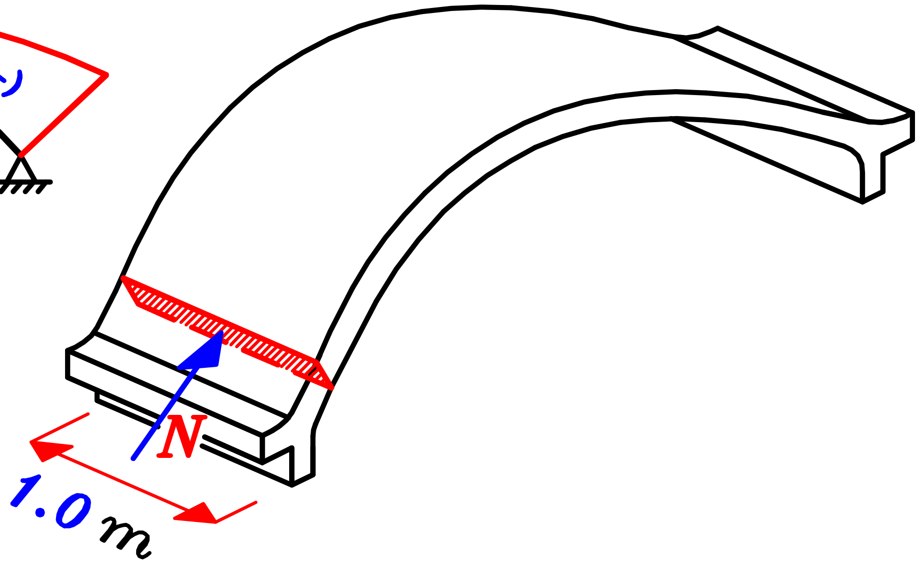
where : $p_s = w_s - g_s$

قيمه صغيره جدا جدا ممكن اهمالها

Design Critical Section of Arch Slab.

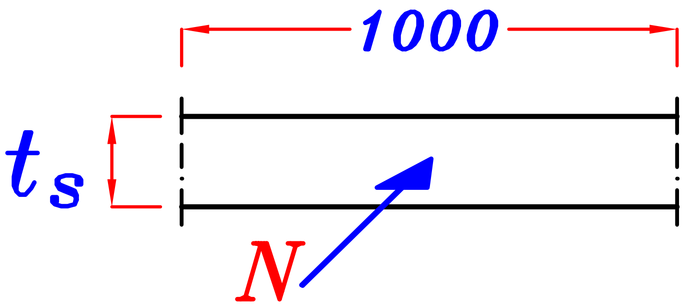


$$\boxed{N=\sqrt{X^2+Y^2}}$$



Design on N.F. only.

Sec (1−1)



$$\therefore \boxed{P_{U.L.} = 0.35\,A_c\,F_{cu} + 0.67\,A_s\,F_y}$$

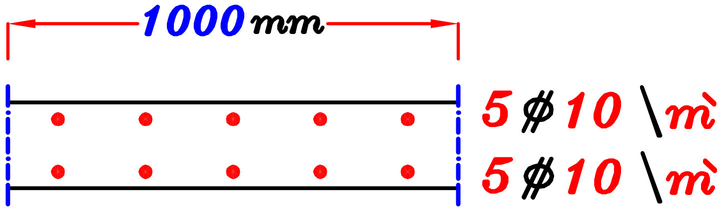
$$P_{U.L.} = N \quad , \quad A_c = t_s * 1000 \longrightarrow \text{Get } A_s = \checkmark\ mm^2$$

عاده تكون A_s أقل من $A_{s\,min}$

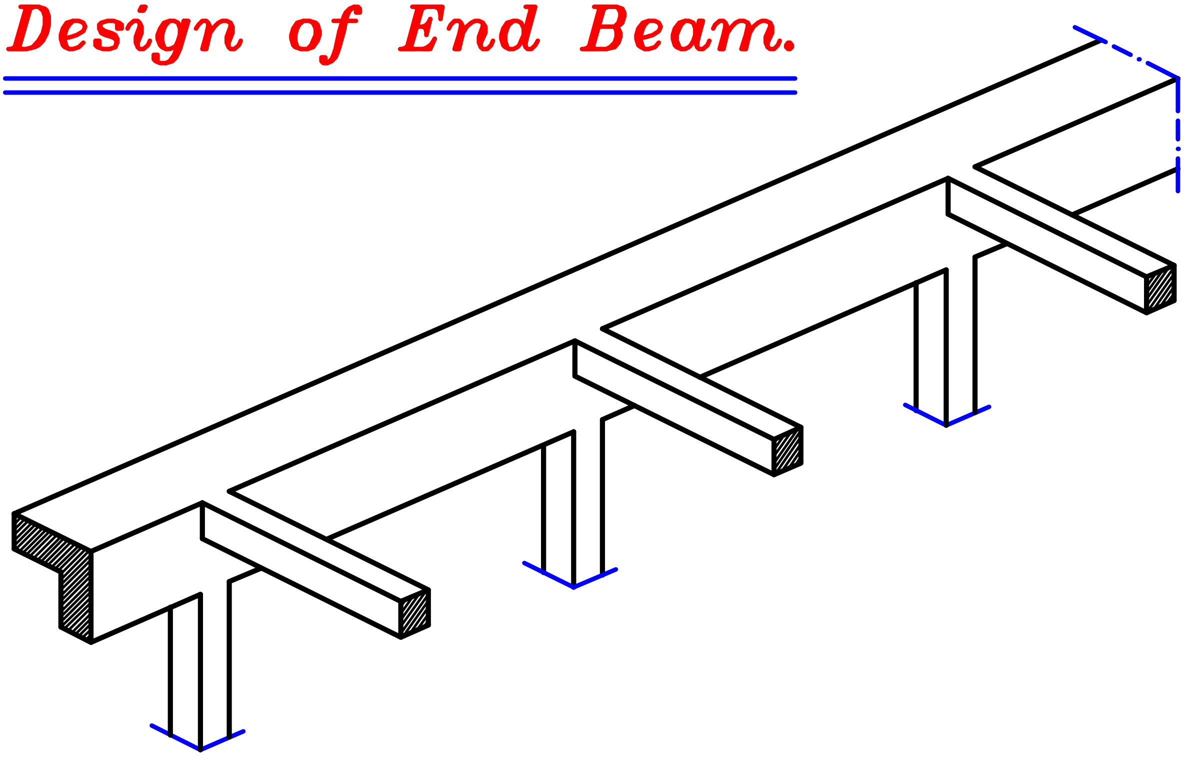
$$\therefore \text{Take } A_s = A_{s\,min} = \frac{0.6}{100} * b * t = \frac{0.6}{100} * 120 * 1000$$

$$= 720\ mm^2 \simeq 10\phi10 \backslash m`$$ مجموع الحديد السفلي و العلوي

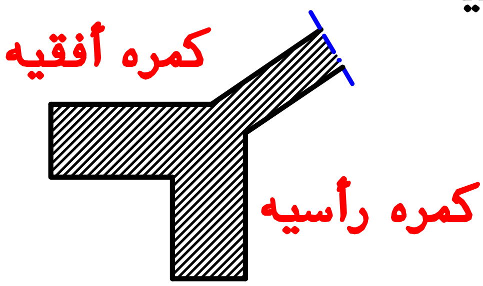
$$\boxed{A_s = A_s` \simeq 5\phi10 \backslash m`}$$



* *Design of End Beam.*



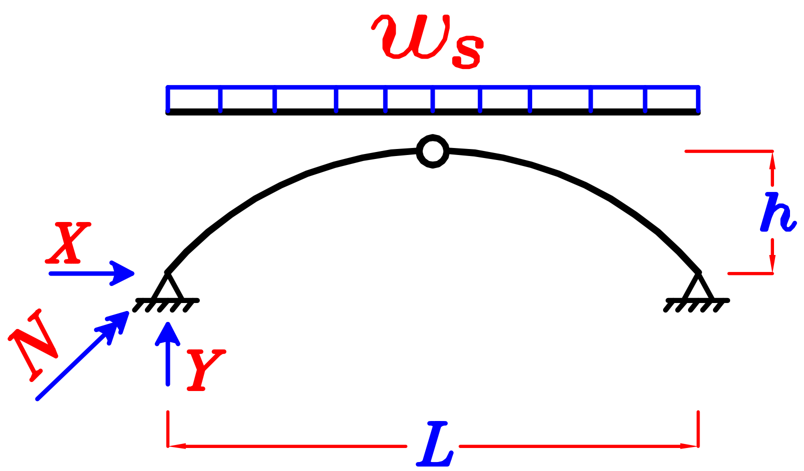
- الكمره الطرفيه *End beam* يوجد عليها قوه أفقيه
لذا تتكون من كمرتين
كمره رأسيه لتحمل الاحمال الرأسيه
كمره أفقيه لتحمل الاحمال الافقيه .



