وقل رب زدنى علما

سلسله تصميم المنشأت الخرسانيه

Design By ECP Code

اعداد

م / محمود خالد قناوى

Design UP

الملف شرح لفيديوهات التصميم الانشائى على **Youtube**

مقدمه

بسم الله والصلاه والسلام على اشرف خلق الله سيدنا محمد وعلى اله و اصحابه والتابعين باحسان الى يوم الدين

شرف لى ان اقدم لكل زملائى المهندسين كتاب سلسله التصميم الانشائى ويشمل الاربع ابواب الذى تم شرحهم على اليوتيوب بدايه من الباب الاول وحتى الرابع

كل ما تم شرحه فى هذه الابواب ملخص لما تعلمته من اساتذتى الكبار من جميع الجامعات و ايضا من مراجع التصميم المختلفه وتم الاستعانه ايضا بخبرتى فى التصميم و التنفيذ للمشاريع المختلفه وابراز نقاط هامه لابد من اتباعها

الشرح مفصل ولم يقتصر على شرح الجامعات فقط ولكن هناك اجزاء كثيره تخص المتعمقين و المحبين للتصميم الانشائى ومن ينوى العمل فى هذا المجال العميق و لذلك تم تلخيص تلك الاجزاء التى من الصعب البحث عنها كطالب او كمهندس مبتدئ لتوفير الكثير من الوقت والمجهود للبحث عنها وهذا يساعدك على اكتساب خبره كيره فى وقت قليل جدا

هذا العمل صدقه جاريه على روح والدى الشيخ / خالد محمد

نسالكم خالص الدعاء لى و لوالدى واوجه خالص الشكر لكل من ساهم فى

نشر العلم وعلمنى حرفا

الموضوع	الصفحه
الباب الاول	
اساسيات التصميم الانشائى	
مقاومه الضغط للخرسانه Fcu	7
حدود الانفعال	8
معادله الاتزان	10
حديد التسليح Steel	12
انهيارات القطاعات الخرسايه	14
القطاع مزدوج التسليح	18
انواع القطاعات من ناحيه الشكل	21
تصميم القطاعات على شكل T-Sec	22
العمق الفعال	23
انواع القطاعات من ناحيه الكفائه	24
C1 & J curve و طرق اخري ...	25
الطرق المختلفه فى التصميم	31
الباب الثانى	
الانظمه الانشائيه	35
Design of Solid slab	57
توزيع الاحمال	57
البحر الفعال	67
المسافات المختلفه بين نقاط الانقلاب للبحور	68
اشتراطات عامه عند تصميم و تنفيذ البلاطات	72
كتابه التسليح فى اللوحهات الانشائيه	73
العرض الفعال B للقطاع شكل T&L	75
قوى واجهادات القص	77
اشتراطات عامه للكمرات	80
تصميم الكمرات المدفونه	81
الحمل الخطى (حوائط) على البلاطه مباشره بدون كمرات	81
لماذا الحل اليدوى يختلف عن حل البرنامج ؟؟	84
Max Max Moment	85
Shop Drawing For Solid SLab	88
اشتراطات تسليح و تنفيذ البلاطه	88

الفواتير او المشاطيف او الاحجبه	91
تفاصيل تسليح الكمرات	92
طول التماسك Ld و طول الرباط La و طول الوصله	95
الباب الثالث	
Design of Flat slab	98
التحليل الانشائى للبلاطه	99
التحليل بالطريقه الفرضيه (Empirical method)	100
اشتراطات الكود	111
اجهاد القص الثاقب	114
مقاومه القص الثاقب بالتسليح	124
تفاصيل تسليح هبوط بلاطه الحمام	127
الحساب الدقيق لاجهادات القص الثاقب	128
اشتراطات الكود المصرى فى الزلازل	135
الوصلات بالتراكب (Lapping)	136
(Torsion)	137
Design Of Hollow Block Slab	
انواع البلوكات وتوزيع الاحمال	145
Cross Rib	149
Solid part	156
Projected beam	166
تصميم الكمره المدفونه	170
اشتراطات عامه لتسليح البلاطه	172
التفاصيل الانشائيه	173
الحساب التقريبى للترخيم	176
الترخيم (Deflection)	
المراحل التى تمر بها الخرسانه عند التحميل	179
تحديد قيمه اقصى عزم (Mcr)	180
انواع الهبوط	186
الحدود المسموح بها للترخيم للبلاطات والكمرات	189
الحساب التقريبى للترخيم	190
قيم الزحف و الانكماش فى حاله التحليل الغير خطى	193
الباب الرابع	
تصميم السلالم الخرسانيه	196

اشتراطات عامه (قانون البناء الموحد)	197
الحساب الدقيق لاحمال السلم	200
حالات التحميل المختلفه للسلالم	201
حالات مختلفه شائعه فى سلالم كبارى المشاه	224
السلالم الكابوليه	226
سلم سن المنشار	230
السلالم الحلزونيه	236
السلم الطائر	250
تأثير فواصل الصب عند تصميم السلالم الخرسانيه	258

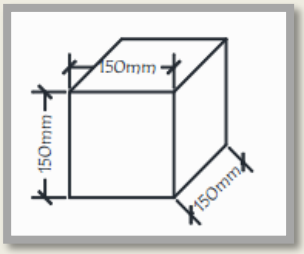
الباب الاول

اساسيات التصميم الانشائى

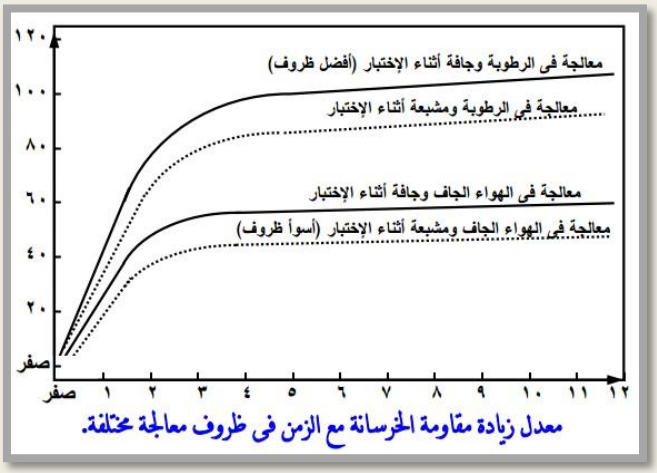
مقاومه الضغط للخرسانه Fcu (رتبه الخرسانه او اجهاد الخرسانه) :-

شكل(٦-١)

- يتم تحديد رتبه الخرسانه باختبار المكعبات الخرسانيه .
  الشكل (6-1) يوضح ذلك .
- و هى قيمه مقاومه الضغط بعد 28 يوم و من المحتمل ان تصل تقريبا الى (95%) من الاجهاد المطلوب
- فى الخرسانه العاديه لا تقل عن 15 ن/مم2 و فى الخرسانه المسلحه لا تقل عن 20 ن/مم2 .
- و يمكن تحديد مقاومه الضغط بعد 7 ايام كنتيجه مبدايه و من المحتمل ان تصل (80%) .
- المكعب الشائع فى مصر 15*15*15سم .



- قيم استرشاديه لمعامل التصحيح للتحويل لمقاومه الضغط لاى شكل .
- تلك القيم لخرسانه ذات رتبه اقل من 40ن/مم2 .
  كود صفحه 20-2 & 21-2

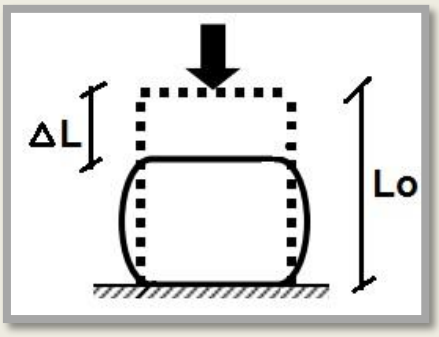


معدل زيادة مقاومة الخرسانة مع الزمن فى ظروف معالجة مختلفة.

شكل القالب	أبعاد قالب الاختبار (مم)	معامل التصحيح**
مكعب	١٠٠×١٠٠×١٠٠	٠,٩٧
	١٥٠×١٥٠×١٥٠	١,٠٠
	٢٠٠×٢٠٠×٢٠٠	١,٠٥
أسطوانة	٢٠٠×١٠٠	١,٢٠
	٣٠٠×١٥٠	١,٢٥

*القيمة المحددة بالجدول استرشادية للخرسانة ذات رتبة لا تزيد على ٤٠ ن/مم٢.

- الاجهاد (Stress) = مقدار القوه المؤثره على القطاع
- الانفعال (Strain) ε = ΔL(مقدار الاستطاله) / L_o (الطول الاصلى)

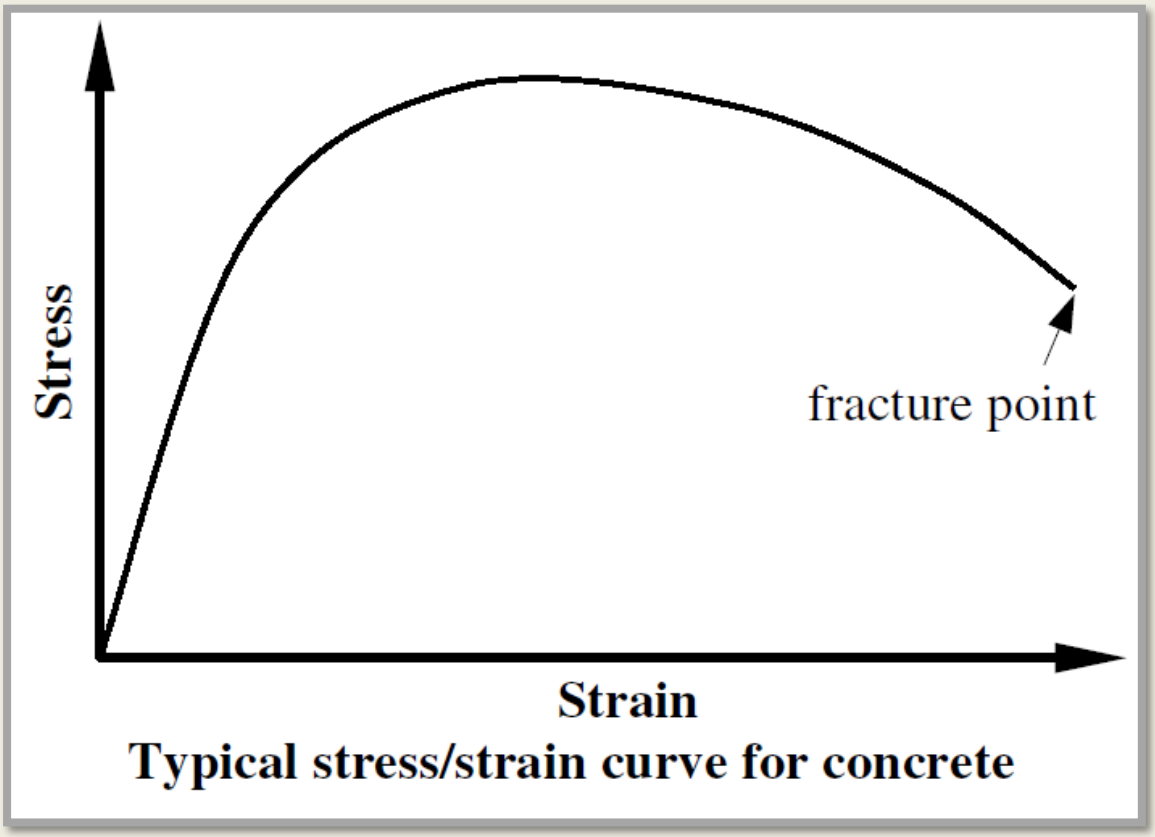


○ حدود الانفعال ε (Limit state) :

هو اقصى انفعال مسموح به للخرسانه للوصول اليه بحيث اذا ازيل الحمل عند هذه النقطه تعود الخرسانه لوضعها الاصلى .

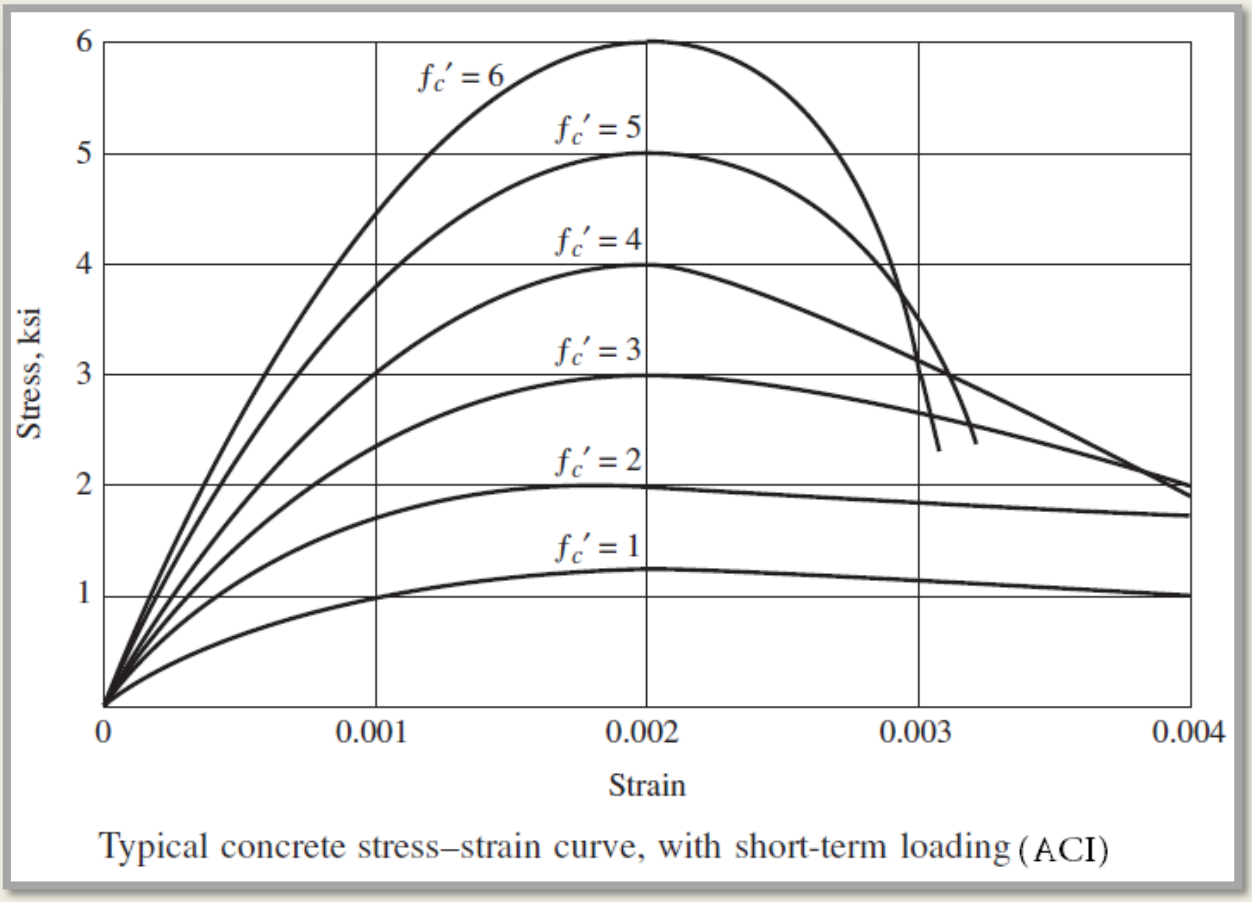
- يؤخذ توزيع الاجهادات فى منطقه الضغط بالقطاع الخرسانى حسب شكل منحنى الاجهاد والانفعال المبنى على تجارب معمليه كما يمكن اخذ المنحنى مطابقا للمنحنى الاعتبارى (idealized curve) الموضح .
- اقصى اجهاد للخرسانه (Fcu_{max})عند انفعال = 0.002 لاى رتبه خرسانه .
- اقصى انفعال للضغط فى القطاعات الخرسانيه طبقا للكود المصرى = 0.003 و 0.0035 طبقا للكود البريطانى و لكن طبقا للكود الامريكى تتراوح قيمه الانفعال من 0.003 الى 0.004 و لكن يعتمد قيمه 0.003 وذلك للعناصر المعرضه لعزم انحناء او انحناء مصحوب بقوى محوريه تجعل جذء من القطاع معرض لشد.
- بينما يؤخذ الانفعال = 0.002 فى العناصر المعرضه لقوى ضغط محوريه تؤثر على مركز لدونه القطاع (لب القطاع plastic centroid) وهو النقطه التى اذا اثرت عليها بقوى ضغط قصوى ينتج عنها انضغاط منتظم فى القطاع ولكن لا يتم اعتماد تلك القيمه لان معظم الاحمال ينتج عنها عزوم انحناء وهذا بالاخص فى الاعمده .

عند اقصى انفعال تصل قيمه اجهاد الخرسانه الى $\frac{2*Fcu}{3}$ حيث تبدا الخرسانه فى الانهيار و يصبح توزيع الانفعال غير خطي بعد الانهيار .

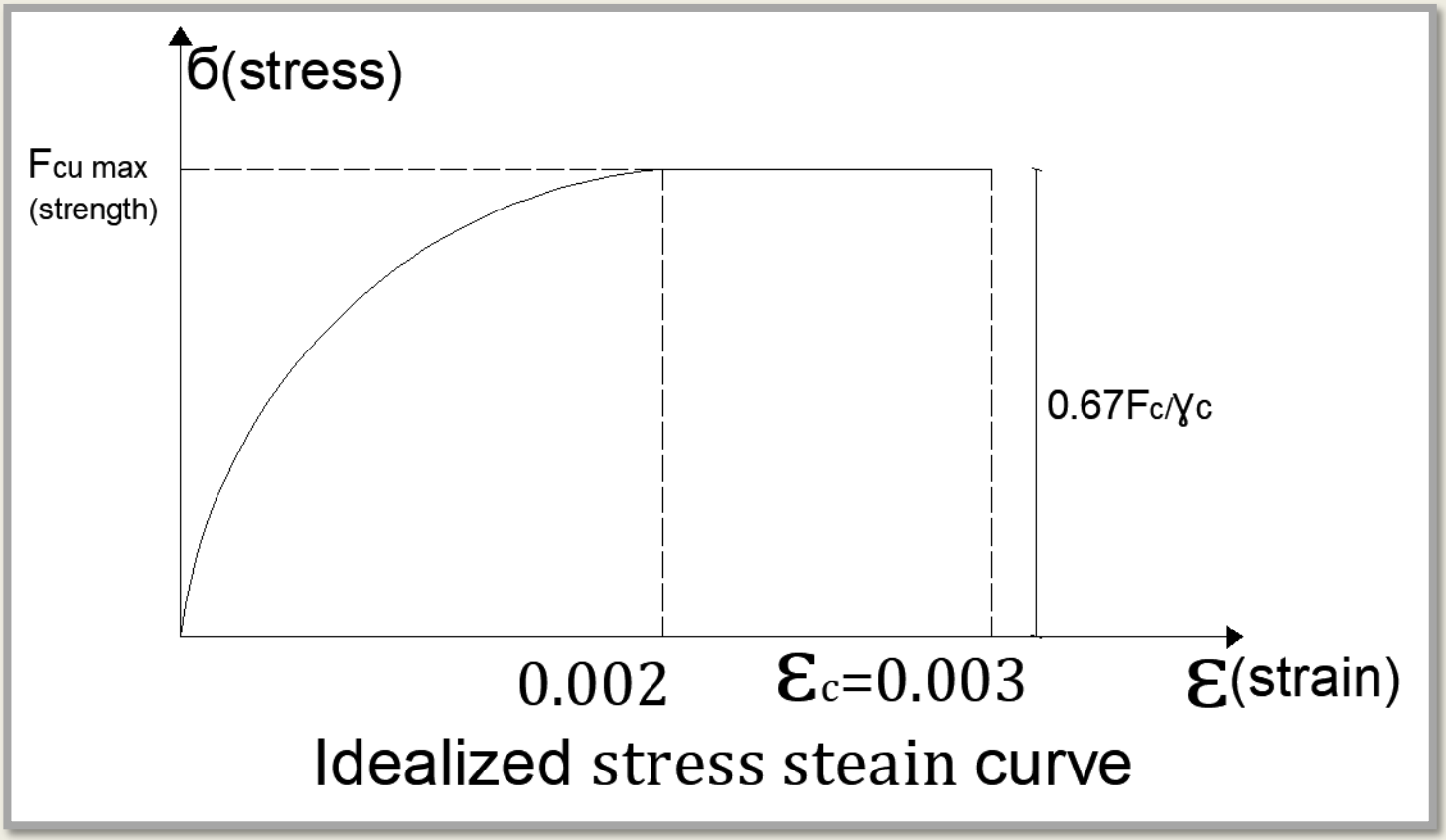


Typical stress/strain curve for concrete

كود صفحه 2-4



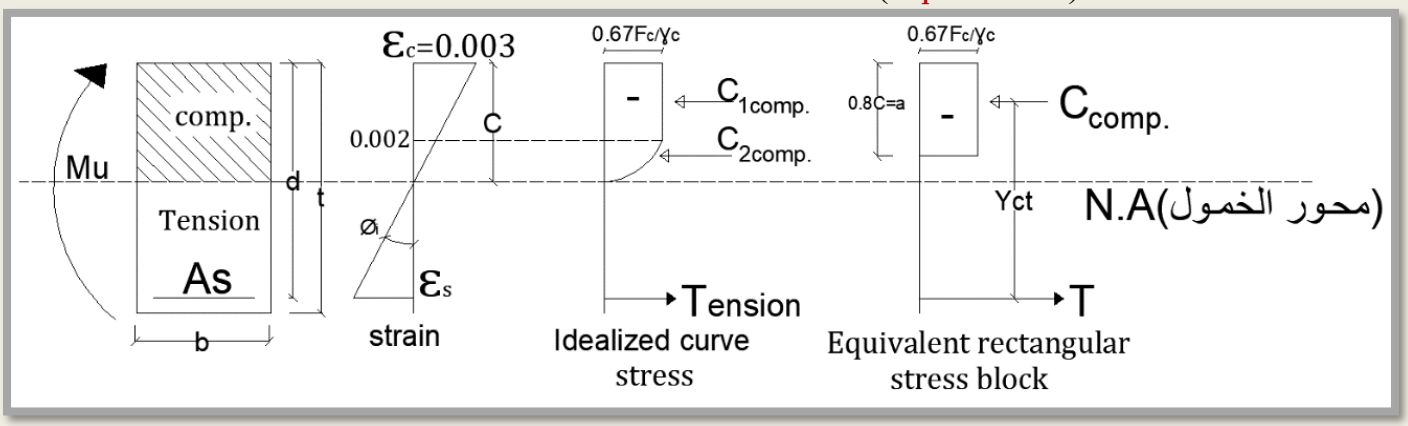
Typical concrete stress–strain curve, with short-term loading (ACI)

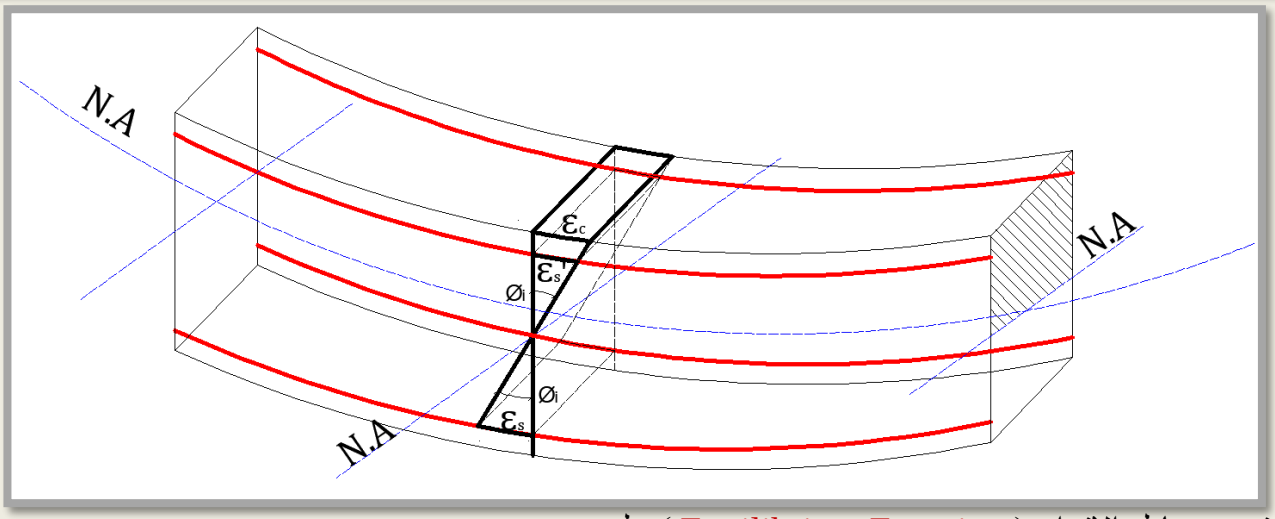


Idealized stress steain curve

- **معادله الاتزان (Equilibrium Equation)** :-

- فى النهايه تم تقريب توزيع الاجهاد الى شكل مستطيل مكافئ (Equivalent Rec. Stress) ويؤثر الشكل على منطقه الضغط فقط بالقطاع الخرسانى و تهمل مقاومه الخرسانه فى الشد ويتم تحميله للحديد فقط ويراعى تحقيق التوافق و الاتزان (Equilibrium) بين الاجهاد والانفعال للخرسانه و الحديد.





- تنص معادله الاتزان (Equilibrium Equation) على :

ان مجموع القوى الخارجيه (Axial Force) = مجموع القوى الداخليه (Due to moment)

القوى الخارجيه = صفر للقطاعات المعرضه لعزم انحناء صافى

القوى الداخليه = Tension -Compression

$$T - C = \text{صفر}$$

$$a * b * \frac{2 * F_{cu}}{3 * \gamma_c} = C_c$$

$$\frac{F_y}{\gamma_s} * As = T$$

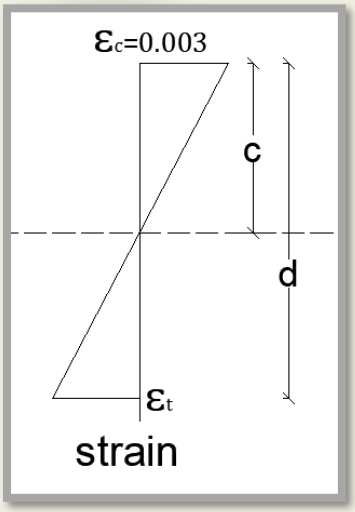
$$Mu = (C_c * Y_{ct}) = (T * Y_{ct}) = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = C_c\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = a * b * \frac{2 * F_{cu}}{3 * \gamma_c}\left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\frac{0.67 * F_{cu}}{\gamma_c} * b}}$$

يمكن الجصول على قيمه a بقانون المعادلات من الدرجه الثانيه (quadratic eq.)

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$Mu = \frac{F_y}{\gamma_s} * As\left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow As = \frac{Mu}{\frac{F_y}{\gamma_s}\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$



حيث :

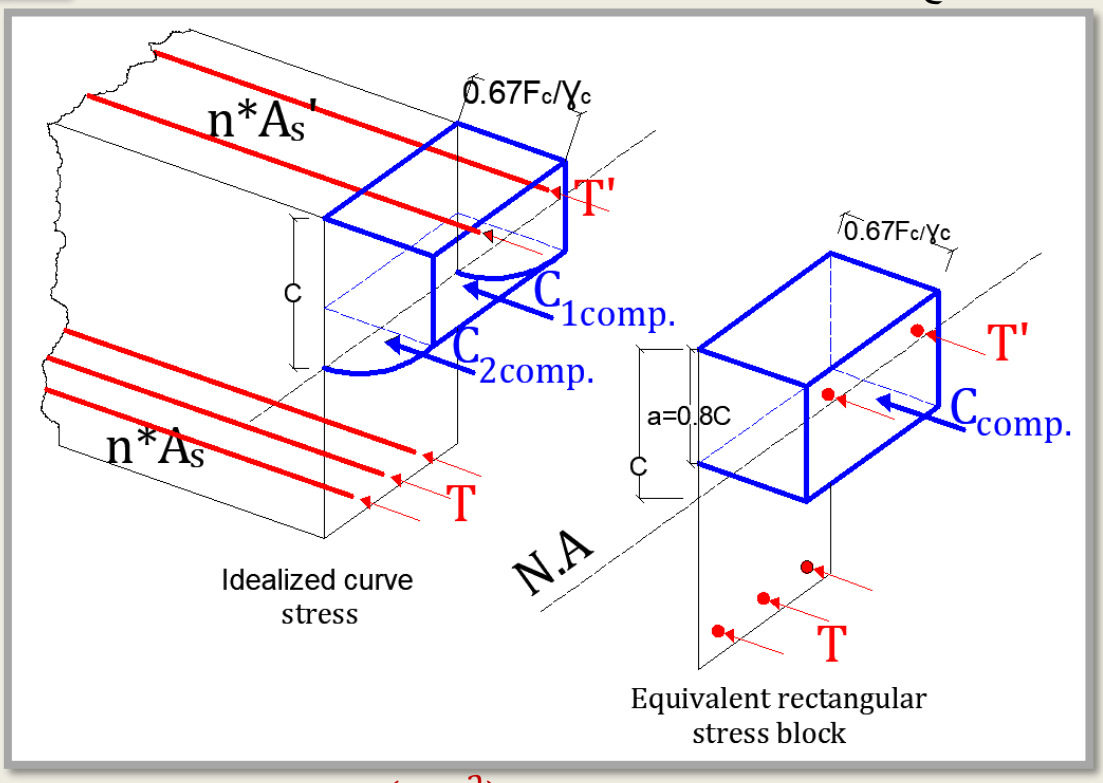
$a = 0.8C$ طبقا للكود المصرى

$a = 0.9C$ طبقا للكود البريطانى

- وتحدد قيمه c من توافق الانفعالات الخطيه عن طريق تشابه المثلثات

$$c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} d = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} d$$

- فى حاله وجود تسليح علوى :



$$Mu = Cc\left(d - \frac{a}{2}\right) + T'(d - d')$$

حيث :

$$\frac{F_y}{\gamma_s} * As' = T'$$

d' : هى قيمه الغطاء الخرسانى العلوى

كود صفحه 3-4 & 4-4

○ حديد التسليح Steel :-

- الحديد ماده متجانسه (homogenous) حيث يتكون من سبيكه واحده زهى ماده وحيده الخواص (isotropic) .
- مقاوم عاليه للشد والضغط .
- يتوقف نوعه على نسبه الكربون ودرجه حراره تصنيعه .

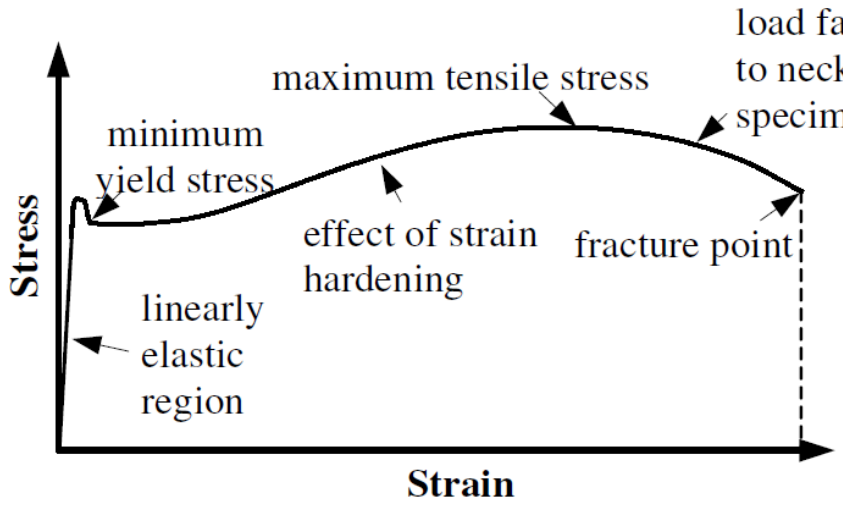
اولا : اجهاد الخضوع للحديد (F_y) :-

- هو الاجهاد الذى يحدث عنده استطاله مفاجئه غير طبيعيه ويسمى اجهاد الضمان (Proof stress) والذى يترك انفعال مقداره 0.2% .

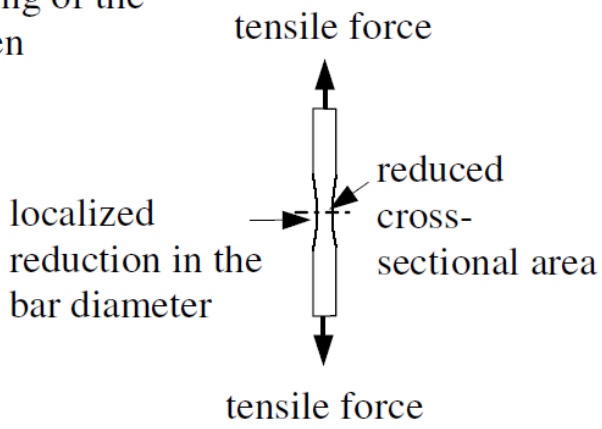
ثانيا : اقصى مقاومه شد (F_{ult}) :-

- اقصى اجهاد ينهار بعده التسليح .

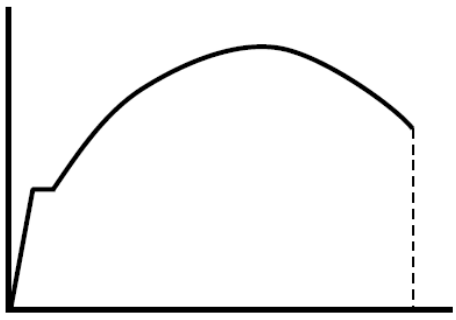
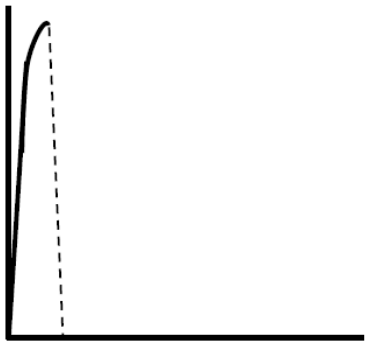
- From static tension test



Typical stress-strain curve for steel



Necking in a tensile test specimen

Ductile materials	Brittle materials
	

من ذلك الاختبار يتم الحصول على اجهاد حد التناسب (Proportional Limit stress) و اجهاد حد المرونه (Elastic Limit stress) واقل اجهاد خضوع (Min. yield stress) فى مرحله الخضوع (yield stage) لاسياخ

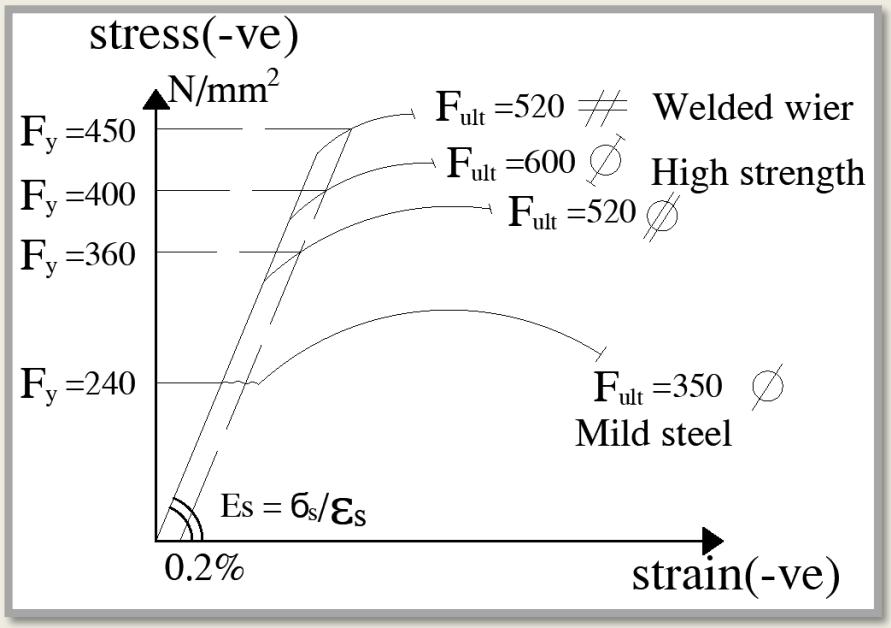
ثالثا : رتبه الحديد :-

- مثلا : St 360/520 N/mm^2 وذلك يرمز الى F_y / F_{ult}

ويعنى ذلك ان اجهاد الخضوع (F_{yild}) = 360 N/mm^2 (36000 t/m^2)

و اقصى مقاومه شد(F_{ult}) = 520 N/mm^2 (52000 t/m^2)

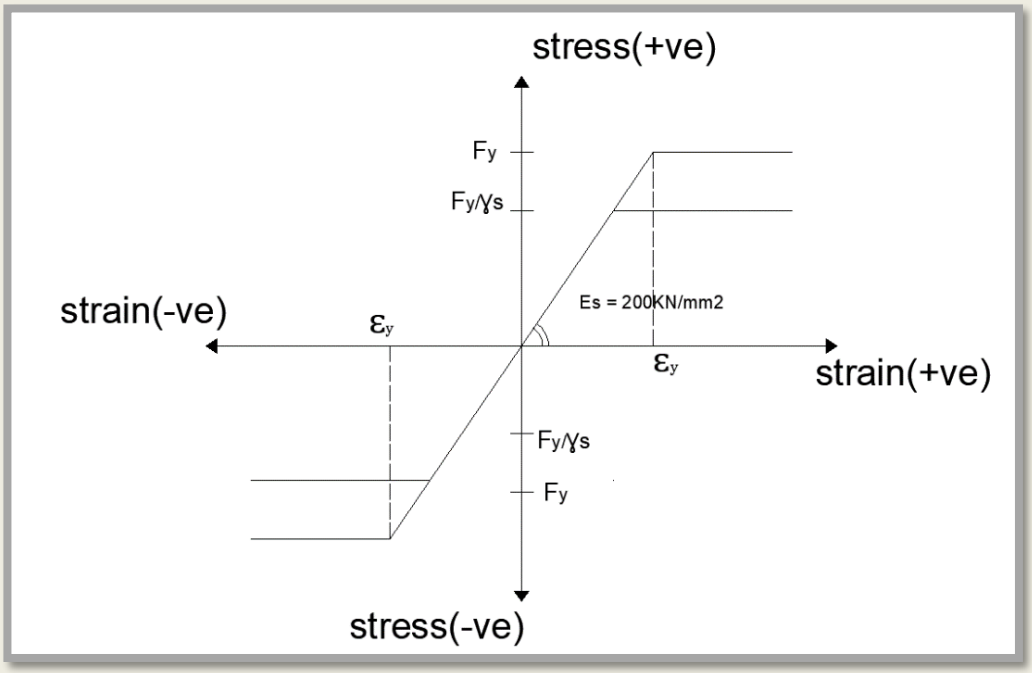
- يختلف منحنى الاجهاد و الانفعال للحديد من رتبه لاخرى كما بالجدول :



كود صفحه 3-4

العلاقه بين الاجهاد والانفعال للصلب طبقا للمنحنى الاعتبارى (idealized curve) المبسط طبقا للكود البريطانى و الكود المصرى مقسوم على معامل امان لتحديد الحد الاقصى لاجهاد الضغط و الشد المسموح به للتسليح

كود صفحه 2-4



ملحوظه :

الاجهاد المستخدم فى التصميم هو اجهاد الخضوع F_y وليس اقصى اجهاد F_{Max}

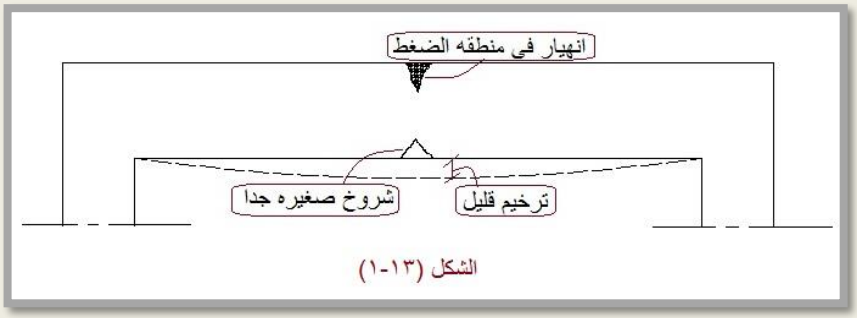
○ انواع انهيارات القطاعات الخرسايه عند التأثير بعزم فقط على القطاع

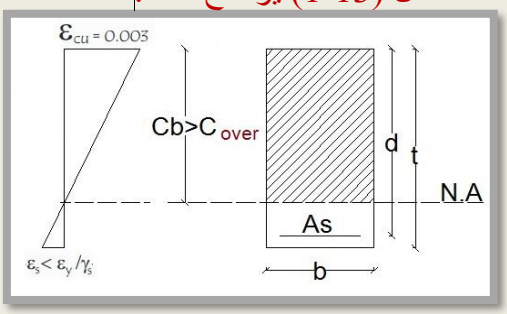
-: (Types of failure of sec. subjected to B.M only)

1) القطاع عالى التسليح (Over reinforced section) :

هو القطاع الذى يصل فيه اجهاد الخرسانه الى اقصى اجهاد قبل ان يصل اجهاد الحديد الى اقصى اجهاد مسموح به (F_y) وهذا يسبب انهيار الخرسانه فى منطقه الضغط والخرسانه ماده قاصفه (Brittle) وبالتالى يكون الانهيار قاصف (Brittle failure) وايضا قطاع غير اقتصادى لذلك لا يتم التصميم عليه مطلقا .

الشكل (13-1) يوضح ذلك .

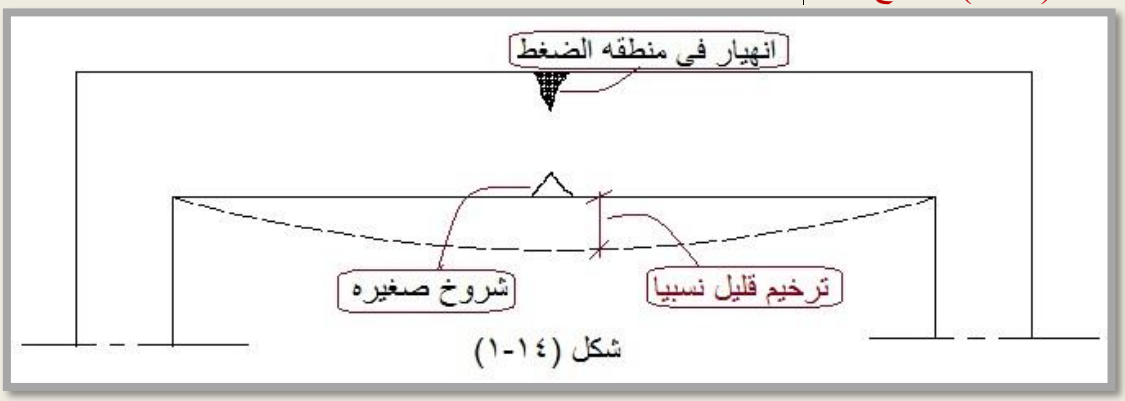


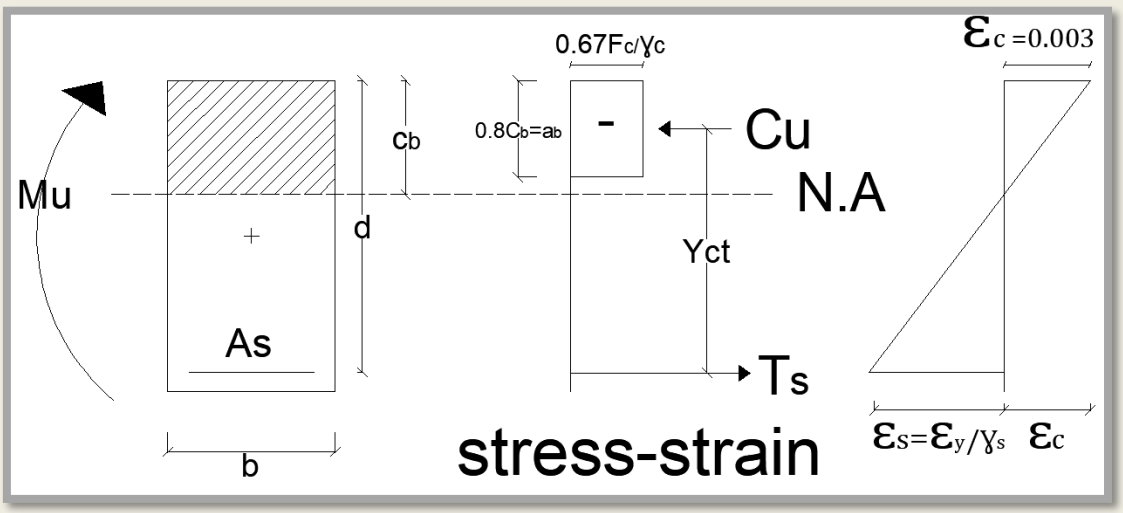


2) القطاع المتوازن (Balanced section) :

هو القطاع الذى يصل فيه الاجهاد لكل من الخرسانه والحديد الى اقصى اجهاد مسموح به وبالتالى يكون ايضا الانهيار قاصف (Brittle failure) وايضا قطاع غير اقتصادى لذلك لا يتم التصميم عليه مطلقا .

الشكل (14-1) يوضح ذلك .

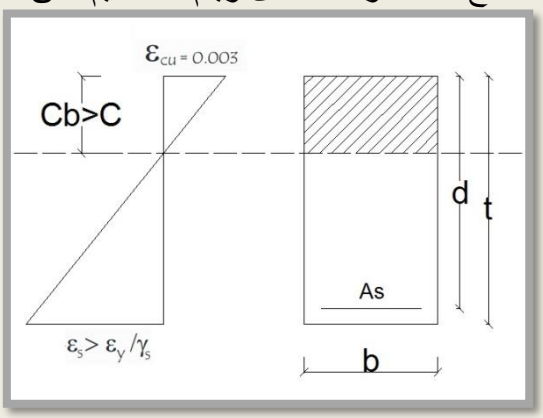


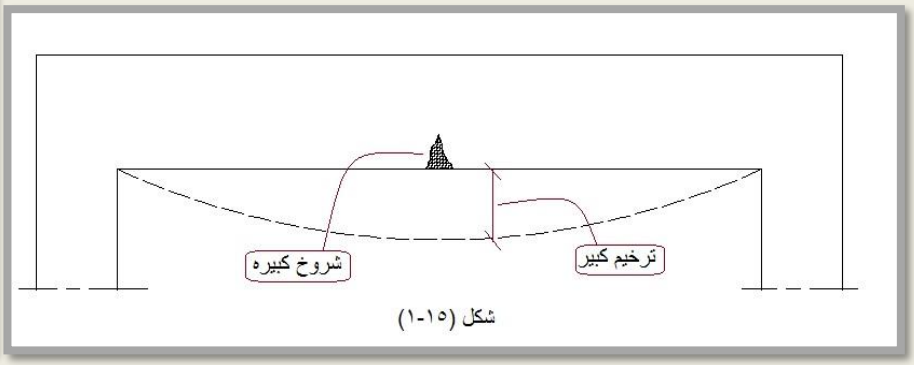


كود صفحه 4-5

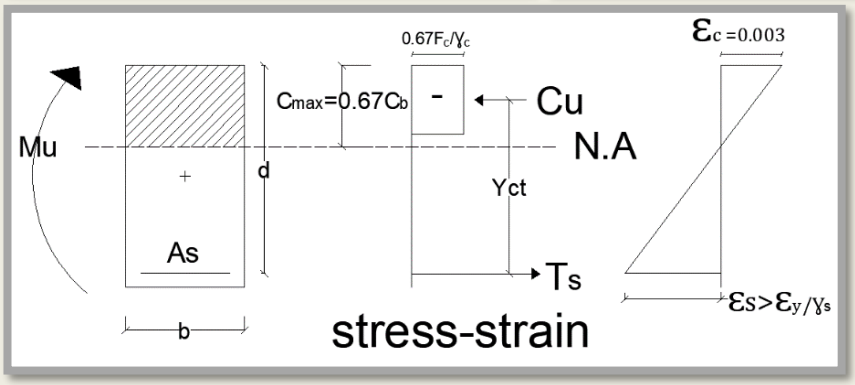
3) القطاع منخفض التسليح (under reinforced section) :

هو القطاع الذى يصل فيه الحديد الى اقصى اجهاد مسموح به (Fy) قبل وصول الخرسانه لاقصى اجهاد وبالتالى يحدث الانهيار اولا فى الحديد والحديد ماده ممطوليه (Ductile) وبالتالى يكون الانهيار ممطيل (Ductile failure) و من مميزات هذا الانهيار انه يعطى انزار قبل الانهيار حيث ان الخرسانه تبدا بالتشرخ فى منطقه الشد ولا يكون الانهيار قاصف ويتميز ايضا بقله نسبه الحديد فى القطاع لذلك هو اقتصادى ويتم التصميم على هذا النوع من الانهيار ويجب استيفاء بعض الاشتراطات .





شكل (١٥-١)



- شروط القطاع منخفض التسليح :

$\frac{a}{d} \geq 0.1$ -1

$0.95d \geq Y_{ct}$ -2

$0.67C_b \geq C_{max}$ -3

$$C_b = d\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_s}$$

$$= d\frac{0.003}{0.003+f_y/\gamma_s E_s}$$

$$C_{max} = 0.67d\frac{600}{600+f_y/\gamma_s}$$

$$a_{max} = 0.8C_{max} \geq a$$

$$Mu = a*b*\frac{2*F_{cu}}{3*\gamma_c}\left(d-\frac{a}{2}\right) \rightarrow M_{max} = 0.8C_{max}*b*\frac{0.67*F_{cu}}{\gamma_c}\left(d-\frac{0.8C_{max}}{2}\right)$$

$$M_{max} = C_{max}*b*\frac{0.536*F_{cu}}{\gamma_c}(d-0.4C_{max}) = \frac{F_{cu}*b}{\gamma_c}*0.536C_{max}\left(1-\frac{0.4C_{max}}{d}\right)d$$

$$M_{max} = \left(\frac{F_{cu}*b*d^2}{\gamma_c}\right)*\left[0.536\frac{C_{max}}{d}\left(1-\frac{0.4C_{max}}{d}\right)\right]$$

$R_{max} = 0.536\frac{C_{max}}{d}(1-\frac{0.4C_{max}}{d})$ -4

$$M_{max} = R_{max}\frac{Fcu*b*d^2}{\gamma_c} \geq Mu$$

$\mu_{max} = \frac{A_{s\,max}}{b.d} = \frac{(0.67Fcu/\gamma_c)(a_{max}/d)}{Fy/\gamma_s} = 0.536\frac{Fcu}{\gamma_c}\frac{\gamma_s}{Fy}\frac{C_{max}}{d} \geq \mu$ -5

-6 اقل نسبه تسليح للقطاع

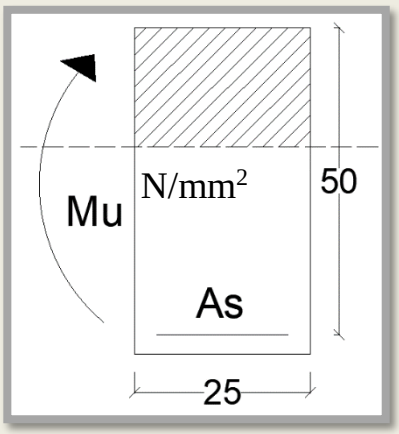
$$As_{min}\ (\text{the max of}) = \frac{1.1}{f_y} bd \quad \& \quad \frac{0.225\sqrt{f_{cu}}}{f_y} bd$$

7- اقل نسبه تسليح للبلاطه

$$As_{min} = \frac{0.6}{f_y} bd$$

فى حاله الخرسانه العاديه يكون الانهيار قصف فلابد من وجود ادنى نسبه تسليح للقطاع حتى ولو كان امن بمفرده لكى يكون الانهيار ممطيل وتتوقف اقل نسبه على عزم حد التشرخ M_{cr}

EX (BY ECP CODE) :-



b = 250 mm
d= 500 mm
F_{cu} = 25

F_y =360 N/mm²
Req. As_{max} & Mu_{max}=?

Sol.

$$C_{max} = 0.67d\frac{600}{600+f_y/\gamma_s} = 0.67 * 500 * \frac{600}{600+\frac{360}{1.15}} = 220.14mm$$

$$a_{max} = 0.8C_{max} = 176.11mm$$

$$\sum Fx = 0$$

$$C_u = T_u \quad \rightarrow \quad \frac{0.67Fcu*b*a_{max}}{\gamma_c} = \frac{f_y}{\gamma_s} * As_{max}$$

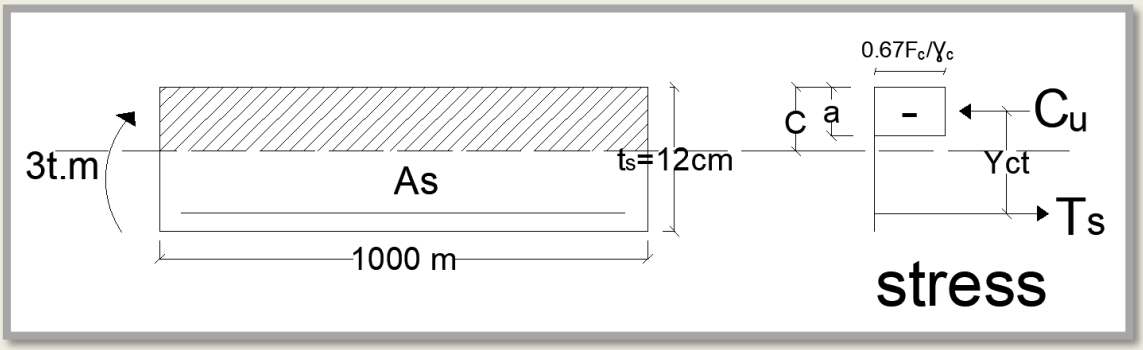
$$250 * 176 * \frac{0.67*25}{1.5} = \frac{360}{1.15} * As_{max} \quad \rightarrow \quad As_{max} = 1569.5\ mm^2$$

$$R_{max} = 0.536\frac{C_{max}}{d}\left(1 - \frac{0.4C_{max}}{d}\right) = 0.536\frac{220}{500}\left(1 - \frac{0.4*220}{500}\right) = 0.194$$

$$Mu_{max} = 0.194 * \frac{25*250*500^2}{1.5} = 20.2\ t.m$$

EX (BY ECP CODE) :-

B = 1000 mm
t_s= 120 mm
Cover = 20 mm
F_{cu} = 25 N/mm^2
F_y =360 N/mm^2
Mu=3t.m
Req :
As & check of
, Mu_{max} As_{max}



Sol.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\frac{0.67 * F_{cu}}{\gamma_c} * B}} = 100 - \sqrt{100^2 - \frac{2 * 3 * 10^7}{\frac{0.67 * 25}{1.5} * 1000}} = 31.98\ mm$$

$$C_u = a * B * \frac{2 * F_{cu}}{3 * \gamma_c} = 32 * 1000 * \frac{2 * 25}{3 * 1.5} = 357333.33\ N$$

$$C_u = T = \frac{F_y}{\gamma_s} * As \quad \rightarrow \quad 357333.33 = \frac{360}{1.15} * As \quad \rightarrow \quad As = 1141.5\ mm^2$$

$$C_{max} = 0.67d\frac{600}{600 + f_y/\gamma_s} = 0.67 * 100 * \frac{600}{600 + \frac{360}{1.15}} = 44\ mm$$

$$a_{max} = 0.8C_{max} = 35.2\ mm > a$$

$$R_{max} = 0.536\frac{C_{max}}{d}\left(1 - \frac{0.4C_{max}}{d}\right) = 0.536\frac{44}{100}\left(1 - \frac{0.4 * 44}{100}\right) = 0.19433$$

$$Mu_{max} = R_{max}\frac{Fcu * b * d^2}{\gamma_c} = 0.194 * \frac{25 * 1000 * 100^2}{1.5} = 3.24\ t.m \geq Mu$$

$$\mu_{max} = \frac{A_{s\,max}}{b.d} = 0.536\frac{Fcu}{\gamma_c}\frac{\gamma_s}{F_y}\frac{C_{max}}{d} = 0.536\frac{25}{1.5} * \frac{1.15}{360} * \frac{44}{100} = 0.0126$$

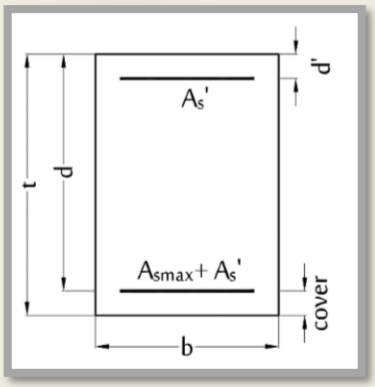
$$\geq \mu = \frac{A_s}{b.d} = \frac{1141.5}{1000 * 100} = 0.01142$$

$$\left(\frac{C_{max}}{d} = 0.44\right) > \left(\frac{C}{d} = 0.40\right)$$

$$\mu_{max} = 5.00 * 10^{-4} * 25 = 0.0125$$
$$R_{max} = 0.194$$

رتبة الصلب*	c_{max} /d	μ_{max}	R_{max}
240/350	0.50	$8.56x10^{-4}$ f_{cu}	0.214
280/450	0.48	$7.00x10^{-4}$ f_{cu}	0.208
360/520	0.44	$5.00x10^{-4}$ f_{cu}	0.194
400/600	0.42	$4.31x10^{-4}$ f_{cu}	0.187
450/520**	0.40	$3.65x10^{-4}$ f_{cu}	0.180

• القطاع مزدوج التسليح (Double Reinforced sec.) :-



- اسباب الاستخدام :-

1- زياده سعه القطاع :

حيث من الممكن ان لايتحمل العزم الحادث له فنحتاج الى زياده ابعاد القطاع ولكن طبقا لمتطلبات المعمارى لا يسمح بذلك فيتم زياده سعه القطاع عن طريق زياده مساحه التسليح فى الشد ولكن نجد ان مساحه الحديد زادت عن (As_{max}) او($Mu_{max} < Mu$) او $(\frac{c}{d} > \frac{c_{max}}{d})$ لذلك يتم التسليح فى منطقه الضغط حيث يعمل ذلك على تحويل القطاع من over sec. الى متزن نتيجه زياده حديد الضغط حيث يعمل على عمل قوه مكافئه As التى زودناها فى منطقه الشد .

2- زياده ممطوليه القطاع :

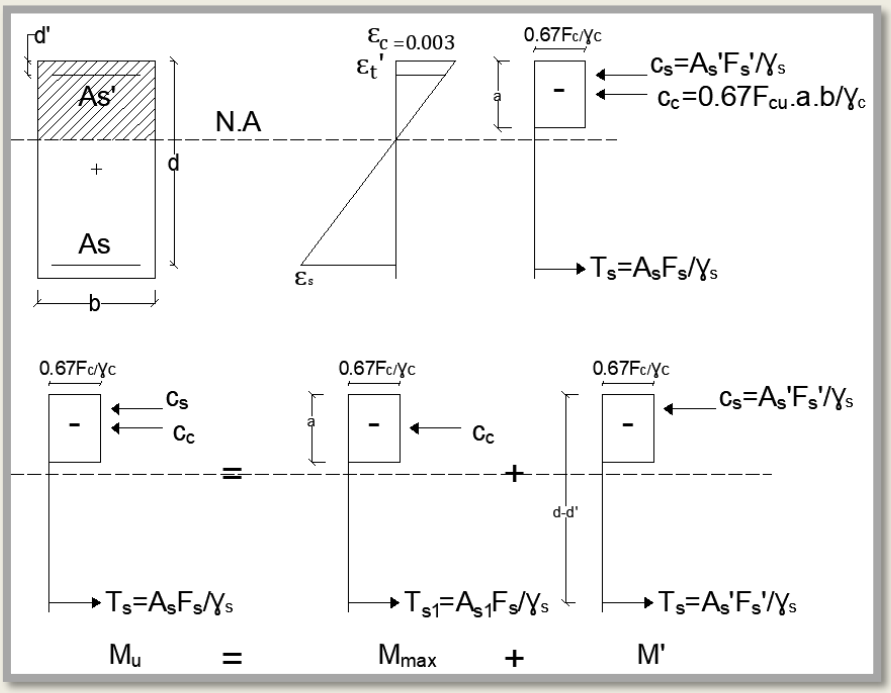
يتحقق ذلك بشكل كبير فى الاعمده حيث انها مزدوجه التسليح ومحاطه بكانات فذلك يتحمل ضغط اكبر و يصعب حدوث انبعاج له وعند الوصول لانفعال الكسر ينفصل الغطاء الخرساني عن الاسياخ .

- فوائد حديد الضغط فى الكمرات (As') :-

1- زياده ممطوليه القطاع .
2- زياده سعه القطاع وكفائته .
3- تعليق الكانات .
4- تقليل الزحف والانكماش فيقل الترخيم طويل الامد (Long term deflection) .

- ملحوظه :-

- تتراوح قيمه حديد الضغط As' بين As(0.2 - 0.1) للقطاعات المسلحه فى الشد فقط حيث انه يستخدم كعلاقات للكانات فقط ولا يقل عن 2Ø12 فى الكمرات .
- بينما تتراوح قيمه حديد الضغط As' بين As(0.4 - 0.1) للقطاعات المسلحه فى الشد والضغط ولا يسمح الكود بالزياده عن تلك القيمه حيث ان حديد الضغط لا يزيد سعه القطاع بصوره كبيره لذلك بعد هذه القيمه سوف يكون غير مجدى وغير اقتصادى .
- لابد من التاكد من ان انفعال التسليح فى الضغط يزيد عن انفعال التسليح ويمكن التغاضى عن ذلك فى حاله (d'/d<0.15) للصلب 360
(d'/d<0.1) للصلب 400



$a_{max} < a$

$A_s = A_{s1} + A_s'$

اولا : ايجاد اقصى عزم على القطاع M_{max} بمعلوميه a_{max} المحسوبه سابقا :

$$M_{max} = a * b * \frac{0.67F_{cu}}{\gamma_c}\left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)$$

ثانيا : ايجاد قيمه اقصى تسليح A_{s1} بمعلوميه M_{max}

$$M_{max} = \frac{F_y}{\gamma_s} * As\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{max}}{\frac{F_y}{\gamma_s}(d - \frac{a_{max}}{2})}$$

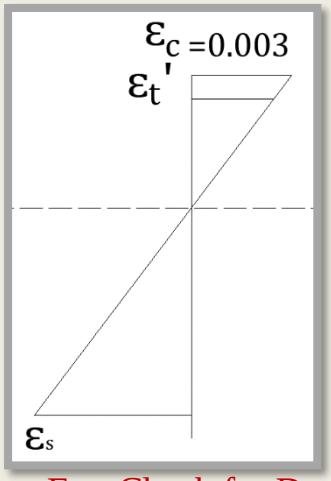
ثالثا : ايجاد قيمه فرق العزم M' المطلوب لايجاد التسليح العلوى A_s' :

$$M' = M_u - M_{max}$$

$$A_s' = \frac{M'}{\frac{F_y}{\gamma_s}(d - d')}$$

$$A_s = A_{s1} + A_s'$$

رابعا : التاكد من انفعال التسليح العلوى :



$$\varepsilon_s' = 0.003 * \frac{C_{max} - d'}{C_{max}}$$

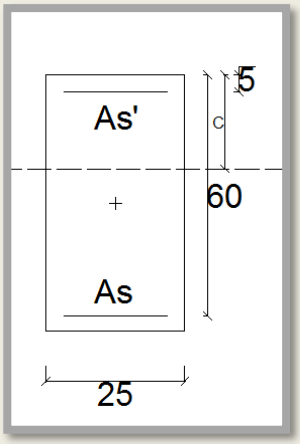
$$\varepsilon_y' = \frac{F_y'}{\gamma_s E_s}$$

$$\varepsilon_s' > \varepsilon_y \qquad \underline{ok}$$

Page 2-8 Design Aids & 4-7 Design Code

Ex : Check for Double Reinforced sec due to B.M only and design By ECP Code :-

$$\frac{a}{d} \geq 0.1 \qquad \& \qquad \varepsilon_s' > \varepsilon_y \qquad \& \qquad \frac{As'}{As} \geq 0.1$$



b = 25 cm
d = 60 cm
Mu = 40 t.m
Fcu =250 Kg/cm^2
Fy =3600 Kg/cm^2
Req. As & As'

Sol.

$$C_{max} = 0.67d\frac{600}{600+f_y/\gamma_s} = 0.67 * 600 * \frac{600}{600+\frac{360}{1.15}} = 264.17mm$$

$$a_{max} = 0.8C_{max} = 211.34mm$$

$$R_{max} = 0.536\frac{C_{max}}{d}\left(1 - \frac{0.4C_{max}}{d}\right) = 0.536\frac{264.17}{600}\left(1 - \frac{0.4*264.17}{600}\right) = 0.1944$$

$$Mu_{max} = 0.1944 * \frac{25*250*600^2}{1.5} = 29.16\ t.m \ll Mu \ \text{Un safe use Top Bars}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{max}}{\frac{F_y}{\gamma_s}\left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)} = \frac{29.16*10^7}{\frac{360}{1.15}\left(600 - \frac{211.34}{2}\right)} = 1884.4\ mm^2$$

$$M' = M_u - M_{max} = 40 - 29.16 = 10.84\ t.m$$

$$A_s' = \frac{M'}{\frac{F_y}{\gamma_s}(d - d')} = \frac{10.84}{\frac{360}{1.15}(600 - 50)} = 629.6\ mm^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_s' = 2514\ mm^2$$

Check Strain for Top Bars

$$\rightarrow \quad \frac{6.33}{25.08} = 0.25 > 0.1 \qquad \text{ok} \frac{As'}{As} \geq 0.1$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 * \frac{C_{max} - d'}{C_{max}} = 0.003 * \frac{264.17 - 50}{264.17} = 0.00243$$

$$\varepsilon'_y = \frac{F_y{}'}{\gamma_s E_s} = \frac{360}{1.15 * 200000} = 0.00156$$

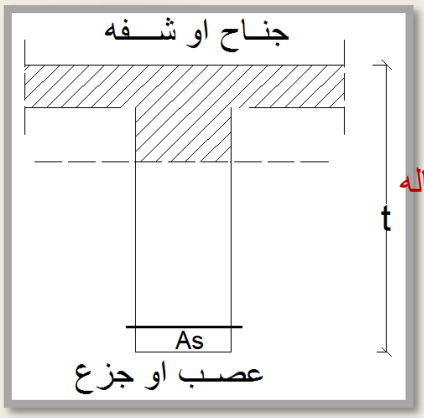
$$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \qquad \underline{\text{ok}}$$

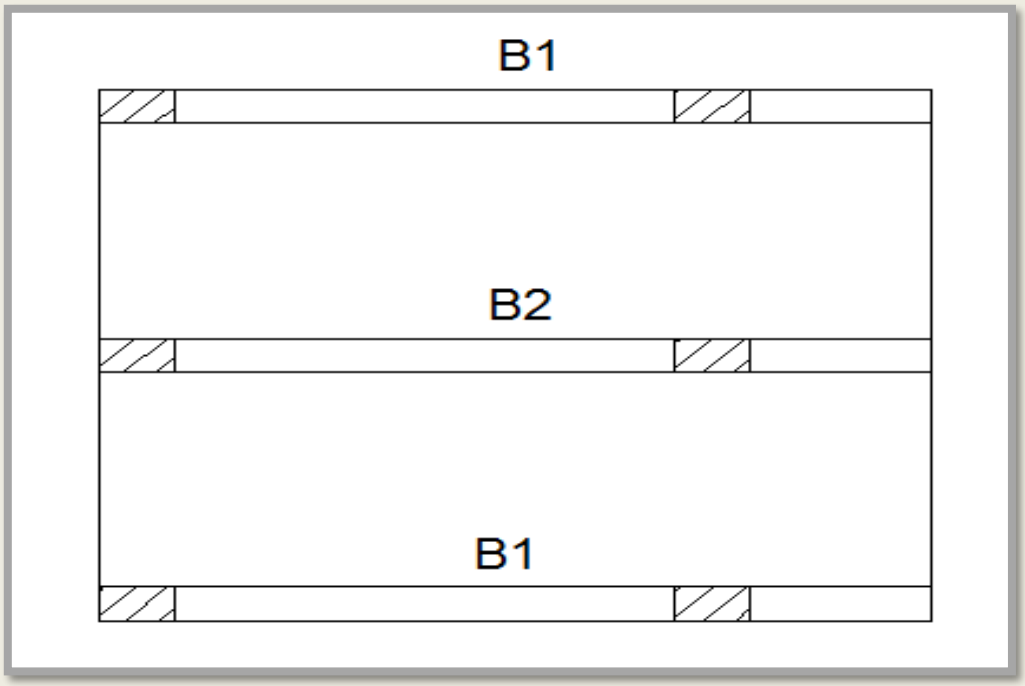
انواع القطاعات من ناحيه الشكل :-

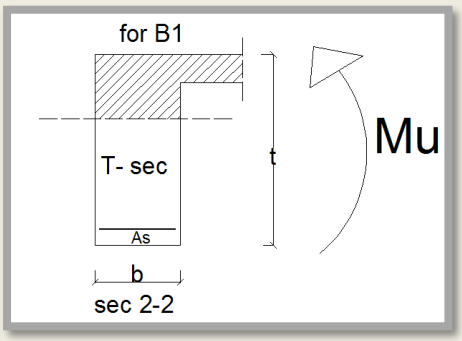
1- R-sec .

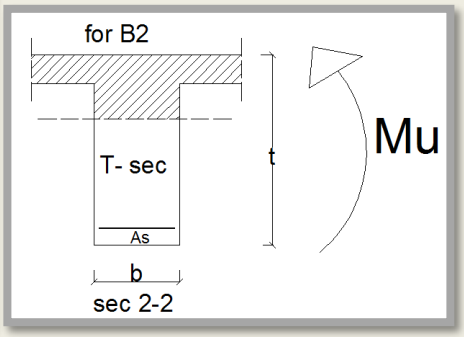
2- T,L sec : و هي قطاعات نستغل فيها جزء من البلاطه ليعمل على زياده ابعاد القطاع فى منطقه الضغط بشرط ان تكون البلاطه فى منطقه الضغط و ان تكون البلاطه والكمره مصبوبه ميليثيا (مصبوبين مره واحده) او ربطهما معا بطريقه فعاله ولا يقل سمك الشفه عن نصف عرض الجزع .

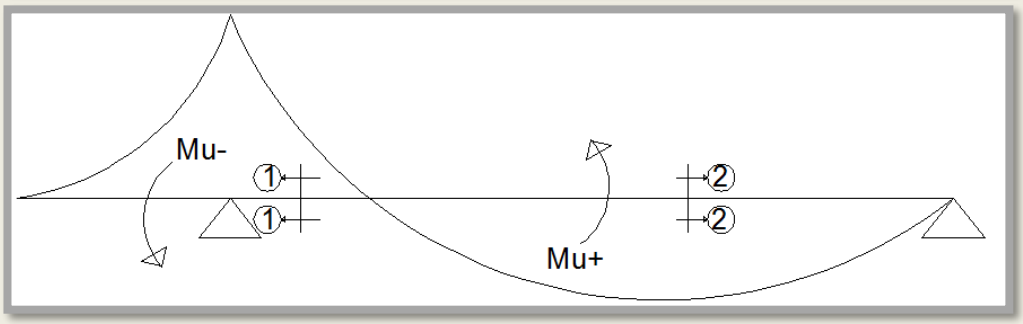
يتم تحديد شكل القطاع على حسب شكل القطاع فى منطقه الضغط

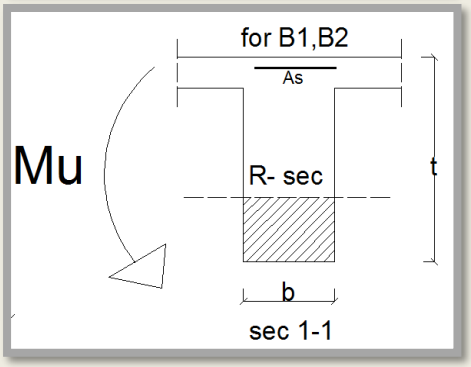






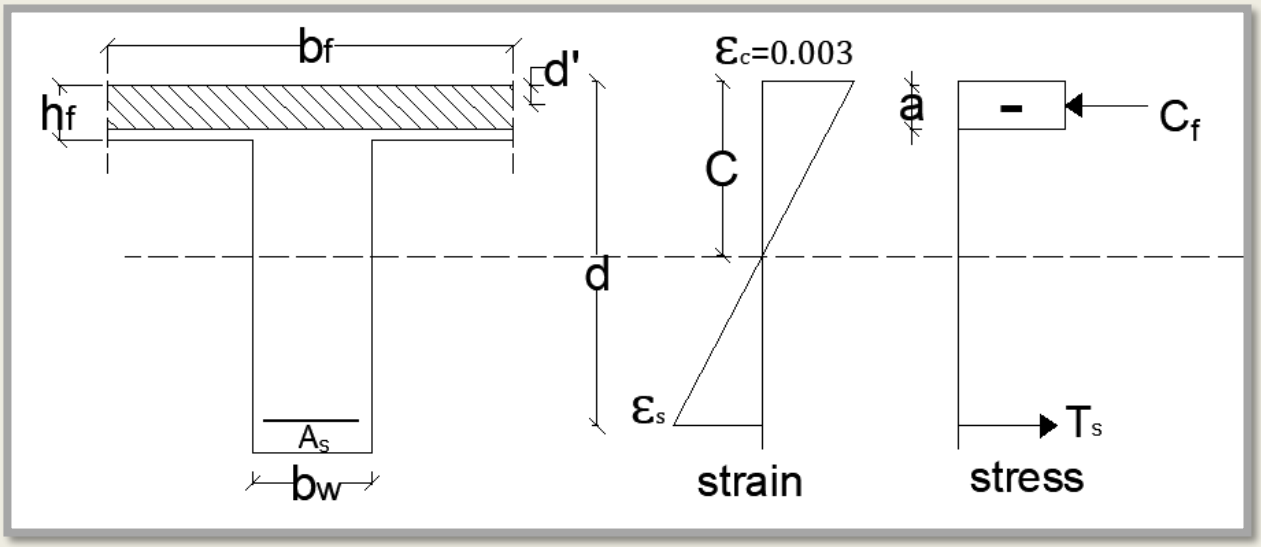




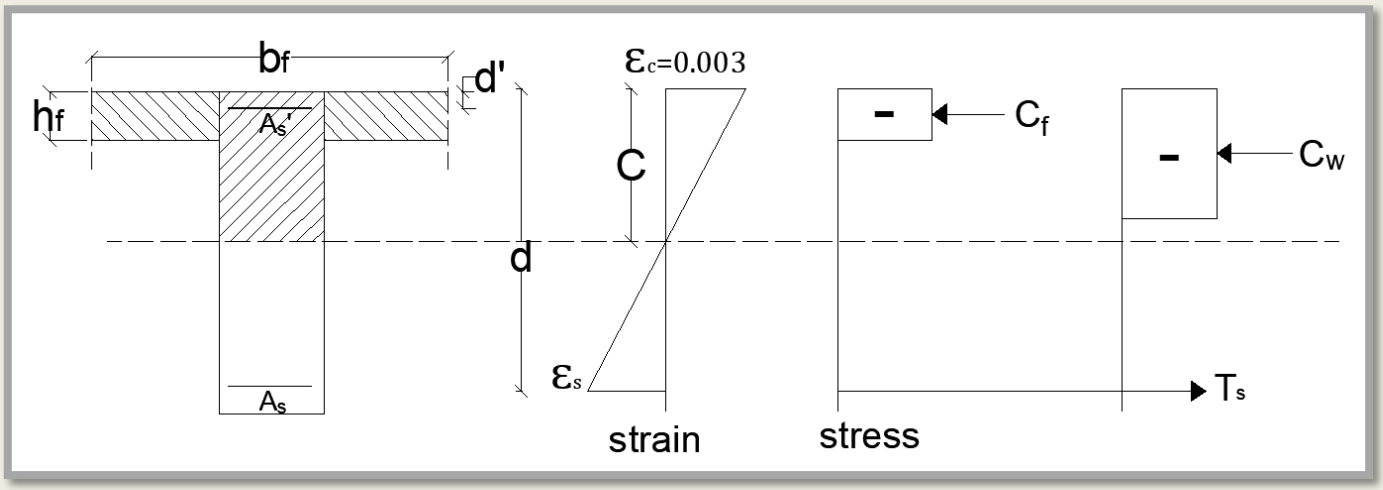


- **تصميم القطاعات على شكل T-Sec :-**

1. فى حاله ان $a \leq h_f$ يتم التعامل مع القطاع على انه R-Sec بعرض b_f و فى حاله ان $a > a_{max}$ يتم استخدام تسليح فى الضغط كما ذكرنا سابقا



2. فى حاله ان $a > h_f$ يتم التعامل مع القطاع على انه T-Sec

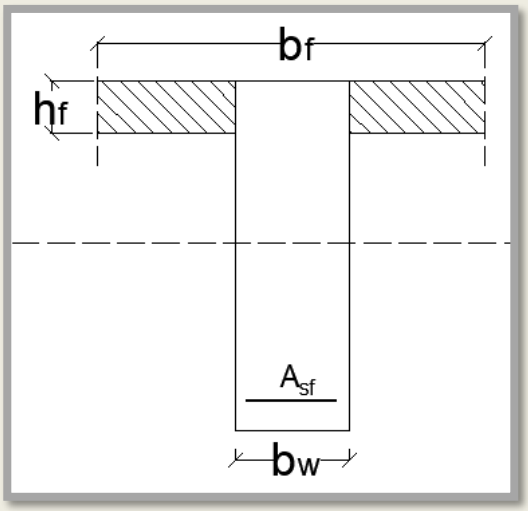


$$c_f = 0.85F'_c(b_f - b_w) * h_f$$

$$A_{sf} = \frac{0.85F'_c(b_f - b_w) * h_f}{F_y}$$

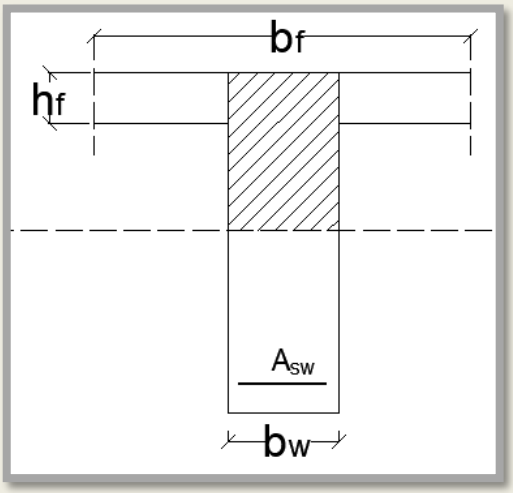
$$M_{uf} = \emptyset 0.85F'_c(b_f - b_w) * h_f(d - \frac{h_f}{2})$$

$$M_{uw} = M_u - M_{uf}$$



$$a_1 = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_{uw}|}{0.85 * F'_c * b_w * \emptyset}}$$

$$A_{sw} = \frac{M_{uw}}{\emptyset F_y (d - \frac{a_1}{2})}$$



$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

- فى حاله ان $a > a_{max}$ يتم استخدام تسليح فى الضغط كما ذكرنا سابقا

$$c_{max\,w} = 0.85 F'_c * b_w * a_{max}$$

$$M_{max\,w} = \emptyset 0.85 F_c' * b_w * a_{max} (d - \frac{a_{max}}{2})$$

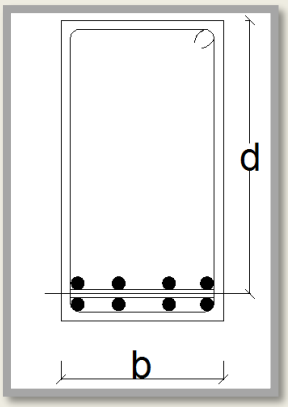
$$M_{max\,w} = \emptyset F_y A_{sw1} (d - \frac{a_{max}}{2})$$

$$A_{sw1} = \frac{M_{max}}{\emptyset F_y (d - \frac{a_{max}}{2})}$$

$$M' = M_{max\,w} - M_{uw}$$

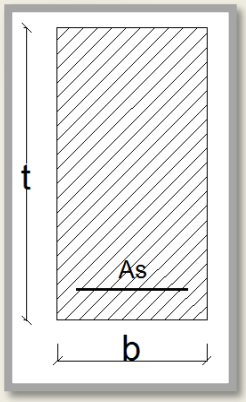
$$A_s' = \frac{M'}{\emptyset F_y (d - d')}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw\,1} + A_s'$$



- **العمق الفعال d (Effective depth) :-**

- يقاس العمق الفعال من سطح العنصر فى الضغط الى منتصف التسليح المقاوم للشد .



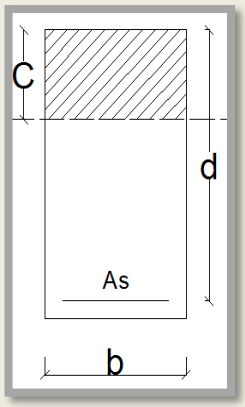
○ انواع القطاعات من ناحيه الكفائه :-

1- قطاعات غير مشرخه (un cracked sec.) :

عندما يكون توزيع الاجهاد خطيا حتى قيمه تتراوح بين القيمه المسموح بها ($0.33\sqrt{Fcu}$ الى $0.6\sqrt{Fcu}$) فيكون القطاع غير مشرخ اى ان القطاع يعمل بكامل كفائته حيث ان الخرسانه تتحمل الشد الواقع عليها طالما الاجهاد الواقع عليها اقل من المسموح به و عند حساب جسائه

$$\text{القطاع} = Igross = \frac{b*d^3}{12}$$

2- قطاعات مشرخه (cracked sec.) :



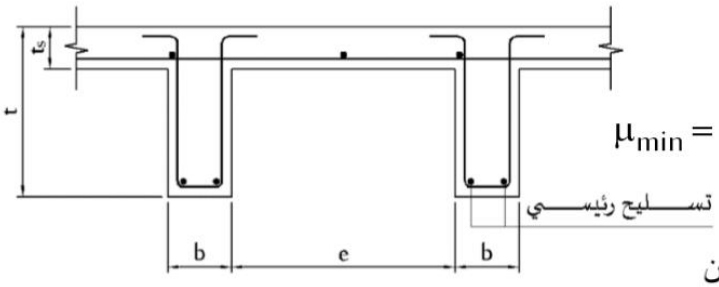
عندما يكون توزيع الاجهاد غير خطي حيث تجاوز القيمه المسموح بها لتحمل الشد ($0.33\sqrt{Fcu}$ الى $0.6\sqrt{Fcu}$) فيكون القطاع مشرخ اى ان القطاع لا يعمل بكامل كفائته حيث ان الخرسانه تتحمل الجزء الواقع عليه الضغط ويتحمل الحديد لوحده الشد الواقع علي القطاع و عند

حساب جسائه القطاع $I_{cracked} = \frac{b*c^3}{12} + nAs(d-c)2$

$$0.6\sqrt{Fcu} = \frac{M_{cr} * Y_{ct}}{I_{gross}} = \frac{M_{cr} * \frac{d}{2}}{\left(\frac{b*d^3}{12}\right)} = \frac{6M_{cr}}{b*d^2}$$

$$M_{cr} = 0.1b * d^2\sqrt{Fcu}$$

$$A_s = \frac{M}{\frac{F_y}{\gamma_s}(d-\frac{a}{2})} \rightarrow A_{s\,min} = \frac{M_{cr}}{\frac{F_y}{\gamma_s}\left(d-\frac{a}{2}\right)}$$



$$\mu_{min} = \text{min of} \quad \boxed{0.225\frac{\sqrt{f_{cu}}}{f_y} \geq \frac{1.1}{f_y}} \quad \boxed{\frac{1.3A_s}{Ac}}$$

ويجب ألا تقل عن

رتبة الصلب	٣٥٠/٢٤٠	٥٢٠/٣٦٠	٦٠٠/٤٠٠
نسبة التسليح الدنيا	%٠,٢٥	%٠,١٦٧	%٠,١٥

والجدير بالذكر كما ان ادنى نسبه تسليح الموضحه بالصوره تستخدم لجميع العناصر المعرضه للعزوم للتحكم فى التشرخ ووجود ممطوليه كافيه و للعلم ان القانون العام لنسبه التسليح الدنيا الموضحه بالجدول هى $\frac{0.6}{F_y}$

- **تصميم اى عنصر سواء بلاطه او كمره معرضه لعزوم انحناء بطرق مبسطه :-**
  - اولا : C1 & J curve
    - فى هذه الطريقه يتم تصميم القطاع المصحوب بقوى ينتج عنها عزم انحناء خالص .
    - فكره المنحنى هى علاقه بين معاملات تلك المعاملات اختصار لمعادلات كبيره بحيث يتم فرض ارقام فى الحدود المسموح بها للحصول على المعطيات المطلوبه فى التصميم .

$$J=\frac{Mu}{F_y*d*A_s}=\frac{A_s*\frac{F_y}{\gamma_s}*\left(d-\frac{a}{2}\right)}{F_y*d*A_s}=\frac{1}{\gamma_s}\left(1-\frac{a}{2d}\right)=\frac{1}{\gamma_s}\left(1-0.4\frac{c}{d}\right)$$

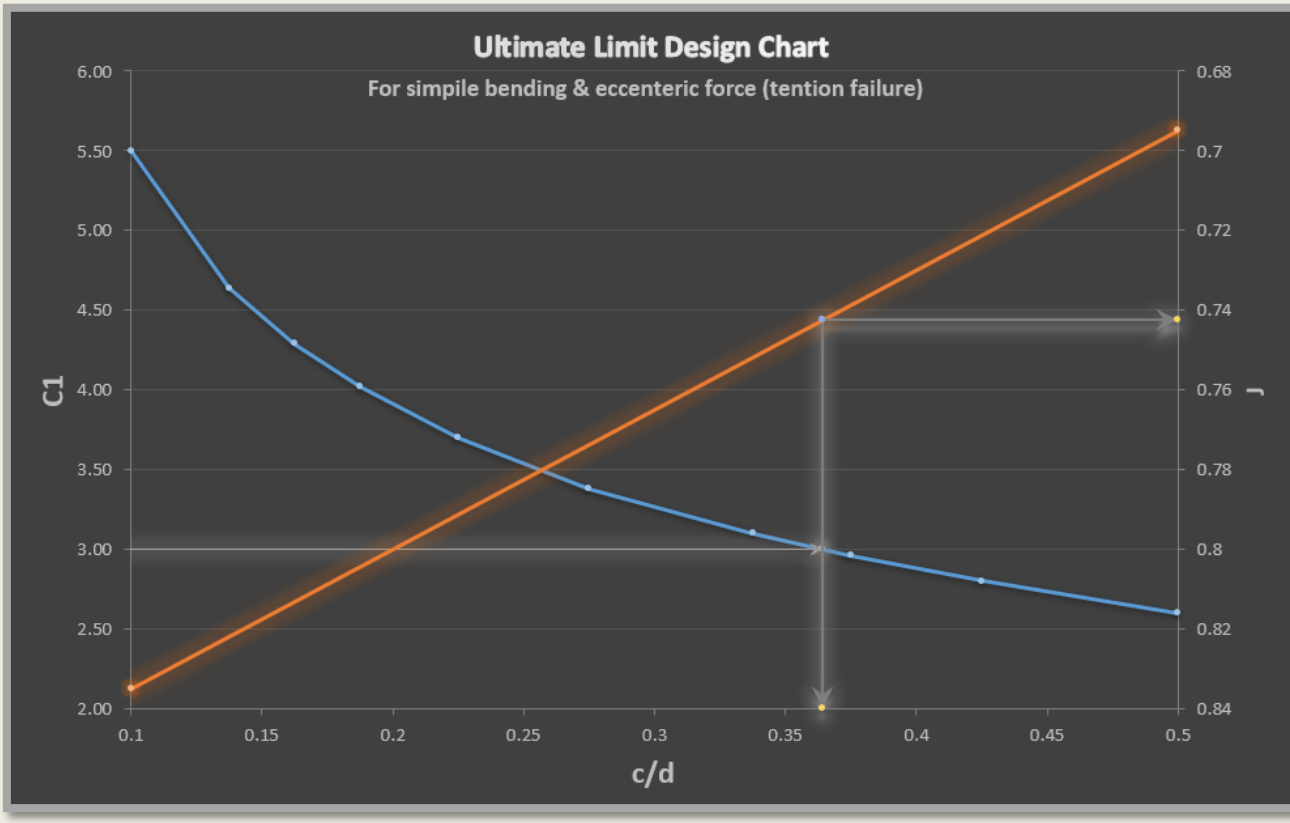
$$C1=d\sqrt{\frac{F_{cu}*b}{Mu}}=d\sqrt{\frac{F_{cu}*b}{\frac{0.67F_{cu}}{\gamma_c}ab(d-\frac{a}{2})}}=1/\sqrt{\frac{0.67F_{cu}}{\gamma_c}*\frac{a}{d}(1-\frac{a}{2d})}$$

$$=1/\sqrt{0.3573\frac{c}{d}(1-0.4\frac{c}{d})}$$

حيث : $a=0.8c$

- تتحدد جسائه الكمرات حسب C_1 حيث انها تتراوح من 3 الى 4 فى الكمرات و من 4 الى 5 فى البلاطات فكلما زادت زادت قيمه d

c/d	C1	J
0.1250	4.85	0.826
0.1375	4.64	0.821
0.1500	4.46	0.817
0.1625	4.29	0.813
0.1750	4.15	0.808
0.1875	4.02	0.804
0.2000	3.90	0.800
0.2125	3.79	0.795
0.2250	3.70	0.791
0.2375	3.61	0.786
0.2500	3.53	0.782
0.2625	3.45	0.778
0.2750	3.38	0.773
0.2875	3.32	0.769
0.3000	3.26	0.765
0.3125	3.20	0.760
0.3250	3.15	0.756
0.3375	3.10	0.752
0.3500	3.05	0.747
0.3625	3.00	0.743
0.3750	2.96	0.739
0.3875	2.92	0.734
0.4000	2.89	0.730
0.4125	2.85	0.726
0.4250	2.82	0.721
0.4375	2.78	0.717
0.4500	2.75	0.713
0.4625	2.72	0.708
0.4750	2.70	0.704
0.4875	2.67	0.700
0.5000	2.65	0.695



$$A_s=\frac{T}{F_y}\quad\&\quad T=\frac{M_u}{y_{ct}}\quad\&\quad y_{ct}=j*d$$

جدول (٤-١) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العمق الأقصى لمحور الخمول إلى العمق الفعال c_{max}/d للقطاعات المسلحة جهة الشد فقط

رتبة الصلب*	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
240/350	0.50	$8.56x10^{-4} f_{cu}$	0.214
280/450	0.48	$7.00x10^{-4} f_{cu}$	0.208
360/520	0.44	$5.00x10^{-4} f_{cu}$	0.194
400/600	0.42	$4.31x10^{-4} f_{cu}$	0.187
450/520**	0.40	$3.65x10^{-4} f_{cu}$	0.180

* طبقاً للجدول (٢-٣) وحيث f_{cu} بوحدات ن/مم٢ .

** خاصة بصلب الشبك مع استيفاء ما جاء بالبند (٤-٢-١-١-٣) .

- خطوات التصميم :

1- ايجاد قيمه ال d :

$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu * (b\ or\ B)}}$$

حيث B للقطاع T او L تحسب كما ذكرنا فى الباب الاول (مبادئ التصميم)

2- ايجاد ال A_s :

$$As = \frac{Mu}{Fy * d * J} \pm \frac{p_u * \gamma_s}{f_y}$$

3- اقصى عزم مسموح به للقطاع

$$M_u = \frac{R_{max} * F_{cu} * b * d^2}{\gamma_c} + \frac{F_y * A'_s * (d - d')}{\gamma_s}$$

Get A_s' = ...

$$As = A'_s + As_{max} = ..$$

حيث : $As_{max} = \mu_{max} * b * d$

$$\frac{A_s * F_y}{\gamma_s} = \frac{0.67a_{max} * F_{cu} * b}{\gamma_c} + \frac{F_y * A'_s}{\gamma_s}$$

- وضع كانات على مسافات لا تزيد عن 15مره قطر السيخ المضغوط لضمان عدم الانبعاج .
- يفضل عدم زياده صلب التسليح المضغوط A_s' على 40% من صلب التسليح المعرض للشد A_s .
- فى جميع الاحوال مراعات وضع صلب ناحيه الضغط بنسبه لا تقل عن 10% من صلب الشد فى الكمرات فهو يساعد على الحد من الترخيم طويل الامد .

4- لا يزيد التسليح عن اقل مساحه مسموح بها $As < As_{min}$:

- فى حاله الكمرات تكون القيمه الاكبر من

$$A_{s\,min\,1} = 0.225\frac{\sqrt{F_{cu}}}{F_y} * b * d \quad \& \quad \frac{1.1}{F_y} * b * d$$

ثم الاصغر من القيم التاليه

$$A_{s\,min} = 1.3A_s \quad \& \quad A_{s\,min\,1}$$

- فى حاله البلاطات

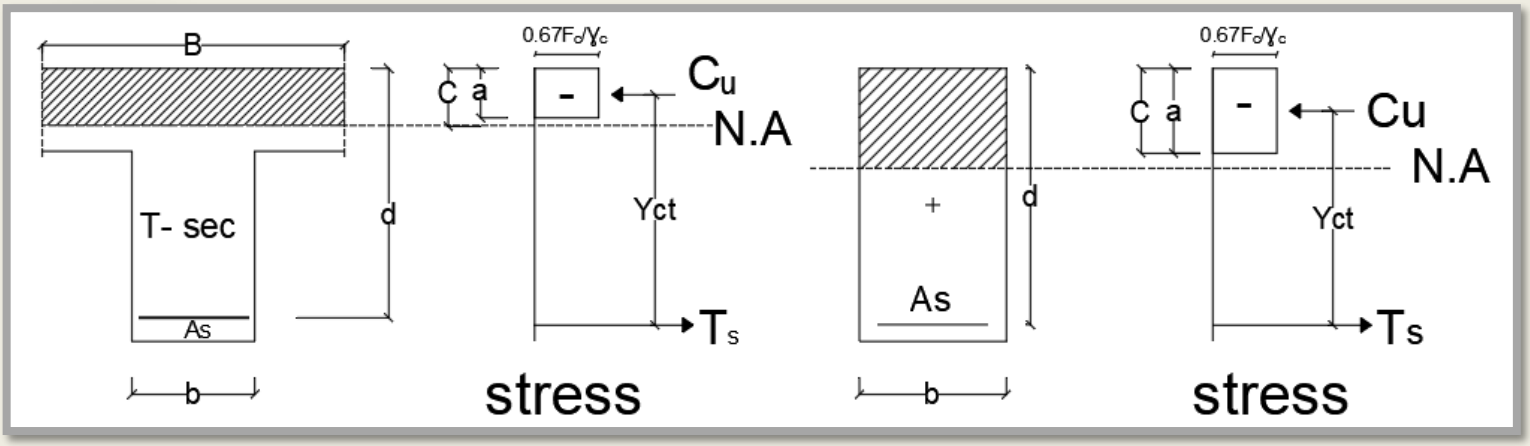
$$A_{s\,min} = \frac{0.6}{F_y} * b * d$$

5- للقطاعات ال T-sec & L-sec اول اشرط $a \leq ts$

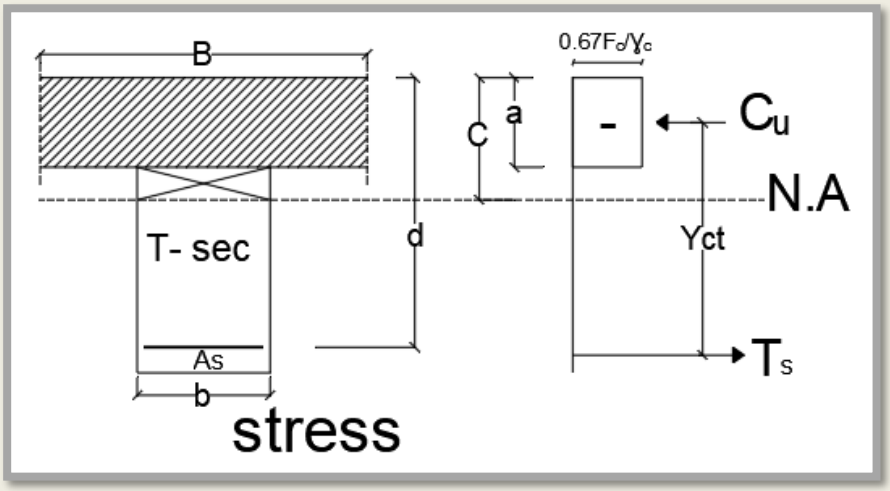
$$C = \left(\frac{c}{d}\right) * d \quad \rightarrow a = 0.8C$$

if $a > ts$

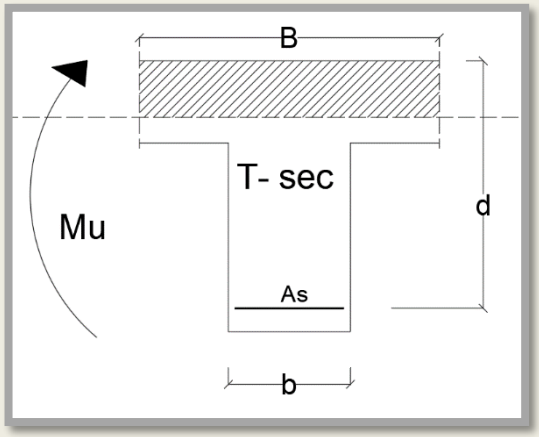
$$As = \frac{Mu}{\frac{F_y}{\gamma_s} * (d - \frac{t_s}{2})}$$



تصمم هذه القطاعات على انها R-sec. وبعرض يساوى B ولكن بأعتبار ان سمك الشفه (t_s) اكبر من a واذا زادت قيمه a عن سمك الشفه يتم الاعتبار ان $a=t_s$ و حساب قيمه A_s كما بالاعلى .



Design Of Beam 3 BY ECP CODE :



$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu * (b \text{ or } B)}}$$

Min B For T sec
Φ_{slap} to Lc $= 2 + 1 = 3m$
$16t_s + b = 16 * 0.12 + 0.25 = 2.17m$
$\frac{L_2}{5} + b = \frac{5}{5} + 0.25 = \mathbf{1.25m = 1250mm}$

تتراوح قيمته C1 للكمرات من (3 الى 4)

$$(500 - 50) = C_1\sqrt{\frac{11.66 * 10^7}{25 * 1250}} \rightarrow C1 = 8.1$$

From table J=0.826 & $\frac{c}{d} = 0.167$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$$

$$C = \left(\frac{c}{d}\right) * d = 0.167 * (500 - 50) = 75.15 \rightarrow a = 0.8C = 60.12mm < t_s \quad ok$$

$$As = \frac{11.66*10^7}{360*(500-50)*0.826} = 871.4\ mm^2$$

$$As_{max} = \mu_{max} * b * d = 5 * 10^{-4} * F_{cu} * b * d = 5 * 10^{-4} * 25 * 250 * (500 - 50) = 1407\ mm^2$$

$$A_s < A_{s\,max} \rightarrow safe$$

$$A_{s\,min\,1} = 0.225\frac{\sqrt{25}}{360} * 250 * 450 = \mathbf{351.6}\ mm^2 \quad OR \quad \frac{1.1}{360} * 250 * 450 = 343.75\ mm^2$$

ثم الاكبر من القيم التاليه

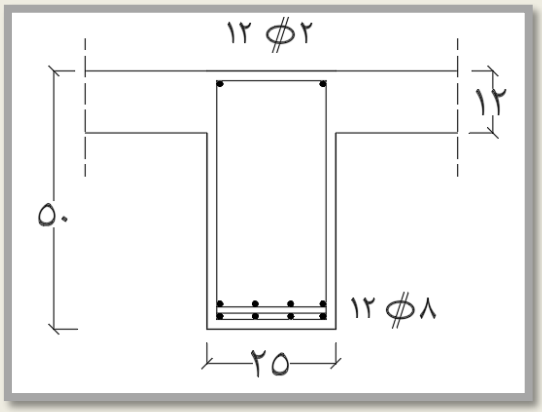
$$A_{s\,min} = 1.3 * 911.1 = 1184.3\ mm^2 \quad \& \quad A_{s\,min\,1} = \mathbf{351.6}\ mm^2$$

$$A_s > A_{s\,min} \rightarrow safe$$

$$As = 871.4\ mm^2 / \frac{\pi * 12^2}{4} = 7.7 \approx 8\ Bars$$

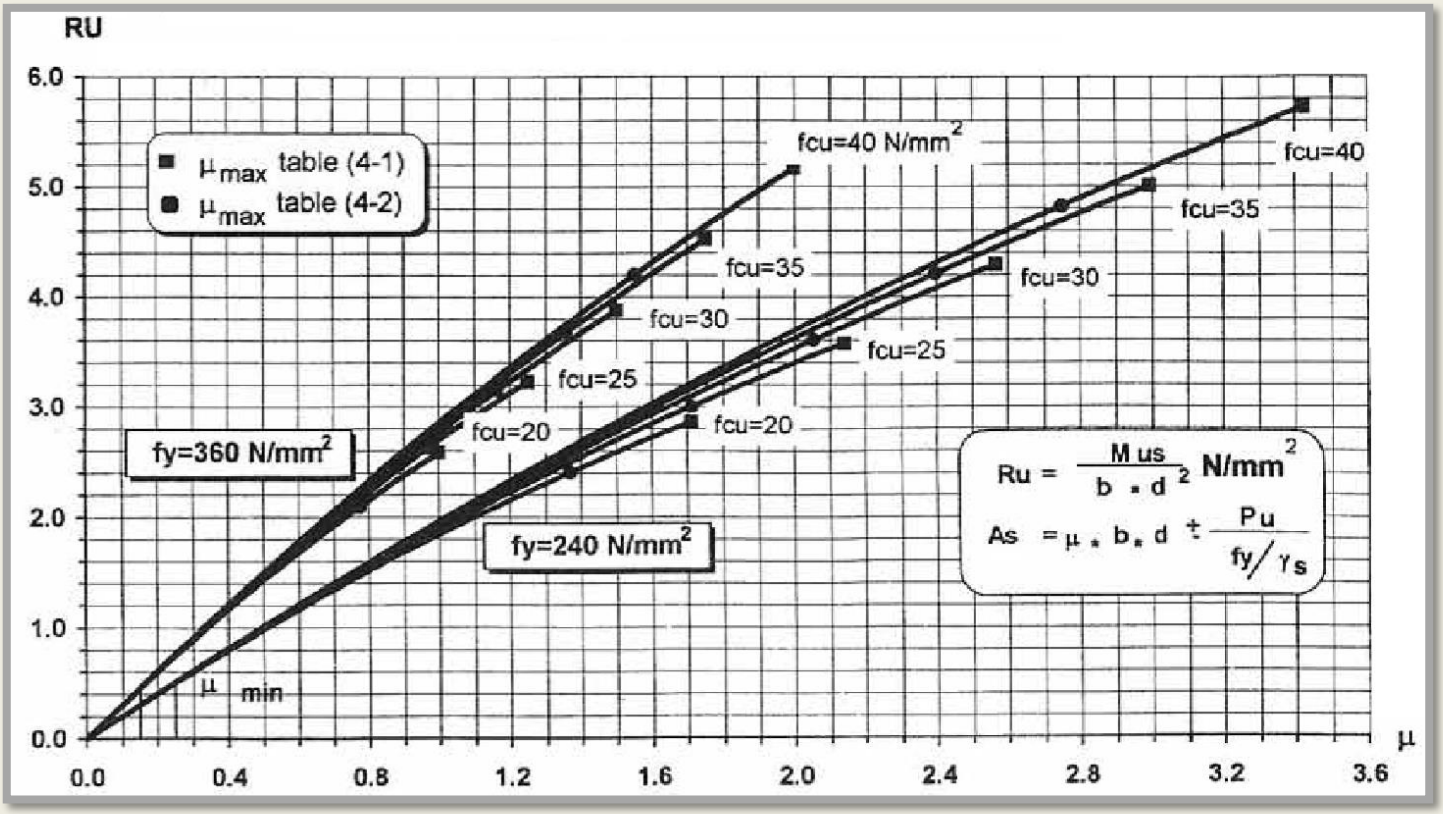
$$As' = 0.2 * 871.4\ mm^2 = 174.3 / \frac{\pi * 12^2}{4} = 1.5 \approx 2\ Bars$$

$$\text{Max No. Of Bars in Row} = \frac{b-25}{\emptyset+25} = \frac{250-25}{12+25} = 6\ Bars$$



- ثانيا : R & μ curve

وهى طريقه مشابهه للطريقه السابقه وتشابه منحنى interaction diagram للاعمده فكلا المعاملين عباره عن نسبه بين كميتين و بدون وحده ولكن يختلف عن المنحنى السابق ان القوى المعرض لها القطاع لا يشترط ان يكون عزم خالص .



$$M_u = A_s * d * \frac{f_y}{\gamma_s}\left(1 - \frac{\mu}{1.34} * \frac{f_y}{\gamma_s} * \frac{\gamma_c}{f_{cu}}\right) = A_s * d * \frac{f_y}{1.15}\left(1 - 0.9734 * \mu * \frac{f_y}{f_{cu}}\right)$$

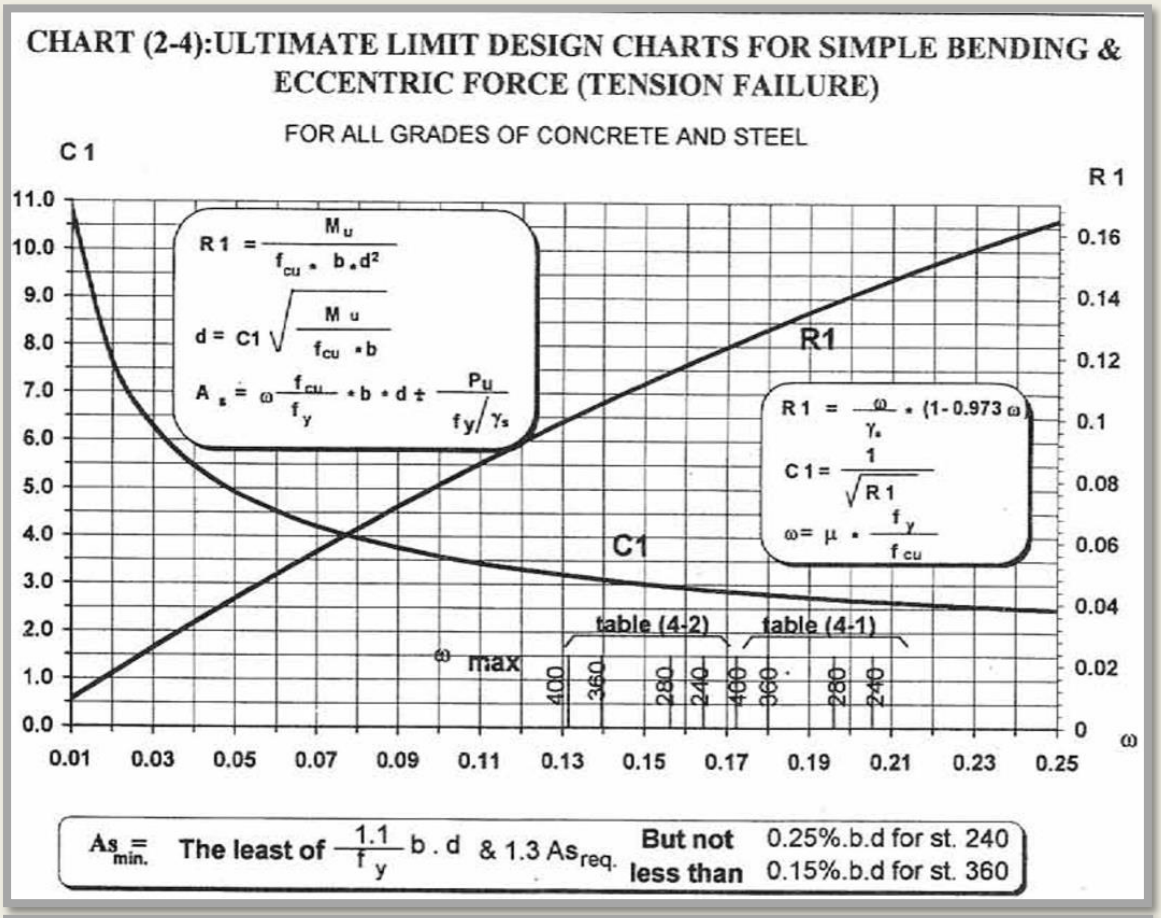
$$M_u = \mu * b * d^2 * \frac{f_y}{1.15}\left(1 - 0.9734 * \mu * \frac{f_y}{f_{cu}}\right)$$

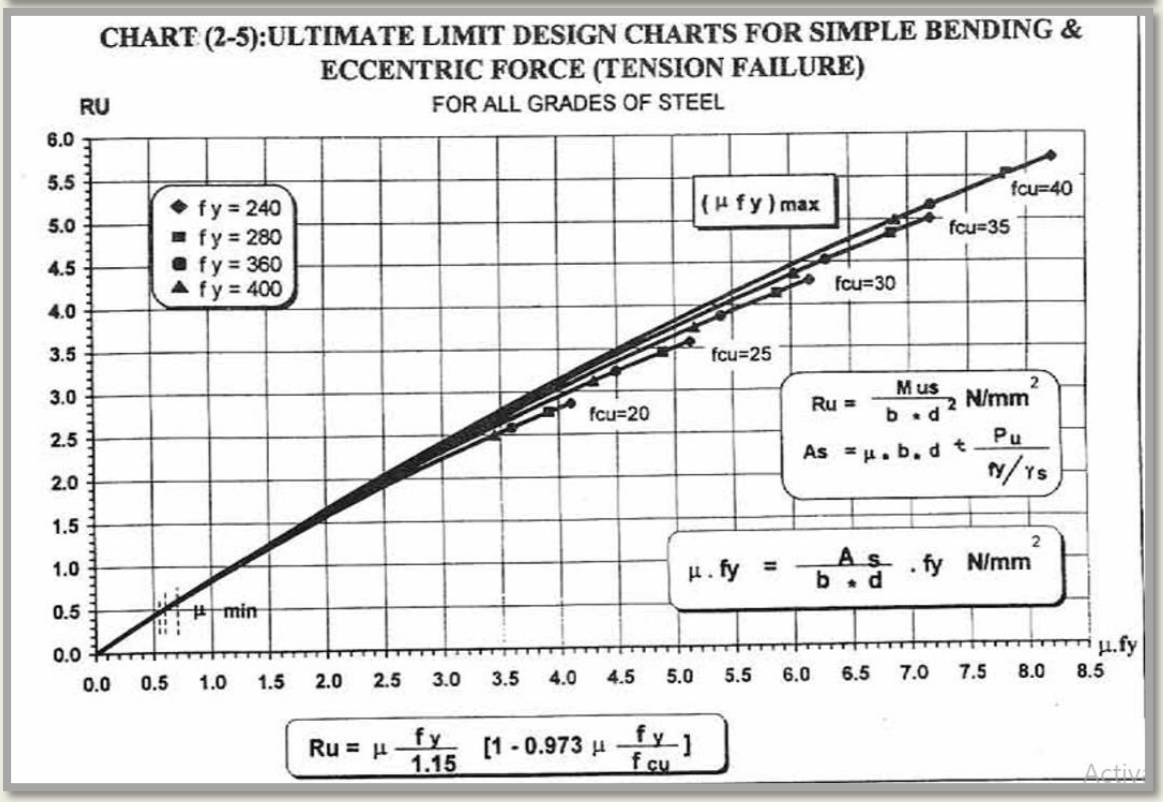
$$\frac{M_u}{b * d^2} = \mu * \frac{f_y}{1.15}\left(1 - 0.9734 * \mu * \frac{f_y}{f_{cu}}\right) \quad For \quad R = \frac{M_u}{b * d^2}$$

$$R = \mu * \frac{f_y}{1.15}\left(1 - 0.9734 * \mu * \frac{f_y}{f_{cu}}\right)$$

1. يتم ايجاد قيمه $R_u = \frac{M_u}{b*d^2}$
2. من قيمه R_u يمكن الحصول على نسبه التسليح المطلوبه لمقاومه العزم μ .
3. ايجاد قيمه التسليح المطلوبه $A_s = \mu * b * d$.
4. فى حاله استخدام القوانين السابقه يتم التأكد من نسب التسليح القصوى و الدنيا ولكن فى حاله استخدام المنحنى لا يتم التأكد من ذلك حيث ان المنحنى مرسوم بين تلك النسب .

- **هناك طرق اخرى فى التصميم مثل ω – R و υ – R فجميعهم بنفس الافكار**





الطرق المختلفه فى التصميم :-

قبل معرفه الطرق المختلفه فى التصميم لا بد من معرفه انواع الاحمال المؤثره على المنشأت فهناك نوعان من الاحمال

احمال عابره (غير مستقره)	احمال دائمه
احمال الحيه L.L . احمال الرياح W . احمال الزلازل S . احمال الضغوط الجانبيه للسوائل والاتربه E . 	احمال ميته و هى تشمل الاحمال الذاتيه للمنشأ بالاضافه الى الاحمال الثابته من الاحمال الحيه مثل المعدات فى المصانع او المنازل او المستشفيات

يسمح الكود المصري بالتصميم بطريقتين :

1) طريقه المرونه او اجهادات التشغيل Elastic (working stress) :-

- هى طريقه مبنيه علي نظريه المرونه والتى يتم تصميم القطاعات فيها بحيث لا تتعدى قيم الاجهادات المسموح بها (allowable stress) سواء فى الضغط او فى الشد او في القص طبقا لقيم الكود المسموح بها

و يطلق على هذه الطريقه العديد من الاسماء :

1- طريقه اجهادات التشغيل (working stress) لانها تستخدم الاجهادات المسموح بها للعناصر فى التصميم .
2- طريقه احمال التشغيل (un factored method OR service Load) حيث يصمم المنشا على الاحمال الفعليه الواقعه عليه فعليا دون اى تكبير في الاحمال .

- وتعرف احمال التشغيل بانها الاحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل و التى تكون احتمالات الزياده بها لاتزيد عن 5% و تشمل الاحمال الحيه والدائمه و قوى الرياح والزلازل و ضغط التربه و ...
- تؤخذ معاملات خفض المقاومه للخرسانه وصلب التسليح لجميع حالات حدود التشغيل التى تشمل الترخيم و التشكل و التشرخ كما يلى

$$\gamma_c = \gamma_s = 1$$

- قيم الاحمال والافعال فى حاله التصميم بطريقه المرونه وايضا لحالات حود التشغيل تؤخذ الاحمال كما يلى

$$D+L \;\&\; D+L+W \;\&\; D + \frac{\alpha L}{1.2} + \frac{S}{1.4}$$

وفى حاله ما اذاكانت الاحمال الدائمه تؤدى الى ثبات المنشأ تؤخذ الاحمال كما يلى

$$0.9D \;\&\; 0.9D+W \;\&\; 0.9D + \frac{S}{1.4}$$

2) طريقه حالات الحدود Limit states design :-

يتم استخدام معاملات امان كافيه فى تلك الطريقه لاحمال وافعال التشغيل للحصول على الاحمال والافعال القصوى ويؤخذ عند حساب هذه الحدود كافه العوامل التى تؤثر سلبا على مقدره المنشأ فى مقاومه الاحمال الناتجه عن عوامل تخفيض لمقاومات المواد و التفاوتات المقبوله سواء فى التنفيذ او فى الحسابات على الا تتجاوز الحدود المسموح بها و يمكن تحديد حالات الحدود على النحو التالى :

ا- حاله حد المقاومه القصوى Ultimate Strength Limit State :

وهو حساب المقاومه القصوى لقطاعات معرضه لعزوم انحناء او قوى لامركزيه ولقطاعات معرضه لقوى قص ولقطاعات معرضه لعزوم لى و مقاومه التحميل او الارتكاز و التحقق من مقاومه التماسك و من ضمن الفروض الاساسيه هو ان توزيع الانفعالات على القطاع توزيعا خطيا فى كل العناصر عدا الكمرات العميقه فيكون توزيع الانفعالات غير خطى

في هذه الطريقه يتم استخدام معاملات امان كافيه للاحمال للحصول على القيم القصوى وذلك على النحو التالى :

1- للعناصر المعرضه لاحمال حيه والتى يمكن فيها اهمال تأثير احمال الرياح والزلزل يؤخذ الحمل الاقصى

$$1.4D+1.6L$$

2- فى حاله ما اذا كان الحمل الحى لا يزيد عن 75% من قيمه الاحمال الدائمه يؤخذ الحمل الاقصى

$$1.5(D+L)$$

3- فى العناصر المعرضه لاحمال حيه بالاضافه الى الاحمال الناشئه عن الضغوط الجانبيه نتيجه للسوائل او الاتربه E يؤخذ الحمل الاقصى

1.4D+1.6(E+L)

اما فى حاله الضغوط الجانبيه للسوائل المحصوره داخل عناصر محدده الابعاد مثل الخزانات

1.4D+1.6L+1.4E

بشرط لا تقل القيمتان عن 1.4D+1.6L

4- فى حاله احمال الرياح W والزلازل S يؤخذ الحمل الاقصى القيمه الاكبر للمعادلتين ولا تقل عن المعادله الاولى

0.8(1.4D+1.6L+1.6W) & 1.12D + αL + S

بشرط لا تقل القيمتان عن 1.4D+1.6L

سكنى	**α**=0.25
مبانى عامه (مخازن غير رئيسيه و الاسواق التجاريه والمدارس و المسارح و المستشفيات وجراجات ملاكى)	**α**=0. 5
منشات محمله باحمال حيه لفتره طويله (المكتبات وجراجات عربات الركوب و العربات السياحيه و المخازن الرئيسيه)	**α**=1

5- فى حاله ما اذا كانت الاحمال الدائمه تؤدى الى زياده ثبات المنشأ

0.9D & 0.9D+1.6E & 0.9D+1.3W & 0.9D+S

و فى حاله الضغوط الجانبيه للسوائل المحصوره داخل عناصر محدده الابعاد مثل الخزانات

0.9D+1.4E

6- عند حساب تأثير تغييرات درجه الحراره وفروق الهبوط والزحف و الانكماش T يؤخذ الحمل الاقصى

0.8(1.4D+1.6L+1.4T)

بشرط لا يقل عن 1.4(D+L)

7- تؤخذ معاملات خفض لمقاومه الخرسانه (Reduction factor) $\gamma_c = 1.5$ و لصلب التسليح $\gamma_s = 1.15$ للتأثيرات التاليه :

(قوى الشد المحوريه و اللامركزيه ، عزوم الانحناء ، قوى القص وعزوم اللى ، الارتكاز ، التماسك)

و فى حاله عزوم الانحناء المصحوبه بقوى ضغط محوريه (ضغط لا محورى) تؤخذ معاملات الخفض كالتالى :

$$\gamma_c = 1.5\left\{\left(\frac{7}{6}\right) - \frac{\left(\frac{e}{t}\right)}{3}\right\} \geq 1.5 \quad \& \quad \gamma_s = 1.15\left\{\left(\frac{7}{6}\right) - \frac{\left(\frac{e}{t}\right)}{3}\right\} \geq 1.15$$

حيث : $\left(\frac{e}{t}\right) \geq 0.05$

ب- حالات حدود التشغيل :

1- حالات حدود التشكل والترخيم : الحالات التى تضمن عدم حدوث تشكلات او ترخيم تتجاوز الحدود المسموح بها .

2- حالات حد التشرخ : الحالات التي تضمن عدم حدوث شروخ يؤثر سلبيا على كفاءه المنشا او على المظهر الخارجى

$$\gamma_c = \gamma_s = 1$$

ج- حاله حد الاستقرار (Stability) :

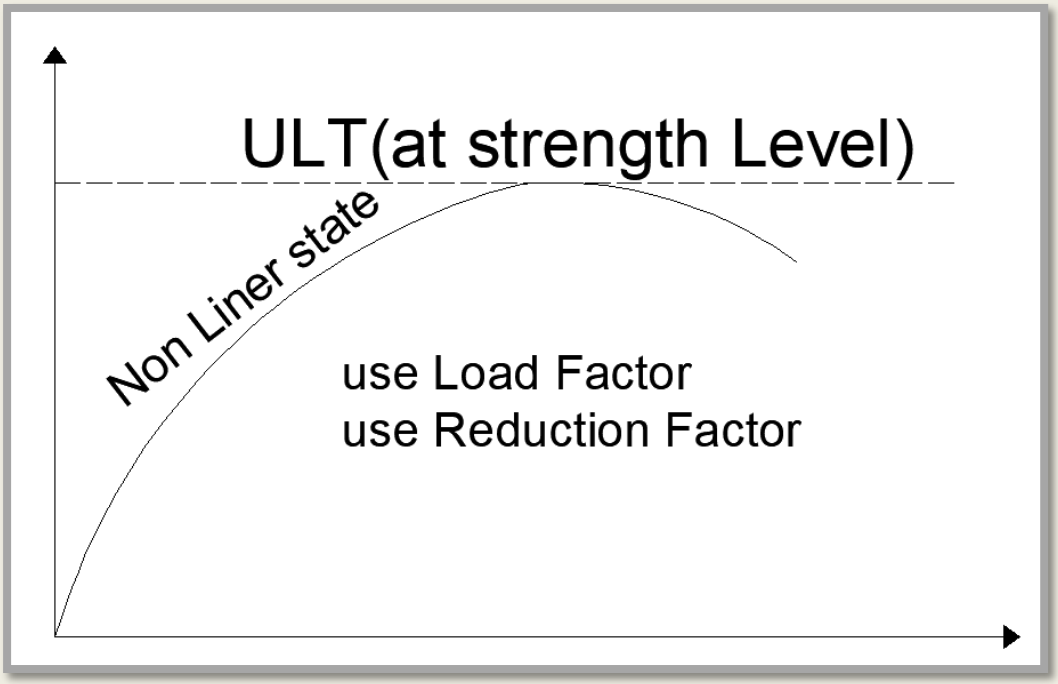
الحد الذى يضمن عدم حدوث انهيار ناتج عن الانبعاج (Buckling) او انقلاب (Overturning) او طفو (Uplift) او انزلاق (Sliding) للمنشأت .

- **شرح مبسط لما سبق :-**

يوجد ثلاث طرق للتصميم :

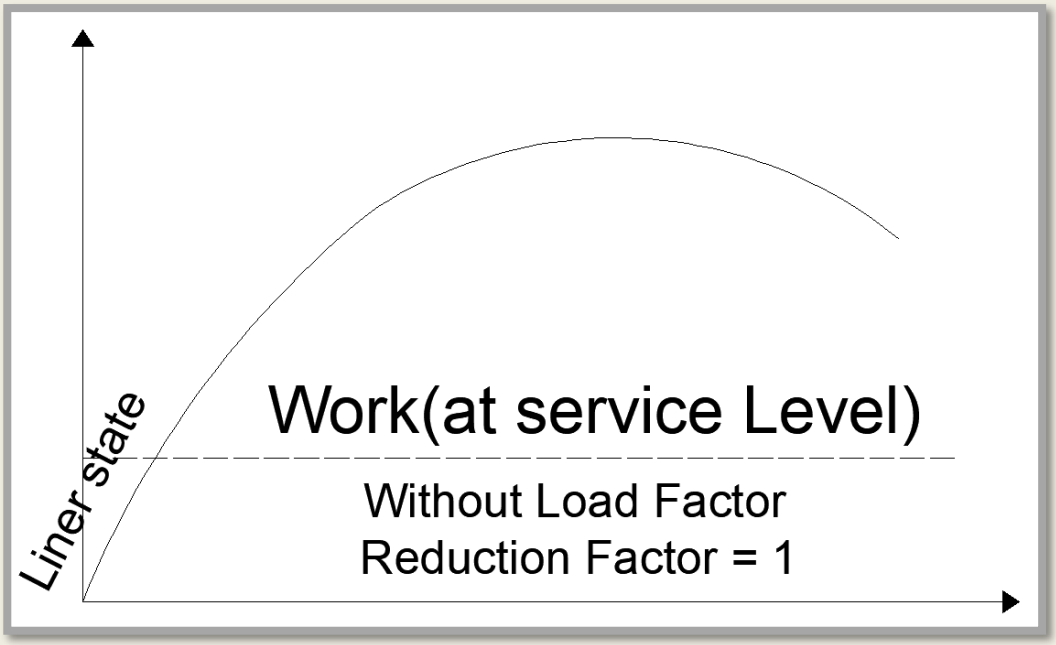
1. طريقه حاله حد المقاومه القصوى Ultimate Strength Limit State :-

في هذه الطريقه يتم استخدام معاملات امان كافيه للاحمال للحصول على القيم القصوى و تؤخذ معاملات خفض لمقاومه الخرسانه و التسليح (Reduction factor) بالقيم المحدده .



2. طريقه اجهادات التشغيل

في هذه الطريقه لا يتم استخدام معاملات امان للاحمال و لا تؤخذ معاملات خفض لمقاومه الخرسانه و التسليح ولكن يتم التصميم على الاحمال و الاجهادات الحقيقيه F_{all}

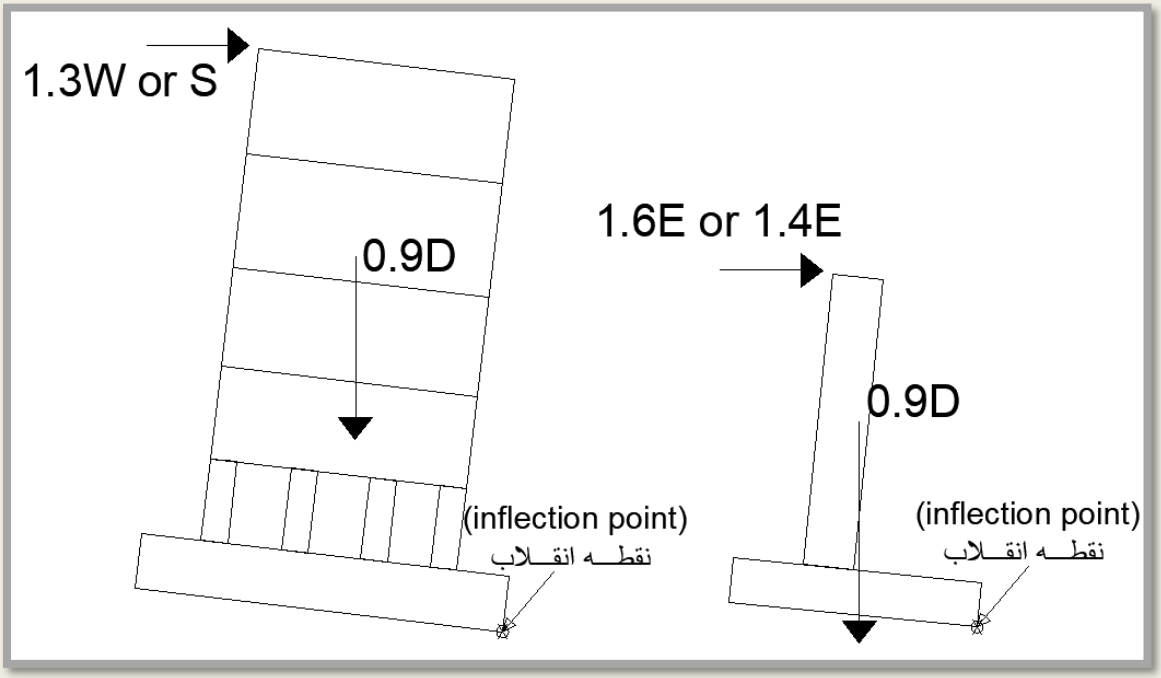


3. طريقه حالات الحدود Limit states design

هذه الطريقه خليط من الحالتان السابقتان فيتم استخدام طريقه الحاله القصوى للقطاعات المعرضه لعزوم انحناء او قوى لامركزيه ولقطاعات معرضه لقوى قص ولقطاعات معرضه لعزوم لى و مقاومه التحميل او الارتكاز و التحقق من مقاومه التماسك ويتم استخدام طريقه اجهادات التشغيل وذلك فى حدود التشغيل التى تشمل الترخيم و التشكل و التشرخ و الاهتزازات ويرجع السبب الى استخدام تلك الطريقه لتلك الحالات انها لا تسبب انهيار للعنصر الخرسانى ولكن الانهيار نتيجه عدم تصميم القطاع لتحمل العزوم والتى تم التصميم فيها على الحاله القصوى فلا بد من العلم ان السبب فى تصميم القطاع نتيجه الترخيم وغيره وذلك للمنظر العام فقط وليس نتيجه الانهيار وذلك يحدث تحت احمال التشغيل و لكن اذا وصل الحمل الى الحاله القصوى ينهار القطاع و لا حاجه لنا للمنظر العام عند الانهيار لذلك يتم تصميم القطاع للترخيم وغيره على الحاله التشغيليه للمنشأ (Serviceability) ويتم استخدام طريقه حد الاستقرار (Stability) وهو الحد الذى يضمن عدم حدوث انهيار ناتج عن الانبعاج (Buckling) او انقلاب (Overturning) او طفو (Uplift) او انزلاق (Sliding) للمنشأت وذلك الحاله تنطبق على الحاله القصوى و الحاله التشغيليه للمنشأ

- **بعض الاسباب لوضع قيم معاملات الاحمال :**

عند وجود زلزال يحدث Uplift للمنشأ نتيجه الحركه الافقيه الناتجه عن قوه الزلزال فالحاله القصوى Critical case التى يمكن الحصول عليها لضمان عدم حدوث Uplift للقاعده فهى عند ازاله الحمل الحى وايضا عند تقليل قيمه D.L نتيجه اخطاء التنفيذ مثلا سقف بسمك 22 سم تم صبه بسمك 20 سم لذلك تم تخفيضه بمقدار 10% ليصبح 0.9D.L حيث ان تلك الحاله هي القصوى ULT حيث انها اقصي حاله لحدوث Uplift للمنشأ لتصبح المعادله كالتالى 0.9D+S وكذلك فى حاله احمال الرياح 0.9D+1.3W وكذلك فى حاله الضغوط الجانبيه للسوائل والاتربه 0.9D+1.6E او 0.9D+1.4E وذلك كما ذكرنا سابقا فى حاله الضغوط الجانبيه للسوائل المحصوره داخل عناصر محدده الابعاد مثل الخزانات



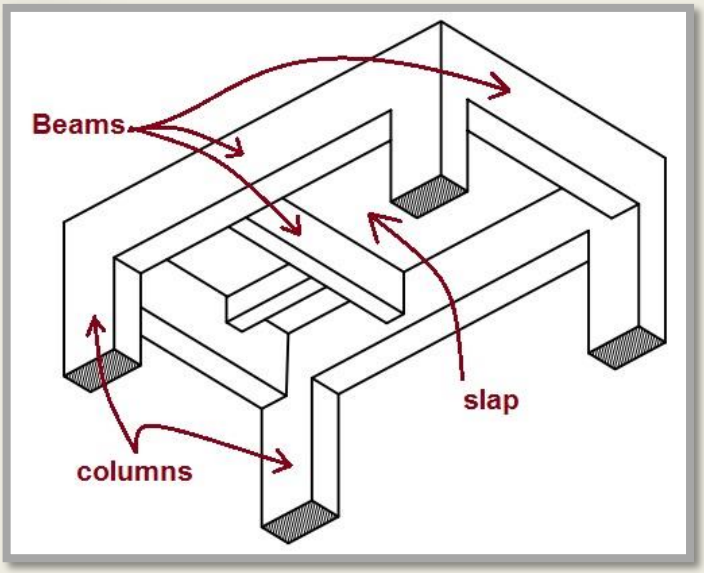
نلاحظ ايضا عند وجود اكثر من حمل عابر يتم تخفيضهم حيث من الصعب تجميع اكثر من حمل عابر فى نفس اللحظه او من الممكن ولكن بقيمه اقل ويتضح ذلك فى المعادله التاليه 0.8(1.4D+1.6L+1.6W) & 1.12D + αL + S

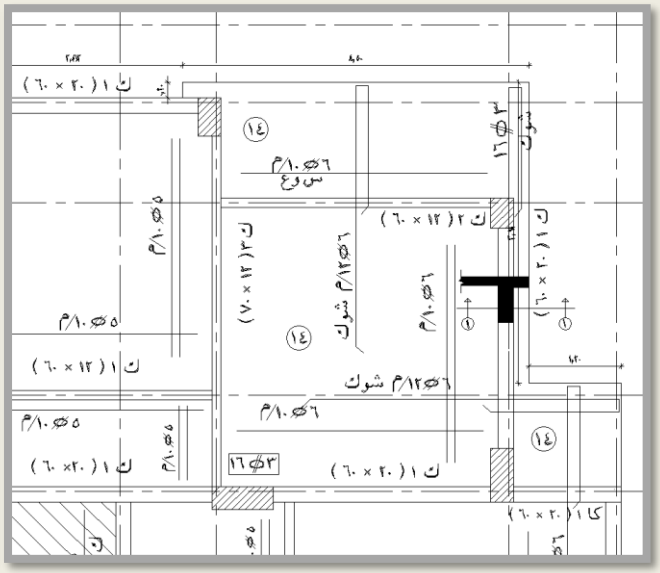
الباب الثانى

الانظمه الانشائيه

- **Solid slap**

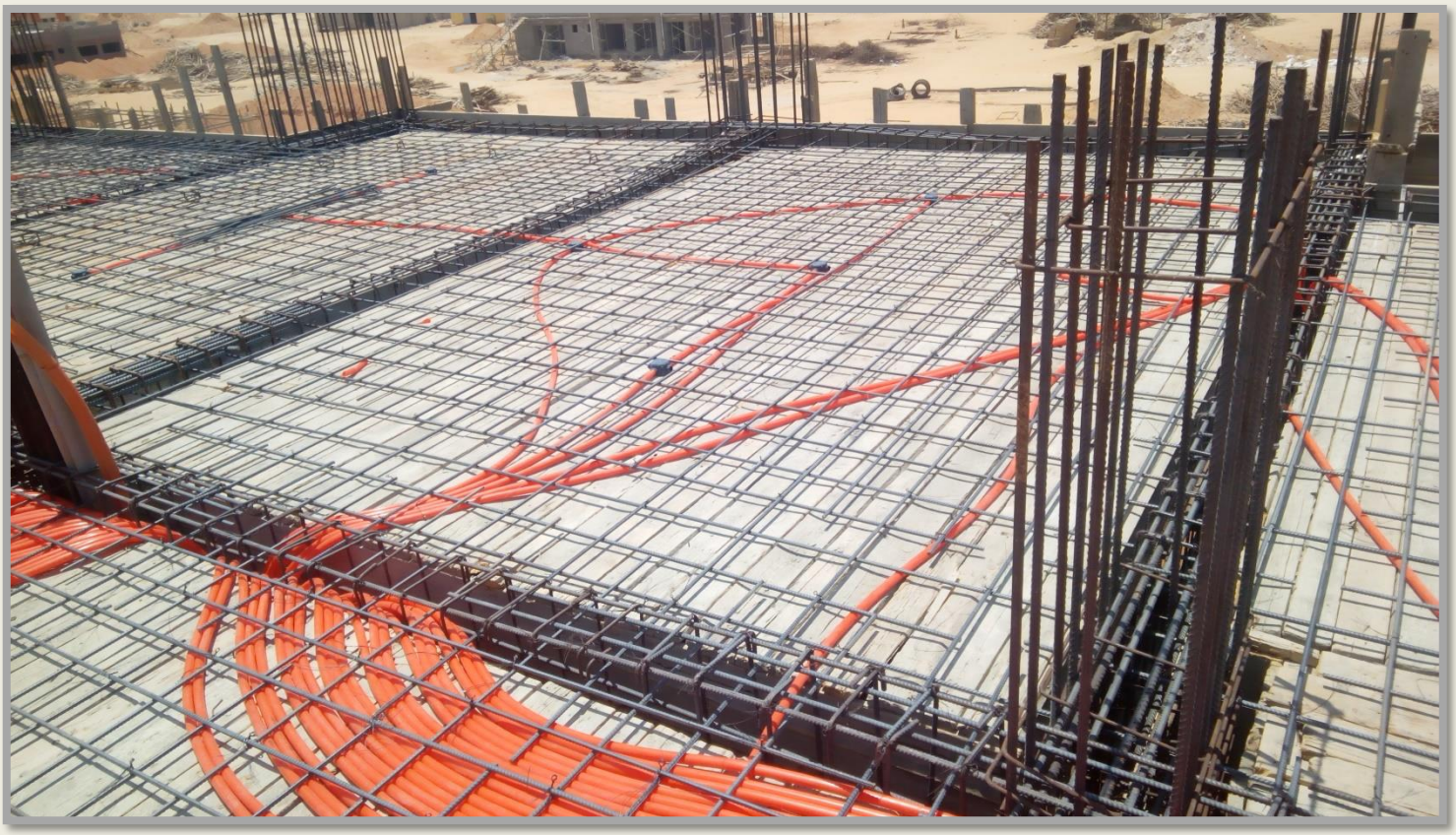
- هي عباره عن بلاطات محموله على كمرات و الكمرات محموله على الاعمده





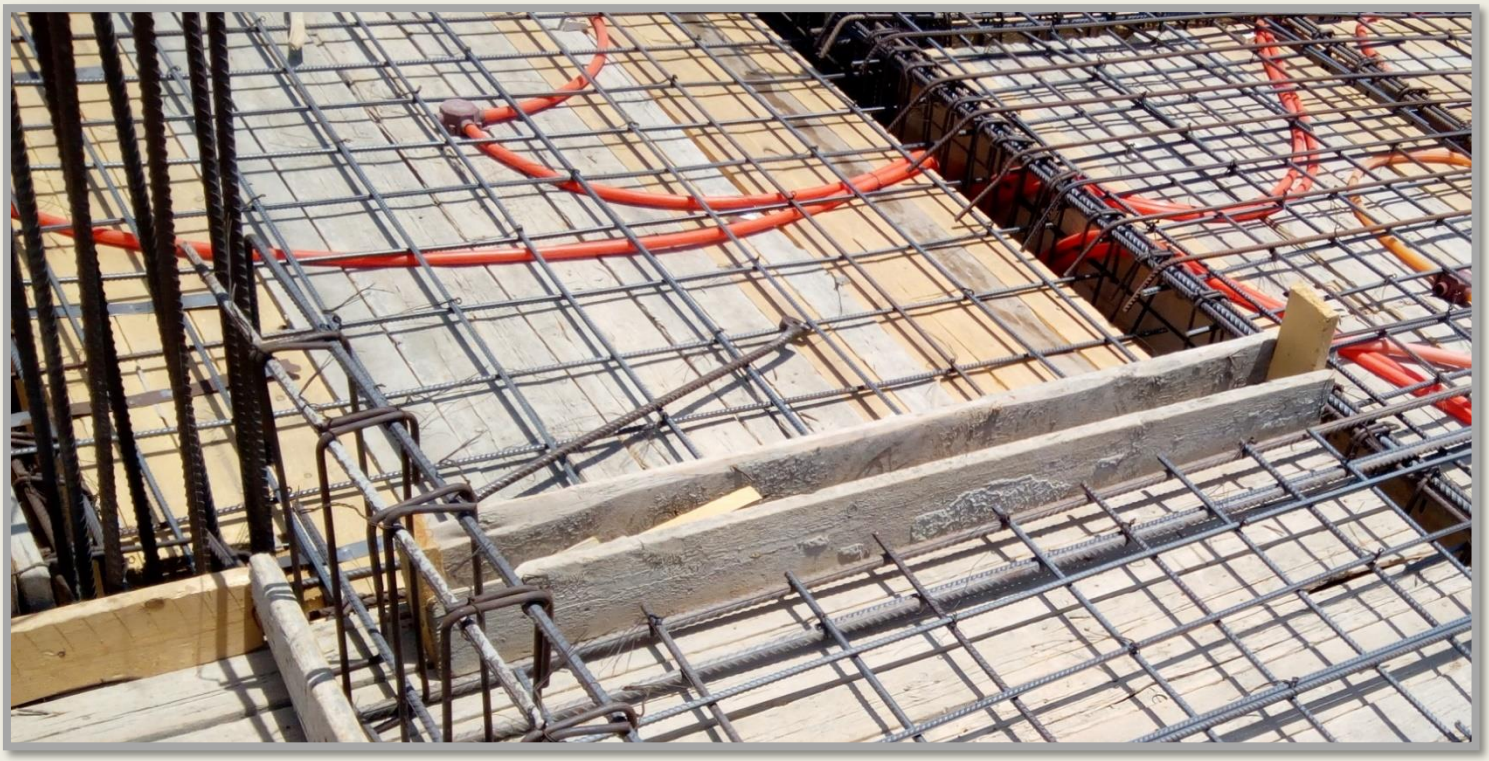
- تتميز بقله التكلفه حيث انها تحتوى على رقه سفليه فقط من الحديد و سوف نذكر ذلك تفصيلا فى التصميم وايضا تجعل وزن المنشأ خفيف مما يقلل من الاحمال الجانبيه و مقاومتها للاحمال الجانبيه جيده .
- من عيوبها (صعوبه التنفيذ بسبب سقوط الكمرات، وجود كمرات ساقطه تعيب من الشكل المعمارى ، لا يمكن تغيير اماكن الحوائط)

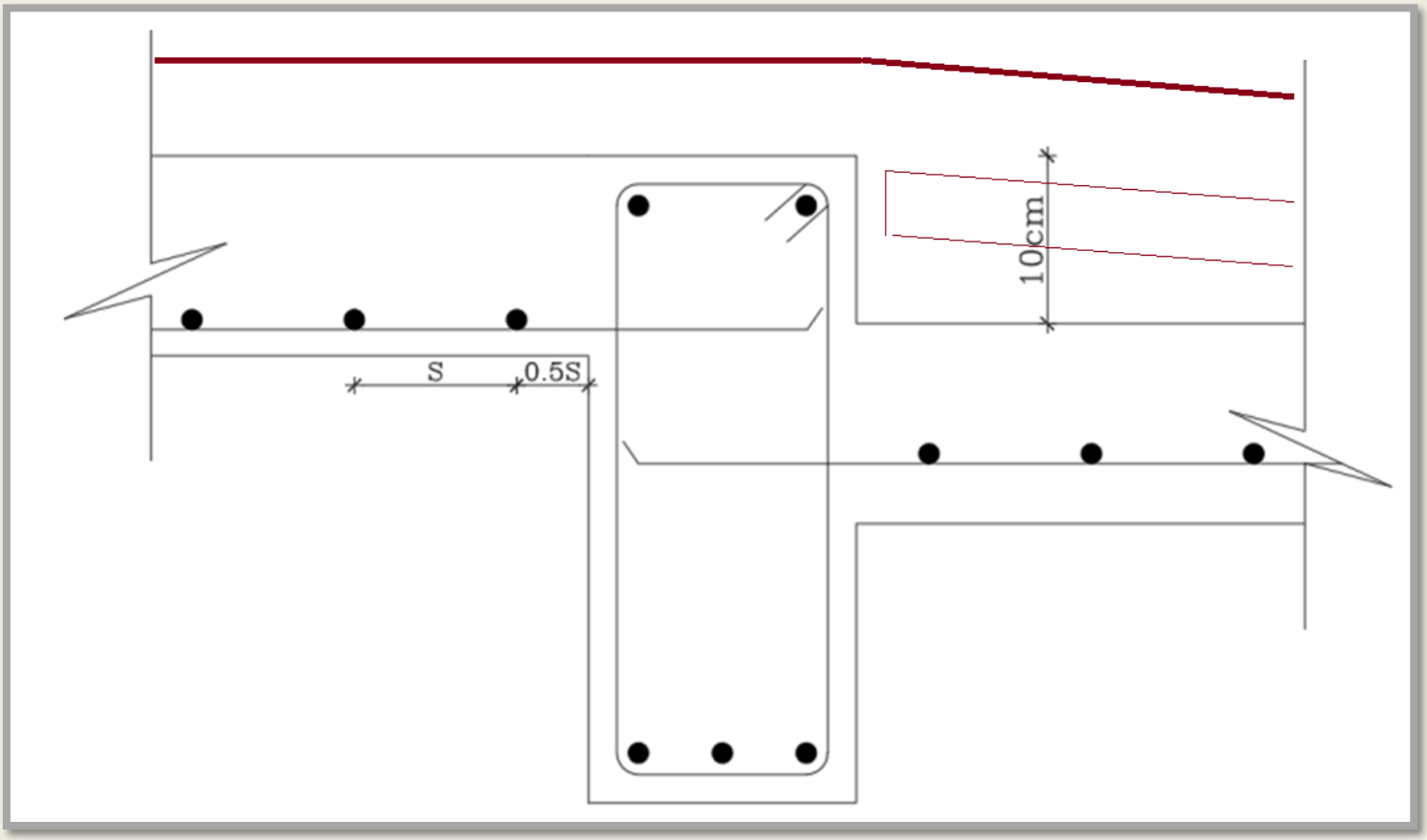
بلاطه
كمره ساقطه



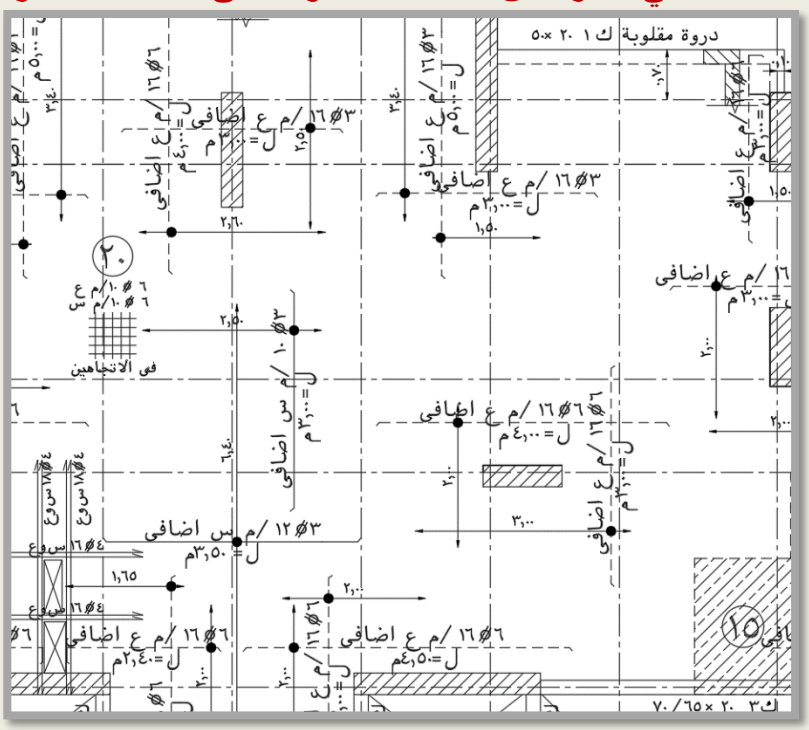
يستخدم فى البحور تقريبا اقل من 7 م او مساحه اقل من 35م2 و الذى يحكم الامر هو Deflection

- الحماما فى السولد :-

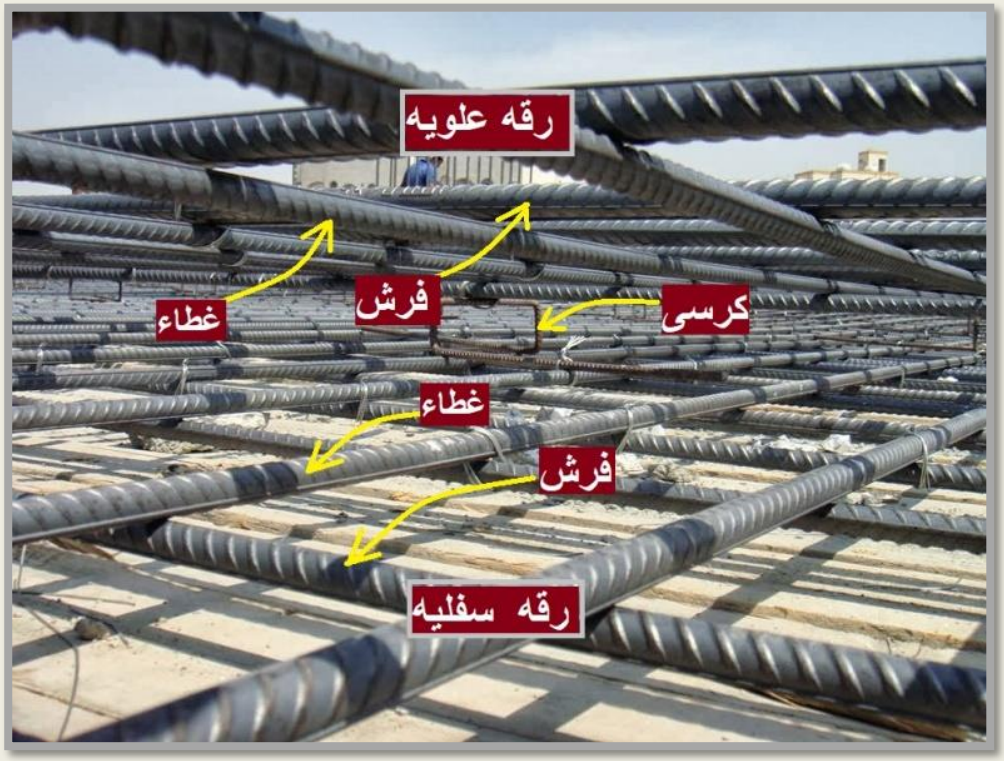


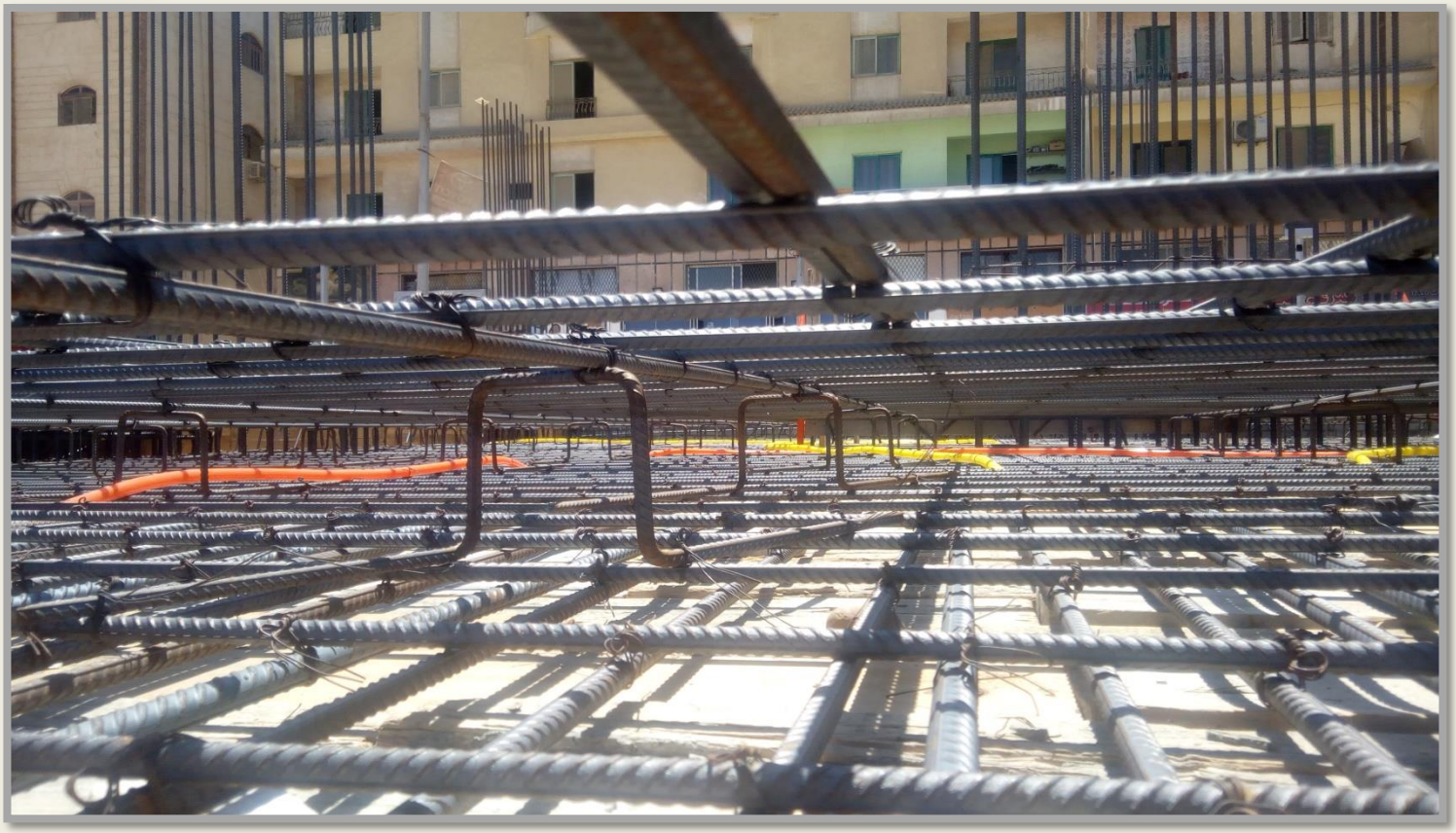

10cm
S
0.5S

- **Flat slap**
  - هي عباره عن بلاطات محموله على الاعمده مباشره

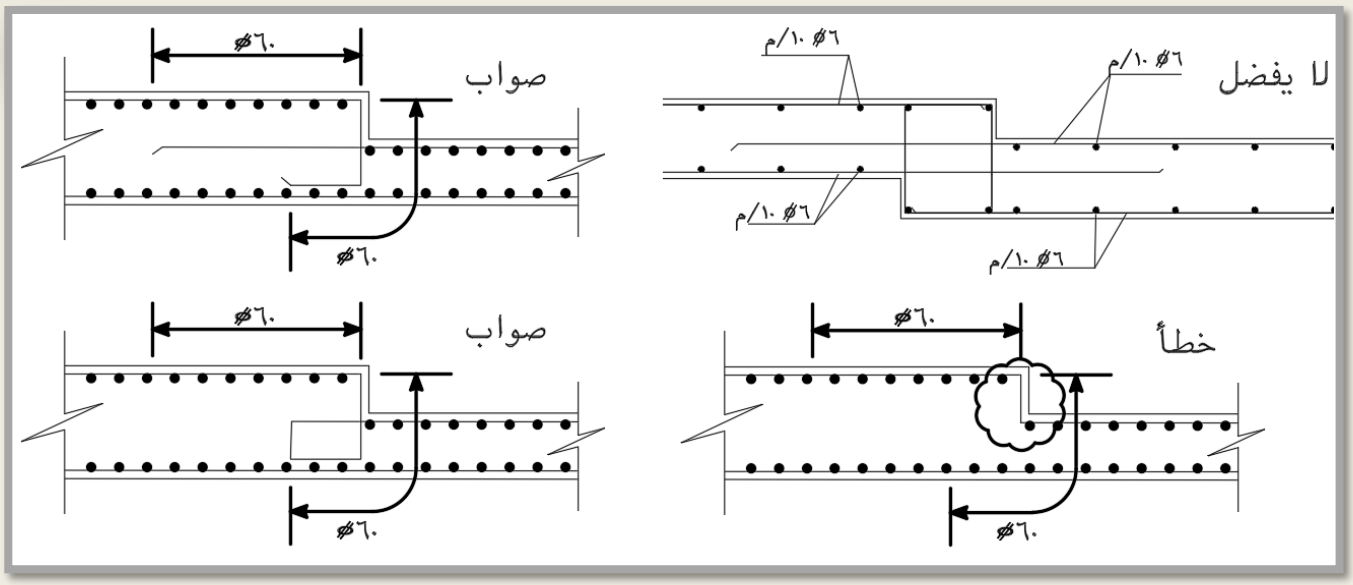


- تتميز بسهوله تنفيذ الشده الخشبيه و عدم وجود كمرات تشوه الشكل المعمارى و وضع الحوائط فى اى مكان على البلاطه مباشره
- من عيوبها (التكلفه عاليه بسبب وجود رقتين تسليح وكبر سمك البلاطه وذلك يؤدى الى زياده وزن المنشأ و مقاومتها للاحمال الجانبيه ضعيفه)
- تحمل الرقه او الشبكه العلويه على كراسى .
- يستخدم فى البحور تقريبا اقل من 12 م .

