Arch Girder (Arched Frame)

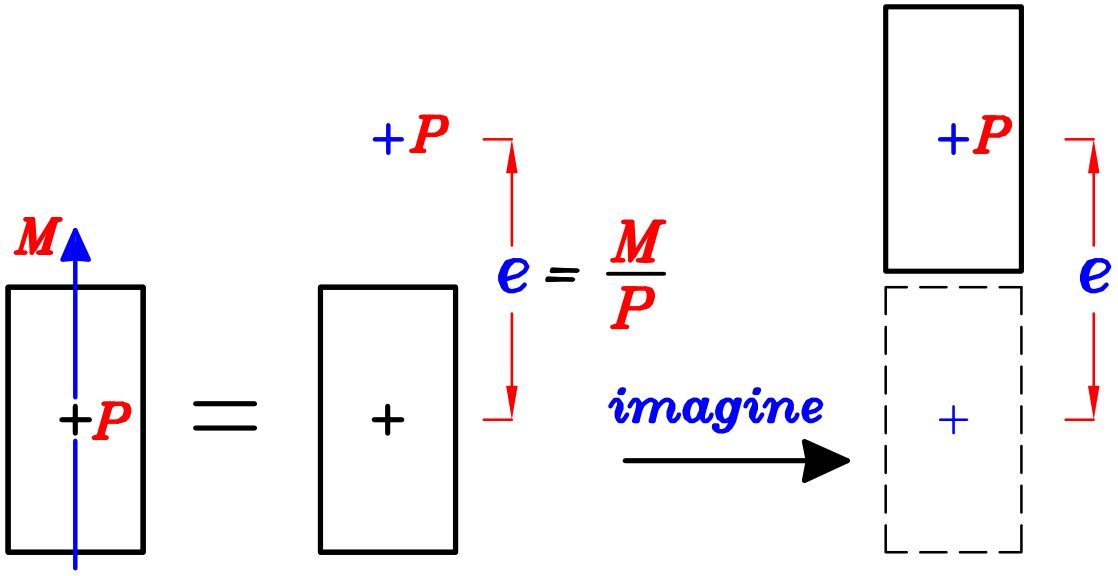
Arch Girder Table of Contents.

Introduction. ---------- Page 2
Number of Segments of Arch Girder. ---------- Page 4
Concrete Dimensions. ---------- Page 8
Drawing Arch Girder. ---------- Page 13
Loads on Arch Girder. ---------- Page 16
Concept of Arch Girder. ---------- Page 17
Solving Arch Girder. ---------- Page 18
Design sections of Arch Girder. ---------- Page 19
Reinforcement of Arch Girder. ---------- Page 23
Saw Tooth on Arch Girder. ---------- Page 33
Examples on Arch Girder. ---------- Page 43

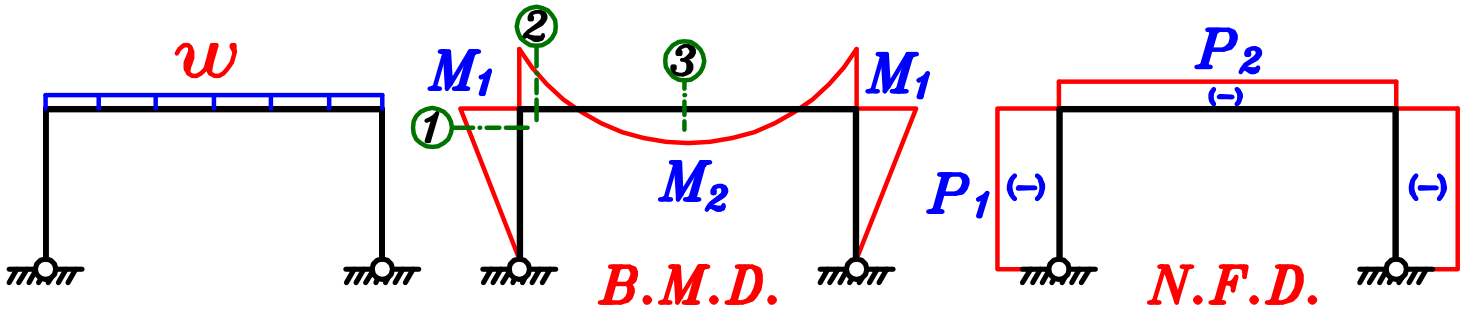
Introduction.

Thrust Line. (Pressure Line).

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



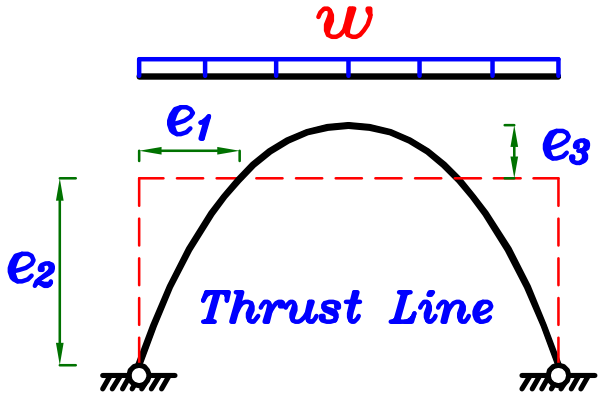
اذا استطعنا لاى structure ان نرحل كل قطاعاته عكس اتجاه الـ moment مسافه e سنضمن ان الـ structure الجديد كل قطاعاته سيؤثر عليها Normal Force فقط.
و بالتالى تكون ابعاد قطاعاته و كميات حديد تسليحه اقل فتكون تكلفته أقل .
و يسمى الـ structure الجديد Thrust Line أو Pressure Line .



Sec. ① $e_1 = \frac{M_1}{P_1}$

Sec. ② $e_2 = \frac{M_1}{P_2}$

Sec. ③ $e_3 = \frac{M_2}{P_2}$



من المنشآت التى شكلها نفس شكل (Thrust Line) الـ Arch Girder

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

أى أن $\left(e = \frac{M}{P} = \frac{M}{constant} \right)$

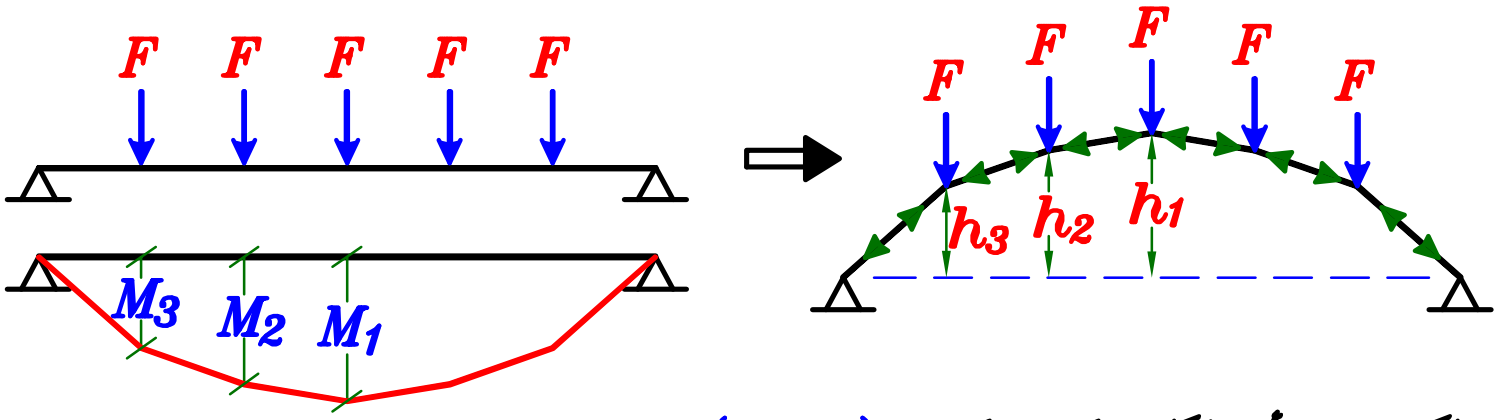
لذا اذا رسمنا شكل الـ (structure) عكس شكل الـ (B.M.D.) يكون هو نفسه

شكل الـ (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 .

الـ Arch Girder يحمل اكثر من 2 concentrated loads



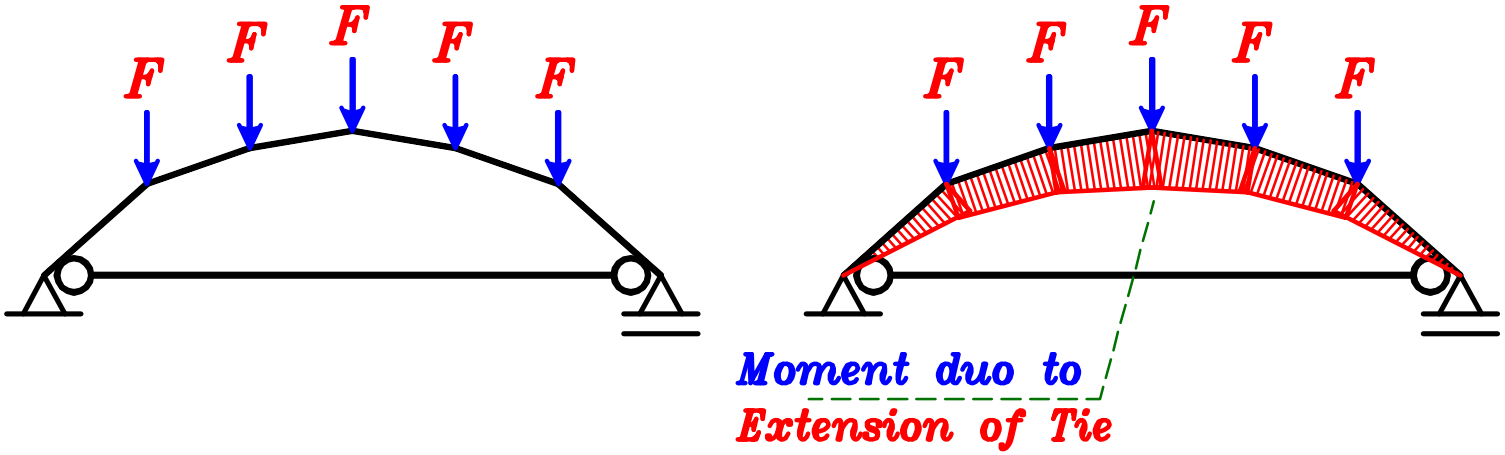
و لكى نضمن أن شكله عكس شكل الـ (B.M.D.) تماما

يجب أن تكون النسبه بين h_1, h_2, h_3 هى نفس النسبه بين M_1, M_2, M_3

و مثل الـ Polygon Frames من الصعب أن نأخذ Hinged–Hinged Supports

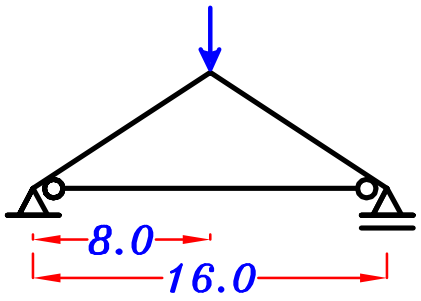
فسنضطر ان نأخذ Hinged–Roller Supports لل Arch Girder مع وضع Tie بينهم .

و سنأخذ فى الحسابات تأثير الـ Extension of Tie



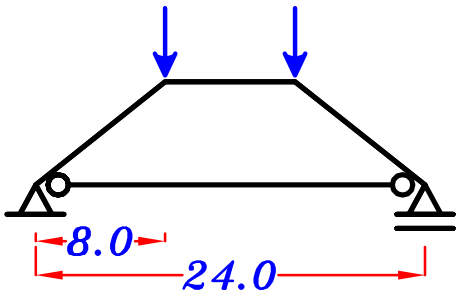
Number of Segments of Arch Girder.

2 Segments



Triangular
Polygon Frame

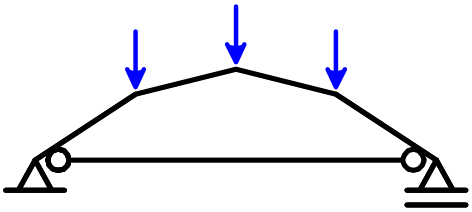
3 Segments



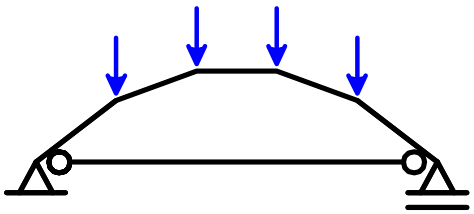
Trapezoidal
Polygon Frame

IF the span is more than 24 m

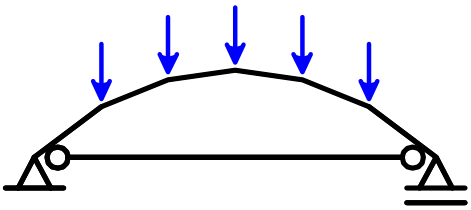
We will need more than 3 Segments, So we will need Arch Girder.



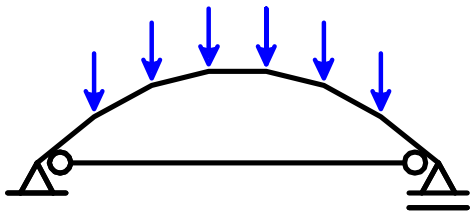
4 Segments



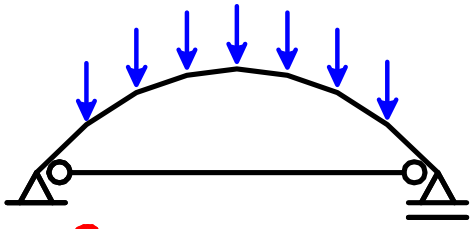
5 Segments



6 Segments



7 Segments



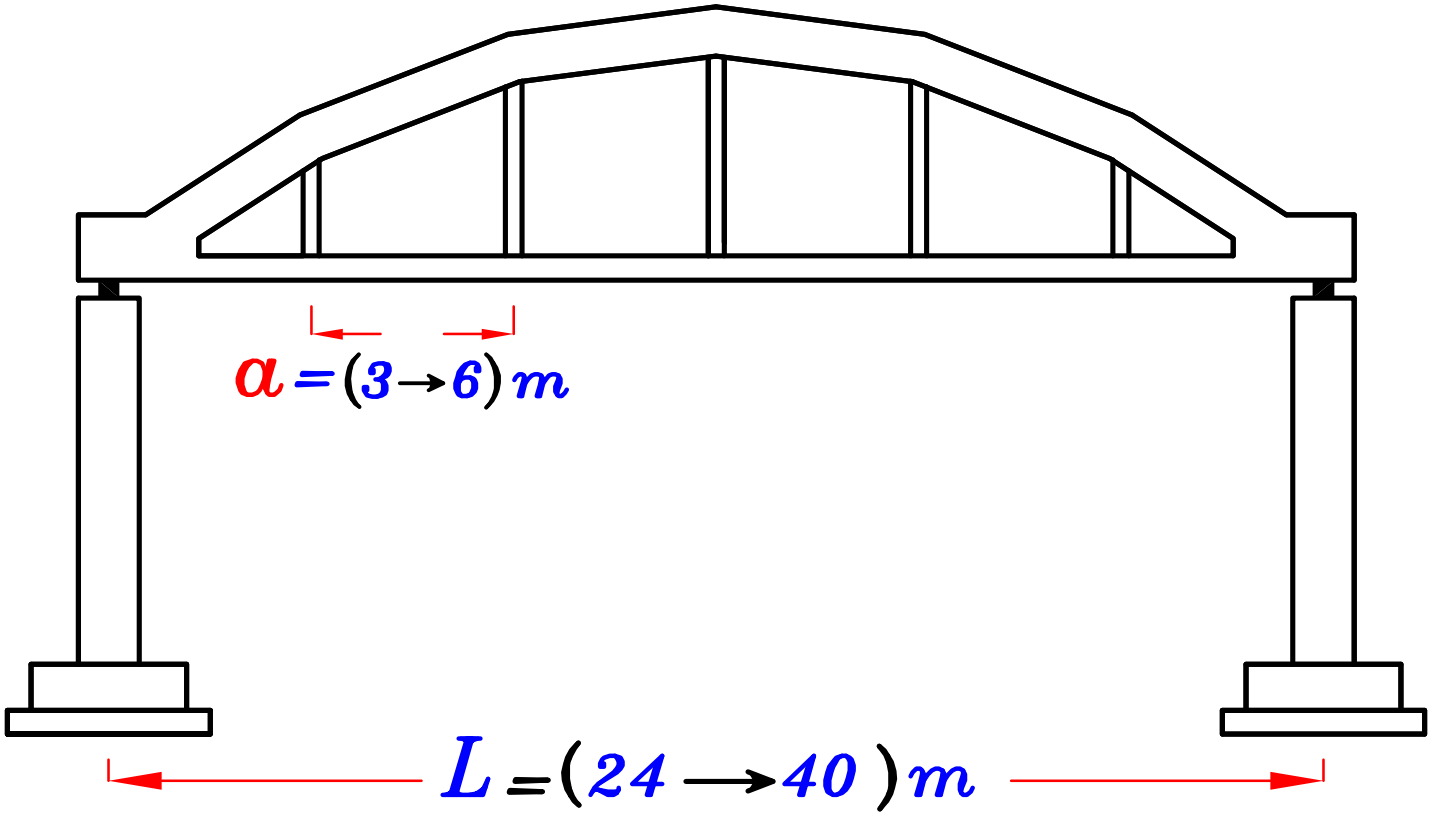
8 Segments

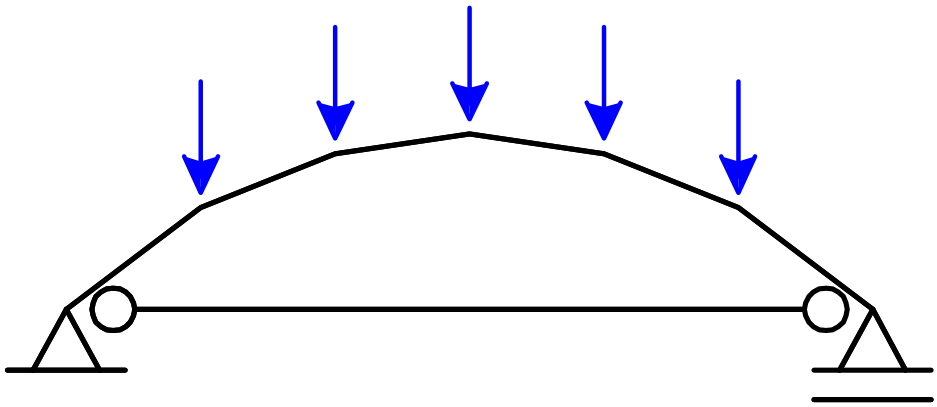
لتحديد عدد الSegments للArch Girder يفضل :

$a \not> 6.0\,m$

١ـ المسافه الافقيه بين الJoints لا تزيد عن ٦,- م
حتى لا تكون البلاطه الH.B. one way مكلفه

٢ـ يفضل (ليس شرط) أن تكون المسافات متساويه
حتى يكون شكله معماريا منتظم .





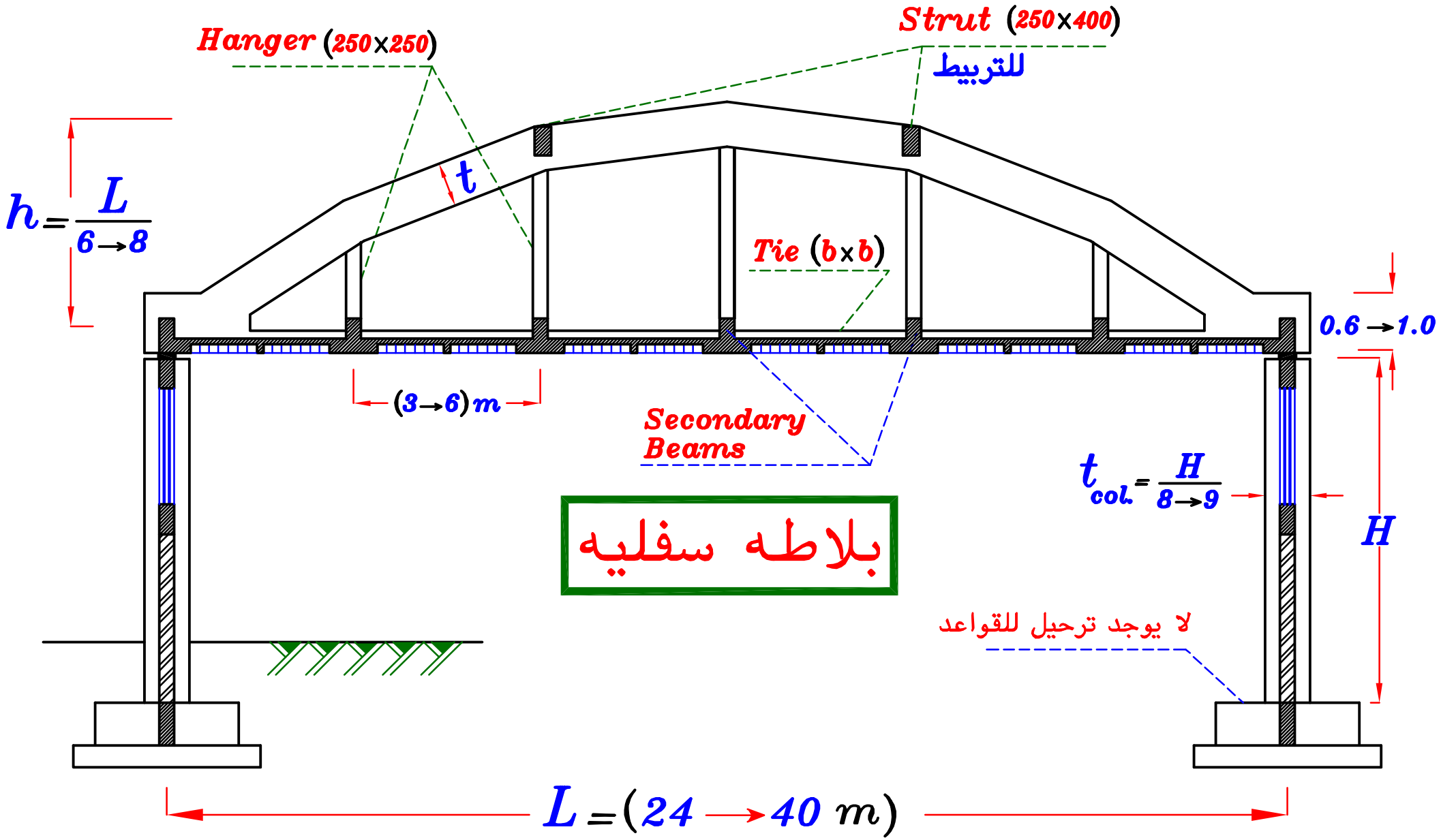
لكى نتحكم فى وجود أحمال مركزه عند الـ Joints فقط :

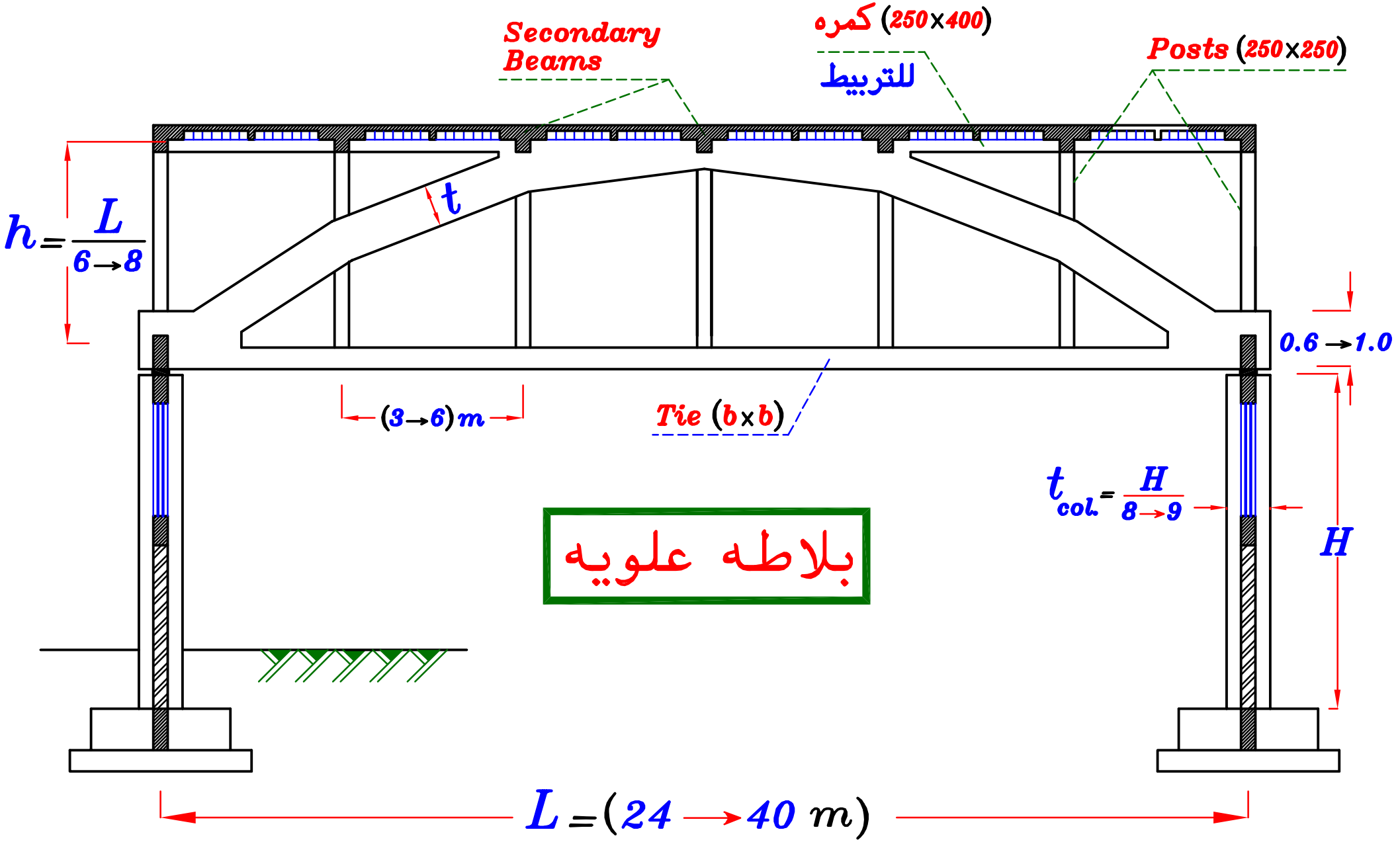
١- نضع كل الكمرات المحموله على الـ Arch عند الـ Joints فقط .

٢- نأخذ كل البلاطات One Way Slabs فى إتجاه الكمرات بحيث لا ترمى أى أحمال على الـ Arch (تؤخذ One Way H.B. or One way Solid) .

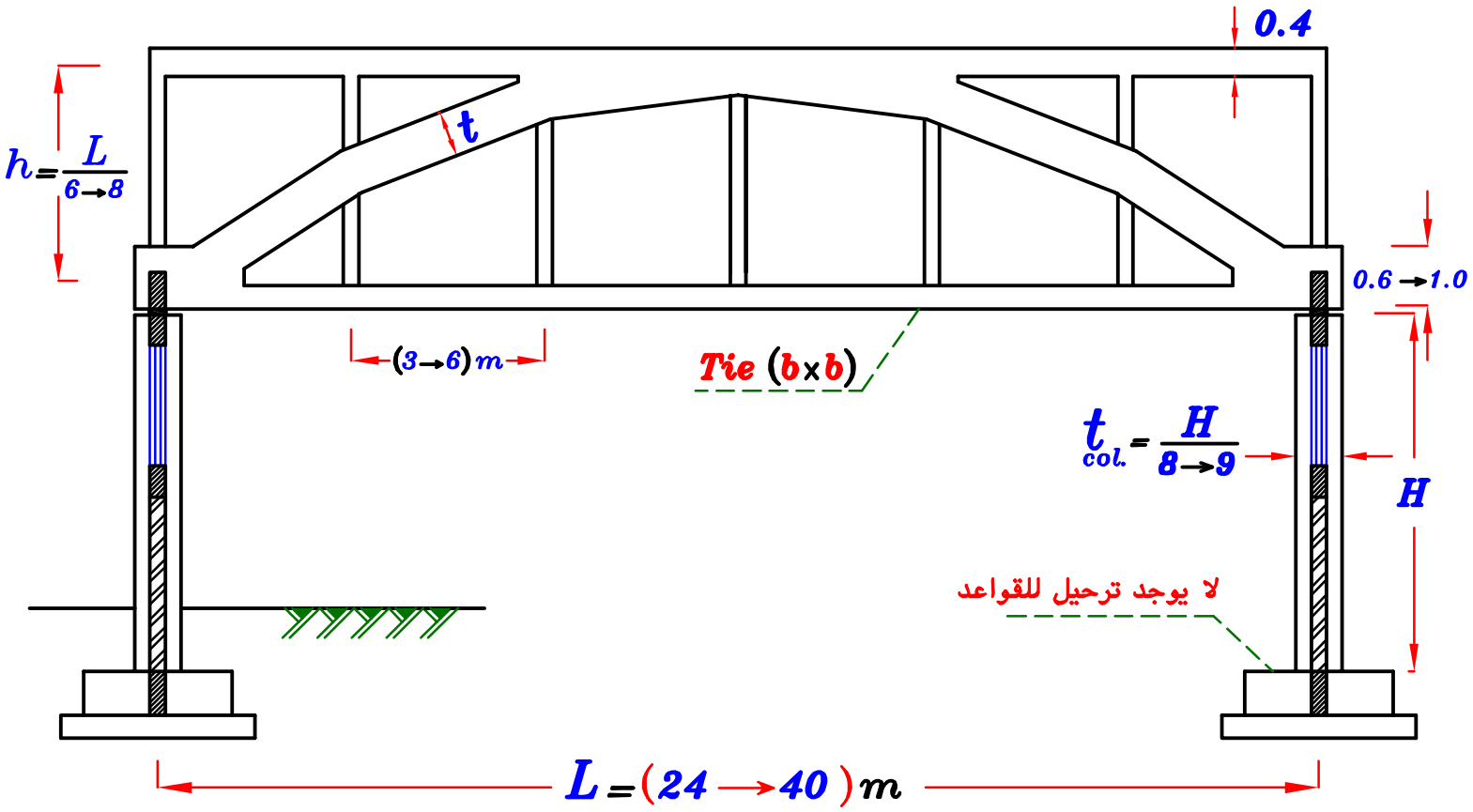
٣- نضع أى post أو أى hanger عند الـ Joints فقط .

