⇒ Live load : ASCE 7-16 / Jordanian Code

تابع لشغال ساعة

※ Design of one-way slabs

offices:- ←

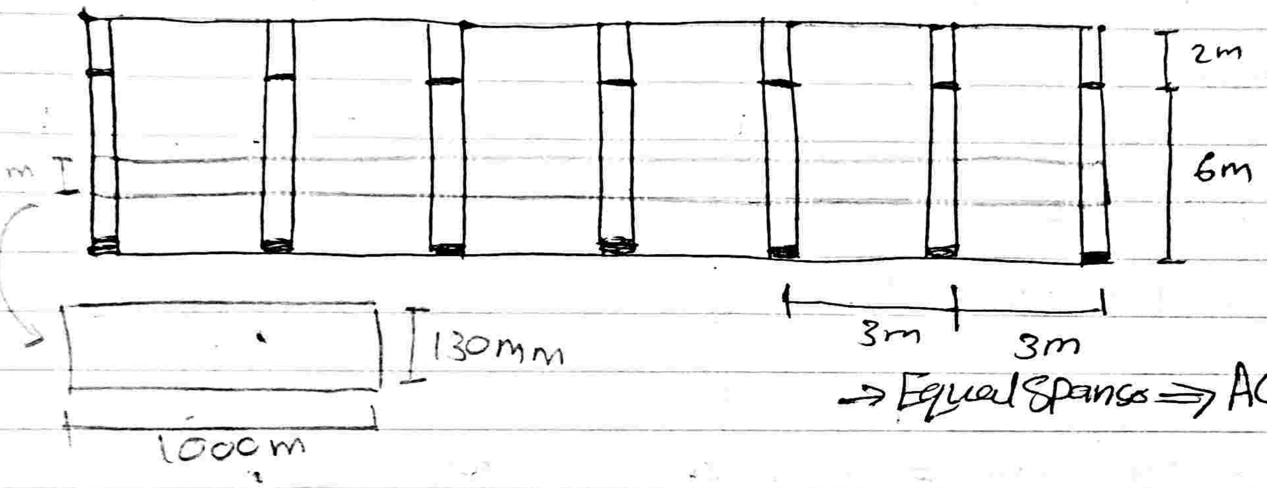
← لو كان في عنا أكثر من استخدام للشقة بناخذ كم الـ live load لكل وحدة وبناخذ الأعظم