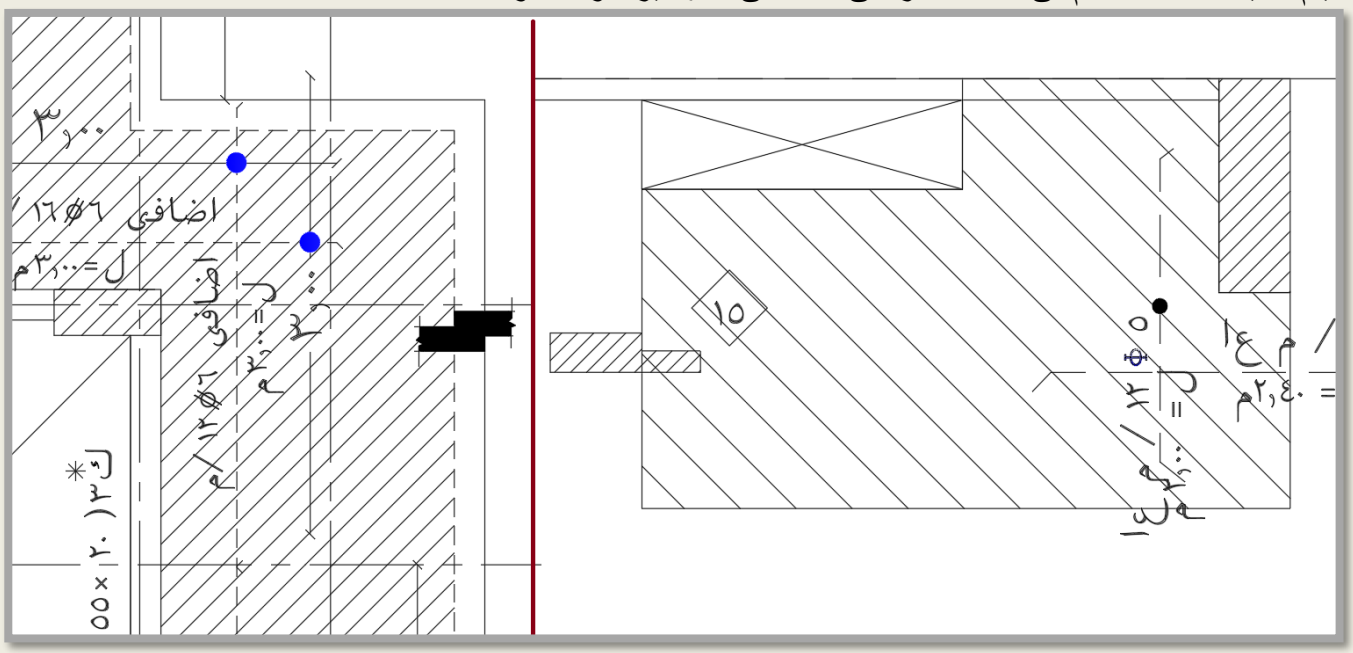




- هناك نوعان من تهبيط بلاطه الحمام كتهبيط البلاطه باكملها وهذا لا يفضل او تقليل سمك البلاطه مع مراعات ان لا تقل سمك البلاطه عن المسموح به 15mm .

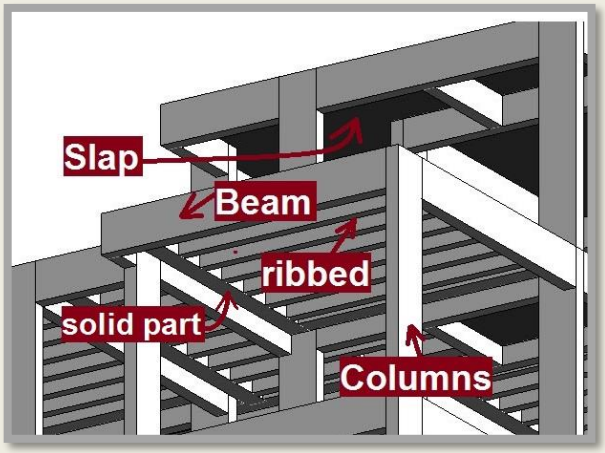


- يتم تمثيل بلاطه الحمام فى المسقط الراسى للانشائى بالتهشير حول حدودها

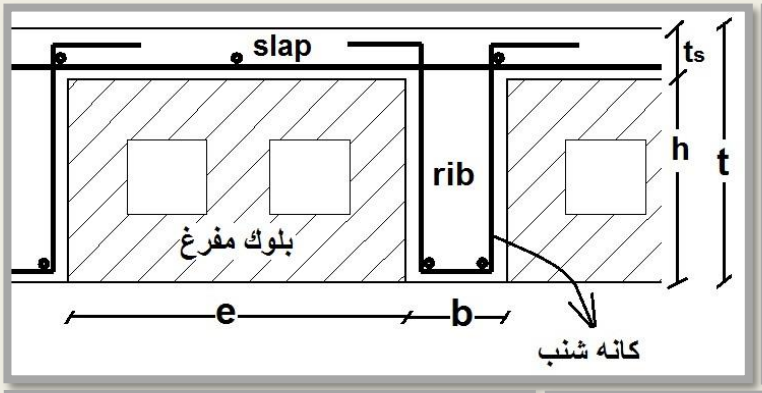


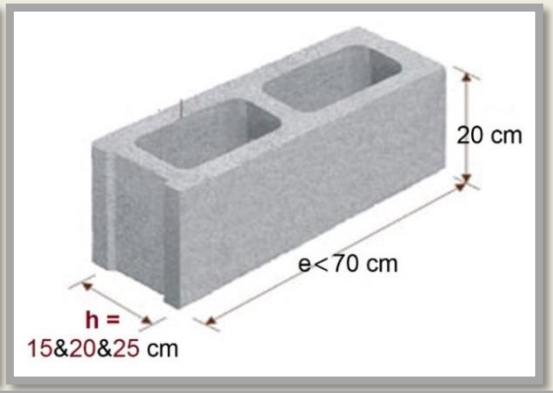
Design Of Hollow Block Slab

- عباره عن بلاطه محموله على اعصاب والاعصاب محموله على كمرات (مدفونه او ساقطه) والكمرات محموله على الاعمده .



- تتميز ب (تغطيه مساحات كبيره ، قله التكلفه بالنسبه للمساحات الكبيره حيث انها تحتوى على بلوكات مفرغه توفر فى حجم الخرسانه واسياخ التسليح ، يمكن وضع الحوائط فى اى مكان اذا اخذ فى الاعتبار ذلك فى التصميم ، توضع الكمرات المدفونه فى اى مكان حيث انها تكون مخفيه مع البلاطه ، سهوله التنفيذ ورص البلوكات)
- من عيوبها (قله العماله ، لابد من توفر البلوك المطلوب قبل التصميم ، صعوبه التنفيذ بسبب سقوط الكمرات ان وجدت ، سمكها كبير يقلل من ارتفاع الدور ، لا تصلح فى الحرارات العاليه مثل الافران و لا تصلح اذا كان)

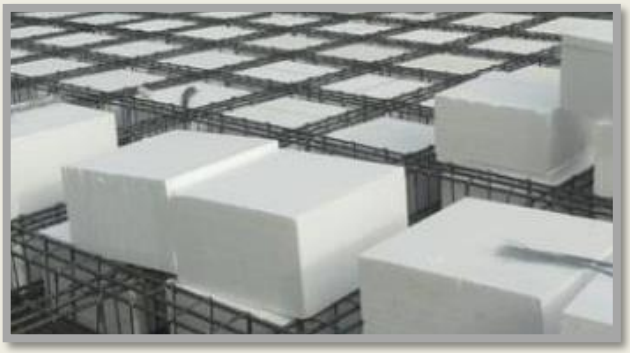




- يوجد نوعان من البلوكات :

1- بلوك اسمنتى :

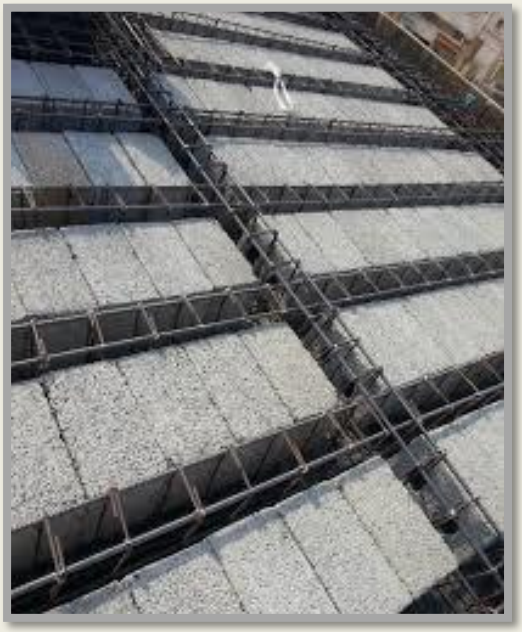
2- بلوك فوم : يجب ان يكون اسفل الفوم طبقه من المونه الاسمنتيه حتى نتمكن من محاره السقف .



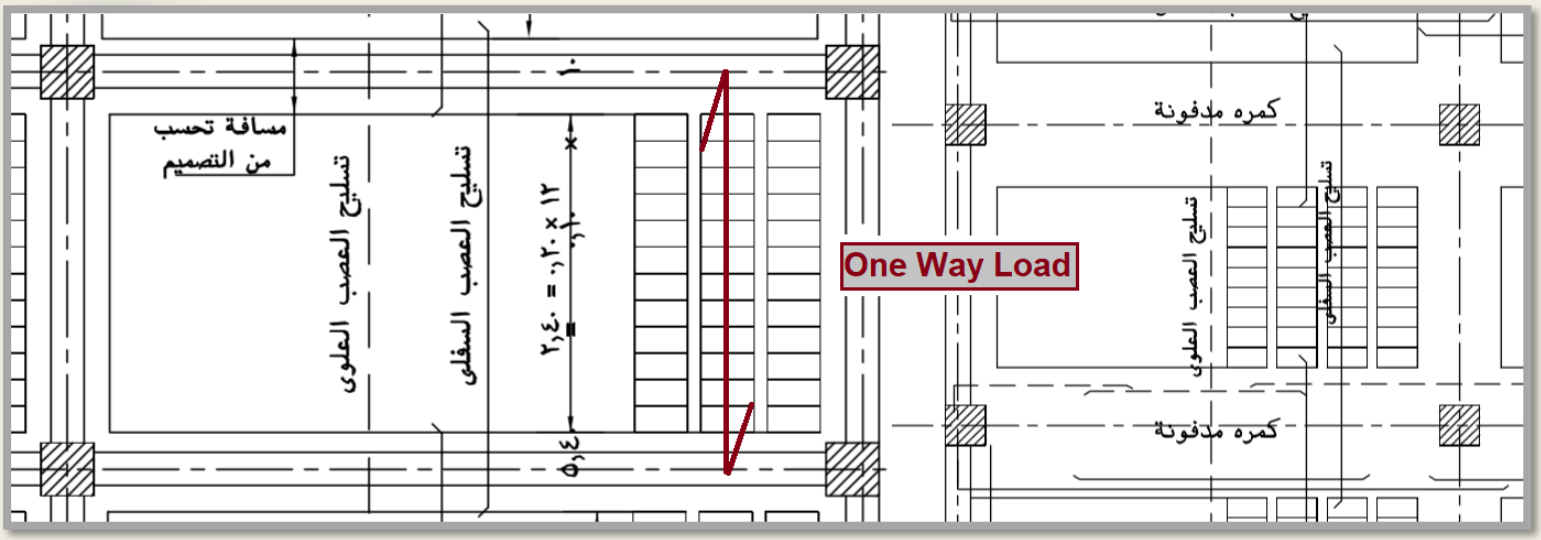
- يوجد نوعان من البلاطه من حيث توزيع الاحمال :-

يتم تحديد نوع البلاطه حسب اتجاه الاعصاب

1- One way slap (الاعصاب فى اتجاه واحد) :

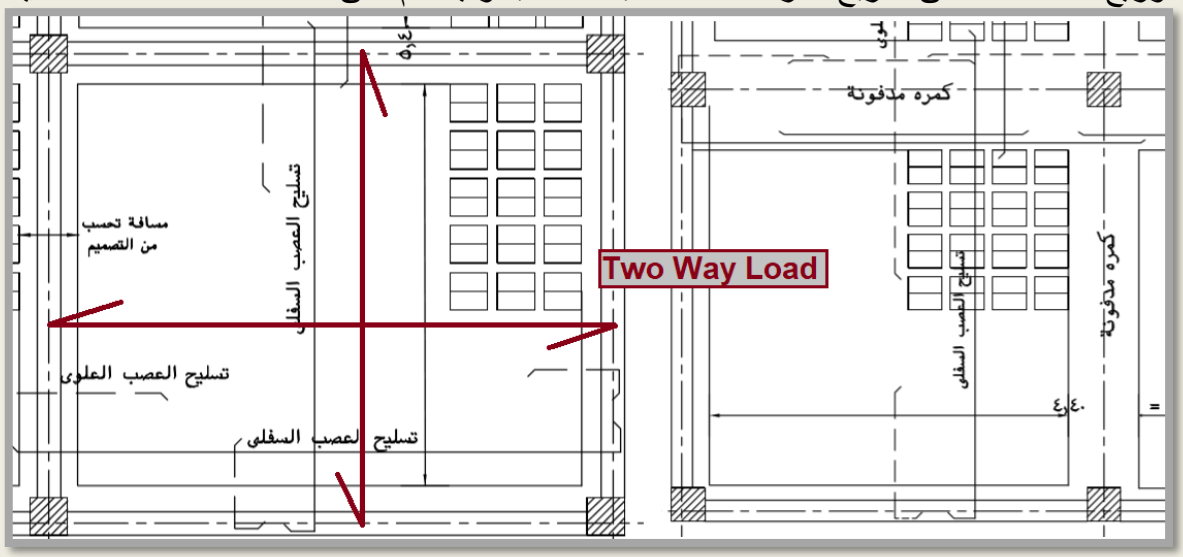


- فى هذه الحال يتم توزيع الحمل كله على كمرتين فقط و يصمم على ذلك اذا كانت الاحمال منخفضه اوالبحور قليله حيث انها نسبه و يتم تحديدها حسب نسبه البلوكات فى المسطح .



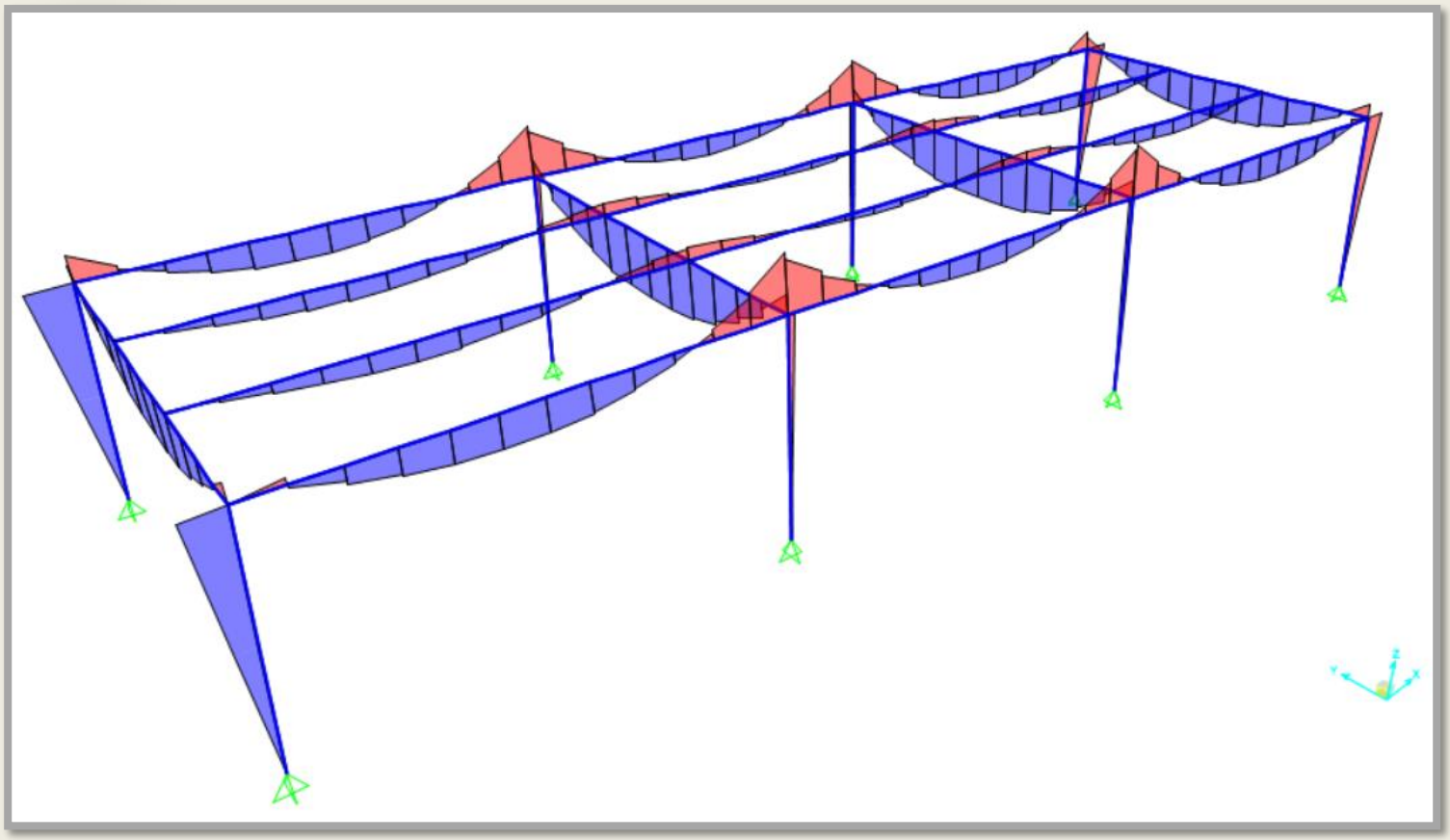
2- two way slap (الاعصاب فى الاتجاهين) :

- فى هذه الحال يتم توزيع الحمل كله على الاربع كمرات المحاطه بالاعصاب و يصمم على ذلك اذا كانت الاحمال عاليه اوالبحور .



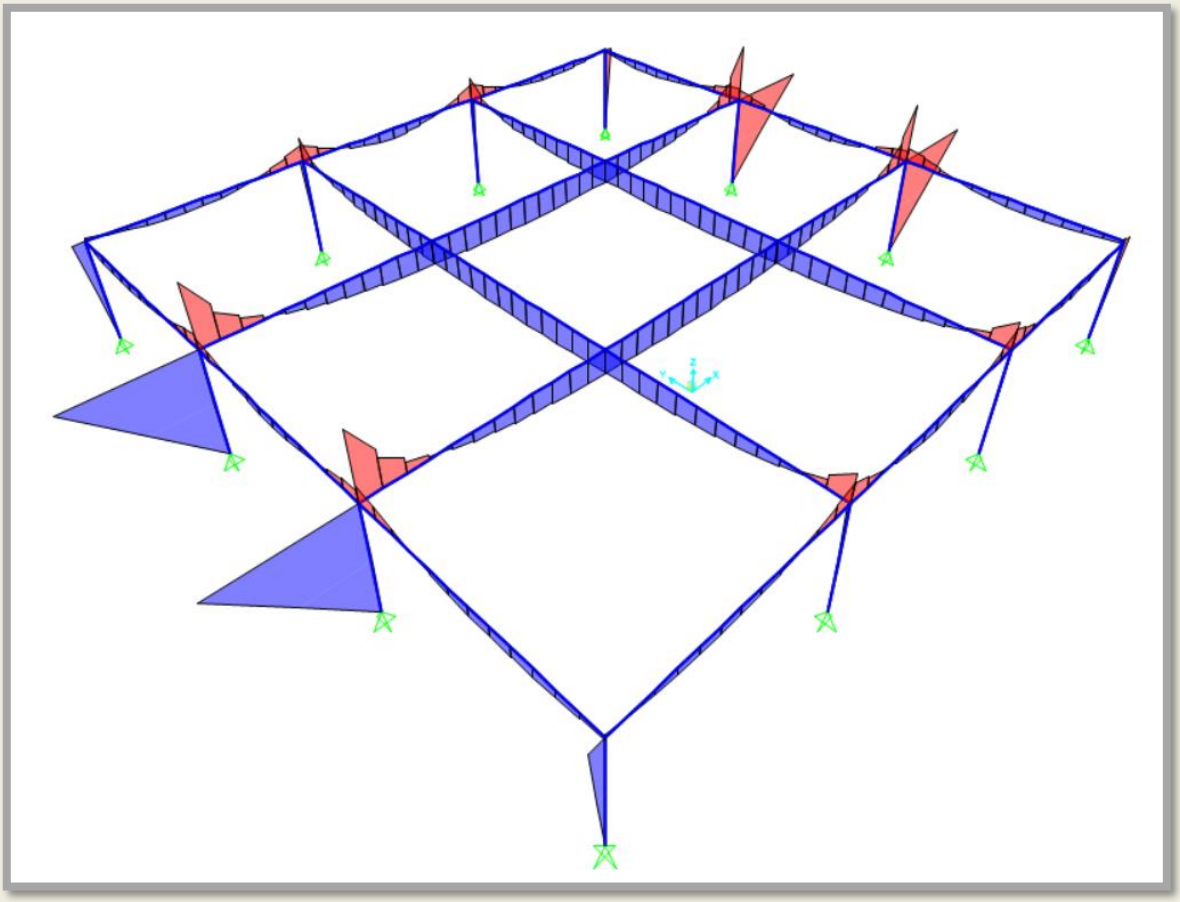
- -: Waffel Slab

- -: Frames

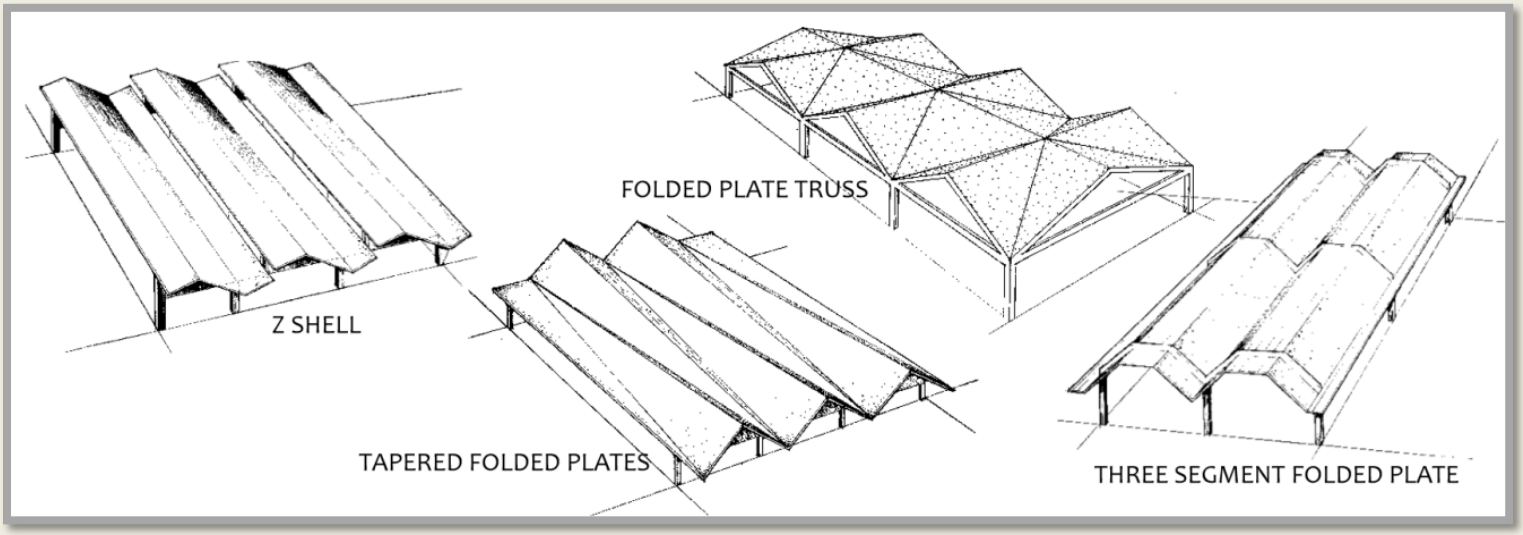


- -: Frames+ARC Slab

- -: Panelled Beam



- -: FOLDED PLATE



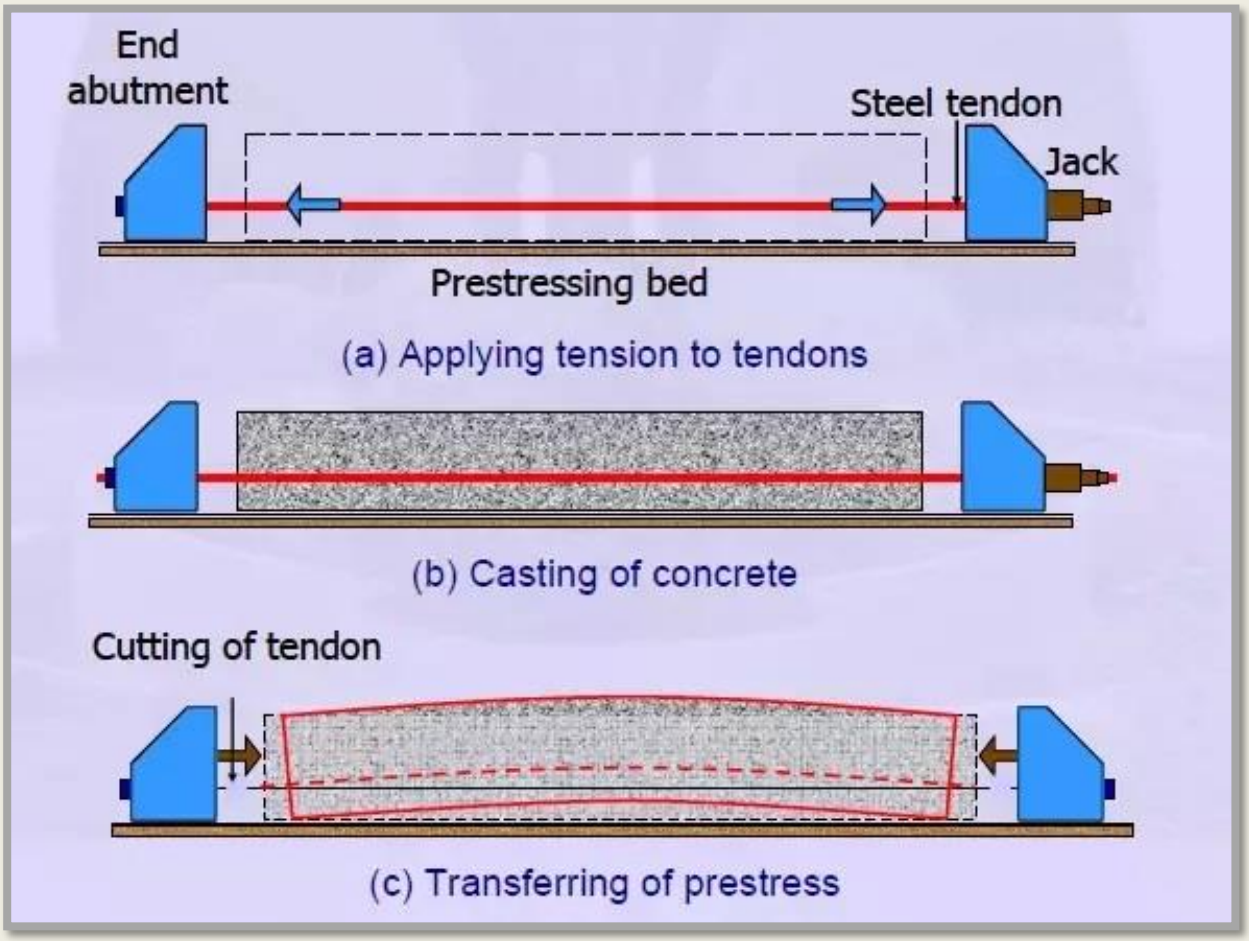
- **ينقسم هذا النوع من الخرسانه لنوعين :-**

- خرسانه ذات شد سابق (Pre-tensioned Concrete) :
- فى هذا النوع يتم فرد الكابلات وشدهم اولا قبل الصب ثم يتم الصب حتى ان تصل الخرسانه الى المقاومه المطلوبه بعد 28 يوم ثم يتم قطع الكابلات من النهايات لتؤثر على القطاع بقوه ضغط .
- هذا النوع من الخرسانه يتم تنفيذه فى مصانع خاصه بذلك والعناصر الشائعه التى يتم تصنيعها :

1. Hollow Core Slab

2. كمرات الكبارى او الجراجات و بعض المنشأت الخاصه :

RWN T5
RWN T3


End abutment
Steel tendon
Jack
Prestressing bed
(a) Applying tension to tendons
(b) Casting of concrete
Cutting of tendon
(c) Transferring of prestress

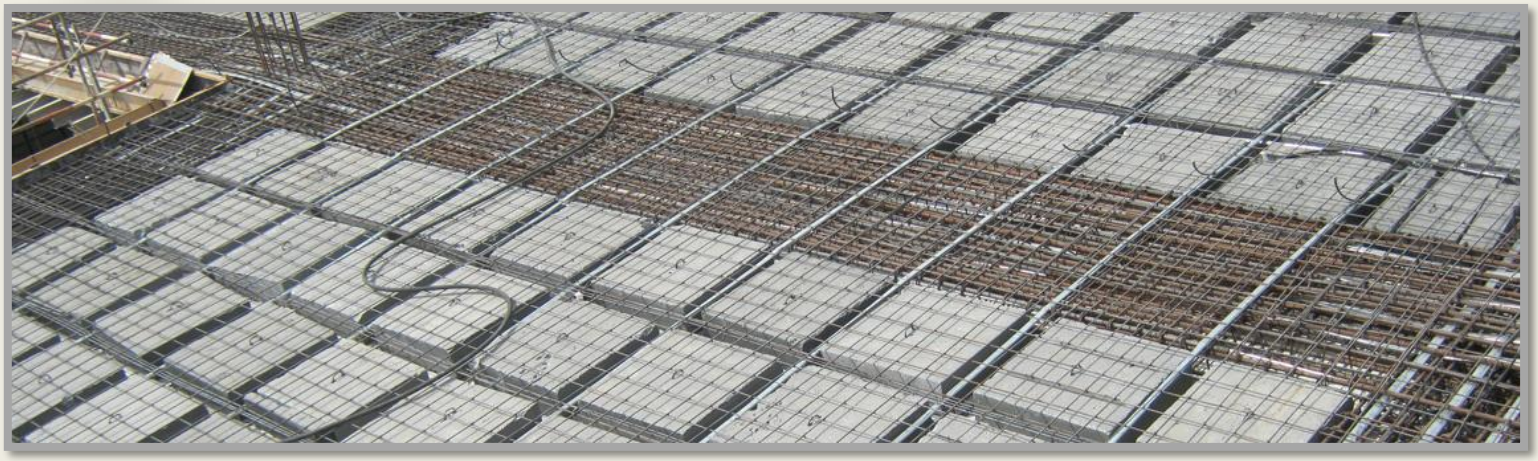
- خرسانه ذات شد لاحق (Post tensioned Concrete) :

- فى هذا النوع يتم فرد الكابلات ثم يتم الصب حتى ان تصل الخرسانه الى المقاومه المطلوبه ثم يتم شد الكابلات حتى تصل للاجهاد المطلوب ثم يتم قطع الكابلات من النهايات لتؤثر على القطاع بقوه ضغط .
- هذا النوع من الخرسانه يتم تنفيذه فى الموقع والعناصر الشائعه التى يتم تنفيذها :

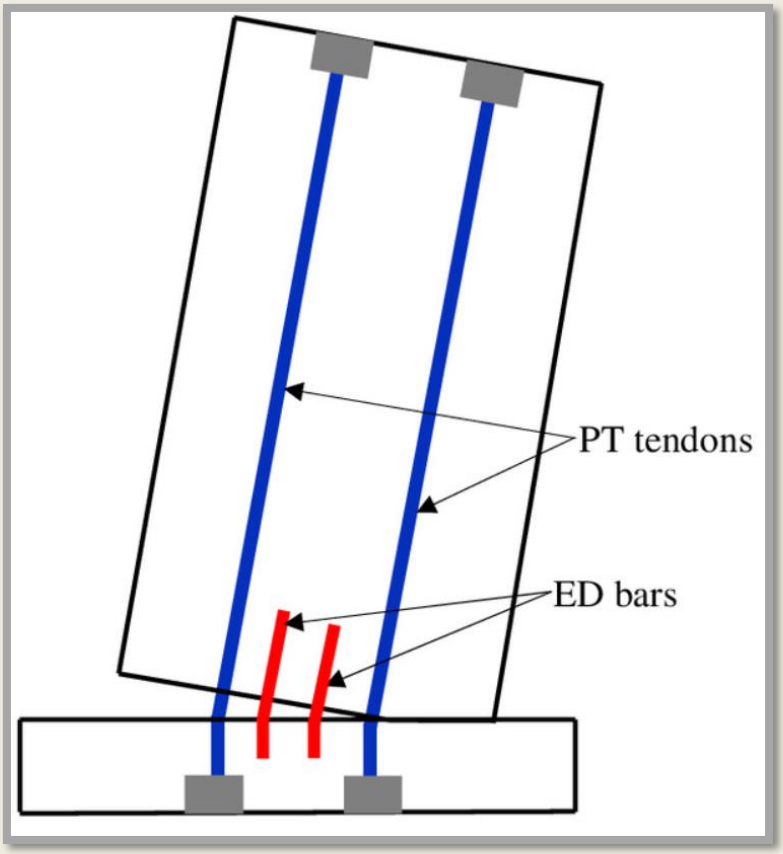
1. Post tensioned Flat slabs :

2. Post tensioned in wall of the Tanks :

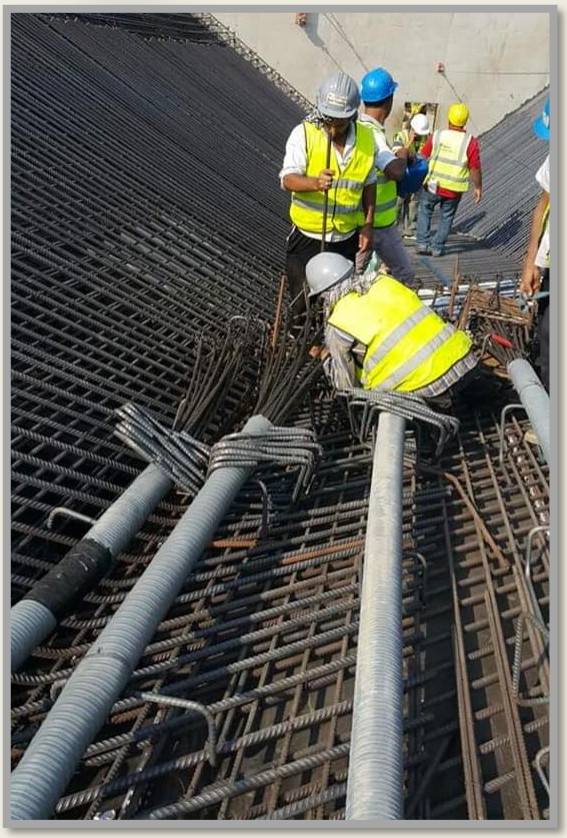
.3 Post tensioned Hollow block slabs :

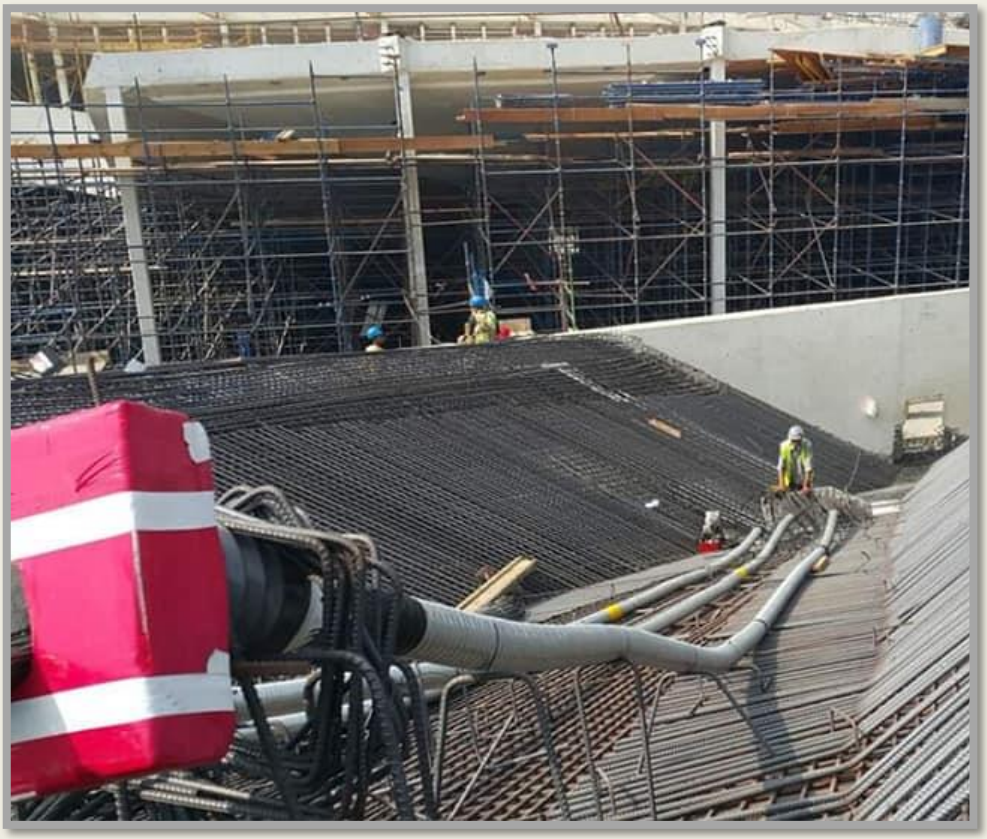


.4 Post tensioned shear wall :



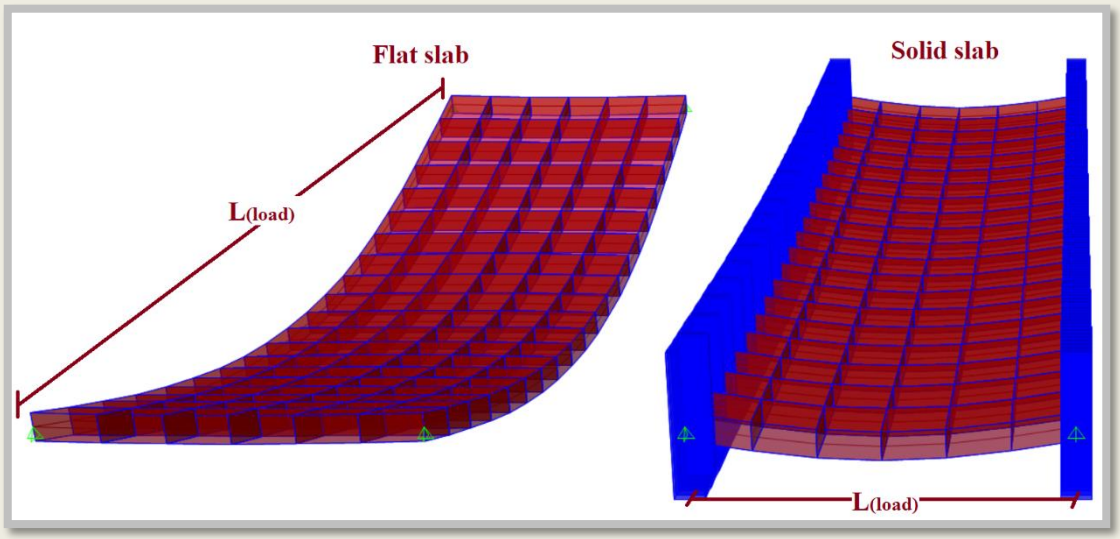
5. Post tensioned Folder Plate slabs :





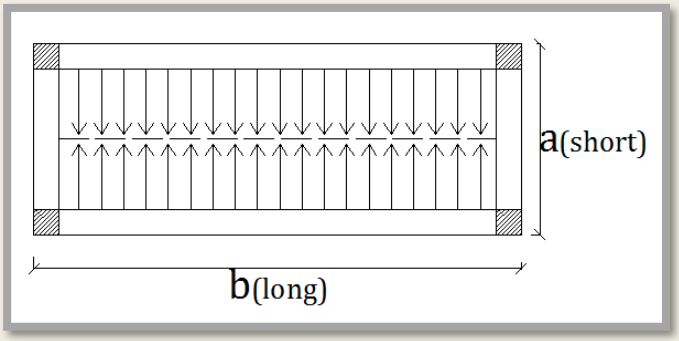
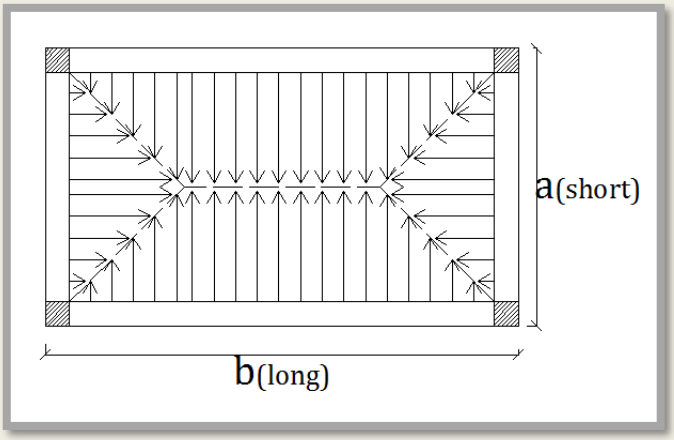
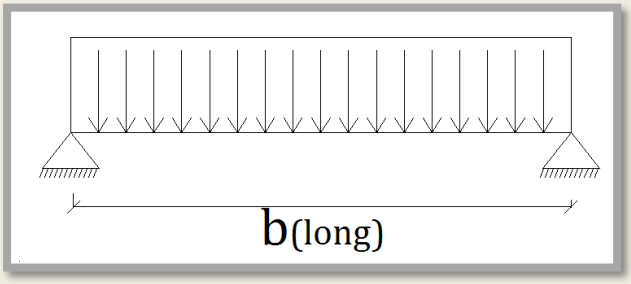
Design of Solid slab

- **توزيع الاحمال :-**
  - قبل معرفه طريقه التحميل حسابيا لا بد من معرفه شكل ترخيم البلاطه (deflection)
  - يحدث الترخيم للبلاطه ناحيه اقرب كمره له وهذا يعنى ان الحمل يسري فى تلك الاتجاه بمعنى اخر (اتجاه الحمل ناحيه اقرب كمر للبلاطه او اقرب بحر) فاذا عكسنا الكمرتان فى ذلك الشكل يكون الترخيم فى الاتجاه الكبير .



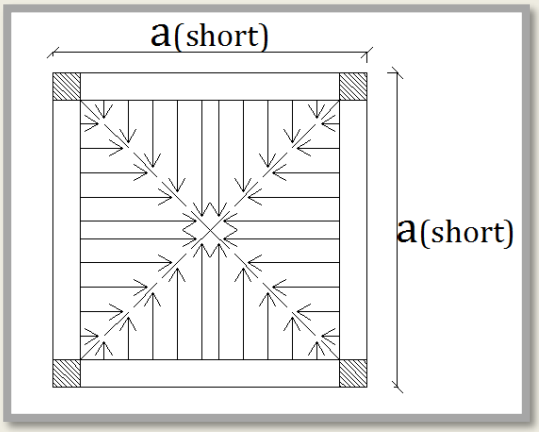
- **اولا** : توزيع الاحمال على الكمره :

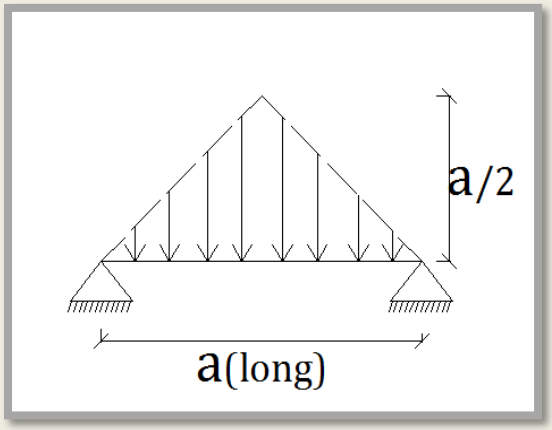
هناك نوعان فى التوزيع

One way slap	Two way slap
	
- فى حاله : $r = \frac{b}{L} \geq 2$ - هنا الحمل كله ينتقل فى الاتجاه الصغير .	- فى حاله : $r = \frac{b}{L} < 2$ - هنا اكبر حمل ينتقل فى الاتجاه الصغير والباقى فى الاتجاه الاكبر .
	

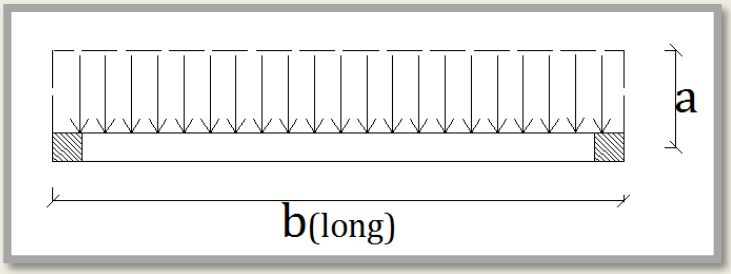
حالات مختلفه :-

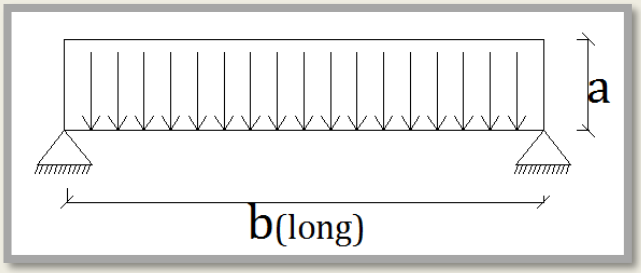
- في حاله الابعاد متساويه فيكون توزيع الاحمال على كل كمره بالتساوى .





- فى حاله الكوابيل (cantilever) وبدون كمرات جانبيه ينتقل كل الحمل على كمره الكابولى .





حساب حمل البلاطه على الكمره :

- يحسب حمل البلاطه لكل $(W_{slap\ ult.})=(1m \times 1m)\ m^2$ وهو عباره عن :

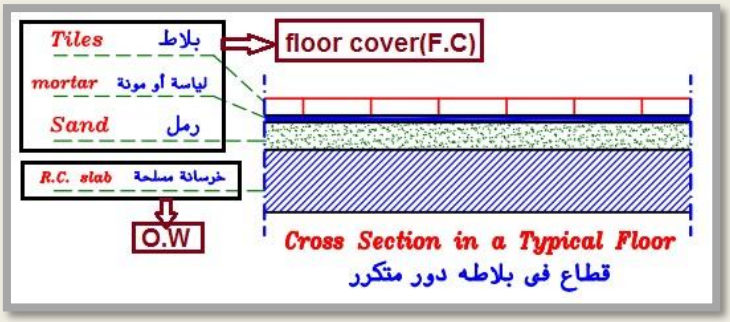
1- الحمل الميت :

O.W : وهو وزن الخرسانه (كود الاحمال Page 17)

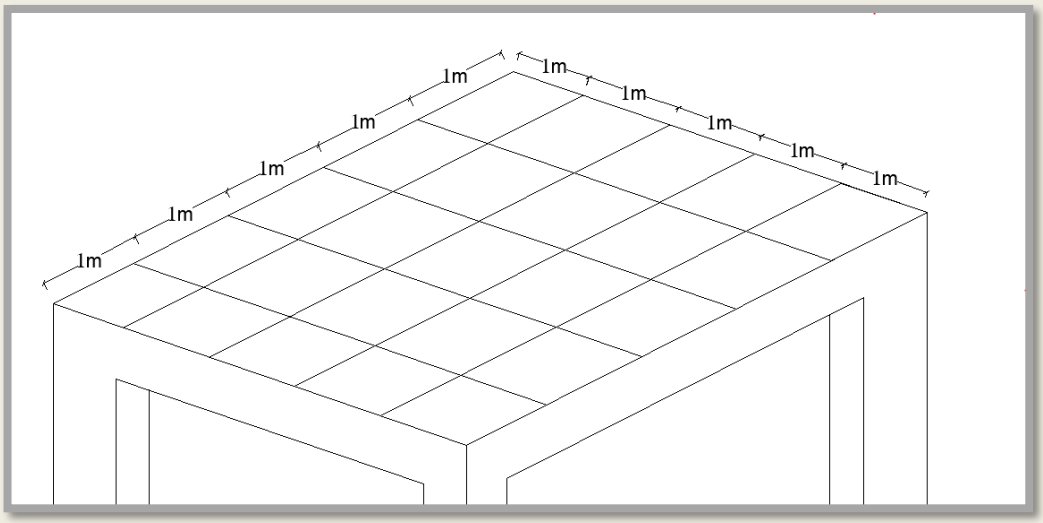
F.C : وهو وزن التشطيبات (كود الاحمال Page 19)

2- الحمل الحى : (كود الاحمال Page 31&32)

L.L : وهو وزن الاشخاص او اى اجهزه .



$$Wsu = 1.4(D.L) + 1.6(L.L) = 1.4(1 * 1 * \gamma_{R.C} * ts + F.c) + 1.6 * L.L$$



حيث :

1*1 : للحصول على قيمه الوزن عند سمك t_s لكل $م^2$ حيث $\gamma = \frac{KN}{m^3}$

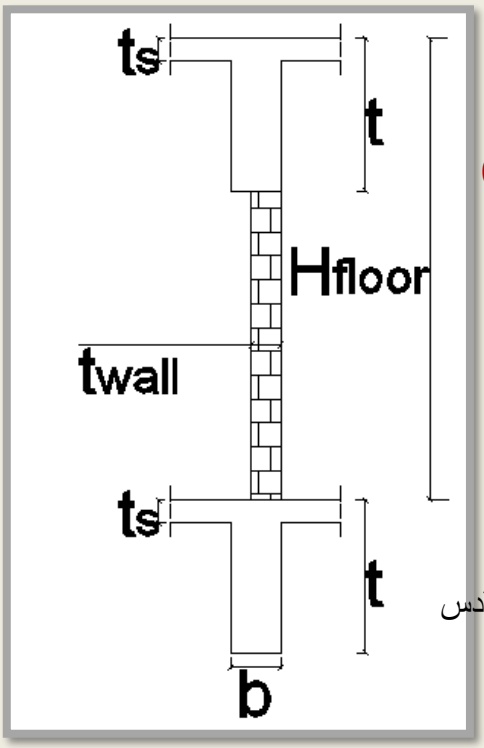
γc : وزن وحده الحجوم للخرسانه وهي قيمه ثابته = $2.5\ t/m^3$

F. c : وزن التشطيبات ونحصل على قيمته من كود الاحمال .

L. L: نحصل على قيمتها من كود الاحمال .

ts : سمك البلاطه حيث يتم حسابه بالطريقه التقريبيه للكود او بالطريقه الدقيقه بايجاد الترخيم اللحظى و الترخيم طويل الامد و الجسائه الفعاله للقطاع بعد التشرخ ومقارنته مع القيم المسموح بها فى الكود .

بعد حساب حمل البلاطه يتم توزيعها على الكمره حسب شكل الحمل .



حساب حمل الحائط على الكمره :

- يحسب حمل الحائط لكل متر طولى

$$W_{wall} = t_{wall} * H_{wall} * \gamma_{br} * 1$$

حيث :

t_{wall} : سمك الحائط وغالبا تكون طوبه كامله = 0.25m او نصف طوبه = 0.12m ويوجد سمك طوبه 20cm .

H_{wall} : هو ارتفاع الحائط فوق الكمره $(t - H_{floor})$

γ_{br} : حسب نوع الماده المصنوع منها الطوبه ونحصل عليها من كود الاحمال .

1 : لايجاد الحمل لكل متر طولى .

حساب وزن الكمره نفسه $(O.W_{beam})$:

- يحسب وزن الكمره لكل متر طولى

$$O.W_{beam} = (t - t_s) * b * \gamma_{R.c} * 1$$

t : هى عمق الكمره

b : هى عرض الكمره

- يحسب عرض الكمره (b) طبقا لحد النحافه المسموح به طبقا للكود فى الباب السادس وهى للكمرات الرئيسيه :

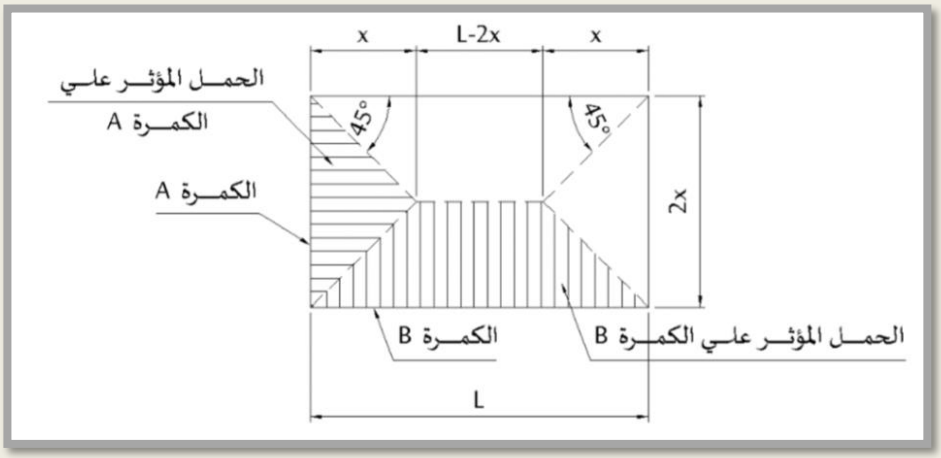
1- للكمرات بسيطه الارتكاز او البلاطات المستمره $= \frac{L}{40}$

2- للكمرات الكابوليه $= \frac{L}{20}$

حيث L : هى المسافه بين نقاط الانقلاب

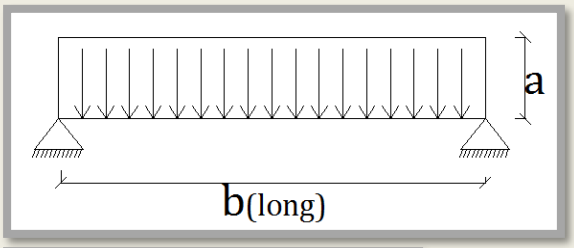
- يحسب عمق الكمره (t) $= \frac{L}{10}$ للتسهيل فى التصميم ويجب ان تكون عمق الكمرات موحد للسقف كله او وجود عمقين بحد اقصى لسهوله التنفيذ والاستلام وعدم حدوث اخطاء ولكن القيم الادق اقل من ذلك كما سنذكر بالاسفل ولا يقل عمق الكمره عن 40 cm .

توزيع الاحمال على الكمرات



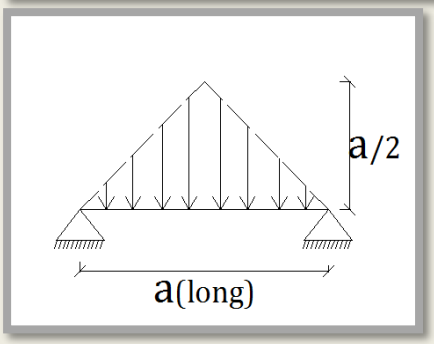
(كود التصميم Page 6-38)

فى حاله الشكل :



$W_s = a * W_{su}$

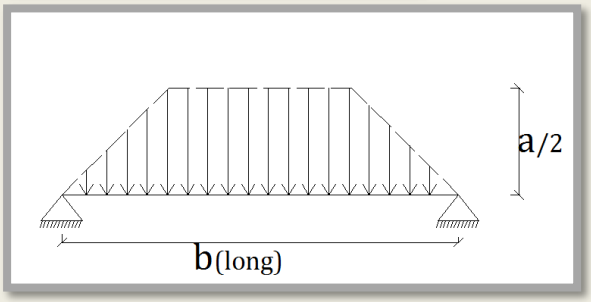
فى حاله الشكل :



$W_m(\text{for moment}) = 0.67 * \frac{a}{2} * W_{su}$

$W_s\ (\text{for shear}) = 0.5 * \frac{a}{2} * W_{su}$

فى حاله الشكل :



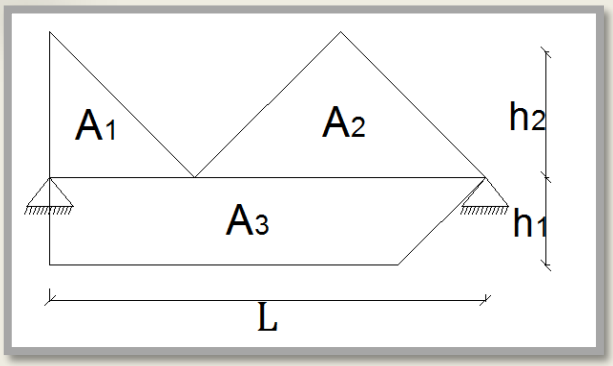
$W_m\ (\text{for moment}\ ) = \boldsymbol{\alpha} * \frac{a}{2} * W_{su}$

$W_s\ (\text{for shear}\ ) = \boldsymbol{\beta} * \frac{a}{2} * W_{su}$

تحدد قيم الفا $\boldsymbol{\alpha}$ وبيتا $\boldsymbol{\beta}$ من الجدول التالى

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	L/2X
0.917	0.908	0.897	0.885	0.870	0.853	0.830	0.803	0.769	0.725	0.667	α
0.750	0.737	0.722	0.706	0.688	0.667	0.642	0.615	0.582	0.554	0.500	β

- فى حاله وجود اشكال غير المذكوره يتم استخدام طريقه (Area method):



$$W_{m\&s} \text{ (for moment \& shear)} = \frac{\sum Area}{L} * W_{su}$$

فتكون المعادله الكليه لحساب الحمل على الكمره يساوى

$$W_{total\ m} = 1.4(D.L)+1.6(L.L) = 1.4(0.W_{beam} + W_{wall}) + W_m$$

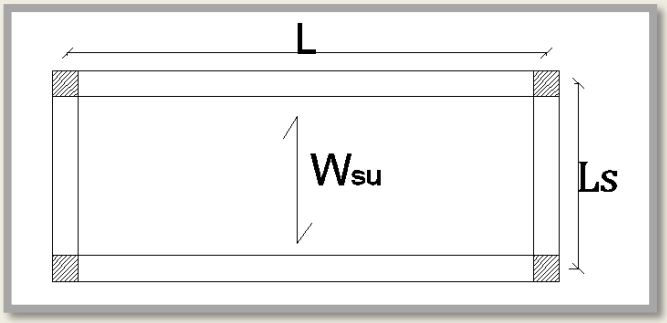
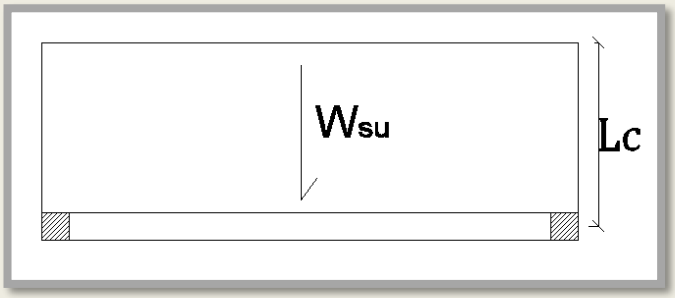
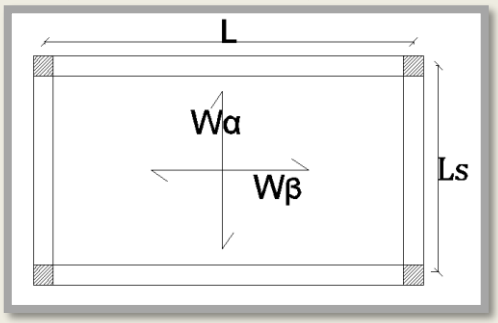
$$W_{total\ s} = 1.4(D.L)+1.6(L.L) = 1.4(0.W_{beam} + W_{wall}) + W_s$$

- ثانيا : توزيع الاحمال على البلاطه نفسها :
  - ذكرنا سابقا حساب حمل البلاطه :

$$W_{su} = 1.4(D.L) + 1.6(L.L) = 1.4(1 * 1 * \gamma_{R.C} * ts + F.c) + 1.6 * L.L$$

  - توزيع الاحمال :

هناك نوعان من البلاطات

One way slap	Two way slap
- فى حاله : $\frac{L}{Ls} \geq 2$ - هنا الحمل كله ينتقل فى الاتجاه الصغير .  - و هنا الحمل كله ينتقل فى ناحيه الكمره .  	- فى حاله : $\frac{L}{Ls} < 2$ - هنا اكبر حمل ينتقل فى الاتجاه الصصغير والباقى فى الاتج - ويتم توزيعهم حسب معاملان سيتم ذكرهم 

- يختلف توزيع الاحمال على البلاطه عن طريق معاملات تسمى الفا α وبيتا β
  حيث : اتجاه الحمل الاكبر فى البحر الصغير ويأخذ معامل الفا .
  اتجاه الحمل الاصغر فى البحر الكبير ويأخذ معامل بيتا .
  ويتم حسابها عن طريق قيمه ال (r)

حيث $r = \frac{L}{Ls}$ او العكس $\frac{Ls}{L}$ بحيث تكون قيمه ال $r \leq 1$

حيث L : هى المسافه بين نقاط الانقلاب للبلاطه فى البحر الكبير

L_s : هى المسافه بين نقاط الانقلاب للبلاطه فى البحر الصغير

- بعد الحصول على قيمه ال r نحصل منها على قيم الفا α وبيتا β من الجدول التالى
  نلاحظ هنا ان مجموع المعاملين $\alpha+\beta = 0.7$
  وهذا يعنى ان البلاطه تحمل 70% من الحمل الكلى والسبب ان باقى الحمل ينتقل عند اركان البلاطه .

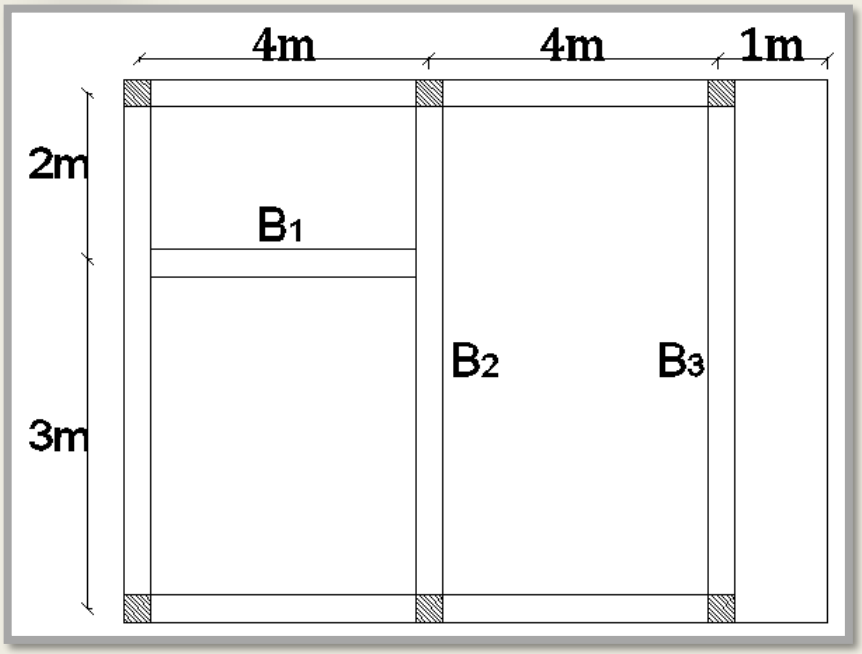
جدول (٦-١) قيم المعاملات α ، β المناظرة لقيم r للبلاطات المصمتة والمصبوبة ميليثيا مع الكمرات والمعرضة لحمل حي منتظم لا يتعدى ٥ كيلو نيوتن / م٢

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

حيث :

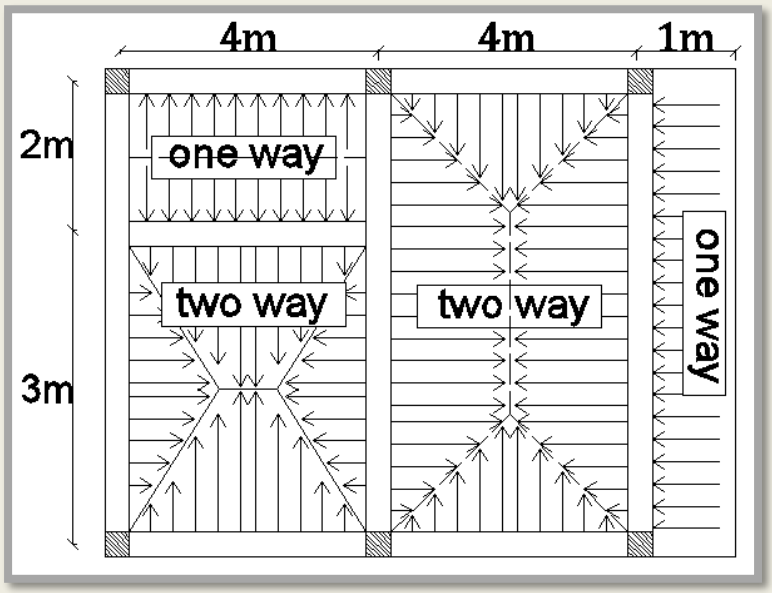
$$\alpha = 0.5r - 0.15 \quad \& \quad \beta = \frac{0.35}{r^2} \qquad (6\text{-}8)$$

EX :-



L.L = 200 Kg/m^2
F.c = 150 Kg/m^2
width of main beam = 25cm
width of sec. beam = 12cm
wall → نصف طوبه
$\gamma_{br} = 1.7\ t/m^3$
نحصل عليها من كود الاحمال حسب نوع الطوب
ts = 12 cm
حسب الترخيم المسموح به من الكود
H_{floor} = 3m
T_{beam}= max span/10 = 0.5 m
للتسهيل فى التصميم
col (25*25)
F_{cu} =250 Kg/cm^2
F_y = 3600 Kg/cm^2

Sol



- توزيع الاحمال على الكمرات :

- Slap load

$W_{su} = 1.4(\gamma_{R.C} * ts + F.c) + 1.6 * L.L$

$1.4(2.5*0.12+0.15)+1.6(0.2) = 0.95$ t/m^2

- total Load on beam

$W_{total\ m} = 1.4(D.L)+1.6(L.L) = 1.4(\ O.W_{beam} + W_{wall}) + W_m$

$W_{total\ s} = 1.4(D.L)+1.6(L.L) = 1.4(\ O.W_{beam} + W_{wall}) + W_s$

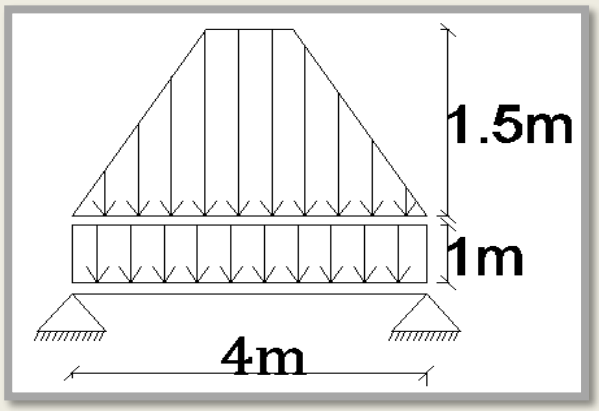
For main beam : $W_{total} = 1.4(2.5*0.25*(0.5)+1.7*(3-0.5)*0.12) + W_{m\ or\ s}$

For sec beam : $W_{total} = 1.4(2.5*0.12*(0.5)+1.7*(3-0.5)*0.12) + W_{m\ or\ s}$

For main beam : $W_{total} = 1.257 + W_{m\ or\ s}$

For sec beam : $W_{total} = 0.974 + W_{m\ or\ s}$

For B1



$r = \frac{4}{3} = 1.33$

$\alpha = 0.803$

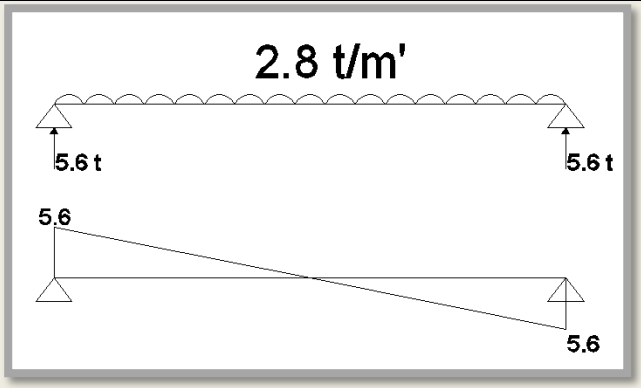
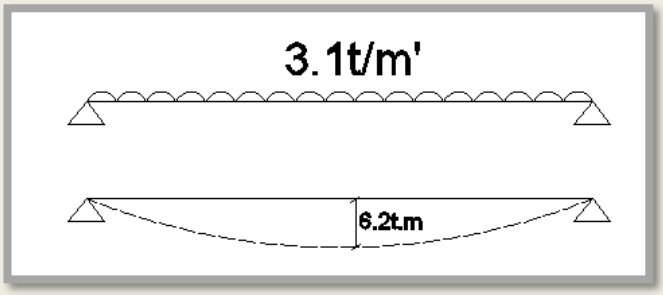
$\beta = 0.651$

$W_m = 1*0.95 + 0.803*1.5*0.95 = 2.09$ t/m'

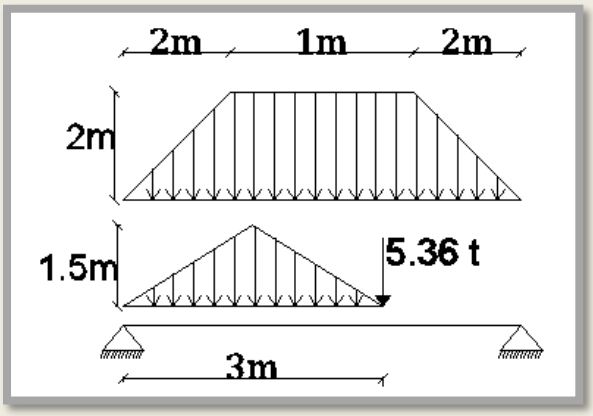
$W_s = 1*0.95 + 0.651*1.5*0.95 = 1.83$ t/m'

$W_{total\ moment} = 0.974 + 2.09 = 3.1$ t/m'

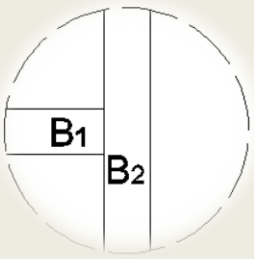
$W_{total\ shear} = 0.974 + 1.83 = 2.8$ t/m'

S.F.D	B.M.D
	

For B2



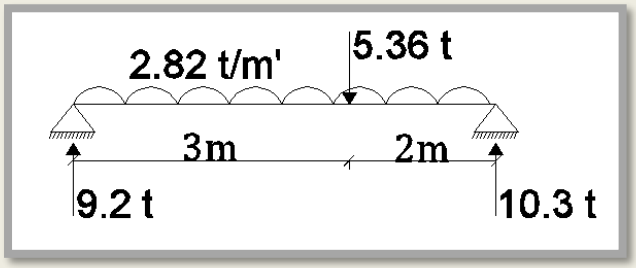
1- نلاحظ من الرسمه ان الكمره B2 مكمله ولكن B1 تقف عند B2 وهذا يعنى ان الكمره B2 تحمل الكمره B1 لذلك سيتم اسقاط قيمه رد فعل الكمره B1 على الكمره B2

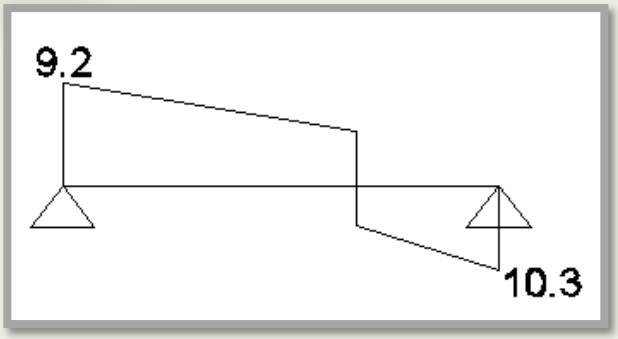
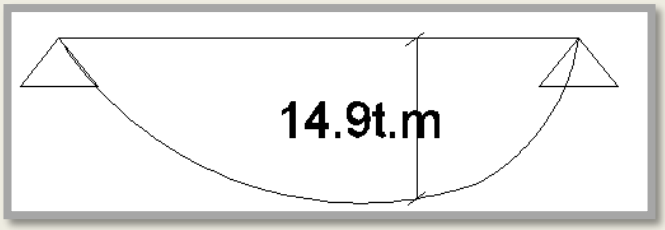


2- نلاحظ هنا ان الشكل غير منتظم على الكمره حيث ان الحمل المثلث ليس بطول الكمره كلها فهنا نستخدم طريقه Area method لحساب حمل البلاطه على الكمره وليس جدول الفا α وبيتا β

$$Area = 0.5 * 3 * 1.5 + \frac{1+5}{2} * 2 = 8.25\ m^2$$

$$Wtotal\ sh.\&mom. = 1.257 + \frac{8.25*0.95}{5} = 2.82\ t/m'$$



S.F.D	B.M.D
	

For B3

$r=\frac{5}{4}=1.25$

$\alpha = 0.803$

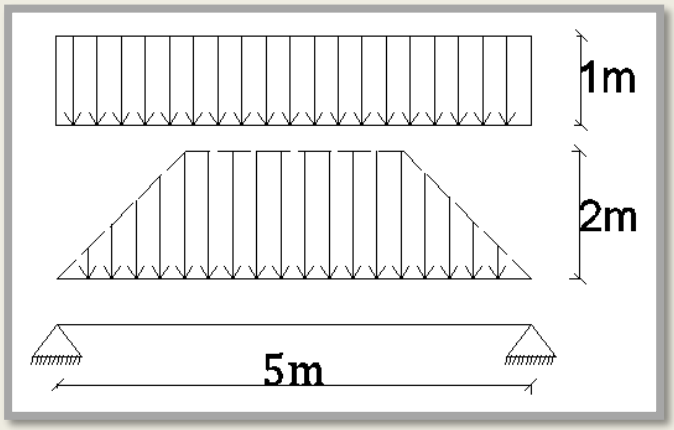
$\beta = 0.615$

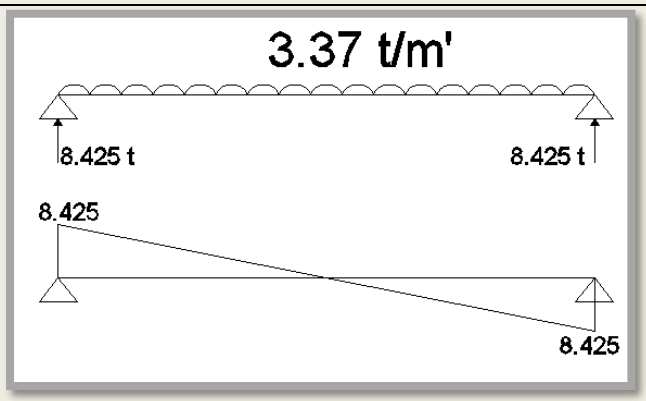
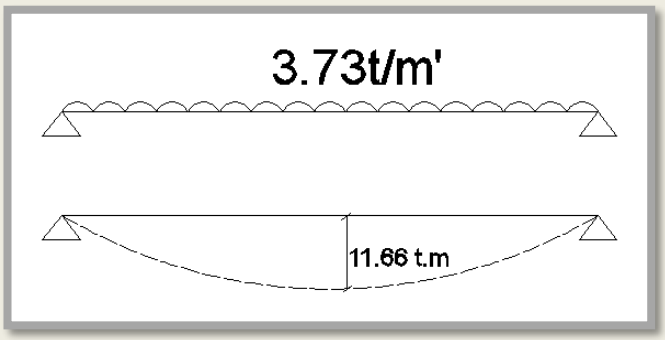
$W_m = 1*0.95 + 0.803*2*0.95 = 2.47$ t/m'

$W_s = 1*0.95 + 0.615*2*0.95 = 2.11$ t/m'

$W_{total\ moment} = 1.257 + 2.47 = 3.73$ t/m'

$W_{total\ shear} = 1.257 + 2.11 = 3.37$ t/m'



S.F.D	B.M.D
	

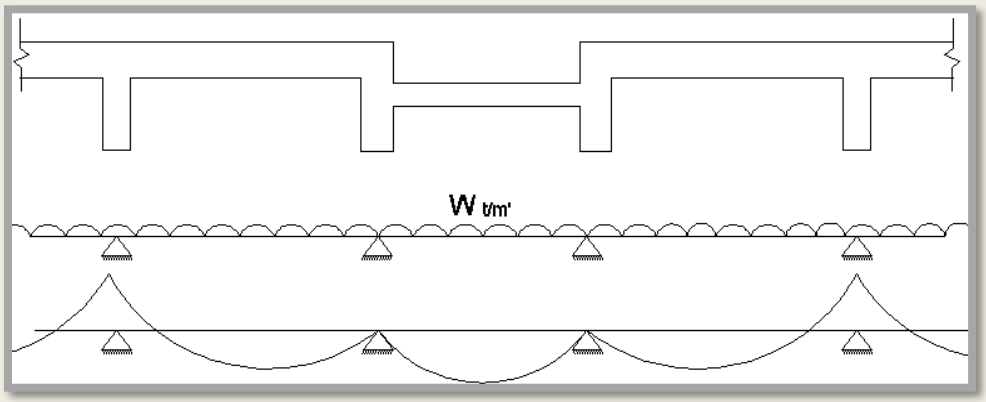
- العزم العلوى عند الركيزه تقدر قيمته حسب الكود $\frac{WL^2}{24}$ او ثلث العزم السفلى .

3- بعد ايجاد قيم (straining action) يتم تصميم الكمرات على قيم العزوم و قوى القص .

- سقوط بلاطه الحمام :

لابد ان يكون منسوب بلاطه الحمام اقل من منسوب باقي بلاطات الدور وذلك لمعرفه وضع مواسير صرف الحمام فلا بد من وجود هبوط مناسب يتناسب مع قطر المواسير حتى يكون التشطيب النهائى لبلاط الحمام وباقى الشقه واحد .

- فنتيجه لهبوط بلاطه الحمام يؤدى ذلك الى ان العزوم الطرفيه للبلاطه تساوى صفر اى تصمم كانها (simple)



- خطوات توزيع الاحمال على البلاطه :

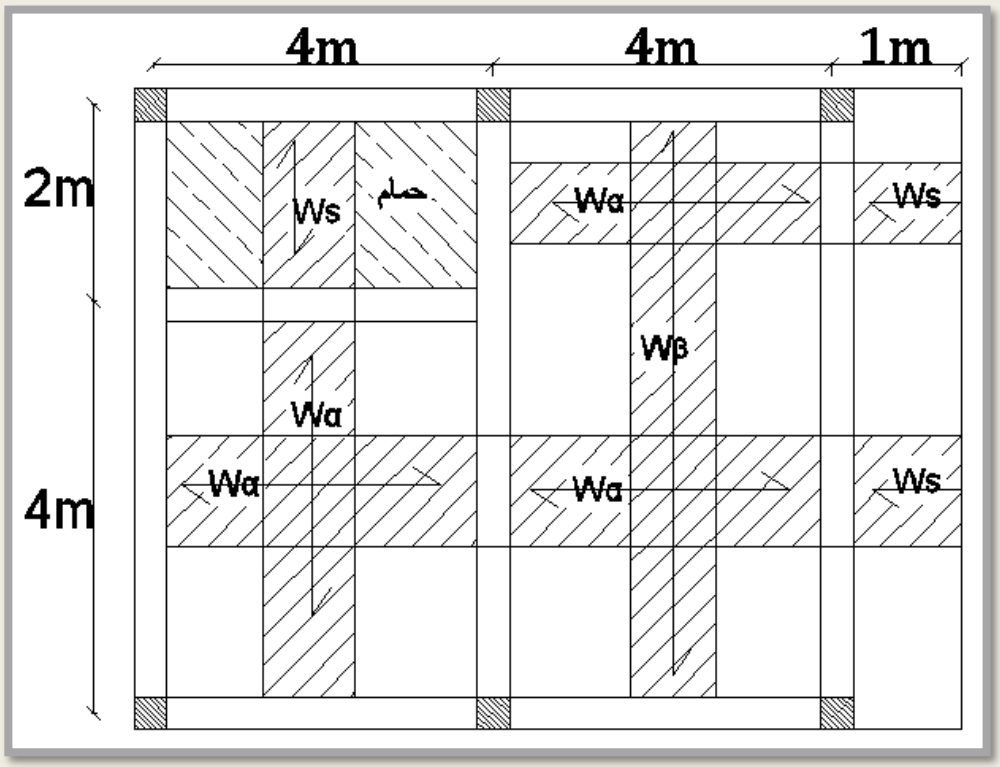
1- ايجاد حمل البلاطه $W_{su} = 1.4(D.L) + 1.6(L.L)$

2- ايجاد قيم α & β لكل باكيه وتوزيع الحمل

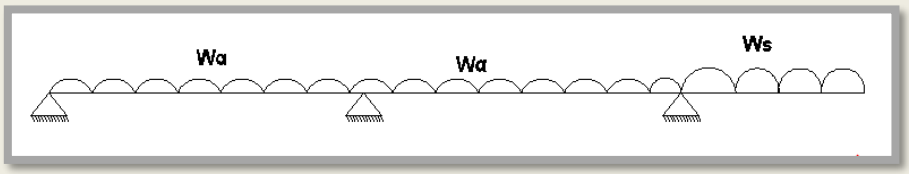
$$W\alpha = \alpha * W_{su}$$

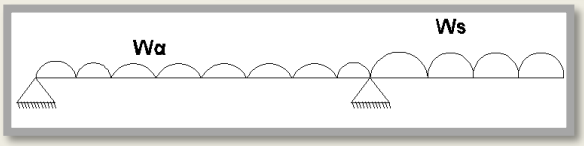
$$W_{\beta} = \beta * W_{su}$$

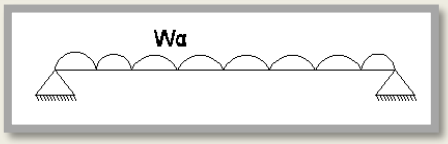
3- يتم اخذ شريحه 1م من البلاطه فى اتجاه توذيع الحمل W_{α} & W_{β} لكل باكيه كما بالشكل .

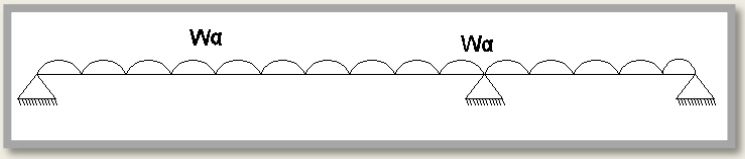


4- وضع الحمل على كل الشريحه بحيث تكون الركائز هى الكمرات .

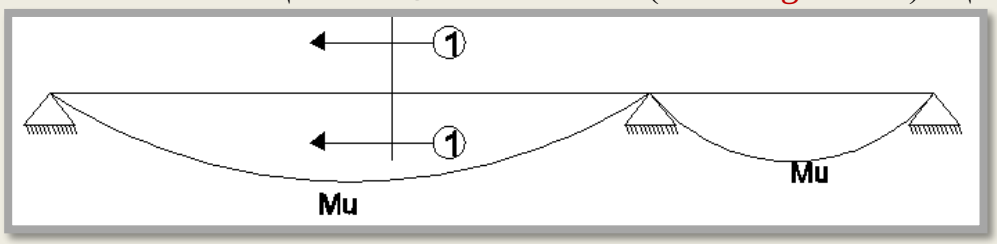








5- تحليل كل شريحه وايجاد قيم ال (straining action) وليكن الشريحه التى بها الحمام



- **البحر الفعال (L_{eff}) :-**

1- للكمرات بسيطه الارتكاز L_{eff} اقل قيمه من القيم التاليه :

المسافه بين محاور لركائز	$\text{₵}_{support}$ to $\text{₵}_{support}$
مسافه البحر الصافى بين الركائز+عمق الكمره	$L_n + d$
البحر الصافى بين الركائز*1.05	$1.05L_n$

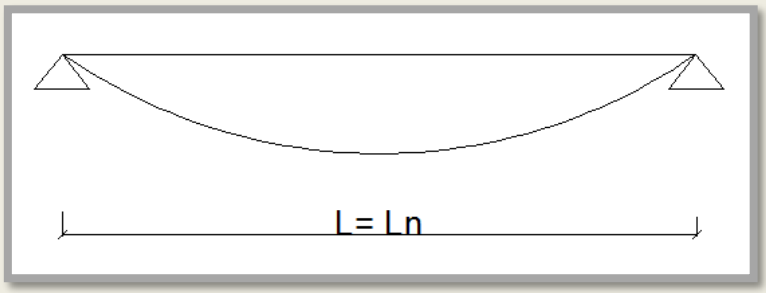
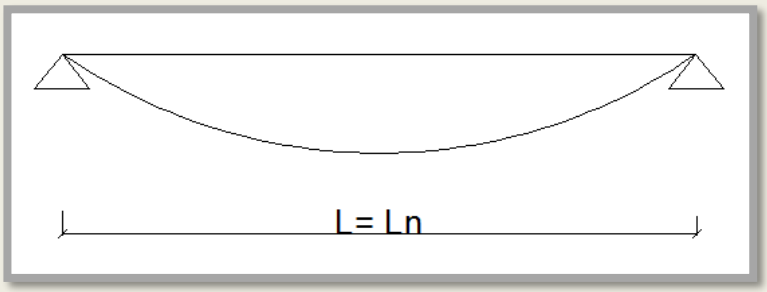
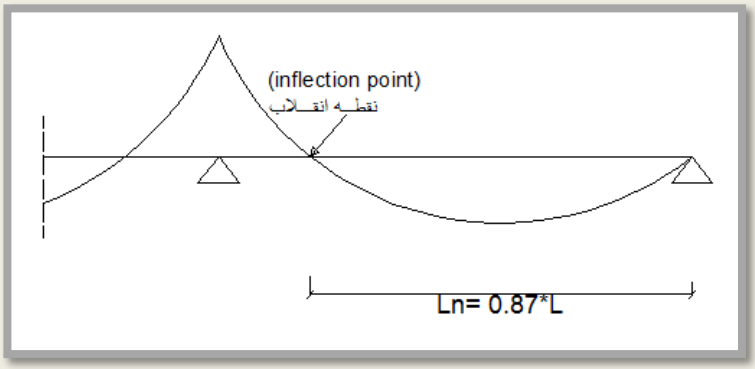
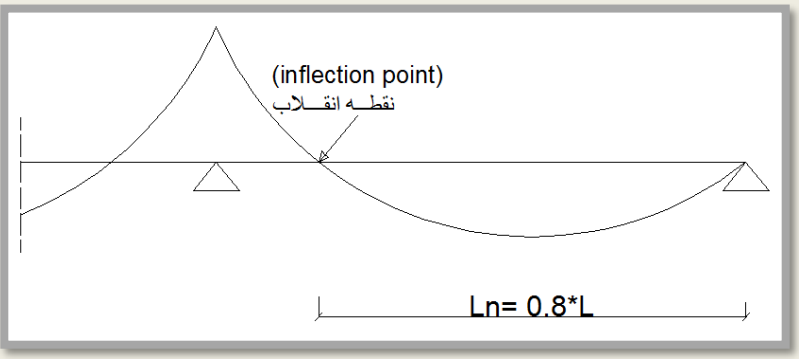
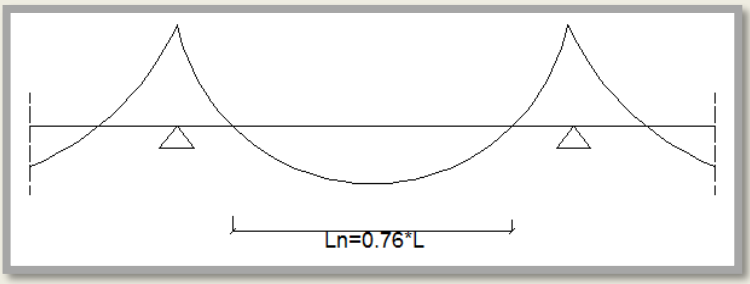
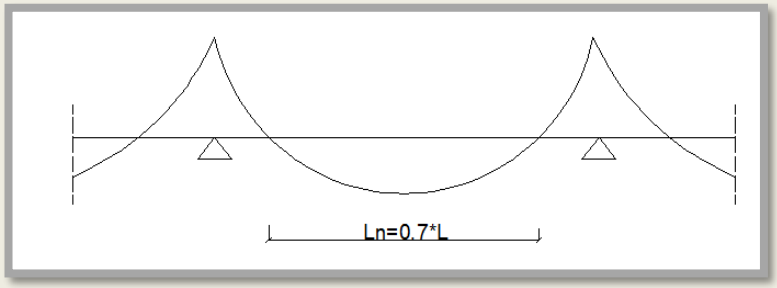
2- للكمرت المستمره :

المسافه بين محاور لركائز	$\text{₵}_{support}$ to $\text{₵}_{support}$
البحر الصافى بين الركائز*1.05	$1.05L_n$

3- للكمرات الكابوليه :

طول الكابولى مقاسا من محور الركيزه	L_c
البحر الصافى للكابولى + عمق الكابولى	$L_{cn} + d$

○ المسافات المختلفه بين نقاط الانقلاب للبحور:-

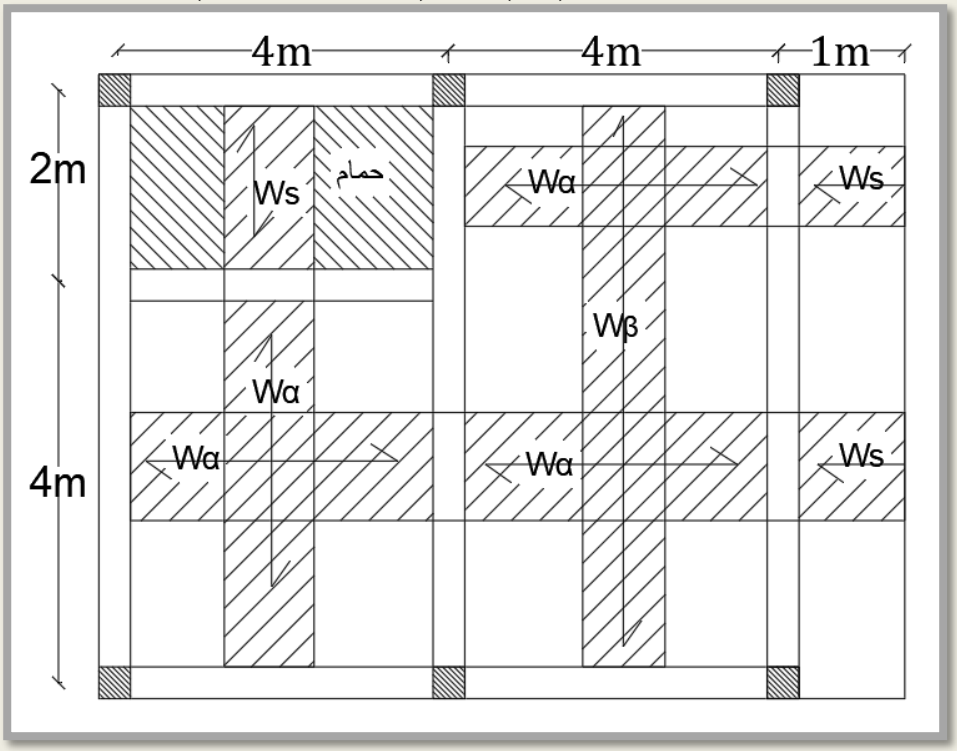
فى البلاطه الكمريه	فى الكمرات
	
	
	

Design Of Slab :

1- Slap load

$$W_{su} = 1.4(\gamma_{R.C} * ts + F.c) + 1.6 * L.L$$

$$1.4(2.5*0.12+0.15)+1.6(0.2) = 0.95\ t/m^2$$



2- توزيع قيم α & β على البلاطه فى حاله ان البلاطه Two way ونلاحظ وجود بلاطه بابعاد متساويه فيمكن اعتبار اى معامل فى الاتجاهين فكلاهما متساويان .

3- ايجاد قيم α & β لكل باكيه وتوزيع الحمل

مثلا قيمه α & β للباكيه 4*6 .

- ايجاد قيمه r فنلاحظ ان الباكيه بها جزء مستمر من ناحيه واحده و جزء مستمر من ناحيتين فى الاتجاه الصغير فلنعتبر ان البلاطه مستمره من ناحيه واحده وهى الحاله الاسوا فهنا قيمه

$$r = \frac{6*1}{4*0.87} = 1.724$$

منها نحصل على قيم α & β من الجدول او من القانون

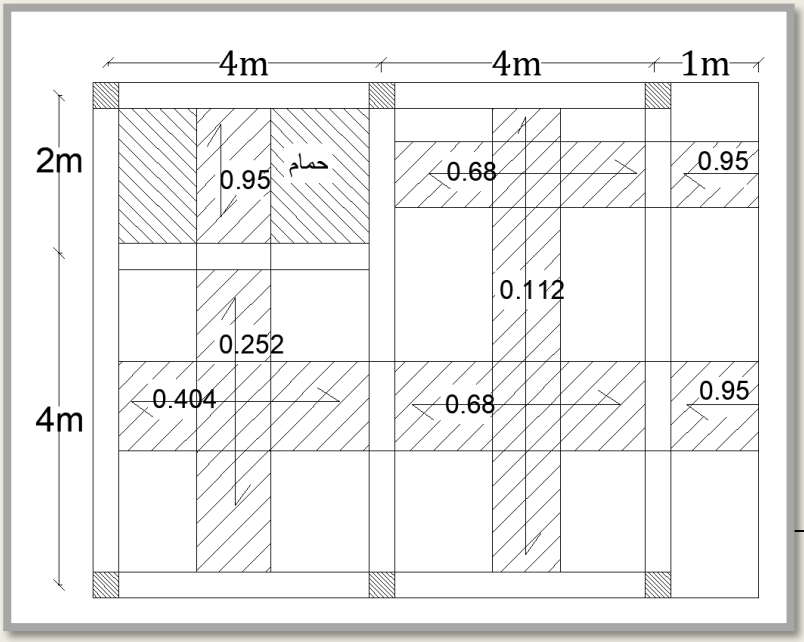
$$\alpha = 0.5 * 1.724 - 0.15 = 0.712$$

$$\beta = \frac{0.35}{1.724^2} = 0.118$$

- الحصول على قيمه الحمل الموزع فى كل اتجاه

$$W_\alpha = 0.712 * 0.95 = 0.68\ t/m^2$$

$$W_\beta = 0.118 * 0.95 = 0.112\ t/m^2$$



قيمه α & β للباكيه 4*4 .

- ايجاد قيمه r فنلاحظ ان الباكيه بها جزء مستمر من ناحيه واحده فى الاتجاه الافقى و جزء غير مستمر فى الاتجاه الراسى

$$r = \frac{4*1}{4*0.87} = 1.15$$

منها نحصل على قيم α & β

$$\alpha = 0.5 * 1.15 - 0.15 = 0.425$$

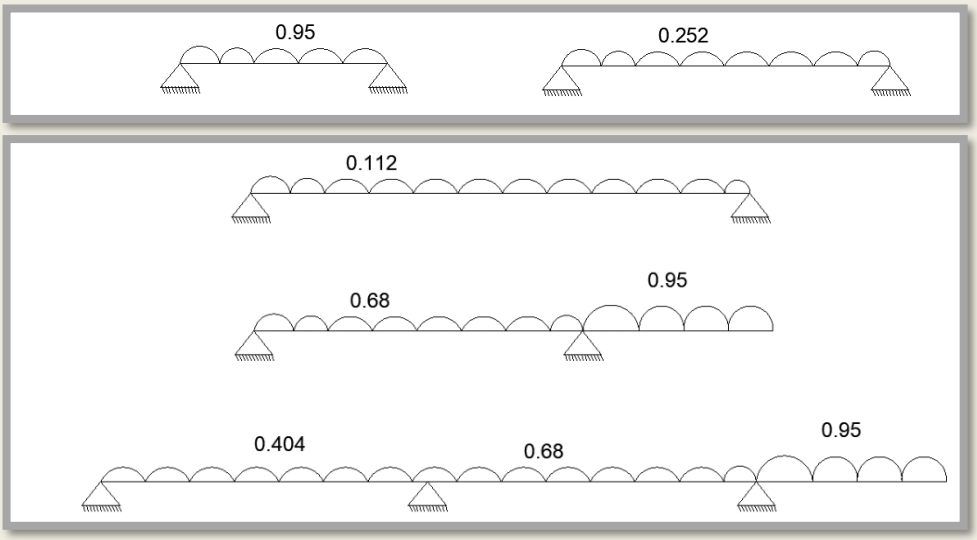
$$\beta = \frac{0.35}{1.15^2} = 0.265$$

- الحصول على قيمه الحمل الموزع فى كل اتجاه

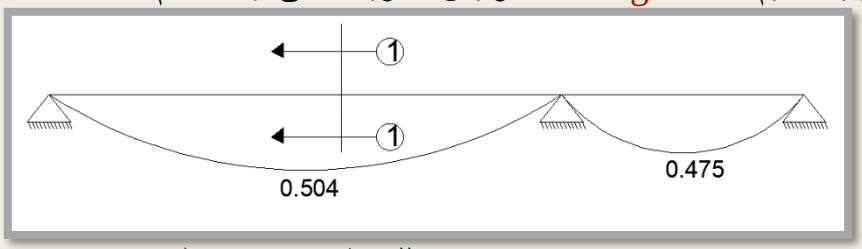
$$W_\alpha = 0.425 * 0.95$$
$$= 0.404\ t/m^2$$
$$W_\beta = 0.265 * 0.95$$
$$= 0.252\ t/m^2$$

الملاحظه هنا فى اي اتجاه نضع قيمه W_α فالبطلع نضعها فى الاتجاه الذى به استمراريه والسبب فى ذلك ان استمراريه البحور تقلل من العزوم فحين نضع الحمل الاكبر فى الاتجاه المستمر يقلل ذلك من نتائج العزوم بعكس ان وضعت فى الاتجاه الغير مستمر .

4- وضع الحمل على كل الشريحه بحيث تكون الركائز هى الكمرات .



5- تحليل كل شريحه وايجاد قيم straining action وليكن الشريحه التى بها الحمام



تتراوح قيمته C1 للبلاطات من (4 الى 5)

$$(120-25) = C_1\sqrt{\frac{0.504*10^7}{25*1000}} \rightarrow C1 = 6.7 > 5 \quad \text{ok more safe}$$

From table J=0.826 & $\frac{c}{d} = 0.167$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$$

$$As = \frac{0.504*10^7}{360*(120-25)*0.826} = 178.4\ mm^2$$

$$No.of\ Bar/m' = 178.4\ mm^2 / \frac{\pi * 10^2}{4} = 2.3 \approx 5\emptyset 10/m'$$

$$As\ act = 5 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 393 mm^2$$

$$As_{max} = \mu_{max} * b * d = 5 * 10^{-4} * 25 * 1000 * (120-25) = 1187.5\ mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.6}{F_y} * b * d = \frac{0.6}{360} * 1000 * (120 - 25) = 158.33\ mm^2$$

$$A_{s\,min} < As\ act < A_{s\,max}$$

- ملحوظه :-

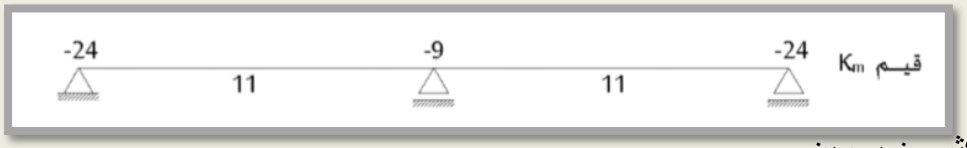
فى المثال السابق تم تحليل العناصر بسهوله لانها determent ولكن يصعب تحليلها اذا كانت indeterment فيصعب تحليلها لان ذلك يحتاج الى طرق مختلفه فى التحليل و تحتاج الى وقت كبير لذلك وضع الكود قيم افتراضيه لايجاد العزوم على العناصر للحصول على العزوم قوى القص بسهوله ولكن وضع شروط لاستعمالها :

1. الكمرات تعتبر ركيزه جاسئه (Rigid) و ان تكون الكمرات المستمره متساويه فى العمق .
2. يسمح باختلاف فى البحور والاحمال للكمرات المستمره بحد اقصى 20% من القيمه الصغرى للبحرين المتجاورين .

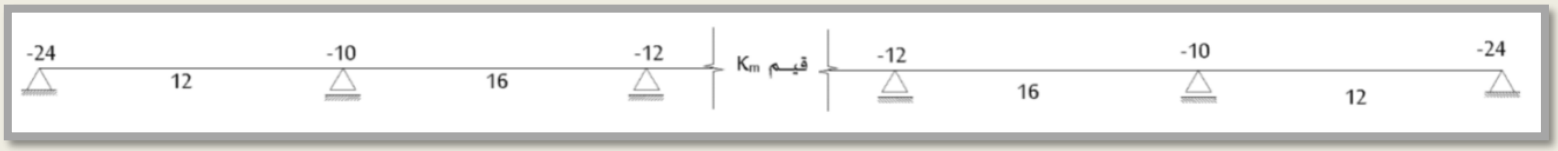
- اولا : قيم العزوم للكمرات :

1. الكمرات ذات البحرين $(\frac{W*L^2}{K_m})$

حيث L هو البحر الفعال

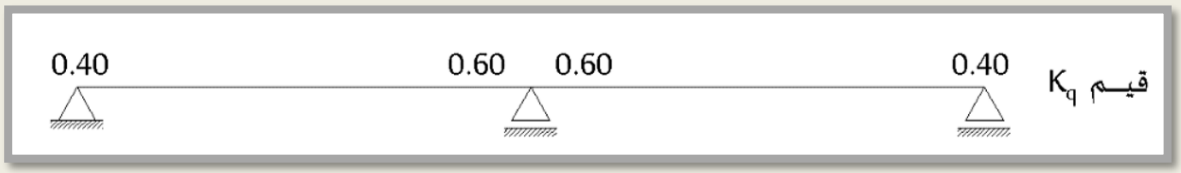


2. الكمرات الاكثر من بحرين

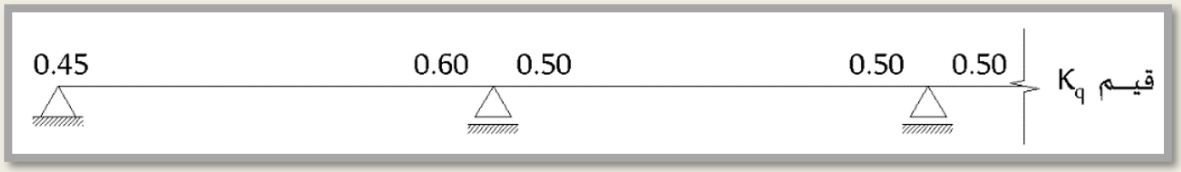


- ثانيا : قيم القص للكمرات :

1. الكمرات ذات البحرين $(K_q . W . L)$

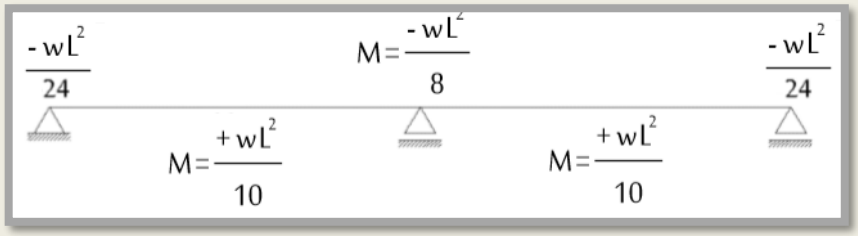


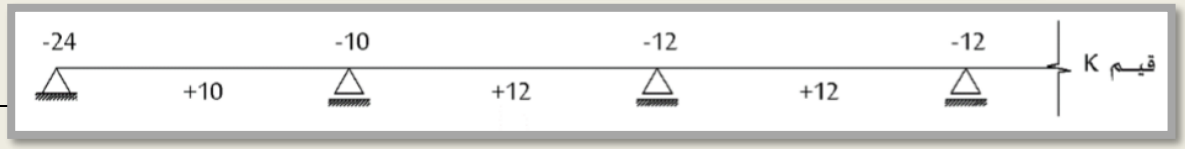
2. الكمرات الاكثر من بحرين



كود صفحه 40-6

- ثالثا : قيم العزوم للبلاطات على الا يزيد التفاوت فى البحور والاحمال عن 20% :





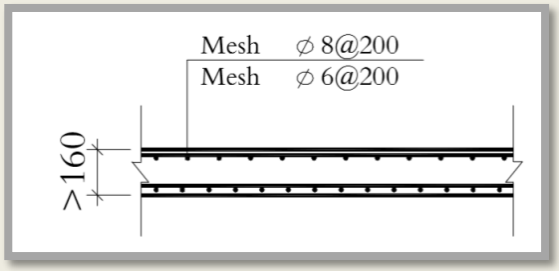
- **اشتراطات عامه عند تصميم و تنفيذ البلاطات :-**

1- اقل عدد اسياخ فى المتر 5 اسياخ اى كل 200مم .
2- اكبر عدد اسياخ فى المتر 10 اسياخ اى كل 100مم .
3- اقل قطر مستخدم عمليا **Ø 10** .
4- اقل سمك للبلاطه عمليا 12سم .
5- اقل نسبه تسليح $\mu_{min} = \frac{0.6}{F_y}$.

ولكن تلك النسبه محققه فى اضيق الحدود فمثلا نفترض اكبر سمك 16سم مع عرض الشريحه 1م مع اقل اجهاد خضوع مستخدم 360 فيصبح عدد الاسياخ المطلوب 4 اسياخ واقل عدد مستخدم 5 لذلك هى محققه بالفعل فى البلاطات المصمته .

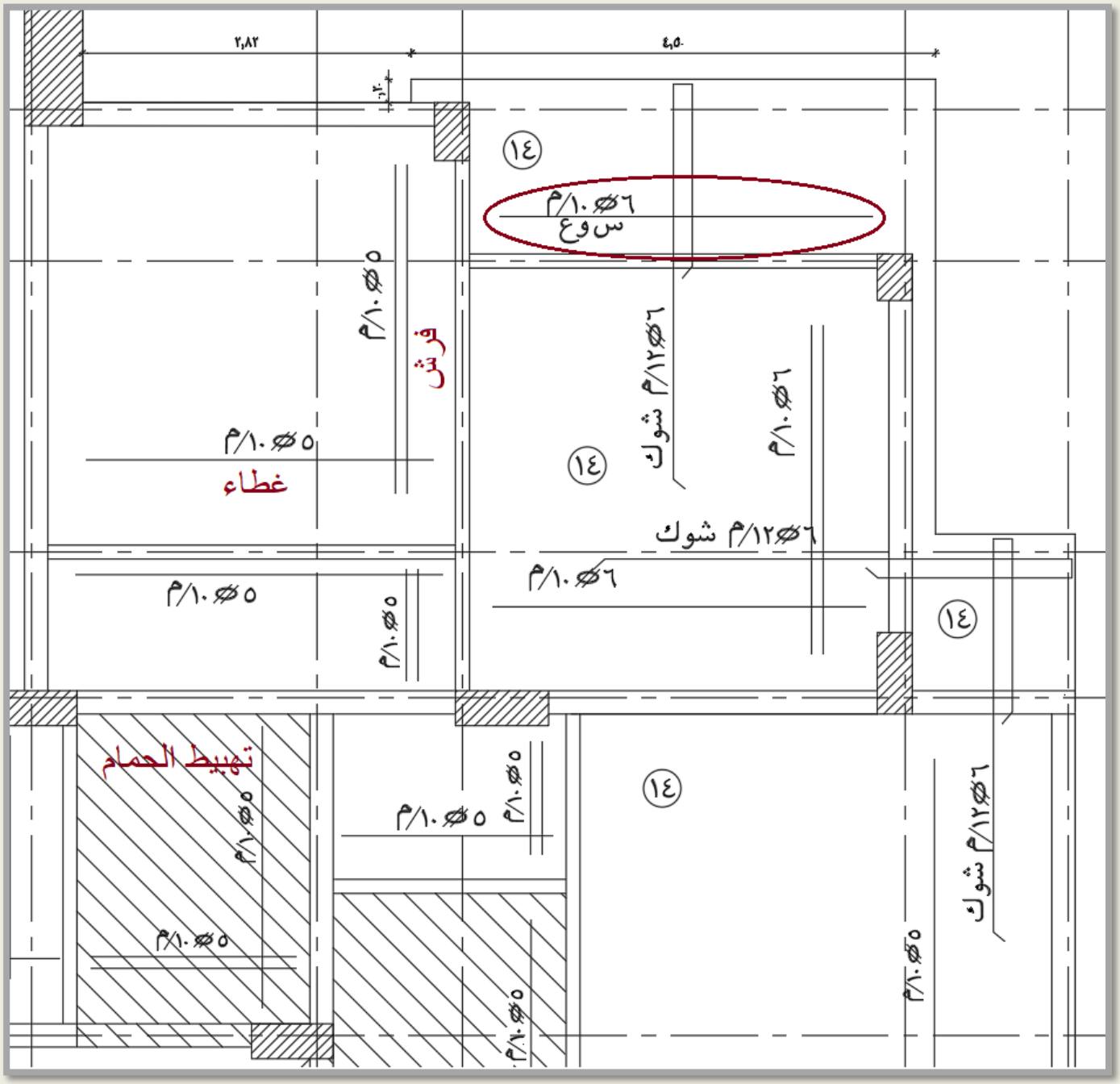
$$\frac{0.6}{360} * \frac{160 * 1000}{\left(\frac{\pi * 10^2}{4}\right)} = 3.4\ Bars$$

6- المسافه بين اسياخ التسليح الرئيسى لا تزيد عن $2t_s$ وهذا محقق بالفعل بفرض اقل سمك 120مم فتصبح المسافه 2*120 = 240مم واقل مسافه 200مم .

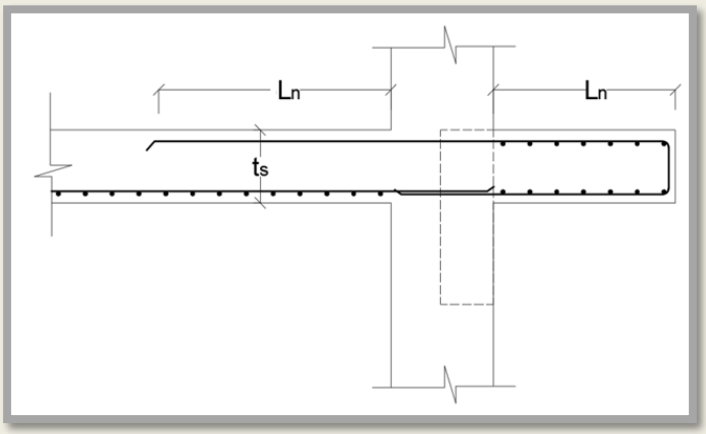


7- يجب وضع شبكه علويه فى البلاطه ذات سمك اكبر من 160مم لا تقل عن 20% من التسليح الرئيسى بحد ادنى 5Ø/6م للصلب ع الى المقاومه او 5Ø/8م للصلب الطرى .

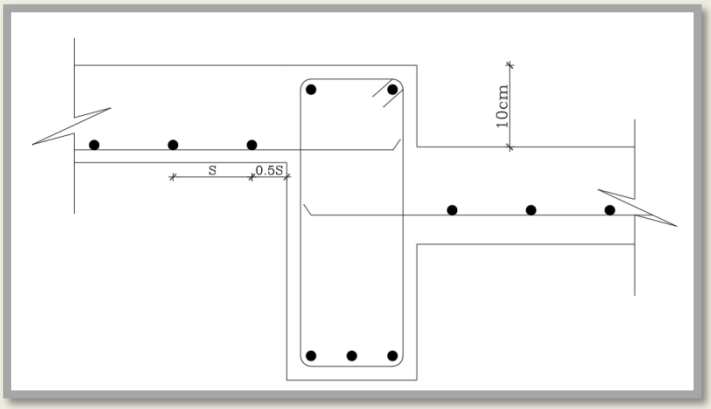
- كتابه التسليح فى اللوحهات الانشائيه :-



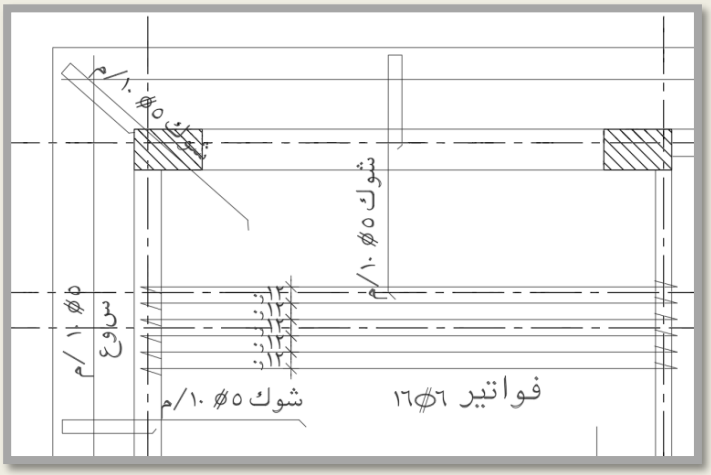
- يتم تمثيل التسليح السفلى الموجب بخط و خطين حيث الخط يعنى الغطاء و الخطين يعنى الفرش ويوضع الفرش فى اتجاه البحر الصغير تقريبا او للاصح فى اتجاه العزم الكبير .
- فى معظم اللوحات لا يتم كتابه او رسم التسليح العلوى فوق الكمرات فهو يوضع بنفس قيمه التسليح السفلى وذلك فى المنشأت العاديه .
- يتم كتابه سمك البلاطه داخل البواكى حول دائره لكل باكيه او من الممكن كتابتها ى الملاحظات و كتابه السمك المختلف فى الباكيه .



- يتم وضع شوكه عند الكوابيل بحيث تمتد مره طول الكابولى داخل البلاطه ويفضل ان لايقل قطرها عن $\phi 12$ لمقاومه الترخيم و يوضع فى الاتجاه العكسي تسليح علوى وسفلى (ع و س) وتسمى ملو فهى توضع داخل الشوكه.



- يتم تهشير بلاطه الحمامات للتعبير على التهبيط و تهبط بلاطه الحمام فى البلاطات المصمته بمقدار 10سم .



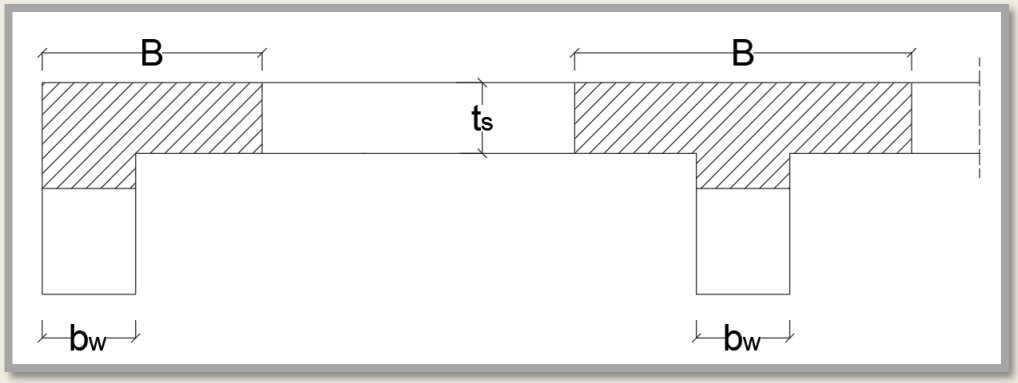
- يتم تمثيل الفواتير كما موضح بالصوره .
- توضع شوكه مائله (مروحه) لمقاومه الحمل على البروز فى الاركان .

○ العرض الفعال B للقطاع شكل T&L طبقا للكود المصرى للبلاطات المصبوبه ميليثيا :

يتم اخذ القيمه الصغرى من الثلاث قيم :

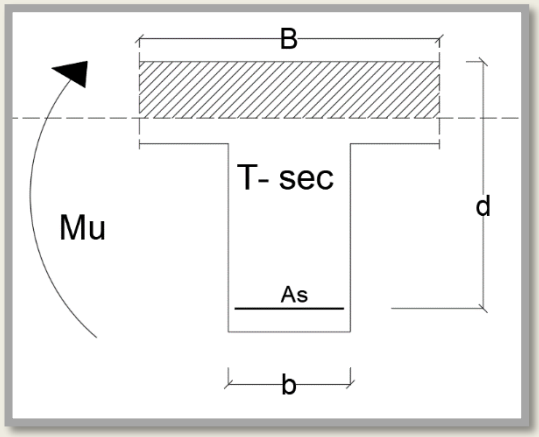
For L sec	For T sec
$\mathfrak{C}_{Beam}$ to $\mathfrak{C}_{slap}$	$\mathfrak{C}_{slap}$ to $\mathfrak{C}_{slap}$
$6t_s + b$	$16t_s + b$
$\frac{L_2}{10} + b$	$\frac{L_2}{5} + b$

حيث L_2 : هى المسافه بين نقطتين الانقلاب للكمرات .



كود صفحه 42-6

Design Of Beam 3 BY ECP CODE :



$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu * (b \text{ or } B)}}$$

Min B For T sec
$\mathfrak{C}_{slap}$ to $Lc = 2 + 1 = 3m$
$16t_s + b = 16 * 0.12 + 0.25 = 2.17m$
$\frac{L_2}{5} + b = \frac{5}{5} + 0.25 = \mathbf{1.25m = 1250mm}$

تتراوح قيمته C1 للكمرات من (3 الى 4)

$$(500 - 50) = C_1\sqrt{\frac{11.66 * 10^7}{25 * 1250}} \rightarrow C1 = 8.1$$

From table J=0.826 & $\frac{c}{d} = 0.167$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow \text{safe}$$

$$C = \left(\frac{c}{d}\right) * d = 0.167 * (500 - 50) = 75.15 \quad \rightarrow a = 0.8C = 60.12mm < t_s \quad ok$$

$$As = \frac{11.66 * 10^7}{360 * (500 - 50) * 0.826} = 871.4\ mm^2$$

$$As_{max} = \mu_{max} * b * d = 5 * 10^{-4} * F_{cu} * b * d = 5 * 10^{-4} * 25 * 250 * (500 - 50)$$
$$= 1407\ \text{mm}^2$$

$$A_s < A_{s\,max} \quad \rightarrow \quad safe$$

$$A_{s\,\min 1} = 0.225\frac{\sqrt{25}}{360} * 250 * 450 = \mathbf{351.6}\ \text{mm}^2 \quad OR \quad \frac{1.1}{360} * 250 * 450$$
$$= 343.75\ \text{mm}^2$$

ثم الاكبر من القيم التاليه

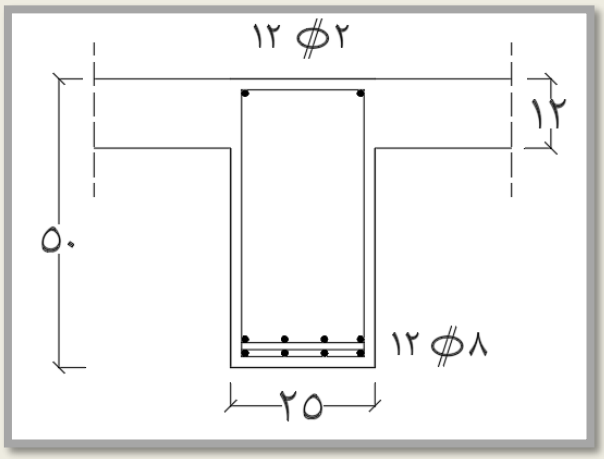
$$A_{s\,min} = 1.3 * 911.1 = 1184.3\ \text{mm}^2 \quad \& \quad A_{s\,\min 1} = \mathbf{351.6}\ \text{mm}^2$$

$$A_s > A_{s\,min} \quad \rightarrow \quad safe$$

$$As = 871.4\ mm^2 / \frac{\pi\ * 12^2}{4} = 7.7\ \approx 8\ Bars$$

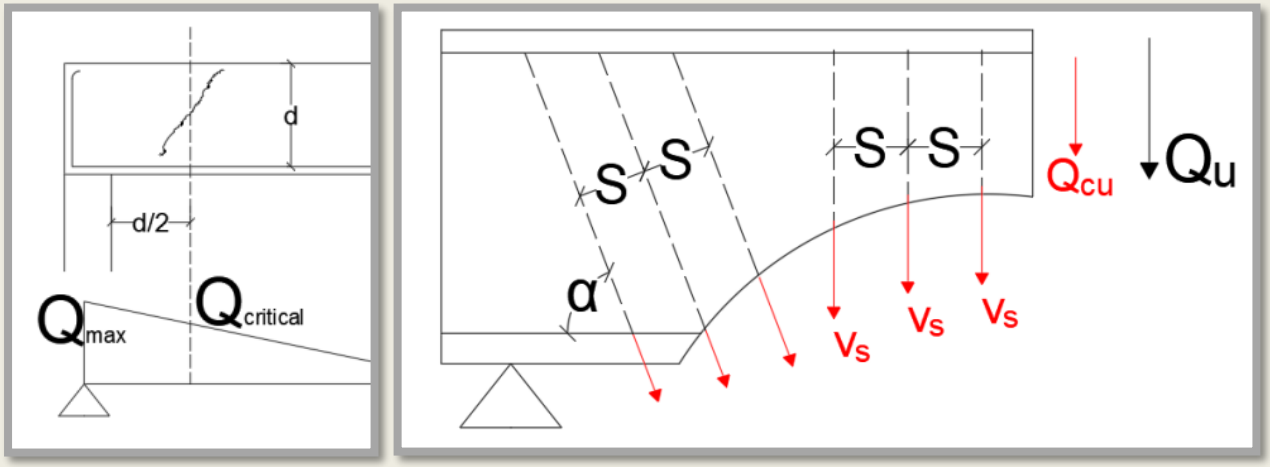
$$As' = 0.2 * 871.4\ mm^2 = 174.3 / \frac{\pi\ * 12^2}{4} = 1.5\ \approx 2\ Bars$$

$$\text{Max No. Of Bars in Row} = \frac{\text{b} - 25}{\emptyset + 25} = \frac{250 - 25}{12 + 25} = 6\ Bars$$



- قوى القص (shear force) :-

- تؤثر قوى القص على القطاع على بعد $\frac{d}{2}$ من وجه العمود ويسمى بالقطاع الحرج المتأثر بقوى القص و يقاوم ذلك النوع من الاجهادات اما بذياده القطاع الخرسانى او بالتسليح عن طريق تكثيف كانات فى تلك المنطقه .



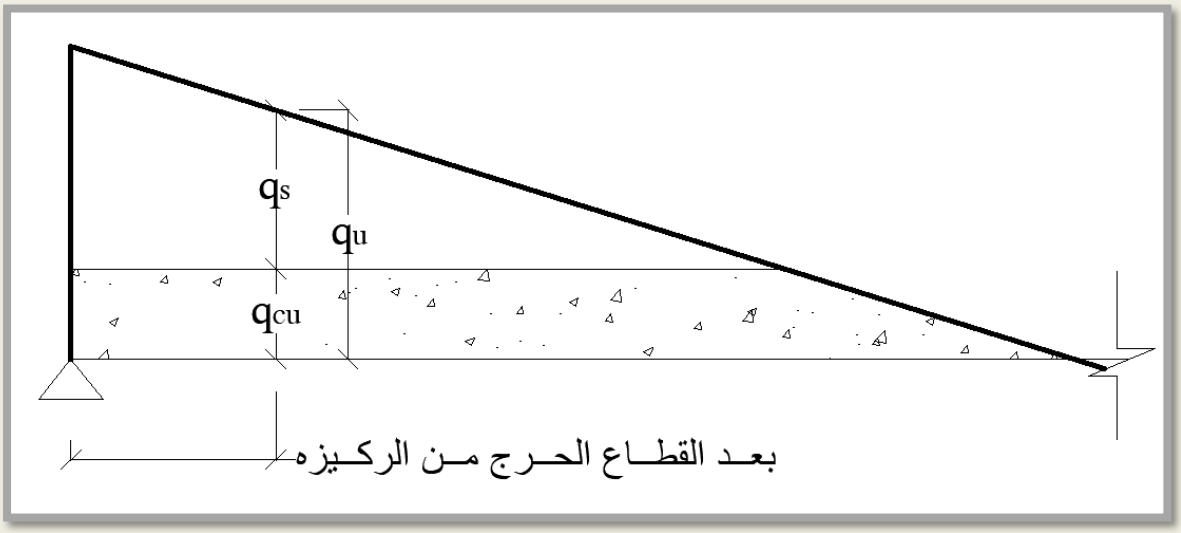
اجهاد القص الفعلى عند التصميم

$$q_u = \frac{Q_u}{b*d}$$

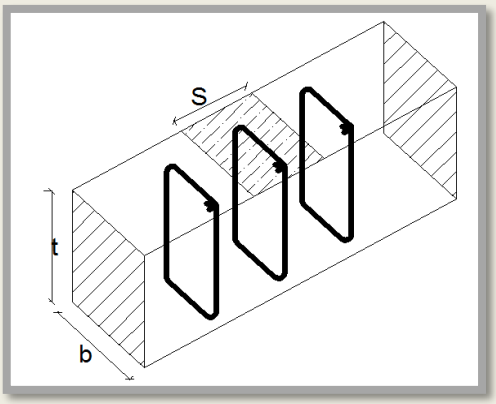
Q_u : هو حمل القص عند القطاع الحرج .
b : هو عرض القطاع (عرض الجزع) .
d : هو العمق الفعال للقطاع .