٤- نفرض أن الـ O.W. للـ Arch Girder يؤثر كأنه Concentrated Load عند الـ Joints .

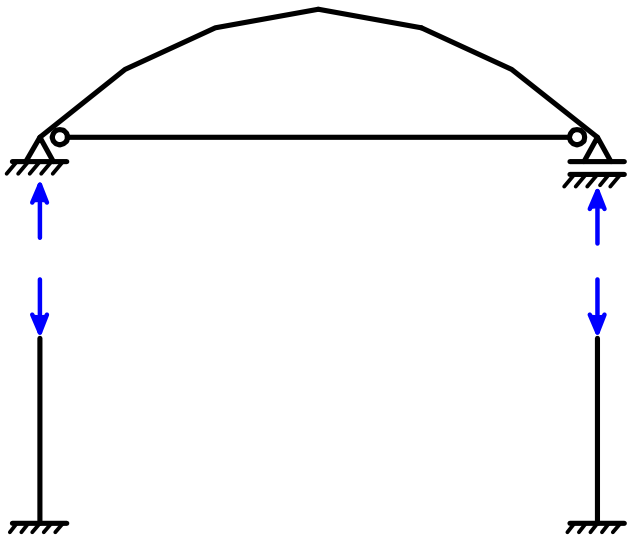

Hanger (250×250)
Strut (250×400)
للتربيط
t
$h = \frac{L}{6 \to 8}$
Tie (b×b)
0.6 → 1.0
(3 → 6) m
Secondary Beams
$t_{col.} = \frac{H}{8 \to 9}$
H
بلاطه سفليه
لا يوجد ترحيل للقواعد
$L = (24 \to 40\ m)$


Secondary Beams
كمره (250x400)
للتربيط
Posts (250x250)
$h = \frac{L}{6 \to 8}$
t
0.6 → 1.0
(3 → 6) m
Tie (b x b)
$t_{col.} = \frac{H}{8 \to 9}$
H
بلاطه علويه
$L = (24 \to 40\ m)$

Concrete Dimensions



* $Span\ (L) = (24 \to 40)\ m$
* $Height\ (h) = \frac{L}{6 \to 8}$
* $t_{(Arch)} \simeq \frac{L}{20 \to 25}$
* $Tie\ \ (b \times b)$
* $Hanger\ (250 \times 250)$
* $t_{col.} = \frac{H}{8 \to 9}$



Statical System

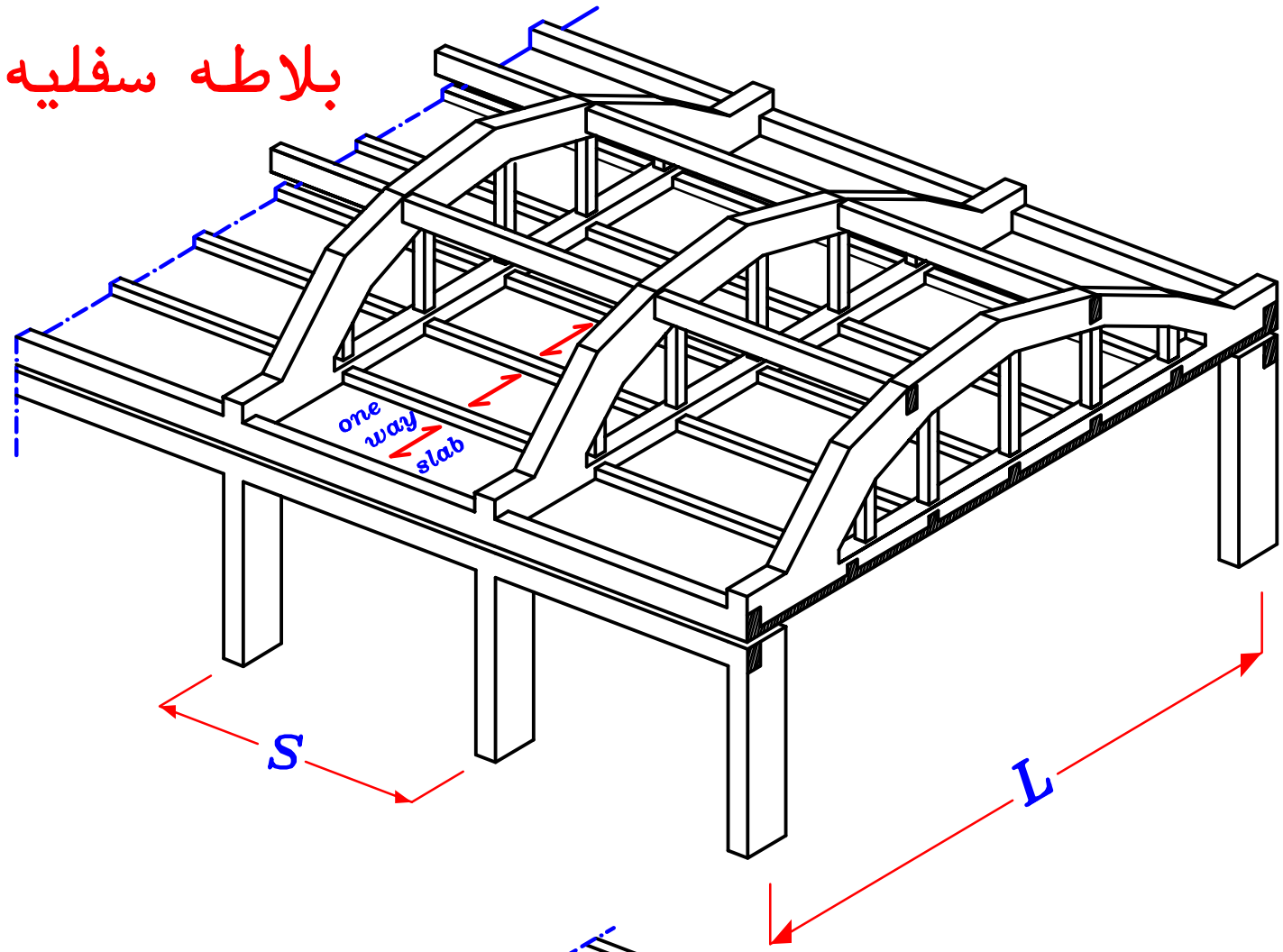
يجب أن تكون كل الأحمال مركزه عند الـ Joints فقط و لكى نتحكم فى ذلك يجب أن :

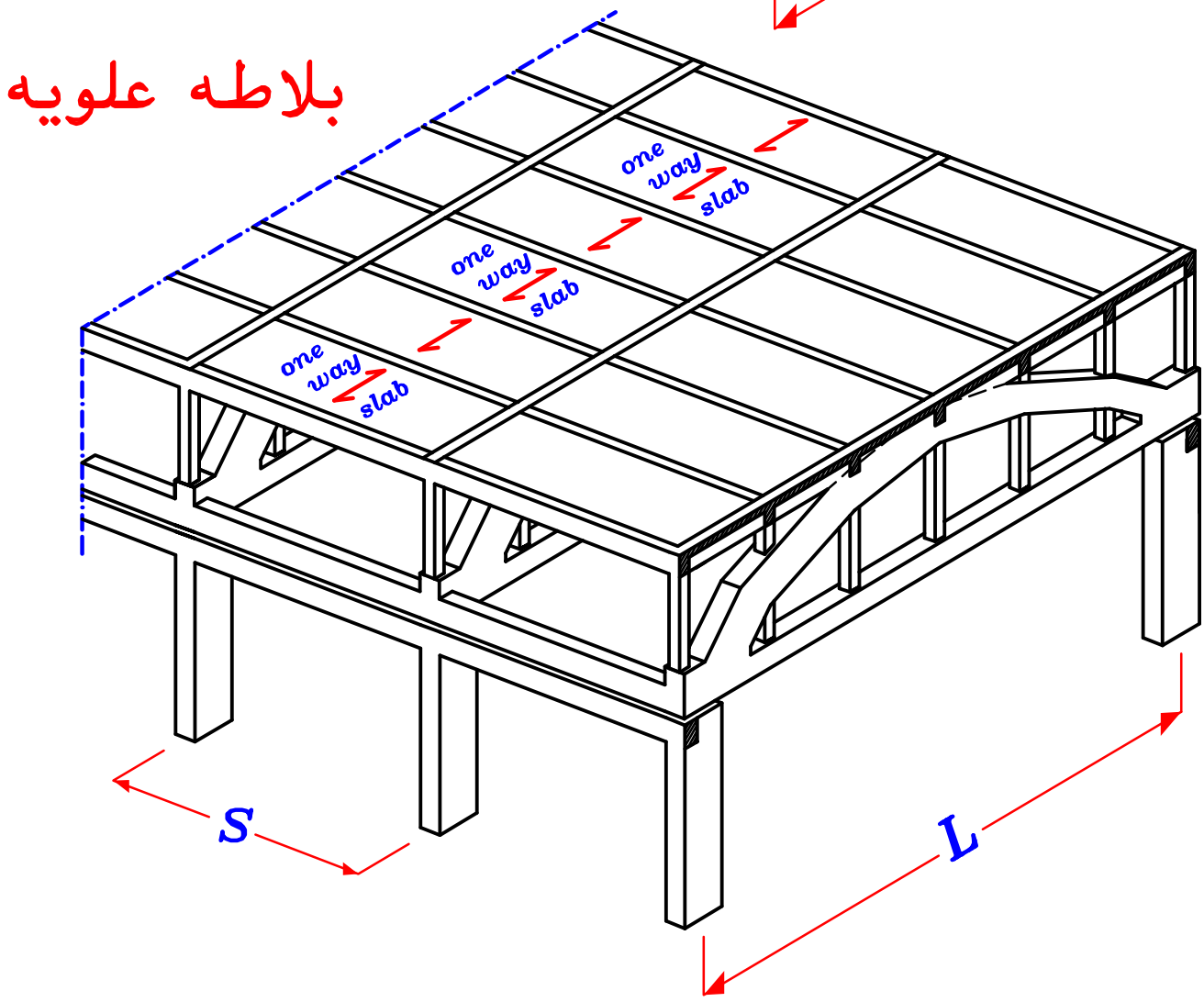
١- نضع كل الكمرات المحموله على الـ Girder عند الـ Joints فقط .

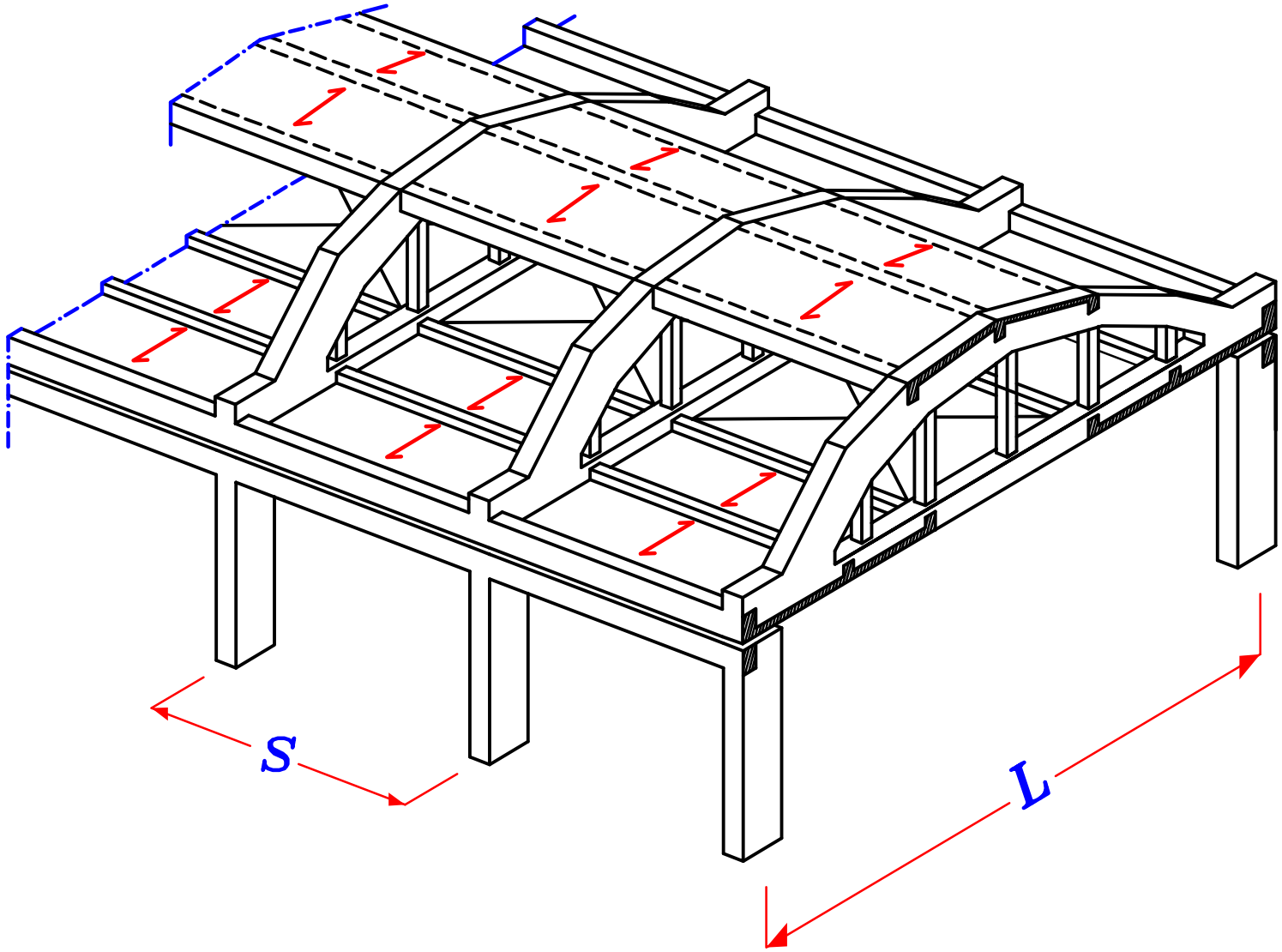
٢- نأخذ كل البلاطات One Way Slabs فى إتجاه الكمرات بحيث لا ترمى أى أحمال على الـ Girder .

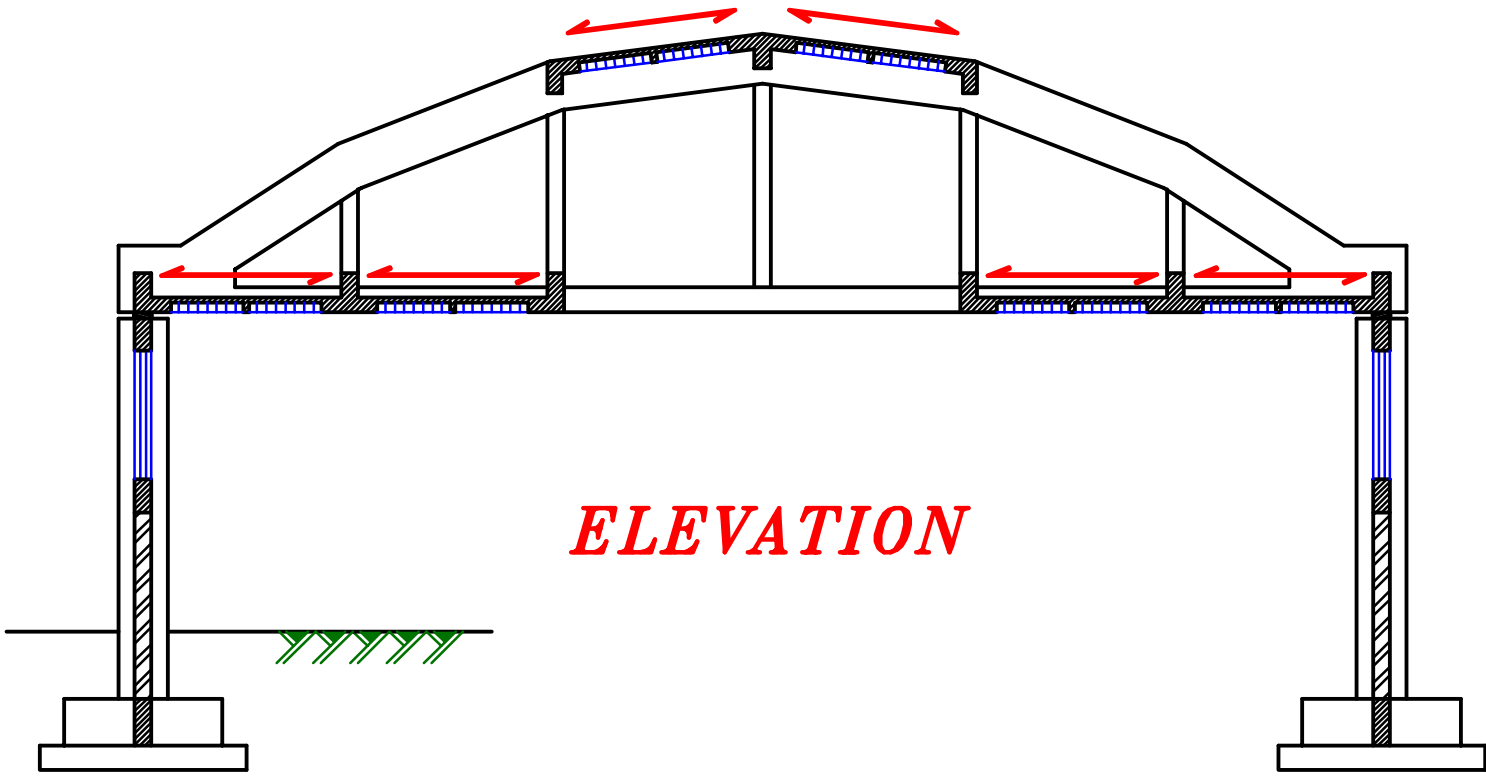
٣- نضع أى post أو أى hanger عند الـ Joints فقط .

٤- نفرض أن الـ O.W. للـ Girder يؤثر كأنه Concentrated Load عند الـ Joints .