• $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$

$= (1.2 \times 7.94 + 1.6 \times 4.8) \times 1m$ → Tributary width

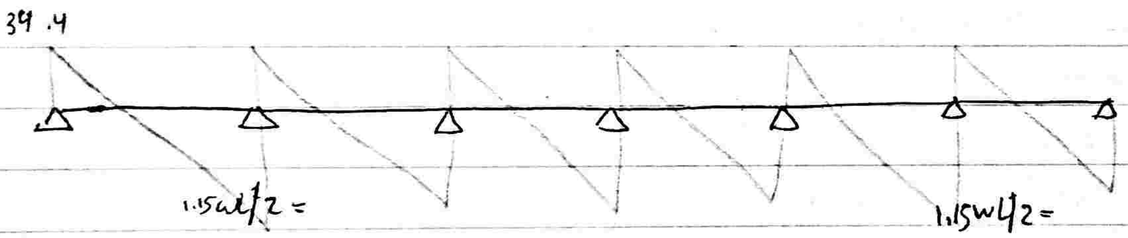
$= 17.21 \ kN/m$

← بنفسر اكواد اللود بناخذ الأكبر حتمًا

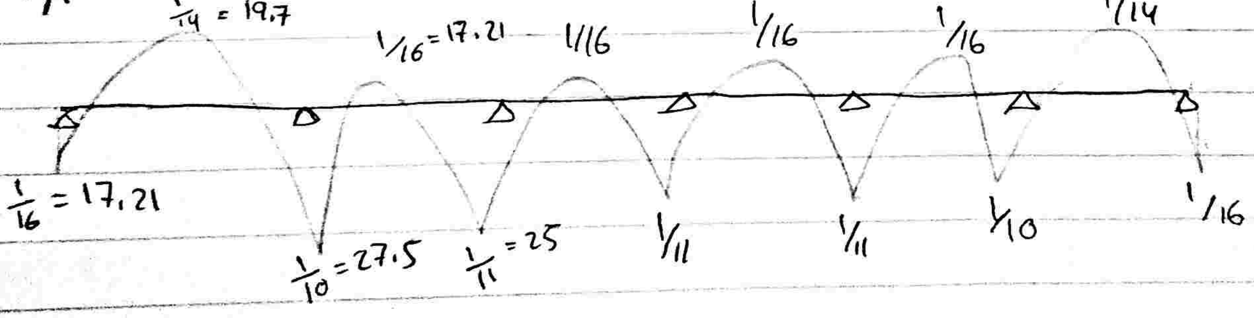


→ Equal spans ⇒ ACI Code

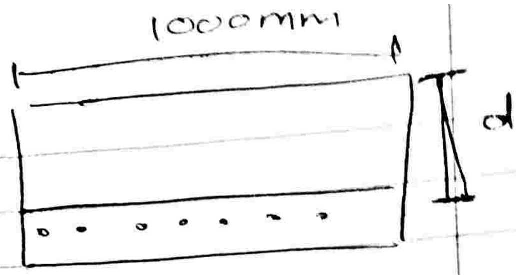
$\times wL/2$



⇒ $\times wl^2 = 17.21 \times 3^2 = 276.36 \ kN.m$



⇒ Solid slab – Sheer Design :-



$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd$

$d = h - \text{clear cover} - 0.5 d_b = 130 - 20 - 7 = 103 \sim 100\ mm$

$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd = 0.75 * 0.17 \times \sqrt{28} * 1000 \times 100 = 67.5\ KN$

$V_u = 39.6\ KN \rightarrow \phi V_c = \cancel{68.5}\ 67.5\ KN \rightarrow V_u < \phi V_c \rightarrow$ [No sheer reinforcment needed]

⇒ Solid slab – Design Flexure

بنصمم على أكبر مومنت بالموجب وأكبر مومنت بالسالب.

$M_u = 16.4\ KN.m$

- $R = \dfrac{M_u}{\phi b d^2} = \dfrac{16.4 \times 10^6}{0.9 * 1000 \times 100} = 2.18\ MPa \rightarrow$ Table A.5 $\rightarrow \rho = 0.0073$
- $A_s = \rho b d = 0.0054 * 1000 * 100 = 730\ mm^2$ table A.3 $\rightarrow 13 @ 170\ mm \rightarrow A_s = 759\ mm^2$

$S_{max} \begin{cases} 3h = 3 * 130 = 390\ mm \\ 450\ mm \end{cases}$

Check ϕ ✓
width → $S = 170\ mm$
ϕM_n] $\rho \rightarrow A_s / R \rightarrow M_n$

$\rho > \rho_{min}$, Check $S < S_{max}$

↳ $A_s > A_{s\,min} = 0.0018bh = 234\ mm^2$, Check $S < S_{max}$

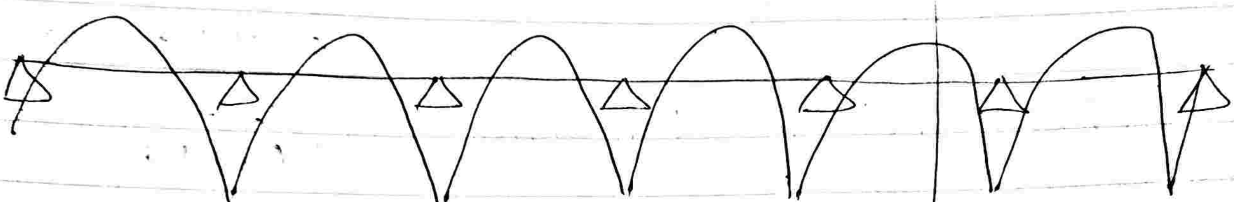
$M_u = 19.7\ KN.m$

$R = 2.19\ Mpa \rightarrow \rho = 0.0055 \rightarrow A_s = 550\ mm^2 \rightarrow \phi 13 @ 225mm$

<<استخدام البارات المكسوحة بالسلاب إشي شائع>>

⇒ Width of Beam 250 mm

هاد الـ رينفورسمنت بنستخدمه بس للتقلص بسبب الحرارة



TOP:-

L

$\phi 13$ @ 225mm/m $\phi 13$ @ 170mm, 2.3 — // — " — " — "