- الشروخ الناتجه عن وصول اجهادات القص الى اعلى قيمه تسمى (Flexure shear cracks) فيتم مقارنه اجهاد القص الفعلى على القطاع بالاجهاد المسموح به للخرسانه (q_{cu}) مع وجود اقل نسبه تسليح جزعى على القطاع واذا تعدى الاجهاد الواقع على القطاع الاجهاد المسموح به للخرسانه يتم نقل الاجهاد الزائد للتسليح الجزعى من المعادله التاليه :

$$q_{steel} = q_u - q_{cu(cracked)}$$



صفحه 4-16 كود التصميم



- اجهاد الحديد (q_{steel}) بالنسبه للكود المصرى :

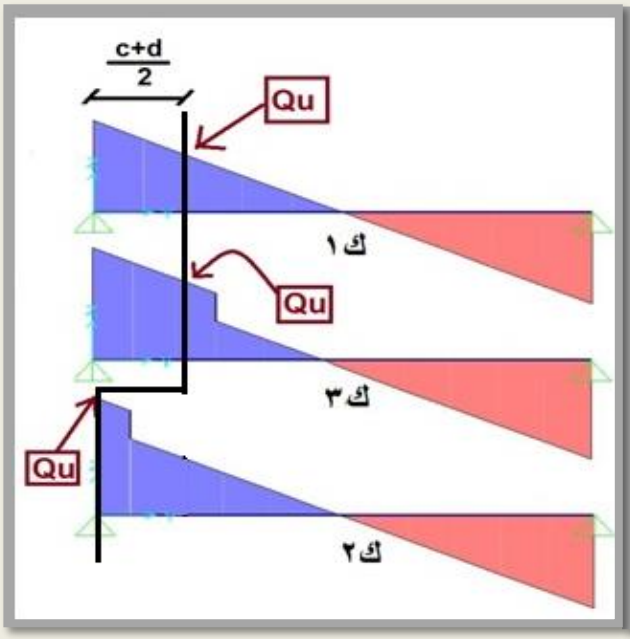
من المعروف ان الاجهاد = قوه / مساحه

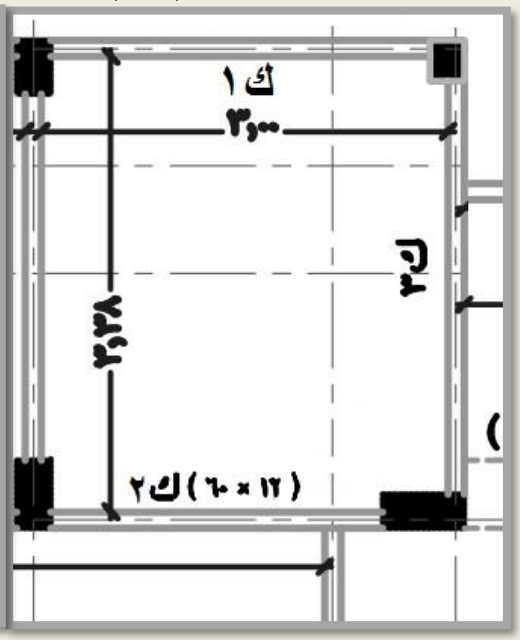
قوه الحديد = اجهاد الحديد(F_y/γ_s) فى مساحه افرع الكانه ($n*A_{str}$)

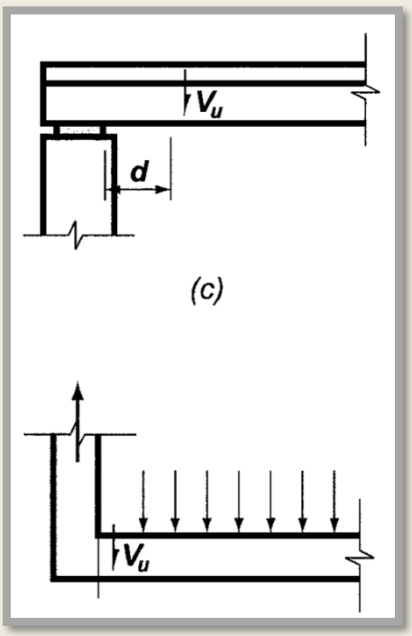
المساحه = عرض الكمره (b) * المسافه التى تحملها الكانه الواحده (S)

$$q_{steel} = \frac{\left(\frac{F_{ystr}}{\gamma s}\right) * n * (A_{str})}{b * S}$$

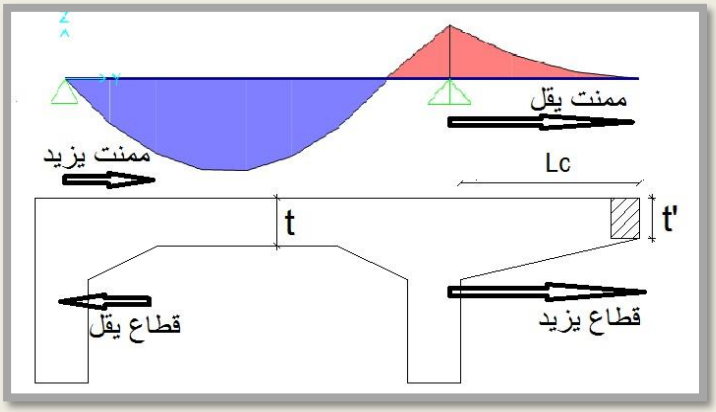
- اماكن القطاعات الحرجه طبقا لمكان الحمل على الكمره (Q_u) :







كود صفحه 6-41



- قوى القص فى الكمرات ذات عمق متغير :

1- فى الكمرات التى يزيد ارتفاع قطاعها مع زياده الممنت .

$$Q_{ur} = Q_u - \frac{M_u * \tan(\beta)}{d}$$

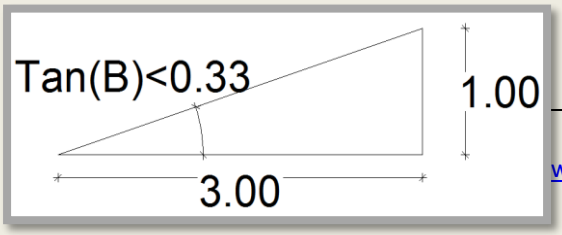
2- فى الكمرات التى يقل ارتفاع قطاعها مع زياده الممنت .

$$Q_{ur} = Q_u + \frac{M_u * \tan(\beta)}{d}$$

- شرط :

1- عمقين الكمره متساويين فى النهايه = t' .

2- وتتحقق الزاويه والميل التاليه .



اجهادات القص المسموح بها طبقا للكود المصرى (q_{cu}) :

1. الاجهاد مسموح به للقطاع الخرسانى لمقاومه قوى القص .
فى القواعد و البلاطات والكمرات التى ارتفاعها اقل من (25سم او $2.5t_s$ او $0.5b$) ايهما اكبر مثل الكمرات المدفونه و الاعصاب فى البلاطات المفرغه يتم تحديد السمك وارتفاع القطاع فيهم على اساس مقاومه القص بواسطه الخرسانه فقط طبقا للعلاقه

$$q_{cu(un\ cracked)} = 0.16\sqrt{F_{cu}/\gamma_c}$$

فى الكمرات يتم مقاومه القص بالخرسانه و التسليح وتلك القيمه المسموح بها تشمل الخرسانه فقط

$$q_{cu(cracked)} = 0.12\sqrt{F_{cu}/\gamma_c}$$

2. اقصى اجهاد مسموح به للقطاع الخرسانى والتسليح معا المصحوب بعزم او بغير عزم بحيث لا تزيد عن 4 ن/مم^2 .

$$q_{cu} = 0.7\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} \le 4\ N/mm^2$$

3. الاجهاد مسموح به للقطاع الخرسانى المصحوب بلى (torsion) .

$$q_{cu} = 0.06\sqrt{F_{cu}/\gamma_c}$$

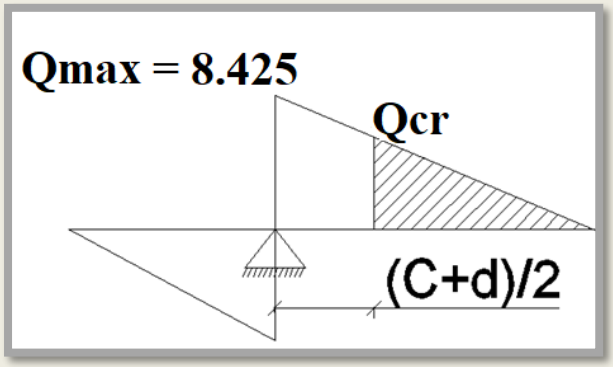
4. فى حاله وجود قوى ضغط يضرب q_{cu} فى معامل .

$$\delta_c = 1 + 0.07(\frac{p_u}{A_c})$$

في حاله قوى الشد يضرب q_{cu} فى صفر اى ان الخرسانه لا تقوام الشد ويقاومه التسليح فقط وهذا يحدث فى (Tie member) .

Check of shear :

Q_{max} = 8.425 t



$$Q_u = 8.425 - 3.37\left(\frac{0.25+0.45}{2}\right) = 7.25\ Ton$$

$$q_{us} = \frac{7.25 * 10^4}{250 * 450} = 0.644\ N/mm^2$$

$$q_{cu} = 0.12\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 0.5\ N/mm^2$$

$$q_{cu\,max} = 0.7\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 2.86\frac{N}{mm^2} < 4\ \frac{N}{mm^2}\ \&\ < q_{us} \quad OK$$

the concrete only un safe shear $q_{us} > q_{cu}$

$$q_{steel} = 0.644 - 0.5 = 0.144\ N/mm^2$$

الاجهاد المطلوب تحمله للتسليح الجزعى (الكانات) = 0.144

$q_{str} = \frac{\left(\frac{F_{ystr}}{\gamma_s}\right)*n*(Astr)}{b*S} = q_{steel}$ نساوى الاجهاد اللى تتحمله الكانه بالاجهاد المطلوب

Ass. Use 2 branch str. & str. Ø8

$$0.144 = \frac{\left(\frac{240}{1.15}\right)*2*\left(\frac{\pi*8^2}{4}\right)}{250*S} \rightarrow S = 583\ mm$$ But min 200 mm

و الشائع $6\ Ø\ 8\ /m'$

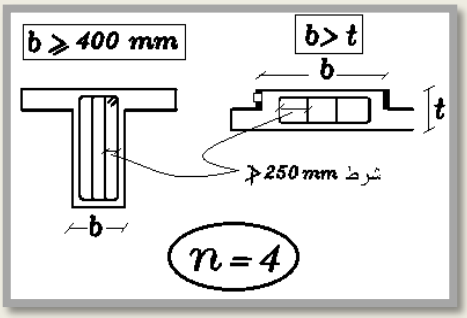
اشتراطات عامه للكمرات :

1- لا يقل الحد الادنى للتسليح الجزعى عن $\mu_{min} = \frac{0.4}{Fy}$ حيث $\mu = \frac{Astr(\text{مساحه فرع الكانه}) * n(\text{عددالفروع})}{b * S}$

2- في الكمرات التي عرضها > ارتفاعها او ≤ 400mm يجب وضع كانات اربع فروع على الاقل بحيث لا تزيد المسافه بين الفروع عن 250mm .

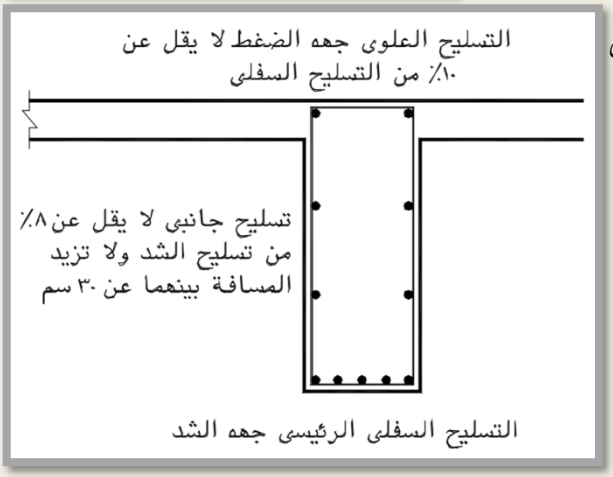
3- اقل اجهاد خضوع فى التسلح الجذعى 400ن/مم2 .

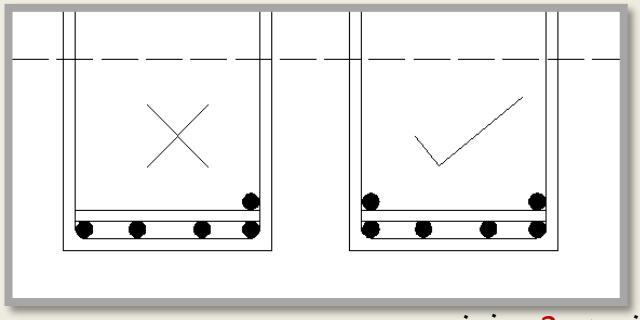
4- اقل مسافه بين الكانات 100مم واكبر مسافه 200مم .

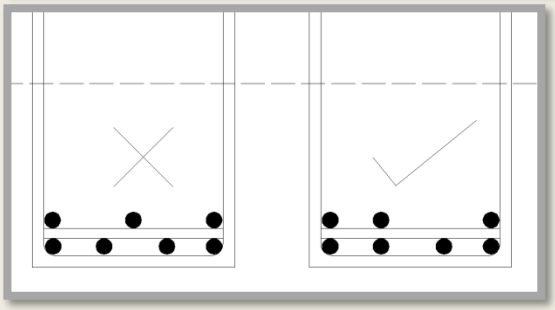


5- وضع اسياخ مقاومه للانكماش (shrinkage bars) في حاله زياده العمق الكلى للكمره عن 70سم .

6- لا يقل عدد الاسياخ فى الصف عن 2 .







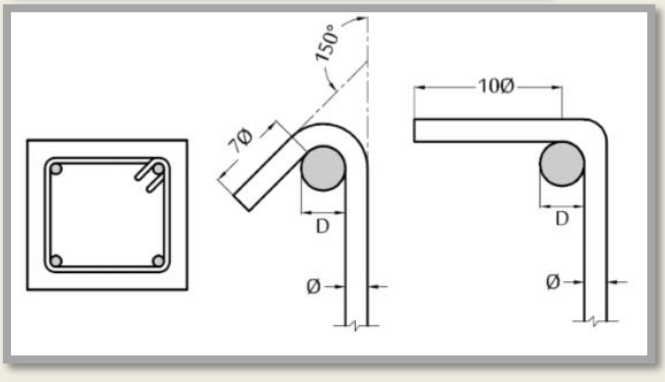
8- اقصى عدد صفوف هو 3 صفوف .

9- اقل مسافه بين الصفوف Ø او 25مم ايهما اكبر وفى الواقع توضع فضله حديد (تخانه) بينهم بنفس قطر التسليح الرئيسى .

10- يجب رص الحديد كالتالى حتى لتجنب التعشيش .

11- يحسب اقصى عدد اسياخ فى الصف كالتالى:

$$n = \frac{b-2.5}{\emptyset+2.5}$$



12- طول قفل الكانه يساوى Ø7 بزاويه 150^0 و Ø10 بزاويه 90^0 تقريبا لزياده التماسك مع الخرسانه .

13- لا يقل عمق الكمره عن 40 سم ولا يقل عن $(3t_s)$ لضمان جساءه الكمره ولكن يمكن ان تقل فى حاله عمل تحليل حسابى يأخذ فى الحسبان تأثير جسائه الكمره الحامله للبلاطه .

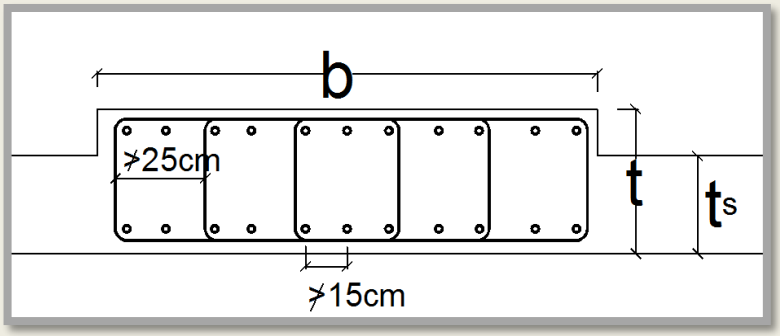
14- لا يقل عرض الكمره عن $\frac{3*t_s}{4}$ بحد ادنى 100 مم .

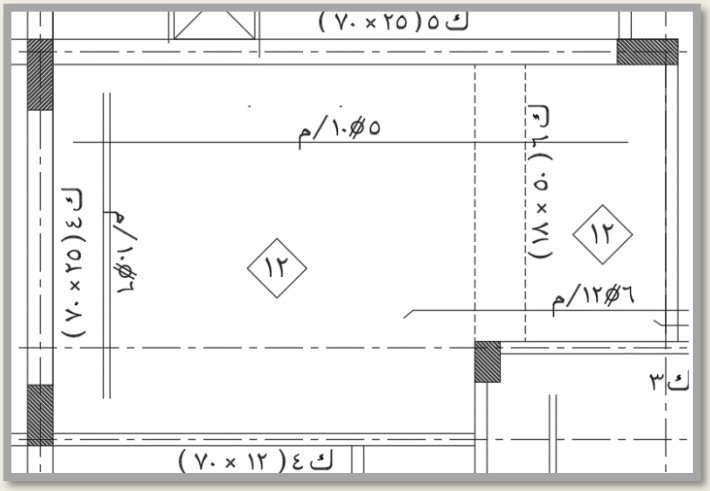
15- لابد من مراعات حد النحافه فى الكمرات .

16- لا يزيد عرض الكمره عن الاقل من (عرض العمود + عمق الكمره او ضعف عرض العمود) .

- تصميم الكمرات المدفونه :-

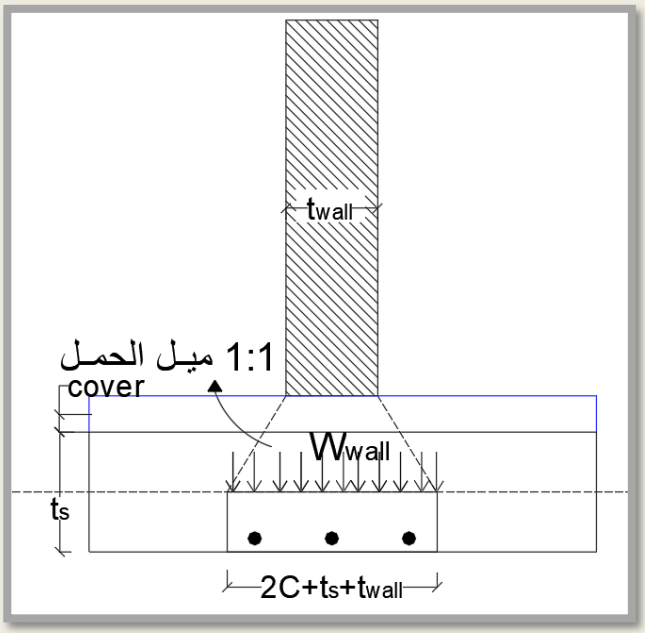
- لاتفضل الكمرات المدفونه فى البلاطات الكمريه الا اذا كانت الاحمال على الكمره صغيره حيث ان اقصى سمك للكمره 18 سم فقط حيث من الممكن اخفاء البروز مع التشطيب اذا كان سمك البلاطه 12سم والغرض تقسيم البحور للبلاطه .
- اغلب القطاعات فى الكمرات المدفونه R-sec حيث ان 0.5b>t .
- يتم التاكد من اجهادات القص(shear) واجهدات القص الثاقب (punch) و لا يتم مقاومه اجهاد القص بالتسليح الجزعى ليتحمل كامل القطاع الخرسانى اجهاد القص فى حاله ارتفاع الكمره اقل من 25سم او 0.5عرض الكمره .

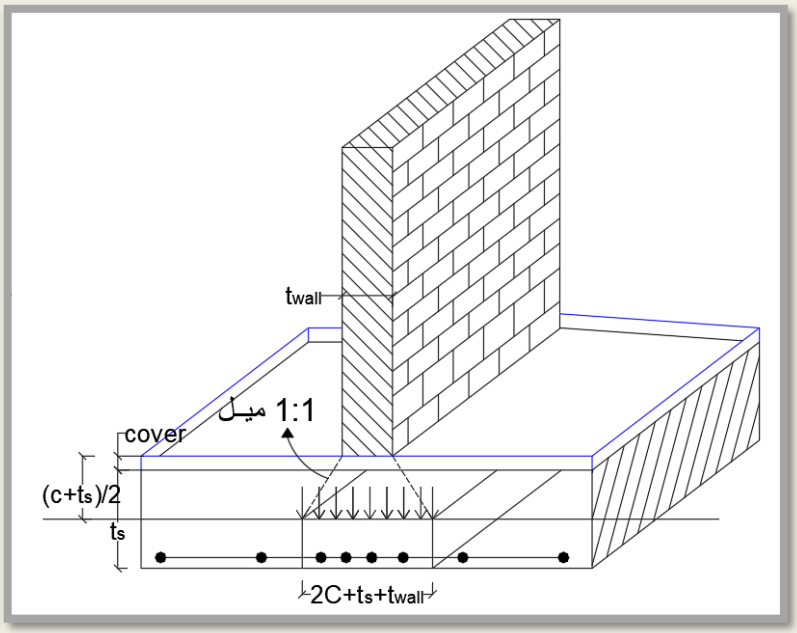




- الحمل الخطى (حوائط) على البلاطه مباشره بدون كمرات :-

- من الممكن وضع حمل خطى بدون كمرات فى البلاطه الاكمريه كالاتى :

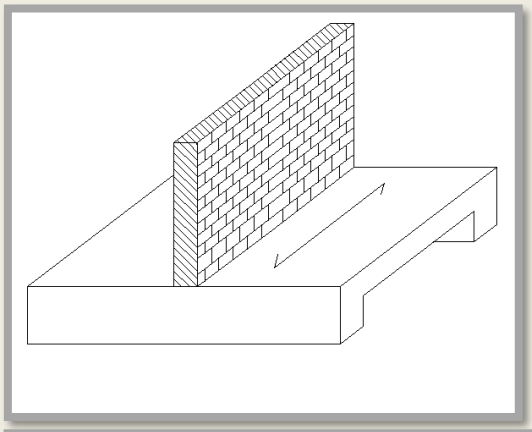




- الاجهادات الواقعه من الحائط الى البلاطه تكون عند منتصف البلاطه بميل 1:1 فيكون العرض الفعال المراد تصميمه بدون تشطيب $B = (t_{wall}+t_s)$

هناك نوعان من البلاطه التى تحمل الحوائط (two way & one way)

اولا : فى حاله البلاطه one way :



- فى حاله الحمل الخطى عمودى على خطوط ارتكاز البلاطه (موازي للحمل الرئيسى) .
- يتم تحليل البلاط وتصميمها بدون حوائط .

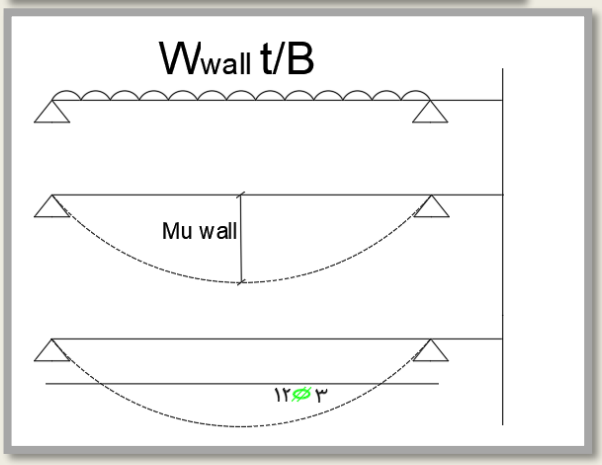
1- $B = (t_{wall}+t_s)$

2- يتم توزيع حمل الحائط على المساحه الفعاله للبلاطه

$W_{wall} = 1.4(t_{wall} * H_{wall} * \gamma_{br}) = \ldots t/m'$

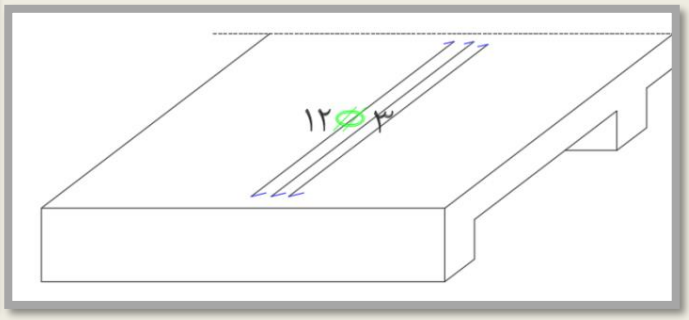
3- ايجاد قيمه العزم

$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu*(b\ or\ B)}} \rightarrow Get\ C1\ \&\ J$$



$$3Ø12As = \frac{Mu}{Fy*J*d} = \cdots mm^2/B \rightarrow$$

4- يفضل ان يكون القطر كبير والعدد قليل



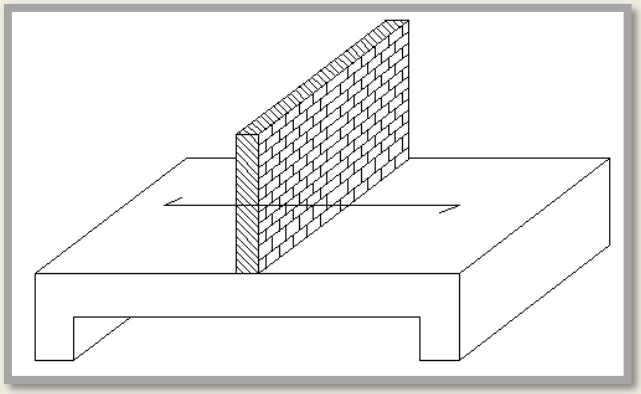
- فى حاله الحمل الخطى موازى لخطوط ارتكاز البلاطه (عمودى على الحمل الرئيسى) .

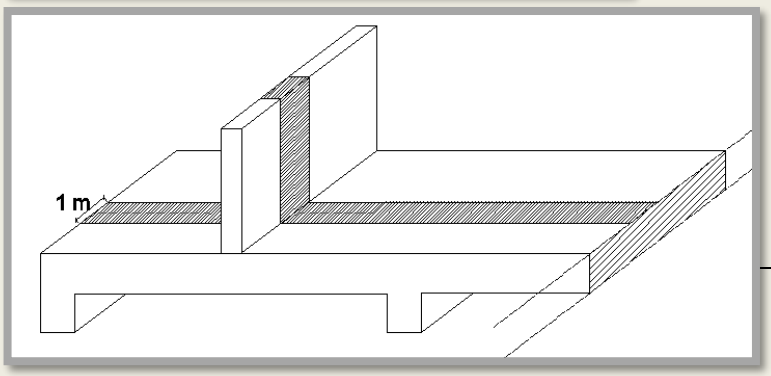
1- يتم حساب حمل الحائط هنا لكل متر طولى .

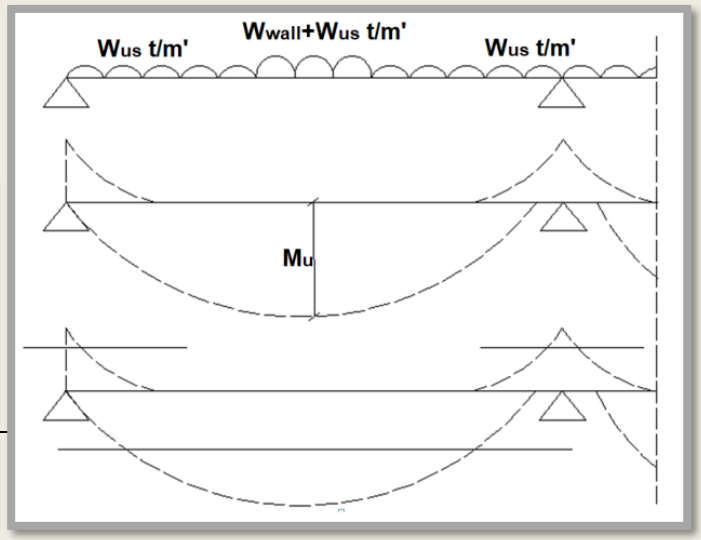
$W_{wall} = 1.4(t_{wall} * H_{wall} * \gamma_{br}) = \ldots t/m'$

2- يتم حساب حمل البلاطه

$W_{su} = 1.4(D.L)+1.6(L.L) = \ldots t/m$







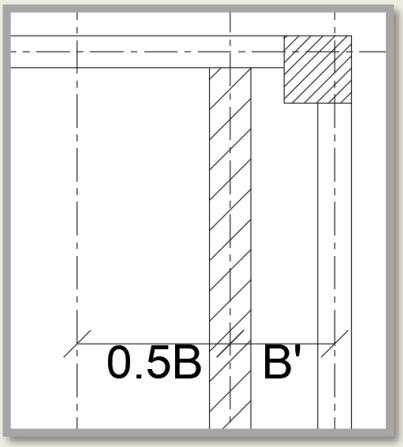
- اقصى عرض يمكن توزيع التسليح خلاله

$$B_{max} = B + (\frac{A_{s\ sec.}}{A_{s\ main}})L$$

حيث

B : العرض الفعال .

$\frac{A_{s\ sec.}}{A_{s\ main}}$: نسبه التسليح الثانوى الى الرئيسى و هي تساوى 1 حيث ان التسليه فى الاغلب متساوى فى الاتجاهين ولكن لا يجب ان تزيد تلك النسبه عن 0.67



L : المسافه بين نقاط الانقلاب للبلاطه ولكننا نعتبر ان البحر الذى يتم وضع الفواتير فيه بسيط اى يتم اعتبار L هى البحر الفعال للبلاطه .

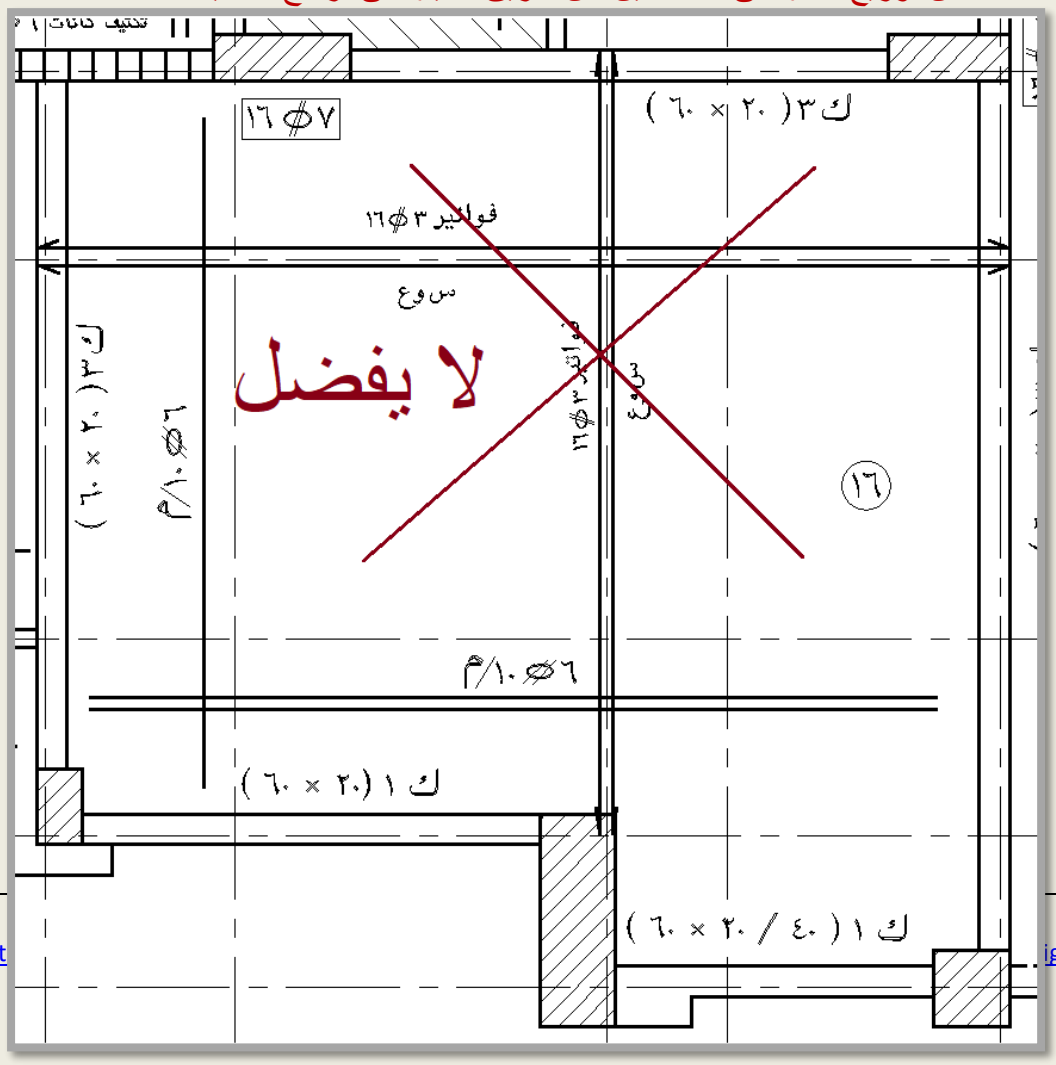
- لا يجب ان يزيد اقصى عرض عن

$$B_{max} \leq \min of\ (B + 2m\ \mathbf{OR}\ L_{long} for\ slap)$$

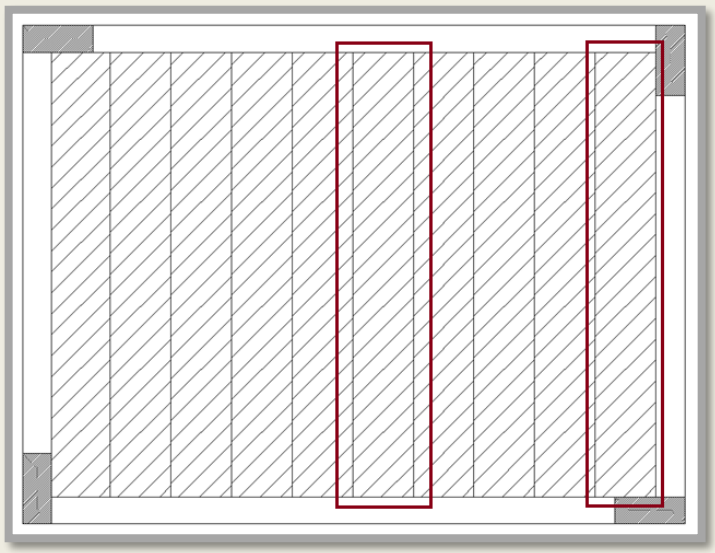
- فى حاله ان الحائط قريب من الركيزه يكون العرض الفعال يساوى المسافه بين الحائط والركيذه مضاف اليه نصف العرض الفعال او نصف اقصى عرض فعال .
- يتم التحقق من قوى القص على العرض الفعال B .

ثانيا : فى حاله البلاطه Two way :

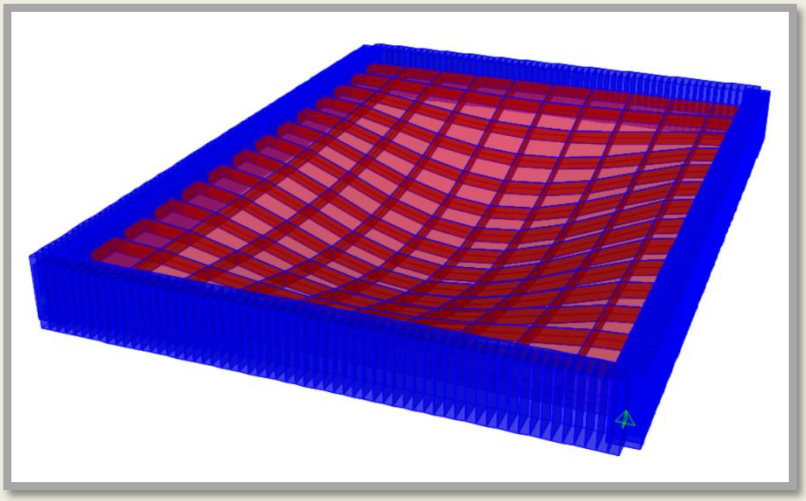
- لا يفضل عمل فواتير فى حاله ان البلاطه Two way وذلك لان الحمل الناتج عن الحائط سوف يوزع فى الاتجاهين وليس فى اتجاه واحد فلابد من توزيع حملها فى الاتجاهين عن طريق تمثيلها فى برامج التحليل .



- لماذا الحل اليدوى يختلف عن حل البرنامج ؟؟



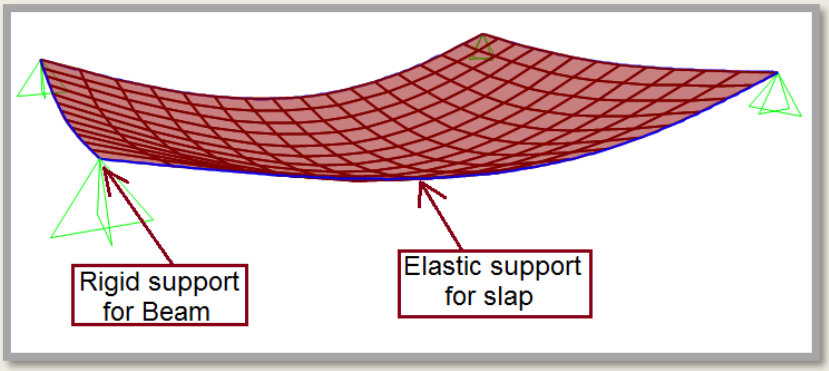
الجدير بالذكر ان الحل اليدوى فى البلاطات او الحل اليدوى بشكل عام فى الاغلب هو حل مبسط او تقريبى لما يمثل الواقع والمثل هنا اننا عندما قمنا بتحليل البلاطه قد اخذنا شريحه 1م فى منتصف البلاطه وقمنا بتحليلها وتصميمها ثم وزعنا التسليح على كل متر فى البلاطه على اساس ان العزم فى الشريحه التى فى منتصف البلاطه هو نفس العزم فى جميع الشرايح الاخرى ولكن هذا غير واقعى فان الترخيم فى شريحه المنتصف اكبر من الترخيم فى شريحه الطرف كما نلاحظ فى الصوره المرفقه من تحليل البرامج وهذا يدل على ان العزم فى المنتصف اكبر من العزم عند اى نقطه اخرى فانه يقل كلما اتجهنا لركيزه البلاطه (الكمره)



- يترتب على ذلك انه من المفترض ان يكون التسليح عند طرف البلاطه اقل من التسليح فى المنتصف وقد تم ذلك فى طرق تفريد التسليح فى كود التفاصيل .

الجدير بالذكر ايضا اننا قد افترضنا ان البلاطه محموله على ركائز جسئه Rigid support ولكن فى الواقع هى ركائز مرنه

Rigid support	Elastic support
○ هى ركيزه لا يسمح لها بالحركه فى اتجاه محور Z اى لا يسمح لها بالترخيم مثل الاعمده .	○ هى ركيزه يسمح لها بالحركه فى اتجاه محور Z اى يسمح لها بالترخيم مثل الكمرات او البلاطات .



الجدير بالذكر ايضا اننا قد وزعنا الاحمال على الكمرات طبقا للاشكال المعتاده من مثلثات واشباه المنحرفات وغيرها الواقعه على الكمرات لتعطى لنا قيمه الحمل الواقع على الكمره او نصيب الحمل على الكمره من البلاطه فهذه فرضيه ويمكن ان تكون

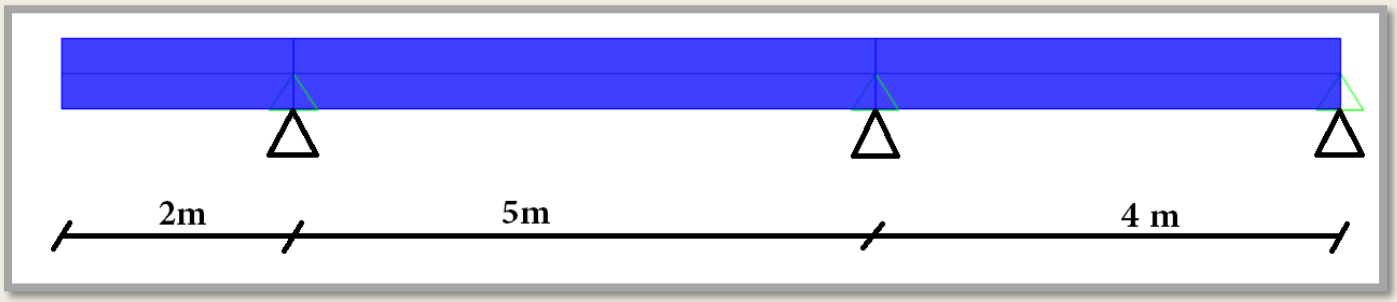
صحتها بنسبه كبيره فى حاله ان الكمرات المحيطه بالبلاطه زات جسائه واحده ولكن اذا اختلفت جسائه الكمرات المحيطه بالبلاطه يختلف توزيع الاحمال فكلما زادت جسائه العنصر كلما سحب حمل اكبر فيزيد العزم عليه وتؤخذ تلك النقطه فى الاعتبار فى برامج التحليل

الملاحظه هنا انه يختلف التحليل اليدوى عن التحليل بالبرامج فالبرامج ادق فى تحليلها لانها تاخذ فى الاعتبار جميع المتغيرات .

- Max Max Moment :-

- عند تصميم البلاطات و الكمرات و الاخذ فى الاعتبار حالات التحميل للحمل الحي نلاحظ تغير القيم للنتائج كما بالمثال التالى :

المثال لكمره بها حمل ميت 2 t/m’ و الحمل الحى 5 t/m’ و تم دراسه تغير الاحمال الحيه عليها و ايجاد قيم العزوم المختلفه لكل باكيه



حالات التحميل للكمره :

الحاله الاولى :

الحمل الدائم (الميت) 2 t/m’ ثابت بطول الكمره + الحمل الحى 5 t/m’ ثابت بطول الكمره .

الحاله الثانيه :

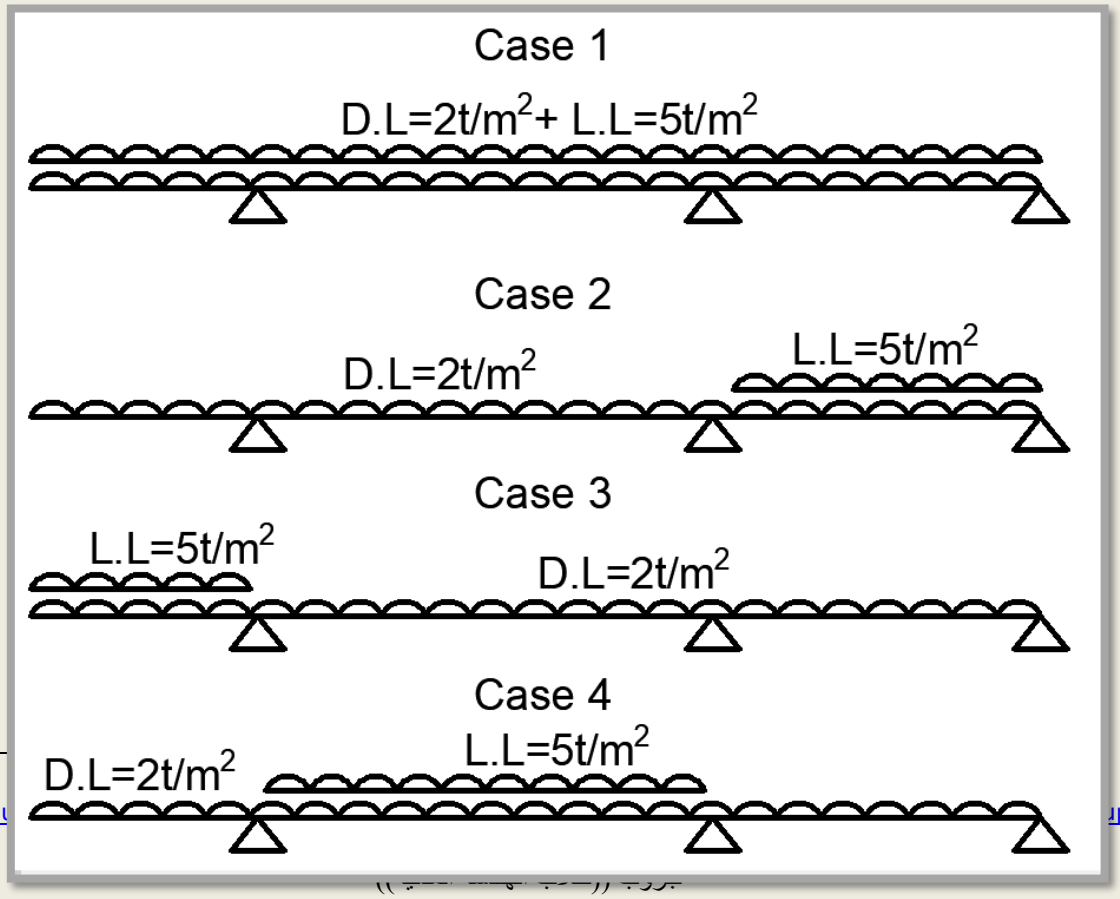
الحمل الدائم (الميت) 2 t/m’ ثابت بطول الكمره + الحمل الحى 5 t/m’ عند الباكيه اليمنى فقط .

الحاله الثالثه:

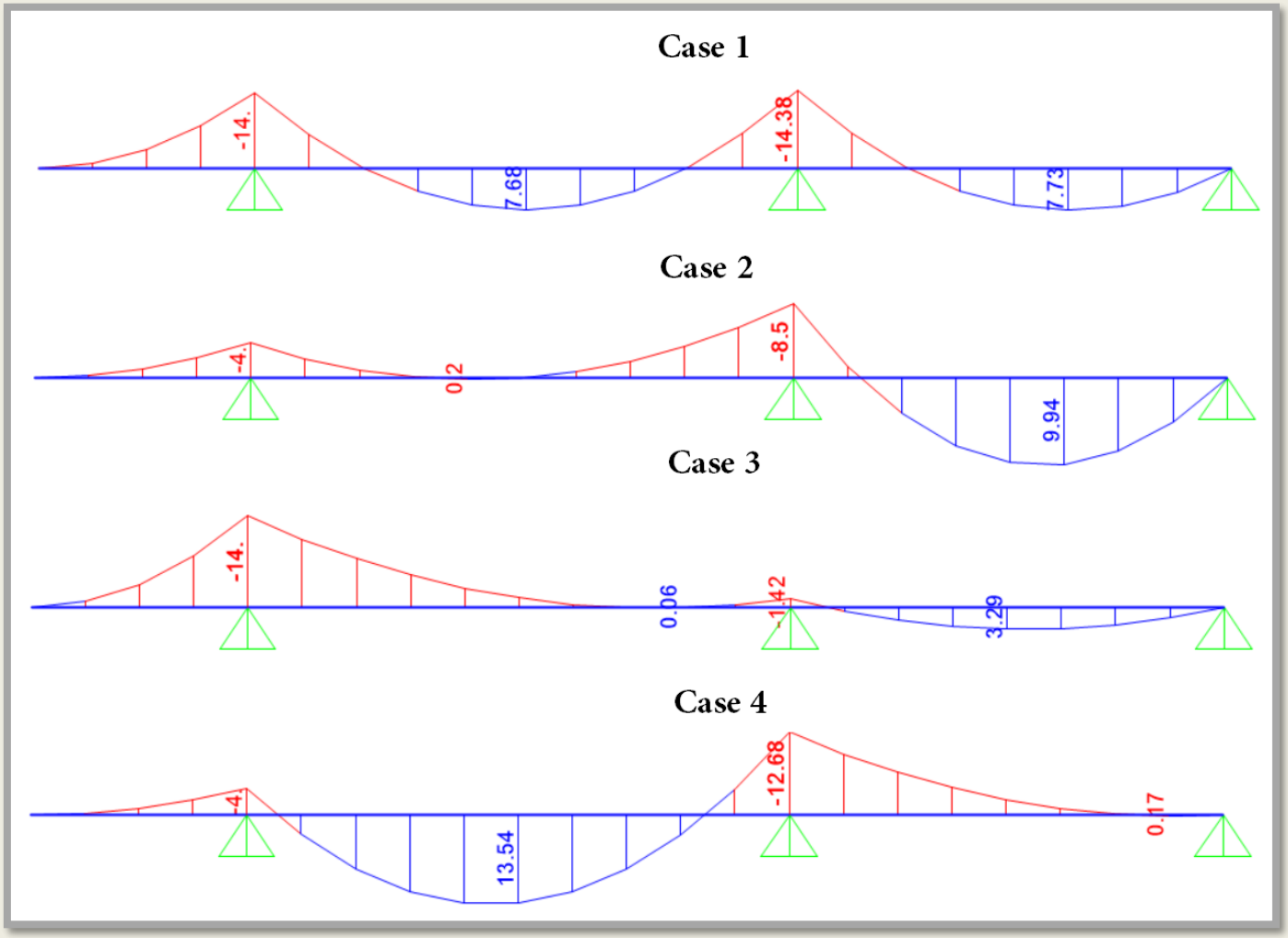
الحمل الدائم (الميت) 2 t/m’ ثابت بطول الكمره + الحمل الحى 5 t/m’ عند الباكيه اليسرى فقط .

الحاله الرابعه :

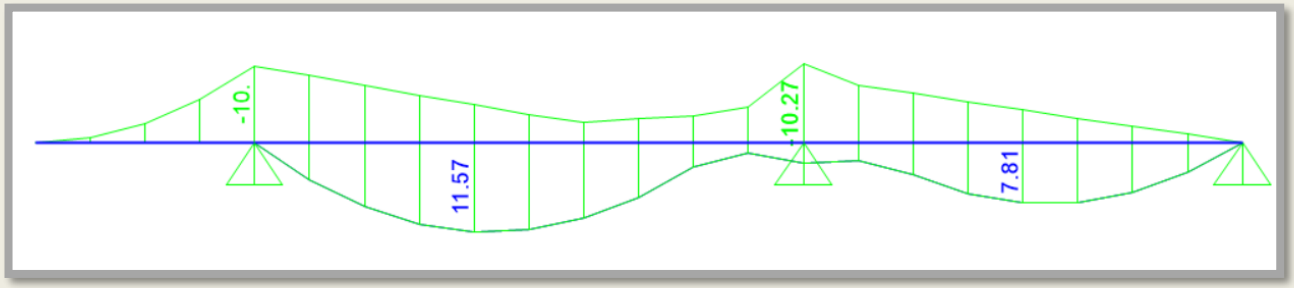
الحمل الدائم (الميت) 2 t/m’ ثابت بطول الكمره + الحمل الحى 5 t/m’ عند الباكيه الوسطى فقط .



نتائج التحليل :



فنلاحظ ان اقصى قيم للعزوم العلويه(السالبه) تكون فى الحاله الاولى اما العزوم السفليه تكون متغيره فنلاحظ وجود عزوم علويه فى وسط الباكيه نتيجه ازاله الحمل الحى منها فعند ايجاد القيم القصوى الكليه لمجموع الحالات تكون النتائج كالتالى :

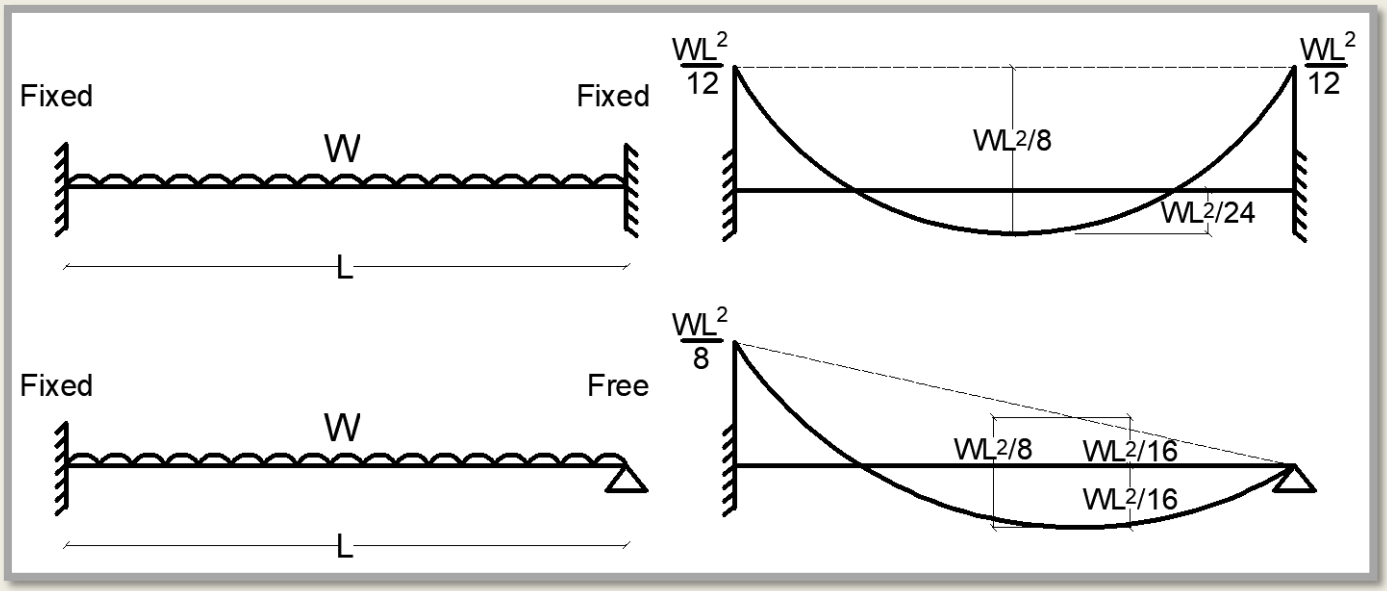


- فلابد من التصميم على تلك الاحمال لتحقيق التصميم الامن والكود يأخذ ذلك فى الاعتبار عند التحليل بطريقته ولكن يصعب استخدامها حيث ان الكود لا يسمح باستخدامها فى حاله زياده الفرق بين البحور او الفرق بين الاحمال فى البحور المختلفه للكمره المستمره عن 20% للبحرين المتجاورين وهذا كثير ما يحدث فى المنشأت المختلفه لذلك يجب استخدام طرق اخرى فى التحليل .

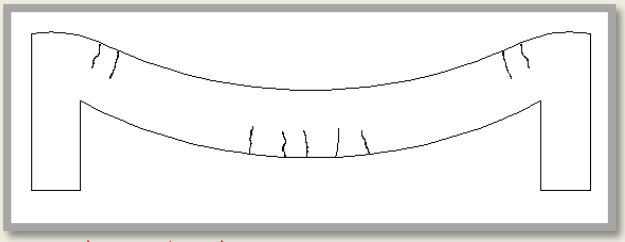
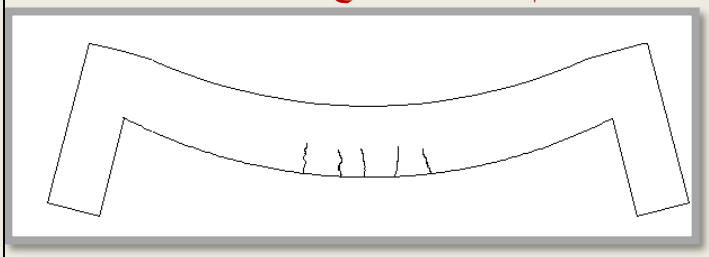
- ملحوظه هامه :

يسمح الكود باعتبار الاحمال منتظمه فى جميع البحور وذلك فى المبانى العاديه ولكن فى المنشأت الخاصه لابد من اخذ تأثير التحميل التجزئى لكل باكيه لاعطاء اقصى قوى داخليه .

- اضاف الكود المصرى بعض الشروط الواجب مراعاتها عند التحليل و هو الا يقل عزم الانحناء الموجب للكمرات الطرفيه عن $\frac{W.L^2}{16}$ و فى الكمرات الداخليه عن $\frac{W.L^2}{24}$ هنا اعتبر ان الكمرات الصرفيه Fixed Free و الكمرات الداخليه Fixed Fixed .



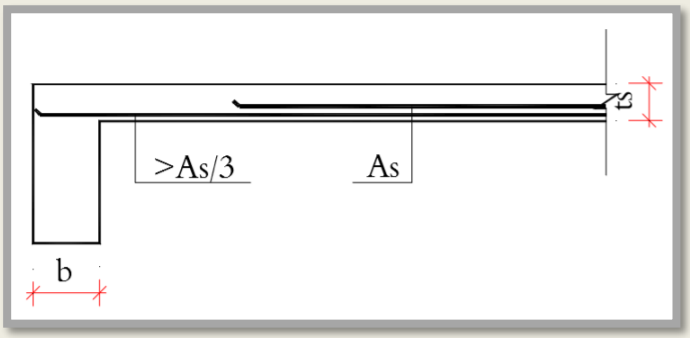
- ملحوظه :-
  - عند تحليل بلاطه سولد على البرامج لابد من الغاء قيم عزوم اللى على الكمرات فعند التصميم نهمل تاثير عزوم اللى على الكمر و هذا يزيد من قيمه العزوم على البلاطه

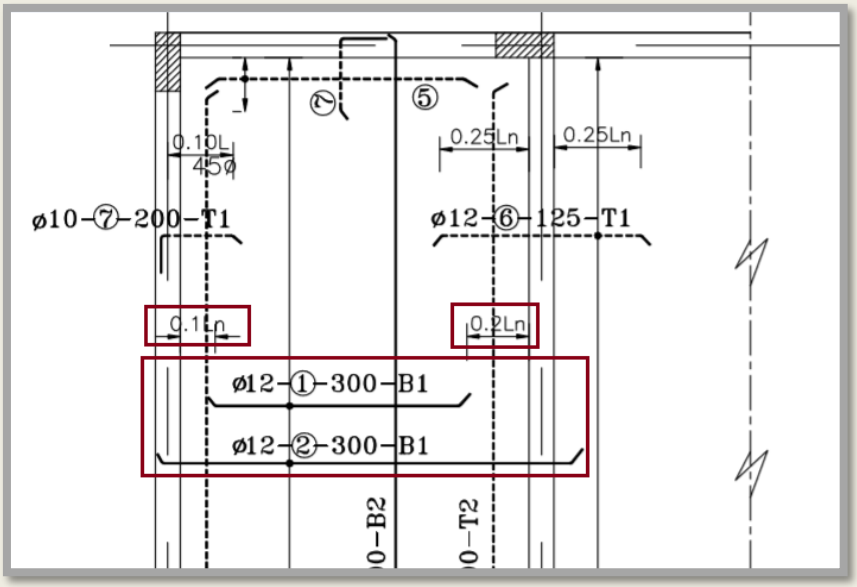
Compatibility torsion	Equilibrium torsion
- لاتجعل الكمره تحمل عزوم لى ولكن البلاطه تحمل عزوم انحناء .  - فناخذ فى الاعتبار عند نهايه البلاطه او الكمر قيمه عزوم تساوى $(\frac{W*L^2}{24})$.	- تحمل الكمره عزوم لى ناتجه عن عدم اتزان العزوم وسوف يتم دراسه هذا النوع منفصلا 

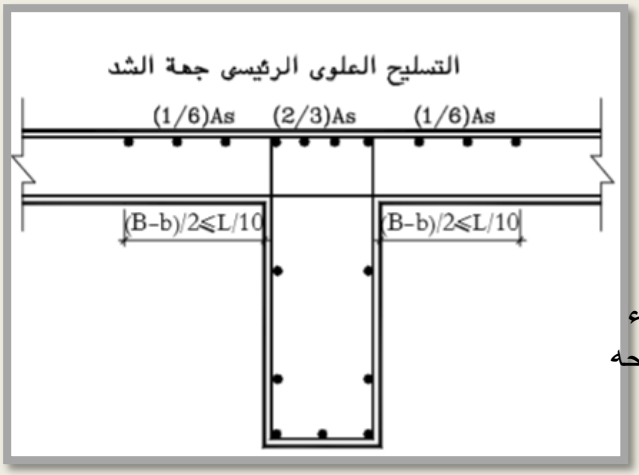
Shop Drawing For Solid SLab

- **اشتراطات تسليح و تنفيذ البلاطه :-**

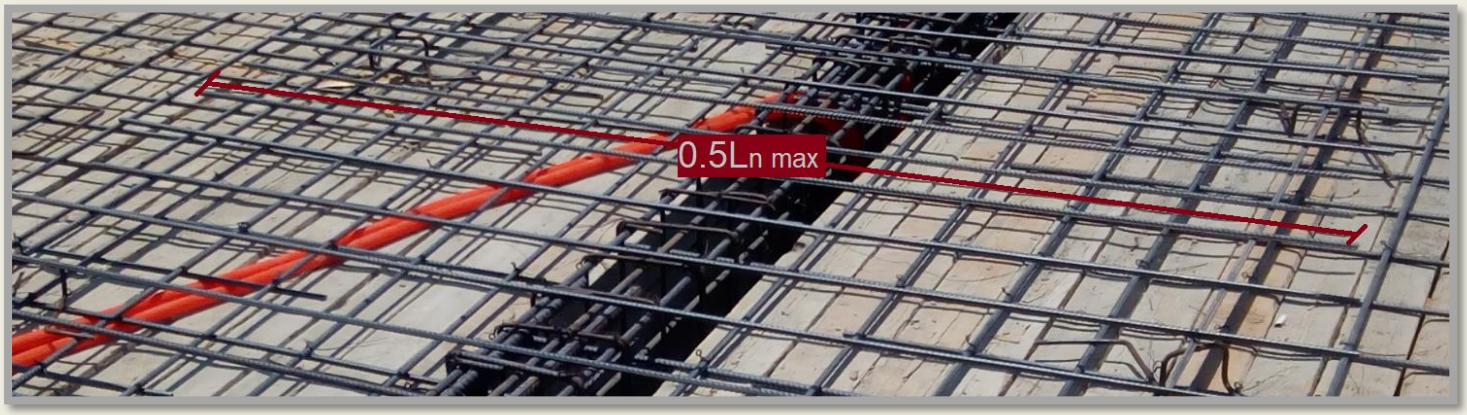
1- يجب الا تقل مساحه مقطع اسياخ التسليح السفليه الممتده الى نهايه الكمره عن ثلث مساحه مقطع التسليح فى منتصف البحر و يتم رص التسليح السفلى بحيث يتم توصيل السيخ الى نهايه الركيزه و الاخر ينتهى عند $0.2L_n$ من الباكيه المستمره و $0.1L_n$ من الباكيه البسيطه و التسليح العلوى يوضع فوق الركيزه بنفس قيمه التسليح السفلى بحيث يمتد بقيمه $0.25L_n$ للبحرين فى الباكيه المستمره و $0.1L_n$ للبحرين فى الباكيه البسيطه بحيث تمتد داخل الركيذه بطول رباط كاف .

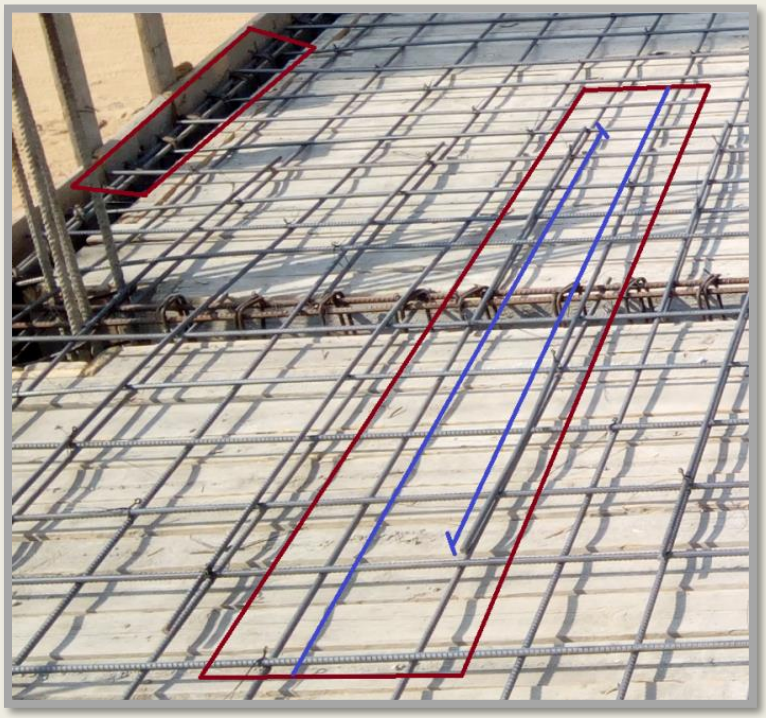




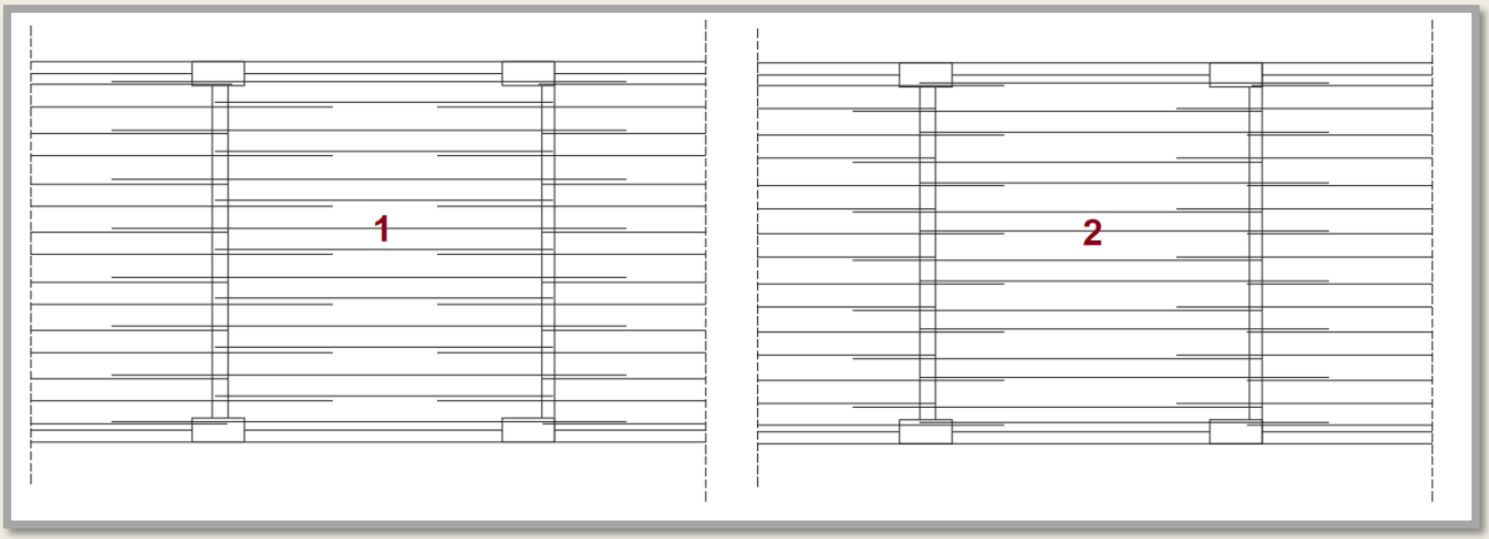


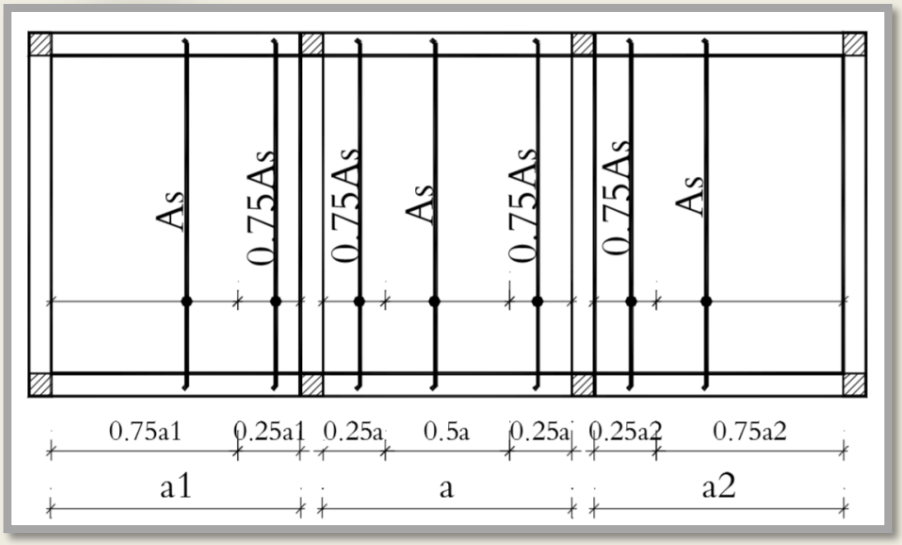
- حيث L_n هو طول البحر الصافى الموازى لطول التسليح .
- فى حاله وجود شفه القطاع على شكل حرف T ناحيه الشد توزع جزء من اسياخ التسليح الرئيسى فى العرض الفعال للشفه بالمسافه الموضحه بالصوره وذلك لمنع حركه الاسياخ اثناء الصب و لتكون الاسياخ الموازيه للكمره تعمل كوحده واحده .





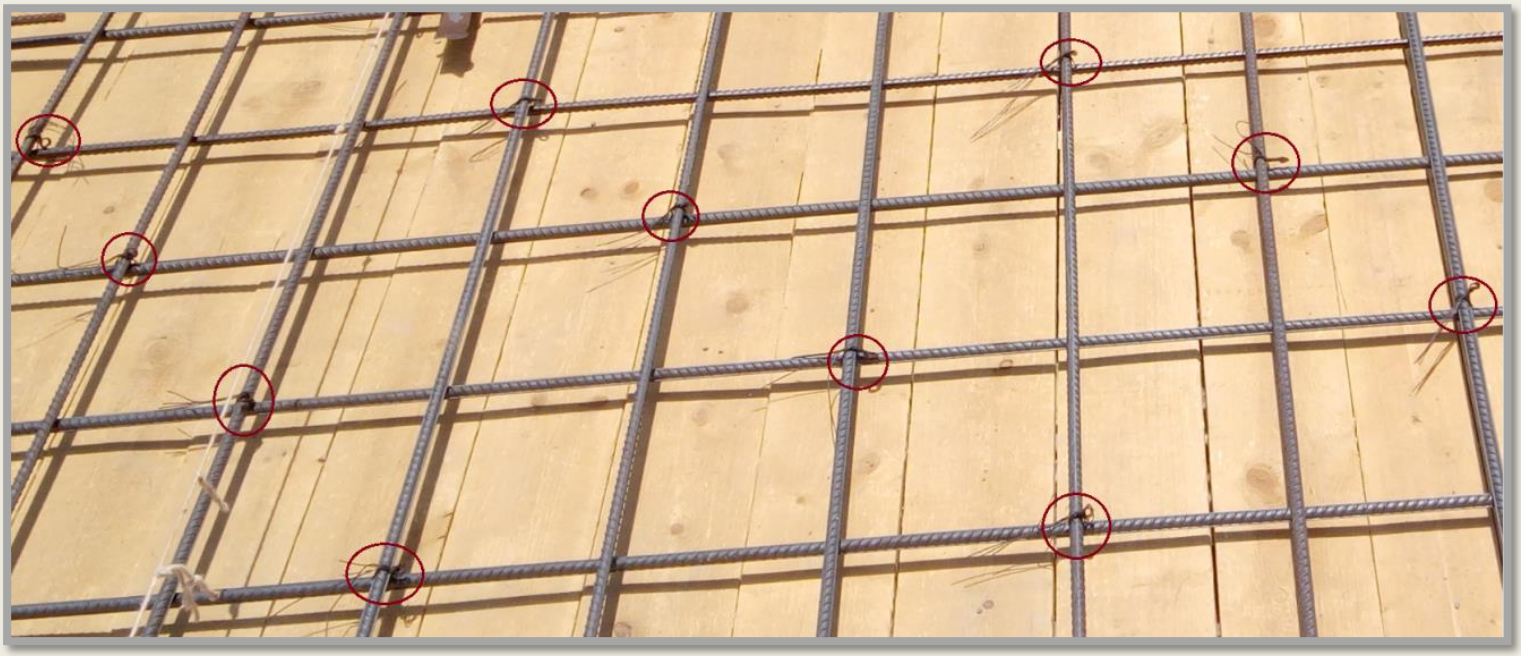
- يتم رص التسليح بطريقه اخري وهى ان يتم رص التسليح السفلى فى منتصف البحر و العلوى فوق الركائز بنفس السيخ حيث يتم رص التسليح بالتبادل اى سيخ يقف عند الركيزه والاخر يستمر لربع الباكيه الاخرى و فى الباكيه الاخرى يتم الرص بعكس الباكيه الاولى بالتبادل .
- هناك نوعان من رص و تقطيع التسليح هو ان يتم رص الاسياخ بحيث يكون سيخ منتهى عند الركائز و الاخر ممتد من الناحيتين ويتم رصهم بالتبادل كما بالشكل رقم 1 او يكون السيخ ممتد من ناحيه و منتهي عند الركيزه من الناحيه الاخرى ويتم رصهم بشكل زجزاج .





2- في البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين يمكن تخفيض التسليح الموجب الذى يجاور الأحرف المستمرة للبلاطة ويوازيها عندما تكون البلاطة مستمرة في اتجاه عمودي على هذه الأحرف ويمكن التخفيض بمقدار الربع وفى عرض من البلاطة لا يزيد عن ربع أقصر بحر في الباكية .

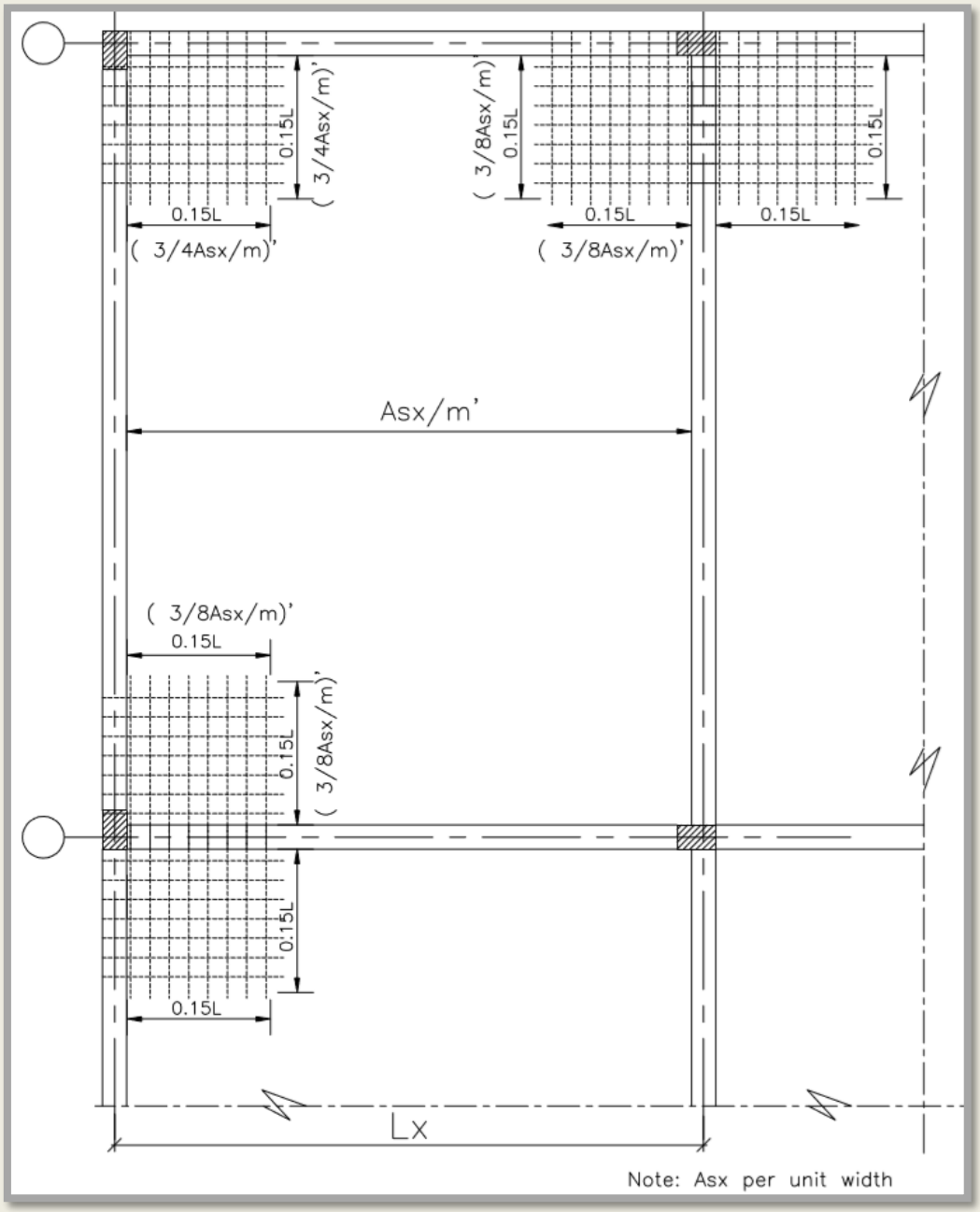
3- يتم ربط تسليح الفرش والغطاء بسلك رباط بشكل مائل بالتبادل (شطرنج) مع مراعات قص الاشاير الزائده من سلك الرباط حتى لا يتسبب فى طدا حديد التسليح .



- الفواتير او المشاطيف او الاحجبه :-

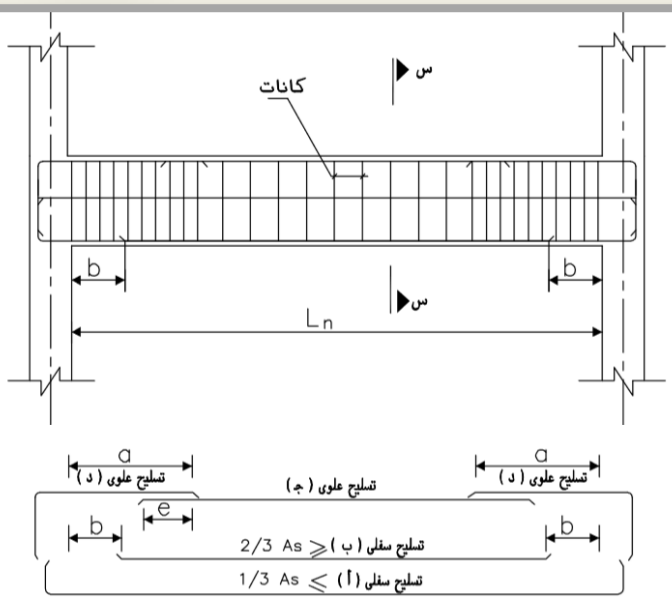
2- يتولد عند اركان البلاطه عزم لى للبلاطات ذات الاتجاهين تؤدي الى حدوث شروخ ويحدث ذلك عند زياده البحر عن 5m فلابد من وضع تسليح عند الاركان لمقاومه عزوم اللى .

3- يتم وضع اسياخ مائله بزاويه 45 درجه عند الاركان و تسليحها ومسافاتها نفس الحديد الرئيسي السفلى .



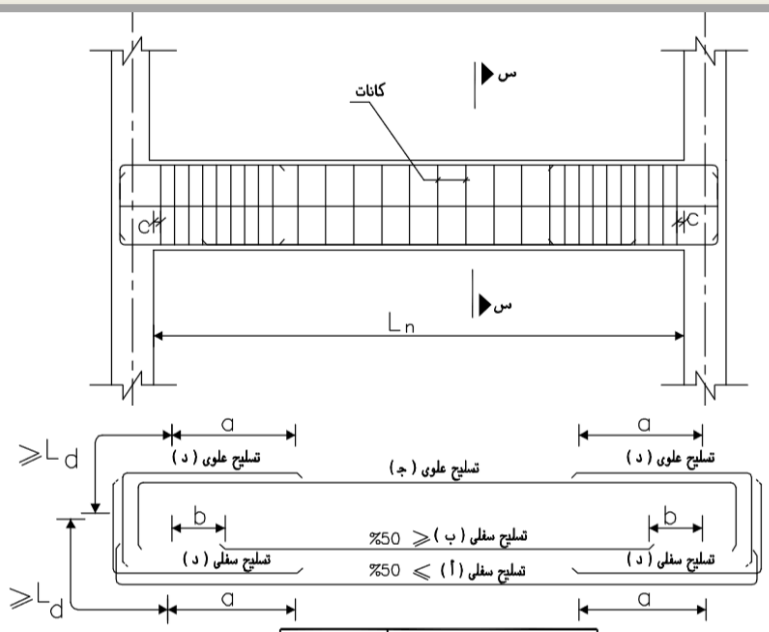
- فى الواقع تنفذ مشاطيف 3Ø12 سفلى وعلوى عند الاركان .

- تفاصيل تسليح الكمرات :-



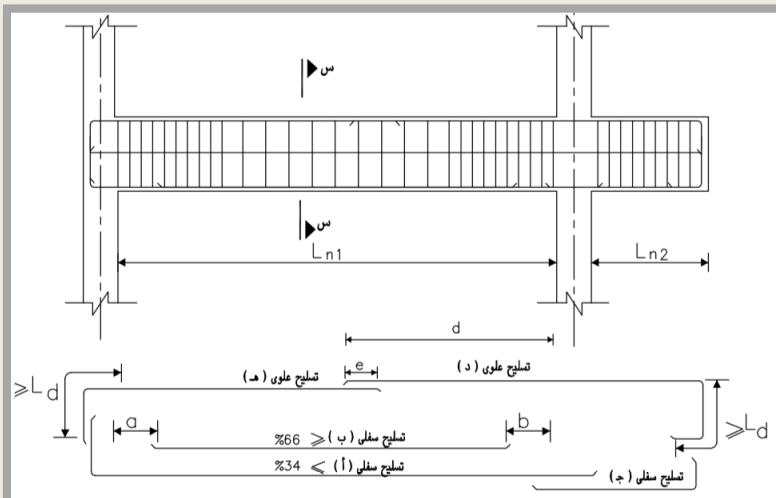
TYPE	Length
a	Min. 0.15 L_n
b	Max. 0.10 L_n
e	Bigger of (12 ø or 25 cm)

الكمرات البسيطه المعرضه لاحمال راسيه



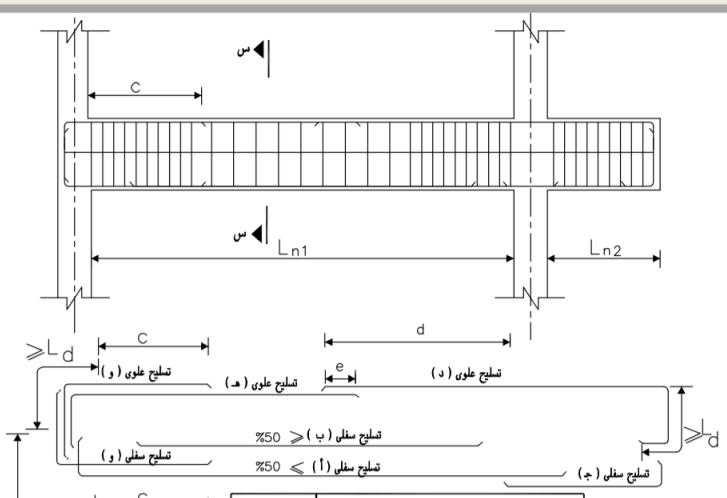
TYPE	Length
a	Min. 0.15 L_n
b	Max. 0.10 L_n
c	Max. 50 mm

الكمرات البسيطه المعرضه لاحمال راسيه وجانبيه



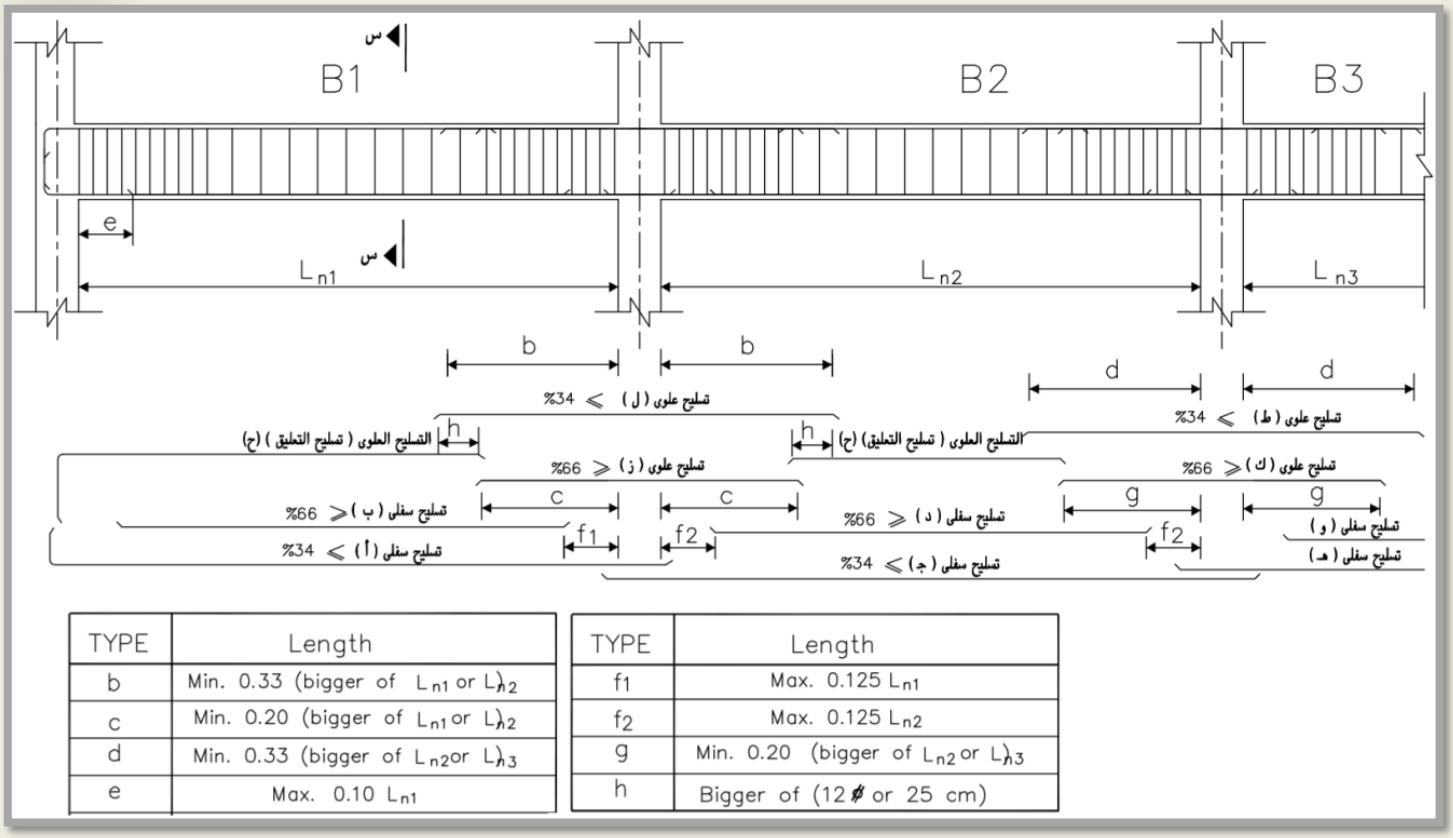
TYPE	Length
a	Max. 0.10 L_{n1}
b	Max. 0.125 L_{n1}
d	Min. 1.50 L_{n2}
e	Bigger of (12 ø or 25 cm)

الكمرات البسيطه ذات الكوابيل المعرضه لاحمال راسيه



TYPE	Length
a	Max. 0.10 L_{n1}
b	Max. 0.125 L_{n1}
c	Min. 0.15 L_{n1}
d	Min. 1.50 L_{n2}
e	Bigger of 12 ø or 25 cm

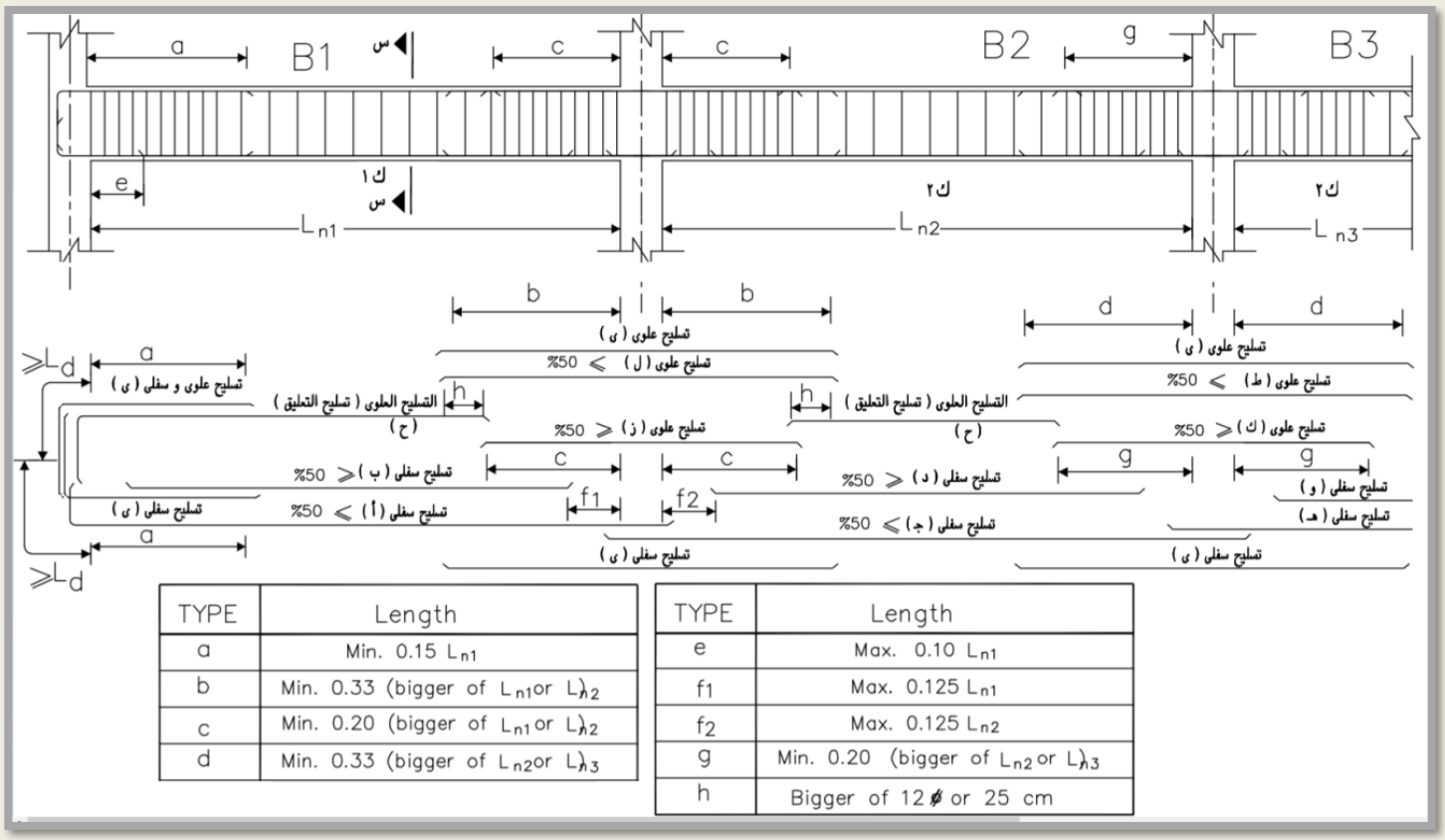
الكمرات البسيطه ذات الكوابيل المعرضه لاحمال راسيه وجانبيه



TYPE	Length
b	Min. 0.33 (bigger of L_{n1} or L_{n2})
c	Min. 0.20 (bigger of L_{n1} or L_{n2})
d	Min. 0.33 (bigger of L_{n2} or L_{n3})
e	Max. 0.10 L_{n1}

TYPE	Length
f1	Max. 0.125 L_{n1}
f2	Max. 0.125 L_{n2}
g	Min. 0.20 (bigger of L_{n2} or L_{n3})
h	Bigger of (12 ø or 25 cm)

الكمرات المستمره المعرضه لاحمال راسيه



TYPE	Length
a	Min. 0.15 L_{n1}
b	Min. 0.33 (bigger of L_{n1} or L_{n2})
c	Min. 0.20 (bigger of L_{n1} or L_{n2})
d	Min. 0.33 (bigger of L_{n2} or L_{n3})

TYPE	Length
e	Max. 0.10 L_{n1}
f1	Max. 0.125 L_{n1}
f2	Max. 0.125 L_{n2}
g	Min. 0.20 (bigger of L_{n2} or L_{n3})
h	Bigger of 12 ø or 25 cm

الكمرات المستمره المعرضه لاحمال راسيه وجانبيه

- يشترط عند توقف اسياخ التسليح فى المناطق المعرضه للشد يجب تحقيق احد الشرطين :

1. لا يزيد مقدار اجهاد القص الاقصى عند نقطه توقف الاسياخ على ثلثى مقاومه القص القصوى للقطاع شامله مقاومه التسليح الجزعى

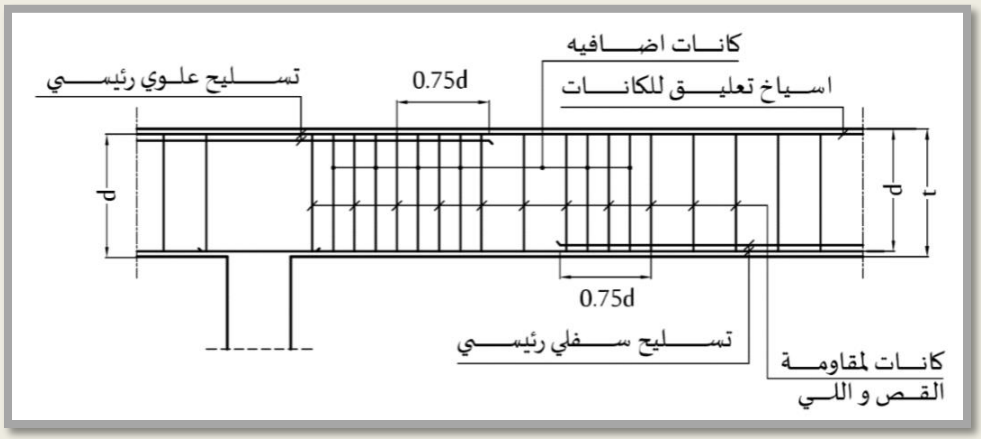
$$q_{cu} \leq \frac{2}{3}(0.5q_{cu} + q_{su})$$

2. مساحه الكانات عند القطاع الذى توقفت عنده الاسياخ الطوليه اكبر من مساحه الكانات اللازمه لمقاومه القص و اللى عند هذا المقطع بقيمه لا تقل عن

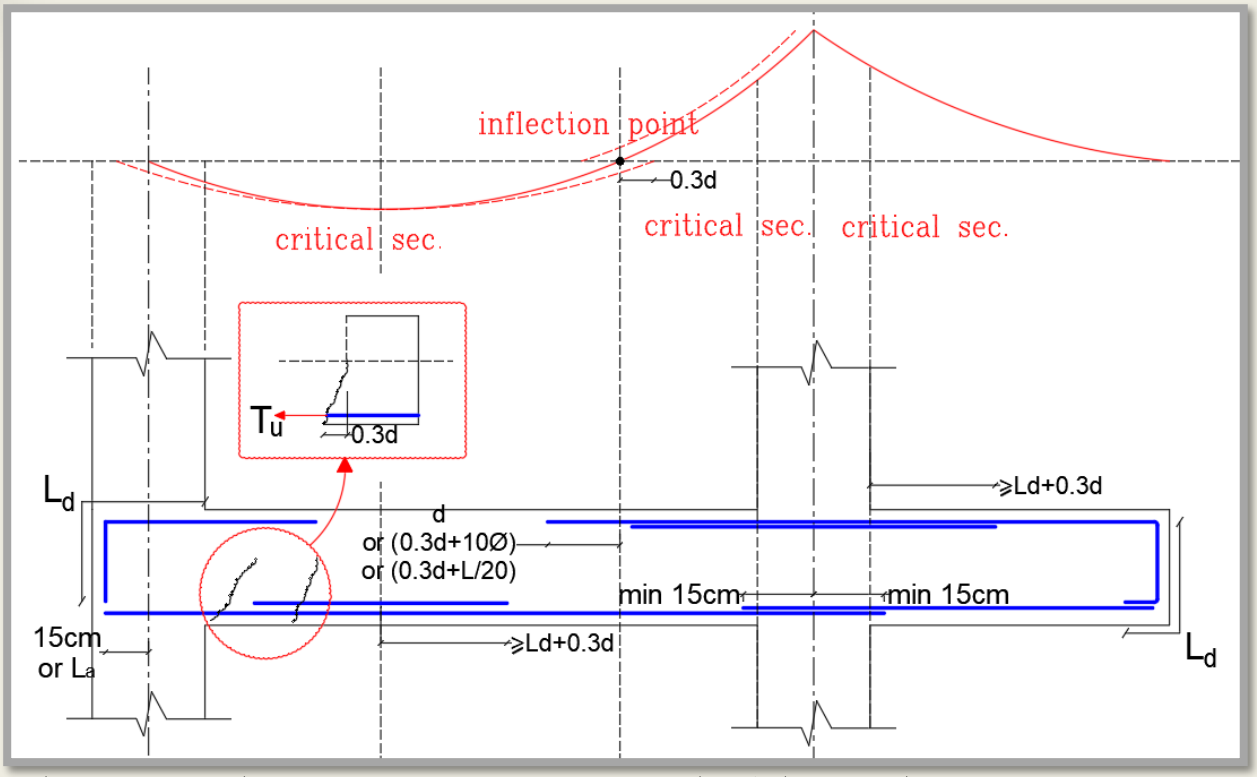
$$A_{st} = \frac{0.4 * b * S}{F_y}$$

توزع تلك الكانات على مسافه تساوى 0.75d من نقطه توقف الاسياخ على الا تزيد المسافه بين الكانات عن $\frac{d}{8\beta}$.

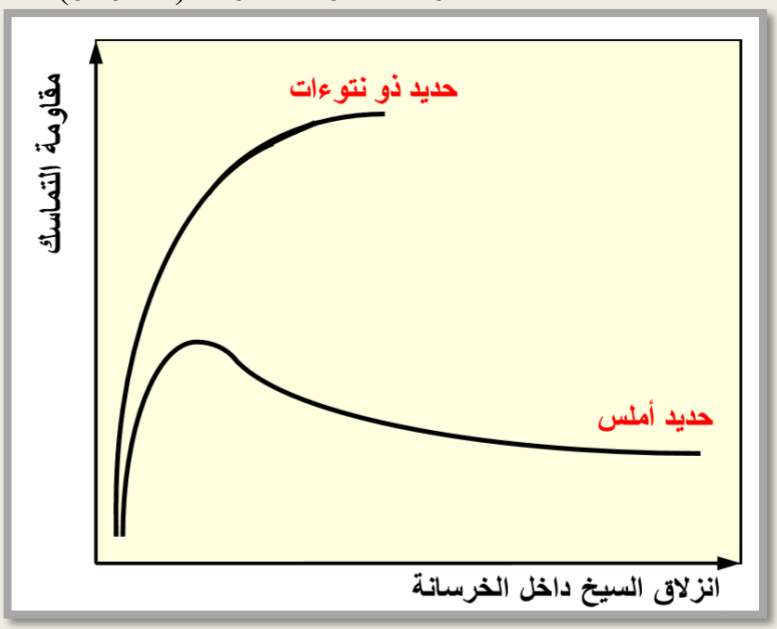
حيث β : هى النسبه بين مساحه صلب التسليح المتوقف الى التسليح الكلى .



- **طول التماسك L_d و طول الرباط L_a و طول الوصله (كود صفحه 4-50) :-**



- عند تصميم اى عنصر يتم اخذ العزم عند القطاع الحرج سواء عزم موجب (فى منتصف البحر) او عزم سالب عند الركيزه بحيث يتحمل السيخ اجهاد الخضوع (F_y) فتتولد قوه سحب على الاسياخ تساوى A_bF_y هذه القوى تقاوم باجهادات تتوزع على المساحه السطحيه للسيخ (اجهاد التماسك) وهى احاطت الخرسانه بالسيخ فلابد ان يكون التسليح بطول مناسب L_d (Development length) حتى يتماسك مع الخرسانه ولا ينفصل منها بحيث لا يتعدى الاجهاد المسموح للتماسك و يتم التماسك بين الخرسانه و الحديد بواسطه الالتصاق مع الخرسانه (Adhesion) و قوى الاحتكاك بين السيخ و الخرسانه (Friction) و التحميل على النتوءات البارزه فى الاسياخ (Bearing)
والشكل يوضح الفرق بين التماسك للحديد الاملس و الحديد زات النتوات (المشرشر) من كتاب د.محمود الامام



- طول التماسك L_d (Development length) : وهو المسافه من بدايه القطاع الحرج حتى نهايه السيخ ومضاف اليه مسافه ترحيل العزم (0.3d) وهو الناتج عن الشروخ المائله نتيجه قوى القص وعزم الانحناء حيث يجب ان يمتد السيخ بطول تماسك يتناسب مع قوه الشد او الضغط فى السيخ عند هذا المقطع لنقل القوى بدون انفصال فى الخرسانه او بدون شروخ طوليه لابد من ان يمتد التسليح بطول تماسك من بدايه القطاع الحرج وحتى نهايه التسليح حتى يتولد اجهاد تماسك لمقاومه الانزلاق حيث ان القوى المتولده على السيخ $A_b F_y$

$$L_d = \frac{\alpha \phi \beta \eta (\frac{F_y}{\gamma_s})}{4 F_{bu}}$$

حيث :

ϕ : القطر الاسمى للسيخ .

α : معامل تصحيح يتوقف على شكل طرف السيخ ويساوى 0.75 للاسياخ الغير مستقيمه .

β : معامل تصحيح يتوقف على نوعيه سطح السيخ و يساوى 0.75 للاسياخ ذات نتوءات .

η : معامل يتوقف على موقع السيخ وتساوى 1.3 للاسياخ الافقيه المعرضه للشد والتى يزيد سمك الخرسانه المصبوب اسفلها عن 30سم بينما تساوى 1 لجميع الحالات الاخرى حيث من الممكن تكون فراغات فى الاعلى تقلل من التماسك .

F_{bu} : اجهاد التماسك الحدى للخرسانه مع صلب التسليح .

$$F_{bu} = 0.3 \sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} \quad N/mm^2$$

ملخص للقانون

$$L_d = \frac{0.75 * \phi * 0.75 * 1(\frac{F_y}{1.15})}{4 * 0.3\sqrt{\frac{F_{cu}}{1.5}}} = \frac{\phi F_y}{2\sqrt{F_{cu}}}$$

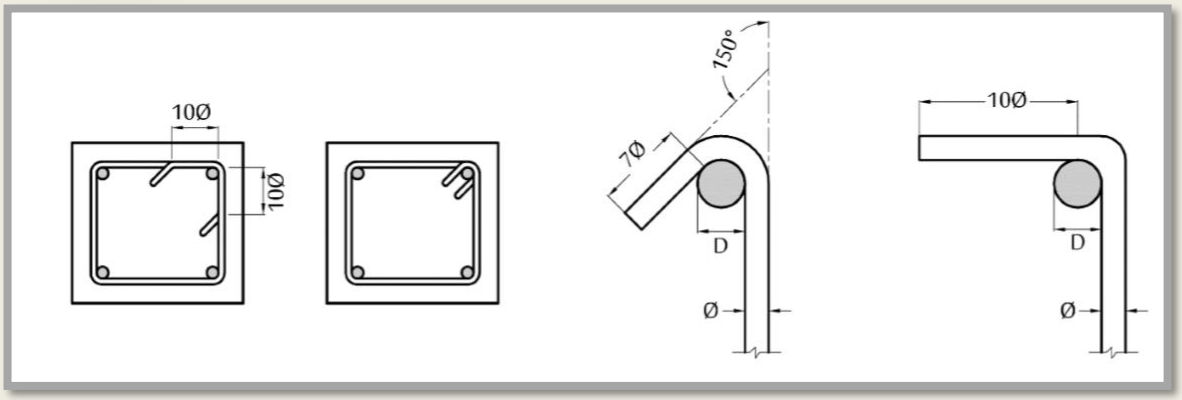
ويجب ان لا يقل طول التماسك عن 40ϕ

ويمكن استخدام الجدول التقريبى طبقا للكود

- طول الرباط (La) : هو طول السيخ بعد نقطه الانقلاب للعزم قبل الترحيل وتكون قيمته d او 10ϕ+0.3d او 0.3d+L/20 .
- لا يتم وقف السيخ عند نقطه نهايه العزم بسبب احتمال تغيير مكان النقطه نتيجه التغير فى مكان الحمل و الحل التقريبى فى التصميم وهبوط الاساسات و الحركه الناتجه من الاحمال الجانبيه و الترخيم و قيمه 0.3d وضعت بسبب ان العزم يؤثر على منتصف الكمره بينما قيمه الشد المتأثر بها التسليح فى الاسفل على ذلك البعد لذلك تم تشفيت العزم بتلك المسافه كالموضح بالرسم .

رتبة الخرسانة (ن/مم²)	نوع التسليح			
	أسياخ من الصلب عالي المقاومة مستقيمة ذات نتوءات** f_y=400 (N/mm²) or 350 (N/mm²)		أسياخ من الصلب الطري ملساء بجنش*** f_y=240 (N/mm²)	
	في الشد	في الضغط	في الشد	في الضغط
20	60	40	38	35
25	55	40	36	35
30	50	40	35	35
35	45	40	35	35
40	42	40	35	35
أكبر من أو يساوي 45	40	40	35	35

- طول قفل الكانات .



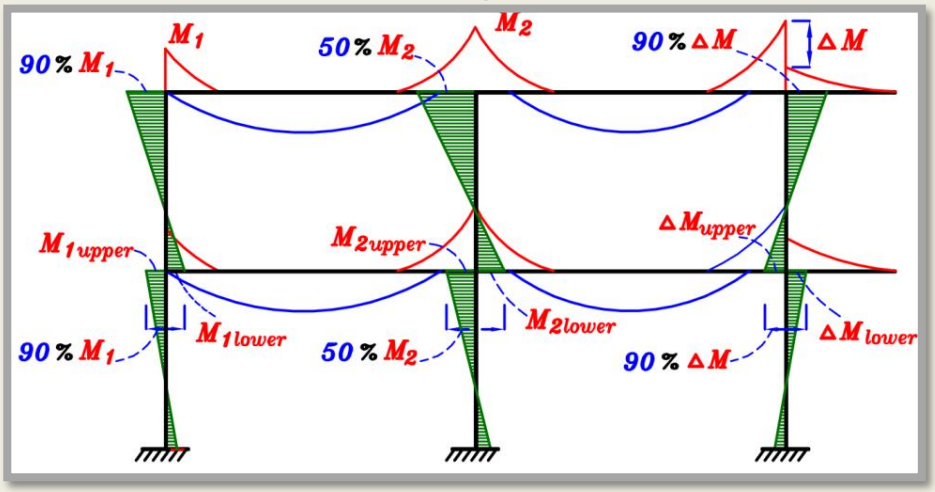
الباب الثالث

Design of Flat slab

- **التحليل الانشائى للبلاطه (كود صفحه 6-18) :-**
  - يمكن تحليل البلاطات المسطحه التى تقع اعمدتها على خطوط مستقيمه متعامده فى الاتجاهين طبقا لاحدى الطريقتين التاليتين :

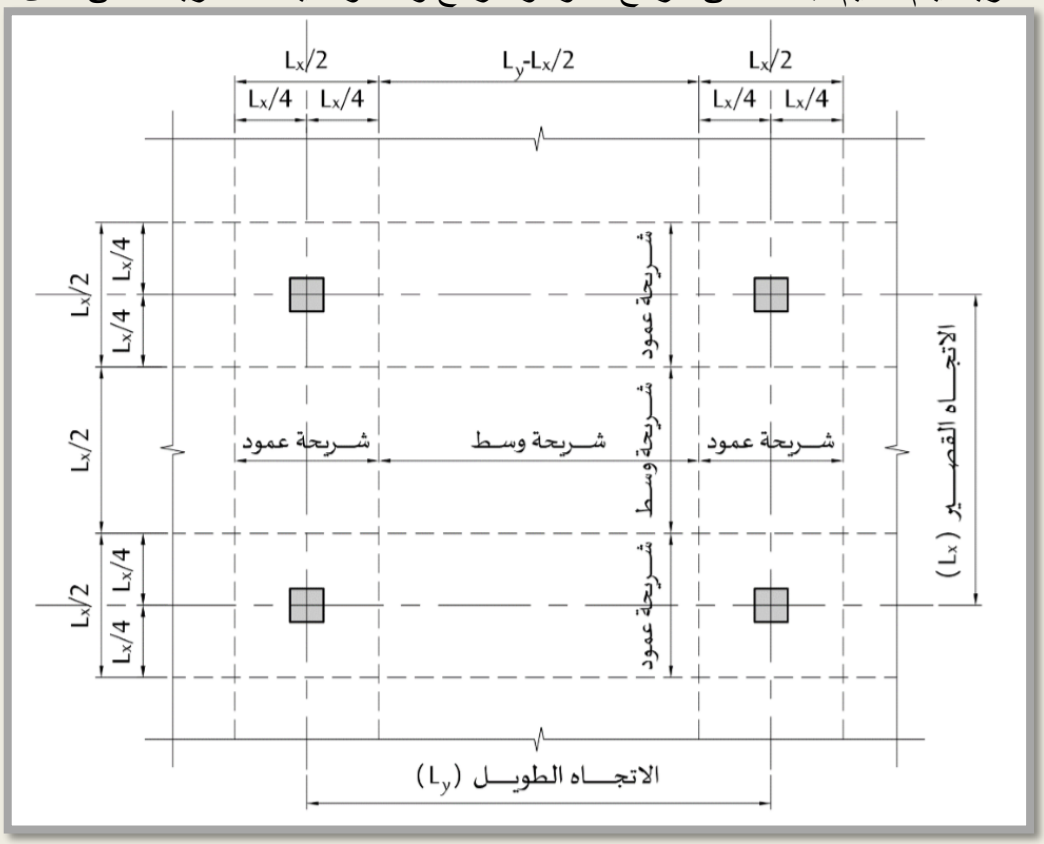
1. كأطارات مستمره (Frame analysis) :

فى هذه الطريقه يعتبر المنشا مقسما طوليا وعرضيا الى مجموعه من الاطارات مكونه صف من الاعمده وشرائح من البلاطات بعرض يساوى المسافه بين محاور البواكى .



2. التحليل بالطريقه الفرضيه (Empirical method) :-

فى هذه الطريقه يتم تقسيم البلاطه الى شرائح عمود و شرائح وسط وتحليل كل شريحه على حدى .



- يشترط الكود الا يتجاوز الاختلاف بين محاور الاعمده فى اتجاه التحليل عن 10% من متوسط طول الباكيتين المتعامدتين على اتجاه التحليل .

- يتم تحديد سمك البلاطه حسب الترخيم :

للبواكى طرفيه بدون سقوط	للبواكى الداخليه بدون سقوط او بواكى طرفيه بسقوط	للبواكى الداخليه بسقوط	اقل سمك
L/32	L/36	L/40	15 سم

حيث L : هو متوسط طول البحرين للباكيه .
والعملى يتم حساب السمك من الترخيم باحدى برامج التحليل بحيث يكون اقل سمك 20سم او 22سم .

- اقل بعد للعمود :
1. 5% من طول الباكيه فى الاتجاه تحت الاعتبار (الطول الموازى للضلع) .
2. 0.067 من ارتفاع الدور .
3. 300مم ويمكن ان يقل عن ذلك .

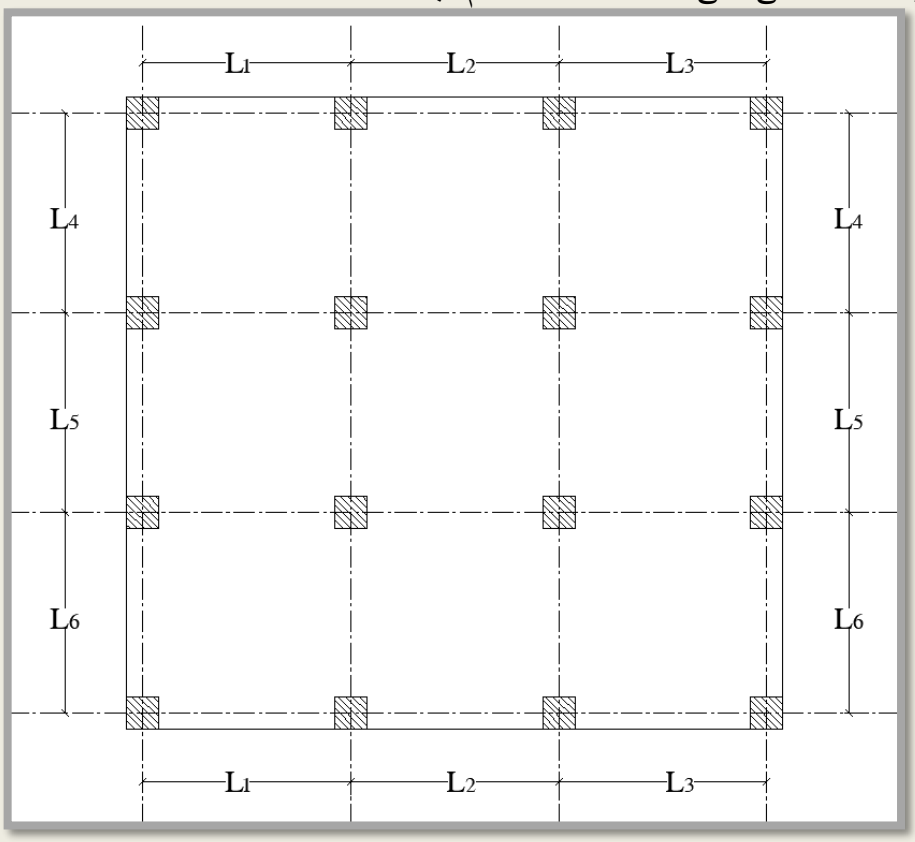
- التحليل بالطريقه الفرضيه (Empirical method) :-
- شروط التحليل بتلك الطريقه :

1. ان يكون السمك ثابت تقريبا بثلاث صفوف على الاقل ولا يزيد النسبه بين طول الباكيه الى عرضها عن $\frac{L_4}{L_1} \leq 1.3$
2. لا تختلف اطوال وعروض اى باكيتين متجاورتين بأكثر من 10% من اكبر طول او عرض $\frac{L_2-L_1}{L_2} * 100 \leq 10\%$
3. لا تختلف البحور المتباعده عن بعضها البعض فى المجموعه بأكثر من 20% من البحر الاكبر $\frac{L_3-L_1}{L_3} * 100 \leq 20\%$ ويجوز ان تكون البحور الطرفيه اقصر من البحور الداخليه ولا يجوز ان تكون اطول منها .
4. فى حالة اختلاف البحور المتجاوره يتم أخذ طول البحر الأكبر في حساب عزوم الانحناء .
5. الا يزيد الحمل الحى على ضعف الحمل الدائم للبلاطه .

$L_4 > L_1$

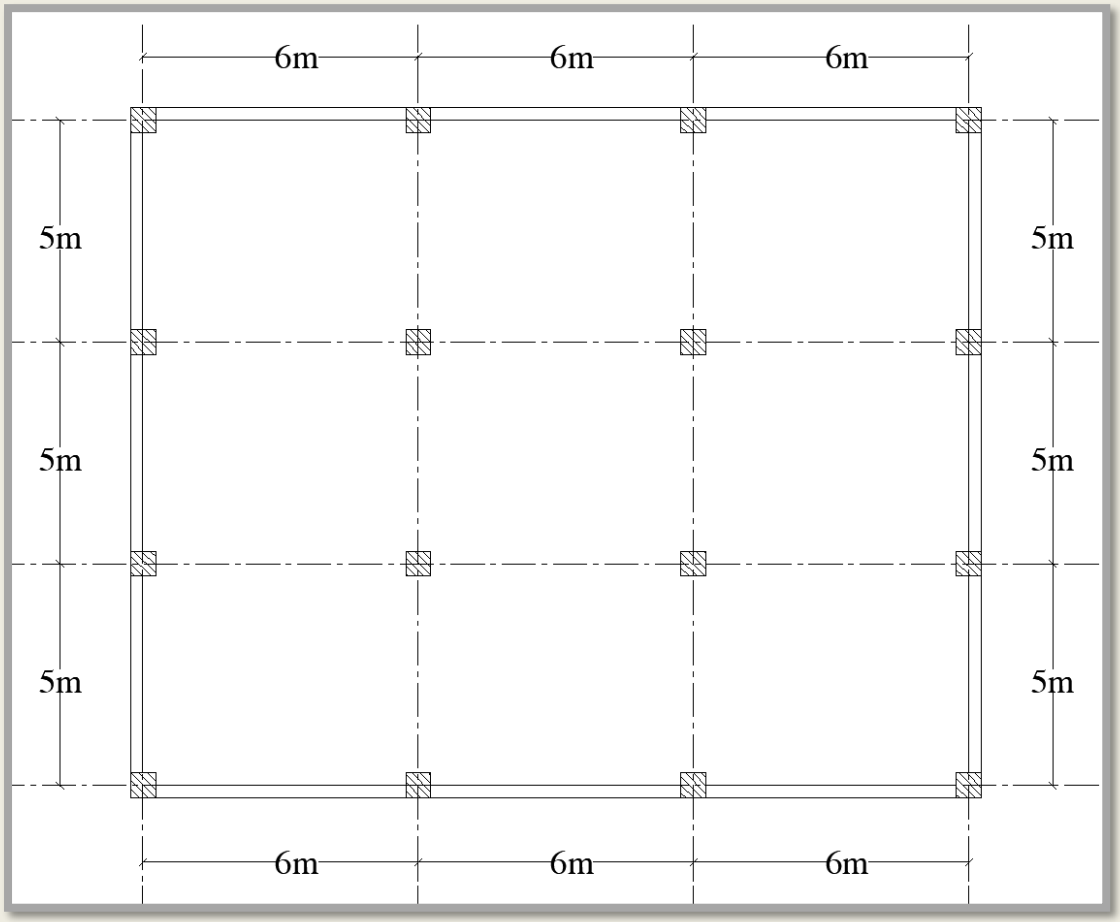
$L_2 > L_1$

$L_3 > L_1$



- **EX :-**

Col (50*50)
L.L=4 KN/m^2
F.C= 2 KN/m^2
Wall= 1.5 KN/m^2
H_f = 3.5m
F_{cu}= 25 N/mm^2
F_y= 360 N/mm^2
With marginal beam



1. Checks :-

$$\frac{6}{5} = 1.2 \leq 1.3 \text{ OK}$$

$$\frac{6-6}{6} * 100 = 0\% \leq 10\% \quad \text{OK}$$

L.L=4 KN/m^2 & D.L= 0.2*25+2+1.5=8.5 KN/m^2

L.L < 2D.L OK

Empirical method ولا يوجد اختلاف بين محاور الاعمده اذا يمكن استخدام التحليل بالطريقه الفرضيه

2. Thickness of Slab :-

$$L_{av} = \frac{6+5}{2} = 5.5\text{m}$$

$$t_s = \frac{5.5}{32} = 0.17\text{m} \approx 0.2\text{m}$$

3. Width of col

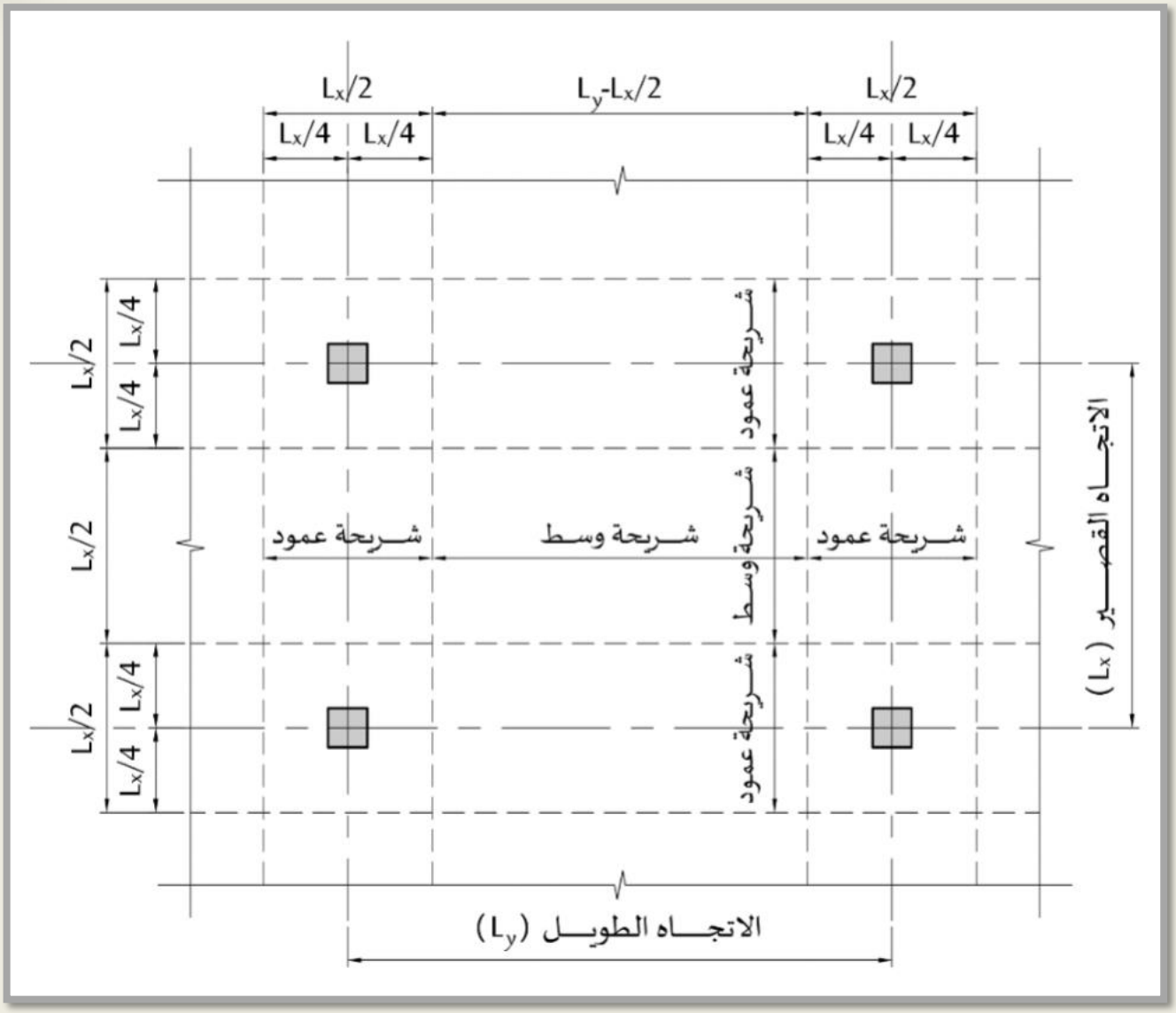
The Max. Of

$$b = (0.3m) \ Or \ (0.05 * 6 = 0.3m) \ Or \ (0.067 * 3.5 = 0.23m)$$

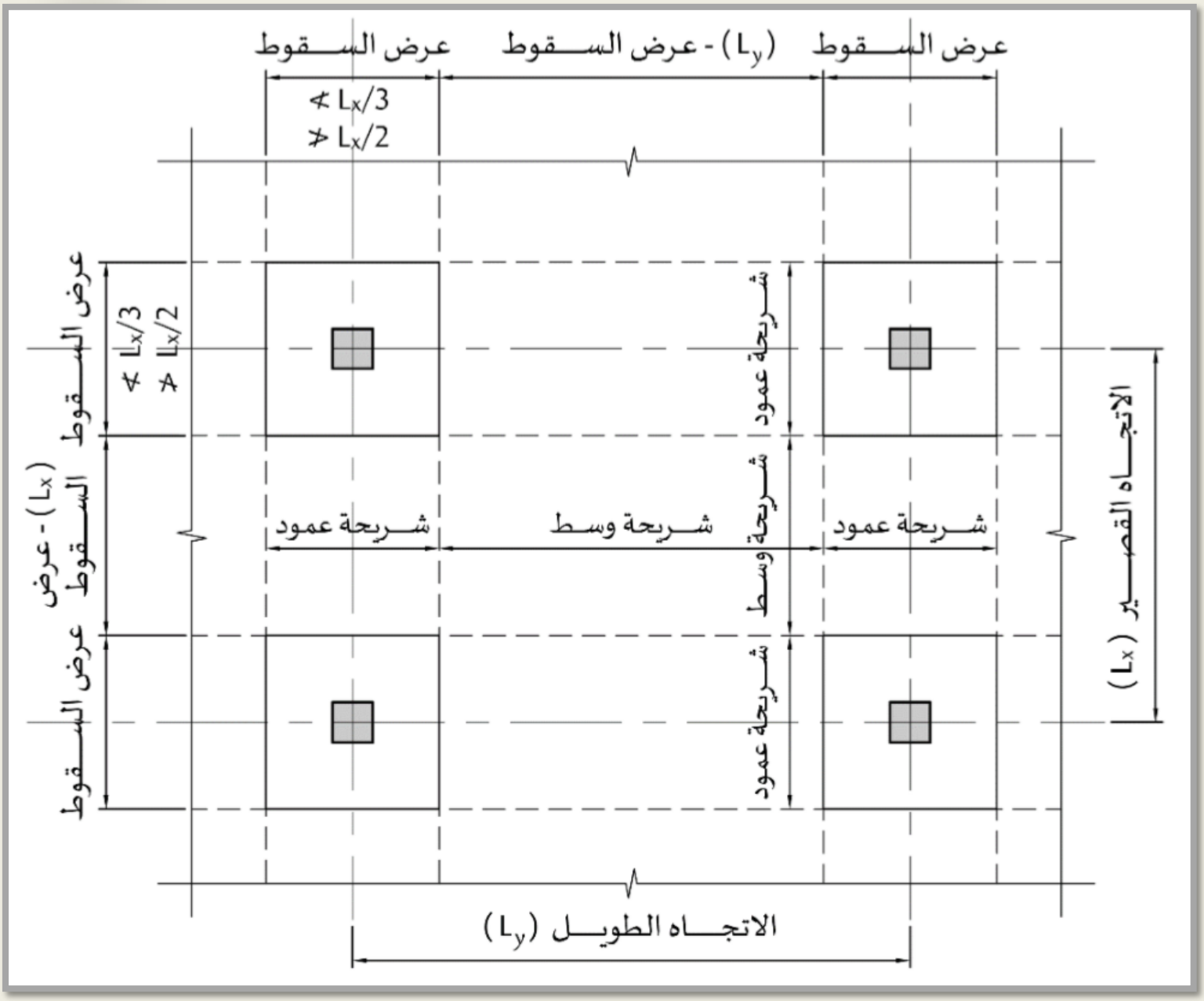
0.5m is Safe

4. تقسيم شرائح العمود وشرائح الوسط :

- فى حاله ان البلاطه بدون سقوط :



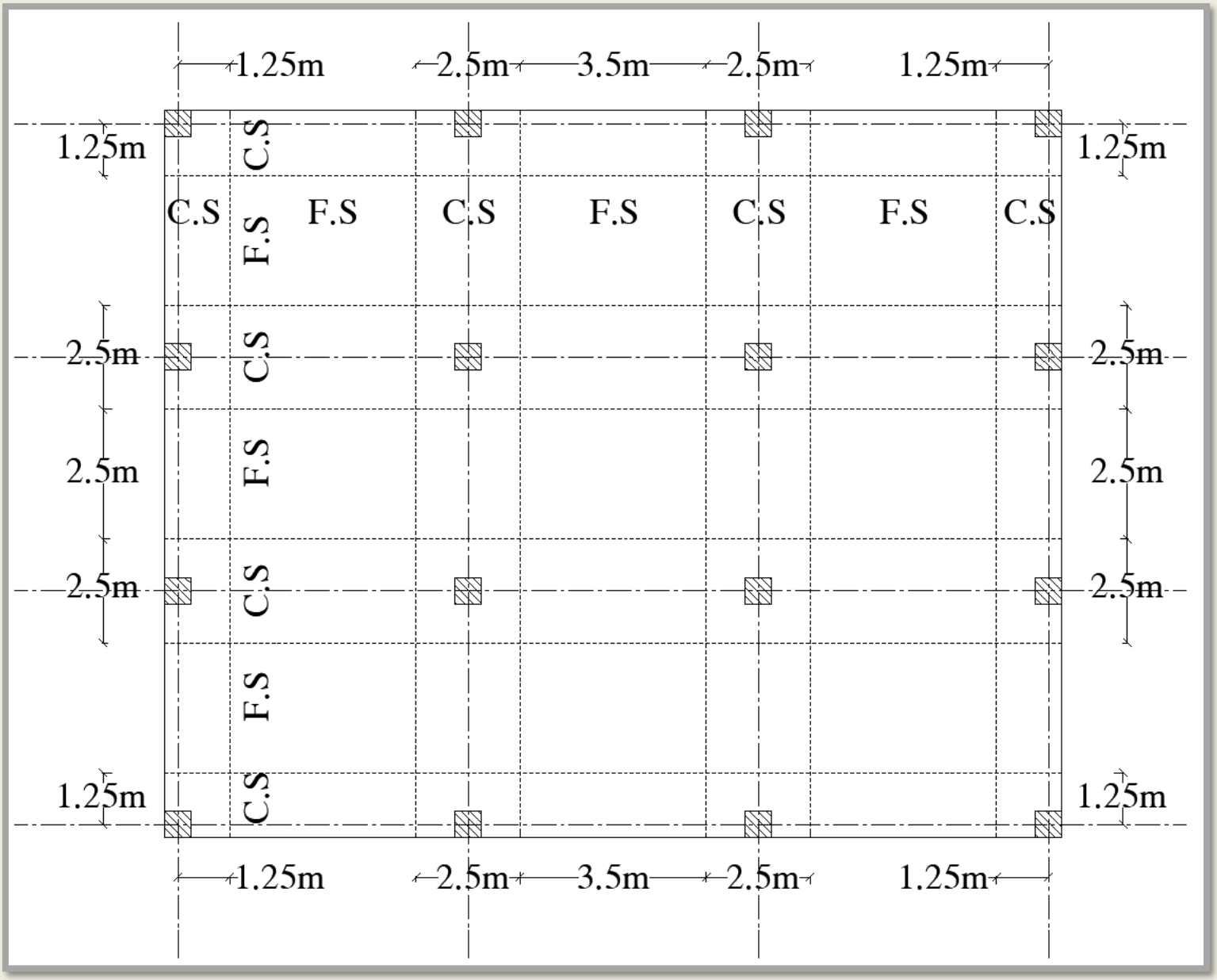
- فى حاله ان البلاطه بسقوط :



$$C.S = \frac{5}{2} = 2.5m$$

$$F.S\ (in\ short\ dir.) = \frac{2.5}{2} + \frac{2.5}{2} - 5 = 2.5m$$

$$F.S\ (in\ Long\ dir.) = \frac{2.5}{2} + \frac{2.5}{2} - 6 = 3.5m$$



5. ايجاد العزوم الكلى المؤثره على الشرائح :

$$M = \left(\frac{W_{us} L_2}{8}\right)\left[L_1 - \frac{2D}{3}\right]^2$$

حيث :

L_2 : هو الاتجاه العمودى على اتجاه التحليل .

L_1 : هو الطول الموازى لاتجاه التحليل .

D : هو القطر الفعال وعباره عن اكبر قطر دائره يمكن رسمه داخل قطاع العمود اى عرض العمود او تاج ان وجد ولا يقل عن ربع البحر الاصغر للبلاطه المتجاوره .

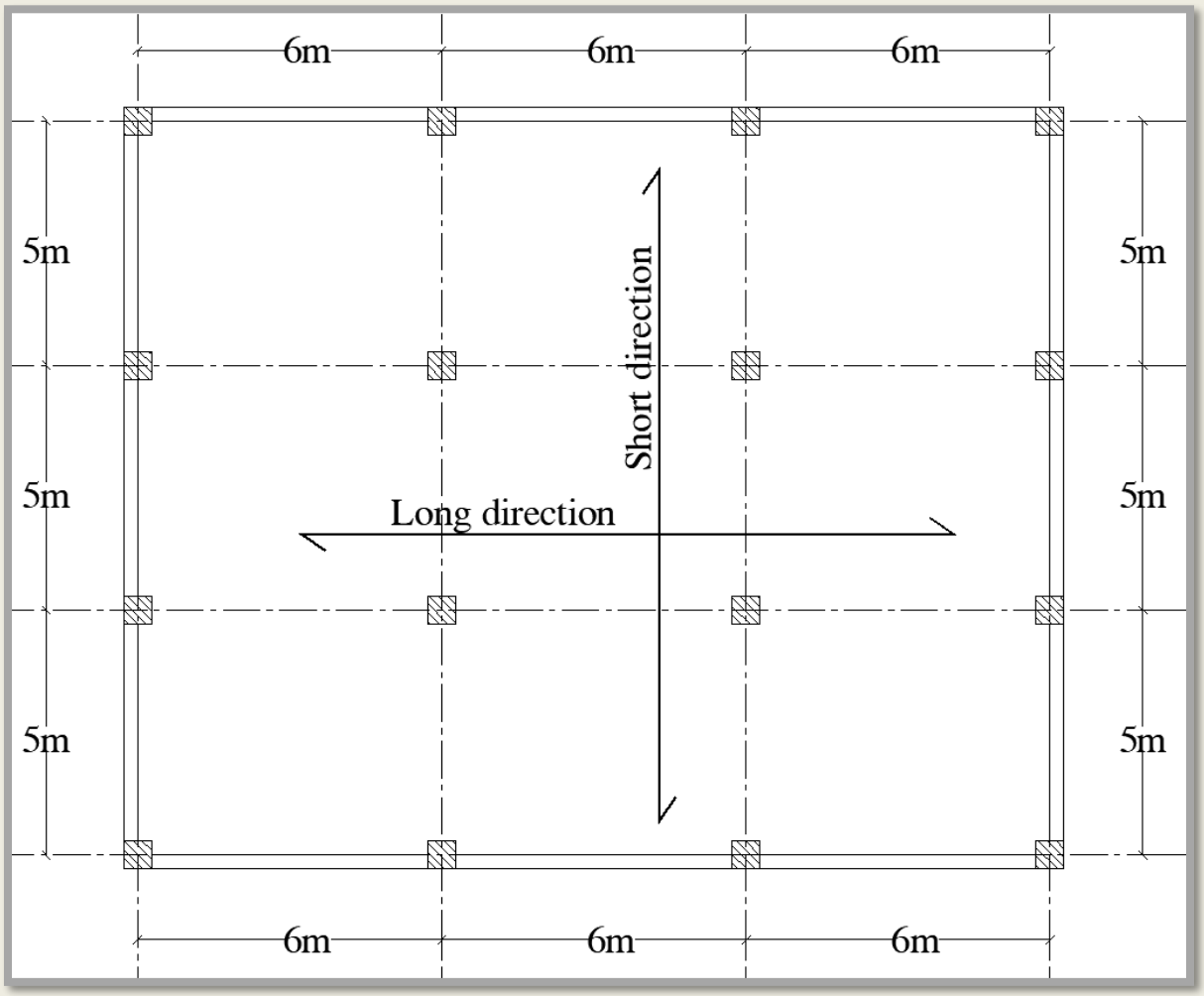
$$\frac{L.L}{D.L} = \frac{4}{8.5} = 0.47 \leq 0.75$$

$$W_{us} = 1.5(t_s * \gamma_c + F.C + Wall + L.L) = 1.5(4 + 8.5) = 18.75 KN/m2$$

D=0.5m

$$M(\text{in Long dir.}) = \left(\frac{18.75 * 5}{8}\right)\left[6 - \frac{2 * 0.5}{3}\right]^2 = 376.3\ KN.m$$

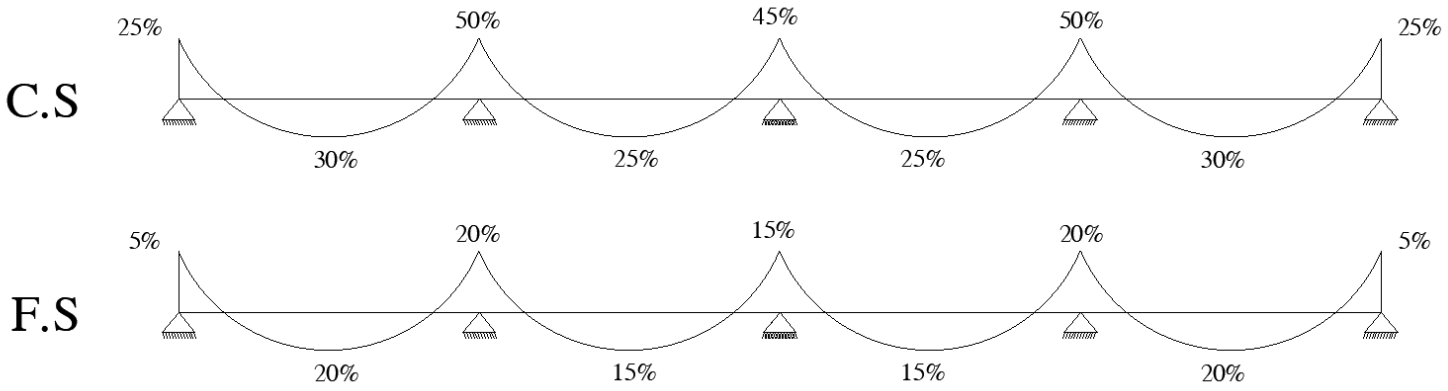
$$M(\text{in short dir.}) = \left(\frac{18.75 * 6}{8}\right)\left[5 - \frac{2 * 0.5}{3}\right]^2 = 306.25\ KN.m$$



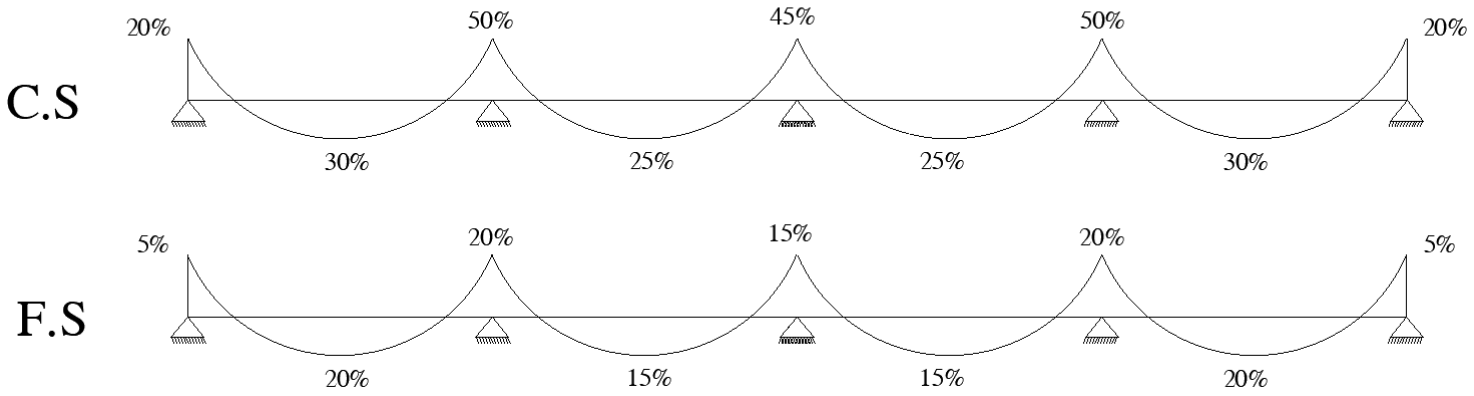
6. توزيع العزوم فى شرائح العمود و شرائح الوسط ونلاحظ ان العزوم على شريحه العمود اكبر من العزوم على شريحه الوسط :

الشريحة	نوع* الارتكاز الطرفي	الباكية الخارجية			الباكية الداخلية	
		عزوم سالبة خارجية	عزوم موجبة	عزوم سالبة داخلية	عزوم سالبة	عزوم موجبة
شريحة العمود	بدون بكمرات	٢٥	٣٠	٥٠	٤٥	٢٥
	بكمرات	٢٠	٣٠			
شريحة الوسط	بدون بكمرات	٥	٢٠	٢٠	١٥	١٥
	بكمرات	١٠	٢٠			

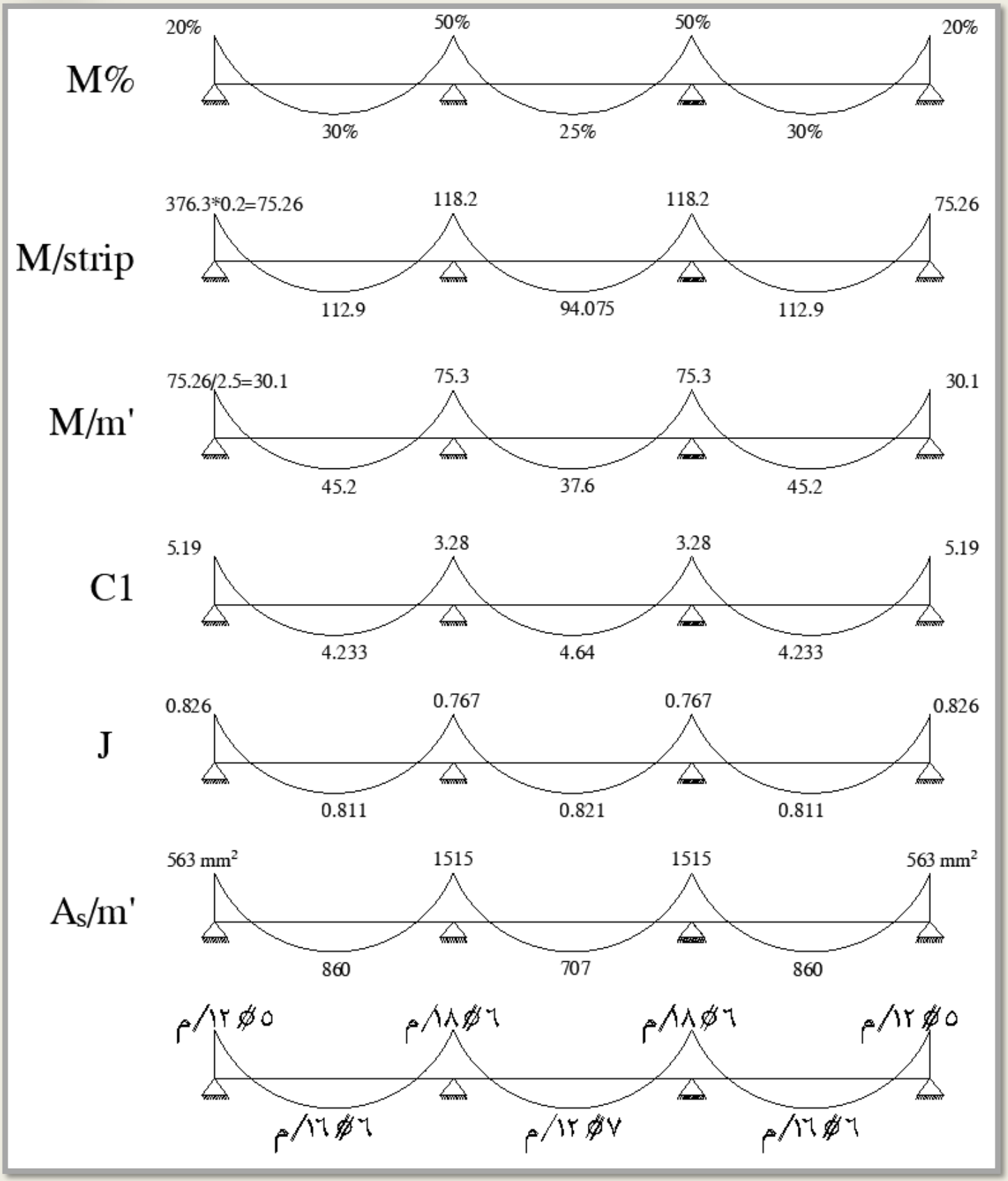
Without marginal beam



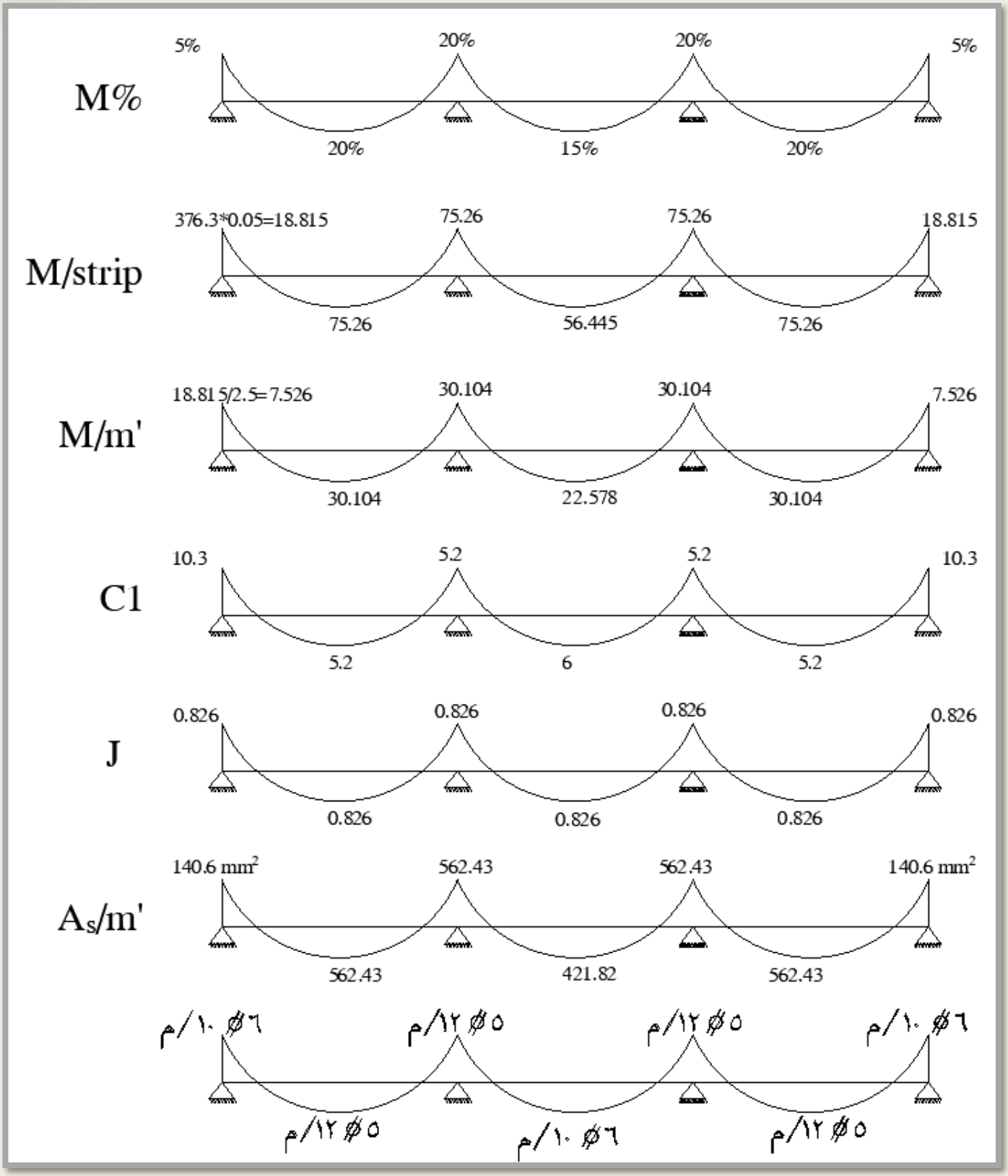
With marginal beam



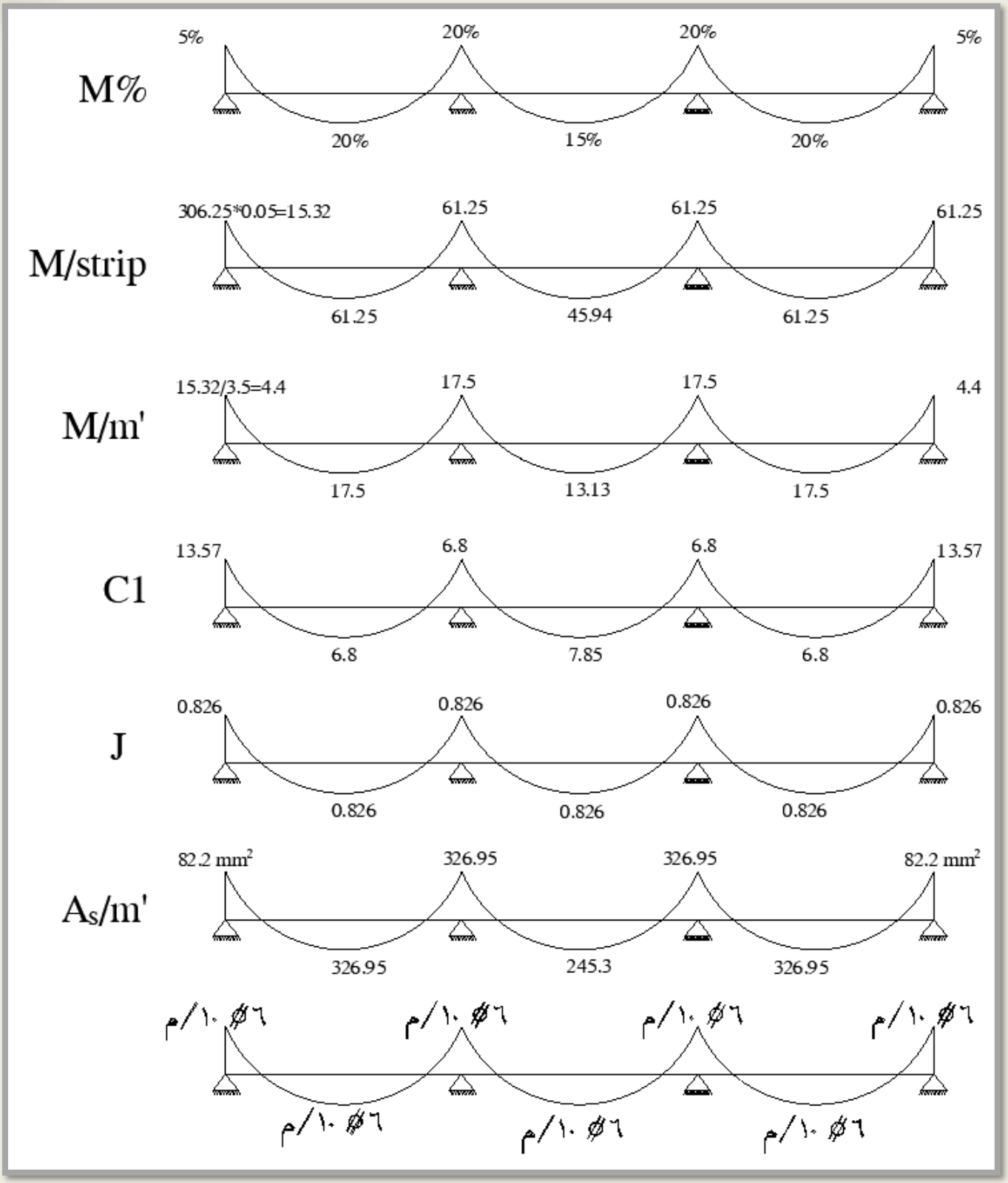
- C.S in Long dir.