- أى قوى رأسيه تذهب الى الكمره الرأسيه
أى قوى أفقيه تذهب الى الكمره الافقيه .

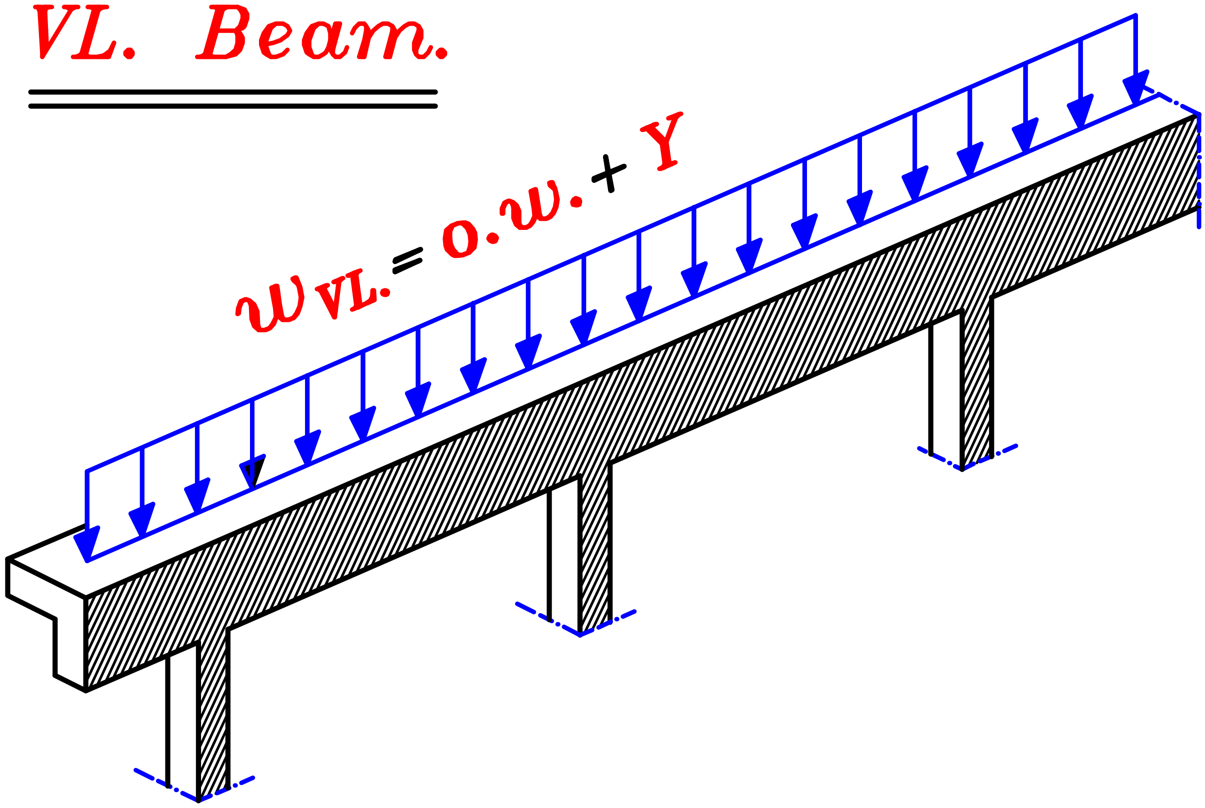
- وزن الكمرتين هو حمل رأسى لذا يذهب الى الكمره الرأسيه فقط.

$$\underset{(beam)}{O.W.}\ (VL.+HL.) \simeq 7.0\ kN/m$$



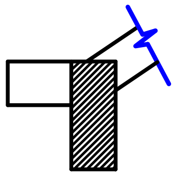
- X, Y من شريحه البلاطه
تنقل على الا *End beam*
Y تذهب الى الكمره الرأسيه .
X تذهب الى الكمره الافقيه .

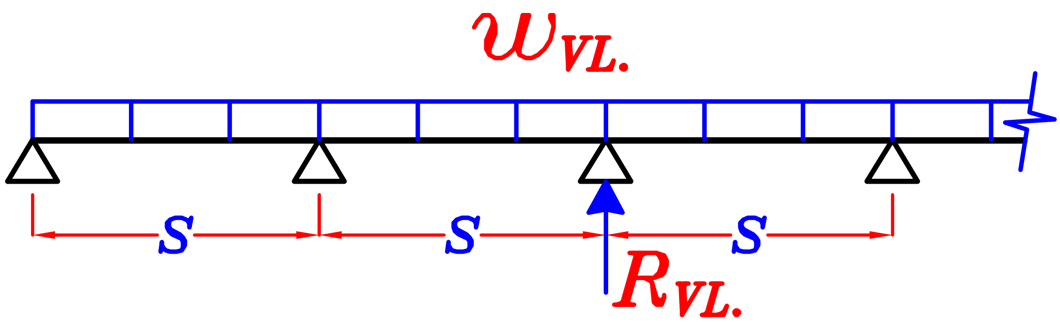
VL. Beam.

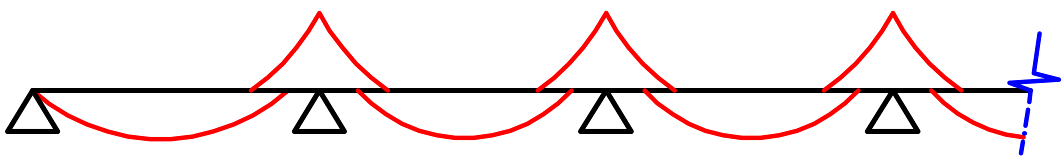


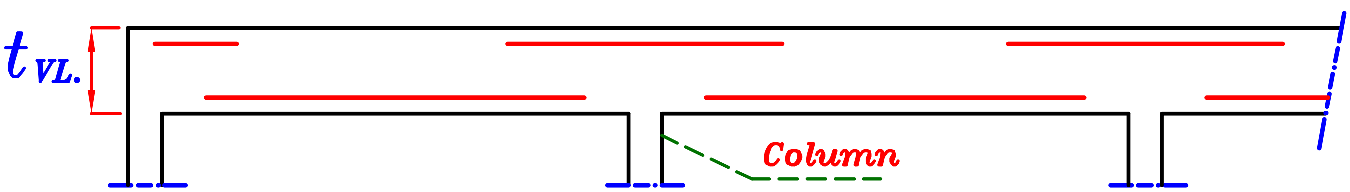
$$w_{VL.} = O.W._{(beam)} + Y \quad kN\backslash m`$$

Designed as R–Sec.