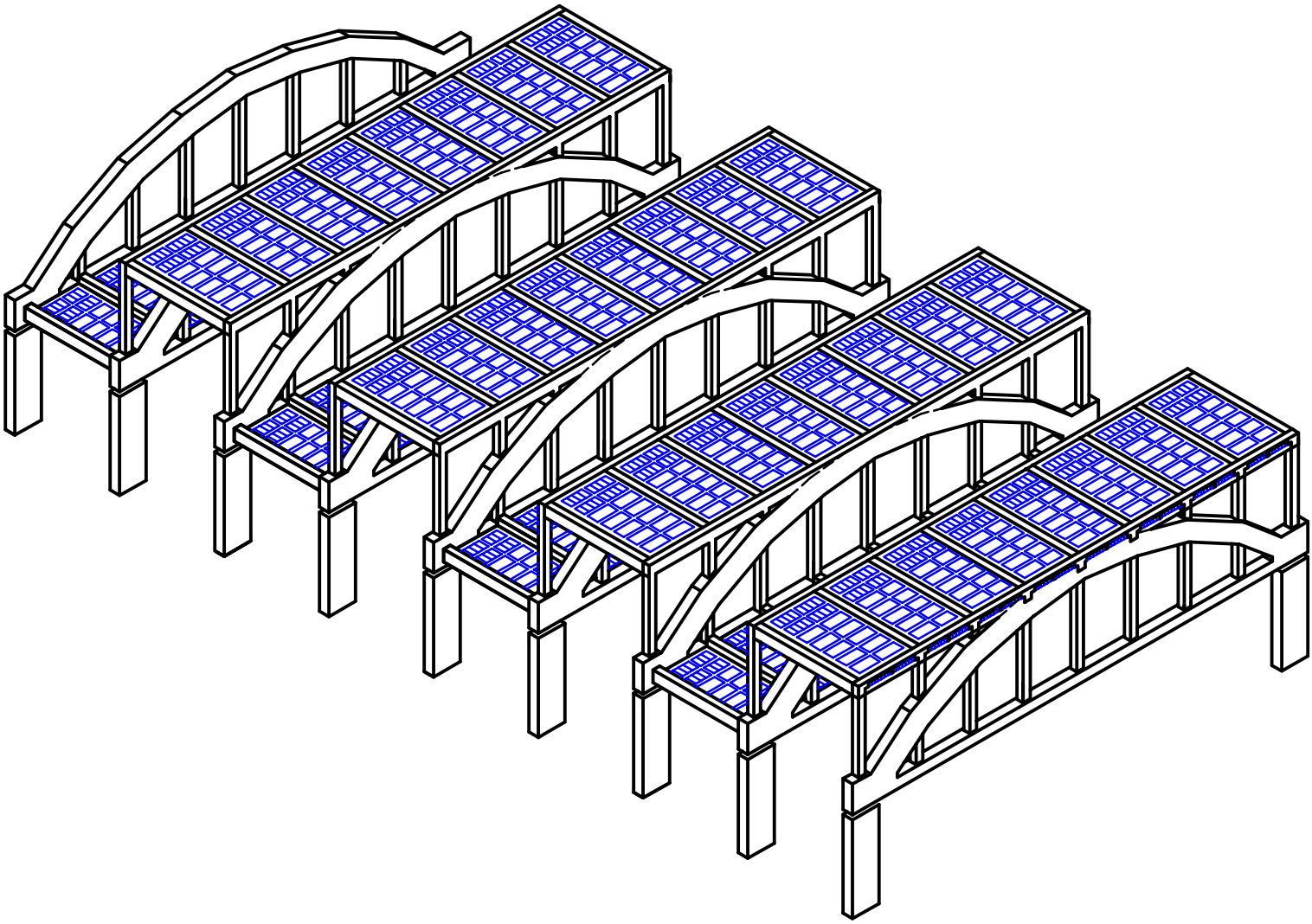

بلاطه سفليه
one way slab
S
L

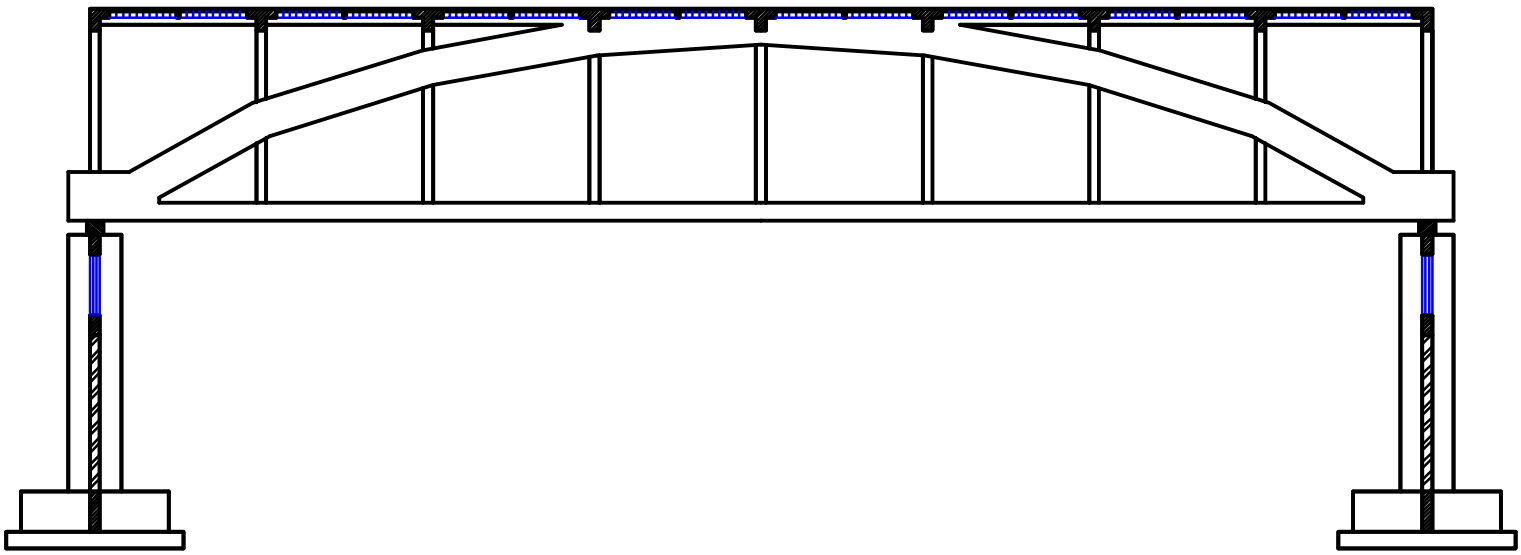

بلاطه علويه
one way slab
one way slab
one way slab
S
L

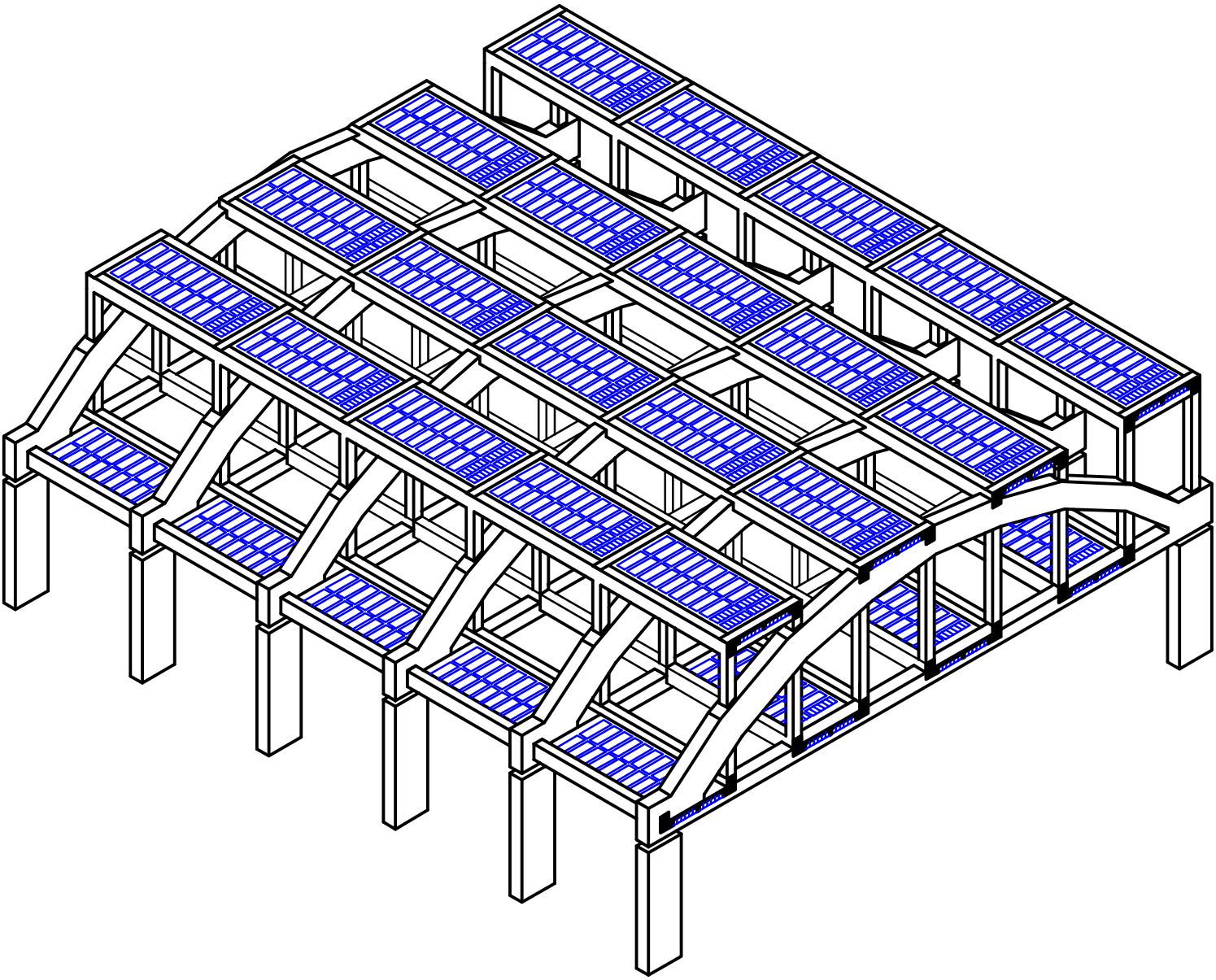


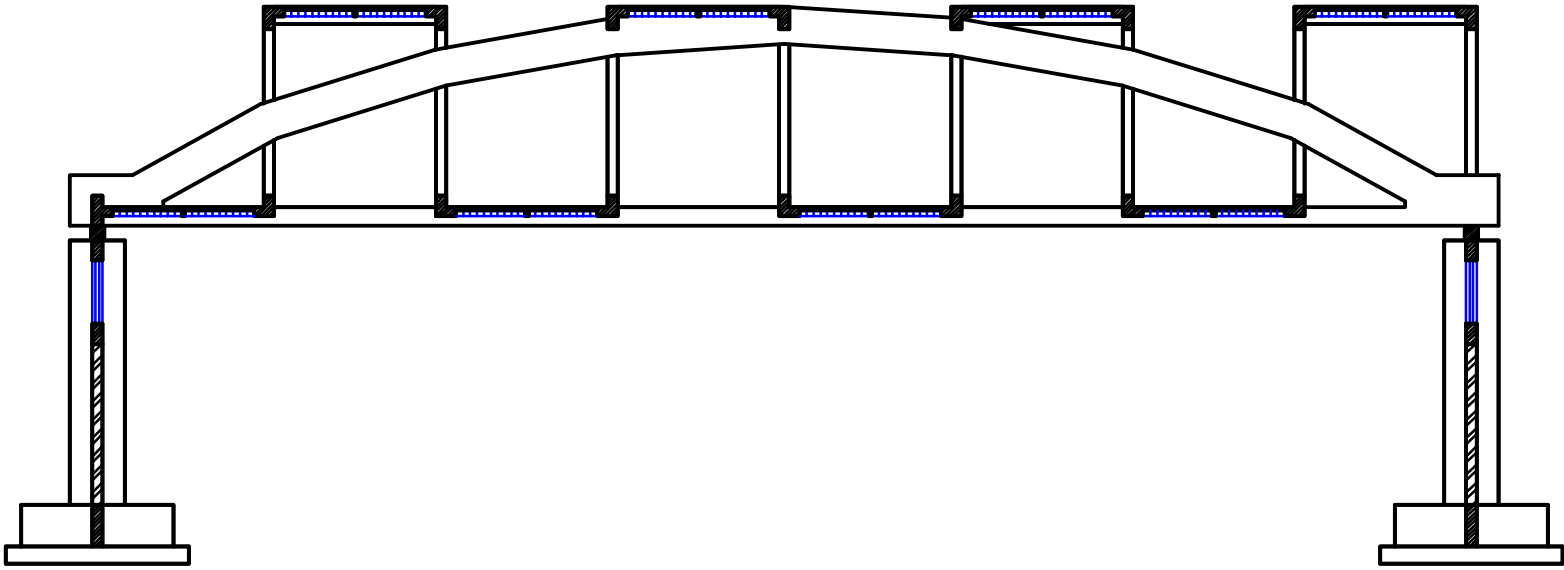


ELEVATION







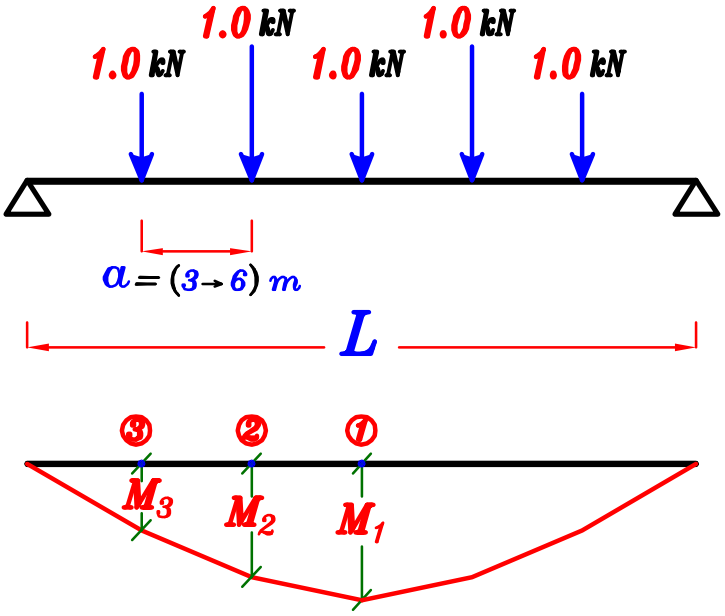


Drawing Arch Girder.

نرسم شكل الـ *Arch* بحيث يكون شكله مقلوب الـ *B.M.D.*

لكى يكون الـ *B.M.D.* ≃ *Zero* تقريباً.

فتكون كل القوى المؤثره عليه (*N.F.*) فقط.



- نرسم كمره بنفس طول الـ *Arch*

و نضع عليها *Concentrated Loads* قيمتها *1.0 kN* فى أماكن الكمرات

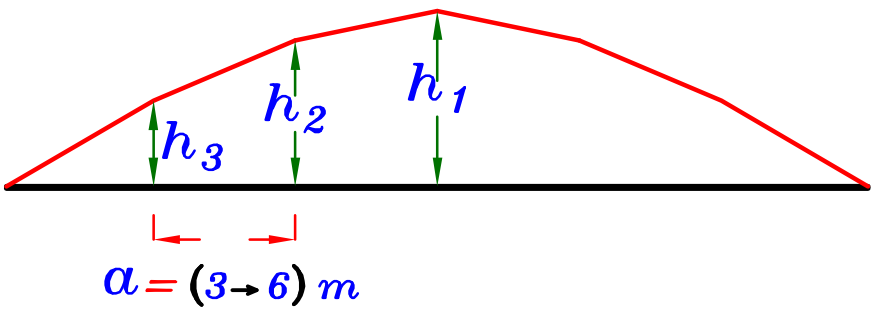
- ثم نرسم الـ *B.M.D.* *Get* M_1 , M_2 , M_3

- نختار أكبر أرتفاع للـ *Arch* $h_1 \simeq \frac{L}{6 \rightarrow 8}$

For Point ① ⟶ $M = M_1$, $h = h_1$

For Point ② ⟶ $M = M_2$, $h = h_2 = \frac{M_2}{M_1} * h_1$

For Point ③ ⟶ $M = M_3$, $h = h_3 = \frac{M_3}{M_1} * h_1$



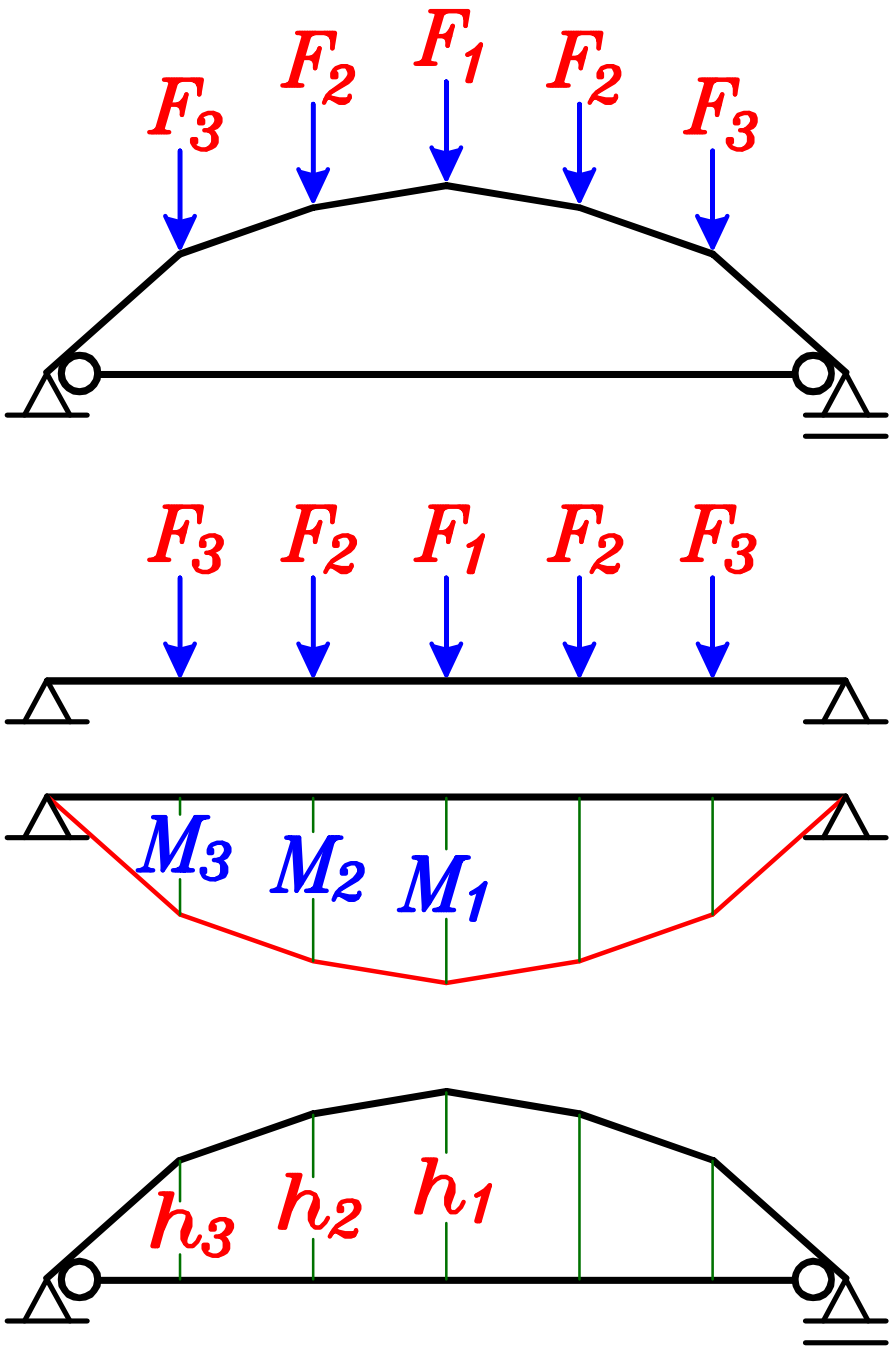
Special Case.

فى بعض الاحيان ممكن ان تكون الاحمال على الـ Joints غير متساويه .

و فى هذه الحاله لكى نحدد ارتفاعات الـ Arch Girder

يجب اولا ان نحدد قيمه الحمل على كل Joint ثم نحدد الـ moment الفعلى عند كل Joint

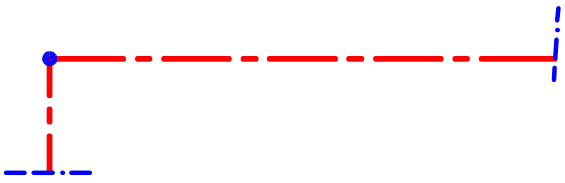
و منها نحدد ارتفاعات الـ Arch Girder



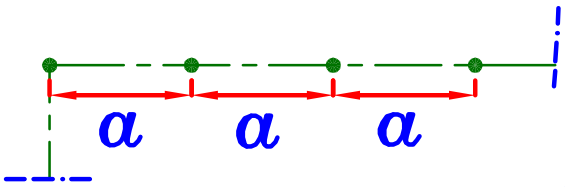
$$M_1 : M_2 : M_3 = h_1 : h_2 : h_3$$

خطوات رسم الـ Arch Girder

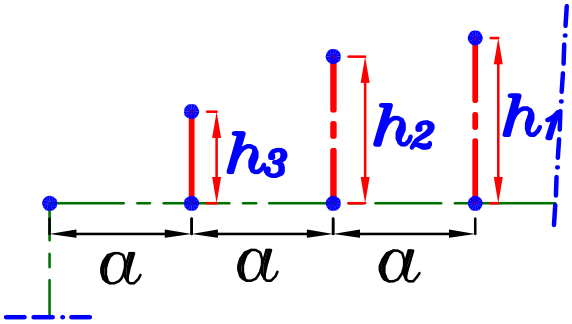
١ - نرسم C.L. للـ Tie و العمود



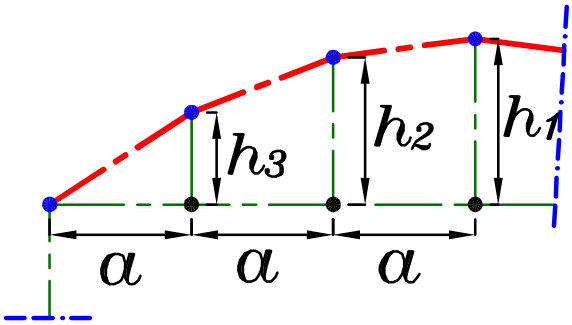
٢ - نحدد على C.L. الـ Tie
مكان الـ joints كل مسافه a



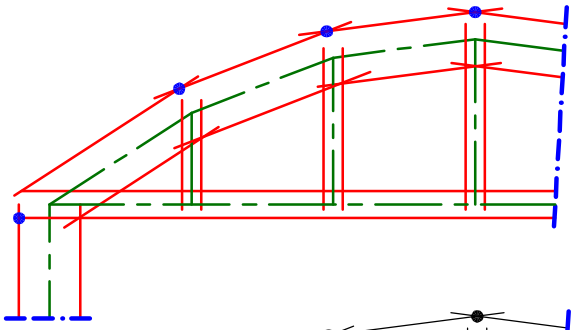
٣ - نرسم h عند كل joint



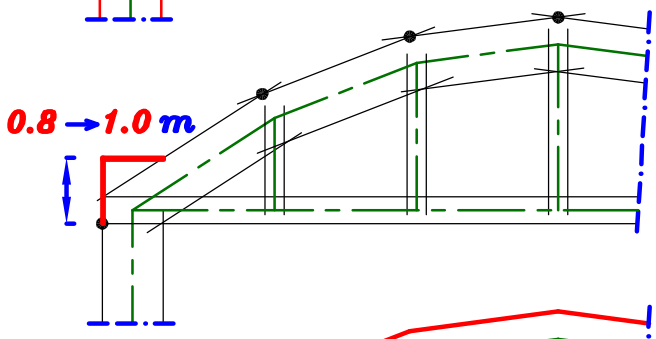
٤ - نوصل C.L. للـ Girder



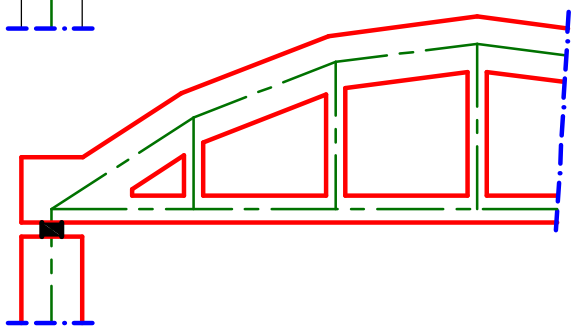
٥ - نرسم تخانه الـ members
بخط خفيف و تحديد نقط التقاطع



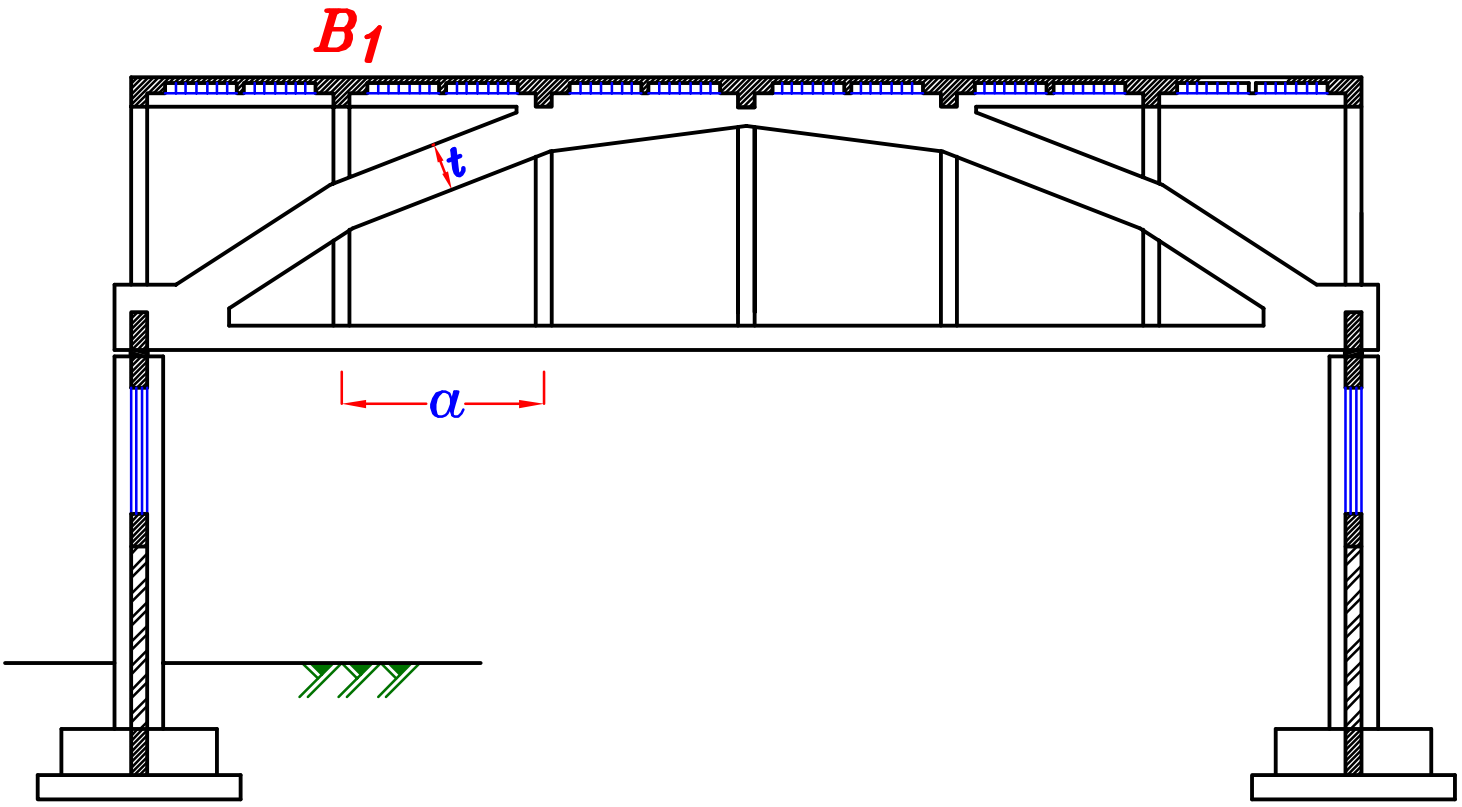
٦ - نرسم خط رأسى من نقطه تقاطع
العمود مع الـ Tie بارتفاع من
(0.8 → 1.0 m) لمقاومه الـ Shear
ثم نرسم خط أفقى



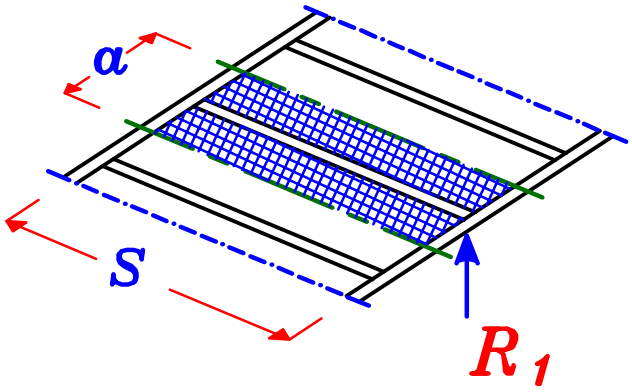
٧ - نرسم خط ثقيل عند حدود الـ
Arch Girder



Loads on Arch Girder.



① Get Loads on Beam B_1



$$w = O.W._{(beam)} + w_s * a$$

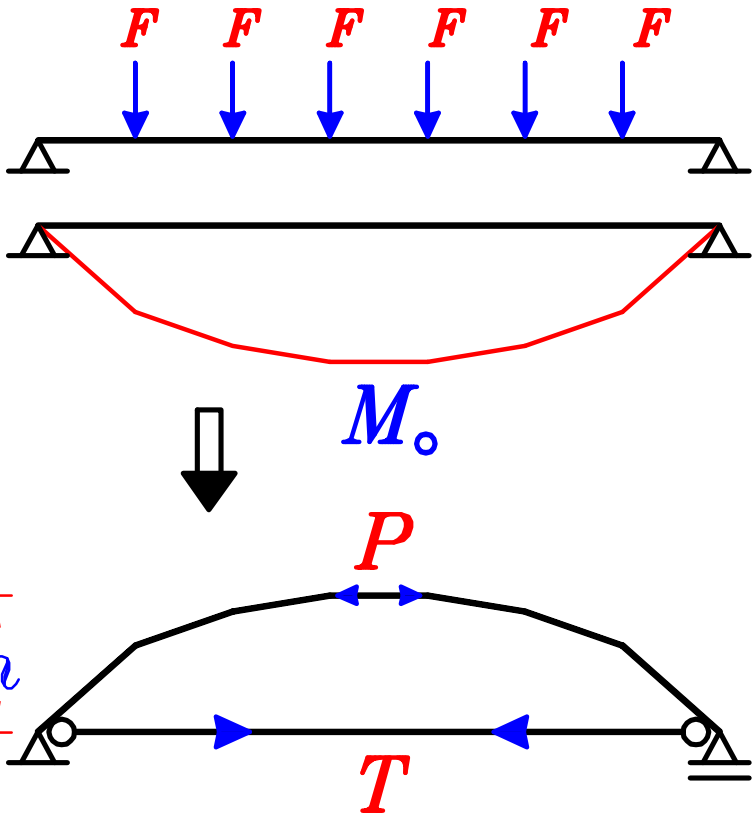
$$w = O.W._{(beam)} + \left(\frac{w_{rib}}{s}\right) * a$$

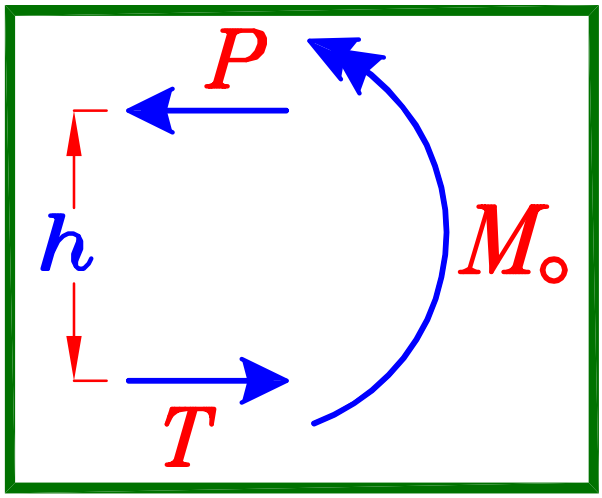
$$R = w * S$$

② o.w. (Arch+Tie+Post+Hanger+Top beam) $\simeq$ 17.5 kN\m` (U.L.)

③ $F = o.w. * a + R$

Concept of Arch Girder.



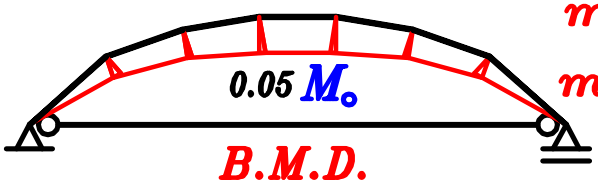


$$P = T = \frac{M_o}{h}$$

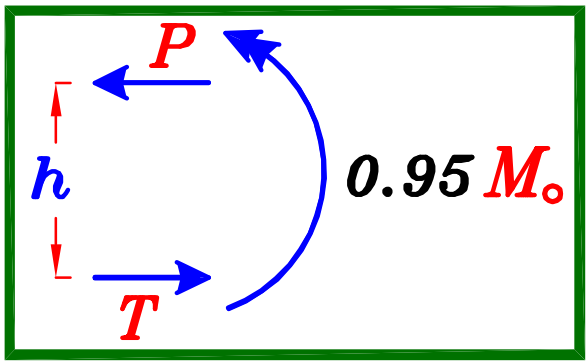
تعتمد فكره الـ *Arch Girder* على تحويل الـ *Bending moment* الى *Couple* اى الى *Compression Normal Forces* & *Tension Normal Forces*

و ذلك للتوفير لانه عند تصميم قطاع عليه *pure Compression* ستكون كميه الخرسانه و الحديد قليله مما يعمل على تقليل ثمن الـ *member*

و عند تصميم قطاع عليه *pure Tension* تكون كميه الحديد كبيره و كميه الخرسانه قليله و تكون ايضا نسبيا ثمن الـ *member* أقل .



اذا حدثت استطاله بسيطه للـ *Tie* سيحدث *moment* بسيط قيمته فى حدود $0.05\,M_o$ اذا قيمه الـ *moment* الذى سيتحول لـ *couple* يساوى تقريبا $0.95\,M_o$



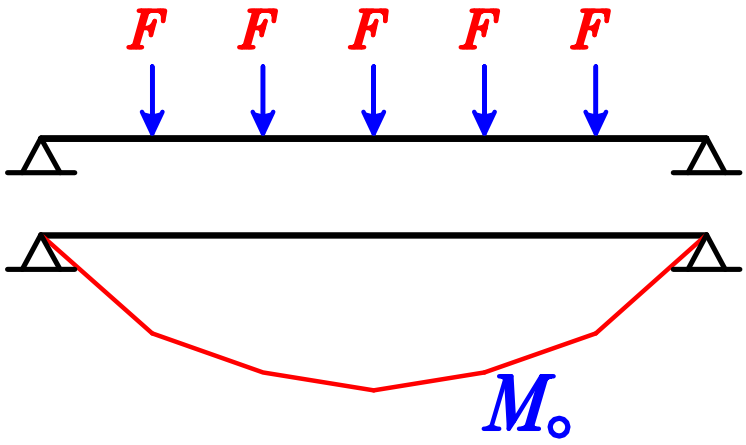
$$P = 0.95\ \frac{M_o}{h}$$

$$T = 0.95\ \frac{M_o}{h}$$

Solving Arch Girder.

