Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Design of topping.

4-4 Design of Rib.

4-5 Determination of Factored Load

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of Two Way Ribbed Slab .

4-8 Design of stair .

4-9 Design of basement wall.

4-10 Design of Isolated footing

4-11 Design of column.

4-12 Design of shear wall .

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “STAD pro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

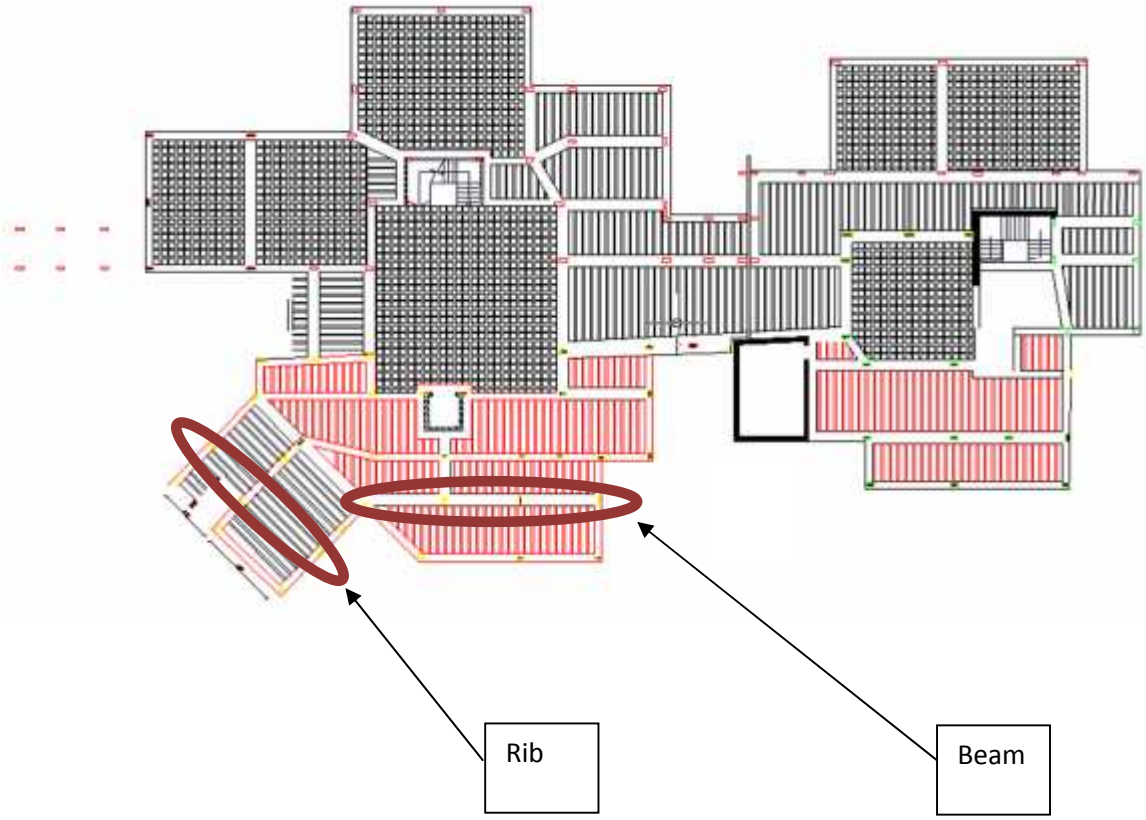


Figure (4-1): First Floor Slab.

4.2 Determination of Slab Thickness :-

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of non pre stressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

for rib, the maximum span:

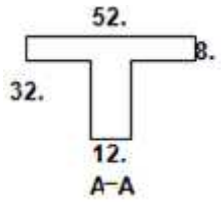
- h_{min} for one-end continuous = L/18.5
  = 582 /18.5 = 31.46 cm. ----- **Control**

for the Beams, the maximum span of:

- h_{min} for one-end continuous = L/18.5
  = 529 /18.5 = 28.59 cm.
- h_{min} for both-end continuous = L/21
  = 499 /21 = 23.76 cm.

Select Slab thickness **h= 32cm** with block **24 cm** & Topping **8cm.**

Check the thickness for the Tow way slabs:



$\hat{y}$ = ((40*8*4) + (32*12*16) / (40*8)+(32*12))

=10.55 cm

$\mathbf{I_{rib}}$ = 0.52 *(0.1055)^3 / 3 – 0.4*(0.0255^3) / 3 + 0.12 *0.2145)^3 / 3

= 5.96*10^-4 m^4

$\mathbf{I_{beam}}$ = 0.8 *(0.6^3) / 12

=0.0144 m^4

α 1 = IE beam / IE slab

$\mathbf{I_{slab1}}$ = 5.96/.52 *10^-4 * (12.2/2 +0.8)

= 7.90846 * 10^-3 m^4

α 1 = 0.0144 / 7.90846*10^-3

= 1.82

$\mathbf{I_{slab2}}$ = 5.96/.52 *10^-4 * (11.95/2 +0.8)

= 7.7652 * 10^-3 m^4

α 2 = 0.0144 / 7.7652*10^-3

= 1.85

$\mathbf{I_{slab3}}$ = 5.96/.52 *10^-4 * (12.2/2 +0.8)

= 0.0149 m^4

α 3 = 0.0144 / 0.0149

= 0.966

$\mathbf{I_{slab4}}$ = 5.96/.52 *10^-4 * (11.95 +0.8)

= 0.0146 m^4

α 4 = 0.0144 / 0.0146

= 0.985

α m = (1.82+1.85+0.966+0.985) / 4

= 2.0 > **1.4** > 0.2

h = Ln (0.8 + 412/1400) / 36 + 5β (α m-0.2)

h = Ln (0.8 + 412/1400) / 36 + 5(12.2/11.95) (1.4-0.2)

= 0.3169 m < 0.32 m OK

4.3 Topping Design:-

Topping in one way ribbed slap can be considered as a strip of 1 m width and span of Hollow block length with both end fixed in the ribs.

Dead load calculation : 0.03 * 23 * 1.0 (Tiles)

\+ 0.02 * 22 * 1.0 (Mortar)

\+ 0.12 * 16 * 1.0 (Sand)

\+ 0.08 * 25 * 1.0 (Slab)

\+ 1.00 * 1.5 * 1.0 (Partitions') = **6.55 KN/m.**

Live Load = **5 KN/m.**

Total Factored Load = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.55 + 1.6 * 5 = **15.86 KN/m**

$$\rightarrow Mu = \frac{Wu * l^2}{12} = 15.86 * 0.4^2 / 12$$
$$= 0.21 KN.m.$$

= 0.21 KN.m for 1 m streip width

ΦMn ≥ Mu – strength condition, where Φ=0.55- for plan concrete

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$ (ACI-22.5.1 –(Equation-22.2)

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$$

$$\rightarrow \begin{matrix} ¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN.m. \\ ¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.21 KN.m. \end{matrix}$$

Reinforcement is not required by analysis. **Provide Shrinkage and Temperature Reinforcement**

According to ACI- 7.12.2.1, $\rho = 0.0018$

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m - strip.$

Try Φ8 with $As = 50.27\ mm^2$

Number of Bar = 1.44/0.502

=2.87

Take 3Φ8 / 1 m strip.

Use Φ8 @ 30 cm c\c in both directions.

According to ACI- 7.12.2.2, Limitation of spacing between bars:

spacing ≤ 5t and spacing ≤ 45cm

spacing =30cm < 5*8 = 40 and < 45cm

OK

4.5 Determination of factored Load :-

4.5.1 Dead load Caculation:-

Tiles → 0.03*0.52*23 = 0.359 KN/m.

Mortar → 0.02*0.52*22 = 0.229 KN/m.

Coarse Sand→0.12*0.52*16= 0.998KN/m.

Topping → 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.

Rib→0.12*0.24*25= 0.72KN/m.

Hollow Block → 0.4*0.24*9 = 0.864 KN/m.

Plaster → 0.02*0.52*22 = 0.229 KN/m.

Interior Partition→ 1.5*0.52 = 0.78 KN/m.

Nominal Total Dead Load =

5.24 kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.52 **= 2.6 kN/m of rib**

4.5.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.24 = **6.29 KN/m.**

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = **4.16 KN/m.**

4.5 Design of Rib :-

The Effective Flange width (b_E) According to ACI- 8.10.2

b_E for T- section is the smallest of the following:

- $b_E = L/4 = 5.82/4$
  $= 2.925$ m
- $b_E = b_w + 16t = 0.12+16*0.08$
  $= 1.4$ m
- b_E = Center to Center = 0.4 +0.12
  = 0.52 ----- Control

G e o m e t r y Units:meter,cm

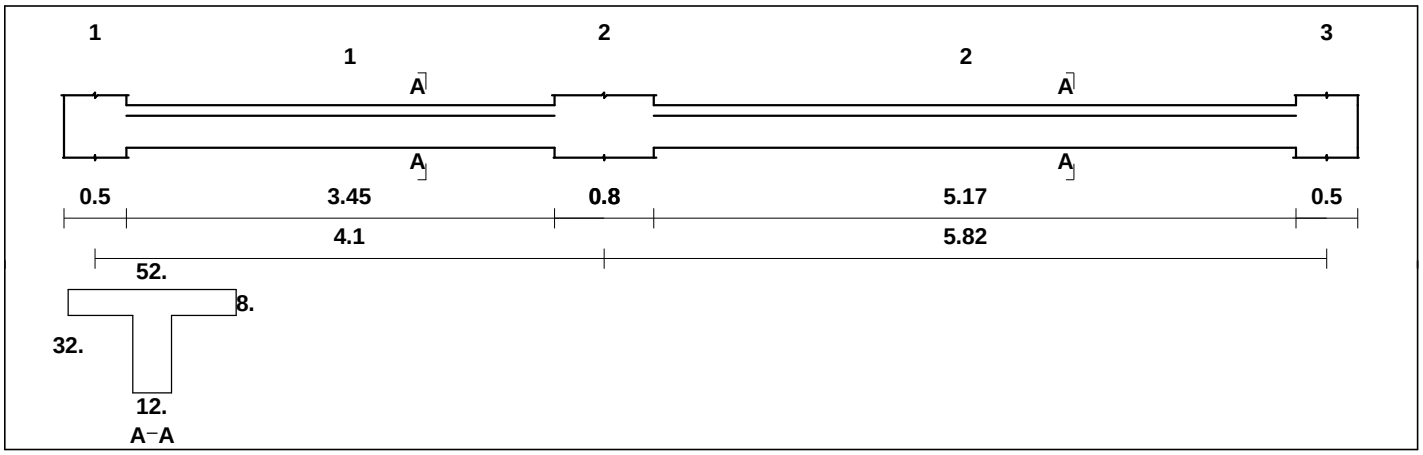


Figure (4-2): Rib geometry, Rib Section

L o a d i n g

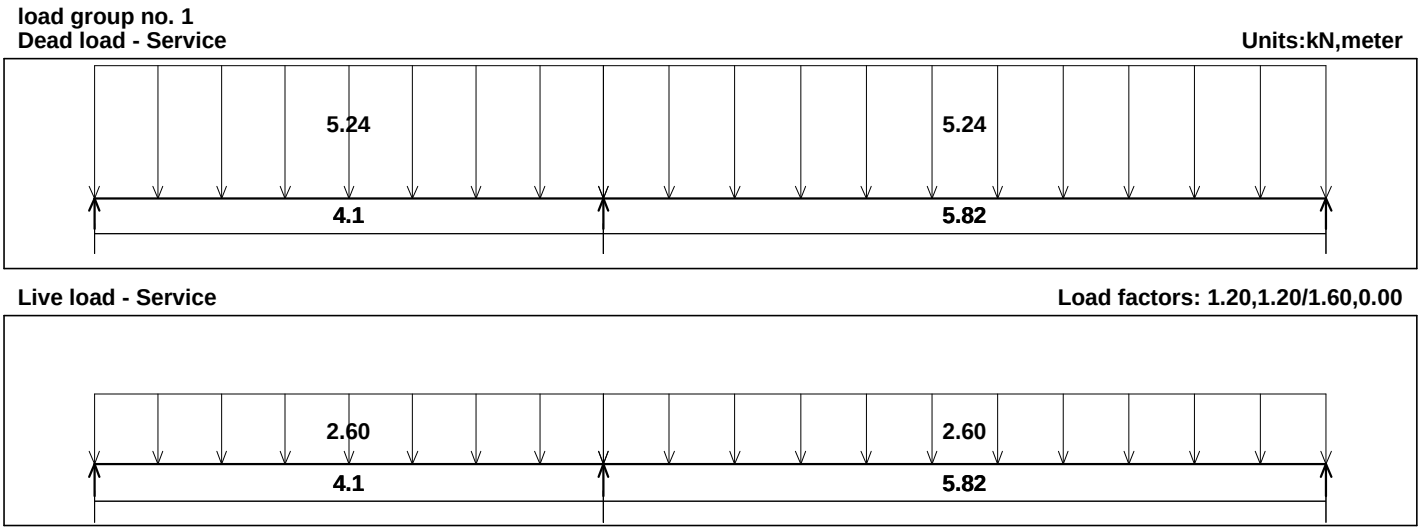


Figure (4-4) : loading of Rib 1

Using the structural analysis and design programs, we obtain the Envelope Moment diagram for the Rib:

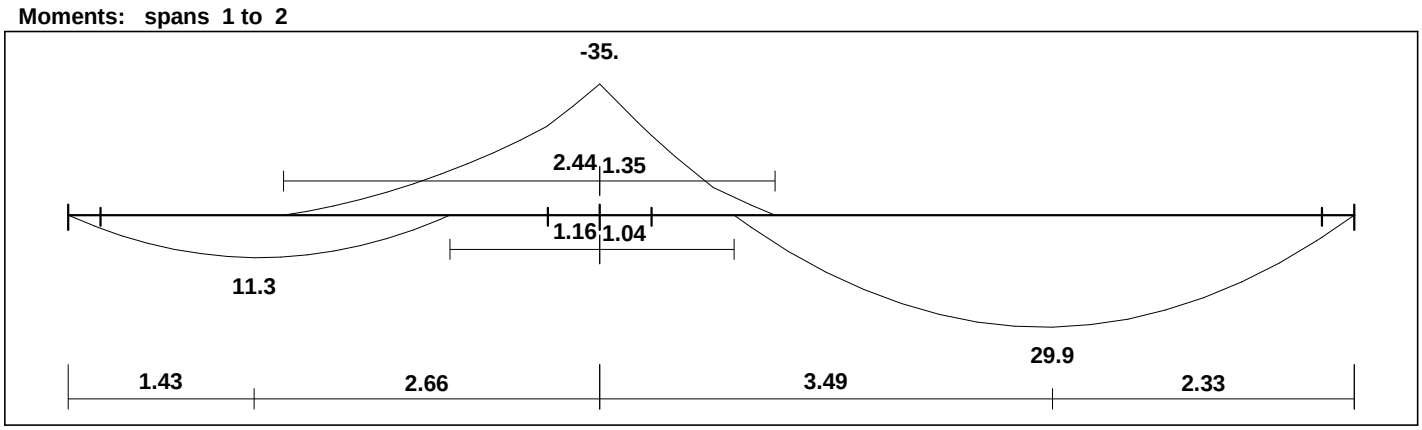


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1.

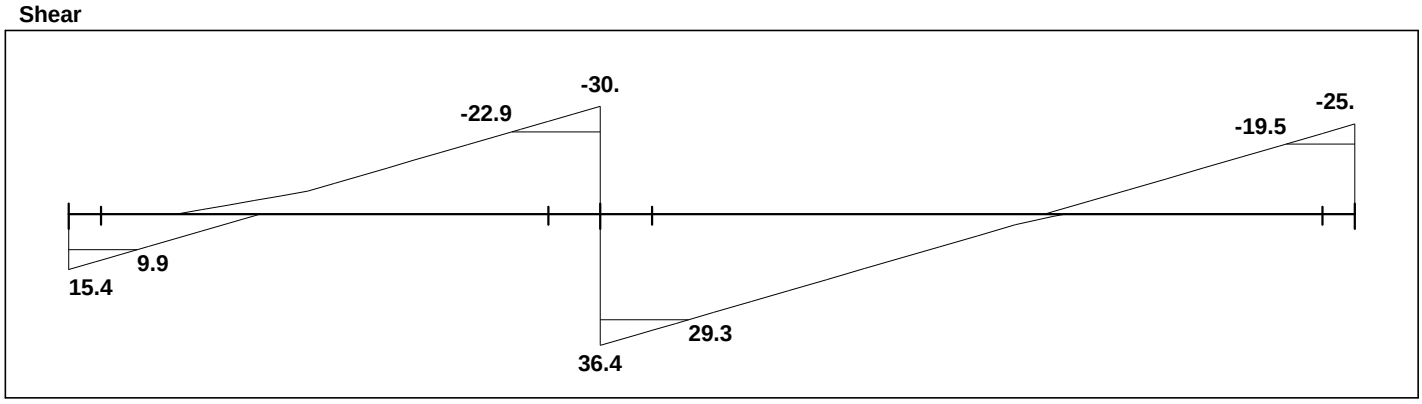


Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1 Design of flexure :-

d= 320-20-10-(12/2) = 284 mm.