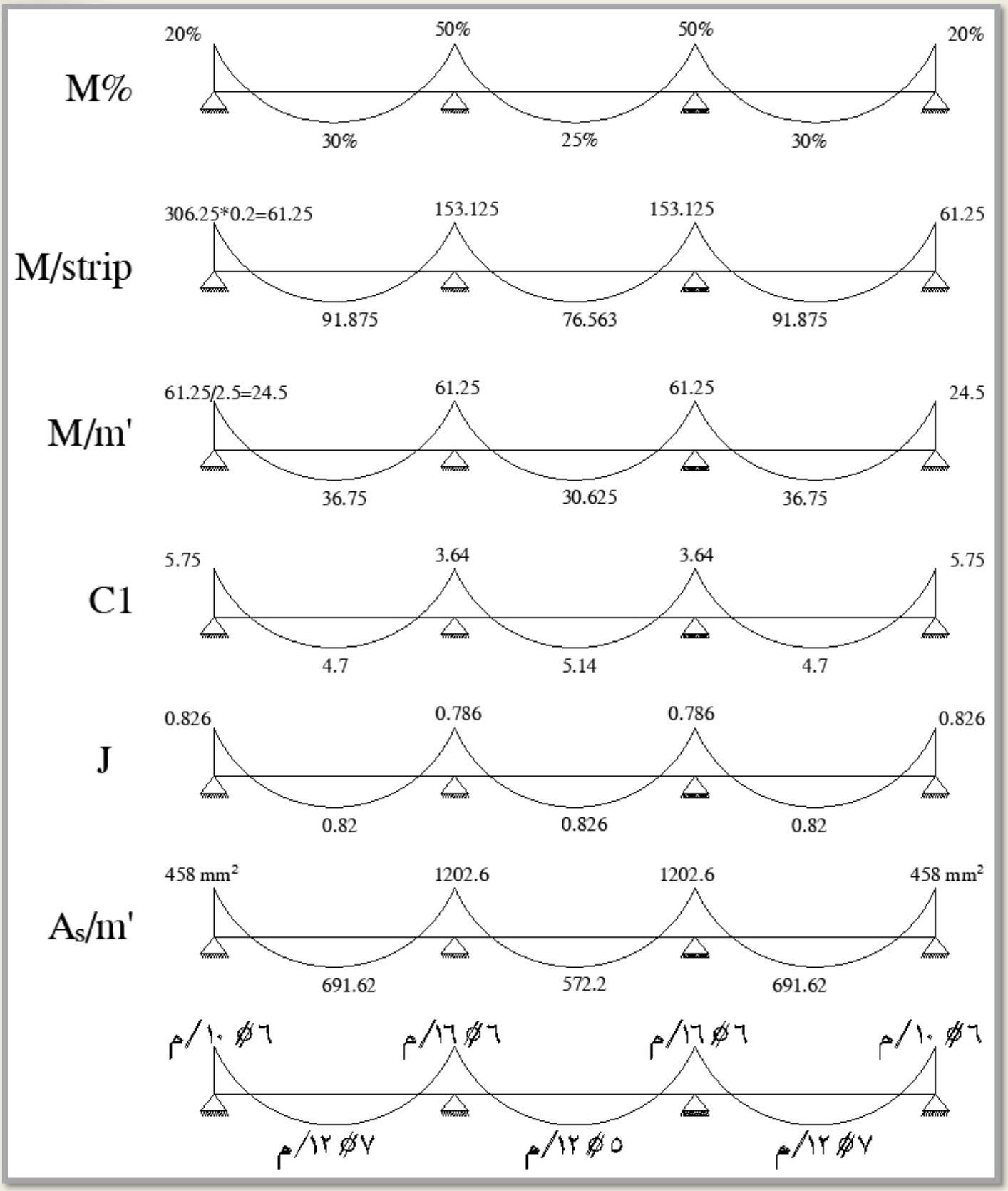
- F.S in Long dir.



- C.S in Short dir.



- F.S in Short dir.



- يتم الحصول على قيمه العزم الذى يتحمله التسليح عن طريق C,J Curve بالمعادله التاليه :

$$d = C1\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu} * 1000}} \quad \rightarrow \quad C1 = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu} * 1000}}}$$

$$As = \frac{Mu}{Fy * d * J} \quad \& \quad n = \frac{A_s}{\left(\frac{\pi * d^2}{4}\right)}$$

حيث :

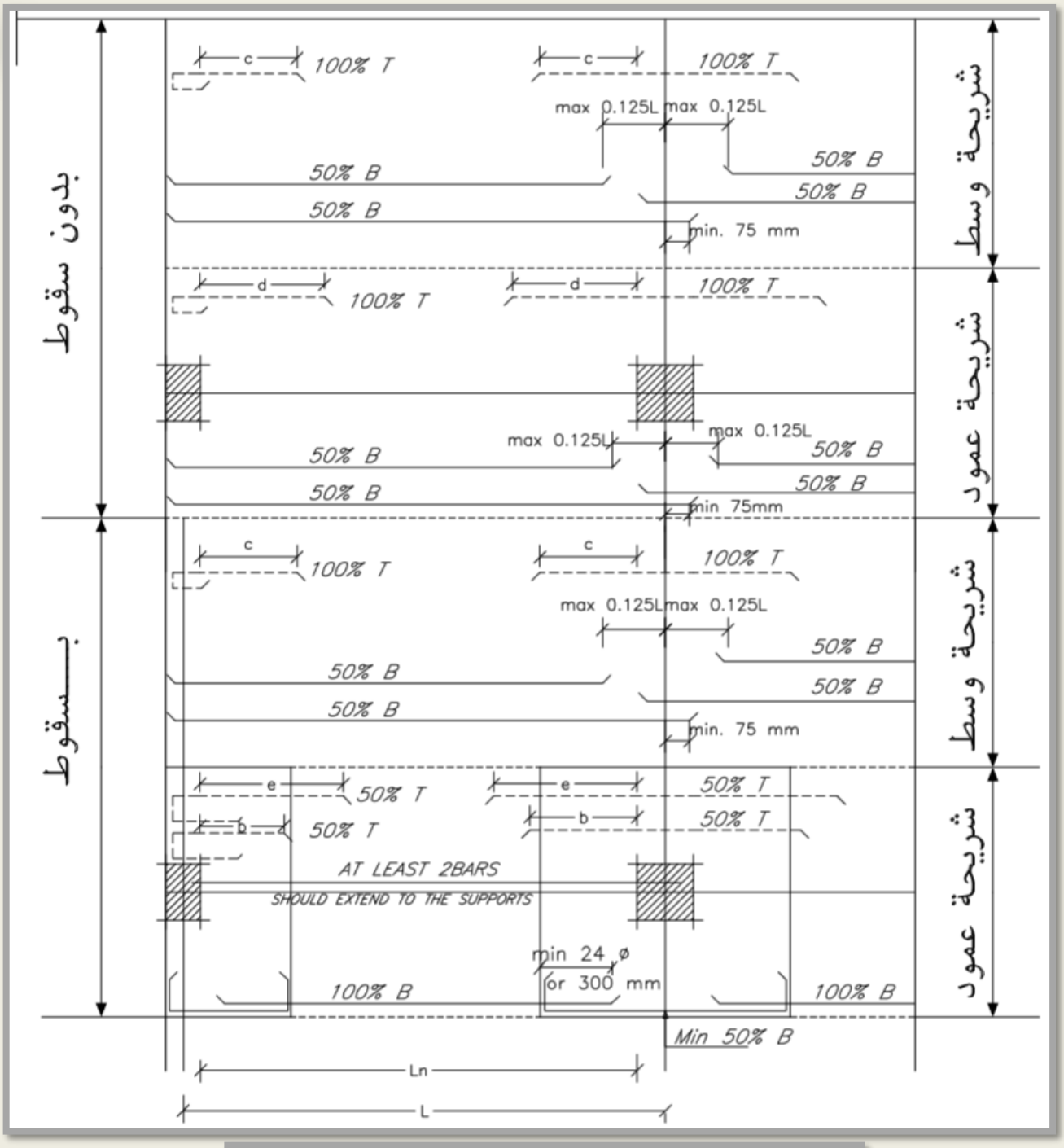
$$d = t_s - 25mm$$

- **اشتراطات الكود :-**

- لا تقل نسبه التسليح فى الاتجاه الرئيسى عن $\frac{0.6}{F_y}$.
- ادنى عدد اسياخ مستخدم 6Ø10 .
- اقصى عزم يتحمله القطاع

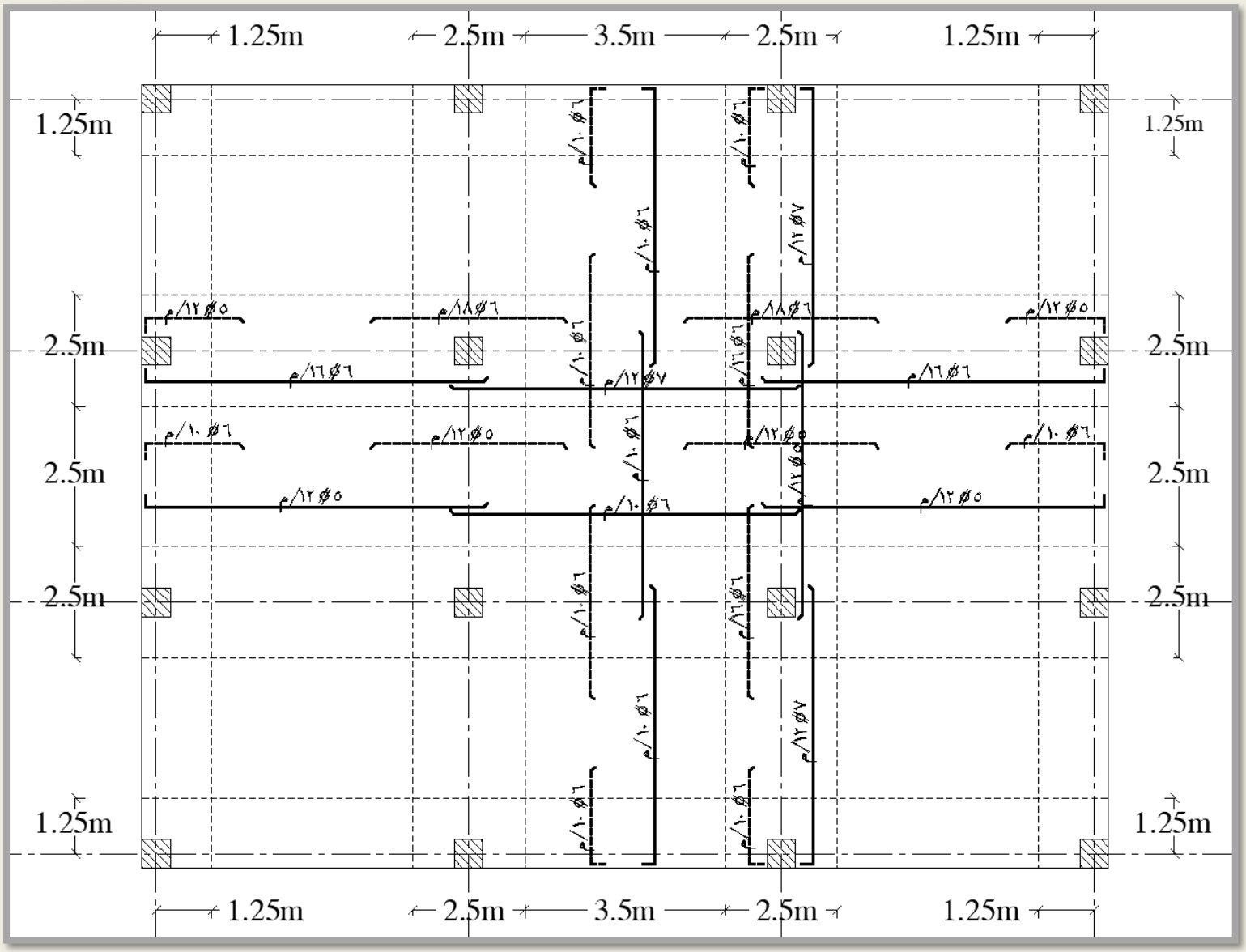
$$M_{u\,max} = \frac{R_{max} * F_{cu} * b * d^2}{\gamma_c}$$

فى حاله ان $M_{u\,max} > M_u$ يتم اللجوء الى حلول اخرى .



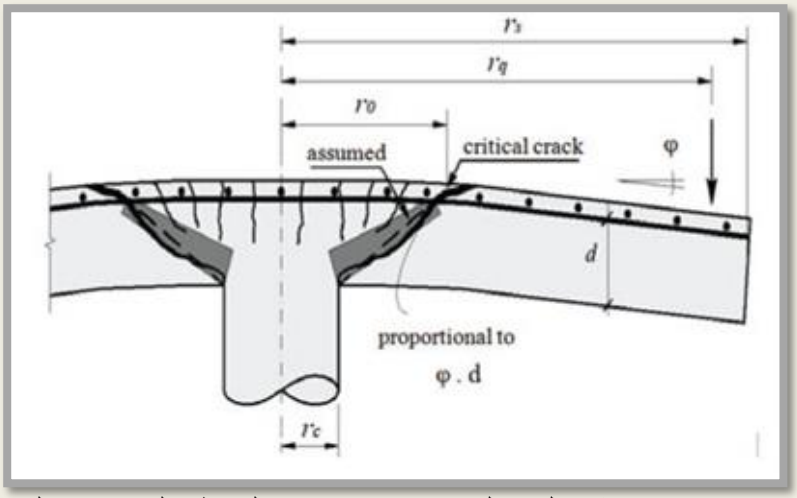
ادنى بعد				
b	c	d	e	
0.20	0.22	0.30	0.33	Ln

L : المسافة بين محاور الركائز
Ln : البحر الصافى بين وجة الركائز
B : تسليح سفلى
T : تسليح علوى

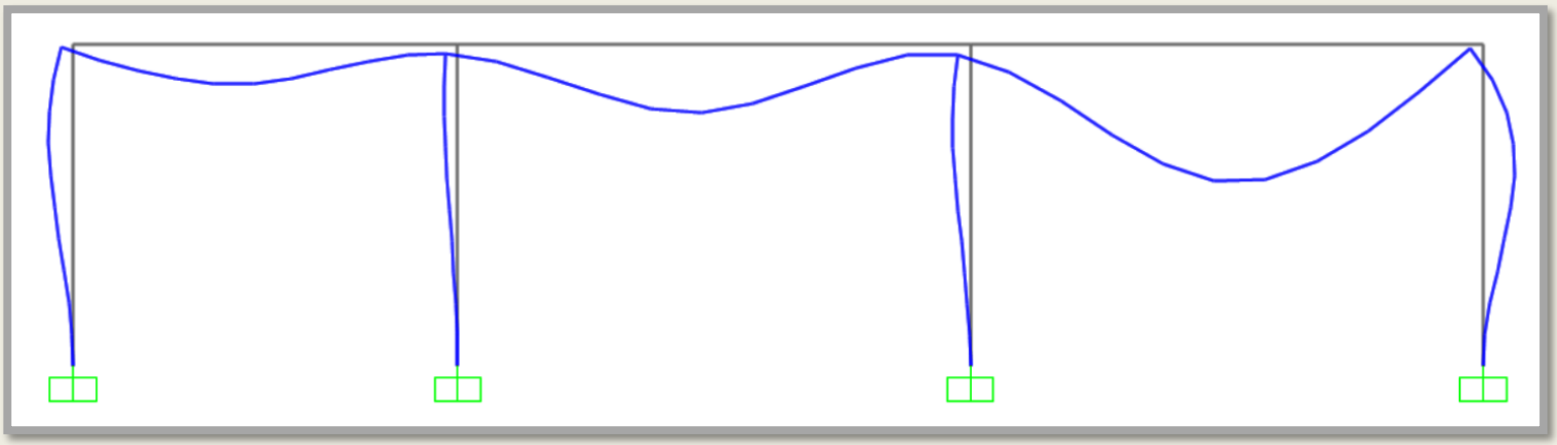

1.25m
2.5m
3.5m
2.5m
1.25m
1.25m
2.5m
2.5m
2.5m
1.25m
١٢ ⌀ ٥ /م
١٨ ⌀ ٦ /م
١٦ ⌀ ٦ /م
١٢ ⌀ ٧ /م
١٠ ⌀ ٦ /م

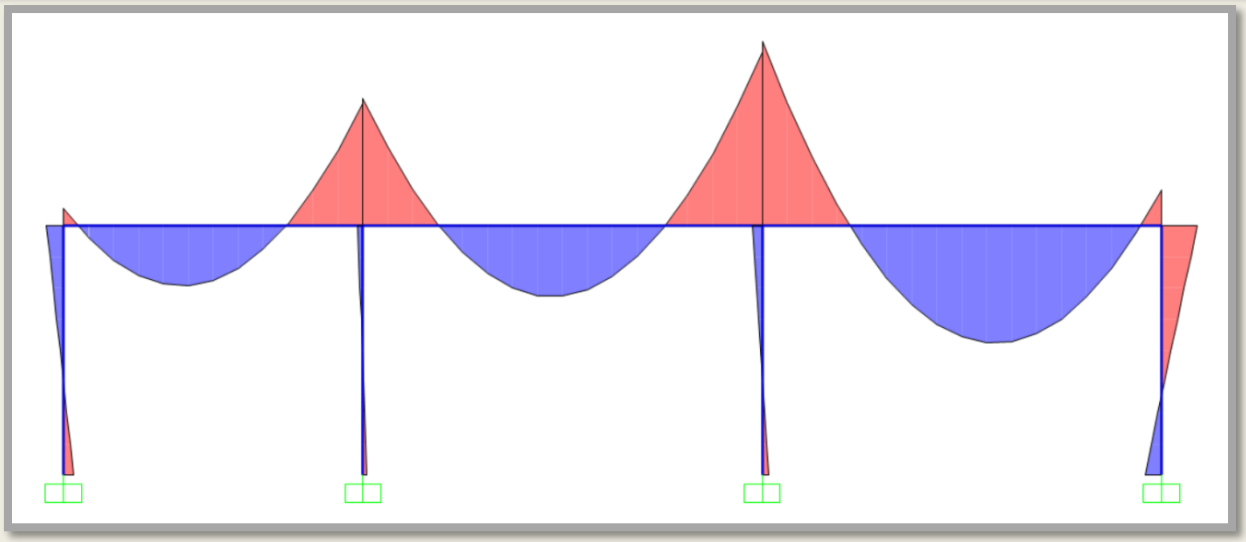
- **اجهاد القص الثاقب (punching shear OR Two way shear) :-**

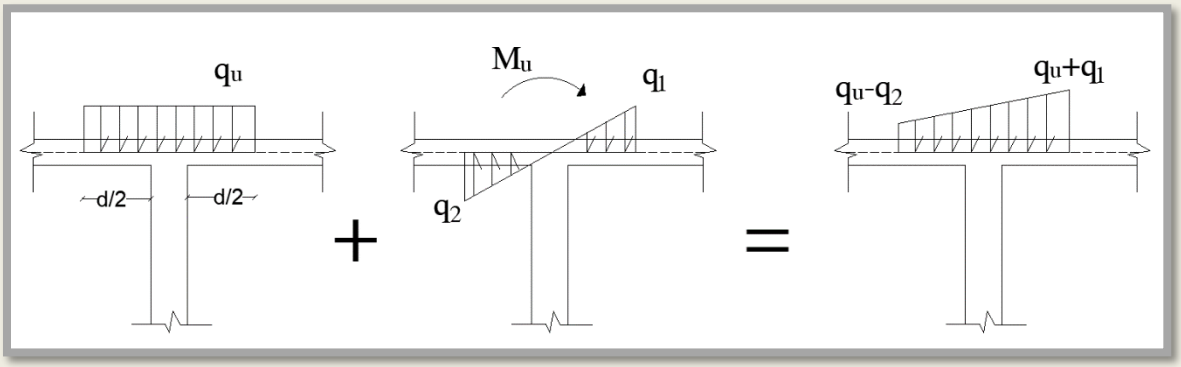
- يحدث القص الثاقب فى البلاطات الاكمريه او فى الكمرات المدفونه فهناك سببان رئيسيان وهما :



1- تاثير القوه المركزه من مساحه البلاطه المرتكزه على العمود مخصوم منها المساحه عند القطاع الحرج .
2- الاجهادات الناتجه عن تاثير انتقال عزوم الانحناء بين البلاطه المسطحه والاعمده فنلاحظ فى الصوره ان البلاطه تعمل كفريم مع العمود ونلاحظ هذا فى شكل Deformed shape ونتيجه لذلك يتسبب فى وجود عزوم على الاعمده







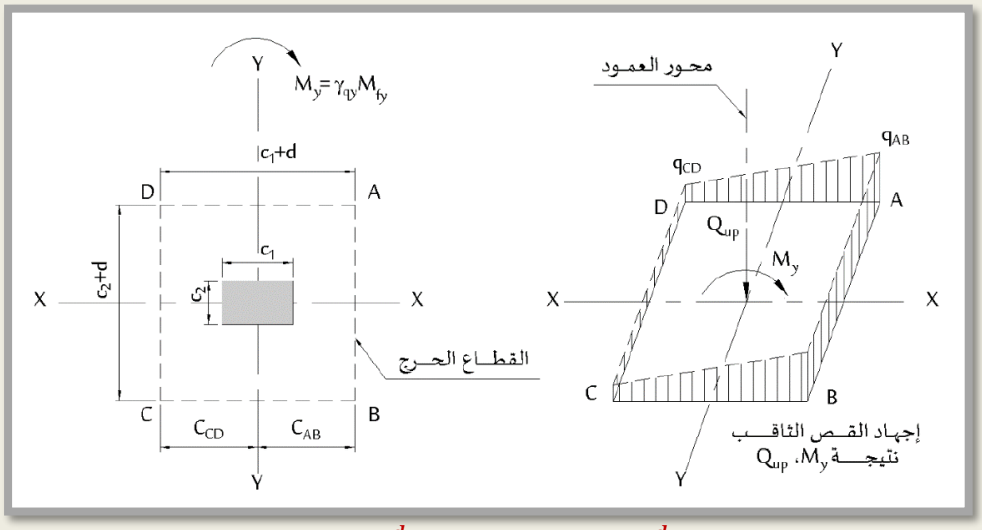
- القطاع الحرجه للقص الثاقب :-

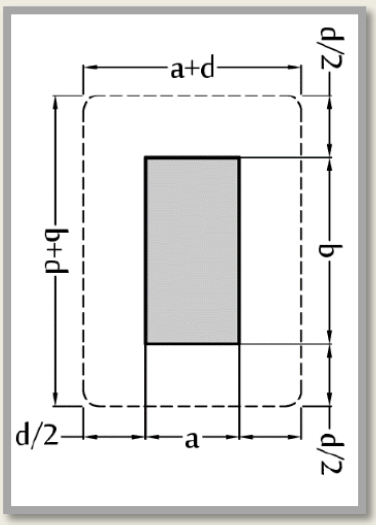
نتذكر فى الكمرات ان القطاع الحرج على بعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه العمود هنا ايضا يؤخذ القطاع الحرج من وجه العمود مسافه $\left(\frac{d}{2}\right)$ ولكن فى جميع الاتجاهات حول العمود ويعتبر هنا القص Two way و تحسب مساحته كالتالى :

1- لعمود الوسط (interior col.) :

$A_{stressed} = (c_1+d)(c_2+d)$ OR $(a+d)(b+d)$

$b_0 = 2[(c_1+d)+(c_2+d)]$

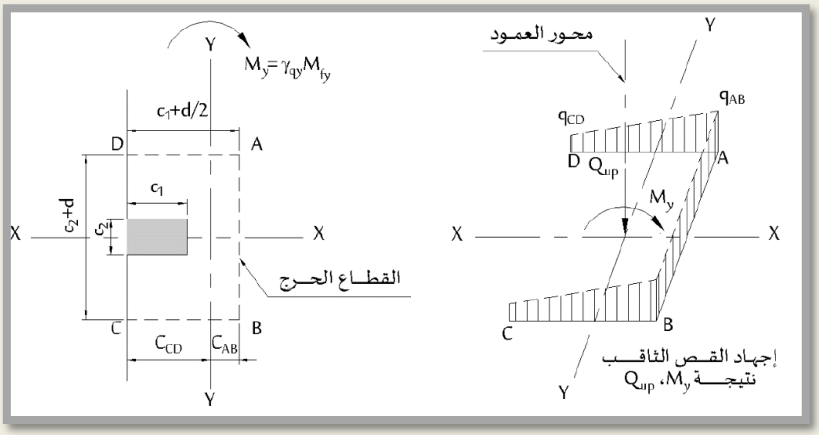


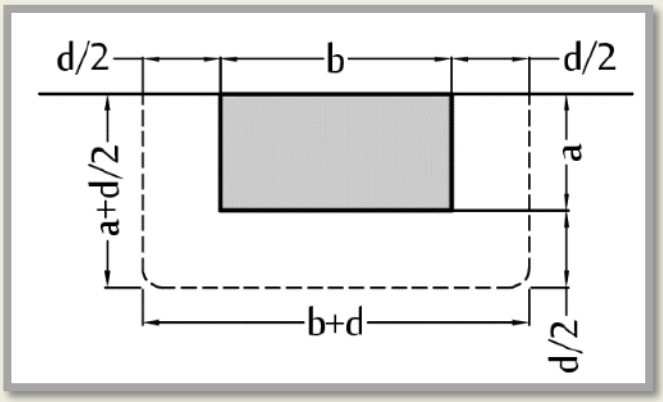


2- للعمود الطرفى (edge col.) :

$A_{stressed} = (c_1+\frac{d}{2})(c_2+d)$ OR $(a+\frac{d}{2})(b+d)$

$b_0 = [2(c_1+0.5d)]+(c_2+d)$



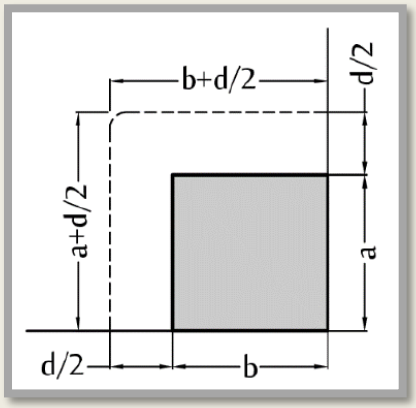


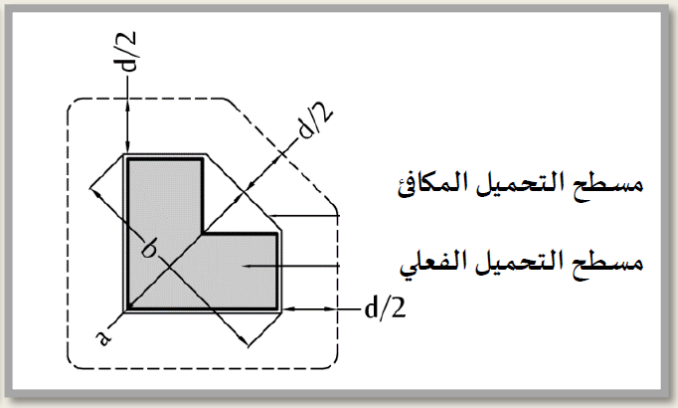
3- للعمود الركنى (corner col.) :

$$A_{stressed} = (c_1+\frac{d}{2})(c_2+d) \text{ OR } (a+\frac{d}{2})(b+\frac{d}{2})$$

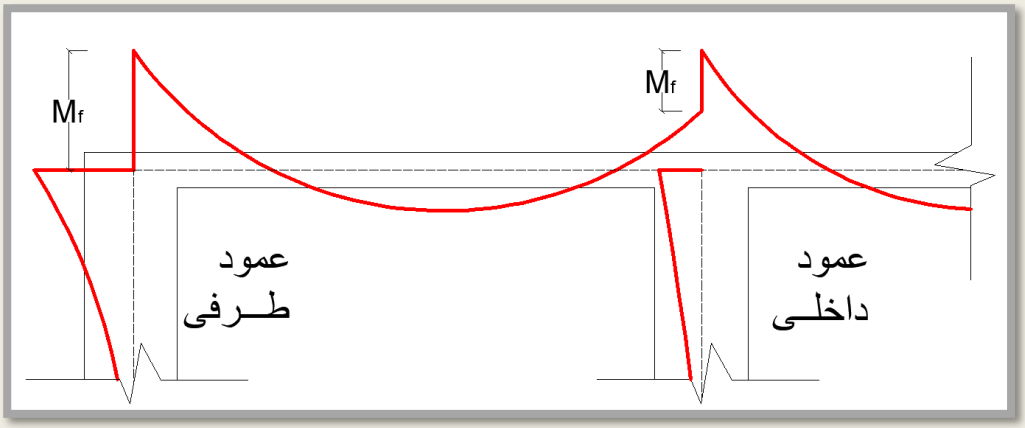
$$b_0 = (c_1+0.5d)+(c_2+0.5d)$$

4- عمود غير مستطيل :





- تلك المساحه لا تؤثر بحمل على العمود فعند ايجاد قيمه حمل البلاطه على العمود يتم خصم تلك المساحه من مساحه البلاطه ولكن نتيجه لاختلاف المسافه فى الاتجاهين ينتج عن ذلك عزوم اضافيه وتزيد كلما اقترب العمود من حافه البلاطه و لحساب العزم المؤثر على تلك المساحه بطريقه تقريبيه عن طريق المعامل (β) حيث تتوقف قيمته على حسب موضع العمود :

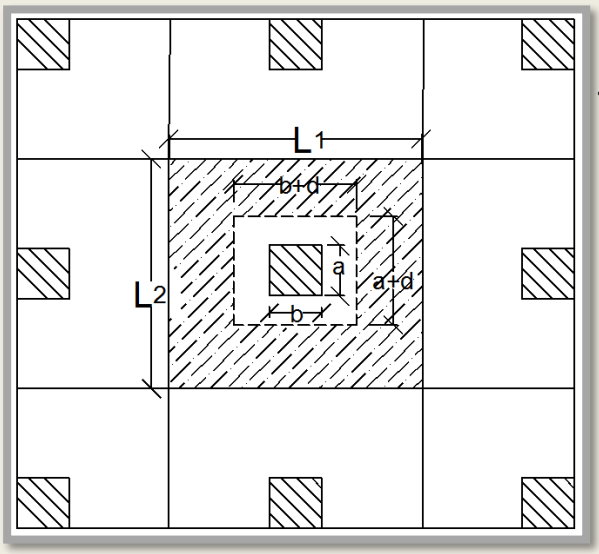


1- لعمود الوسط : $\beta = 1.15$

2- للعمود الطرفى : $\beta = 1.3$

3- للعمود الركنى : $\beta = 1.5$

- لحساب حمل القص من المعادله الاتيه :



$$Q_{up} = W_{us}[L_1 * L_2 - (a+d)(b+d)]$$

حمل القص الثاقب هو عباره عن الحمل على مساحه البلاطه التى يحملها العمود مخصوم منها الحمل على مساحه القطاع الحرج .

حيث :

$L_1 * L_2$: هى مساحه البلاطه التى يحملها العمود يمكن ايجادها بطريقه Area method .

- فى النهايه يتم حساب اجهاد القص الثاقب الكلي الناتج عن تاثير انتقال العزوم و تاثير الحمل الراسى :

$$q_{up} = \frac{\beta * Q_u}{b_0 * d}$$

حيث :

b_o : هو المحيط المتاثر بالاجهاد $2(b+d+a+d)$ لعمود الوسط ....

d : العمق الفعال للبلاطه من سطح الخرسانه حتى منتصف التسليح السفلى .

- قيم اجهادات القص الثاقب المسموح بها للخرسانه فقط $q_{cup} \geq q_{up}$:

-1 $$q_{cup(uncracked)} = 0.8\left(\frac{\alpha * d}{b_o} + 0.2\right)\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} \quad N/mm^2$$

-2 $$q_{cup(uncracked)} = 0.316\left(\frac{a}{b} + 0.5\right)\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} \quad N/mm^2$$

-3 $$q_{cup(uncracked)} = 0.316\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} \quad N/mm^2$$

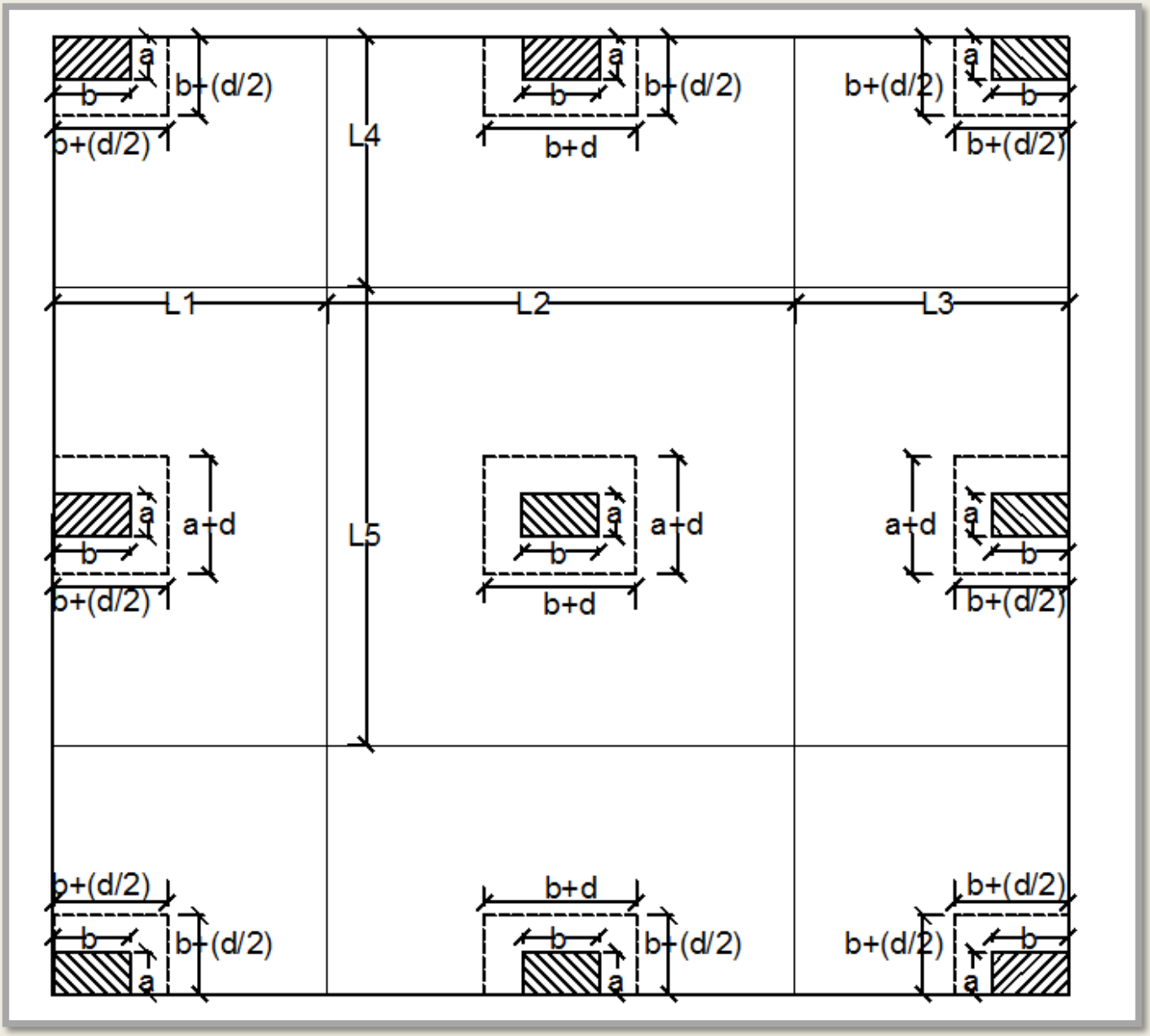
بحد اقصى $1.7N/mm^2$

حيث : قيمه α تتوقف على مكان العمود

1- لعمود الوسط : $\alpha = 4$

2- للعمود الطرفى : $\alpha = 3$

3- للعمود الركنى : $\alpha = 2$



EX:- (على نفس المثال السابق)

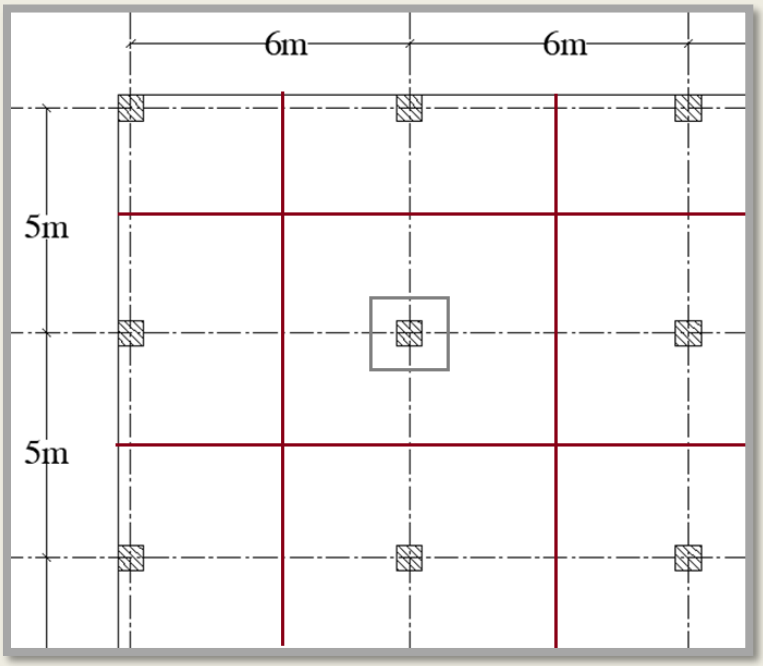
$W_{us} = 18.75KN/m^2$

$Q_{up} = 18.75[6 * 5 - (0.5 + 0.18)(0.5 + 0.18)] = 553.83\ KN$

$q_{up} = \frac{553.83*10^3*1.15}{4(500+180)*180} = 1.3N/mm^2$

$\mathbf{q_{cup(uncracked)}} = 0.316\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 1.29\ N/mm^2$

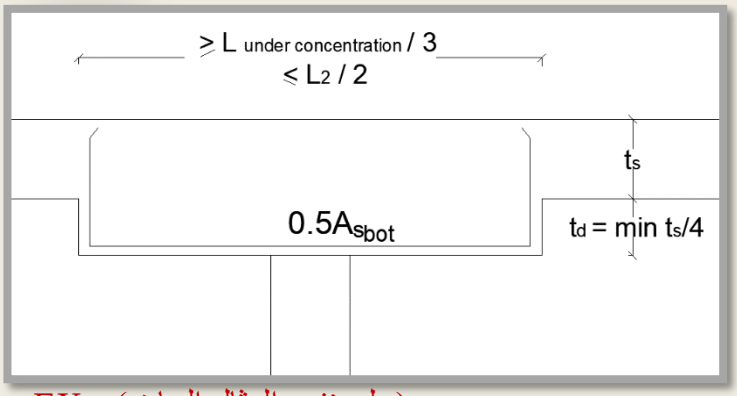
$q_{up} < q_{cup(uncracked)} \rightarrow$ Un Safe Punch



- **من الممكن مقاومه القص الثاقب بطرق مختلفه فى حاله عدم تحمل سمك البلاطه للقص :**

a. زياده سمك البلاطه .
b. زياده مساحه العمود .
c. عمل هبوط عند منطقه العمود (Drop panel) .
d. زياده المساحه العليا للعمود (Tag) سواء كان مستطيل او دائرى .
e. عمل (Tag+Drop panel) .
f. وضع مسامير (studs) حول العمود بتوزيع معين .
g. وضع كانات حول العمود (Tie) .

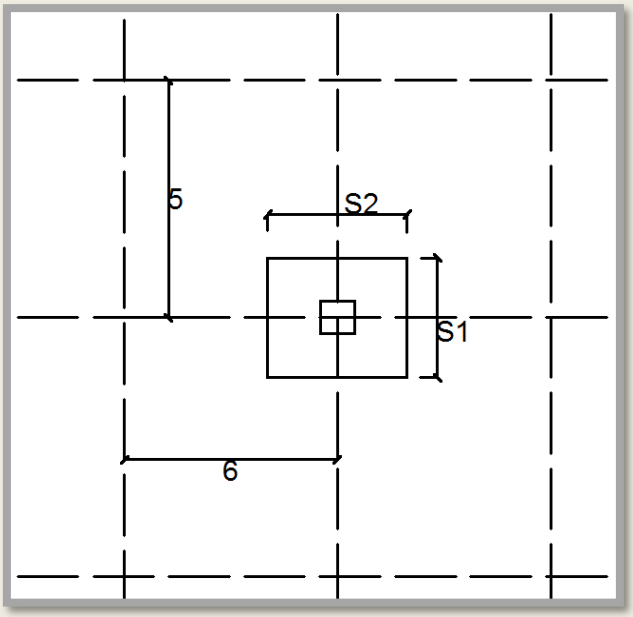
- Drop panel



حيث :

$L_{under\ con.}$: هو طول الباكيه الاكبر الموازى للضلع

L_2 : هو طول الباكيه الاصغر الموازى للضلع



EX:- (على نفس المثال السابق)

$t_s = 20$ cm

$S_2 = 6/3 \geq 2m$

$= 6/2 \leq 3m$

S_2 From $(2 \sim 3m) = 2.5m$

$S_1 = 5/3 \geq 1.67m$

$= 5/2 \leq 2.5m$

S_1 From $(1.67 \sim 2.5m) = 2.5m$

$t_d = 20/4 = 5cm$

يتم وضع تسليح اضافى فى الهبوط بقيمه نصف التسليح السفلى فى منتصف البحر $0.5A_{s\ bot}$ لمقاومه الانكماش

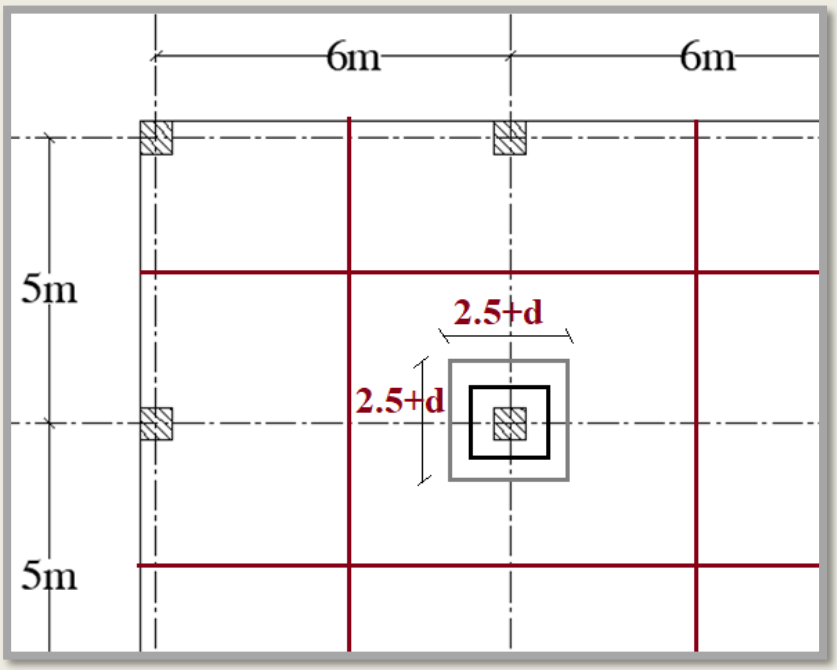
Check theckness :

$$q_{up} = \frac{553.83 * 10^3 * 1.15}{4(500 + 230) * 230} = 0.9 N/mm^2 < 1.29 \quad \text{Safe Punch}$$

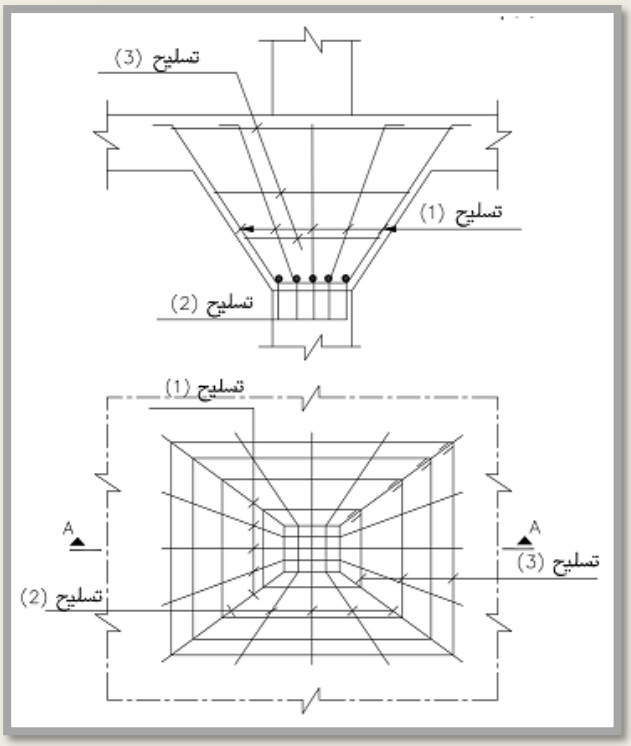
Check dim. :

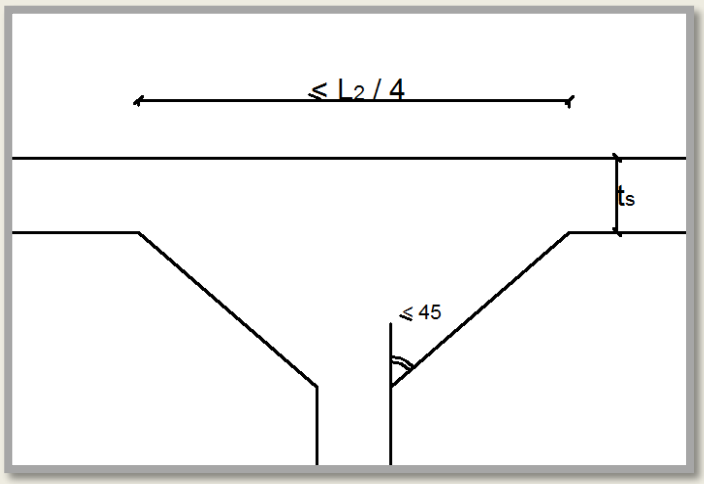
$$Q_{up} = 18.75[6 * 5 - (2.5 + 0.18)(2.5 + 0.18)] = 427.83\ KN$$

$$q_{up} = \frac{427.83 * 10^3 * 1.15}{4(2500 + 180) * 180} = 0.26 N/mm^2 < 1.29$$ Dim. Is mor safe can decrees it



-: Tag -





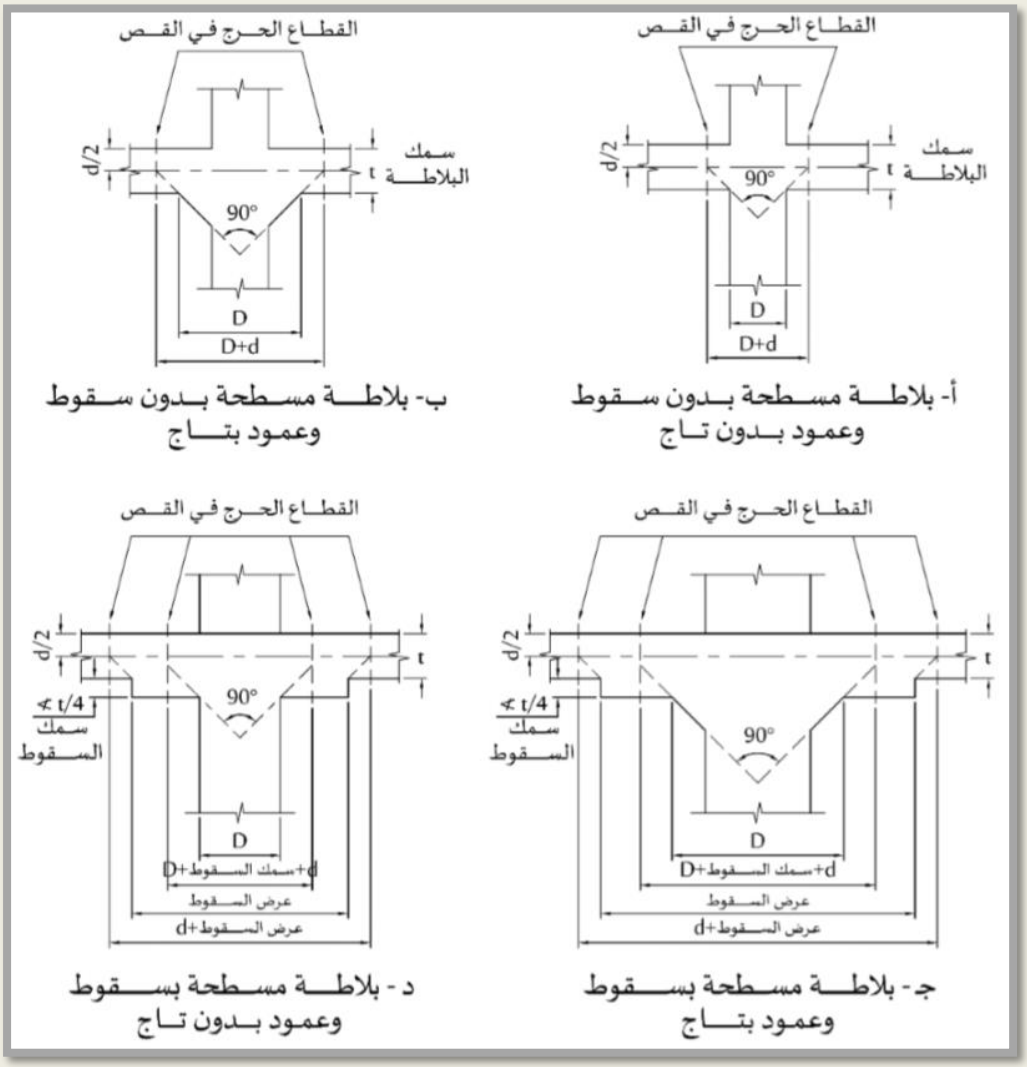
- اقل مساحه تسليح للتاج المستطيل فى كل اتجاه :

$$A_{1\ or\ 2} = 0.04 * A_{s\ -ve} * L$$

حيث L : هو طول البحر العمودى على اتجاه التسليح .

$A_{s\ -ve}$ هو التسليح السالب لشريحه العمود فى المتر فى حاله تيجان الاعمده دائريه يوزع $A_1 + A_2$ بالتساوى على كامل المحيط .

A_3 : هى كانات للربط .



EX:- (على نفس المثال السابق)

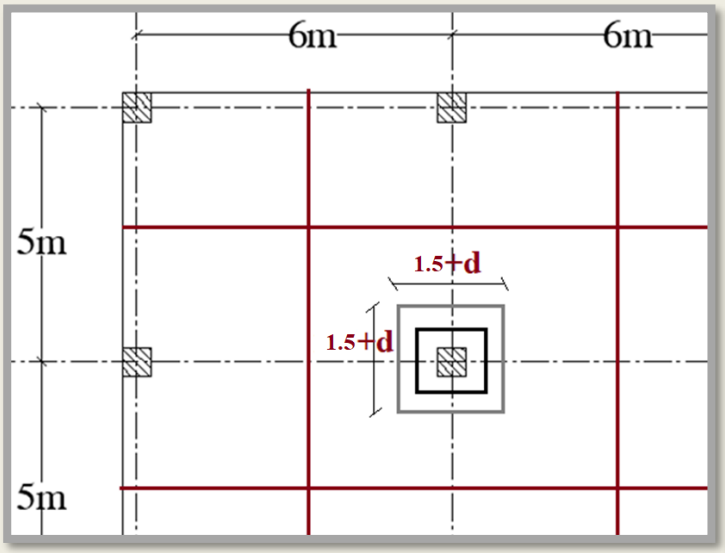
t_s = 20 cm

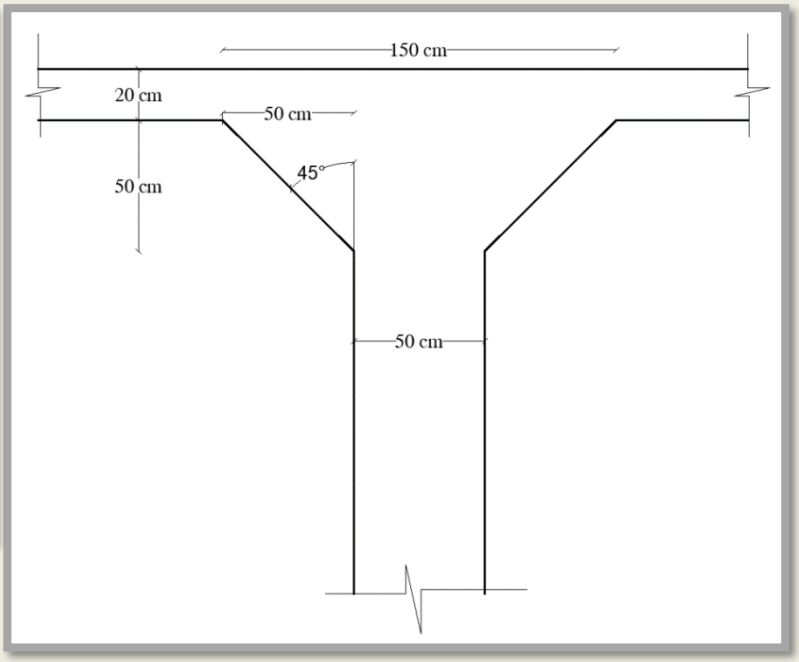
Ass. Dim. Of Rectangular Tag (1.5*1.5m)

Check dim. :

$$Q_{up} = 18.75[6 * 5 - (1.5 + 0.18)(1.5 + 0.18)] = 509.58\ KN$$

$$q_{up} = \frac{509.58*10^3*1.15}{4(1500+180)*180} = 0.49N/mm^2 < 1.29$$ Safe Punch





EX:- (على نفس المثال السابق)

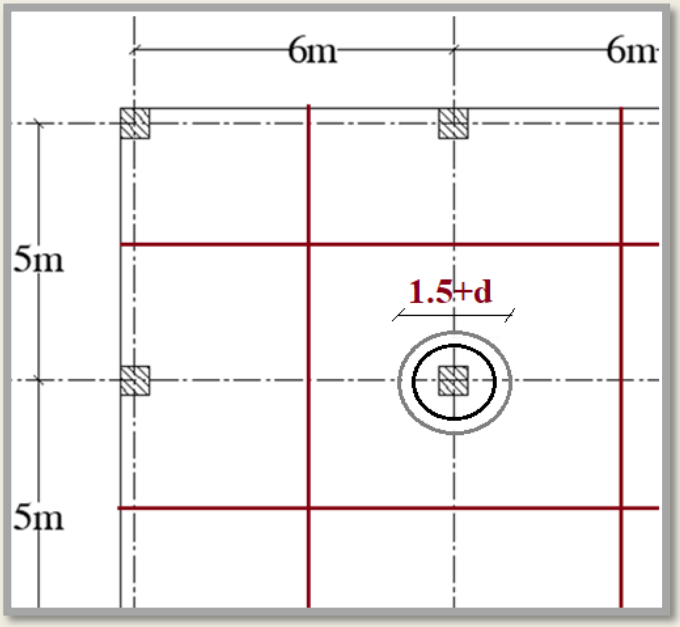
t_s = 20 cm

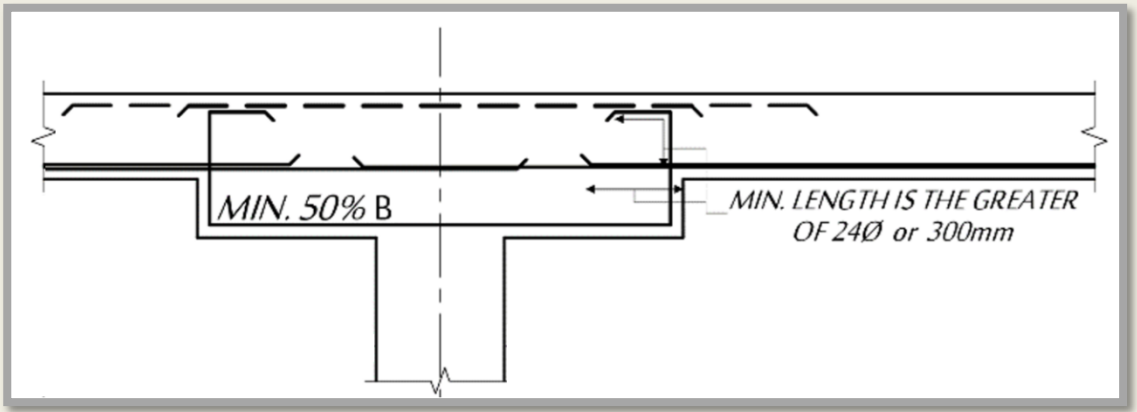
Ass. Dim. Of Cercular Tag (diameter=1.5m)

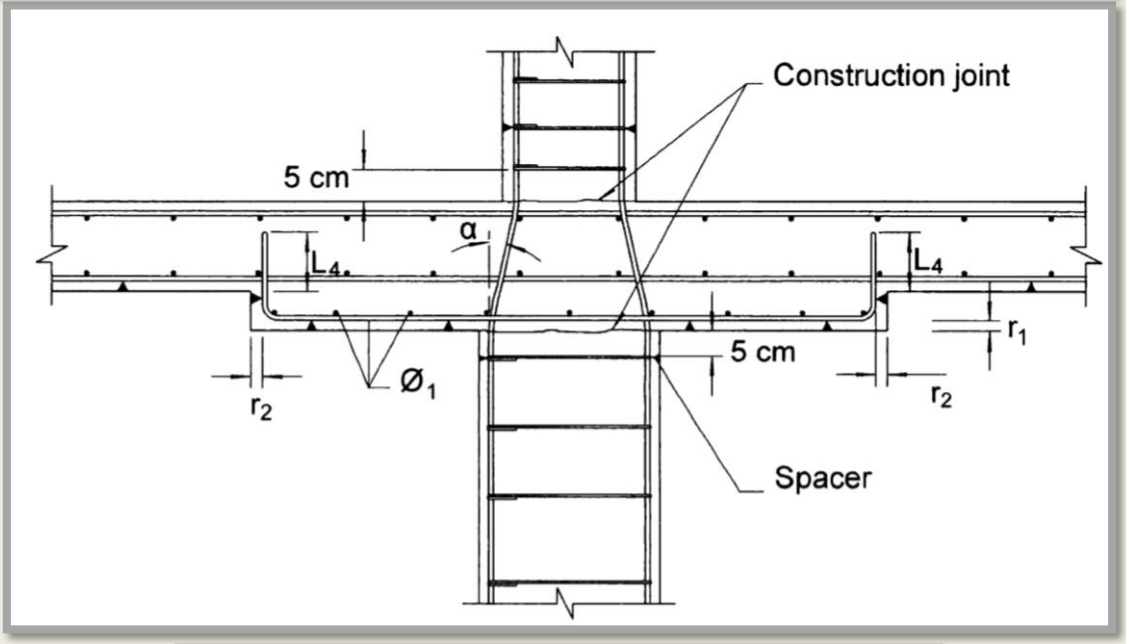
Check dim. :

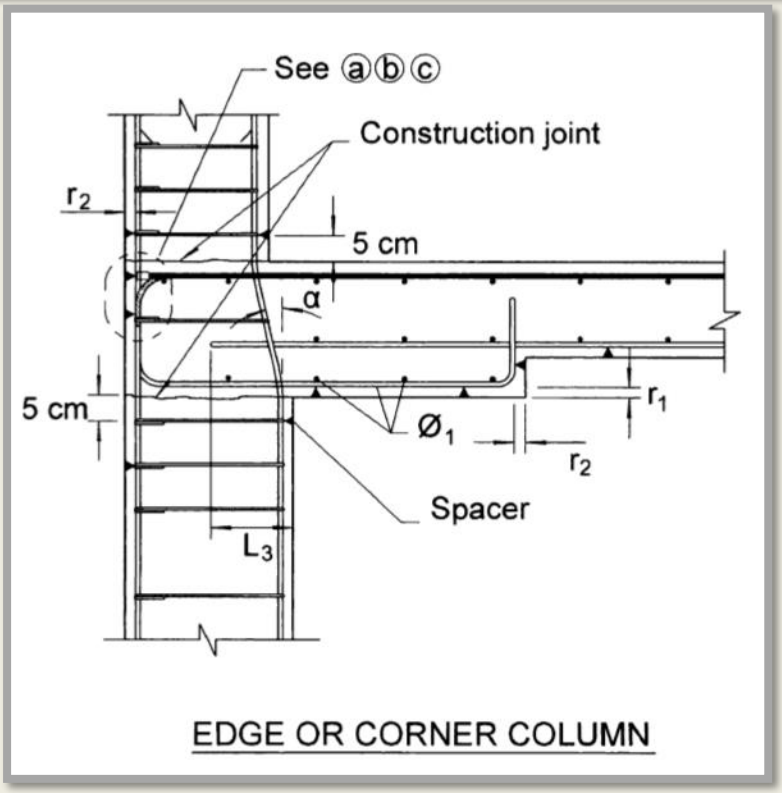
$$Q_{up} = 18.75\left[6 * 5 - \frac{\pi * (1.5 + 0.18)^2}{4}\right] = 520.94\ KN$$

$$q_{up} = \frac{520.94*10^3*1.15}{\pi*(1500+180)*180} = 0.63N/mm^2 < 1.29$$ Safe Punch

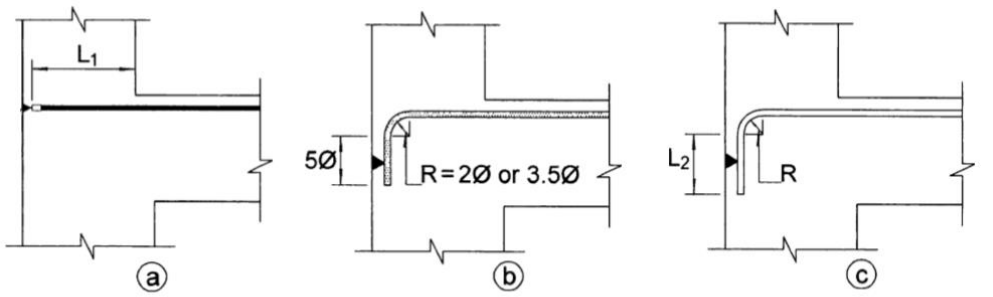




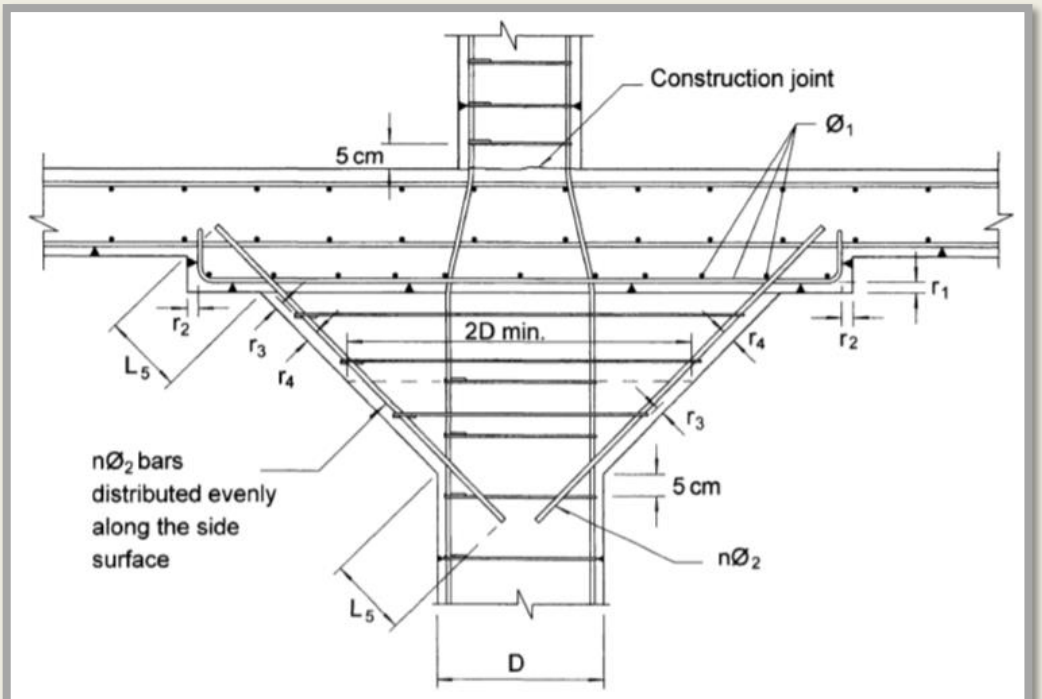




EDGE OR CORNER COLUMN



1. $L_4 = 10\ \phi_1$.
2. $r_1 = 2.5\ cm \geq \phi_1$.
   $r_2 = 2.5\ cm \geq \phi_1$.
3. For column transition details, depending on whether tan α is smaller or greater than 1/6, see CD – 03.04 to CD – 03.14.
4. While column ties are not needed in the node or drop areas of inner columns, they are necessary in edge and corner columns.
5. See EC2, anchorage lengths, to calculate lengths L_1 and L_2 in details a, b and c.
6. See Recommendation 5 in CD – 06.02 for the procedure to calculate L_3.
7. See CD – 07.03 and CD – 07.04 for concrete cover and other details.
8. See 1.2 and 1.3 for descriptions of how to tie bars and place spacers.



1. See the Recommendations for CD – 07.09.
2. $r_3 = 2.5$ cm.
3. $r_4 \geq \phi_2$.
4. Length L_5 is the ϕ_2 bar anchorage length.
5. Ties are not needed in the upper part of the head, the drop or the slab.
6. See CD – 07.03 and CD – 07.04 for concrete cover and other details.
7. See 1.2 and 1.3 for descriptions of how to tie bars and place spacers.

- مقاومه القص الثاقب بالتسليح بالكانات (Reinforcement by rebar ties) :-
  - يشمل هذا النوع من التسليح البلاطات التى لا يقل سمكها عن 250mm و لا يشمل القواعد .
  - لا يزيد اجهاد الخضوع عن $350\ N/mm^2$ للكانات المقاومه للقص الثاقب .
  - يتم حساب قيمه اجهاد التسليح المشارك فى مقاومه القص الثاقب وذلك طبقا للمعادله التاليه :

لتصبح المعادله : $$q_{up(cracked)} = \frac{A_{st}*F_y}{S*b_o*\gamma_s} + 0.12\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}}$$

A_{st} : هى المساحه الكليه لافرع الكانات على محيط القطاع الحرج .

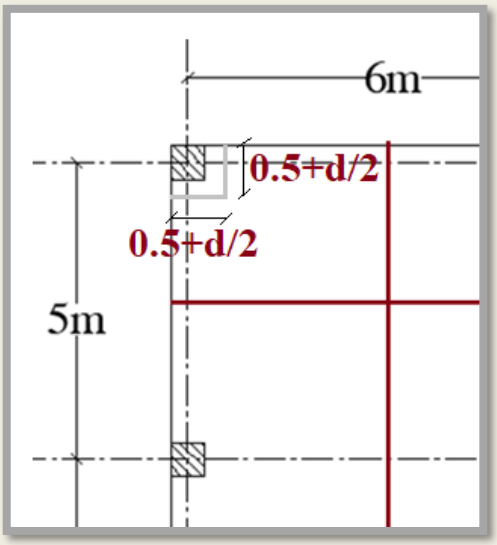
بحيث لا يزيد اجهاد الخرسانه و الحديد معا عن القيمه القصوى $q_{up} \le q_{up_max}$

حيث $$q_{up_max} = 0.45\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}}$$

  - يتم تحديد مسافه امتداد التسليح المقاوم للقص الثاقب على اساس مقاومه القص الثاقب بالخرسانه فقط بالتعويض فى الثلاث معادلات لل q_{cup} على الا تقل مسافه الامتداد عن سدس البحر الاكبر فى نفس اتجاه الرص مقاسا من محور الاعمده ولا يتعدى ربع طول الباكيه ذات البعد الاصغر .
  - يتم توزيع الكانات لا يقل عن صفين .
  - لابد من التاكد من تحقيق مقاومه القص الثاقب بالخرسانه و التسليح عند القطاع الحرج الداخلى خلال حدود صلب التسليح .
  - يتم وضع اول كانه على بعد لا يقل عن d/2 من وجه العمود .
  - لا يجب ان تزيد المسافه بين افرع الكانات عن 2d .
  - المسافه بين كل كانه لا تزيد عن d/2 .

EX:-

بالتطبيق على نفس المثال السابق مع بعض التعديلات باعتبار ان المنشأ بدون كمره marginal beam ففى تلك الحاله يتم التأكد من اجهاد القص الثاقب على الاعمده الطرفيه و الركنيه حيث ان وجود الكمره يمنع قوى الاختراق الا فى حالات خاصه



t_s = 25 cm

corner col.

$$W_{us} = 50KN/m^2$$

Sol.

$$Q_{up} = 50\left[3*2.5 - \left(0.5+\frac{0.23}{2}\right)\left(0.5+\frac{0.23}{2}\right)\right] = 356.089\ KN$$

$$q_{up} = \frac{356.089*10^3*1.5}{2(500+0.5*230)*230} = 1.89N/mm^2$$

$$q_{cup(uncracked)} = 0.316\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 1.29\ N/mm^2$$

$q_{up} < q_{cup(uncracked)}$ → Un Safe Punch

$q_{up_max} = 0.45\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 1.8\ N/mm^2 < q_{up}$ Un Safe dim. ass. use F_{cu} = 30Mpa For Slab

Ass. $F_y = 240\ N/mm^2$ & Ø10 wiht $A_{st} = 78.54mm^2$ & we use str. with 3Legs

يتم التأكد من المسافه S بين كل كانه باعتبار مقاومه القطاع الحرج للخرسانه والتسليح داخل ذلك القطاع وباعتبار ان الخرسانه مشرخه : $q_{cup(un\ cracked)}$

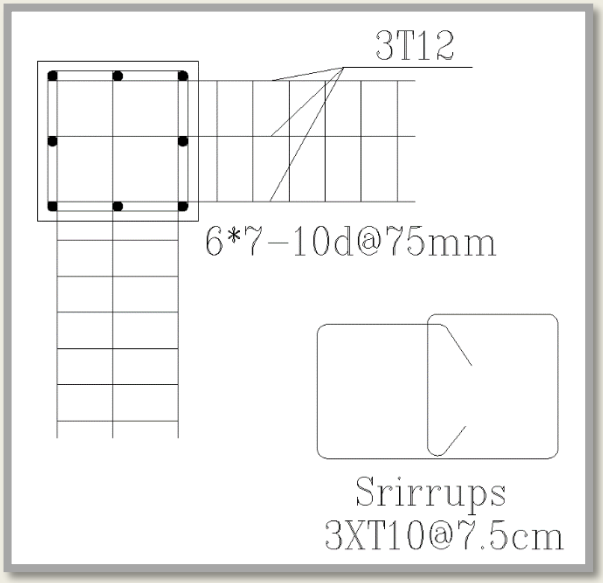
$$q_{up(cracked)} = \frac{A_{st}*F_y}{S*b_o*\gamma_s} + 0.12\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} \rightarrow 1.556 = \frac{6*78.54*240}{S*2(500+0.5*230)*1.15} + 0.12\sqrt{\frac{30}{1.5}} \rightarrow S = 78.44mm$$

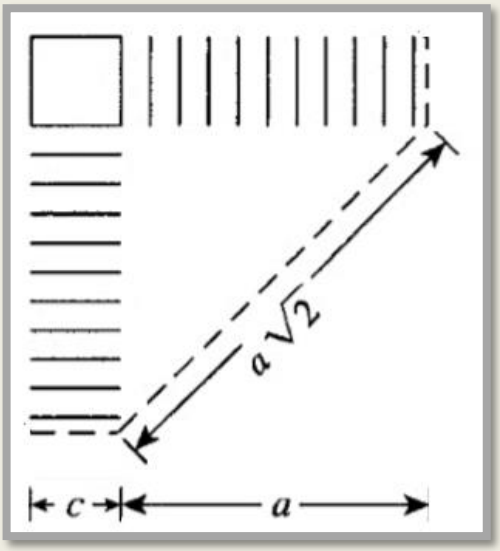
$$S_{max} = \frac{250}{2} = 115\ mm$$

بعد ايجاد المسافه بين كل كانه يتم ايجاد مسافه التوزيع ولكن باعتبار ان مقاومه الخرسانه غير مشرخه : $q_{cup(un\ cracked)}$

$$q_{cup(uncracked)} = 0.316\sqrt{\frac{30}{1.5}} \rightarrow 1.413 = \frac{356.089 * 10^3 * 1.5}{b_0 * 230} \rightarrow b_0 = 1643.3mm$$

$$b_0 = 2c + a\sqrt{2} \rightarrow a = \frac{b_0 - 2c}{\sqrt{2}} = \frac{1643.3 - 2*500}{\sqrt{2}} = 455\ mm \approx 50cm$$





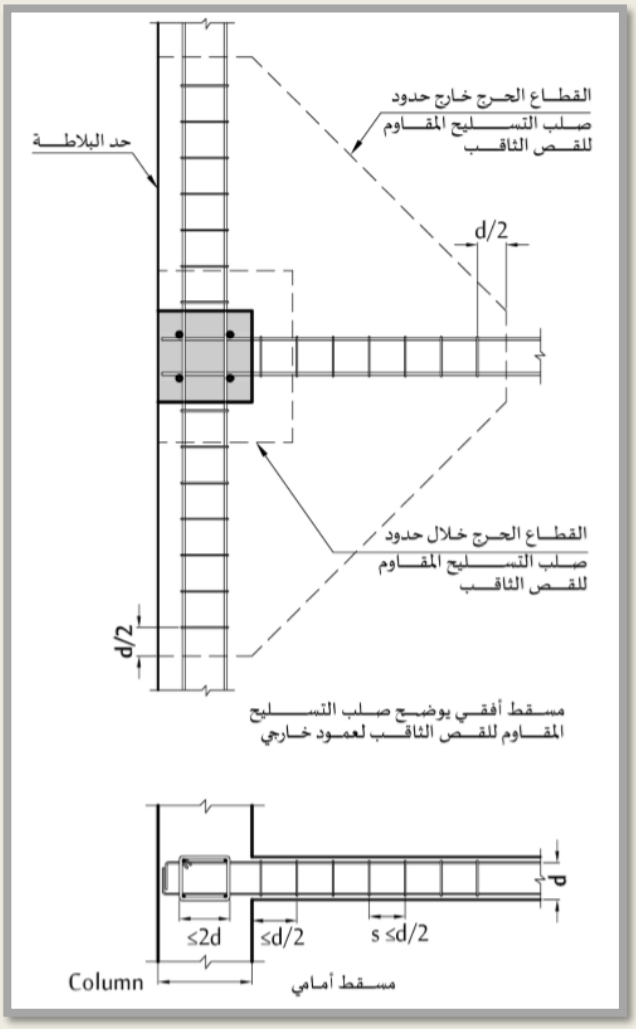
- التسليح فى الصوره عباره عن :

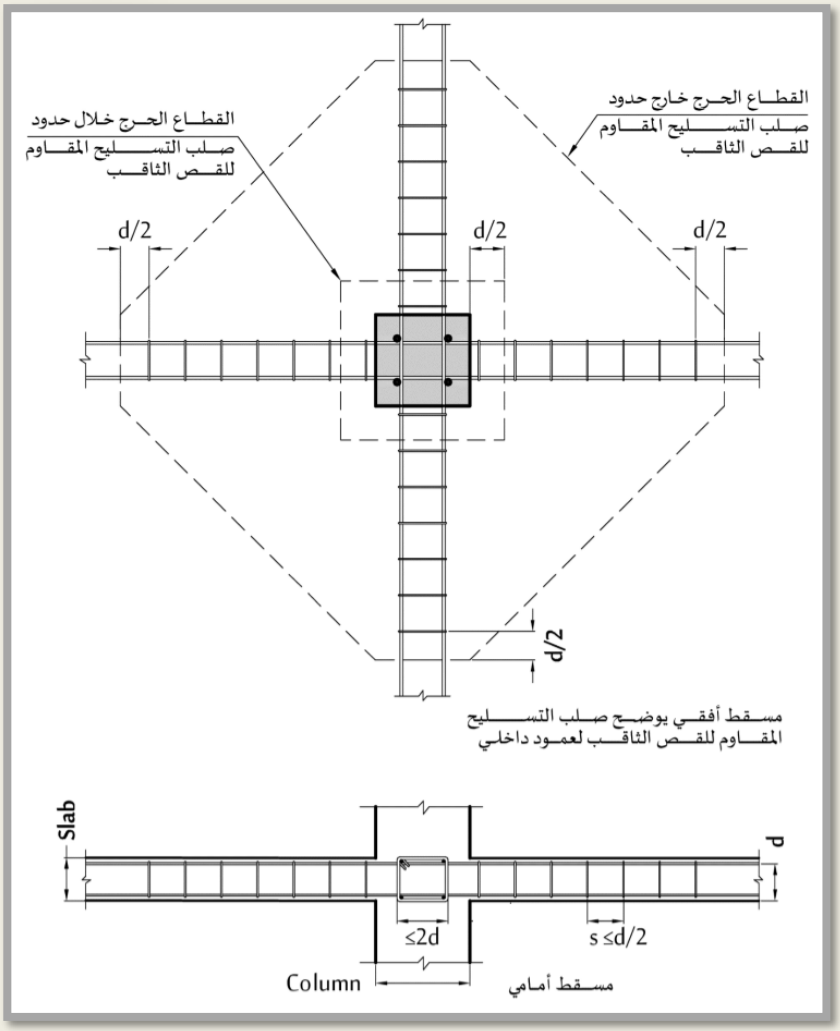
6 : هى عدد الاسياخ الطوليه الحامله لافرع الكانه حول العمود وهى 3 اسياخ فى كل اتجاه بقطر 12سم .

7 : هى عدد الافرع فى السيخ الطولى الواحد .

10d : هو قطر الكانات او السيخ الراسى (Tie) .

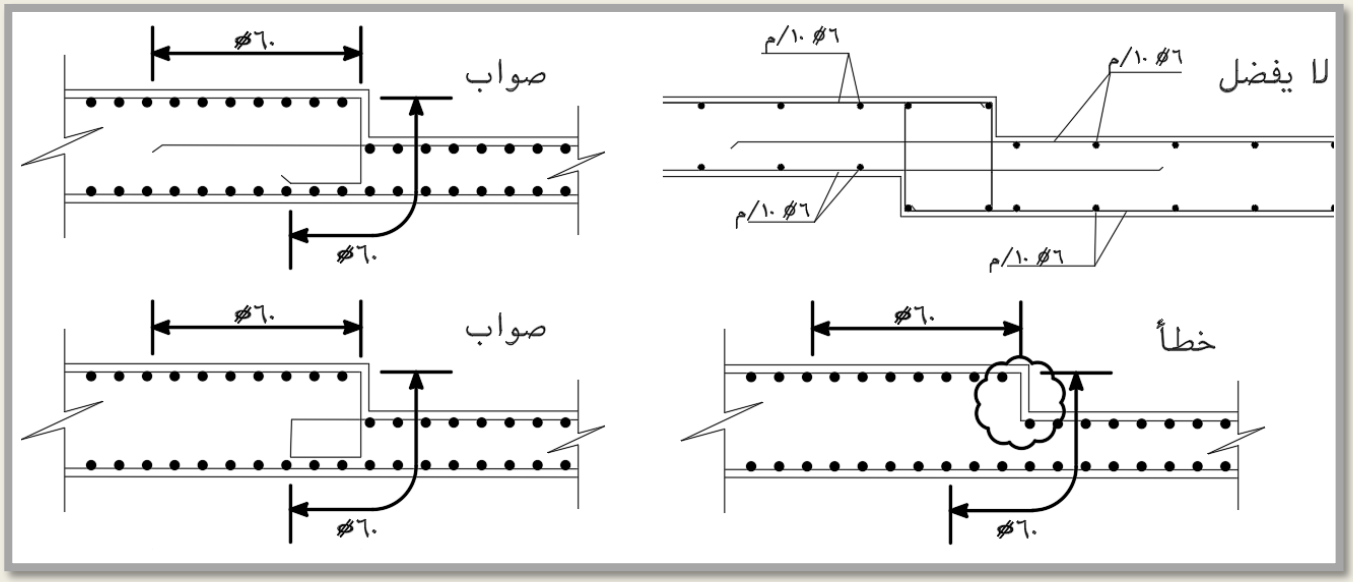
75 : هى المسافه بين كل كانه او كل فرع .


القطاع الحرج خارج حدود
صلب التسليح المقاوم
للقص الثاقب
حد البلاطة
d/2
القطاع الحرج خلال حدود
صلب التسليح المقاوم
للقص الثاقب
مسقط أفقي يوضح صلب التسليح
المقاوم للقص الثاقب لعمود خارجي
d
≤2d
≤d/2
s ≤d/2
Column
مسقط أمامي

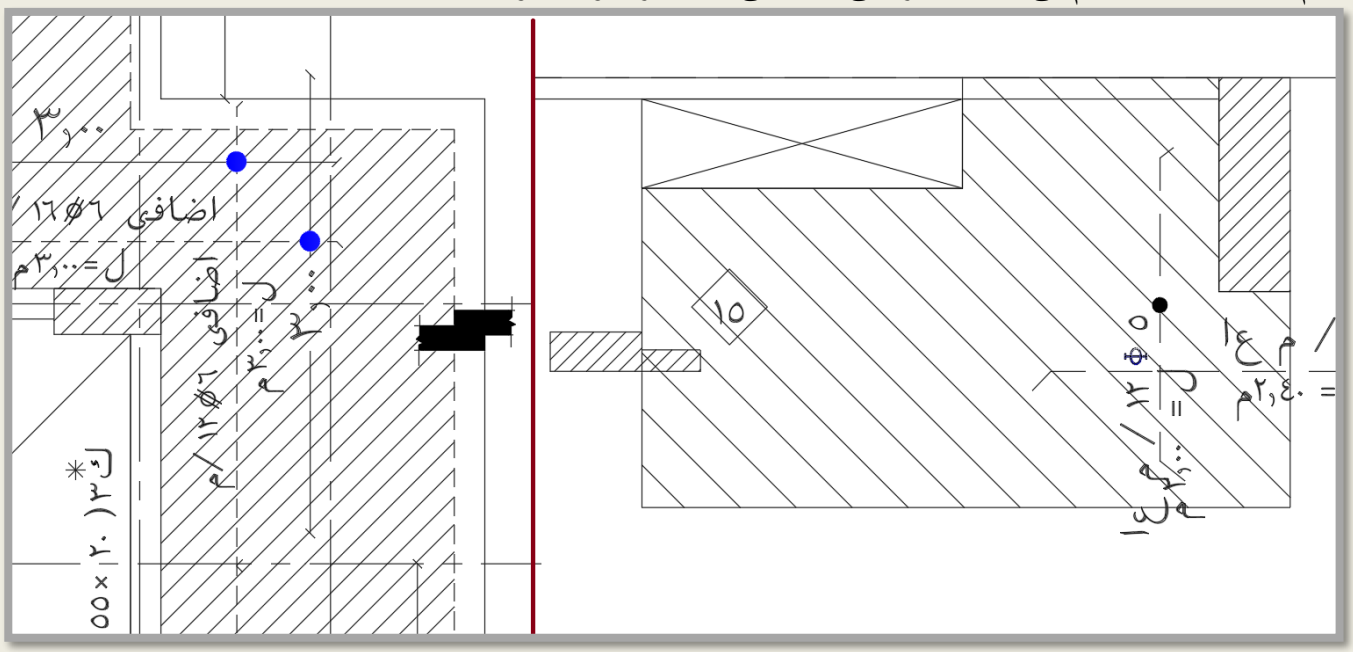

القطاع الحرج خارج حدود
صلب التسليح المقاوم
للقص الثاقب
القطاع الحرج خلال حدود
صلب التسليح المقاوم
للقص الثاقب
d/2
d/2
d/2
d/2
مسقط أفقي يوضح صلب التسليح
المقاوم للقص الثاقب لعمود داخلي
Slab
d
≤2d
s ≤d/2
Column
مسقط أمامي

- **تفاصيل تسليح هبوط بلاطه الحمام**

- هناك نوعان من تهبيط بلاطه الحمام كتهبيط البلاطه باكملها وهذا لا يفضل او تقليل سمك البلاطه مع مراعات ان لا تقل سمك البلاطه عن المسموح به 15mm .



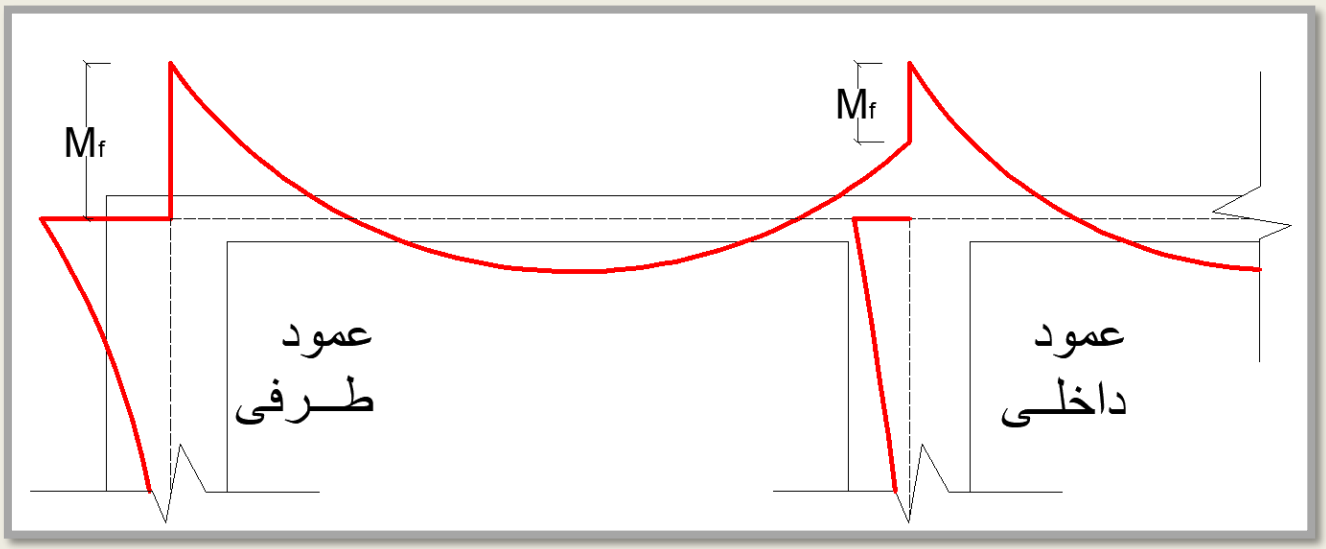
- يتم تمثيل بلاطه الحمام فى المسقط الراسى للانشائى بالتهشير حول حدودها



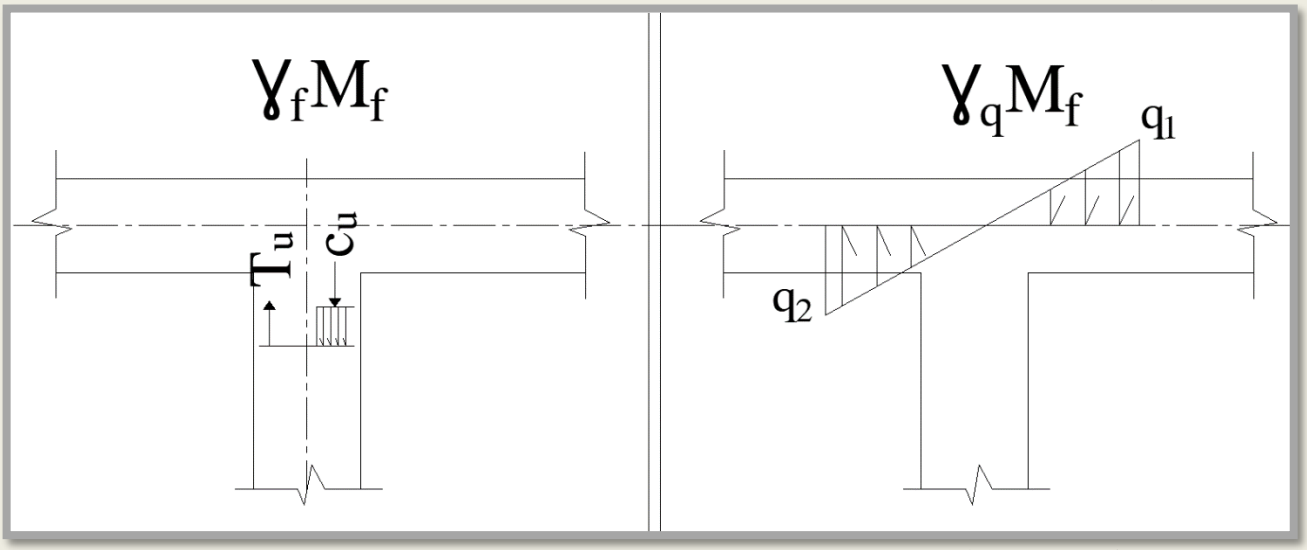
- الحساب الدقيق لاجهادات القص واخذ تأثير عزوم الانحناء المنقوله بين البلاطه و الاعمده وقوى القص :-

- نقل العزوم السالبه من البلاطه الى الاعمده :

تنقل جميع العزوم السالبه على البلاطه الى العمود وذلك فى حاله الاعمده الطرفيه (M_f) و فى الاعمده الداخليه تنتقل اليها فرق العزم السالب فى البواكى الداخليه (M_f)



حيث يتم توزيعها كالتالى :



1. جزء ينتقل مباشره الى الاعمده بواسطه عزوم انحناء $(M_f * \gamma_f)$

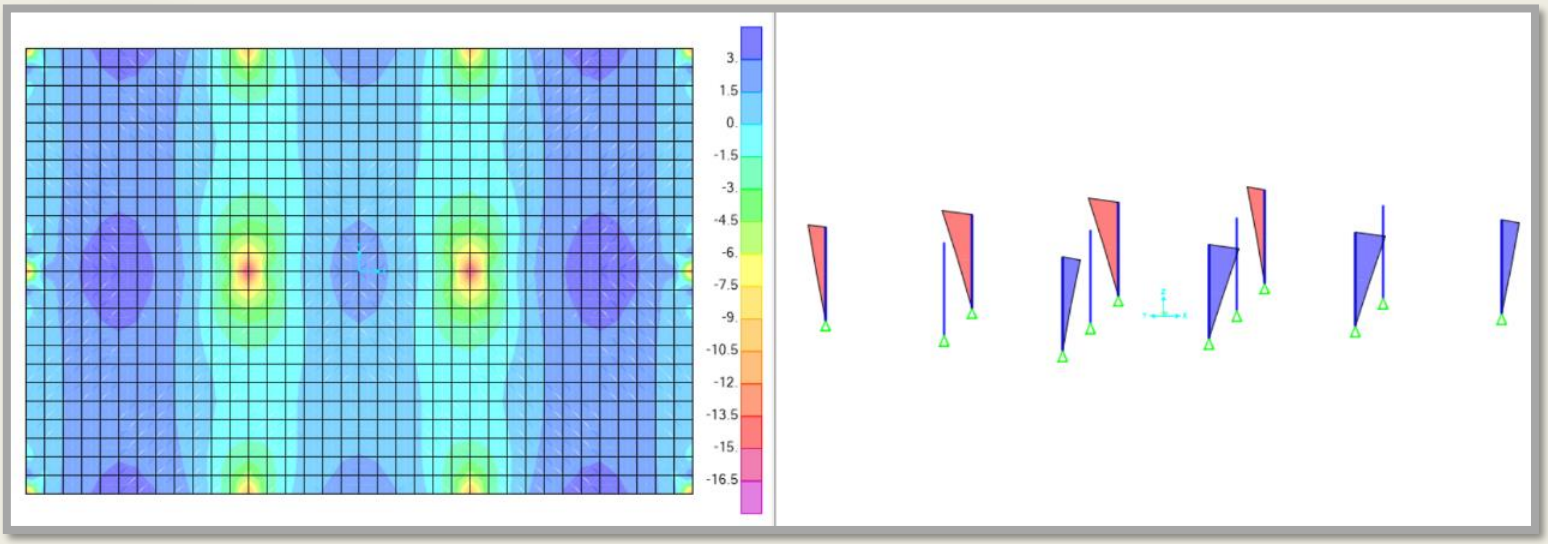
حيث :

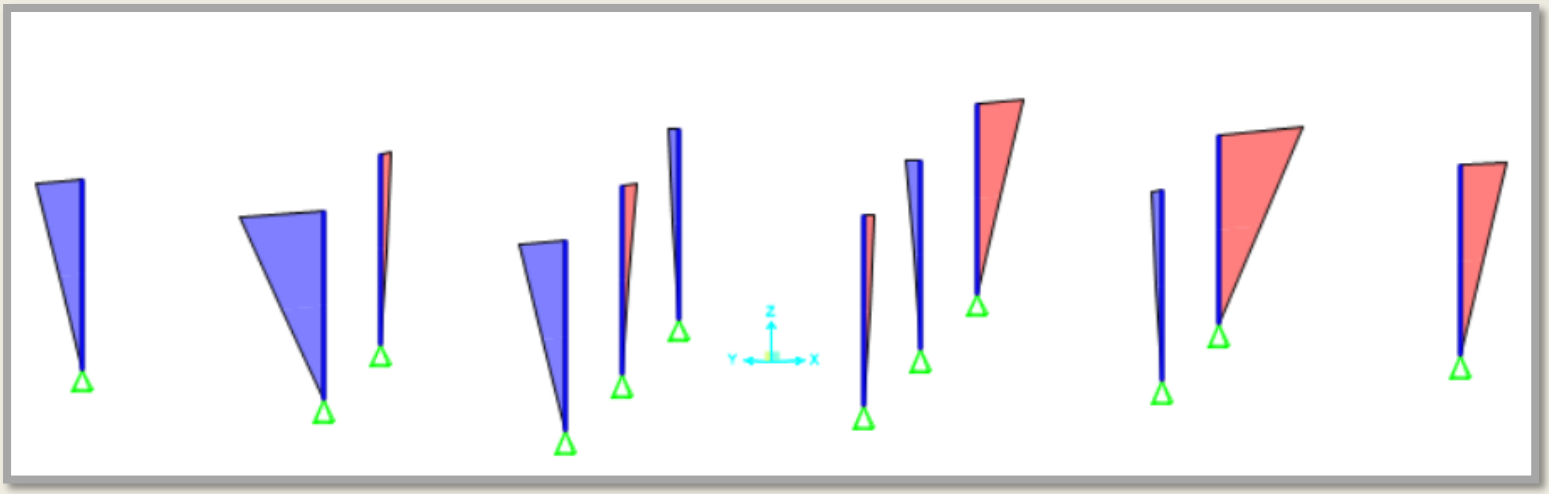
$$\gamma_f = [\frac{1}{1 + (\frac{2}{3})(\sqrt{\frac{b_1}{b_2}})}]$$

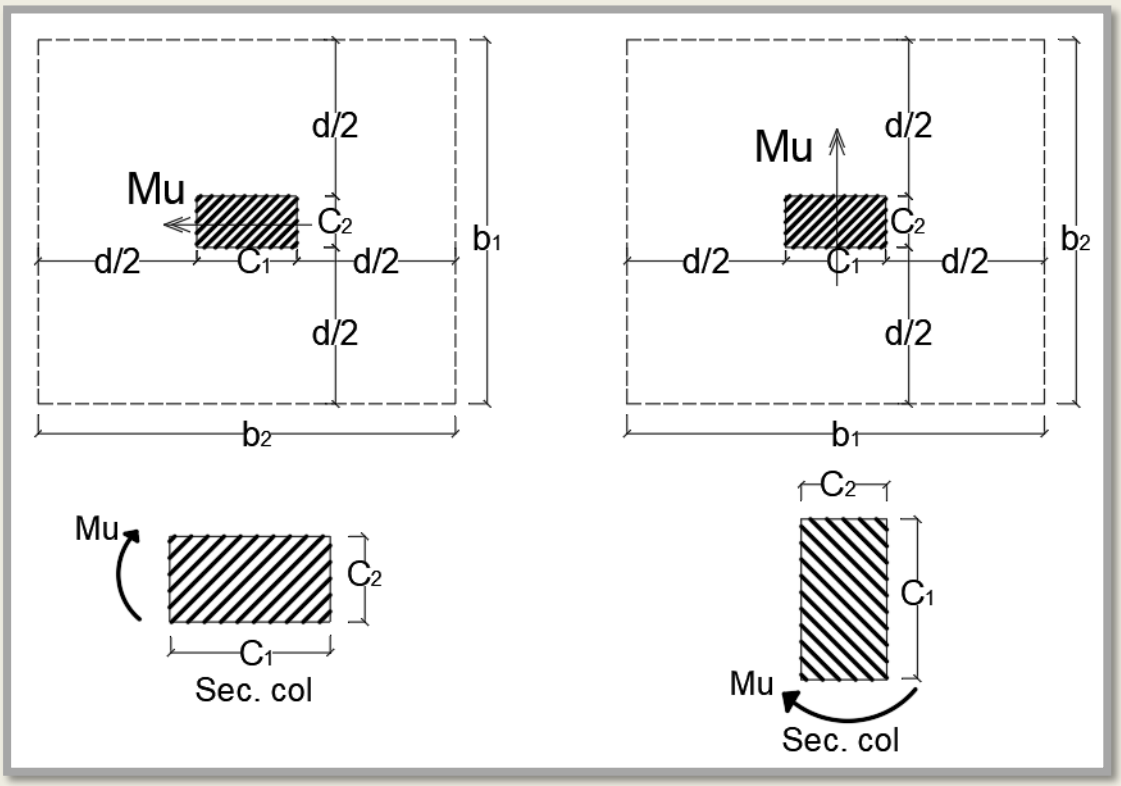
γ_f : هو معامل العزوم المنقوله بالانحناء

b_1 : طول القطاع الحرج فى القص الثاقب مقاسا فى اتجاه التحليل .

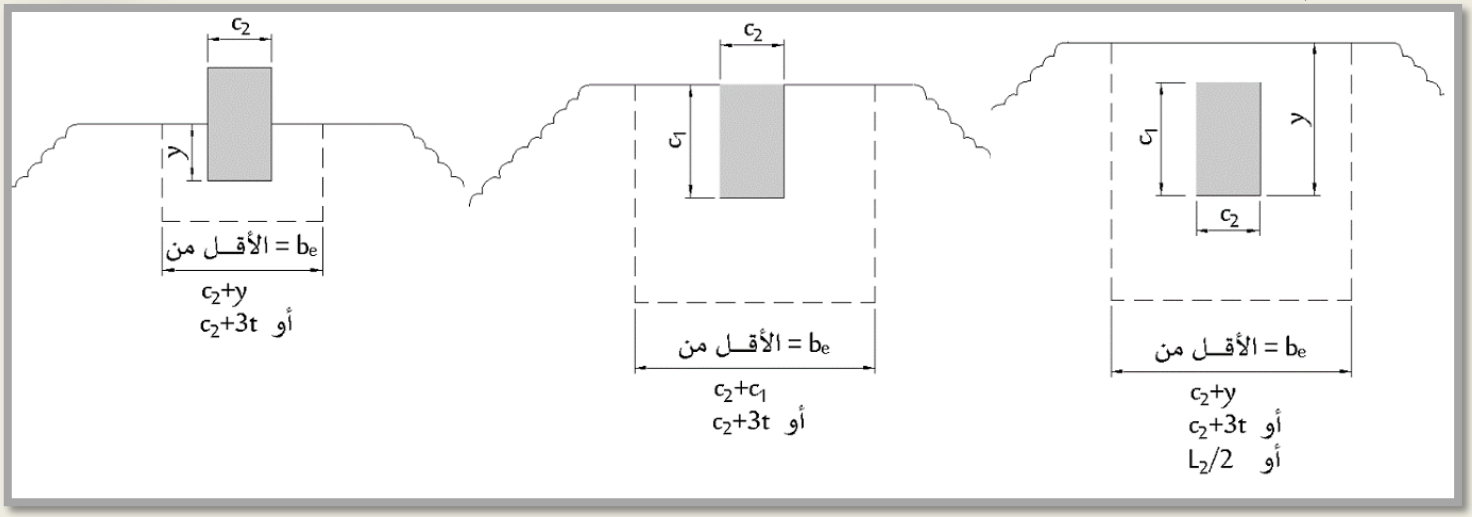
b_2 : طول القطاع الحرج فى القص الثاقب مقاسا فى الاتجاه العمودى على b_1 .

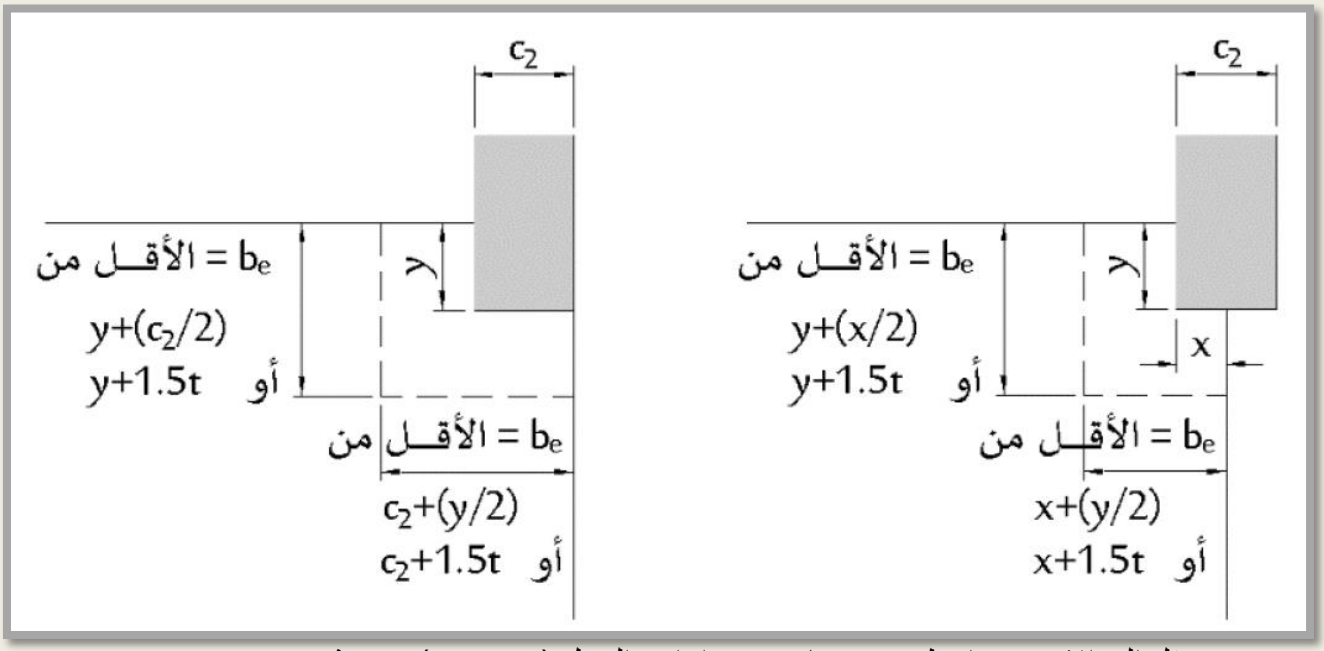

3.
1.5
0.
-1.5
-3.
-4.5
-6.
-7.5
-9.
-10.5
-12.
-13.5
-15.
-16.5




d/2
Mu
C2
d/2
C1
d/2
d/2
b1
b2
Mu
C2
C1
Sec. col
d/2
Mu
d/2
C2
d/2
C1
d/2
b2
b1
C2
C1
Mu
Sec. col

- ويتم تركيز صلب التسليح المطلوب لمقاومه هذه العزوم فى العرض الفعال b_e بحيث لا يقل عن نصف التسليح المقاوم للعزم الرئيسى فوق العمود .





2. جزء ينتقل الى الاعمده بواسطه عزوم ناتجه عن ازاحه الحمل $(M_f * \gamma_q)$ وتؤخذ γ_q

حيث : $\gamma_q = 1 - \gamma_f$

γ_q : معامل العزوم المنقوله والذى ينتج عنه اجهاد قص ثاقب على القطاعات الحرجه.

- يتم حساب اجهاد القص الثاقب فى الاتجاهين كالتالى للاعمده الداخليه :

$$q_{x(CB)} = q_{x(AD)} = \frac{\pm M_{fx}.\gamma_q.C_{CD}}{J_{CX}} \quad \& \quad q_{y(AB)} = q_{y(CD)} = \frac{\pm M_{fy}.\gamma_q.C_{AB}}{J_{CY}}$$

حيث :

(q_x) اجهاد القص الثاقب الناتج عن العزم $\gamma_q M_{fx}$.

(q_y) اجهاد القص الثاقب الناتج عن العزم $\gamma_q M_{fy}$.

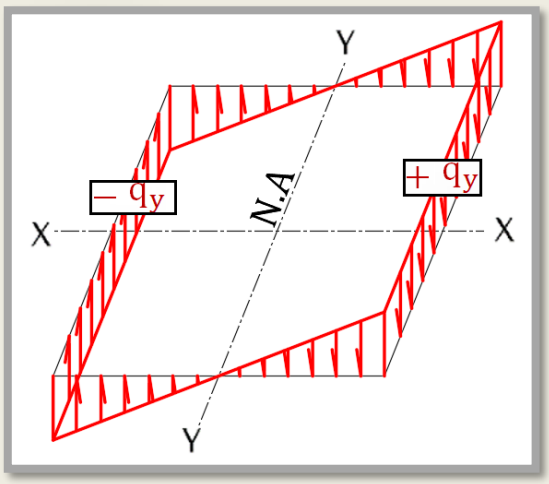
J_{CY} , J_{CX} : ثابت للقطاع الحرج فى القص و يشابه عزم القصور القطبى حول محورى Y , X

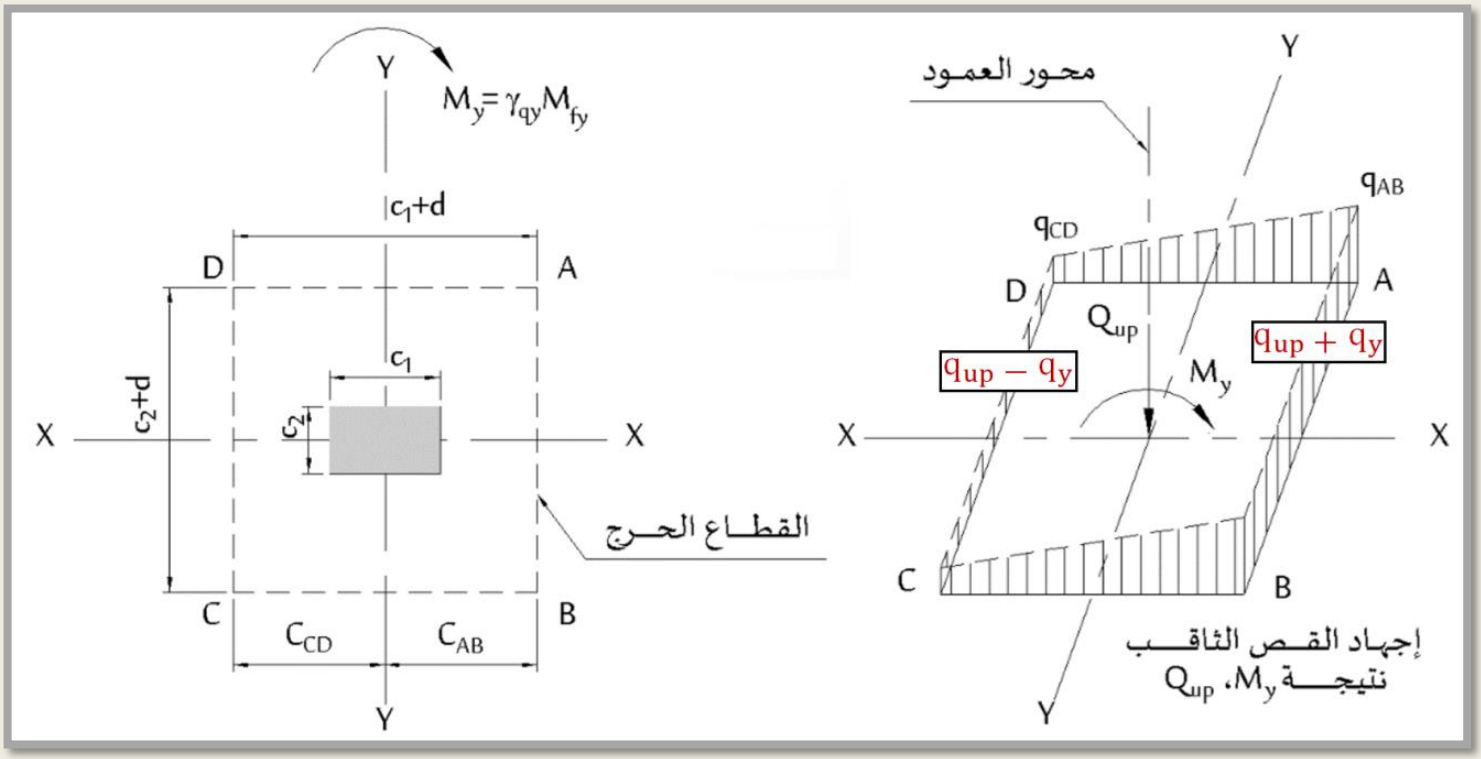
$$0.5(C_1 + d) = C_{CD} = C_{AB}$$

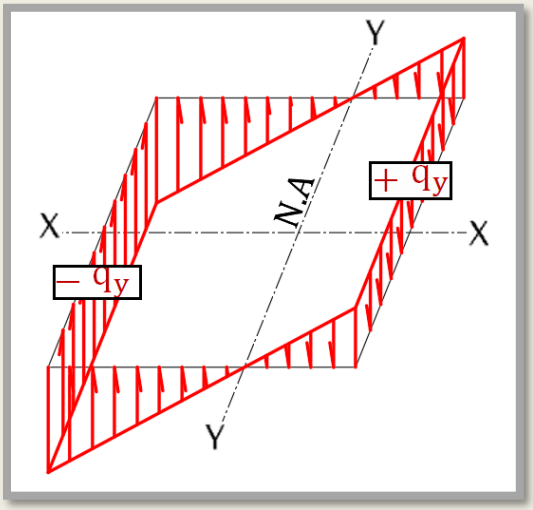
ويتم حساب J_C كالتالى :

$$J_{CY} = d\left[\frac{(C_1+d)^3}{6}\right] + d^3\left[\frac{(C_1+d)}{6}\right] + \frac{d[(C_1+d)^2(C_2+d)]}{2}$$

$$J_{Cx} = d\left[\frac{(C_2+d)^3}{6}\right] + d^3\left[\frac{(C_2+d)}{6}\right] + \frac{d[(C_2+d)^2(C_1+d)]}{2}$$







- يتم حساب اجهاد القص الثاقب فى الاتجاهين كالتالى للاعمده الطرفيه :

$$q_{x(CB)} = q_{x(AD)} = \frac{\pm M_{fx}.\gamma_q.C_{CB}}{J_{CX}}$$

$$q_{y(AB)} = \frac{+M_{fy}.\gamma_q.C_{AB}}{J_{CY}}$$

$$q_{y(CD)} = \frac{-M_{fy}.\gamma_q.C_{CD}}{J_{CY}}$$

حيث :

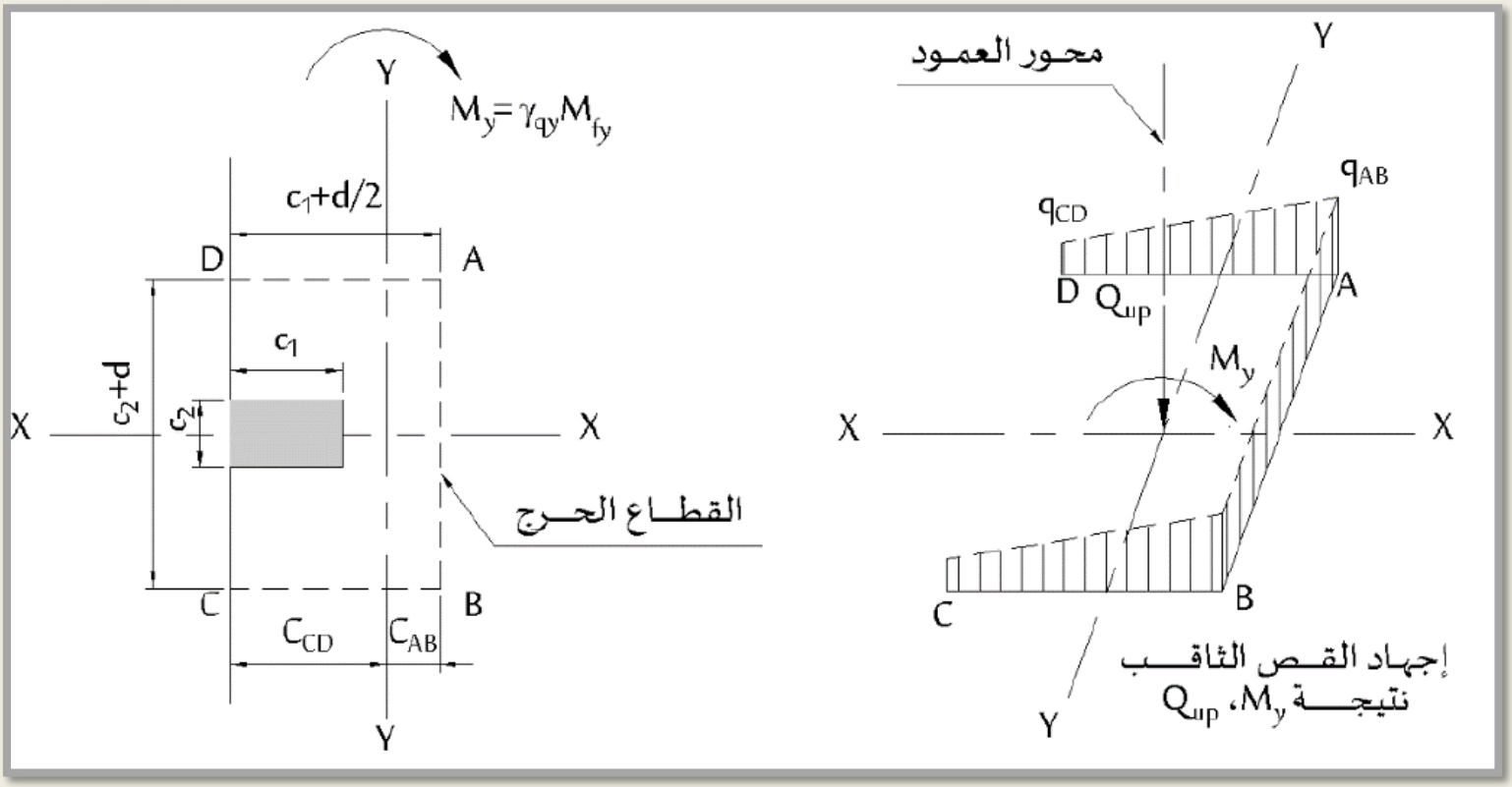
$$0.5(C_2+d) = C_{CB} = C_{AD}$$

$$\frac{(C_1+0.5d)^2}{[(C_2+d)+2(C_1+0.5d)]} = C_{AB}$$

$$C_{CD} = (C_1+0.5d) - C_{AB}$$

ويتم حساب J_C للاعمده الطرفيه كالتالى :

$$J_{CY} = d(C_1 + d)(C_{AB})^2 + \left(\frac{2}{3}\right) d(C_{CD})^3 + \left(\frac{2}{3}\right) d(C_{AB})^3 + \left(\frac{1}{6}\right)(C_1 + 0.5d)d^3$$



- يتم حساب اجهاد القص الثاقب فى الاتجاهين كالتالى للاعمده الركنيه :

$$q_{(B)} = \frac{M_{fx} \cdot \gamma_q \cdot C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{M_{fy} \cdot \gamma_q \cdot C_{CB}}{J_{Cy}}$$

$$q_{(C)} = -\frac{M_{fx} \cdot \gamma_q \cdot C_{CD}}{J_{CX}} + \frac{M_{fy} \cdot \gamma_q \cdot C_{CB}}{J_{Cy}}$$

$$q_{(A)} = -\frac{M_{fx} \cdot \gamma_q \cdot C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{M_{fy} \cdot \gamma_q \cdot C_{AD}}{J_{Cy}}$$

حيث :

$$C_{AB} = \frac{(C_2 + 0.5d)^2}{2[(C_2 + 0.5d) + (C_1 + 0.5d)]}$$

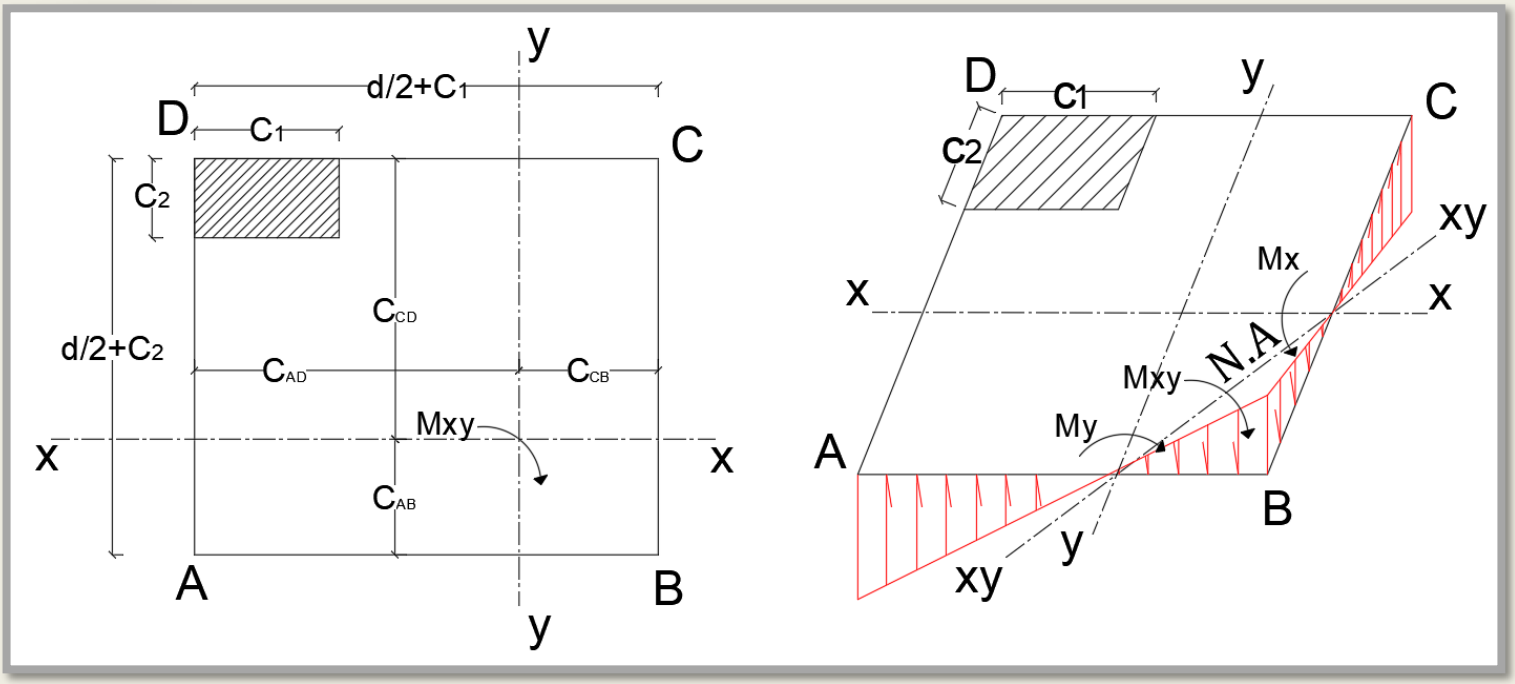
$$C_{CD} = (C_2 + 0.5d) - C_{AB}$$

$$C_{CB} = \frac{(C_1 + 0.5d)^2}{2[(C_2 + 0.5d) + (C_1 + 0.5d)]}$$

$$C_{AD} = (C_1 + 0.5d) - C_{CB}$$

$$J_{CX} = d(C_1 + 0.5d)(C_{AB})^2 + \frac{d}{3}[(C_{AB})^3 + (C_{CD})^3] + \frac{d^3}{12}(C_2 + 0.5d)$$

$$J_{Cy} = d(C_2 + 0.5d)(C_{CB})^2 + \frac{d}{3}[(C_{CB})^3 + (C_{AD})^3] + \frac{d^3}{12}(C_1 + 0.5d)$$



- بعد حساب اجهادات القص الثاقب الناتجه عن العزوم يتم اضافه اجهاد القص الثاقب الناتجه عن الاحمال الراسيه :

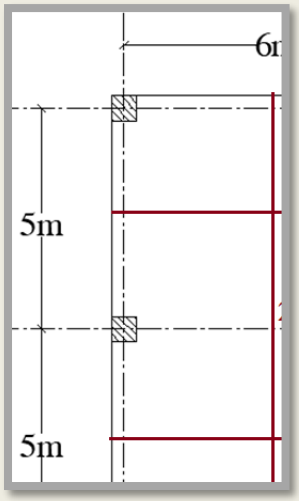
$$q_{up} = \frac{Q_{up}}{b_0 * d}$$

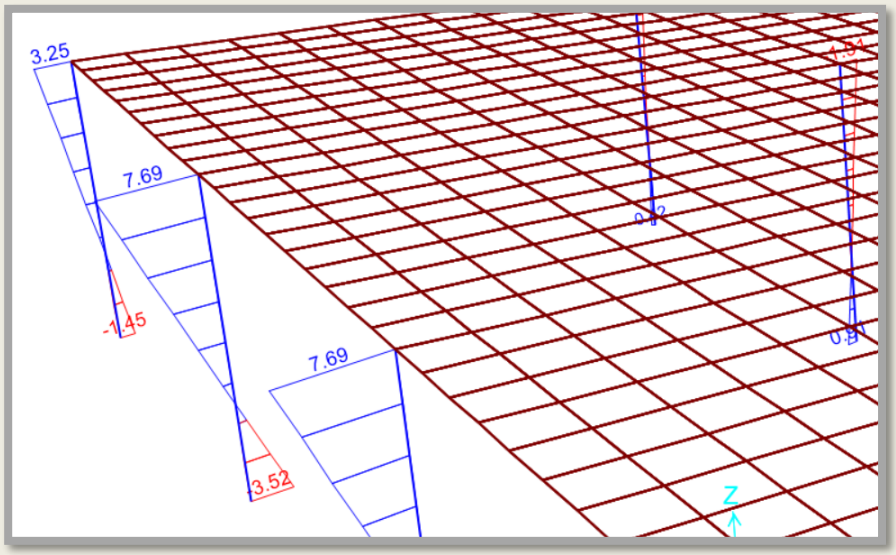
- يمكن الاستغناء عن تاثير انتقال العزوم السالبه من البلاطه الى الاعمده فى الحالات التاليه :-

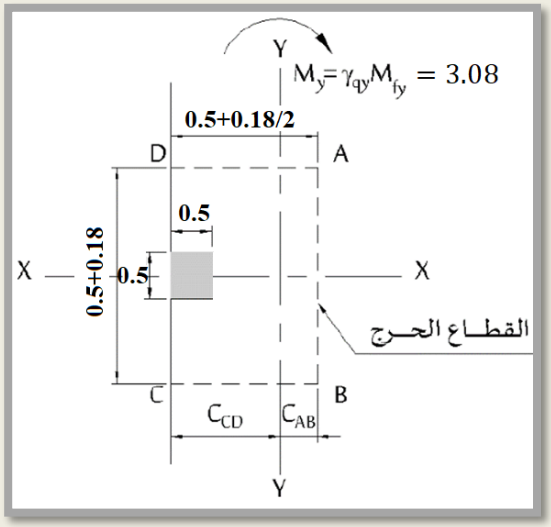
1. للاعمده الداخليه :
   - الاحمال الحيه لا تزيد عن $4\ KN/m^2$.
   - تساوى البحور المتجاوره او اختلافها بنسبه لاتزيد عن 20% .
2. للاعمده الخارجيه :
   - وجود كمره طرفيه جاسئه لا يقل عمقها عن $3t_s$ الا فى حاله اخذ تاثير الجسائات .
   - البلاطه الكابوليه خارج الاعمده لمسافه لا تقل عن ربع طول الباكيه مقاسه من وجه العمود .

EX:- (على نفس المثال السابق)

$W_{us} = 1.875\ t/m^2$
Edge Col.(50*50)
$M_{y\,col} = 7.69\ t.m$







$$\gamma_f = \left[\frac{1}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\left(\sqrt{\frac{0.59}{0.68}}\right)}\right] = 0.617$$

$$\gamma_q = 1 - 0.617 = 0.383$$

$$M_{fy} = M_f * \gamma_q = 7.7 * 0.383 = 2.949\ t.m$$

$$C_{AB} = \frac{(C_1+0.5d)^2}{[(C_2+d)+2(C_1+0.5d)]}$$

$$= \frac{(0.5+0.5*0.18)^2}{[(0.5+0.18)+2(0.5+0.5*0.18)]} = 0.187\ m$$

$$C_{CD} = (C_1 + 0.5d) - C_{AB} = (0.5 + 0.5 * 0.18) - 0.187 = 0.4\ m$$

$$J_{CY} = d(C_1 + d)(C_{AB})^2 + \left(\frac{2}{3}\right) d(C_{CD})^3 + \left(\frac{2}{3}\right) d(C_{AB})^3 + \left(\frac{1}{6}\right)(C_1 + 0.5d)d^3$$

$$= 0.18(0.5 + 0.18)(0.187)^2 + \left(\frac{2}{3}\right) 0.2(0.4)^3 + \left(\frac{2}{3}\right) 0.18(0.187)^3 + \left(\frac{1}{6}\right)(0.5 + 0.5 * 0.18)0.18^3 = 0.01465\ m^4$$

$$q_{y(AB)} = \frac{M_{fy}.\gamma_q.C_{AB}}{J_{CY}} = \frac{2.494 * 0.187}{0.01465} = 31.835\ t/m^2$$

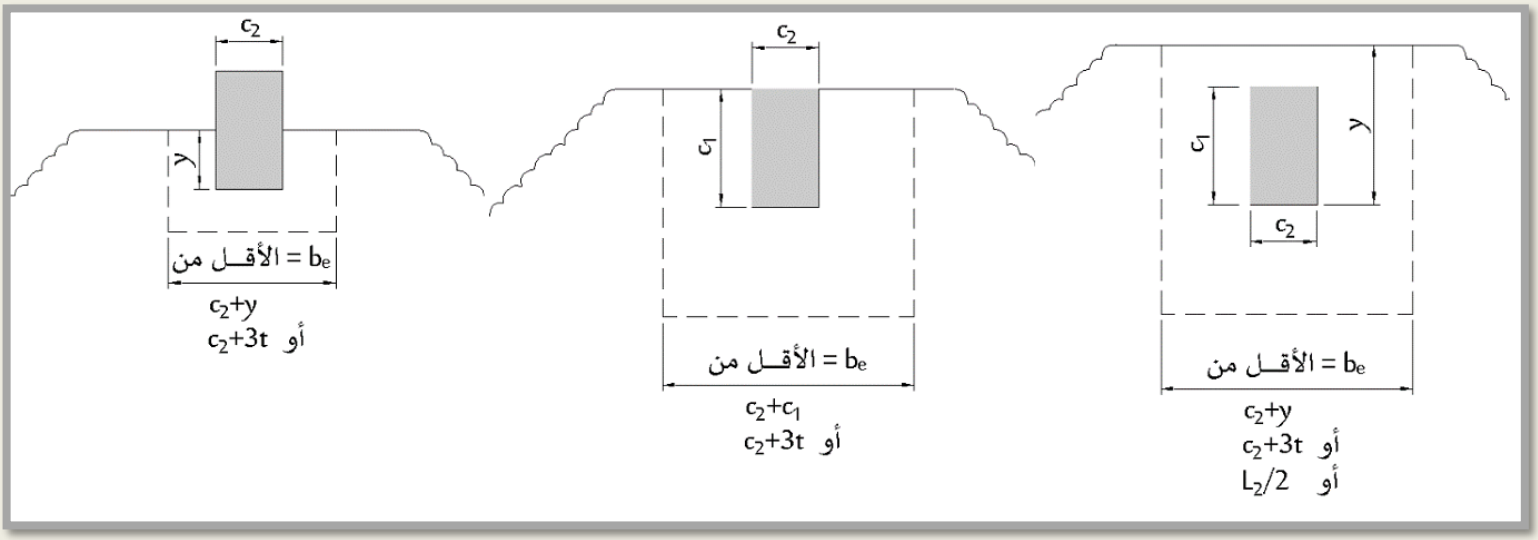
$$q_{up} = \frac{Q_{up}}{b_0 * d} + q_{y(AB)} = \frac{1.875[3 * 5 - (0.5 + 0.18)(0.5 + 0.5 * 0.18)]}{[(0.5 + 0.18) + 2(0.5 + 0.5 * 0.18)] * 0.18} + 31.835$$

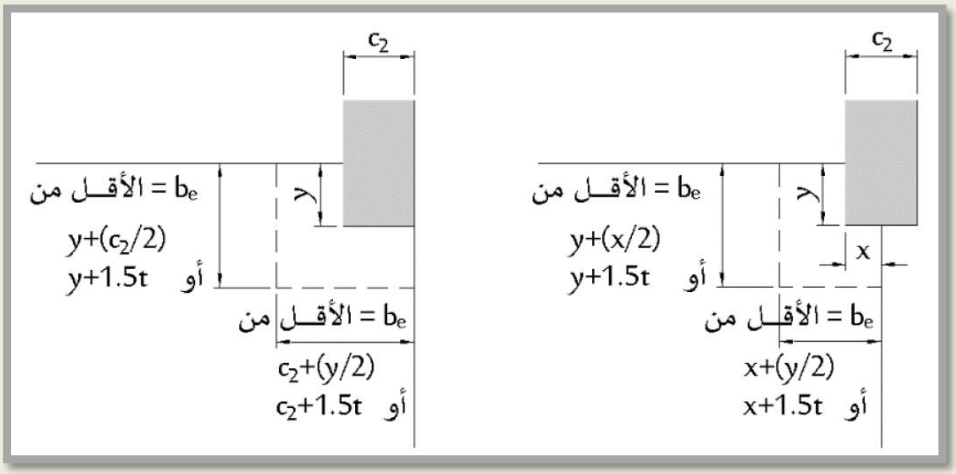
$$= 113.6\ t/m^2$$

$$q_{cup(uncracked)} = 0.316\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 1.29\ Mpa < q_{up}$$ Un Safe Punch

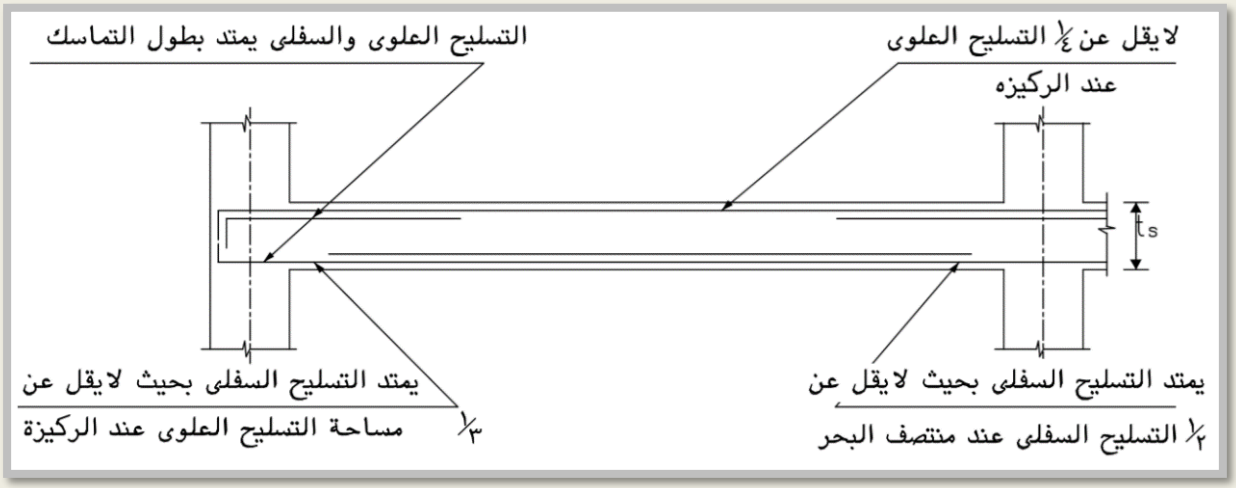
- **اشتراطات الكود المصرى فى الزلازل :-**

- لابد من التاكد من ان العزوم العلويه اكبر من العزم المنقول من البلاطه للعمود $M_f * \gamma_f$ وفى حاله زياده ذلك العزم يتم وضع تسليح اضافى فى العرض الفعال للبلاطه b_e بحيث لا يقل عن نصف التسليح المقاوم للعزم الرئيسى فوق العمود .