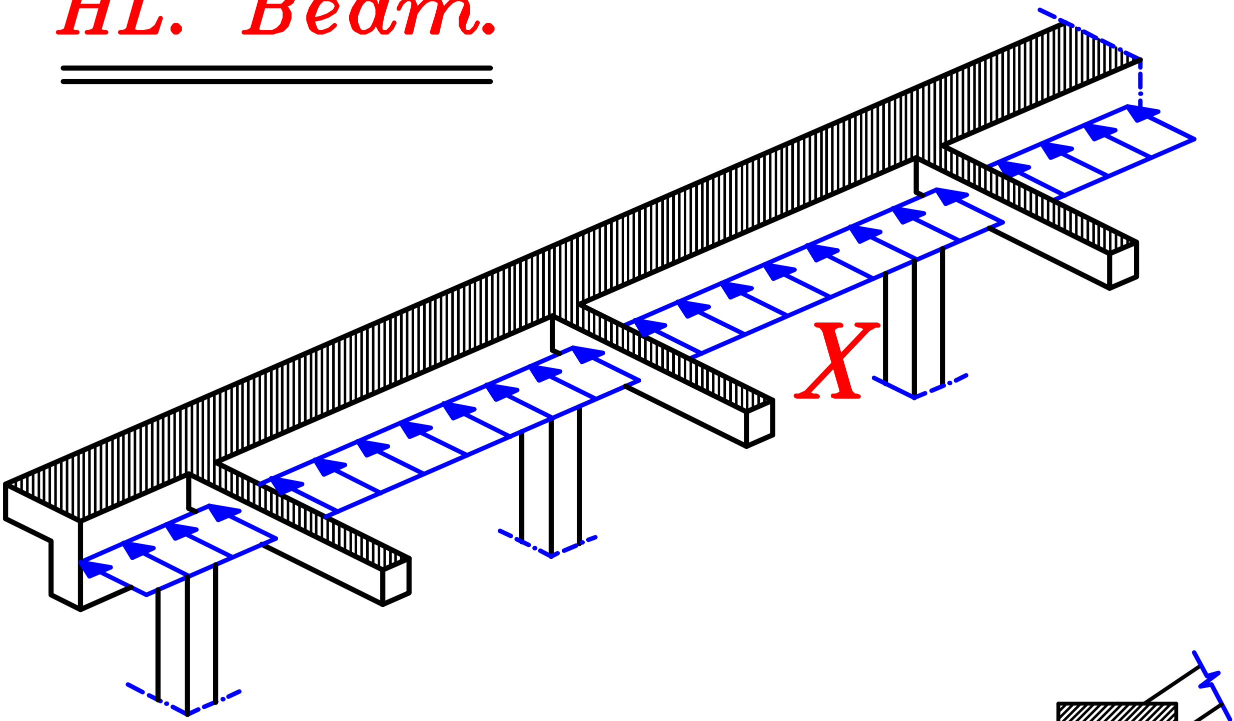




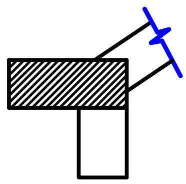


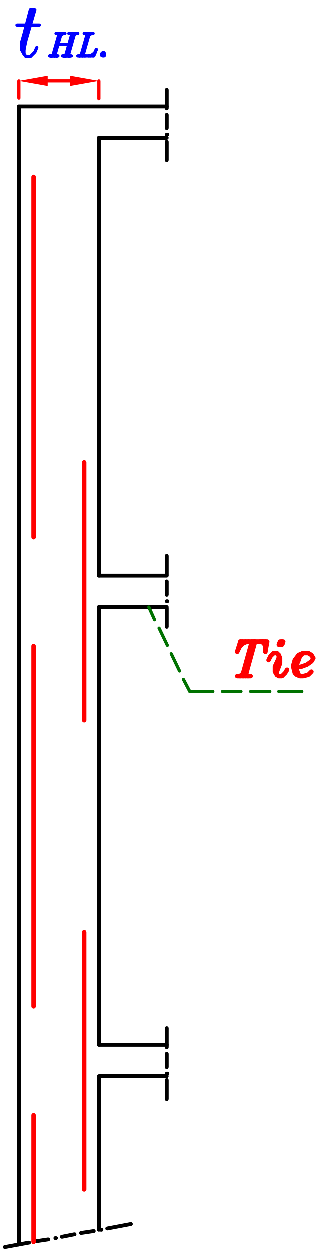
$$\boxed{R_{VL.} = (o.w. + Y) * S}$$ تنقل الى العمود

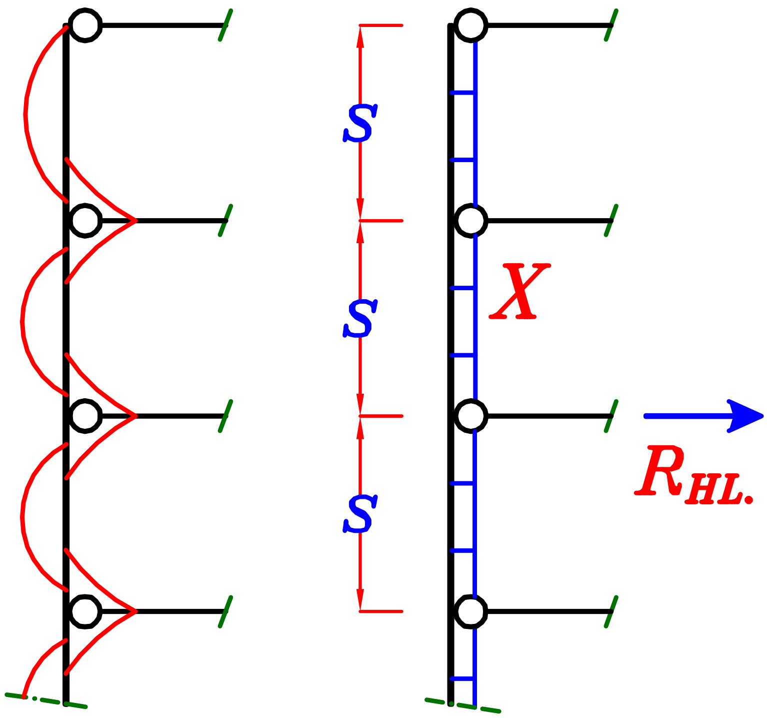
HL. Beam.



Designed as R–Sec.





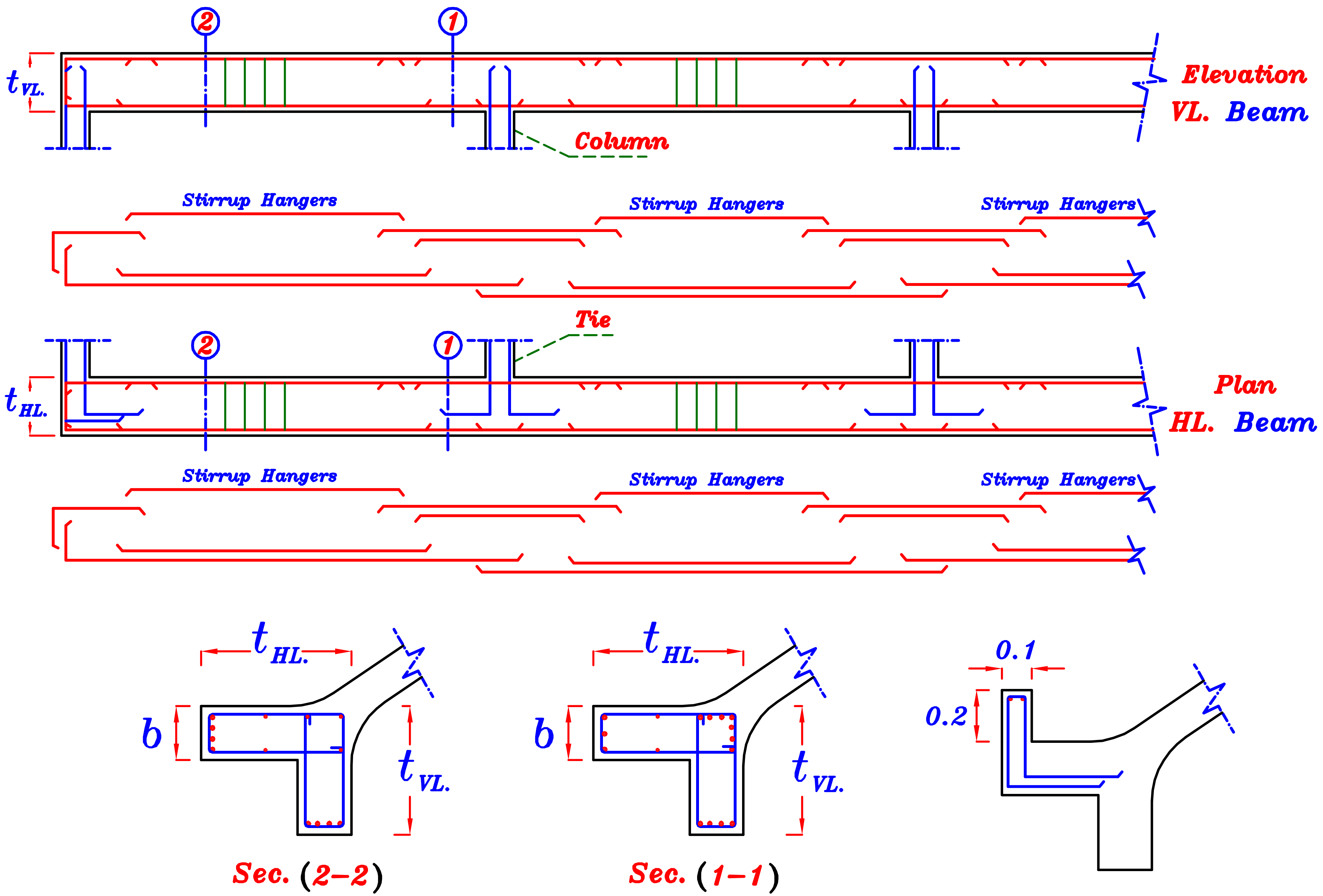


plan

$$\boxed{R_{HL.} = X * S}$$

تنقل الى ال Tie

RFT. of End Beam.

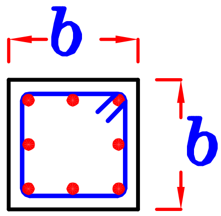


* Design the Tie. $(b \times b)$

المقصود بـ b هو العرض الاصغر من
عرض العمود و عرض الكمره الافقيه
لان تسليح الـ tie سيدخل فى الاثنين .