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib

Maximum positive moment is Mu **= 29.9 kN.m**

Mn $_{f(total)}$ = 0.85 * fc' * b * hf *** (d-** hf /2)

= 0.85*25*520*80*(284-80/2)*10^-6

= 215.7 Kn.m

Mn = Mu /Φ

=29.9/0.9 = 33.223 Kn.m

Mn $_{f(total)}$ = 215.7 Kn.m >>> **Mn = 33.223 Kn.m**

Design as rectangular section with b = 520 mm

Mn = 29.9 / 0.9 = 33.223 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.7647$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{33.223 * 10^{-3}}{0.52 * (0.284)^2} = 0.7921 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.7647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.7647)(0.7921)}{420}}\right) = 0.0017245$$

As = 0.0017245 (520) (284) = 254.67 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(120)(284) \geq \frac{1.4}{420}(120)(284))$$

$$As_{\min} = 101.43 < 113.6$$

$$As_{\min} = 113.6 mm^2$$

$$254.47\, mm^2 > As_{\min} = 113.6 mm^2$$

* Note $A_{\Phi 14}$ = 153.94 mm²

Select 2 Φ 14mm . with area or steal = 307.876 > 254.47

- **Chick for yielding**

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $307.876 * 420 = 0.85 * 520 * 25 * a$

  $a = 11.7 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{11.7}{0.85} = 13.76 mm$

  $£_s = \frac{284 - 13.76}{13.76} X0.003$

  $£_s = 0.0589 > 0.005$

  ok

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib

positive moment = 11.3 kN.m

Mn = 11.3 / 0.9 = 12.56 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.7647$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{12.56 * 10^{-3}}{0.52 * (0.284)^2} = 0.29947 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.7647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.29947)(19.7647)}{420}}\right) = 0.00071812$$

As = 0.00071812 (520) (284) = 106.052 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(120)(284) \geq \frac{1.4}{420}(120)(284))$$

$$As_{\min} = 101.43 < 113.6$$

$As_{\min} = 113.6 mm^2$ - - - - Control

$As_{\min} = 113.6 mm^2 > 106.052\, mm^2$

* Note $A_{\Phi 10}$ = 78.54 mm²

Select 2 Φ 10mm . with area or steal = 157.08 > 113.6

- **Chick for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$157.08 * 420 = 0.85 * 520 * 25 * a$$

$$a = 5.97mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{5.97}{0.85} = 7.024mm$$

$$£_s = \frac{284 - 7.024}{7.024} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.11830 > 0.005$$

ok

4.5.1.2 Design of Negative moment of rib :

Maximum negative moment Mu = **23.9 kN.m**

Mn = 23.9/ 0.9 =26.56 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.7647$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{26.56 * 10^{-3}}{0.12 * (0.284)^2} = 2.744\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.7647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.744)(19.7647)}{420}}\right) = 0.00702$$

As = 0.00702 (120) (284) = 239.255 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(120)(284) \geq \frac{1.4}{420}(120)(284))$$

$$As_{\min} = 101.43 < 113.6$$

$As_{min} = 113.6mm^2$ - - - - Control

Select 2 Φ 14mm . with area or steal = 307.876 > 239.255 > 113.6

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.876 * 420 = 0.85 * 120 * 25 * a$$
$$a = 50.709mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{50.709}{0.85} = 59.66mm$$
$$£_s = \frac{284 - 59.66}{59.66} X0.003$$
$$£_s = 0.011 > 0.005$$

OK

4.5.2 Design of shear of rib:

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{25}}{6} 0.12 * 0.284*1000$$

= 21.3 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21.3 = 23.43 KN.

check if the cross section is large enough

$= \Phi Vc + 0.75 * 2 \frac{\sqrt{25}}{3} 0.12 * 0.284 * 1000$

= 137.03 > 29.3

Ok now Check for items:-

1/ $Vu \le \Phi Vc/2$

$29.3 \le 11.715$ (X)

2/ $\Phi Vc/2 \le Vu \le \Phi Vc$

$11.715 \le 29.3 \le 23.43$ (X)

3/ $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vsmin$

$23.43 \le 29.3 \le 31.95$ (√)

$\Phi Vsmin \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 0.12 * 0.284 * 1000 =$ **8.52 KN. (control)**

$\ge 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{25}}{16} * 0.12 * 0.284 * 1000 = 7.9875kn.$

$\Phi Vsmin = 8.52$ KN.

So item(3) satisfy

$(Av/s)_{min}$ = bw/3 fyt

= 1*.12 / 3*420

= 9.52384*10^-5 --- Control

$(Av/s)_{min} = 1/16 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fyt)}(bw)$

= 8.9286*10^-5

Try 2 leg Φ8

50*10^-6 / S = 9.52384 *10^-5

S = 0.525

S≤d/2=284/2

= 142

S≤600mm

Use Φ8 @ 10cm C to C

4.6 Design of Beam :-

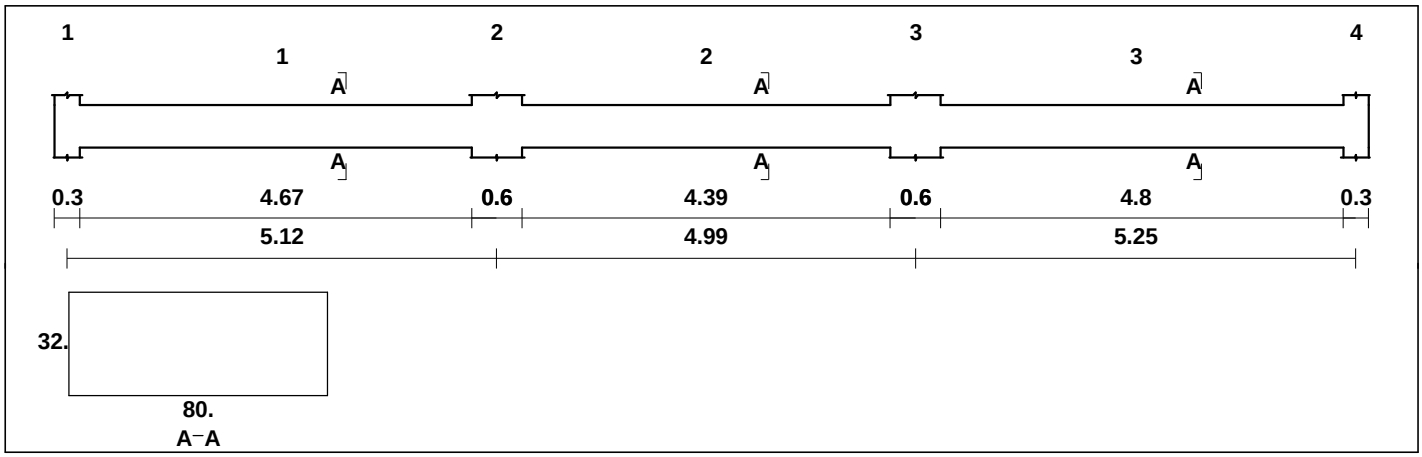


Figure (4-7) : Beam Geometry

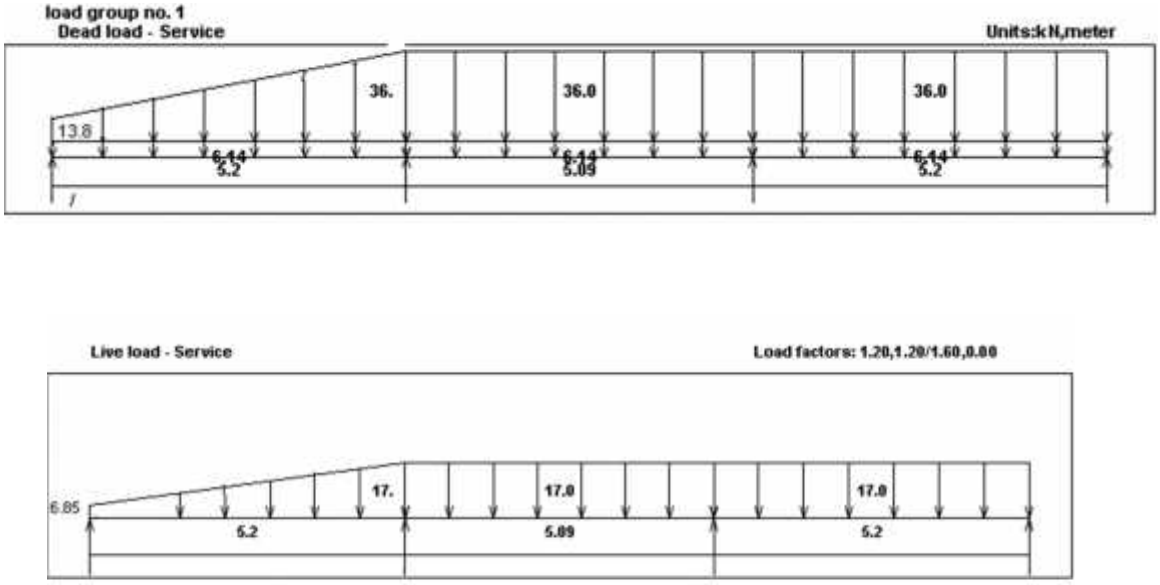


Figure (4-8) : Load of beam

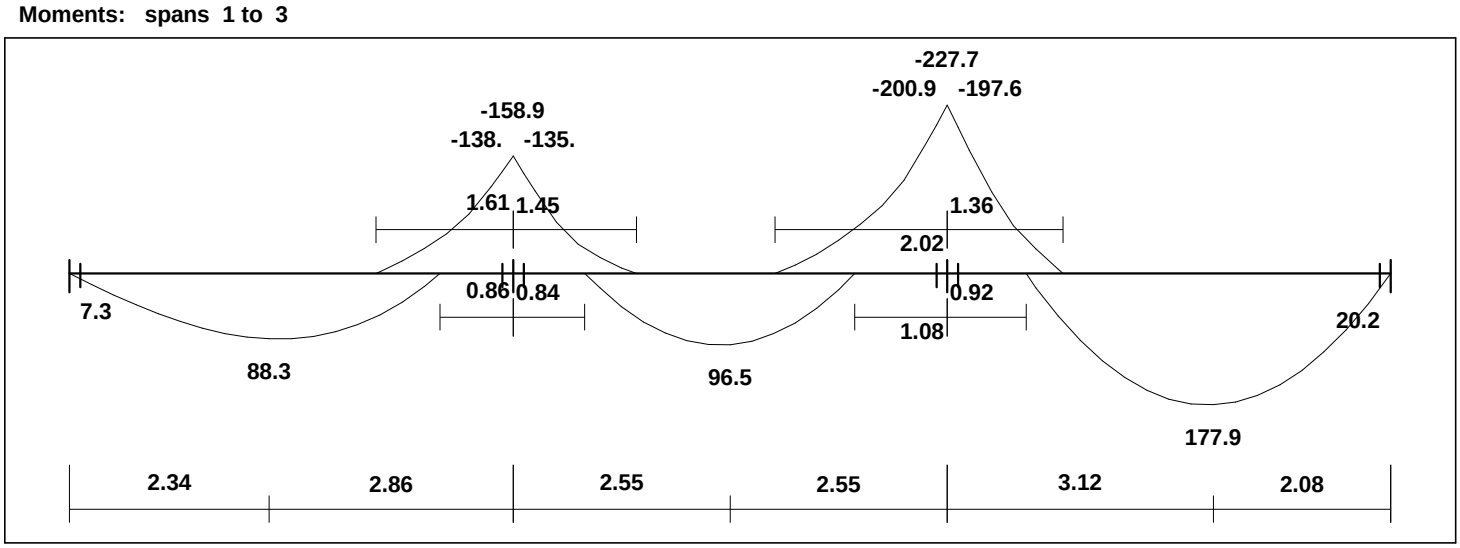


Figure (4-9) : Moment Envelop for Beam

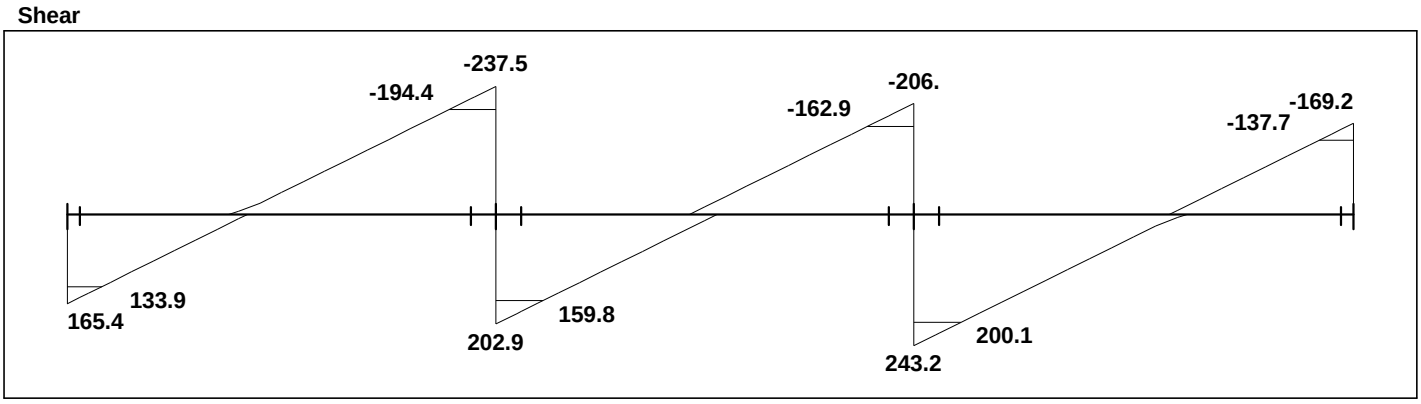


Figure (4-10) : Shear Envelop for Beam

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.1 Design of Positive moment:-

Assume Φ25 will be used for reinforcing

d=320-40-10-(25/2)

= 257.5mm

Maximum moment

Mu **= 177.9 KN .m (Positive moment)**

Determination of width 'b'

assume ρ ≈ 0.4 ρb

where ρb = 0.85 f'c/fy β1 (600/600+fy)

ρb = 0.85* 25/420 *0.85 (600/600+400)

= 0.02709

ρ = 0.4 * 0.02709

= 0.01084

Kn= ρ . fy (1 – ρm /2)

= 0.01084 * 400 (1- 0.01084*19.7647 /2)

= 3.89 MPa

Mn = Kn . b . d^2

b = Mu/(0.9*Kn*d^2)

= 177.9*10^6 / 0.9*3.89 *257.5^2)

= 766.4 mm

$b_w = 80cm, h = 32cm$

C = $\frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7}$ * 257.5 = 110.36 mm .

a = B *c = 0.85 * 110.36 = 93.8 mm .

Mn max = 0.85* fc * a * b * (d- a/2)

= 0.85 * 25 * 0.0938 * 0.8 * (0.2575 – 0.0938/2) = 335.82 kn.m

Φ Mn = 0.9 *335.82 = 302.24 kn .m

Φ Mn ≥ 177.9 kn.m

The section is Rectangular

Mn = Mu/Φ

= 177.9/0.9

= 197.67 Kn.m

Kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{197.67*10^{-3}}{0.80*(0.2575)^2}$ = 3.72Mpa

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*25}$ = 19.7647

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.7647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.72)(19.7647)}{420}}\right) = 0.010319$$

$As = 0.010319(800)\,(257.5) = 2125.703\,mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 613.09 \leq 686.67$$

$$As_{\min} = 686.67 mm^2$$

$2125.703\,mm^2 > As_{\min} = 686.67 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 2125.703/490.874= 4.33 bars

Select 5Φ 25 with area of steal =2454.37 mm > 2125.703mm

- Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$2454.37 * 420 = 0.85 * 800 * 25 * a$

$a = 60.64mm$

$c = \frac{a}{_1} = \frac{60.64}{0.85} = 71.34mm$

$£_s = \frac{257.5 - 71.34}{71.34} \text{X} 0.003$

$£_s = 0.00782 > 0.005$

ok

Design for another span

Mu **= 88.3 KN .m**

Mn = Mu/Φ

= 88.3/0.9

= 98.12 Kn.m

Kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{98.12 * 10^{-3}}{0.80 * (0.2575)^2}$ = 1.85Mpa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.7647$

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{19.7647}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(1.85)(19.7647)}{420}}$) = 0.00409

As = 0.00402(800) (257.5) = 828.09 mm^2

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI - 10.5.1)$

$As_{\min} = 613.09 \leq 686.67$

$As_{\min} = 686.67mm^2$

$828.09\,mm^2 > As_{\min} = 686.67mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 828.09/254.47= 3.25 bars

Select 4Φ 18 with area of steal =1017.88 mm > 828.09mm

- Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$1017.88 * 420 = 0.85 * 800 * 25 * a$

$a = 25.15mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{25.15}{0.85} = 29.59m$

$£_s = \frac{257.5 - 29.59}{29.59} X0.003$

$£_s = 0.023 > 0.005$

ok

4.6.1.2 Design of negative moment

Mu = **200.9 KN .m**

Φ Mn > Mu

302.24 > 200.9 ……. Design as singly

Mn = Mu/Φ

= 200.9/0.9

= 223.23 Kn.m

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{223.23*10^{-3}}{0.80*(0.2575)^2} = 4.2\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*25} = 19.7647$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.7647}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(4.2)(19.7647)}{420}}\right) = 0.010356$$

As = 0.00864308(800) (257.5) = 1780.47 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = 613.09 \leq 686.67$$

$$As_{\min} = 686.67 mm^2$$

$1780.47\, mm^2 > As_{\min} = 686.67 mm^2$

Try Φ25

Select 5Φ 25

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$1963.5 * 420 = 0.85 * 800 * 25 * a$$

$$a = 48.51mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{48.51}{0.85} = 57.07m$$

$$£_s = \frac{257.5 - 57.07}{57.07} X0.003$$

$$£_s = 0.010534 > 0.005$$

ok

4.6.2 Design of shear

Vu = 200.1 KN

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{25}}{6} 0.8 * 0.2575 * 1000$$

= 128.75 KN

$$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 128.75 + 171.67 = 300.4 \text{ KN}.$$

300.4 > vu= 200.1 KN. → the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 (X)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc (X)

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin (X)

Φ Vsmin $\geq$ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d = 0 .75*$(\frac{1}{3})$*0.8 *0.2575 *1000= **51.5 KN. (control)**

$\geq$ 0.75 $(\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 1 * 0.264 * 1000 = 48.28 kn.

Φ Vsmin = 51.5 KN.

4/ Φ Vc + Φ Vsmin $\leq$ Vu $\leq$ Φ Vc + Φ $\frac{\sqrt{fc''}}{3}$ * bw * d

180.25 $\leq$ 200.1 $\leq$ 386.25 (√)

So item (4) satisfy

Av/ s = Vs/fy * d

Try 2Φ10

4*50 *10^-6 / s = 95.134 /257.5*420 → s = 0.227m

S $\leq$ d/2 =128.75 mm

$\leq$ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use 4 leg Φ 8 @ 12.5cm c/c.