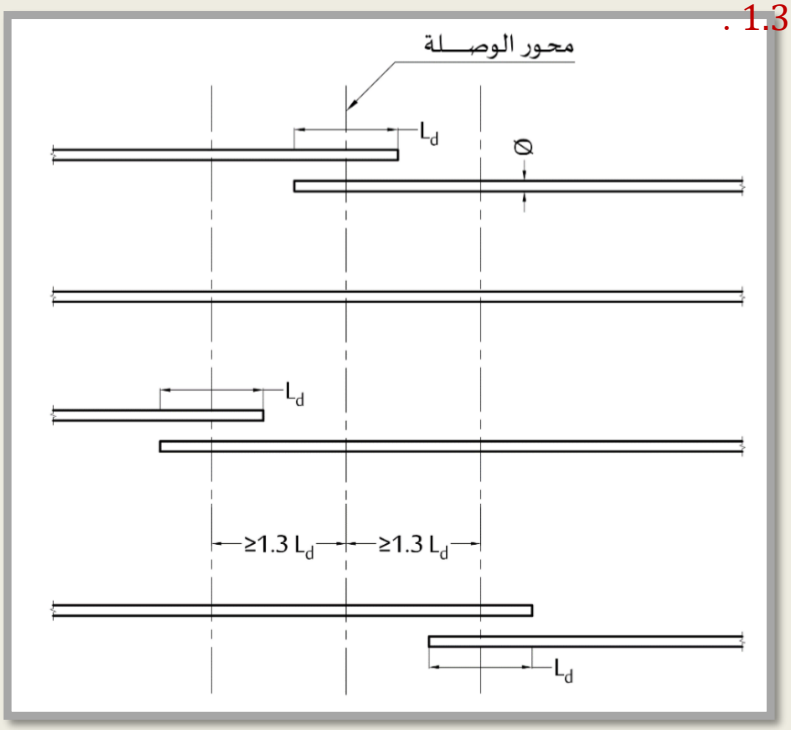


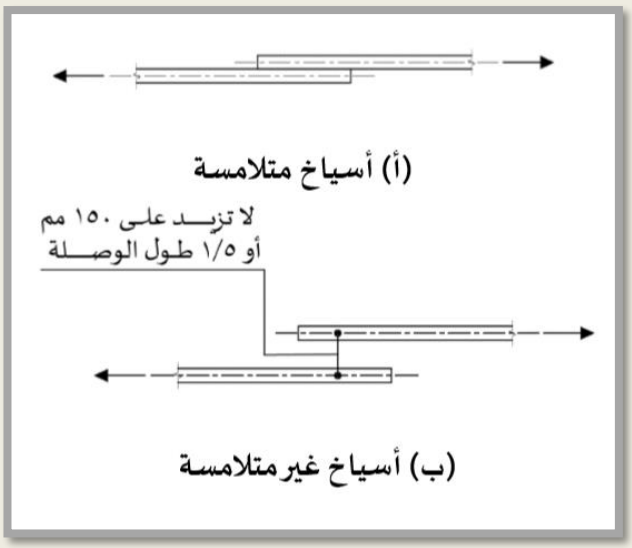
- يجب ان يمتد التسليح العلوى و السفلى عند الركيزه الطرفيه بطول تماسك .
- لا يقل التسليح العلوى فى منتصف البحر عن 0.25 التسليح العلوى عند الركيزه .
- لا يقل التسليح السفلى الممتد الى الركيزه عن 0.5 التسليح السفلى فى منتصف البحر .



- الوصلات بالتراكب (Lapping) :-

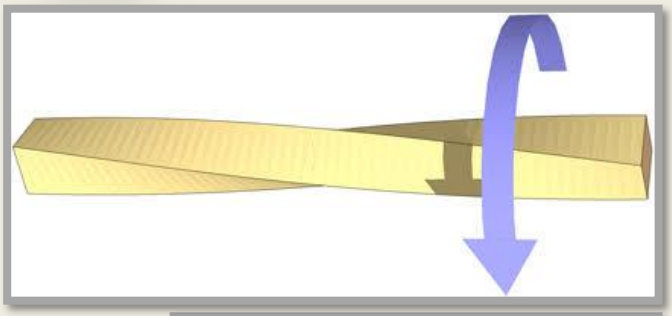
- من المفترض عدم وصل الاسياخ فى الاماكن زات اجهادات الشد على اسياخ التسليح ولكن من الممكن حدوث ذلك نتيجه عدم استطاع استكمال لبسيخ بعد تلك المنطقه نتيجه طوله المحدد ولكن بقدر الامكان لابد من عدم الوصل عند اماكن الاجهادات القصوى عند القطاع الحرج .
- فى حاله الوصل عند الاماكن زات اجهادات يكون طول الوصله $1.3L_d$ ولابد ان يكون اماكن الوصلات بالتبادل (Staggered) بحيث لا تقل المسافه بين محاور وصلات التراكب عن $1.3L_d$.
- يمكن ان تكون وصلات التراكب متلامسه او متباعده بحيث لا تزيد المسافه بين محور السيخين عن 150مم او $0.2L_d$ ايهما اقل .

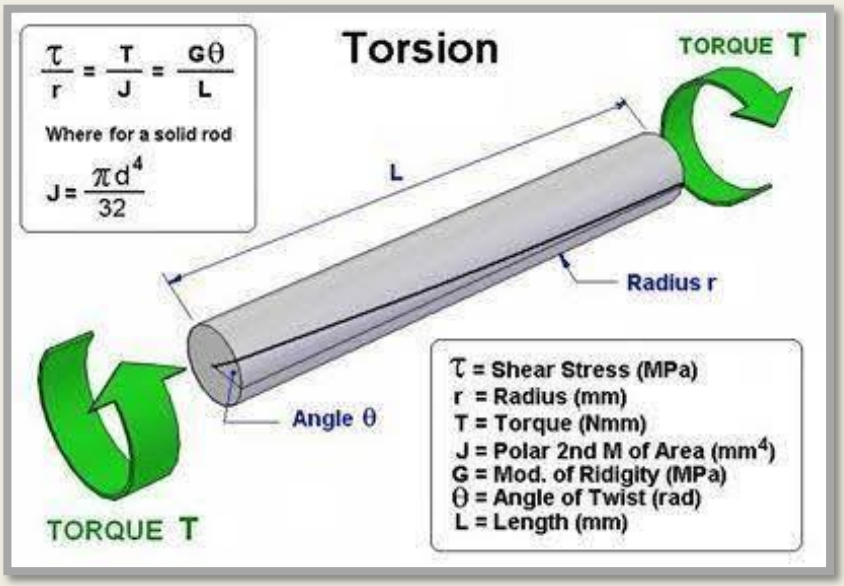


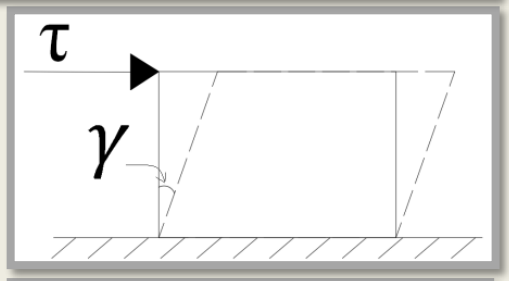


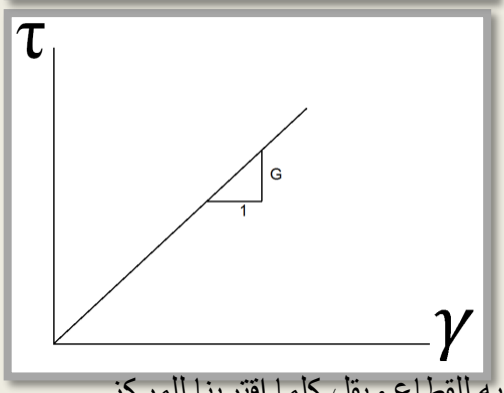
- يسمح الكود بان يكون طول الوصله L_d فى الاماكن زات اجهادات شد على التسليح بشرط ان تكون مساحه الاسياخ فى القطاع ≤ ضعف مساحه الاسياخ المطلوبه لمقاومه عزم الانحناء و على الا تزيد مساحه الاسياخ الموصوله على 50% من مساحه الاسياخ عند هذا القطاع .
- عند وصل اسياخ باقطار مختلفه يحسب طول الوصله على حسب قطر السيخ الاكبر .
- لايسمح بعمل وصلات بالتراكب للاسياخ زات قطر اكبر من 32مم وتوصل باللحام او بوصلات ميكانيكيه .
- لايسمح بعمل وصلات بالتراكب فى العناصر المعرضه لشد محورى ولكن لابد من وصل الاسياخ باللحام او بوصلات ميكانيكيه على ان يكون بالتبادل وعلى مسافه بين الوصلات لاتقل عن 750مم مع مراعات بعض اشتراطات الكود .

(Torsion)





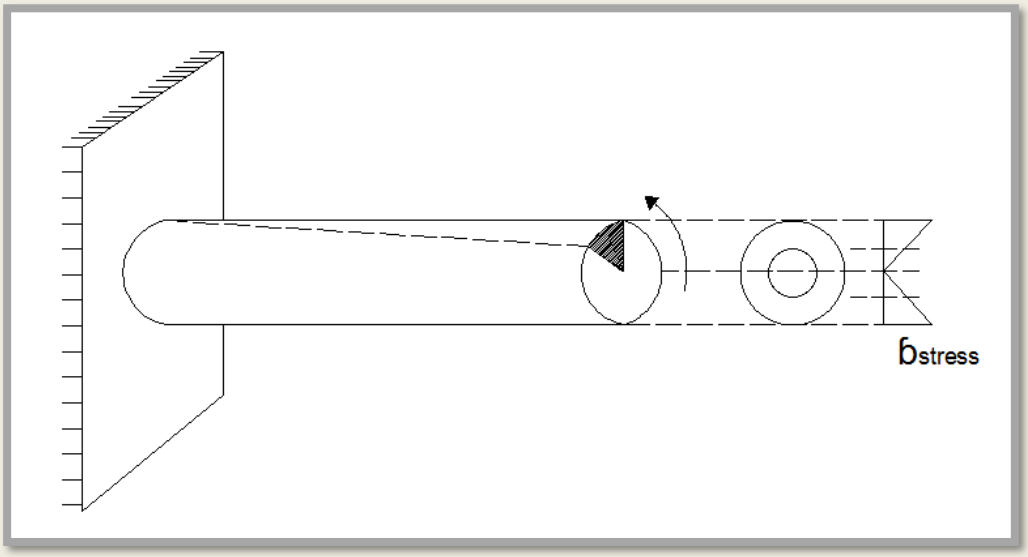


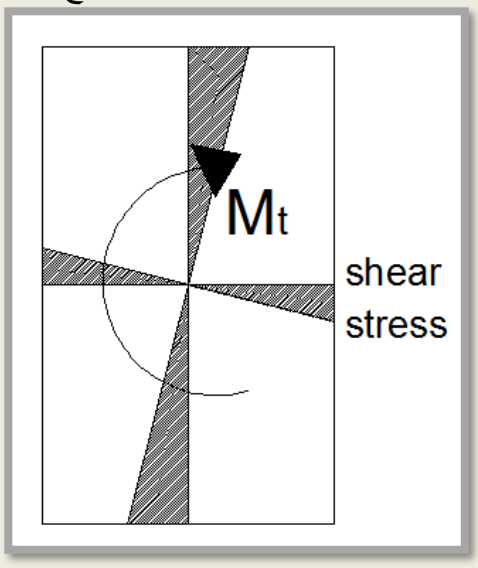


- **-: (G) shear modulus**
- هو مقاومه الماده للتشكل عند التاثير على العينه بقوى قص و يمثل (shear stress-shear strain curve)
حيث : shear stress (τ) & shear strain (γ)
- عند رسم علاقه بين ال τ & γ نحصل على المماس shear modulus (G)

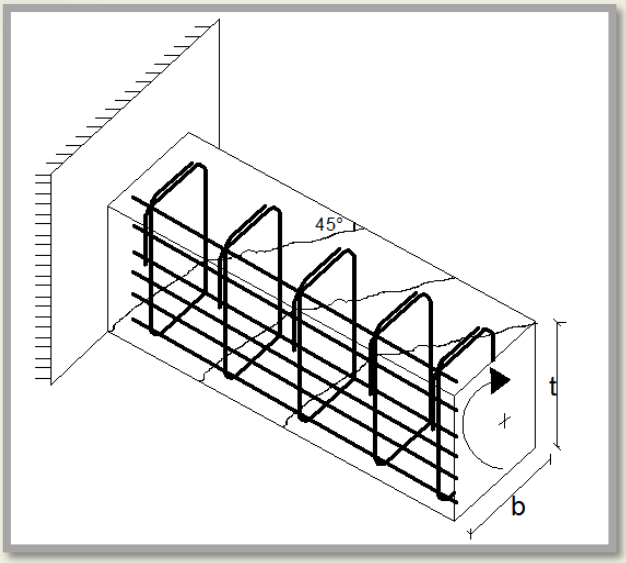
$$\tau = \gamma . G$$

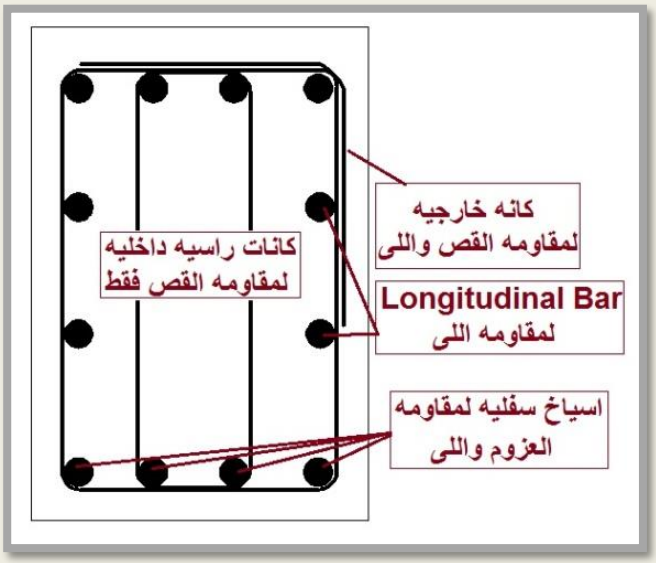
- يعتبر تاثير الاجهاد الناتج عن اللى اكبر حول الاجزاء الخارجيه للقطاع ويقل كلما اقتربنا للمركز .

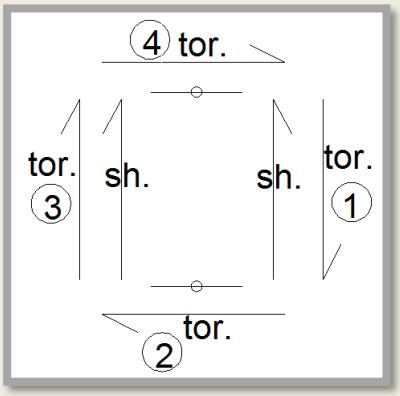




- يتسبب اجهاد اللى فى وجود فى وجود اجهادات قص حول محور الكمره يؤدى الى احتكاك داخلى يولد شروخ بزاويه 45^0 .
- يتم دعم الكمره بكانات مغلقه خارجيه فقط لمقاومه الشروخ و اسياخ افقيه بطول الكمره (Longitudinal bars)







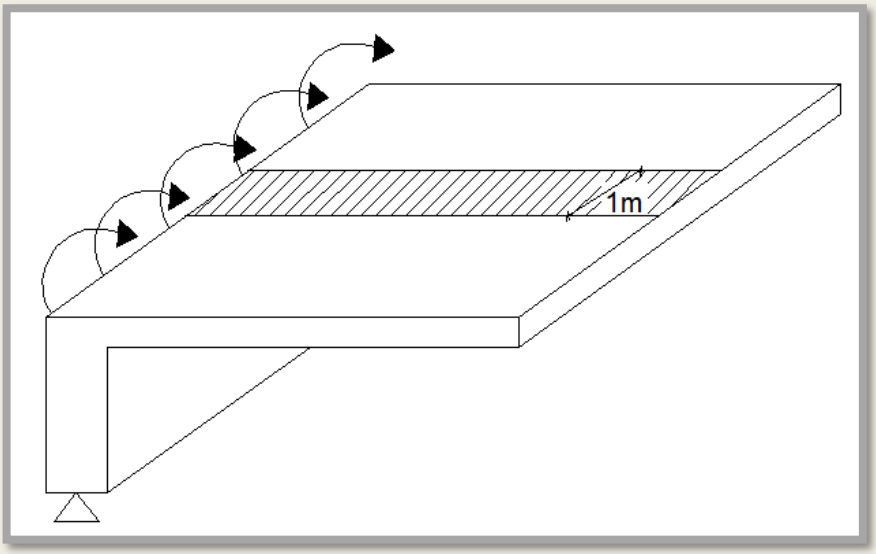
عند النقطه رقم 2 & 4 يحدث Torsion stress only

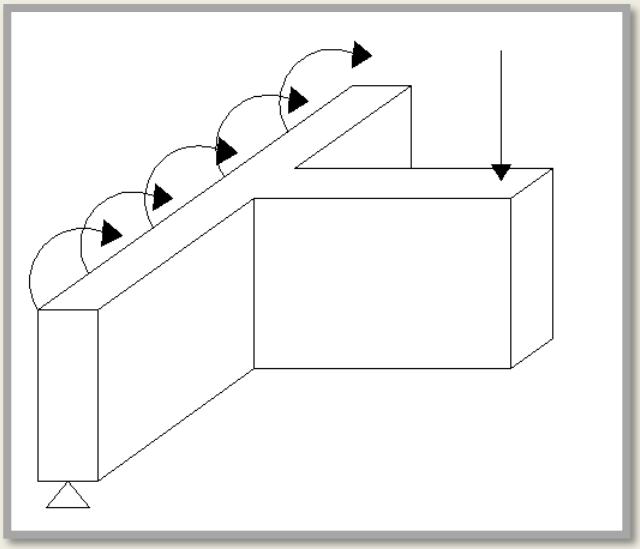
عند النقطه رقم 1 يحدث shear stress - Torsion stress only

عند النقطه رقم 3 يحدث shear stress + Torsion stress only

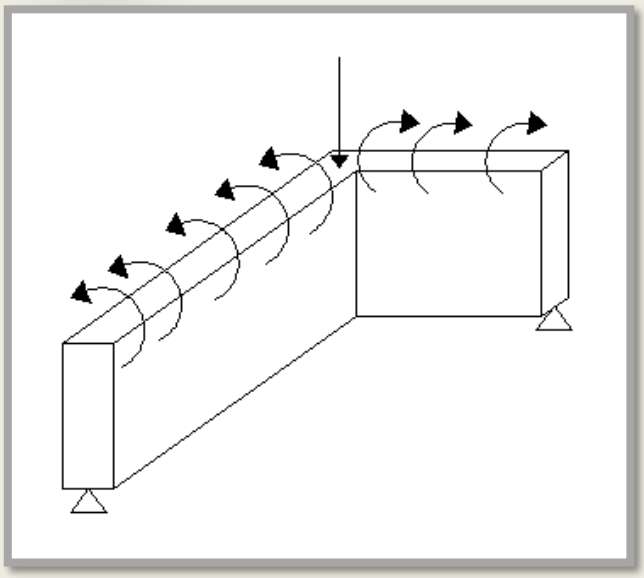
- امثله للعناصر اللتى يحدث لها عزوم لى :-

1- الكمرات التى بها عناصر غير مستمره سواء كانت كمره مثلها او بلاطه :

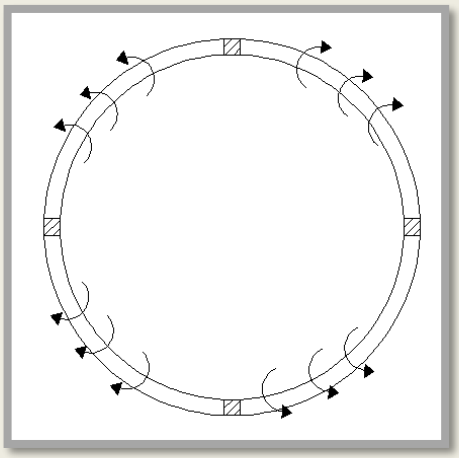




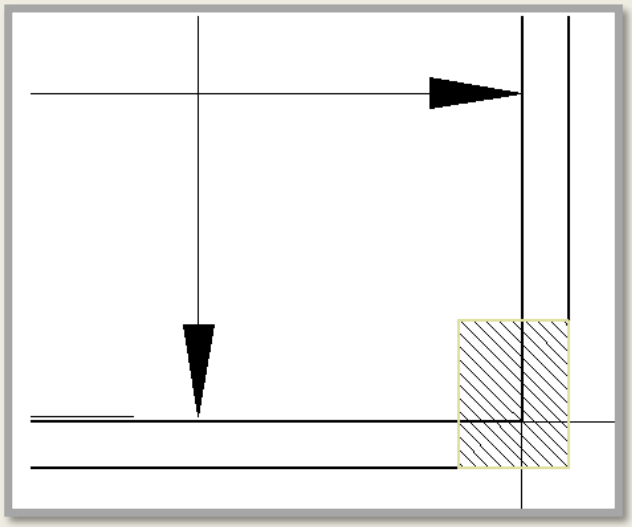
2- كمرات بها كسره (تغيير اتجاه) :



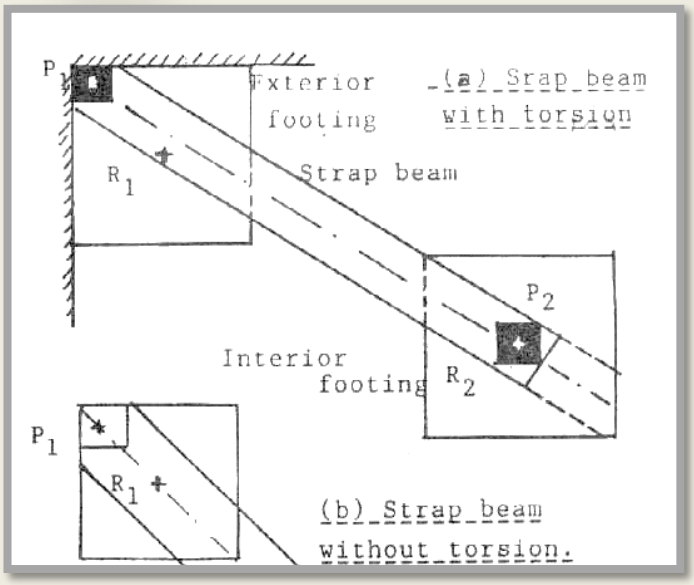
3- كمره بها curve (Ring beam) :

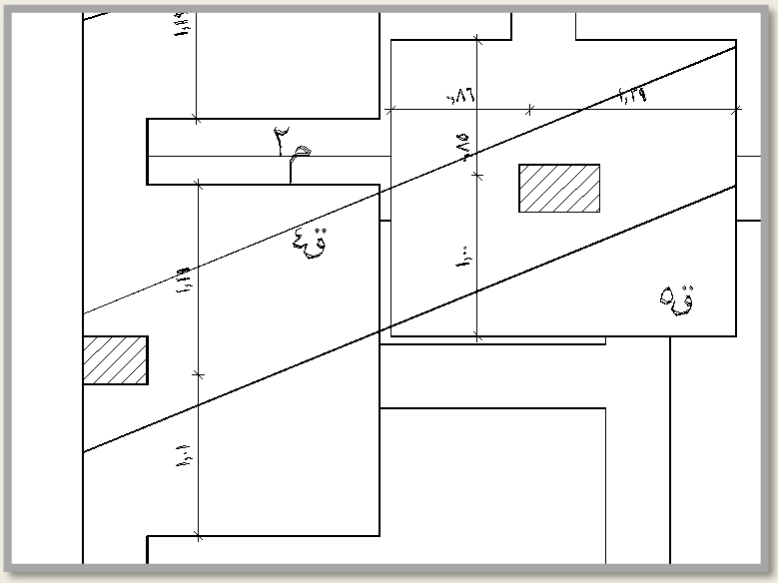


4- الكمرات الخارجه فى البلاطه اللاكمريه (marginal beam)



5- الشدادات المائله فى القواعد نتيجه اختلاف الامركزيه خارج منتصف الشداد :





- يتم التصميم فى تلك الحاله على اجهادات القص نتيجه عزوم اللى (q_{tu}) :

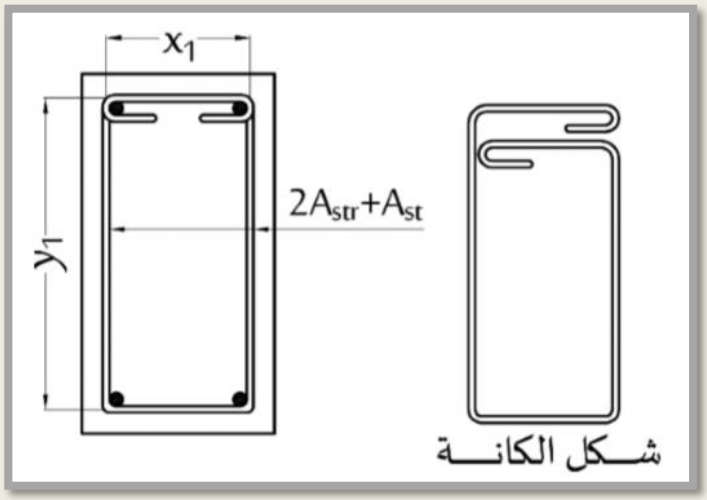
تستنتج من معادلات $q_{tu} = \frac{M_{tu}}{2*A_0*t_e}$ (shear flow)

$$q_u = \frac{Q_{sh}}{b * d}$$

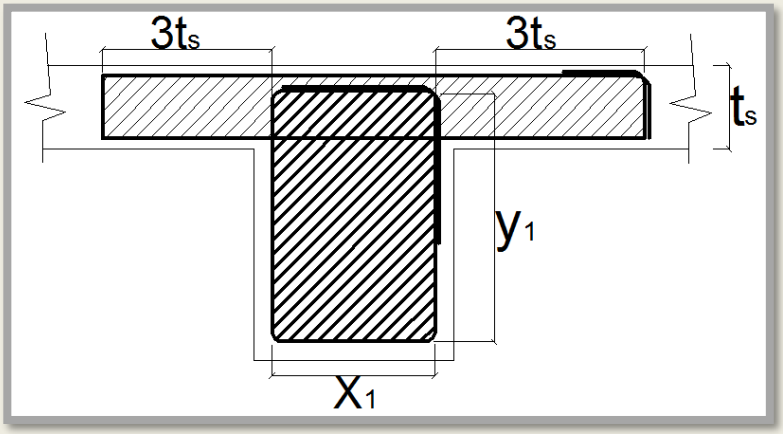
$A_0 = 0.85*A_{0h}$ $\quad A_{0h} = X_1*Y_1$

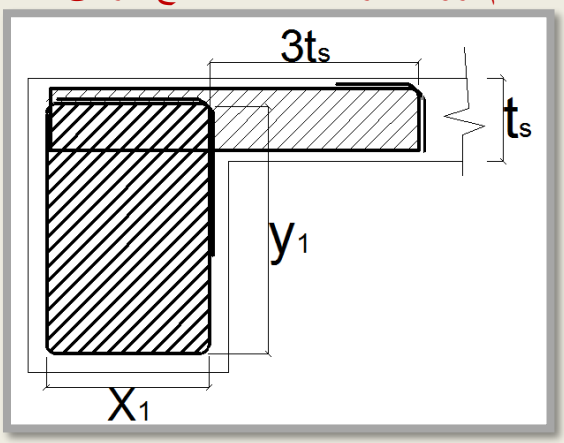
$P_h = 2(y_1+ x_1)$ $\quad y_1 = t-(2*cover)$

$x_1=b-(2*cover)$ $t_e = \frac{A_{0h}}{p_h}$



- فى حاله الكمره T-sec. او L-sec. يمكن ان نعتبر جزء منها يتحمل اجهادات اللى بشرط لا يتعدى مسافه $3t_s$ و يتم تزويد العرض الفعال بستليح جزعى :





- اجهادات القص واللى المسموح بها : (الكود صفحه 4-17)

1. الاجهاد مسموح به للقطاع الخرسانى المصحوب بعزوم لى (torsion) .

$$q_{t\,min} = 0.06\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} \quad N/mm^2$$

2. يتم التاكد من محصله الاجهادات للتأكد من سلامه القطاع الخرسانى

If $q_{max} > \sqrt{q_{cu}^2 + q_{tu}^2}$ increase dim.

$$q_{t\,max} = 0.7\sqrt{F_{cu}/\gamma_c}$$ but Not increase than 4.4 Mpa

case	q_{us}	q_{tu}	Checks
1	$< q_{cu}$	$<q_{t.min}$	استخدام اقل نسبه لتسليح القص
2	$> q_{cu}$	$<q_{t.min}$	يصمم القطاع لمقاومه اجهاد القص فقط
3	$< q_{cu}$	$>q_{t.min}$	يصمم القطاع لمقاومه اجهاد اللى فقط
4	$> q_{cu}$	$>q_{t.min}$	يصمم القطاع علي كلاهما معا

- For case 3 :

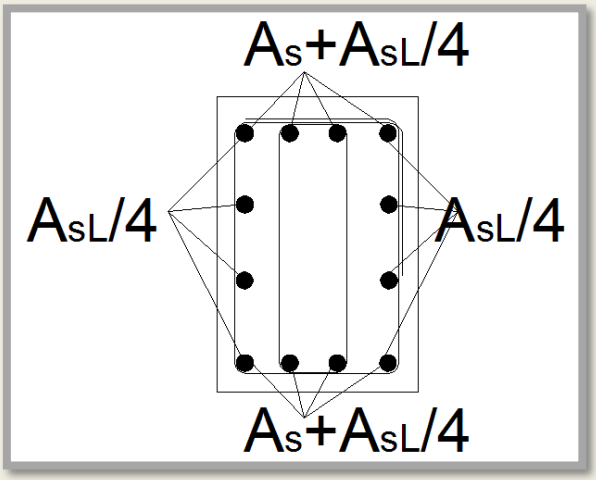
$$A_{str} \text{ (مساحه الفرع)} = \frac{M_{tu} * S}{2 * A_o * (\frac{F_{yst}}{\gamma_s})} \quad \rightarrow \quad \text{(S) is min of from (100~200) or } \left(\frac{P_h}{8}\right)$$

$$A_{str\,min} = \frac{0.2 * S * b}{F_{yst}} - 0.5A_{st\,shear}$$

$$A_{sL} = \frac{A_{str} * P_h}{S} * \frac{F_{y.str}}{F_y}$$

$$As_{L\,min.} = \frac{0.4\sqrt{F_{cu}/\gamma_c}}{F_y} * A_c - \frac{A_{str} * P_h * F_{y.str}}{S * F_{y.L}}$$

$$\frac{A_{str}}{S} \geq \frac{b}{6F_{y.str}}$$



- كل ركن من الاركان الاربعه فى الكمره توزع بها Long. Bar بالتساوى $\frac{A_{sL}}{4}$ بحيث لا يقل قطر السيخ عن $\frac{S}{15}$ OR 12mm ويجب وضع سيخ واحد على الاقل فى كل ركن .
- لا تزيد المسافه بين ال Long. Bar عن 30cm حتى لو قل ارتفاع الكمره عن 70cm .
- اقطار الكانات المستخدمه (8 OR 10 OR 12) فمن الصعب استخدام قطر 12mm لصعوبه تشكله فمن الممكن وضع كانتين متلاصقتين 8mm بدلا من 12mm حسب التصميم و الاوفر .
- الكانات الخارجيه فقط هى التى تقاوم اللى .
- يجب ان يمتد تسليح اللى بعد مسافه نصف طول محيط الكانه بعد اخر قطاع يستوجب ذلك التسليح .

EX :-

Ring beam with radius 8m

F_{cu} = 25 N/mm^2

F_y = 360 N/mm^2

B(300*750)

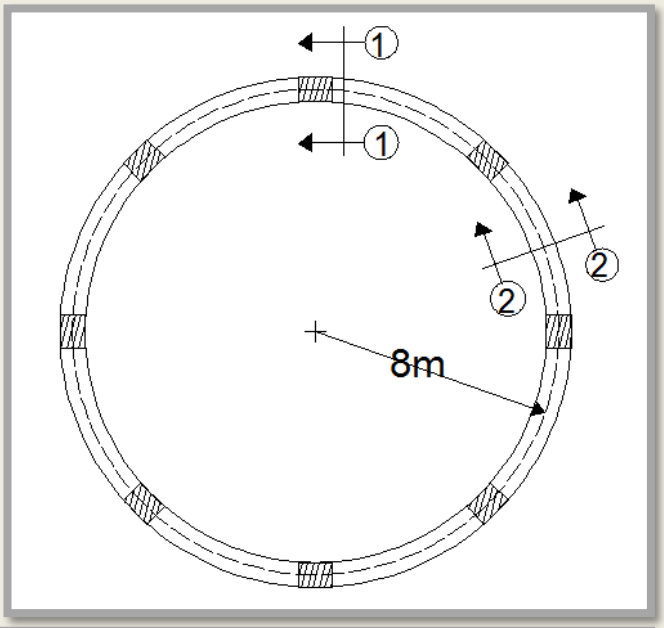
W_u = 6.18 t/m

$-M_{Bend.max}$ = - 23.1 t.m

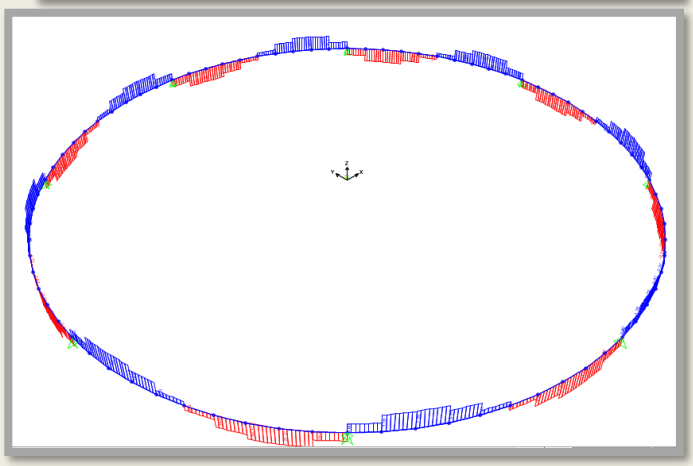
$+M_{Bend.max}$ = 12 t.m

$M_{tor.max}$ = 1.8 t.m → Q_u = 15 t

$Q_{Shear\ max}$ = 22 t



SoL.



1. For $M_{Bend.ult}$ =-231 KN.m

$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu*(b\ or\ B)}}$$

$$700 = C1\sqrt{\frac{231*10^6}{25*300}} = 32.5\ cm$$

C1 =4

J = 0.804 & $\frac{c}{d} = 0.188$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$$\frac{c}{d} > \frac{c_{max}}{d} \quad \rightarrow \quad safe$$

$$As = \frac{231 * 10^6}{360 * 700 * 0.804} = 1140.13\ mm^2 > Asmin$$

2. For $M_{Bend.ult}$ =+120 KN.m

$$d = C1\sqrt{\frac{Mu}{Fcu*(b\ or\ B)}}$$

$$\rightarrow C1 = 5.5 \rightarrow J = 0.826\ \&\ \frac{c}{d} = 0.125\ \&\ \frac{c_{max}}{d} = 0.44 700 = C1\sqrt{\frac{120*10^6}{25*300}} = 32.5\ cm$$

$$\frac{c}{d} > \frac{c_{max}}{d} \quad \rightarrow \quad safe$$

As_{min} → use As_{min} $As = \frac{120*10^6}{360*700*0.826} = 576.5\ mm^2$

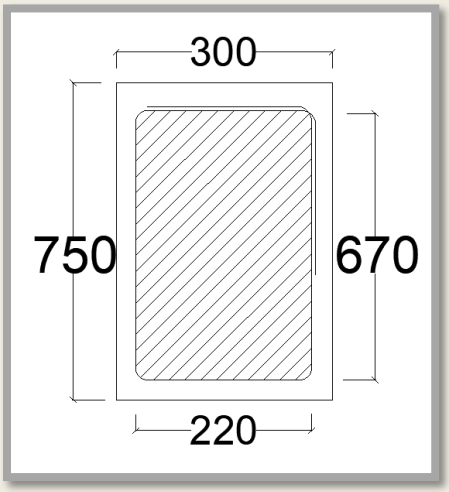
$$As_{min} = \frac{11}{3600} * 30 * 70 = 641.7\ mm^2$$

Check shear & tor.

$A_0 = 0.85*A_{0h} = 120868\ mm^2$ $A_{0h} = X_1*y_1 = 147400\ mm^2$

$P_h = 2(y_1 + x_1) = 1780\ mm$ $y_1 = t-(2*40) = 670\ mm$

$x_1 = b-(2*40) = 220\ mm$ $t_e = \frac{A_{0h}}{p_h} = 82.81\ mm$



$$q_{us} = \frac{Q_u}{b*d} = \frac{1.5*10*10^4}{300*700} = 0.714\ N/mm^2$$

$$q_{tu} = \frac{1.8*10^7}{2*A_0*t_e} = 0.9\ N/mm^2$$

$$q_{cu(un\ cr.)} = 0.16\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} = 0.65\ N/mm^2$$

$$q_{t\ min} = 0.06\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} = 0.245\ N/mm^2$$

$$q_{u\ max} = 0.7\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} = 2.85\ N/mm^2$$

$$2.85 > \sqrt{0.65^2 + 0.9^2} \rightarrow ok$$

$$q_{tu} > q_{t\ min}\ \&\ q_{us} > q_{cu} \rightarrow case\ 4$$

- For Shear

$$q_{steel} = q_{us} - q_{cu(cr.)} = 0.714 - 0.12\sqrt{F_{cu}/\gamma_c} = 0.224\ N/mm^2$$

Ass. Use 2 branch str. & str. S=1000/10

$$q_{steel} = \frac{\left(\frac{F_{ystr}}{\gamma s}\right)*n*(Astr)}{b*S} = \frac{\left(\frac{240}{1.15}\right)*2*(Astr)}{300*\frac{1000}{10}} = 0.224$$

$$A_{str} = 16.1\ mm^2$$

- For Torsion

$$A_{str} = \frac{M_{tu}*S}{1.7*A_{oh}*(\frac{F_{y\,str}}{\gamma_s})} = \frac{18*10^6*\frac{1000}{10}}{1.7*147400*(\frac{240}{1.15})} = 34.42\ mm^2$$

$$\underline{\mathbf{OK}}\ \frac{A_{str}}{S} = \frac{34.42}{1000/10} = 0.3442 \geq \frac{b}{6*F_{y.str}} = \frac{300}{6*240} = 0.21$$

$$A_{sL} = \frac{A_{str}*P_h}{S}*\frac{F_{y.str}}{F_{y.L}} = \frac{34.42*1780}{\frac{1000}{10}}*\frac{240}{360} = 408.45\ mm^2$$

$$A_{sL\ min.} = \frac{0.46\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}}}{F_y}*A_c - \frac{A_{str}*P_h}{S}*\frac{F_{y.str}}{F_{y.L}} = \frac{0.46\sqrt{\frac{25}{1.5}}}{360}*300*750 - 408.45 = 765.3\ mm^2$$

use $A_{sL\ min}$

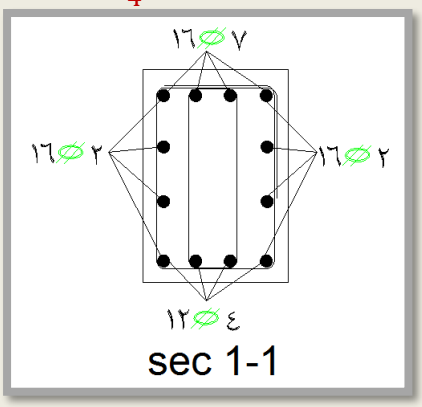
- من تلك النتائج نحصل على

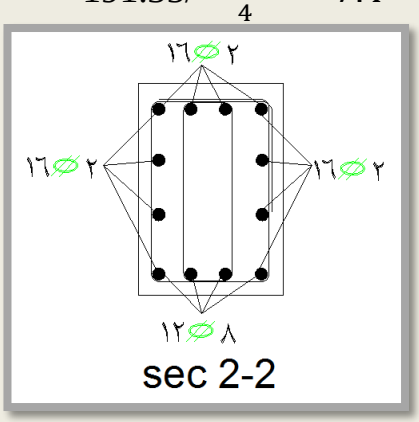
$As_{tob} = 1140.13 + \frac{A_{sL}}{4} = 1331.5\ mm^2 \rightarrow 1331.5/\frac{\pi * 16^2}{4} = 6.6 \approx 7\ Bars$

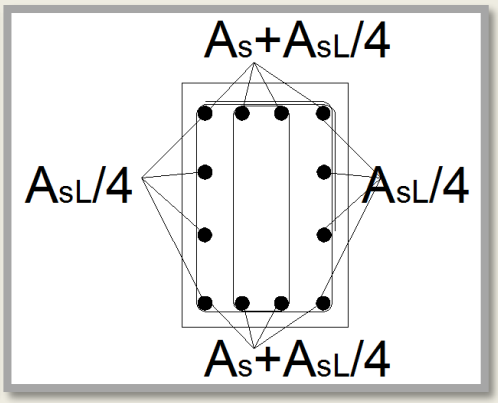
$As_{bot} = 641.7 + \frac{A_{sL}}{4} = 833.1\ mm^2 \rightarrow 833.1/\frac{\pi * 12^2}{4} = 7.4 \approx 8\ Bars$

$As'_{top} = (0.1 \sim 0.2) * 833.1 + \frac{A_{sL}}{4} = 358\ mm^2 \rightarrow 358/\frac{\pi * 16^2}{4} = 1.78 \approx 2\ Bars$

$As_{side} = \frac{A_{sL}}{4} = 191.35\ mm^2 \rightarrow 191.35/\frac{\pi * 12^2}{4} = 7.4 \approx 8\ Bars$







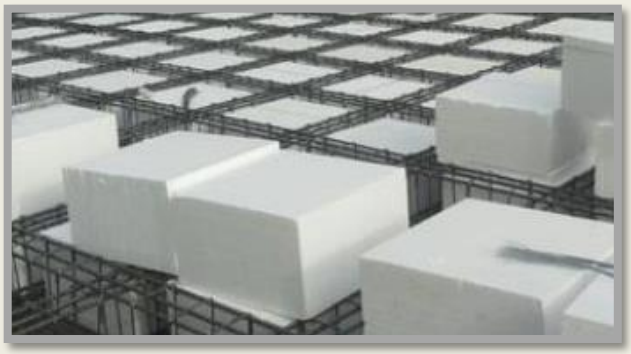
$A_{str} = 34.42 + 16.1 = 50.52mm^2 \rightarrow Use\ 5\emptyset 8m'$

Design Of Hollow Block Slab

- انواع البلوكات :

3- بلوك اسمنتى :

4- بلوك فوم : يجب ان يكون اسفل الفوم طبقه من المونه الاسمنتيه حتى نتمكن من محاره السقف .

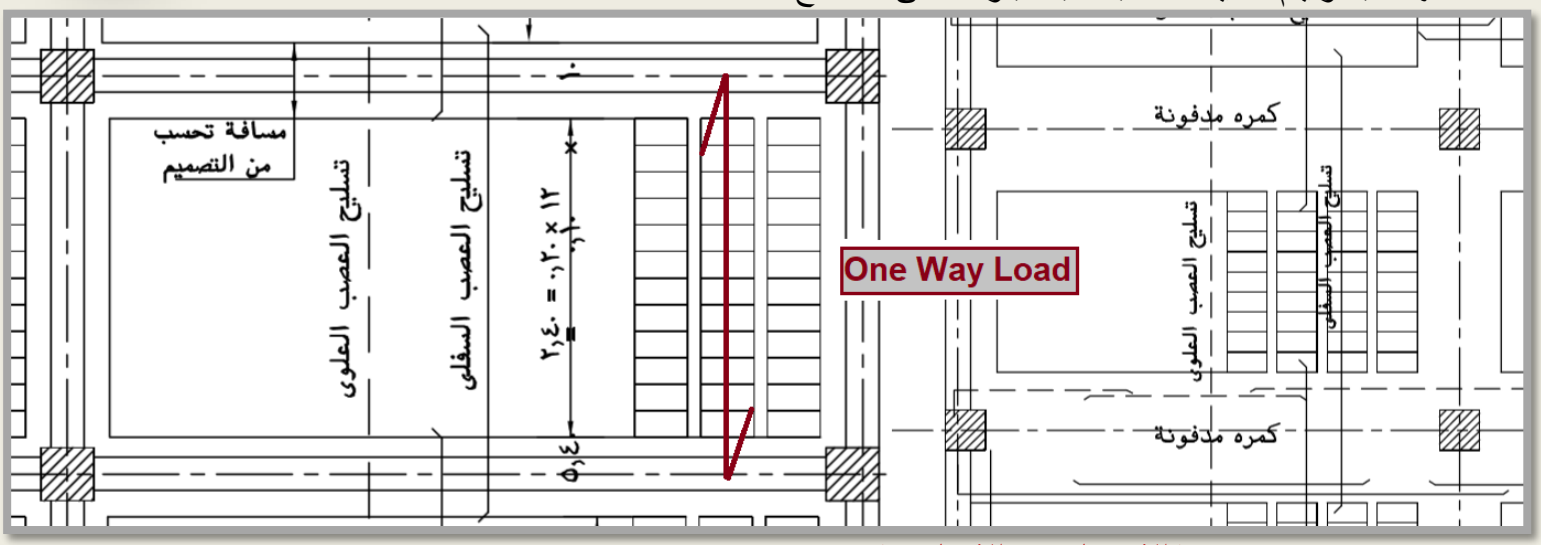


- يوجد **نوعان من البلاطه من حيث توزيع الاحمال :**

يتم تحديد نوع البلاطه حسب اتجاه الاعصاب

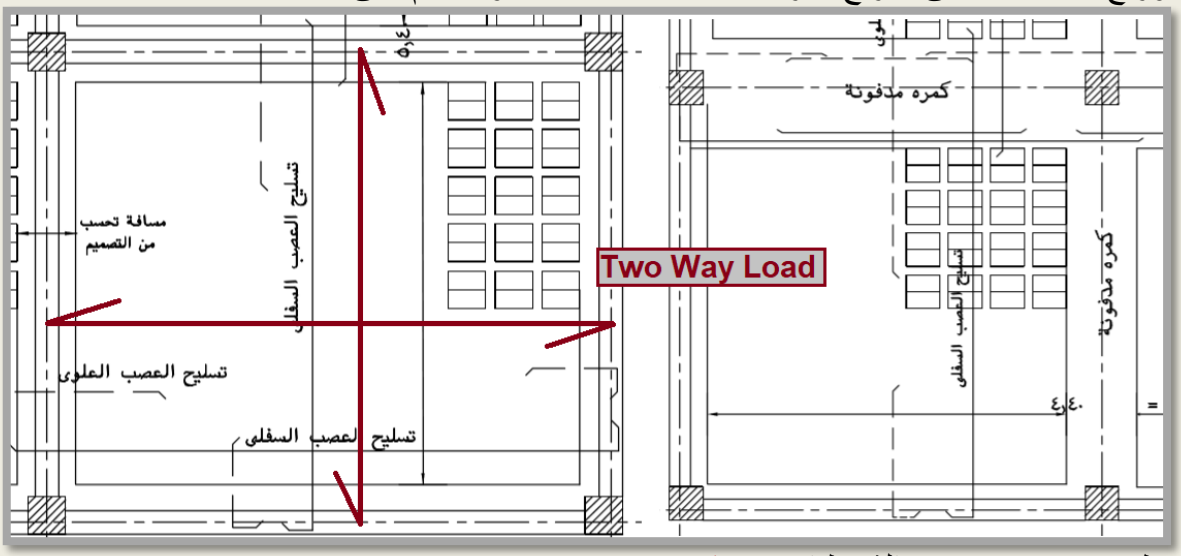
3- One way slap (الاعصاب فى اتجاه واحد) :

- فى هذه الحال يتم توزيع الحمل كله على كمرتين فقط و يصمم على ذلك اذا كانت الاحمال منخفضه اوالبحور قليله حيث انها نسبه و يتم تحديدها حسب نسبه البلوكات فى المسطح .



4- two way slap (الاعصاب فى الاتجاهين) :

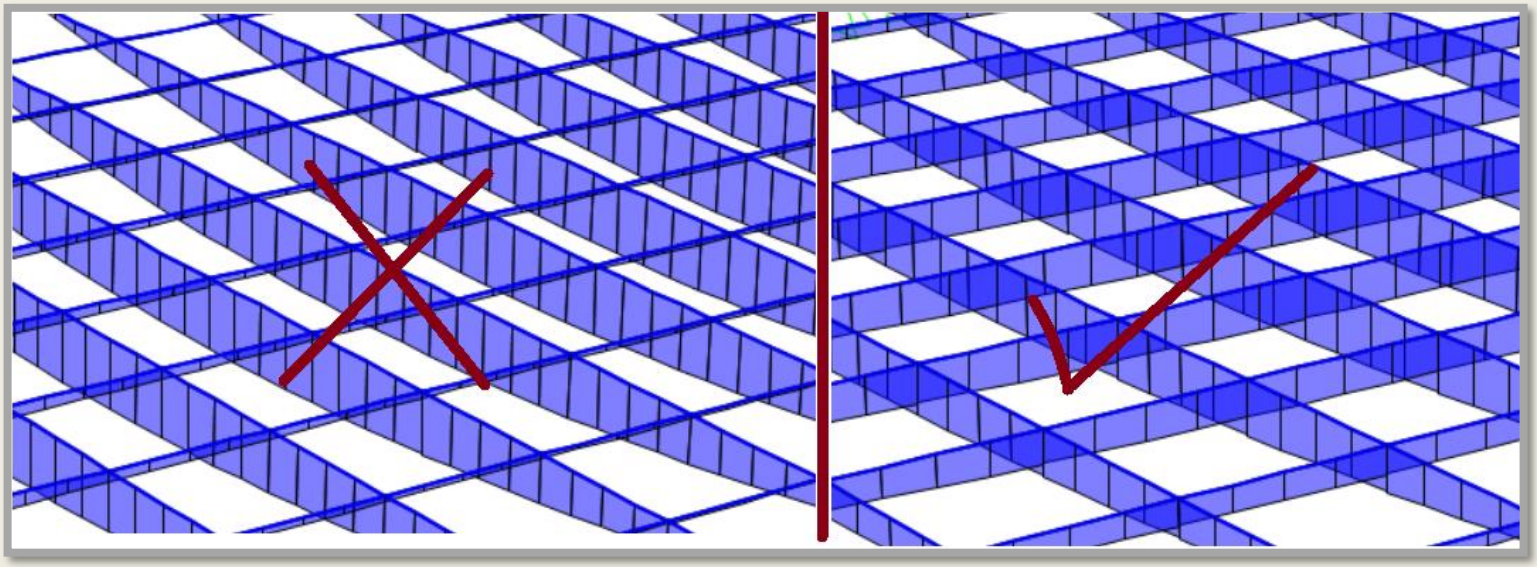
- فى هذه الحال يتم توزيع الحمل كله على الاربع كمرات المحاطه بالاعصاب و يصمم على ذلك اذا كانت الاحمال عاليه اوالبحور .



- لابد عند تصميم بلاطه two way يتحقق الشرط الاتى : (كود صفحه 6-14)

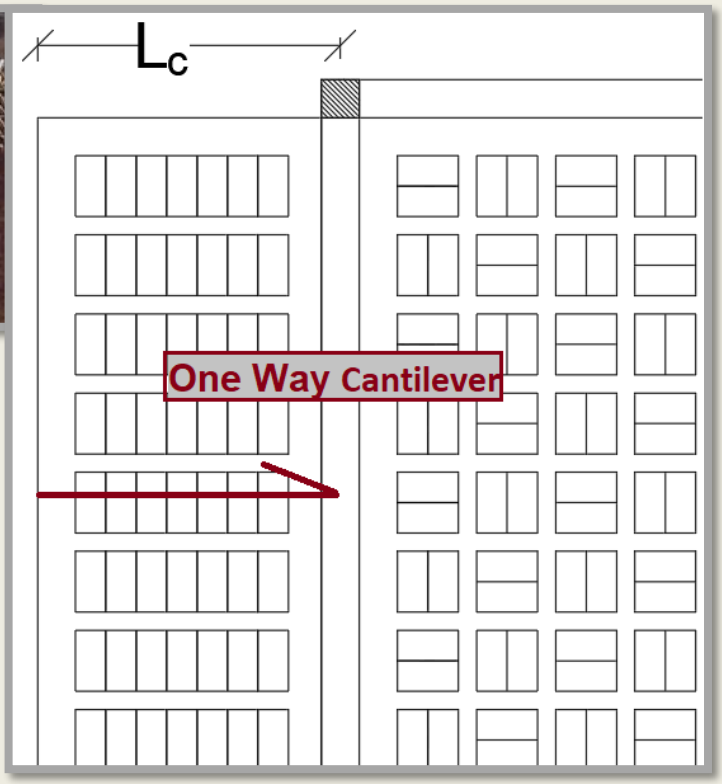
لضمان ان توزيع الحمل فى الاتجاهين يجب ان لا يوجد عصب حامل للاخر وتعمل الاعصاب معا كوحده واحده فيجب ان تكون ذات كزازه متساويه $\frac{E*I}{L}$ فهنا الماده واحده والقطاع واحد للاعصاب لتصبح قيمه $E * I$ متساويه ولكن تختلف قيمه L فلابد ان تكون متقاربه للعصبين و نتاكد من ذلك كالاتى $\frac{L}{L_s} \leq 1.5$ حيث L و L_s هما البحر الكبير والصغير على التوالى .

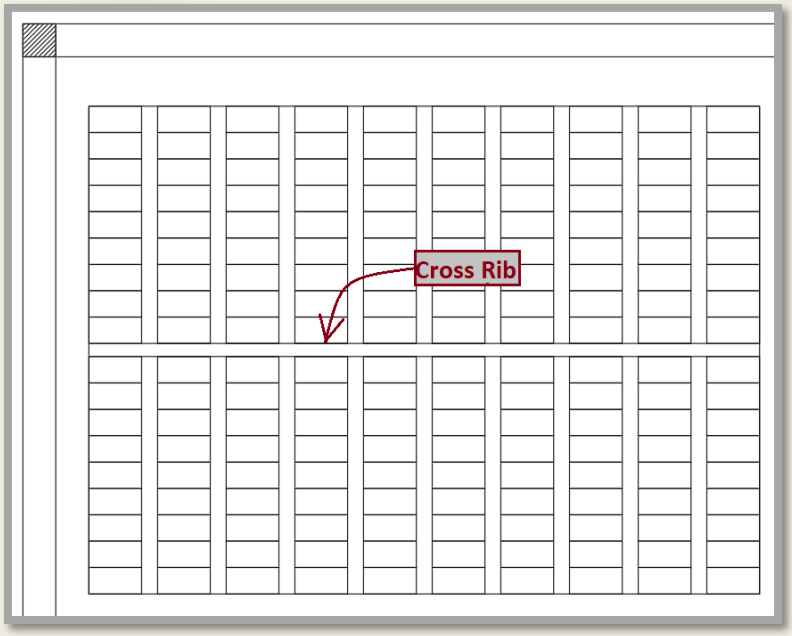
- اذا لم يتحقق الشرط فيمكن تقسيم الباكيه بكمره او تعديل تصميمها لبلاطه ذات اتجاه واحد .



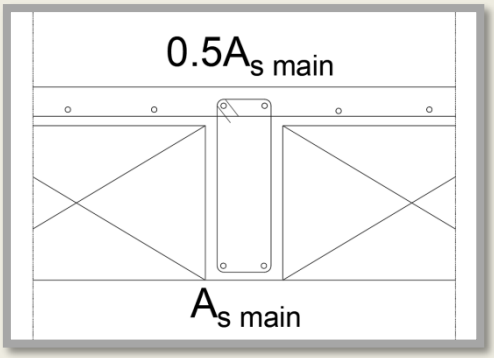
5- Cantilever hollow Block :

- يسير الحمل فى حاله الكابولى فى اتجاه واحد فقط ناحيه الركيزه .





- **Cross Rib:- (Code Page 16-6)**
  - يوضع ال Cross Rib فى البلاطه ال one way لتقليل الترخيم حيث انها ليس لها تصميم فيكون ابعاده وتسليحها نفس تسليح باقى الاعصاب .
  - تسليحه السفلى هو نفس التسليح السفلى الرئيسى للاعصاب
  - تسليحه العلوى يساوى نصف التسليح السفلى
  - فى الاغلب يتم تنفيذ جميع الاعصاب بتلك الطريقه كما هو موضح بالرسومات التنفيذيه فى البدايه



- شروط وضعها :

NO.	L.L (KN/m^2)	L_{rib}
no cross rib	$L.L \leq 3$	$L_{rib} \leq 5\ m$
1 cross rib	$L.L \leq 3$	$L_{rib} > 5\ m$
1 cross rib	$L.L > 3$	$L_{rib}(4 \sim 7m)$
3 cross rib	$L.L > 3$	$L_{rib} > 7\ m$

- **تصميم One way slap :-**

1- ايجاد حمل البلاطه :

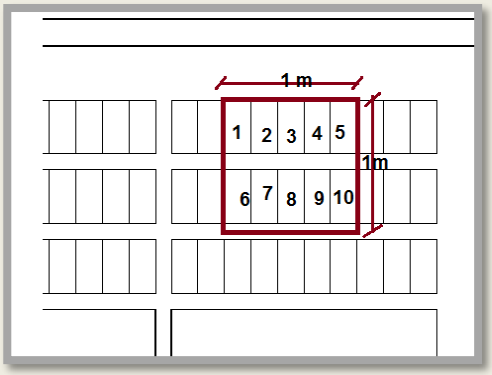
$$W_{us} = 1.4(D.L)+1.6(L.L)$$

حيث ان :

- الحمل الميت يشمل ← وزن البلاطه والاعصاب ($O.W_{concrete}$) + وزن البلوك ($O.W_{Block}$) لكل م^2 + وزن التشطيبات (F.C) .
- الحمل الحى ← حسب نوع المنشأ .
- وزن البلوك معطى من الشركه المصممه للبلوك الخرسانى

و يحسب للمتر المسطح كالتالى :

1- يتم رسم مربع 1m*1m حول البلوكات وايجاد عدد البلوكات فى المتر المربع
2- وزن المتر المربع = وزن البلوك الواحد * العدد



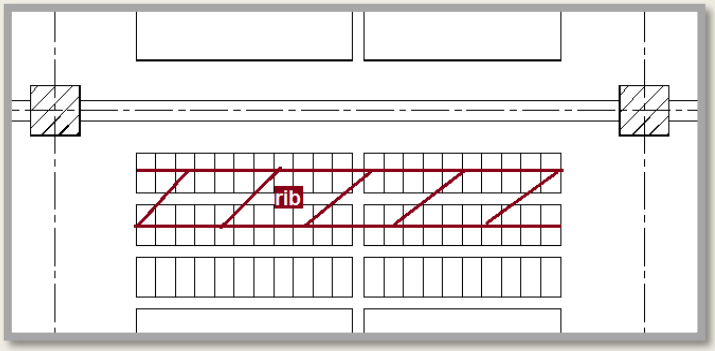
2- ايجاد حمل البلاطه على العصب :

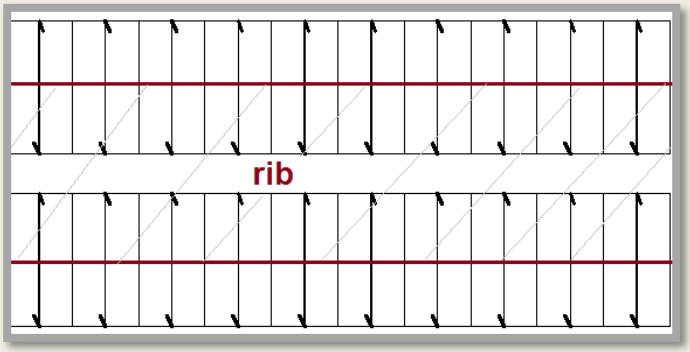
- فى حاله البلاطه one way :

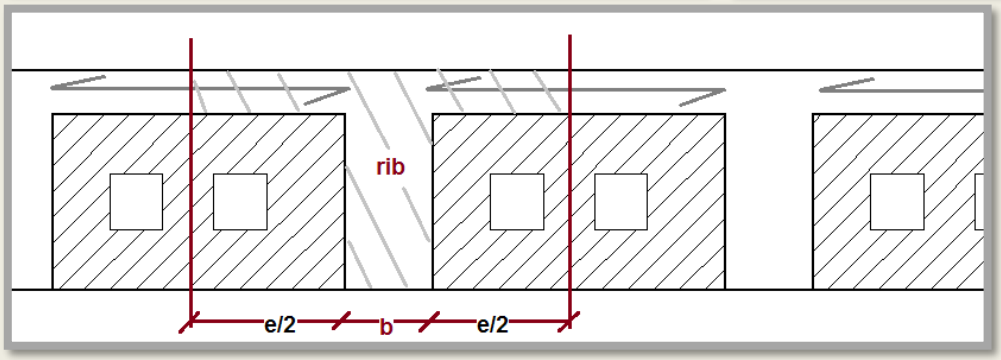
$$W_{us/rib} = W_{us}\left(\frac{e}{2} + \frac{e}{2} + b\right) = W_{us}(e+b)$$

حيث ان :

العصب الواحد يحمل نصف البلاطه يمين والنصف من اليسار







EX :-

Block (400*200*200)

F_y = 400 N/mm^2

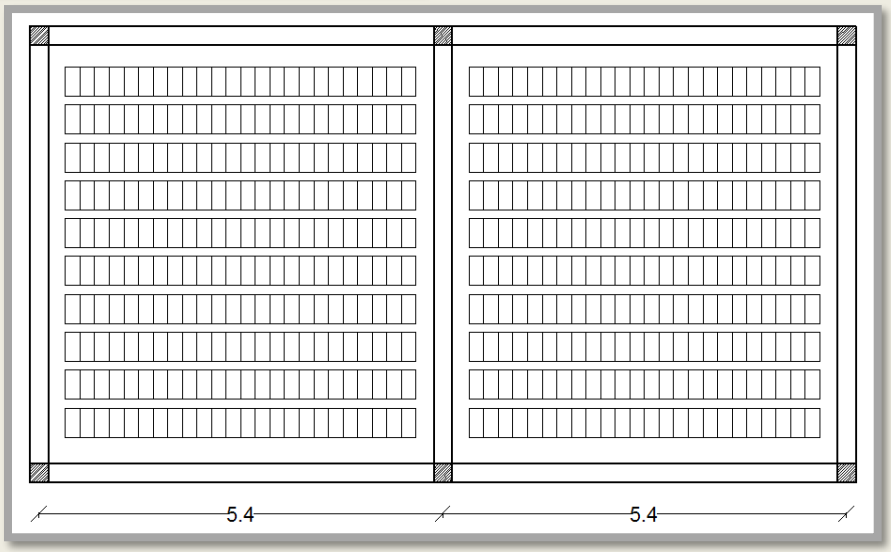
F_{cu} = 40 N/mm^2

L.L = 4 KN/m^2

Cover = 2 KN/m^2

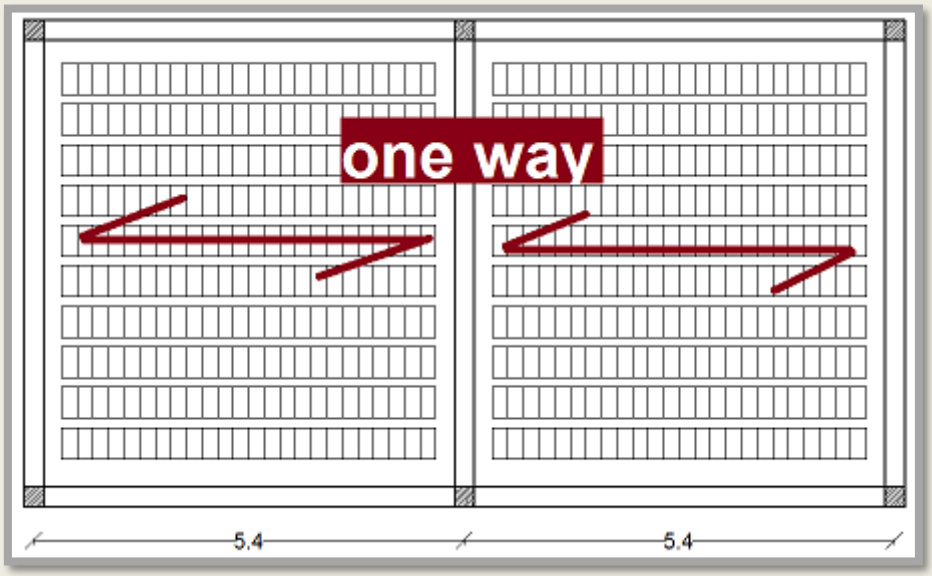
O.$W_{rib+block}$ = 3.3 KN/m^2

Design ribs and the projected beam



SOL.

1- Design rib :-



e = 400 mm

t_s = 50 mm

$= \frac{e}{10} = \frac{400}{10} = 40$ mm

Use $t_{s\ max}$ = 50 mm

t = t_s+h=50+200 = 250mm

b =100 mm

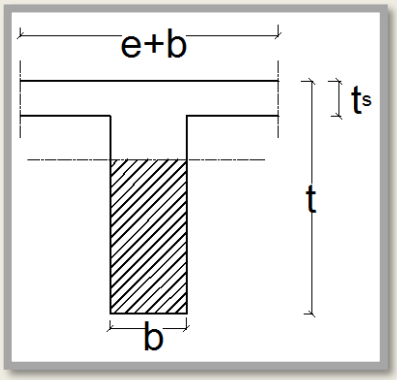
$= \frac{t}{3} = \frac{250}{3} = 84mm$

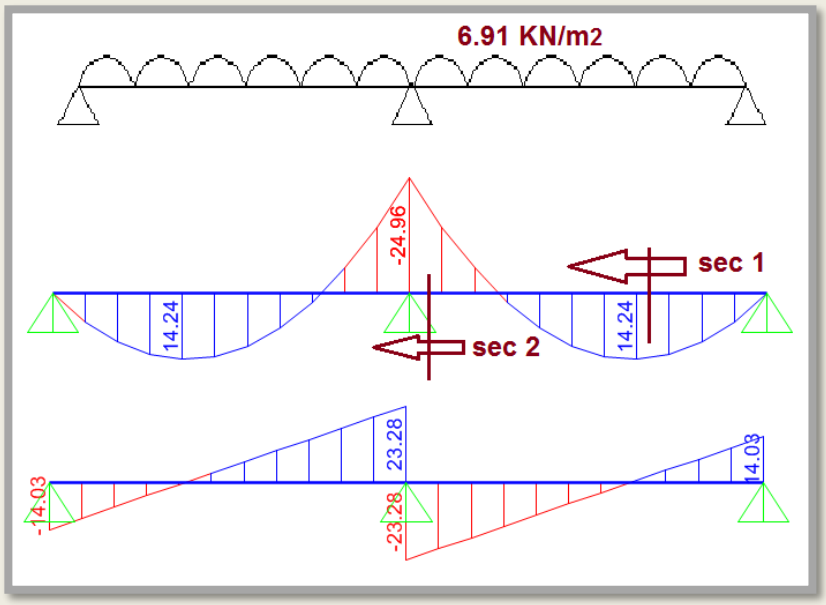
Use b_{max} = 100 mm

W_{us} = 1.4(3.3+2)+1.6(4) =13.82 KN/m^2

$W_{us/rib}$ = W_{us} (e+b) = 13.82(0.4+0.1) = 6.91 KN/m^2

Sec 2: R-sec.





M_u = 24.96 KN.m

$\rightarrow$ C1=2.91 $(250-20) = C1\sqrt{\frac{24.96*10^6}{40*100}}$

From table J=0.734 & $\frac{c}{d} = 0.387$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

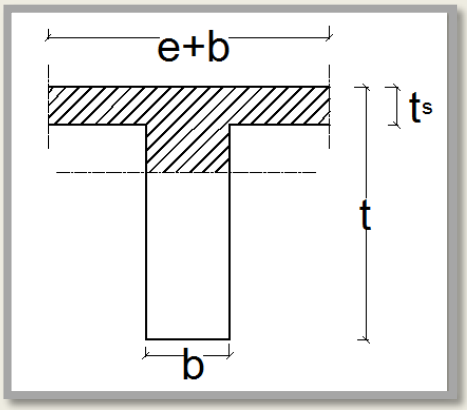
$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{24.96 * 10^6}{400 * 0.734 * 230} = 369.62\ mm^2$

use A_s $\rightarrow$ **2Φ16** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

Sec 1: R-sec.

M_u = 14.24 KN.m



$\rightarrow$ C1=8.6 $(250-20) = C1\sqrt{\frac{14.24*10^6}{40*500}}$

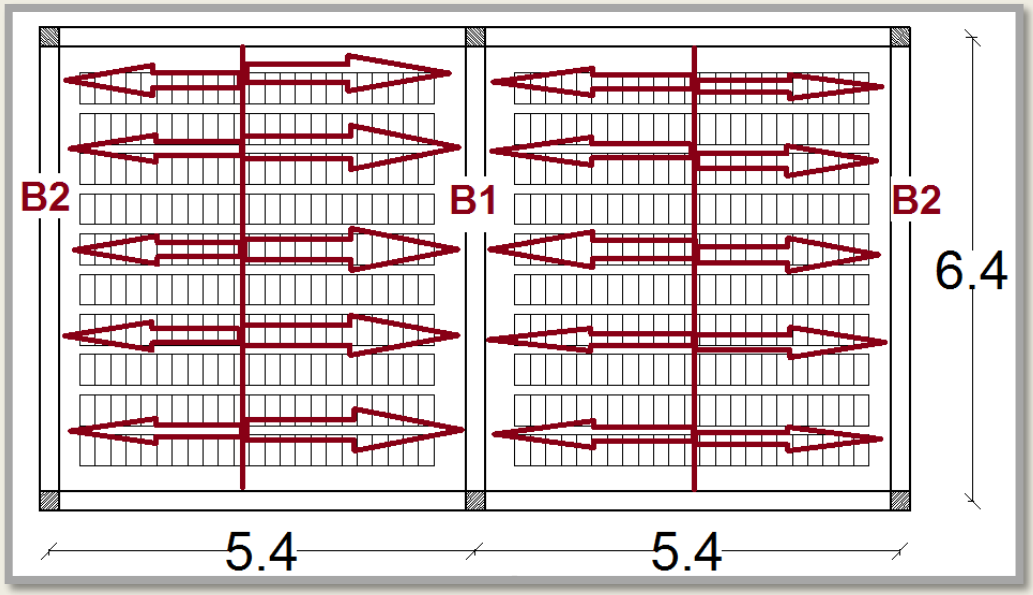
From table J=0.826 & $\frac{c}{d} = 0.125$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

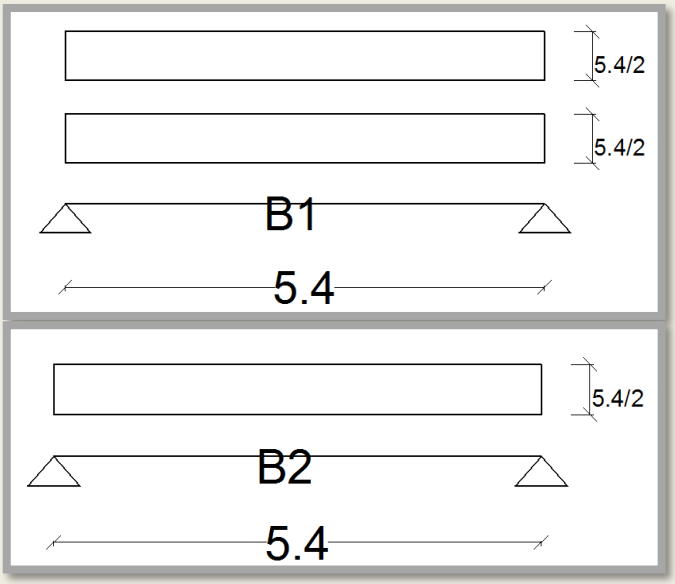
$$As = \frac{14.24 * 10^6}{400 * 0.826 * 230} = 187.4\ mm^2$$

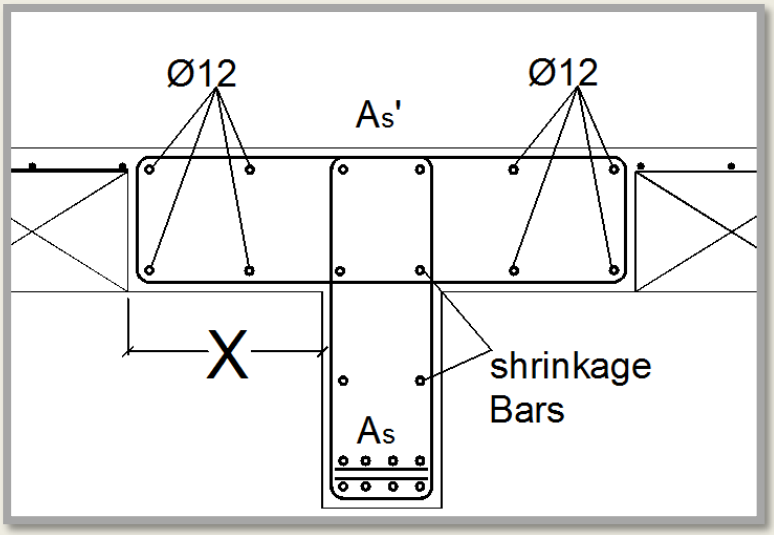
use A_s $\rightarrow$ **2Φ12** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

1- Design of projected Beam :-



- تصمم بنفس طريقه الكمرات في البلاطات الكمريه ولكن يزيد عليها جزء **Solid part** وسوف يذكر تصميمه :-





- **تصميم Two way slap :-**

1. يتم حساب قيمه (**r**) للبلاطه : Code Page 3-6

$\frac{b}{a} = r$ حيث بحيث تكون قيمه ال $1 \leq r < 2$

If $r < 2$ **No two way**

حيث :

b : هو البحر الفعال الطويل .

a : هو البحر الفعال القصير .

2. ايجاد قيم α و β ففى حاله ان الحمل الحى اقل من 5 KN/m^2 نستخدم الجدول رقم 2-6 وفى حاله ان الحمل الحى اكبر من 5 KN/m^2 نستخدم الجدول رقم 3-6 (Page 10-6 & 17-6) .

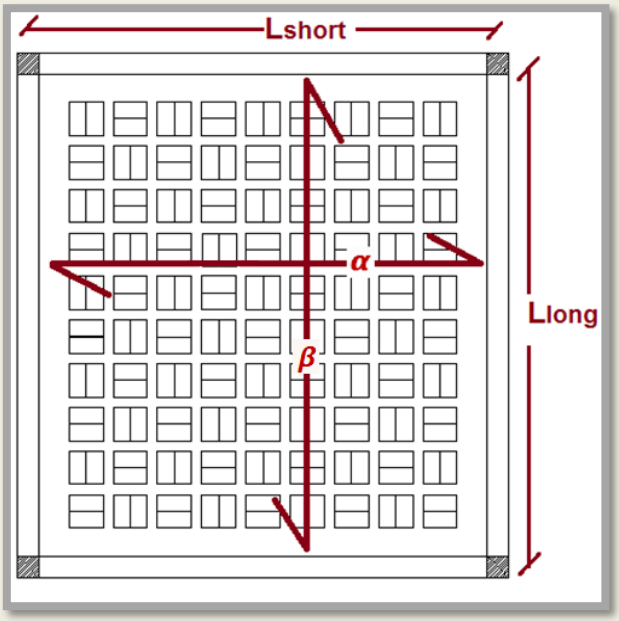
جدول (٦-٢) قيم المعاملات α . β المناظرة لقيم r للبلاطات المصمتة المرتكزة على حوائط مباني وللبلاطات ذات الأعصاب في الاتجاهين والتي تكون فيها شفة الضغط كاملة

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	r
0.849	0.830	0.806	0.778	0.746	0.706	0.660	0.606	0.543	0.473	0.396	α
0.053	0.063	0.077	0.093	0.113	0.140	0.172	0.212	0.262	0.333	0.396	β

جدول (٦-٣) قيم المعاملات α . β المناظرة لقيم r للبلاطات ذات الأعصاب والتي تكون فيها شفة الضغط غير كاملة
أي أن قطاع الأعصاب على شكل T ذات شفة ضغط محدودة العرض أو بدون شفة ضغط

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	r
0.941	0.928	0.914	0.893	0.867	0.834	0.797	0.742	0.672	0.595	0.500	α
0.059	0.072	0.086	0.107	0.133	0.166	0.203	0.258	0.328	0.405	0.500	β

3. ايجاد نسبه الحمل لكل اتجاه :-



$W_{\alpha/m2} = \alpha * W_{su}$

$W_{\beta/m2} = \beta * W_{su}$

4. ايجاد حمل العصب :-

$W_{\alpha/rib} = W_{\alpha/m2} (e + b)$

$W_{\beta/rib} = W_{\beta/m2} (e + b)$

EX:-

Block (400*200*200)

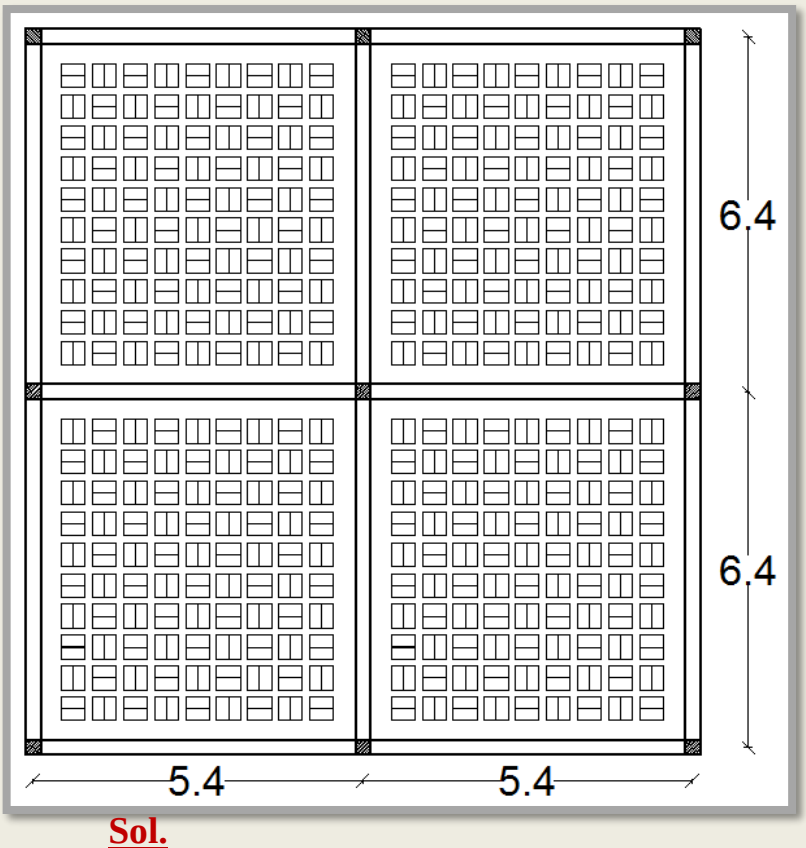
F_y = 400 N/mm^2

F_{cu} = 40 N/mm^2

L.L = 4 KN/m^2

Cover = 2 KN/m^2

O.$W_{rib+block}$ = 3.8 KN/m^2



Sol.

e = 400 mm

t_s = 50 mm

$$= \frac{e}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

Use $t_{s\ max}$ = 50 mm

t = t_s+h=50+200 = 250mm

b =100 mm

$$= \frac{t}{3} = \frac{250}{3} = 84mm$$

Use b_{max} = 100 mm

W_{us} = 1.4(3.8+2)+1.6(4) =14.52 KN/m^2

$r = \frac{6.4}{5.4} = 1.185$ $\alpha = 0.543$ & $\beta = 0.262$

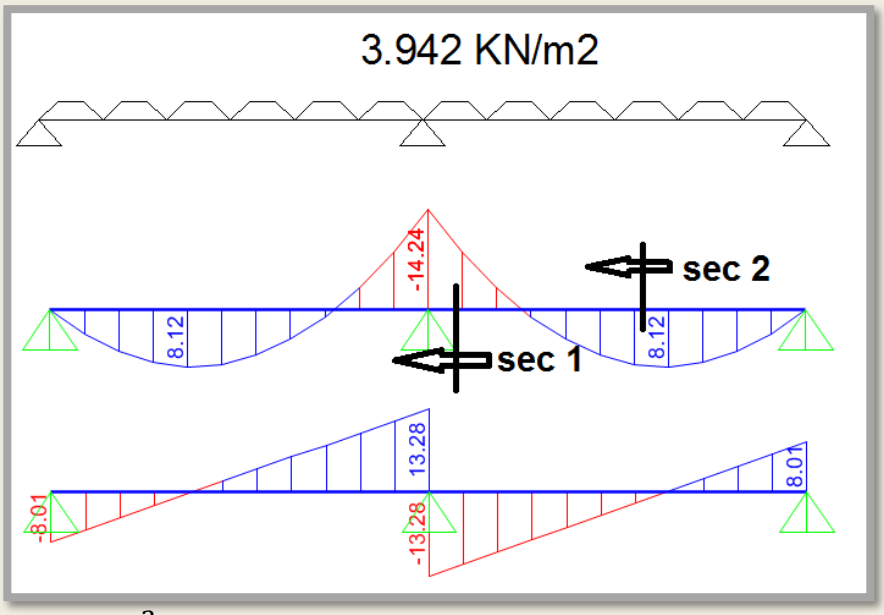
W_{α} = * W_{su} =0.543 * 14.52 = 7.884 KN/m^2

W_{β} = * W_{su} = 0.262* 14.52 = 3.8 KN/m^2

$W_{us/rib} = W(e + b)$ = 7.884*0.5 = 3.942 KN/m^2

$W_{us/rib} = W(e + b)$ = 3.8 * 0.5 =1.9 KN/m^2

- Design of rib in short direction:-



Sec 1 :

M_u = 14.24 KN.m

$$\rightarrow \text{C1=3.854}\ 230 = C1\sqrt{\frac{14.24*10^6}{40*100}}$$

From table :

J=0.795

$\frac{c}{d} = 0.2125$

$\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

$$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \quad \rightarrow \quad safe$$

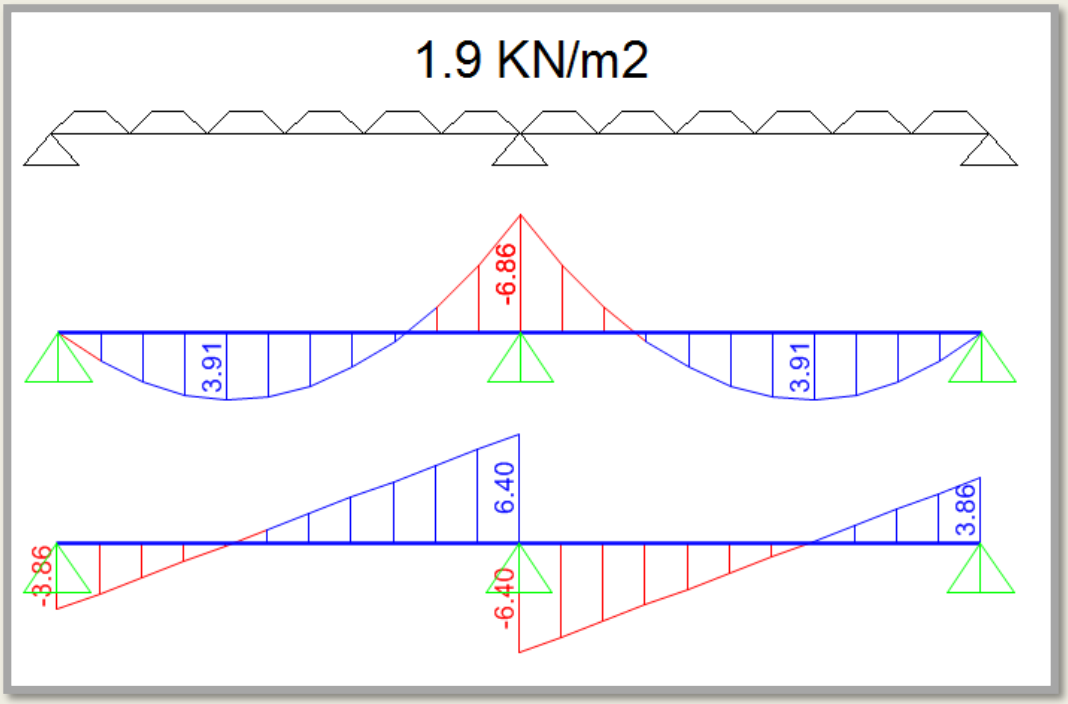
$$As = \frac{14.24 * 10^6}{400 * 0.795 * 230} = 194.7\ mm^2$$

use A_s $\rightarrow$ **$2\Phi12$** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

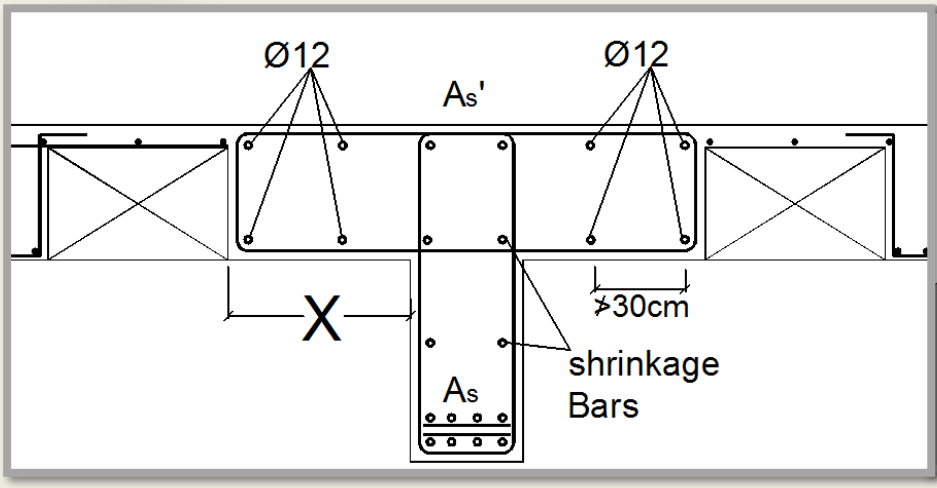
Sec 2 : **use A_s** $\rightarrow$ **$2\Phi10$**

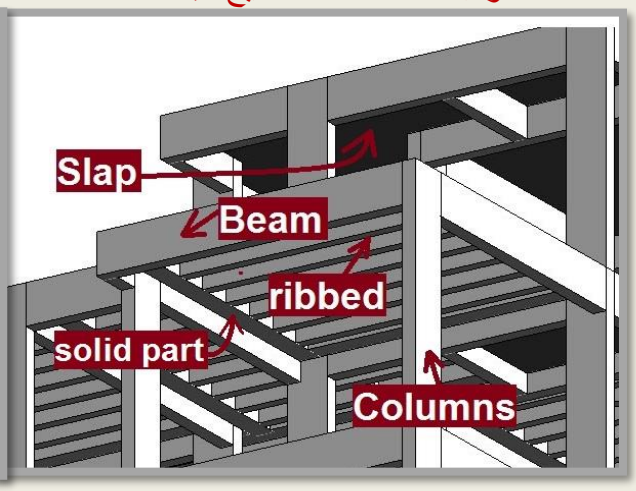
- Design of rib in short direction:-

Sec 1&2 : **use A_s** $\rightarrow$ **$2\Phi10$**

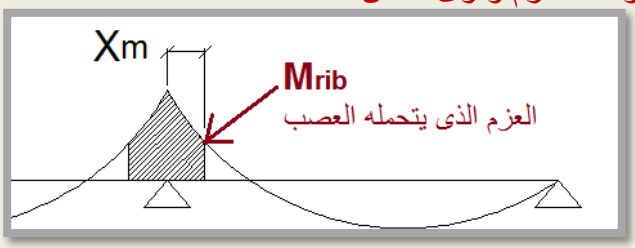


- **Solid part :-**
  - هو جذء مصمت له تسليح ثابت .





- يتم تحديد مسافه ال **Solid part** (X) على حسب تحمل العصب الواحد للعزم وقوى القص .



حيث : X تساوى القيمه الاكبر من

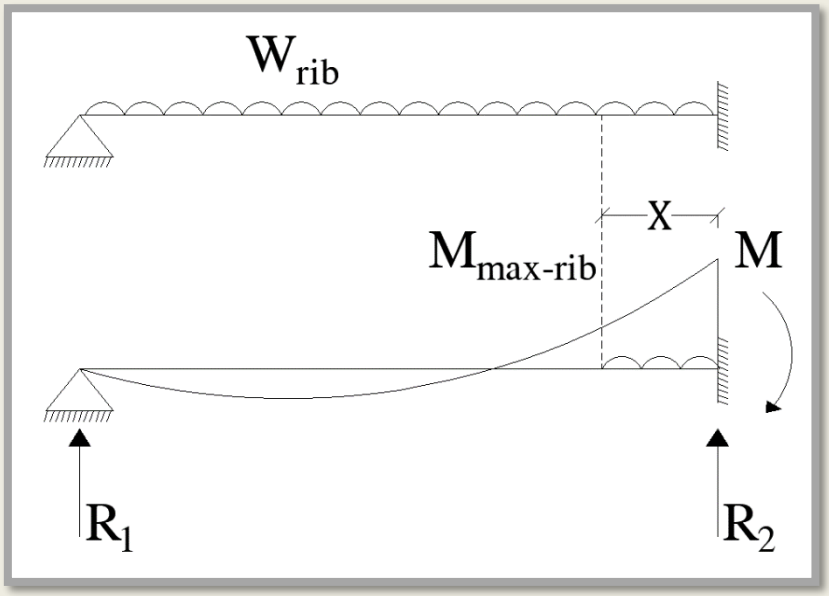
1. مسافه اقصى عزم يتحمله العصب .
2. مسافه اقصى قوى قص يتحملها العصب .
3. 25سم .

1) مسافه اقصى عزم يتحمله العصب (M_{rib}) :

$M_{rib} = R_{max} * \frac{F_{cu}}{\gamma_c} * b * d^2$ قيمه اقصى عزم يتحمله القطاع

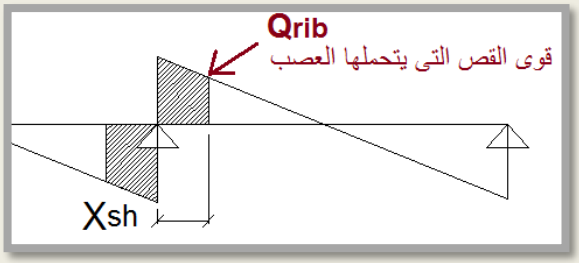
$X_m = \cdots$ m

$M_{max-rib} = M + \frac{w_{rib} * (X)^2}{2} - R_2 * X$



(page 6-4) R_{max} from code Table 1 – 4

2) مسافه اقصى قوى قص يتحملها العصب (Q_{rib}) :

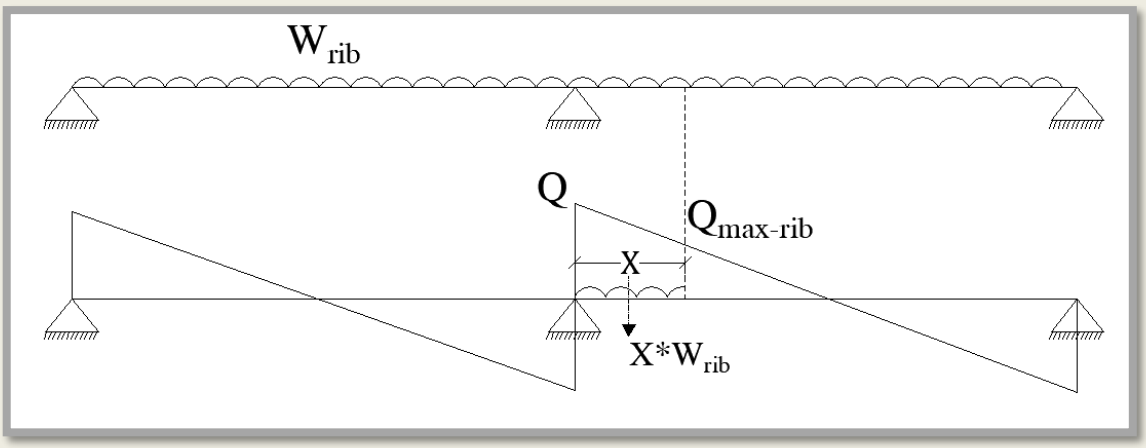


قيمه اقصى اجهاد قص للقطاع $q_{cu(un\ cr.)} = 0.16\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}}$

قيمه اقصى قوى قص للقطاع $Q_{cu} = q_{cu} * b * d = \ldots.$ N

$Q_{max-rib} = Q - w_{rib} * X$

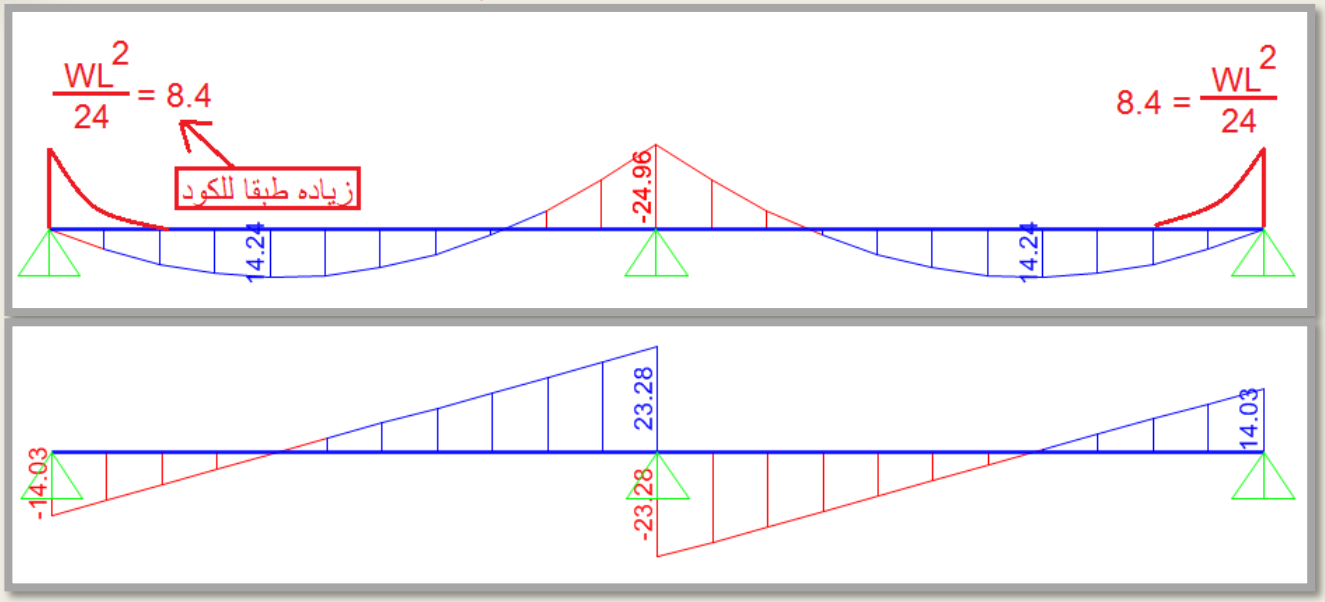
$X_{sh} = \cdots$ m



Page (22-4 & 18-4)

EX :-

على نفس المثال الاول فى البلاطه one way

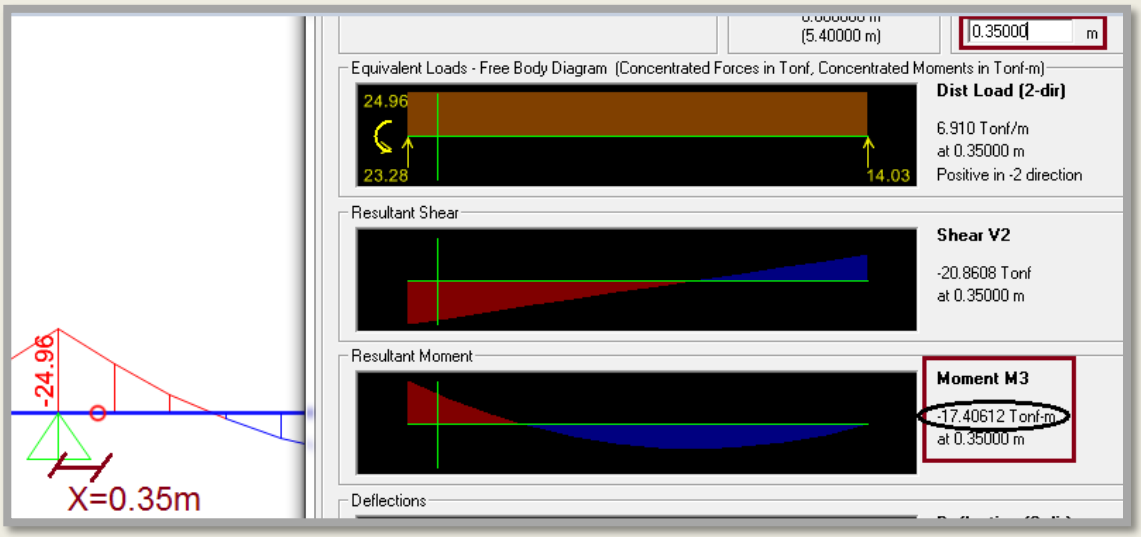


- مسافه اقصى عزم يتحمله العصب (M_{rib}) :

$$M_{rib} = R_{max} * \frac{F_{cu}}{\gamma_c} * b * d^2 = 0.187 * \frac{25}{1.5} * 100 * 230^2 * 10^{-6} = 17.6\ KN.m$$

From SAP

$X_m = 0.35$ m

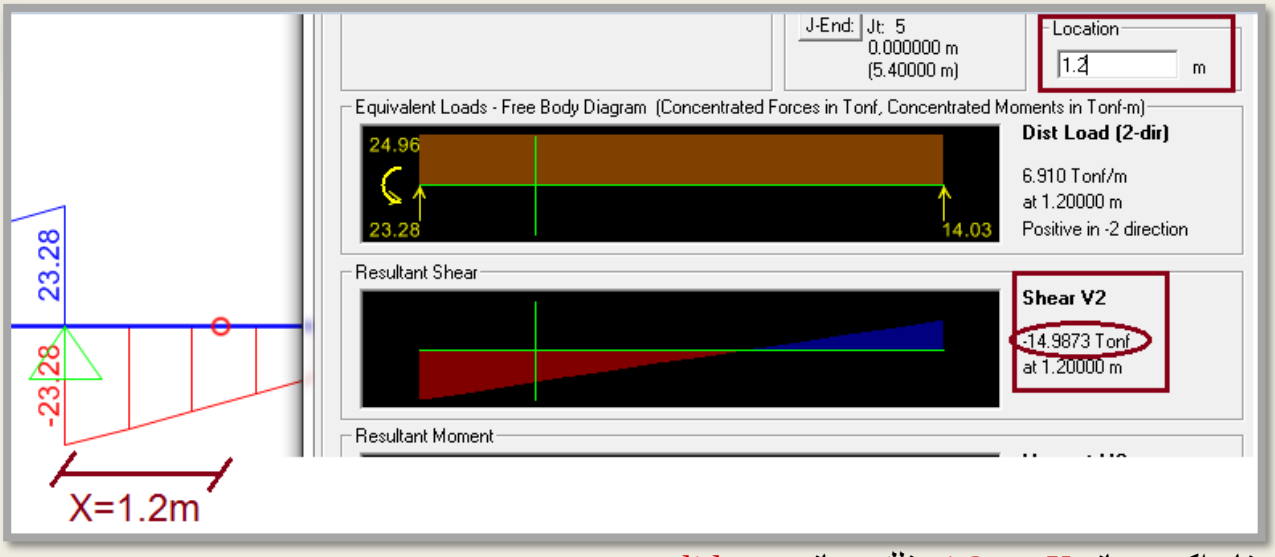


- مسافه اقصى قوى قص يتحملها العصب (Q_{rib}) :

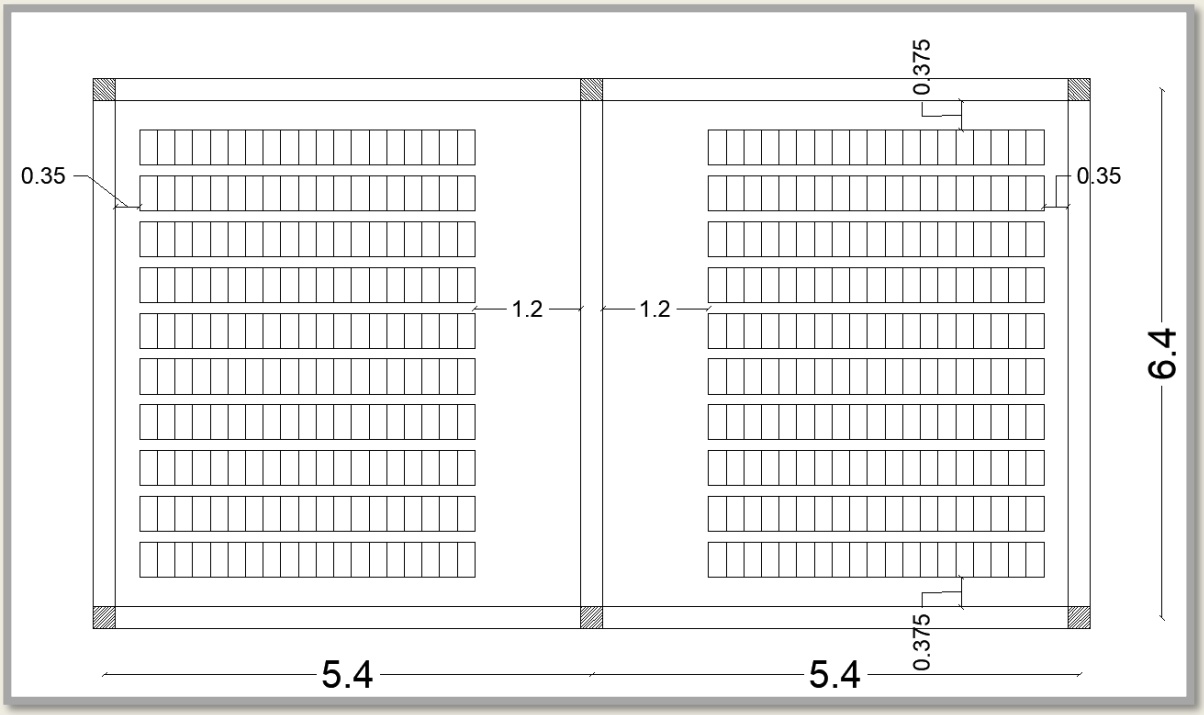
$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 0.653 \quad \text{N/mm}^2$$

$$Q_{cu} = q_{cu} * b * d = 0.653*100*230*10^{-3} = 15 \quad \text{KN/m}^2$$

$X_{sh} = 1.2$ m



- اذا نختار اكبر مسافه X= 1.2m وتلك مسافه solid part
- هنا يجب ان نصمم العصب على العزم عند مسافه 1.2م وليس كما فعلنا سابقا .
- عند الاطراف ناخذ اقل مسافه X= 0.25m solid part حيث ان قيمه العزم والقص اقل من التى يتحملها القطاع .
- يبقى الشكل النهائى والابعاد solid part كالتالى :-



- نلاحظ ان مسافه solid part اكبر من 0.25م وهى لا تحتاج ذلك فذلك السبب ناتج من ابعاد البلوك .
- ينطبق نفس الكلام على الكمرات المدفونه حيث يحدد عرضها بنفس الطريقه .

EX:-

Block (400*200*200)

F_y = 400 N/mm^2

F_{cu} = 40 N/mm^2

L.L = 4 KN/m^2

F.C = 2 KN/m^2

$O.W_{rib+block\ two\ way}$ = 3.8 KN/m^2

$O.W_{rib+block\ one\ way}$ = 3.3 KN/m^2

Sol.

e = 400 mm

t_s = max of 50 mm or $\frac{e}{10} = \frac{400}{10} = 40$ mm

code page 15-6

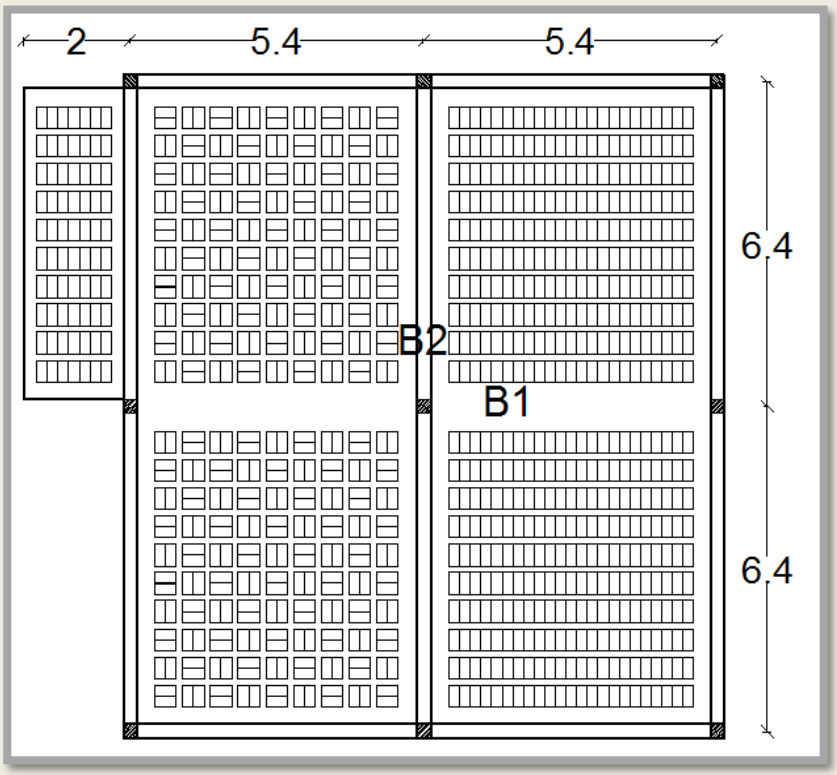
Use $t_{s\ max}$ = 50 mm

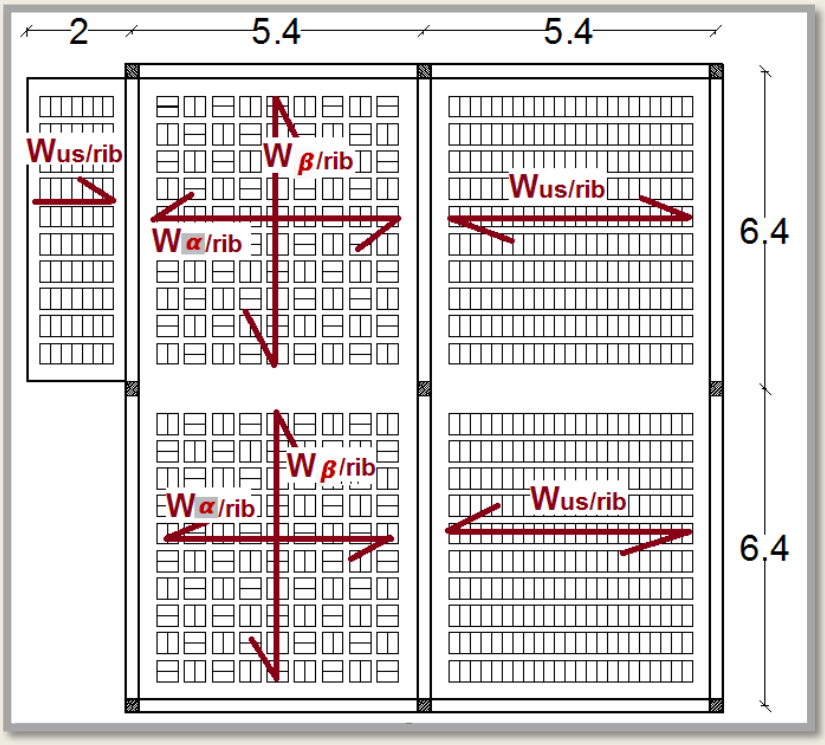
t = t_s+h=50+200 = 250mm

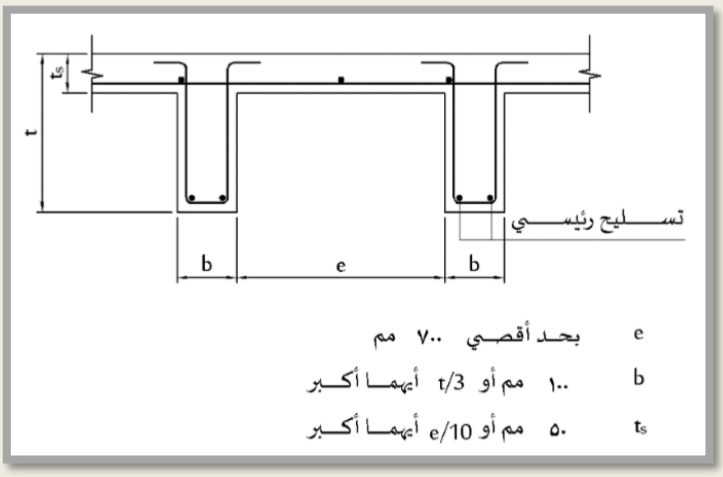
b =100 mm

Or $\frac{t}{3} = \frac{250}{3} = 84mm$

Use b_{max} = 100 mm







for one way:

W_{us} = 1.4(3.3+2)+1.6(4) =13.82 KN/m^2

$W_{us/rib}$ = W_{us} (e+b) = 13.82(0.4+0.1) = 6.91 KN/$m^{'}$

for two way:

W_{us} = 1.4(3.8+2)+1.6(4) =14.52 KN/m^2

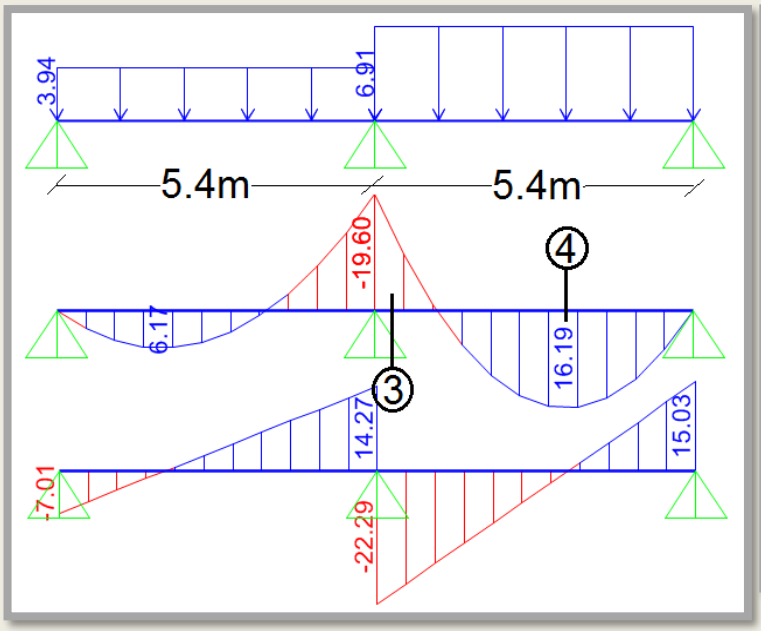
$r = \frac{6.4}{5.4} = 1.185 \rightarrow \alpha = 0.543 \ \& \ \beta = 0.262$

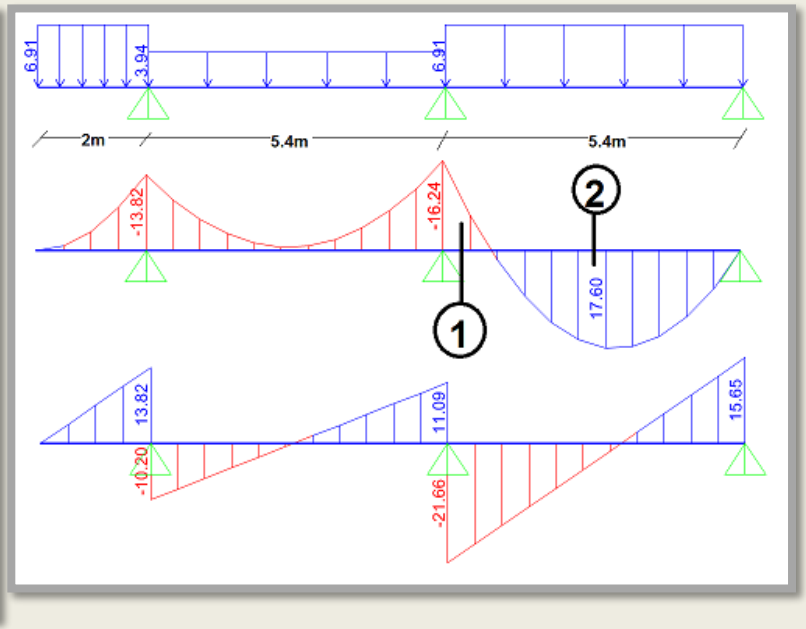
W_{α} =$\boldsymbol{\alpha}$ * W_{su} =0.543 * 14.52 = 7.884 KN/m^2

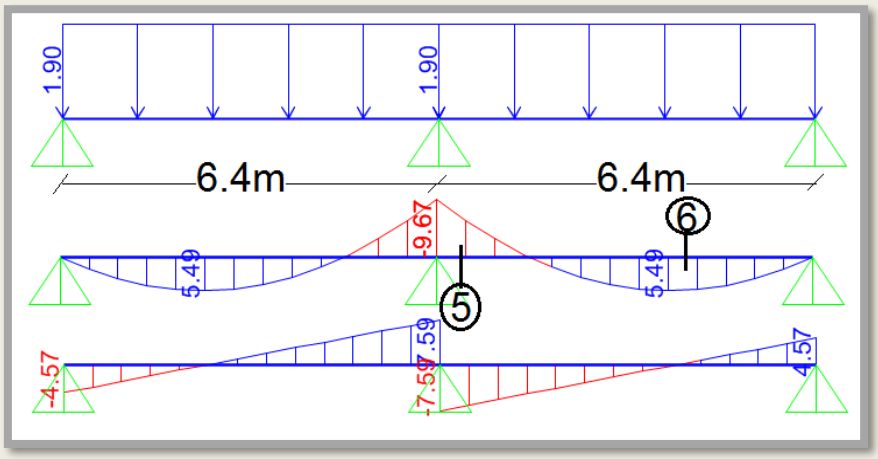
W_{β} = $\boldsymbol{\beta}$* W_{su} = 0.262* 14.52 = 3.8 KN/m^2

$W_{\alpha/rib}$ = W_{α} $(e + b)$ = 7.884*0.5 = 3.942 KN/m

$W_{\beta/rib}$ = W_{β} $(e + b)$ = 3.8 * 0.5 =1.9 KN/m





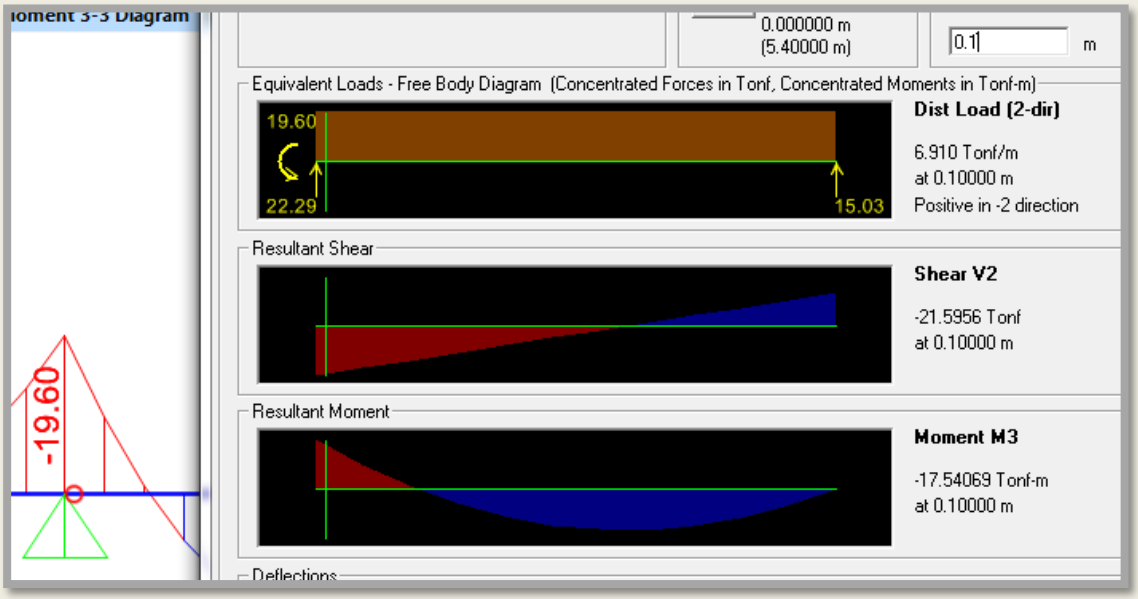


- يتم ايجاد مسافه ال solid part عند القطاع الذى به اكبر عزم وقوى قص وهو القطاع رقم **3**
- مسافه اقصى عزم يتحمله العصب (M_{rib}) :

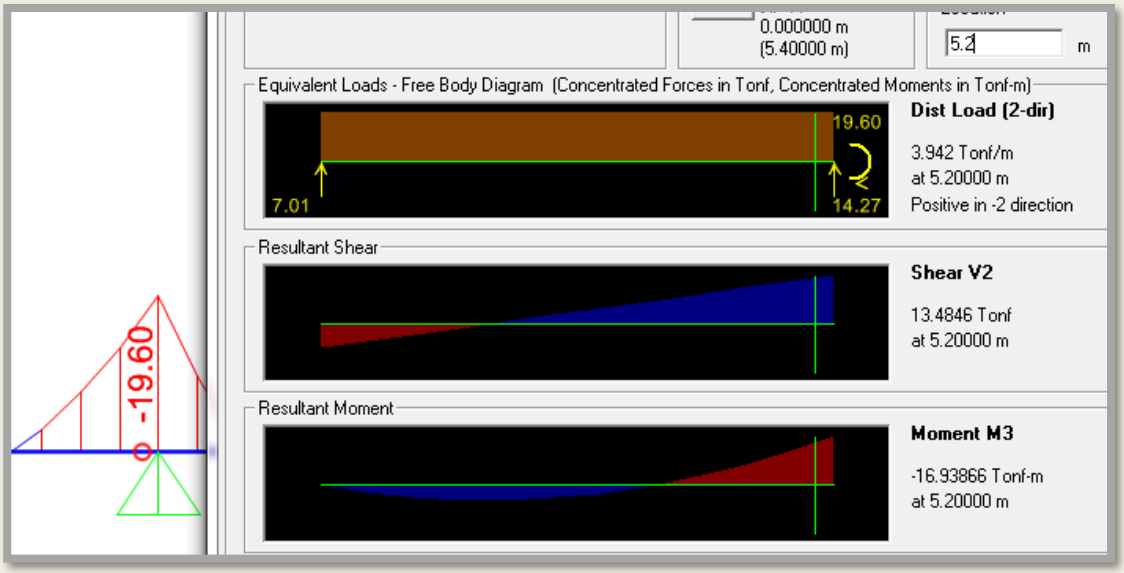
$$M_{rib} = R_{max} * \frac{F_{cu}}{\gamma_c} * b * d^2 = 0.187 * \frac{40}{1.5} * 100 * 230^2 * 10^{-6} = 17.6\ KN.m$$

From SAP

$mX_{m1} = 0.1$



$mX_{m2} = 0.3$

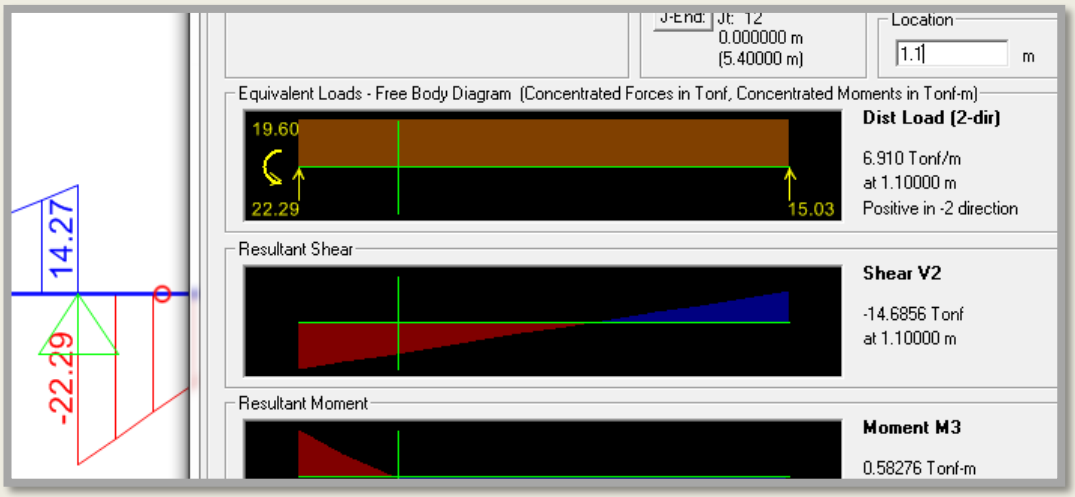


- مسافه اقصى قوى قص يتحملها العصب (Q_{rib}) :

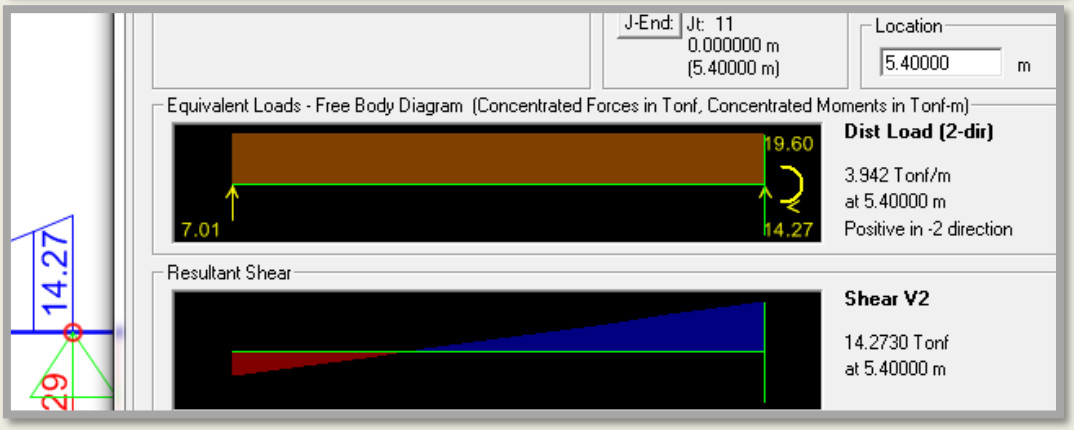
$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{40}{1.5}} = 0.653 \quad N/mm^2$$

$$Q_{cu} = q_{cu} * b * d = 0.653*100*230*10^{-3} = 15 \quad KN/m^2$$

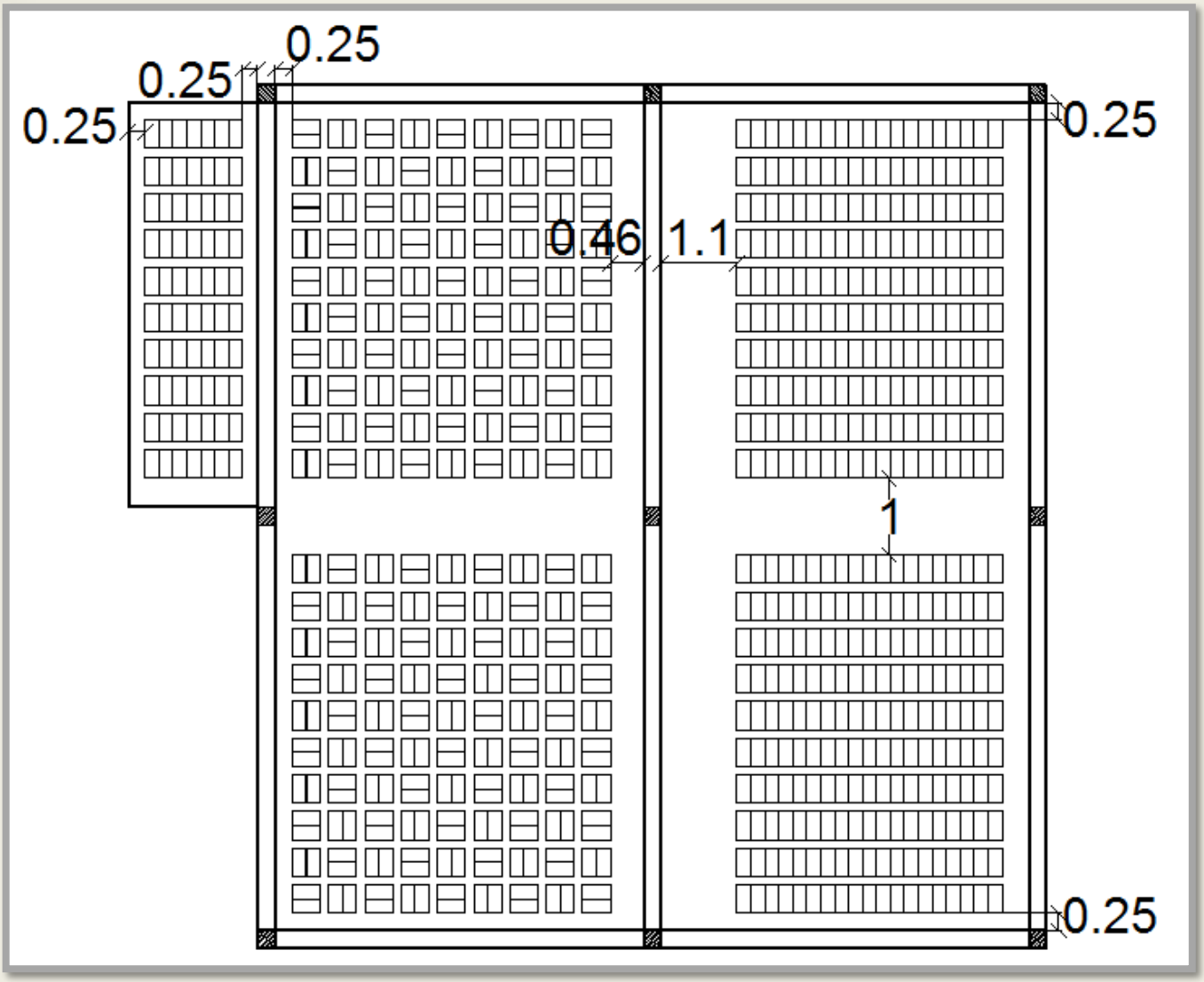
$mX_{sh1} = 1.1$



$mX_{sh2} = 0$



- اذا نختار اكبر مسافه $X_1 =$ 1.1 m & $X_2 =$ 0.3 m
- عند الاطراف وعند الكابولى وعند العصب فى اتجاه البيتا ناخذ اقل قيمه (0.25 m) حيث انهم اقل من القيم المسموح بها



تم تغيير الابعاد للاكبر بناء على ابعاد البلوكات وترتيبها

- **Desidn of ribs :-**

Sec 1: R-sec.

M_u = 16.24 KN.m

$\rightarrow$ C1=3.6 $(250-20) = C1\sqrt{\frac{16.24*10^6}{40*100}}$

From table J=0.786 & $\frac{c}{d} = 0.237$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{16.24 * 10^6}{400 * 0.786 * 230} = 224.6\ mm^2$

use A_s $\rightarrow$ **2Φ12** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

Sec 2: T-sec.

M_u = 17.6 KN.m

$\rightarrow$ C1=7.75 $(250-20) = C1\sqrt{\frac{17.6*10^6}{40*500}}$

From table J=0.826 & $\frac{c}{d} = 0.125$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{17.6 * 10^6}{400 * 0.826 * 230} = 231.6\ mm^2$

use A_s $\rightarrow$ **2Φ12** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

Sec 3: R-sec.

M_u = 19.6 KN.m

$\rightarrow$ C1=3.29 $(250-20) = C1\sqrt{\frac{19.6*10^6}{40*100}}$

From table J=0.765 & $\frac{c}{d} = 0.3$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.42$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{19.6 * 10^6}{400 * 0.765 * 230} = 278\ mm^2$

use A_s $\rightarrow$ **2Φ16** $As_{min} = \frac{11}{4000} * 10 * 23 = 0.633\ cm^2 = 63\ mm^2$

Sec 4: R-sec.

use A_s $\rightarrow$ 2Φ12

Sec 5: R-sec.

use A_s $\rightarrow$ 2Φ10

Sec 6: R-sec.

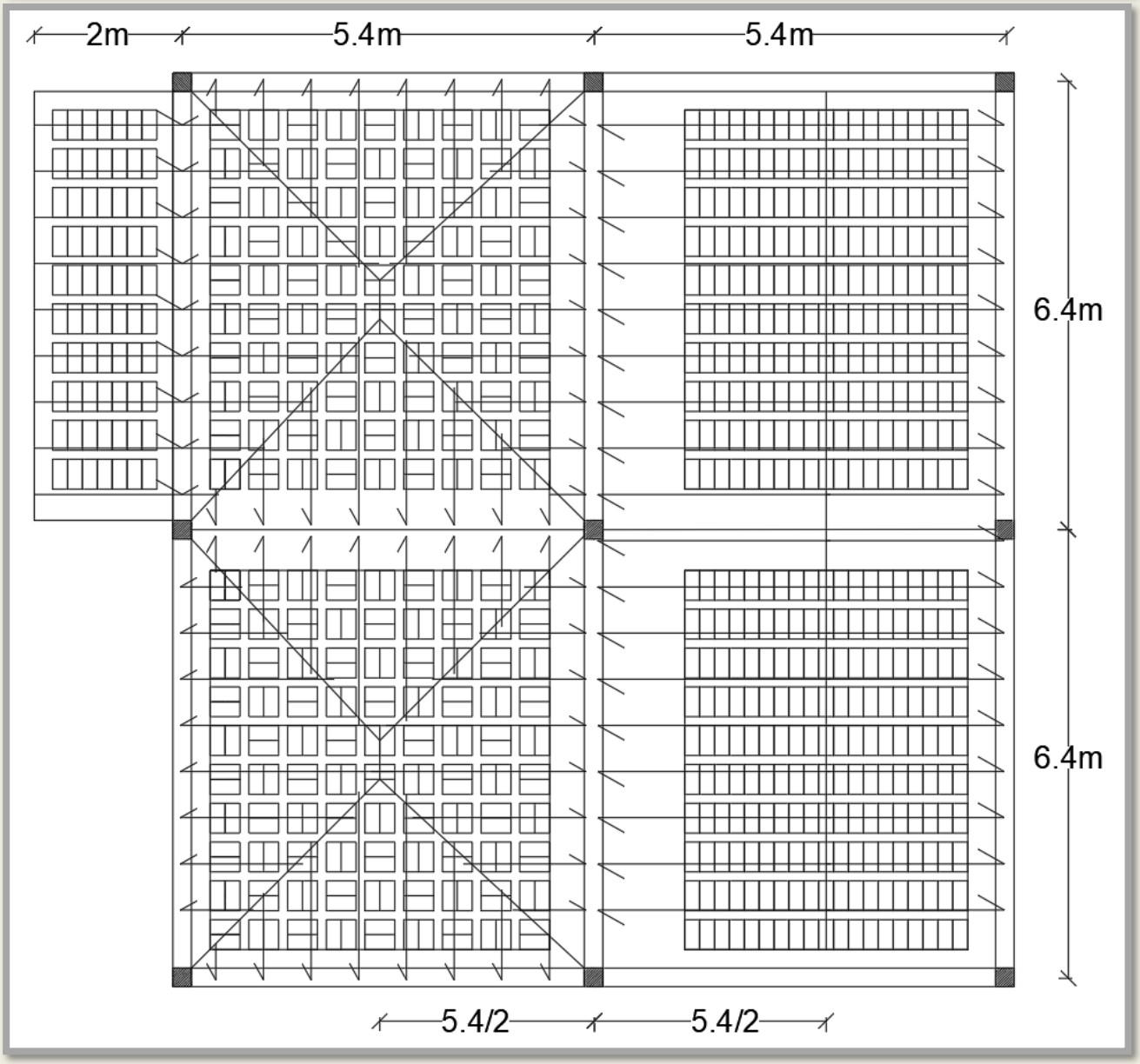
use A_s $\rightarrow$ 2Φ10

- **Design of Beams** :-

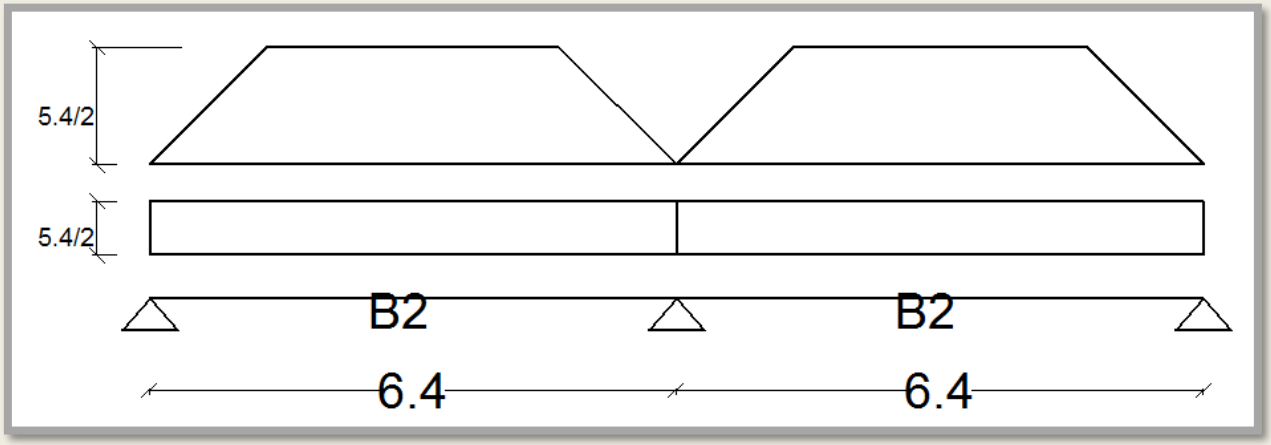
- يتم توزيع الحمل على الكمرات بنفس طريقه البلاطات المصمته فيتم توزيع الحمل بمعاملان α (لحساب عزم الانحناء) و β (لحساب قوى القص)

جدول (٦-٦) قيم المعاملات α، β لتقدير الأحمال المنتظمة المكافئة للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرات

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	L/2X
0.917	0.908	0.897	0.885	0.870	0.853	0.830	0.803	0.769	0.725	0.667	α
0.750	0.737	0.722	0.706	0.688	0.667	0.642	0.615	0.582	0.554	0.500	β



- **Projected beam : B(25*80)**



W_m **(for moment)** = $\boldsymbol{\alpha}$* $\frac{a}{2}$ * $W_{su\ two\ way}$ + $\frac{a}{2}$ * $W_{su\ one\ way}$

W_s **(for shear)** = $\boldsymbol{\beta}$* $\frac{a}{2}$ ** $W_{su\ two\ way}$ + $\frac{a}{2}$ * $W_{su\ one\ way}$

r= 1.18 → $\boldsymbol{\alpha}$=0.769 & $\boldsymbol{\beta}$=0.583

W_m **(for moment)** = 0.769* $\frac{5.4}{2}$ * 14.52+ $\frac{5.4}{2}$* 13.82 = 67.46 KN/m

W_s **(for shear)** = 0.583 * $\frac{5.4}{2}$ * 14.52+ $\frac{5.4}{2}$ * 13.82 =60.17 KN/m

$O.W_{beam}$ = 25*0.25 *0.8 =5 KN/m

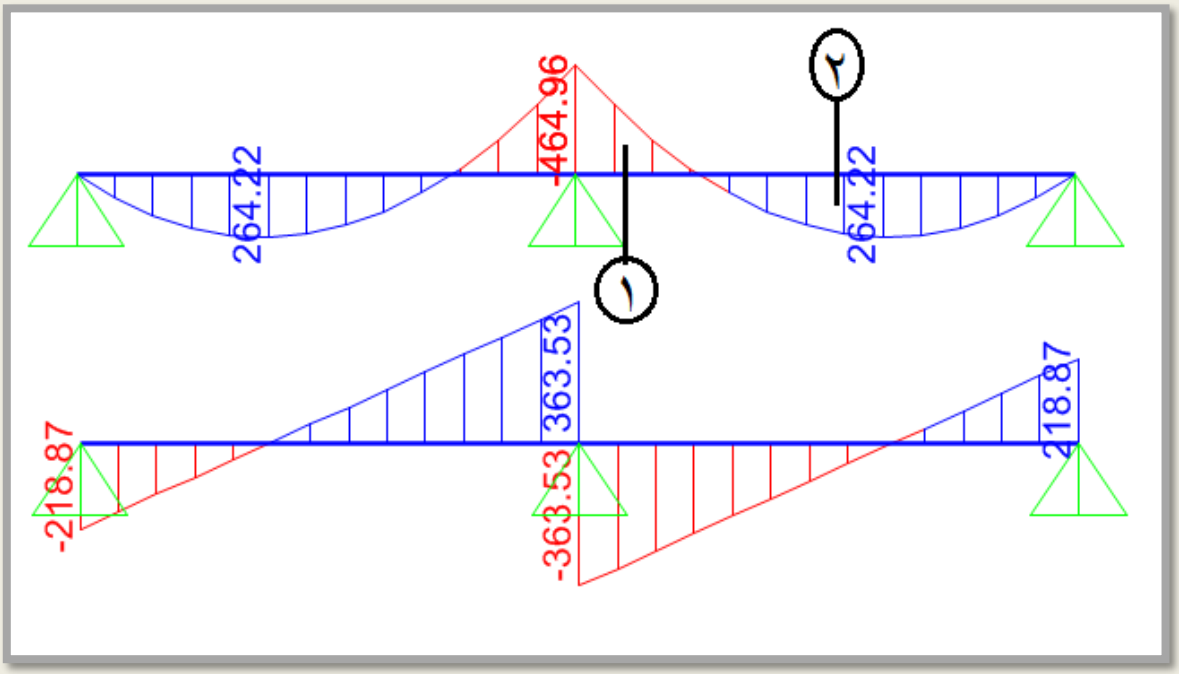
$$W_{wall} = 17 * 0.12 * (3.5 - 0.8) = 5.51 KN/m$$

$W_{total\ m}$ = $1.4(O.W_{beam} + W_{wall}) + W_m$

$W_{total\ s}$= $1.4(O.W_{beam} + W_{wall}) + W_s$

$W_{total\ m}$ = $1.4(5 + 5.51) + 67.46 = \mathbf{82.174}$ KN/m

$W_{total\ sh}$= $1.4(5 + 5.51) + 60.17 = \mathbf{74.884}$ KN/m



Sec 1 :

Mu=465 KN.m

$\rightarrow$ C1=3.5 $75 = C1\sqrt{\frac{46.5*10^5}{400*25}}$

From table J=0.773 & $\frac{c}{d} = 0.28$ & $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{46.5*10^5}{4000*75*0.773} = 20.05\ cm^2 = 2005\ mm^2 > A_{smin} \rightarrow$ **use** A_s **10Φ16**

$A_{smin} = \frac{1.1}{400} * 250 * 750 = 516\ mm^2$ & $0.225\frac{\sqrt{40}}{400} * 750 * 250 = 667$ & $\frac{0.15}{100} * 750 * 250 = 281$

Sec 2 :

Mu=264.22 KN.m

$\rightarrow$ C1=4.6 $75 = C1\sqrt{\frac{26.42*10^5}{400*180}}$

From table J=0.817 & $\frac{c}{d} = 0.15$

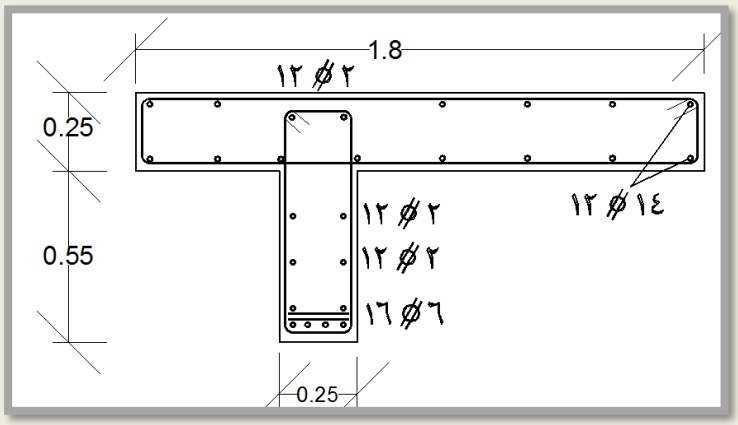
$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$a = 0.8 * \frac{c}{d} * d = 0.8 * 0.125 * 75 = 7.5cm < ts = 25cm$ ok

$As = \frac{26.42*10^5}{4000*75*0.817} = 10.78cm^2 > A_{smin} \rightarrow$ use As **6Φ16**

As'=0.2*10.78 =2.16 cm^2 **use** $\rightarrow$ **2Φ12**

عدد الاسياخ فى الصف $\mathbf{n} = \frac{25-2.5}{18+2.5} = 5$



Check of shear :

Q_{max} = 36.4 t

$Q_u = 36.4 - 9.1(\frac{0.6+0.75}{2}) = 30.3$ t

$q_u = \frac{30.3*10^{-3}}{0.25*0.75} = 1.616$ N/mm²

$q_{c.min} = 0.12\sqrt{\frac{40}{1.5}} = 0.62$ N/mm² **code page 20-4**

$q_{c.max} = 0.7\sqrt{\frac{40}{1.5}} = 2.1$ N/mm² **code page 17-4**

$q_{c.min} < q_u$ the concrete only un safe shear

N/mm² $q_{steel} = 1.616 - 0.62 = 1.0$

1.0 N/mm² = الاجهاد المطلوب تحمله للتسليح الجزعى (الكانات)

$q_{str} = \frac{(\frac{Fy}{\gamma s})*n*(Astr)}{b*S} = q_{steel}$ نساوى الاجهاد اللى تتحمله الكانه بالاجهاد المطلوب

Ass. Use 2 branch str. & str. Ø10 & S=??

