

102 年專門職業及技術人員高等考試結構設計參考解答

本科由實力專任教師林瀚老師及許弘老師即時解答

一、已知 T 形梁配置拉力鋼筋 8-D29(#9)，壓力鋼筋 2-D29，剪力箍筋 D10(#3)間距 15 cm，每根 D29 鋼筋面積 6.47cm^2 ，每根 D10 鋼筋面積 0.71cm^2 ，混凝土強度 $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度皆為 $f_y = 4,200\text{kgf/cm}^2$ ，彈性模數 $E_s = 2,040,000\text{kgf/cm}^2$ 。

(一)試計算此斷面之設計彎矩強度 M_u 。(10 分)

(二)請檢覈箍筋間距是否符合土木 401-100 規範 4.6 節非預力混凝土剪力鋼筋規定。(5 分)

(三)請檢覈箍筋間距是否符合土木 401-100 規範 15.4 節耐震設計規定。(5 分)

(四)若此梁為靜定梁且翼版承受拉力，請檢覈本斷面承受負彎矩時之拉力鋼筋量是否符合土木 401-100 規範 3.6 節受撓構材最少鋼筋量規定。(5 分)

圖中尺寸： $h = 60\text{cm}$ ， $b = 100\text{cm}$ ， $h_f = 12\text{cm}$ ， $b_w = 35\text{cm}$ 。

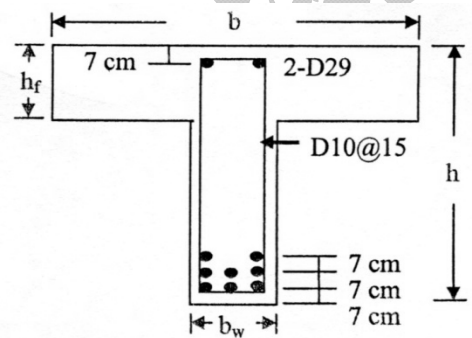
參考公式：

$$1. V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$2. V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$$3. A_{v,\min} = \max\left(\frac{0.2\sqrt{f'_c}b_w s}{f_y}, \frac{3.5b_w s}{f_y}\right)$$

$$4. A_{s,\min} = \max\left(\frac{0.8\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}, \frac{14b_w d}{f_y}\right)$$



【解題老師】林瀚 老師

• 102 年土木技師試題 •

問題剖析

1. 獨立 T 型梁應檢視其幾何尺寸是否符合 $h_f < \frac{b_w}{2}$ ，再視是否可採 T 形梁設計，採 T 型梁分析時，則先判斷有效翼版寬，另判斷混凝土應力塊深度是否超過翼版厚度。

2. $V_s < 1.06\sqrt{f'_c}b_w d$ ，剪力鋼筋間距應符合 $S < \min\left(\frac{d}{2}, 60\text{cm}\right)$

$V_s > 1.06\sqrt{f'_c}b_w d$ ，剪力鋼筋間距應符合 $S < \min\left(\frac{d}{4}, 30\text{cm}\right)$

同時，皆須符合 $A_v > A_{v,\min}$

3. 耐震設計之箍筋間距應取 $\min\left(\frac{d}{4}, 8\text{倍主筋直徑}, 24\text{倍箍筋直徑}, 30\text{cm}\right)$

4. 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,\min}$ ，應取下列規定之較小者：

$$\max\left(\frac{1.6\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}, \frac{28b_w d}{f_y}\right), \max\left(\frac{0.8\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}, \frac{14b_w d}{f_y}\right)$$

第二天土木技師【結構分析】解答

請上實力網站參閱

<http://www.shi-li.com.tw/>

參考解答

(一) 1. 本題翼版厚度 $h_f = 12\text{cm}$ ，腹版寬 $b_w = 35\text{cm}$ ，因翼版厚度 $h_f < \frac{b_w}{2}$ ，故不符合獨立 T 型梁規定，以矩形梁計算之。矩形梁寬度取 35cm 。

2. 假設計算強度下，中性軸深度 $x\text{cm}$ ，最外側兩層拉力鋼筋降伏，最內側拉力鋼筋不降伏，壓力鋼筋降伏

$$\text{最內側拉力鋼筋應變 } \varepsilon_{s3} = \frac{0.003(39-x)}{x}$$

$$\text{混凝土壓力 } C_c = 0.85 f'_c \beta_1 x b = 0.85 \times 210 \times 0.85 \times 35x = 5310.375x \text{ kgf}$$

$$\text{壓力鋼筋壓力 } C_s = A'_s \times (f_y - 0.85 f'_c) = 52038.21 \text{ kgf}$$

$$\text{最外層拉力鋼筋拉力 } T_{s1} = A_{s1} f_y = 19.41 \times 4200 = 81522 \text{ kgf}$$

$$\text{中間層拉力鋼筋拉力 } T_{s2} = A_{s2} f_y = 19.41 \times 4200 = 81522 \text{ kgf}$$

$$\text{最內層拉力鋼筋拉力 } T_{s3} = A_{s3} f_y = 12.94 \times (2.04 \times 10^6 \times \varepsilon_{s3}) = 12.94 \times \frac{6120(39-x)}{x} \text{ kgf}$$

$$\text{令總壓力} = \text{總拉力}, C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2} + T_{s3}$$

$$\text{可解出 } x = 27.2971 \text{ cm}$$

3. 檢核鋼筋降伏狀態，

$$\text{壓力鋼筋 } \varepsilon'_s = \frac{0.003 \times (27.2971 - 7)}{27.2971} = 0.002231 > \varepsilon_y \quad (\text{OK})$$

$$\text{最外層拉力鋼筋 } \varepsilon_{s1} = \frac{0.003 \times (53 - 27.2971)}{27.2971} = 0.002825 > \varepsilon_y \quad (\text{OK})$$

$$\text{中間層拉力鋼筋 } \varepsilon_{s2} = \frac{0.003 \times (46 - 27.2971)}{27.2971} = 0.002055 > \varepsilon_y \quad (\text{OK})$$

$$\text{最內層拉力鋼筋 } \varepsilon_{s3} = \frac{0.003 \times (39 - 27.2971)}{27.2971} = 0.001286 < \varepsilon_y \quad (\text{OK})$$

4. 計算彎矩強度

$$M_n = C_c \times \left(d_{t1} - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + C_s \times (d_{t1} - d') - T_{s2} \times (d_{t1} - d_{t2}) - T_{s3} \times (d_{t1} - d_{t3}) = 73.49 \text{ tf-m}$$

$$\phi = 0.483 + 83.3 \varepsilon_{s1} = 0.7183$$

$$\text{設計彎矩強度 } M_u = \phi M_n = 52.79 \text{ tf-m}$$

(二) 剪力鋼筋間距 $S = 15 \text{ cm}$ ，

$$\text{拉力鋼筋有效深度 (重心) } d = \frac{3 \times 53 + 3 \times 46 + 2 \times 39}{8} = 46.875 \text{ cm}$$

$$S \text{ 應小於 } \text{Min} \left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) = 23.44 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{同時應符合最小鋼筋量}, A_{v,\min} = \max \left(\frac{0.2 \sqrt{f'_c} b_w S}{f_{yt}}, \frac{3.5 b_w S}{f_{yt}} \right) = \max(0.362, 0.438) = 0.438 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2, A_v > A_{v,\min}, \text{ 剪力鋼筋間距符合} \quad (\text{OK})$$

(三) 耐震設計之箍筋間距應取 $\min \left(\frac{d}{4}, 8 \text{ 倍主筋直徑}, 24 \text{ 倍箍筋直徑}, 30 \text{ cm} \right)$

$$= \min(11.72, 22.96, 22.87, 30) = 11.72 \text{ cm}$$

$S = 15 \text{ cm} > 11.72 \text{ cm}$ (NG)，箍筋間距不符合規定。

$$(四) \max \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}, \frac{28 b_w d}{f_y} \right) = \max(9.06, 10.94) = 10.94 \text{ cm}^2$$

$$\max \left(\frac{0.8 \sqrt{f'_c} b_e d}{f_y}, \frac{14 b_e d}{f_y} \right) = \max(12.94, 15.63) = 15.63 \text{ cm}^2$$

翼版受拉之最小撓曲鋼筋，取上兩項小者， $A_{s,\min} = 10.94 \text{ cm}^2$

$$A_s = 12.94 > 10.94$$

(OK)

“102 年土木技師” 考題講座
 於 102/12/07 (六) 13:30
 實力學員可免費回班參加
 * 另開放 15 個名額給非學員 *
 欲參加者請來電或至實力櫃檯登記

※本題請參考“實力鋼筋混凝土學《系統剖析》— [P91、P136、P384、P101]”

二、(一)何謂剪力遲滯效應？(8分)

(二)熱軋 H 型鋼軋製過程將有殘留應力產生，試繪熱軋 H 型鋼斷面之殘留應力分布並標示拉應力(+)與壓應力(-)，並說明拉應力與壓應力形成的原因。(8分)

(三) H 型鋼梁銲接於鋼柱翼板時，須加工使鋼梁有扇形銲接孔。試繪圖說明為何需要扇形銲接孔。(9分)

【解題老師】許弘 老師

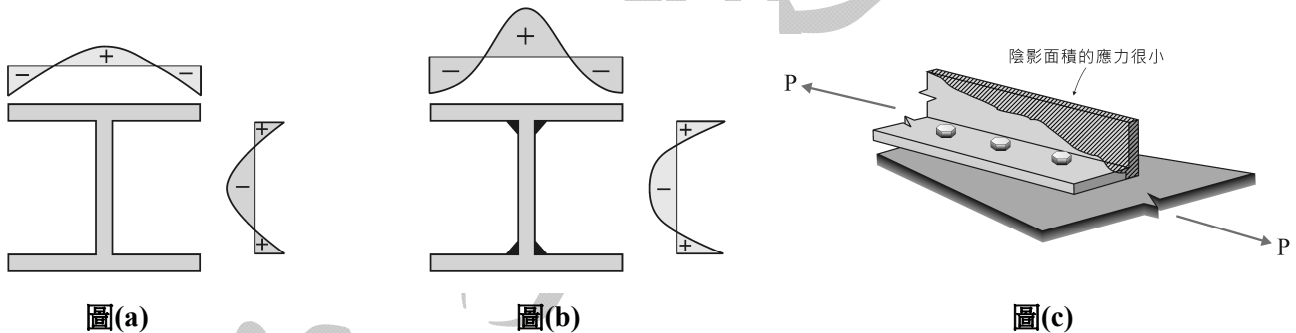
• 102 年土木技師試題 •

問題剖析

屬於基本觀念問答，剪力遲滯是因螺栓或銲接，造成接合處斷面上應力分佈不均的現象。而溫度的不均勻冷卻是造成鋼材殘留應力的主因。

參考解答

(一)如圖(a)所示，熱軋型鋼成形後於常溫下自然冷卻，但由於斷面上各處的散熱條件不一，各處冷卻不均勻的現象，產生殘留應力。翼板自由端部分與空氣接觸面大，散熱快冷卻快，產生殘留壓應力；翼板與腹板接合處與空氣接觸面小，散熱慢冷卻慢，產生殘留拉應力。同理，腹板的中間部位散熱條件比翼板與腹板接合處要好，與空氣接觸面較大冷卻快，產生殘留壓應力。如果是由熱軋鋼板銲接而成的 H 型鋼，於銲接處具有局部高熱，之後會因斷面各處的冷卻速度不均產生殘留應力。且銲接局部高熱性所造成的殘留應力遠大於自然冷卻下的殘留應力，型鋼銲接處因具有高熱，冷卻較慢產生殘留拉應力。型鋼的非銲接部位無高熱，冷卻快，產生殘留壓應力。而熱軋鋼板銲接而成的 H 型鋼之殘留應力分布如圖(b)所示。



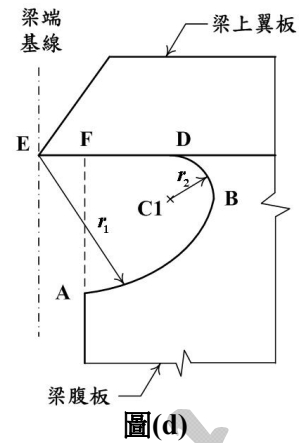
(二)如圖(c)所示，當構件藉由螺栓或銲接傳遞拉力時，接合處的應力將會集中在螺栓與銲接接合的位置，斷面上遠離螺栓與銲接的部分將僅承擔少數的應力。此種因螺栓或銲接，造成接合處斷面上應力分佈不均的現象，我們稱之為**剪力遲滯**。

經學者研究，剪力遲滯現象主要是拉力構件在連接時，沒有「所有的肢材」都與其他構件或連接版相互連接所造成。換言之，拉力構件只要是僅有「部分肢材」與其他構件連接時，就會發生剪力遲滯現象。剪力遲滯現象造成接合處的應力分配不均，但是我們在計算桿件強度時，皆假設開孔處淨斷面上的應力為均勻分佈。如此將造成實際應力分配不均的情況與理論應力均勻分佈的情況大相逕庭，故我們必須針對剪力遲滯現象作出修正。規範是訂定一個斷面的折減係數 U ，用 U 值折減淨斷面積，以考慮剪力遲滯的效應。

(三)梁腹板扇形孔為進行梁翼全滲透開槽銲接時所需之工作孔，若不設置扇形孔，翼板之不連續銲道容易造成銲接缺陷及應力集中現象，容易因應力集中現象而產生疲勞效應之脆性破壞，因此在銲道與腹板交叉處設置扇形孔，以求銲道連續完整。扇形孔的細部設計與施工以在反復應力作用下裂縫可有效抑制為主要考量。如圖(d)所示，不論上、下翼板，扇形孔形狀如 ABDE 曲線即符合形狀保持平順的要求。

【參考資料來源：陳正平技師，"鋼梁接頭扇形孔之設計與施工介紹"，台灣省土木技師公會技師報第 804 期。
<http://www.twce.org.tw/modules/freecontent/include.php?fname=twce/paper/804/8-1.htm>】

- (1) AB 為一段以 E 點（上翼板）或 G 點（下翼板）為圓心、 r_1 為半徑之圓弧。當翼板厚度較小時 r_1 採用 35 mm，隨著下翼板厚度增加，下翼板開槽尺寸加大，下翼板之 DE 線段逐漸變小，當 DE 線段之長度小於 10 mm 時， r_1 應改採用較大的數值，通常採用 45 mm。
- (2) BD 為一段以 C1 為圓心、 r_2 為半徑之四分之一圓弧。 r_2 固定為 10 mm。
- (3) DE 為一直線段且為 BD 圓弧之切線。



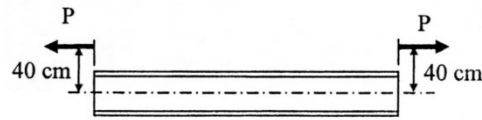
圖(d)

※本題請參考“實力觀念鋼結構《系統剖析》— [P3-11、P2-19]”

三、有一簡支 H 型鋼梁跨距為 8 m，鋼梁兩端承受一偏心集中載重 P 。鋼梁有足夠的側向支撐。鋼梁為 $H400 \times 200 \times 8 \times 13$ 結實斷面，鋼材 $F_y = 2.5 \text{ tf/cm}^2$ 。忽略鋼梁自重，試依據容許應力設計法，計算鋼梁可承受之最大工作載重 P 。(25 分)

$H400 \times 200 \times 8 \times 13$ 型鋼： $A = 84.12 \text{ cm}^2$ ， $I_x = 23,704 \text{ cm}^4$ ， $I_y = 1,735 \text{ cm}^4$ ， $r_x = 16.79 \text{ cm}$ ， $r_y = 4.54 \text{ cm}$ ， $S_x = 1,185 \text{ cm}^3$ ， $S_y = 174 \text{ cm}^3$ 。

參考公式： $\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$



【解題老師】許弘 老師

• 102 年土木技師試題 •

問題剖析

1. 此為「單軸(x 軸)」彎曲受「拉」梁柱反求最大軸拉力問題。解題的流程與受壓梁柱相同，但柱分析步驟中改成計算構件的容許拉「應力」強度 F_t ，就是全斷面降伏與淨斷面撕裂應力強度取小值，因為本題僅有給定 F_y ，故僅計算全斷面降伏即可。本題構件無開孔，端點亦沒有與其他構件用螺栓與銲接接合，無剪力遲滯效應，當然也沒有 Block shear 問題。 $U = 1.0$ ， $A_n = A_g = A_e$ 。
2. 在梁分析步驟完全與受壓梁柱相同。本題斷面為結實斷面且有充分側向支撐 $L_b < L_c$ ，強軸 x 軸容許彎矩應力強度可達 $F_{bx} = 0.66F_y = (0.66)(2.5) = 1.65 \text{ tf/cm}^2$ 。因為 F_{bx} 已達上限且 $L_b < L_c$ ，故不需再計算 C_b 與臨界側支撐長度 L_u 、 L_e 。
3. 拉彎構件無放大效應，無 C_m 計算問題。直接以拉彎構件互制方程式 $f_a/F_t + f_{bx}/F_{bx} \leq 1.0$ 即可反求容許最大軸拉力。

參考解答

1. 柱效應分析

(1) 計算工作軸拉應力 f_a

$$P \text{ 力大小未知， } f_a = \frac{P}{A} = \frac{P}{84.12} \text{ tf/cm}^2。$$

(2) 計算斷面容許軸拉應力強度 F_t

本題構件無開孔，端點亦沒有與其他構件用螺栓與銲接接合，無剪力遲滯效應。 $U = 1.0$ ， $A_n = A_g = A_e$ 。

本題僅有給定 F_y ，故僅計算全斷面降伏即可。

全斷面降伏強度 $0.6F_y = (0.6)(2.5) = 1.5 \text{ tf/cm}^2$ 。

容許軸拉應力強度 $F_t = 1.5 \text{ tf/cm}^2$ 。

2. 梁效應分析

(1) 計算強軸工作彎曲應力 f_{bx}

端點處的偏心 P 力造成的強軸集中力偶 $M_0 = (P)(e) = (P)(40) = 40P \text{ tf-cm}$ 。因為僅有兩端點有集中力偶 M_0 作用，無其他橫向載重。故強軸最大彎矩 $M_x = M_0 = 40P \text{ tf-cm}$ 。

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{40P}{1185} \text{ tf/cm}^2。$$

因僅強軸有彎矩作用， $f_{by} = 0。$

(2)計算斷面強軸容許彎曲應力強度 F_{bx}

本題斷面為結實斷面且有充分側向支撐 $L_b < L_c$ ，強軸 x 軸容許彎矩應力強度可達 $F_{bx} = 0.66F_y = (0.66)(2.5) = 1.65 \text{ tf/cm}^2$ 。因為 F_{bx} 已達上限且 $L_b < L_c$ ，故不需再計算 C_b 與臨界側支撐長度 $L_u、L_c$ 。

3. 強度檢核反求容許最大軸拉力

拉彎構件無 $P-\delta$ 或 $P-\Delta$ 放大效應，無 C_m 計算問題。直接以拉彎構件互制方程式 $f_a/F_t + f_{bx}/F_{bx} \leq 1.0$ 即可反求容許最大軸拉力。

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{P/84.12}{1.5} + \frac{40P/1185}{1.65} \leq 1.0。$$

$$\Rightarrow P \leq 35.236 \text{ tf}。$$

故容許最大軸拉力 $P_{max} = 35.236 \text{ tf}。$

※本題請參考“實力觀念鋼結構《系統剖析》－〔P6-40 例 6-10〕”

四、懸臂矩形梁梁寬 30 cm，梁深 45 cm，接正方形柱 45×45 cm，混凝土強度 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。懸臂梁配置 3-D22(#7) 以承受均佈靜載重（含自重）0.4 tf/m，均佈活載重 0.8 tf/m（鋼筋需求面積 11.06 cm²），梁鋼筋進入柱內以彎鉤錨錠，鋼筋中心離開混凝土面皆為 7 cm，每根 D22 鋼筋面積 3.87 cm²，D25、D29 及 D32 鋼筋直徑分別為 2.54、2.87 及 3.22 cm。

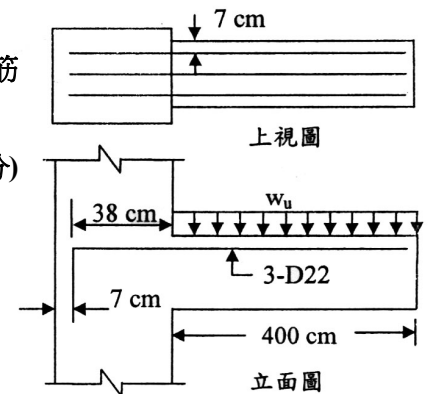
(一)根據土木 401-100 規範，檢覈鋼筋彎鉤錨錠長度是否足夠。(5 分)

(二)若於彎鉤伸展長度內配置間距小於 $3d_b$ 橫箍筋，則可錨錠之最大主筋尺寸為何？(5 分)

(三)計算切斷 1 根 D22 梁主筋之理論斷點與實際斷點離開柱面距離。(15 分)

參考公式：1. $\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.19 f_y 1.3}{\sqrt{f'_c}}$

$$2. \ell_{dh} = \left(\frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \times \text{修正因子}$$



修正因子如下表所示：

考慮因素	修正條件	修正因數
保護層厚度	D36 或較小鋼筋，其側面保護層（垂直彎鉤平面） $\geq 6.5 \text{ cm}$ ，且若 90°彎鉤直線延長段之保護層 $\geq 5 \text{ cm}$ 。	0.7
箍筋或肋筋	(1)具 90°彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束；或其彎鉤直線延長段為間距 $\leq 3d_b$ 之平行箍筋或肋筋所圍束。 (2)具 180°彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束。 以上(1)、(2)情況中， d_b 為彎鉤鋼筋之直徑，且第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ 。	0.8
鋼筋超量	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量； (1)鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 f_y 或依第 15.3.1.4 節設計者。 (2)其它。	1.0 $\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{使用之 } A_s}$

問題剖析

本題檢核彎鉤錨碇長度，依據規範可適度考慮修正因子折減錨碇長度。如保護層厚度夠厚、箍筋或肋筋提供良好圍束、及鋼筋實際用量超過需求用量時，主筋錨數得以適度增加。當彎矩需求小於彎矩容量時得以截斷鋼筋以節省用量，但考慮載重變異性應自理論斷點再延長一距離，得到實際斷點。

參考解答

$$(一) \ell_{dh} = \left(\frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \times \text{修正因子}$$

根據題意、上視圖與表格，可考層保護層厚度因子 0.7，及鋼筋超量因子 $\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{提供之 } A_s}$ ，故

$$\ell_{dh} = \left(\frac{0.075 \times 4200}{\sqrt{210}} \right) \times 2.22 \times 0.7 \times \frac{11.06}{3.87 \times 3} = 32.18 \text{ cm} < 38 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$(二) \text{彎鉤錨碇長度 } \ell_{dh} = h - c + \frac{d_b}{2} = 45 - 7 + \frac{2.22}{2} = 39.11 \text{ cm}$$

$$\ell_{dh} = \left(\frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \times \text{修正因子} = 39.11 \text{ cm}$$

根據題意與表格，可考慮箍筋或肋筋因子 0.8，及鋼筋超量因子 $\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{提供之 } A_s}$ ，故

$$\ell_{dh} = \left(\frac{0.075 \times 4200}{\sqrt{210}} \right) \times d_b \times 0.7 \times 0.8 \times \frac{11.06}{3.87 \times 3} = 39.11$$

$$d_b = 3.37 \text{ cm}，\text{取 D32}$$

(三) 計算理論斷點與實際斷點離開柱面距離

$$A_s = 3.87 \times 2 = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$d = 45 - 7 = 38 \text{ cm}$$

$$c_b = \frac{3}{5} d = \frac{3}{5} \times 38 = 22.8 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.85 \times 22.8 = 19.38 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f'_c b a_b}{f_y} = \frac{0.85 \times 210 \times 30 \times 19.38}{4200} = 24.71 \text{ cm}^2$$

$$\because A_s \leq A_{sb} \therefore \text{拉力筋降伏}$$

假設中性軸深度 c ，拉力筋於極限狀態時降伏

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.74 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 6.07 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.07}{0.85} = 7.14 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \times \left(\frac{40.53 - 7.14}{7.14} \right) = 0.0140 \geq 0.002 \quad (\text{OK})$$

$$\because \varepsilon_t = 0.005 \therefore \phi = 0.9$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7.74 \times 4200 \times \left(38 - \frac{6.07}{2} \right) / 10^5 = 11.37 \text{ tf-m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 11.37 = 10.23 \text{ tf-m}$$

$$w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 \times 0.4 + 1.6 \times 0.8 = 1.76 \text{ tf/m}$$

$$\frac{w_u}{2} (\ell - x)^2 = \phi M_n$$

103 年技師高考【精修班】

台北班 1/3(五)18:30 材力

台中班 1/5(日)09:00 材力

高雄班 1/2(四)18:30 結構

其他課程陸續開課

~歡迎免費試聽~

$$\frac{1.76}{2}(4-x)^2 = 10.23$$

$$x = 0.59 \text{ m} = 59 \text{ cm}$$

$$\max(d, 12d_b) = \max(38, 12 \times 2.22) = \max(38, 26.64) = 38 \text{ cm}$$

$$x + \max(d, 12d_b) = 59 + 38 = 97 \text{ cm}$$

- Ans :** (1) 彎鉤錨碇長度足夠。
(2) D32
(3) 理論斷點距柱面 59 cm，實際斷點距柱面 97 cm。

※本題請參考“實力鋼筋混凝土學《系統剖析》－〔P350 例 11.3〕”

實力專屬菁英師資 僅此一家別無分店

實力土木的專業教師群，僅在實力授課，絕無在其他補習班兼課！

有補習班長期打著挖角實力師資的宣傳，正突顯其師資不足，也間接肯定實力的師資陣容！