Neglect O.W. $\therefore$ B.M. $\simeq$ Zero

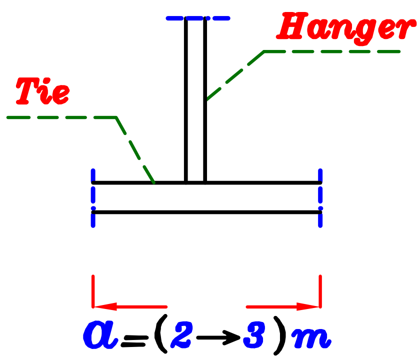
$$\boxed{T_{(Tie)} = R_{HL.} = X * S}$$



$$A_S = \frac{T_{(Tie)}}{F_y \backslash \delta_s} = (\text{Total area of steel})$$

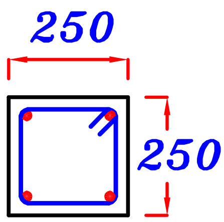
$$A_C = (b \times b)$$

* Design the Hanger. (250×250)



$$T = O.W._{(hanger)} + O.W._{(Tie)} * a$$

$$A_S = 4 \phi 12$$



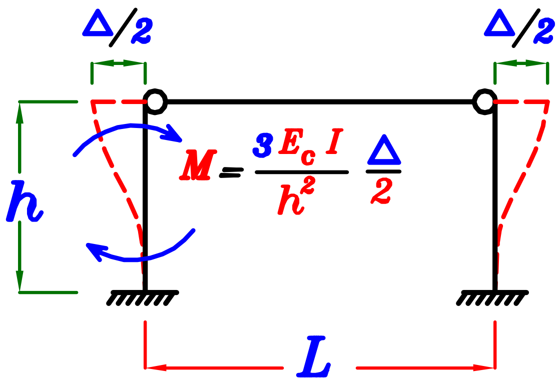
* Design the Column.

N.F. $= R_Y$

B.M. (From the Extension of the Tie)

$$\Delta = \frac{T_{(Tie)}\, L}{E_s\, A_s} \qquad \because E_s = n\, E_c \simeq 15\, E_c$$

$$\therefore \quad \Delta = \frac{T_{(Tie)}\, L}{E_s\, A_s} = \frac{T_{(Tie)}\, L}{15\, E_c\, A_s}$$



$$\boxed{B.M. = \frac{3 E_c I}{h^2}\, \frac{\Delta}{2} = \frac{3 E_c I}{h^2}\, \frac{T_{(Tie)}\, L}{30\, E_c\, A_s} = \frac{T_{(Tie)}\, L\, I}{10\, h^2\, A_s}}$$

T = Tension on Tie.

L = Length of the Tie.

A_s = Area of steel of the Tie.

I = Moment of Inertia of the Column.

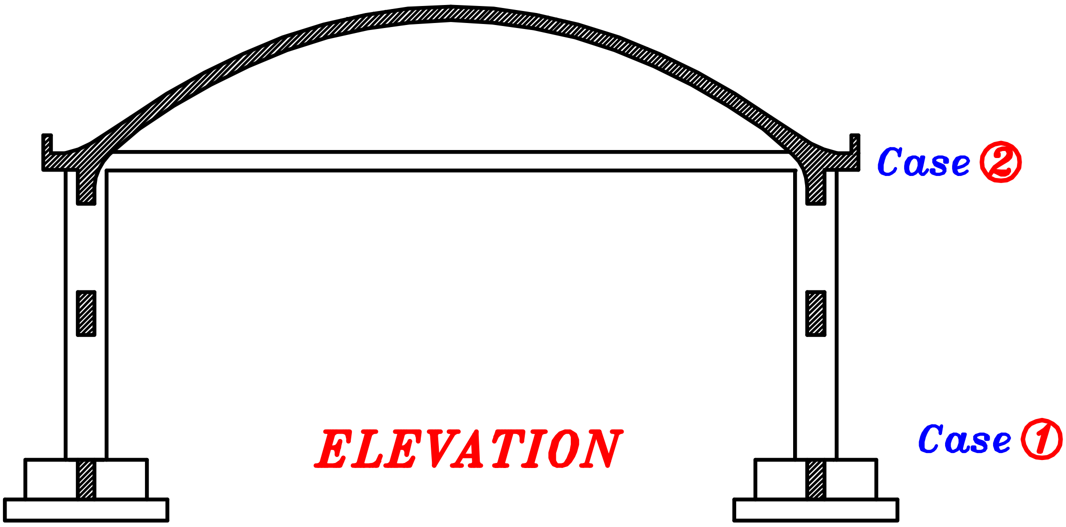
h = Height of the Column.

And Check Buckling. $(M_{add.})$

ممكن إهمال هذه الخطوه

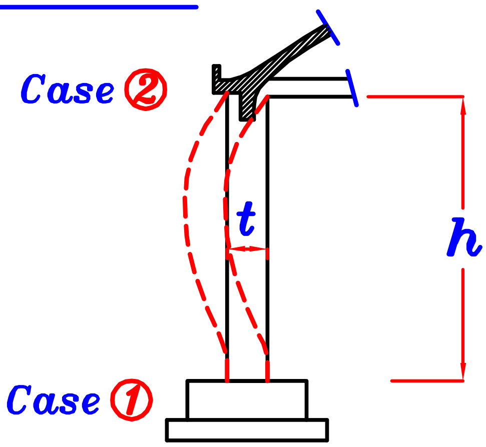
We can neglect the extension of Tie.
and design the column on N.F. & M_{add} only.

$$N = R_{VL.} = (o.w. + Y) * S$$



Check Buckling.

① In Plane.

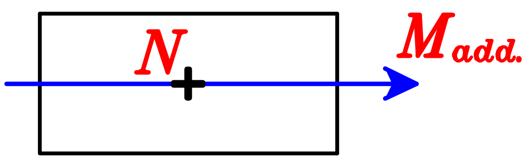


$$H_o = h$$

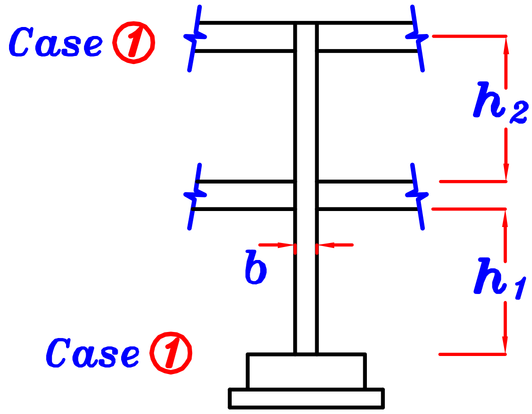
$$\lambda_b = \frac{1.3 * H_o}{t}$$

IF $\lambda_b \leqslant 10 \xrightarrow{\text{Designed}} N$ only

$\lambda_b > 10 \xrightarrow{\text{Designed}} N, M_{add.}$



② Out of Plane.