نفرض وجود كمره تخيليه أفقيه .
لها نفس الـ span الافقى للـ Frame

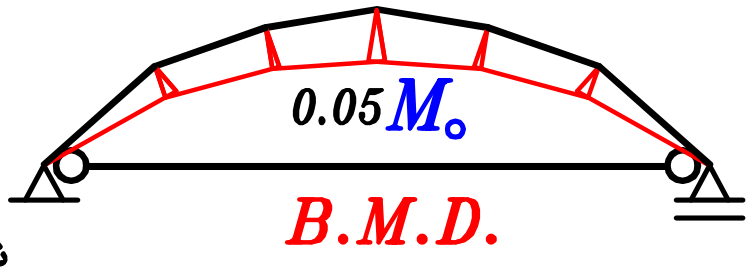
نحسب قيمه أكبر moment
للكمره التخليه و يسمى ((M_o))



$$M = 0.05\ M_o$$

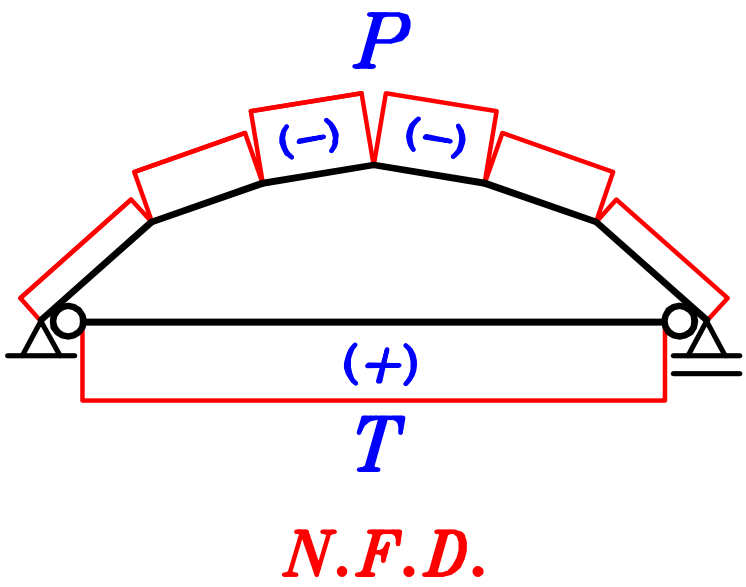
(From Extension of the Tie)

نتيجه لحدوث استطاله بسيطه فى الـ Tie
يحدث عزم على الـ Frame قيمته فى حدود $0.05\ M_o$



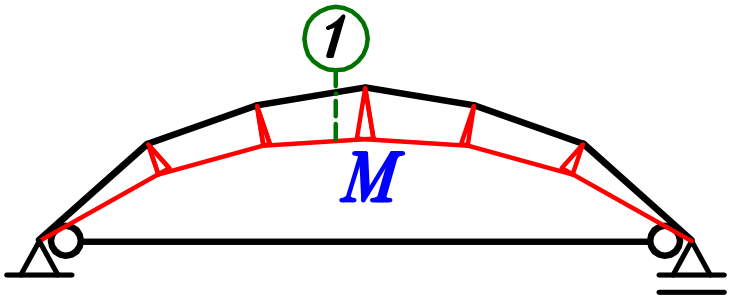
$$P = 0.95\ \frac{M_o}{h}$$

$$T = 0.95\ \frac{M_o}{h}$$

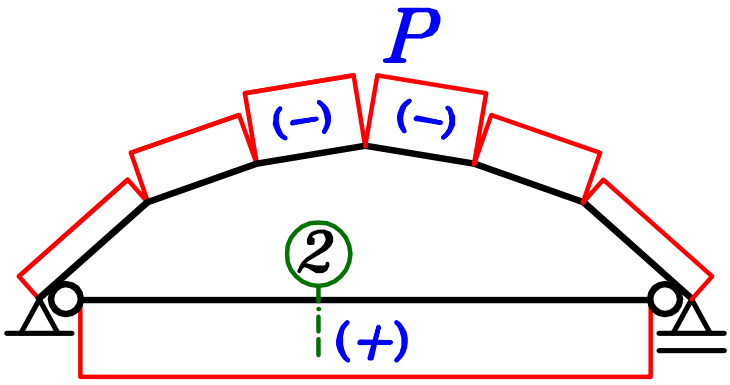


Design sections of Arch Girder.

B.M.D.



N.F.D.



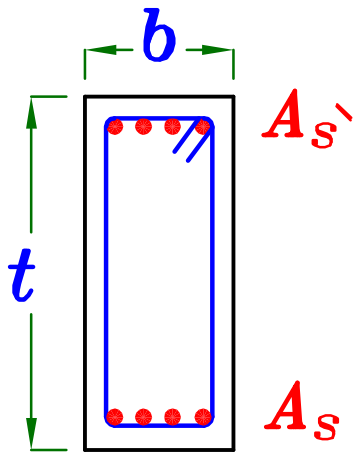
Sec. ① M , P

$$P = 0.95 \frac{M_\circ}{h}$$

$$M = 0.05\, M_\circ$$

(From Extension of the Tie)

(Use I.D.) $A_S = A_{S'}$

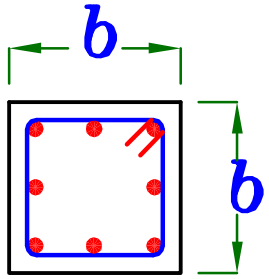


Sec. ② Tie

$$T = 0.95 \frac{M_\circ}{h}$$

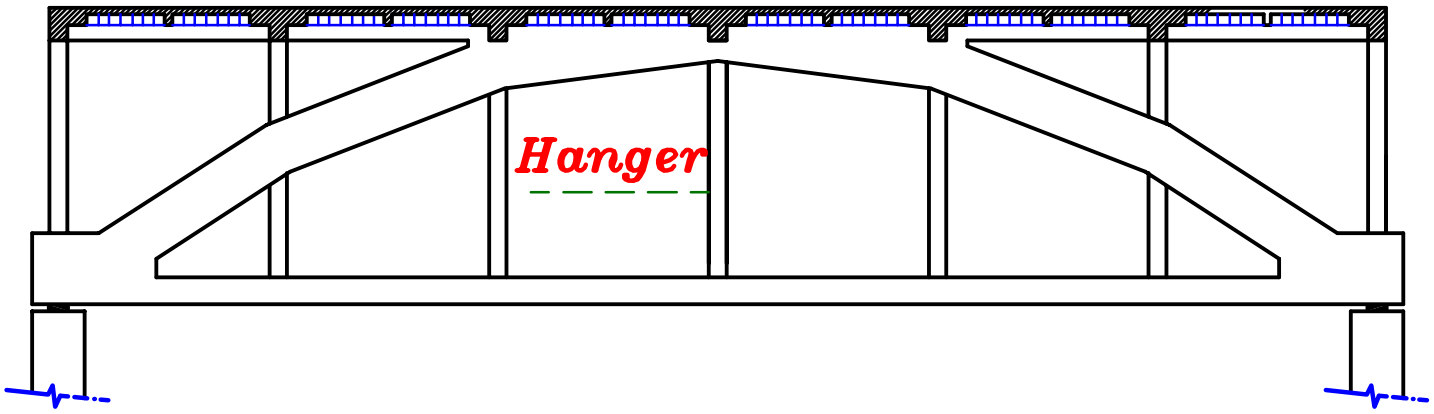
$$A_S = \frac{T}{F_y \backslash \delta_s} = (\text{Total area of steel})$$

$$A_c = (b * b)$$



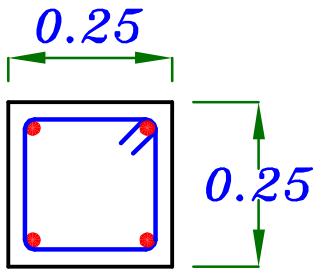
Sec. ③ Hanger

١ - إذا كانت البلاطه علويه.

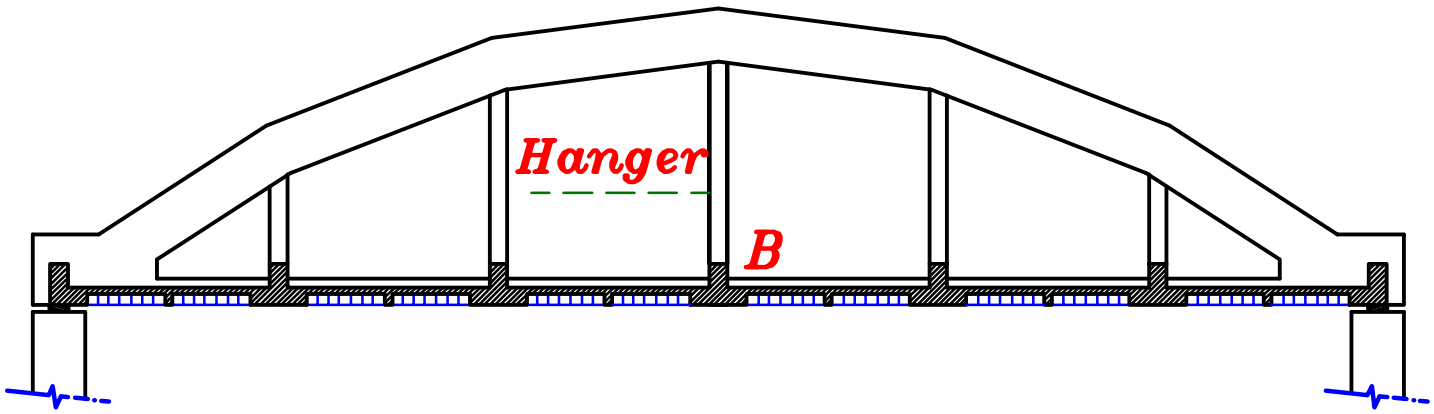


$$T = O.W._{(hanger)} \simeq 3.50\ kN$$

$$A_s = 4\ \phi\ 12$$

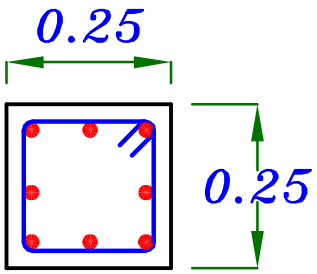


٢ - إذا كانت البلاطه سفليه.



$$T = O.W._{(hanger)} + Reaction\ of\ beam\ B$$

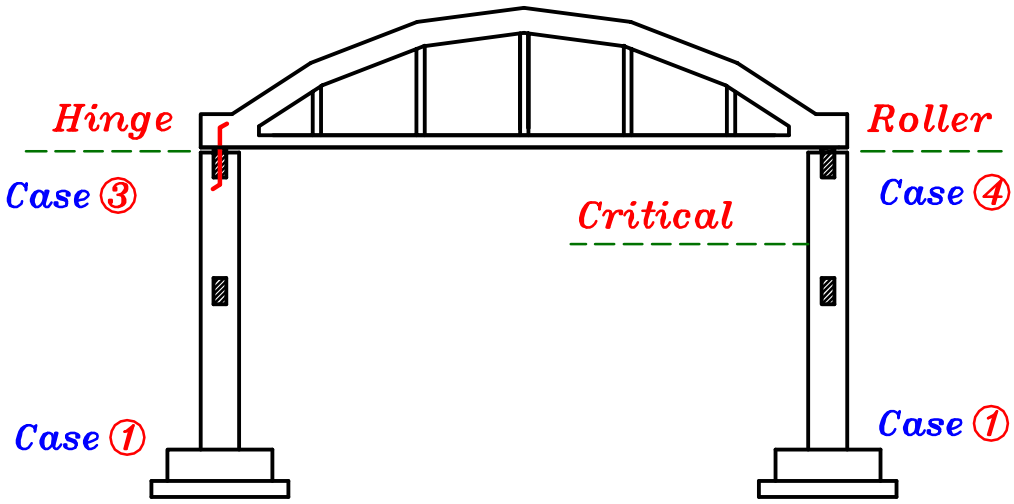
$$A_s = 8\ \phi\ 12$$



Sec. ④ Column.

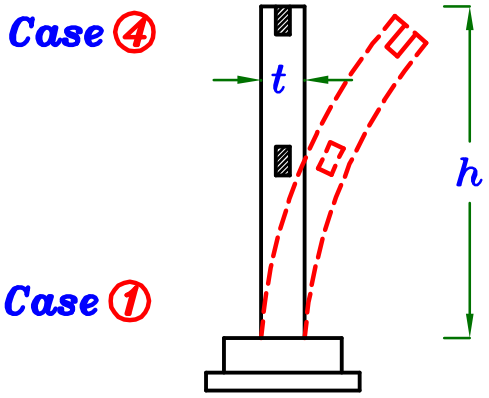
Design the critical Col. at the Roller support.

$$P = \frac{\sum F}{2}$$



Check Buckling.

① In plane.

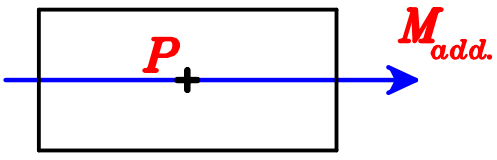


$H_o = h$

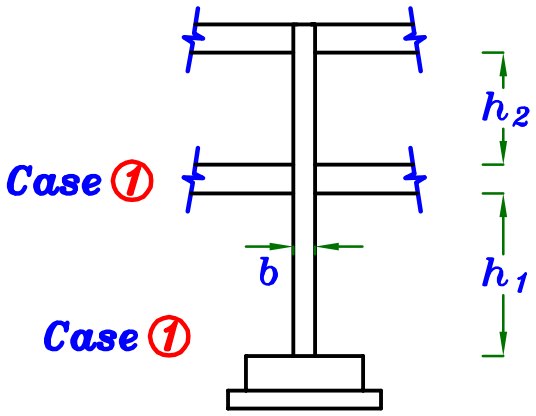
$$\lambda_b = \frac{2.2 * H_o}{t}$$

IF $\lambda_b \leqslant 10$ Designed → P only

$\lambda_b > 10$ Designed → P , $M_{add.}$



② Out of plane.

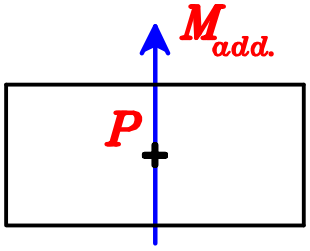


$H_o =$ The bigger of h_1, h_2

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

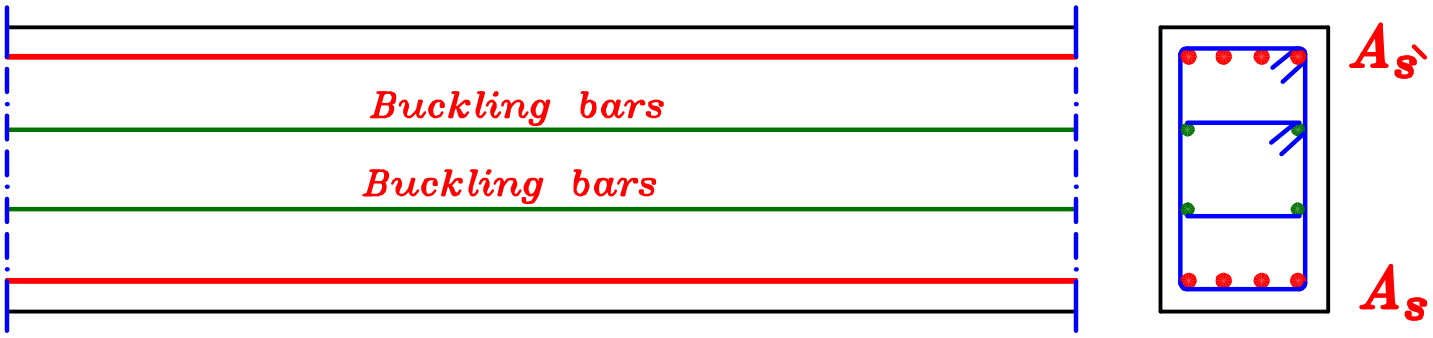
IF $\lambda_b \leqslant 10$ Designed → P only

$\lambda_b > 10$ Designed → P , $M_{add.}$



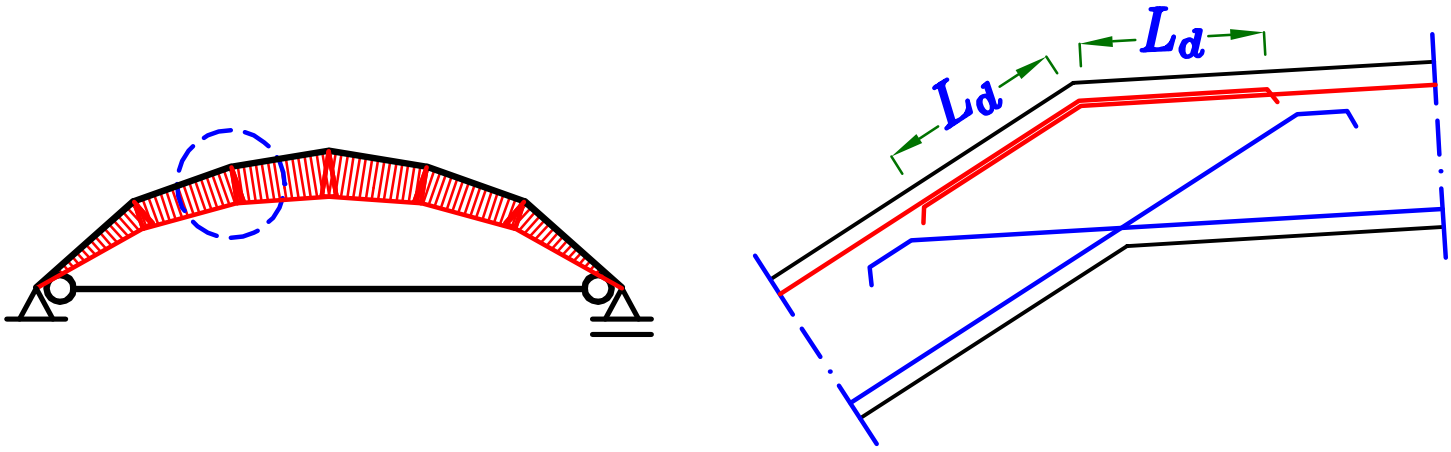
Reinforcement Notes.

1- For Member subjected to Moment & Compression.



و اذا زاد طول السيخ عن ١٢,- م نعمل وصله تراكب Lap splice

و الاضمن مد الحديد مسافه L_d من بعد الـ C.L. من الجهتين .

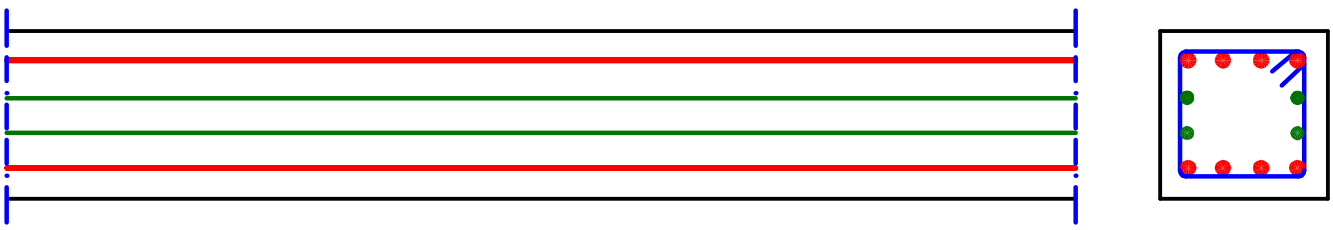


2- For Member subjected to pure Tension. (Tie)

و اذا زاد طول السيخ عن ١٢,- م المفروض عمل وصله ميكانيكيه او وصلات لحام

و لصعوبه رسم تفاصيل ذلك فى هذا الملف فسنضطر ان نرسم تسليح الـ Tie

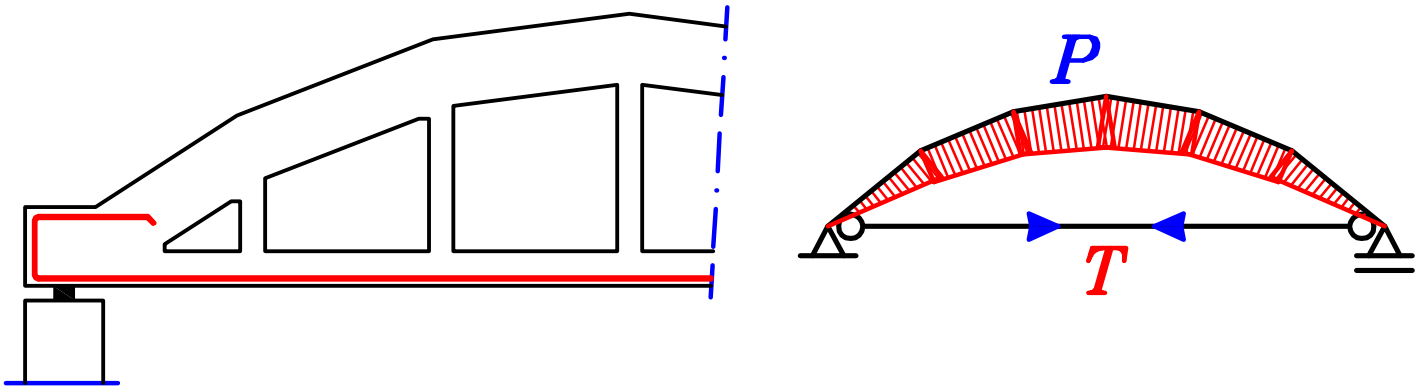
عباره عن اسياخ طويله طولها بنفس طول الـ Tie حتى اذا زاد طولها عن ١٢,- م



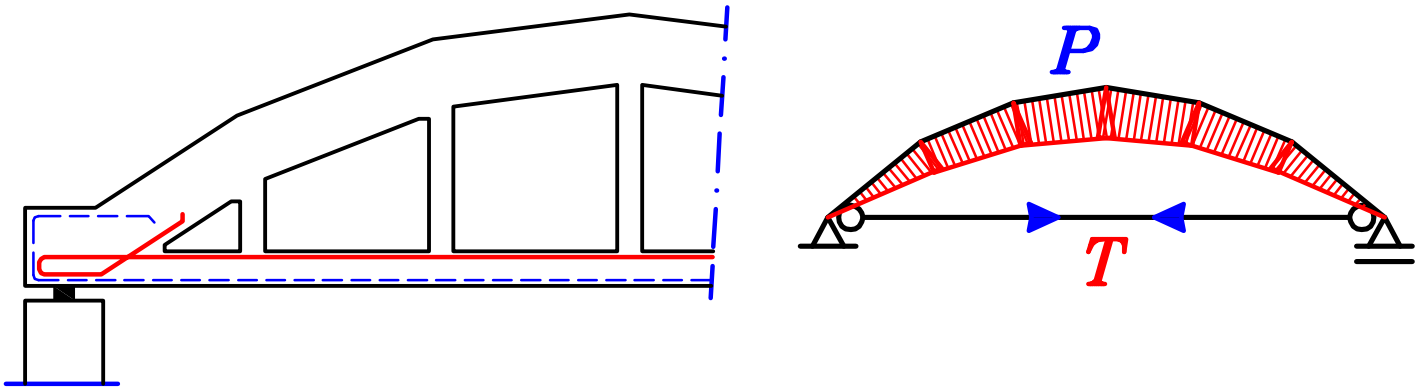
لعمل وصلات فى الـ (Tie) أنظر فى هذا الملف صفحه (90)

Reinforcement of Arch Girder.

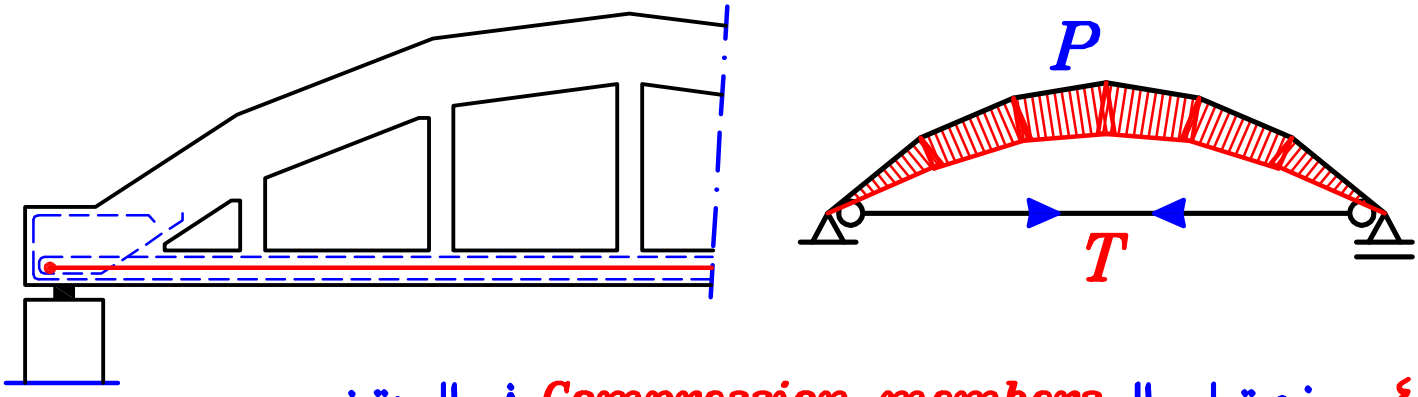
١ – بعد رسم الخرسانه نضع الحديد السفلى للـ Tie مع مراعاه تكملته فى الدراسه من الاول للاخر



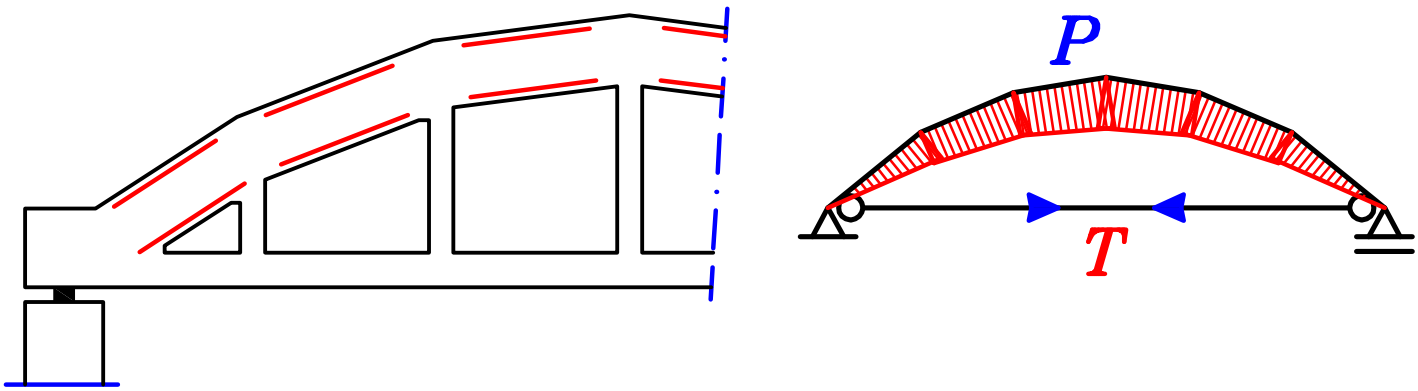
٢ – نرسم التسليح العلوى للـ Tie مع مراعاه تكملته فى الدراسه من الاول للاخر



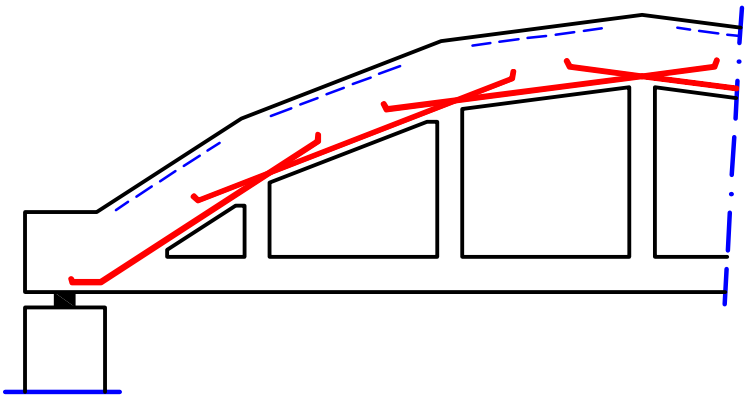
٣ – نرسم التسليح الاوسط للـ Tie مع مراعاه تكملته فى الدراسه من الاول للاخر

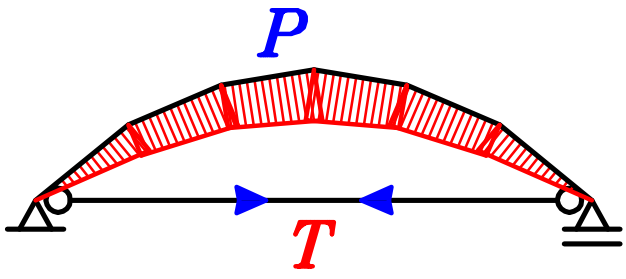


٤ – وضع تسليح الـ Compression members فى الجهتين

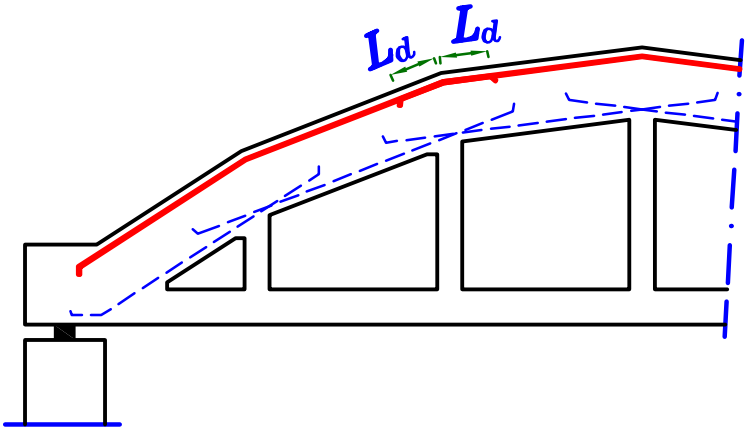


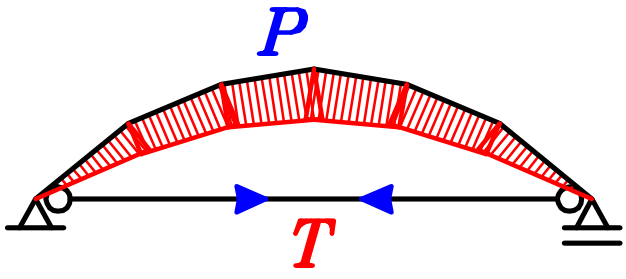
٥ – الحديد السفلى يمتد من الجهتين مسافه $L_d = 60\ \phi$ من الجهتين