10 @ 300mm

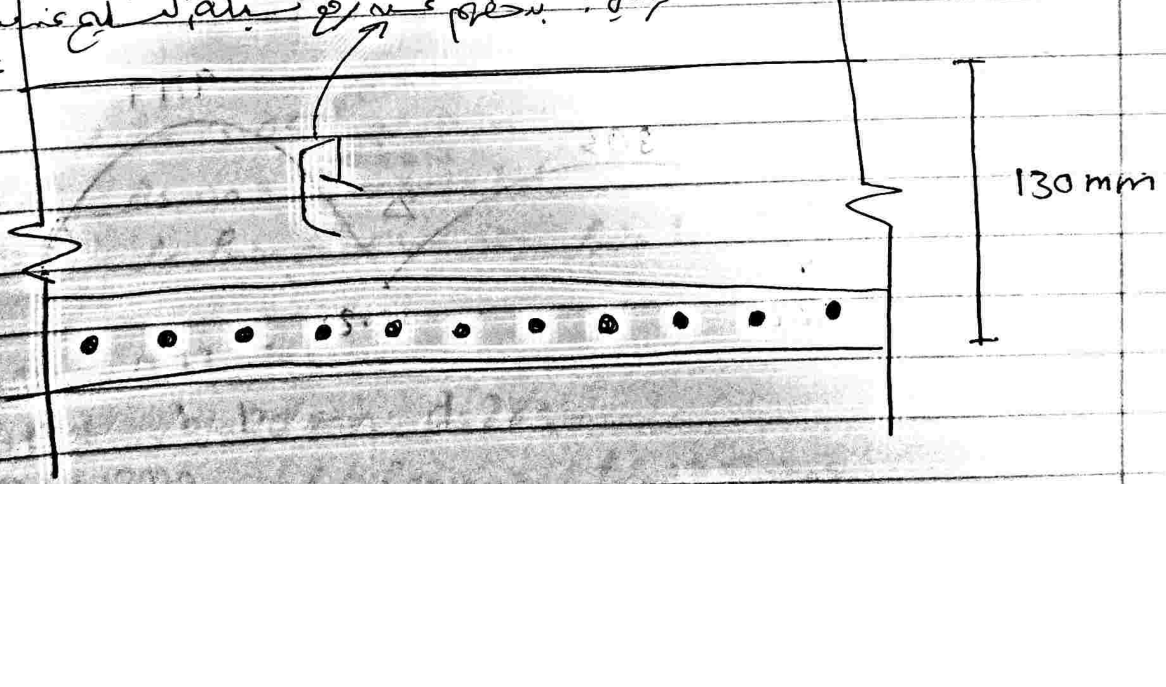
$\phi 13$ @ 225mm/m

Btm:-

$\phi 13$ @ 225mm, 3m — // — // — // — // — //

من نص السبورة لنص السبورة

كراسي : بنحطهم عشان نرفع شبكة التسليح عشان نعمل مقاومة لـ -M عند الـ supports



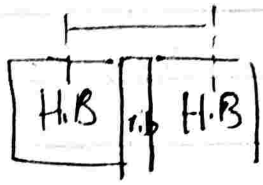
→ Design of one way slabs:-

• Ribbed slab:-

※ Example:- ع مثال الريب السابقة

«Tributary width»