$\rightarrow$ S =13.1 cm $10 = \frac{(\frac{2400}{1.15})*2*0.785}{25*S}$

$\frac{100}{13.1} = 7.6 \approx 8\ \emptyset\ 10\ /m$

with 2 branchstr. 8 ∅ 10 /m′

- **Hidden beam (100*30) :**

- فى البدايه يتم تحديد عرض الكمره بنفس طريقه 1m solid part .
وتحديد عمق الكمره بنفس السمك الكلى للبلاطه او زياده عن السمك ب 5سم فى الاعلى .
ولنفرض السمك = 30سم حتى لا تعيقنا فى الحل اثناء عمل check فلا نضطر لذياده السمك .

W_m **(for moment)** =2* 0.67* $\frac{a}{2}$ * $W_{su\ two\ way}$

W_s **(for shear)** = 2*0.5* $\frac{a}{2}$ * $W_{su\ two\ way}$

W_m **(for moment)** =**2*** 0.67* $\frac{5.4}{2}$ * 14.52=52.5KN/m^2

W_s **(for shear)** =**2*** 0.5 * $\frac{5.4}{2}$ * 14.52=39.2 KN/m^2

$W_{total\ m}$ = $1.4(O.W_{beam} + W_{wall}) + W_m$

$W_{total\ s}$ = $1.4(O.W_{beam} + W_{wall}) + W_s$

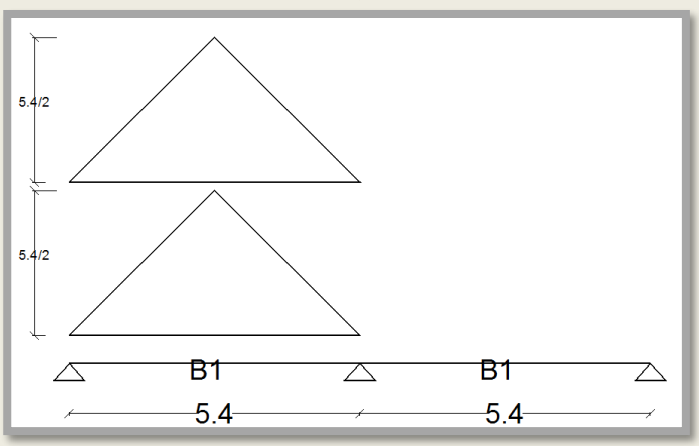
$O.W_{beam}$ = 25*0.3 *1 =7.5 KN/m^2

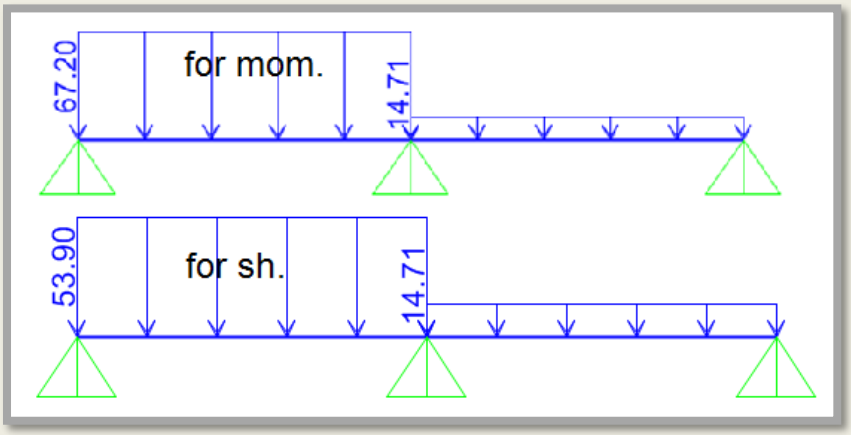
$W_{wall} = 17 * 0.12 * 2.7 = 5.51 KN/m2$

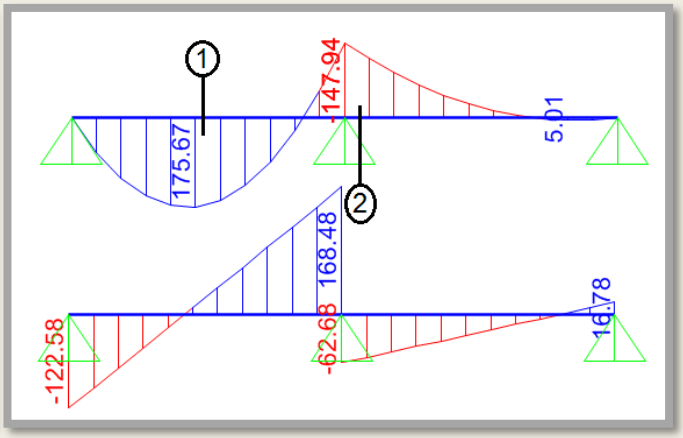
$1.4*(O.W_{beam} + W_{wall}) = 14.71$ KN/m2

$W_{total\ m}$ = $1.4(5 + 5.51) + 52.5 =$ **67.2** KN/m2

$W_{total\ sh}$= $1.4(5 + 5.51) + 39.2 =$ **53.9** KN/m2

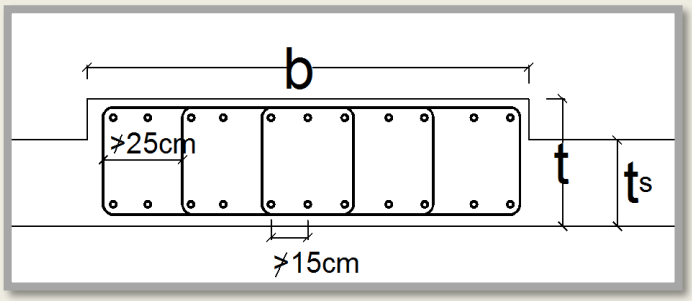


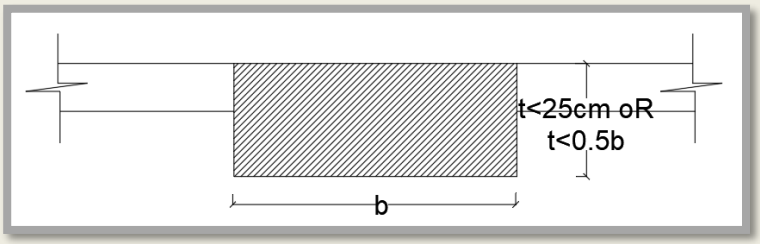




- تصميم الكمره المدفونه :

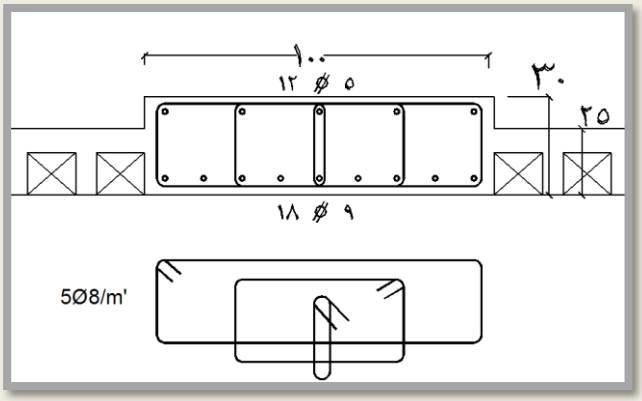
- يتم مقاومه قوى القص بالقطاع الخرسانى فقط للكمرات التى ارتفاعها اقل من 25سم او 0.5عرض الكمره .
- يتم تصميم القطاع على انه R-sec. .
- تصمم الكمرات المدفونه بنفس تصميم البلاطات اللاكمريه حيث يتم التاكد من مقاومه القص الثاقب .
- اقل عدد افرع 4 وذلك للكمرات التى عرضها اكبر من ارتفاعها او اكبر من او يساوى 40 سم .
- اقصى مسافه بين الاسياخ 25سم والا يجب وضع اسياخ اضافيه .
- المسافه بين السيخ المحكوم و الحر لا تزيد عن 15سم والا يجب وضع فرع كانه اضافى .





Sec 1 : R-sec

Mu=175.67 KN.m



$\rightarrow$ C1=3.77 $(30-5) = C1\sqrt{\frac{17.57*10^5}{400*100}}$

From table J=0.795 & $\frac{c}{d} = 0.21$

& $\frac{c_{max}}{d} = 0.44$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

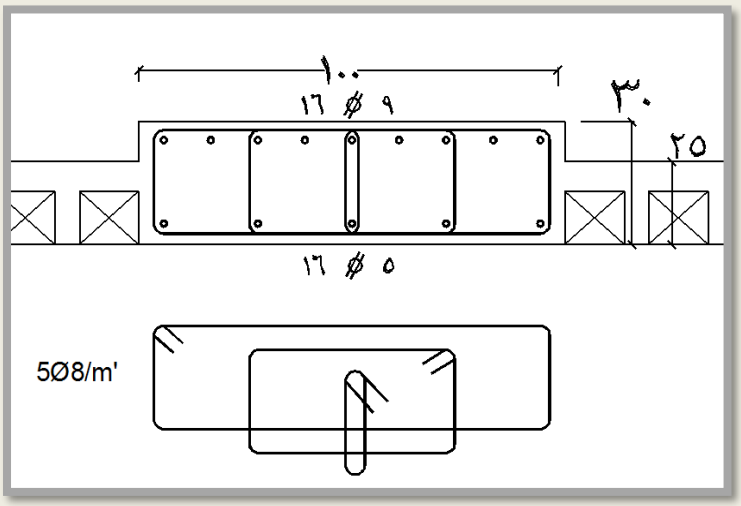
$As = \frac{17.57*10^5}{4000*25*0.795} = 22\ cm^2 = 2200cm^2$

$As_{min} = \frac{1.1}{400} * 1000 * 300 = 825\ mm^2$ & $As_{min} = 0.225\frac{\sqrt{40}}{400} * 1000 * 300 =$ $1068\ mm^2$ & $\frac{0.15}{100} * 1000 * 300 = 450cm^2$

use A_s → 9Φ18

Sec 2 : R-sec

Mu=148 KN.m



$\rightarrow$ C1=4.1 $25 = C1\sqrt{\frac{14.8*10^5}{400*100}}$

From table J=0.804 & $\frac{c}{d} = 0.18$

$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$

$As = \frac{14.8*10^5}{4000*25*0.804} = 18.4cm^2$

use A_s → 9Φ16

- **Check of shear :**

Q_{max} = 16.85 t

$Q_u = 16.85 - 5.39(\frac{0.6+0.25}{2}) = 14.6$ t

$q_u = \frac{14.6*10^4}{1000*300} = 0.487$ N/mm^2

$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{40}{1.5}} = 0.826$ N/mm^2

$q_{c.min} > q_u$ safe shear

use str. 8 ⌀ 5 /m′

- **Check of punching**

R=6.27+16.85=23.12 ton

$A_p = b_0 * d$

$b_0 = 2(a+d+b+d)$

d=0.25

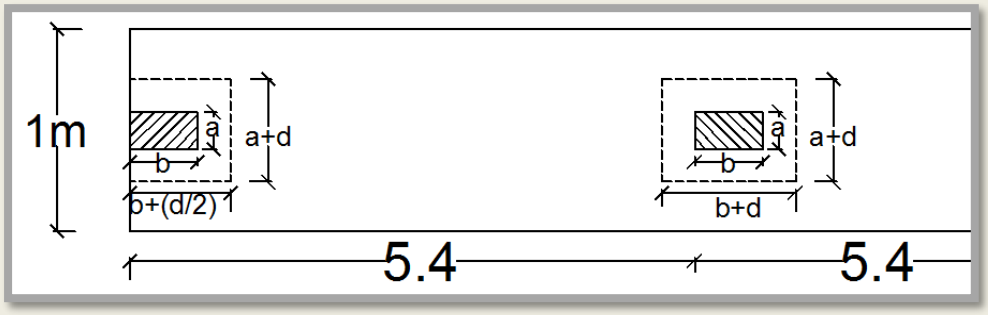
$b_0 = 2(0.25+0.6+2*0.25)=2.7$

$A_p = 2.7*0.25=0.675\ m^2$

$\beta=1.15$ for inter. Col.

$$q_{pu} = \frac{R*\beta}{A_p} \div 10 = 3.94\ Kg/cm^2$$

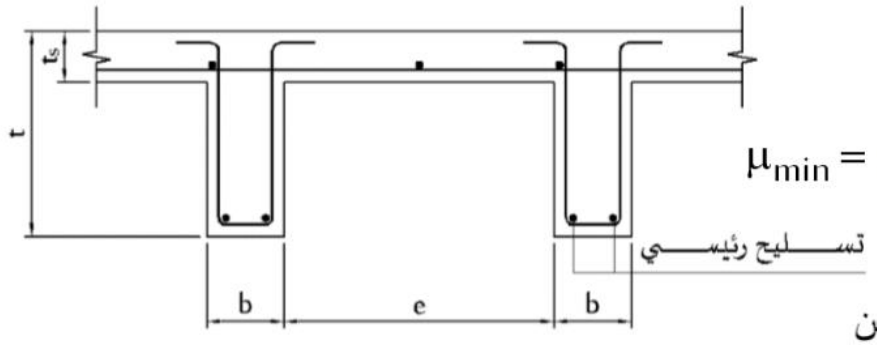
$$q_{cu} = 10*0.316\sqrt{\frac{40}{1.5}} = 16.32\ Kg/cm^2$$



safe punch

- اشتراطات عامه لتسليح البلاطه :

- لا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزع العموديه على الاعصاب في المتر عن A_{smin} وتكون أقل كمية لأسياخ التوزيع في البلاطة (موازية للأعصاب) هي Ø63/م على أن يوضع سيخ قطر6مم بين كل عصبين وسيخ عند كل عصب فى الاغلب تستخدم شبكه 8Ø5/م فى الاتجاهين و الكانات فى الاعصاب ايضا بنفس القيمه .



$$\mu_{min} = \text{min of } \left[0.225\frac{\sqrt{f_{cu}}}{f_y} \geq \frac{1.1}{f_y}\right] \quad \left[\frac{1.3A_s}{A_c}\right]$$

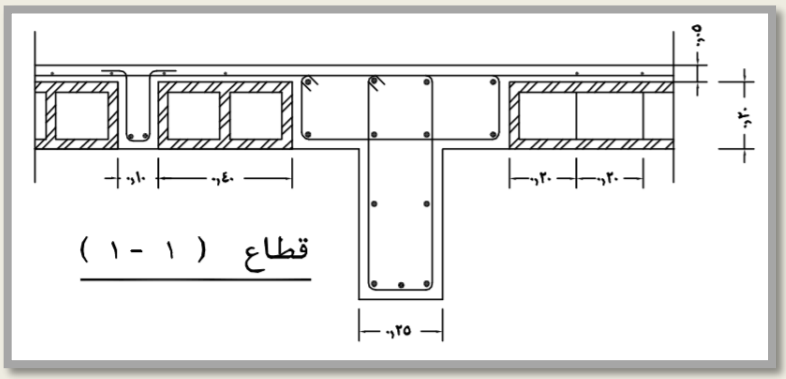
ويجب ألا تقل عن

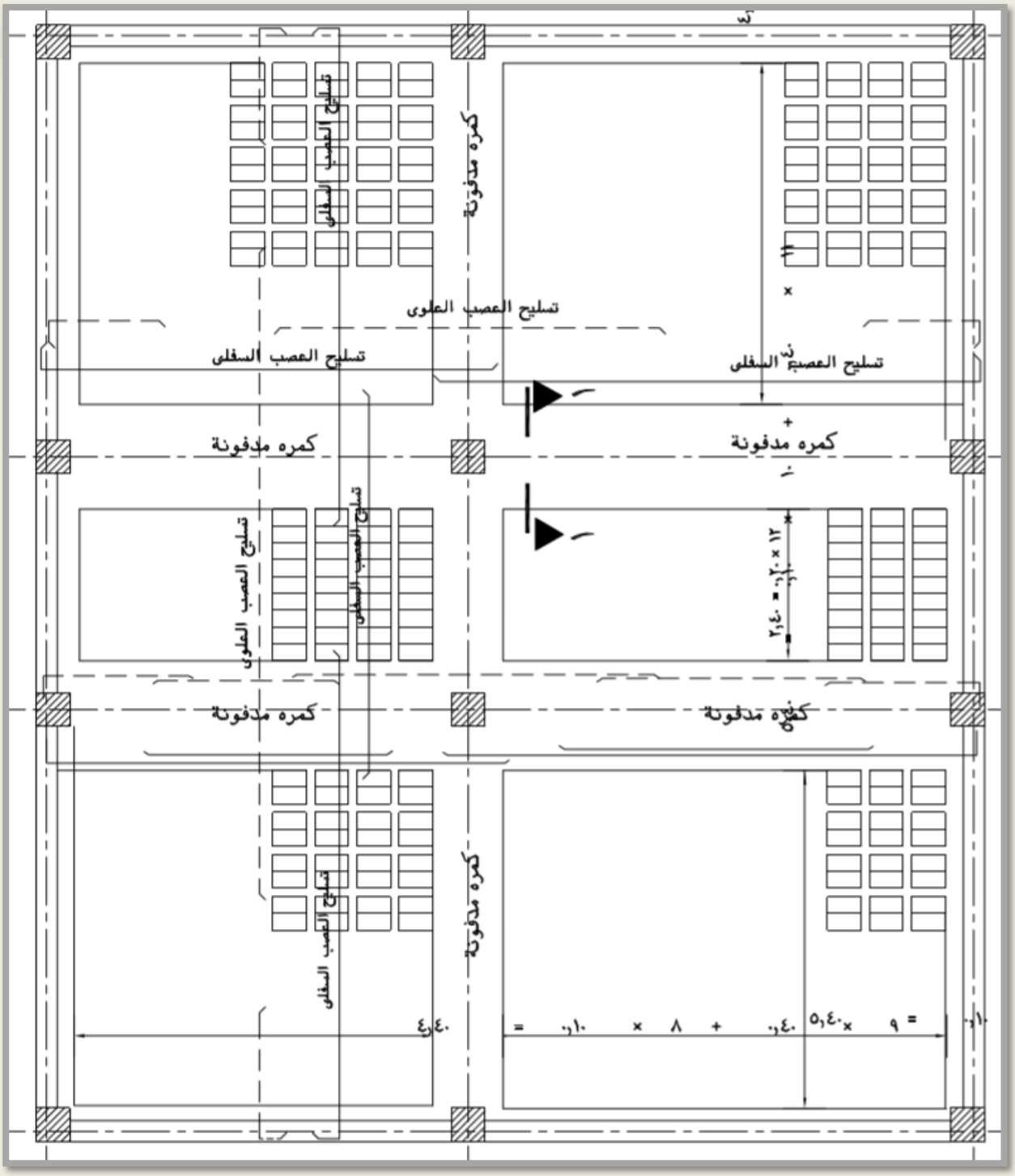
رتبة الصلب	٣٥٠/٢٤٠	٥٢٠/٣٦٠	٦٠٠/٤٠٠
نسبة التسليح الدنيا	%٠,٢٥	%٠,١٦٧	%٠,١٥

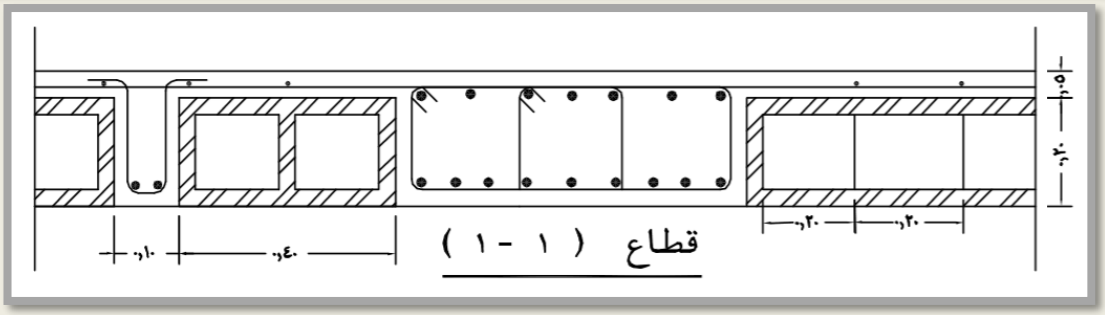
للعلم ان القانون العام لنسبه التسليح الدنيا الموضحه بالجدول هى $\frac{0.6}{F_y}$

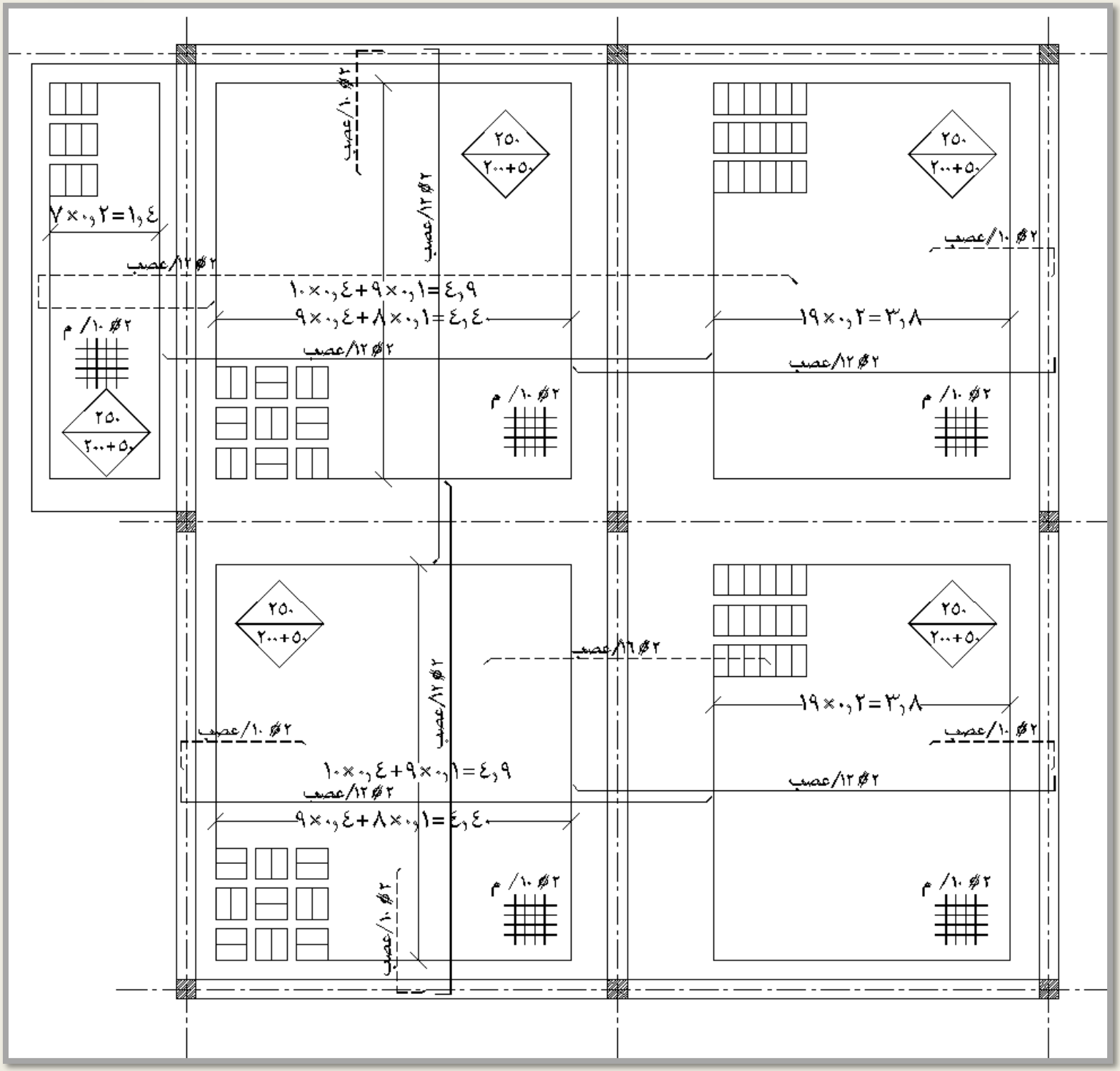
- يجب أن تتحمل البلاطة بين الأعصاب بأمان الأحمال المركزة التي قد تؤثر مباشرة عليها .
- يتم مقاومه القص فى الاعصاب بنفس تصميم الكمرات العاديه مع التاكد من مقاومه القص بالخرسانه فقط ام بالتسليح معا .

التفاصيل الانشائيه :




تسليح العصب العلوى
تسليح العصب السفلى
كمره مدفونة
١٢ × ٠,٢٠ = ٢,٤٠
٩ = ٥,٤٠ × ٠,٤٠ + ٨ × ٠,١٠ =
٤,٤٠


٠,٠٥
٠,٢٠
٠,٢٠
٠,٢٠
٠,٤٠
٠,١٠
قطاع (١ - ١)


٢٥٠
٢٠٠+٥٠
٧×٠,٢=١,٤
١٠×٠,٤+٩×٠,١=٤,٩
٩×٠,٤+٨×٠,١=٤,٤
١٩×٠,٢=٣,٨
٢ Ø ١٠/عصب
٢ Ø ١٢/عصب
٢ Ø ١٦/عصب
٢ Ø ١٠/م

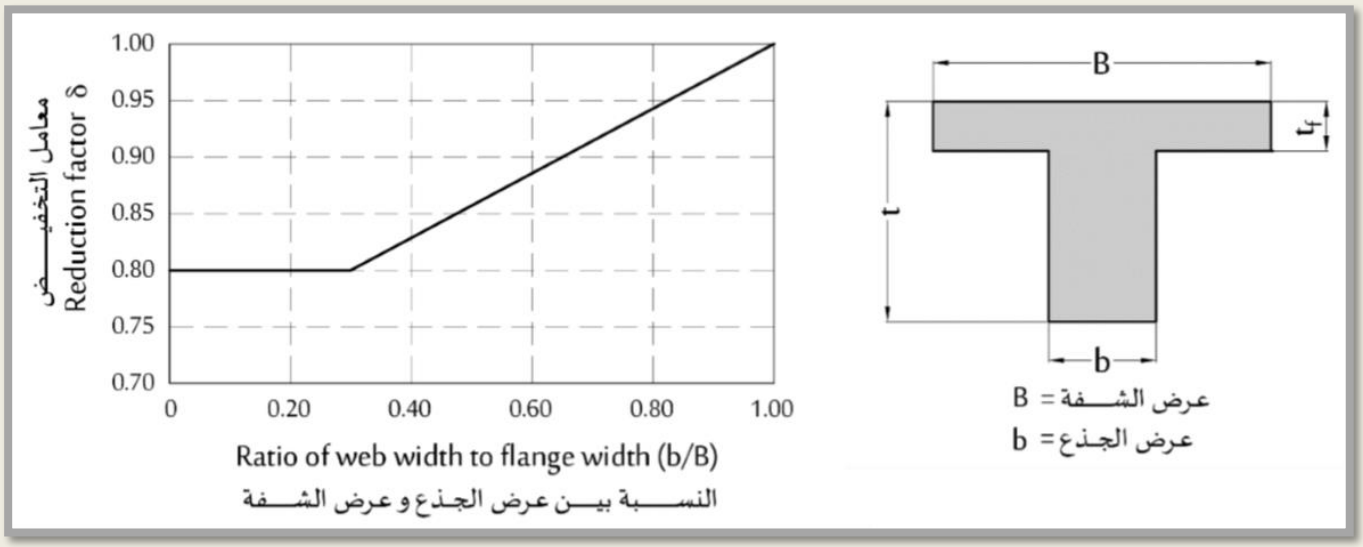
الحساب التقريبى للترخيم :-

- من الممكن الاستغناء عن حساب الترخيم بالطرق الدقيقه للبلاطات ذات الاتجاه الواحد فى حاله المبانى العاديه المعرضه لاحمال لا تزيد عن 5 كن/م^2 وذات بحور اقل من 6م وللكوابيل ذات بروز لا يزيد عن 2م بحيث لا تتعدى النسبه بين البحر الصافى الى العمق الكلى (L_n/t) القيم المعطاه بالجدول

للبلاطات بسيطه الارتكاز	المستمره من ناحيه	المستمره من ناحيتين	الكابولى
20	23	24	8

مع ضرب تلك القيم فى $0.4 + \frac{F_y}{700}$

- بالنسبه للكمرات ذات قطاعات حرف T تعدل القيم الموضحه بضربها فى المعامل δ المستنتجه من الشكل



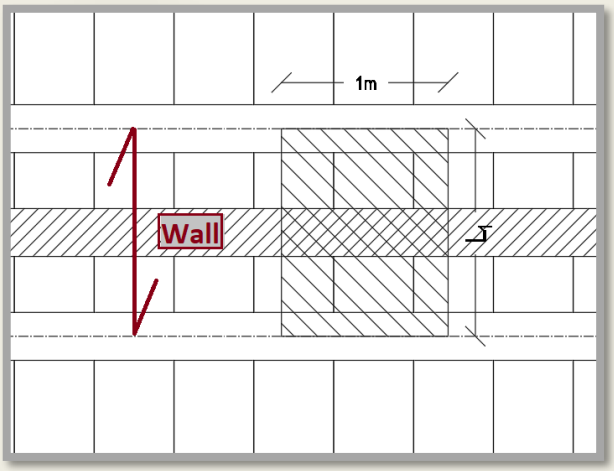
- فى حاله البلاطات ذات الاتجاهين يمكن فرض السمك بالمعادله التاليه

$$t = \frac{a(0.85 + \frac{F_y}{1600})}{15 + \frac{25}{(b/a)} + 10\beta_P}$$

حيث : a هو البعد الاصغر للبلاطه .
b هو البعد الاكبر للبلاطه .
β_P هى النسبه بين الحواف المستمره للبلاطه الى الطول الكلى لمحيطها و هى النسبه بين البحر الصافى الكبير للصغير طبقا للكود الامريكى .
F_y هو اجهاد الخضوع للستليح .

- لا تسرى القيم الموضحه فى الجدول اذا كانت الكمرات والبلاطات حامله لعناصر ممكن ان يحدث بها عيوب غير مقبوله نتيجه الترخيم او فى المبانى غير العاديه فيجب التحقق حينئذ من عدم تجاوز سهم الانحناء للقيم المسموح بها من الحسابات الدقيقه للانحناء و لابد من توافر الاشتراطات .

○ فى حاله تحميل حائط على البلاطه مباشره :-



1. فى حاله الاعصاب فى اتجاه واحد و الحائط موازى للعصب يتم التاكد من ان تسليح البلاطه العمودى على العصب وسمك البلاطه يتحملان جميع الاحمال بالاضافه الى حمل الحائط .

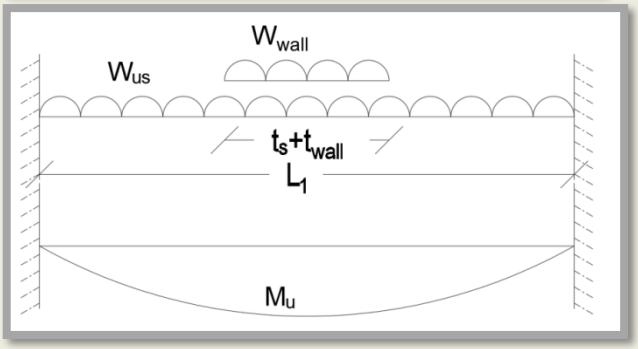
$$W_{us} = [1.4(D.L)+1.6(L.L)]$$

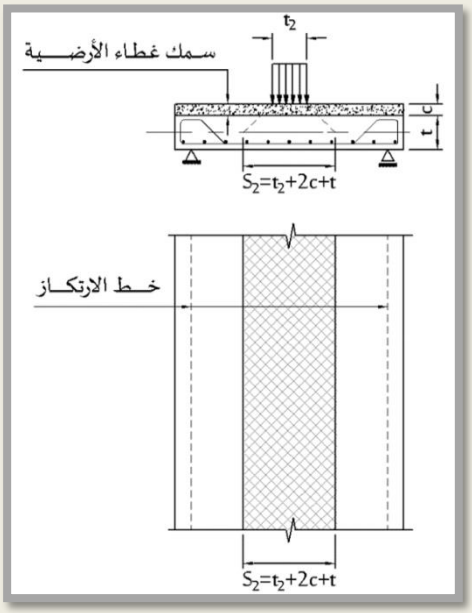
حيث

$$D.L = F.C + t_s * \gamma_c$$

$$W_{wall} = 1.4(h_{wall} * t_{wall} * \gamma_{wall})$$

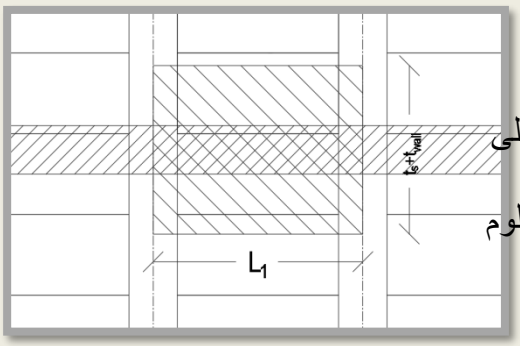
حيث ان حمل الحائط يوزع على البلاطه بمساحه $h_{wall} * t_s$





$$(t_s - 20mm) = C1\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu}*1000}} \rightarrow C_1 \rightarrow J \rightarrow \frac{c_{max}}{d}$$

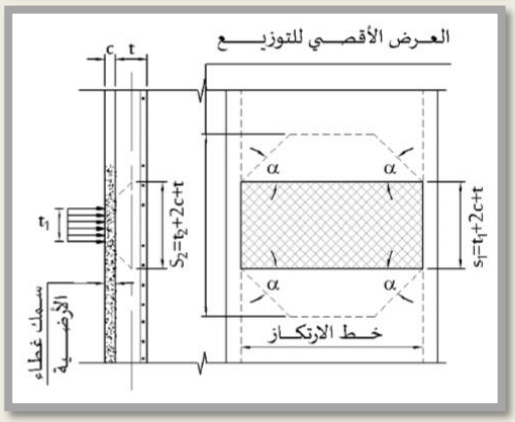
$$\frac{c}{d} < \frac{c_{max}}{d} \rightarrow safe$$

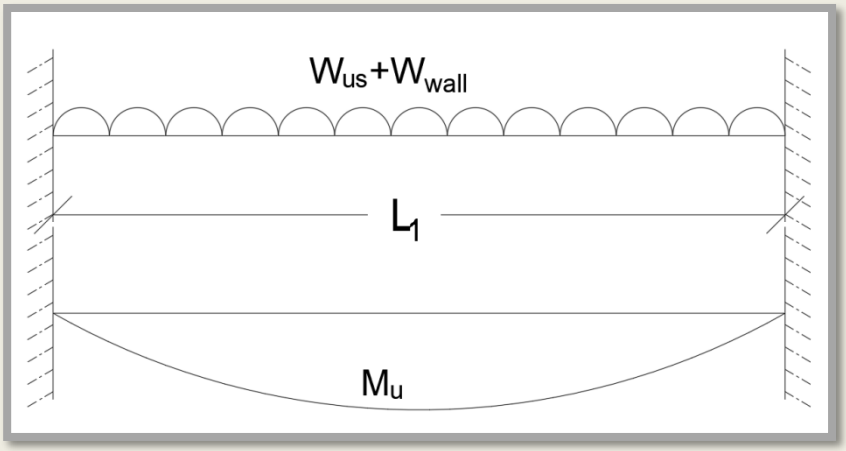


$$A_s = \frac{M_u}{F_y * J * d} \leq A_{smin} \quad Safe\ Flexure$$

- لابد من مراعات حمل الحائط عند تصميم الاعصاب .

2. فى حاله الاعصاب فى اتجاه واحد و الحائط موازى للعصب فيتم توزيع الحمل على شريحه بالعرض الفعال و افتراض وقوع عدد معين من تسليح البلاطه فى ذلك المكان فللتبسيط يتم فرض ان العرض 1م وبذلك يكون عدد الاسياخ فى المتر معلوم ويتم ايجاد الاحمال وتوزيعها على الشريحه .



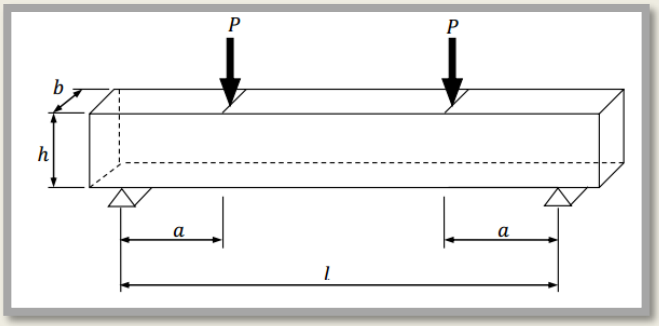


اوزان البلوكات

Dim. Of Block	$400 * 200 * 150$		$400 * 200 * 200$		$400 * 200 * 250$	
Type of slab	One Way	Two Way	One Way	Two Way	One Way	Two Way
Wt of Blocks&Ribs(KN/m^2)	3.03	3.36	3.3	3.8	4.1	4.78
Wt of one Block(Kg)	15		20		25	

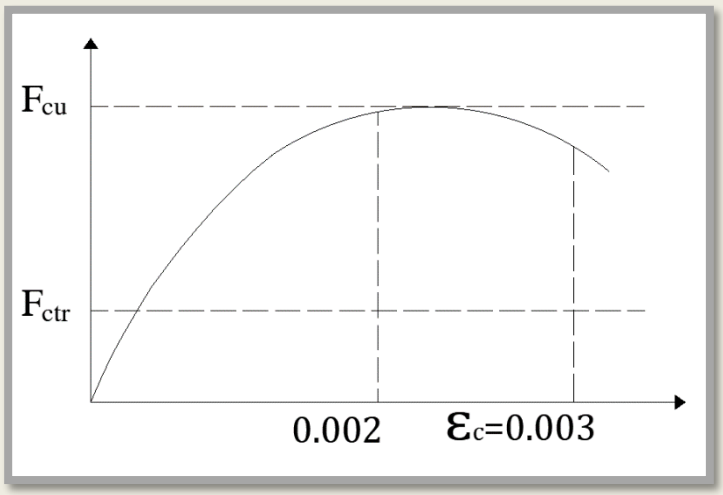
الترخيم (Deflection)

المراحل التى تمر بها الخرسانه عند التحميل :-



اول مرحله (liner or working) : مرحله ما قبل التشرخ (homogenous & un cracking stage) :

- هى المرحله التي يعمل فيها القطاع بكامل كفائته (I_{gross}) اى ان الخرسانه وحدها يمكن ان تتحمل اجهادات الشد والضغط .
- التماسك بين الخرسانه والحديد قوى (complete bond) حيث انفعال الخرسانه (ε_c) = انفعال الحديد (ε_s)



$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad \& \quad E_c = \frac{F_c}{\varepsilon_c} \quad \& \quad E_s = \frac{F_s}{\varepsilon_s}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{F_s * \varepsilon_c}{\varepsilon_s * F_c} = \frac{F_s}{F_c} \rightarrow \quad F_s = n * F_c$$

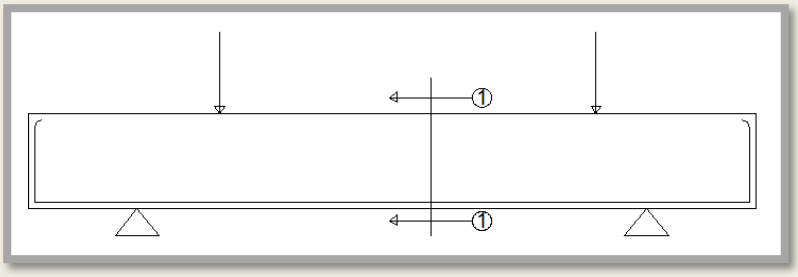
- فى تلك الحاله تكون الاستطاله الحادثه للتسليح هى نفس الاستطاله الحادثه للخرسانه ويكون على الحديد اجهاد يساوى n من الاجهاد الواقع على الخرسانه .

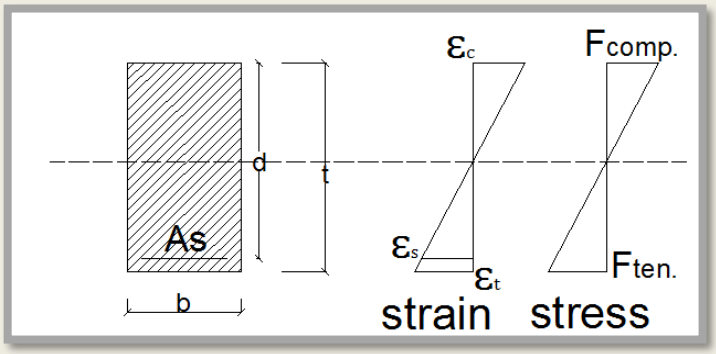
$$n_{(un\ cr.)} = \frac{Es}{Ec} = \frac{2 * 10^5}{4400\sqrt{F_{cu}}} \approx 10$$

- فى هذه الحاله يكون توزيع الاجهاد خطي على كامل القطاع وتستمر هذه المرحله فى بدايه التحميل حتى تصل الى اجهاد شد يسمى اجهاد حد التشرخ للخرسانه المعرضه للشد الناتج عن الانحناء الخالص .

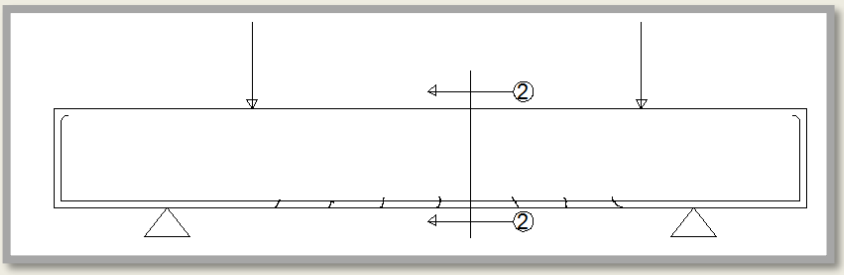
$$F_{ctr} = 0.6\sqrt{Fcu} \ \text{(Modulus of rapture)}$$

$$Z = \frac{t}{2} \quad \& \quad \frac{b * t^3}{12} = I_{gross}$$

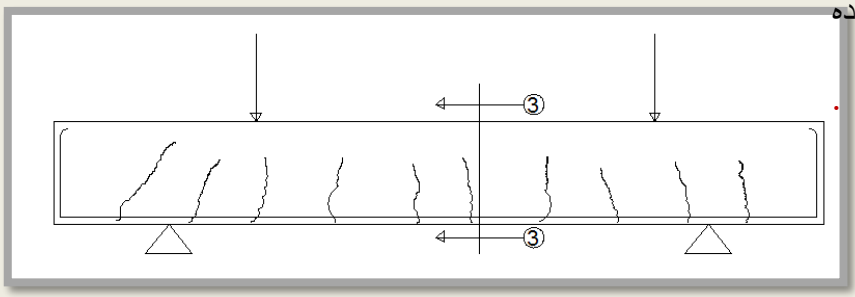




- ثانى مرحله (working stage) : مرحله تشرخ الخرسانه مع بقاء الاجهادات خطيه :
  - يزداد الحمل بزياده اجهاد الشد ويظهر شرخ مبداى فى منطقه الشد ونتيجه وجود تلك الشروخ فان الخرسانه لا تنقل اى احمال شد ولكن تقاوم قوى الشد بالتسليح فقط وتهمل مقاومه الخرسانه للشد

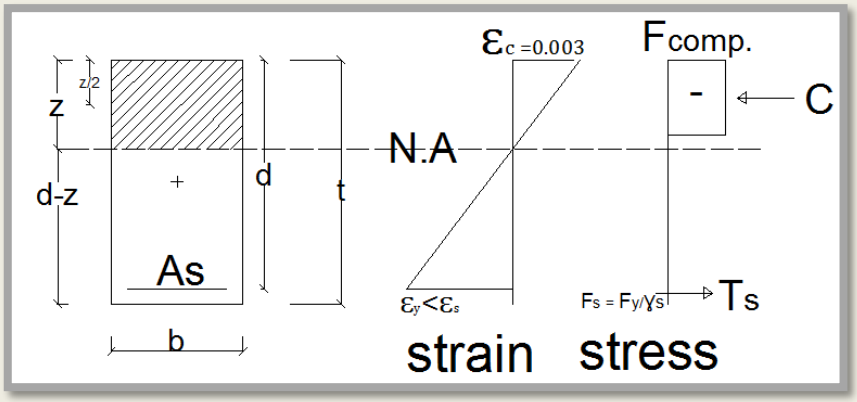


- ثالث مرحله (non homogenous & cracking stage & ultimate stage) : مرحله الاجهادات الغير خطيه من بدايه ظهور اول شرخ حتى الانهيار :



- بزياده الحمل تزيد اجهادات الشد وذلك يؤدى الى زياده الشروخ بحيث يتزحزح محور الخمول لاعلى نحو منطقه الضغط مما يودى الى زياده اجهادات الضغط .
- فى هذه المرحله لا يعمل فيها القطاع بكامل كفائته (I_{crack}) اى ان الخرسانه تشارك فى تحمل اجهادات الضغط والحديد يتحمل اجهادات الشد .
- يتم في ذلك المرحله تحميل حديد التسليح للترخيم في منطقه الشد مع مراعات As_{max} لتجنب حدوث Brittle failure .

$$n = \frac{Es}{Ec} = 15$$

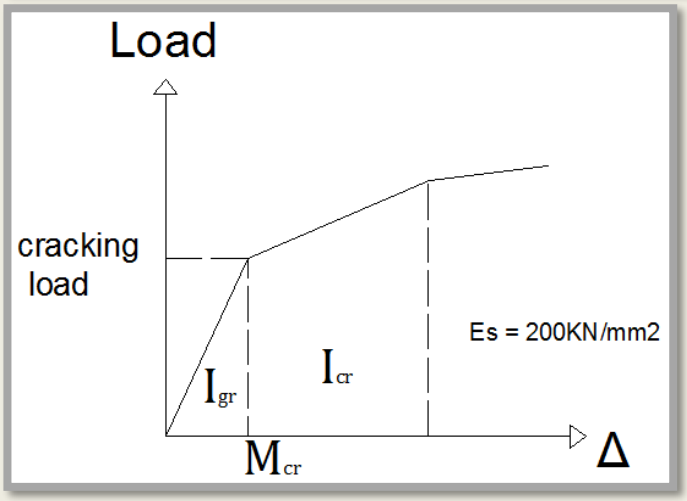


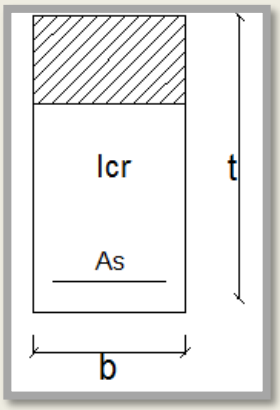
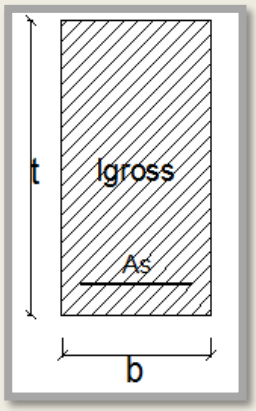
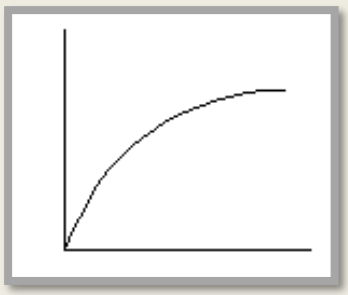
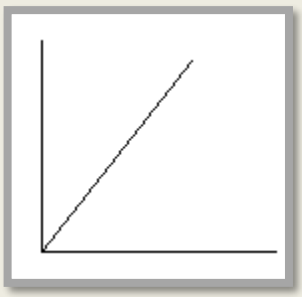
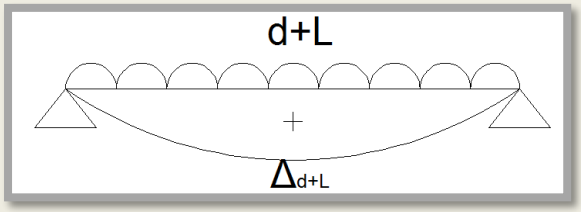
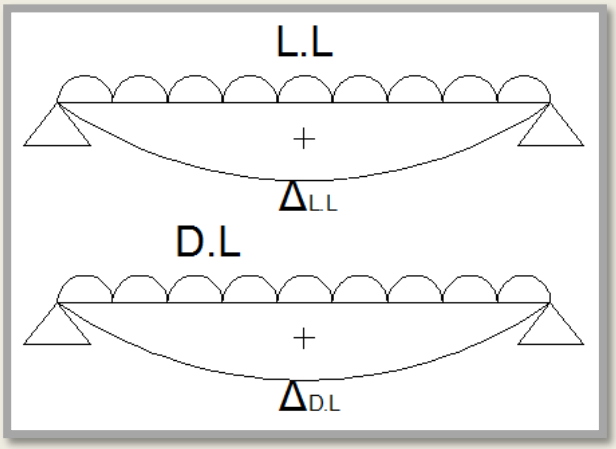
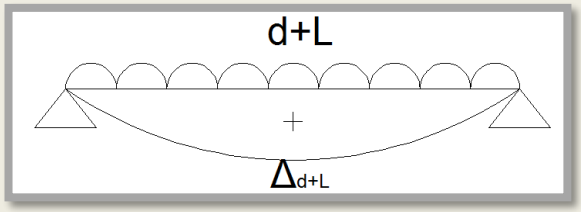
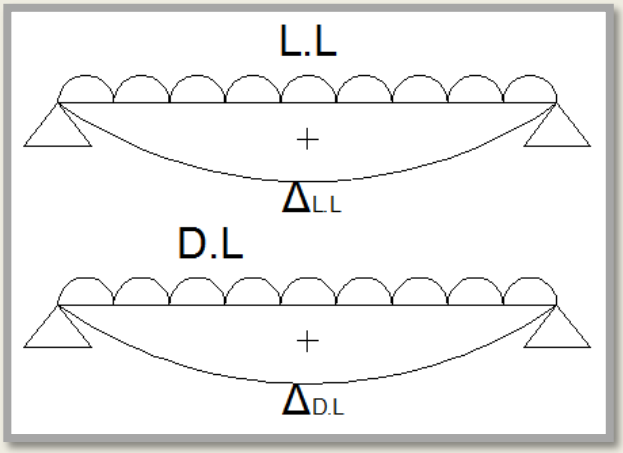
- تحديد قيمه اقصى عزم (Mcr) :-

حيث M_{cr} : هو اقصى عزم يظل عنده القطاع غير مشرخ .

$$Fctr = 0.6\sqrt{Fcu} = \frac{M_{cr}(\frac{d}{2})}{I_{gross}}$$

- من المعادله الاتيه يكون المجهول هى قيمه M_{cr}
- فى حاله ان $Mact \leq Mcr$ يكون القطاع غير مشرخ (stage 1)



Cracked Sec.	Un Cracked Sec.
	
- سلوك الماده Non Liner 	- سلوك الماده Liner 
- عند التحميل على كمره (D+L)  فان قيمه الترخيم الكلى لهم (Δ_{d+L}) = قيمه - ولكن عند ايجاد قيمه كل ترخيم لكل حمل منفردا فان مجموعهم ($\Delta_{L.L}+\Delta_{d}$) = قيمه مختلفه 	- عند التحميل على كمره (D+L)  فان قيمه الترخيم الكلى لها = قيمه - و عند ايجاد قيمه كل ترخيم لكل حمل منفردا فان مجموعهم = قيمه مساويه للاولى 

- تحسب inertia لاى قطاع كالتالى :

I = Inertia (عزم القصور للشكل) + A (مساحه الشكل)* y^2 (مربع مسافه الترحيل ← من C.G الشكل حتى N.A)

- يتم حساب قيمه I_{crack} للقطاع كالتالى :

$$I_{crack} = \frac{b*z^3}{12} + b.z.\left(\frac{z}{2}\right)^2 + Isteel + nAs(d-z)^2$$

العزم المبدأى | المساحه* | تهمل لصغر قيمتها | لترحيل مساحه الخرسانه

حيث :

n : تستخدم للتحويل من الحديد لما يكافئه من الخرسانه لحساب الجسائه الكليه كقطاع خرسانى (homogenous)

$$A_c = n * A_s$$

و لكن يتم ضرب مساحه الحديد فى (n-1) للتسليح فى منطقه الضغط وذلك لتماسك الحديد مع الخرسانه بعكس التسليح فى منطقه الشد .

- ملخص القانون : $I_{crack} = \frac{b*z^3}{3} + n.As(d-z)^2$

- لايجاد قيمه Z : $S_{under(N.A)} = S_{above(N.A)}$

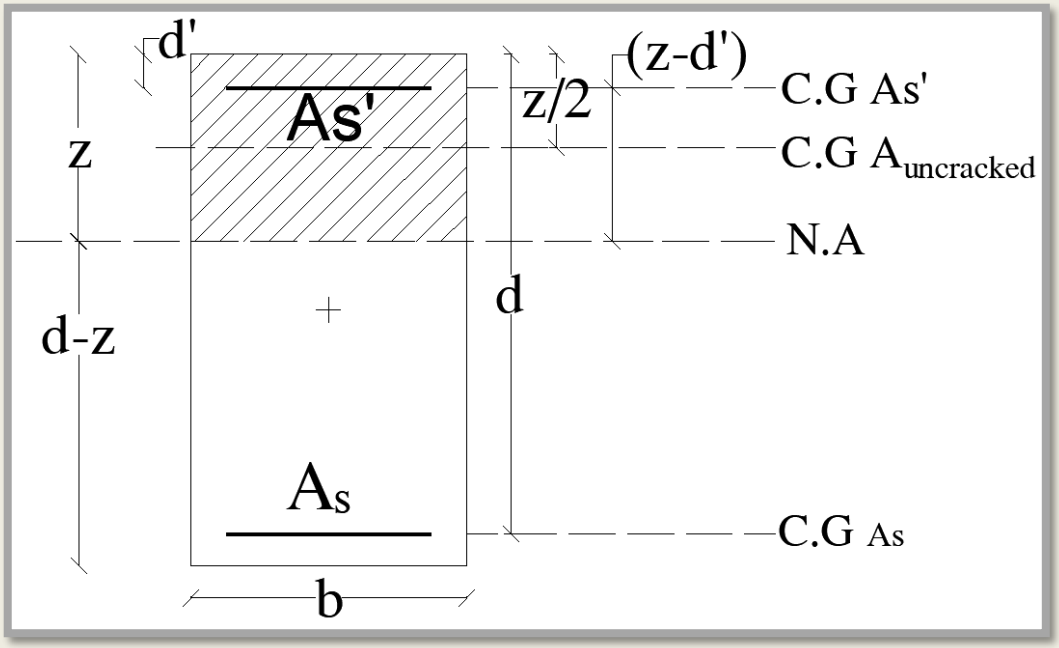
$$b.z.\left(\frac{z}{2}\right) = n.A_s.(d-z) \quad \rightarrow \quad z = \dots$$

- <u>للتسليح المزدوج (Double reinforcement)</u> :

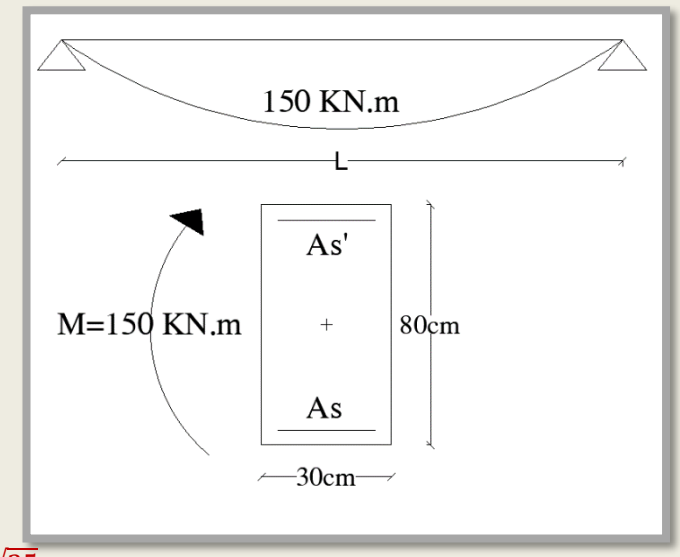
لايجاد قيمه Z : $\sum M_{N.A} = 0$

$$\frac{Z}{2} * (Z * b) + (n-1)As' * (Z-d') = nA_s * (d-Z)$$

$$I_{crack} = \frac{b*z^3}{3} + (n-1)As'(z-d')^2 + nAs(d-Z)^2$$



EX :-



$A_s = 22.8\ cm^2$

$A_s' = 6.03\ cm^2$

B(30*80)

$F_{cu} = 25\ N/mm^2$

cover = 5 cm

M = 150 KN.m

Req. I_{crack} & classified Sec.

Sol .

$$Fctr = 0.6\sqrt{Fcu} = \frac{M_{cr}(\frac{d}{2})}{I_{gross}}$$

$$M_{cr} = \frac{(\frac{30*80^3}{12})*10^4*0.6*\sqrt{25}}{\frac{800}{2}} = 96*10^6\ N.mm = 96\ KN.m$$

$M_{cr} < M \rightarrow$ the sec. is cracked

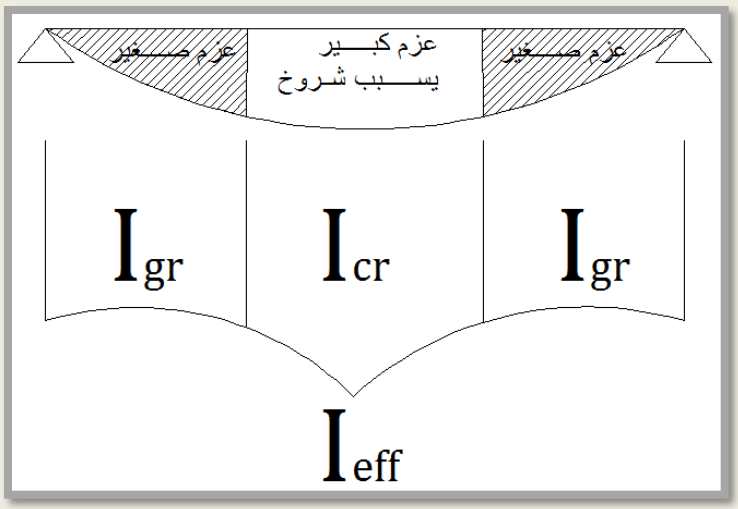
$$\sum M_{N.A} = 0$$

$$\frac{Z}{2} * (Z * 30) + (15-1) * 6.03 * (Z-5) = 15 * 22.8 * (75-Z) \rightarrow Z = 29.83\ cm$$

$$I_{crack} = \frac{30 * 29.83^3}{3} + 14 * 6.03 * (29.83-5)^2 + 15 * 22.8 * (75-29.83)^2$$

$$= 1015275.8\ cm^4$$

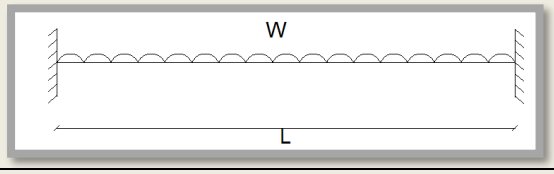
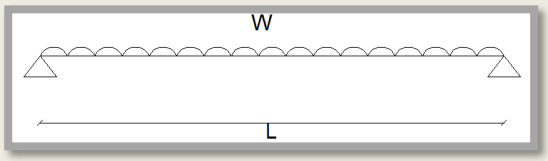
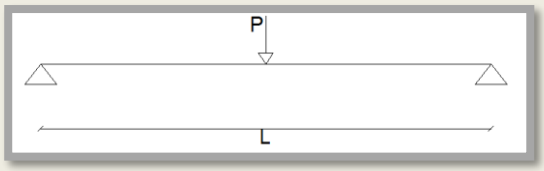
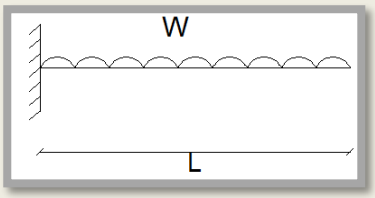
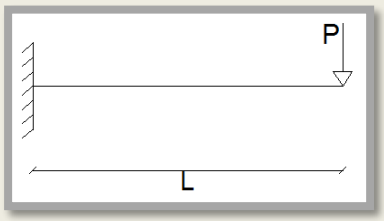
- لكن نلاحظ ان ليس كل القطاع بطول الكمره مشرخ فهناك جزء من الكمره غير مشرخ عند قيمه عزم 96KN وهو عند الطول المجاور للركيزه لذلك ليس من المجدى اعتبار جسائه الكمره كلها (I_{crack}) .
- لذلك يتم اخذ المحصله لتلكا الجسائتين للكمره و يسمى (I_{effect})



$$I_{eff} = (\frac{Mcr}{Mact})^3 . I_g + [1-(\frac{Mcr}{Mact})^3] . I_{cr}$$

$$I_g < I_{eff} < I_{cr}$$

قيم الترخيم :-

$\Delta = \frac{W * L^4}{384 * E_c * I}$	
$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E_c * I}$	
$\Delta = \frac{P * L^3}{48 * E_c * I}$	
$\Delta = \frac{W * L^4}{8 * E_c * I}$	
$\Delta = \frac{P * L^3}{3 * E_c * I}$	

EX :-

B(30*80)
Span = 5 m
Fcu = 25 N/ mm^2
$L.L_1$ = 20 KN/m'
$L.L_2$ =30 KN/m'
A_s = 22.8 cm^2
A_s' = 6.03 cm^2
Req. (I_{eff} or I_{gross}) & classified Sec.

Sol.

$M_{cr} = \frac{1280000*10^4*0.6*\sqrt{25}}{800/2} = 96*10^6$ N.mm = 96 KN.m

$M_1 = \frac{(20+0.3*0.8*2.5)*5^2}{8} = 81.3$ KN. m

$M_{cr} > M_u \rightarrow$ the sec. is un cracked

$I_{gros} = \frac{30*80^3}{12} = 1280000\ cm^4$

$$\Delta_{gross} = \frac{5 * (2 + 0.8 * 0.3 * 2.5) * 5^4}{384 * 140000 * \sqrt{250} * 0.0128} = 0.00075 \text{ m}$$

$M_{u2} = \frac{(30+0.3*0.8*2.5)*5^2}{8} = 112.5\ KN.m$

$M_{cr} < M_u \quad \rightarrow \quad$ the sec. is cracked

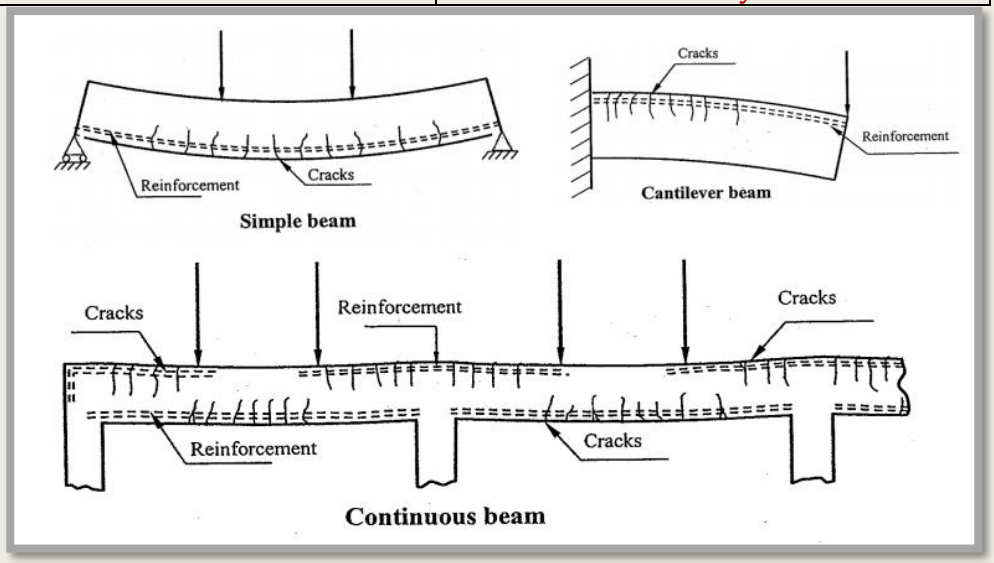
$I_{crack} = 1015275.8\ cm^4$

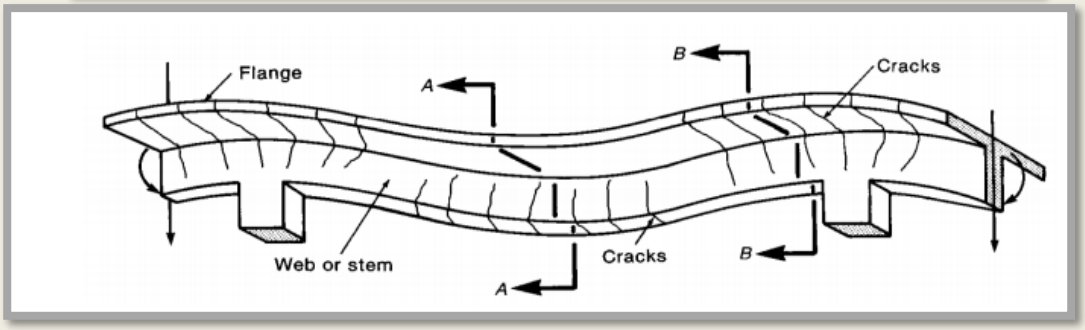
$$I_{eff} = \left(\frac{96}{112.5}\right)^3 * 1280000 + [1 - \left(\frac{96}{112.5}\right)^3] * 1015275.8 = 1181171.27\ cm4$$

$$\Delta_{crack} = \frac{5*(3+0.8*0.3*2.5)*5^4}{384*140000*\sqrt{250}*0.0118} = 0.0011\ m$$

- نلاحظ ان قيمه الترخيم قبل التشرخ اقل من الترخيم بعد تشرخ القطاع حيث قلت قيمه inertia و زادت قيمه الحمل :
- فمن العوامل التتى يتوقف عليها قيمه الترخيم :

Load	$\Delta \propto Loads$
Span	$\Delta \propto span$
E	$\Delta \propto \frac{1}{E}$
I	$\Delta \propto \frac{1}{I}$
Continuity	$\Delta \propto \frac{1}{\text{Continuity}}$





انواع الهبوط :-

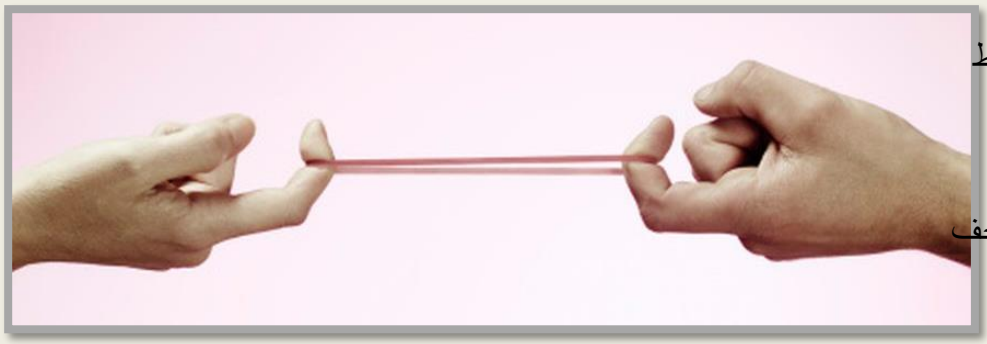
1- الترخيم قصير الامد او اللحظى (short term deflection or immediate deflection) و يرمز له بالرمز Δ_{imm} ويسبب انفعال مرن (Elastic Strain) هو يحدث تحت تاثير الحمل اللحظى (من النقطه A الى B) اى يحدث تحت تاثير الحمل الدائم (D.L) والحمل الحى (L.L) .

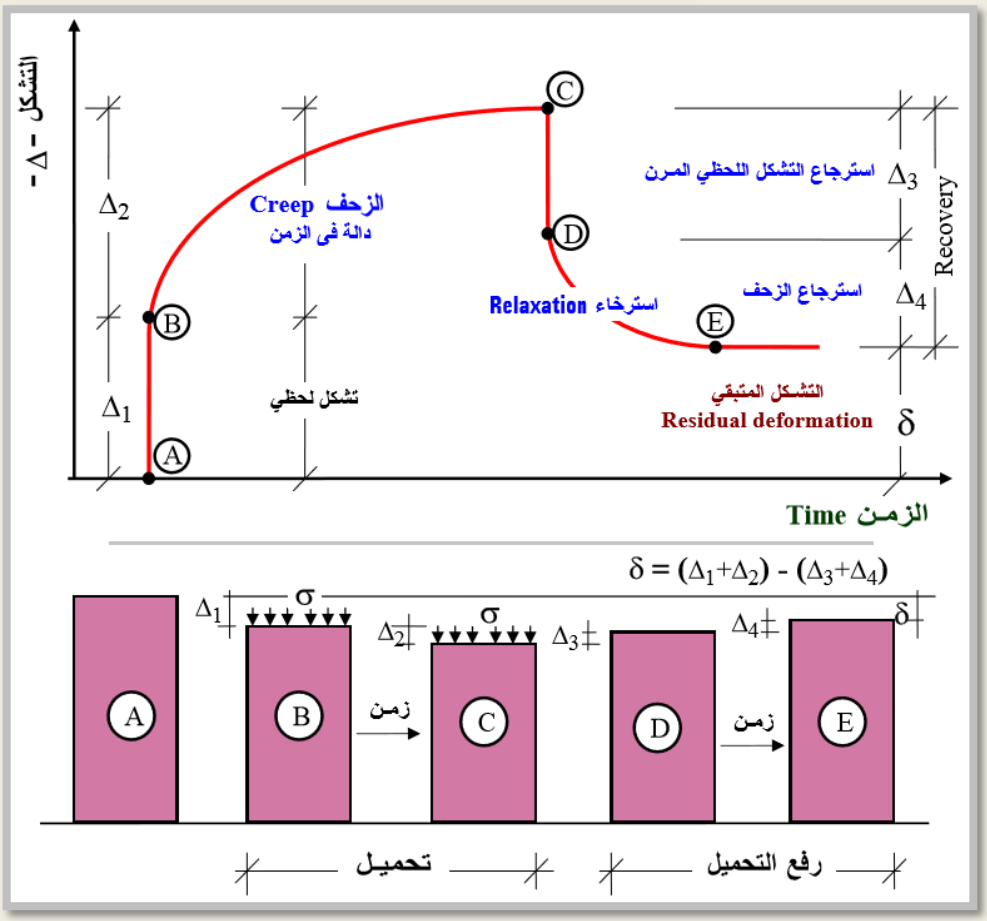
$$\Delta_{imm} = \Delta_{D.L} + \Delta_{L.L}$$

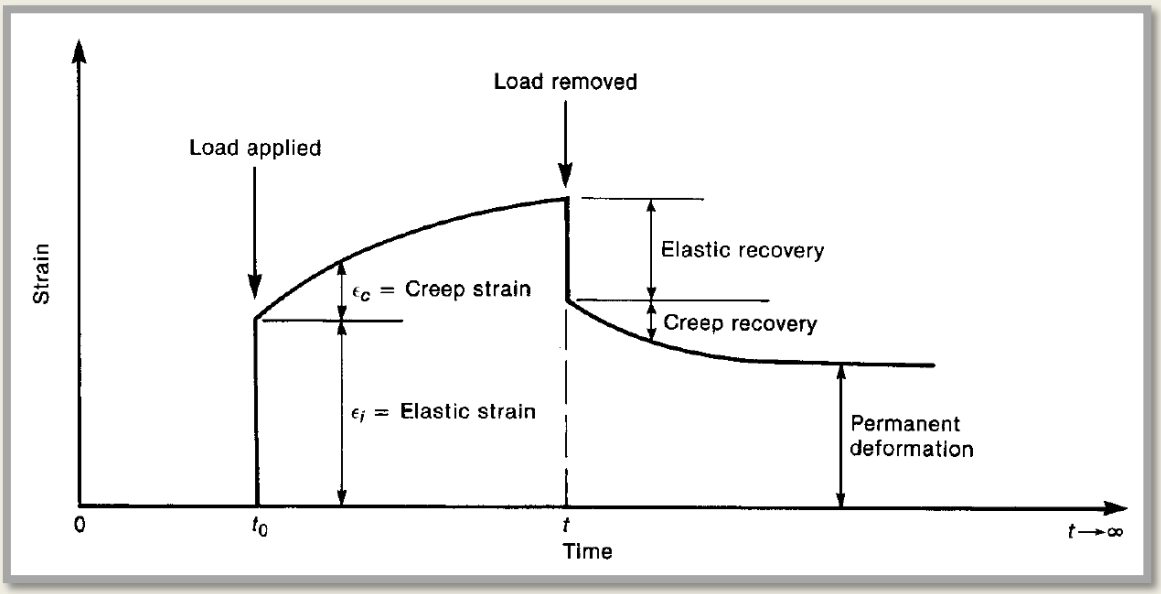
2- الترخيم طويل الامد (long term deflection) .

- يرمز له بالرمز Δ_c وهو يحدث تحت تاثير نفس الحمل ولكن لمده طويله او حمل دائم حيث يحدث زياده فى الانفعال (من النقطه B الى C) وهو ما يعرف بالزحف (creep) و الانكماش (shrinkage) ايضا ويعتمد على نسبه الاسمنت وسمك العنصر و ....
- يعرف الزحف بانه انفعال غير مرن يحدث مع مرور الزمن تحت تاثير اجهاد ثابت ومثال على ذلك عند ملئ بالون بالهواء و تركها فتره ثم بعد ايام يتم ازاله الهواء منها فنلاحظ اختلاف شكل السطح عن شكله قبل ملئه بالهواء حيث حدث استطاله له نتيجه اجهادات ثابته .
- تتأثر قيمته القصوى بكميه تسليح الضغط فى القطاع .
- يمكن حساب الترخيم الاضافى (Δ_c) بضرب قيمه الترخيم اللحظى نتيجه الاحمال الدائمه (Δ_{sus}) فى معامل الزحف والانكماش ليصبح

$$\Delta_c = \alpha * (\Delta_{d.l} + 0.25\Delta_{L.L})$$

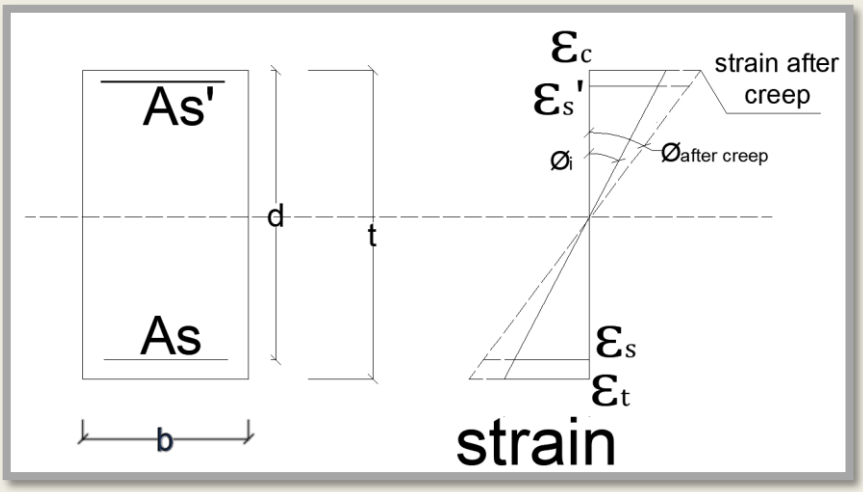






ويمكن حساب قيمه معامل الزحف والانكماش (creep and shrinkage coefficient) و يرمز لها بالرمز (α) طبقا للكود المصرى

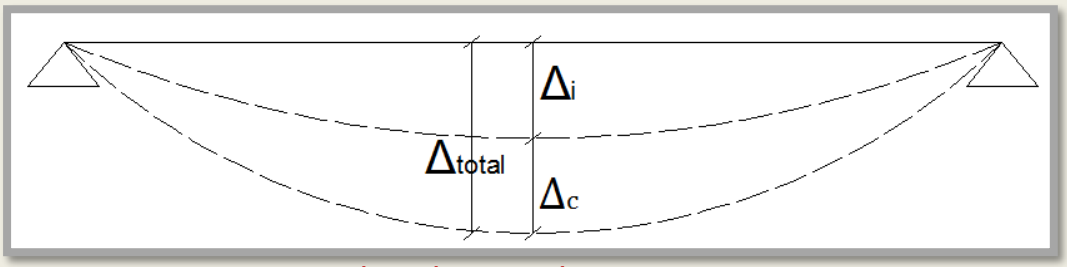
$$\alpha = 2 - 1.2\left(\frac{As'}{As}\right) \geq 0.6$$



الشكل يوضح زياده الانفعال على القطاع نتيجه الزحف وزياده زاويه الميل α وهى تعبر عن Curvature = $\frac{\Delta_\alpha}{\Delta_s}$.

- لا يتم التصميم بنظريه احمال التشغيل (Working) حيث يصل فيها التسليح نتيجه الزحف الى اجهاد الخضوع و يتم التصميم على ان سلوك الخرسانه خطى ولكن فى الحقيقه قطاعاتها مشرخه فلذلك تم التصميم على الحاله القصوى وتم وضع الحد الادنى للتسليح لجميع العناصر $A_{s\,min}$ ولكن عند ايجاد قيمه سمك القطاع نتيجه الترخيم يتم ايجاد قيمته تحت تاثير احمال التشغيل ولكن عند ايجاد قيمه سمك القطاع نتيجه العزوم لابد من ايجاد قيمته تحت تاثير الاحمال القصوى (ULT) ويرجع السبب الى ذلك ان الترخيم لا يسبب انهيار للعنصر الخرسانى ولكن الانهيار نتيجه عدم تصميم القطاع لتحمل العزوم والتى تم التصميم فيها على الحاله القصوى فلا بد من العلم ان السبب فى تصميم القطاع نتيجه الترخيم وذلك للمنظر العام فقط وليس نتيجه الانهيار وذلك يحدث تحت احمال التشغيل و لكن اذا وصل الحمل الى الحاله القصوى ينهار القطاع و لا حاجه لنا للمنظر العام عند الانهيار لذلك يتم تصميم القطاع للترخيم على الحاله التشغيليه للمنشأ (Serviceability) .

- الترخيم الكلى :-



$$\Delta_t = \Delta_{imm} + \Delta_c$$

ناخذ Δ_{imm} عامل مشترك

$$\Delta_t = \Delta_{d.l} + \Delta_{L.L} + \alpha(\Delta_{d.l} + 0.25\Delta_{L.L})$$

فتصبح المعادله النهائيه للترخيم الكلى كالتالى طبقا للكود المصرى :

$$\Delta_t = (1+\alpha)\Delta_{d.l} + (1+0.25\alpha)\Delta_{L.L}$$

- يستمر الزحف مع الوقت فمن الممكن التبسيط بان ربع قيمه الزحف الكليه تحدث فى اول شهر وان نصف قيمه الزحف الكليه تحدث فى اول سنه وان قيمه الزحف بعد حوالى سبع سنوات تزيد عن قيمه الزحف بعد عام بحوالى 30% و يتوقف معامل الزحف بنسبه كبيره على قيمه تسليح الضغط فكلما زاد تسليح الضغط قل الترخيم

If As'=As	If As'=0
$\alpha = 2 - 1.2(1) \geq 0.6$ $\alpha = 0.8$ $\Delta_t = 1.8\Delta_{d.l} + 1.2\Delta_{L.L}$	$\alpha = 2 - 1.2\left(\frac{0}{As}\right) \geq 0.6$ $\alpha = 2$ $\Delta_t = 3\Delta_{d.l} + 1.5\Delta_{L.L}$ وهذا فى البلاطات الكمريه

- فى الكود المصرى الجديد او الكود الامريكى تؤخذ قيمه معامل الزحف كالتالى :

$$\alpha = \frac{\zeta}{1+50*\mu'}$$

حيث :

α :هو معامل الزحف والانكماش

ζ :هو معامل يختص بتاثير الزمن الناتج عن الاحمال الدائمه ويمكن اعتباره بـ 2 .

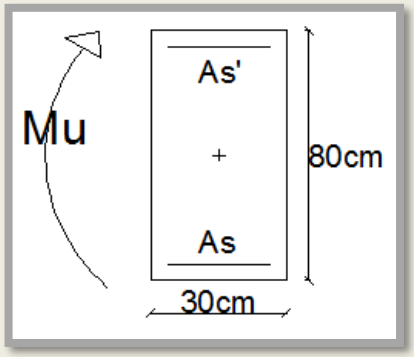
μ' : هو نسبه الحديد فى الضغط الى مساحه مقطع القطاع الخرسانى وذلك فى منتصف البحور و عند وجه الركيزه للكوابيل .

الجزء $(1 + 50 * \mu')$: يختص بتأثير حديد الضغط فى القطاع .

الزمن	3 شهور	6 اشهر	سنه	5 او اكثر
Z	1	1.2	1.4	2

$$\frac{As'}{Ac} = \mu'$$

EX :- (على نفس المثال السابق)



B(30*80)
Span = 5 m
Fcu = 25 N/ mm^2
L.L =30 KN/m'
D.L = 6 KN/m'
A_s = 22.8 cm^2
A_s' = 6.03 cm^2
Req . Δ_{total}
I_{eff} = 1181171.27 cm^4

$$\Delta_{imm} = \Delta_{D.L} + \Delta_{L.L}$$

$$\Delta_{d.l} = \frac{5*0.6*5^4}{384*140000*\sqrt{250}*0.0118} = 0.00019 \text{ m}$$

$$\Delta_{l.l} = \frac{5*3*5^4}{384*140000*\sqrt{250}*0.0118} = 0.00094 \text{ m}$$

$$\Delta_{imm} = 0.00019 + 0.00094 = 0.00113\ m$$

$$\alpha = 2 - 1.2\left(\frac{6.03}{22.8}\right) = 1.68$$

$$\Delta_t = \Delta_{imm} + \alpha\Delta_{sus} = (1+\alpha)\Delta_{d.l} + (1+0.25\alpha)\Delta_{L.L} = 0.003 \text{ m}$$

- **الحدود المسموح بها للترخيم للبلاطات والكمرات :-**

1- لا يزيد الترخيم الكلى للكمرات والبلاطات عن :

$$\Delta_{total} = \frac{l}{250}$$

2- لا يزيد الترخيم الكلى للكوابيل عن :

$$\Delta_{total} = \frac{l}{450}$$

3- لا يزيد الترخيم اللحظى الناتج عن الاحمال الحيه للكمرات والبلاطات المحمله بعناصر غير انشائيه لاتتاثر بالترخيم عن :

$$\Delta_{D+L} - \Delta_D < \frac{l}{360}$$

حيث Δ_{D+L} : هو الترخيم اللحظى المحسوب للاحمال الميته و الحيه المحسوب باستخدام $I_{e(D+L)}$
Δ_D : هو الترخيم اللحظى المحسوب للاحمال الميته المحسوب باستخدام $I_{e(D)}$

4- لا يزيد الترخيم الكلى الاضافى للكمرات والبلاطات المحمله بعناصر غير انشائيه تتاثر بالترخيم مثل الاوجه الزجاجيه متلاصقه بها عن :

$$\Delta_{total} = \frac{l}{480}$$

و لا يزيد الترخيم الكلى الاضافى للكمرات والبلاطات المحمله بعناصر غير انشائيه لا تتاثر بالترخيم :

$$\Delta_{total} = \frac{l}{240}$$

ويتم حساب الترخيم الكلى الاضافى كالتالى

$$\Delta_{incre.} = (\Delta_D + \Delta_{L.sus})(\alpha_1 - \alpha_2) + (\Delta_L - \Delta_{L.sus})$$

حيث $\Delta_{incre.}$: هو الترخيم الكلى الاضافى بعد تنفيذ التشطيبات للارضيات و القواطيع .
$\Delta_{L.sus}$: الترخيم اللحظى المحسوب للجزء الدائم من الاحمال الحيه .

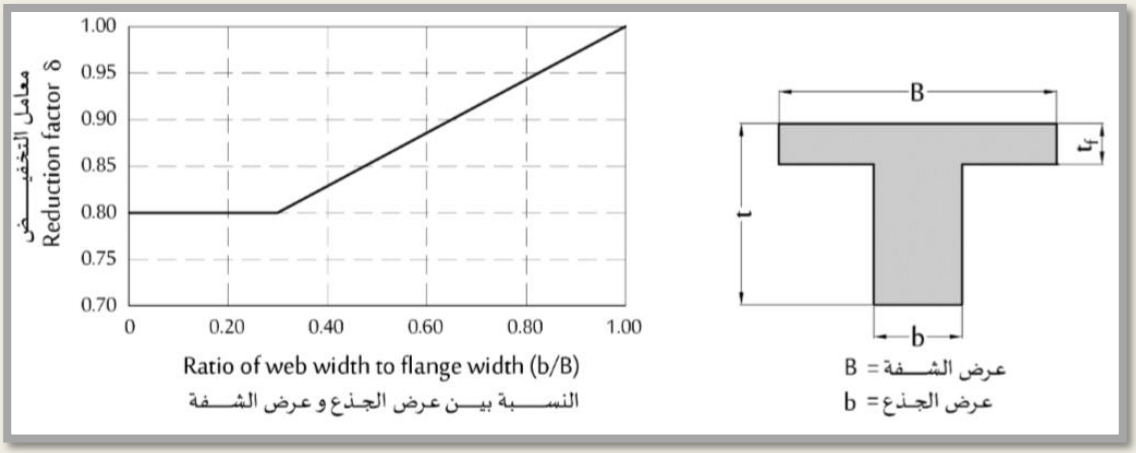
α_1 : معامل الترخيم مع الزمن الكلى .
α_2 : معامل الترخيم مع الزمن عند اضافه العناصر غير الانشائيه .

حيث :

l : مسافه البحر الصغير فى solid slap و البحر الكبير فى flat slap و طول الكمره .

- **الحساب التقريبى للترخيم :-**

من الممكن الاستغناء عن حساب الترخيم بالطرق السابقه للكمرات ذات القطاعات المستطيله والبلاطات ذات الاتجاه الواحد فى حاله المبانى العاديه المعرضه لاحمال لا تزيد عن 5 كن/م^2 وذات بحور اقل من 6م وللكوابيل ذات بروز لا يزيد عن 2م ولا يجب ان تتعدى النسبه بين البحر الصافى الى العمق الكلى (L_n/t) القيم المعطاه بالجدول مع ضرب تلك النسبه فى حاله الكمرات ذات قطاعات حرف T تعدل تلك القيم مره اخري بضربها فى معامل δ المستنتج قيمته من الشكل التالى



العنصر	بسيطة الارتكاز	مستمرة من ناحية واحدة	مستمرة من جانبين	الكابولي
البلاطات المصمتة	٢٥	٢٨	٣١	١٠
البلاطات ذات الأعصاب والكمرات المدفونة	٢٠	٢٣	٢٤	٨
الكمرات الجاسئة	١٢	١٤	١٦	٥

مع ضرب تلك القيم فى $0.4 + \frac{F_y}{700}$

و فى حاله البلاطات ذات الاتجاهين

$$t=\frac{a\left(0.85+\frac{f_y}{1600}\right)}{15+\frac{25}{\left(b/a\right)}+10\beta_P}$$ Eq.[4-82]

حيث:

a = البعد الأصغر للبلاطة.

b = البعد الأكبر للبلاطة.

β_P = النسبة بين الحواف المستمرة للبلاطة إلي الطول الكلي لمحيطها.

f_y = إجهاد الخضوع لصلب التسليح بوحدات ن/مم^2.

- على ان يتم استيفاء الاشتراطات الخاصه بالبلاطات و جسائه الكمرات عن طريق ان لا يقل عرض الركيزه عن ثلاث ارباع سمكها بحد ادنى 100مم و لا يقل عمق الكمرات عن ثلاث امثال سمك البلاطه الا فى حاله التحليل الدقيق للجسائات مثل برامج التحليل الانشائى .

وبشرط لا يقل السمك عن القيم التاليه

1- للبلاطات المصمته ذات الاتجاه الواحد

للبلاطات بسيطه الارتكاز	المستمره من ناحيه	المستمره من ناحيتين
L/30	L/35	L/40

حيث L : هو البحر الفعال للبلاطه فى اتجاه التحليل .

2- للبلاطات المصمته ذات الاتجاهين

للبلاطات بسيطه الارتكاز	المستمره من ناحيه	المستمره من ناحيتين
L/35	L/40	L/45

حيث L : هو البحر الفعال للبلاطه فى الاتجاه الصغير.

3- للبلاطات المسطحه

لا يقل عن	للبواكى الطرفيه	للبواكى الداخليه المستمره من ناحيه
15 سم	L/32	L/36

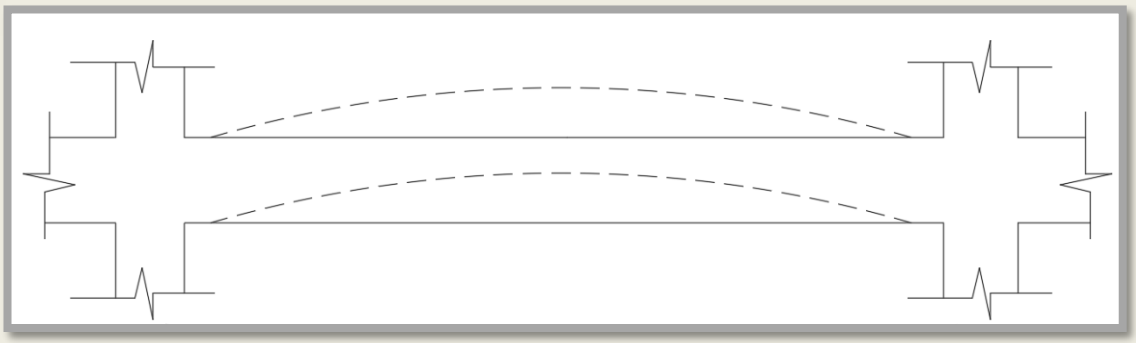
حيث L : هو متوسط اطوال البحرين للباكيه .

4- للكمرات التى بحرها اقل من 10م

بسيطه الارتكاز	مستمره من ناحيه	مستمره من ناحيتين	كابولى
L/16	L/18	L/21	L/8

حيث L : هو البحر الفعال للكمره .

○ تحديب البلاطات والكمرات :-

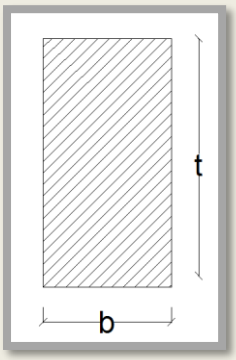


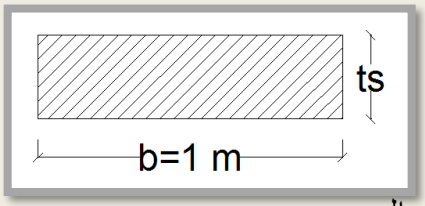
- فى حاله ترخيم البلاطات او الكمرات بقيمه اكبر من المسموح بها يتم تحديب العنصر بقيمه تعوض فرق الهبوط التى تجعل الترخيم امن فتحدب بمقدار الفرق بين الترخيم الكلى و الترخيم المسموح به و يفضل ان لا تذيد عن قيمه الترخيم اللحظى الناتج عن الحمل الميت قبل تشطيب الارضيات حتى لا تتاثر بفرق الترخيم مع الزمن .
- يسمح الكود بعمل تحديب للبلاطات التى يزيد بحرها عن 6م و 8م للكمرات بقيمه من ($\frac{1}{300} \sim \frac{1}{500}$) من طول البحر و فى حاله الكوابيل التى يزيد بروزها على 1.5م تحدب بقيمه $\frac{1}{150}$ للكمرات و $\frac{1}{100}$ للبلاطات من طول الكابولى .

قيم الزحف و الانكماش فى حاله التحليل الغير خطى :-

انكماش الخرسانه و انفعال الانكماش (shrinkage strain) :-

- يحدث نتيجه لتبخر ماء الخلط اثناء تصلد الخرسانه فيؤدى ذلك الى الانكماش وتؤثر درجه الحراره عليه بنسبه كبيره .
- ويتوقف على الرطوبه النسبيه للجو و حجم العنصر المعرض للجفاف الى مساحته السطحيه المعرض للجفاف





$$B = \frac{2*Ac}{Pc}$$

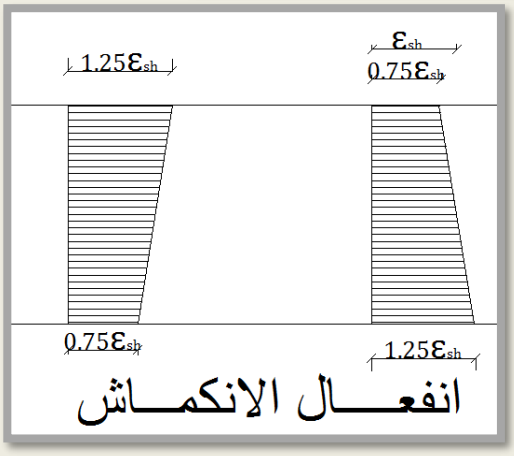
B : البعد الاعتباري
Ac : مساحه مقطع الخرسانه بال مم
Pc : محيط المقطع الخرسانى بال مم^2
من قيمه ال B يمكن تحديد قيمه الانكماش من جدول الكود المصري

$$B = \frac{2 * A_c}{P_c} = \frac{2(t * b)}{2(t + b)} = \frac{t * b}{t + b}$$

جدول (٢-٨-أ) قيم استرشادية لانفعال انكماش الجفاف النهائى ($\times 10^{-3}$)

حالة الجو	جو جاف • (رطوبة نسبية حوالى ٥٥%)			جو رطب • (رطوبة نسبية حوالى ٧٥%)		
العمر الذى بدأ بعده الانكماش	البعد الاعتباري للقطاع B مم			البعد الاعتباري للقطاع B مم		
	B أكبر من أو تساوى ٦٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من أو تساوى ٢٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من أو تساوى ٢٠٠
٣ – ٧ أيام	٠,٣١	٠,٣٨	٠,٤٣	٠,٢١	٠,٢٣	٠,٢٦
٧ – ٦٠ يوم	٠,٣٠	٠,٣١	٠,٣٢	٠,٢١	٠,٢٢	٠,٢٣
أكثر من ٦٠ يوم	٠,٢٨	٠,٢٥	٠,١٩	٠,٢٠	٠,١٩	٠,١٦

• فى حالة اختلاف الرطوبة النسبية عن القيم المعطاة يمكن استنتاج قيم انفعال الانكماش بالنسبة والتناسب ولا يفضل استخدام هذا الجدول إلا فى حدود رطوبة نسبية بين ٤٠ و ٨٥ % .



- فى حاله عدم وجود بيانات تجريبيه يؤخذ تاثير الانكماش فى الاعتبار مكافئه لتاثير الاجهاد الناتج عن انفعال مقداره $30*10^{-5}$ اما المناطق الصحراويه الجافه او حيث لاتتوفر معالجه مناسبه للظروف المحيطه فيزداد الانفعال $40*10^{-5}$.
- فى حاله البلاطات والكمرات حيث الانكماش غير منتظم خلال المقطع المستعرض تكون القيمه القصوى المسموح بها لتاثيرالانكماش مكافئه لتاثير الاجهاد الناتج عن 1.25 مره الانفعال السابق ذكره وتكون القيمه الصغرى المسموح بها مكافئه لتاثير الاجهاد الناتج عن 0.75 من الانفعال السابق ذكره .

- الانكماش الغير منتظم :-

السطح الذي يتعرض لحراره غير منتظمه مثل :

1- السطح فى المنشاءات المعرض للشمس .
2- فتح وغلق المكيف بداخل المنازل .

- الزحف (creep)(ζ_{cr}):-

- هو عباره عن تشكلات اضافيه غير مرنه يحدث نتيجه الاحمال الثابته (Sustained load) الناتجه من الاحمال الحيه الشبه دائمه مثل (الدواليب والثلاجات فى البيوت السكنيه و المعدات فى الورش و الماكينات فى المصانع و الاجهزه الطبيه فى المستشفيات) والتى تزيد تدريجيا مع الزمن وتضاف هذه التشكلات الغير مرنه الى التشكلات المرنه الناتجه من الاحمال الواقعه على المشأ
- يزداد الزحف (ζ_{cr}) بزياده :

1- نسبه التحميل الى مقاومه الخرسان .
2- نقص سمك العنصر الخرسانى .
3- كميه ماء الخلط بالنسبه للاسمنت .
4- ظروف المعالجه .
5- الرطوبه النسبيه .

- انفعال الزحف عند زمن t :

$$\zeta_0 = \varepsilon_0 = \frac{f0}{Ec}$$

$$\zeta_{cr} = \zeta_0 .\Phi = \Phi * \varepsilon_0$$

$$\zeta_t = \zeta_{cr} + \zeta_0 = \frac{f0}{Ec} + \Phi * \zeta_0 = \frac{f0}{Ec} + \Phi * \frac{f0}{Ec}$$

$$\zeta_t = \varepsilon_t = \varepsilon_0 (1+\Phi)$$

$$\zeta_t = \frac{f_0}{E_c}(1+\Phi)$$

Φ : معامل الزحف .

ε_0 : مقدار الانفعال اللحظى المرن من حمل التشغيل الناتج عن التحميل اللاولى $\frac{f_0}{E_c}$.

ε_t : الانفعال الكلى عند زمن t .

ζ_{cr}: انفعال الزحف .

f_0 : اجهاد الخرسانه الابتدائى عند بدايه التحميل .

E_c : معاير مرونه الخرسانه .

- من الممكن تعيين معاير المرونه للخرسانه مضاف اليه تأثير الزحف كالتالى

$$E_{cr} = \frac{E_c}{1+\Phi}$$

- يقدر معامل الزحف (Φ) من الجدول التالى :

جدول (٢-٨-ب) قيم استرشادية لمعامل الزحف النهائى ϕ

حالة الجو	جو جاف * (رطوبة نسبية حوالى ٥٥%)			جو رطب * (رطوبة نسبية حوالى ٧٥%)		
العمر الذى بدأ بعده التحميل	البعد الاعتباري للقطاع B مم			البعد الاعتباري للقطاع B مم		
	B أكبر من أو تساوى ٦٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من أو تساوى ٢٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من ٦٠٠ وأكبر من ٢٠٠	B أقل من أو تساوى ٢٠٠
٣ – ٧ أيام	٢,٩٠	٣,٢٠	٣,٨٠	٢,١٠	٢,٤٠	٢,٧٠
٧ – ٦٠ يوم	٢,٥٠	٢,٨٠	٣,٠٠	١,٩٠	٢,٠٠	٢,٢٠
أكثر من ٦٠ يوم	٢,٠٠	١,٩٠	١,٧٠	١,٧٠	١,٦٠	١,٤٠

* فى حالة اختلاف الرطوبة النسبية عن القيم المعطاة يمكن استنتاج قيم معامل الزحف بالنسبة والتناسب ولا يُفضل استخدام هذا الجدول إلا فى حدود رطوبة نسبية بين ٤٠ و ٨٥ % .

- يمكن حساب معامل الزحف من المعادله الاتيه :

$$\Phi = \frac{2}{3} * \log(\frac{T}{3.5})$$

حيث T هو عمر الخرسانه مقدر بالايام و ينحصر بين شهر الى خمسه سنوات

ويمكن اخذ قيمه معامل الزحف كالتالى :

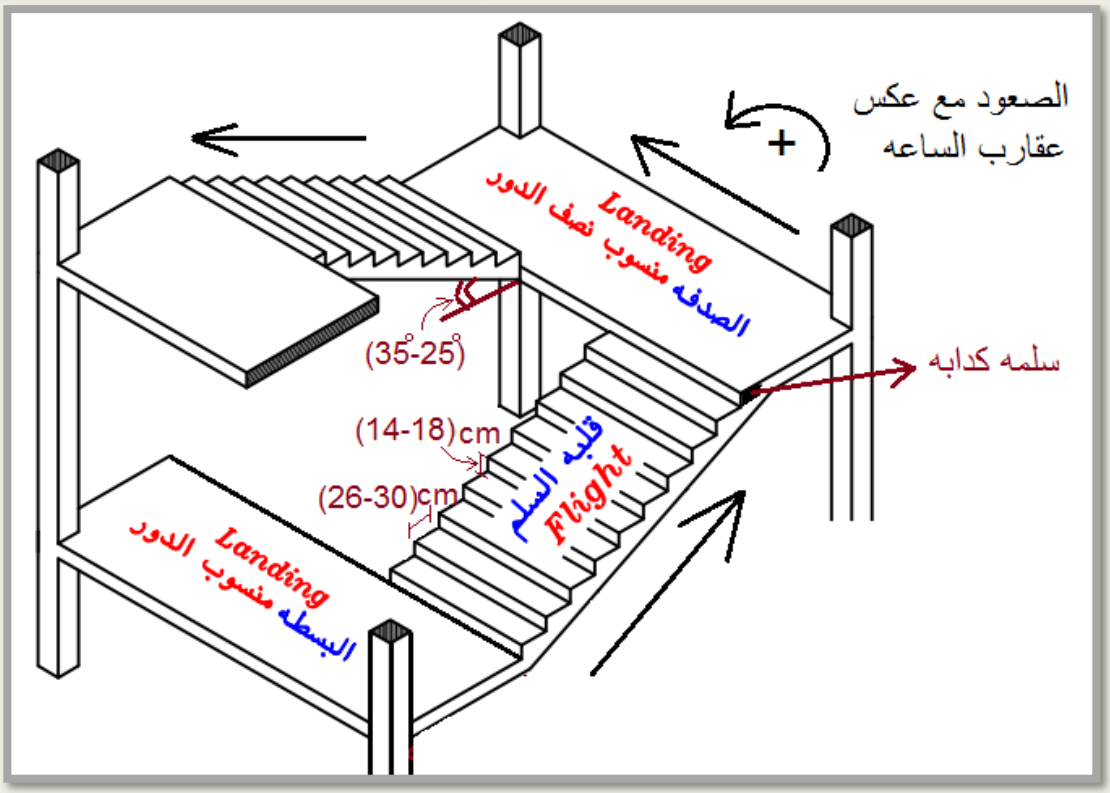
عمر الخرسانه	شهر	شهرين	3 اشهر	6 اشهر	سنه	5 او اكثر
Φ	0.6	0.8	0.9	1.2	1.35	1.8

الباب الرابع
تصميم السلالم الخرسانيه

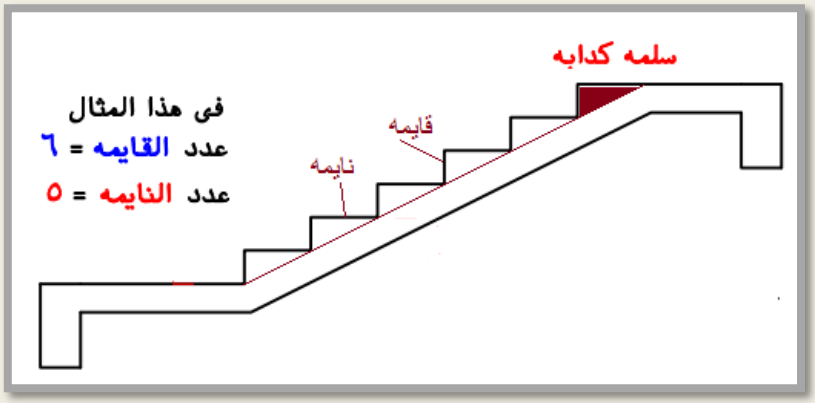
الطول الظاهر للدرجة	١١٠ سم إذا كان عدد الوحدات بالدور لا يزيد على أربع وحدات . ١٣٠ سم إذا كان عدد الوحدات بالدور يزيد على أربع وحدات .
القطاع العرضى للدرجة	النائمة لا تقل عن ٢٧ سم . القائمة لا تزيد عن ١٧ سم .
الحد الأقصى لعدد الدرجات المتوالية	١٤ درجة تليها صدفة لا يقل عرضها عن أربع نوائم .
أقل ارتفاع للكوبستة	٩٠ سم .

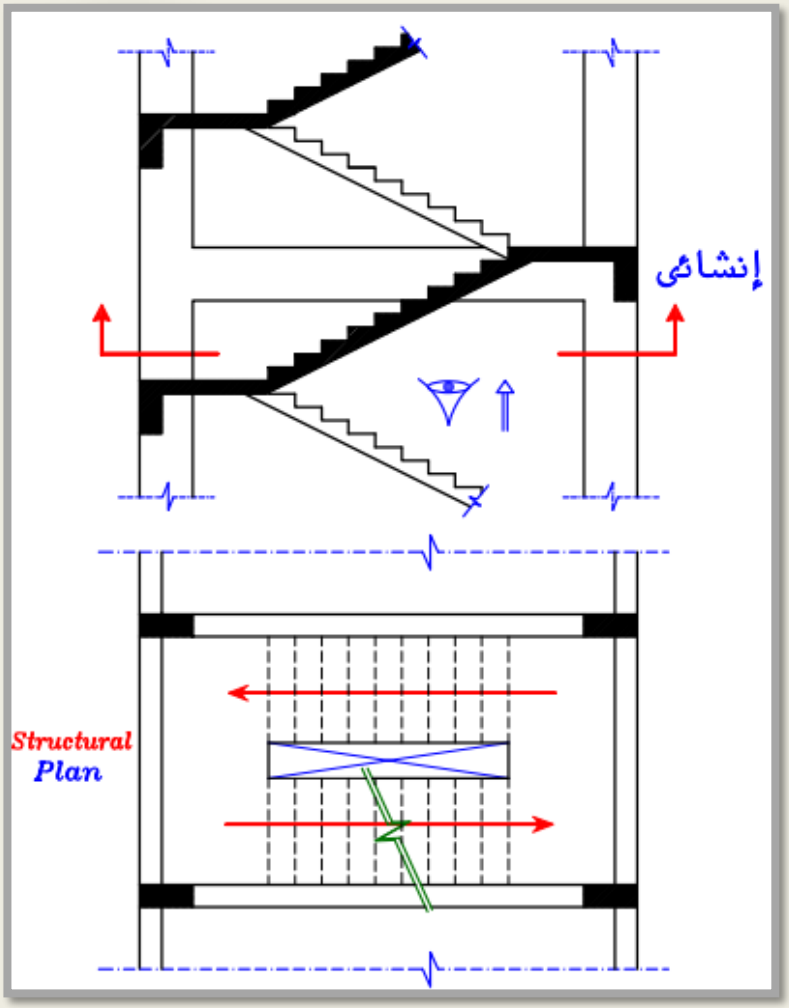
- **اشتراطات عامه (قانون البناء الموحد ماده 100):-**

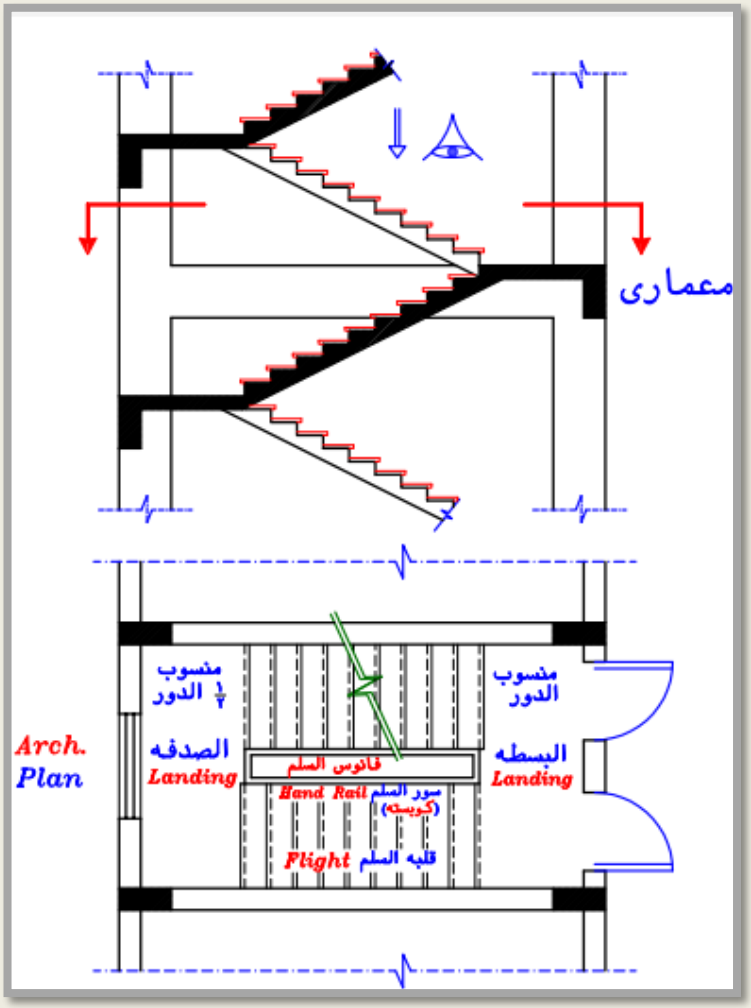
1. اتجله الصعود مع عكس عقارب الساعه مع اتجاه حركه الدوره الدمويه .
2. اكبر عدد للدرج فى القلبه 14 درجه .
3. ارتفاع القائمه(Raise) $(14\sim18mm)$ وغالبا تؤخذ 15cm .
4. ارتفاع النائمه(going) $(28\sim30cm)$ وغالبا تؤخذ 30cm .
5. تتراوح زاويه الميل للدرج $(25^{o}\sim30^{o})$.



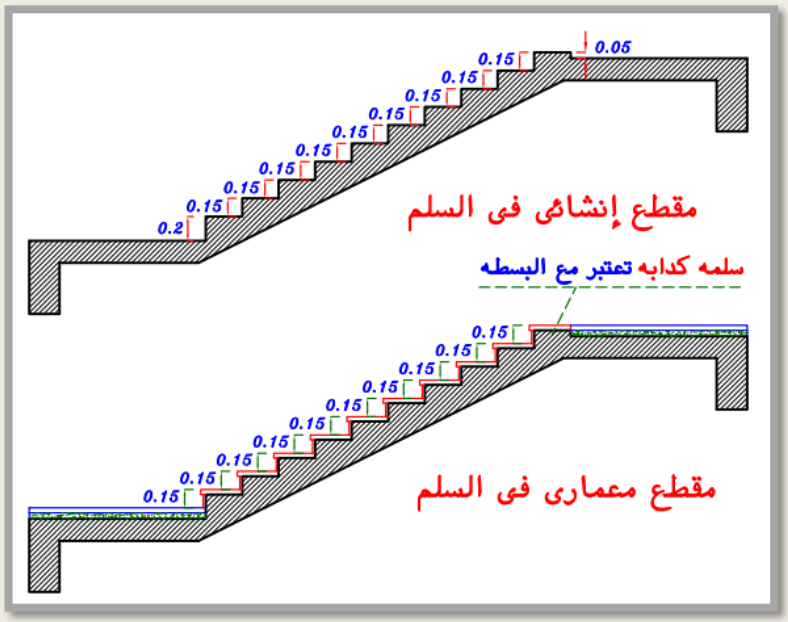
6. تحسب السلمه الكدابه مع عرض البسطه لا تحسب مع عدد النايمه .



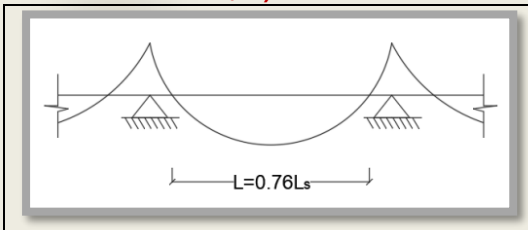
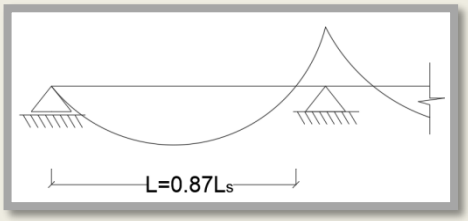
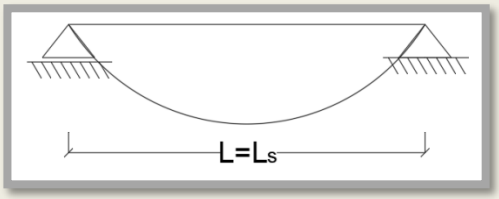




7. يفضل اخر درجه تكون مرتفعه عن البسطه ب 5cm حتى تتماشي مع منسوب التشطيب
8. يفضل اول درجه تكون مرتفعه عن البسطه ب 20 cm حتى تتماشي مع منسوب التشطيب

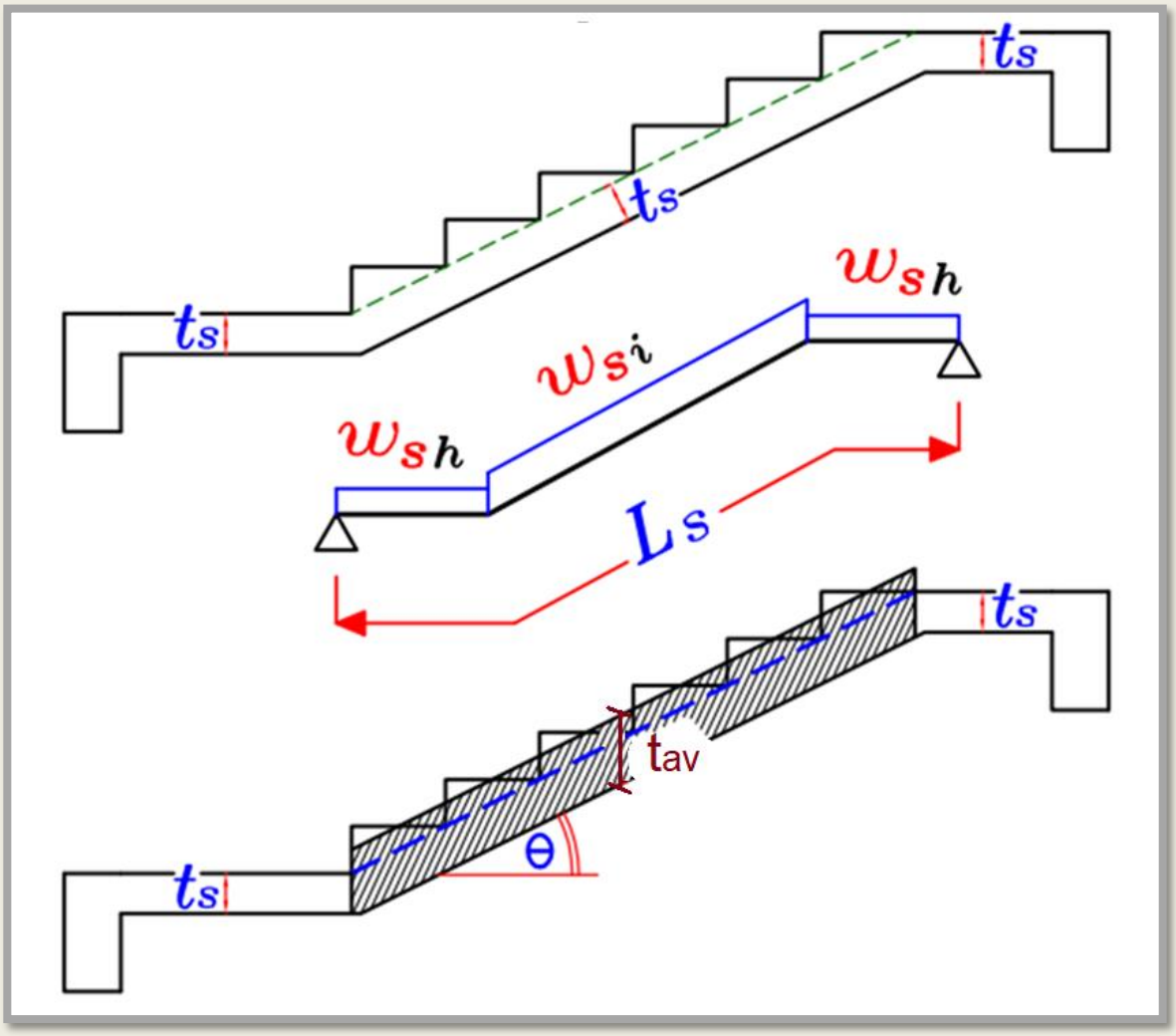


- تشبه بلاطه السلم فى تصميمها البلاطات الكمريه (one way) حيث تحدد سمك البلاطه (t_s) كالتالى :

		
L/36	L/30	L/25

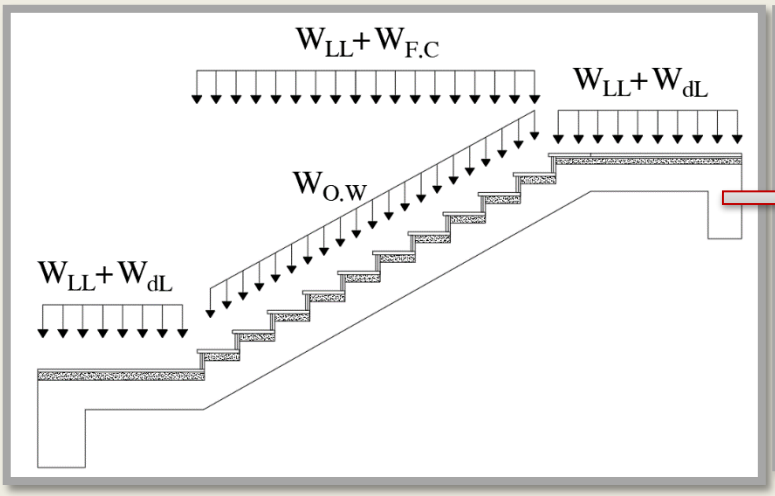
$$W_{sh} = 1.4(t_s * \gamma_c + F.C) + 1.6L.L$$

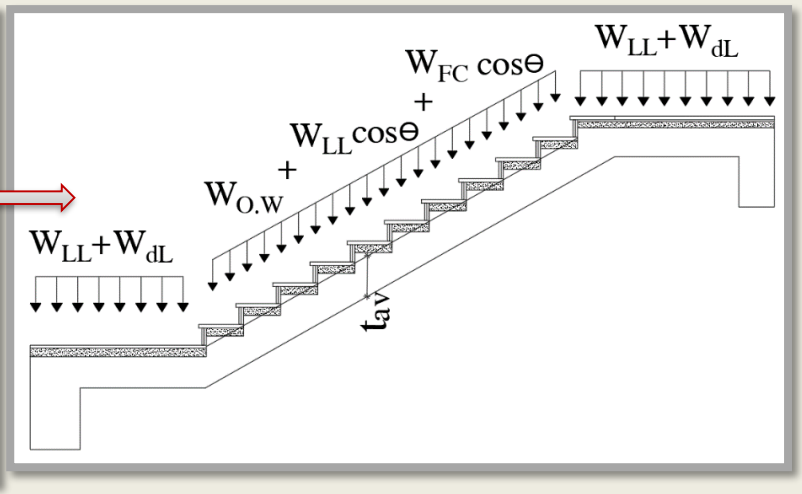
$$W_{si} = 1.4[(\frac{t_s}{\cos(\theta)} + \frac{\text{القايمه}}{2}) * \gamma c + F.C] + 1.6L.L$$



- **الحساب الدقيق لاحمال السلم :**

- يحتوى السلم على حمل حى قيمته تختلف حسب نوع المنشأ (سكنى – اداري – تجارى - ....)
و حمل دائم وهو يشمل الاتى (الوزن الزاتى للدرج الخرسانى + وزن الرمل + وزن المونه + وزن البلاط)

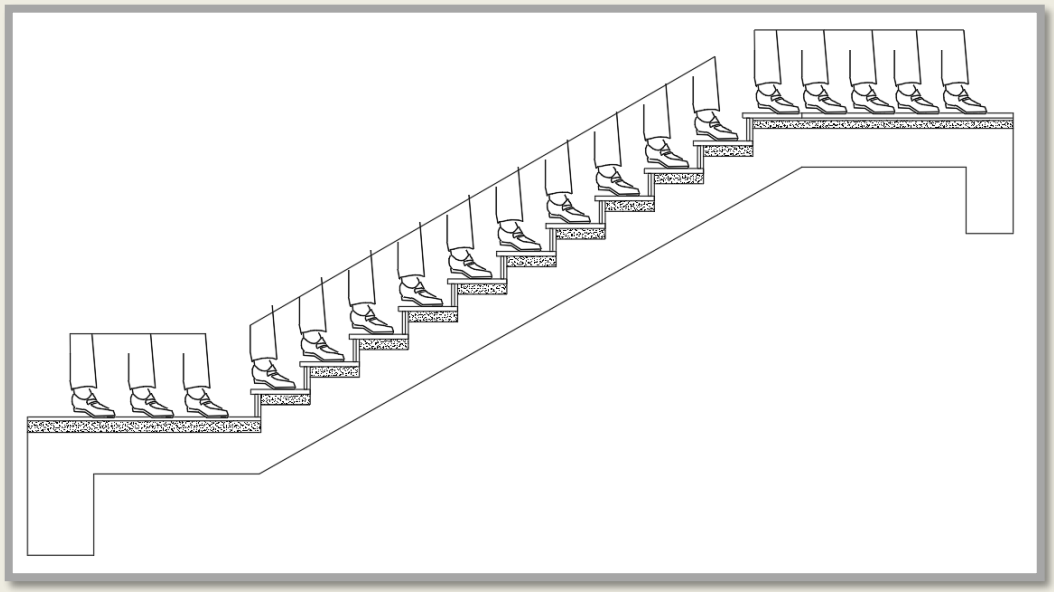




- نظريا يتم التعامل مع الحمل الحى وحمل التشطيب على المستوى الافقى

$$W_{sh} = 1.4(t_s * \gamma_c + F.C) + 1.6L.L$$

$$W_{si} = 1.4\left[\left(\frac{t_s}{\cos(\theta)} + \frac{\text{القايمه}}{2}\right) * \gamma_c + F.C * \cos(\theta)\right] + 1.6 * L.L * \cos(\theta)$$

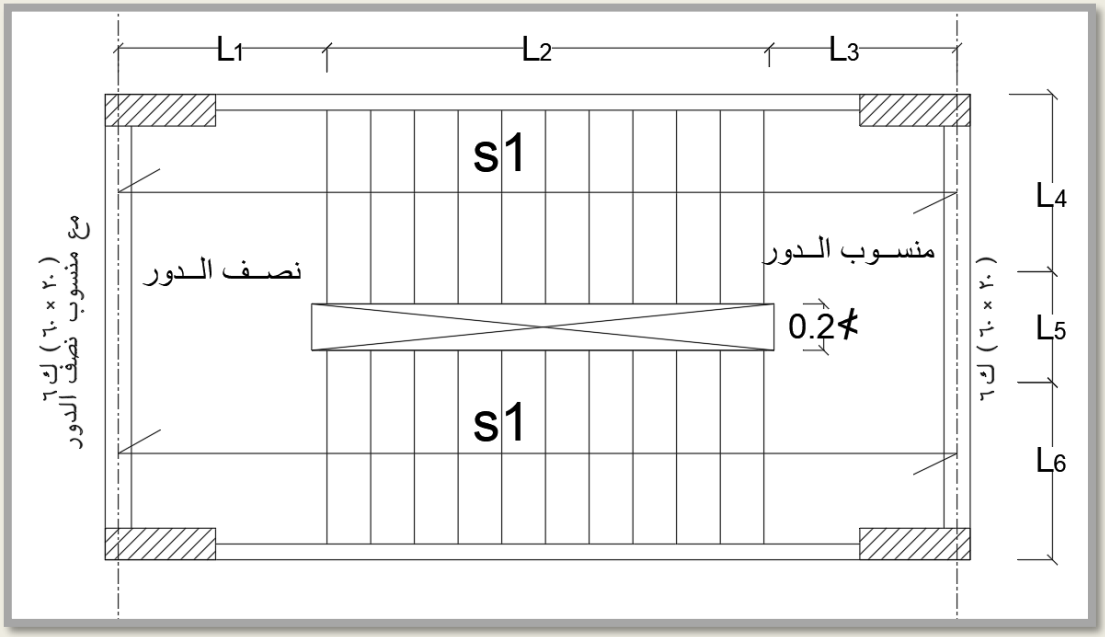


- ولكن فى هذا الملف سوف يتم التعامل على ان جميع الاحمال على المستوى المائل حيث انى فرضت الحاله الاسواء فعند توزيع الاحمال الحيه كما بالشكل نجد انها راسيه على المستوى المائل وليس الافقى (هذه وجهه نظر تحتمل الصواب او الخطأ ولكن ليس بها اى ضرر وهى الحاله الامن)

- ليصبح الحمل النهائى المستخدم دائما فى هذا الملف للقلبه

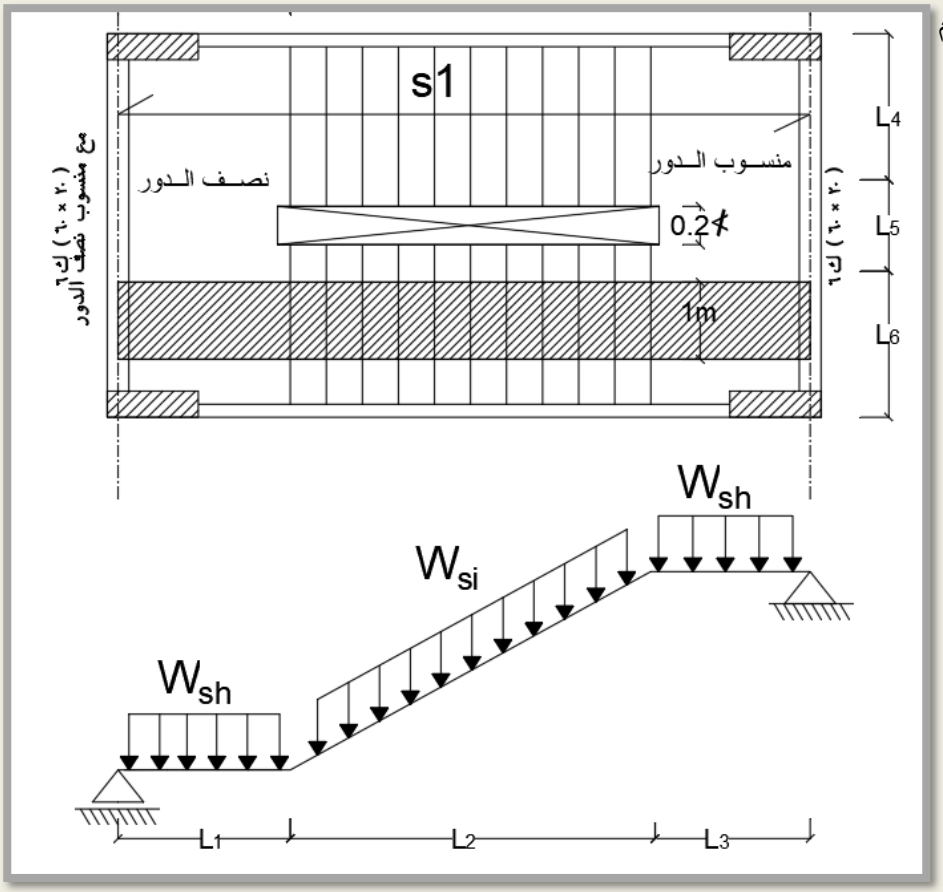
$$W_{si} = 1.4\left[\left(\frac{t_s}{\cos(\theta)} + \frac{\text{القايمه}}{2}\right) * \gamma_c + F.C\right] + 1.6 * L.L$$

- حالات التحميل المختلفه للسلالم :-
- الحاله الاولى : القلبتين S_1محمولتين على كمره الدور وكمره نصف الدور والكمره محمله على الاعمده ويتم التصميم على تلك الحاله فى حاله ان عرض فانوس السلم اقل من 0.2م .

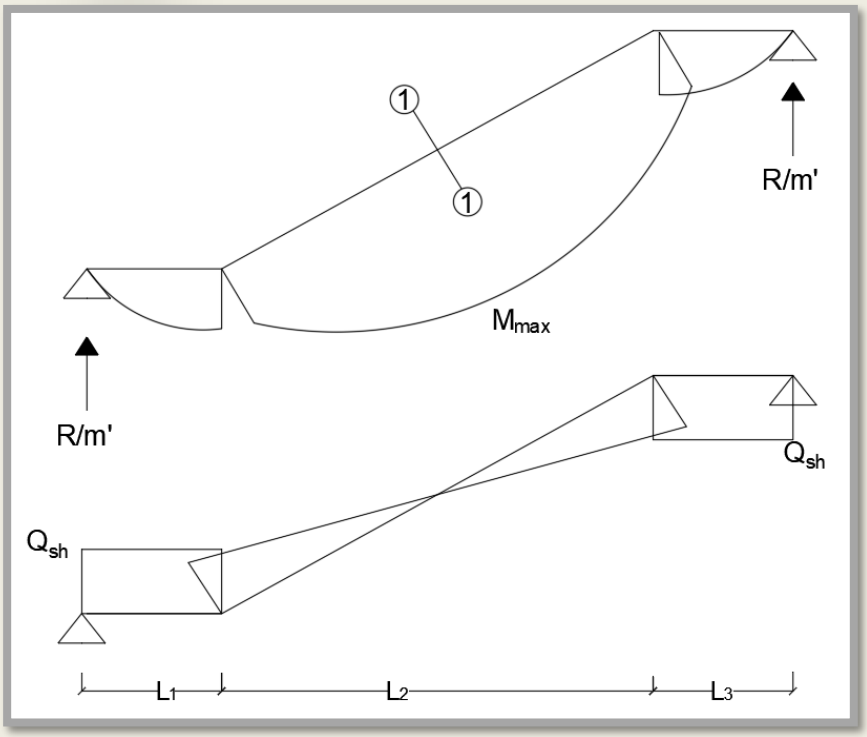


نلاحظ ان سهم التحميل الخاص بالقلبه بدايته ونهايته عند منتصف الركيزه (الكمره)

1- يتم اخذ شريحه 1م مع اتجاه السهم (اتجاه التحميل) ووضع الاحمال عليها حيث يتم تحديد سمك السلم باعتبار انه بلاطه بسيطه الارتكاز فى الاغلب ليصبح L/25

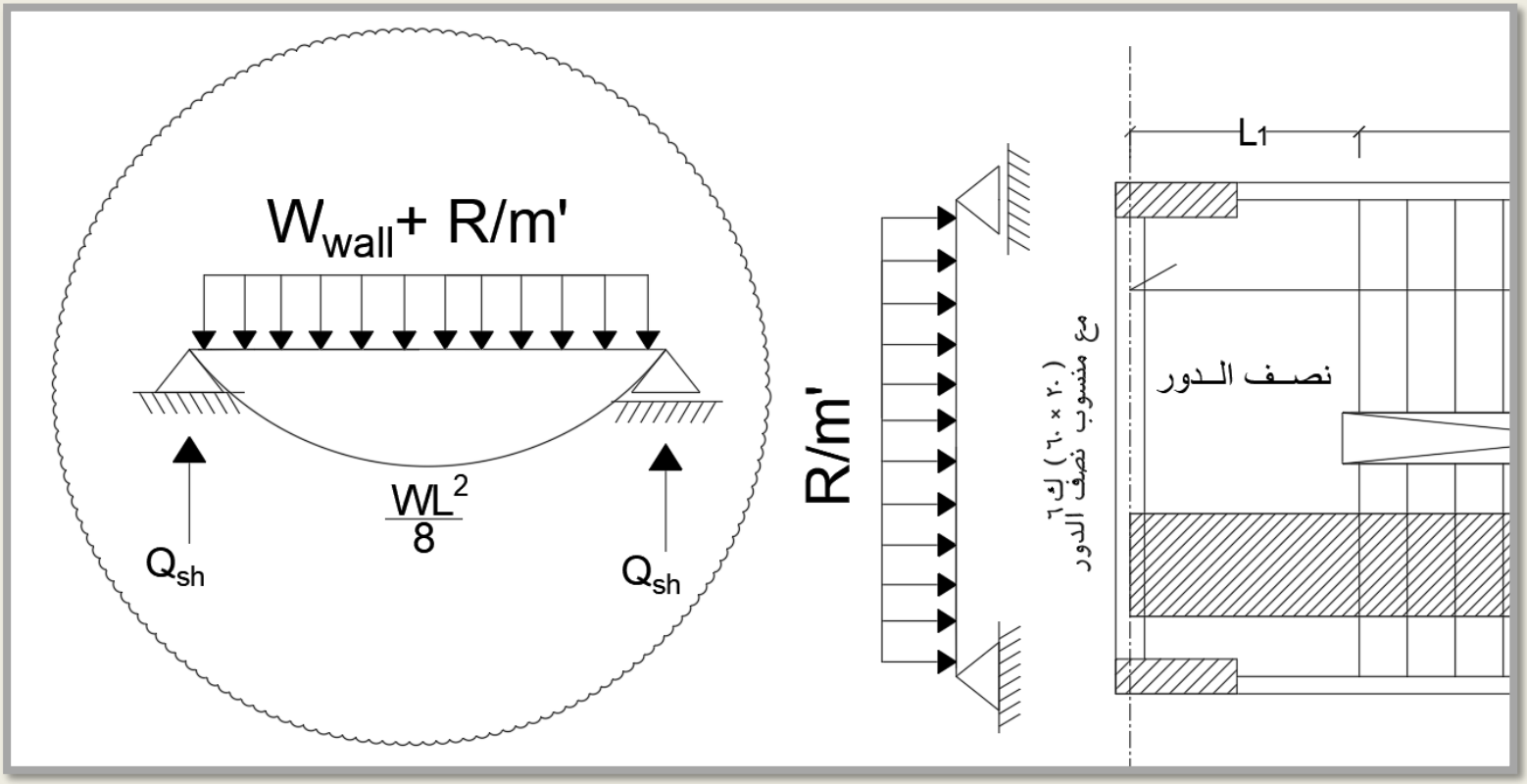


2- نقوم بعمل تحليل للشريحه للحصول على قيم Straining action



- يتم التأكد من ان سمك السلم امن نتيجه حمل القص
- يتم التسليح على قيمه اقصى عزم انحناء
- رد الفعل الناتج عن الاحمال يكون لكل متر طولى الناتجه عن عرض الشريحه و ذلك الحمل الذى يتم اسقاطه على كمره نصف الدور اما كمره الدور فيتم اسقاط ايضا رد الفعل عليها بالاضافه الى حمل الدور .

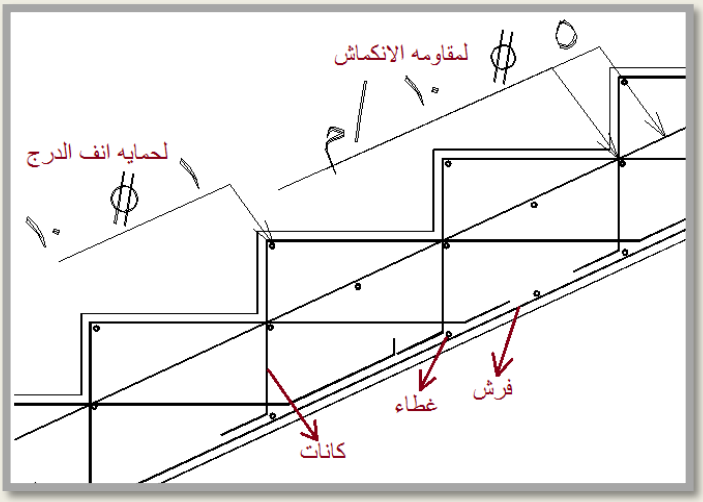
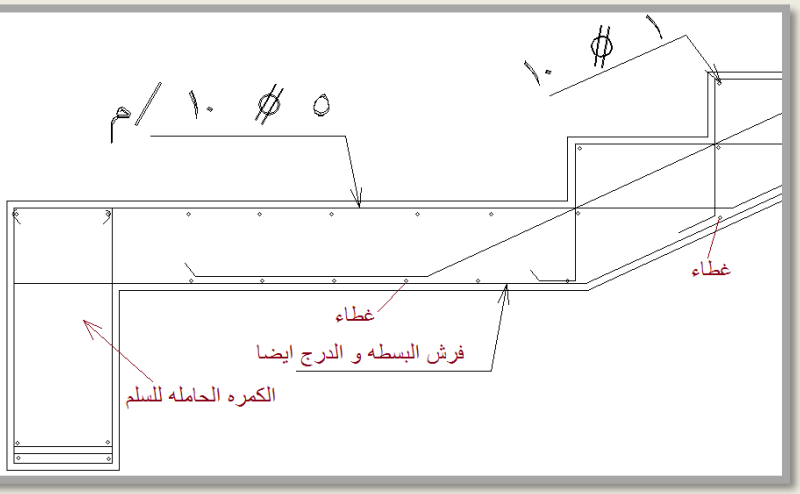
3- اسقاط رد الفعل الناتج من الشريحه على ركيزتها (الكمره) بالاضافه الى حمل الحائط على الكمره والوزن الزاتى للكمره .



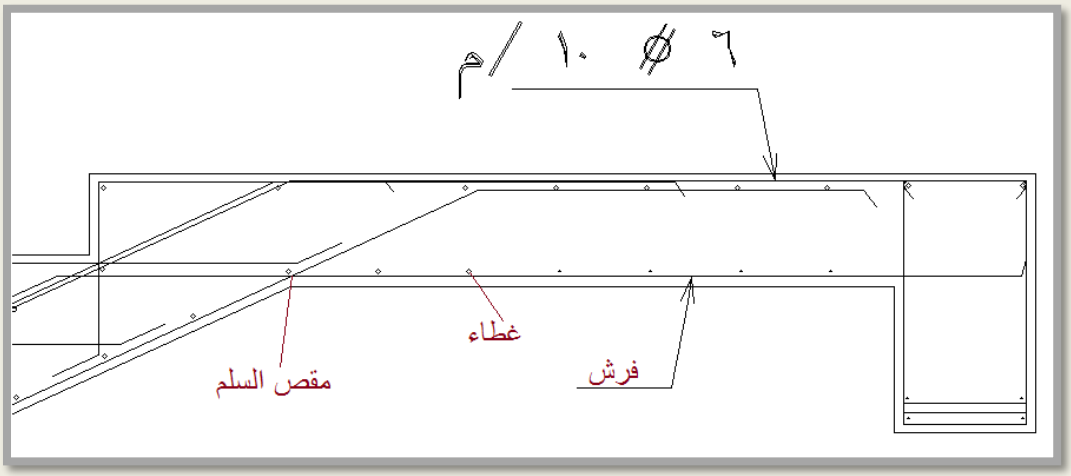
4- يتم تصميم الكمره على الاحمال الواقعه عليها وهنا رد الفعل على الكمره هو الحمل الراسى الواقع على العمود .

5- تسليح السلم

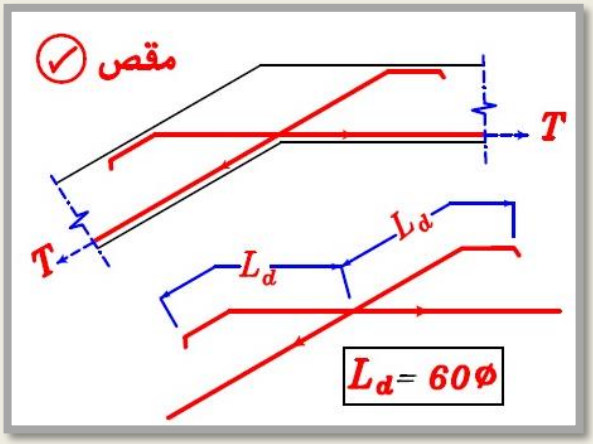
- يتم تسليح الدرج بشبكتين تسليح حيث ان الشبكه العلويه لمقاومه الترخيم طويل الامد .
- التسليح السفلى الرئيسى للسلم يكون مع اتجاه التحميل الرئيسى ففى تلك الحاله يصبح التسليح الرئيسى بكامل طول السلم ليصبح

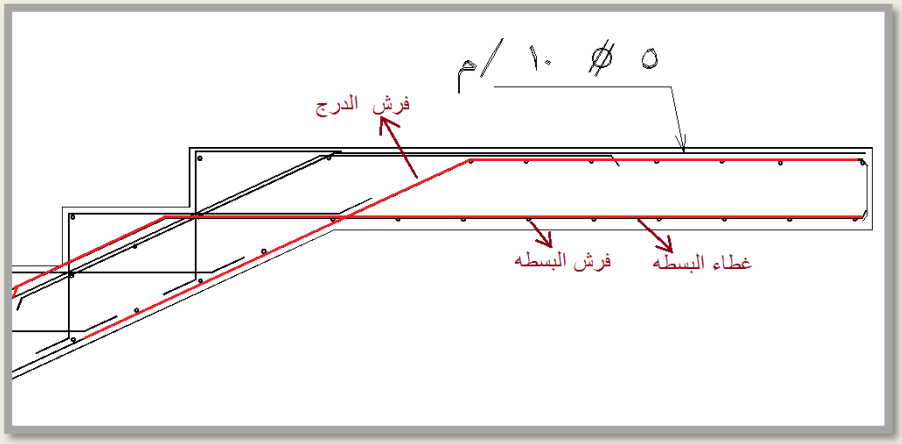
التسليح فى المنتصف كالتالى	التسليح فى البسطه كالتالى
	

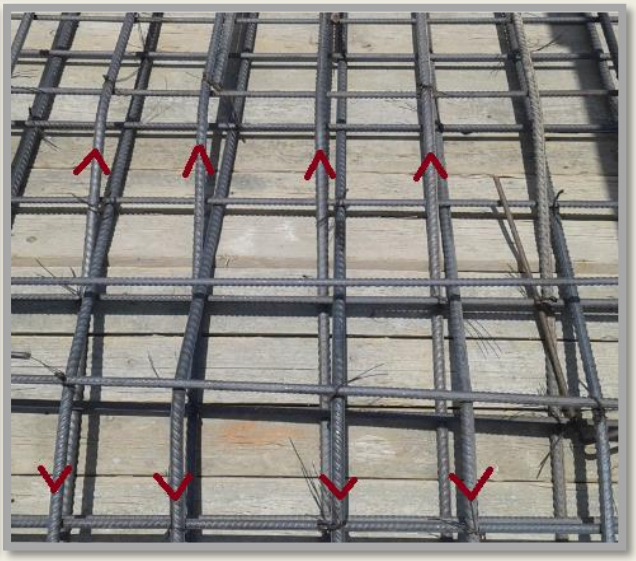
التسليح فى الصدفه كالتالى



- لا بد من مراعات مقص السلم فى التسليح فعند اى تداخل عزوم يتم عمل (مقص) حيث ان ذلك التداخل يؤدى الى حدوث اجهادات شد على الغطاء الخرسانى فينفصل الغطاء فى حاله عدم عمل المقص و يتم عمل المقص كما بالصوره مع مراعات طول الرباط حتى لا ينفصل الحديد عن الخرسانه وبذلك يتم الحفاظ على الغطاء الخرسانى .