4.7 Design of Two way Ribbed slab :-

4.7.1 Check Thickness of the slab :-

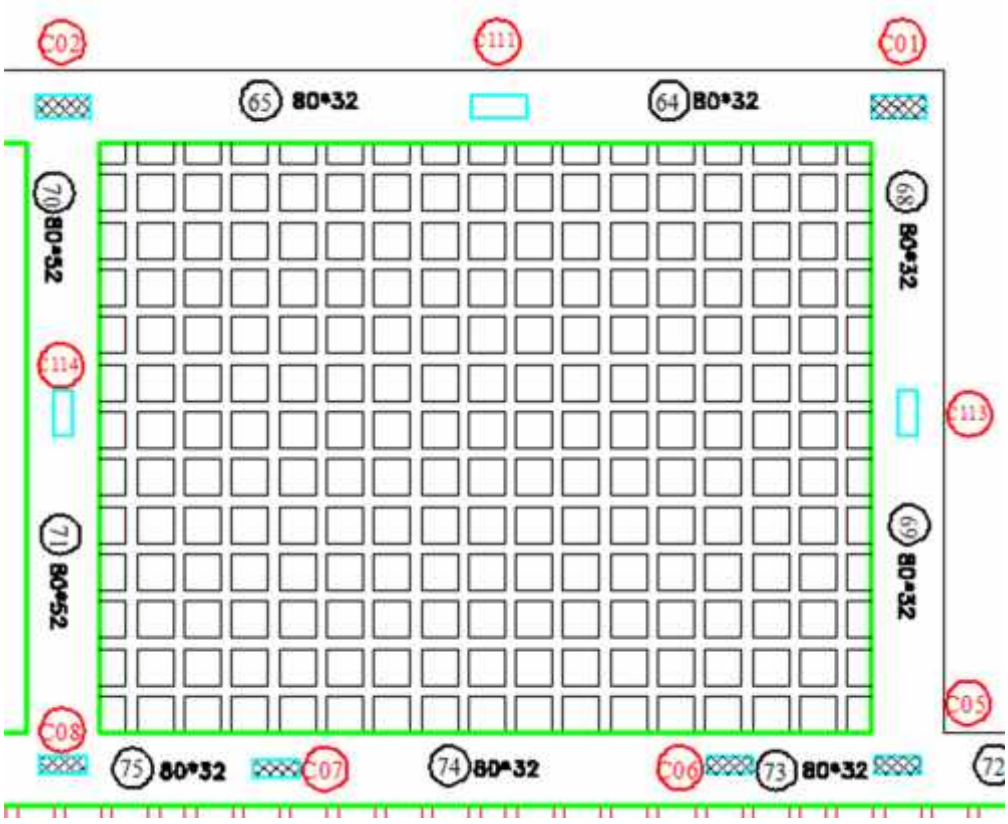


Figure (4-11): Tow way ribbed slab

** Check the slab thickness :-

$$\alpha_1 = \frac{I\,beam}{I\,slab1}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.32)^3 = 22 * 10^{-4}$$

$$I_{s1} = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \left(\frac{847}{2} + 0.8\right) = 57.77 * 10^{-4}$$

$$\alpha_1 = 0.38$$

$\alpha_2 = \frac{I\ beam}{I\ slab2}$

$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * \ 0.52\ ^3 = 94 * 10^{-4}$

$I_{s2} = = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \ \frac{6.47}{2} + 0.8 \quad = 46.2 * 10^{-4}$

$\alpha_2 = \frac{94}{46.2} = 2.03$

$\alpha_3 = \frac{I\ beam}{I\ slab3}$

$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * \ 0.32\ ^3 = 22 * 10^{-4}$

$I_{s3} = = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \ 8.47 + 0.8 \quad = 106.25 * 10^{-4}$

$\alpha_3 = \frac{22}{106.25} = 0.21$

$\alpha_4 == \frac{I\ beam}{I\ slab4}$

$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * \ 0.32\ ^3 = 22 * 10^{-4}$

$I_{s4} = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \ 6.47 + 0.5 \quad = 83.3 * 10^{-4}$

$\alpha_4 = \frac{22}{83.3} = 0.26$

$\alpha_{fm} = \frac{\propto 1+\propto 2+\propto 3+\propto 4}{4} = \frac{0.38+2.03+0.21+0.26}{4} = 0.72$

$h = \frac{8.47\ (0.8+\frac{420}{1400}}{36+5\ \frac{8.47}{6.47}\ *(0.72-0.2)} = 0.23\ m$

32cm > 23 cm

So select h = 32 cm

4.7.2 Load Calculation :-

4.7.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	$0.03*0.52^2*23 = 0.187$ KN/Rib .
2	Mortar	$0.02*0.52^2*22 = 0.119$ KN/Rib
3	Plaster	$0.02*0.52^2*22 = 0.119$ KN/Rib .
4	Sand	$0.07*0.52^2*16 = 0.303$ KN/Rib
5	Topping	$0.08*0.52^2*25 = 0.541$ KN/Rib
6	Block	$0.4^2*0.24*9 = 0.346$ KN/Rib.
7	Rib	$(0.52+0.4)*0.24*25*0.12 = 0.662$ KN/Rib
8	Partition	$1.5*0.52^2 = 0.406$ KN/Rib
		2.674KN/Rib

Table (4-4): Calculation of two way dead load

Nominal Total Dead Load = 2.674 KN/Rib

$2.674/(0.52^2) = 9.89$ KN/m^2

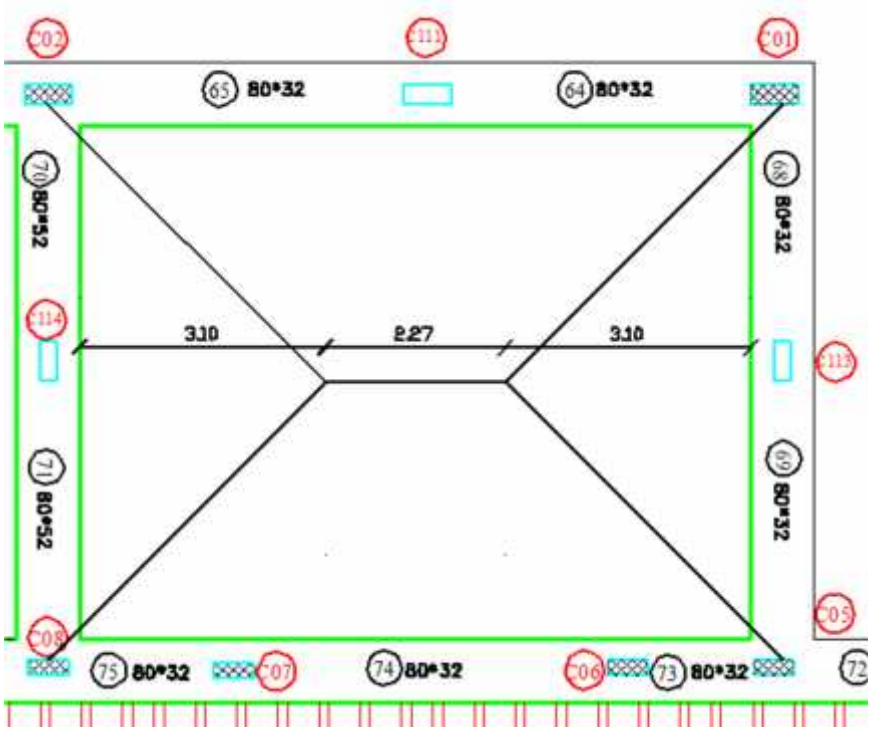
Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4.7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*9.89 = 11.87 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

:



4.7.3.1 : find Vu on rib : -

$$Vud = (3.24 - 0.278) \times (11.87 + 8) \times 0.52 = 30.60 KN / rib$$

$$Vu = (3.24 - 1) \times (11.87 + 8) \times 0.52 = 23.14 KN / rib$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{25} \times 0.12 \times 0.320 \times 1000 = 23.52 KN$$

$1.1¤Vc = 25.87$ KN

$$¤Vs\min = \frac{¤}{3} bw \times d \geq \frac{¤}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$¤Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .278 \times 1000 = 8.34$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.278 \times 1000 = 7.66$$

$$item : 3$$

$$¤Vc < Vu \leq ¤Vc + ¤Vs\min$$

$$25.87 < 30.60 \leq 25.87 + 8.34$$

$$25.87 < 30.60 \leq 34.21$$

$$s \leq 600 \leq d/2 \cdots 278/2 = 139mm$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times fyt}$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times 0.12}{3 \times 420} \geq \frac{\sqrt{24}}{16 \times 420} \times 0.12$$

$$\frac{Av}{s} \geq 0.0000952 \geq 0.0000875$$

$$\frac{Av}{s} = 0.0000952$$

$$s = \frac{2 \times 50 * 10^{-6}}{s} = 0.0000952$$

Then use 2 Φ 8 @ 12.5 cm c/c for 1m from the face of the support & Φ 8 @20 cm for middle space .

4.7.3.2 : Design for positive moment :

L_a/L_b = 6.47/8.47 = 0.764

by interpolation $C_{a,dl}$ = 0.04932

$Ma+ve=[Cadl.W.La^2]$

$Ma+ve=[0.04932\times11.87\times6.47^2+0.05593\times8\times6.47^2]\times0.52=$ 22.48 KN.m

$Mb+ve=[0.02056\times11.87\times8.47^2+0.02084\times8\times8.47^2]\times0.52=$15.32 KN.m

Maximum moment is Ma+ve=22.48 KN.m

**Check 2 Φ 14 for positive moment:

d = 320 – 20 – 8 – 14 = 278 mm

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 12.19mm$$

$$c = \frac{12.19}{0.85} = 14.34$$

$$£_s = \frac{278 - 14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.055 > 0.005...ok$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 0.9*2* 154 * 10^{-6} *420 *(0.278 – 0.0122/2) *1000=31.65 KN.m

Φ Mn = 31.66 > Mu = 22.48

Ok …

4.7.3.2 : Design for negative moment :

by interpolation $C_{a,dl}$ = 0.04596

Mb-ve=[0.04596×(11.87+8)×8.47^2]×0.52= 34.7 KN.m

**Check 2 Φ 16 for negative moment:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$402\times420=0.85\times24\times520\times a$$

$$a=15.92mm$$

$$c=\frac{15.92}{0.85}=18.72$$

$$£_s=\frac{278-15.92}{15.92}\times0.003=0.049>0.005...ok$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 0.9*2* 201 * 10^{-6} *420 *(0.278 – 0.01592/2) *1000=41.03 KN.m

Φ Mn = 41.03 > Mu = 34.7

Ok …

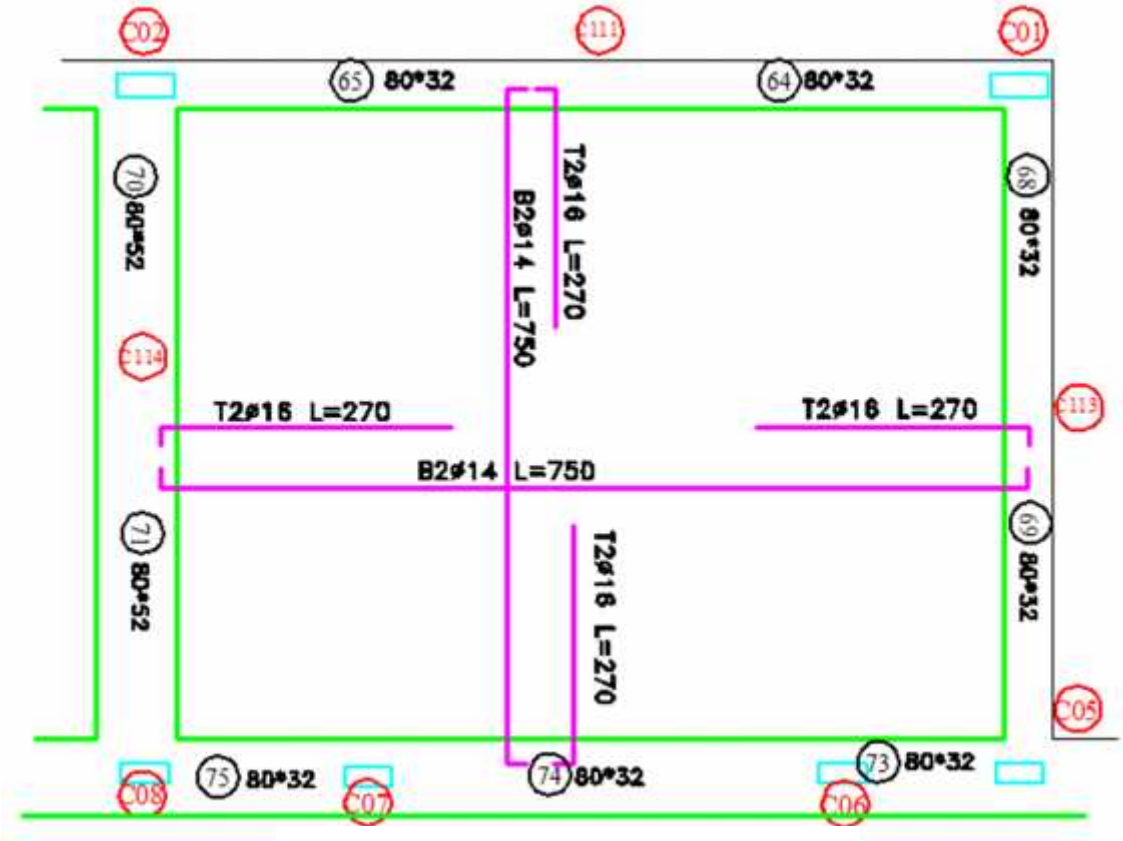
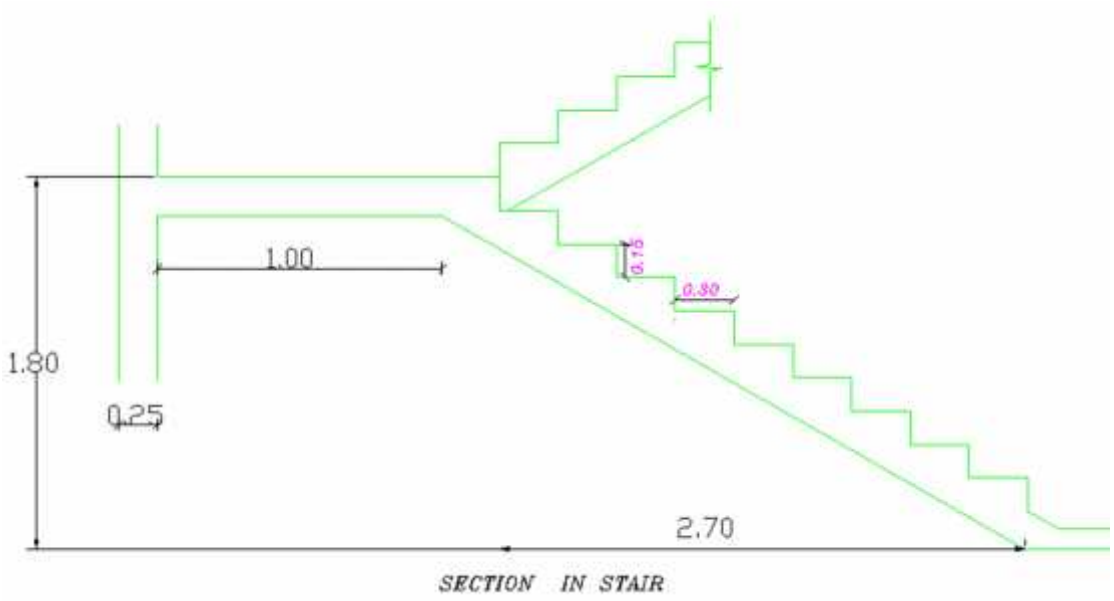


Figure (4-12): Reinforcement of two way

4.8 Design of Stair:-



SECTION IN STAIR

Slope of the stair = $\tan^{-1}$ 1.8/2.7 = 29.05^{o}

L=2.70+1.00/2 = 3.2

Thickness of landing = 3.2 /20 = 0.16 m …..

use 20 cm

4.8.1 Load Calculation & Design of stair :-

The structural system & dead load calculation :-

Plastering =(0.02*22*1)/(cos 29.05) = 0.503

Concrete slab = (0.20*25*1)/(cos 29.05) = 5.72

Mortor = (0.3+0.15)*0.02*22/(0.3) = 0.66

Stair = 0.15*0.3*0.5*1*25/(0.3) = 1.875

Tiles = (0.30+0.15)* 0.03*27/(0.3) = 1.215

Total load = 9.97 KN/m

Dead load = 9.97 & 4.985 KN/m , Live load = 5& 2.5 KN/m

By using atir program :-

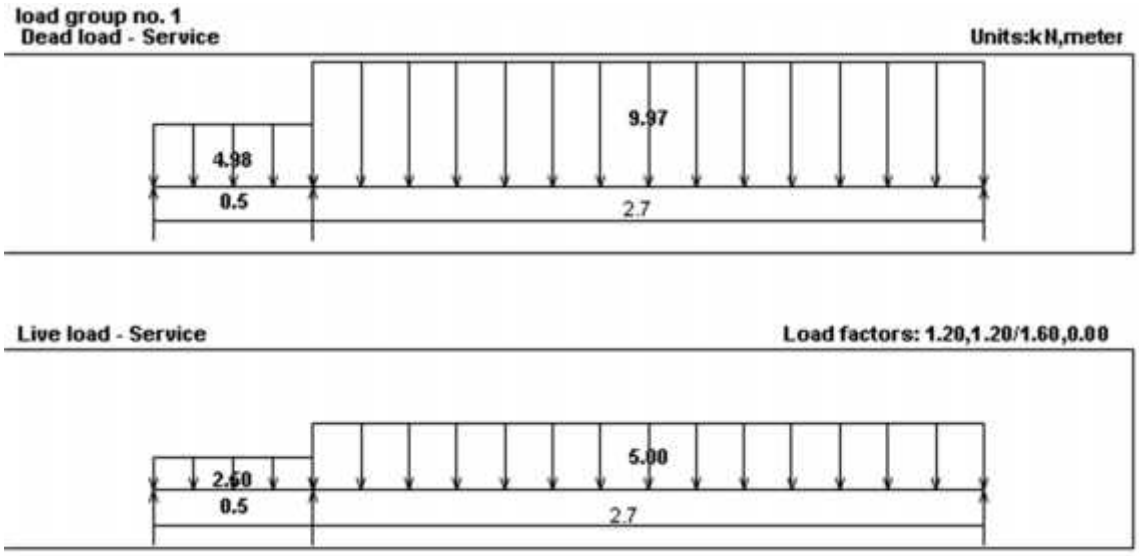
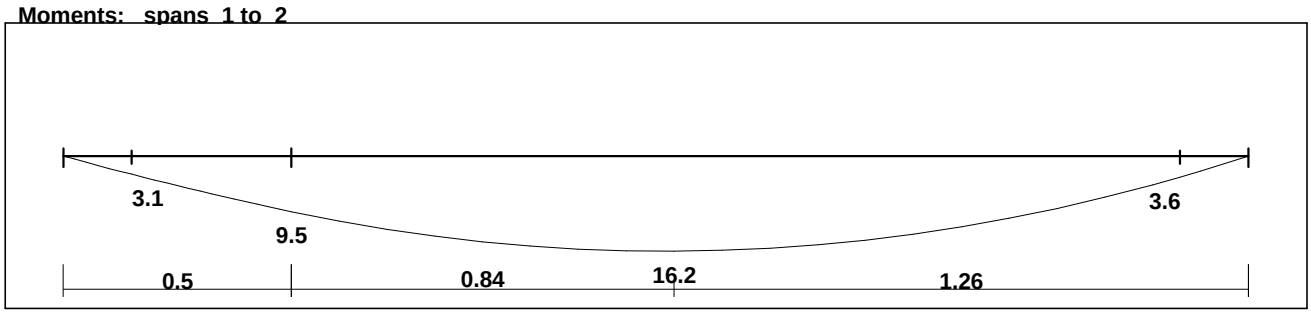
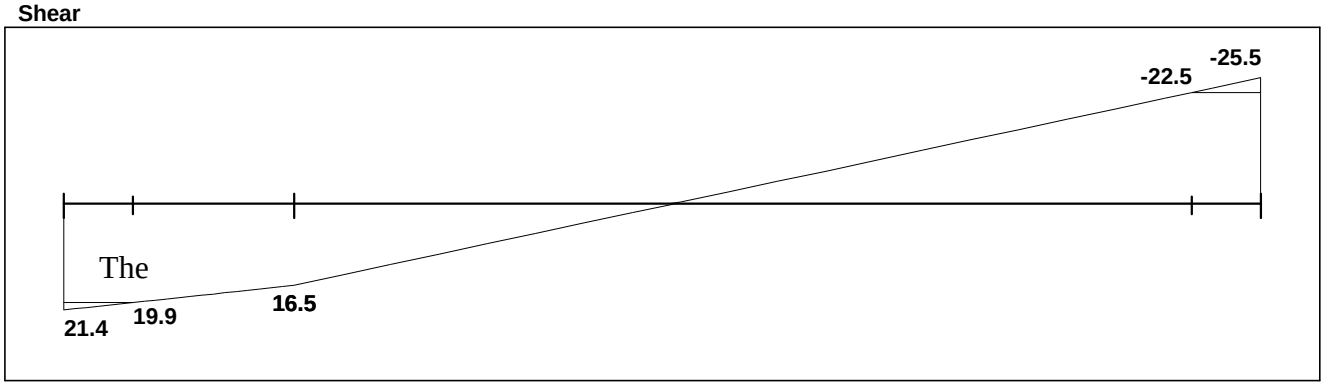


Figure (4-13): Load diagram

**Shear & Moment Envelope :-





value of V_u at the face of support = 19.9 KN .

d= 200-20-7 = 173 mm .