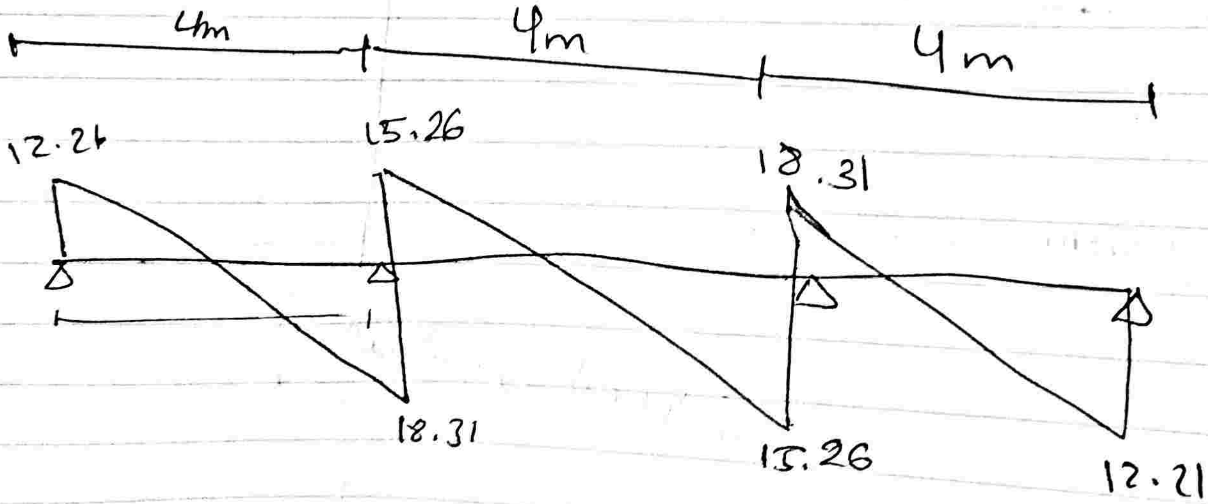
2×20+12 = 52cm

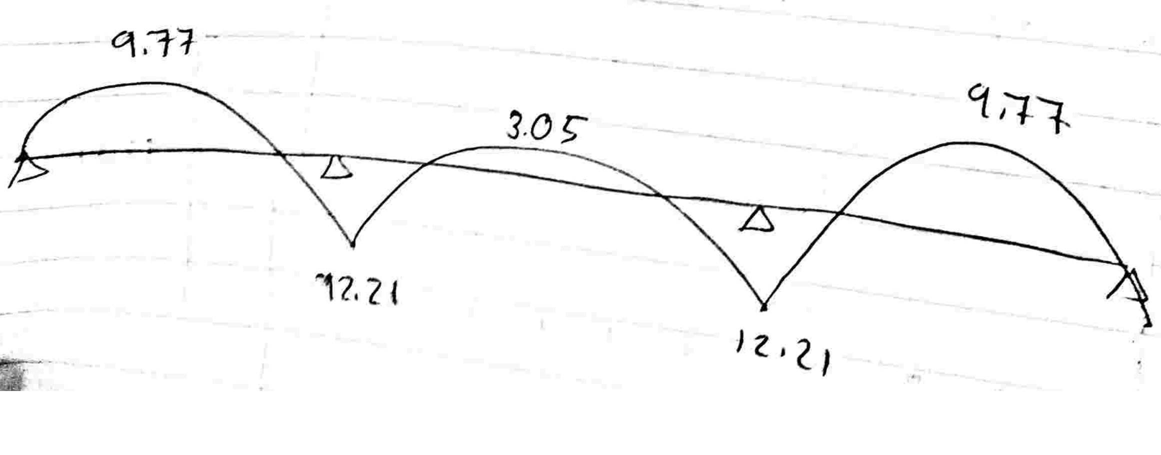


$W_u = 1.2(9.7) + 1.6(1.9) = 14.68\,kN/m^2$

Tributary width = 0.52m

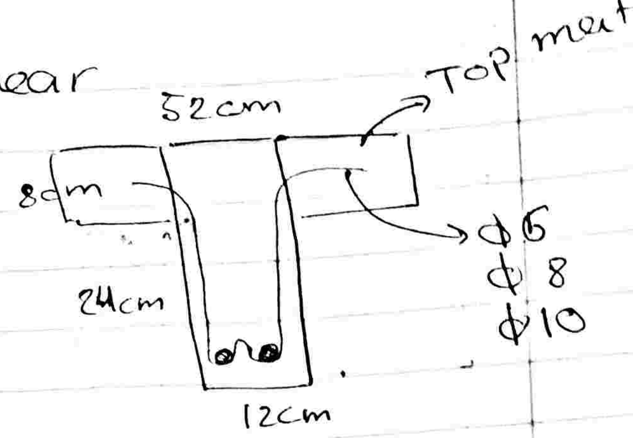
→ load per rib = $14.68 \times \boxed{0.52} = 7.63\,kN/m$





⇒ Ribbed Slab - Design Shear

$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd$



$d = 320 - 20 - 10 - 7$

cover inslab

$= 283\ mm$

$\phi V_c = 1.1 \times \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd = 25.2\ kN$

$V_u = 18.31\ kN \rightarrow \phi V_c > V_u \rightarrow$ No need of Sheear Rienforcment.