EX :-

L.L=0.3 t/m^2

F_{cu} = 25 N/mm^2

F_y = 360 N/mm^2

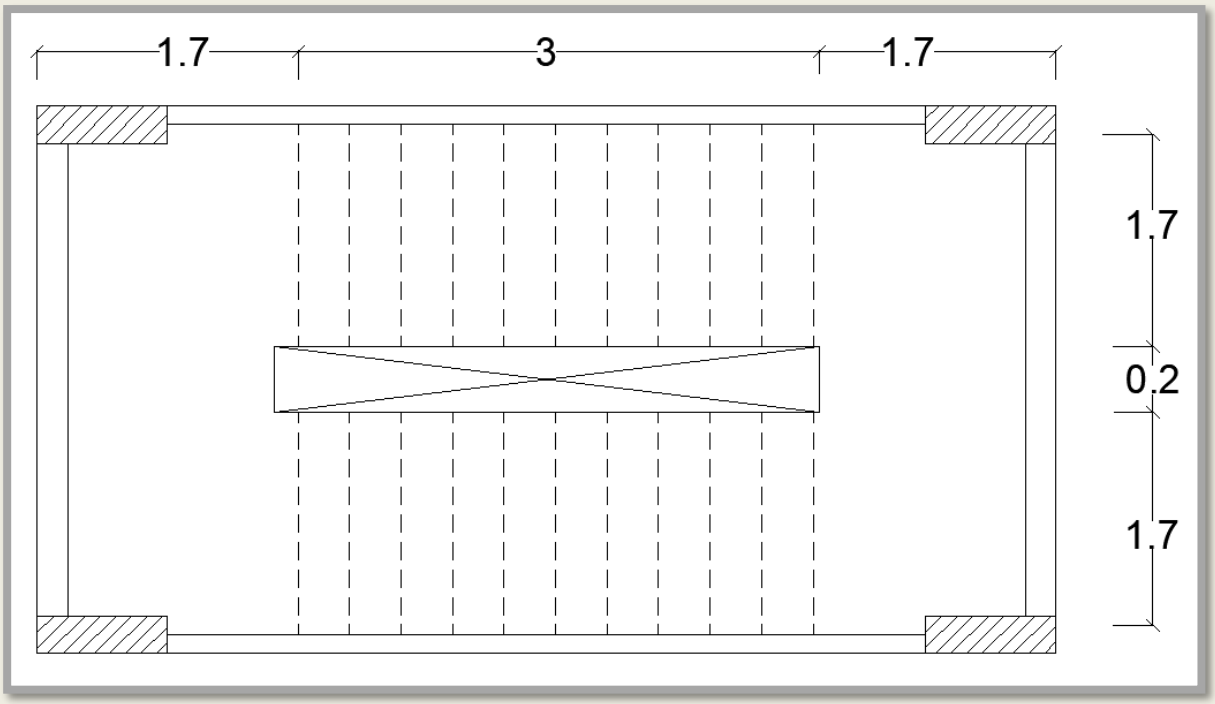
F.C_{stair}= 0.2 t/m^2

F.C_{land}=0.2 t/m^2

h_f =3.0 m

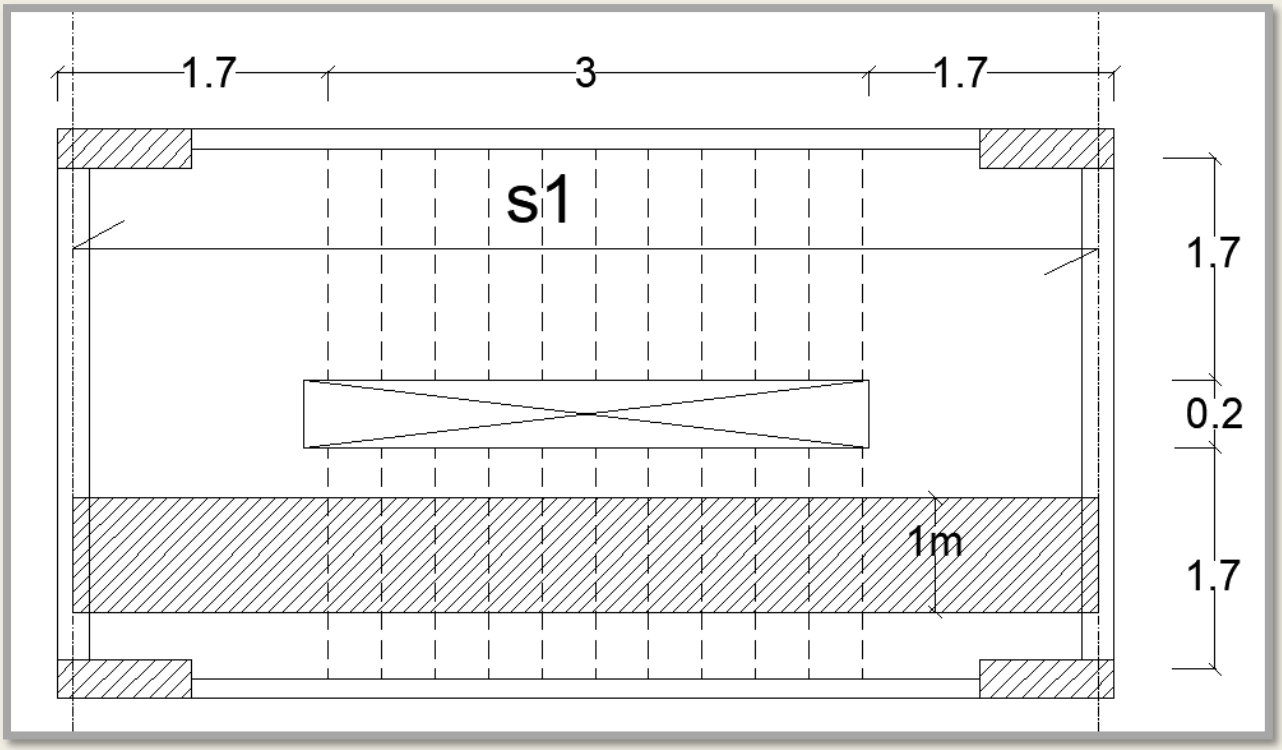
L_{riser} =15 cm

L_{going} =30 cm



Sol.

1. تحديد الشرائح واتجاه التحليل وسمك البلاطه :-



$$t_s = \frac{(3 + 2 * 1.7 - 0.25)}{25} \approx 0.25m$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{r}{t}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.15}{0.3}\right) = 26.57$$

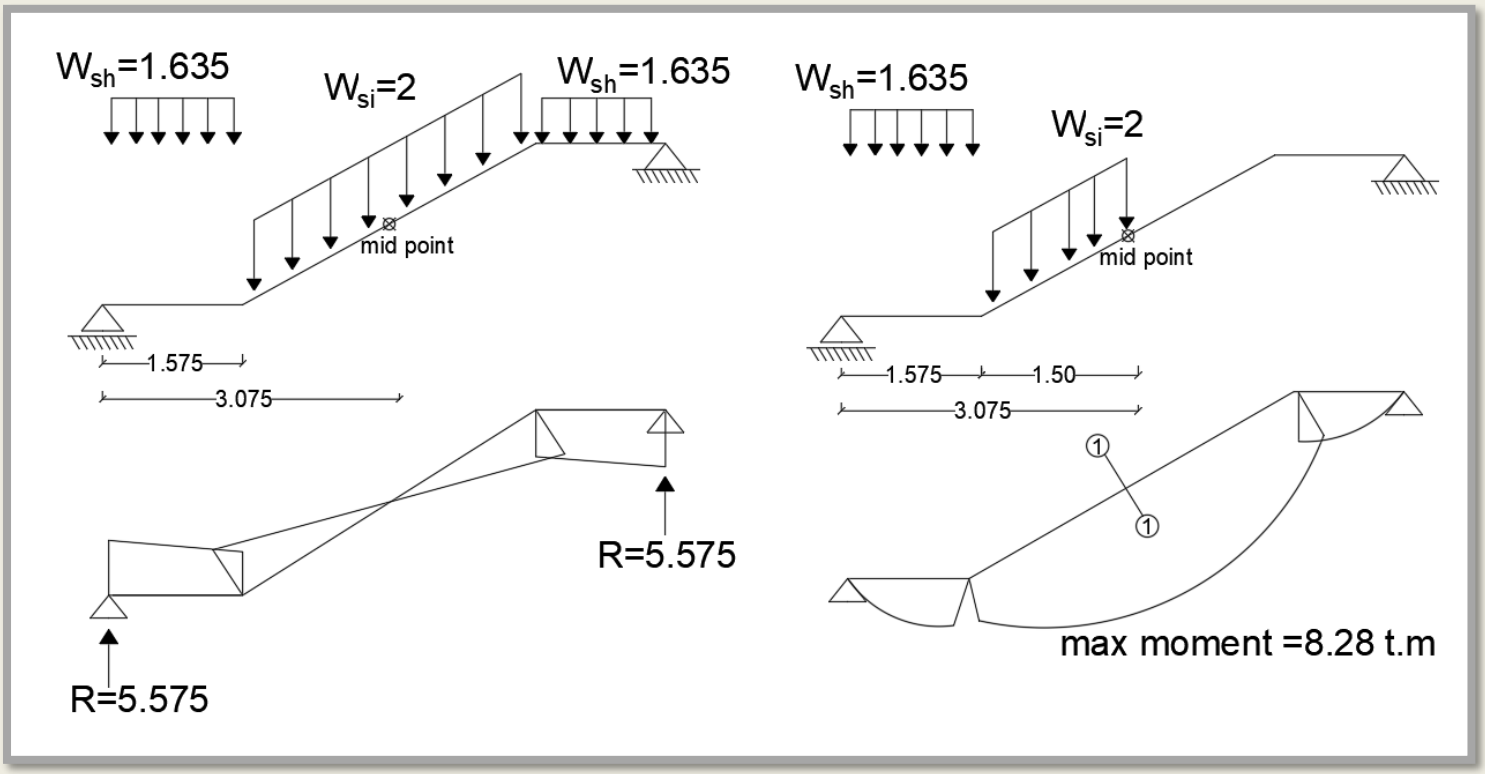
$$t_{av} = \frac{0.25}{\cos(26.57)} + \frac{0.15}{2} = 0.355\ m$$

$$W_{sh} = 1.4(0.25 * 2.5 + 0.2) + 1.6 * 0.3 = 1.635\ t/m'$$

$$W_{si} = 1.4[0.355 * 2.5 + 0.2] + 1.6 * 0.3 = 2\ t/m'$$

$$R = \frac{(1.575 * 1.635) + (1.575 * 1.635) + (3 * 2)}{2} = 5.575\ t/m'$$

$$Mmax = 5.575 * 3.075 - 1.635 * 1.575 * \left(3.075 - \frac{1.575}{2}\right) - 2 * 1.5 * \frac{1.5}{2} = 8.28\ t.m$$



Check shear :

$$Q_{max} = 5.575 ton = 55.75\ KN$$

$$q_u = \frac{Q_{max}}{b*d} = \frac{55.75*10^3}{1000*(250-25)} = 0.25\ N/mm^2$$

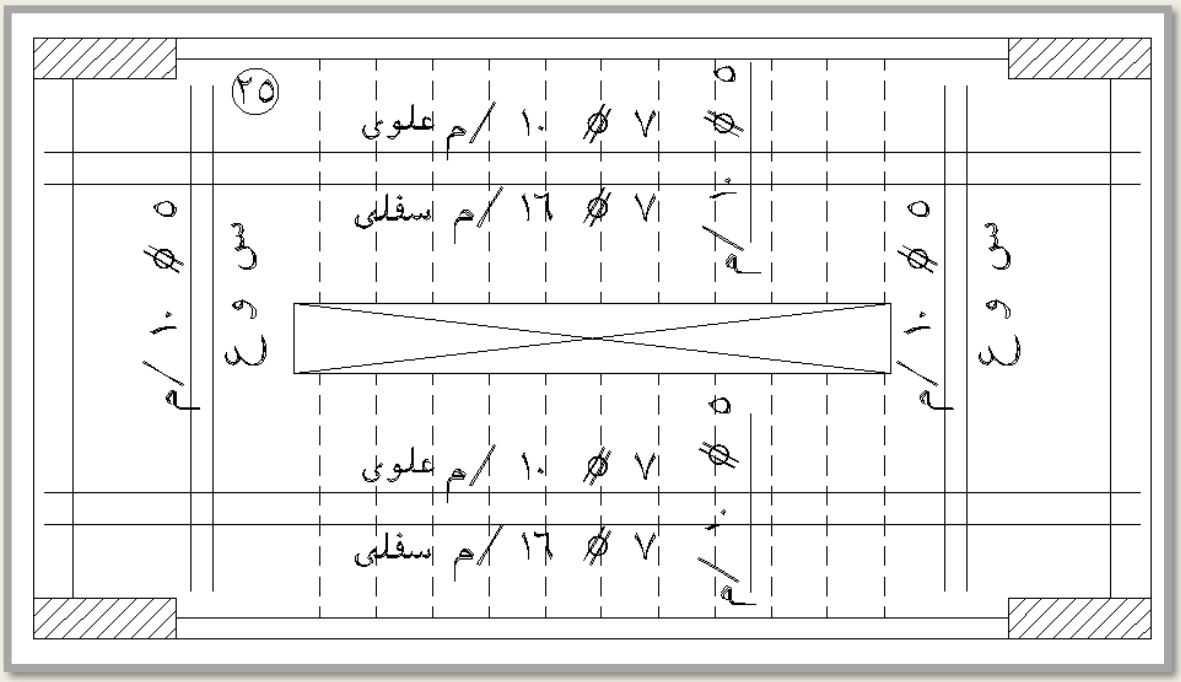
safe shear. $q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 0.65\ N/mm^2$

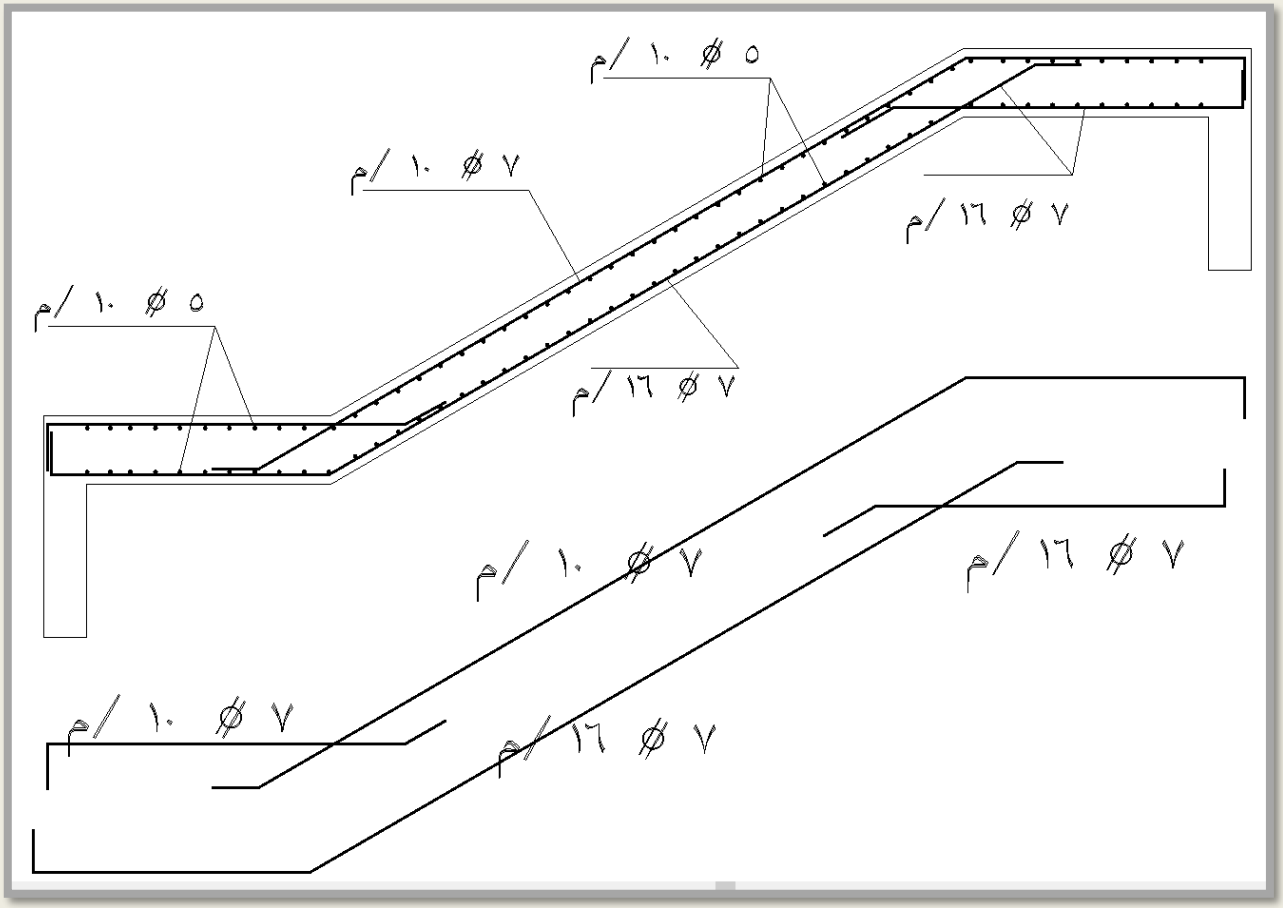
Design of Flexure :

$$d = C1\sqrt{\frac{M_{max}}{F_{cu}*b}} \rightarrow (250-25) = C1\sqrt{\frac{8.28*10^7}{25*1000}} \rightarrow C1 = 3.91 \rightarrow J = 0.8$$

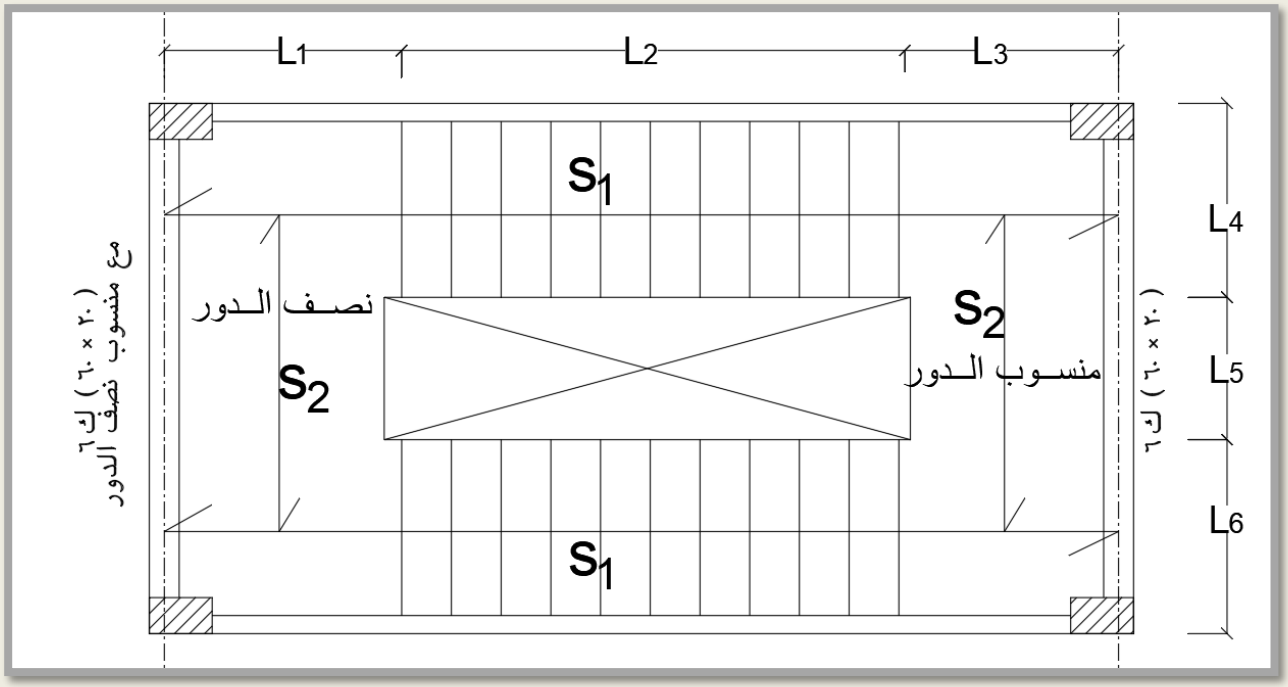
$$A_s = \frac{8.28*10^7}{360*(250-25)*0.8} = 1277.8mm^2 \rightarrow 7Ø16/m'$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.15}{F_y} * b * d = \frac{0.15}{360} * 1000 * (250-25) = 93.75 < A_s \quad ok$$

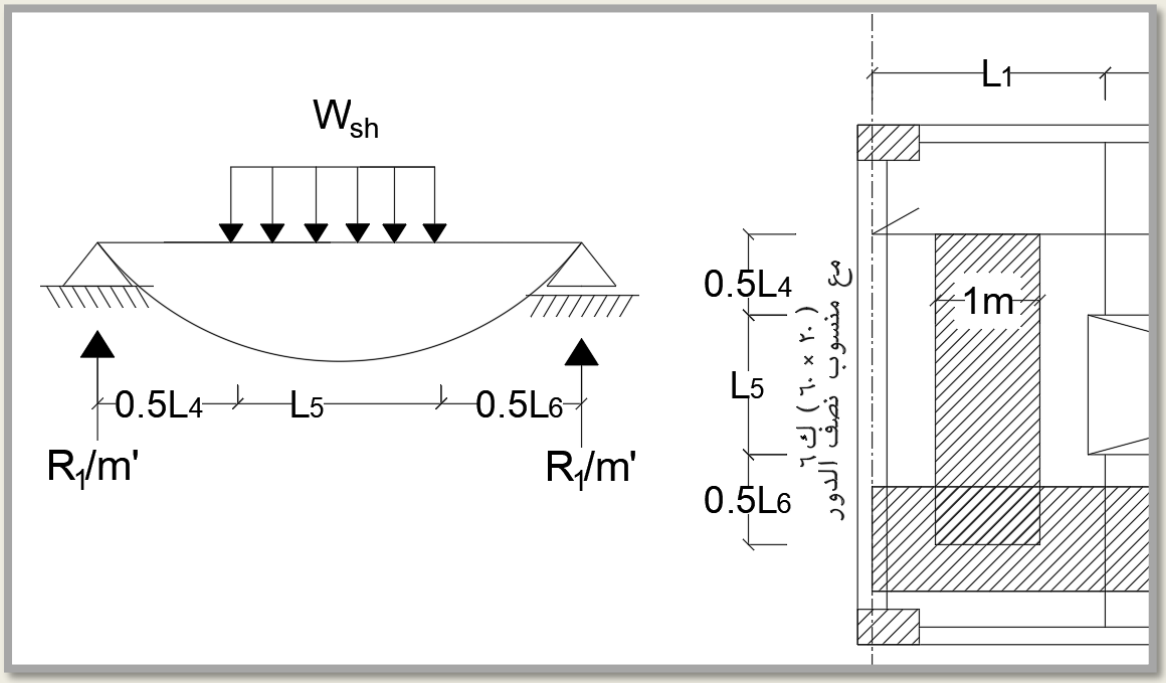




- الحاله الثانيه : فى حاله ان عرض فانوس السلم اكبر من 0.2م يتم حمل شريحه البسطه والصدفه S_2 على شريحه الدرجS_1 وتحميل الدرج على كمره الدور وكمره نصف الدور كما ذكرنا سابقا والكمره محمله على الاعمده ويتم التصميم على تلك الحاله



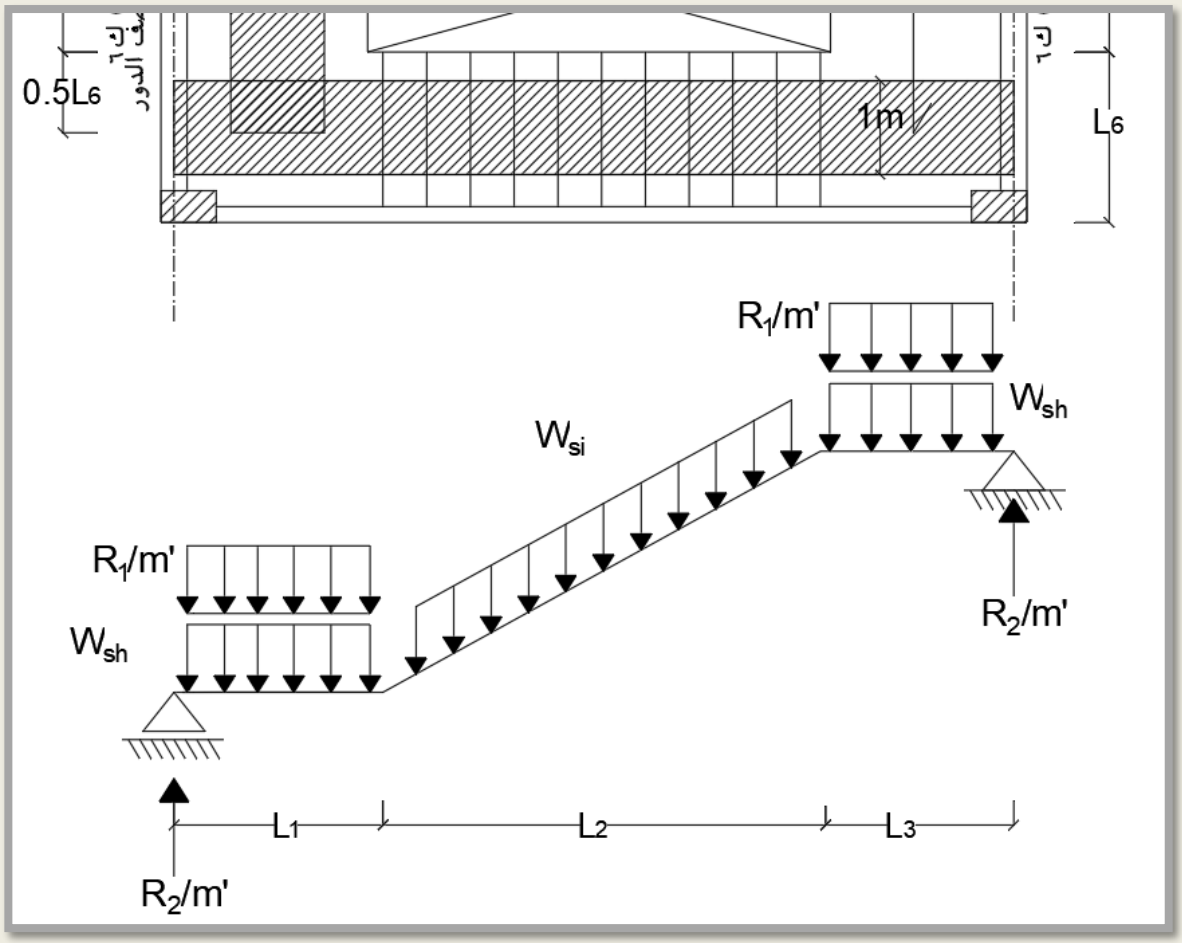
1- يتم تحديد السمك كالسابق و يتم اخذ شريحه 1م فى البسطه او الصدفه ووضع الاحمال عليها



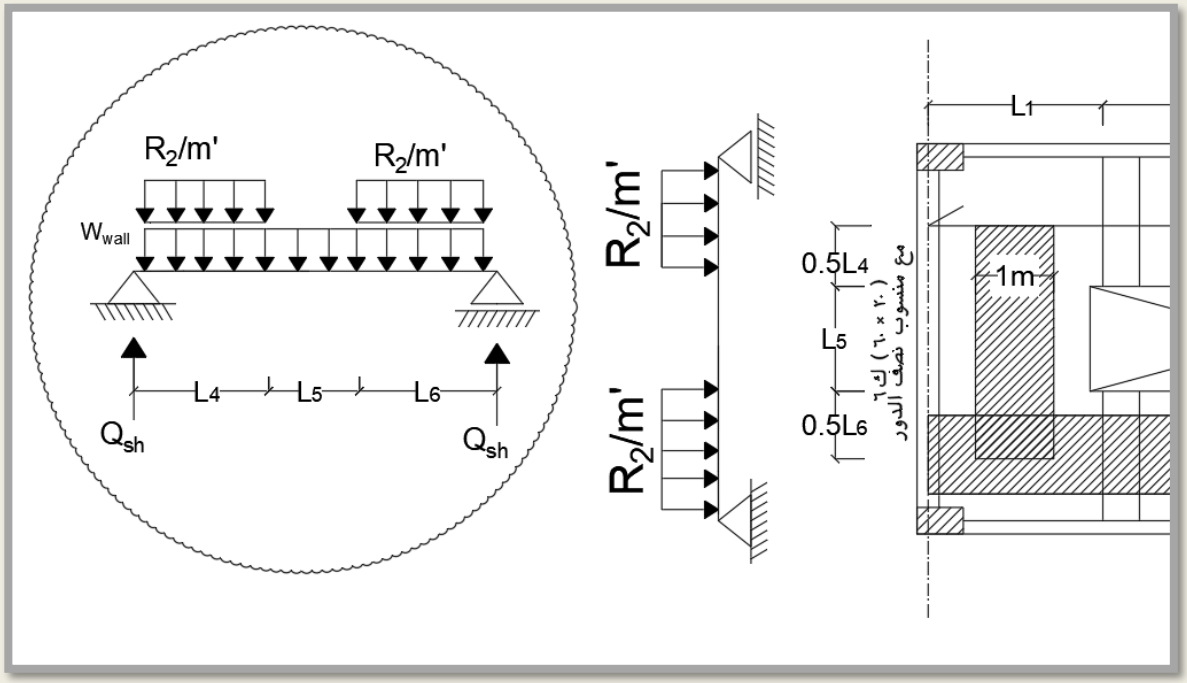
نلاحظ هنا ان طول الشريحه مقاسه من منتصف الركيزه لها (شريحه الدرج) حتى النصف الاخر والحمل وضع فى المنتصف وليس بطول الشريحه كاملا حتى لا يتم اخذه مرتين فى الاعتبار عند تصميم شريحه الدرج .

- يتم تصميم الشريحه على الاحمال الواقعه عليها و ايضا يتم تحميل رد الفعل على شريحه الدرج .

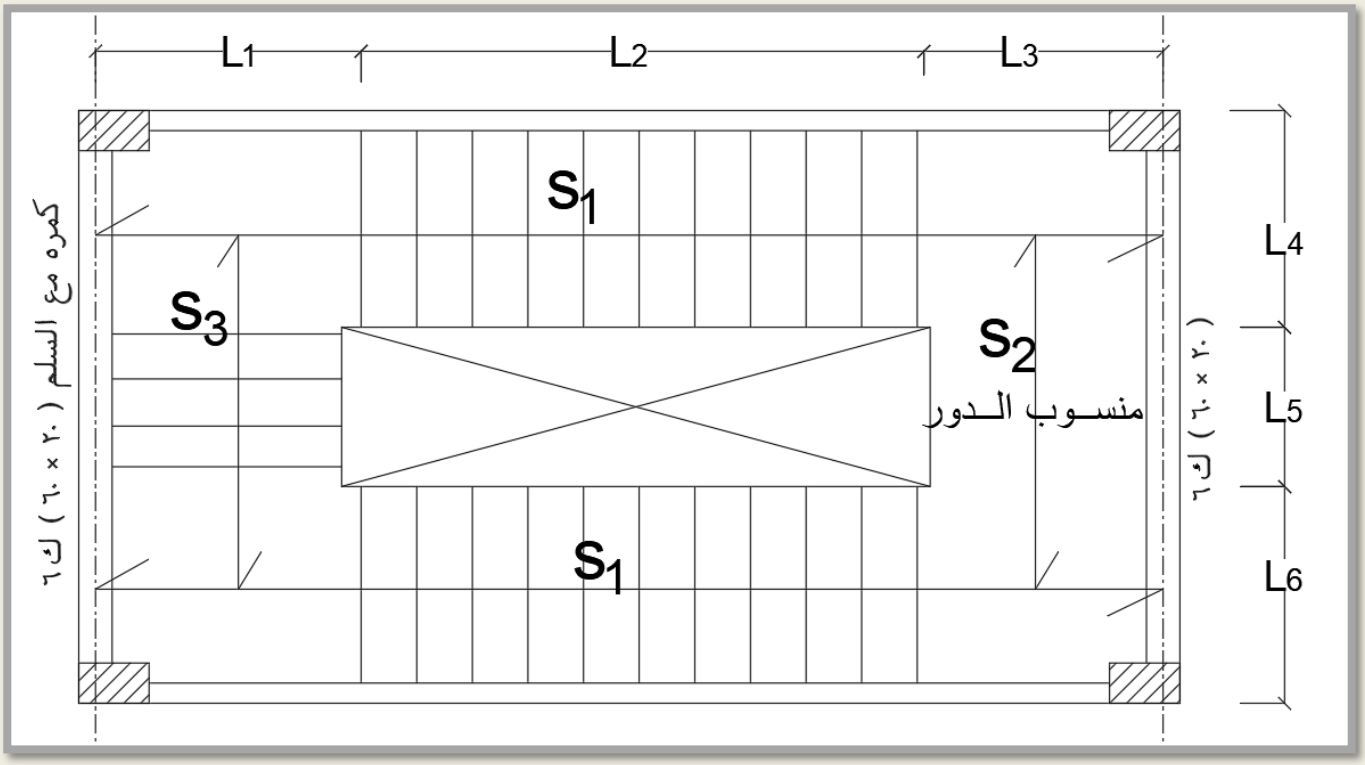
2- وضع الاحمال على شريحه الدرج S_1 بالاضافه الى احمال البسطه و الصدفه .



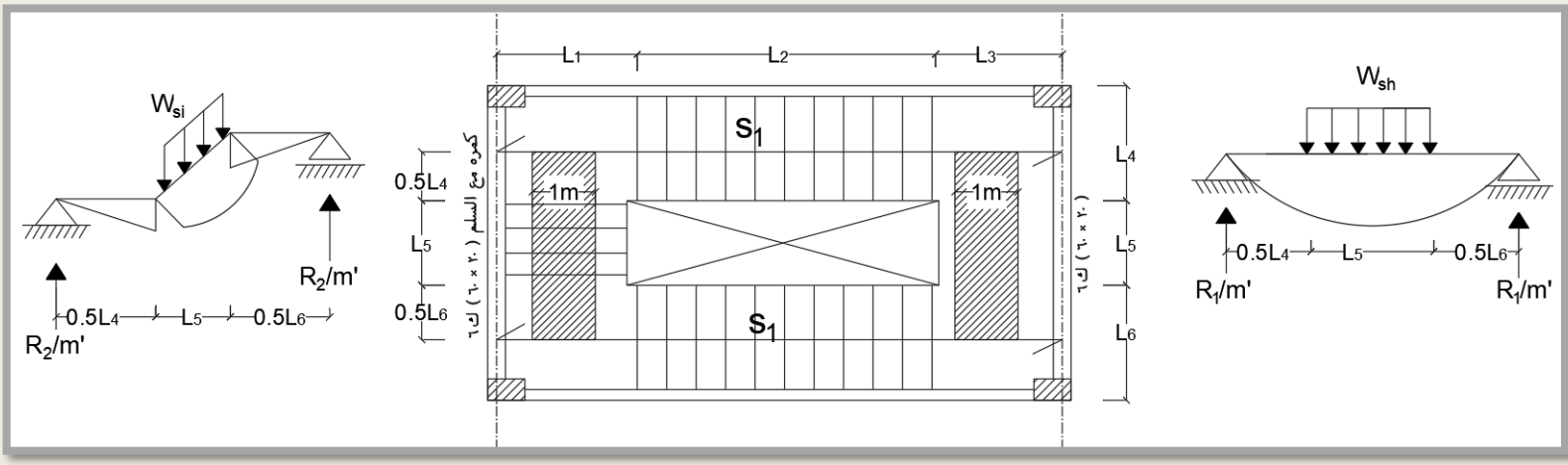
3- يتم ايجاد الاحمال و تصميم الشريحه بنفس الخطوات السابقه و اسقاط رد الفعل على الكمره بالاضافه الى حمل الحائط والوزن الزتى للكمره .



- الحاله الثالثه : هذه الحاله شبيهه بالحاله الثانيه ولكن ثلاث قلبات فيتم حمل شريحه البسطهS_3 والصدفه S_2 على شريحه الدرج S_1 وتحميل الدرج على كمره الدور وكمره نصف الدور كما ذكرنا سابقا ولكن هنا كمره نصف الدور مائله مع السلم والكمره محمله على الاعمده ويتم التصميم على تلك الحاله

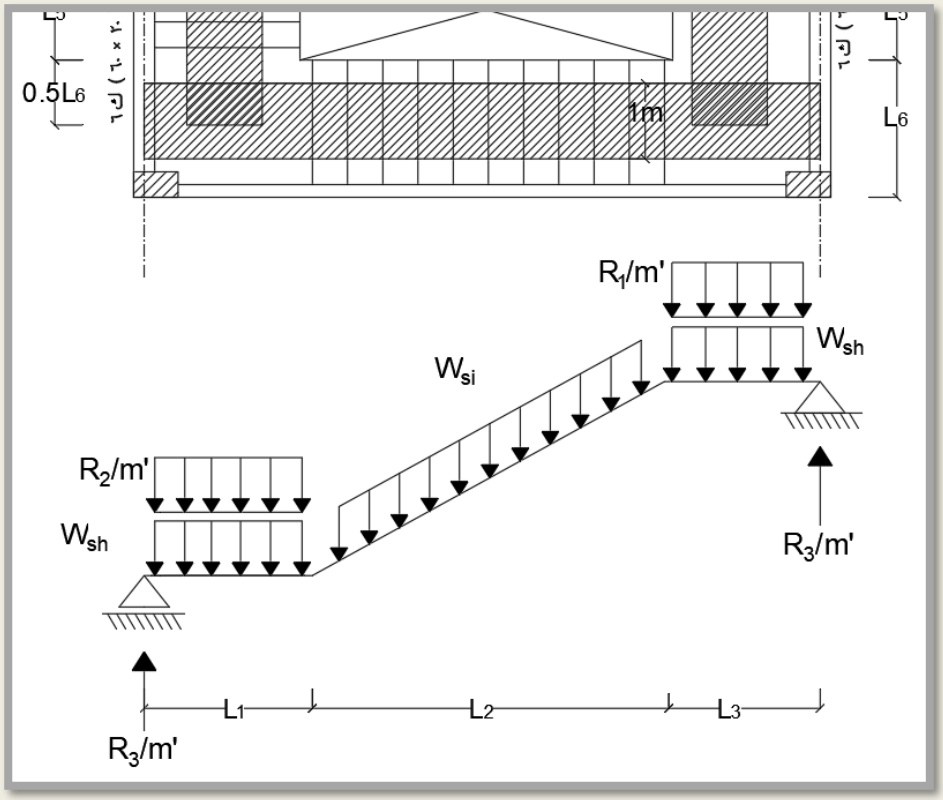


1- يتم تحديد السمك كالسابق و يتم اخذ شريحه 1م فى البسطه و الصدفه كل على حدى ووضع الاحمال عليهما

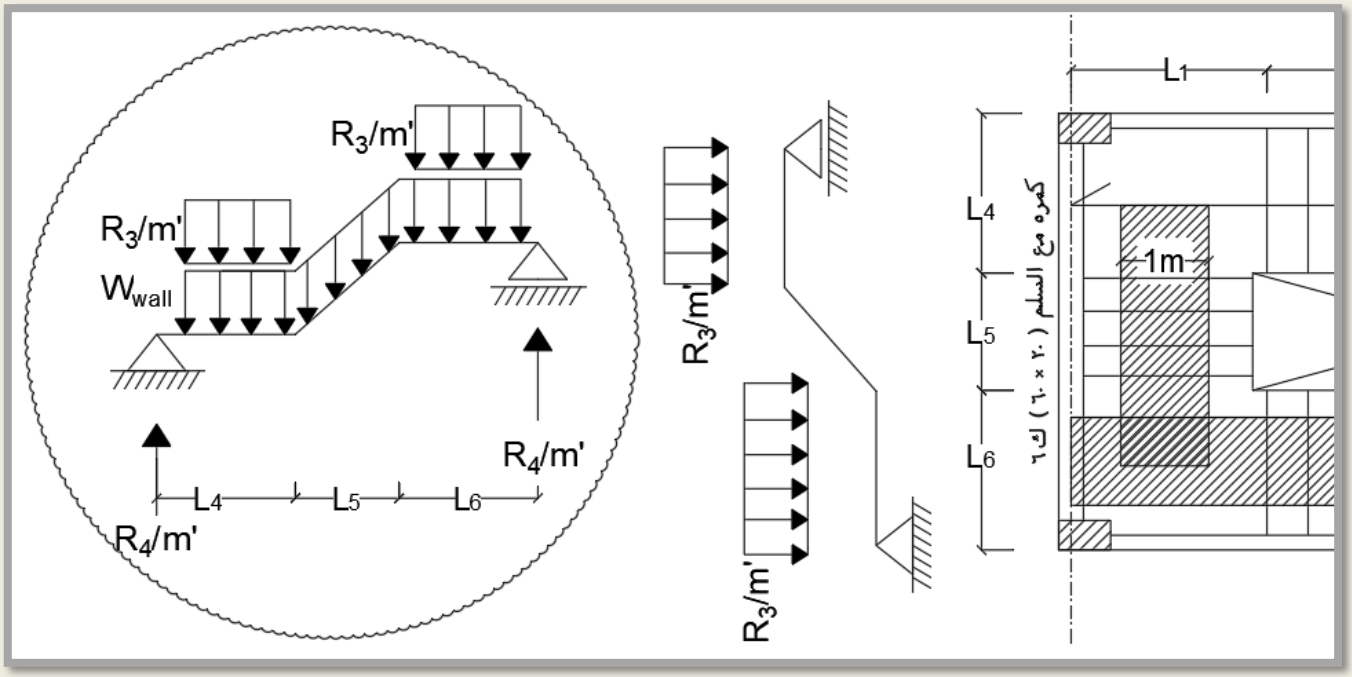


2- يتم تصميم كل منهما طبقا للاحمال الواقعه عليهما .

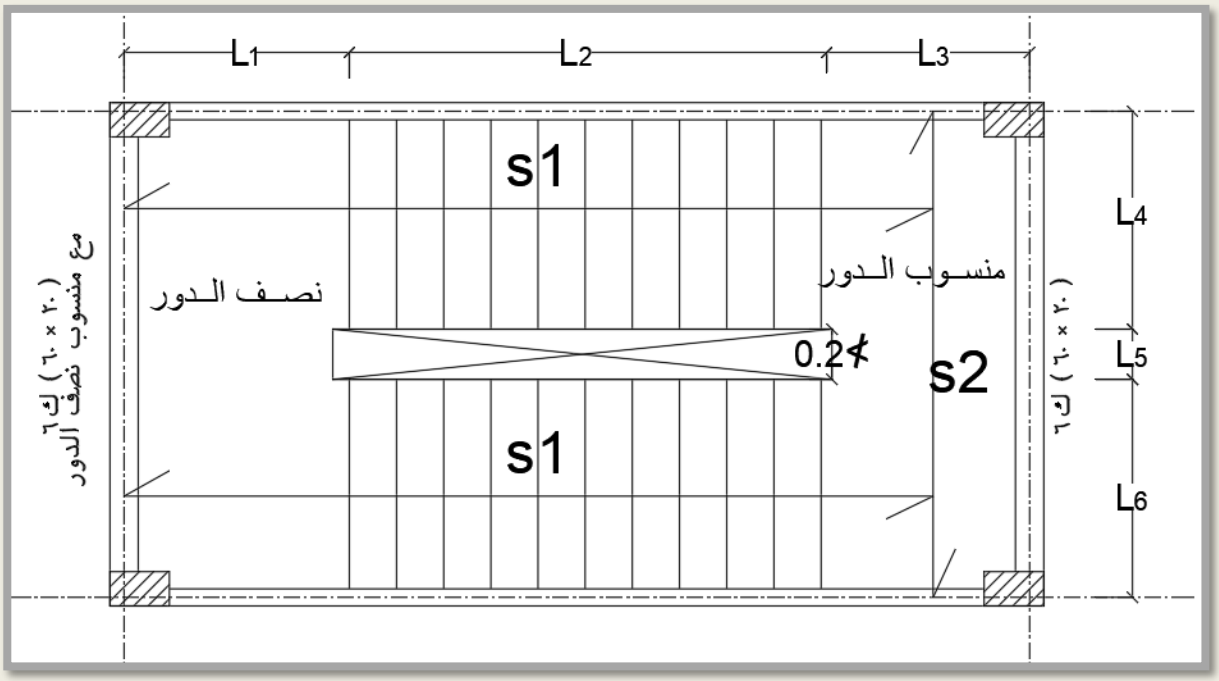
3- وضع الاحمال على شريحه الدرج S_1 بالاضافه الى احمال البسطه و الصدفه .



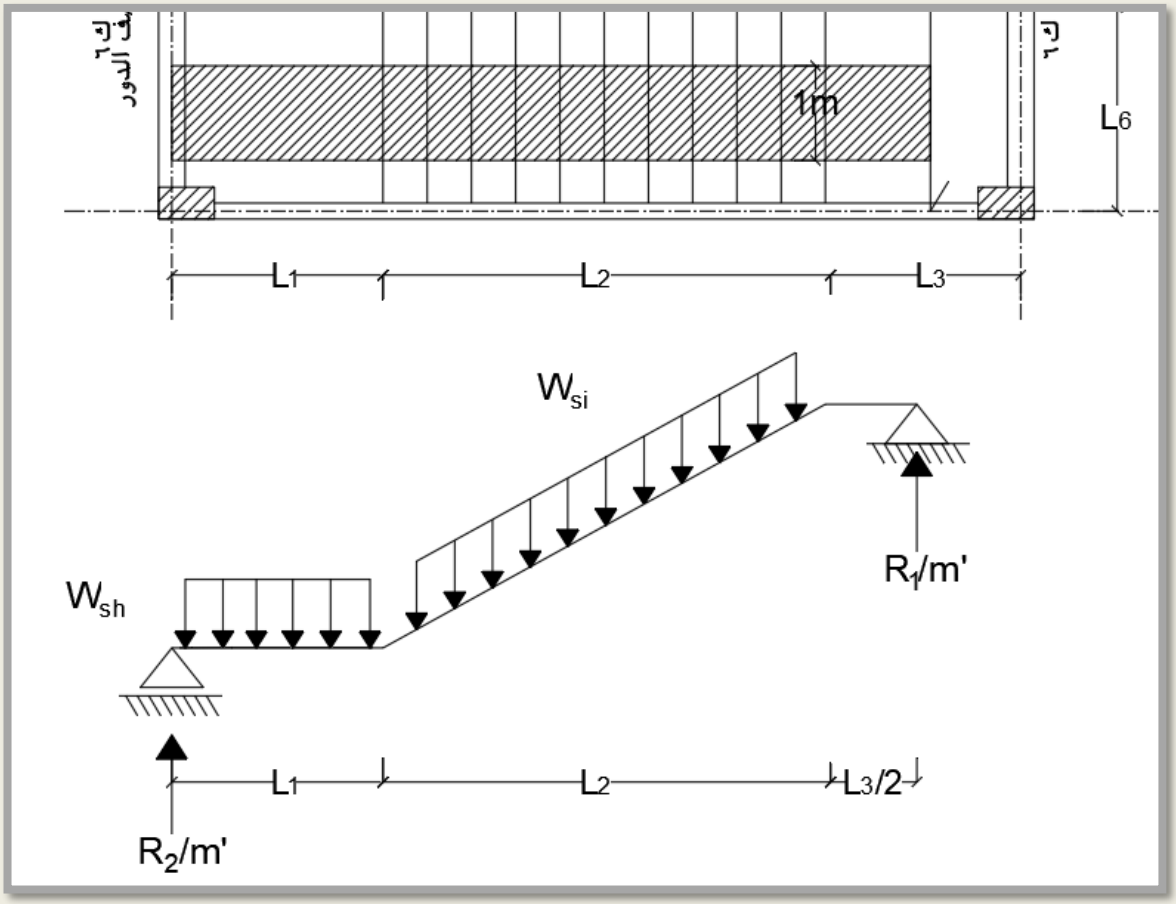
4- يتم ايجاد الاحمال و تصميم الشريحه بنفس الخطوات السابقه و اسقاط رد الفعل على الكمره المائله مع السلم بالاضافه الى حمل الحائط والوزن الزاتى للكمره .



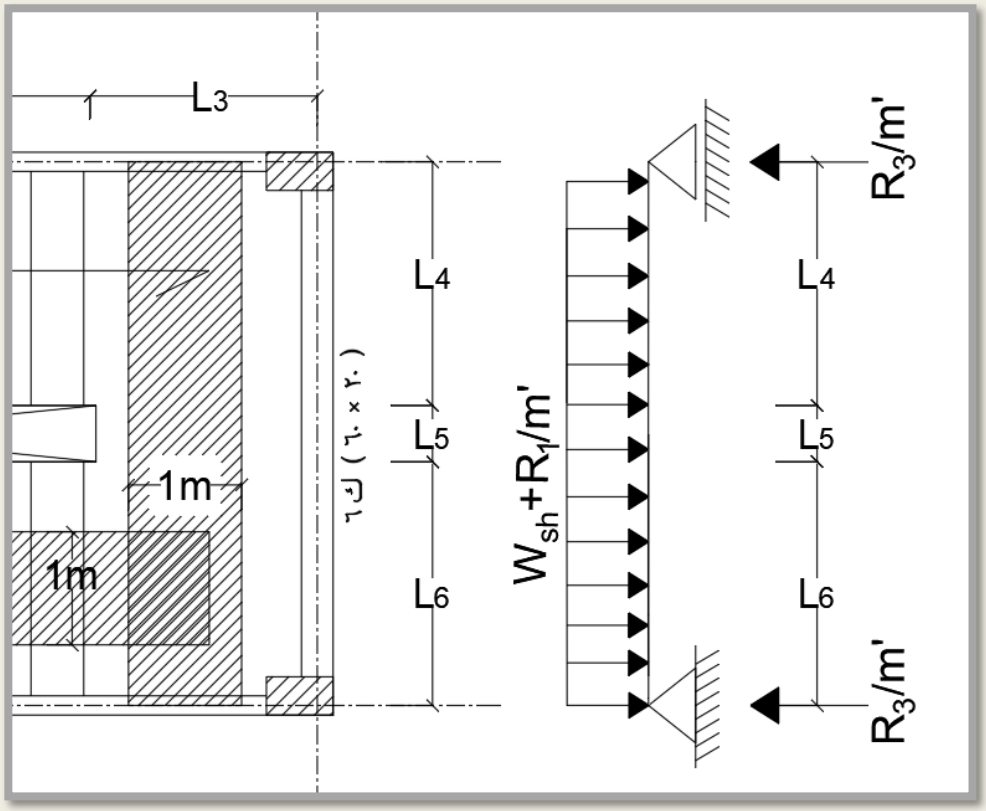
- الحاله الرابعه : فى تلك الحاله يتم تحميل شريحه الدرج S_1 على كمره نصف الدور و شريحه صدفه الدور S_2 ويتم تحميل صدفه الدور على الكمرات الجانبيه مع الدور



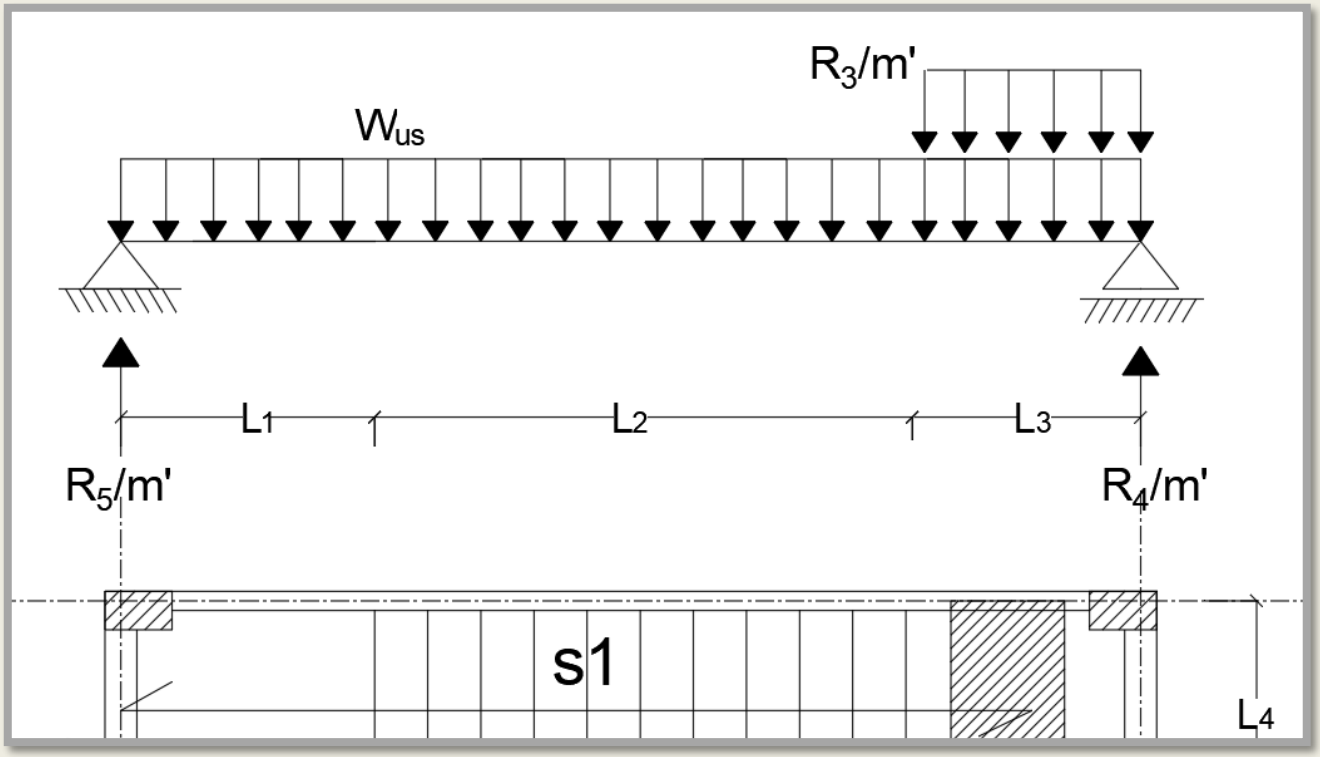
1- يتم تحديد السمك حسب طول الشريحه الاكبر و يتم اولا وضع الاحمال على شريحه الدرج S_1 و يتم تحليل الشريحه وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها .



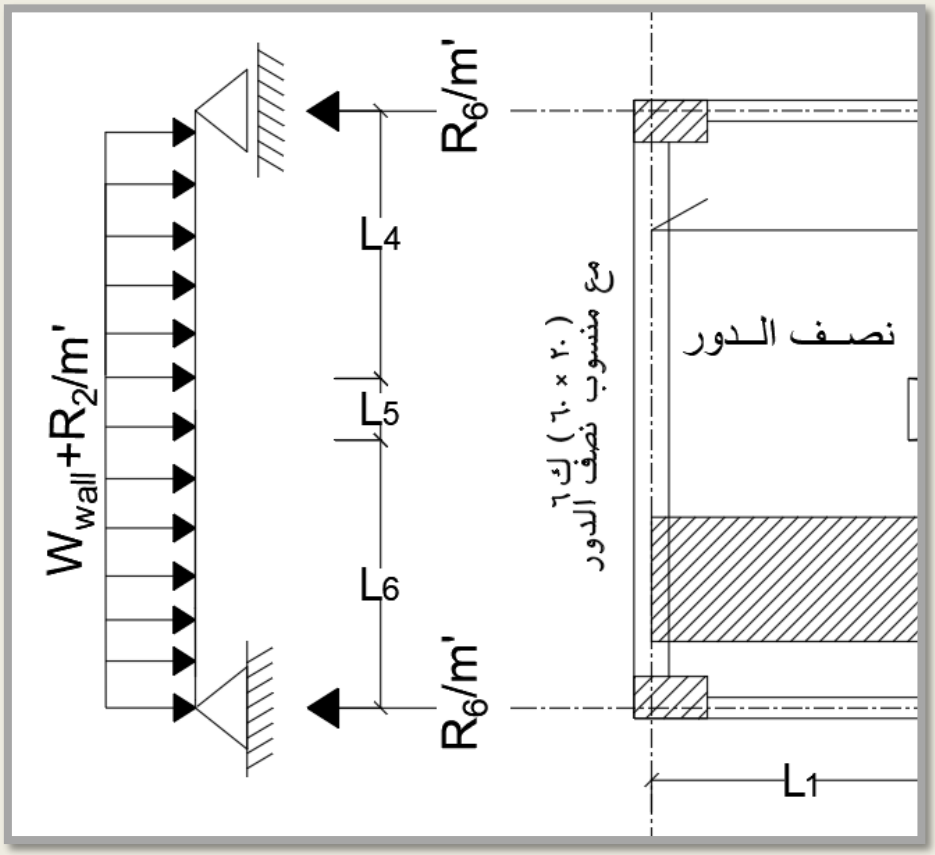
2- يتم وضع الاحمال على شريحه الصدفه S_2 بالاضافه الى الاحمال الواقعه عليها من شريحه الدرج و يتم تحليل الشريحه وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها .



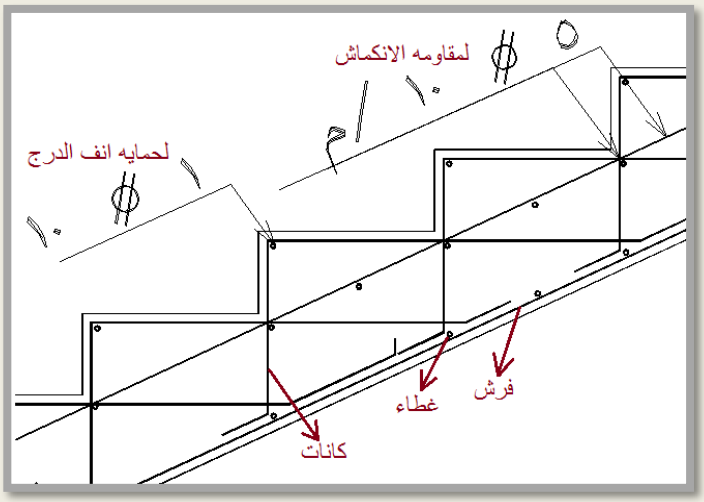
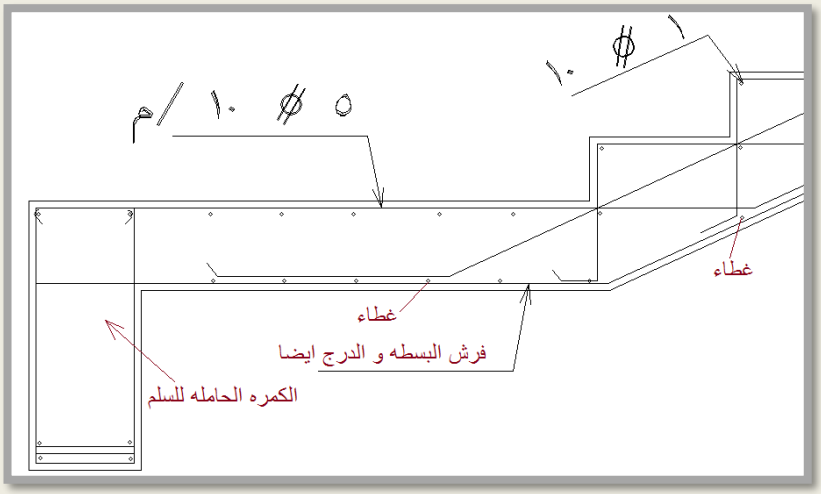
3- يتم وضع الاحمال على كمره الدور الجانبيه الحامله لشريحه الصدفه S_2 (احمال بلاطه الدور + احمال الصدفه) و يتم تحليل الكمره وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها ورد الفعل الناتج من تحليل الكمره هو الحمل المركز على العمود .



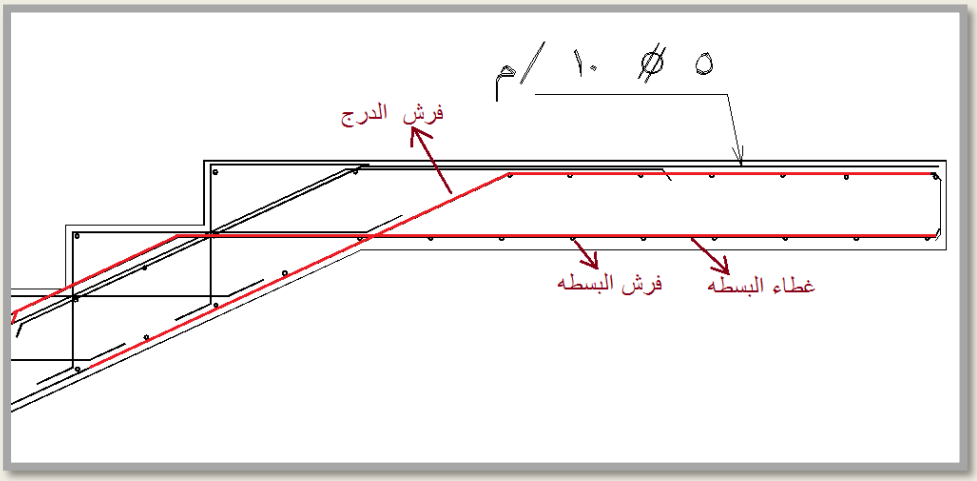
4- يتم وضع الاحمال على كمره نصف الدور (حمل الحائط + حمل شريحه الدرج+الوزن الزاتى) و يتم تحليل الكمره وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها ورد الفعل الناتج من تحليل الكمره هو الحمل المركز على العمود .



5- يختلف التسليح هنا عن التسليح السابق

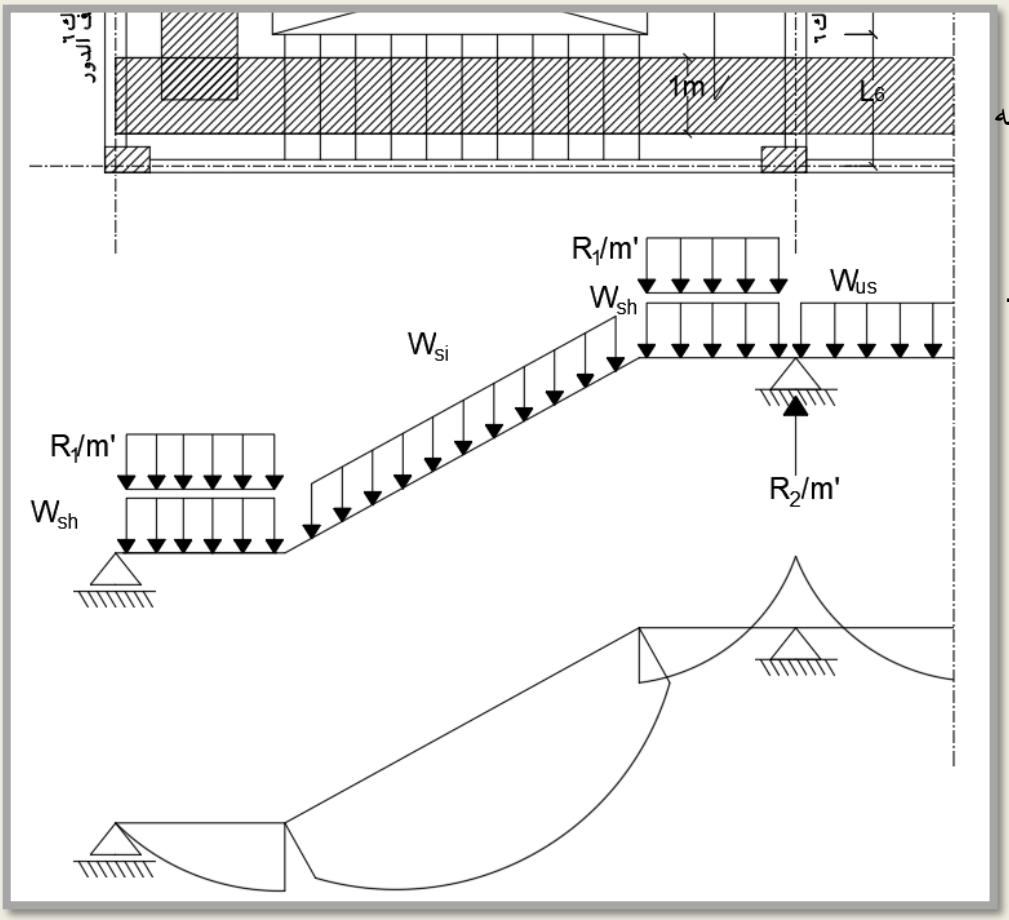
التسليح فى المنتصف كالتالى	التسليح فى البسطه كالتالى
	

التسليح فى الصدفه كالتالى



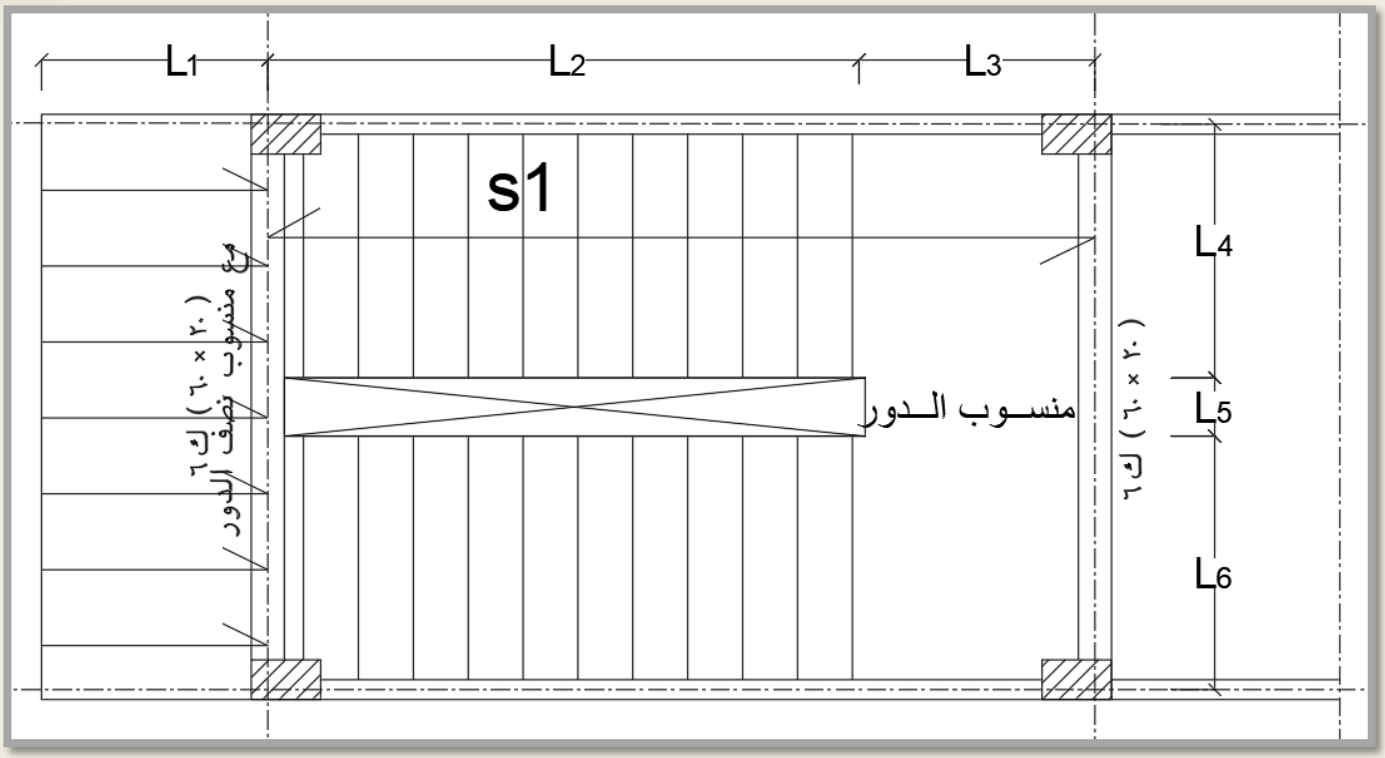
- التسليح الرئيسى فى المنتصف و فى الاسفل يكون بكامل طول الشريحه S_1 اما فى الاعلى يكون ثانوى و يكون التسليح فى الاعلى فى اتجاه الشريحه S_2 وذلك نظرا لطريقه التحميل المستخدمه .

- ملحوظه

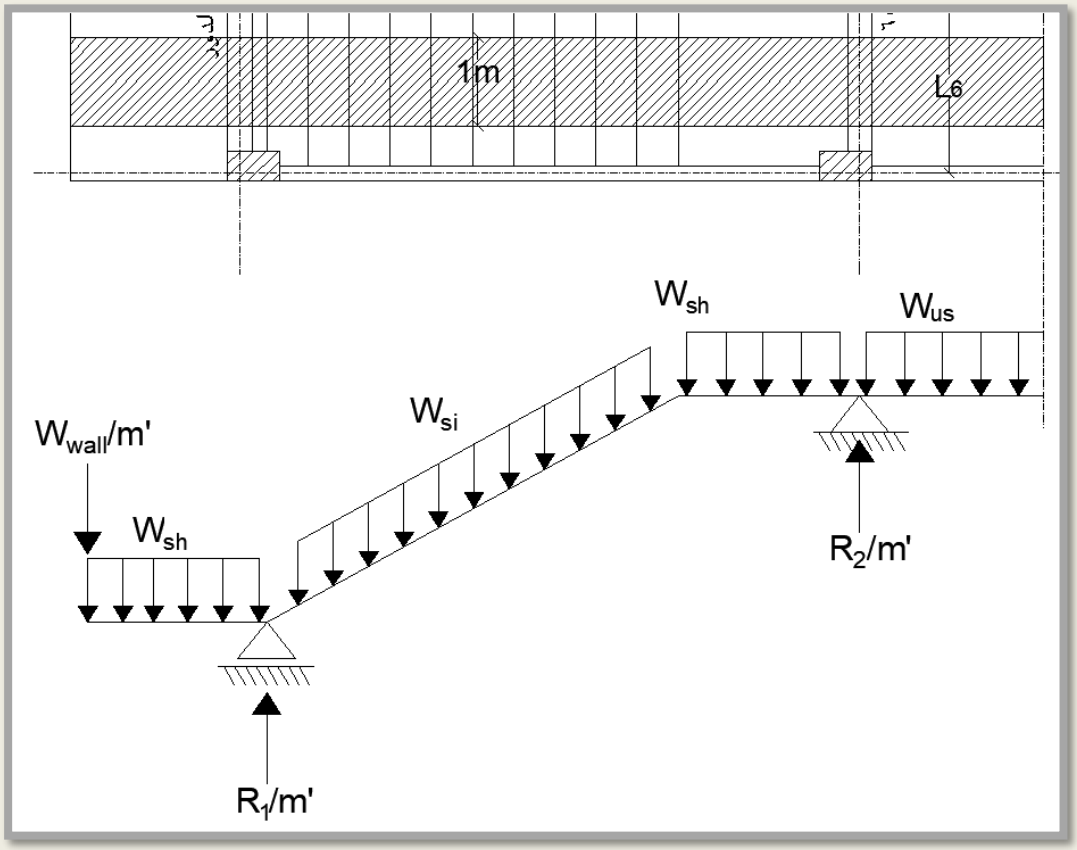


- نلاحظ عند تصميم السلم يتم التعامل معه كعنصر منفصل فمن الممكن اعتبار ان بلاطه السلم و بلاطه الدور بهما استمراريه وهذا الواقع بالفعل ولتحقيق هذا الفرض يجب مراعات ذلك فى التحليل .
- يمكن حساب السمك باعتبار انها مستمره من ناحيه واحده ليصبح السمك (L/30) .

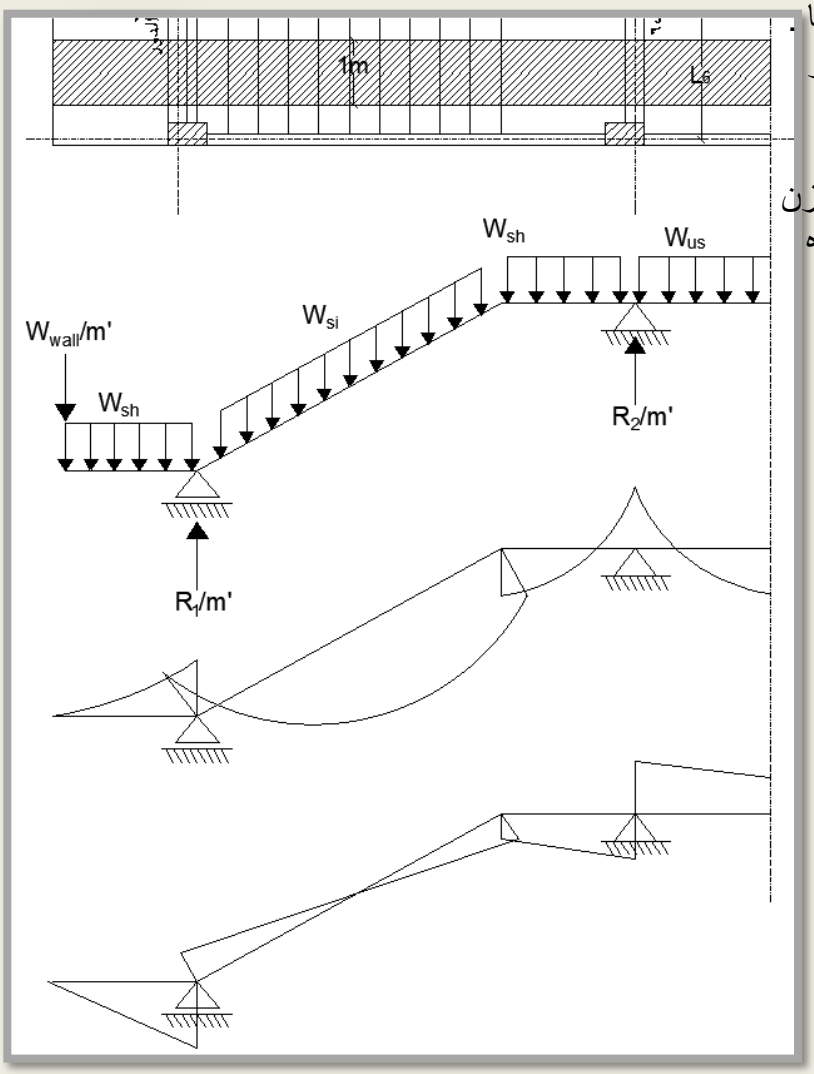
- الحاله الخامسه : شريحه الدرج (S_1) محمله على الكمرتين الدور و نصف الدور و كابولى فى منسوب نصف الدور محمل على كمره نصف الدور وتعتبر شريحه الدرج (S_1) مع الكابولى مستمره ومستمره ايضا مع بلاطه الدور

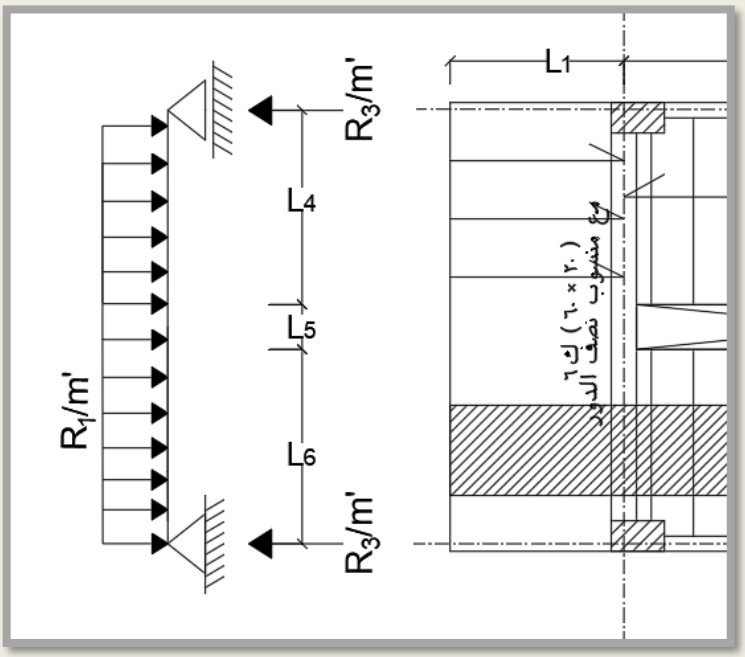


1- يتم تحديد السمك حسب طول الشريحه (S_1) ويمكن اعتبارها مستمره من ناحيتين ليصبح السمك (L/36) و يتم اولا وضع الاحمال على الشريحه

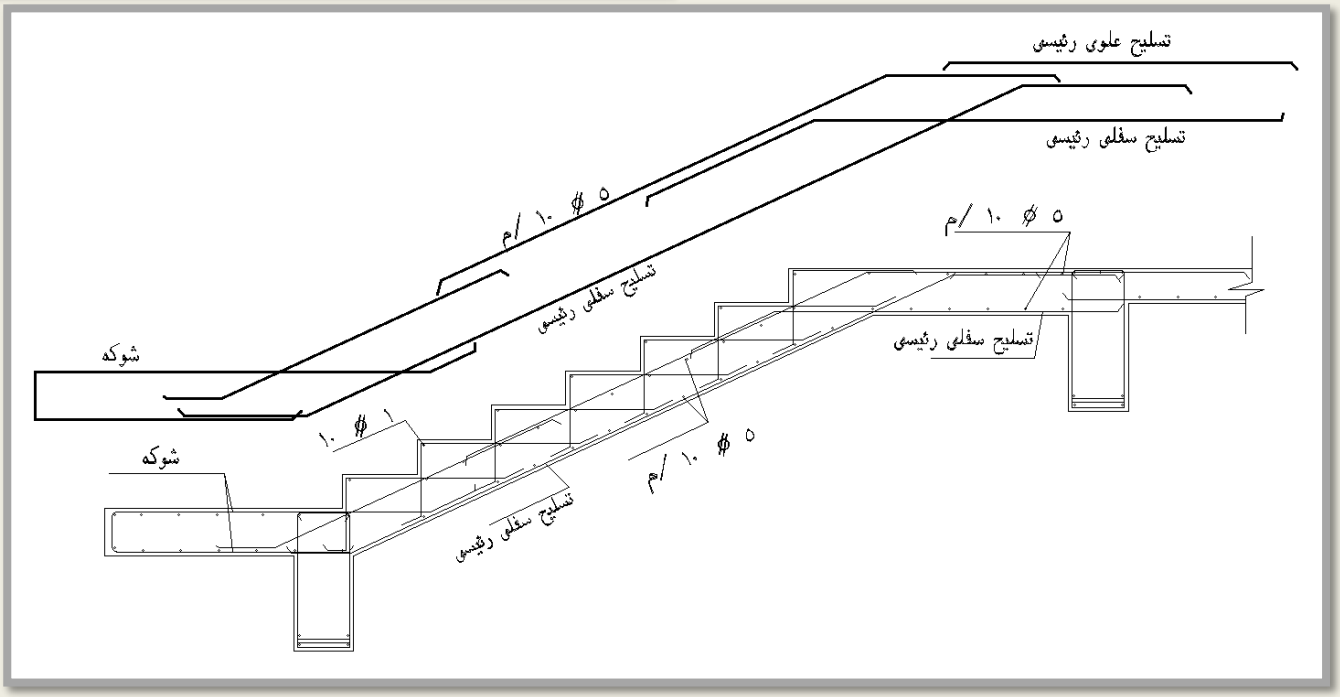


2- يتم تحليل الشريحه وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها .
- رد الفعل R_1/m' هو حمل موزع على كمره نصف الدور
- رد الفعل R_2/m' هو حمل موزع على كمره الدور
3- تم تحليل كمره نصف الدور وتصميمها على الاحمال الواقعه عليها من شريحه السلم بالاضافه الى الوزن الزاتى لها ولكن لا يوجد حائط فى تلك الحاله على الكمره ولكنه على داير البلاطه لذلك تم اخذه فى الاعتبار عند تصميم شريحه السلم .





4- يتم وضع التسليح طبقا لطريقه التصميم .



- مثال شامل لجميع الحالات السابقه :

L.L=0.3 t/m^2

F_{cu} = 30 N/mm^2

F_y = 360 N/mm^2

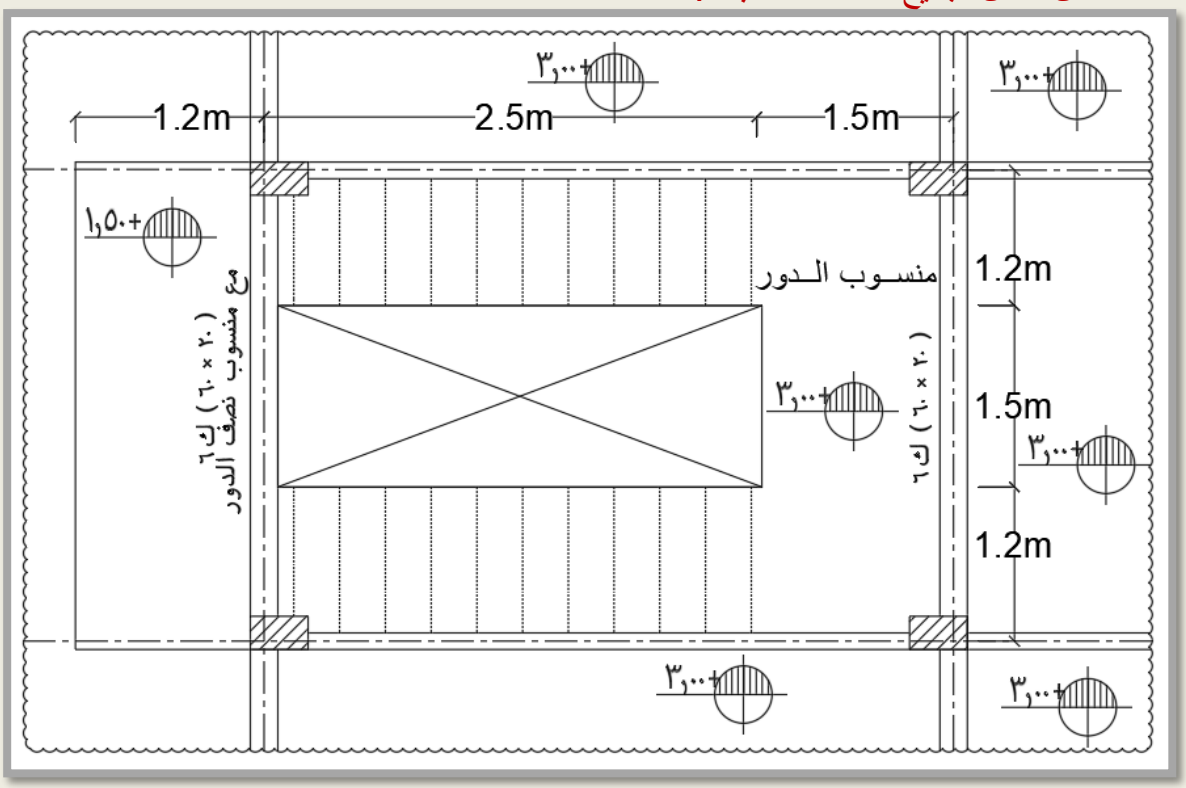
F.C_{stair}= 0.075 t/m^2

F.C_{land}=0.2 t/m^2

h_f =3.0 m

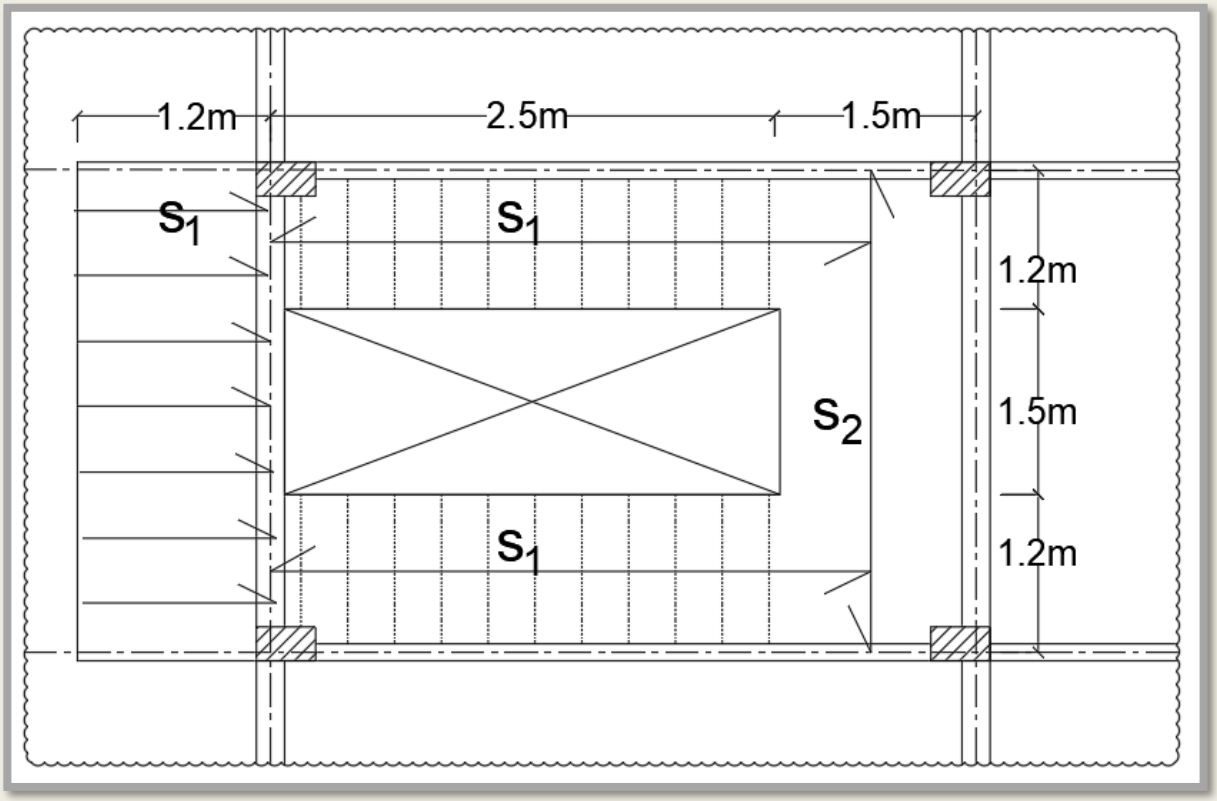
L_{riser} =15 cm

L_{going} =30 cm



Sol.

1-يتم فرض اتجاه التحميل للسلم وليكن بهذه الطريقه



2-وضع الاحمال على الشريح S_1

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{r}{g}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.15}{0.3}\right) = 26.57$$

$$t_s = \frac{0.87L_s}{25} = \frac{0.87(0.75+2.5)}{25} = 0.12\ m$$

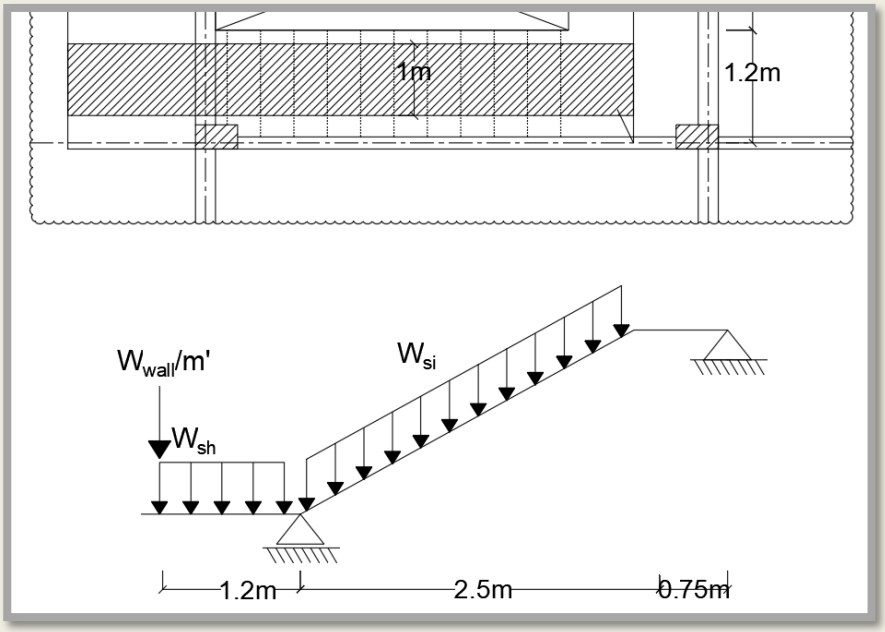
$$t_s = \frac{L_c}{10} = \frac{1.2}{10} = 0.12\ m$$

$$t_{min} = 0.16m$$

$$t_{av} = \frac{0.16}{\cos(26.57)} + \frac{0.15}{2} = 0.254\ m$$

$$W_{si} = 1.4[0.254 * 2.5 + 0.075] + 1.6 * 0.3 = 1.474\ t/m^2$$

$$W_{sh} = 1.4(0.16 * 2.5 + 0.2) + 1.6 * 0.3 = 1.32\ t/m^2$$

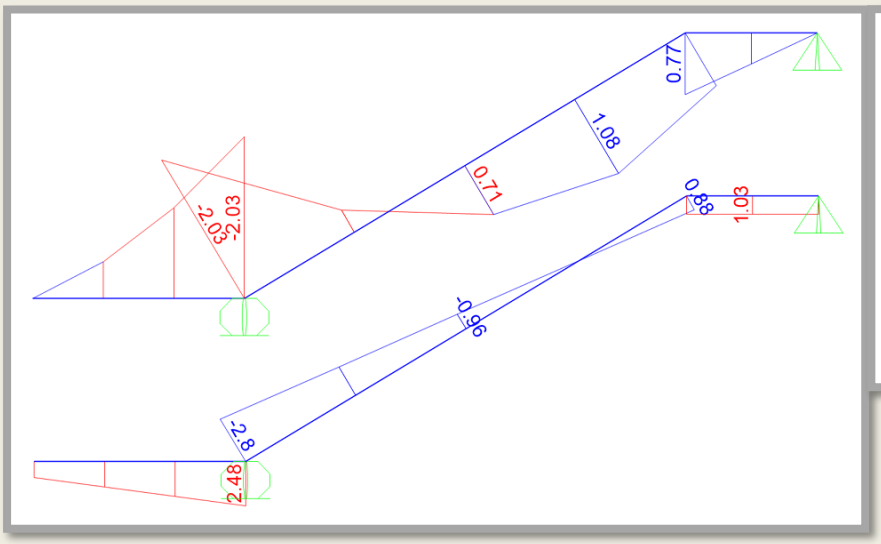


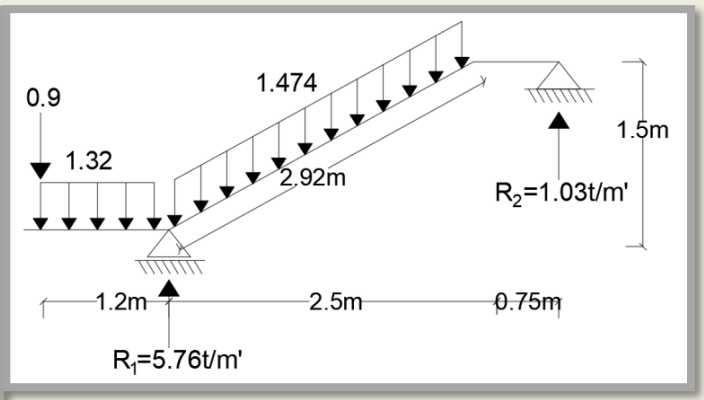
$$W_{wall} = \gamma_{wall} * b * h = 1.5 * 0.25 * (3 - 0.6) = 0.9\ KN/m'$$

3-ايجاد الاحمال المؤثره على الشريحه (straining action) وتصميمها على تلك الاحمال

$$R_1 = (0.9 * 4.45 + 1.32 * 1.2 * 3.85 + 1.474 * 2.92 * 2) \div 3.25 = 5.76$$

$$R_2 = 0.9 + 1.32 * 1.2 + 1.474 * 2.92 - 5.872 = 1.031\ Ton$$





$$Q_{max} = 2.8\ ton$$
$$M_{-ve} = 2.03\ ton.m$$
$$M_{+ve} = 1.08\ ton.m$$
$$t_{min} = \min OF\ (t_s\ OR\ t_{av})$$

Check shear :

$$Q_{max} = 2.8ton = 28\ KN$$

$$q_u = \frac{Q_{max}}{b*d_{min}} = \frac{28*10^3}{1000*(160-25)} = 0.21\ N/mm^2$$

safe shear. $q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{30}{1.5}} = 0.71\ N/mm^2$

Design of Flexure M_{-ve} :

$$d = C1\sqrt{\frac{M_{max}}{F_{cu} * b}}$$

$$(160-20) = C1\sqrt{\frac{2.03*10^7}{30*1000}} \rightarrow C1 = 5.31 \rightarrow J = 0.826$$

$$A_s = \frac{2.03*10^7}{360*(160-25)*0.826} = 505.7\ mm^2 \rightarrow 5Ø12/m'$$

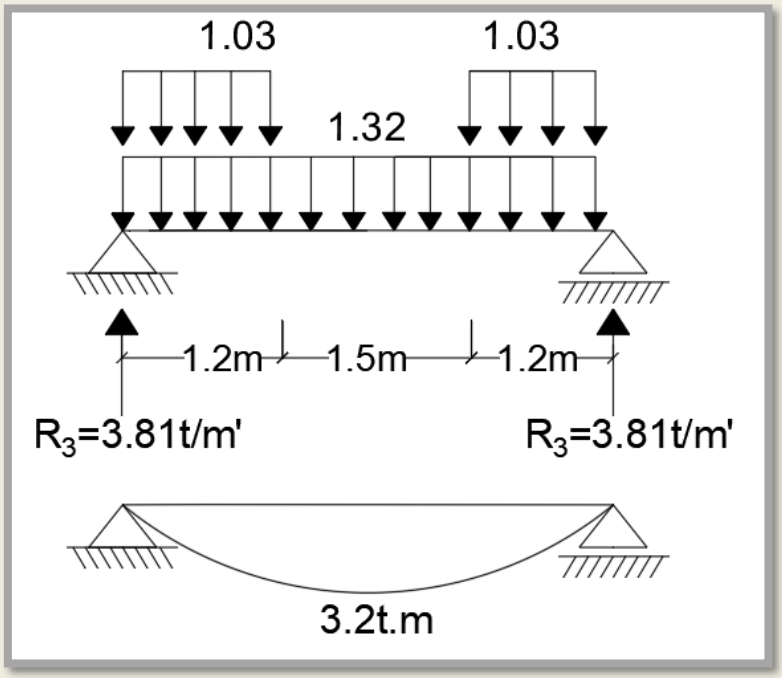
$$A_{s\ min} = \frac{0.15}{F_y} * b * d = \frac{0.15}{360} * 1000 * (160-25) = 56.25 < A_s \quad ok$$

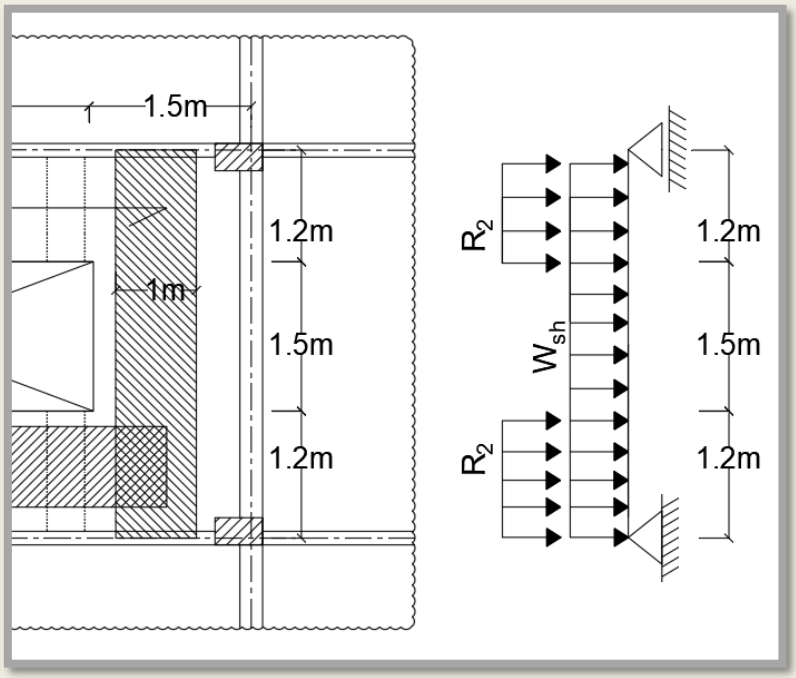
Design of Flexure M_{+ve} :

$$(160-20) = C1\sqrt{\frac{1.08*10^7}{30*1000}} \rightarrow C1 = 6.6 \rightarrow J = 0.826$$

$$A_s = \frac{1.08*10^7}{360*(160-25)*0.826} = 296\ mm^2 \rightarrow 5Ø12/m'$$

4-وضع الاحمال على الشريح S_2 وهى عباره عن رد الفعل R_2 الناتج عن الشريحه S_1





$$Q_{max} = 3.81\ ton$$
$$M_{ve} = 3.2\ ton.m$$

Check shear :

$$Q_{max} = 3.81ton = 38.1\ KN$$

$$q_u = \frac{Q_{max}}{b*d_{min}} = \frac{38.1*10^3}{1000*(160-25)} = 0.282\ N/mm^2$$

safe shear. $q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{30}{1.5}} = 0.71\ N/mm^2$

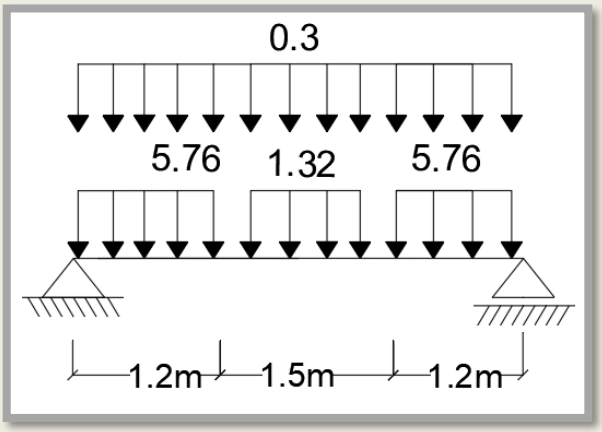
Design of Flexure M_{-ve} :

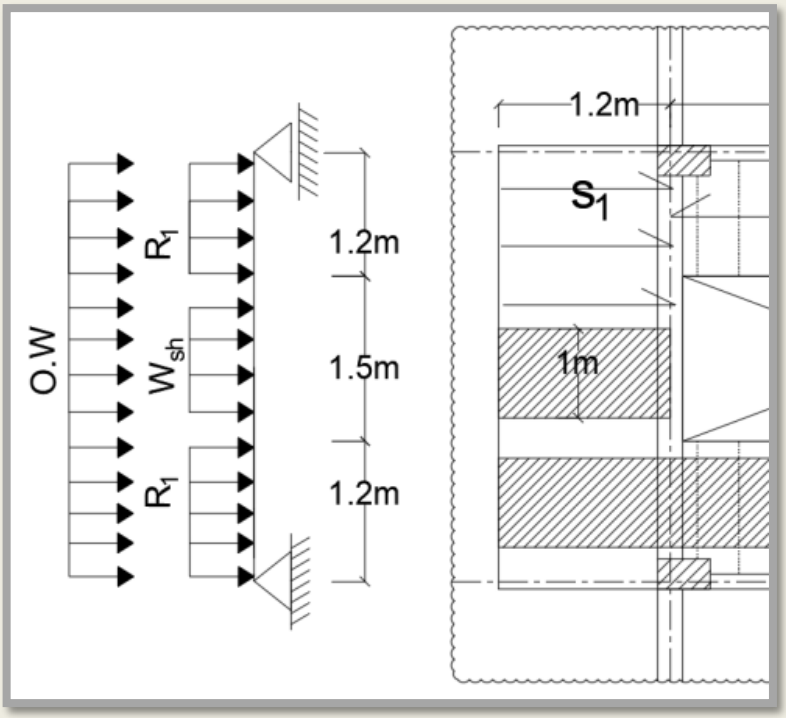
$$d = C1\sqrt{\frac{M_{max}}{F_{cu} * b}}$$

$$(160-20) = C1\sqrt{\frac{3.2*10^7}{30*1000}} \rightarrow C1 = 4.28 \rightarrow J = 0.813$$

$$A_s = \frac{3.2*10^7}{360*(160-25)*0.813} = 809.9\ mm^2 \rightarrow 5Ø16/m'$$

5-وضع الاحمال على كمره نصف الدور وهى عباره عن رد الفعل الناتج عن الشريحه S_1 بالاضافه الى وزنها

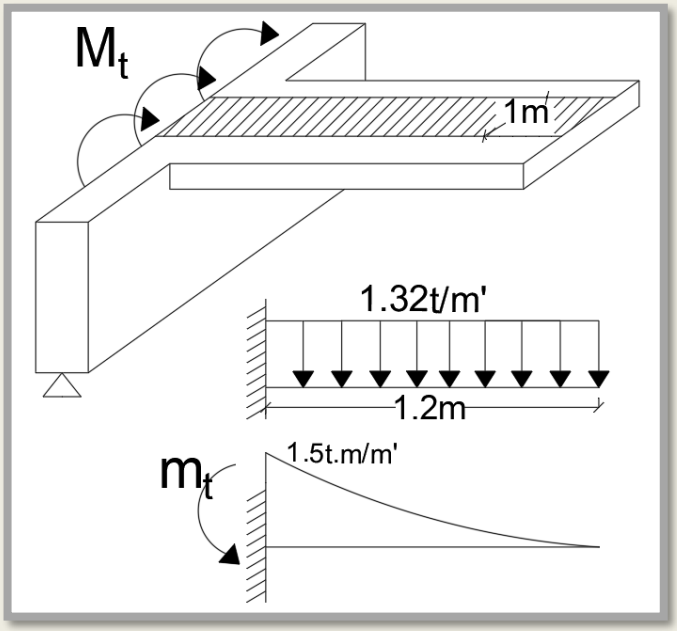


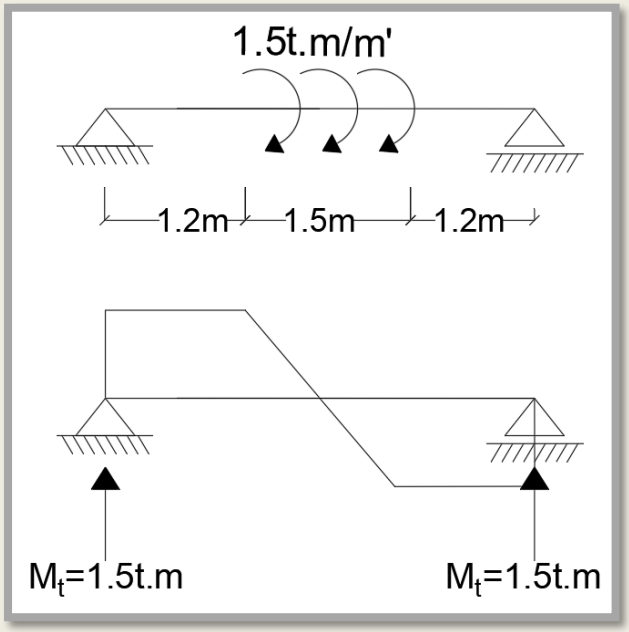


- يتم تصميم الكمره على تلك الاحمال بلاضافه الى عزوم اللى عليها

$$m_t = \frac{W_{sh} * L^2}{2} = \frac{1.32 * 1.5^2}{2} = 1.5\ t.m/m'$$

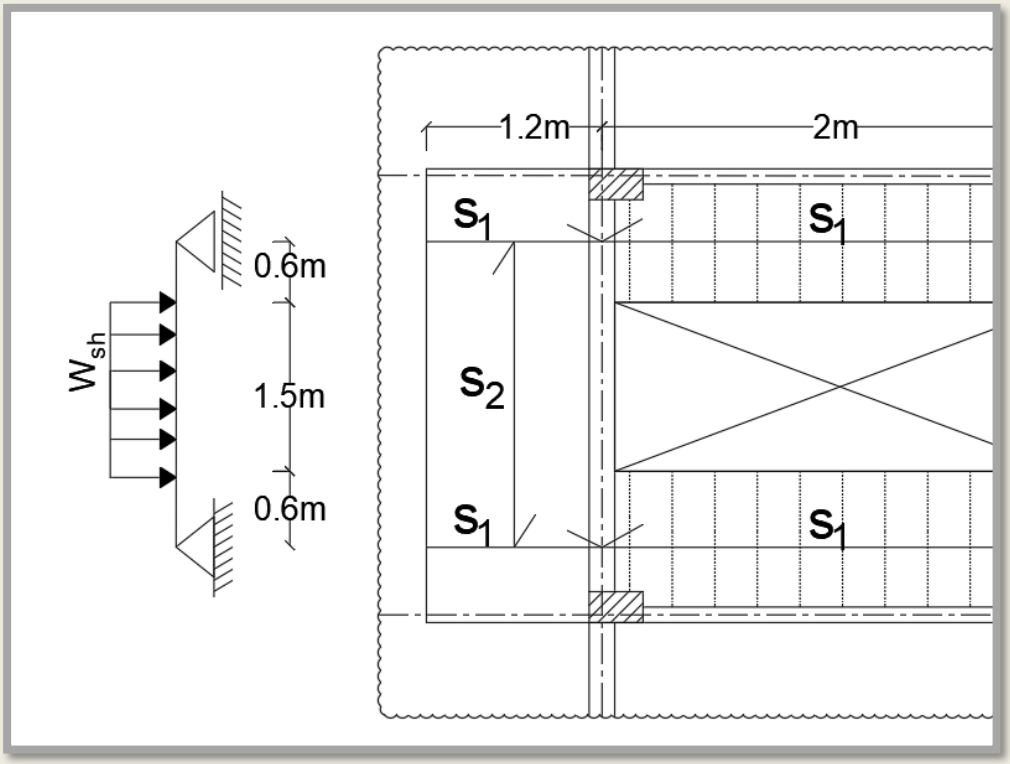
$$M_t = \frac{m_t * L}{2} = \frac{1.5 * 1.5}{2} = 1.5\ t.m$$ Design of beam with torsion in this value



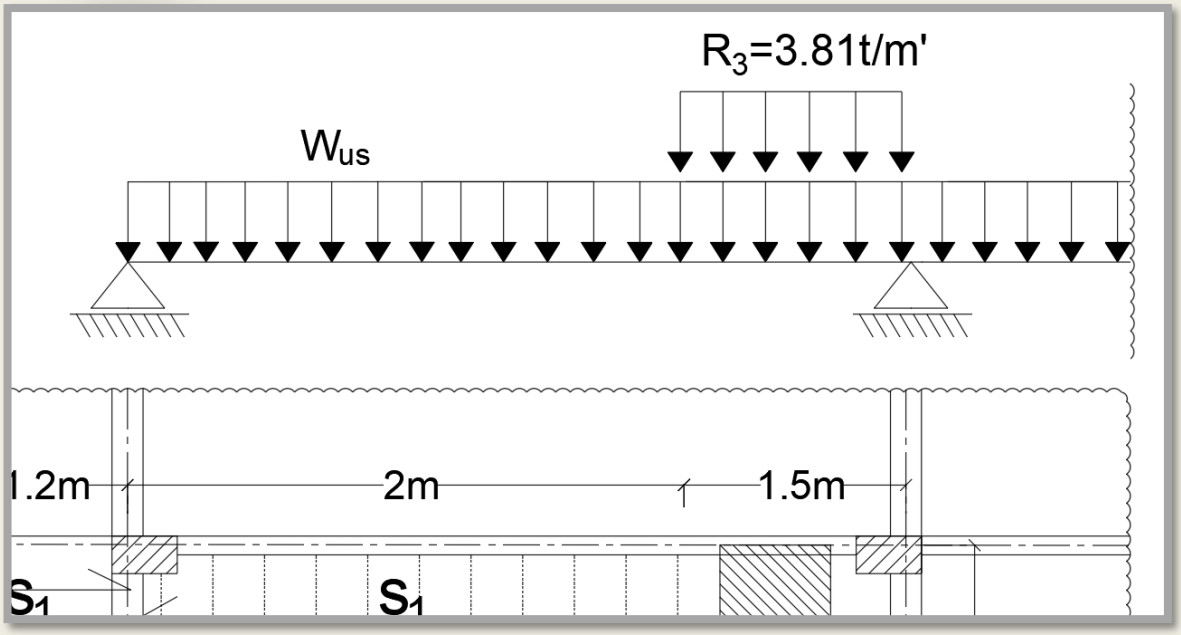


ملحوظه

من الممكن عدم تحميل الكمره بعزوم لى عن طريق تغيير حاله التحميل للبسطه لتكون كالتالى ولكن هذا يزيد من الترخيم ويلزم حسابه بدقه .

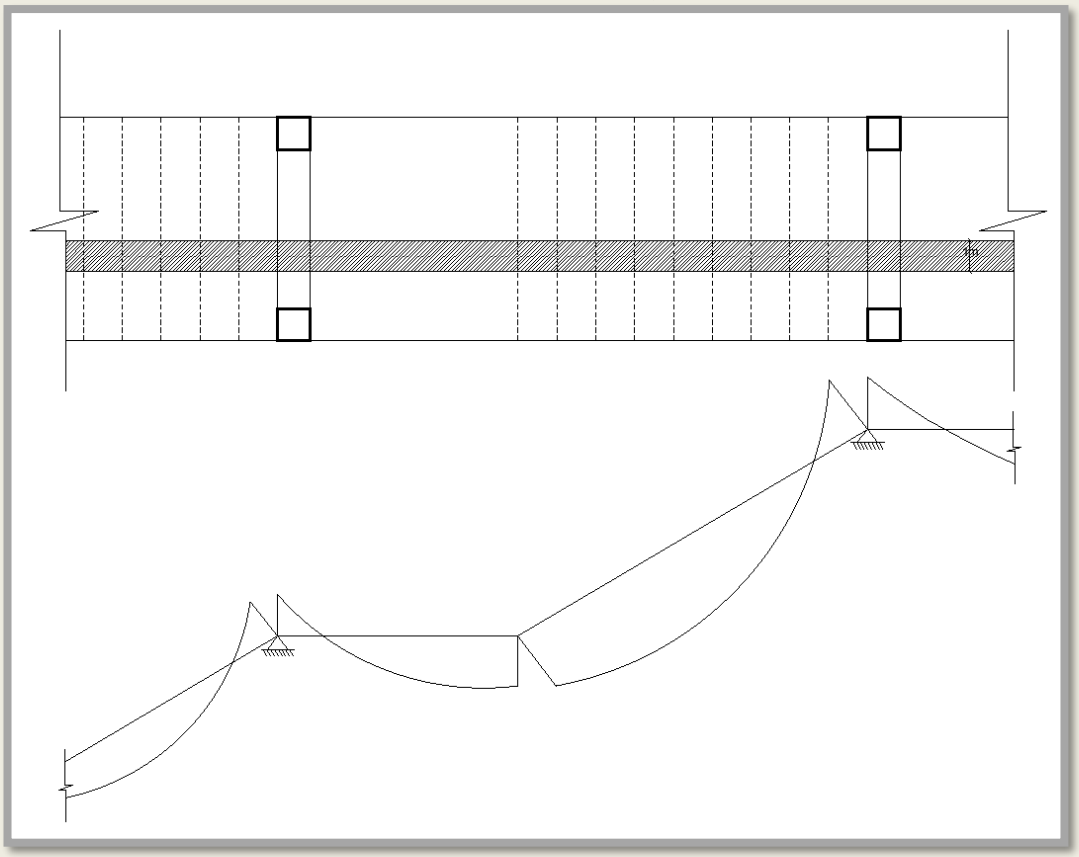


6-وضع الاحمال على كمره الدور وهى عباره عن رد الفعل الناتج عن الشريحه S_2 بالاضافه الى وزنها بالاضافه الى حمل الدور

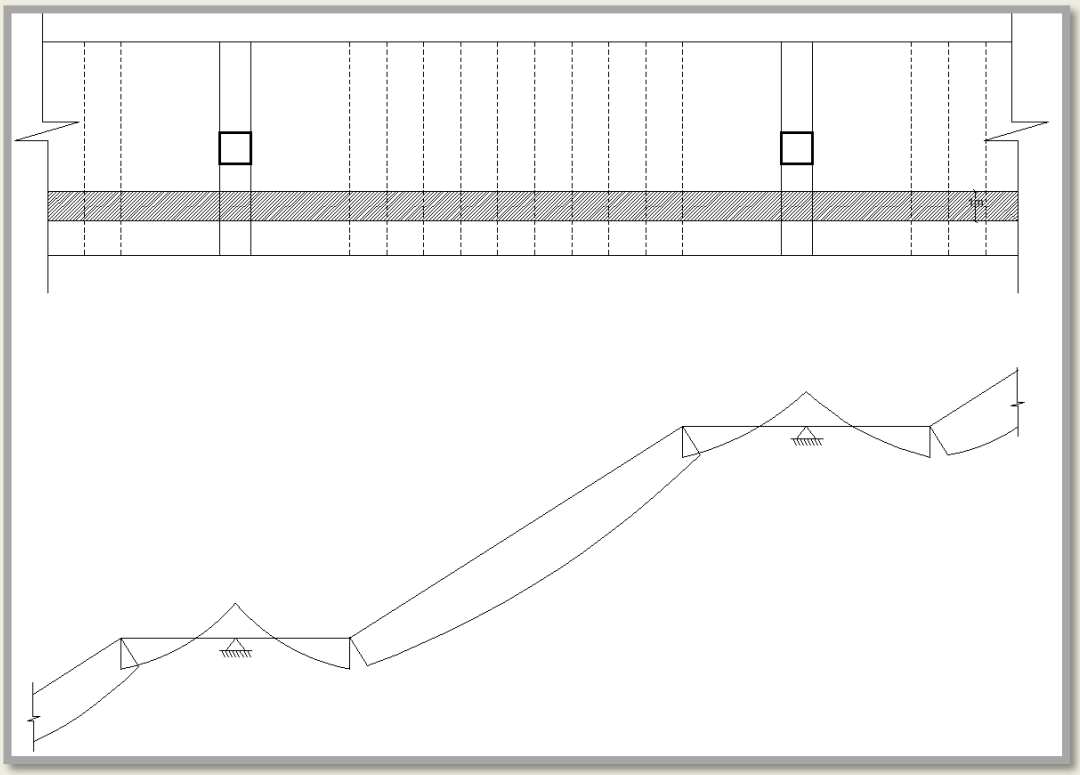


- حالات مختلفه شائعه فى سلالم كبارى المشاه :-

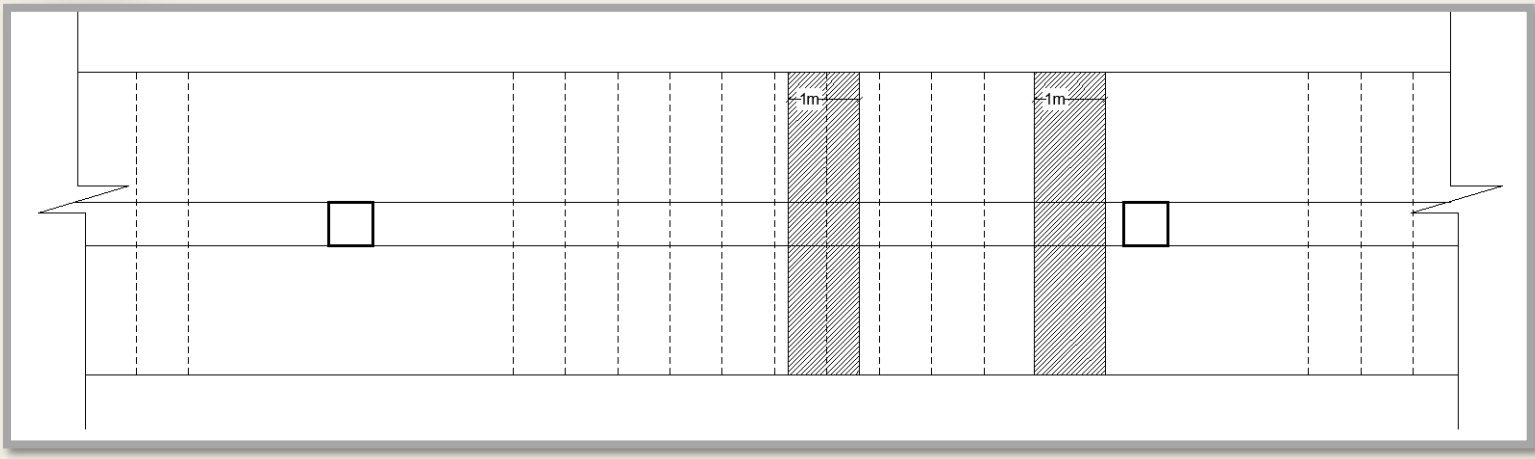
1. الحاله الاولى : عباره عن سلم محمل على كمرات فى كل بسطه و الكمرات محمله على الاعمده



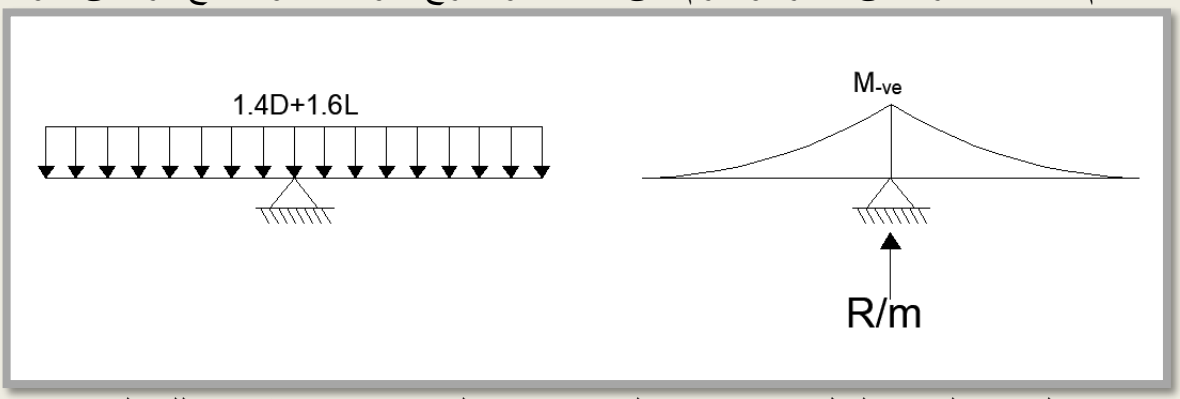
2. الحاله الثانيه : شبيهه للحاله الاولى ولكن الكمره محمله على عمود واحد فقط



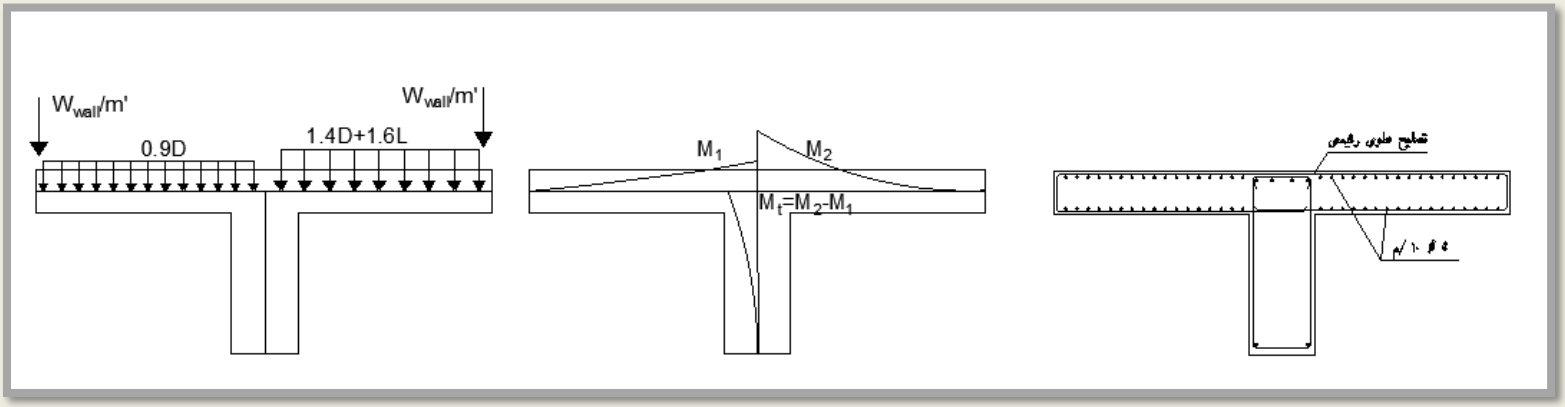
3. الحاله الثالثه : عباره عن كمره بطول السلم محمل عليها الدرج و البسطات



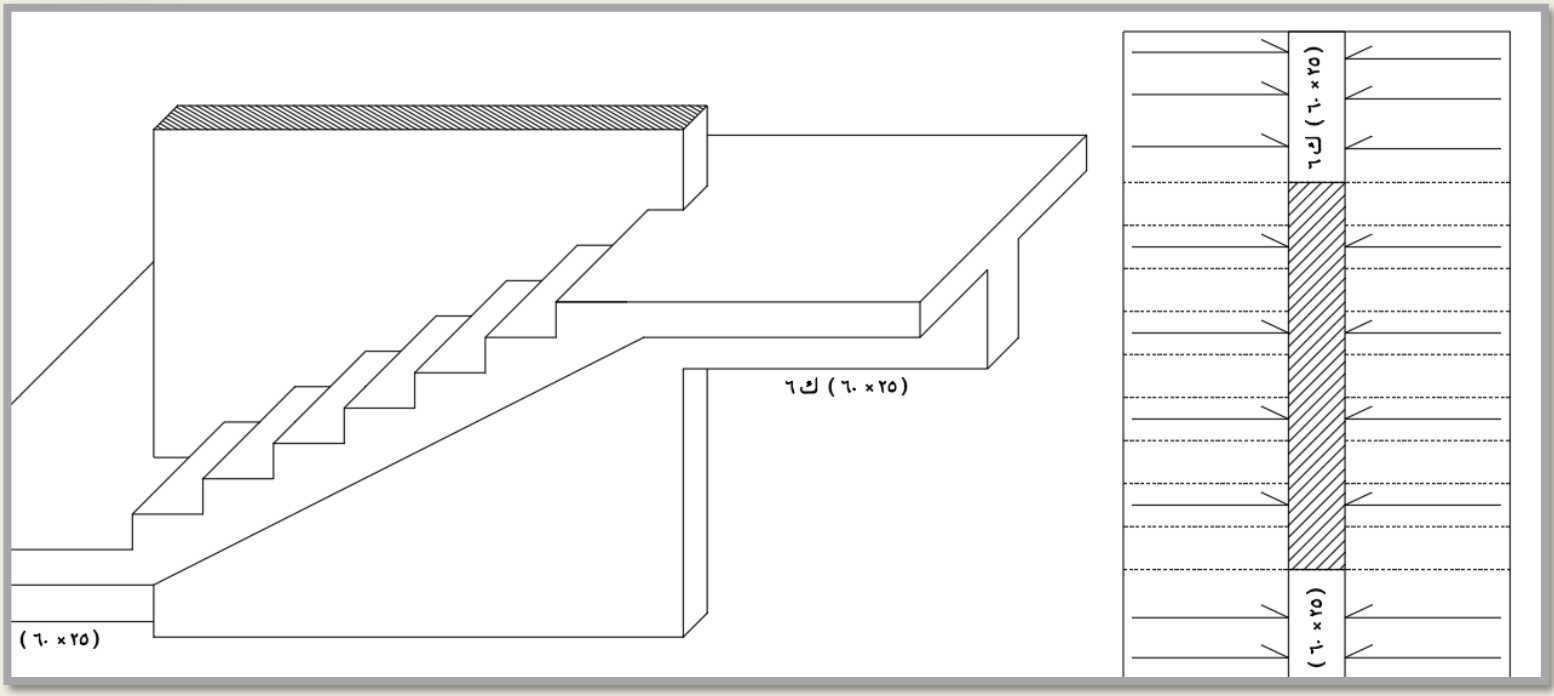
- هنا السلم محمل مباشره على الكمره والعزم على البسطه او الدرج علوى فقط والتسليح الرئيسى علوى



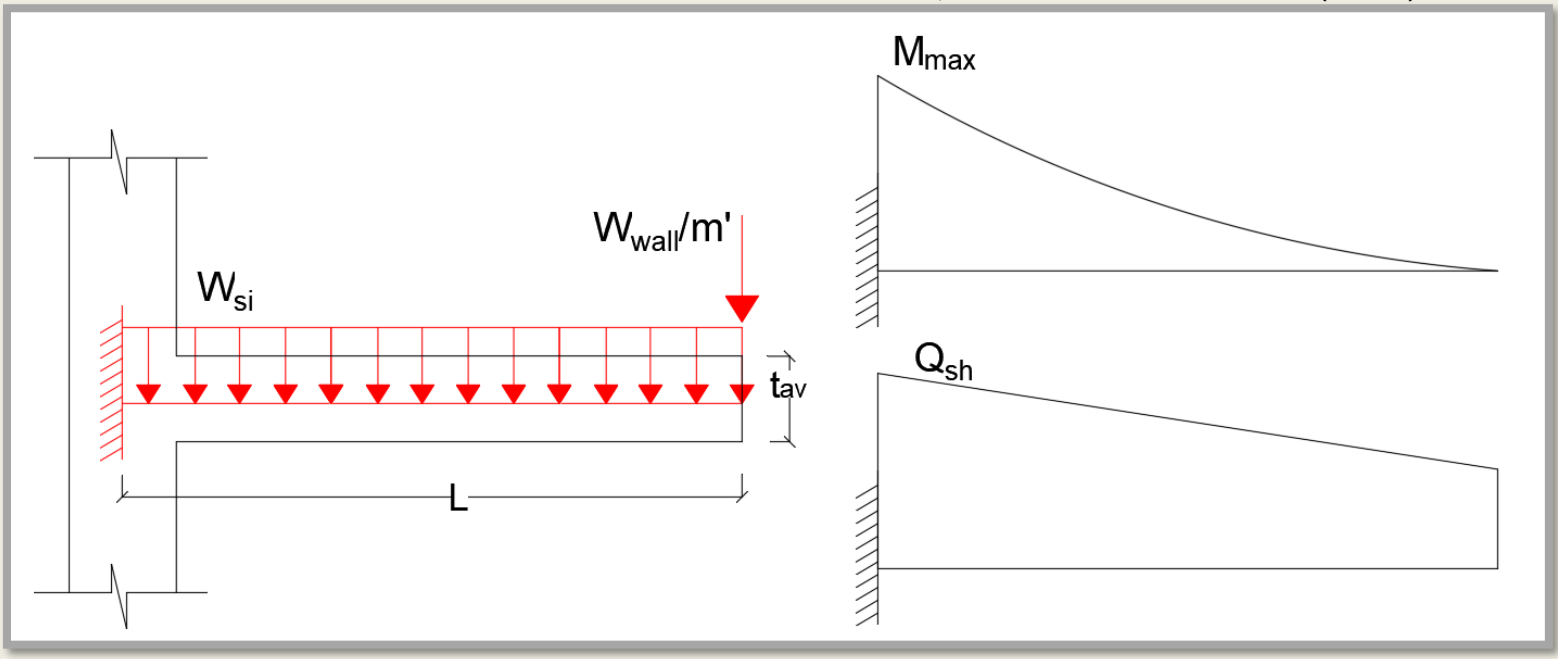
- يتم تصميم الكمره على رد الفعل R/m لايجاد العزوم و قوى القص و يجب اخذ عزم اللى الناتج عن اسواء حاله تحميل



- الحاله السادسه : السلالم الكابوليه فى هذه الحاله يتم تحميل الدرج على الحائط مباشره ويتم تحميل بلاطه نصف الدور على كمره نصف الدور وتصمم هذه الكمره على عزوم لى ناتجه عن اختلاف الاحمال .



1- يتم تحديد سمك البلاطه لتصبح L/10 و يتم ايجاد الاحمال لكل متر مربع على الدرج محمله على الحائط مباشره (كابولى) وايجاد الاحمال عليها وتصميم



2- يصمم القطاع لمقاومه الاحمال الواقعه عليه

- مقاومه العزوم العلويه بالتسليح ولا بد من وجود طول رباط كافى داخل الركيزه .

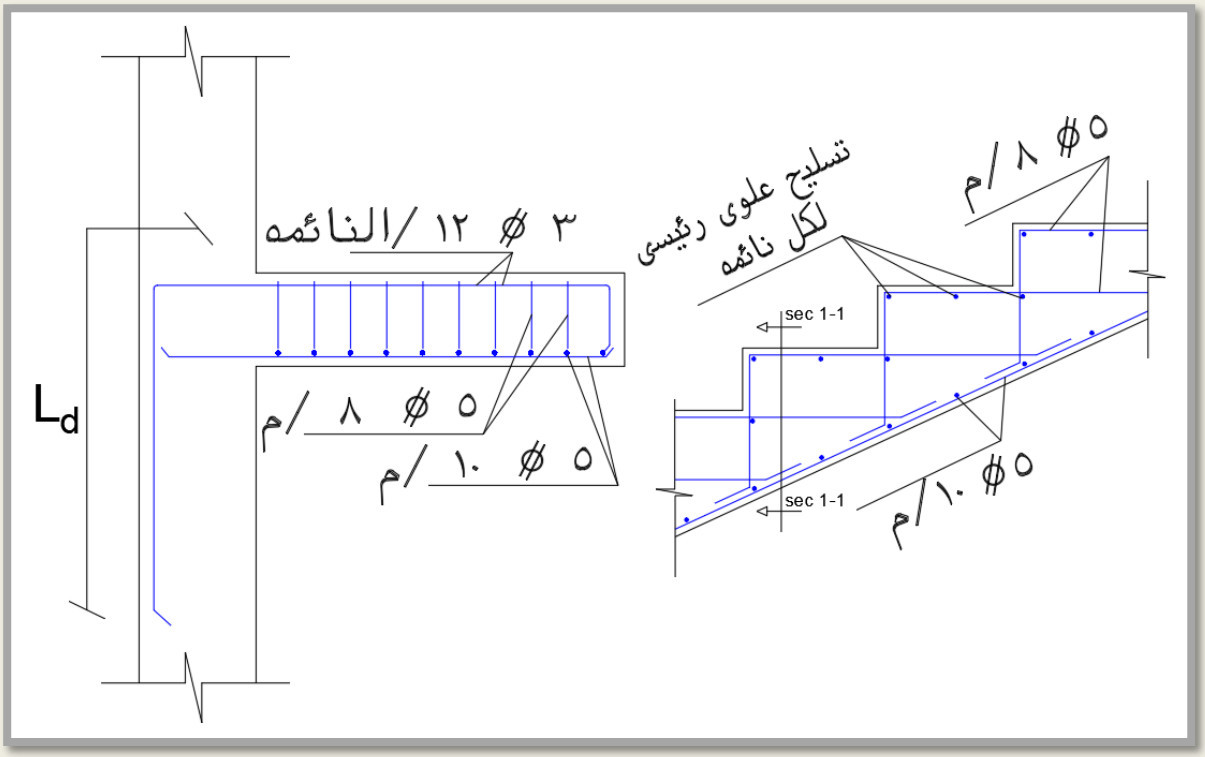
$$d = C1\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu} * b(1m)}} \quad \rightarrow C1 = .. \quad \rightarrow J = ..$$

التسليح الذى يتم الحصول عليه من المعادله التاليه لكل متر طولى اى يتم توزيعه على المتر الطولى بعرض الشريحه

$$[A_s = \frac{M_u}{J * F_y * d} = \cdots m^2/m'] \geq [A_{s\,min} = \frac{0.6}{F_y}]$$

- يتم ايجاد التسليح لعرض النائمه بدلا من المتر الطولى حتى يتم توزيعه بطريقه افضل فيتم ضربه فى عرض النائمه

$$A_s = \cdots \frac{m^2}{m'} * L_{going} = \cdots \frac{m^2}{going} \quad \rightarrow \quad (2\sim3)\emptyset(12\sim18)/going$$

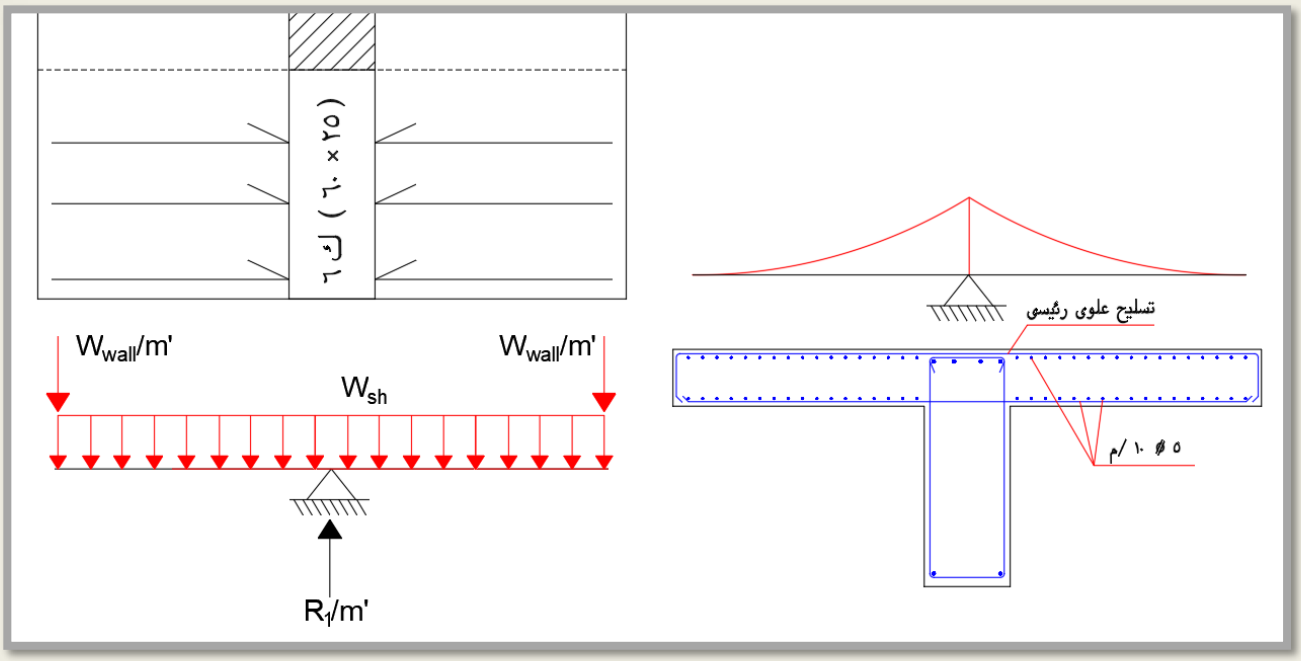


- يتم مقاومه القطاع من اجهادات القص

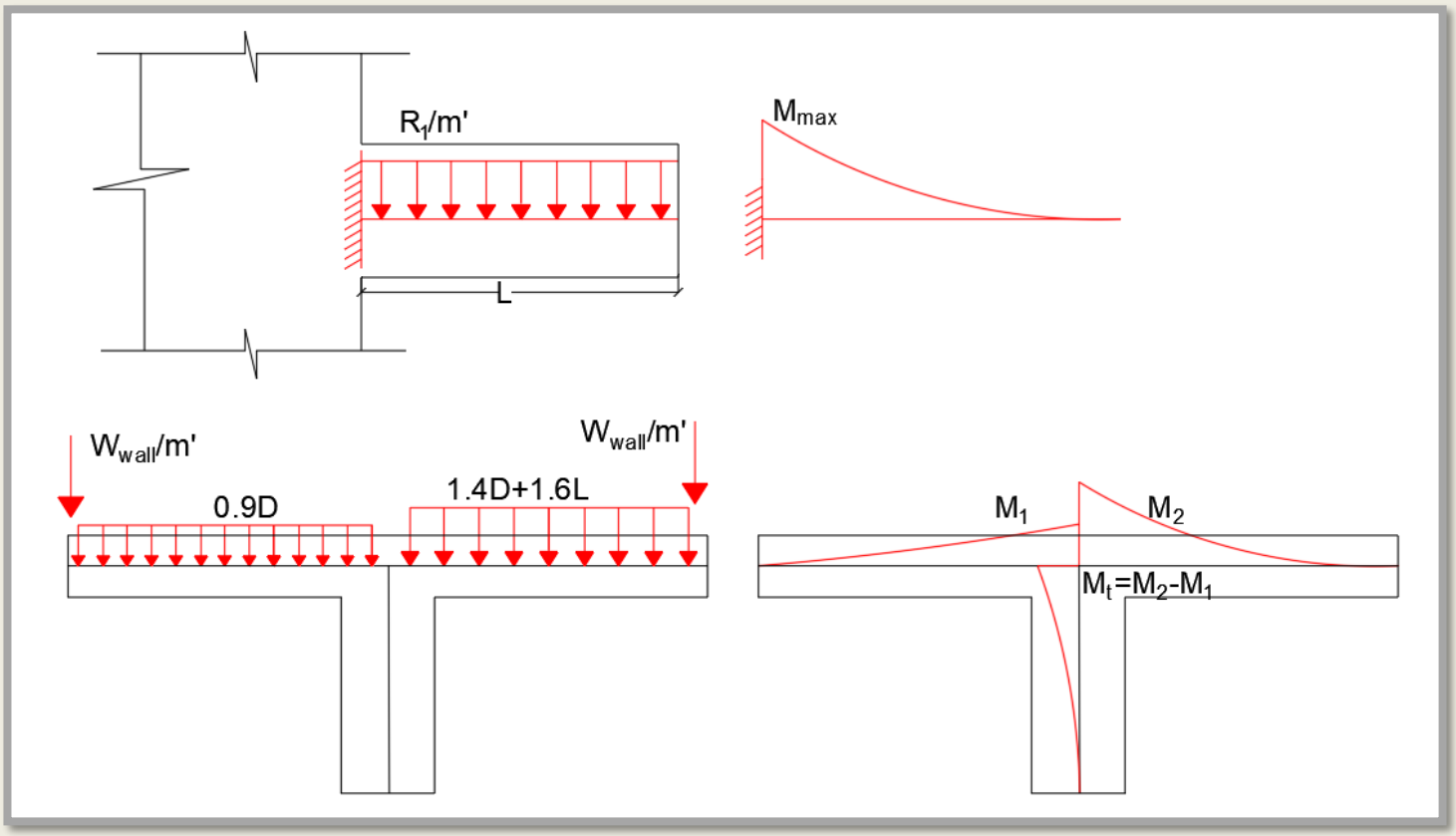
$$Q_{sh} = W_{si} * L + W_{wall}/m'$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{d * b(1m)} < q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}}$$

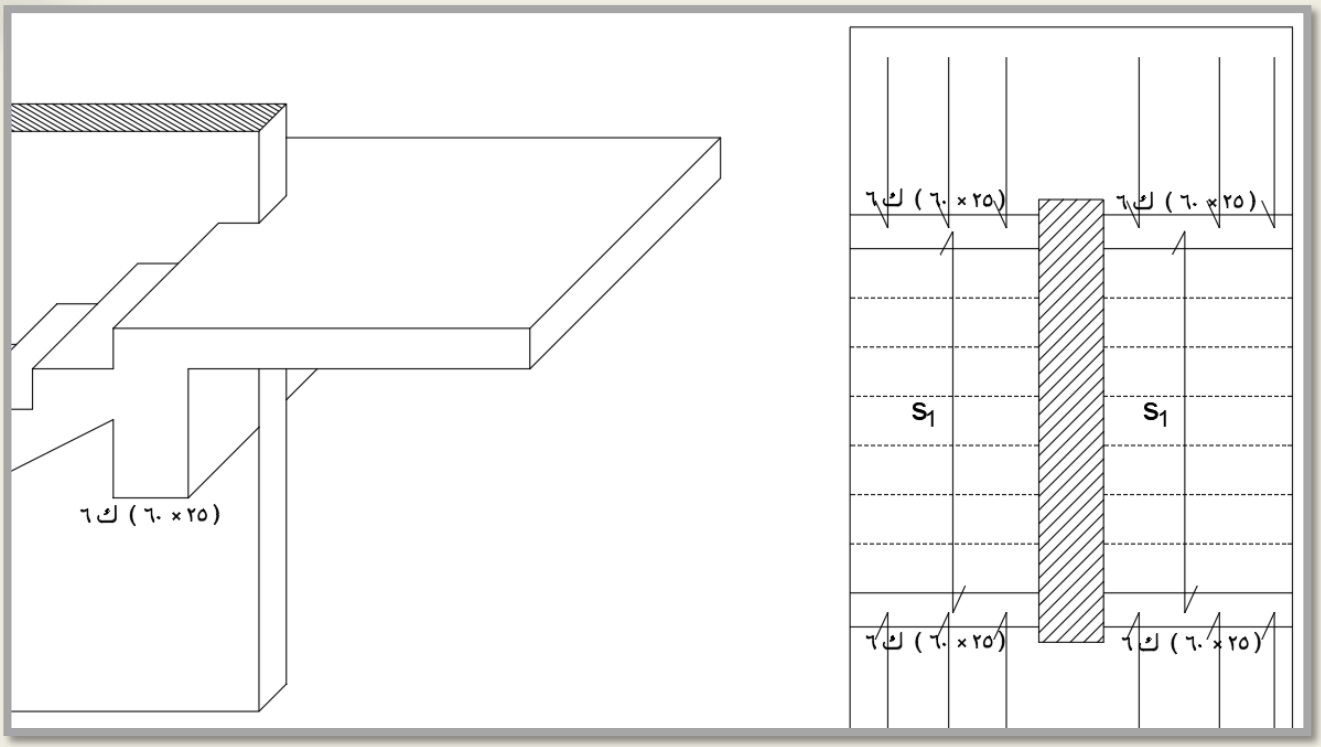
3- يتم ايجاد الاحمال على بلاطه نصف الدور و تصميمها على الاحمال الواقعه عليها ويكون رد الفعل هو حمل موزع على الكمره لكل متر طولى .