ϕ v_c = (0.75/6) *$\sqrt{24}$ * 1*0.173*10^3 = 106KN > 19.9 KN .

No shear reinforcement is required

**Design for flexure :-

M_u = 16.2 KN.m , k_n= (16.2/0.9)*10^{-3} / (1*0.173^2) = 0.6014 MPa

m= 420/(0.85 *24) = 20.58 .

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.6014*20.58}{420}}\right) = 0.001454$$

A.S = 0.001454 * 1000* 173 = 251.5 mm^2

Use ϕ 10 @ 20 cm c/c

**For secondary:-

A.S_{min} = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2 /m

Use ϕ 10 @ 20 cm c/c

4.8.2 Design of landing:-

4.8.2.1Calculation of dead load :-

Tiles = 0.03*22 = 0.66

Mortor = 0.02*22 = 0.44

Sand =0.07*16 = 1.92

Concrete = 0.20*25 = 5

Plastering = 0.02*22 = 0.44

Total dead load = 7.66 KN/m & Live load= 5 KN/m

** By using atir program :-

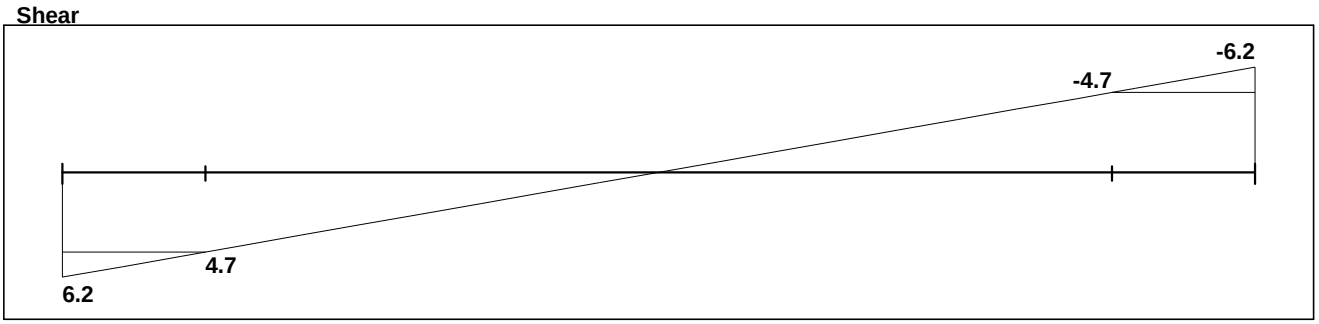


Figure (4-14): Shear envelope diagram

The value of V_{ud} = 4.70 KN $< \varnothing v_c$ = 106 KN

So …. No shear RF. is required

**R.F. of landing from atir :-

4ø 14 per 1m for bottom bars & 4ø 12per 1m for top bars .

Figure (4-15): Reinforcement of stair

4.9 Design of Basement Wall:-

4.9.1 Load Calculation:-

¤ = 30

Soil density = 18 Kg/cm3

k_o= 1-sin¤

k_o= 1- sin 30 = 0.5

q_1= 0.5*5 = 2.5 KN

q_2= 18*3.5*0.5 = 31.5 KN/m

$qu_{1(factored)}$ =1.6*2.5= 4 KN/m

$qu_{2(factored)}$ = 1.6*31.5= 50.4kN/m

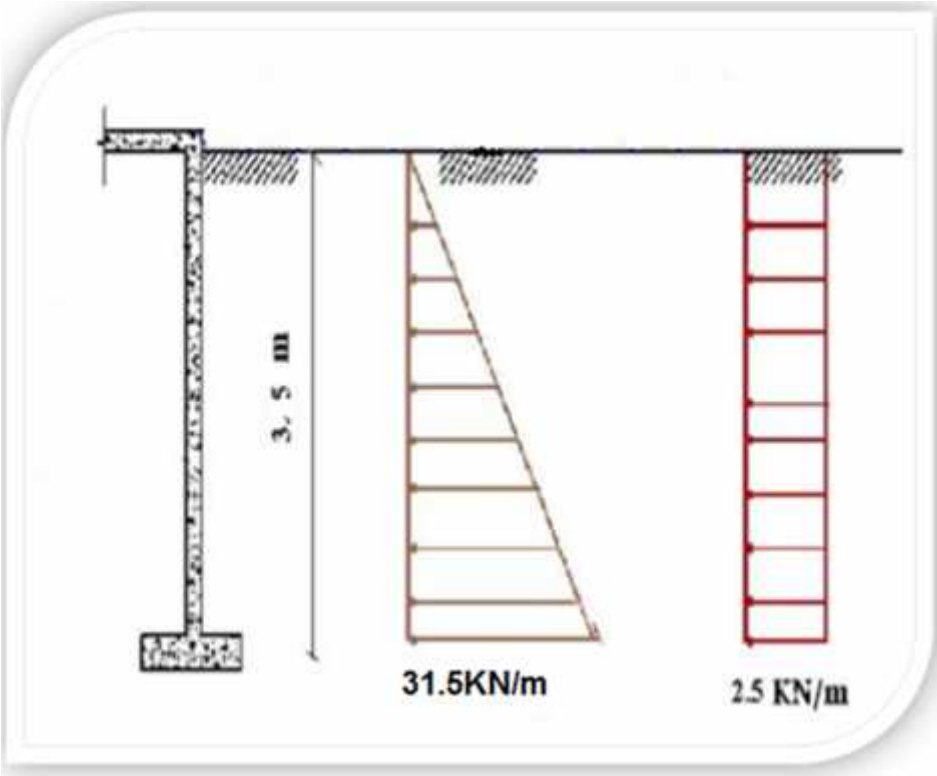


Figure (4-16) : Load on Basement Wall

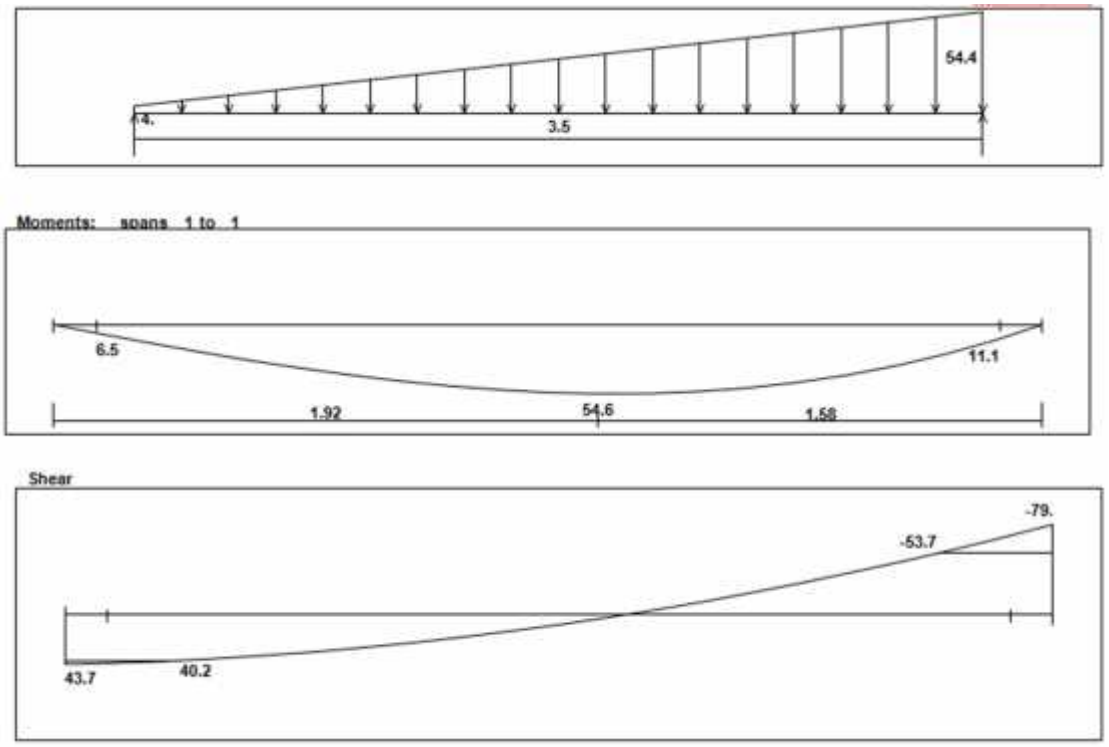


Figure (4-17): Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

4.9.2 Design of Wall:-

Assume h = 250 mm

d =250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu_d= 53.7 KN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{25} * 0.223 * 1 = 136.56\, kN$$

$\emptyset Vc > Vu$ … No Shear Reinforcement is Required.

**For Horizontal Reinforcement, Use As_{min}

As_{min}= 0.002 * b * h

As_{min}= 0.002 * 1000 * 250 = 500mm^2/m = 50 cm^2/m

Use ¤ 8 .....

Use Two layer of ¤ 8 at 200 mm c/c

4.9.2.1 Design for Bending Moment:-

Mu_{max} = 54.6 KN/m

$$Mn = \frac{54.6}{0.9} = 60.67 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.006067}{1*0.223^2} = 1.1175 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.1175}{420}}\right) = 0.002738$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.002738 * 223 * 1000 = 610.55 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 mm^2$$

$$As_{Req.} = 610.55 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$$

Use ¤ 12

Use ¤ 12 at 20 cm for virtical

4.9.3 Design of Basement Footing:-

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = 1.2×(25×0.3) = 9 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.5×(3.5) ×18 = 31.5 KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-9-31.5=354.5 KN/m^2

Assume b = 1 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 14 = 211 mm, q_{ult} = 72.6/1 *1.25= 58.52 KN/m^2

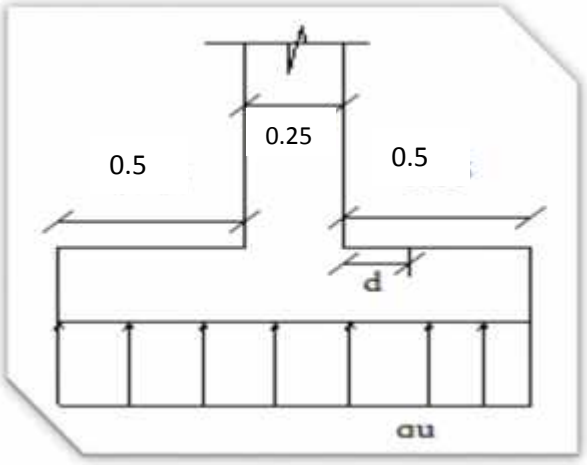


Figure (4-18): Footing geometry

4.9.3.1 Check of One Way Shear:-

Vu = 1*(0.5-0.211)* 58.52 = 16.9 KN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.211 * 1 = 129.2\ KN$$

$$\emptyset Vc > Vu \ldots\ldots No\ shear\ R.F\ is\ required$$

4.9.3.2 Design of Bending Moment:-

Mu = 58.52*0.50^2/2 = 7.315 KN/m

$$Mn = \frac{7.315}{0.9} = 8.13 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.13}{1*0.211^2} = 0.1826 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times kn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.23}{420}}\right) = 0.00053$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.00053 * 211 * 1000 = 92.15\ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$$

$$As_{Req.} = 92.15 < As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use A_{smin}

Use ¤ 14

No. = 540/154 = 3.51 , Use 4 bars

Using hook $\geq 16 * ¤$

Required length of hook $\geq 16 * ¤ \geq 16 * 1.4$ = 22.4 cm

Use Hook. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

Use ¤14 at 25 cm c/c

In the other Direction:-

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1000* 30 = 540 mm^2

Use ¤ 14

No. = 540/154= 3.51 , Use 4 bars

Use 4¤ 14@ 25 cm c/c

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.7\ mm$$

Ld $_{available}$ =300-75= 225mm

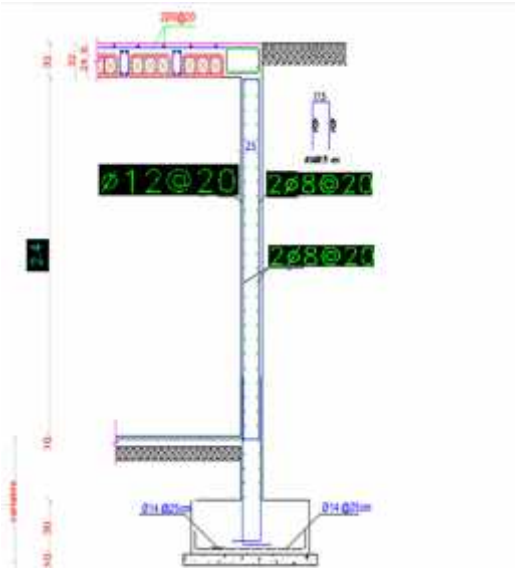


Figure (4-19): Reinforcement of basement wall

4.10 Design of Isolated Footing:

4.10.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1458 KN.

Column 22 with Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = 1.2×(25×0.4) = 12 KN/m2.

Soil weight above the footing = 1.6×(0.6) ×18 = 17.28 KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-17.28-12=365.7 KN/m^2

4.10.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1458}{365.7} = 3.98\ m^2$$

Try 2 * 2 m with area = 4.00 m^2 > A_{req} = 3.98 m^2

determinate q_u = 1458/4 = 364.5 KN/m^2

4.10.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm ….. d = 400-75-20 = 305 mm

**Check for one way shear strength

$$Vu = 364.5 * (\frac{2-0.4}{2} - 0.305) * 2 = 360.86KN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2000 * 305 = 373.55KN$$

$$¤.Vc = 373.55KN > Vu = 360.86KN$$

$$\therefore \ Safe$$

4.10.4 Check for two way shear action (punching)

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

Where:-

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(600 + 305) + 2(300 + 305) = 3020mm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2}\right) * \sqrt{24} * 3020 * 305 = 1128.1KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.305}{3.02} + 2\right) * \sqrt{24} * 3020 * 305 = 1703.4KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3020 * 305 = 1128.1KN$$

$¤.V_C = 1128.1KN$ .... *Control*

$Vu = 360.68 * \{(2 * 2) - (0.6 + 0.305) * (0.3 + 0.305)\} = 1245.24KN$

$¤.Vc = 1128.1KN < Vu_C = 1245.24KN$..... *notsatisfied*

Try h = 45 cm ….. d = 450-75-20 = 355 mm

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(600 + 355) + 2(300 + 355) = 3220mm$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2}\right) * \sqrt{24} * 3220 * 305 = 1400.00KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.355}{3.02} + 2\right) * \sqrt{24} * 3220 * 355 = 2345.7KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3220 * 355 = 1400.00KN$$

$¤.V_C = 1400.00KN$ .... *Control*

$Vu = 360.68 * \{(2 * 2) - (0.6 + 0.305) * (0.3 + 0.305)\} = 1245.24KN$

$¤.Vc = 1400.00KN > Vu_C = 1245.24KN$..... *satisfied*

4.10.5 Design of Bending Moment:

$Mu = 3764.5 ** 0.85^2 / 2 = 131.67kN.m$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.13167 / 0.9}{2 \times 0.355^2} = 0.58044Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.863}{420}}\right)= 0.001402254$$

$$As_{\text{Re}q.} = \circ * b * d = 0.001402254 * 2000 * 355 = 995.6 \ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2000 * 450 = 1620 mm^2$$

$$use As = 1620 mm^2$$

$$Select \ ¤14$$

$$\frac{1620}{154} = 10.52 \rightarrow use 11 bars.$$

$$...As_{\text{Pr}ovided} = 1694 mm^2 > 1620 mm^2 .....ok$$

and in the other diriction use 13¤14

****Check for strain :-**

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1540 * 420 = 0.85 * 24 * 2000 * a$$

$$a = 15.86 mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.86}{0.85} = 18.66 mm$$

$$£_s = \frac{355-18.66}{18.66} * 0.003 = 0.054$$

$$£_s = 0.054 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.10.6 Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.6 = 32.9cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.4 = 25.87cm$

$Ld_{(2)req} = 29.56cm < Ld_{(1)req} = 32.9cm$ ➔ control

Available $Ld = (450 - 75 - 2*14) = 347$ mm.

Using hook $\geq 16*¤$

Required length of hook $\geq 16*¤ \geq 16*1.6 = 25.6$ cm use 30 cm

Total Length = 59.56…. use 60cm > Ld_{req}= 32.9 cm … ok

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

$Ld_{available} = 347$mm

$Ld_{available} = 347$ mm > $ld_{req} = 345.67mm$

4.10.7 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*300)]/1000 = 2246.4KN$

$But\ \ Pu = 1458 < ¤.Pn = 2246.4KN$

∴ Dowels are not required for load transfer.