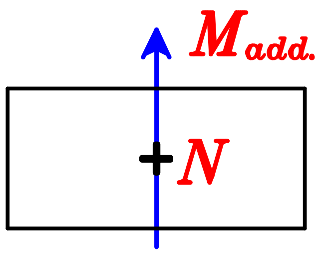


$H_o =$ The bigger of h_1, h_2

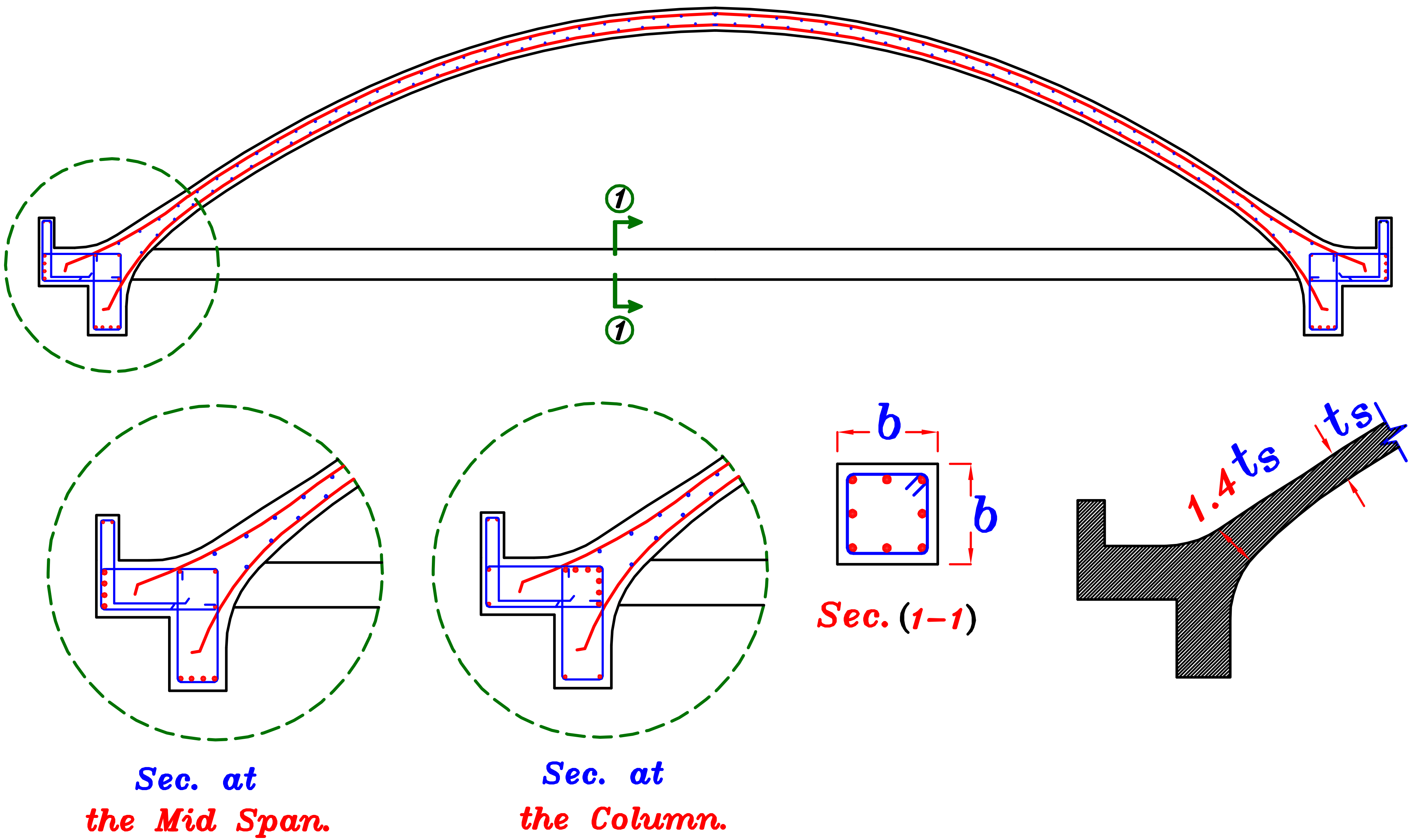
$$\lambda_b = \frac{1.2 * H_o}{b}$$

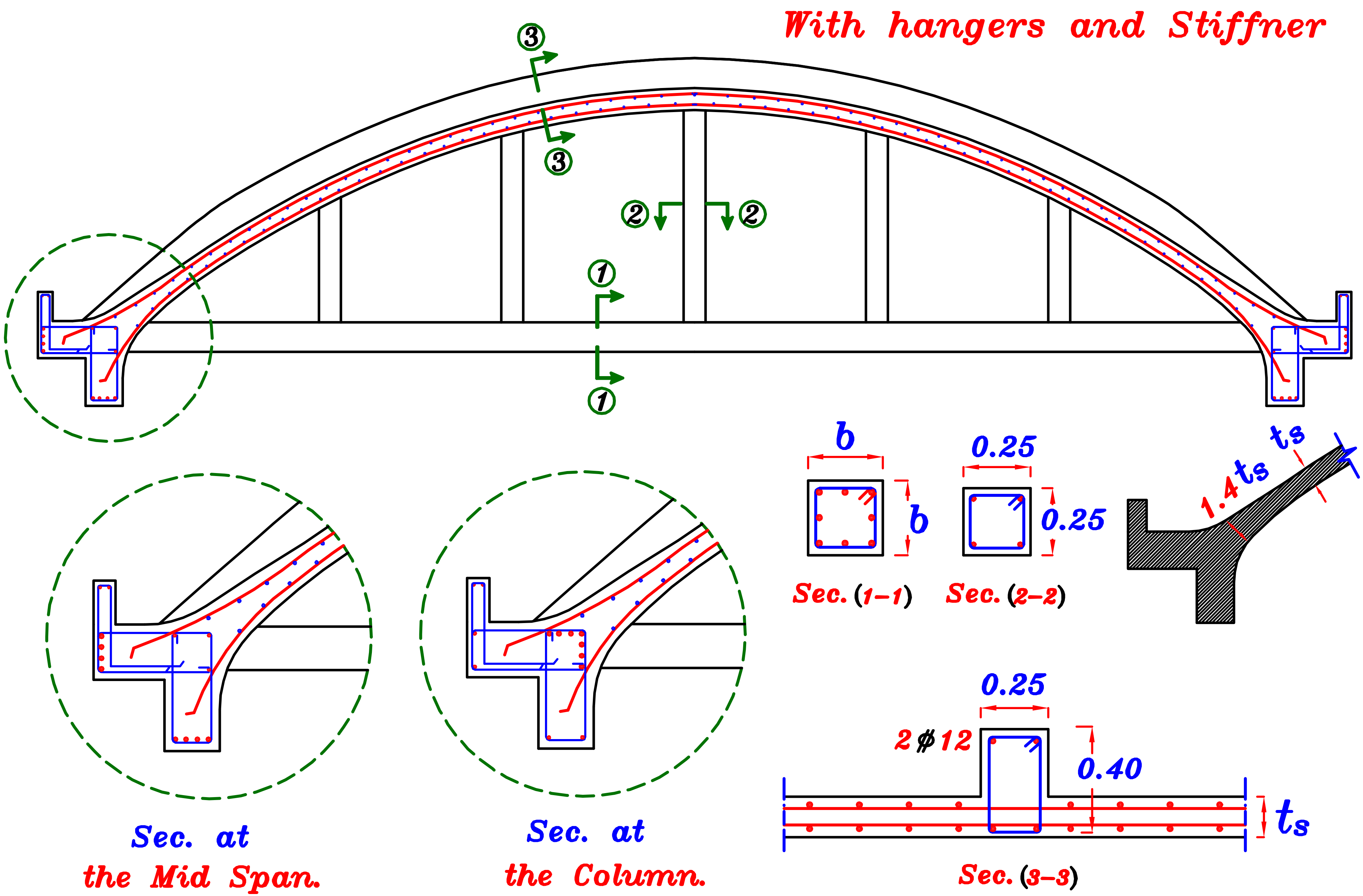
IF $\lambda_b \leqslant 10 \xrightarrow{\text{Designed}} N$ only

$\lambda_b > 10 \xrightarrow{\text{Designed}} N, M_{add.}$



Without hangers or Stiffner





With hangers and Stiffner
1
2
3
b
0.25
1.4 ts
ts
Sec. (1-1)
Sec. (2-2)
2 ϕ 12
0.40
Sec. (3-3)
Sec. at the Mid Span.
Sec. at the Column.

Arch Slab Examples.

Example.

$F_{cu.} = 25$ N\mm²

$F_y = 360$ N\mm²

L.L. = 0.50 kN\m² H.P.

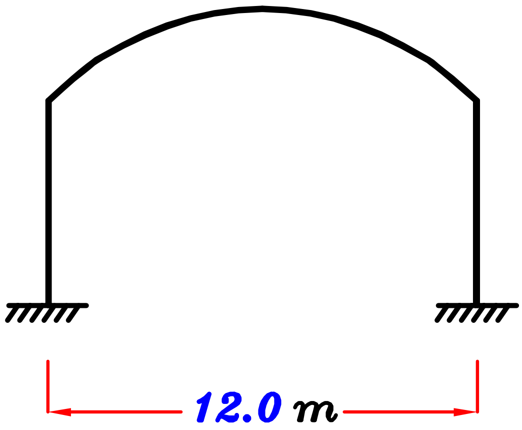
F.C. = 0.50 kN\m² H.P.