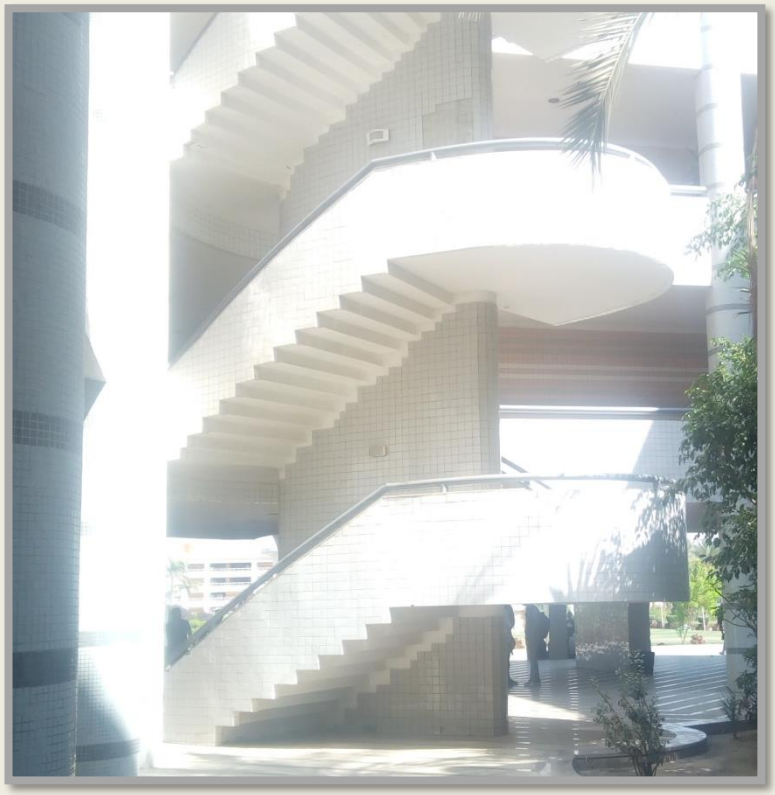
4- يتم وضع الاحمال على الكمره و تصميمها على تلك الاحمال بالاضافه الى عزوم اللى الناتجه عن اختلاف حالات التحميل على البلاطه .

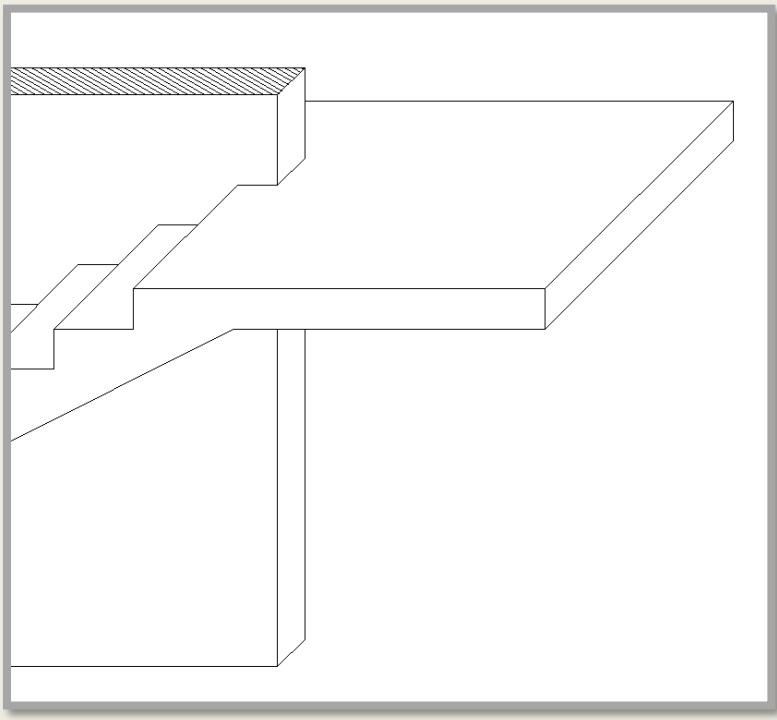


- الحاله السابعه : شريحه الدرج و البسطه محمله على الكمره والكمره محمله على الحائط



- الحاله الثامنه :





- الحاله التاسعه السلم سن المنشار (Saw-Tooth Stair) :-

تم استنتاج معادلات تحليل ذلك النوع من السلم بواسطه العالم لرينولدز و ستيدمان عام 2005 و العالم كوزن عام 1966 وذلك تحت تأثير الانفعال الناتج عن عزوم الانحناء فقط ليصبح العزم فى منتصف البحر طبقا للمعادله الاتيه :

$$M = \frac{W_u * L^2 (K_{11} + K_0 K_{12})}{j^2 (K_{13} + K_0 K_{14})}$$

Where :

$$K_0 = \frac{\text{stiffness of tread}}{\text{stiffness of riser}} = \frac{K_t}{K_r} = \frac{h_t^{\,3} * L_r}{h_r^{\,3} * L_t}$$

J = No. of tread

K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} If **J** is odd :

$$K_{11} = \frac{2J}{16} + \frac{J(J-1)(J-2)}{48}$$

$$K_{12} = \frac{2(J-1)}{16} + \frac{(J-1)(J-2)(J-3)}{48}$$

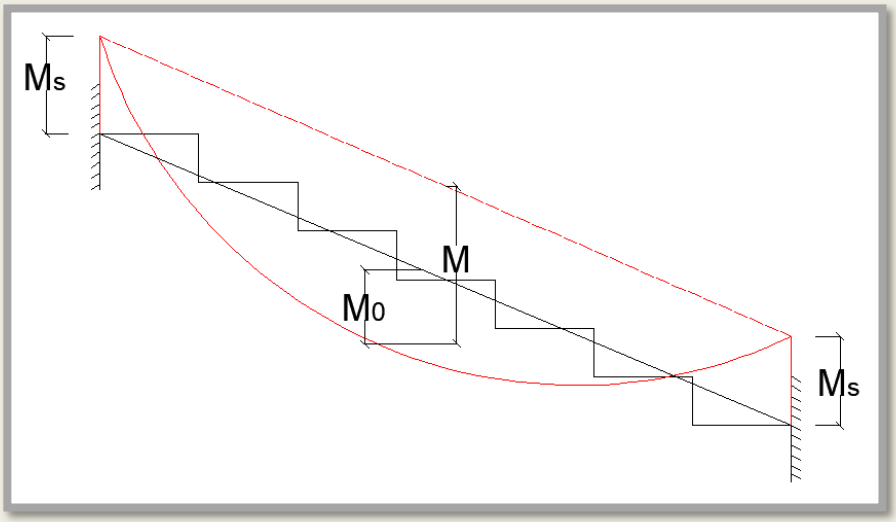
$$K_{13} = \frac{J}{2} \quad \& \quad K_{14} = \frac{J-1}{2}$$

K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} If **J** *is even* :

$$K_{11} = \frac{J(J-1)(J-2)}{48}$$

$$K_{12} = \frac{(J-1)(J-2)(J-3)}{48}$$

$$K_{13} = \frac{J-1}{2} \quad \& \quad K_{14} = \frac{J-2}{2}$$



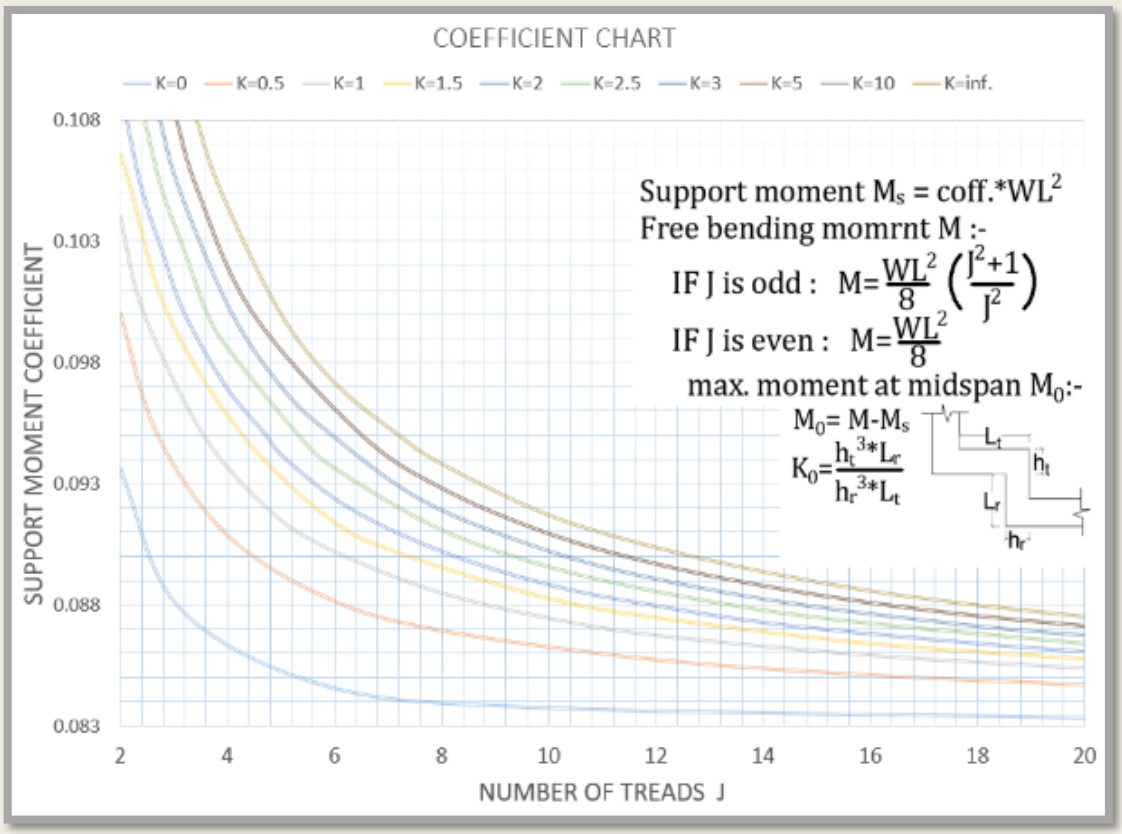
يمكن حساب العزم فى منتصف البحر وعند الركيزه بطريقه اخرى من خلال Coefficient Chart و يتم الحصول علي المعامل من خلال قيم J & K_0 ثم ايجاد قيمه العزم عند الركيزه M_s

$$M_s = coff.* WL^2$$

وايجاد العزم الكلى فى منتصف البحر M

$$If\ \mathbf{J}\ is\ odd : M = \frac{WL^2}{8}(\frac{J^2+1}{J^2})$$

$$If\ \mathbf{J}\ is\ even : M = \frac{WL^2}{8}$$



فى النهايه يتم ايجاد العزم السفلى فى منتصف البحر M_0

$$M_0 = M - M_s$$

و يتم التصميم على العزم الاكبر منهما

Max From M_0 & M_s

ملحوظه :

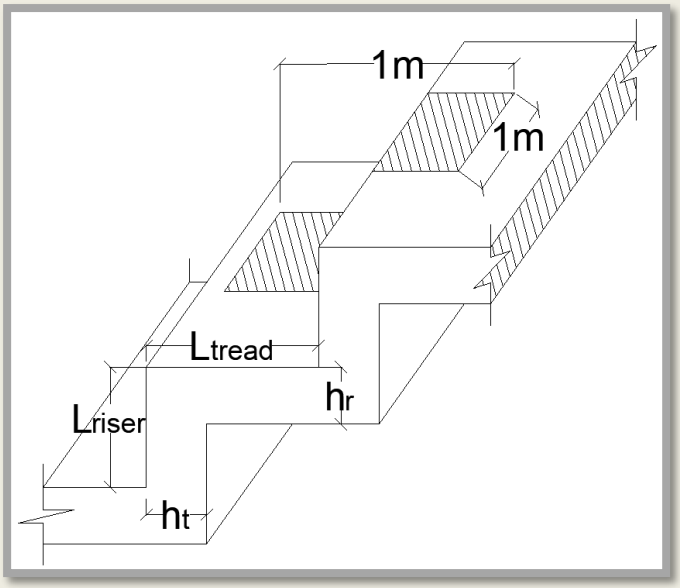
$$L = J * L_t$$

L_t = Length of tread

L_r = Length of riser

h_t = thickness of tread

h_r = thickness of riser



$$W_{o.w}/m^2 = \frac{L_t * h_t + L_r * h_r}{L_t} * \gamma_c$$

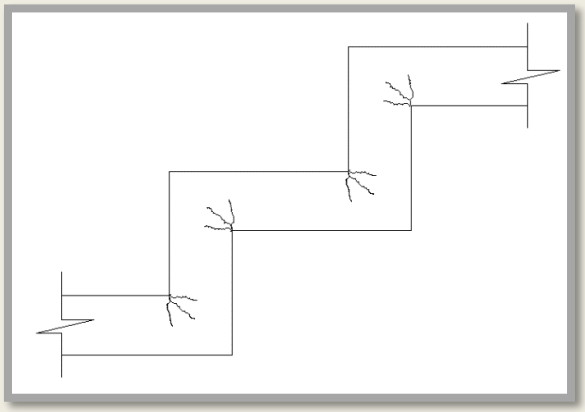
$$D.L/m^2 = W_{o.w} + F.C$$

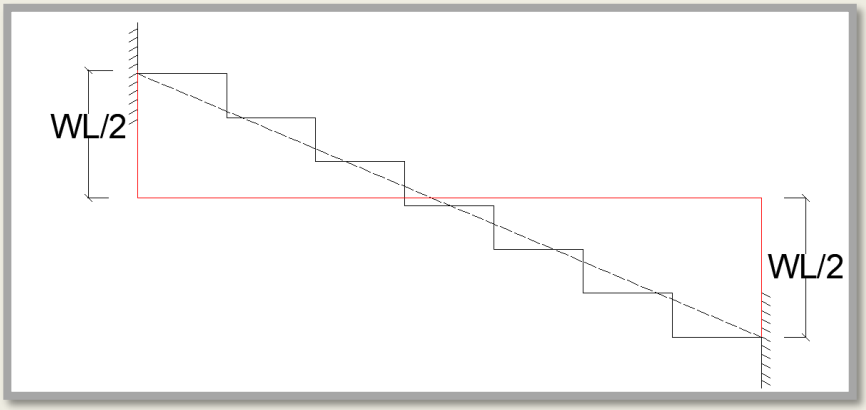
$$W_u = 1.4D.L + 1.6L.L = 1.4gk + 1.6qk$$

$$d = C1\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu} * b}} \quad \rightarrow C1(4\sim5) \text{for slaps}$$

$$As = \frac{M_u}{F_y * j * d}$$

ولكن يتم التصميم على ضعف ذلك التسليح نتيجه لتمركز اجهادات عند الاركان حيث ان الاجهادات الفعليه اكبر من الاجهادات التى تم حسابها لذلك يتم التسليح بالضعف طبقا لما ذكره العالم كوزن



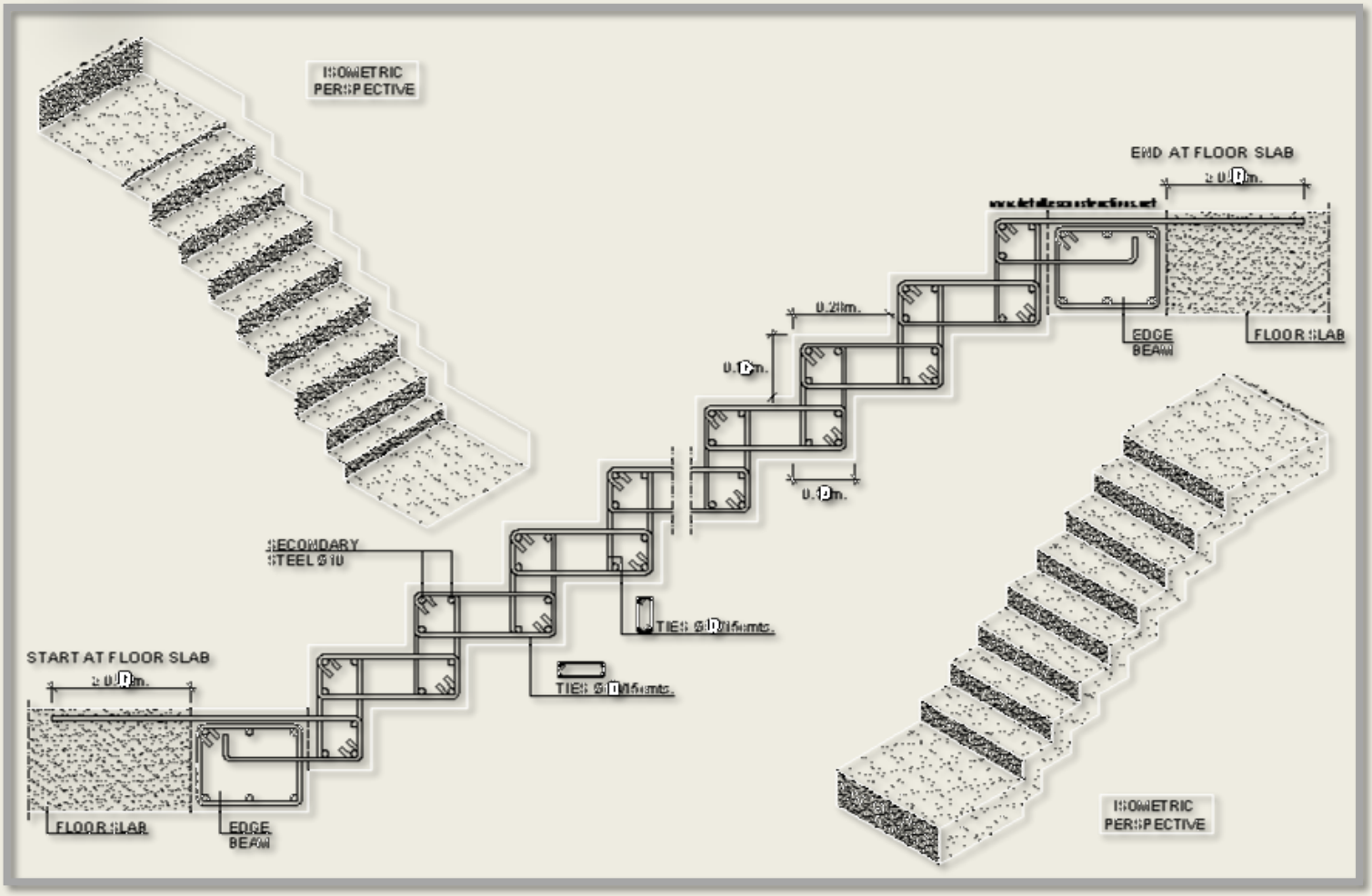


Check of shear :-

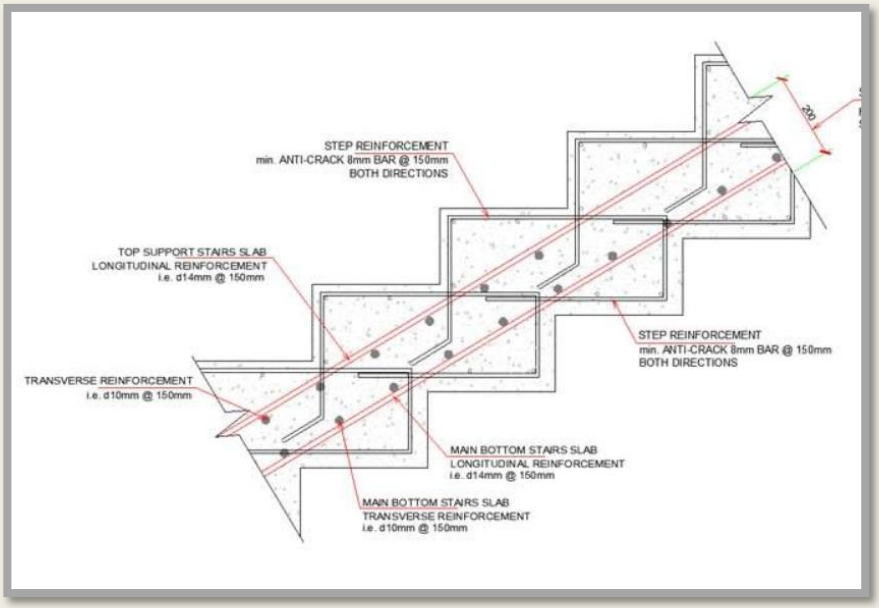
$$Q_{sh} = \frac{W * L}{2}$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b * d}$$

$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} = \cdots \ N/mm^2$$



- الحاله الاخرى لهذا النوع من السلالم هو تصميمه مثل باقى السلالم العاديه وببروز من الاسفل فى تلك الحاله التسليح الرئيسى مع اتجاه الدرج .



EX :-

L_t = 300 mm

L_r = 150 mm

h_t = 120 mm

h_r = 120 mm

L=2.70m

j = 9

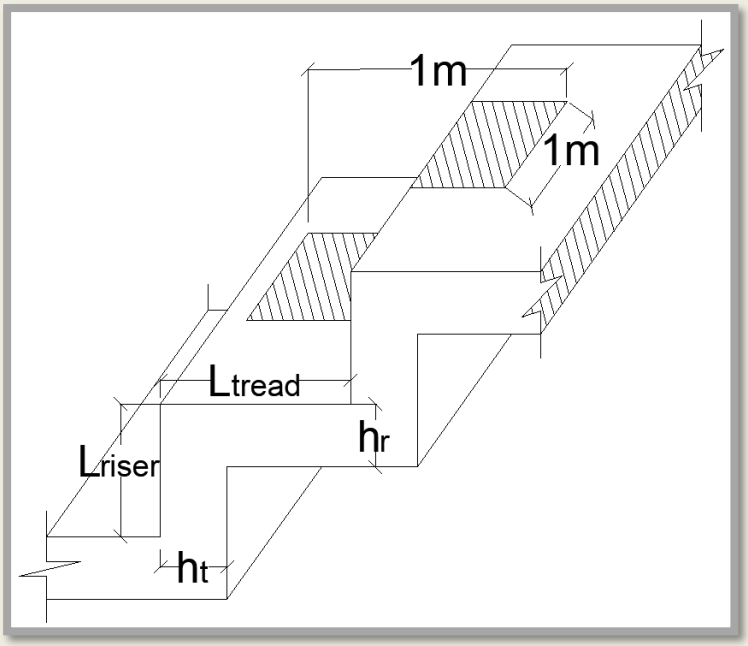
Fcu = 25 Mpa

Fy = 360 Mpa

Width = 1.2 m

L.L = 3 KN/m^2

F.C = 1.00 KN/m^2



Sol.

Check of shear :-

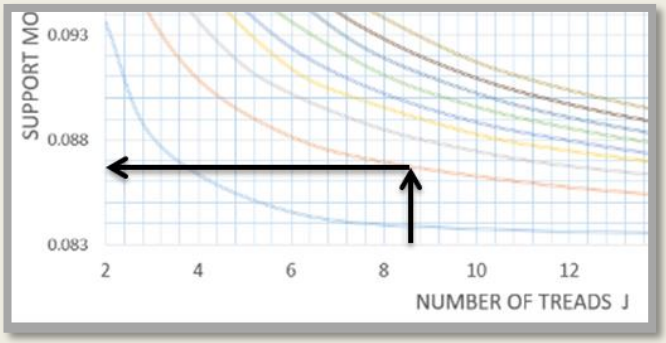
$$O.W = \frac{L_t * h_t + L_r * h_r}{L_t} * \gamma_c + F.C = \frac{300*120+150*120}{300*1000} * 25 + 1 = 5.5 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{ult} = 1.4 * 5.5 + 1.6 * 3 = 12.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{sh} = \frac{W*L}{2} = \frac{12.5*2.7}{2} = 16.875\ KN$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b*d} = \frac{16.875*1000}{1000*100} = 0.17 \text{ Mpa}$$

$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{25}{1.5}} = 0.65\ N/mm^2$$ Safe Shear



Design Flexure :-

$$K_0 = \frac{\text{stiffness of tread}}{\text{stiffness of riser}} = \frac{K_t}{K_r} = \frac{h_t^3 * L_r}{h_r^3 * L_t} = \frac{120^3*150}{120^3*300} = 0.5$$

From Chart Coff. = 0.0865

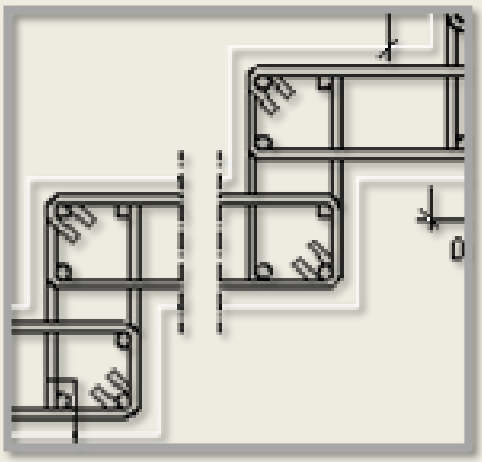
$$M_s = \text{coff.} * WL^2 = 0.0865 * 12.5 * 2.7^2 = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8}\left(\frac{J^2+1}{J^2}\right) = \frac{12.5*2.7^2}{8}\left(\frac{9^2+1}{9^2}\right) = 11.53 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 11.53 - 7.93 = 3.6 \text{ KN.m}$$

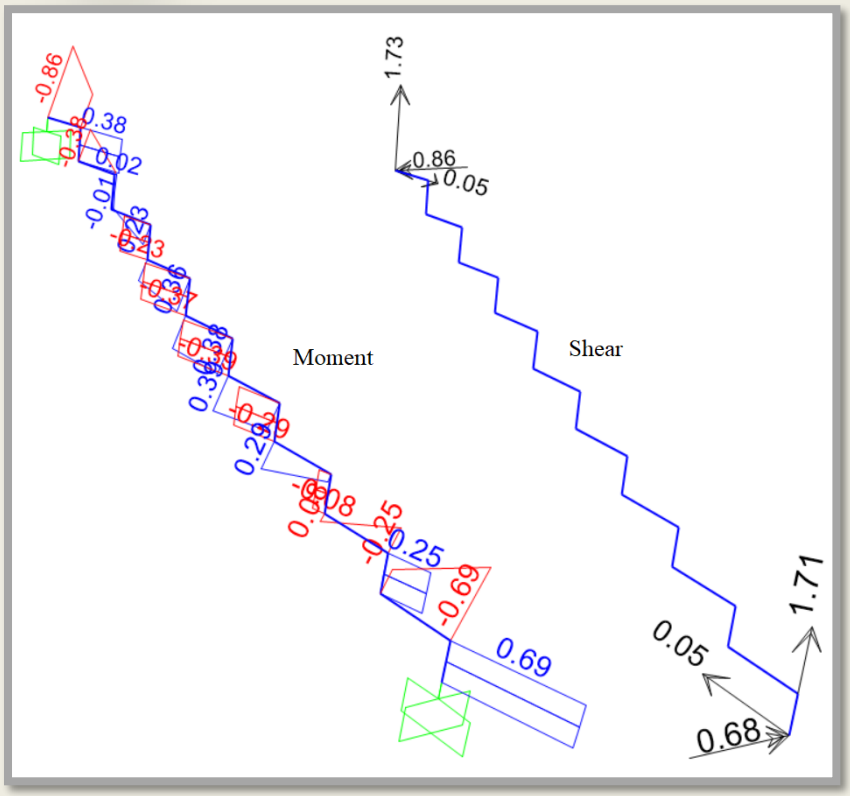
$$d = C1\sqrt{\frac{M_u}{F_{cu}*b}} = 5 * \sqrt{\frac{7.93*10^6}{25*1000}} \approx 10 \text{ cm}$$

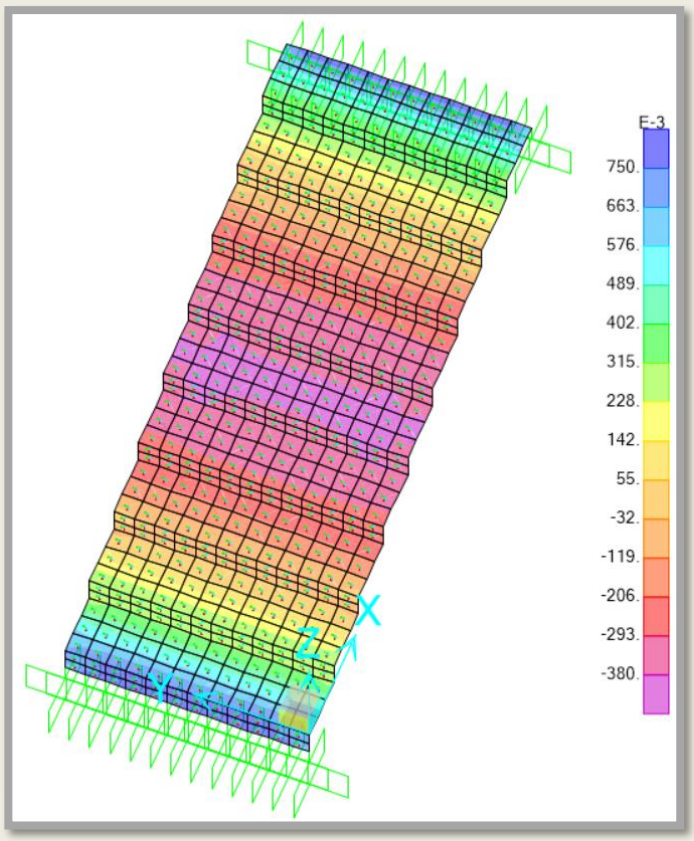
t = 12 cm



$$As = \frac{2*7.93*10^6}{360*0.826*100} = 534\ mm^2 \rightarrow$$ 7Ø10/m'

- نرى تشابه كبير بين الحل اليدوى و البرنامج سواء قمنا بتحليل السلم Sell Element او Frame Element .





- الحاله العاشره : السلم الحلزونى (Helical Stair) :-

- يتم التعامل مع السلم ككمره عليها حمل خطى والتسليح ليس لكل متر ولكن موزع على عرض الكمره (السلم) .

$$\theta_{stair} = \tan^{-1}\left(\frac{L_r}{L_g}\right)$$

$$W_u/b = \left\{1.4\left[\left(\frac{t_s}{\cos(\theta_{stair})} + \frac{\text{القايمه}}{2}\right) * \gamma c + F.C\right] + 1.6L.L\right\} * b$$

- لتصميم هذا النوع من السلالم لابد من الحصول على القوى المؤثره على قطاعات السلم حيث يمكن استنتاج تلك القوى اذا حصلنا على العزم الرئيسى (M_o) و القوه الرئيسيه (H) .

حيث

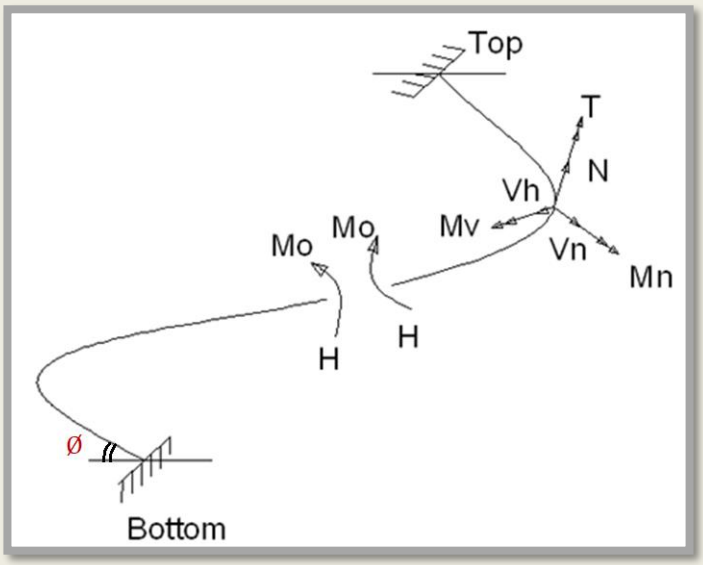
M_o : هو العزم المماس عند منتصف البحر .

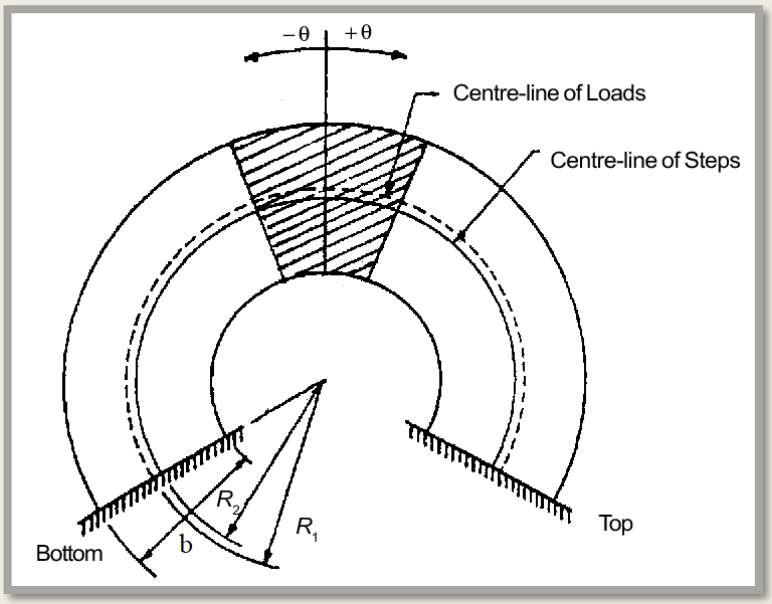
H : قوه افقيه عند منتصف البحر .

$$M_o = K_1 * W_u * {R_2}^2$$
$$H = K_2 * W_u * R_2$$
$$M_{v\,suport} = K_3 * W_u * {R_2}^2$$

- ويتم الحصول على قيم K_1 & K_2 & K_3 من المنحنيات التاليه على حسب قيمه (R_1/R_2) & (b/t_s) & $\emptyset$.

$$R_1 = \frac{2({R_o}^3 - {R_i}^3)}{3({R_o}^2 - {R_i}^2)}$$
$$R_2 = \frac{R_o + R_i}{2}$$
$$\emptyset = \tan^{-1}\left(\frac{H_{floor}}{R_2 \beta}\right)$$





حيث

R_2 : هو نصف قطر السلم .

R_1: هو نصف قطر مركز الحمل .

$M_{v\,suport}$: العزم الراسى عند الركيزه .

H_{floor}: ارتفاع السلم .

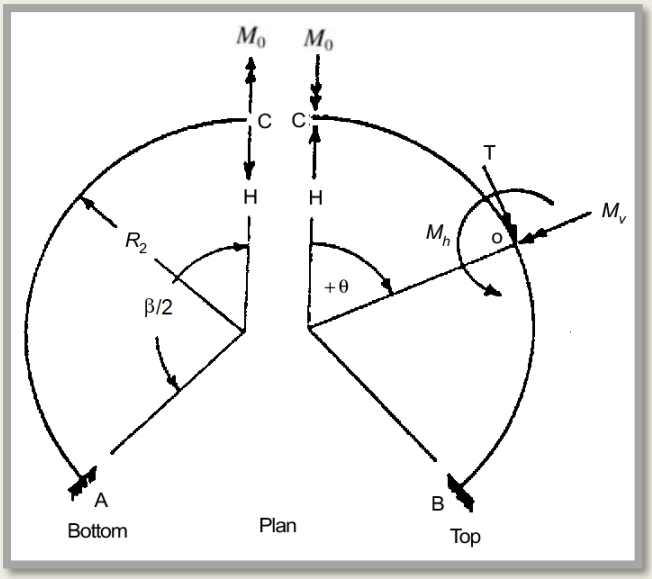
R_i: هو نصف القطر الداخلى للسلم .

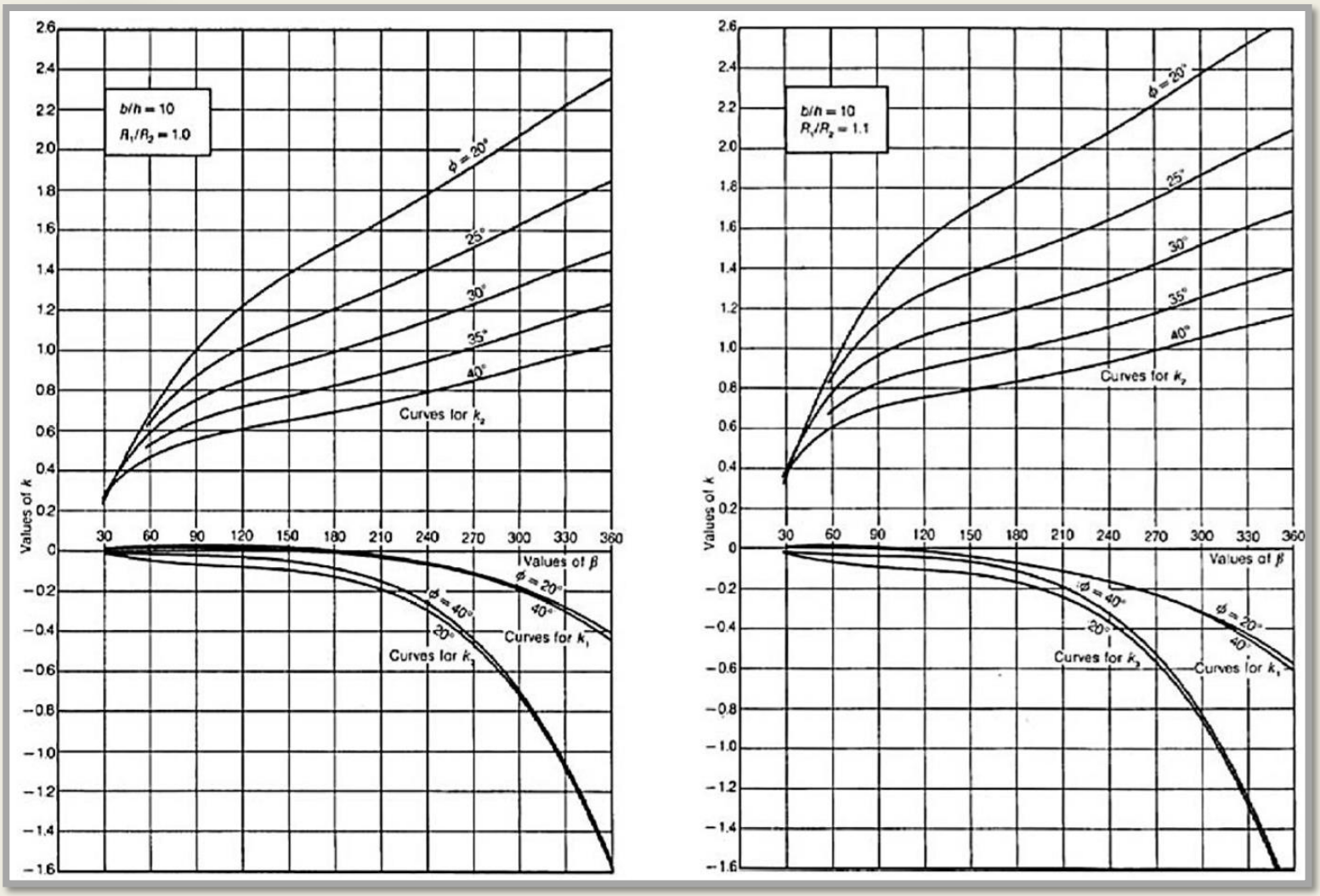
R_o: هو نصف القطر الخارجى للسلم .

β: هى زاويه الدوران الكليه للسلم .

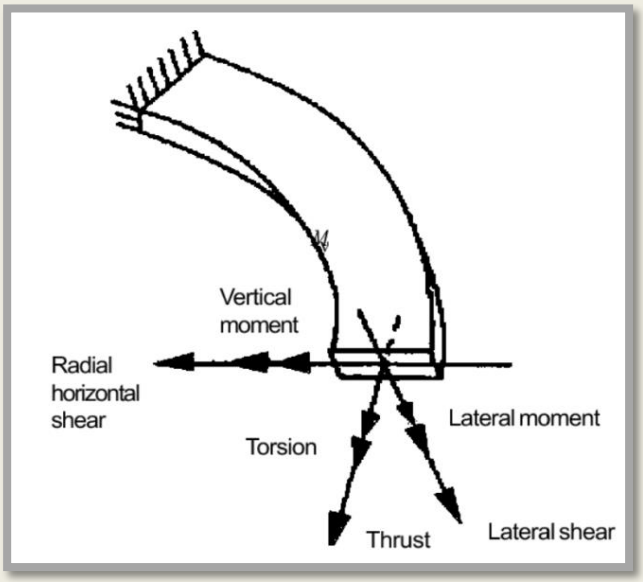
$\emptyset$: هى زاويه ميل مقاسه من المستوى الافقى وحتى مماس السلم .

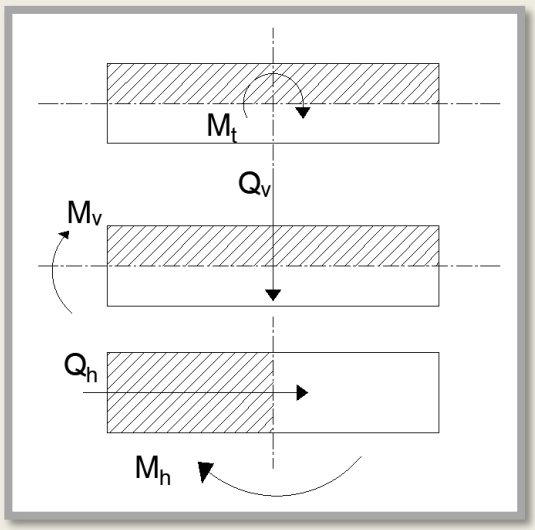
θ: هى الزاويه المطلوب دراسه القوى عليها وتتراوح من $(0 \sim \frac{\beta}{2})$





- بعد ايجاد القوى الرئيسيه منها يمكن استنتاج العزوم وقوى القص عند اى زاويه للتصميم ويتم التصميم على القطاع الحرج فى المنتصف و التاكد من قوى الشد والضغط عند بدايه ونهايه السلم .





M_v (Vertical moment)

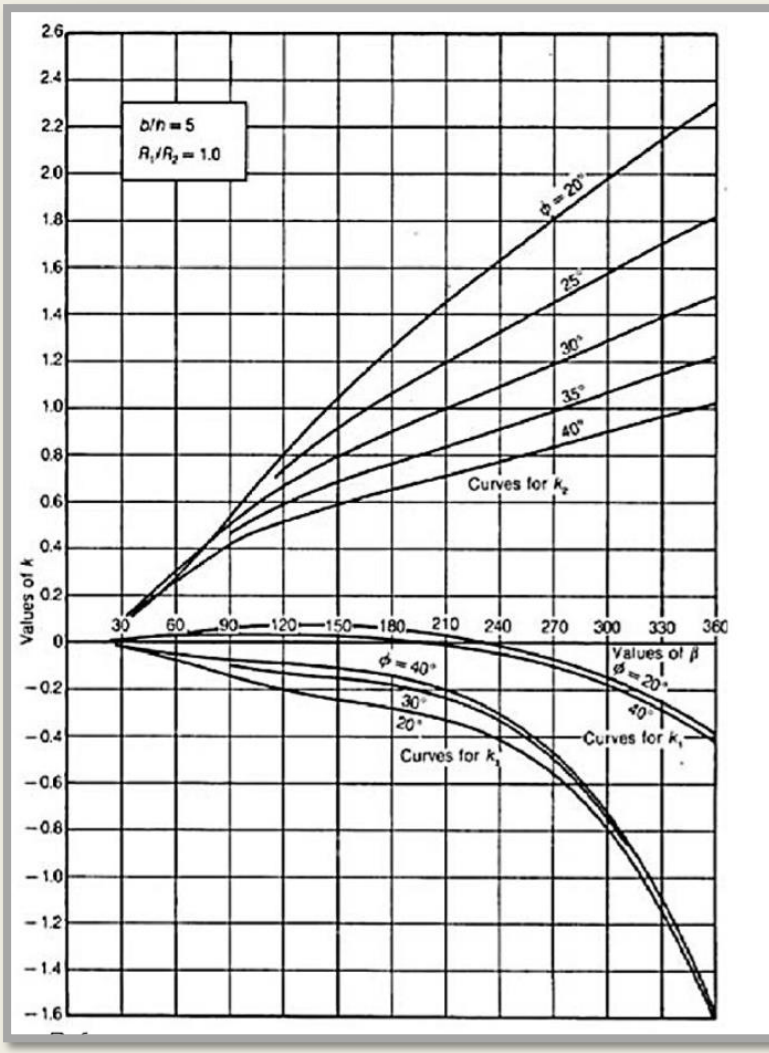
M_h (Lateral moment)

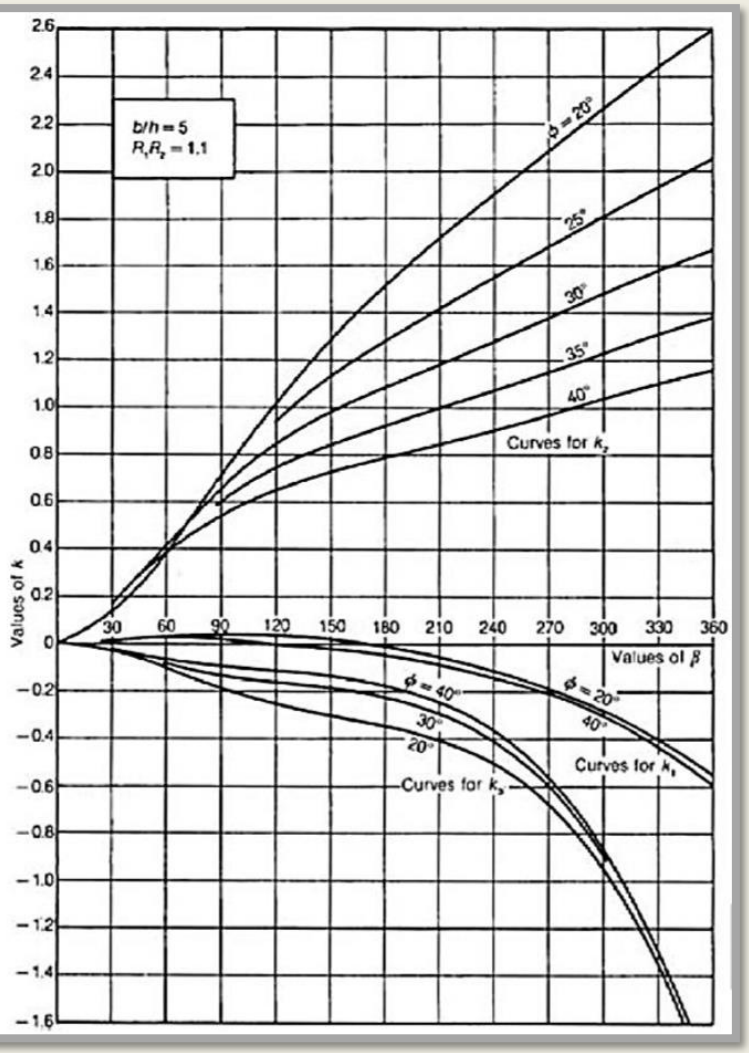
M_t (Torsion moment)

N (Thrust)

Q_v (Lateral shear)

Q_h (Horizontal shear)





$$M_v = M_o \cos\theta + HR_2\theta_{rad} \tan\emptyset \sin\theta - W_u {R_1}^2 (1 - \cos\theta)$$

$$M_h = M_o \sin\theta \sin\emptyset - HR_2\theta_{rad} \tan\emptyset \sin\emptyset \cos\theta - HR_2 \sin\theta \cos\emptyset + W_u R_1 \sin\emptyset \, (R_1 \sin\theta - R_2\,\theta)$$

$$M_t = (M_o \sin\theta - HR_2\theta_{rad} \tan\emptyset \cos\theta + W_u {R_1}^2 \sin\theta - W_u R_1 R_2 \theta_{rad}) \cos\emptyset + HR_2 \sin\emptyset \sin\theta$$

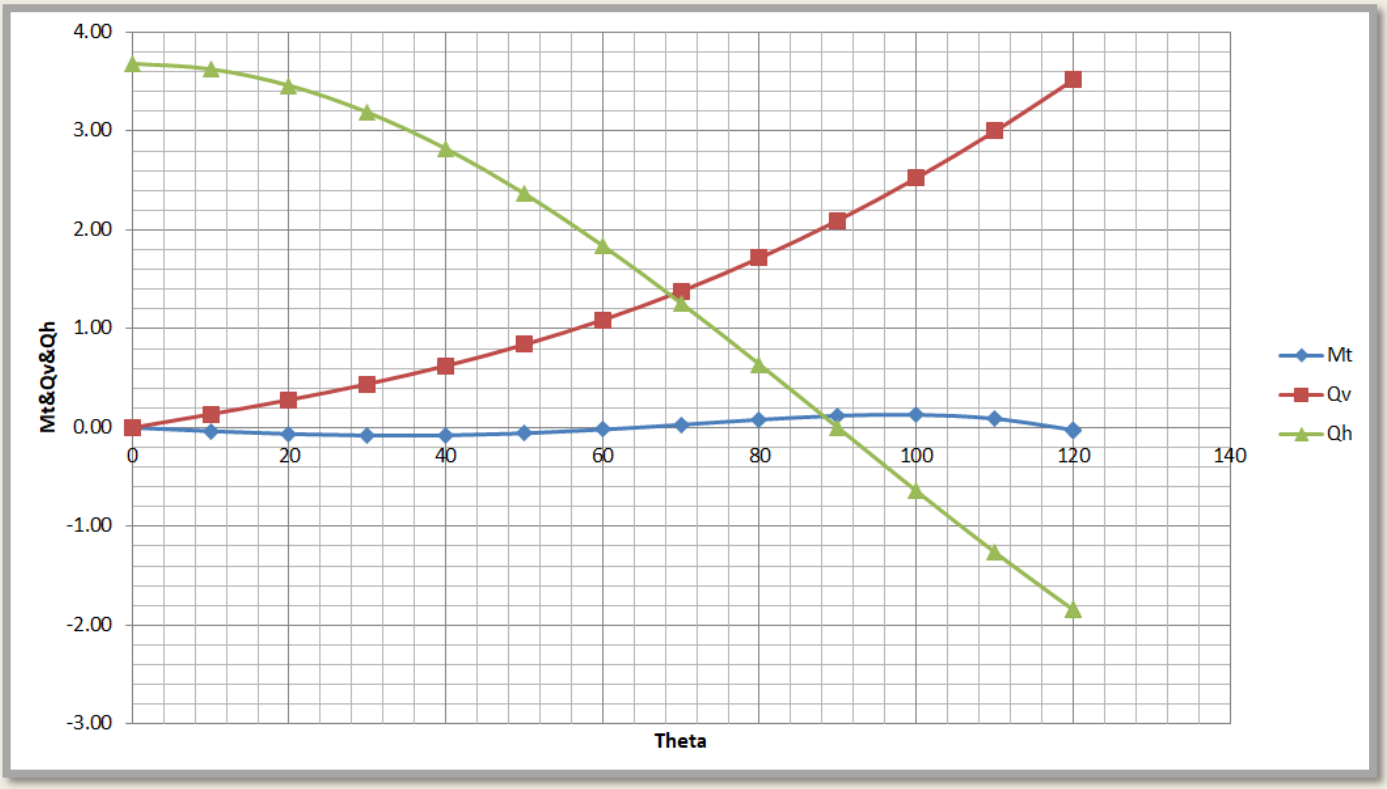
$$N = -H \sin\theta \cos\emptyset - W_u R_1\, \theta_{rad} \sin\emptyset$$

$$Q_v = W_u R_1 \theta_{rad} \cos\emptyset - H \sin\theta \sin\emptyset$$

$$Q_h = H\cos\theta$$

- كل نقطه او كل زاويه θ فى السلم عليها 6 قوى فيجب تصميم السلم على القطاع الحرج له والتاكد من قوى الضغط فى الاسفل و الشد فى الاعلى عند الركيزه وذلك لان اقصى قوى شد وضغط تكون عند الركائز .

- عند رسم علاق بين القوى الثلاثه (Mt & Qv & Qh) فى المحور الراسى و الزاويه θ فى المحور الافقى تتراوح بين $(0\sim\frac{\beta}{2})$ نجد المنحنى كما بالشكل التالى :

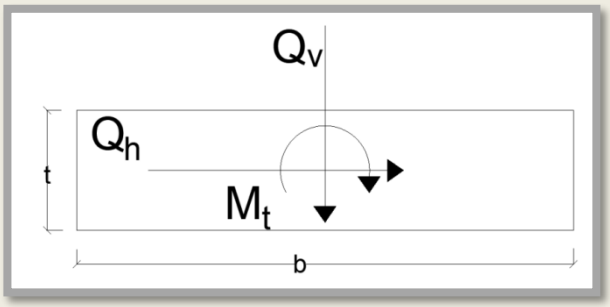


- يتم التاكد من ان القطاع الخرسانى فقط امن نتيجه قوى القص الراسيه وذلك طبقا لاشتراطات الكود و لكن الافقيه يتم مقاومتها بالقطاع الخرسانى بالاضافه الى الكانات :

$$q_v = \frac{Q_v}{b*(t-cov.)} = \dots N/mm^2$$

$$q_h = \frac{Q_h}{t*(b-cov.)} = \dots N/mm^2$$

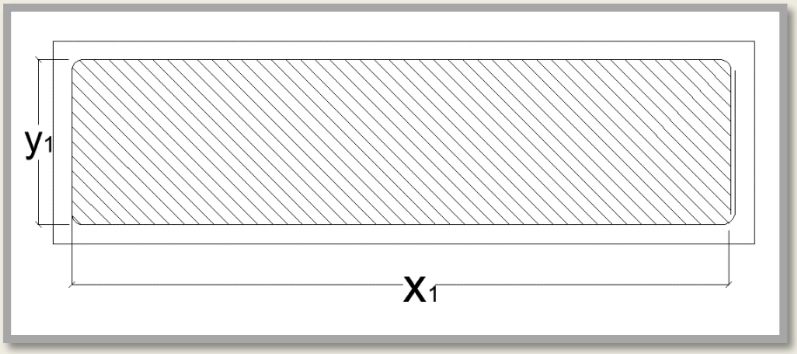
$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} = \cdots N/mm^2 > q_v \& q_h$$



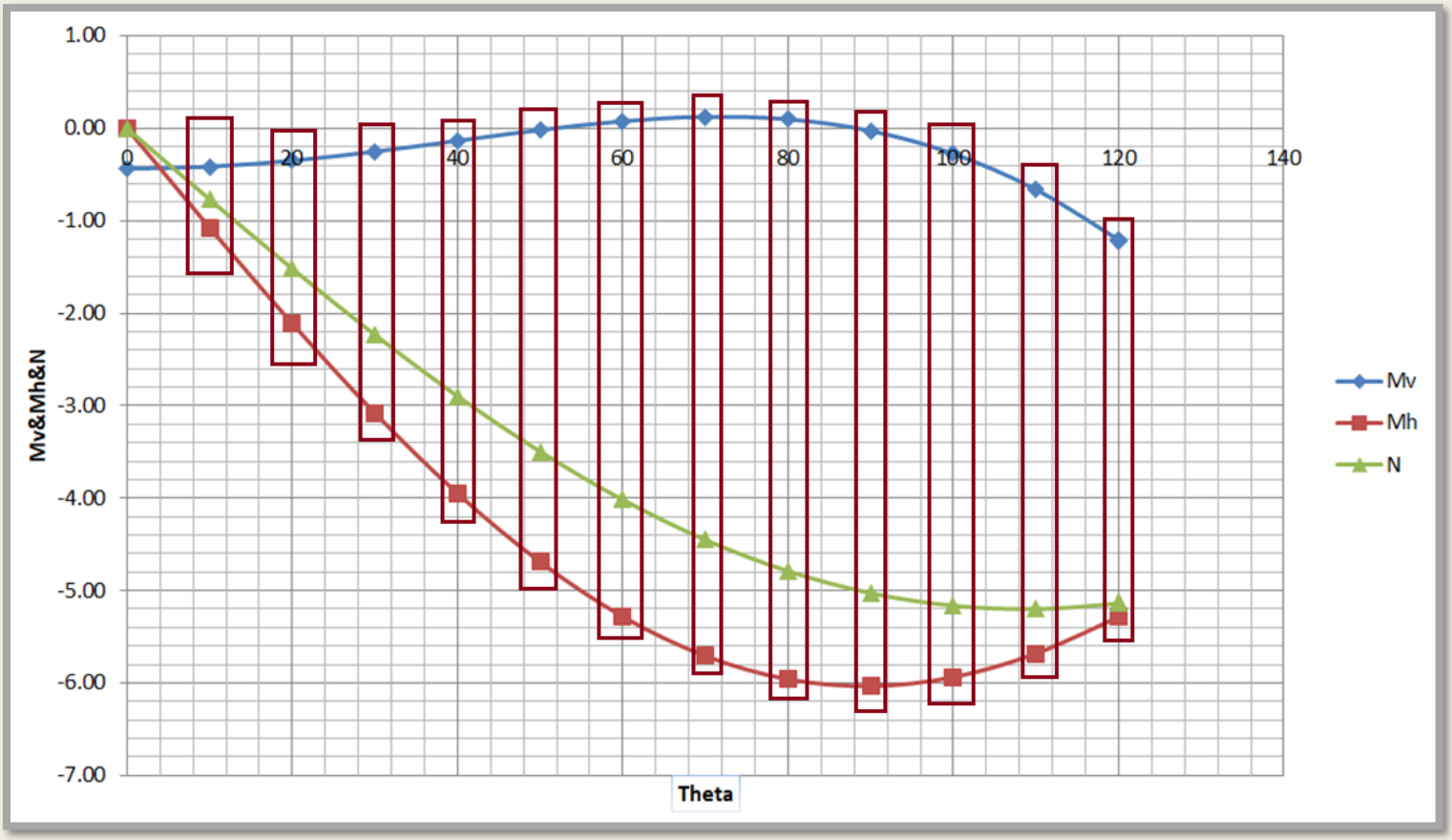
- يتم التاكد من ان القطاع الخرسانى امن فى اللى :

$$q_{tu} = \frac{(y_1 + x_1)M_{tu}}{0.85*y_1^2*x_1^2}$$

$$q_t = 0.06\sqrt{\frac{F_{cu}}{\gamma_c}} = \cdots \frac{N}{mm^2} > q_{tu}$$

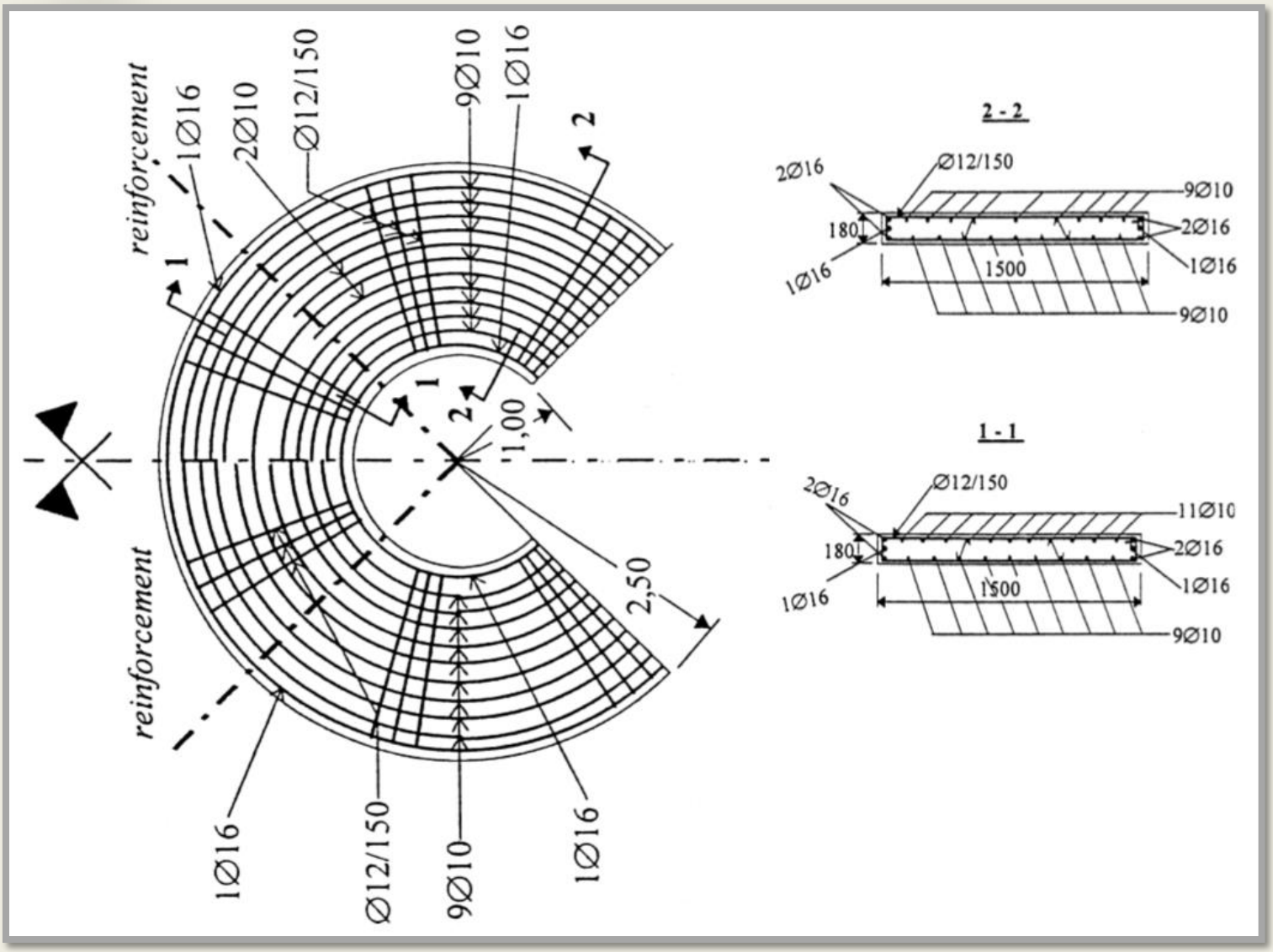


- عند رسم علاق بين القوى الثلاثه (Mt & Qv & Qh) فى المحور الراسى و الزاويه θ فى المحور الافقى تتراوح بين $(0 \sim \frac{\beta}{2})$ نجد المنحنى كما بالشكل التالى :



- هنا يتم تصميم القطاع عله انه Non eccentric sec. كما ذكرنا فى الباب الرابع وللتسهيل يمكن استخدام برنامج CSI CoL نظرا لصعوبه حل كل الحالات .
- نظرا لان اكبر قوى ضغط وشد فى بدايه ونهايه السلم فذلك يعطى تسليح اكبر من منتصف السلم لذلك يمكن تقسيم السلم الى ثلاث اجزاء للتوفير .

- تفاصيل التسليح فى اللوحات الانشائيه :



EX :-

L_t = 300 mm

L_r = 150 mm

Fcu = 25 Mpa

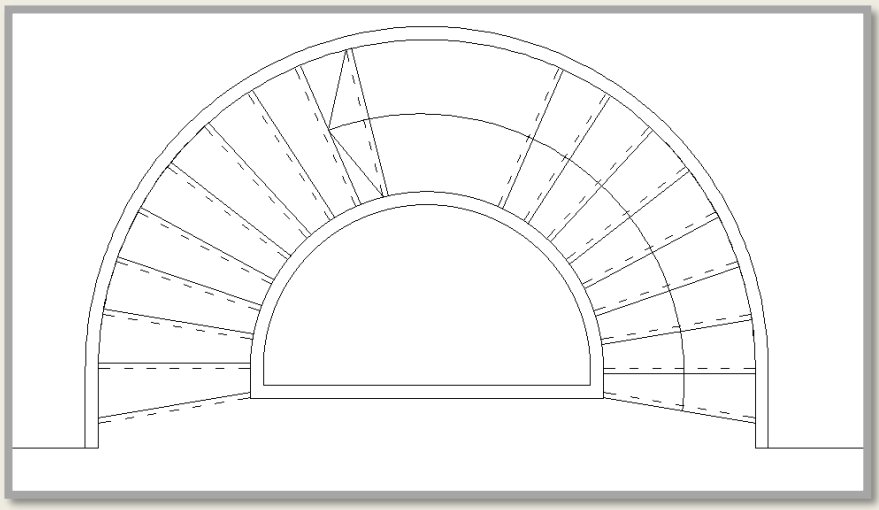
Fy = 360 Mpa

Width = 1.64 m

L.L = 3 KN/m^2

F.C = 1.00 KN/m^2

Height = 3m



Sol.

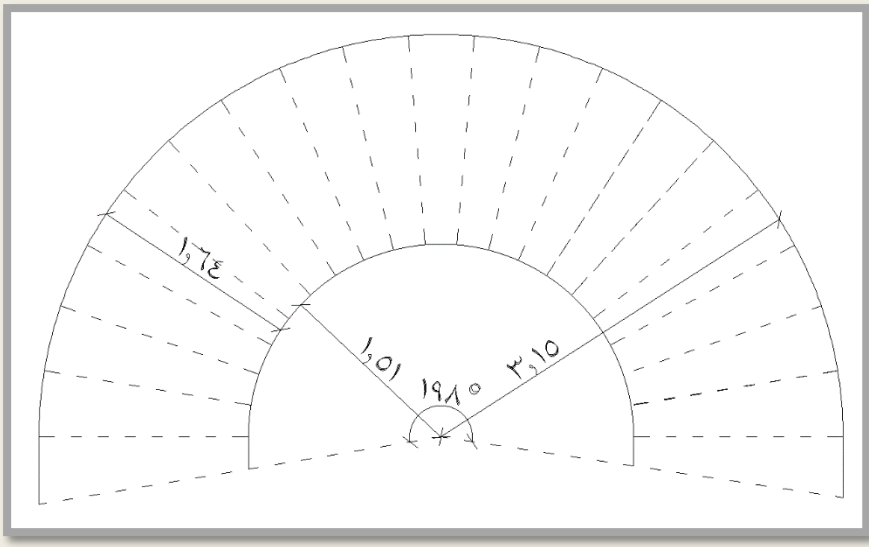
$\beta = 198°$

$R_i = 1.51$ m

$R_o = 3.15\ m$

$\theta_{stair} = \tan^{-1}\left(\frac{0.15}{0.3}\right) = 26.5651°$

Ass t = 0.16m



$$W_u/b = \left\{1.4\left[\left(\frac{t_s}{\cos(\theta_{stair})} + \frac{\text{القايمه}}{2}\right) * \gamma c + F.C\right] + 1.6L.L\right\} * b$$

$$= \left\{1.4\left[\left(\frac{0.16}{\cos(26.5651)} + \frac{0.15}{2}\right) * 2.5 + 0.1\right] + 1.6 * 0.3\right\} * 1.64 = 2.47\text{m}$$

$$R_1 = \frac{2(R_o{}^3 - R_i{}^3)}{3(R_o{}^2 - R_i{}^2)} = \frac{2(3.15^3 - 1.51^3)}{3(3.15^2 - 1.51^2)} = 2.4262m$$

$$R_2 = \frac{R_o + R_i}{2} = \frac{3.15 + 1.51}{2} = 2.33m$$

$$\emptyset = \tan^{-1}\left(\frac{H_{floor}}{R_2\beta}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{3*180}{2.33*198*\pi}\right) = 20.4345°$$

$$(R_1/R_2) = 2.4262/2.33 = 1.0413$$

$$\left(\frac{b}{t_s}\right) = \frac{1.64}{0.16} = 10.25$$

From Table :-

$K_1 = -0.02$

$K_2 = 1.62$

$K_3 = -0.19$

$M_o = K_1 * W_u * {R_2}^2$

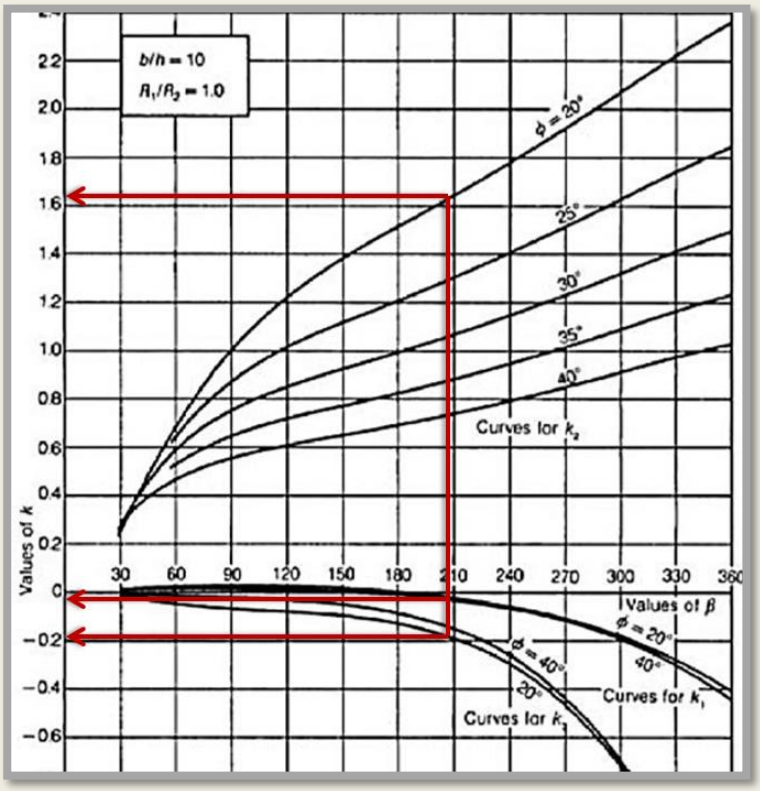
$= -0.02 * 2.47 * 2.33^2 = -0.2682 t.m$

$H = K_2 * W_u * R_2$

$= 1.62 * 2.47 * 2.33 = 9.338\ t$

$M_{v\,suport} = K_3 * W_u * {R_2}^2$

$= -0.19 * 2.47 * 2.33^2 = -2.55\ t.m$



At $\theta = 99°$

$M_v = -0.27 * \cos(99) + 9.338 * 2.33 * \left(\frac{99*\pi}{180}\right) * \tan(20.43) \sin(99) - 2.47 * 2.43^2 (1 - \cos 99) = -2.926\ t.m$

$M_h = -0.27 \sin 99 \sin 20.43 - 9.338 * 2.33 * \left(\frac{99*\pi}{180}\right) * \tan 20.43 \sin 20.43 \cos 99 - 9.338 * 2.33$

$* \sin 99 \cos 20.43 + 2.47 * 2.43 * \sin(20.43) * (2.43 \sin 99 - 2.33 * \left(\frac{99*\pi}{180}\right)) = -22.88$ t. m

$M_t = (-0.27 * \sin 99 - 9.338 * 2.33 * \left(\frac{99*\pi}{180}\right) \tan 20.43 \cos 99 + 2.47 * 2.43^2 \sin 99 -$

2.47

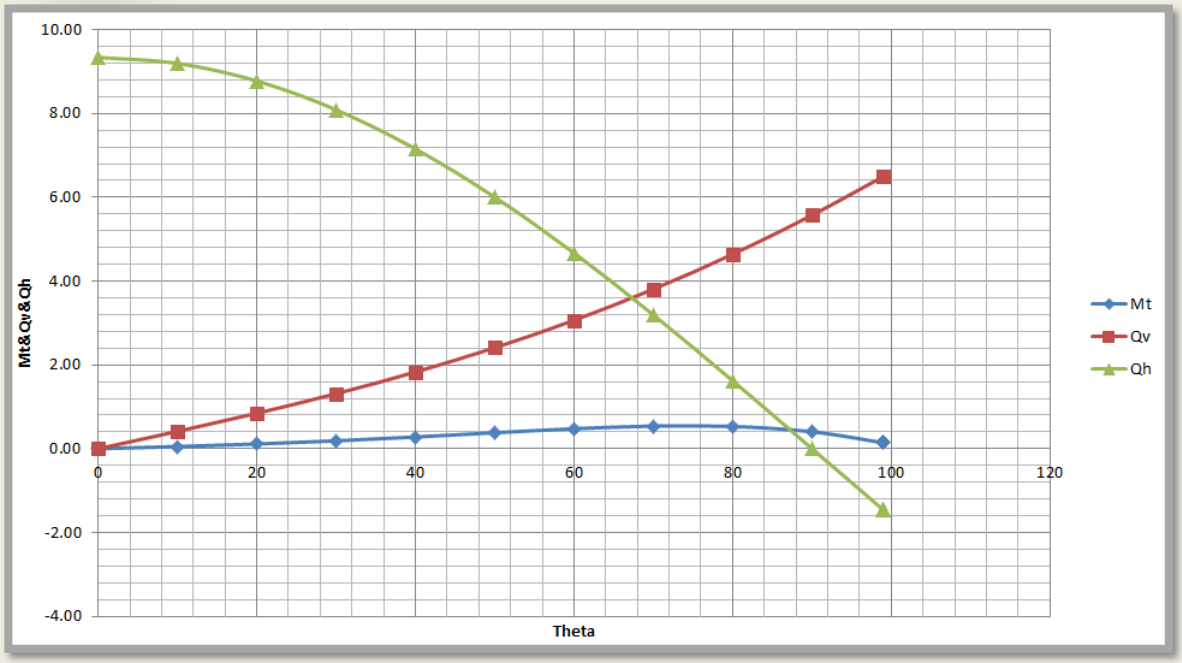
$* 2.43 * 2.33 * \left(\frac{99 * \pi}{180}\right)) \cos 20.43 + 9.338 * 2.33 * \sin 20.43 \sin 99 = 0.1395\ t.m$

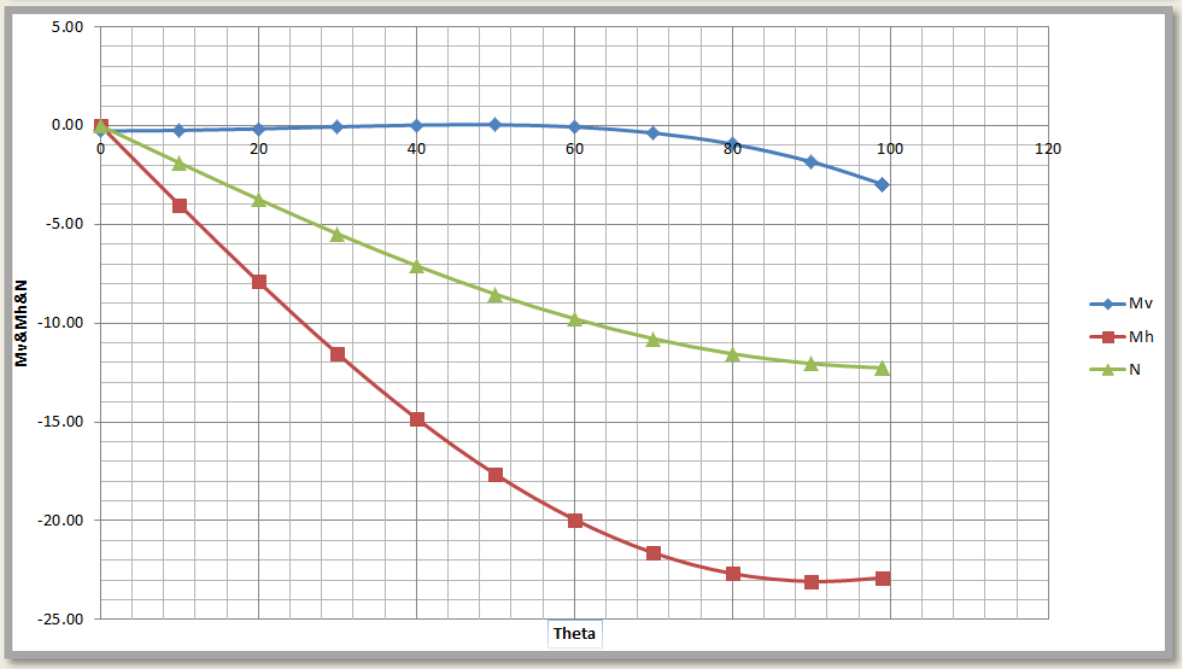
$N = -9.338 \sin 99 \cos 20.43 - 2.47 * 2.43 * \left(\frac{99 * \pi}{180}\right) \sin 20.43 = -12.264$ t

$Q_v = 2.47 * 2.43^2 * \left(\frac{99 * \pi}{180}\right) \cos 20.43 - 9.338 * \sin 99 \sin 20.43 = 6.5$ t

THETA =	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	99	99
Mv =	-0.27	-0.24	-0.16	-0.06	0.03	0.04	-0.06	-0.37	-0.93	-1.83	-2.96	-2.96
Mh =	0.00	-4.01	-7.90	-11.54	-14.82	-17.65	-19.93	-21.62	-22.67	-23.07	-22.88	-22.88
Mt =	0.00	0.05	0.11	0.19	0.28	0.38	0.48	0.54	0.53	0.41	0.14	0.14
N =	0.00	-1.89	-3.72	-5.47	-7.09	-8.53	-9.77	-10.78	-11.54	-12.04	-12.26	-12.26
Qv =	0.00	0.42	0.85	1.31	1.83	2.41	3.07	3.81	4.64	5.58	6.50	6.50
Qh =	9.34	9.20	8.78	8.09	7.15	6.00	4.67	3.19	1.62	0.00	-1.46	-1.46

$Q_h = 9.338 * \cos 99 = -1.46$ t





Check Shear :-

$$\text{Max } Q_{sh} = 9.34 \text{ ton}$$

$$q_{sh} = \frac{9.34 * 10000}{1640 * (160 - 25)} = 0.43 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{cu} = 0.16\sqrt{\frac{25}{\gamma_c}} = 0.65 \text{ N/mm}^2 \text{ Safe Shear}$$

Check Torsion :-

$$\text{Max } Q_t = 0.54 \text{ ton.m}$$

$$q_{tu} = \frac{(1640+160-100)*0.54*10^7}{0.85*(1640-50)^2*(160-50)^2} = 0.395 \text{ N/mm}^2$$

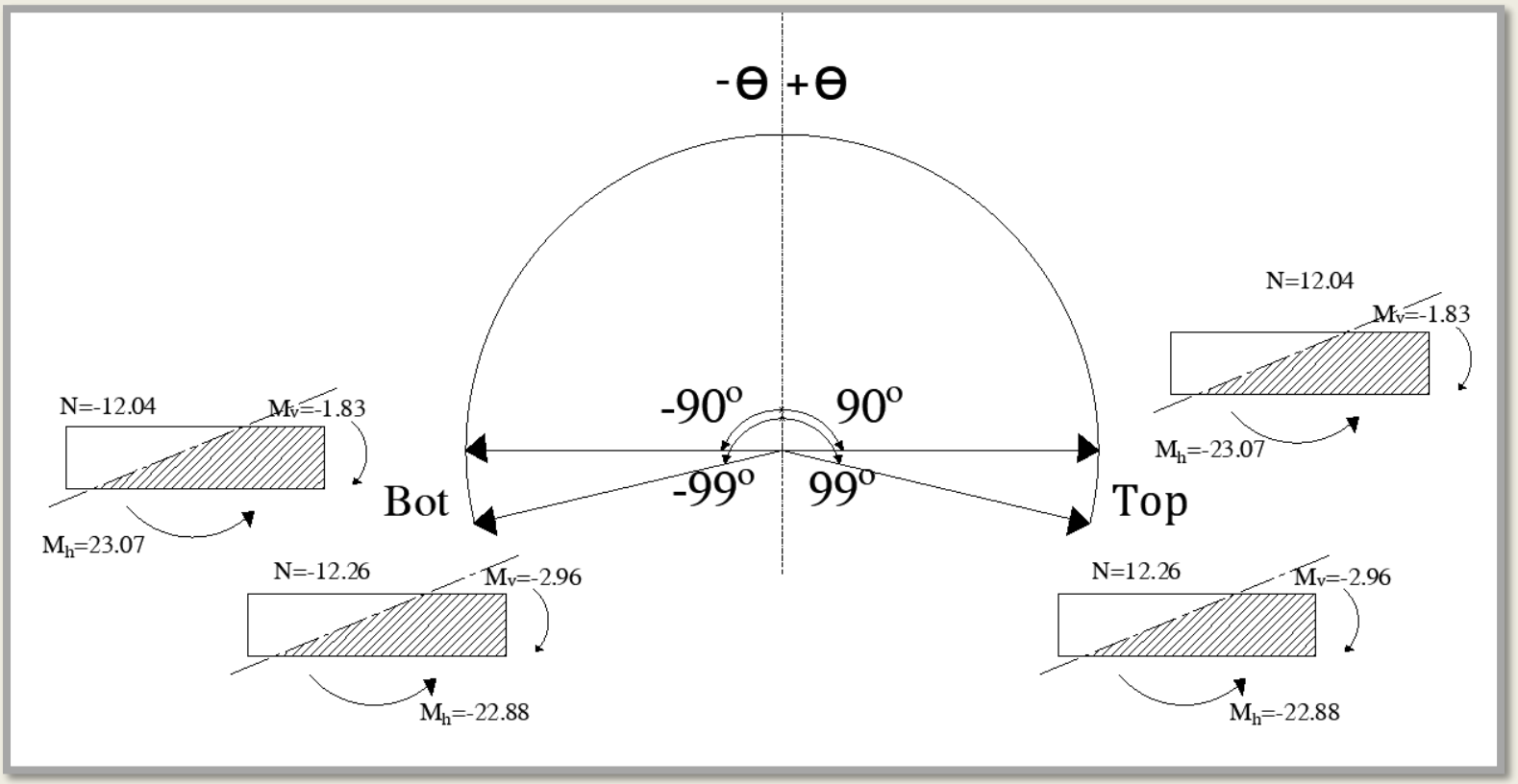
$$q_t = 0.06\sqrt{\frac{25}{\gamma_c}} = 0.245 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Un Safe Torsion}$$

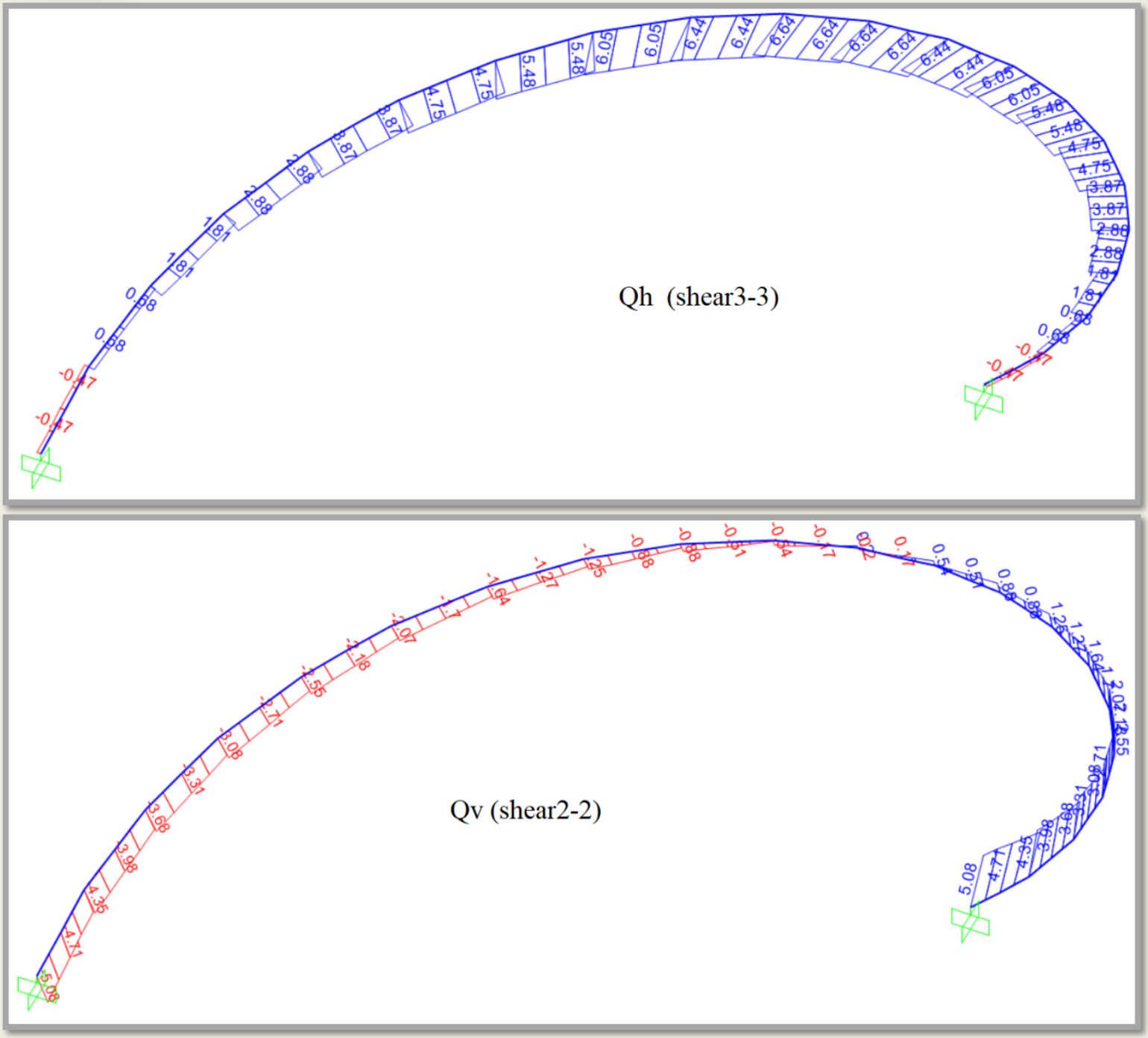
- يمكن زياده السمك او مقاومه اللى بالتسليح

Design sec. in Moment & axial force like Column:-

- Critical case at 90 & 99

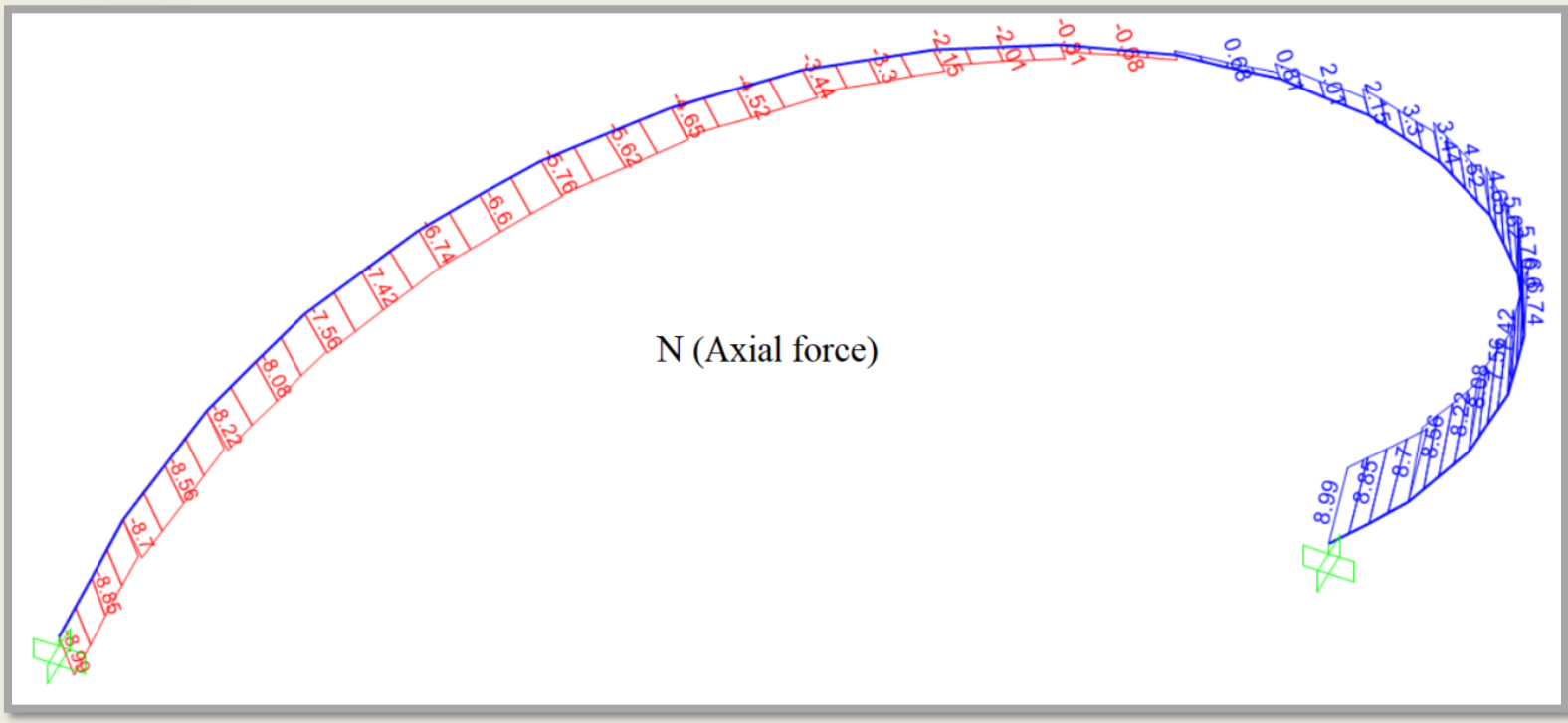
THETA =	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	99
Mv =	-0.27	-0.24	-0.16	-0.06	0.03	0.04	-0.06	-0.37	-0.93	-1.83	-2.96
Mh =	0.00	-4.01	-7.90	-11.54	-14.82	-17.65	-19.93	-21.62	-22.67	-23.07	-22.88
N =	0.00	-1.89	-3.72	-5.47	-7.09	-8.53	-9.77	-10.78	-11.54	-12.04	-12.26

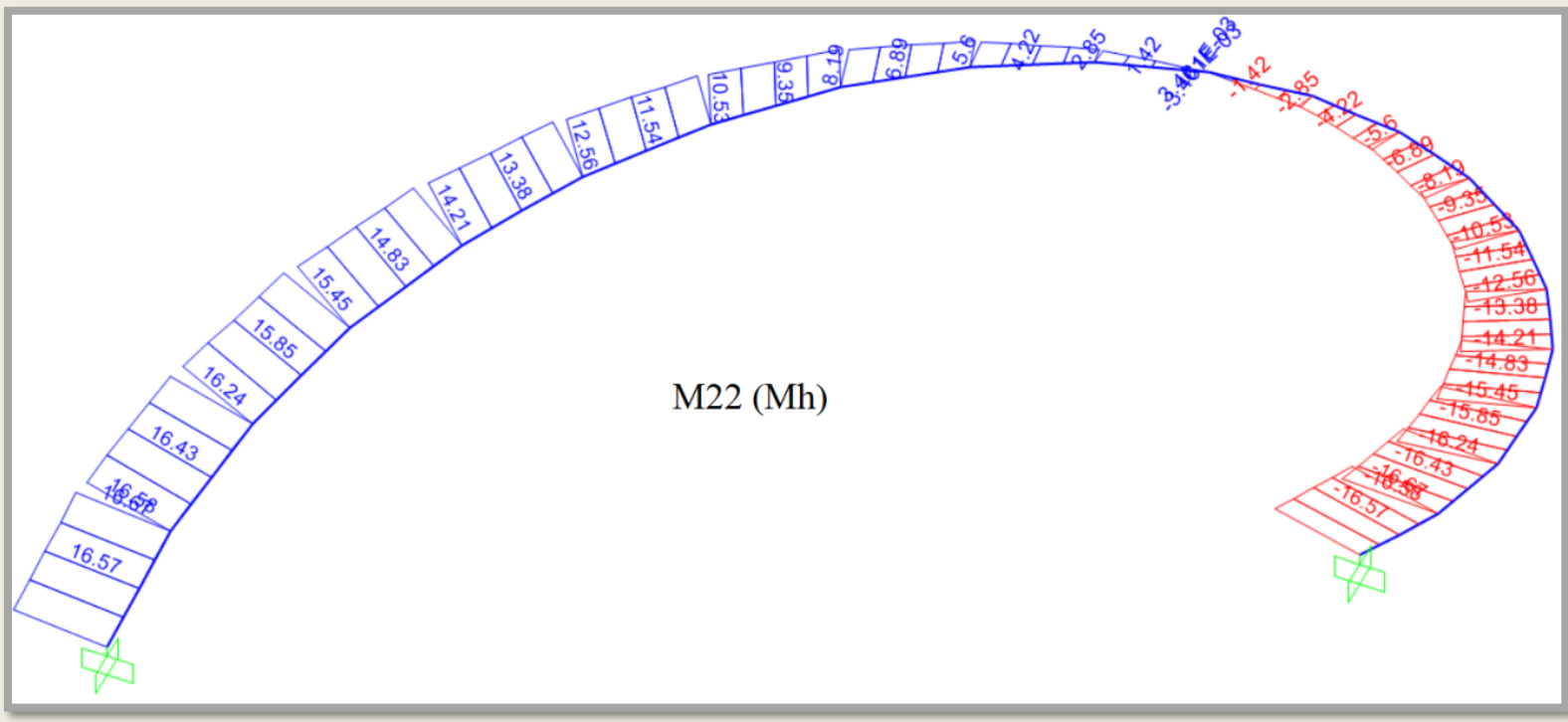




نلاحظ ان :

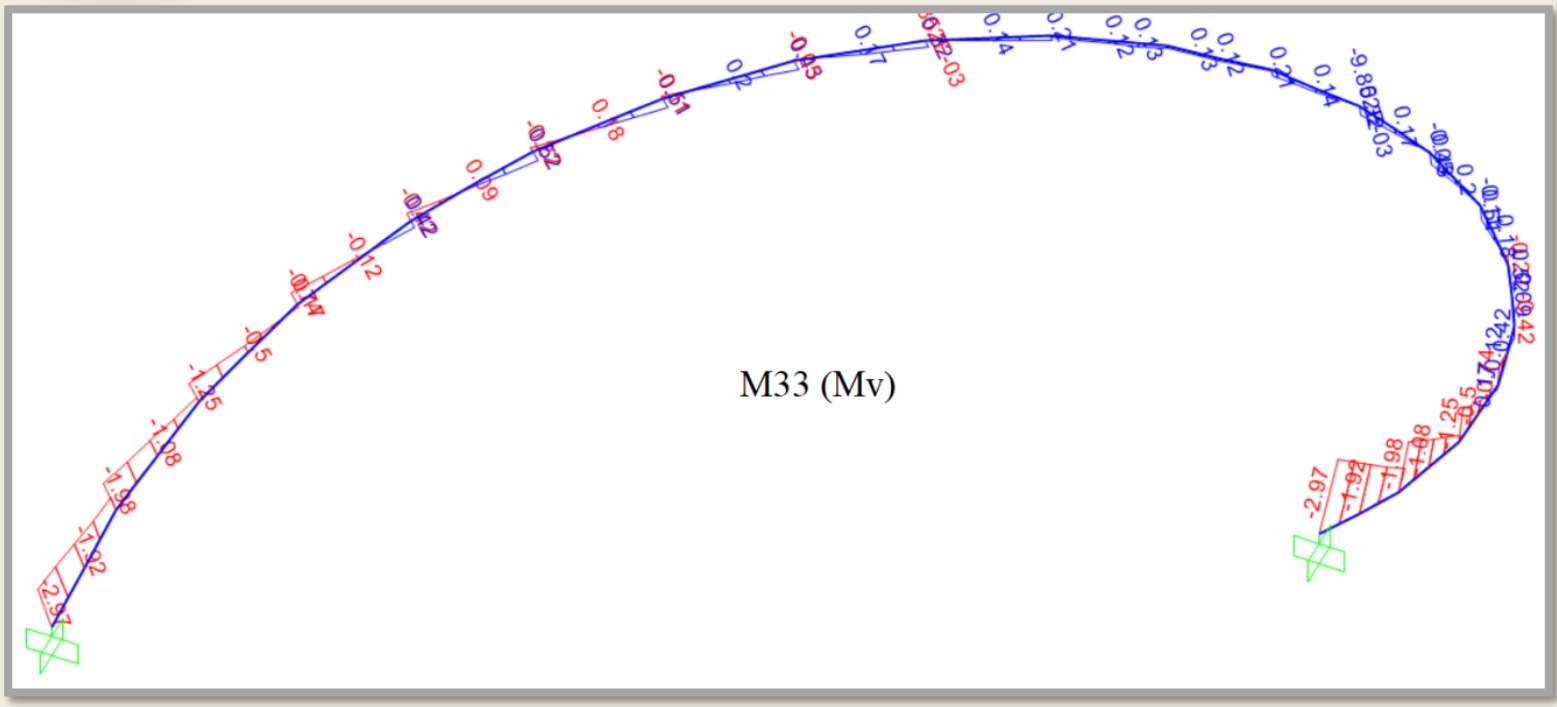
- اكبر قوى قص فى الاتجاه الافقى فى منتصف السلم
- اكبر قوى قص فى الاتجاه الراسى فى بدايه ونهايه السلم

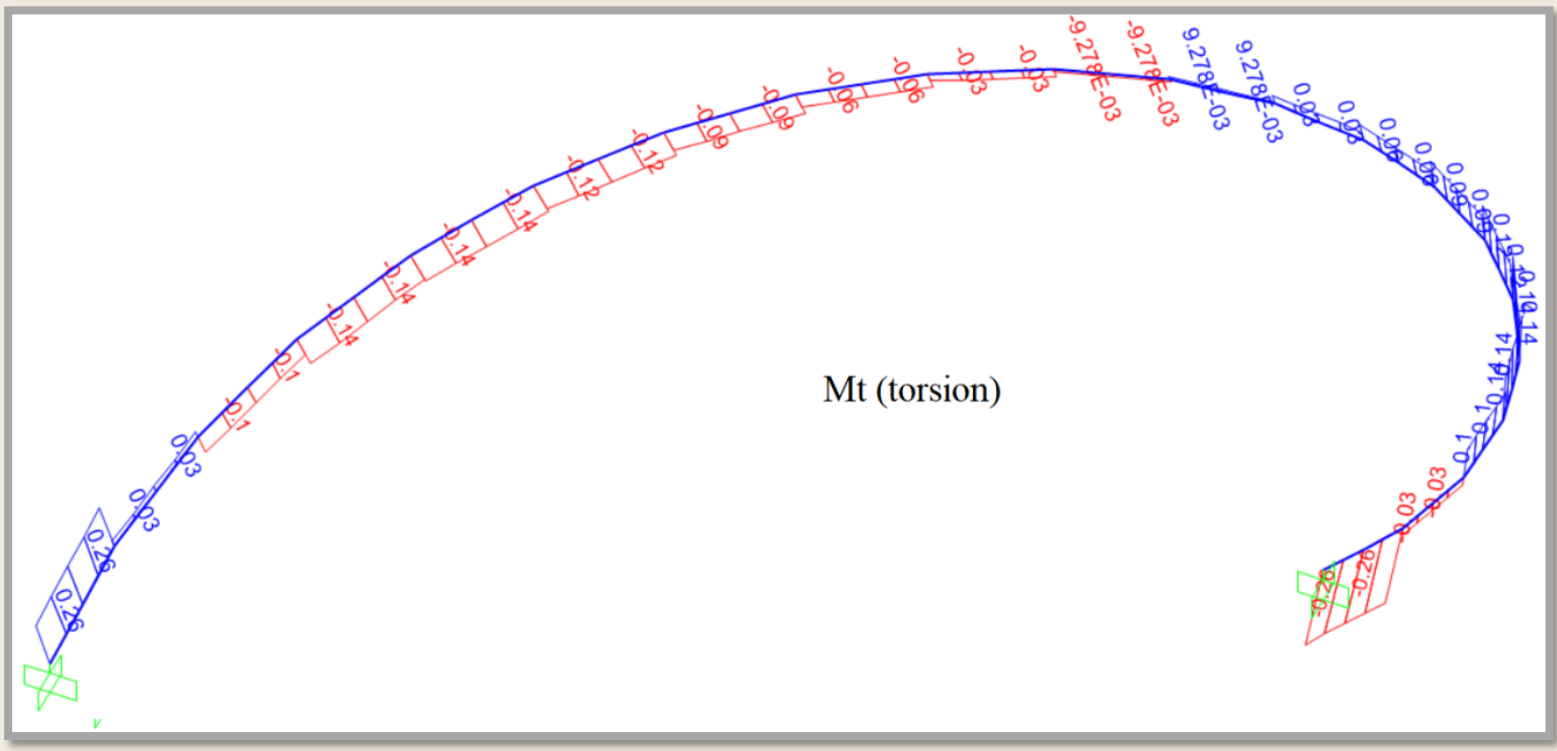




نلاحظ ان :

- اكبر قوى مركزيه على القطاع فى بدايه ونهايه السلم (ضغط فى الاسفل و شد فى الاعلى)
- اكبر عزم افقى فى بدايه ونهايه السلم





نلاحظ ان :

- اكبر عزم راسى فى بدايه ونهايه السلم
- اكبر عزم لى فى بدايه ونهايه السلم

- الحاله الحاديه عشر : السلم الطائر (Free Standing Stair) :-

$$\theta_{stair} = \tan^{-1}\left(\frac{L_r}{L_g}\right)$$

$$t_{s\,av} = \left(\frac{t_s}{\cos(\theta_{stair})} + \frac{\text{القايمه}}{2}\right)$$

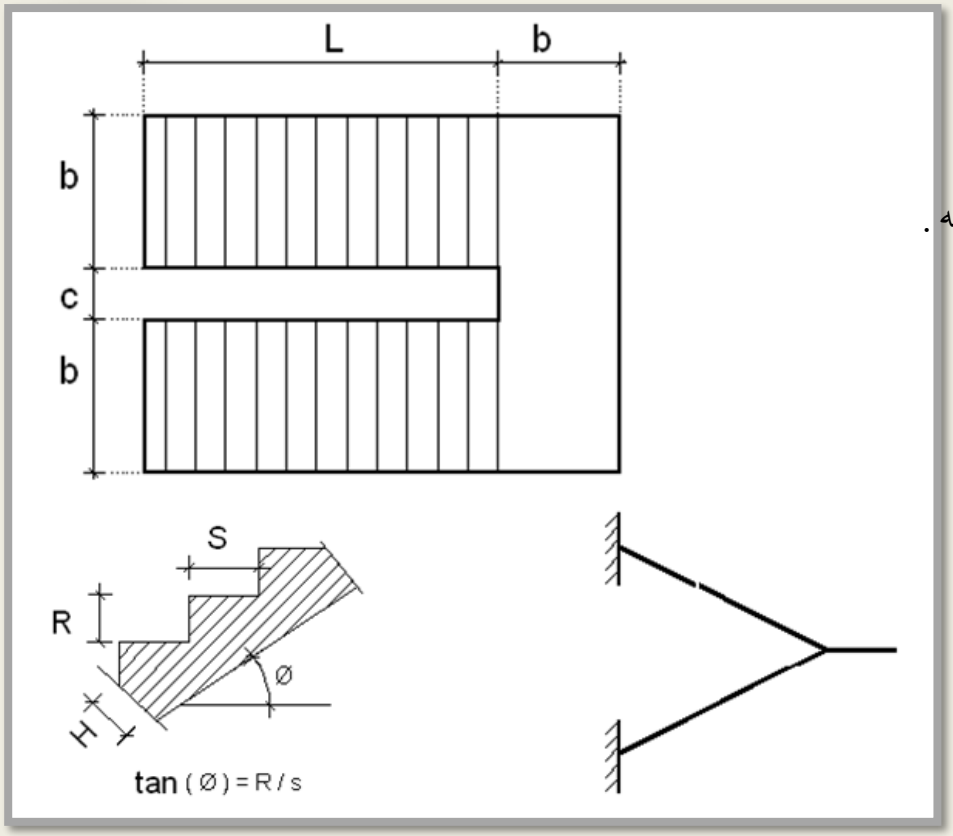
$$n_l/b = \{1.4[t_s * \gamma c + F.C] + 1.6L.L\} * b$$

$$n_f/b = \{1.4[t_{s\,av} * \gamma c + F.C] + 1.6L.L\}\cos(\theta_{stair}) * b$$

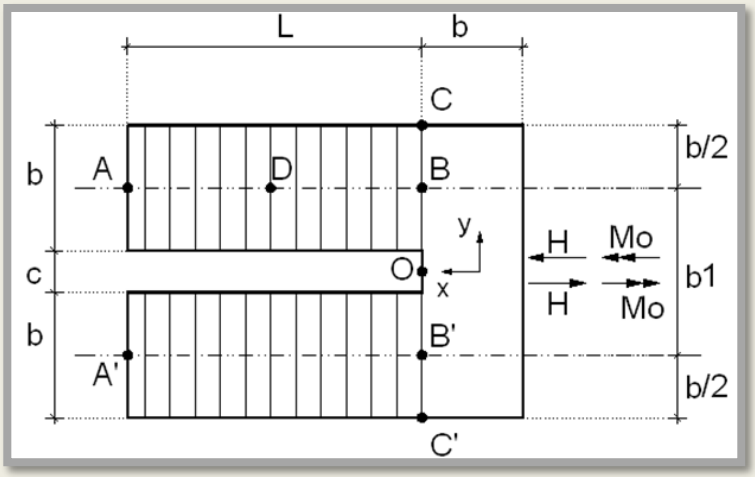
- بنفس الطريقه يتم التعامل مع السلم ككمره و لابد من الحصول على القوى المؤثره على قطاعات السلم حيث يمكن استنتاج تلك القوى اذا حصلنا على العزم الرئيسى (M_o) و القوه الرئيسيه (H) .

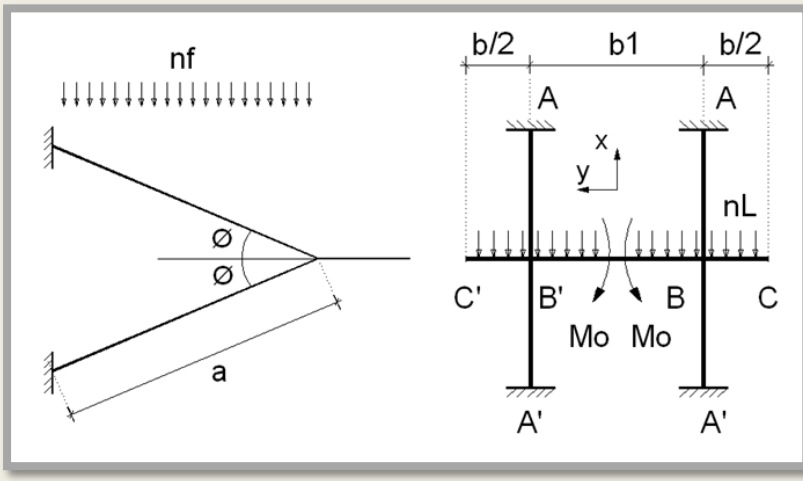
$$M_o = \frac{H*b_1*\tan\theta - 0.25n_l(b_1^2 - b^2)}{\left[\frac{1.44K}{1+\left(\frac{t_{s\,av}}{b}\right)^2}+2\right]} \quad \& \quad H = \frac{n_l(b_1+b)\left[4+3\left(\frac{b}{a}\right)\sec\theta\right]+3n_f*a*\cos\theta}{2\tan\theta\left[\frac{3\left(\frac{b_1}{a}\right)^2}{\frac{0.72}{1+\left(\frac{t_{s\,av}}{b}\right)^2}+\frac{1}{K}}+4\right]}$$

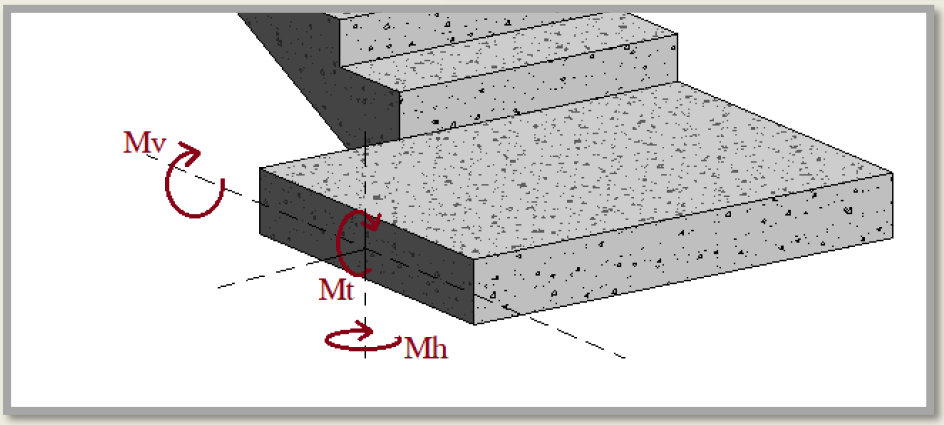
$$\text{where } K = \frac{t_s^3 * b_1 * \sec^2\theta}{t_{s\,av}^3 * a} \quad \& \quad a = L/\cos\theta$$



- الطريقه المبسطه لحل هذا النوع من السلالم هو اعتباره كفريم ووجود ركيزه وهميه عند منتصف الدور و بحالتين تحميل :
  1. الحمل على البسطه .
  2. الحمل على الدرج المائل وعلى البسطه .
- بعد الحصول على العزوم الرئيسيه يمكن الحصول على كل من M_v & M_h & M_t عند اى نقطه فى السلم اما فى اتجاه X ويخص النقطه $[A \sim B]$ او فى اتجاه Y ويخص النقطه $[C \sim C']$ كالموضح فى الصوره التاليه :







- العزوم بين كل نقطتين :

1. B & O عند نقطه تبعد مسافه y من النقطه O :

$$M_v = -M_o - 0.5n_l y^2 \quad \& \quad M_h = -H * Y \quad \& \quad T = -0.5n_l by$$

2. C & B عند نقطه تبعد مسافه y من النقطه O :

$$M_v = -0.5n_l[0.5(b_1 + b) - y]^2 \quad \& \quad M_h = 0 \quad \& \quad T = -0.5n_l b[0.5(b_1 + b) - y]$$

3. B & A عند نقطه تبعد مسافه x من النقطه B :

$$M_v = H * x \sin\theta - 0.5n_l(b_1 + b)(x\cos\theta + 0.5b) - 0.5n_f x^2 \cos^2\theta$$

$$M_h = -0.5H * b_1 \cos\theta - [M_o + 0.125n_l({b_1}^2 - b^2)]\sin\theta$$

$$T = -0.5Hb_1 \sin\theta + [M_o + 0.125\, n_l({b_1}^2 - b^2)]\cos\theta$$

- تصميم السلم :

1. تصميم البسطه (Landing) .

تتعرض البسطه لعزوم من النقطه O وحتى النقطه C فيتم تصميمها طبقا للعزوم ما بين تلك النقاط و التاكد من قوى القص الافقيه H التى تتعرض لها عند النقطه O .

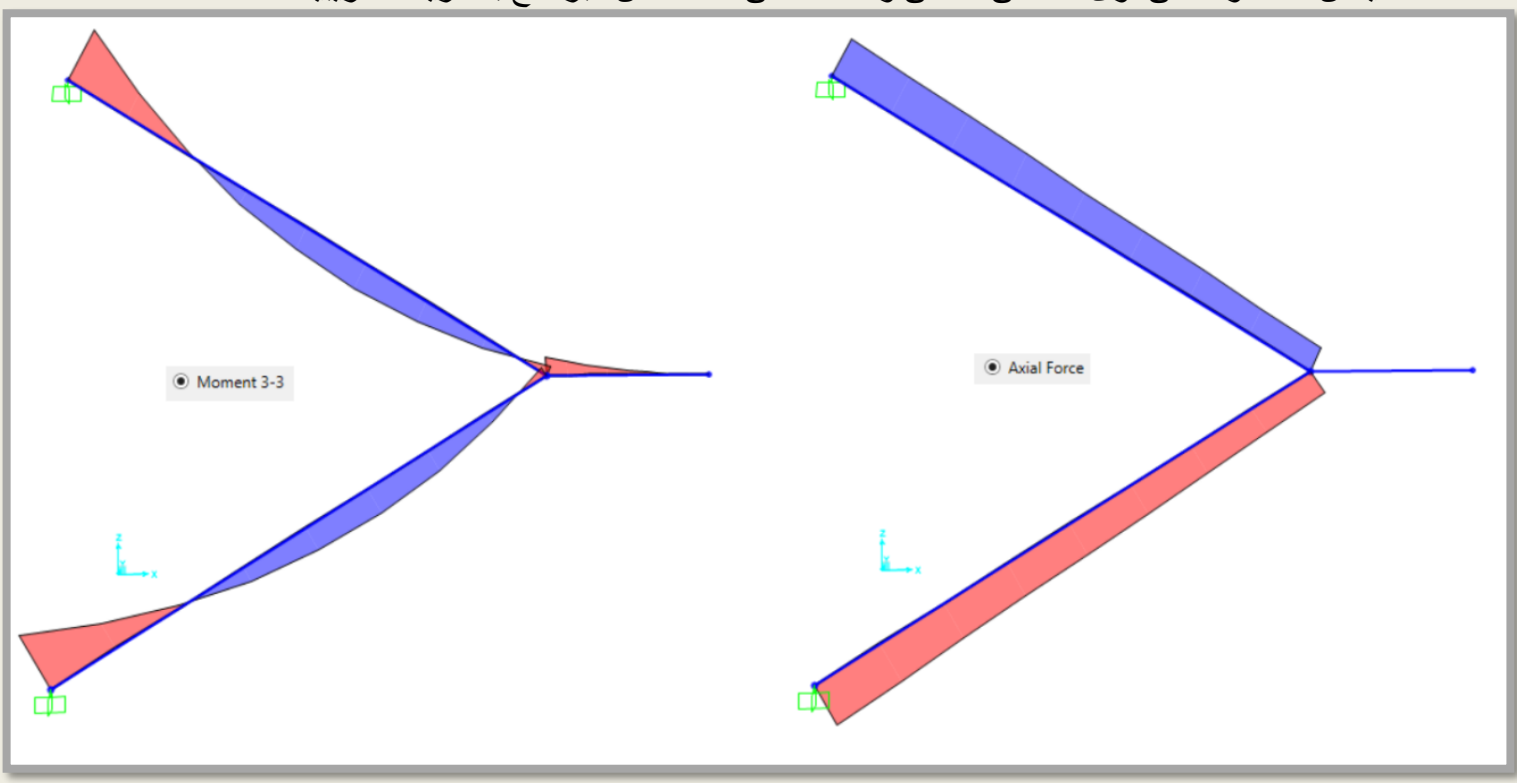
بالنسبه للنقطتين B & O تكون العزوم كبيره فى الاغلب عند النقطه B .

بالنسبه للنقطتين C & B تكون العزوم كبيره فى الاغلب عند النقطه B .

2. تصميم الدرج (Flight) .

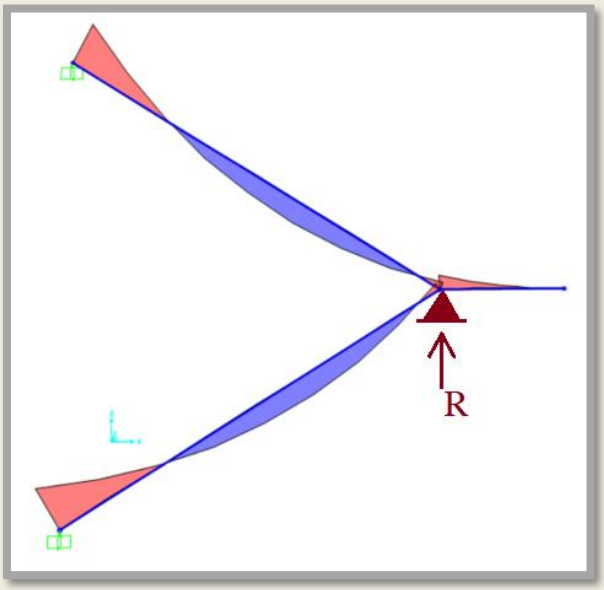
تتعرض البسطه لعزوم من النقطه B وحتى النقطه A فيتم تصميمها طبقا للعزوم ما بين تلك النقاط مره عند النقطه B ومره فى المنتصف عند النقطه D ومره اخرى عند A حيث ان العزوم فى المنتصف موجبه كما بالشكل التالى .

يمكن الحصول على قوى الشد فى الاعلى و الضغط فى الاسفل من البرنامج بالطريقه التقريبيه .



- للسلم حالات تحميل مختلفه ونتيجه لحالات التحميل تختلف نواتج العزوم وللتغلب على ذلك يمكن زياده العزوم بمقدار 40% .

- نلاحظ فى رسم العزوم السابقه وجود عزم علوى عند البسطه وهذا يدل على وجود ركيزه وهميه فى تلك المنطقه



- يتم ايجاد قيم قوى القص و القوى المحوريه من المعادلات التاليه :

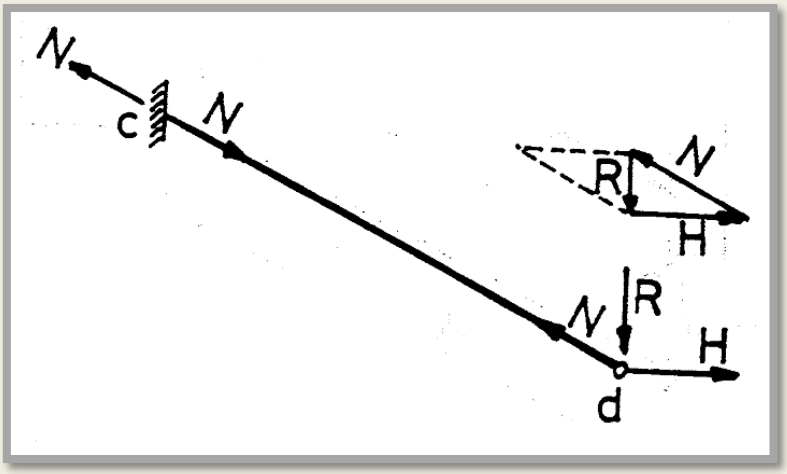
$$R = 0.5n_f * L + n_L * b + \frac{1}{L}(0.75n_L * b^2 - n_f * \frac{L^2}{8})$$

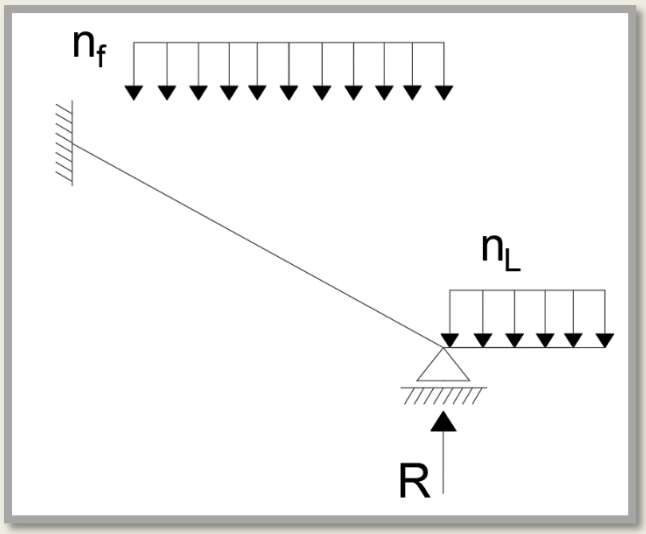
$$H = R * \cot\theta$$

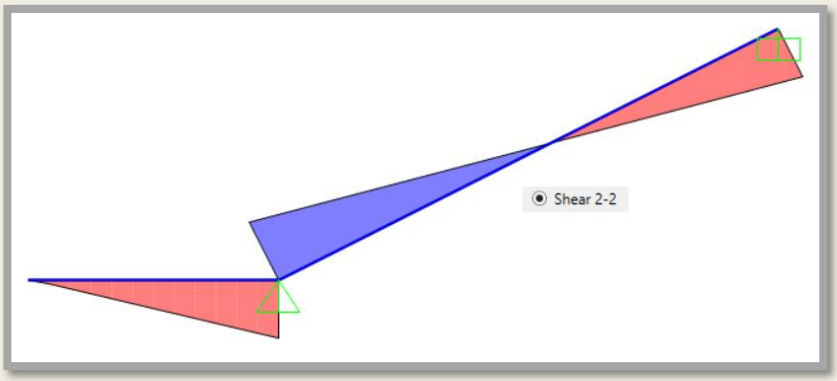
$$H_o = 0.95H$$

$$N = H_o * \cos\theta + R * \sin\theta$$

$$Qsh = R - 0.5n_f * L$$







EX :-

L_t = 300 mm

L_r = 150 mm

Fcu = 25 Mpa

Fy = 360 Mpa

b = 1.3 m

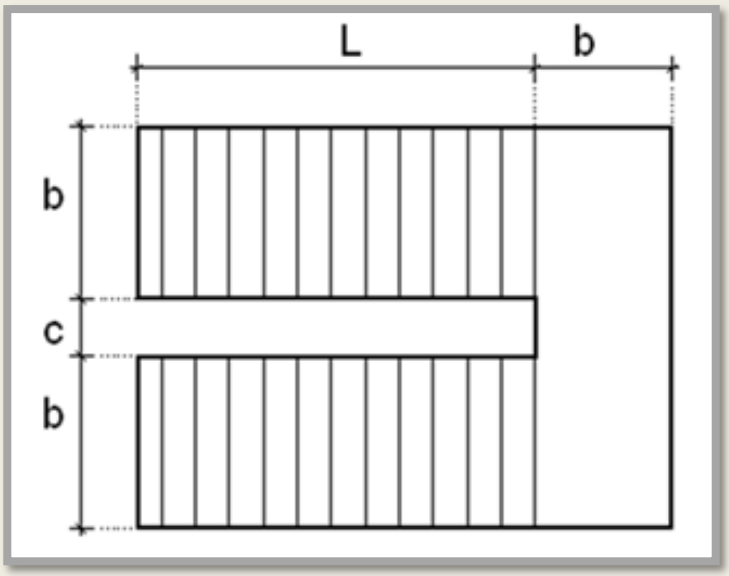
C=0.3m

L=3m

L.L = 3 KN/m^2

F.C = 1.00 KN/m^2

Height = 3m



Sol.

$$\theta_{stair} = \tan^{-1}\left(\frac{0.15}{0.3}\right) = 26.57°$$

$$t_{s\,av} = \left(\frac{0.2}{\cos(26.57)} + \frac{0.15}{2}\right) = 0.299m$$

$$n_l/b = \{1.4[0.2 * 2.5 + 0.1] + 1.6 * 0.3\} * 1.3 = 1.716\ t/b$$

$$n_f/b = \{1.4[0.299 * 2.5 + 0.1] + 1.6 * 0.3\}\cos 26.57 * 1.3 = 2.165\ t/b$$

$$b_1 = 1.3 + 0.3 = 1.6m$$

$$a = \frac{3}{\cos 26.57} = 3.354m$$

$$K = \frac{0.2^3 * 1.6 * \sec^2 26.57}{0.299^3 * 3.354} = 0.1792$$

$$H = \frac{1.716(1.6+1.3)\left[4+3\left(\frac{1.3}{3.354}\right)\sec 26.57\right]+3*2.165*3.354*\cos 26.57}{2\tan 26.57\left[\frac{3\left(\frac{1.6}{3.354}\right)^2}{\frac{0.72}{1+\left(\frac{0.299}{1.3}\right)^2}+\frac{1}{0.1792}}+4\right]} = 11.16\ t$$

$$M_o = \frac{11.16*1.6*\tan 26.57-0.25*1.716*(1.6^2-1.3^2)}{\left[\frac{1.44*0.1792}{1+\left(\frac{0.299}{1.3}\right)^2}+2\right]} = 3.811\ t.m$$

- عند نقطه تبعد مسافه y من النقطه O : B & O

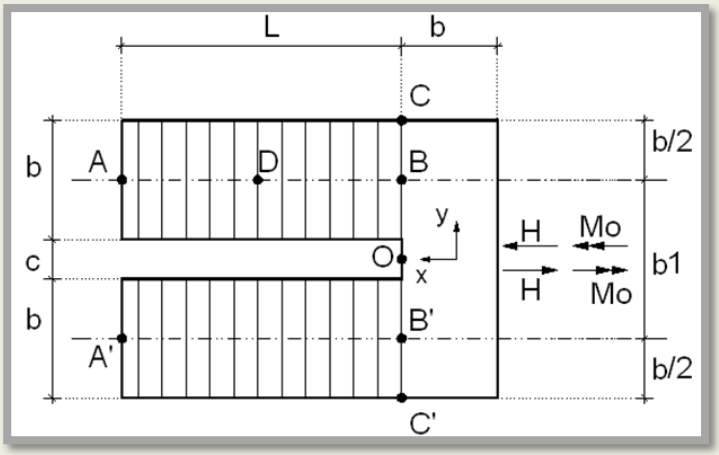
$$y_{max} = \left(\frac{b+c}{2}\right) = \left(\frac{1.3+0.3}{2}\right) = 0.8\ m$$

y From (0~0.8)

$$M_v = -3.811 - 0.5 * 1.716 * 0.8^2 = -4.36\ t.m$$

$$M_h = -11.16 * 0.8 = -8.928\ t.m$$

$$T = -0.5 * 1.716 * 1.3 * 0.8 = -0.9\ t.m$$



- عند نقطه تبعد مسافه y من النقطه O : C & B

y From (0.8~1.45)

$$M_v = -0.5 * 1.716 * [0.5(1.6 + 1.3) - 0.8]^2 = -0.3625$$

$$M_h = 0$$

$$T = -0.5 * 1.716 * 1.3 * [0.5(1.6 + 1.3) - 0.8] = -0.725$$

- عند نقطه تبعد مسافه x من النقطه B : B & D &A

$$X_{max} = \frac{L}{\cos\theta} = \frac{3}{\cos 26.57} = 3.35$$

x From (0~1.68~3.35)

at X=1.68

$$M_v = 11.16 * 1.68 \sin 26.57 - 0.5 * 1.716 * (1.6 + 1.3)(1.68 * \cos 26.57 + 0.5 * 1.3)$$
$$-0.5 * 2.165 * 1.68^2 * \cos^2 26.57 = -0.58\ t.m$$

$$M_h = -0.5 * 11.16 * 1.6 \cos 26.57 - [3.811 + 0.125 * 1.716 * (1.6^2 - 1.3^2)] \sin 26.57 = -9.8$$

$$T = -0.5 * 11.16 * 1.6 * \sin 26.57 + [3.811 + 0.125 * 1.716(1.6^2 - 1.3^2)] \cos 26.57 = -0.42$$

at X=3.35

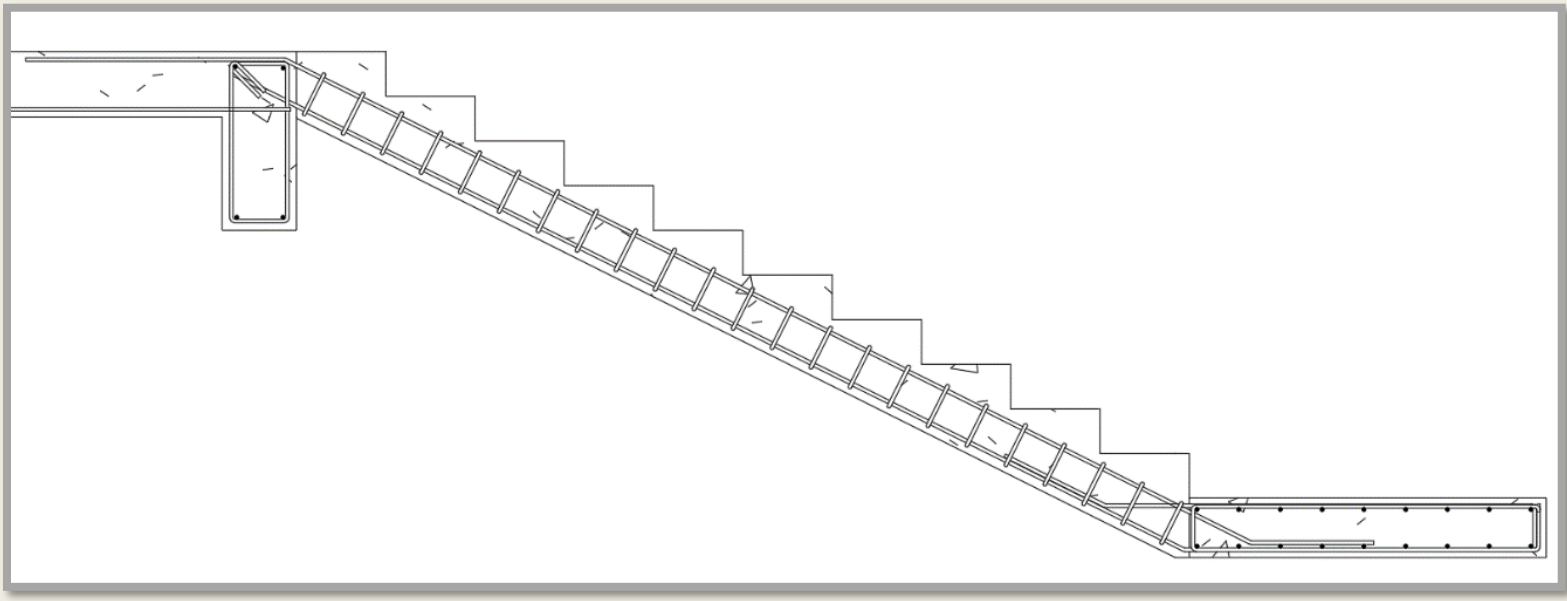
$$M_v = -2.07$$
$$M_h = -9.8$$
$$T = -0.42$$

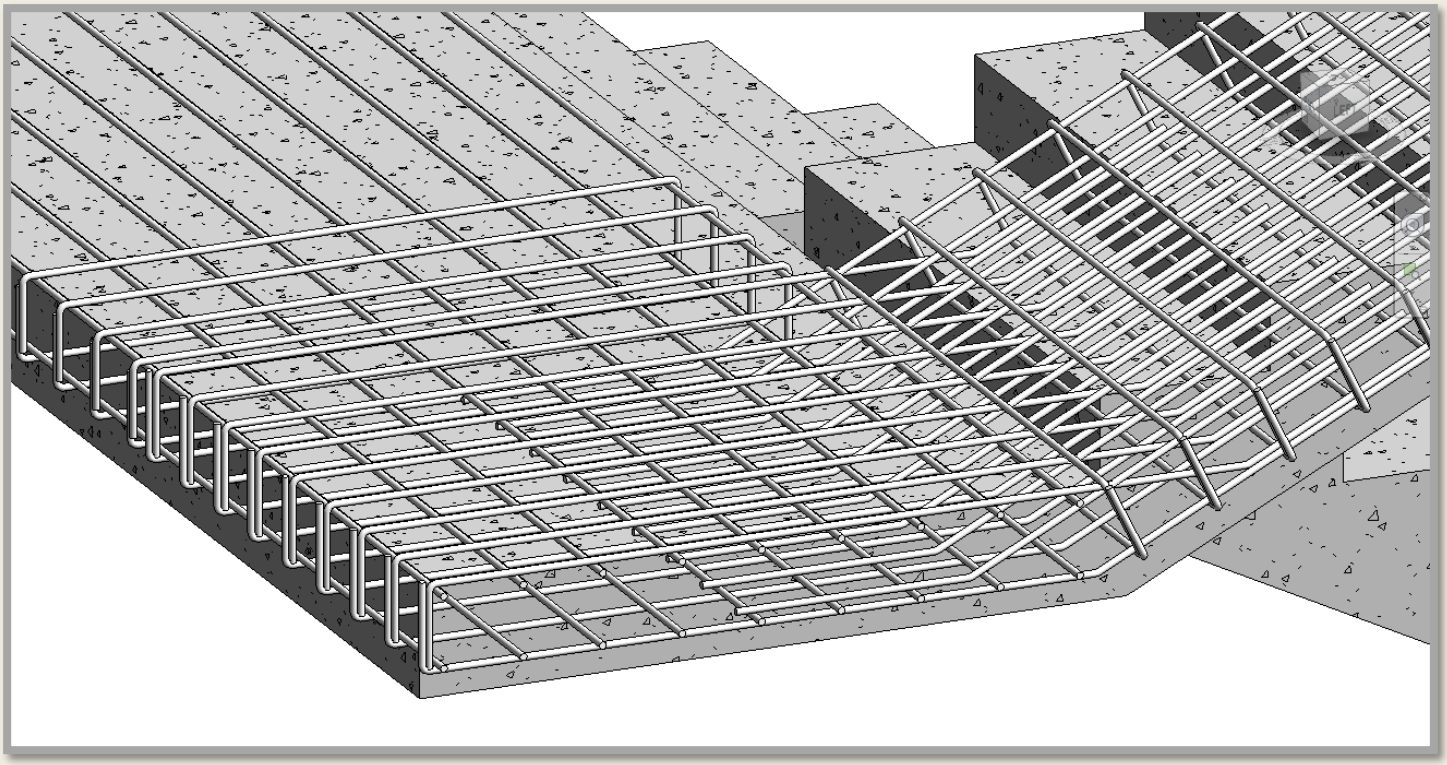
at X=0

$$M_v = -1.62$$
$$M_h = -9.8$$
$$T = -0.42$$

$$R = 0.5n_f * L + n_L * b + \frac{1}{L}(0.75n_L * b^2 - 0.125n_f * L^2)$$
$$= 0.5 * 2.165 * 3 + 1.716 * 1.3 + \frac{1}{3}(0.75 * 1.716 * 1.3^2 - 0.125 * 2.165 * 3^2) = 5.4t$$
$$H = R * \cot\theta = 5.4 * \cot(26.57) = 10.8t$$
$$Qsh = R - 0.5n_f * L = 5.4 - 0.5 * 2.165 * 3 = 2.153t$$
$$N = 0.95H * \cos\theta + R * \sin\theta = 0.95 * 10.8 * \cos(26.57) + 5.4 * \sin(26.57) = 11.6t$$

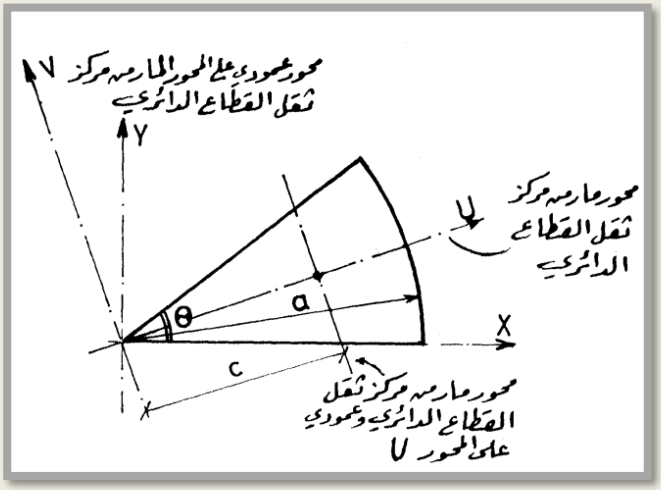
- يتم التاكد اولا من قوى القص الافقيه H و الراسيه Qsh وعزوم اللى
- يتم تصميم القطاعات على العزوم السابقه بالاضافه الى القوى المحوريه N





- الحاله الثانيه عشر : السلم الكابولى الدائرى على عمود واحد :-

- تصميم الدرج وانتقال الاحمال هو نفس السلم الكابولى المشروح مسبقا ولكن فى هذا النوع نلاحظ ان قطاع الدرجه يقل كلما اتجهنا للعمود لذلك يجب التحقق على اقل قطاع للدرجه من حيث القص والعزم
- فى هذا السلم نلاحظ ان العزم على العمود يشكل شكل حلزونى حول العمود ومتغير فى كل منسوب
- ايجاد الخواص الهندسيه للدرجه :



1. مساحه جزء من الدائره

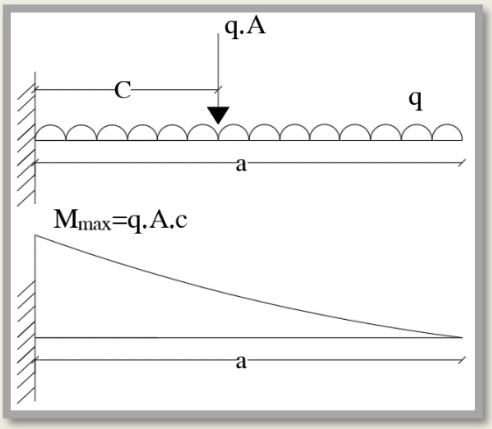
$$A = \theta_{rad} \frac{a^2}{2}$$

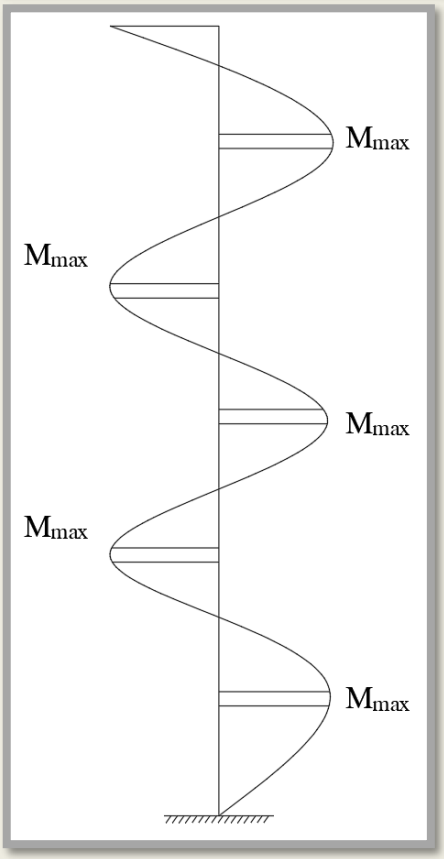
2. مسافه مركز الحمل c

$$C = \frac{4}{3} * \frac{a * \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)}{\theta_{rad}}$$

3. العزم على الدرجه

$$M = qAC$$

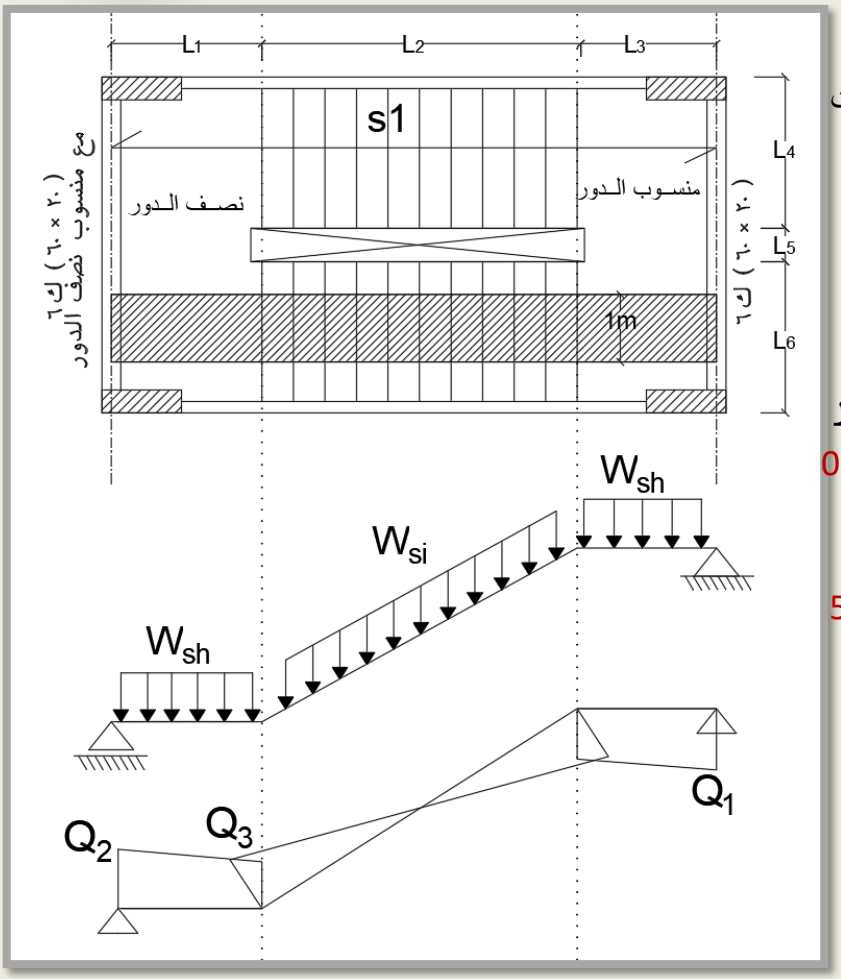




4. اقصى عزم على العمود

$$M_{max} = \frac{2}{3} * q * a^3$$

- ملحوظه لتأثير فواصل الصب عند تصميم السلالم الخرسانيه :-



- لابد من اخذ تأثير قوى القص عند فواصل الصب ويقاوم عن طريق القص بالاحتكاك .
- اشاير السلم عند فواصل الصب سفليه وعلويه وليست سفليه فقط .

$$A_{sf} = \frac{Q_u}{\mu_f * (\frac{f_y}{\gamma_s})} \mp \frac{N_u}{\mu_s * (\frac{f_y}{\gamma_s})}$$

1- للخرسانه المصبوبه ميليثيا $\mu_f = 1.2$.
2- للخرسانه المصبوبه عند فواصل التنفيذ او الصب بشرط تخشين السطح وعمق التخشين فى حدود 5مم $\mu_f = 0.8$
3- كالسابق ولكن عمق التخشين قل من 5مم $\mu_f = 0.5$
- بالاضافه لما سبق ان اجهاد القص بالاحتكاك

$q_{sf} = \frac{Q_u}{Ac} \geq \frac{0.225 * F_{cu}}{\gamma_c}$ وبحد اقصى $5\ N/mm^2$

- يجب الا تؤخذ قيمه $F_y < 400\ N/mm^2$