⇒ Ribbed slab - Design flexure

- -ve moment = 12.21 kN.m
  → rectangular b=120mm d=283mm

$R = 1.41\ MPa$, $\rho = 0.0035$, $A_s = 118.8\ mm^2$

→ $2\phi 10 \rightarrow A_s = 142\ mm^2$

- +ve = 3.05 kN.m → min

↳① $A_{s\,min} = 0.0018\, bd$

↳② $\rho = \rho_{min}$ → beam ⇒ ρ_{min} beam = 0.0033

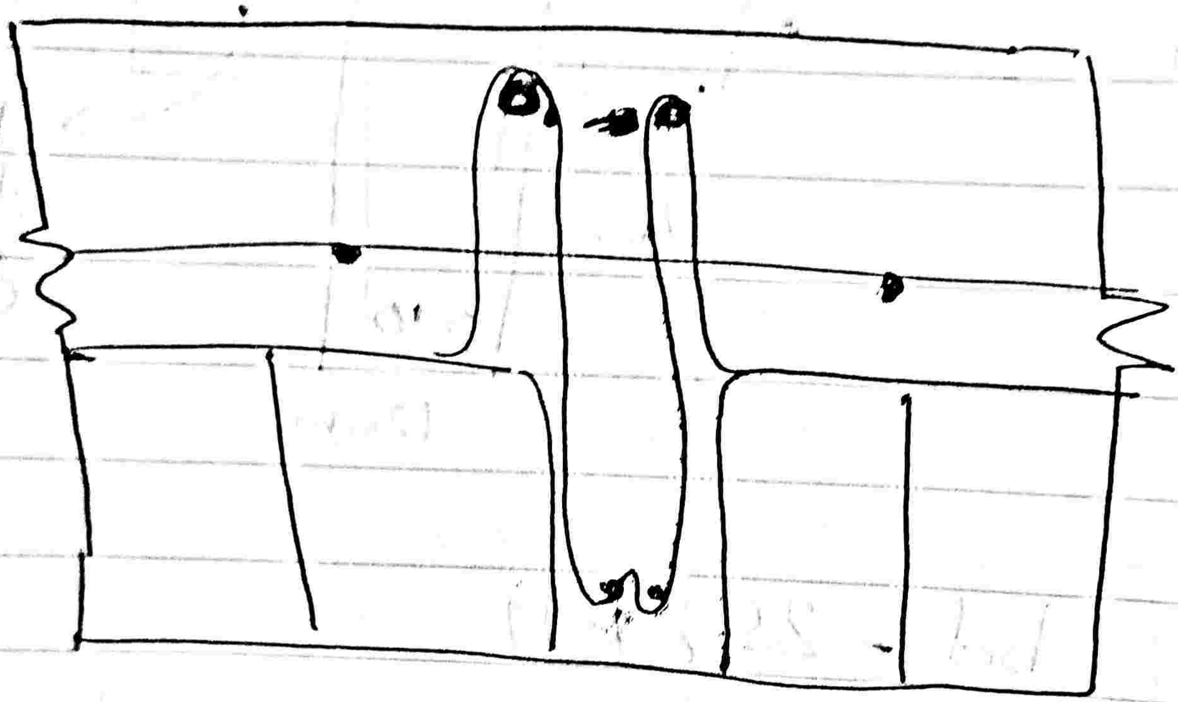
- +ve = 9.77 kN.m
  → rect b= 120 mm d=283mm

$R = 1.13 MPa$, $\rho < \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} = 0.003$