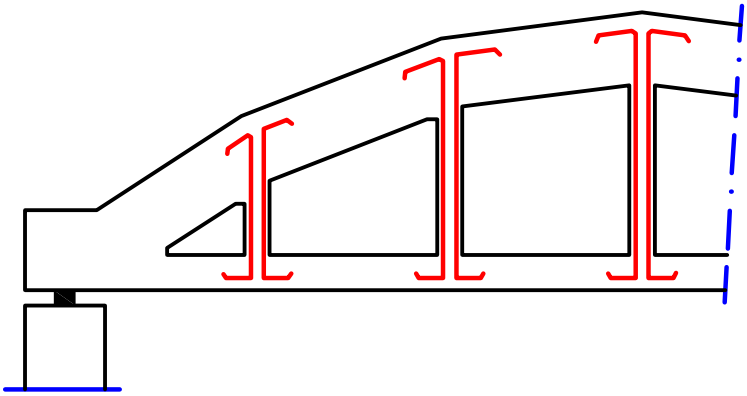


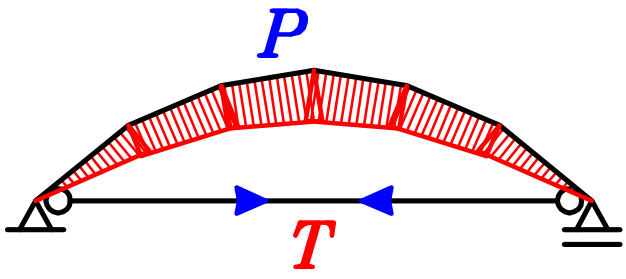
٦ – الحديد العلوى يمتد من الجهتين مسافه $L_d = 40\ \phi$ من الجهتين كل *2 joints*



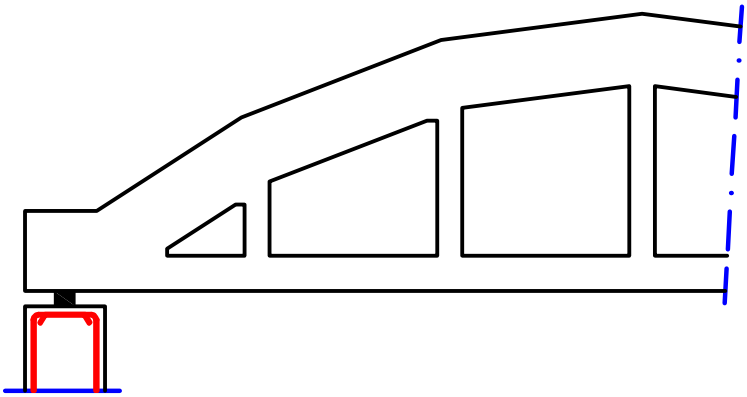


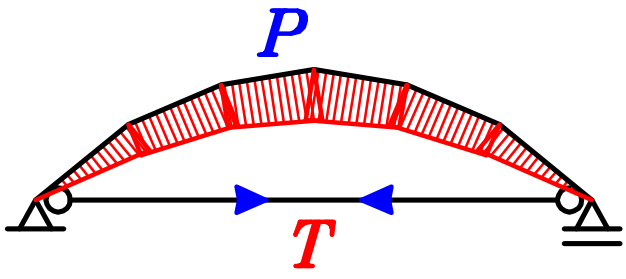
٧ – نضع تسليح الـ *Hanger*



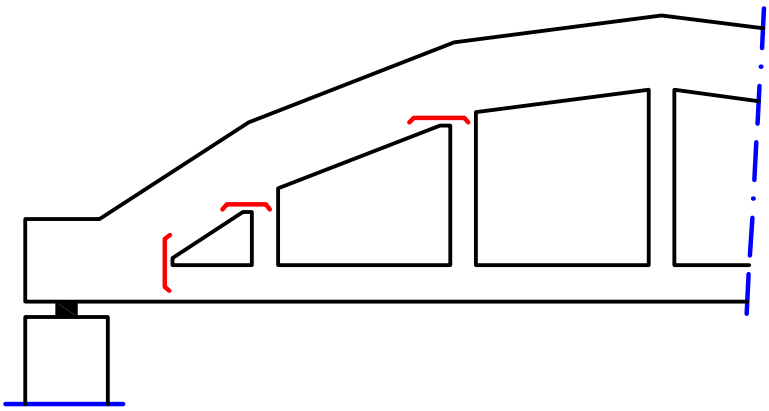


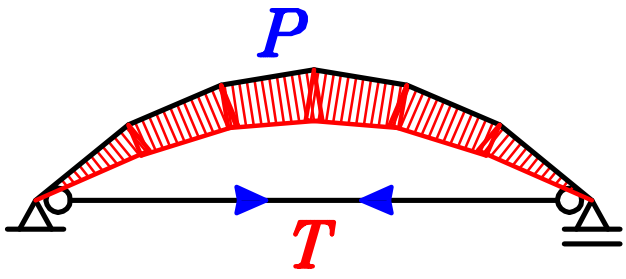
٨ – نضع تسليح العمود



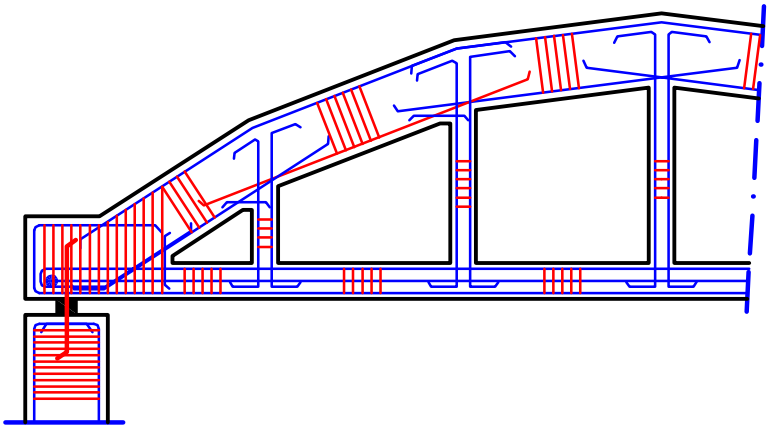


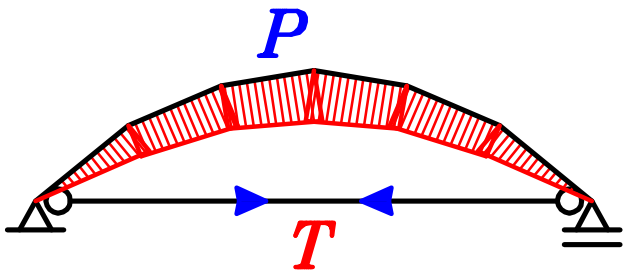
٩ – نضع تسليح بسيط فى حدود $2\phi 10$ عند الزوايا الحاده لمنع تشرخ الـ Cover

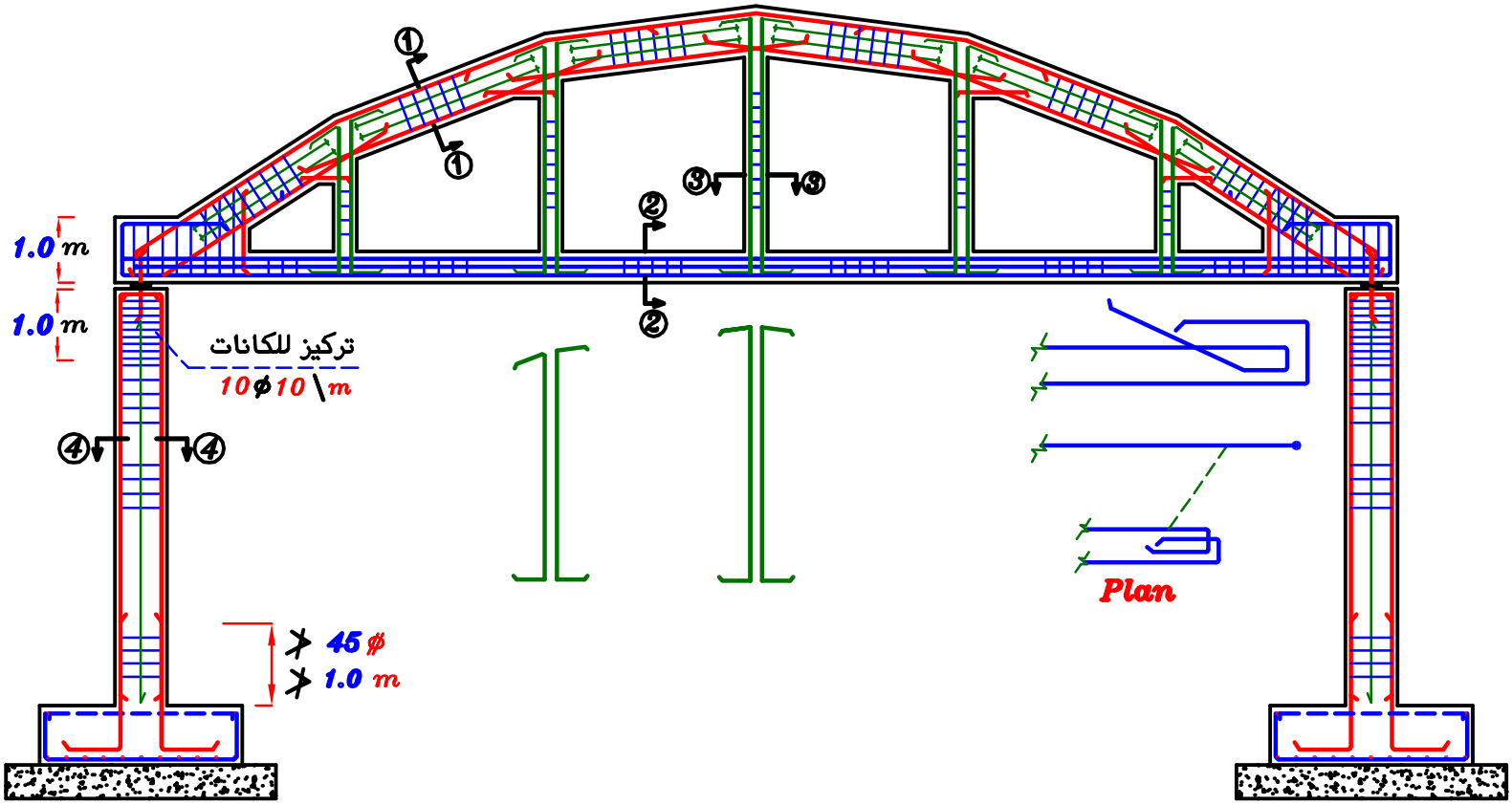


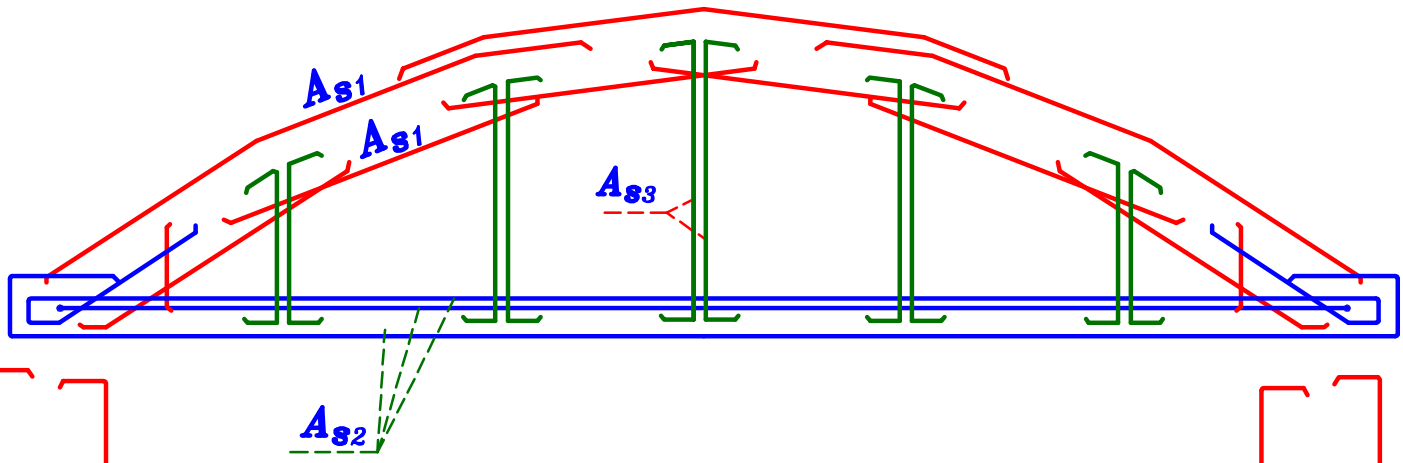


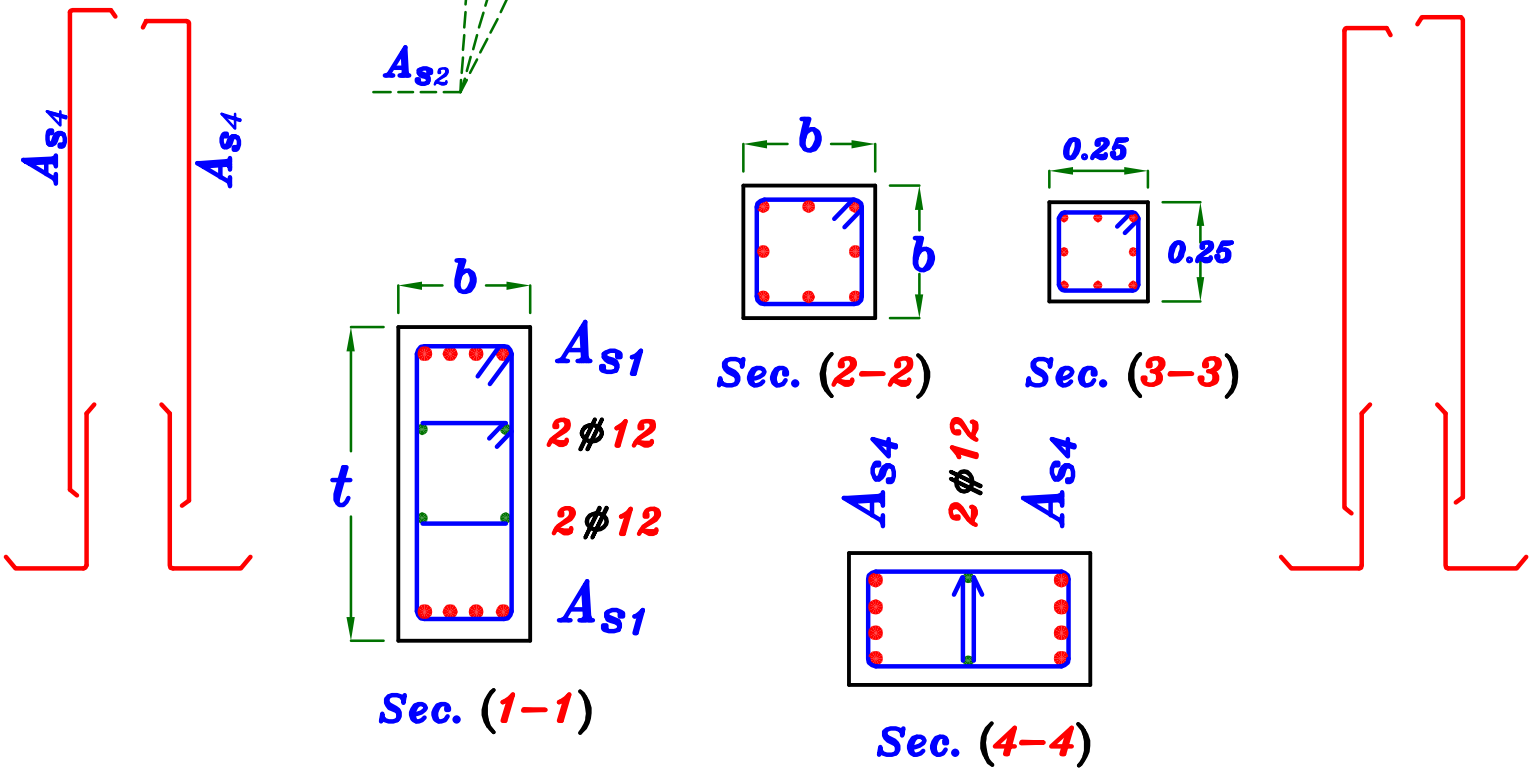
١٠ – يتم وضع الكانات مع تكثيف الكانات اعلى العمود لمقاومه Splitting Force

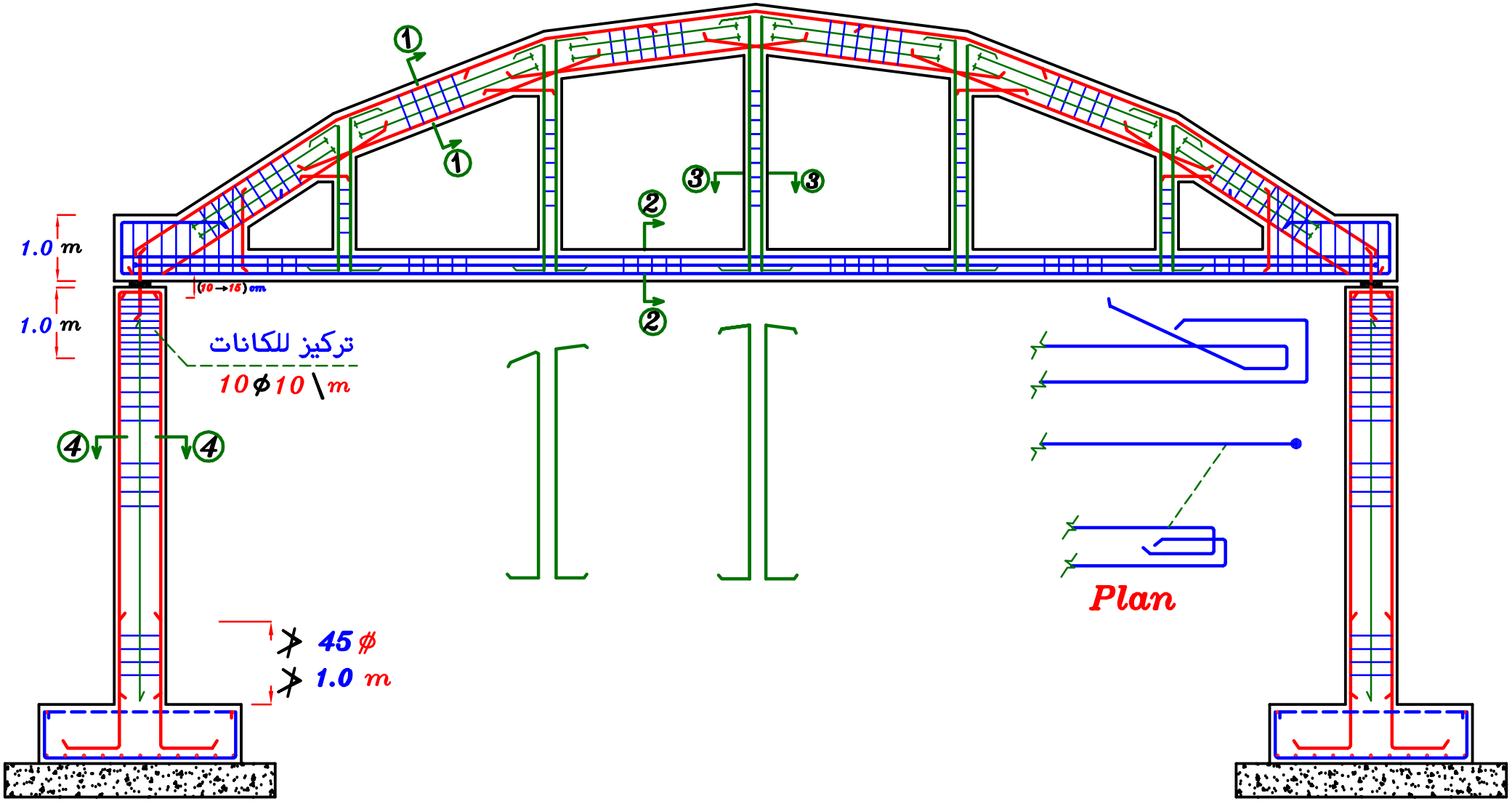


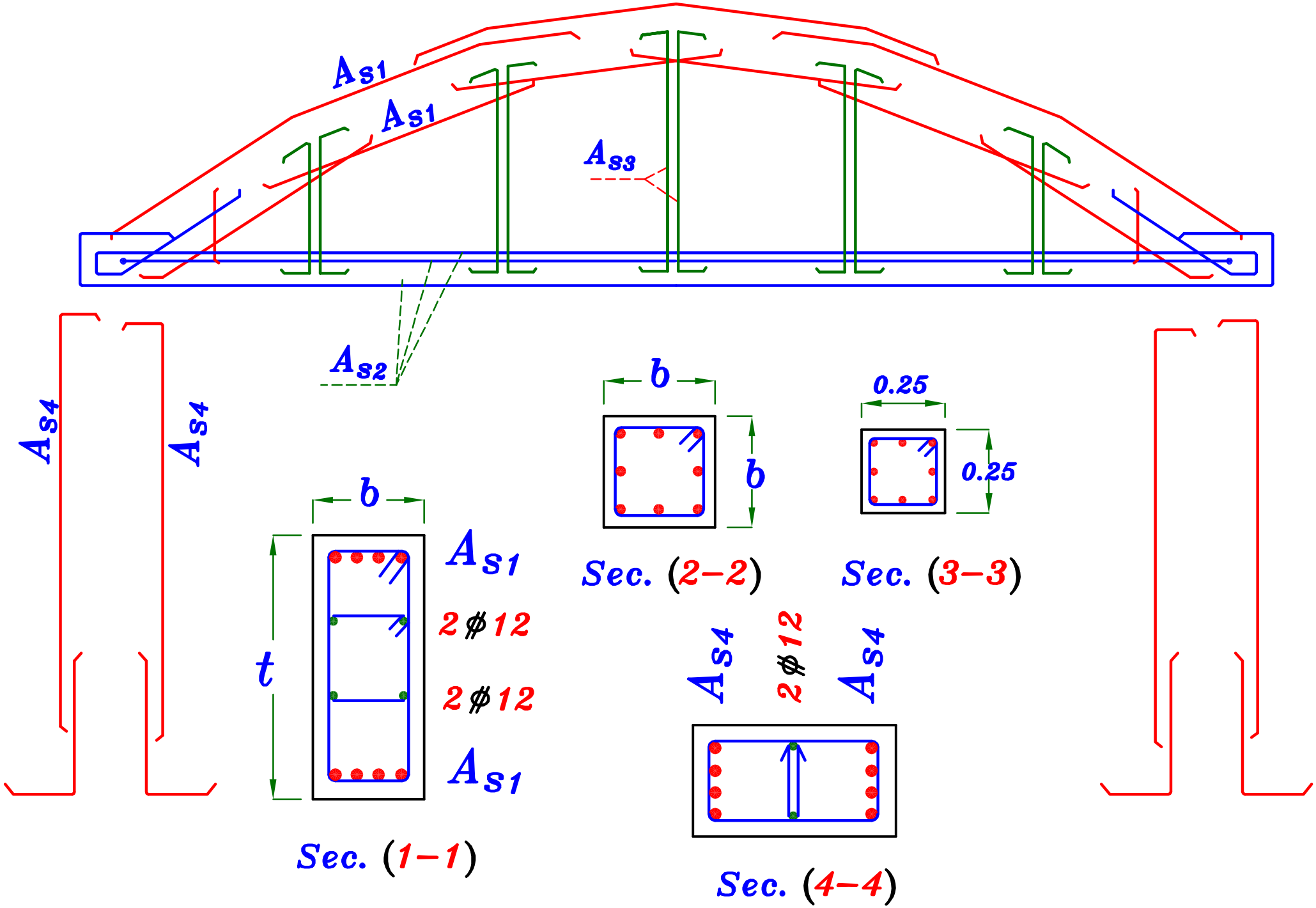



1.0 m
1.0 m
تركيز للكانات
10 ϕ 10 \ m
45 ϕ
1.0 m
Plan


As1
As1
As3
As2

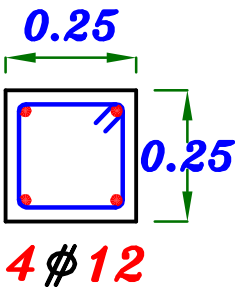

As4
As4
b
t
As1
2 ϕ 12
2 ϕ 12
As1
Sec. (1–1)
b
b
Sec. (2–2)
0.25
0.25
Sec. (3–3)
As4
2 ϕ 12
As4
Sec. (4–4)


1.0 m
1.0 m
(10→15) cm
تركيز للكانات
10 ϕ 10 \ m
45 ϕ
1.0 m
Plan

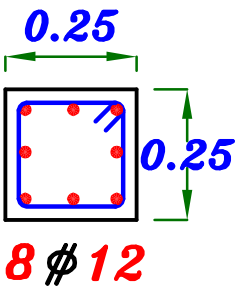

As1
As1
As3
As2
As4
As4
b
b
As1
2 ϕ 12
2 ϕ 12
As1
t
Sec. (1–1)
b
b
Sec. (2–2)
0.25
0.25
Sec. (3–3)
As4
2 ϕ 12
As4
Sec. (4–4)

فى حاله أن البلاطه علويه

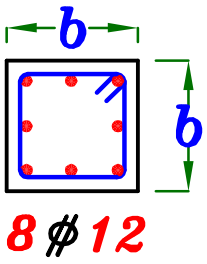
سنحتاج لوضع Posts لحمل الكمرات ال Secondary



اذا كان ارتفاع ال Post $\geq 2.5\,m$ نأخذ قطاع ال Post



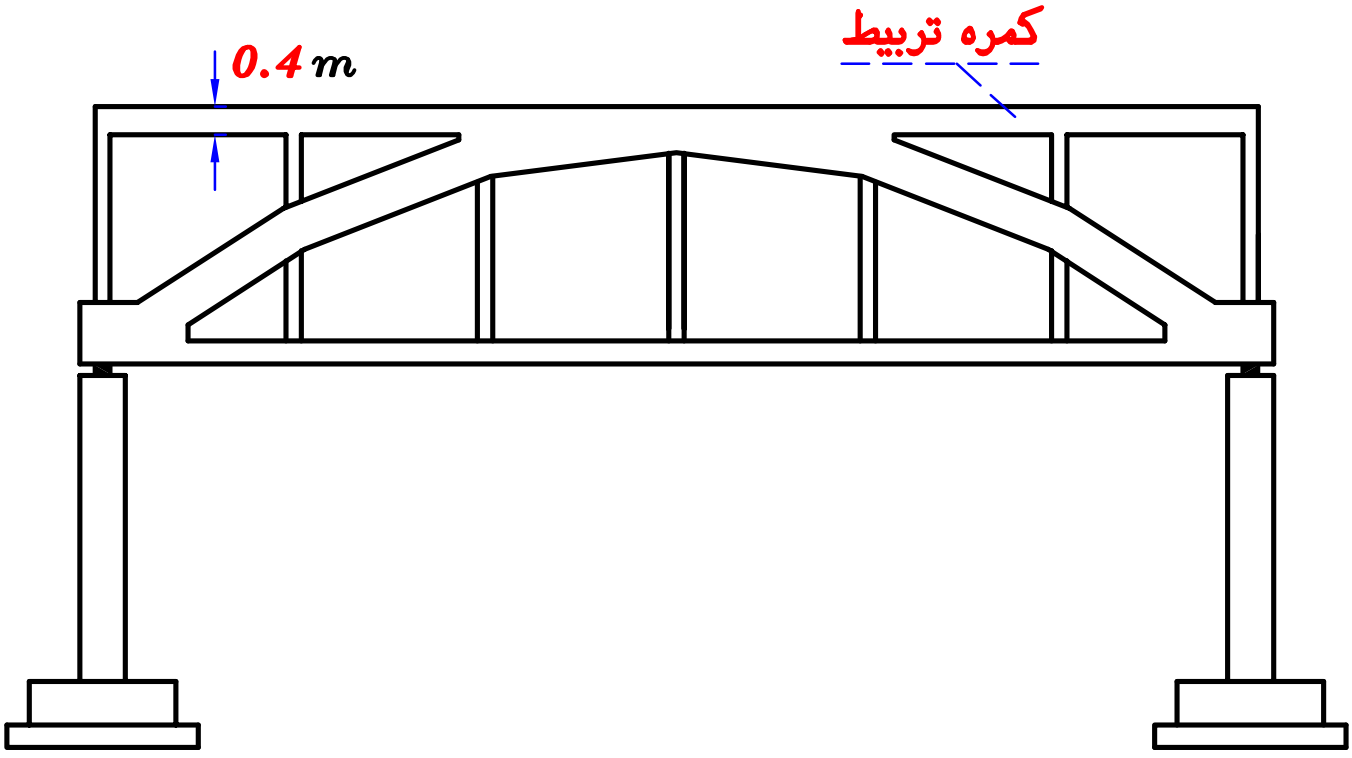
اذا كان $2.5\,m \leq$ ارتفاع ال Post $\leq 4.0\,m$ نأخذ قطاع ال Post