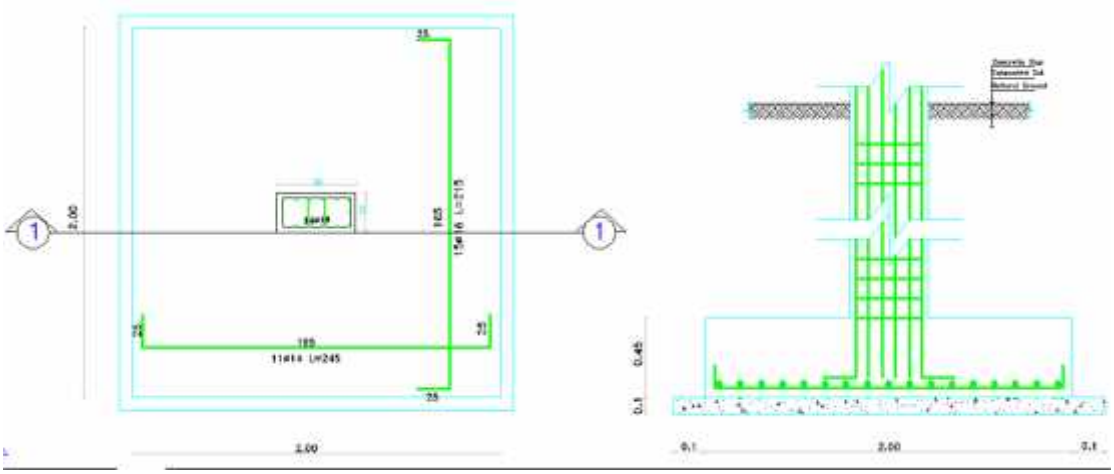
But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 600 * 300 = 900cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ12

$As_{Provided} = 904\ mm^2 > As_{Req.} = 900\ mm^2$


1
1
2.00
2.00
0.45
0.1
0.1
2.00
0.1

4.11 Design of Columns:-

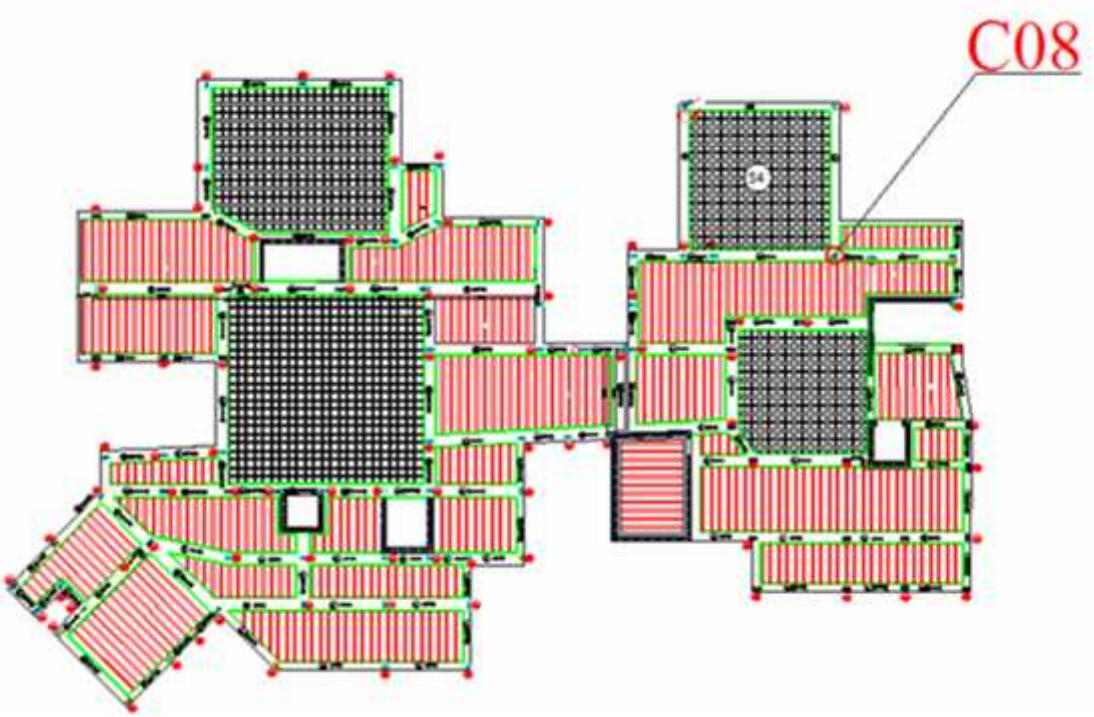


Figure (4-20): Location of columns 08

4.11.1 Load Calculation :-

****For (C08) :-**

$p_u = 1495KN$

$p_{n\,req} = \frac{1495}{0.65} = 2300KN$

$Use° = °g = 1.2\%$

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$

$2.300 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.012 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.12m^2$

Use 0.3×0.6 cm with Ag = $0.18m^2$ > Agreq = $0.12m^2$

4.11.2 Check Slenderness Effect:

**In 0.6 m-Dirction

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1\times 2.90}{0.3\times 0.6} = 16.11 < 22$$

$$\therefore \textit{short Coloumn in } 0.6.\textit{Direction}$$

**In 0.3 m-Dirction

Lu = 2.90 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1\times 2.90}{0.3\times 0.3} = 32.23 > 22$$

$$\therefore \textit{long Coloumn in } 0.3.\textit{Direction}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+{}_d} \quad \text{.....} [ACI\,318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(852)}{1495} = 0.68$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.3^3}{12} = 0.00135m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.00135}{1+0.68} = 7.46MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 7.46}{(1.0*2.90)^2} = 8.75MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) .....ACI\,318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \ .....According\ \ to\ \ ACI\,318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-2002(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1495/0.75*8.75*10^3)} = 1.30 > 1 \ \ ok.$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 0.024 * 1.28 = 0.03$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03}{0.3} = 0.1$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1495}{0.3*0.6} * \frac{145}{1000} = 1204.3 \ \ Psi$$

$$°_g = 0.01$$

$A_s = \rho * Ag = 0.01*600*300 = 18\ cm^2$

Use Φ 14 >> $\#\ of\ bar = \frac{1800}{154} = 11.7$

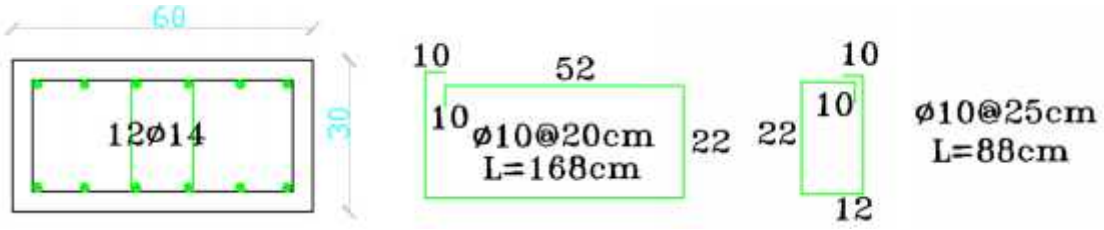
Use 12 Φ 14 with As = 1848mm² >As_{req} = 1800mm²

4.11.3 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$ dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.



$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.4 = 22.4cm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \leq Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@20*cm*

4.12 Design of shear wall :-

4.12.1 Design of shear wall by ETABS program:-

Design philosophy in ETABS based mainly on transform loads from slabs to walls directly .

shear wall has been loaded by two kinds of forces :

1) Axial loads (Dead + Live)

2) Lateral "seismic loads, wind pressure"

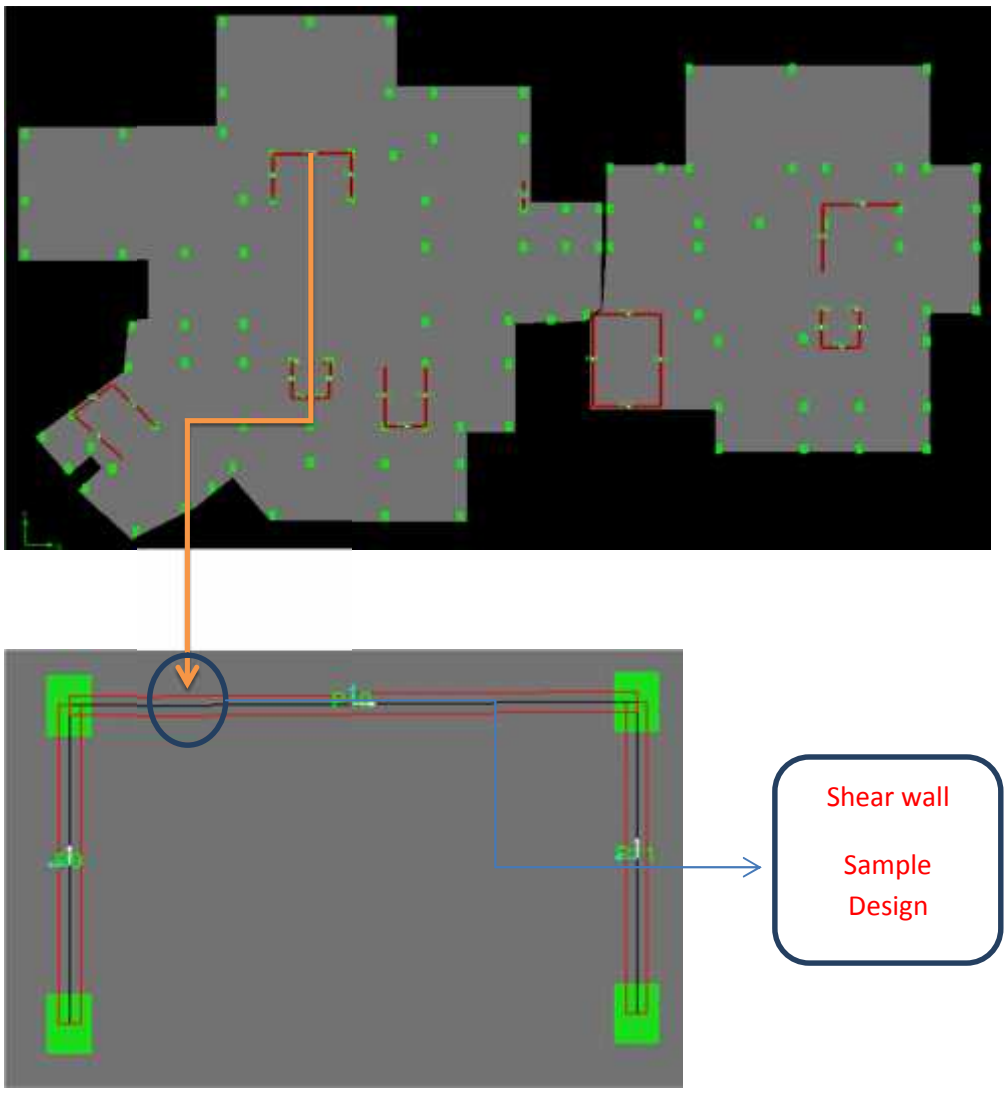


Figure (4-21): Shear wall plan from ETABS

4.12.2 Design of shear wall by manual method:-

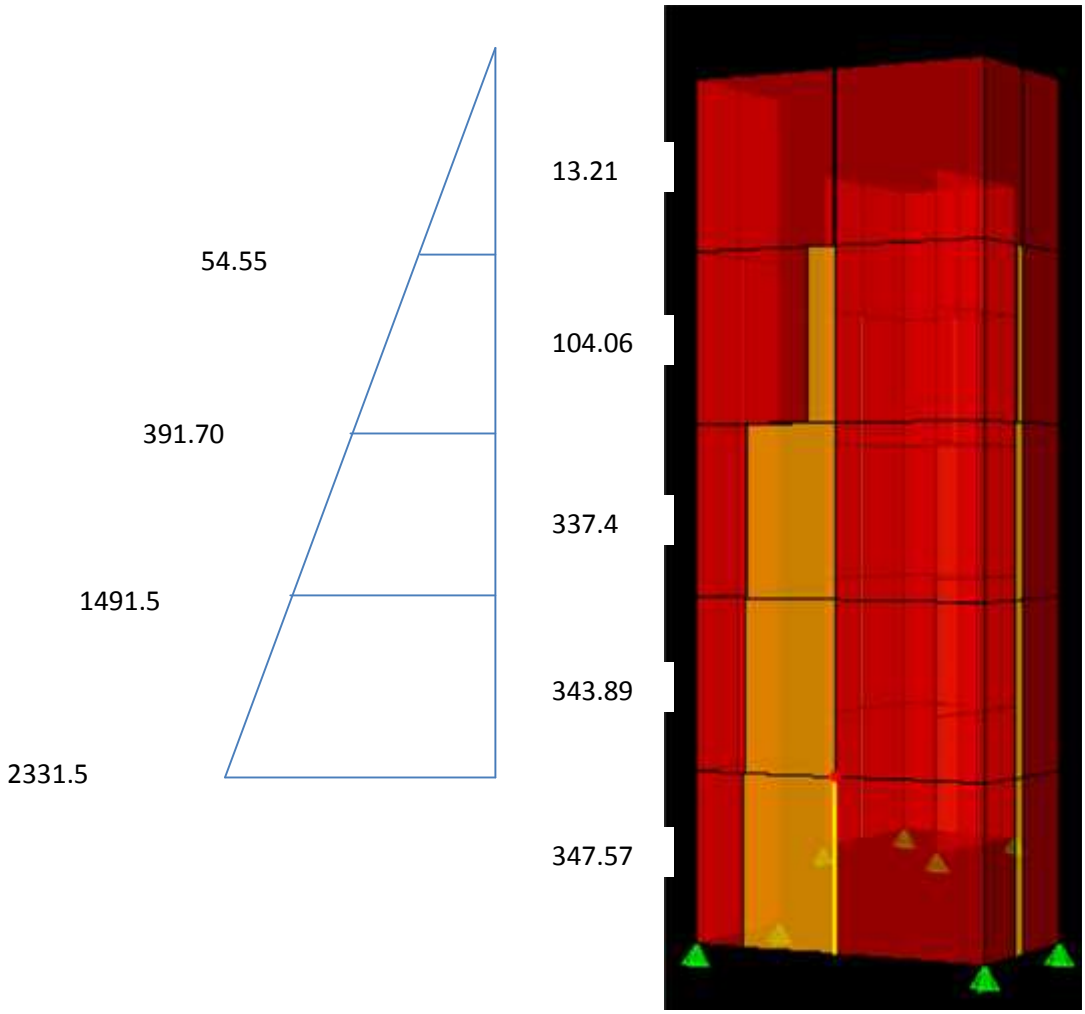


Figure (4-22): Shear force & moment on the wall from ETABS

Z **=** 0.3
R **=** 5.5
I **=** 1.0
Ca **=** 0.24
Ct **= 0.0488**
Cv = 0.24

Where:
Z **=** seismic zone factor as given in Table 16-I.
R **=** numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-p**.**
I **=** importance factor given in Table 16-K.
Ca **=** seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct **=** numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx **=** height in feet (m) above the base to Level *i, n* or *x,* respectively.

4.12.2.1 Design of Wall:

By Using Software (ETABS 9.5), We Get the shear wall Analysis Results :-

Fc =24 MPa

fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 5.20 m. shear wall width

H_w=15.8m. Building height

Lw/2 = 5.20/2 = 2.6 m ……..(control)

hw/2 = 15.8/2 = 7.9 m

d= 0.8 * Lw = 0.8 * 5.20 = 1.04 m

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 1.04 = 212.29kN \quad \ldots\ldots\ldots Control$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c} * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} * 0.25 * 1.04}{4} + 0.0 = 318.43kN$$

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c} + \frac{2 * N_u}{L_w * b} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{b * d}{10}$$

Mu = 1491.5 + 343.89(2.70 – 2.60) = 1525.89 kN.m

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{5.2 \sqrt{24} + 0}{\frac{1525.89}{343.89} - \frac{5.20}{2}} \right) * \frac{0.25 * 1.04}{10} = 419.06kN$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

$$Vs = \frac{343.89}{0.75} - 212.29 = 246.23\ kN$$

$$\frac{Av.h}{s_2} = \frac{Vs}{Fy.d} = \frac{0.24623}{420 * 1.04} = 0.00005637$$

$$\left(\frac{Av.h}{s_2} \right)_{min} = 0.0025 * b = 0.0025 * 0.25 = 0.00063$$

S ≤(l_w / 5) = 5200/5 = 1040mm

$S_2 \leq 3 * b = 3 * 250 = 750$ mm …… Control

$$\left(\frac{Av.h}{s_2} \right)_{min} = 0.00063$$

Try Ø10

$$\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s} = 0.00063$$

S = 0.251 m

Use Ø10 @ 25 cm c/c For Horizontal R.F.

****For Vertical Shear Reinforcement :-**

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\left[2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right] * \frac{A_{vh}}{s_2 * h} - 0.0025\right] * s * h$$

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\left[2.5 - \frac{15.8}{5.20}\right] * \frac{2 * 79}{250 * 250} - 0.0025\right] * s * h$$

$$A_{vn} = 0.0025 * s * h$$

$\frac{2*79*10^{-6}}{s} = 0.000625$ …… s = 0.253 m

S ≤ $L_w/3$ =5200 /3 = 1733.34mm

≤ 450mm

≤ 3 * h = 3*250= 750 mm

Use Φ 10 @ 25 cm c/c

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n/h_w)}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$C \geq \frac{5.20}{600*0.007} = 1.24$ …… , C≥1.24

boundary element length = C – 0.1 * l_w

= 1.24 – 0.1* 5.2 = 0.72 m

≥ 1.24 /2 = 0.62 m

The boundary element length = 75 cm

Ast = 5.20/0.25 * 2 * 79 = 3286.4 mm^2

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 5.20 * 0.25}{3286.4 * 10^{-6} * 420}} = 0.054$$

$M_n = 0.9*(0.5 *Ast*F_y*l_w* (1-Z/l_w))$

$M_n = 0.9*(0.5 *3286.4*10^{-6}*420*5.20* (1-0.054))$

M_n = 0.3055 MN.m

$M_u = 2331.5 – 305.5 = 2026.00$ KN.m

$$Ast = \frac{M_u/\emptyset}{420 * (5.20 - 0.75)} = 1343.6\ mm^2$$

As=1343.6 +6*79 = 1817.60mm^2

Use Φ 20

Use 6 Φ 20 …… A_s = 1884mm^2

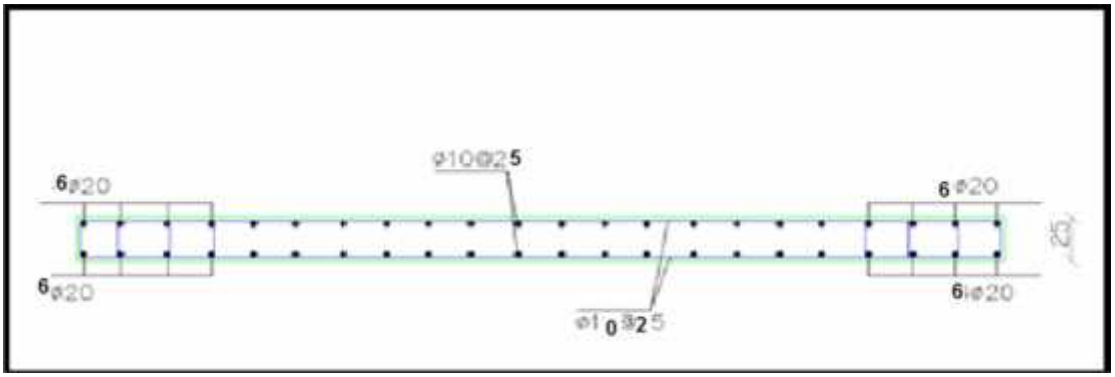


Figure (4-23) : Shear Wall Reinforcement

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

2-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

3-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

4- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

الفصل الأول

المقدمة

1

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة :-

بعد تطور زمني مكاني وظيفي ودبلوماسي على مر التاريخ, فقد أصبحت العلاقة بين الدول بحاجة إلى تمثيل دبلوماسي ومكاني حيث أصبحت فكرة السفارة لدولة ما في دولة أخرى فكرة حثيثة وهادفة لتعميق العلاقات بين الدولتين وللتسهيل على رعايا كل دولة في الدول الأخرى.