$A_s = 112.$

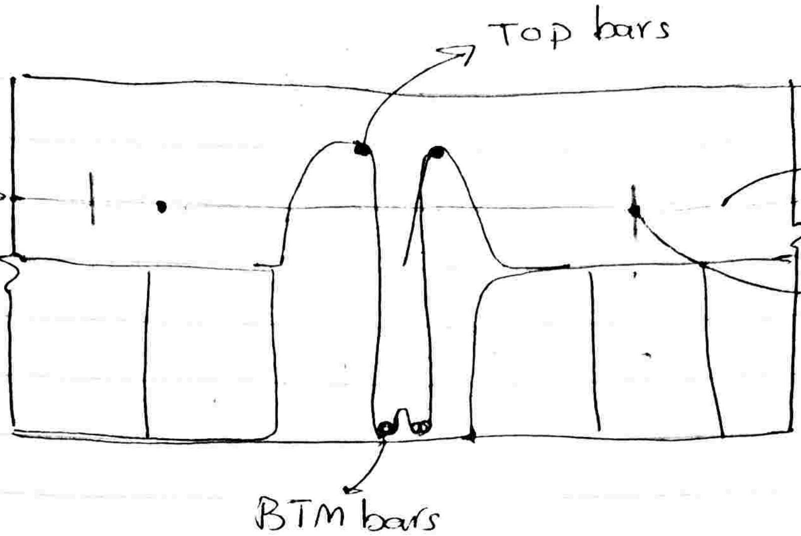
$2\phi 10 \rightarrow A_s = 142 mm^2$

Detailing



Detailing

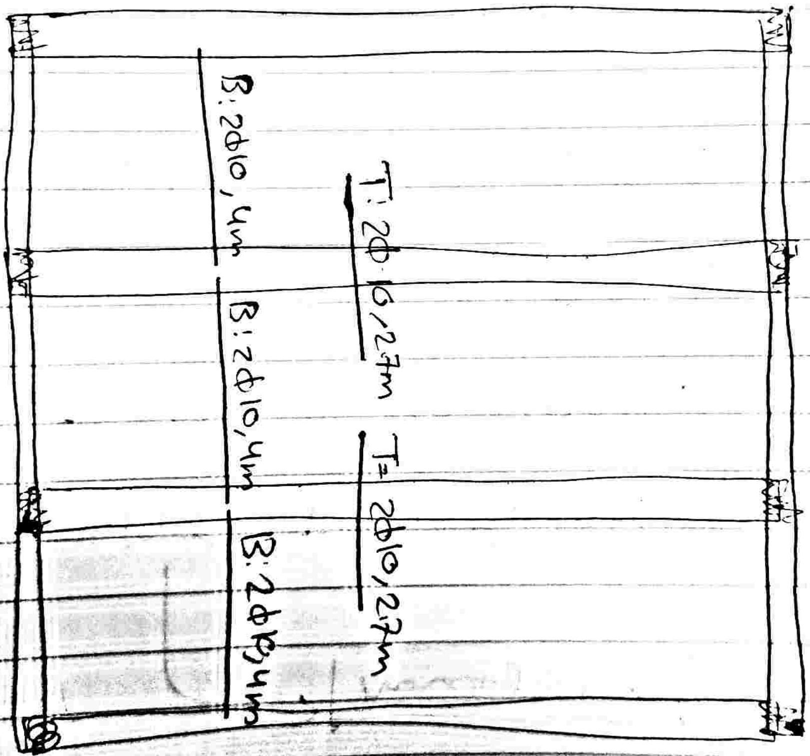
نحط رينفورسمنت
تقاوم الشرنج
$A_s = 0.0018(80)(1000)$
$= 144\ mm^2$
$\phi 10 @ 300mm$



دكتورة
practicle
(82mm) نحط

[illegible]
+ عرض الجسر
+ نصف الجدار

cross section



plane view

لازم أحط ملاحظة إنه بنطبق ع كل الرسمة

≪ Serviceability ≫

⇒ Crack Control:-

لازم لما أعمل ديزاين أتحكم بالسترنث، وأتحكم بالدفلكشن.

$$S_{max} = \min \begin{cases} 380\left(\dfrac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \\ 300\left(\dfrac{280}{f_s}\right) \end{cases}$$

↳ c_c: clear cover for Tension

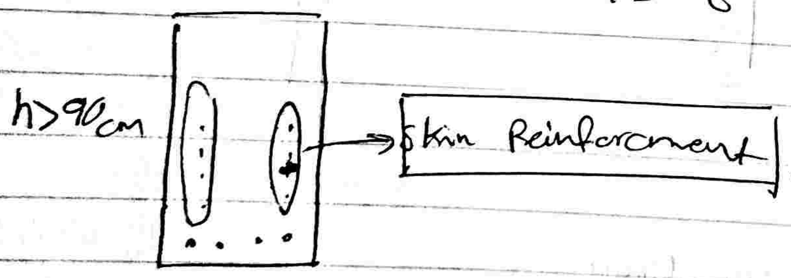
or $\left(f_s = \frac{2}{3} f_y\right)$

Max Spacing ⟶ Minimum Number of bar

بدك اللي فوقه نروح ل Table (A8).

← لازم نضيف هاد ال Check للبيم بيستنج

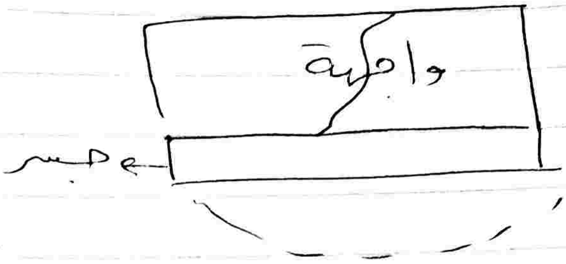
← إذا زاد ارتفاع البيم عن 90cm بحط بارات لتوصل لنص البيم



⇒ checks:-

1. ϕM_n
2. width
3. ϕ
4. crack control

⇐ deflection control:-



⇐ في حال صار عنا دفلكشن بالبيم بسبب كسر بالواجهة اللي ما بتحمل لود.

⇐ في حال أيضاً عدم تسكير الأبواب

⇐ أو مثلاً بالآلات المثبتة بالمصانع.

⇐ الالتزام بجداول ال (Minimum thickness of solid slab) & (Minimum depth of Beam).

يغني عن الحساب الدفلكشن.

⇐ أحياناً لا نستطيع استخدام الجداول لذا يجب حساب الدفلكشن.