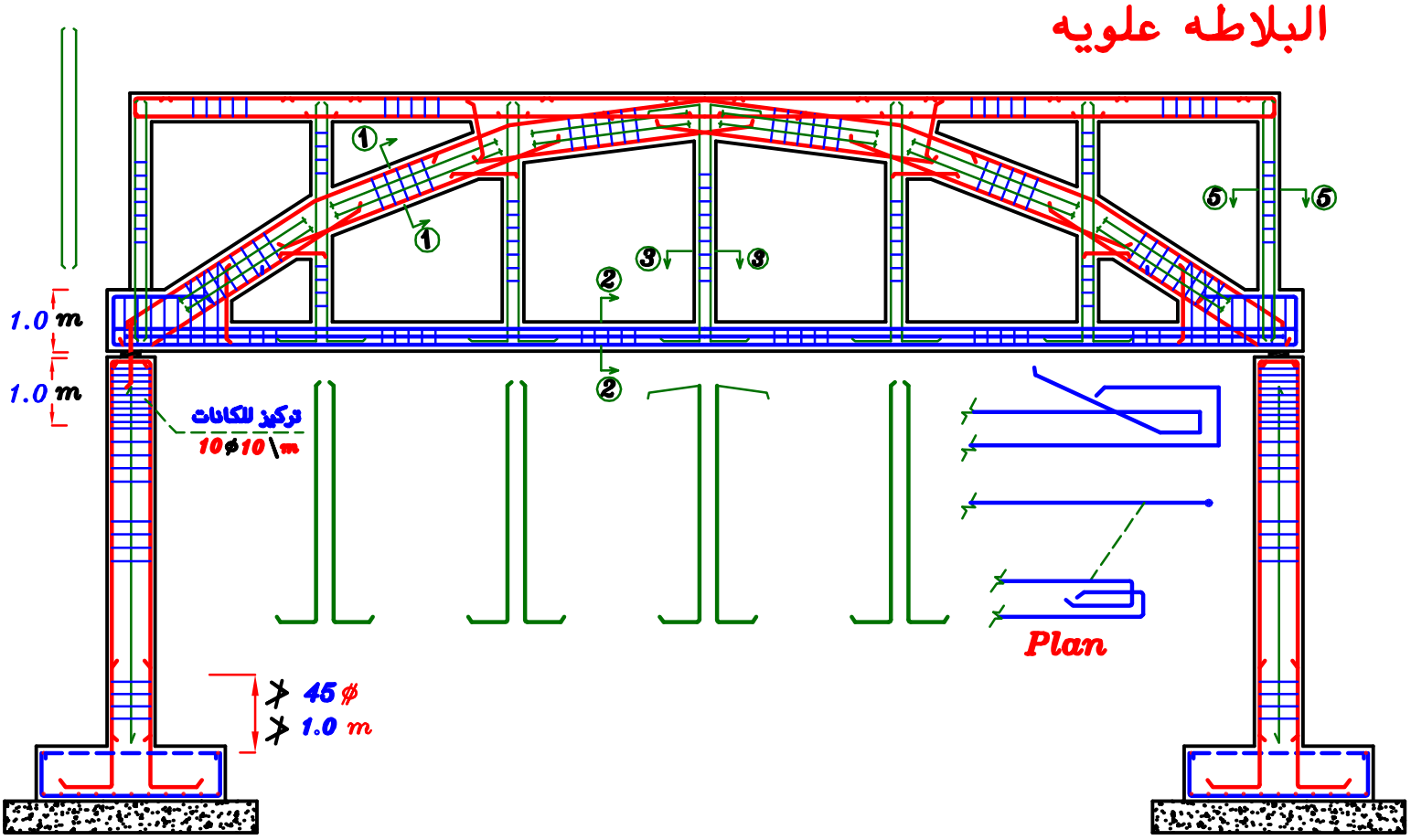
اذا كان ارتفاع ال Post $< 4.0\,m$ نأخذ قطاع ال Post

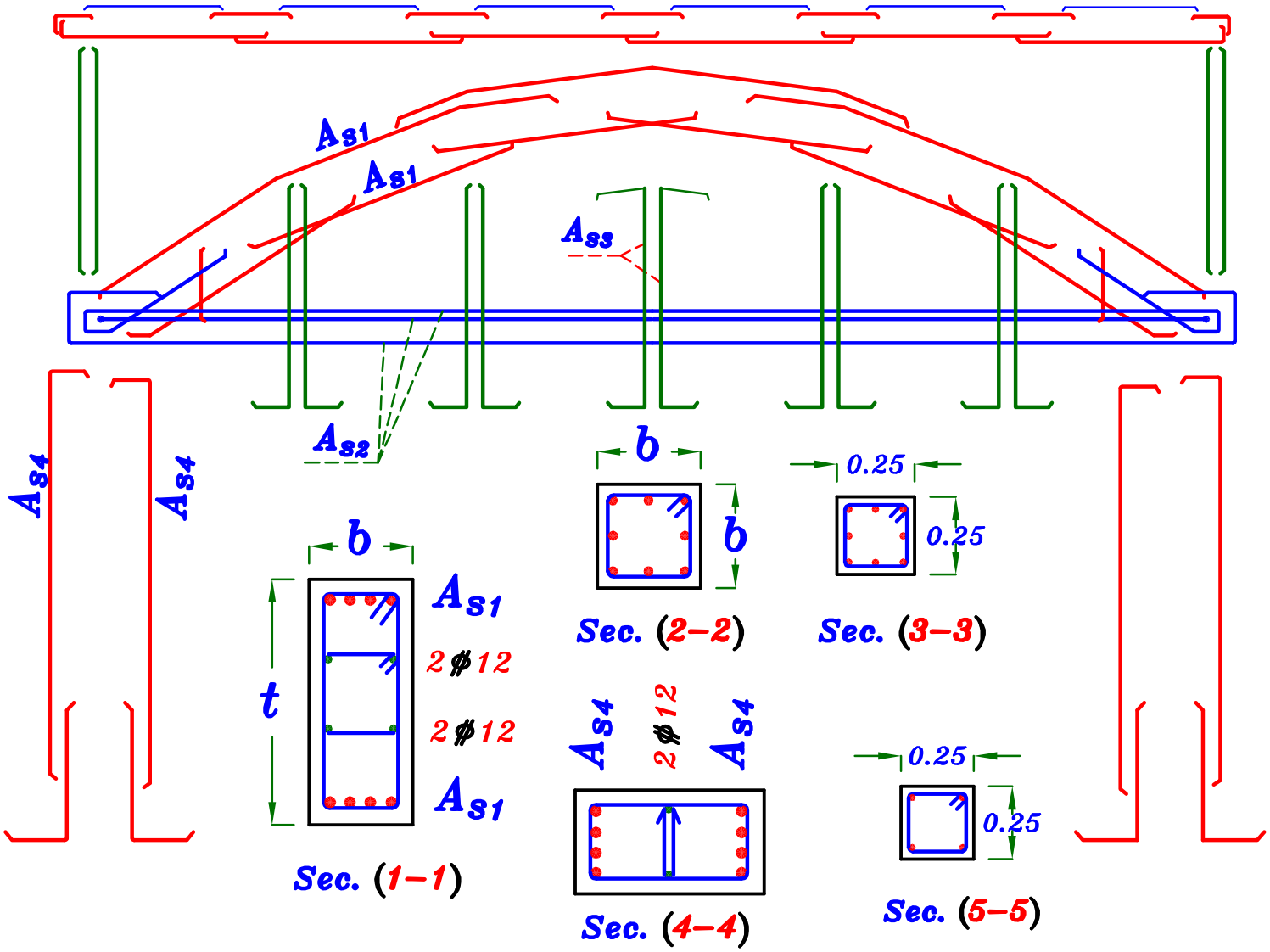
حيث b هى عرض ال Arc Girder

و نضع كمره افقيه لتربيط ال Posts عمقها 40 cm و تسليحها 2 ⌀ 12 سفلى و علوى

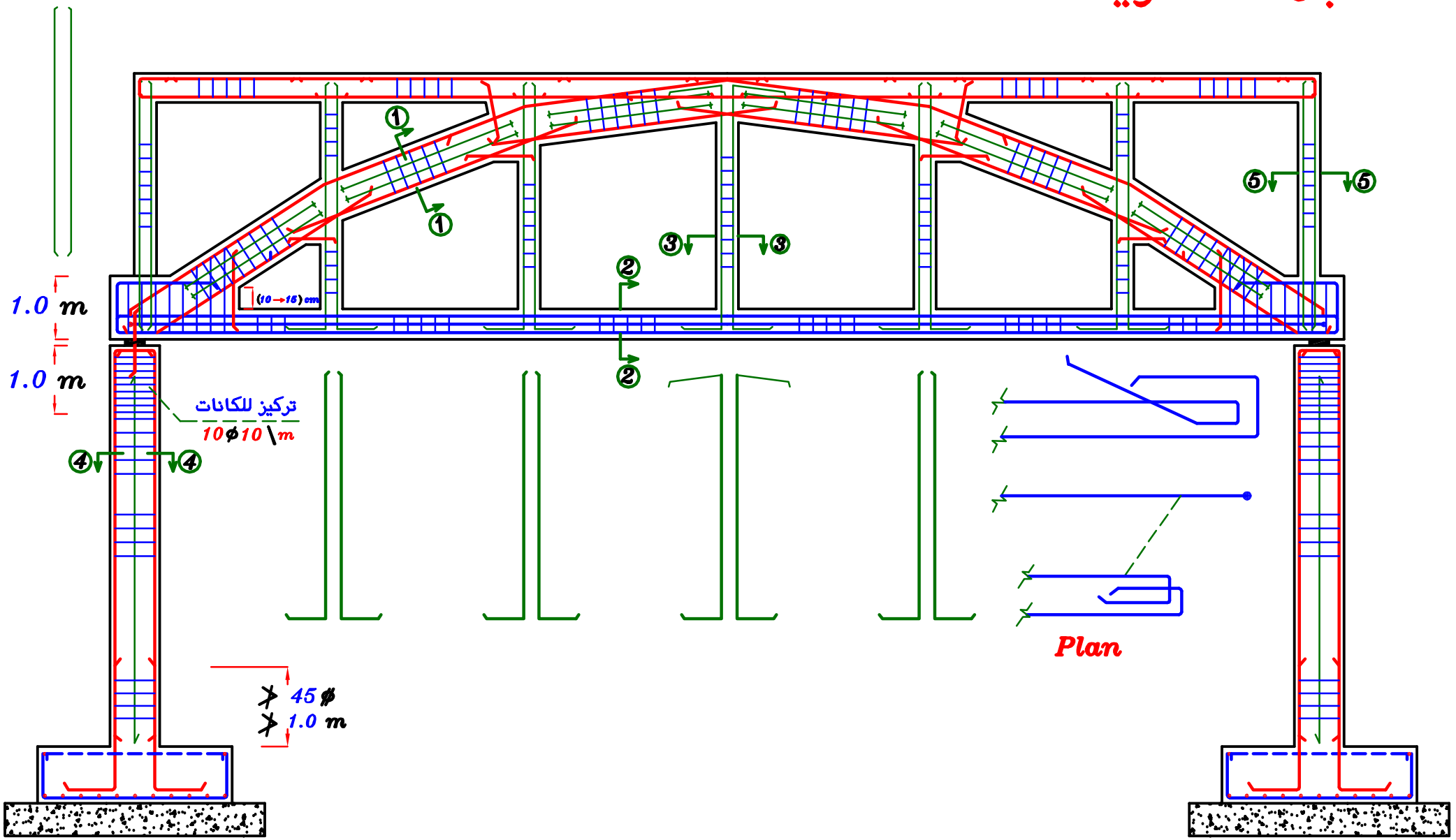


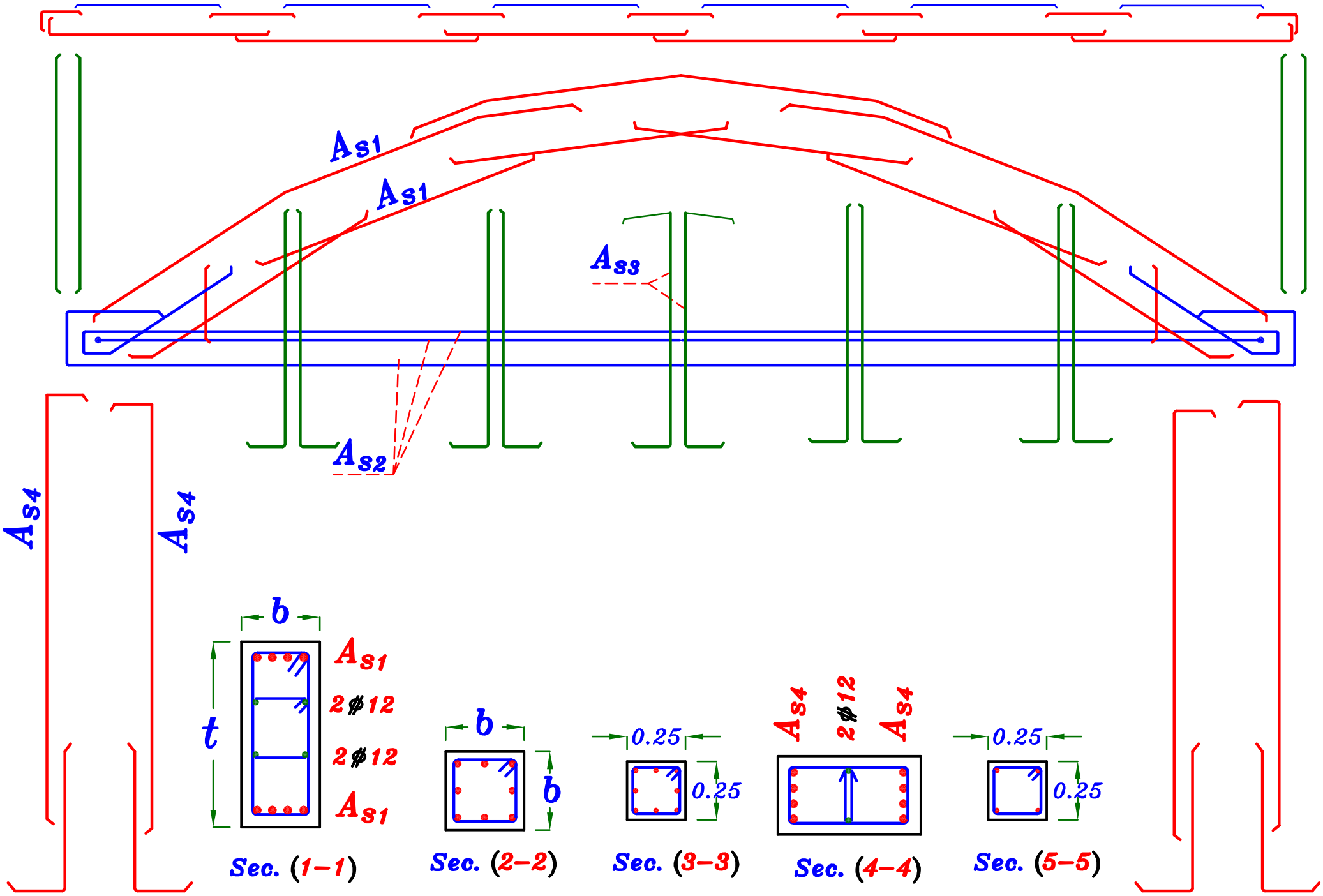
البلاطه علويه



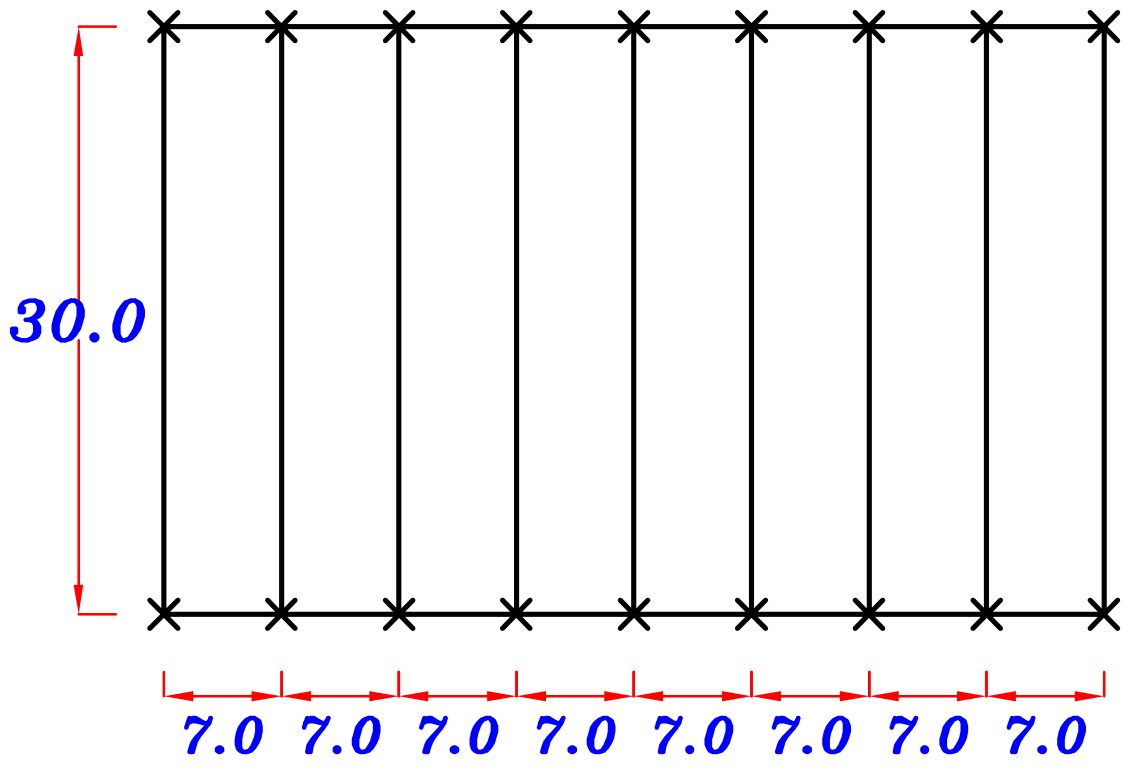


البلاطه علويه




As1
As1
As3
As2
As4
As4
b
t
As1
2ϕ12
2ϕ12
As1
Sec. (1–1)
b
b
Sec. (2–2)
0.25
0.25
Sec. (3–3)
As4
2ϕ12
As4
Sec. (4–4)
0.25
0.25
Sec. (5–5)

Example.



$$L.L.+F.C.>10 \ kN/m^2$$

Choose a convenient Statical System and draw a sketch For an elevation Showing Concrete Dimensions.

IF $L.L.+F.C.>10 \ kN/m^2$ ⟶ *use Solid slabs.*

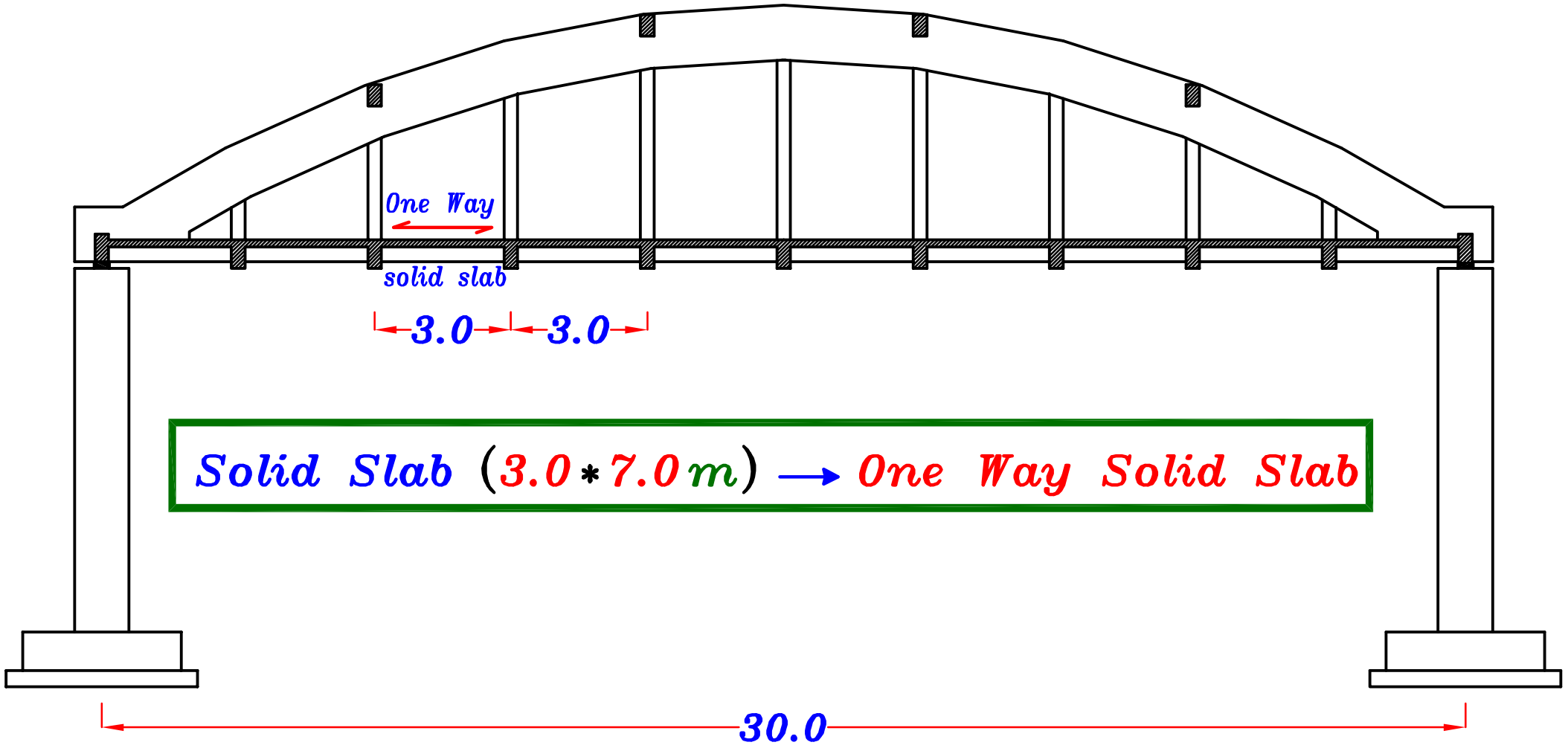
اذا كان مجموع $L.L.+F.C.$ أكبر من $10 \ kN/m^2$ يجب أن تكون البلاطه *Solid Slab*

و لان البلاطه فى ال *Arch Girder* يجب أن تكون *one way* فى اتجاه الكمرات

يوجد حلان :

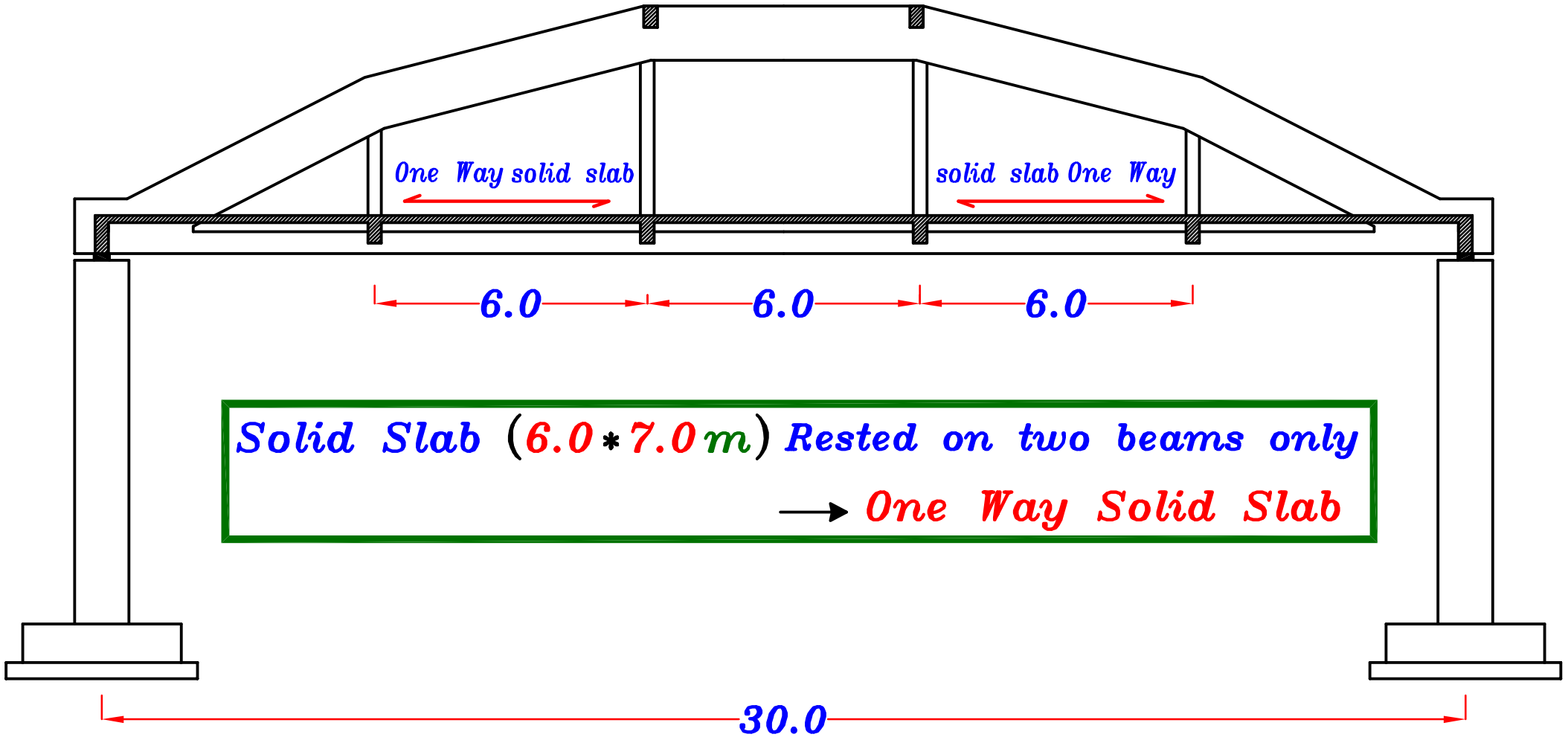
١- أن نزيد من عدد ال *segments* للـ *Arch Girder* بحيث تكون $\alpha < \frac{S}{2}$

٢- أن نرفع البلاطه بحيث لا تُحمل على ال *Arch Girder*



Solid Slab (3.0 * 7.0 m) → One Way Solid Slab

١ - أن نزيد من عدد الـ segments للـ Arch Girder بحيث تكون $a < \frac{S}{2}$

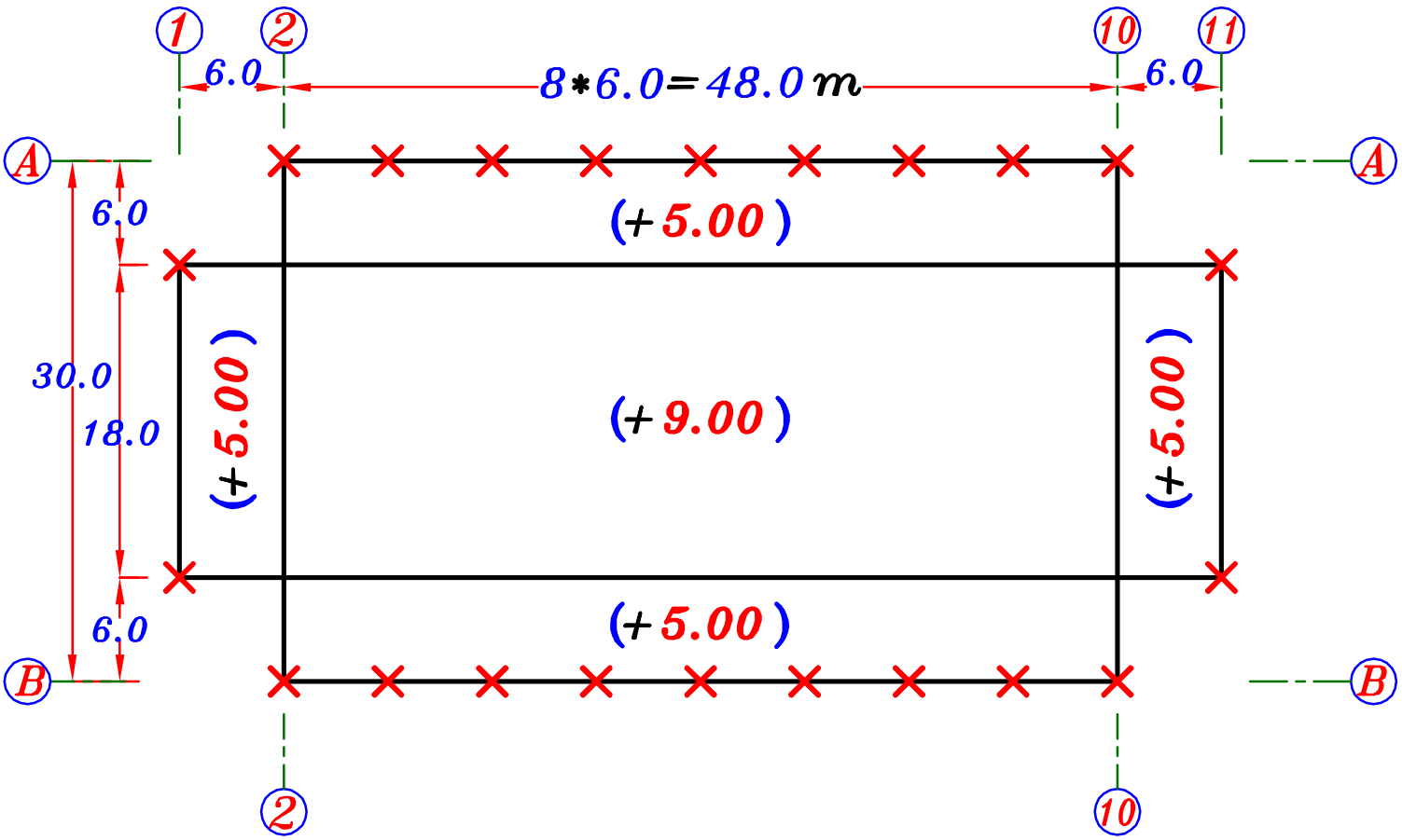


Solid Slab (6.0 * 7.0 m) Rested on two beams only

→ One Way Solid Slab

٢ ـ أن نرفع البلاطه بحيث لا تُحمل على الـ Arch Girder

Example.