انطلاقا من هذا النموذج, فان فلسطين كدولة بولادة جديدة على هذا الأرض بحاجة إلى تعميق قيمها السياسية , التجارية والدبلوماسية على ارض الدول الأخرى شأنها شأن غيرها من الدول .

ومن هنا فان هذا البحث يكمن في دراسة معمقة حول إمكانية وشكل ومتطلبات مشاريع معمارية دبلوماسية في هذا الصدد , حيث يتمحور البحث حول إعداد دراسة لتصميم مشروع سفارة فلسطين في الأردن .

إن اختيار هذا المشروع في الأردن لم يأتي من فراغ, بل كان مدروسا ودون عشوائية وذلك لم تعكسه الأردن من بعد قومي وسياسي وفكري واجتماعي لشعبنا الفلسطيني .

1- 2أهداف المشروع :-

يتم من خلال هذا البحث دراسة البعد التاريخي والبعد الدبلوماسي لفهم المصطلحات النظرية الدبلوماسية للسفارة. ومن ثم يتم دراسة المعايير التخطيطية والتصميمية لمعرفة شروط وأساسيات إقامة مبنى سفارة , وبعد ذلك يتم استعراض الحالات المماثلة لفهم الوقائع البيئية المعمارية والأمنية .ويتطرق البحث أيضا إلى دراسة تحليلية تخطيطية بيئية معمارية للموقع المقترح للمشروع . وهذا جميعه يشكل قاعدة نظرية لاحتياجات مشروع سفارة يعمل على تدعيم التواصل الاجتماعي بين الشعبين الفلسطيني والأردني الشقيق عن طريق البعثة الدبلوماسية في السفارة.

3-1 مشكلة المشروع :-

بما انه أصبح من العرف في القانون الدولي الحديث انه لكل دولة يجب أن تكون لها سفارتها في باقي دول العالم باعتبار السفارة من أهم أشكال الاتصال الخارجي للدولة فهذا يشكل عدة احتياجات للاتصال الخارجي لدولة فلسطين. من أهمها :

1. حاجة دولة فلسطين إلى ممثل دبلوماسي في الأردن .
2. الحاجة إلى وجود مقر رسمي لمتابعة القضايا السياسية والاقتصادية بين الدولتين و تدعيمها.
3. الحاجة إلى رعاية مصالح الرعايا الفلسطينيين والأردنيين , وتسهيل معاملاتهم من حيث تسجيل المواليد والوفيات وإصدار جوازات سفر وغيرها ..
4. الحاجة إلى إعطاء صورة صحيحة عن أصالة الشعب الفلسطيني ومدى تمسكه بأرضه , وذلك من خلال عكس الجوانب الحضارية والثقافية والاجتماعية والوطنية له , وذلك للقضاءعلى ما زرعته وسائل الإعلام المعادية, وإعطاء صورة عريقة عن أصالة التراث المعماري الفلسطيني ومدى قدرته على تمثيل وعكس التراث الفلسطيني الأصيل.
5. ما يوجد حاليا ليست بمستوى سفارة ومبناها مستأجر وغير مصمم معماريا لسفارة.

4-1 حدود مشكلة المشروع :-

في عملية البحث كانت عدة محددات مثل أي بحث آخر لكن هنا تركزت المحددات على كل ما يلي :

1. عدم الحصول على جميع المعلومات الخاصة بالمشروع وذلك لأسباب سرية وأمنية.
2. عدم المقدرة على مقابلة جميع الشخصيات المرجوة .
3. عدم وجود سفارات في فلسطين , بل ممثليات وهي عبارة عن مباني مستأجره .
4. عدم تمكن الباحثين من الوصول إلى مكان السفارة المقترح وذلك لوجوده بدولة أخرى.
5. عدم توفر المعلومات الكافية حول ارض المشروع المقترح .
6. وقت البحث, كان خلال فصل دراسي وليس على مدار سنة أي تم تحليله في ظرف مناخي واحد, وهذا غير كافي لتحليل بحث المشروع ويفضل أن يكون **على مدارسنة** .

5-1 المسلمات :-

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6-1 فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

7-1 إجراءات المشروع :-

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

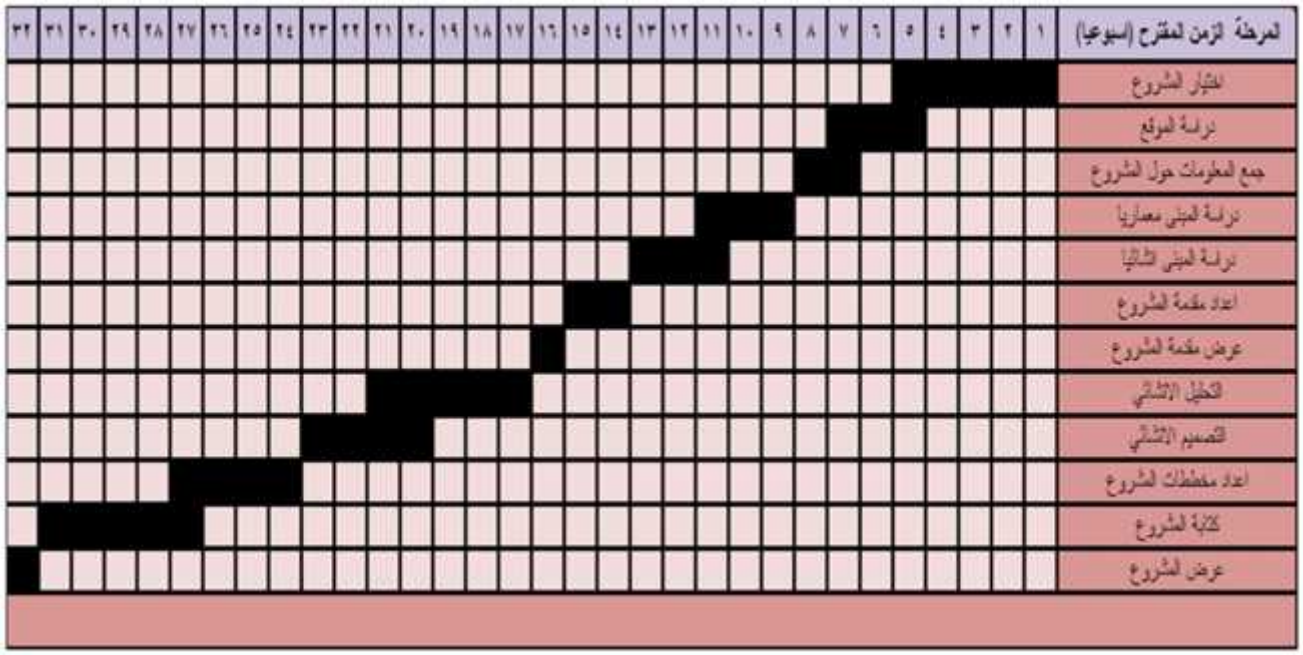
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2012\2011)



بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى السفارة الفلسطينية في الأردن

فريق العمل :-

أحمد وهيب عدوان حازم محمود عمرو منتصر ابراهيم تلبيشي

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى السفارة الفلسطينية في الأردن

فريق العمل :-

أحمد وهيب عدوان حازم محمود عمرو منتصر ابراهيم تلبيشي

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-

التصميم الإنشائي لمبنى السفارة الفلسطينية في الأردن

أسماء الطلبة :-
أحمد وهيب عدوان حازم محمود عمرو منتصر ابراهيم تلبيشي

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدالله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة

إلى.......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ....إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر

إلى.......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان

إلى.......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي

إلى.......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء ....أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ....زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي
.
إلى....من أحبني وأحببته.
نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .
كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان إلى بانية الجيل **الواعد ...جامعة** بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية

والمعمارية ....بطاقمها التدريسي

و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور

....هيثم عياد .

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز

هذا البحث ا متواضع .,

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى السفارة الفلسطينية في الأردن

فريق العمل:

أحمد وهيب عدوان حازم محمود عمرو منتصر ابراهيم تلبيشي

جامعة بوليتكنك فلسطين-2012م

إشراف:

د.هيثم عيّاد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لسفارة الفلسطينية في الأردن ,مشتملاً على كافة المرافق التي يتطلبها المشروع .

يتكون المبنى من خمسة طوابق, ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a building of the Palestinian embassy in Jordan

WORKING TEAM:

Ahmad W.I Adwan Hazem M.I Amro Muntasier I.M Talbishe

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR .HAYTHM AYYAD.

Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of a building of the Palestinian embassy in Jordan, consisting of all the facilities required by the project.

This building is consisting of 5 floors with a nice elevation, which reflecting the Diplomatic face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of architecture one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI code.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the building.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
نسخة عن صفحة العنوان	Ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Iii
الإهداء	Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
1-1 المقدمة	2
1-2أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	3
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	4
1-6 فصول المشروع	4
1-7إجراءات المشروع	4-5
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
2-1المقدمة	7
2-2لمحة عن المشروع	8
2-2-1 حركة الشمس و الرياح	8
2-3 دراسة عناصر المشروع	9
2-3-1 المساقط الأفقية	9
2-3-1-1 طابق التسوية الثاني.	9
2-3-1-2 الطابق التسوية الأول.	
2-3-1-3 الطابق الأرضي	10
2-3-1-4 الطابق الأول	11
2-3-1-5 الطابق الثاني	12
	13
2-3-2 وصف الواجهات	14
2-3-2-1 الواجهة الجنوبية	14
2-3-2-2 الواجهة الشرقية	15
2-3-2-3 الواجهة الشمالية	16
2-3-2-4الواجهة الغربية	17
2-3-3 وصف الحركة	18
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	19
3-1 المقدمة	20
3-2 هدف التصميم الإنشائي	20
3-3 الدراسات التحليلية و النظرية	20
3-3-1 الأحمال	21
3-3-1-1 الأحمال الميتة	21
3-3-1-2 الأحمال الحية	22
3-3-1-3 الأحمال البيئية	22

الرياح 22
الثلوج 23
الزلازل 23
3-4 الاختبارات العملية 24
3-5العناصر الإنشائية 24
3-5-1 العقدات 24
3-5-1-1-أ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 25
3-5-1-1-ب العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 25
3-5-1-2-أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 26
3-5-1-2-ب عقدات العصب ذات الاتجاهين 27
3-5-2 الجسور 27-28
3-5-3الأعمدة 28
3-5-4الجدران الحاملة (جدران القص) 29
3-5-5 الأساسات 30-31
3-5-6 الأدراج 31
3-5-7 الجدران الاستنادية. 32
3-5-8 فواصل التمدد 33
Chapter 4 : Structural Design & Analysis 34
4.1 Introduction 35
4.2 Determination of Slab thickness 36-37
4.3 Design of topping 38-39
4.4 Determination of factored load 39
4.4.1 Determination of dead load 39
4.4.2 Determination of factored dead & live loads 40
4.5 Design of rib 1 40-42
4.5.1 Design of flexure 43
4.5.1.1 Design of positive moment of rib 43-46
4.5.1.2 Design of negative moment of rib 46-47
4.5.2Design of shear of rib 47-49
4.6 Design of beam 50-51
4.6.1 Design of flexure 52
4.6.1.1 Design of positive moment 52-56
4.6.1.2 Design of negative moment 56-57
4.6.2 Design of shear 58-59
4.7 Design of Two way Ribbed slab 60
4.7.1 Check Thickness of the slab 60-61
4.7.2 Load Calculation 62
4.7.3 : Design of two way ripped slab 63-66
4.8 Design of Stair 67
4.8.1 Load Calculation & Design of stair 67-68
4.8.2 Design of landing 69-71
4.9 Design of Basement Wall 72
4.9.1 Load Calculation 73
4.9.2 Design of Wall 74

74-76 4.9.3 Design of Basement Footing
77 4.10 Design of Isolated Footing
77 4.10.1 Determination of Loads
77 4.10.2 Determination of Footing Area
77 4.10.3 Determination the depth of footing based on shear strength
78 4.10.4 Check for two way shear action (punching)
79-80 4.10.5 Design of Bending Moment
81 4.10.6 Development Length of main Reinforcement for Mu
81-82 4.10.7 Check transfer of load at base of column
83 4.11 Design of Columns
84 4.11.1 Load Calculation
85 4.11.2Check Slenderness Effect
86 4.11.3 Design of the Tie Reinforcement
87 4.12 Design of shear wall
87 4.12.1 Design of shear wall by ETABS program
88-92 4.12.2 Design of shear wall by manual method

93 الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
94 5-1 النتائج والتوصيات

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2011\2012 5
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 20
جدول (3-2) الأحمال الحية 21
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 22
جدول (4-1)Calculation of two way dead load 62

فهرس الأشكال

شكل (2-1) حركة الشمس والرياح 8
شكل (2-2) مخطط الطابق التسوية الثاني 9
شكل (2-3) مخطط الطابق التسوية الأول 10
شكل (2-4) مخطط الطابق الأرضي 11
شكل (2-5) مخطط الطابق الأول 12
شكل (2-6) مخطط الطابق الثاني 13
شكل (2-7) الواجهة الجنوبية 14
شكل (2-8) الواجهة الشرقية 1 15
شكل (2-9) الواجهة الشرقية 2 15
شكل (2-10) الواجهة الشمالية 1 16
شكل (2-11) الواجهة الشمالية 2 16
شكل (2-12) الواجهة الغربية 17
شكل (2-13) الحركة 18
شكل (3-1) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد 25
شكل (3-2) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين 25
شكل (3-3): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد. 26
شكل (3-4): عقده العصب ذات الاتجاهين. 27
شكل (3-5) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة 28
شكل (3-6) احد أشكال الأعمدة 28
شكل (3-7) جدار القص 29
شكل (3-8.أ.ب.جـ) الأساسات المنفرد 30-31
شكل (3-9) الدرج 31
شكل (3-10) جدار استنادي 32

35 Figure (4-1): First Floor Slab.
41 Figure (4-2): Rib 1 geometry.
41 Figure (4-3) : loading of Rib 1
42 Figure (4-4) : Moment Envelop of rib 1.
42 Figure (4-5) : Shear Envelop of rib 1.
50 Figure (4-6) : Beam Geometry.
50 Figure (4-7) : loading of Beam.
51 Figure (4-8): Moment Envelop for Beam.
51 Figure (4-9): Shear Envelop for Beam.
51 Figure (4-10) : Shear Envelop for Beam
60 Figure (4-11): Tow way ribbed slab
66 Figure (4-12): Reinforcement of two way
68 Figure (4-13): Load diagram
70 Figure (4-14): Shear envelope diagram
71 Figure (4-15): Reinforcement of stair
72 Figure (4-16) : Load on Basement Wall
73 Figure (4-17): Loads & Shear/Moment envelope for basement wall
75 Figure (4-18): Footing geometry
77 Figure (4-19): Reinforcement of basement wall
83 Figure (4-20): Location of columns 08
87 Figure (4-21): Shear wall plan from ETABS
88 Figure (4-22): Shear force & moment on the wall from ETABS
92 Figure (4-23) : Shear Wall Reinforcement

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.

- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. تلخيص ال المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

جدول (1)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات وفقا للكود الأردني

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م2	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسارح ودور السينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب مع مستودع كتب	2.500 4.000	4.500 4.500

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

2-3 وصف عناصر المشروع .

2-3-1 وصف المساقط الأفقية .

2-3-1-1 طابق التسوية الثاني

2-3-1-2 طابق التسوية الأول

2-3-1-3 الطابق الأرضي

2-3-1-4 الطابق الأول

2-3-1-5 الطابق الثاني

2-3-2 وصف الواجهات.

2-3-2-1 الواجهة الشمالية

2-3-2-2 الواجهة الشرقية

2-3-2-3 الواجهة الجنوبية

2-3-2-4 الواجهة الغربية

2-3-3 وصف الحركة.

1-2 مقدمة :-

في النفس البشرية حاجة ماسة للإبداع – **كانت ولا زالت** – رفعت من خلالها حضارات وأطاحت بأخرى ,وكان سعي الإنسان لتحقيق هذه الغاية كبيرا , ولم تكد تقضي أجيال حتى جاءت غيرها لتكمل مسيرة الإبداع البشرية المستمرة . وهذا ما يتمثل قي يومنا هذا وشاهدة للعيان , فأبدع الفرعوني بأهراماته والإغريقي بتماثيله ومتاحفه ولحقهم الصيني بسوره العظيم وأكمل غيرهم المشوار.

ومن هنا تكمن أهمية التصميم لأي منشأ أو مبنى و الذي يمر بعدة مراحل , بحيث تتمثل محطتها الأولى بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى.