⇐ عادة يتم قبول قيمة الدفلكشن بين mm (10-11)

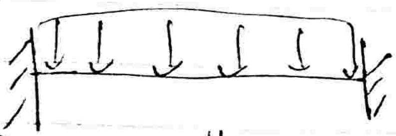
⇒ Types of deflection :-

① Immediate deflection :-

elastic theory :

ذا الدفلكشن بصير بسبب اللود ، بس ينشال بروح الدفلكشن

w



الامثلة موجودة بالسلايدات

$\Delta = \dfrac{wL^4}{384EI}$

بكون أقل منه . السمبلي سبورتد لانه البيم بالفكسد ممسوك من الجهتين

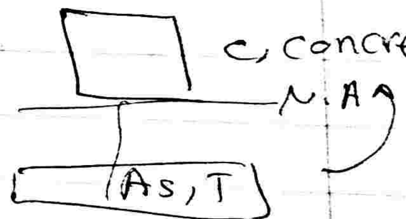
deflection depend on → P, L, EI

• depend on :-

→ Elastic Modulas $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$

→ Effective moment of Inertia (I_e):

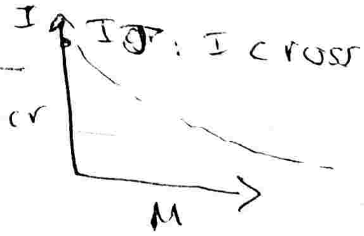
الكراك بتعلش في منطقة التنشن (عند M_{cr}) بوصل الكراك لل $N.A$ ⇐ I_{cr}

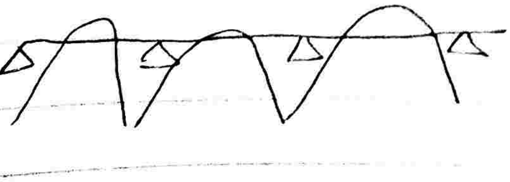


M_a : servic Moment ⇒ I_e ⇒ $\frac{2}{3} M_{cr}$

عندها بوصل منطقة الستيل (التنشن)

I_g , M_a ← في علاقة عكسية بينهم





⇐ ولما يكون عنا cont. Beam وبدنا ناخذ الدفلكشن في سبانة بناخذ ال avg ← (max+M) (Max−M)

(2) long-term deflection : بسبب تطبيق الحمل لفترة طويلة بصير في زيادة بالدفلكشن (creep)

الناتجة عن الحمل

$\left(\Delta_{long} + \Delta_{elastic}\right)$ ← additional long-term deflection

الناتجة عن وجود الحمل لفترة طويلة

$$\Delta_{long} = \lambda \Delta_e$$

Δ_{long} ↓ additional long-term deflection

λ ↓ long term multiplier

time (months)	ξ
3	1
6	1.2
12	1.4
60 or more	2

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

ξ → time Ind. factor

ρ' → Compression reinforcement ratio

$\rho' \uparrow \rightarrow \lambda \downarrow \rightarrow \Delta_{long} \downarrow$

⇒ permissible allowable deflection

		deflection	deflection limitation
• Flat roof ⇒	مش حامل ⇒	Imediat due to max. [Lr, S, R] →	$l/180$
• Floors ⇒	مش حامل ⇒	Imediat due to L →	$l/360$
• Roof or floors ⇒	حاملة ⇒	likely to be damage → $\Delta_{long} + \Delta_{elastic}$	→ $l/480$
		likely to Not damag → $\Delta_{long} + \Delta_{elastic}$	→ $l/240$

زي أنها تكون حوامل زجاج أو حاملة آلات ثقيلة ← likely to be damage

→ How to calculat deflections :-

- Within the floor [Not Supporting non structural element]

Δ_D ① calculat immediate deflection due to DL use (M_D and I_D)
Δ_{D+L} ② " " " " " DL + LL " (M_{D+L} " I_{D+L})
ΔL ③ " " " " " $\Delta L = (\Delta_{D+L}) - \Delta_D$
④ compare with allowable deflection.

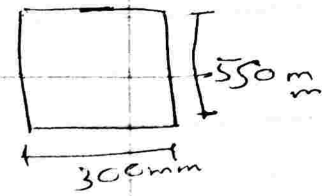
- Supporting non-structural elements

⊛ we need to calculat deflection (dead + sustained live load)
① calculat Immediate deflection due to dead load + sustained live load Δ_{D+SL}
use (M_{D+SL}) an I_e f(M_{D+SL})
② calculate Immediate deflection due to sustained live load $\Delta_{SL} = \Delta_{D+SL} - \Delta_D$
③ calculate the long-term deflection multiplier
④ calculat the total long term deflection $\Delta_{long} = \Delta_{D+L} + \lambda_{\infty}\Delta_D + \lambda_t \Delta_{SL}$
⑤ compare with allowable deflection.