The Figure shows plan of the Factory area of an industrial Facility.

*The main Factory area is (30.0 * 48.0 m) with no interior columns allowed.*

Levels of the main Factory are as shown in plan.

Columns are only allowed where marked × in plan.

$F_{cu} = 25 \ N\backslash mm^2$, $F_y = 360 \ N\backslash mm^2$

$F.C. = 3.0 \ kN\backslash m^2$, $L.L. = 1.0 \ kN\backslash m^2$

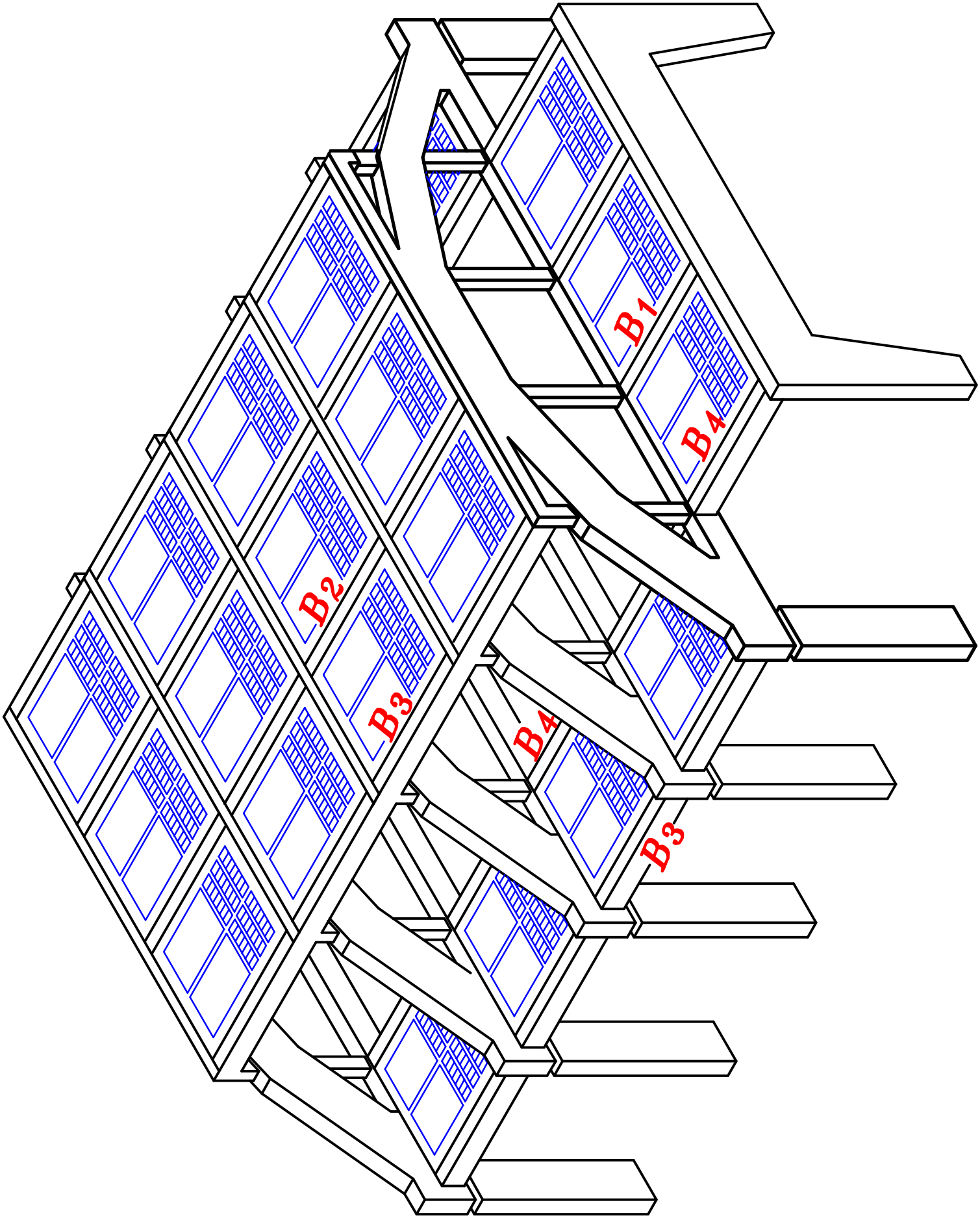
It is required :-

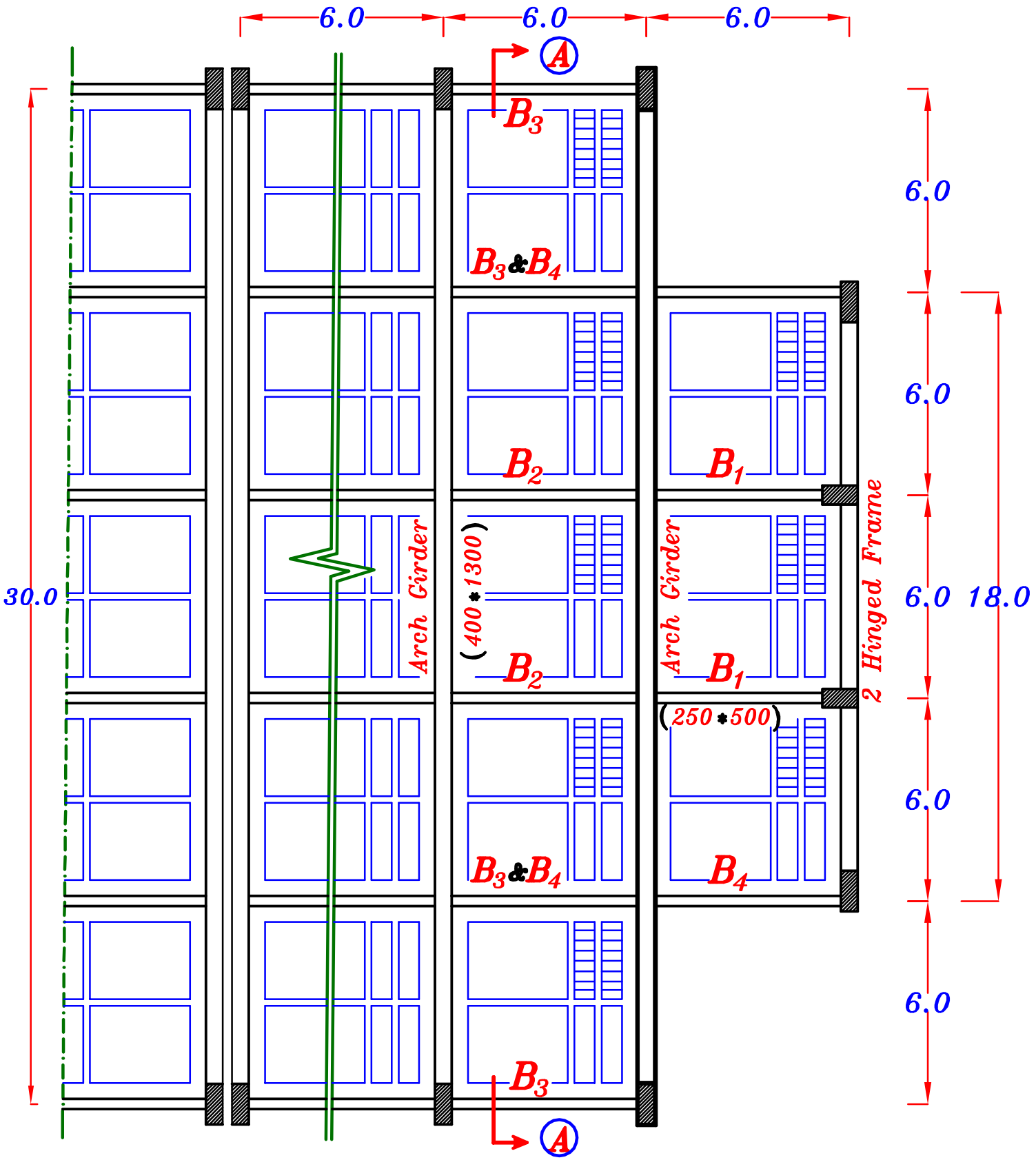
1- *Without any calculation but with reasonably assumed concrete dimensions, Draw to scale 1:50 an elevation to the main supporting element at axis 10–10 and part plan.*

2- *Design all slabs and draw their details of reinforcement in plan.*

3- *Design the main supporting element of axis 10–10 of the Factory area.*

4- *Draw to a scale 1:50 in elevation and cross section details of reinforcement of the main supporting element.*


B1
B4
B2
B3
B4
B3


6.0
6.0
6.0
A
B3
B3 & B4
B2
B1
Arch Girder
(400 * 1300)
B2
Arch Girder
B1
(250 * 500)
2 Hinged Frame
B3 & B4
B4
B3
A
30.0
6.0
6.0
6.0
6.0
6.0
18.0

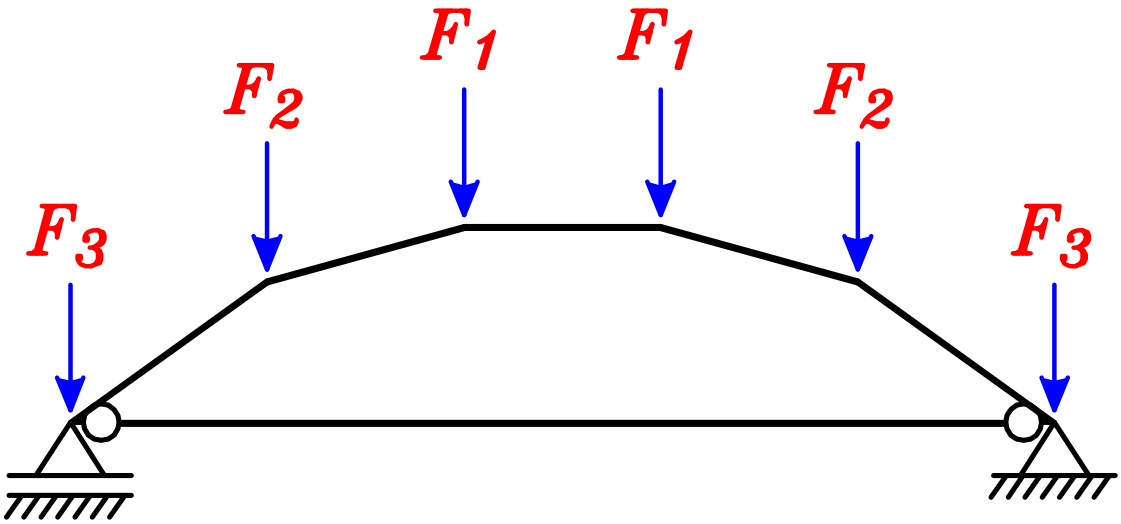
PLAN

Drawing Arch Girder at axis 10–10.

عند رسم الـ Arch Girder عند axis 10–10 الاحمال عليه غير متساويه لذا عند تحديد ارتفاعاته لن ينفع أن نضع أحمال 1.0 kN عند كل Joint

لذا يجب أن نرسم الـ moment الحقيقى أولا ثم نحدد الارتفاعات

على أساس أن نفس النسب بين الارتفاعات هى نفس النسب بين العزوم الحقيقيه



Loads on the Arch Girder at axis 10–10

Design the Slab.

For H.B. slab $t = \frac{6000}{25} = 240\ mm = 250\ mm$

$t = 250\ mm$ | $t_s = 50\ mm$ | $h = 200\ mm$

$$W_{rib} = [1.4\,(t_s \gamma_c + F.C.) + 1.6\,(L.L.)\,](S * 1.0)$$
$$+1.4\,(b\,h * 1.0\,m * \gamma_c) + 1.4 * (\text{وزن الـ Block})\left(\frac{1.0}{a}\right)$$

$$\therefore W_{rib} = [1.4\,(0.05 * 25 + 3.0) + 1.6\,(1.0)\,](0.50 * 1.0)$$
$$+1.4\,(0.10 * 0.20 * 1.0 * 25) + 1.4\left(\frac{160}{1000}\right)\left(\frac{1.0}{0.2}\right) = 5.60$$

$(kN \backslash (1.0 * S\ m^2))$

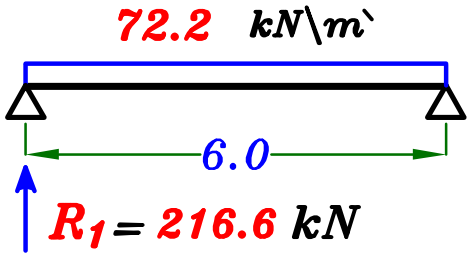
Loads Form Beams.

assume o.w.(beam) = 5.0 kN\m` (U.L.)

B_1

$$w = o.w. + \left(\frac{w_{rib}}{s}\right) L_s$$

$$w = 5.0 + \left(\frac{5.60}{0.5}\right)(6.0) = 72.2 \ kN\backslash m`$$



$$R_1 = w\frac{L}{2} = 72.2 * \frac{6.0}{2} = 216.6 \ kN$$

B_2

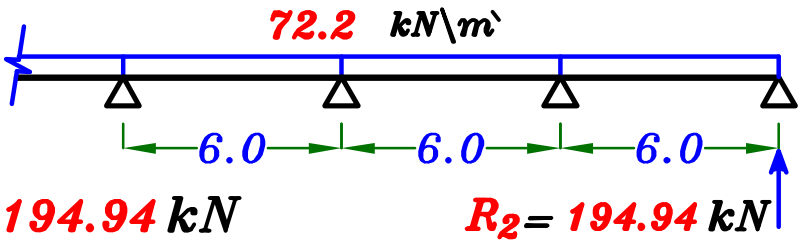
$$w = o.w. + \left(\frac{w_{rib}}{s}\right) L_s$$

$$w = 5.0 + \left(\frac{5.60}{0.5}\right)(6.0) = 72.2 \ kN\backslash m`$$

لان المطلوب تصميم Arch Girder عند axis ② لذلك سنحتاج أول reaction للكمره B_2

$$R_2 = 0.45 * w * L$$

$$R_2 = 0.45 * 72.2 * 6.0 = 194.94 \ kN$$



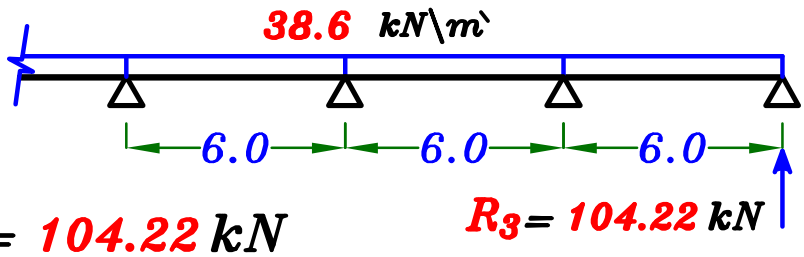
B_3

$$w = o.w. + \left(\frac{w_{rib}}{s}\right)\left(\frac{L_s}{2}\right) = 5.0 + \left(\frac{5.60}{0.5}\right)\left(\frac{6.0}{2}\right) = 38.6 \ kN\backslash m`$$

لان المطلوب تصميم Arch Girder عند axis ② لذلك سنحتاج أول reaction للكمره B_3

$$R_3 = 0.45 * w * L$$

$$R_3 = 0.45 * 38.6 * 6.0 = 104.22 \ kN$$

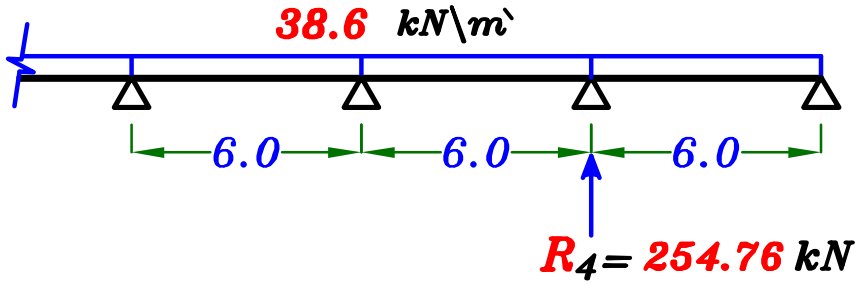


B_4

$$w = o.w. + \left(\frac{w_{rib}}{s}\right)\left(\frac{L_s}{2}\right) = 5.0 + \left(\frac{5.60}{0.5}\right)\left(\frac{6.0}{2}\right) = 38.6 \ kN\backslash m`$$

لان المطلوب تصميم Arch Girder عند axis ②

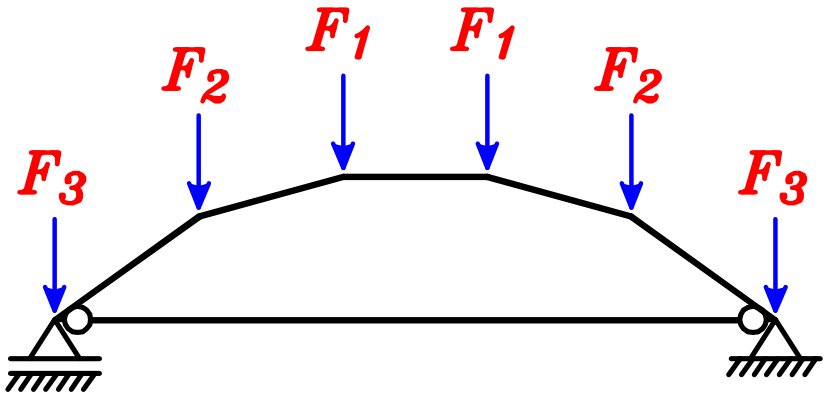
لذلك سنحتاج ثانى reaction للكمره B_4



$$R_4 = 1.10 * w * L$$

$$R_4 = 1.10 * 38.6 * 6.0 = 254.76 \ kN$$

Loads on Arch Girder.



Take o.w.(Arch) = 17.5 kN\m` (U.L.)

$$F_1 = R_1 + R_2 + o.w.(Arch) * a$$

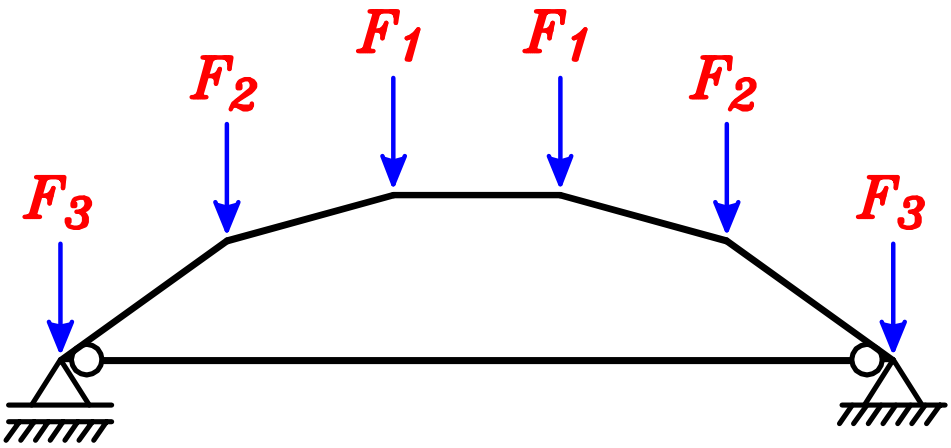
$$= 216.6 + 194.94 + 17.5\,(6.0) = 516.54 \ kN$$

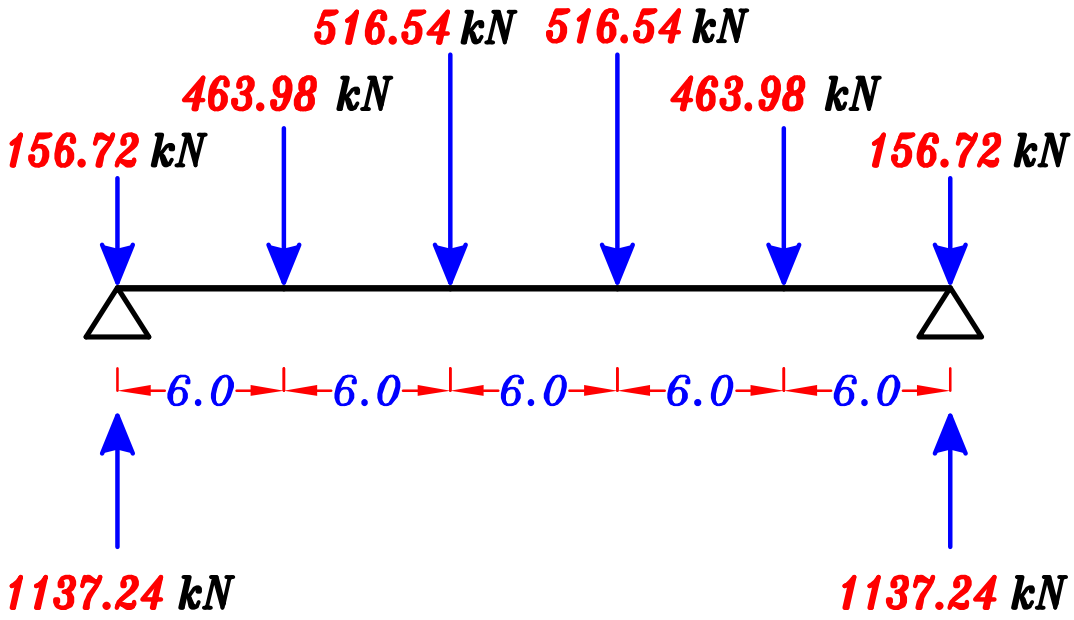
$$F_2 = R_3 + R_4 + o.w.(Arch) * a$$

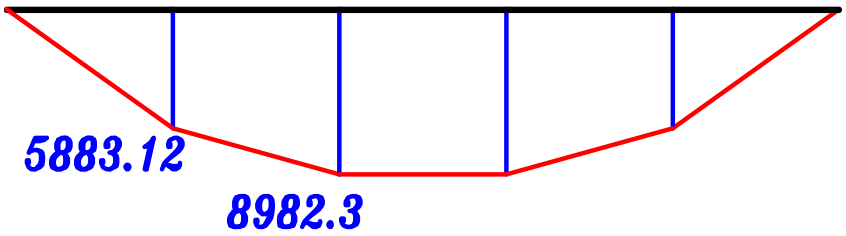
$$= 104.22 + 254.76 + 17.5\,(6.0) = 463.98 \ kN$$

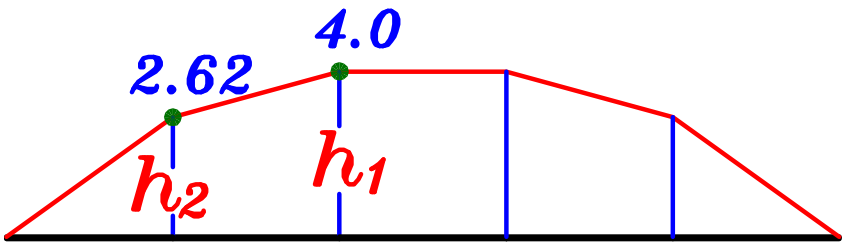
$$F_3 = R_3 + o.w.(Arch) * \frac{a}{2}$$

$$= 104.22 + 17.5\,(3.0) = 156.72 \ kN$$





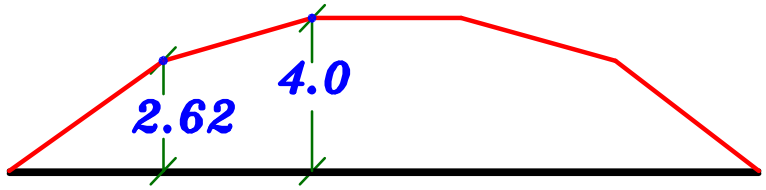


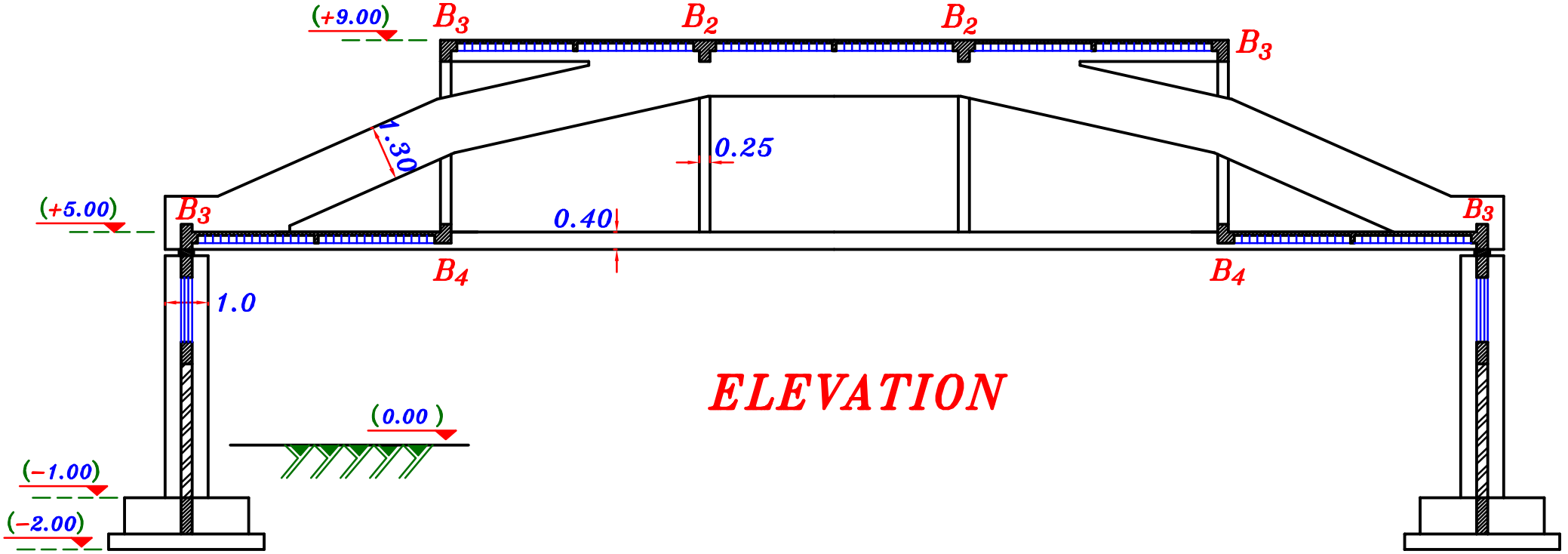


$$M_1 = 8982.3 \quad kN.m \longrightarrow h_1 = 4.0 \ m$$

$$M_2 = 5883.12 \ kN.m \longrightarrow h_2 = 2.62 \ m$$

Drawing Arch Girder.





