

結構設計參考資料

第 三 期



公用建築設計院技術室

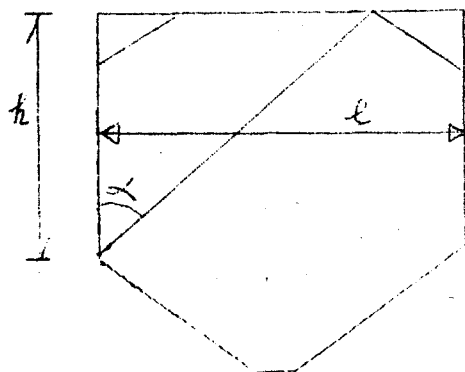
54年12月31日

鋼筋混凝土淺倉之設計：

車宏亞譯編

工概說：淺倉或名煤倉，為儲存散體材料（如礫石，水泥，煤，穀物，石灰，砂，石料等）之特種結構，其加載方式，自頂部進行，而卸載方式，通常在下面進行。此文介紹之淺倉，與上期郭大章同志圖筒形水泥貯倉（按即筒倉或名穀倉）之區別在於：兩者平面尺寸相比，淺倉深度較小。

區分兩者之物理概念為，淺倉所儲散體材料之角柱坍塌線，通常不與對面立牆相交。



如圖。

若 $h \tan \alpha < l$ ，即為淺倉；

根據普通散體材料之 α 值在實用上，可假設 $h < 1.5 l_{max}$ ，即認為是淺倉，已足夠準確。

反之，即當 $h \tan \alpha > l$ 或 $h > 1.5 l_{max}$ 可認為是筒倉。

淺倉最常用的形式，為一般工業廠房的心臟——熱電站，所不可或缺之建築物，通過它，可將煤直接送到蒸汽鍋爐內。

淺倉之型式，由於其所用材料不同，可分為整體式建築，裝配式建築，及混合式建築。

• 又由於其架設方法，可分為直接懸掛在樓蓋的梁上，或支撐在淺倉位於角上之支柱上的兩種型式。

淺倉在平面上的尺寸，一般為正方形，或長方形，且通常為多格式淺倉特種情形，也有做成圓柱式淺倉，但不如前者經濟。

淺倉一般包括垂直方向的立牆，及傾斜方向的側牆。所構成的漏斗部份，立牆部份（中空柱體）可儲存較多材料，而漏斗部份主要目的可自重卸載，故一般斜牆之傾斜角立大於材料自然傾

斜角，（大5%左右即可）。

II 設計实例：

目前我們所見到的關於淺倉及筒倉蘇聯書籍中，主要有兩本可供參考。

1. Б. А. Шебуев: Железобетонные Резервуары, Бункеры и Силосы ОНТИ. 1935.
2. В. И. Митвиненко: Железобетонные Бункеры и Силосы. 1953.

兩者關於力學分析部份相同，唯鋼筋混凝土計標部份，則後者屬於較新之設計法。

今將Митвиненко原著，設計淺倉实例部份譯出，為對照原書方便計，所引公式圖表符號，均未加變更。

所有計標公式，除一般力學基本公式，未予表出，特殊公式均將原式列出，以供參考，所有公式推導，均不困難，故不贅述。

舉凡設計淺倉，所用表格，均載于附錄中，以便藉此可作一般之設計參考。

例 1. 整體性的鋼筋混凝土淺倉：

今以圖50a，貯有磁石之對稱多室淺倉為例，已知：

$$a_1 = b_1 = 0.6 \text{ M}, a_2 = b_2 = 6.0 \text{ M}, h_1 = 3.3 \text{ M}; h_2 = 4.0 \text{ M}.$$

依照技術規定磁石自重 $\gamma = 1.2 \text{ T/M}^3$ ；安息角 $\varphi = 30^\circ$ ， $\alpha = 50^\circ$ 。

取頂蓋上活重為 0.4 T/M^2 及坂之自重為 0.25 T/M^2 ，則可計標下列常數值： $\sin \alpha = 0.77$ $\tan \alpha = 1.19$ $\cos \alpha = 0.64$ 。

$$f = \tan \varphi = 0.577, k = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.335,$$

$$m = \cos^2 \alpha + k \gamma^2 \alpha = 0.608.$$

1. 計標牆壁所受壓力（見圖50）。

a). 垂直方向立牆：

在深 $h = 4.0 \text{ M}$ 處，按公式 (1-10)

$$P_0 = \gamma h k = 1.2 \times 4.0 \times 0.335 = 1.6 \text{ T/M}^2.$$

5. 傾斜方向側牆：

平均勻佈計稱壓力可按公式 (1-12)：

$$q = \gamma h_1 \frac{m}{3} \left(1 + \frac{a_1}{a_1 + a_2} + 3 \frac{h_2}{h_1} \right)$$

$$= 1.2 \times 3.3 \frac{0.608}{3} \left(1 + \frac{0.6}{6.6} + 3 \frac{4}{3.3} \right) = 3.83 \text{ T/m}^2$$