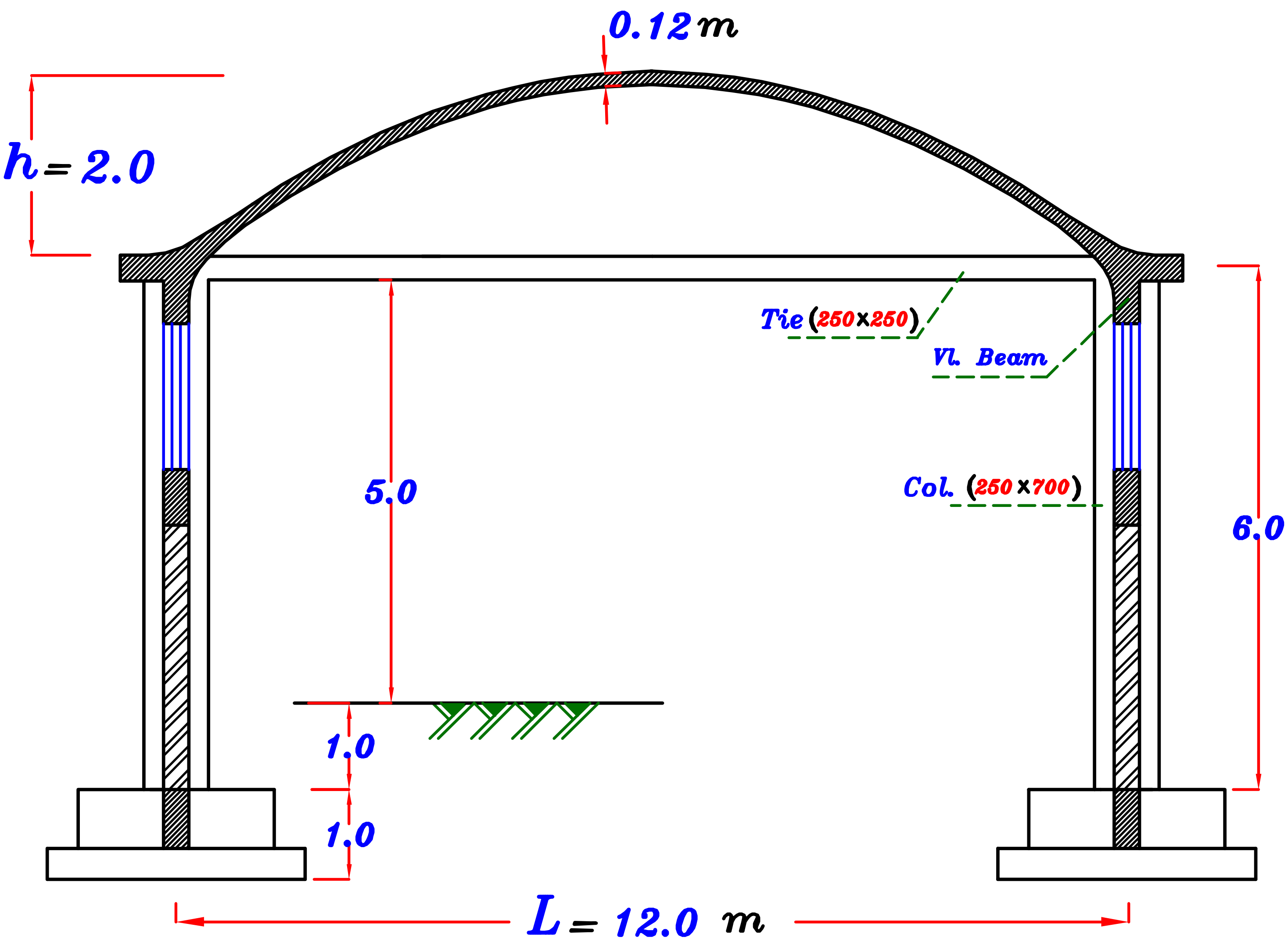
Clear hieght = 5.0 m

Foundation Level. = – 2.0 m

Window hieght = 1.5 m

Spacing between Columns = 6.0 m





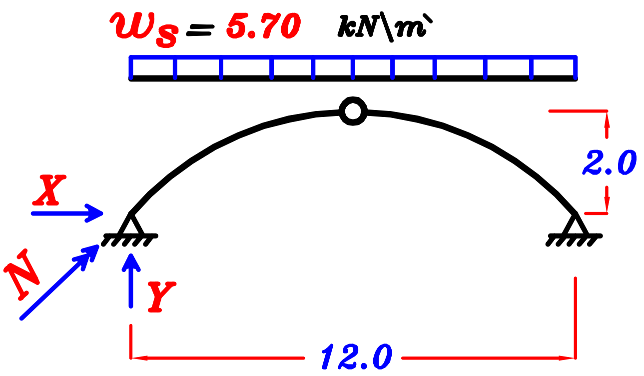
Design the Arch Slab.

Take $t_s = 120\ mm$

$$(w_s)_{U.L.} = 1.4\ (t_s\ \gamma_c + F.C.) + 1.6\ (L.L.)$$

$$(w_s)_{U.L.} = 1.4\,(0.12 * 25 + 0.50) + 1.6\,(0.50)$$

$$= 5.70\ \ kN\backslash m^2\ \ (H.P.)$$



To Get N.F.

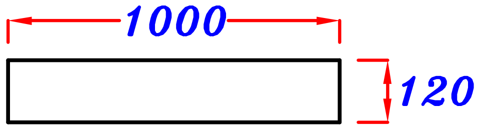
$$Y = \frac{w\ L}{2} = \frac{5.70 * 12}{2} = 34.2\ \ kN\backslash m$$

$$X = \frac{w\ L^2}{8\ h} = \frac{5.70 * 12^2}{8 * 2.0} = 51.3\ \ kN\backslash m$$

$$N = \sqrt{X^2 + Y^2} = \sqrt{34.2^2 + 51.3^2} = 61.65\ kN$$

* Design the Arch Slab.

Neglect B.M. & Design on N.F. only.



$\therefore$ Designed as a Column.

$$\therefore\ P_{U.L.} = 0.35\ A_c\ F_{cu} + 0.67\ A_s\ F_y$$

Take $A_c = 120 * 1000 = 120000\ mm^2$

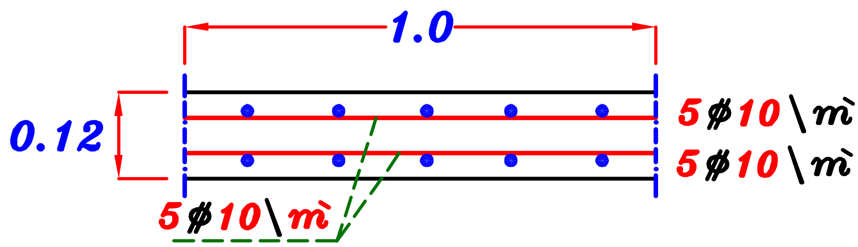
$$\therefore\ 61.65 * 10^3 = 0.35\,(120000)\,(25) + 0.67\ A_s\ (360)$$

$$\therefore\ A_s = -\ 4097\ \ mm^2 = -\ (Ve)\ Value$$

$$\therefore\ \text{Take}\ \ A_s = A_{s\,min} = \frac{0.6}{100} * b * t$$

$$\therefore\ A_s = \frac{0.6}{100} * 120 * 1000 = 720\ \ mm^2 = A_{s\ total}$$

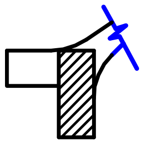
$$\therefore\ \text{Upper Steel \& Lower Steel} = \frac{A_{s\ total}}{2} = \frac{720}{2} = 360\ mm^2$$



5 ϕ10 \ m`

Design of End Beam.

VL. Beam.

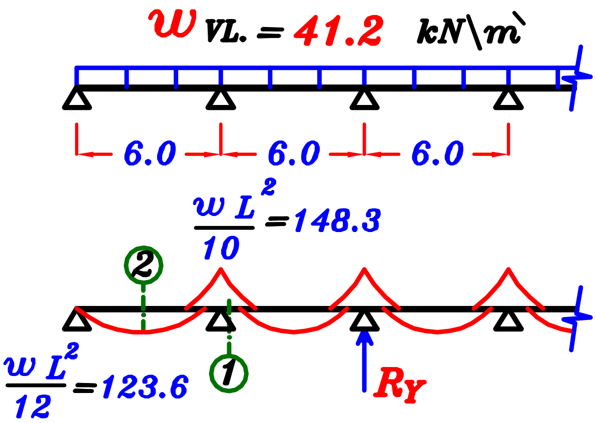


Take O.W. $_{(beam)}$ (VL.+HL.) = 7.0 kN\m` (U.L.)

$w_{VL.} = O.W._{(beam)} + Y = 7.0 + 34.2 = 41.2$ kN\m`

$R_Y = w_{VL.} * S = 247.2$ kN

Design all Sections as R–Sec.



Sec. 1

$M_{U.L.} = 148.3$ kN.m R–Sec.

– Take $C_1 = 3.50 \longrightarrow J = 0.78$

– Get $d = C_1 \sqrt{\dfrac{M_{U.L.}}{F_{cu}\, b}} = 3.50 \sqrt{\dfrac{148.3 * 10^6}{25 * 250}} = 539.1$ mm

– Take $\boxed{d = 550 \text{ mm}}$, $\boxed{t = 600 \text{ mm}}$

– Get $A_s = \dfrac{M_{U.L.}}{J\, F_y\, d} = \dfrac{148.3 * 10^6}{0.78 * 360 * 539.1} = 979 \text{ mm}^2$ 5 ϕ 16

$\therefore n = \dfrac{b - 25}{\phi + 25} = \dfrac{250 - 25}{16 + 25} = 5.48 = 5.0$

Sec. 2

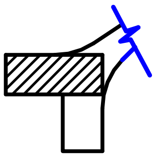
$M_{U.L.} = 123.6$ kN.m

$550 = C_1 \sqrt{\dfrac{123.6 * 10^6}{25 * 250}} \longrightarrow C_1 = 3.91 \longrightarrow J = 0.802$

$A_s = \dfrac{123.6 * 10^6}{0.802 * 360 * 550} = 778.3 \text{ mm}^2$ 4 ϕ 16

Stirrup Hangers = $(0.1 \rightarrow 0.2)\, A_s = (0.1 \rightarrow 0.2)\ 778.3$ 2 ϕ 10

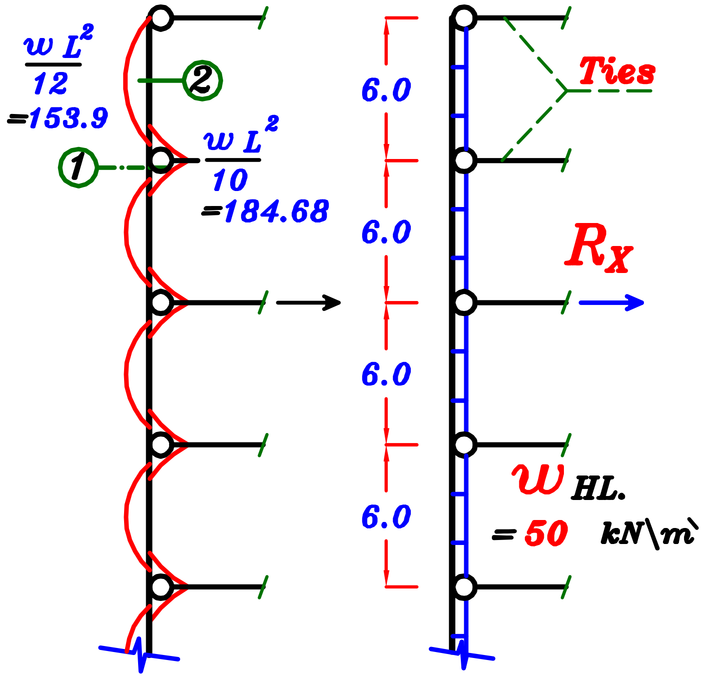
HL. Beam.



$w_{HL.} = X = 51.3$ kN\m`

$R_X = w_{HL.} * S = 307.8$ kN

Design all Sections as R–Sec.



Sec. 1

$M_{U.L.} = 184.68$ kN.m   R–Sec.

– Take $C_1 = 3.50 \longrightarrow J = 0.78$

– Get $d = C_1 \sqrt{\dfrac{M_{U.L.}}{F_{cu}\, b}} = 3.50 \sqrt{\dfrac{184.68 * 10^6}{25 * 250}} = 601.64$ mm

– Take $\boxed{d = 650 \text{ mm}}$, $\boxed{t = 700 \text{ mm}}$

– Get $A_s = \dfrac{M_{U.L.}}{J\, F_y\, d} = \dfrac{184.68 * 10^6}{0.78 * 360 * 601.64} = 1093 \text{ mm}^2$ 5 ϕ 18

$\therefore\ n = \dfrac{b - 25}{\phi + 25} = \dfrac{250 - 25}{18 + 25} = 5.23 = 5.0$

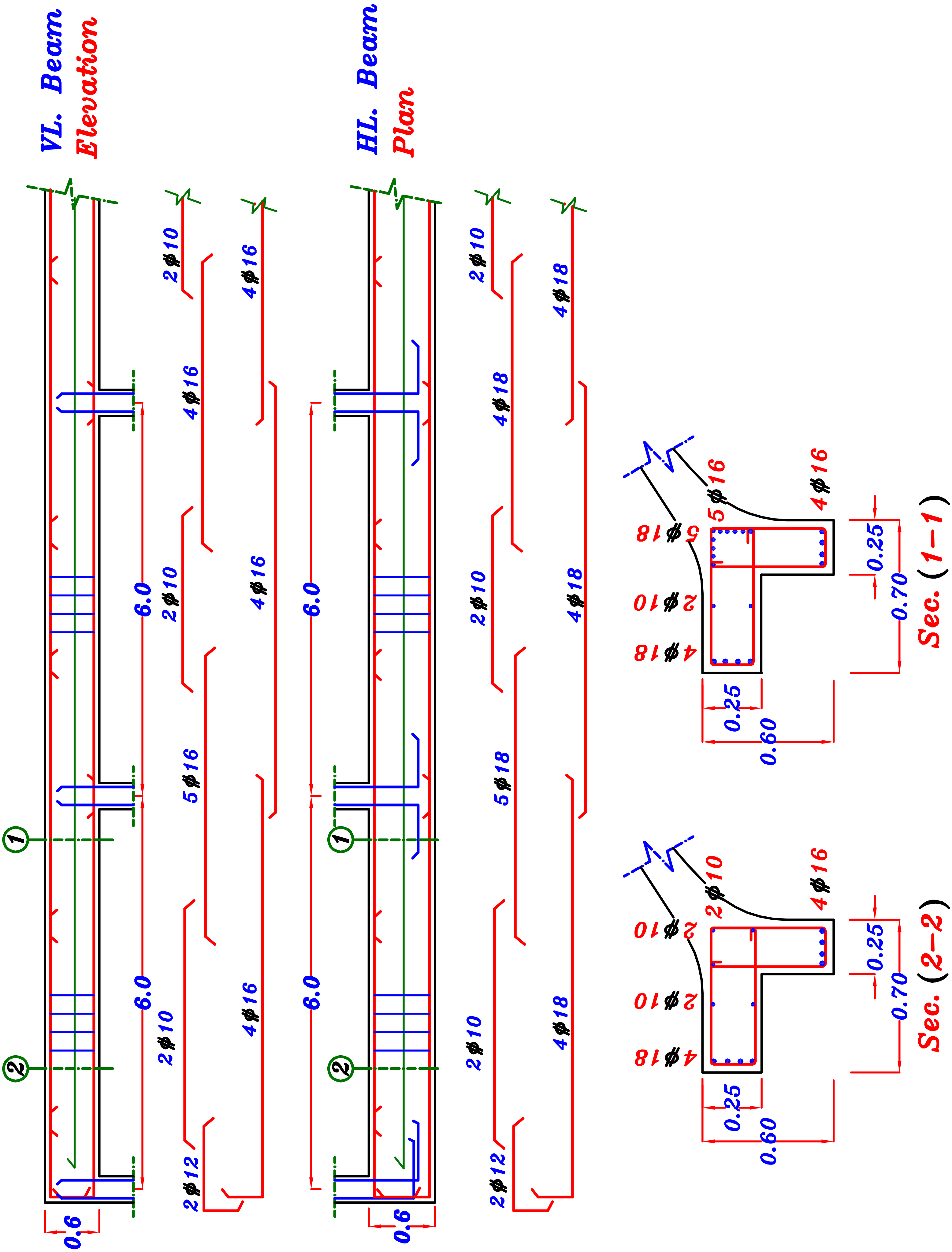
Sec. 2

$M_{U.L.} = 153.9$ kN.m

$650 = C_1 \sqrt{\dfrac{153.9 * 10^6}{25 * 250}} \longrightarrow C_1 = 4.14 \longrightarrow J = 0.808$

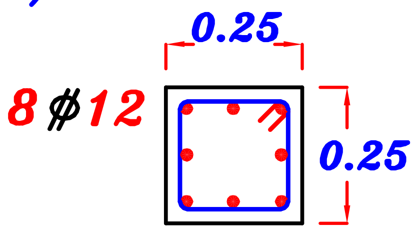
$A_s = \dfrac{153.9 * 10^6}{0.808 * 360 * 650} = 813 \text{ mm}^2\backslash\text{m}$ $\boxed{4 \phi 18}$

Stirrup Hangers $= (0.1 \rightarrow 0.2)\, A_s = (0.1 \rightarrow 0.2)\ 813$ 2 ϕ 10


VL. Beam
Elevation
HL. Beam
Plan
2ϕ10
4ϕ16
5ϕ16
2ϕ12
4ϕ18
5ϕ18
6.0
0.6
Sec. (1−1)
Sec. (2−2)
5ϕ18
5ϕ16
2ϕ10
4ϕ18
4ϕ16
0.25
0.60
0.70

* Design the Tie. (250 * 250)

Neglect O.W. $\therefore$ B.M. $\simeq$ Zero



$$T_{(Tie)} = R_X = 307.8 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T_{(Tie)}}{F_y \backslash \gamma_s} = \frac{307.8 * 10^3}{360 \backslash 1.15} = 983 \text{ mm}^2$$

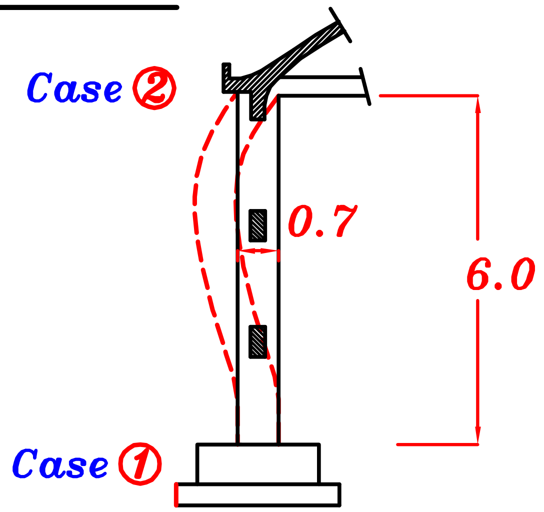
8 φ12

* Design the Column. (250 * 700)

$$N.F. = R_Y = 247.2 \text{ kN}$$

Check Buckling.

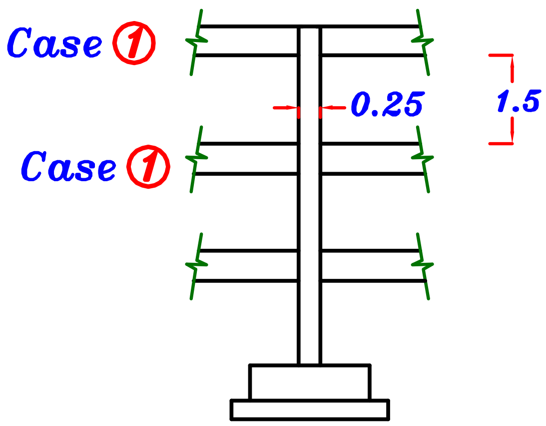
① In plane.



$$H_o = 6.0 \text{ m}$$

$$\lambda_b = \frac{K * H_o}{t} = \frac{1.3 * 6.0}{0.7} = 11.14 > 10$$

② Out of plane.



$$H_o = 1.5 \text{ m}$$

$$\lambda_b = \frac{K * H_o}{b} = \frac{1.2 * 1.5}{0.25} = 7.2 < 10$$

$$\delta = \frac{(\lambda_b)^2 * t}{2000} = \frac{11.14^2 * 0.70}{2000} = 0.043 \text{ m}$$

$$M_{add.} = P * \delta = 247.2 * 0.043 = 10.62 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.62}{247.2} = 0.043 \ m \qquad \therefore \frac{e}{t} = \frac{0.043}{0.70} = 0.061 \ m < 0.5 \xrightarrow{use} I.D.$$

$$\zeta = \frac{0.7-0.1}{0.7} = 0.80 \xrightarrow{use} \text{Tables Page } 20$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{N_U}{F_{cu}\, b\, t} &= \frac{247.2 * 10^3}{25 * 250 * 700} = 0.0565 \\ \frac{M_U}{F_{cu}\, b\, t^2} &= \frac{10.62 * 10^6}{25 * 250 * 700^2} = 0.003 \end{aligned}\right\} \rho < 1.0 \xrightarrow{Take} \rho = 1.0$$

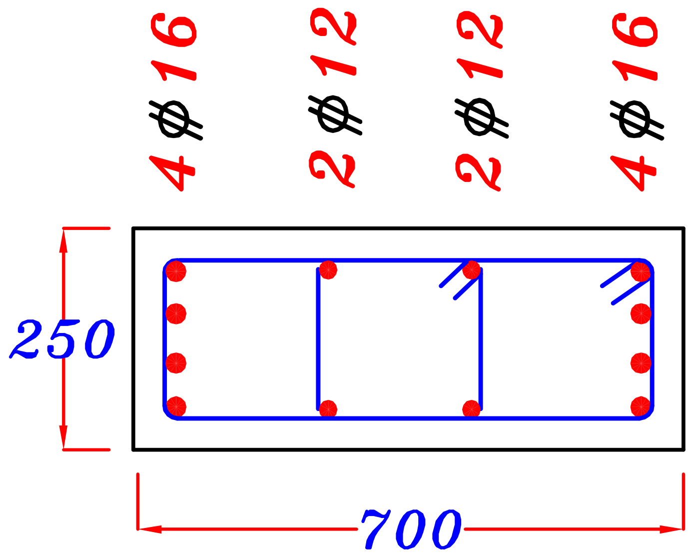
$$A_S = A_{S`} = \mu * b * t = \rho * F_{cu} * 10^{-4} * b * t = 1.0 * 25 * 10^{-4} * 250 * 700 = 437.5 \ mm^2$$

$$A_{S\,total} = A_S + A_{S`} = 875 \ mm^2$$

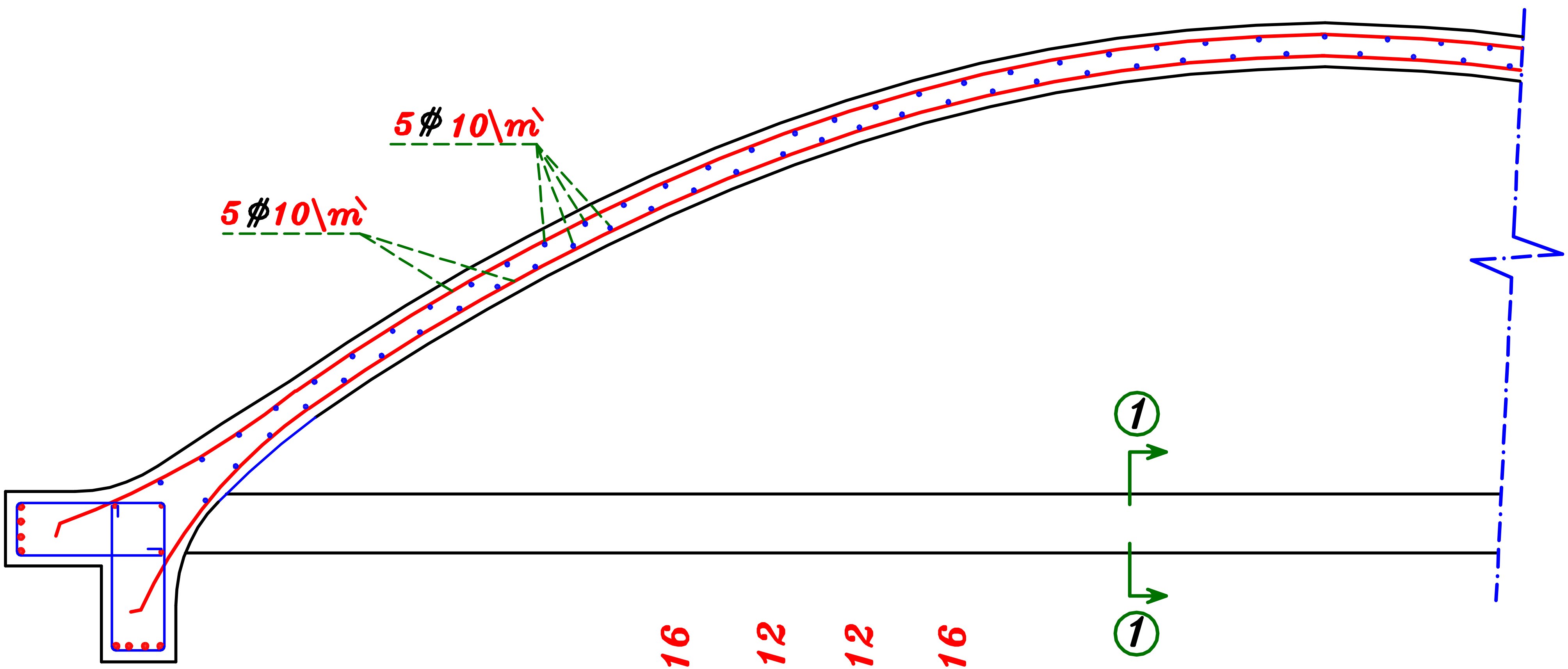
$$A_{S_{min}} = \frac{0.25 + 0.052 \ \lambda_{max}}{100} * b * t = \frac{0.25 + 0.052 \ (11.14)}{100} * 250 * 700 = 1451.2 \ mm^2$$

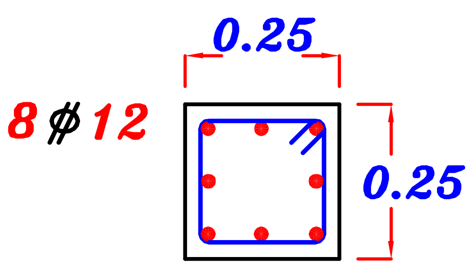
$$A_S = A_{S`} = \frac{A_{S_{min}}}{2} = \frac{1451.2}{2} = 725.6 \ mm^2$$

$4 \phi 16$

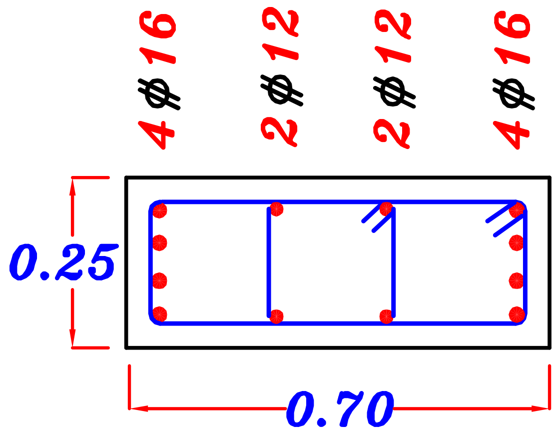


RFT. of the Arch slab.





Sec. (1−1)



Sec. of the Column.