※ Examply:

Simply supported, 6m span | L.L = 16 KN/m, D.L = 12 KN/m | 300mm x 550mm, $4\phi 22$

$f_c' = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa



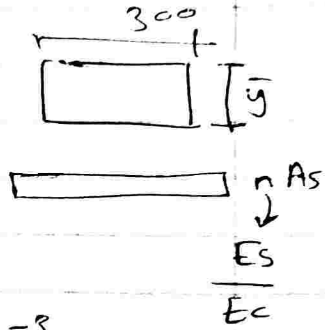
$$\Delta = \frac{5wL^4}{384 E I_e} \rightarrow \quad E = 4700\sqrt{f_c'} = 24870 \text{ MPa}$$

$I_e \Rightarrow$

$\rightarrow I_g \rightarrow$ Ignore renforcment

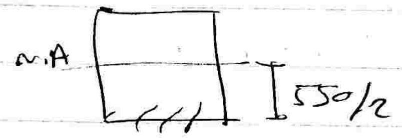
centroid $\rightarrow I_g = \frac{1}{12}(550)^3(300) = 4.16 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$\rightarrow I_{cr} = 4.3 \times 10^8 \text{ mm}^4$



$I_{cr} =$ base $\rightarrow \frac{300\bar{y}^3}{3}$

$\Rightarrow M_{cr} \Rightarrow \sigma_c = \frac{My}{I}$



$\sigma_c = f_r = 0.62\sqrt{f_c'} = 3.28$ MPa

$\rightarrow$ ~~[illegible]~~ /2 $M_{cr} = 49.7$ KN.m

لانها بتقلب كراك

[1] calculat Δ_D

$$M_D = \frac{wL^2}{8} = \frac{12 \times 6^2}{8} = 54 \text{ KN.m} > \frac{2}{3} M_{cr} \rightarrow I_e$$

$I_e = 6.4 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$\Delta_D = \frac{5wL^4}{384 E I_e} = \frac{5 \times 12 \times (6000)^4}{384 \times 24870 \times 6.4 \times 10^8} = 12.72 \text{ mm}$$

(2) calculat Δ_{D+L}

$$M_{D+L} = \frac{(12+16)(6)^2}{8} = 126\ KN.m > \frac{2}{3} M_{cr}$$

$$I_e = 4.58 \times 10^8\ mm^4$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5 w l^4}{384 E I_e} = 41.5$$

(3) Calc. Δ_L

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D$$
$$= 41.5 - 12.72$$
$$= 28.78\ mm$$

⇐ ما بنحسب اللايف لود
لحاله لانه مستقيل بي
لايف لود بد ونز ديد لود
وكانه ناثرع قيمة M
اللي بتعقد عليها قيمة I_e

※ Not Supportin Non St ruct element

roof	floor
$\frac{l}{180}$	$l/360$
33.3 mm	16.67 mm

⇒ Not satisfied Because H is smaller than ΔL

⇒ geometry (B↑, H↑) كيف نعالج هاي المشكلة ؟!
⇒ elastic (E) ↑↑

※ supporting Not - st element
sustaind loads → 25% live load residential
→ 80% warehouses (نزن B)
∴ Assume

[4] Δ_{D+SL}

$$M_{D+SL} = \frac{(12+0.25\times 16)(6)^2}{8} = 72 \text{ kN.m} > \frac{2}{3} M_{cr}$$

$$I_e = 5.27\times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{D+SL} = 20.6 \text{ mm}$$

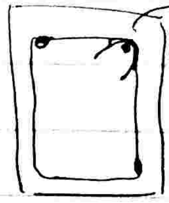
(5) $\Delta_{SL} = \Delta_{D+SL} - \Delta_D = 7.88 \text{mm}$

(6) long term multiplier $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} =$ بالعادة بنأخذه أبعد شي

SL

$D \Rightarrow \lambda_\infty = \boxed{2}$

$D \Rightarrow \lambda_\infty = \boxed{2}$



لو معطى بدل حساب ρ'

(7) $\Delta_{long} = \Delta_L + \lambda_\infty \Delta_D + \lambda_\infty \Delta_{SL}$

$= 70 \text{mm}$

Likely to damaged	Not likely to be damaged
$l/480$	$l/240$
12.8mm	25mm

Not satisfy $\Rightarrow$ Change of geometry