由漏斗部份牆壁所生法向荷重，因取初步假設厚度為 0.25m 故： $q_H = q \cdot \cos \alpha = 0.25 \times 2.6 \times 0.64 = 0.42 \text{ T/m}^2$ 。

漏斗部份側坡全部計稱載荷：

$$P_H = q + q_H = 3.83 + 0.42 = 4.25 \text{ T/m}^2$$

2. 計稱拉应力：

a). 在立牆中間高度上水平拉应力可按公式 (1-16) 求得

$$N_r' = \frac{P_H b}{2} = \frac{1.6 \times 6.0}{2 \times 2} = 2.4 \text{ T/m}^2$$

同樣在其漏斗連接平面上 $N_r'' = \frac{1.6 \times 6.0}{2} = 4.8 \text{ T/m}$ 。
較中間立牆应力值加大 2 倍。

b). 在漏斗頂部傾斜側牆上之水平拉应力可按公式 (1-17) 求解：

$$N_r''' = \frac{P_H b}{2} \sin \alpha = \frac{2.4 \times 6}{2} \times 0.77 = 6.7 \text{ T/m}$$

同樣在漏斗中間高度即 $h = 5.65$ 處：

$$N_r^{IV} = \frac{\gamma h m b}{2} \sin \alpha = \frac{1.2 \times 5.65 \times 0.608 \times 3.3}{2} \times 0.77 = 4.8 \text{ T/m}$$

B). 在漏斗部份連接處之应力：

計稱淺倉內散體之體積可按式 (1-1)：

$$V = a_2 b_2 h_2 + \frac{h_1}{6} [(2a_2 + a_1) b_2 + (2a_1 + a_2) b_1]$$

$$= 6.0 \times 6.0 \times 4.0 + \frac{3.3}{6} [(2 \times 6.0 + 0.6) \times 6.0 + (2 \times 0.6 + 6.0) \times 0.6]$$

$$= 188 \text{ M}^3$$

淺倉內散體重 $G_1 = \gamma V = 188 \times 1.2 = 225 \text{ T}$ 。

岩坂厚為 0.25m，則淺倉漏斗部份自重為：

$$G_2 = 4 \frac{6.0 + 0.6}{2} \times 4.3 \times 0.25 \times 2.6 = 37 \text{ T}$$

1). 在漏斗部份頂部立牆之拉应力：可按公式 (1-18) 計稱之

$$t_x = t_y = 1. \quad (t_x \text{ 及 } t_y \text{ 可由表 7 確定之})$$

$$N = \frac{G}{2(a_1 + b_2)} x_1 y_1 = \frac{225 + 37}{4 \times 6.0} \times 1.0 \times 1.0 = 10.8 \text{ T/M};$$

沿漏斗斜面之拉应力:

$$Nc' = \frac{N}{\sin \alpha} = \frac{10.8}{0.77} = 14.2 \text{ T/M};$$

4)、在半高處沿斜牆之应力;

漏斗底半部之体積由式(1-1)可得:

$$V = \frac{0.5 h_1}{6} [(2acp + a_1) bcp + (2a_1 + acp) b_1]$$

$$= \frac{0.5 \times 3.3}{6} [(2 \times 3.3 + 0.6) 3.3 + (2 \times 0.6 + 3.3) \times 0.6] = 7.3 \text{ m}^3.$$

$$\text{重為 } G_1 = V \gamma = 7.3 \times 1.2 = 8.8 \text{ T}.$$

在深 $h = 5.65 \text{ m}$ 以上填料之垂直压力:

$$G_3 = \gamma h F = 1.2 \times 5.65 \times 3.3^2 = 74 \text{ T}.$$

在漏斗半高處截面之全部荷載:

$$G = 8.8 + 8.8 + 74 = 91.6 \text{ T}.$$

$$\text{沿斜牆之拉应力 } Nc' = \frac{91.6}{4 \times 3.3 \times 0.77} = 9.1 \text{ T/M}.$$

3. 計標由局部扭曲所生之应力:

A、立牆之扭曲. (見圖 50 B).

按表 8 B, 当 $\frac{lx}{ly} = 1.50$.

$$M_x = 0.0036 \times 1.6 \times 6.0^2 = 0.21 \text{ TM}; (M_x = \varphi_x \cdot g \cdot ly^2)$$

$$M_y = 0.0203 \times 1.6 \times 4.0^2 = 0.51 \text{ TM}; (M_y = \varphi_y \cdot g \cdot ly^2)$$

$$M_d = 0.0119 \times 1.6 \times 6.0^2 = 0.69 \text{ TM}; (M_d = \varphi_d \cdot g \cdot lx^2)$$

$$M_H = 0.0489 \times 1.6 \times 4.0^2 = 1.27 \text{ TM}; (M_H = \varphi_H \cdot g \cdot ly^2)$$

B、斜牆之扭曲: (見圖 50 B).

$$\frac{lx}{ly} = \frac{6.00}{4.77} = 1.26.$$

各係数值可按表 12, 当 $\frac{\lambda x}{\lambda y} = 100$ 及按表 13, $\frac{\lambda x}{\lambda y} = 1.5$

作內插求得之. ($M_x = \eta_x \cdot p \cdot \lambda x^2$; $M_y = \eta_y \cdot p \cdot \lambda y^2$)

$$M_x' = -0.1814 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{64} = -0.43 \text{ TM};$$

$$M_y' = -1.0881 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{64} = -2.6 \text{ TM}.$$

$$M_x^{10} = -0.4788 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{84} = -1.62 \text{ TM.}$$

$$M_y^{10} = -0.3658 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{84} = -0.87 \text{ TM.}$$

$$M_x^{22} = 0.5028 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{84} = 1.2 \text{ TM.}$$

$$M_y^{20} = 0.4168 \times 4.25 \times \frac{6.0^2}{84} = 1.00 \text{ TM.}$$

取立牆與斜壁兩邊相交處之扭矩值，為 M_H 及 M_y 之和之半，即

$$M = 0.5(M_H + M_y) = 0.5(1.27 + 2.6) = 1.93 \text{ TM.}$$

淺倉所需厚度可按公式 (1-34) 求得：

$$\delta = (0.04 + 0.05)\sqrt{M} = 0.045\sqrt{193000} = 19.8 \text{ cm.}$$

取立牆厚為 20 cm. 漏斗斜壁頂部厚 22 cm. 底部厚為 15 cm.

4. 由普通撓曲所生之应力計標：

由於立牆尺寸的比值，可決定比例屬於較高之淺倉類型。故普通撓曲時，漏斗部份側壁不予考慮，而立牆可按固定的梁—壁計標，因淺倉立牆支持在漏斗斜壁之上，且上部與頂板相連。壁梁上之荷重。

a) 由頂蓋，取有效荷重為 0.4 T/M^2 及自重為 0.25 T/M^2 。

$$P_1 = 2 \frac{(0.25 + 0.4) 6.0 \times 6.0}{4 \times 6.0} = 1.95 \text{ T/M.}$$

b) 磚牆重：

$$P_2 = 0.38 \times 10.0 \times 1.0 \times 1.7 = 6.45 \text{ T/M.}$$

B) 梁—壁自重：

$$P_3 = 0.2 \times 4.0 \times 1.0 \times 2.6 = 1.9 \text{ T/M.}$$

C) 由一個漏斗之荷重 $P_4 = 10.8 \text{ T/M.}$

作用於淺倉外側壁牆頂端之計標載荷為

$$\sum B = P_1 + P_2 + P_3 = 1.95 + 6.45 + 1.9 = 10.3 \text{ T/M.}$$

作用於淺倉外側壁牆底端之計標載荷

$$\sum H' = P_4 = 10.8 \text{ T/M.}$$

作用於淺倉中間壁牆頂端之計標載荷

$$q_B'' = P_1 + P_3 = 1.95 + 1.90 = 3.85 \text{ T/M.}$$

作用於淺倉中間壁牆底端之計標載荷，因負担兩邊故

$$\text{為 } q_H'' = 2P_4 = 2 \times 10.8 = 21.6 \text{ T/M.}$$

覆核中間壁牆與柱連結之截面應力。

$$Z = \frac{Q}{F} = \frac{(3.85 + 21.6) \times 3.0}{0.2 \times 40} = 95 \text{ T/M}^2 = 9.5 \text{ kg/cm}^2.$$

為適應公式(1-29) ($F = 15 Q/R_n$) 必要選用不低於140號之混凝土(當 $R = 140$ 時，許可 $Z = \frac{135}{15} = 9.0 \text{ kg/cm}^2$)。

壁-梁跨長與其高度之比值為

$$\alpha = \frac{6}{4} = 1.5.$$

應力之計標可藉助於表26；各係數值可在 $\alpha = 1$ 及 $\alpha = 2$ 中間進行內插求得之。

當計標荷重作用於底端所生應力時，所採取 δ_x 及 δ_y 係數時，其點之序號可以倒置，且其各係數值，應取相反符號。(見圖51)。

為了下邊計標方便，將各係數值寫入圖51梁-壁計標單圖中。(見圖51)。

計標外側壁-梁 Γ 、 Δ 、 Θ 各點之應力。(為了經濟目的， α 、 β 、 γ 各點不考慮)

$$\Gamma \text{ 點: } N_x = +1.964 \times 10.3 + 2.131 \times 10.8 = +0.04 \text{ T/M.}$$

$$N_y = -1.000 \times 10.3 = -10.3 \text{ T/M}$$

$$N_z = 0.$$

$$\Delta \text{ 點: } N_x = -0.083 \times 10.3 + 0.083 \times 10.8 = +0.04 \text{ T/M.}$$

$$N_y = -0.5 \times 10.3 + 0.5 \times 10.8 = +0.25 \text{ T/M.}$$

$$N_z = -1.13 \times 10.3 - 1.13 \times 10.8 = -23.9 \text{ T/M.}$$

$$\Theta \text{ 點: } N_x = -2.131 \times 10.3 - 1.964 \times 10.8 = -43.15 \text{ T/M.}$$

$$N_y = +1.00 \times 10.8 = +10.8 \text{ T/M.}$$

$$N_z = 0.$$

計標中同壁梁Γ, Π, ε. 各點之应力值.

Γ 點: $N_x = +1.964 \times 3.85 + 2.131 \times 21.6 = 53.6 \text{ T/m.}$

$N_y = -1.00 \times 3.85 = -3.85 \text{ T/m; } N_z = 0.$

Π 點: $N_x = -0.083 \times 3.85 + 0.083 \times 21.6 = +1.5 \text{ T/m.}$

$N_y = -0.5 \times 3.85 + 0.5 \times 21.6 = +8.9 \text{ T/m.}$

$N_z = -1.13 \times 3.85 - 1.13 \times 21.6 = -29.0 \text{ T/m.}$

ε 點: $N_x = -2.131 \times 3.85 - 1.969 \times 21.6 = -50.6 \text{ T/m.}$

$N_y = +1.00 \times 21.6 = +21.6 \text{ T/m.}$

$N_z = 0.$

5. 鋼筋截面之選擇:

計標可取淺倉壁牆單位寬度之截面.

140# 混凝土, 鋼筋號碼為 (T.O. (6T=2500 kg/cm^2))

最後鋼筋截面之選擇, 須依計標之結果.

選擇淺倉中向支牆截面, (圖 52 a).

當相隣淺倉同時有荷重作用時, 平面上之撓矩值為零, 鋼筋之計標可按中心受拉選擇.

Γ 點: 由普通撓曲所生之水平应力.

$N_x = +53.6 \text{ T.}$

$F_a = F_a' = 21.4 \text{ cm}^2.$

圖 52.

由普通撓曲所生之垂直应力 $N_y = 3.85 \text{ T.}$

構造筋: $F_a = F_a' = 4 \text{ cm}^2.$

Π 點: 水平应力 由推力: $2N_r' = +4.8 \text{ T.}$

由普通撓曲: $\frac{N_x = +1.5 \text{ T.}}{N = +6.3 \text{ T.}}$

由普通撓曲所生之垂直应力 $N_y = 8.9 \text{ T.}$

軸向应力及切应力:

$\sigma_x = \frac{6300}{20 \times 100} = 3.2 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_y = \frac{8900}{20 \times 100} = 4.5 \text{ kg/cm}^2$

$$Z = \frac{29000}{20 \times 100} = 14.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{主拉应力: } \sigma_{\text{拉}} &= \frac{1}{2}(3.2 + 4.5) + \frac{1}{2}\sqrt{(3.2 - 4.5)^2 + 4 \times 14.5^2} \\ &= 18.35 \text{ kg/cm}^2 < \frac{R_{\text{拉}}}{\gamma} \end{aligned}$$

所需斜鋼筋的面積:

$$F = \frac{2 \times 18.35 \times 20 \times 1.00}{2500} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{傾斜角: } \lg z = \frac{2 \times 18.35}{4.5 - 3.2} = 28; \quad 2\gamma = 88^\circ$$

$$\gamma \approx 45^\circ$$

選用垂直及水平兩向鋼筋網, 鋼筋網之截面:

$$F_a = F_a' = \frac{30}{1.4} \cdot 0.5 = 11 \text{ cm}^2$$

中間壁牆前一邊荷載則與外側壁牆相似為求漏所需附加鋼筋必需按局部撓曲計核。

2 點、水平应力——受压故鋼筋為構造筋。

垂直应力——由下边漏斗懸掛所生

$$N = +21.6$$

$$F_a = F_a' = 9 \text{ cm}^2$$

選擇傾斜側壁截面。(圖 52B), 厚度由 22cm 到 15cm; 有效高度 h_0 由 19.5 到 12.5cm。

點 1. 水平拉应力 $N = 6.7T$, 水平面之撓矩值 $M_x = 0.43TM$ 。

取構造筋 $F_a = F_a' = 6 \text{ cm}^2$, 沿斜面之拉应力 $N = 14.2T$, 垂直面之撓矩值 $M = 2.6TM$, 按偏心受拉計核。

$$F_a' = 6.0 \text{ cm}^2 \text{ 及 } F_a = 18.0 \text{ cm}^2$$

點 2: 水平拉应力 $N_{\text{II}} = 4.8T$, 水平面之撓矩 $M = 1.2TM$, 故厚度 $h = \frac{22 + 15}{2} = 18.5$, $h_0 = 16 \text{ cm}$ 。

按偏心受拉計核得

$$F_a' = 6.0 \text{ cm}^2, \quad F_a = 8.5 \text{ cm}^2$$

垂直拉应力 $N = 9.1T$, 垂直面之撓矩值 $M = 1.00TM$ 。

按偏心受拉計算得 $F_a' = 6.0 \text{ cm}^2$; $F_a = 9.6 \text{ cm}^2$.

點3: 水平拉应力 $N_{rII} = 4.8 \text{ T}$. 水平面之撓矩值

$M = 1.62 \text{ TM}$. 按偏心受拉計算得:

$$F_a' = 6.0 \text{ cm}^2 \text{ 及 } F_a = 10.6 \text{ cm}^2.$$

垂直拉应力 $N = 9.1 \text{ T}$. 垂直面之撓矩 $M = 0.87 \text{ TM}$.

缺點2相似可得

$$F_a' = 6 \text{ cm}^2 \text{ 及 } F_a = 8 \text{ cm}^2.$$

由所作計算可顯見, 許多點為構造筋, 而與立牆連結之肋梁處及漏斗部分以及與柱相隣處各點為到達流限強度之鋼筋. 迭取鋼筋號碼為CT.3. 構造筋亦相應的計算.

對淺倉外側立牆鋼筋截面之計算, 可按同法進行, 但所求應為其餘各點.

圖53示整體性淺倉結構之佈置.

圖53 →

例2. 裝配式鋼筋混凝土淺倉

識別例1所計算之淺倉, 對裝配式淺倉亦應與§11的指示相一致. 其鋼筋及混凝土截面之計算, 與整體式一致.

截面之計算可按前例進行. 鋼號CT.3. 銲接點之附加应力

計算可按公式(1-43)進行.

圖54 → $N = \frac{F_a \sigma_T}{k}$

對於放置圓鋼筋直徑16 mm 處.

$$N = \frac{F_a \sigma_T}{k} = \frac{2 \times 2850}{2} = 2850 \text{ Kg}.$$

按表30. 計算長銲按圓柱形縫長度對每一桿件:

接頭當用電銲條件時.

縫高 $k_{sw} = 5 \text{ mm}$. 縫長等於

$$\frac{2850}{530} = 5.3 \text{ cm. 取 } 6 \text{ cm}.$$

对钢筋为圆钢直径 14 mm 属

$$N = \frac{1.53 \times 2850}{2} = 2180 \text{ kg}$$

当缝高 $h_w = 5 \text{ mm}$ 缝长为

$$\frac{2180}{530} = 4.1 \text{ cm 取 } 5 \text{ cm}$$

对钢筋为圆钢直径 12 mm 属

$$N = \frac{1.13 \times 2850}{5} = 1620 \text{ kg}$$

当缝高 $h_w = 5 \text{ mm}$ 缝长为

$$\frac{1620}{530} = 3.1 \text{ cm 取 } 4 \text{ cm}$$

小夹板之连接取等于半圆直径大小

铁筋接头及细部构造绘于图 54 及 55 中。

例 3. 混合式浅仓结构。

观察例 1 计算之浅仓。

浅仓立墙为由水平梁及填充砖石砌体而构成。在漏斗部份骨架为装配式钢筋混凝土板。骨架所用钢号为 CT3。

浅仓计算示意图示于图 56，漏斗部份的构件初步计算，其压力值可由例 1 计算结果获得。

漏斗部分斜壁钢筋混凝土板视为圆由支承，其计算简单故不赘述。

1. 漏斗骨架构件之计算。

a. 水平肋梁 P-1。

沿肋梁每 1 m 长钢筋混凝土板自重所生之垂直压力

$$p_H = (4.5 + 0.3) 0.5 (1.4 + 1.5) = 6.95 \text{ T/m}$$

肋梁挠矩按公式 (1-45)：

$$M = 0.125 p_H l^2 = 0.125 \times 6.95 \times 2.4^2 = 5.00 \text{ TM}$$

肋梁 P-1 之拉力按公式 (1-49)

$$N = \frac{p_H l^2}{2} \sin \alpha = \frac{6.95 \times 2.4^2}{2} \times 0.77 = 6.4 \text{ T}$$

— 图 55

肋梁 P-1 取工字鋼 No. 22 B.

$$\sigma = \frac{500.00}{325} + \frac{6400}{46.4} = 1549 + 137 = 1677 \text{ kg/cm}^2$$

5/ 水平肋梁 P-2.

在肋梁 1M 長上之計標垂直壓力

$$P_H = (3.7 + 0.3) \times 1.4 = 5.6 \text{ T/M.}$$

肋梁撓矩值. $M = 0.125 \times 5.6 \times 4.2^2 = 12.3 \text{ T.M.}$

肋梁 P-2 拉應力按公式 (1-49).

$$N = 0.5 P_H l_2 \sin \alpha = \frac{5.6 \times 4.2}{2} \times 0.77 = 9.1 \text{ T.}$$

肋梁 P-2 取工字鋼 No. 36 a.

$$\text{圖 56} \rightarrow \sigma = \frac{123000}{875} + \frac{9100}{7.63} = 1410 + 120 = 1530 \text{ kg/cm}^2$$

B/ 漏斗上角肋梁 P-3.

漏斗充填重 $G_1 = 225 \text{ T.}$

淺倉漏斗部分自重, 取厚為 15 cm.

$$G_2 = 4 \times \frac{6.0 + 6.0}{2} \times 4.3 \times 0.15 \times 2.6 = 22 \text{ T.}$$

由於淺倉對稱應力關係, 漏斗部分傳于柱上之填充物重與自重應為:

$$G_i = 0.25 (225 + 22) = 62 \text{ T.}$$

漏斗肋梁傾斜角之計標可根據公式 (1-7) 求得:

$$\tan \beta_i = \frac{h_1}{\sqrt{C_n^2 + C_R^2}} = \frac{3.3}{\sqrt{2.7^2 + 2.7^2}} = 0.865 \quad \beta_i = 41^\circ$$

角部肋梁拉應力可按公式 (1-23) 求得:

$$N = \frac{G_i}{\sin \beta_i} = \frac{62}{0.625} = 95 \text{ T.}$$

角部肋梁取角鋼 200 x 20

$$\sigma = \frac{95000}{76.5} = 1240 \text{ kg/cm}^2$$

連結構件計標省略.

2. 垂直牆壁骨架構件之計標,

梁 5-1 撓矩按公式 (1-45) 計標,

$$M = 0.125 p_H l^2 = 0.125 \times 0.6 \times 1.5 \times 6.0^2 = 4.1 \text{ TM}$$

$$\text{拉應力 } N = \frac{0.6 \times 1.5 \times 6.0}{2} = 2.7 \text{ T}$$

取槽形鋼 No. 27a:

$$\sigma = \frac{41000}{323} + \frac{2700}{39.27} = 1270 + 70 = 1340 \text{ kg/cm}^2$$

梁 5-2 撓矩: $M = 0.125 \times 0.5(1.0 + 1.5) \times 1.2 \times 6.0^2 = 6.7 \text{ TM}$

$$\text{預應力 } N = \frac{1.2 \times 0.5(1 + 1.5) \times 6.0}{2} = 4.5 \text{ T}$$

$$\text{取槽形鋼 No. 27B, } \sigma = \frac{67000}{435} + \frac{4500}{54.6} = 1462 \text{ kg/cm}^2$$

梁 5-3

$$a/ \text{ 垂直荷重: 頂蓋荷重 } g_1 = \frac{0.4 \times 2 \times 36}{4 \times 6} = 1.2 \text{ T/M}$$

$$\text{牆面重 } g_2 = 0.25 \times 1.7 \times 4 = 1.7 \text{ T/M}$$

漏斗坡作用在梁 5-3 上之法向壓力

$$p_H = 0.5(2.9 + 3.7) \times 0.7 = 2.3 \text{ T/M}$$

$$\text{其垂直方向分力為 } g_3 = p_H \cos \alpha = 2.3 \times 0.64 = 1.5 \text{ T/M}$$

$$\text{當一邊有載荷時, 其全部垂直荷重為 } g_B = 4.4 \text{ T/M}$$

b/ 由淺倉支牆所生之水平壓力

$$g_4 = 0.5(1.6 + 1.2) \times 0.5 = 0.6 \text{ T/M}$$

$$\text{漏斗部份水平分壓力 } g_5 = \frac{p_H}{\sin \alpha} = \frac{2.3}{0.77} = 3.0 \text{ T/M}$$

$$\text{全部水平荷重 } g_{H'} = 3.7 \text{ T/M}$$

B/ 當一邊荷載時撓矩之計標,

$$\text{在垂直平面上: } M_x' = 0.125 \times 4.4 \times 6.0^2 = 19.8 \text{ TM}$$

$$\text{在水平平面上: } M_y' = 0.125 \times 3.7 \times 6.0^2 = 16.7 \text{ TM}$$

圖 57-a

T/ 當兩邊荷載時撓矩之計標,

$$\text{全部垂直荷重: } g_B'' = 1.2 + 1.7 + 2 \times 1.5 = 5.9 \text{ T/M}$$

$$q_x'' = 0, M_{xL}'' = 0.125 \times 5.9 \times 60^2 = 26.5 \text{ TM}, M_y'' = 0.$$

2/ 當一邊荷載由充填推力所生之拉应力

$$N_{pac4} = N \cos \beta_i \cos 4\alpha = 16(0.5 + 0.54) \times 3.0 = 5.0 \text{ T}$$

3/ 當一邊荷載由漏斗角部肋梁所傳遞之压应力可按式(1-24)

$$N_a' = N \cos \beta_i \cos 4\alpha = 95 \times 0.75 \times 0.171 = 5.1 \text{ T}$$

當一邊荷載時梁 5-3 計稱軸向力 $N' = 45 \text{ T}$ 當兩邊荷載時

$$N'' = 90 \text{ T}$$

取梁截面為 2 个工字鋼，設置在平面及立面上。

選擇及覆核截面按偏心受压公式進行考慮撓曲應當在兩平面
一邊荷載時作為依據國施工應適應于鋼結構設計規範，

混合式淺倉結構構造繪于圖 57 中。

〔三〕支座反力感應線：設欲求左端第二支座的反力感應線，根

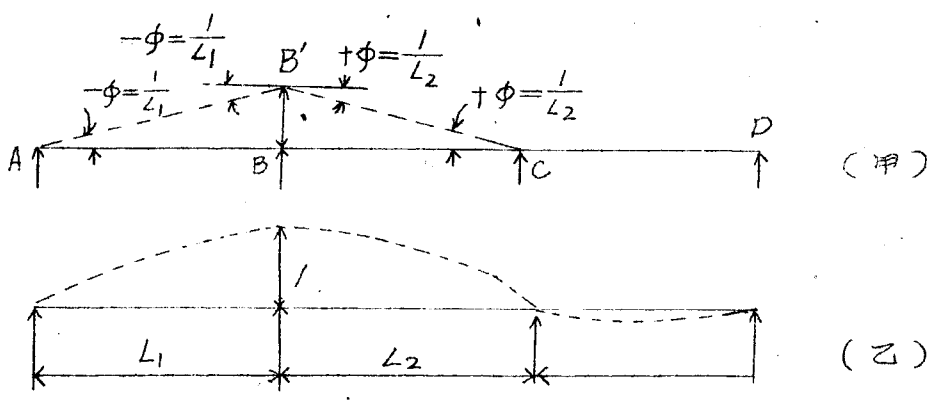


圖 七

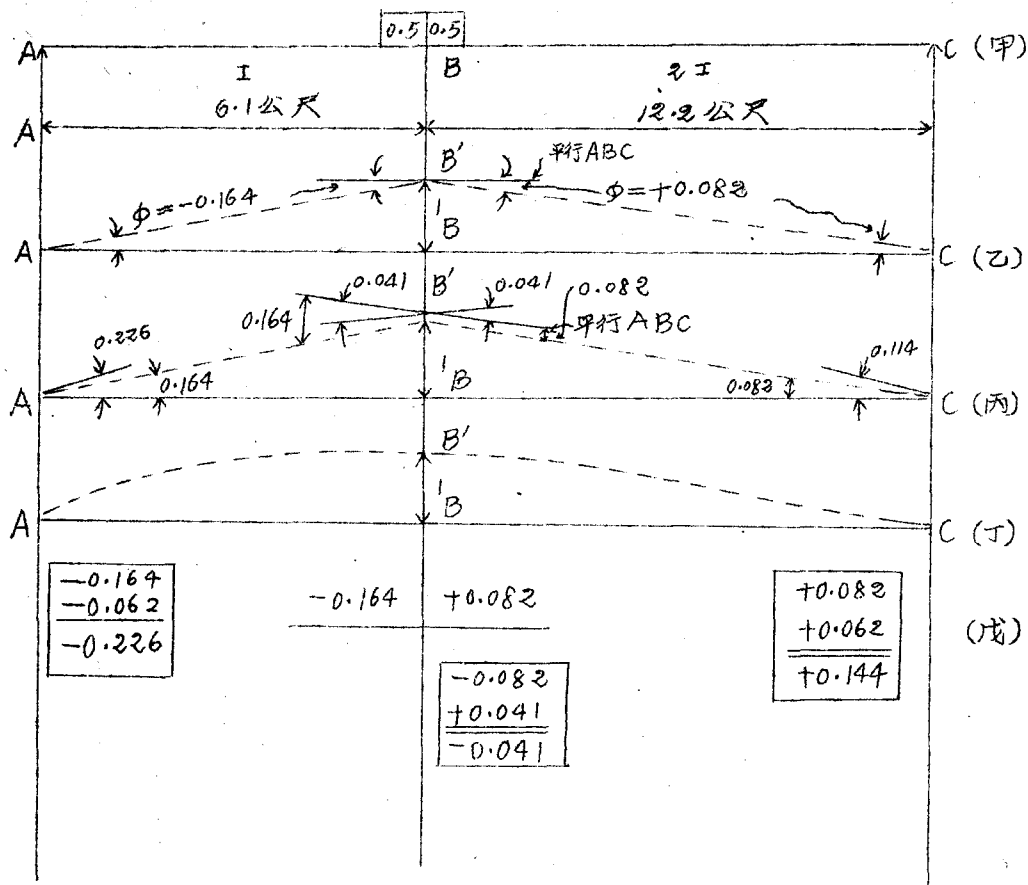
据变位互等定理，將支座移動單位距離，則梁變形後的彈性曲線即為該支座的反力感應線，如圖七（乙）所示。此彈性曲線的求得，可應用形變分配法。如圖七（甲）所示。設各支座處均為鉸座將左端第二支座向上移動單位距離，則各旋轉角 ϕ 值如圖中所示。然後利用形變分配法，使各支座均恢復其連續性，即得因左端第二支座向上移動單位距離後，全梁的彈性變形曲線（左端第二支座的反力感應線）。

當形變分配接近於平衡後，各支座的旋轉角以及 B 均得出，根據第〔1—5〕式或圖六可求出各點的座標豎距，用以繪出感應線。

當支座 B 移至 B' 後，全梁各跨間的長度視為不變。計算感應線的豎距時，須先以 $AB'CD$ 線為座標基線，然後再換算為以 $ABCD$ 為座標基線的豎距。茲舉例如下：

例題三：如圖所示的連續梁，繪製中間支座 B 的反力感應線。

（圖見下頁）



例題三

解：

(1) 如图(乙)所示，将支座 B 向上移动单位距离至 B'，并使各支座铰接合，得出各中值焉

$$\phi_{AB} = \phi_{BA} = \frac{1}{6.1} = -0.164$$

$$\phi_{BC} = \phi_{CB} = \frac{1}{12.2} = +0.082$$

(2) 分配各不平衡的角变位 ϕ 值，如图(戊)所示。得出最后角变位在 A 点为 -0.226，B 点为 -0.041，C 点为 +0.144。

(3) 求感应线在各跨间十分之一点的竖距：

利用公式〔1—5〕或圖大均可，此處僅利用圖大求得各跨間十分之一點的變距。

在 AB 跨間，以 AB' 為基線（圖丙） $\alpha = 0.226 - 0.164 = 0.062$ ， $\beta = 0.164 - 0.041 = 0.123$ ，由圖大算出各十分之一點的變距，如表中第 1 行所示。

例題三表

跨間	基線	點	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L
AB	1	AB' 為基線感應線的變距	0.0374	0.0724	0.1028	0.1265	0.1411	0.1443	0.1341	0.1081	0.0641
	2	AB 為基線 AB' 的變距	0.1000	0.2000	0.3000	0.4000	0.5000	0.6000	0.7000	0.8000	0.9000
	3	AB 為基線感應線的變距	0.1374	0.2724	0.4028	0.5265	0.6411	0.7443	0.8341	0.9081	0.9641
BC	4	B'C 為基線感應線的變距	0.1282	0.2162	0.2686	0.2885	0.2821	0.2530	0.2055	0.1450	0.0757
	5	BC 為基線 B'C 的變距	0.9000	0.8000	0.7000	0.6000	0.5000	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000
	6	BC 為基線感應線的變距	1.0282	1.0162	0.9686	0.8885	0.7821	0.6530	0.5055	0.3450	0.1757

AB' 虛線至 AB 線的變距為已知，如表中等 2 行所示。第 1 行各值與第二行各值相加，即得感應線的變距，如表中第 3 行所示。

在 BC 跨間以 B'C 為基線（圖丙），

$$\alpha = 0.041 + 0.082 = 0.123$$