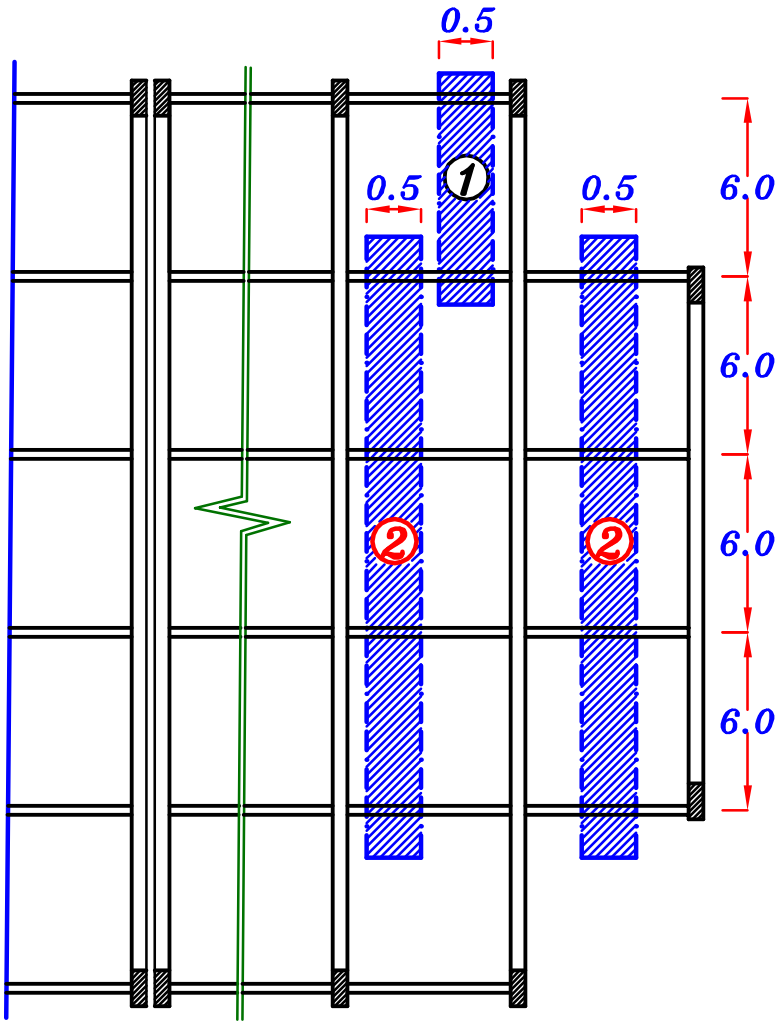
ELEVATION

6.0 | 6.0 | 6.0 | 6.0 | 6.0

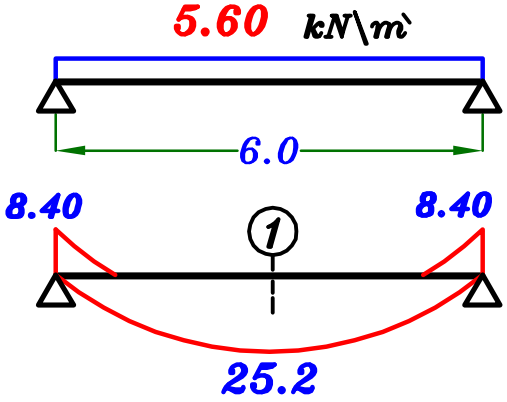
30.0

2 – Design the slabs.

$\therefore (w_{rib})_{U.L.} = 5.60 \ (kN \backslash (1.0 * 0.5 m^2))$ as calculated before



Strip ①



$M = 25.2$ kN.m\rib $\quad d = t - 30mm = 250 - 30 = 220$ mm

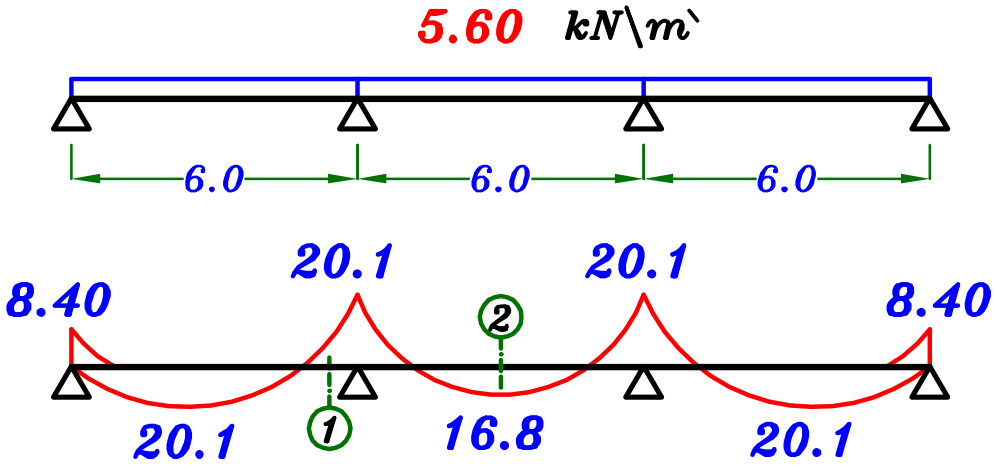
$$d = C_1 \sqrt{\frac{M \ (kN.m\backslash rib)}{F_{cu} \ B}}$$

$$\therefore \ 220 = C_1 \sqrt{\frac{25.2 * 10^6}{25 * 500}} \rightarrow C_1 = 4.89 \rightarrow J = 0.826$$

$$A_s = \frac{M}{J F_y d} = \frac{25.2 * 10^6}{0.826 * 360 * 220} = 385 \ mm^2 \backslash rib$$

2 ϕ 16 \ rib

Strip ②



Sec. ①

$M = 20.1$ kN.m\rib

$d = t - 30\ mm = 250 - 30 = 220\ mm$

$$\therefore\ 220 = C_1 \sqrt{\frac{20.1 * 10^6}{25 * 500}} \rightarrow C_1 = 5.48 \rightarrow J = 0.826$$

$$A_s = \frac{M}{J\,F\,d} = \frac{20.1 * 10^6}{0.826 * 360 * 220} = 307\ mm^2\backslash rib$$

2 ϕ 16 \rib

Sec. ②

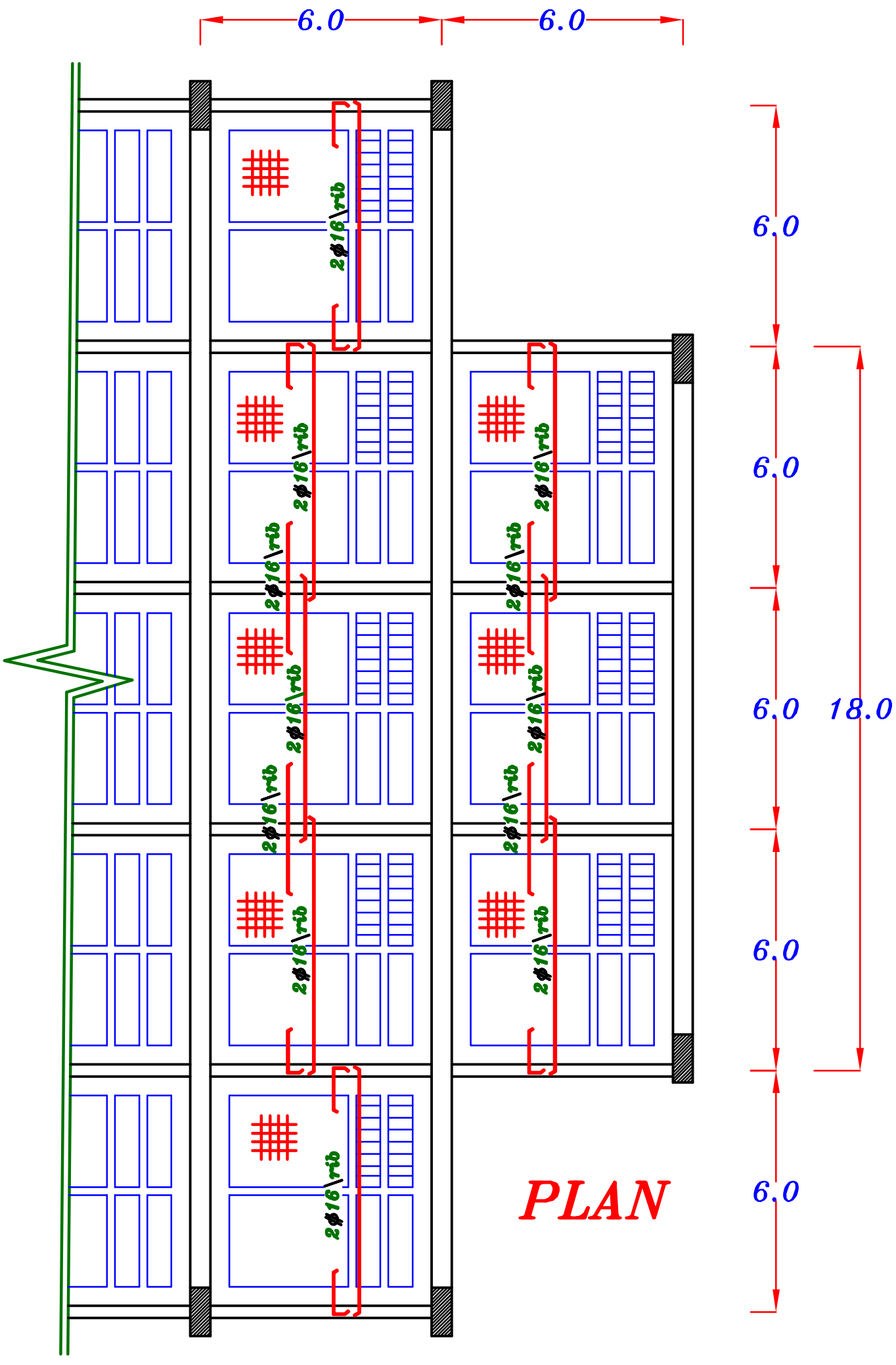
$M = 16.8$ kN.m\rib

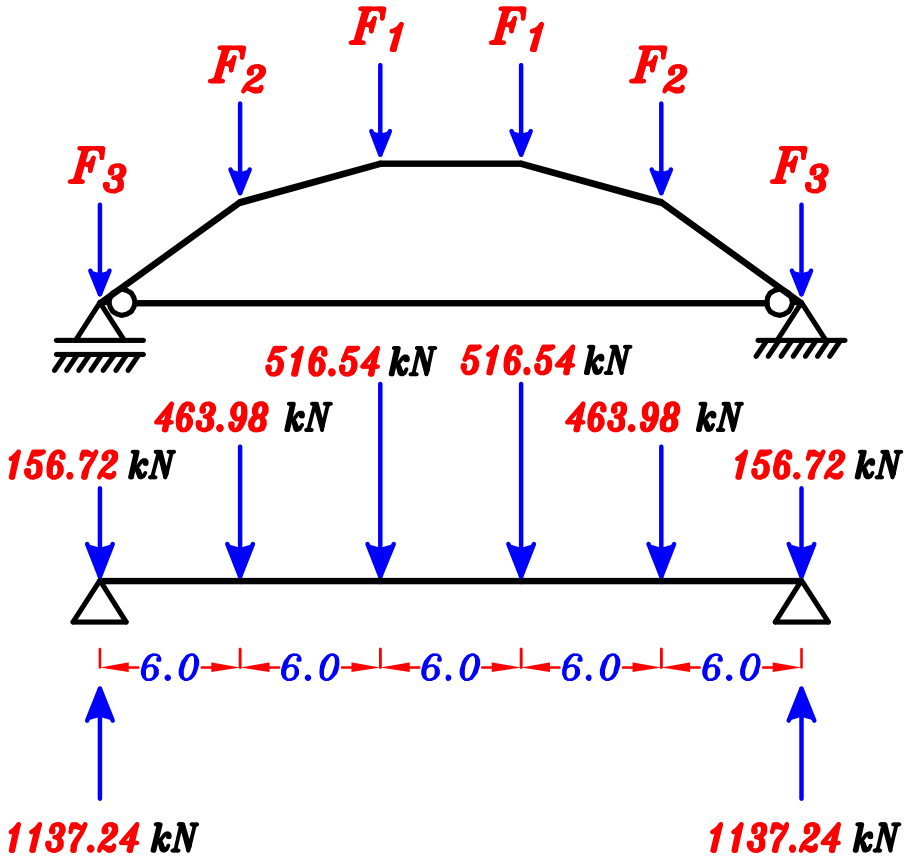
$d = t - 30\ mm = 250 - 30 = 220\ mm$

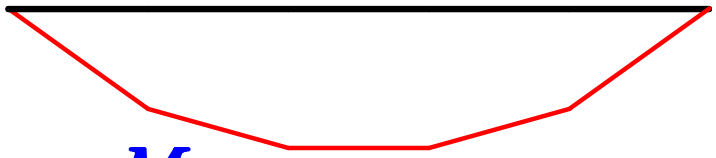
$$\therefore\ 220 = C_1 \sqrt{\frac{16.8 * 10^6}{25 * 500}} \rightarrow C_1 = 6.0 \rightarrow J = 0.826$$

$$A_s = \frac{M}{J\,F\,d} = \frac{16.8 * 10^6}{0.826 * 360 * 220} = 256\ mm^2\backslash rib$$

2 ϕ 16 \rib


6.0
6.0
6.0
6.0
6.0
6.0
18.0
2φ16\rib
PLAN

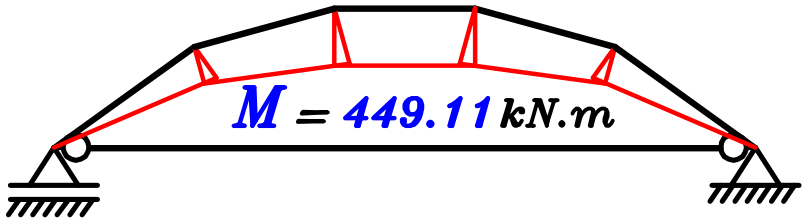




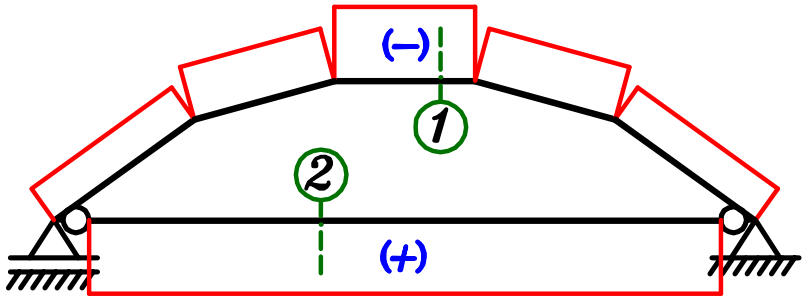
$$M_{\circ} = 8982.3 \ kN.m$$

$$P = T = 0.95 \frac{M_{\circ}}{h} = 0.95 * \frac{8982.3}{4.0} = 2133.3 \ kN$$

$$M = 0.05 \ M_{\circ} = 0.05 \left(8982.3 \right) = 449.11 \ kN.m$$



$$P = 2133.3 \ kN$$



$$T = 2133.3 \ kN$$

* Design of Arch Girder.

Sec. ① $b = 0.35\ m$, $t = 1.30\ m$

$P = 2133.3\ kN$, $M = 449.11\ kN.m$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{449.11}{2133.3} = 0.21\ m$$

$$\therefore \frac{e}{t} = \frac{0.21}{1.30} = 0.161\ m < 0.5 \xrightarrow{use} I.D.$$

$$\zeta = \frac{1.3 - 0.2}{1.3} = 0.84 = 0.80 \xrightarrow{use} ECCS\ Design\ Aids\ Page\ 4-21$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{P_U}{F_{cu}\, b\, t} &= \frac{2133.3 * 10^3}{25 * 400 * 1300} = 0.164 \\ \frac{M_U}{F_{cu}\, b\, t^2} &= \frac{449.11 * 10^6}{25 * 400 * 1300^2} = 0.0265 \end{aligned}\right\} \rho < 1.0 \xrightarrow{Take} \rho = 1.0$$

$$\mu = \rho * F_{cu} * 10^{-4} = 1.0 * 25 * 10^{-4} = 2.5 * 10^{-3}$$

$$A_s = A_s` = \mu * b * t = 2.5 * 10^{-3} * 400 * 1300 = 1300\ mm^2$$

$$A_{s\,Total} = A_s + A_s` = 2 * 1300 = 2600\ mm^2$$

– Check $A_{s\,min.} = \frac{0.8}{100} * b * t = \frac{0.8}{100} * 400 * 1300 = 4160 > A_{s\,Total}$

Take $A_s = A_s` = \frac{A_{s\,min}}{2} = \frac{4160}{2} = 2080\ mm^2$ **$6\ \phi\ 22$**

$$n = \frac{b - 25}{\phi + 25} = \frac{400 - 25}{22 + 25} = 7.97 = 7.0\ bars$$

* Design of Tie.

Sec. ② $(400 * 400)$ $T = 2133.3$ kN

$M =$ (due to o.w. only) Can be neglected.

$$A_S = \frac{T}{F_y \backslash \gamma_s} = \frac{2133.3 * 10^3}{360 \backslash 1.15} = 6814.7\,mm^2$$ 14ϕ25

* Design of the hangers. $(250 * 250)$

Take o.w.(hanger) $= 3.50$ kN (U.L.)

$T =$ o.w.(hanger) $+ R_1 = 3.50 + 216.6 = 220.1$ kN

$$A_S = \frac{T}{F_y \backslash \gamma_s} = \frac{220.1 * 10^3}{360 \backslash 1.15} = 703.1\ mm^2$$ 4ϕ16

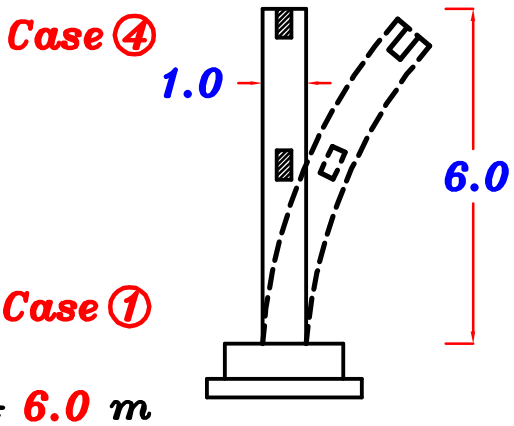
---

* Design of Columns. (neglect the effect of wind)

$$P = \frac{\Sigma F}{2} = 1137.24\ kN$$

Check Buckling.

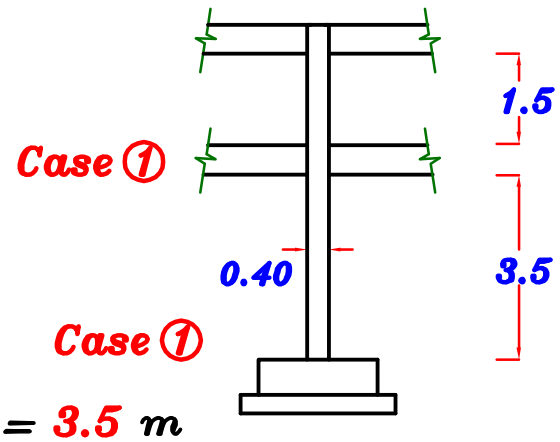
① In Plane.



$H_o = 6.0$ m

$$\lambda_b = \frac{K * H_o}{t} = \frac{2.2 * 6.0}{1.0} = 13.2 > 10$$

② Out of Plane.



$H_o = 3.5$ m

$$\lambda_b = \frac{K * H_o}{t} = \frac{1.2 * 3.5}{0.40} = 10.5$$

$$\delta = \frac{(\lambda_b)^2 * t}{2000} = \frac{13.2^2 * 1.0}{2000} = 0.087 \ m$$

$$M_{add.} = P * \delta = 1137.24 * 0.087 = 98.94 \ kN.m$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{98.94}{1137.24} = 0.087 \ m \quad \therefore \frac{e}{t} = \frac{0.087}{1.0} = 0.087 < 0.5 \xrightarrow{use} I.D.$$

$$\zeta = \frac{1.0 - 0.1}{1.0} = 0.9 \xrightarrow{use} ECCS \ Design \ Aids \ Page \ 4-23$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{P_U}{F_{cu}\, b\, t} &= \frac{1137.24 * 10^3}{25 * 400 * 1000} = 0.113 \\ \frac{M_U}{F_{cu}\, b\, t^2} &= \frac{98.94 * 10^6}{25 * 400 * 1000^2} = 0.0099 \end{aligned}\right\} \rho < 1.0 \xrightarrow{Take} \rho = 1.0$$

$$\mu = \rho * F_{cu} * 10^{-4} = 1.0 * 25 * 10^{-4} = 2.5 * 10^{-3}$$

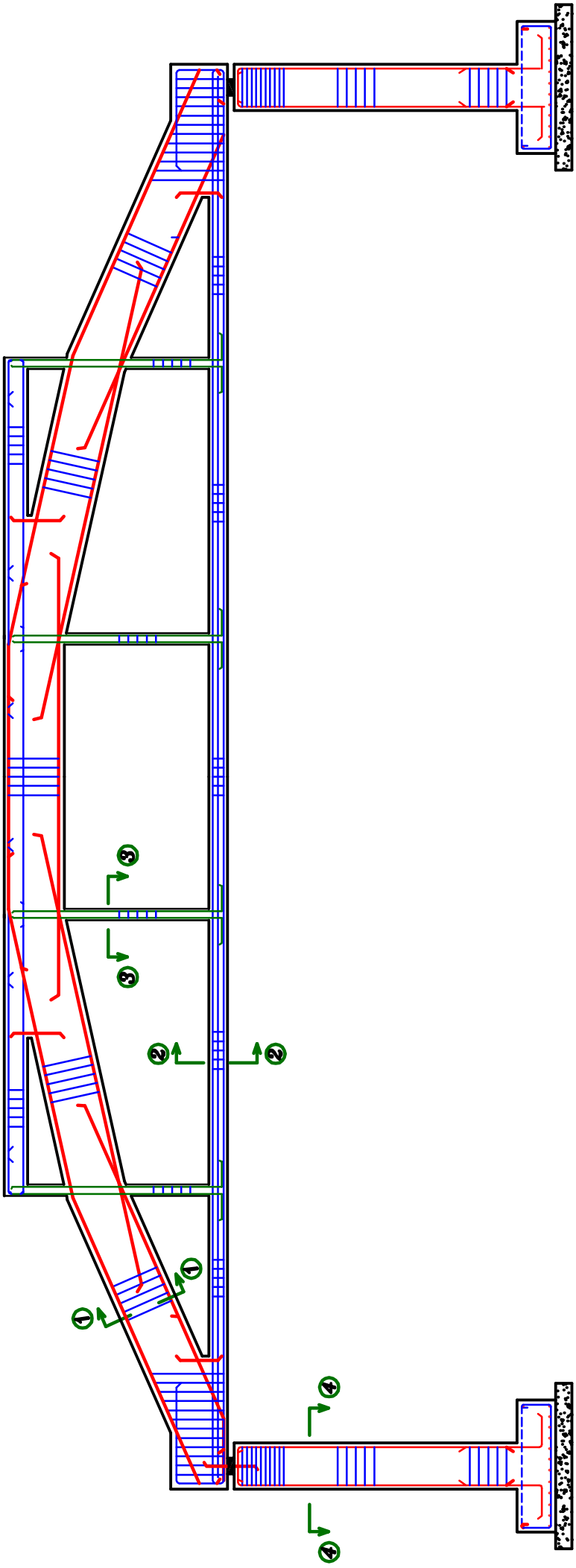
$$A_s = A_s` = \mu * b * t = 2.5 * 10^{-3} * 400 * 1000 = 1000 \ mm^2$$

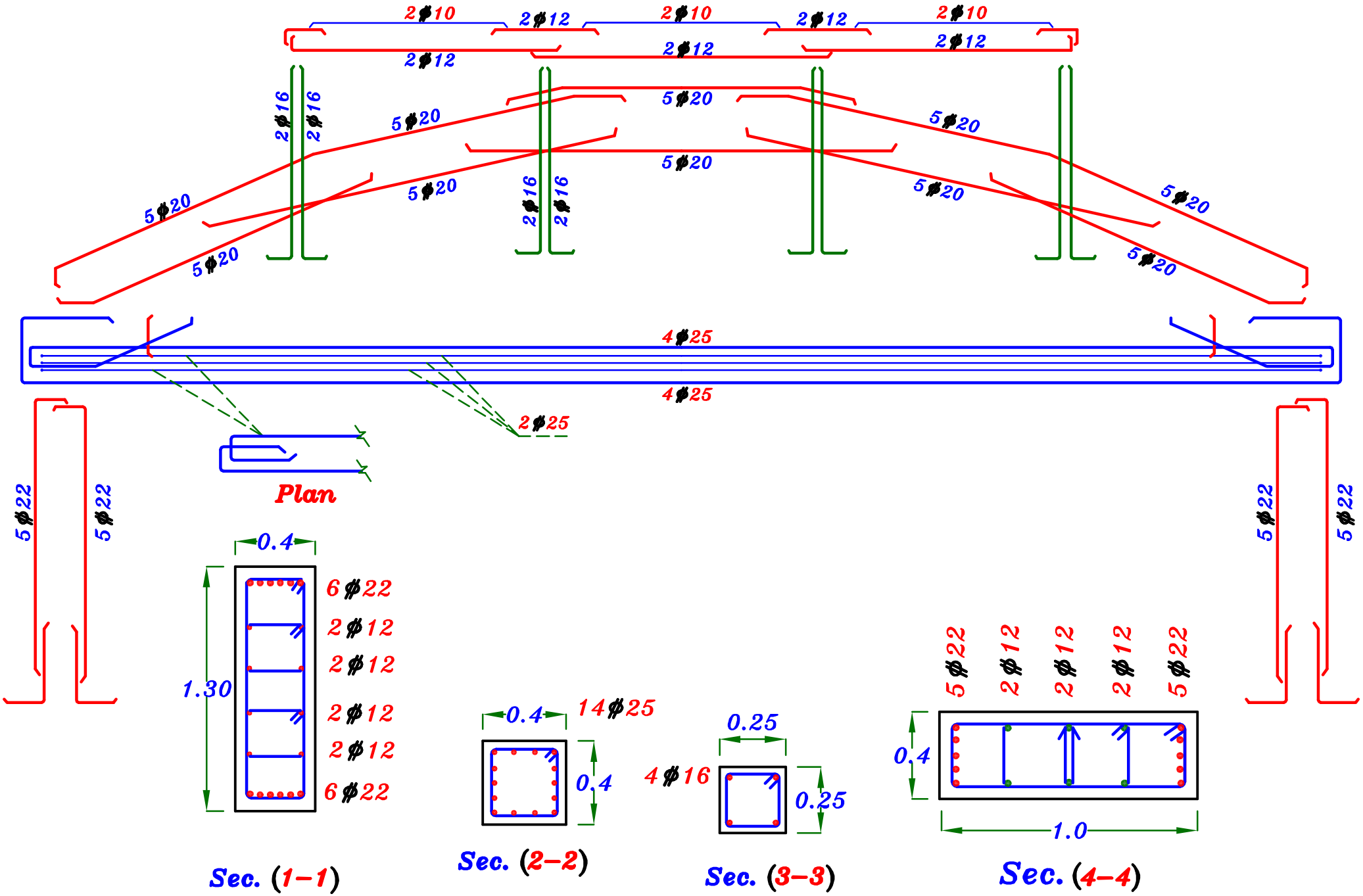
$$A_{s\,Total} = A_s + A_s` = 2 * 1000 = 2000 \ mm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 + 0.052\, \lambda_{max}}{100} * b * t$$

$$= \frac{0.25 + 0.052\ (13.2)}{100} * 400 * 1000 = 3745 \ mm^2 > A_{s\,total}$$

$$A_s = A_s` = \frac{A_{s\,min}}{2} = 1873 \ mm^2 \quad \boxed{5\,\phi 22}$$


3
3
2
2
1
1
4
4


2ϕ10
2ϕ12
2ϕ10
2ϕ12
2ϕ10
2ϕ12
2ϕ12
2ϕ12
2ϕ16
2ϕ16
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
5ϕ20
2ϕ16
2ϕ16
4ϕ25
4ϕ25
2ϕ25
Plan
5ϕ22
5ϕ22
5ϕ22
5ϕ22
0.4
1.30
6ϕ22
2ϕ12
2ϕ12
2ϕ12
2ϕ12
6ϕ22
Sec. (1–1)
0.4
14ϕ25
0.4
Sec. (2–2)
0.25
4ϕ16
0.25
Sec. (3–3)
5ϕ22
2ϕ12
2ϕ12
2ϕ12
5ϕ22
0.4
1.0
Sec. (4–4)