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ،ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل **المنشأ** ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

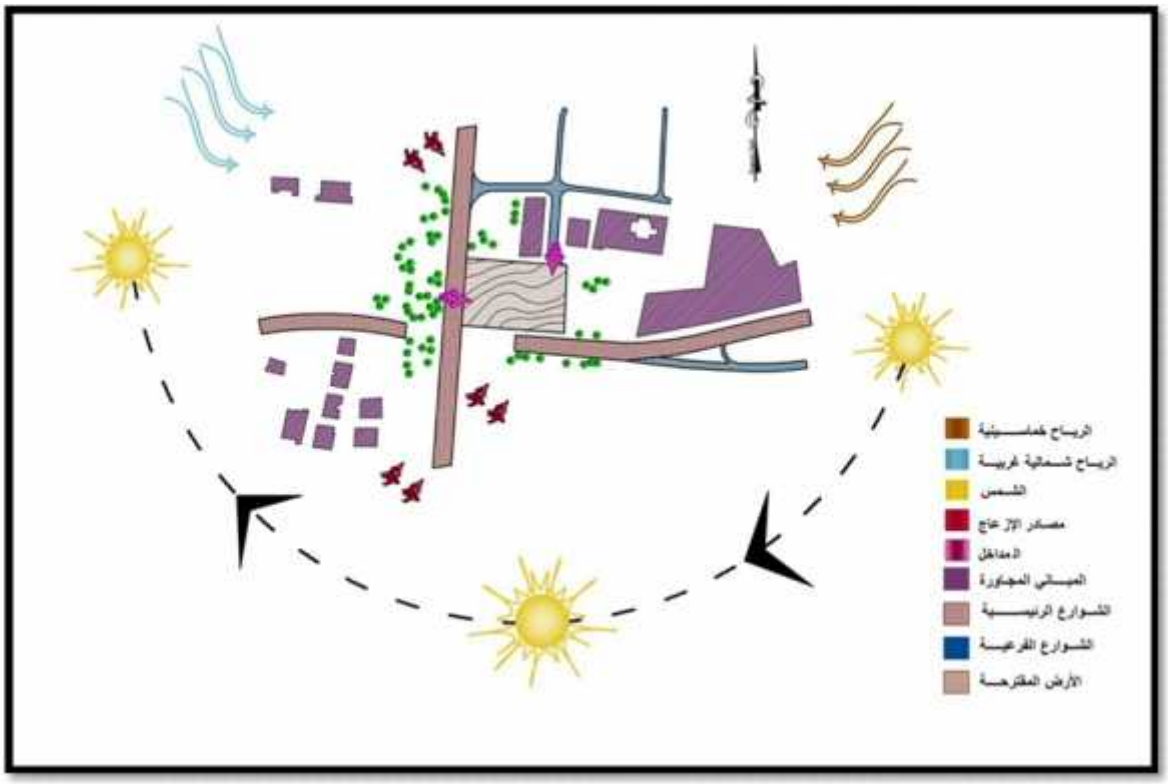
وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها **بنقل الأحمال إلى الأسلس التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .**

2-2 لمحة عن المشروع :-

تتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لسفارة فلسطين في الاردن, يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها .حيث يتكون المشروع من ثلاثة طوابق بالإضافة إلى طابقين التسوية ،تتدرج في المساحة من حوالي600متر مربع إلى حوالي 1200 متر مربع تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

1-2-2 حركة الشمس والرياح :-

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية, و الشكل (2-1) يوضح ذلك :-



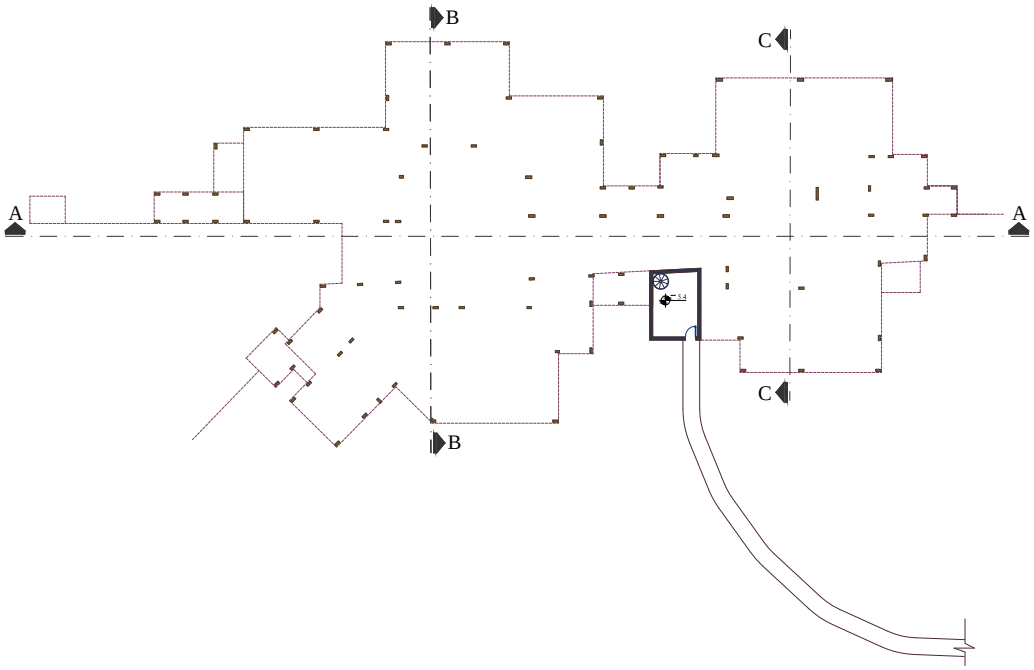
الشكل(2- 1) توجيه المبنى

3-2دراسة عناصر المشروع :

1-3-2 المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على خمسة طوابق , ذوات تنوع خدماتي في كل طابق موزعة وفق الآتي :

2-3-1-1 طابق التسوية الثاني :- ويشمل على غرفة سرية لاغراض السفارة كما يمثلها شكل 2-2 .



شكل(2-2) :- مخطط طابق التسوية الثاني .

2-1-3-2 طابق التسوية الاولى :- ويشمل على **الأجزاء** التالية كما يوضحها الشكل 2-3 **أدناه**:

1 / **غرفة المولد**

2/ غرفة المحول الكهربائي

3/ **غرفة الاتصالات.**

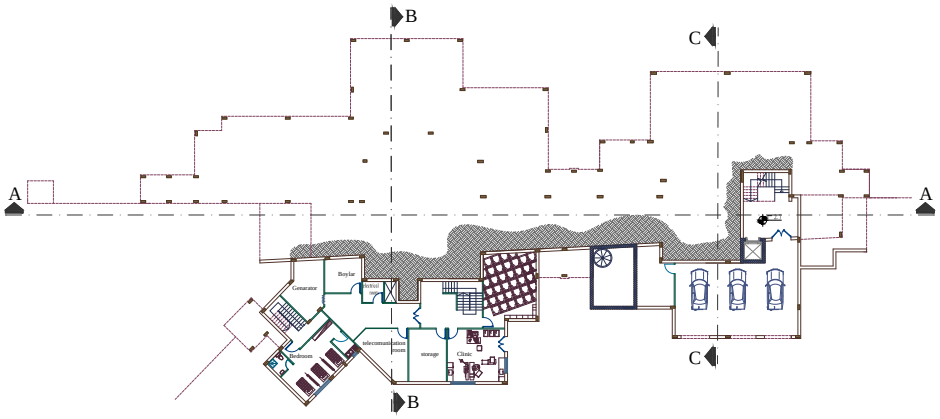
4/ **مخزن الظافة**

5/غرفة سرية لأغراض السفارة.

6/ غرفة التدفئة المركزية

7/**غرفة نوم**

8/ موقف سيارات.



شكل(2-3) :- مخطط طابق التسوية الأولى.

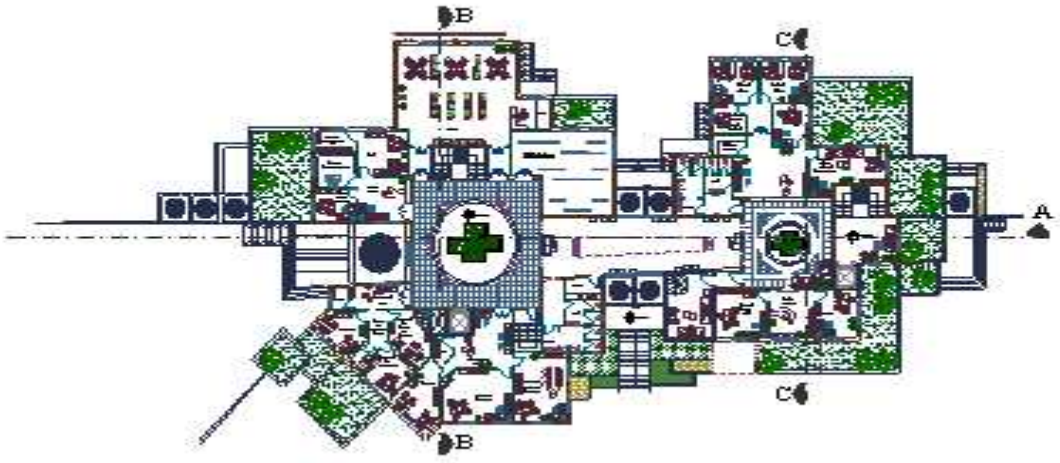
2-3-1-3 الطابق الأرضي :- ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم 2-4 :-

1. قاعات متعددة الاستخدام.
2. غرفة الجوازات والهويات.
3. كافتيريا
4. حمامات.
5. مطبخ
6. قاعة انتظار الجمهور
7. مكتبة
8. مكاتب الملحقات الثقافية والاقتصادية والتجارية
9. غرفة سرية لاستعمالات السفارة
10. غرفة الترجمة
11. غرفة الارشيف
12. غرفة القنصل

شكل(2- 4) :- مخطط الطابق الأرضي .

2-3-1-4-الطابق الأول :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(2-5) أدناه .

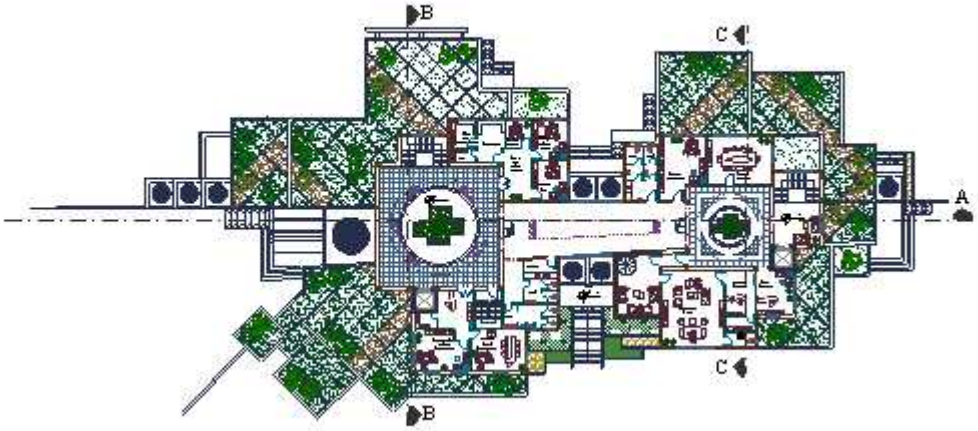
1. غرفة الملفات والمحفوظات
2. غرفة الاعلام
3. معرض
4. غرفة المجلس
5. غرفة انتظار الجمهور
6. غرفة احوال المجندين
7. غرفة الدير العام
8. غرفة الادارة
9. مكاتب الملحق السياسي
10. مكاتب الخدمات العامة



شكل (2-5) :- مخطط الطابق الأول.

2-3-1-5الطابق الثاني :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(2-6) أدناه :-

1. غرفة الاتصالات والملفات
2. غرفة تصوير
3. مخزن
4. غرف التقارير والطابعات
5. غرفة الملحق العسكري
6. حمامات
7. مطبخ
8. غرفة سرية لاغراض السفارة
9. مكتب السفير والسكرتارية التابعة له
10. غرفة نائب السفير
11. قاعات خاصة الاستعمل.



شكل(2-6):- مخطط الطابق الثاني.

***- توزيع المساحات على الطوابق**

الطابق	التسوية الثاني	التسوية الاول	الأرضي	الأول	الثاني
المساحة (م ^{2})	630	1600	1710	1635	1150

2-3-2 وصف الواجهات :-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمم), شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال , حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات, وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين.

2-3-2-1الواجهة الجنوبية :-

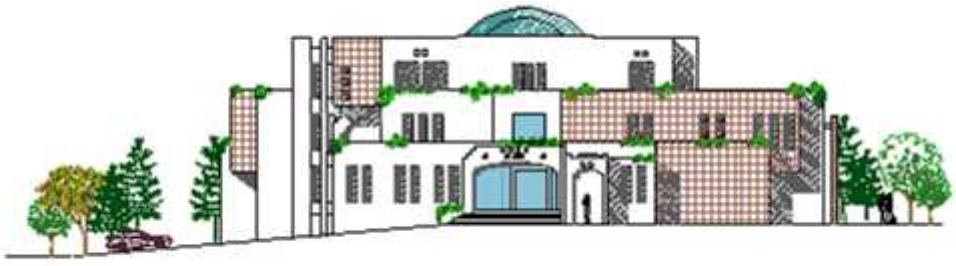
وهي الواجهة التي تقابل الشارع الرئيسي,وتعد الواجهة الامامية والرئيسية للمبنى , وتطل على حديقة رئيسية, ويظهر فيها ثلاثة مناسيب, المنسوب الأول منسوب طابق الأرضي, و المنسوب الثاني منسوب الطابق الأول , و المنسوب الثالث منسوب الطابق الثاني حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة .تحتوي هذه الواجهة على مدخل رئيسي للسفارة , كما يبين الشكل (2-7).

شكل (2-7)

2-2-3-2 الواجهة الشرقية :-

تحوي هذه على المدخل الرئيسي لموظفي السفارة وتحوي على منسوبين هما منسوب الطابق الأول والثاني تتضمن بروزات معمارية جميلة تظهر في الطابقين الأول والثاني,من اهمها القباب والاقواس التي تعطي الواجهة جمالا يتناسق مع طبيعة المبنى , كما يبين الشكل (2-8) و (2-9) .

شكل (2-8)



شكل (2-9)

2-3-2-3 الواجهة الشمالية :-

تحوي هذه الواجهة على مدخل فرعي للموظفين وكذلك المراجعين ويظهر منسوب الطابق الأول والثاني والثالث,وتتميز بانها واجهة المبنى بالاتجاه الطويل,حيث يظهر من خلالها فن العمارة,والاشكال التي تضفي جمالا على المبنى , كما يبين الشكل (2-10) و (2-11).

شكل (2-10)

شكل (2-11)

2-3-2-4 الواجهة الغربية :-

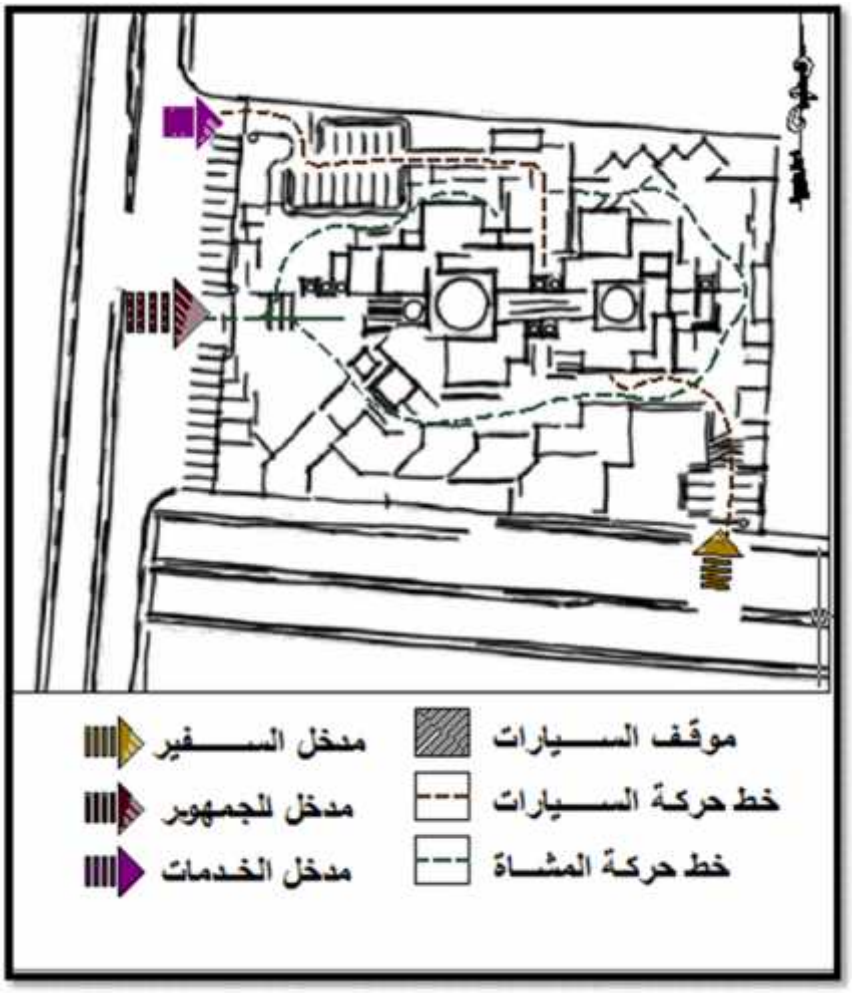
تحوي على مدخل فرعي يصل الطابق الأول مباشرة وتحوي على منسوب الطابق الأول والثاني ,وتتميز بممر مسقوف بقباب وبجانبه سور منسوب من التراث الفلسطيني , كما يبين الشكل (2-12) .

شكل (2-12)

3-3-2 الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى السفارة و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية, الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه.

الشكل(2-13) يوضح بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام .



شكل (2-13)

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

المحتويـــــــــات

3-1مقدمة.

3-2 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية.

3-3-1 الأحمال و تصنيفها .

3-3-1-1الأحمال الميتة.

3-3-1-2 الأحمال الحية.

3-3-1-3الأحمال البيئية .

3-4 الإختبارات العملية

3-5 العناصر الإنشائية المستخدمة

3-5-1العقدات .

3-5-2الجسور .

3-5-3الأعمدة.

3-5-4الجدران الحاملة (جدران القص).

3-5-5 الأسلسات.

3-5-6الأدراج.

3-5-7 الجدران الإستنادية .

3-5-8فواصل التمدد .

3-1 مقدمة :-

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه , و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فبعد التجول الموجز في الجانب المعماري للسفارة , و التعرف على مقتضياتها الجمالية , كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي , ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة للسلامة و الأمان .

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية , و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية , و التعرف عليها و على ماهية عملها , و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها , مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

3-2هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي , هو ولادة منشأ متكامل و مترابط , يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها , من أحمال حية و ميتة و بيئية , و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية , لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب, في المكان المناسب , القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع منلسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله , من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد)(Deflection و تجنب التشققات Cracks) تشوه المبنى معمارياً , و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي , تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها , لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية , و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

3-3-1 الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها في المنشأ إلى :-

1- الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

2- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا في جانب الحساب الإنشائي, يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق , فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشأ وهذه الأحمال هي:

1)الأحمال الميتة.

2) الأحمال الحية.

3)الأحمال البيئية.

3-3-1-1الأحمال الميتة :-

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القصارة	22
6	الرمل	16

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3-3-1-2الأحمال الحية :-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المباني العامة	5.0
3	الأدراج	4.0
4	المطاعم	5.0
5	المباني السكنية	2.5

الجدول (3-2) الأحمال الحية

3-3-1-3الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادر من المصادر الطبيعية و هي :-

1) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

2) الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3) الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم.

3-4 الاختبارات العملية :-

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

5-3 العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض , لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة , منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

3-5-1 العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية **التي تقوم بنقل** القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة , منها مايلي :

1. **العقدات المصمتة** Solid Slabs .
2. **العقدات المفرغة** Ribbed Slabs .

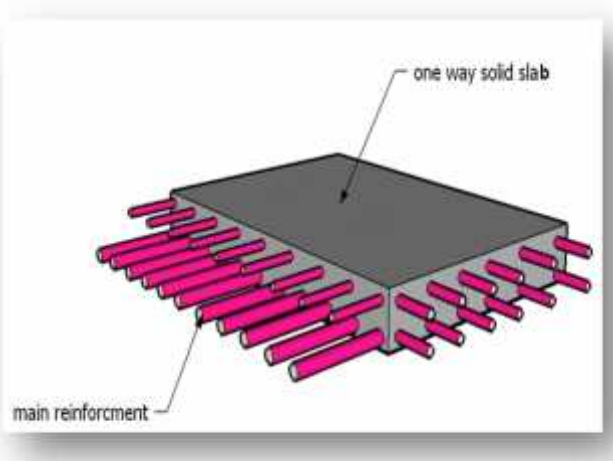
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- **عقدات مفرغة في اتجاه واحد** One Way Rib Slabs .
- **عقدات مفرغة في** اتجاهين Tow Way Rib Slabs .
- **العقدات المصمتة** solid slabs

3-5-1-1 العقدات المصمتة Solid Slabs:-

وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

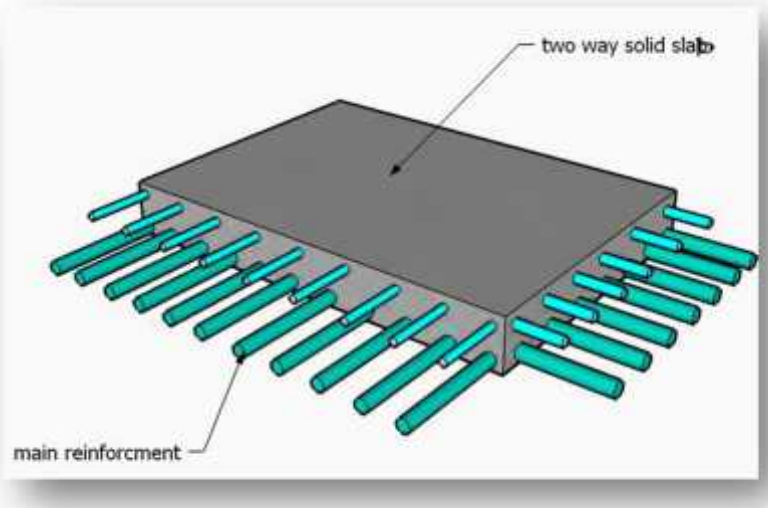
أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (3- 1) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .



الشكل (3 - 2) عقدة مصمتة باتجاهين .

3-5-1-2 العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

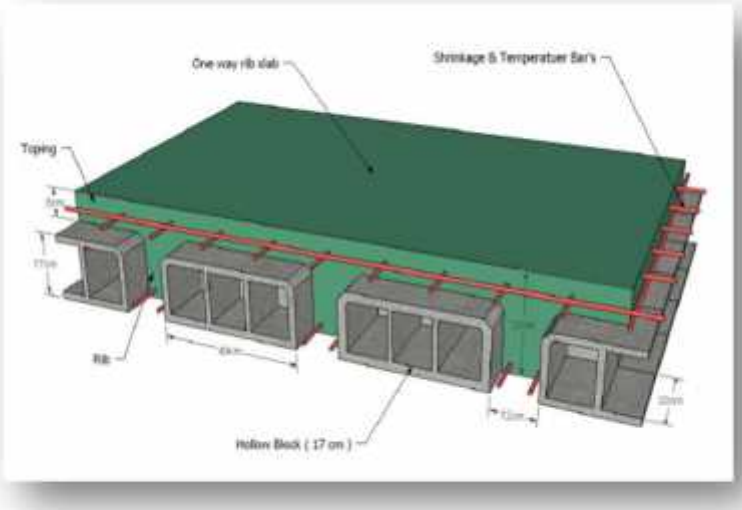
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

3- 5-1- 2 - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

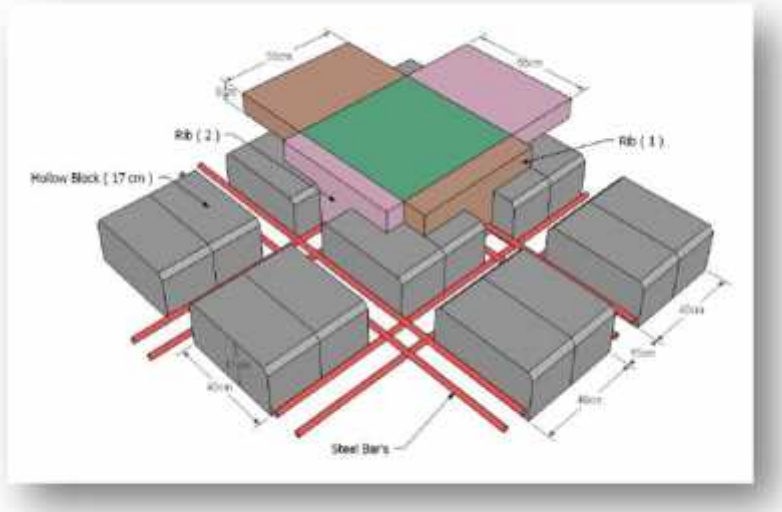
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة , وتستخدم لبحور طويلة, ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج , وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3- 3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3- 5-1- 2 -ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا , خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من 6م .



الشكل (3 – 4) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

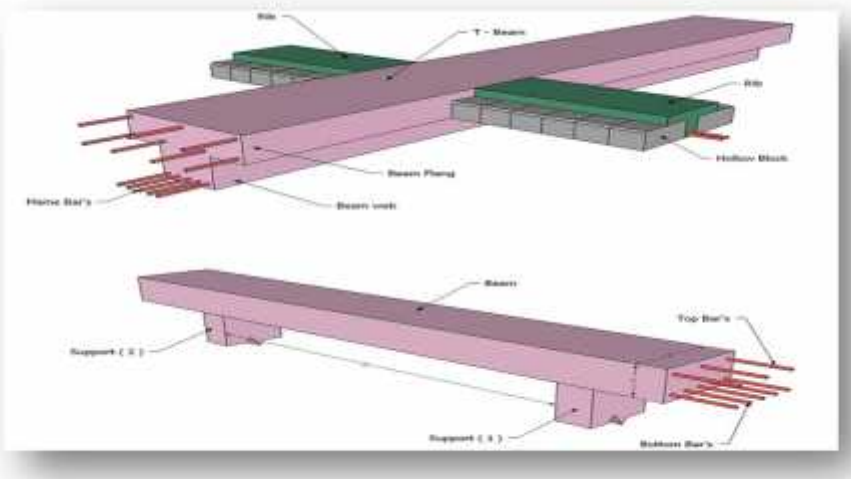
3-5-2 الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية , تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة لتقوم بنقلها إلى الأعمدة, و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

1. **الجسور المستورة** : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
2. **الجسور الساقطة** (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T-section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل القوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).

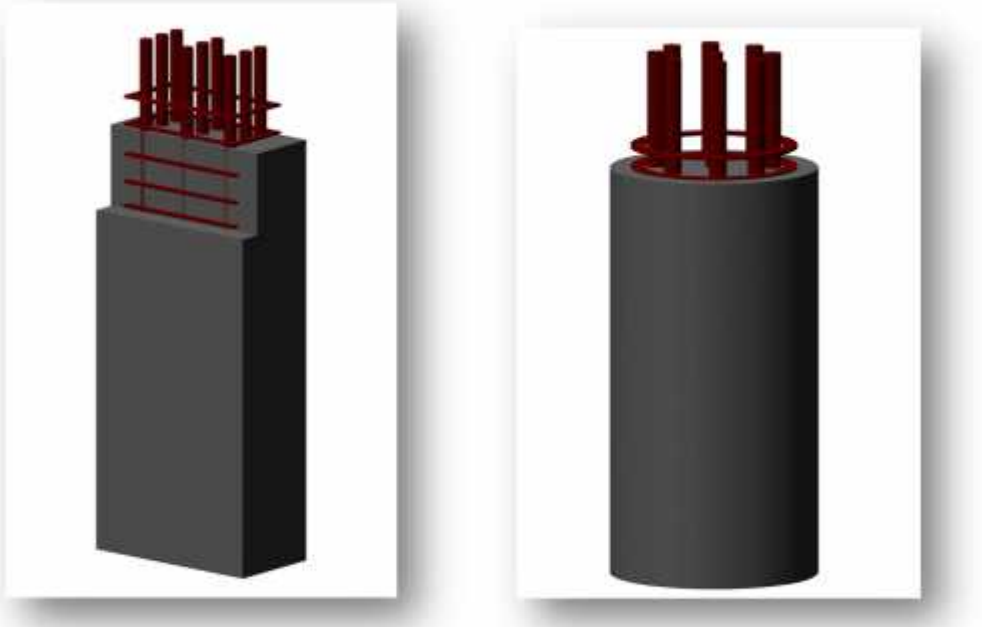


الشكل (3- 5) أشكال الجسور .

3-5-3 الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



3 -6-أ عمود دائري **3 -6-ب عمود مستطيلي**

الشكل(3 –6) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

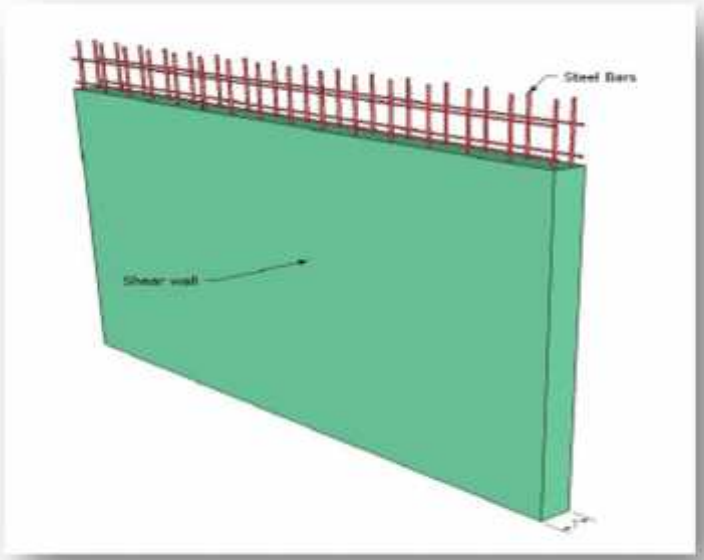
3-5-4جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه **الجدران** على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين م**ركز المقاومة الذي** تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشك**ل مدروس في كامل المبنى**, وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3 - 7) جدار القص

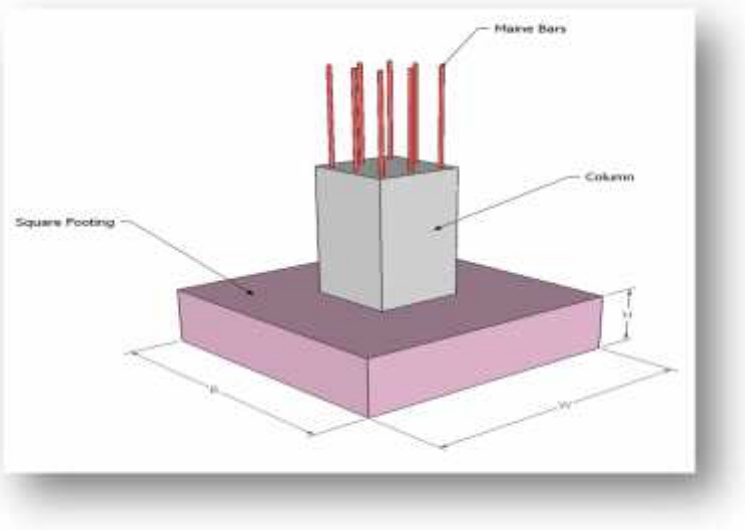
5-5-3 الأساسات (Foundations) :-

وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

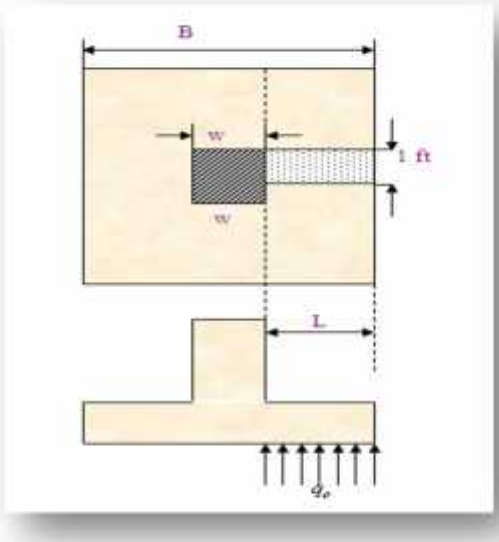
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

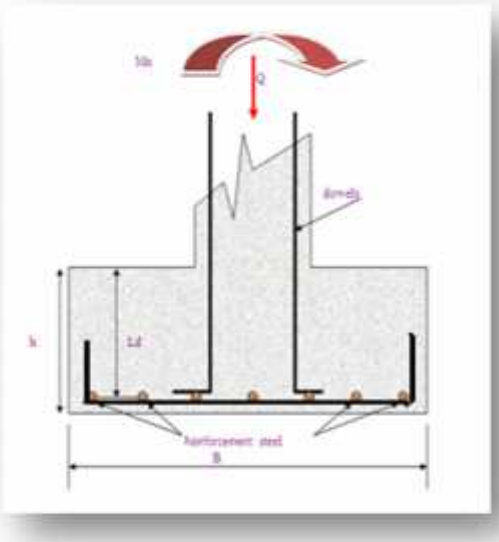
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(**Deep Foundation**).



الشكل (3-8أ) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (3-8ب) مسقط أفقي للأساسات

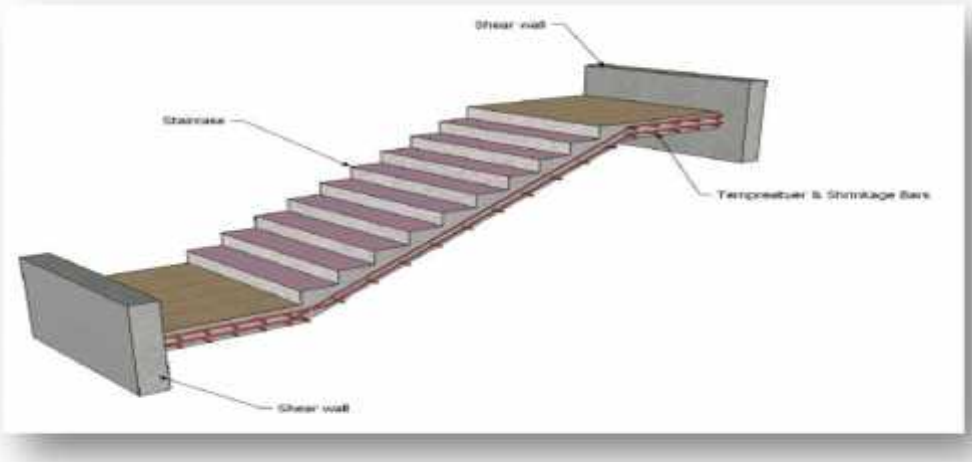


الشكل رقم (3-8جـ) مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (3 – 8ب)، (3-8.جـ) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق **العمود** ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

6-5-3 الأدراج (Stairs) :

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على **أرجاء المشروع**.



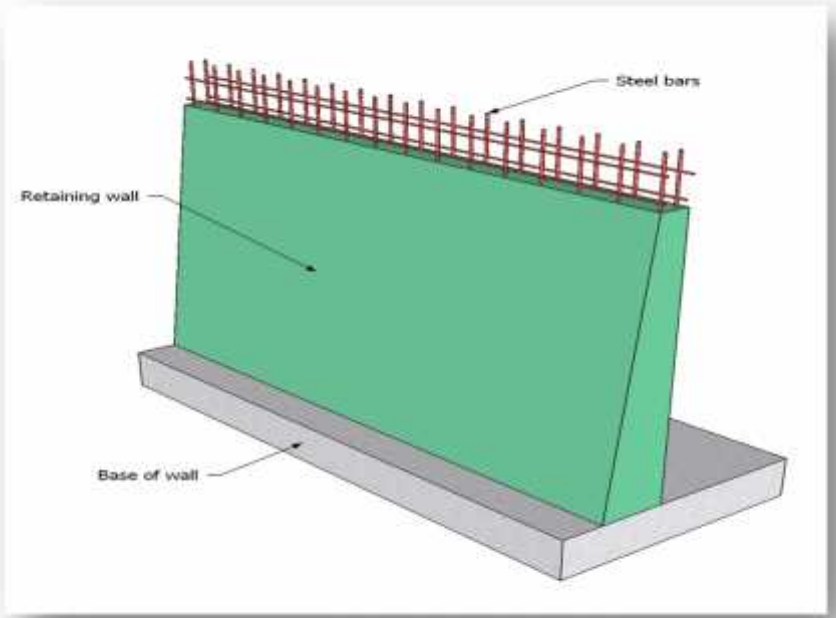
الشكل (3 - 9) مقطع توضيحي في الدرج .

3-5-7الجدران الإستنادية (Retaining Walls):-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (3 - 10) جدار استنادي

8-5-3 فواصل التمدد(Expansion Joints):-

تنفذ في كل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات . وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

1. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:
   - (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
   - (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
   - (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
   - (28m) في المناطق الجافة.

2. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .