

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمستشفى في مدينة دورا

فريق العمل

منتصر محمد عمرو

عبدالقادر ياسر سليمان

إشراف :  
د. نافز ناصر الدين  
فلسطين - الخليل  
أيار - 2013 م

# شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى في مدينة دورا

فريق العمل

منتصر محمد عمرو

عبدالقادر ياسر سليمان

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

الاسم : د. غسان الدويك

.....

توقيع مشرف المشروع

الاسم : د. نافز ناصر الدين

.....

أيار - 2013

## الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

الأم الحنونة التي سهرت الليالي والى الأب الغالي

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا المشروع, جامعة بوليتكنك فلسطين,  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب, أساتذتنا الأفاضل  
إلى الدكتور الفاضل نافز ناصر الدين .

إلى من هم أكرم منا جميعا, الشهداء الذين ضحوا بحياتهم من اجل الوطن  
إلى الأحرار خلف القضبان, الأسرى البواسل الذين ضحوا بحريتهم من اجل الوطن

إلى رفاق الدرب والأصدقاء, الذين تابعوا هذا المشروع خطوة بخطوة

فريق العمل

تقرير مشروع التخرج  
التصميم الإنشائي لمستشفى في مدينة دورا

فريق العمل  
عبدالقادر ياسر سليمان  
منتصر محمد عمرو

المشرف  
د. نافز ناصر الدين

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا  
جامعة بوليتيكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على  
درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتيكنك فلسطين  
الخليل – فلسطين

أيار – 2013

## الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما و يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنولوجيا,  
ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال  
الغد.

جميع الأساتذة في الجامعة ونخص بالذكر الدكتور نافذ ناصر الدين والذي  
بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً.

فريق العمل

## خلاصة المشروع

### التصميم الإنشائي لمستشفى في مدينة دورا

فريق العمل

منتصر محمد عمرو

عبدالقادر ياسر سليمان

### جامعة بوليتكنك فلسطين - 2013

المشرف

د. نافز ناصر الدين

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لمستشفى في مدينة دورا.

والمشروع هو مستشفى في مدينة دورا يتكون من 3 طوابق وطابق التسوية الأرضية بمساحة كلية تقارب 7400 م<sup>2</sup>. ويحتوي المبنى غرف المرضى والخدمات وغرف الدكاترة والمرضى وأقسام الإدارة والخدمات الصحية المختلفة اللازمة للمستشفى، ويحتوي على مدخل للطوارئ وموقف خاص للسيارات.

وهذا المبنى سوف يتم تصميمه "إنشائياً" باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضاً المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى".

Abstract

## **The Structural Design of Hospital in Dura City.**

Work Team

Abdalqader Yasser Suliman

Montaser Mohammad Amro

**Palestine Polytechnic University – 2013**

Supervisor:

Dr. Nafez Naser Aldean

The purpose of this project is the structural design of Hospital in Dour City .

The structural design of the building will be carried out according to the Jordanian code and to the ACI-318-code.

The structural design composed of analysis and design of the several structural members and all of the plans needed to complete the construction.

## الفهرس

العنوان	الصفحة
صفحة الغلاف	(i)
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	(ii)
الأهداء	(iii)
تقرير مشروع التخرج	(iv)
الشكر و التقدير	(v)
خلاصة المشروع	(vi)
Abstract	(vii)
الفصل الأول	(1)

- 1-1 المقدمة (2)
- 2-1 مشكلة المشروع (2)
- 3-1 أهداف المشروع (3)
- 4-1 فصول المشروع (3)
- 5-1 اجراءات المشروع (3)
- 6-1 هيكلية المشروع ومسلّماته (4)



## الفصل الثاني----- (5).

- 1-2- المقدمة----- (6).
- 2-2- لمحة عامة عن المشروع----- (7).
- 3-2- موقع المشروع----- (7).
- 4-2- أهمية الموقع----- (9).
- 5-2- حركة الشمس والرياح----- (10).
- 6-2- توزيع عناصر المشروع----- (11).
- 1-6-2- طابق التسوية----- (11).
- 2-6-2- الطابق الأرضي----- (12).
- 3-6-2- الطابق الأول----- (13).
- 4-6-2- الطابق الثاني----- (14).
- 7-2- وصف الواجهات----- (15).
- 1-7-2- الواجهة الشمالية----- (15).
- 2-7-2- الواجهة الجنوبية----- (16).
- 3-7-2- الواجهة الشرقية----- (16).
- 4-7-2- الواجهة الغربية----- (17).

## الفصل الثالث----- (18).

- 1-3- المقدمة----- (19).
- 2-3- هدف التصميم الإنشائي----- (19).

- 3-3- الدراسات النظرية والتحليل وطريق العمل-----.(20).
- 4-3- الاختبارات العملية-----.(20).
- 5-3- الأحمال-----.(20).
- 3-5-1- الأحمال الرئيسية-----.(21).
- 3-5-1-1 الأحمال الميتة-----.(22).
- 3-5-1-2 الأحمال الحية-----.(22).
- 3-5-1-3 الأحمال البيئية-----.(23).
- 3-5-2- الأحمال الثانوية-----.(25).
- 3-5-2-1 أحمال الانكماش والتمدد-----.(25).
- 3-6- العناصر الانشائية-----.(25).
- 3-6-1- العقدات-----.(27).
- 3-6-2- الجسور-----.(30).
- 3-6-3- الأعمدة-----.(32).
- 3-6-4- جدران القص-----.(33).
- 3-6-5- فواصل التمدد-----.(34).
- 3-6-6- الأساسات-----.(34).
- 3-6-7- الأدراج-----.(36).
- 3-6-8- الجدران الإستنادية-----.(37).
- 3-7- برامج الحاسوب المستخدمة-----.(38).

Title	Page
-------	------

4-Chapter Four-----	(39).
4-1-Introduction-----	(40).
4-2-Factored load-----	(41).
4-3-Determination of thickness for one way Ribbed slab-----	(41).
4-4-Load calculation for One way Ribbed slab-----	(42).
4-5-Design of topping-----	(44).
4-6-Design of rib (109)-----	(46).
4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 109)-----	(47).
4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 109) -----	(51).
4.6.3 Design of shear for (Rib 109 ) -----	(53).
4-7-Design of Beam (B129) -----	(54).
4-7-1- Load calculation for beam (B129)-----	(54).
4-7-2- Check rectangular section or T-section for (B129)----	(56).
4-7-3- Check single section or Doubly section for (B291) ---	(56).
4-7-4-Design of negative moment of beam (B129)-----	(56).
4-7-5-Design of positive moment of beam (B129)-----	(58).
4-7-6-Design of shear for beam (B291)-----	(71).

4-8-Design of rib Tow way Ribbed slab-----	(64).
4.8.1 Load Calculation-----	(64).
4.8.2 Design of Moment (M11) in X direction-----	(65).
4.8.3 Design of Moment (M22) in Y direction-----	(67).
4.8.4 Design of Shear-----	(69).
4-9-Design of One way Solid slab -----	(70).
4-9-1- Determination of Load-----	(70).
4-9-2- Design of Reinforcement-----	(71).
4-9-3-Design of Secondary Reinforcement-----	(72).
4-9-4-Design of Shear-----	(72).
4-10-Design of Long Column in Ground Floor (C11)-----	(73).
4.10.1 Load Calculation-----	(73).
4.10.2 Check Slenderness Effect-----	(73).
4.10.3 Design of Stirrups-----	(75).
4-11-Design of Stair (2)-----	(76).
4-11-1- Determination of slab thickness-----	(76).
4-11-2- Load Calculation-----	(76).
4-11-3- Design of Shear for Flight-----	(78).
4-11-4-Design of bending moment for Flight-----	(78).

4-11-5-Design of Landing-----	(80).
4-11-6-Design of shear for Landing-----	(81).
4-11-7-Design of bending moment for Landing-----	(81).
4-12-Design of Basement Wall-----	(83).
4.12.1 Load Calculation -----	(83).
4.12.2 Design of bending Moment -----	(84).
4.12.3 Check for shear -----	(85).
4-13-Design of Isolated Footing -----	(86).
4-13-1- Area of Footing-----	(86).
4-13-2- Depth of Footing-----	(86).
4-13-3- Design of Flexural Reinforcement-----	(87).
4-13-4-Development Length of Flexural Reinforcement-----	(88).
4-13-5- Development Length of Column Reinforcement -----	(88).
4-13-6-Dowels Design-----	(88).
4-13-7-Lap Splice of Column-----	(88).
4-14-Design of Mat Foundation for Well-----	(90).
4.14.1 Design of Shear-----	(90).
4.14.2 Design of bending Moment -----	(91).

4-15-Design of Shear Wall-----	(94).
4-15-1- Design of Shear-----	(94).
4-15-1-1- Design of Horizontal Reinforcement-----	(94).
4-15-1- 2-Design of Vertical Reinforcement-----	(96).
4-15-2- Design of bending Moment -----	(96).

(97)-----	الفصل الخامس
-----------	--------------

(98)-----	1-5- الاستنتاجات
(98)-----	2-5- التوصيات
(99)-----	المصادر و المراجع
(100)-----	الملاحق

## فهرس الجداول

العنوان	الصفحة
(1-1) الجدول الزمني للمشروع-----	(4).
(1-3) جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الانشائية-----	(22).
(2-3) جدول الأحمال الحية-----	(23).
(3-3) جدول أحمال الثلوج-----	(24).
(4-3) جدول سرعة الرياح-----	(24).

Table	Page
-------	------

(4-1) Calculation of dead load for one way solid slab----- (43).

(4-2) Calculation of dead load for topping----- (44).

(4-3) Calculation of the total dead load for beam (B129)----- (54).

## فهرس الأشكال

العنوان	الصفحة
(1-2) موقع قطعة الأرض-----	(8).
(2-2) مخطط موقع المبنى-----	(9).
(3-2) حركة الشمس والرياح-----	(10).
(4-2) المسقط الأفقي لطابق التسوية-----	(11).
(5-2) المسقط الأفقي للطابق الأرضي-----	(12).
(6-2) المسقط الأفقي للطابق الأول-----	(13).
(7-2) المسقط الأفقي للطابق الثاني-----	(14).
(8-2) الواجهة الشمالية-----	(15).
(9-2) الواجهة الجنوبية-----	(16).
(10-2) الواجهة الشرقية-----	(16).
(11-2) الواجهة الغربية-----	(17).
(1-3) انتقال الأحمال-----	(21).
(2-3) رسم توضيحي للعناصر الانشائية-----	(26).
(3-3) عقدة مصمتة باتجاه واحد-----	(27).
(4-3) عقدة مصمتة باتجاهين-----	(28).
(5-3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد-----	(29).
(6-3) عقدات العصب ذات الاتجاهين-----	(30).
(7-3) الجسور المسحورة والساقطة-----	(31).
(8-3) الأعمدة المستخدمة-----	(32).
(9-3) جدار القص-----	(33).
(10-3) شكل الأساس المنفرد-----	(35).



(35)-----	مسقط أفقي للأساس	(11-3)
(35)-----	مقطع طولي في الأساس	(12-3)
(36)-----	مقطع توضيحي في الدرج	(13-3)
(37)-----	جدار استنادي	(14-3)

Figure	page
--------	------

(4-1) Rib (109) in the Ground floor-----	(41).
(4-2) One way ribbed slab-----	(42).
(4-3) Topping of slab-----	(44).
(4-4) Spans diagram for rib (109)-----	(46).
(4-5) Moment diagram of rib (109)-----	(46).
(4-6) Shear diagram of rib (109)-----	(46).
(4-7) Beam Geometry-----	(55).
(4-8) Beam moment envelop factored values-----	(55).
(4-9) Beam shear envelop factored values-----	(55).
(4-10) Tow way Ribbed slab-----	(64).
(4-11) Slab resultant (M11)diagram-----	(65).
(4-12) Slab resultant (M22)diagram -----	(67).
(4-13) Slab resultant (V23)diagram -----	(69).
(4-14)Solid slab geometry-----	(70).
(4-15) Solid slab moment values-----	(70).
(4-16) Solid slab shear values-----	(71).
(4-17) Column section-----	(73).

(4-18) Interaction Diagram-----	(75).
(4-19) Stair plan-----	(76).
(4-20) Load , moment , shear on flight-----	(78).
(4-21) Load , moment , shear on landing -----	(80).
(4-22) Basement wall-----	(83).
(4-23) Static system of basement wall-----	(83).
(4-24) Shear and moment for basement wall-----	(84).
(4-25) One way shear for footing-----	(86).
(4-26) Tow way shear for footing-----	(87).
(4-27) Section of isolated footing-----	(89).
(4-28) Plan of isolated footing-----	(89).
(4-29) Mat footing-----	(90).
(4-30) Shear in (X) direction-----	(90).
(4-31) Shear in (Y) direction -----	(91).
(4-32) Moment in (X) direction-----	(92).
(4-33) Moment in (Y) direction-----	(92).
(4-34) Moment and shear diagram for shear wall-----	(94).

## ***List of Abbreviations***

- $a$  = depth of equivalent rectangular stress block, cm.
- $a_b$  = depth of equivalent rectangular stress block at balanced condition, cm.
- $a_{\max}$  = depth of equivalent rectangular stress block at maximum ratio of tension – reinforcement , cm
- $A_c$  = area of concrete section resisting shear transfer.
- $A_g$  = Gross area of section.
- $A_v$  = area of shear reinforcement within a distance (S).
- $A_T$  = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- $A_s$  = area of tension reinforcement ,cm<sup>2</sup>
- $A'_s$  = area of reinforcement at compression side , cm<sup>2</sup>
- $b$  = width of beam in rectangular beam section , cm
- $b_e$  = effective width of flange in T-section beam, cm.
- $b_w$  = width of web for T-section beam, cm.
- $C_c$  = compression force in equivalent concrete block.
- $C_s$  = compression force in compression reinforcement.
- $d$  = distance from extreme compression fiber to centroid of tension – side reinforcement.
- $d'$  = distance from extreme compression fiber to centroid of compression-side reinforcement.
- $E_s$  = modulus of elasticity of reinforcement ,MPa
- $f'_c$  = specified compressive strength of concrete.
- $f_y$  = specified tensile strength of reinforcement.
- $M_n$  = nominal bending moment.
- $M_u$  = factored (ultimate) bending moment.
- $R_u$  = coefficient of resistance.
- $t$  = slab thickness in T-section beam, cm.
- $\beta_1$  = factor as defined by ACI 10.2.7.3.
- $\epsilon'_s$  = strain in compression – side reinforcement.
- $\epsilon_y$  = yield strain of reinforcement.
- $\rho$  = ratio of tension reinforcement.
- $\rho_b$  = ratio of tension reinforcement at balanced condition.
- $\rho_f$  = ratio of reinforcement equivalent to compression force in slab of T-section beam.
- $\rho_{\max}$  = maximum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.3.3.

- $\rho_{\min}$  = minimum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.5.1.
- $\rho_{req'd}$  = required ratio of tension reinforcement.
- $\phi$  = strength reduction factor.
- $DL$  = dead load.
- $h$  = overall thickness of member.
- $I$  = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- $L_n$  = 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 Load.
- $Ld$  = development length.
- $Lw$  = length of wall.
- $M$  = bending moment.
- $P_n$  = nominal axial load.
- $P_u$  = factored axial load.
- $S$  = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_C$  = nominal shear strength provided by concrete.
- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_S$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete .( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )
- $W$  = width of beam or rip.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $d$  = flexural depth of the beam, cm.
- $L$  = beam clear span, from support face to other support face.
- $N$  = number of stirrups required within a given segment of the beam.
- $N_1$  = number of legs for each stirrup.
- $V_{sb}$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement at the section where  $V_s$  is the max permitted by ACI 11.12.1. Locating of this section is needed to define which maximums provisions applies.
- $V_{sreq'd}$  = required nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_{ud}$  = factor shear force at distance  $d$  from the face of the support.
- $V_{u req'd}$  = factored shear force at the mid- span of the beam, will not be zero if the beam is partially loaded with superimposed loads.
- $\phi V_{n \max}$  = reduced shear strength of the beam section located a long the beam span where minimum shear reinforcement is required in accordance with.

- $X_b$  = the distance along the beam at which  $V_{sb}$  occurs. For any beam section within the distance  $X_b$ ,  $V_{sb}$  is based on 11.5.4.3, otherwise is based on 11.5.4.1,
- $X_{max}$  = distance from the face of the support along the beam span after which stirrups shall be placed with the maximum spacing per. 11.5.4.1 and 11.5.4.3
- $E_c$  = modulus of elasticity of concrete ,MPa , see 8.5.1
- $EI$  = flexural stiffness of compression member.
- $f_s$  = calculated stress in reinforcement at service load, MPa.
- $I_g$  = moment of inertia of gross concrete sectional about centroidal axis , neglecting reinforcement ,  $mm^4$
- $I_{se}$  = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section , $mm^4$
- $k$  = effective length factor for compression member.
- $M_1$  = smaller factor end moment on a compression member .positive if member is bent in single curvature, negative if bent in double curvature mm-n.
- $M_2$  = larger factored end moment on compression member ,always positive , mm-2
- $P_b$  = nominal axial load strength at balanced strain condition. See 10.3.2, N.
- $P_c$  = critical load, see Eq.(10-10),N.
- $P_n$  = nominal axial load strength at given eccentricity, N.
- $P_o$  = nominal axial load strength at zero eccentricity, N.
- $P_u$  = factored axial load at given eccentricity,  $N \leq \phi P_n$  .
- $r$  = radius of gyration of cross section of a compression member ,mm
- $\delta_{ns}$  = moment magnification factor for frames not braced against sides way, to reflect of member curvature between ends of compression member.
- $R1$ : *rib1* .
- $B1$ : *beam1*
- $R.W$ : *Retaining wall*.
- $B.W$ : *Basement wall*.



## الفصل الأول

# (1)

## المقدمة

---

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 حدود مشكلة المشروع.

4-1 هيكلية المشروع ومسلماته.

5-1 فصول المشروع.

6-1 إجراءات المشروع.

## 1-1 المقدمة:-

نحن هنا في فلسطين كمجتمع نام مقبلون على مرحلة في التطور أوجبت علينا أن نبدأ الآن وبشكل متسارع في إحداث تغييرات محورية في معظم نواحي الحياة , فكان الواجب لفت النظر الى عنصر واجب مراعاته في هذه التغييرات ألا وهو مراكز المشافي والمراكز الصحية ، فالمستشفيات هي من أهم ما يحتاج إليه مجتمعنا حيث بناء المجتمع والتقدم به والحفاظ على الصحة والسلامة العامة في المجتمع .

وبالرغم من تقدم العالم في هذا المجال إلا أننا لا نزل نفقتر بشكل واضح الى التطور الطبي والتقني من المشافي والاجهزة الطبية المتخصصة , كما أن مدينة دورا والتي يقارب عدد سكانها 85 ألف نسمة لا تحتوي على أي مستشفى. لذلك كان من الضروري القيام بمثل هذا المشروع لأهميته الكبيرة .

ويسعى المستشفى الى تقديم الخدمات الى أكبر عدد ممكن من المواطنين في مدينة دورا بشكل خاص وجنوب الخليل بشكل عام, حيث أنه مستشفى عام ويحتوي على العديد من الأقسام الطبية التي تقدم العديد من الخدمات والعلاجات للعديد من الحالات المرضيه المختلفة التي تساعد في تسهيل حياة المواطنين وتوفير الراحة الصحية لهم .

## 1-2مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمستشفى الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والجسور والأعمدة ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .



## 1-3 أهداف المشروع:-

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

- 1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
- 2) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- 3) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- 4) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

## 1-4 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 .

## 1-5 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.

## 6-1 هيكليّة المشروع ومسلّماته :-

- 1) اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
- 2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe).
- 3) برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2012\2013)

المرحلة (الزمن المقترح (أسبوعياً)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢			
اختيار المشروع																																			
دراسة الموقع																																			
جمع المعلومات حول المشروع																																			
دراسة المبني معارياً																																			
دراسة المبني إنشائياً																																			
اعداد مقمّة المشروع																																			
عرض مقمّة المشروع																																			
التحليل الإنشائي																																			
التصميم الإنشائي																																			
اعداد مخططات المشروع																																			
كتابة المشروع																																			
عرض المشروع																																			

## الفصل الثاني

# (2)

## الوصف المعماري

---

1-2 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع.

5-2 حركة الشمس والرياح.

6-2 توزيع عناصر المشروع.

7-2 وصف الواجهات.

## 1-2 مقدمة :-

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواتمه، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها. وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً 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، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

وقد تم اختيار مدينة دورا لإقامة هذا المشروع وذلك للنمو الكبير والمتسارع الذي حصل في المدينة في الفترة الأخيرة وكمكان أنها تعتبر عاصمة لمنطقة جنوب الخليل، حيث سيقدم هذا المشفى خدماته لأهالي مدينة دورا ومنطقة جنوب الخليل حيث ان هذا المنطقة تقتدر الى مستشفى عام، وبذلك يساعد في تخفيف الضغط والعبء الصحي الواقع على مشافي مدينة الخليل ويساعد في تطوير الوضع الصحي بشكل عام في محافظة الخليل .

## 2-2 لمحة عامة عن المشروع :-

على مر العصور والأزمات فإن قوة أي دولة تعتمد وبشكل رئيسي اعتمادا مباشرا على ما لديها من مخزون علمي واطلاع على تطور الامم الأخرى , يبدو ذلك واضحا في كل قسما ت الحياة للمجتمع الذي تحتضنه تلك الدولة , فليس للاقتصاد من سبيل الى النجاح دون ان يركز على مكنون علمي يحقق من خلاله تقدمه , والامر سيات بالنسبة للسياحة والزراعة والملاحة والطيران والصناعة والصحة العامة وغيرها من جوانب الحياة العامة في المجتمع , كما أن لهذا العلم آثار يحققها مثل السهولة والراحة والانتاج الوفير على كل المستويات.

ولا يخفى على أحد الوضع الخاص الذي تعيشه فلسطين , لذلك فان هذا المشروع يعتبر حاجه مجتمعيه ملحه , ولأن الظروف القاسية التي يعيشها شعبنا جراء الاحتلال الاسرائيلي وقمعه المستمر لشعبنا وكذلك منع التطور العملي والطبي بكل الوسائل الممكنة , لذلك كان من الضروري انشاء هذا المشفى لخدمة وتطوير الوضع الصحي في فلسطين والمساعدة في مواجهة التحديات الناتجة عن الاحتلال والحصار وغيرها من الاسباب المجتمعية .

وقد تبلورت فكرة هذا المشروع كأحد المشاريع التي تهدف الى تطوير القطاع الصحي في فلسطين, حيث بلغ عدد المستشفيات العاملة في فلسطين خلال العام 2010 (76) مستشفى، يعمل (51) منها في الضفة الغربية بما فيها القدس الشرقية، وتشكل ما نسبته (67%) من مجمل المستشفيات العاملة في فلسطين.

و تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل أحد خريجي جامعة بوليتكنك فلسطين في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وهو مشروع في مادة التصميم المعماري (6) لطلبة العمارة في الجامعة .

## 2-3 موقع المشروع :-

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقد تم اختيار منطقة جبل أبو هلال في مدينة دورا لتنفيذ هذا المشفى حيث تمتاز هذه المنطقة بسهولة الوصول اليها وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض و وجود كافة الخدمات الرئيسية والبنى التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع , وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي 5000 م<sup>2</sup> .

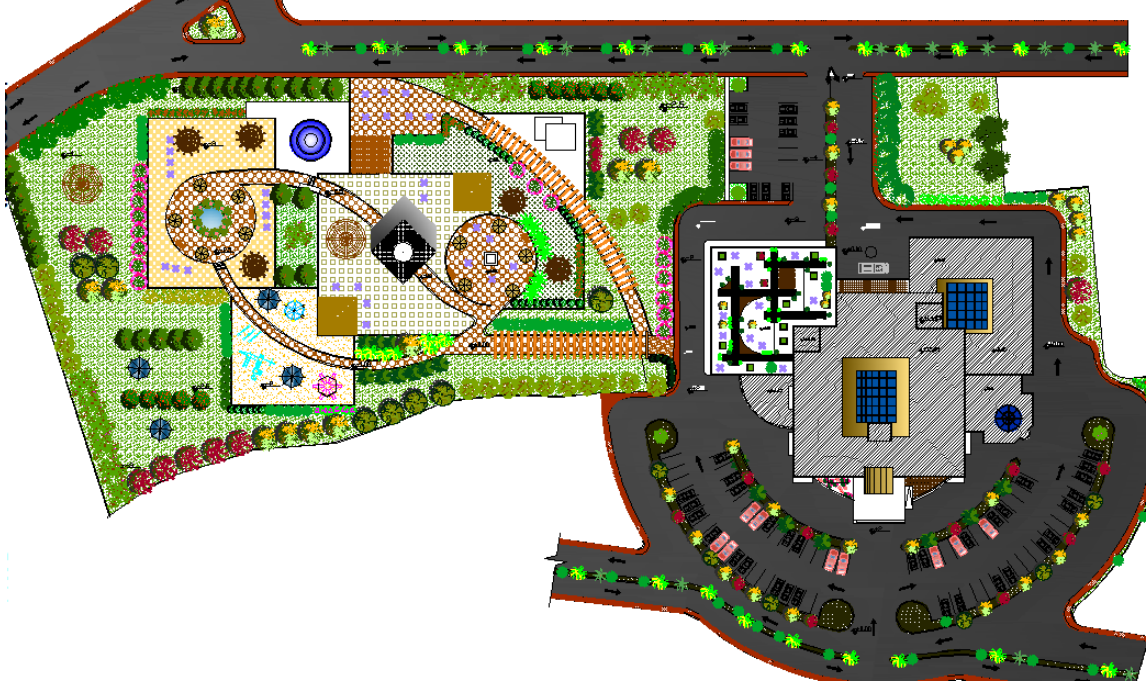
وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (1-2) ، و الشكل (2-2)، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية وحركة الشمس والرياح.



الشكل (1-2) موقع قطعة الأرض الخاصة بالمشروع

## 4-2 أهمية الموقع :-

ان مدينة دورا تعتبر التجمع السكاني الأكثر كثافة بعد مدينة الخليل في المحافظة بشكل عام , وقد تم اختيار هذا الموقع في مدينة دورا لسهولة الوصول اليه من مدينة دورا والمناطق المجاورة لها في جنوب الخليل حيث سيقدم خدماته بشكل رئيسي لسكان منطقة الجنوب في محافظة الخليل



الشكل (2-2) مخطط موقع المبنى .

وإن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية :-

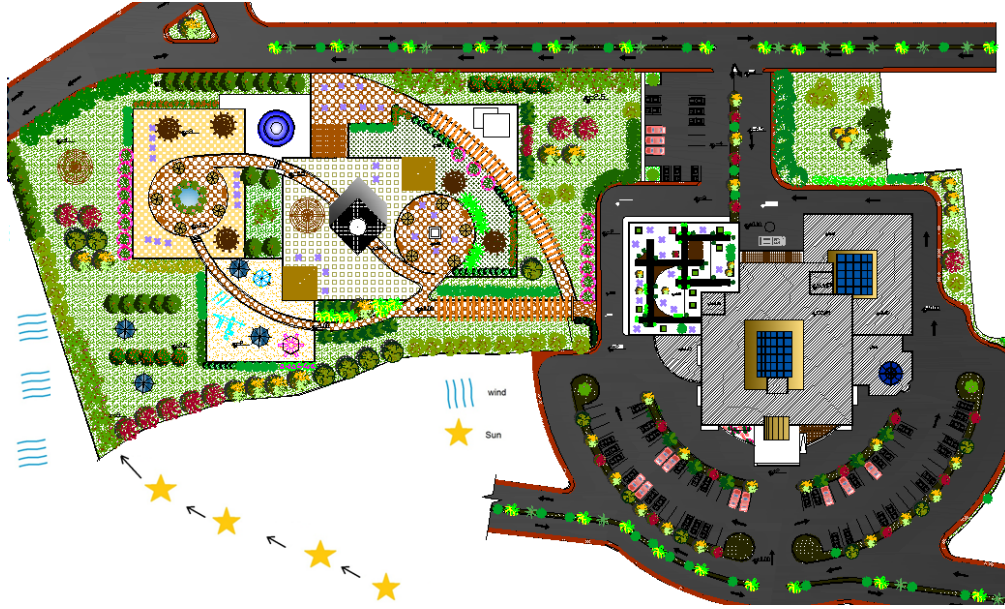
- (1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع , واستكمالاً لمشاريع التنمية في المدينة.
- (2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
- (3) حيوية المنطقة .
- (4) سهولة الوصول إلى الموقع.
- (5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

## 5-2 حركة الشمس والرياح :-

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة .

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

والشكل (3-2) ، يوضح تأثير هذه العوامل , تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل التالي :-



الشكل (3-2) حركة الشمس و الرياح

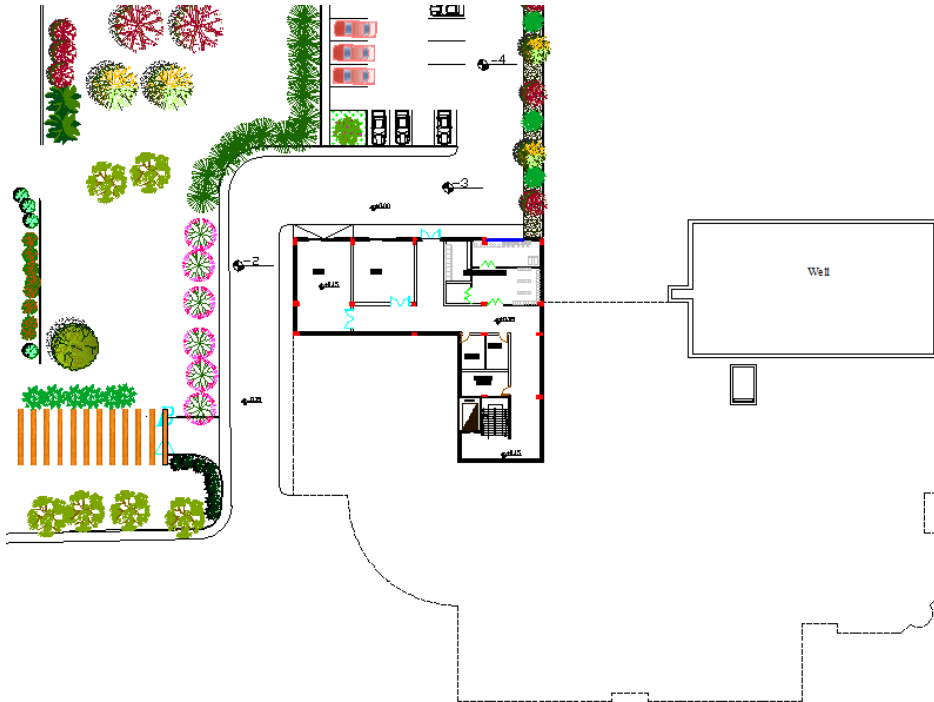


## 2-6 توزيع عناصر المشروع :-

المبنى في تركيبته الهندسية يتكون من جزء منتظم الأبعاد يأخذ شكل المربع مع وجود بعض التراجعات , وتتراوح المساحة الاجمالية لهذا المشفى حوالي ( 7400 م<sup>2</sup> ) موزعة على أربع طوابق, طابق التسوية والطابق الأرضي بالإضافة الى الطابق الأول والثاني .

### 1.6.2 طابق التسوية :-

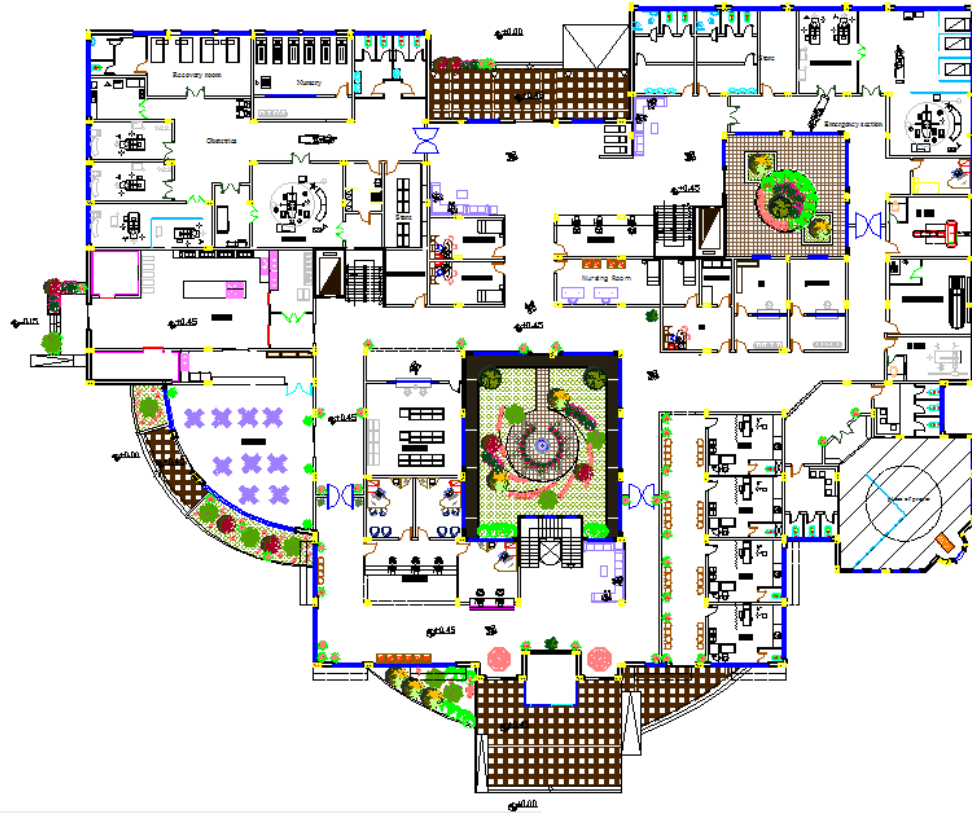
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ( 840 م<sup>2</sup> ) تقريبا, الشكل (2-4) ويحتوي هذا الطابق على بئر المياه والذي يعتبر المزود الرئيسي للمشفى بالمياه, ويعتبر طابق للخدمات الميكانيكية في المبنى بحيث يحتوي على مخزين منفصلين لتخزين الأدوات و المعدات المختلفة وكل ما هو ضروري للتخزين , ويوجد فيه أيضا غرف للغسيل والكوي للملانات وكل ما هو ضروري للتنظيف والترتيب والحفاظ على نظافة المشفى وجاهزيته المستمرة , ويحتوي على غرف للمولدات الكهربائية وأجهزة التكييف والتبريد التابعة للمشفى والتي تحافظ على درجة حراراه مناسبة صيفا وشتاء .



الشكل (2-4) المسقط الافقي لطابق التسوية .

## 2.6.2 الطابق الأرضي :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق ( 3100 م<sup>2</sup> ) تقريبا ، الشكل (2-5) و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، ويعتبر الطابق الرئيسي والأكبر مساحة في المبنى ويحتوي على المدخل الرئيسي للمشفى من الجهة الجنوبية وقسم للاستقبال ويوجد فيه عيادات الفحص للمرضى وصيدلية والكافتيريا الخاصة بالمشفى ومصلى للمراجعين والزائرين ، ويحتوي على غرف للأشعة وغرف للدكاترة والمرضى ، ومن الجهة الشمالية نجد مدخل الطوارئ وقسم الاستقبال الخاص به وغرف الطوارئ وغرف للعمليات وغرف الإقامة للمرضى وقسم للوحدات الصحية ، وكما يوجد المطبخ الخاص بالمشفى ، ويتم التنقل بين فعاليات هذا الطابق من خلال الممرات المختلفة والموزعة لتناسب الحركة في المشفى ، ويوجد فيه 3 أدراج للوصول الى الطوابق الأخرى في المبنى بحرية ودون ضغوط نظرا لتوقع كثرة المراجعين والحركة في مشفى عام .



الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الأرضي .

### 3.6.2 الطابق الأول :-

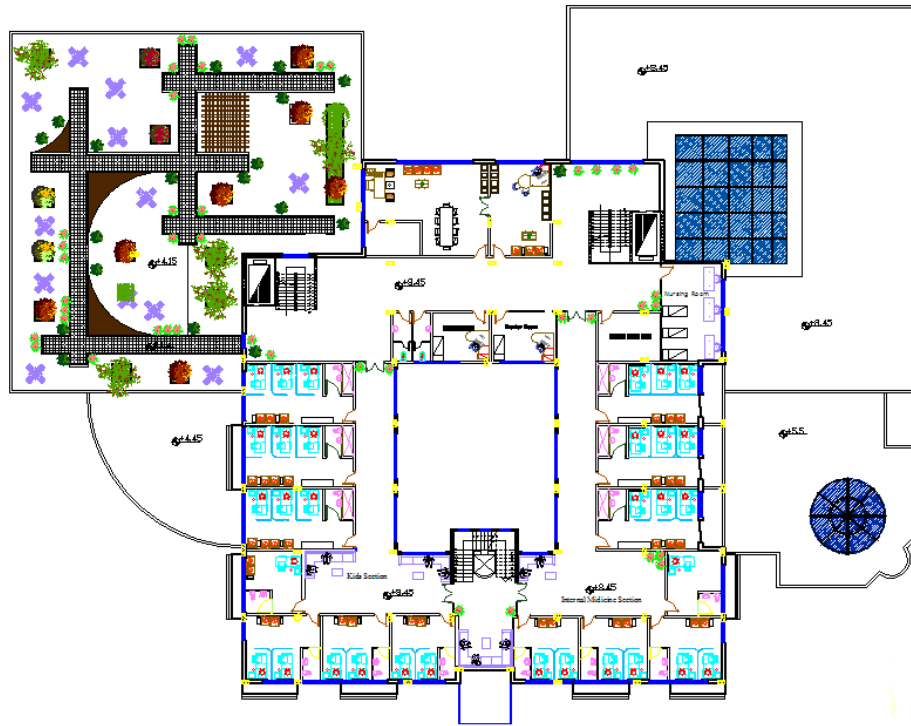
تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق ( 2060 م<sup>2</sup> ) تقريبا ، الشكل (2-6) ويحتوي هذا الطابق بشكل رئيسي على قسم لمرضى للجراحة وقسم للتوليد وذلك من خلال عدد من الغرف والأسرة التي تلبي العدد المتوقع لاستقباله , كما يوجد عدد غرف للعمليات وغرف للعناية المركزة في المشفى , ويحتوي على عدد من الغرف الخاصة بالدكاترة والمرضى في تلك الأقسام ويوجد غرف خاصة للتعليم, وكما أنه يحتوي على مخزن واسع لتخزين الأدوات والمعدات وقسم للوحدات الصحية , ويمكن من خلاله الدخول الى الاستراحة الخاصة بالمشفى والموجودة على الجانب الغربي من هذا الطابق وذلك بالقرب من قسم الاستقبال الخاص بهذا الطابق, ويوجد 3 أدراج رئيسية وذلك استمرارا لأدراج المبنى .



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الأول .

## 4.6.2 الطابق الثاني :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق ( 1400 م<sup>2</sup> ) تقريبا ، الشكل ( 2-7) ويعتبر الطابق الاخير في المبنى ويحتوي بشكل رئيسي على قسم الإدارة الرئيسية للمشفى وقسم للأطفال وقسم آخر للصحة العامة والطب الداخلي وما يلزمها من وحدات صحية ومناطق لجلوس المراجعين وقسم الاستقبال , وكما يوجد بعض الغرف التابعة للدكاتره والممرضين في هذه الأقسام , وتنتهي به الادراج الرئيسية في المبنى من خلال بيوت الدرج الخاصة بها .



الشكل ( 2-7 ) المسقط الأفقي للطابق الثاني .

## 7-2 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 تم استخدام الحجر الملطش وحجر المطبة بما يتناسب مع التصميم المعماري لتحقيق الجمال المعماري والفني للمبنى .

### 1.7.2 الواجهة الشمالية :-

تبين هذه الواجهة مدخل الطوارئ الخاص بالمشفى وتطل على موقف السيارات الفرعى للمشفى , وتحتوي على بعض التراجعات التي تبين تصميم المبنى معماريا ونلاحظ أنها مكونة من حجر البناء المستخدم بشكل رئيسي , الشكل (8-2).



الشكل (8-2) الواجهة الشمالية

## 2.7.2 الواجهة الجنوبية :-

وهي الواجهة الرئيسية في المبنى ويظهر أمامها مدخل المستشفى وموقف السيارات الرئيسي وتظهر الجمال المعماري للمشفى , وتتكون من حجر البناء والكتل الاسمنتية التي تحقق المنظر الجمالي في الواجهة , الشكل (9-2).



الشكل (9-2) الواجهة الجنوبية

## 3.7.2 الواجهة الشرقية :-

تطل هذه الواجهة بشكل مباشر على حدود قطعة الأرض المجاورة للمشفى ويظهر فيها قبة المسجد التابع للمشفى وفيها التراجعات الخاصة بالمبنى ظاهرة بشكل واضح لتعطي جمالا خاصا للمبنى وتتكون من الحجر ومن الكتل الاسمنتية البارزة , الشكل (10-2).



الشكل (10-2) الواجهة الشرقية

## 4.7.2 الواجهة الغربية :-

تطل هذه الواجهة على الحديقة التابعة للمشفى ويظهر فيها التراجعات المعمارية للمبنى ويمكن رؤية استراحة المشفى من خلال هذه الواجهة, كما أنها تعتبر حلقة الوصل بين المدخل الرئيسي للمشفى في الجهة الجنوبية ومدخل الطوارئ في الجهة الشمالية , وتتكون من الحجر المستخدم في البناء والكتل الإسمنتية البارزة , الشكل (11-2).



الشكل (11-2) الواجهة الغربية

## الفصل الثالث

# (3)

## الوصف الإنشائي

---

1-3 المقدمة.

2-3 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4-3 الاختبارات العملية .

5-3 الأحمال .

6-3 العناصر الإنشائية .

7-3 برامج الحاسوب المستخدمة.



### 1-3 مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه , فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت , هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها , مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية , بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

### 2-3 هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي ((Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08))، واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترايط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

- عامل الأمان ( Factor of Safety ): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

### 3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

### 4-3 الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

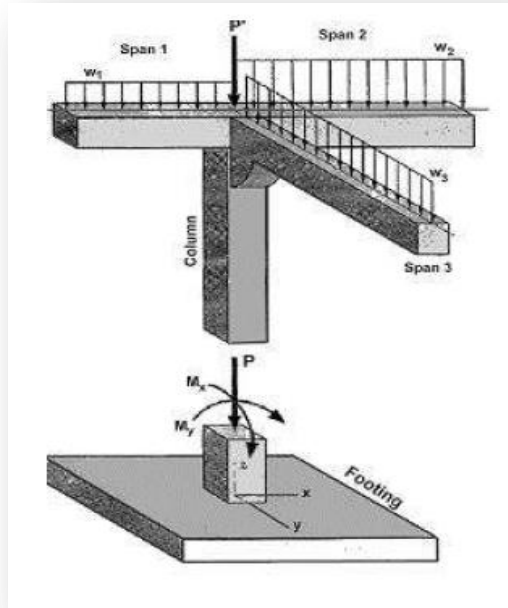
### 5-3 الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها , إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة , وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

### 1.5.3 الأحمال الرئيسية ( Main Loads ) , ومنها :

- (1) الأحمال الميتة (Dead Loads –DL) .
  - (2) الأحمال الحية (Live Load –LL) .
- وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .
- (3) الأحمال البيئية.



الشكل (1-3) : انتقال الأحمال .

### 1.1.5.3 1 الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائماً عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) , كالأوزان على مختلف أنواعها , سواء الأوزان الذاتية للمنشأ , أو أوزان العناصر الثابتة فوقها , وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى , أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً , ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية , و أعمال الأرضيات ,ومواد العزل ,و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج , و القصارة , و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم ( 3 - 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

جدول (3- 1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية (KN/m <sup>3</sup> ) S. Weight
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمال (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	(15-18)
5	طوب الأيتونغ (Yetong Block)	5
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطمم) (Backfill)	20
9	الحديد المصنع (الهيكلي) (Mild Steel)	78.5
10	السقف المستعارة (Ceiling)	0.10 KN/m <sup>2</sup>
11	التمديدات (Installation)	0.20 KN/m <sup>2</sup>

### 1.1.5.3 2 الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة , أو استعمالات أي جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة , وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

- 1) الأحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
- 2) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر , كاثاث البيوت , والقواطع , والأجهزة الكهربائية , والآلات الاستاتيكية غير المثبتة , و المواد المخزنة .

(3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده , مثلاً في الملاعب والصالات والقاعات العامة.

(4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

ويبين الجدول(2-3) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال والقوى الأردني :

جدول (2-3) الأحمال الحية في المباني المختلفة :-

رقم البند	نوع المساحات (Type of Area)	Live Loads (KN/m <sup>2</sup> )
1	المطاعم والمستشفيات (Restaurants and Hospitals)	5.00
2	رووف بيت الدرج (السطح) (Roof)	1.50
4	الأدراج ( Stairs )	5.00
5	المكاتب ( Offices )	2.50
6	الممرات ( Corridors )	4.00
7	المصعد (Elevator)	10.00
وقواطع الطوب (Partition) مقدارها (1.00 KN/m <sup>2</sup> )		

### 3.1.5.3 الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية , وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه , وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها , بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة , والارتفاع للمبنى , وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

## 1 - أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح في مايلي ( حسب كود الأحمال والقوى الأردني ) :-

جدول (3-3) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads) (KN /m <sup>2</sup> )	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

## 2 - أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى .

**Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).**

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [ m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m <sup>2</sup> ]	0.50	0.80	1.1	1.30

### 3 - أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل .

#### 2.5.3 الأحمال الثانوية ( غير المباشرة ) ( Secondary Loads ) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحرارية داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقاً خلال هذا الفصل .

#### 2.1.5.3 أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

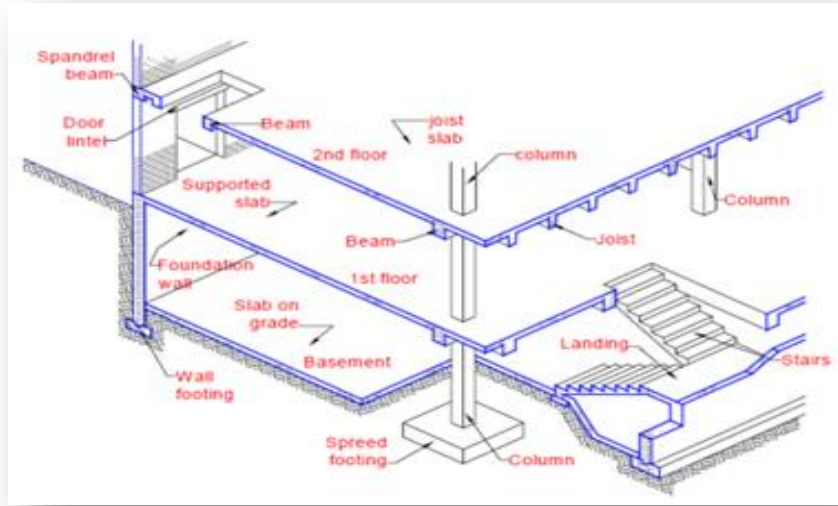
### 3-6 العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري , ومن أهم هذه العناصر :-

- (1) الأساسات Foundation .
- (2) الأعمدة Columns .
- (3) الجسور Beams .
- (4) العقدات Slabs .
- (5) جدران القص Shear wall .
- (6) الأدراج Stairs .
- (7) جدران استنادية Retaining Wall .

- (8) جدران حاملة Bearing Wall .
- (9) فواصل التمدد Joint System .
- (10) الجسور المعدنية steel beams .
- (11) اعمدة معدنية column steel .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :-



الشكل ( 3 - 2 ) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .



### 1.6.3 العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة .

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

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

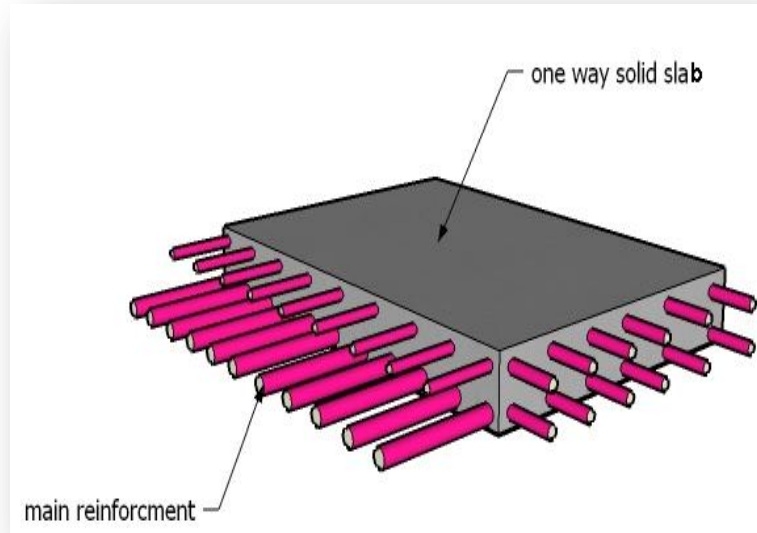
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار النوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ,

وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

### 1.1.6.3 العقدات المصمتة (Solid Slabs):-

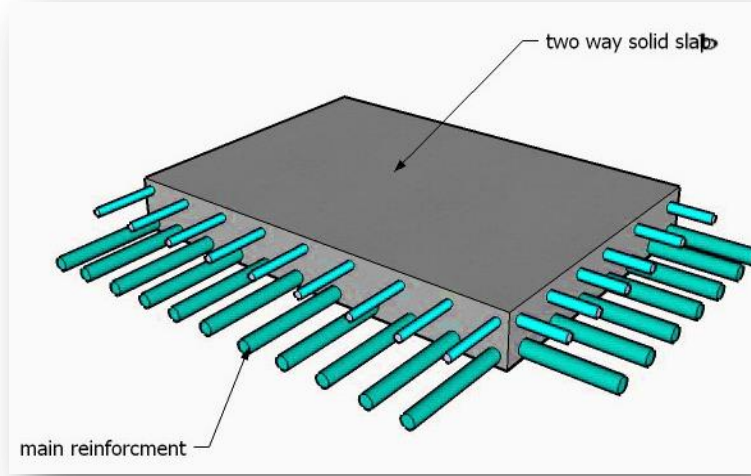
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

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



الشكل (3-3) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Two Way Solid Slabs .



الشكل (3 - 4) عقدة مصمتة باتجاهين .

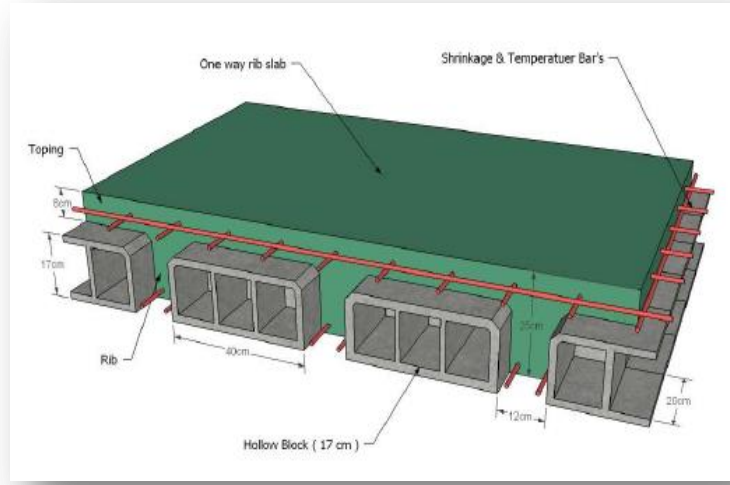
2.1.6.3 .العقدات المفرغة (Ribbed Slabs):-

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

- (1) .عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Ribbed Slab .
- (2) .عقدات عصب في اتجاهين Tow- Way Ribbed Slabs .

## أ - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs) :-

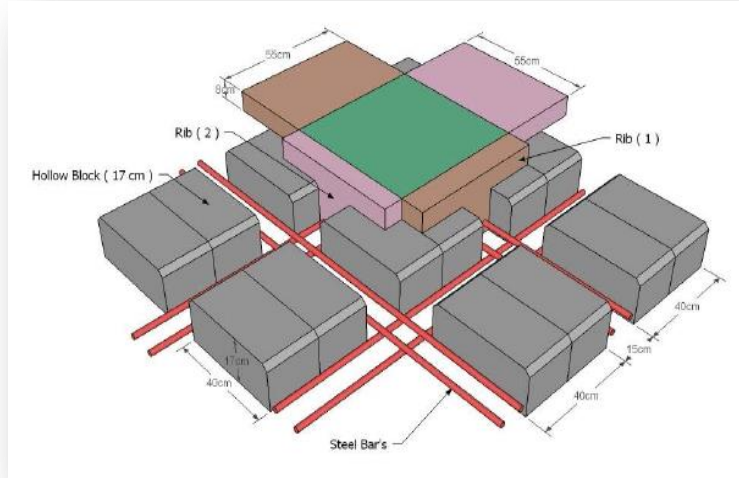
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة , ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج , وذلك لخفة وزنها وفعاليتها .



الشكل (3- 5) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

## ب - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two Way Rib Slabs):-

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



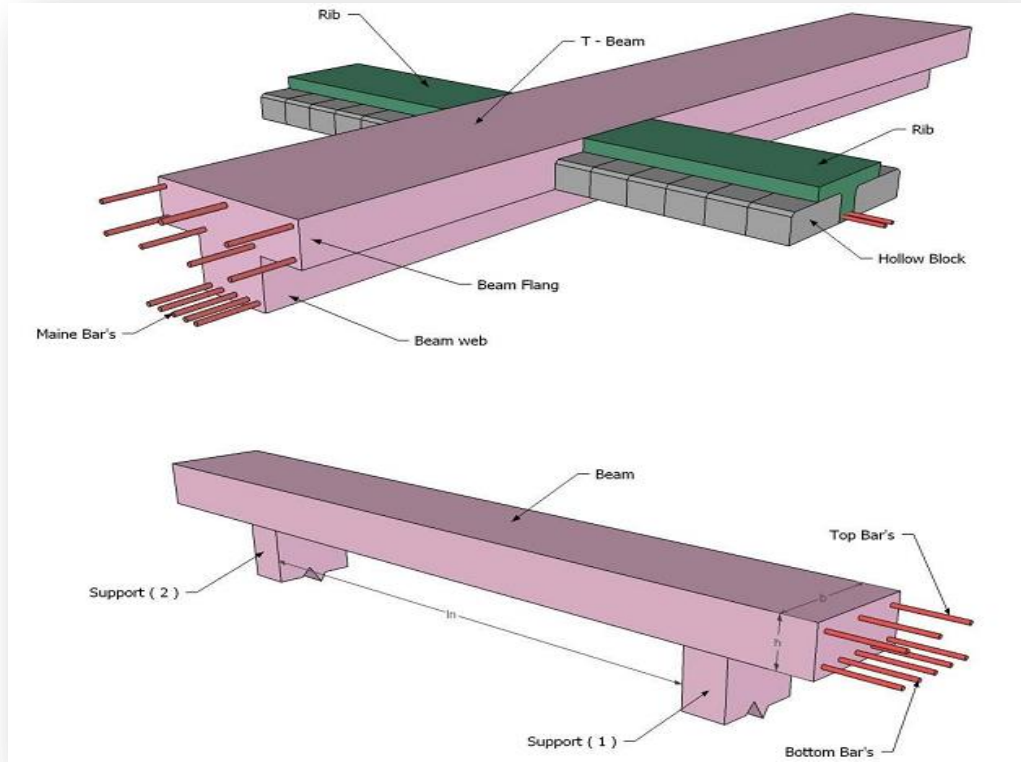
الشكل (3 - 6) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

### 2.6.3 الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة , وهي نوعان , خرسانية ومعدنية , اما الخرسانية فهي:-

- (1) الجسور المسحورة :- 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 التقوس(الانحناء).



الشكل (3 - 7) الجسور المسحورة والساقطة .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية

- 1) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنباً لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- 2) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعريب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كافٍ للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو أكبر من سمك الحائط.
- 3) تقليل طول الانبعاث للأعمدة.
- 4) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسلح اقتصادي.

5) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات (Frames).

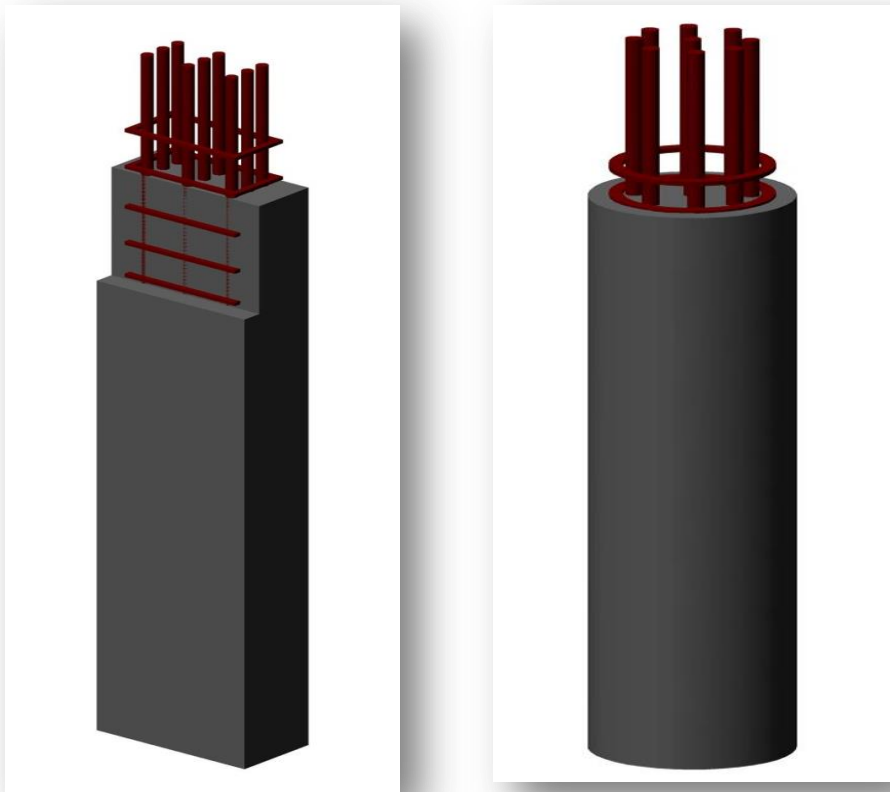
6) بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور

### 3.6.3 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 المثلث و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول , فهناك الأعمدة الطويلة , بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة , ومن حيث طبيعتها , فهي من الخرسانة المسلحة , ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل. ويبين الشكل (3- 8) عدد من مقاطع الأعمدة



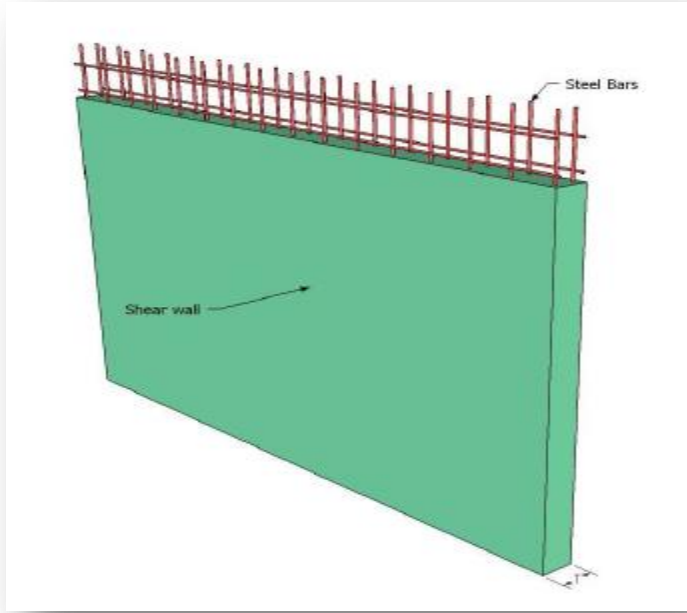
الشكل (3 - 8) أنواع الأعمدة المستخدمة .

### 4.6.3 جدران 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 تسليح 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 مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن . وان تكون هذه الجدران كافية لتقليل تولد العزوم وأثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل ( 3 - 9 ) جدار القص

### 5.6.3 فواصل التمدد :

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. 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 الأمريكي، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:
  - أ- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
  - ب- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
  - ج- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
  - د- (28m) في المناطق الجافة.
- 2) يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

### 6.6.3 الأساسات :-

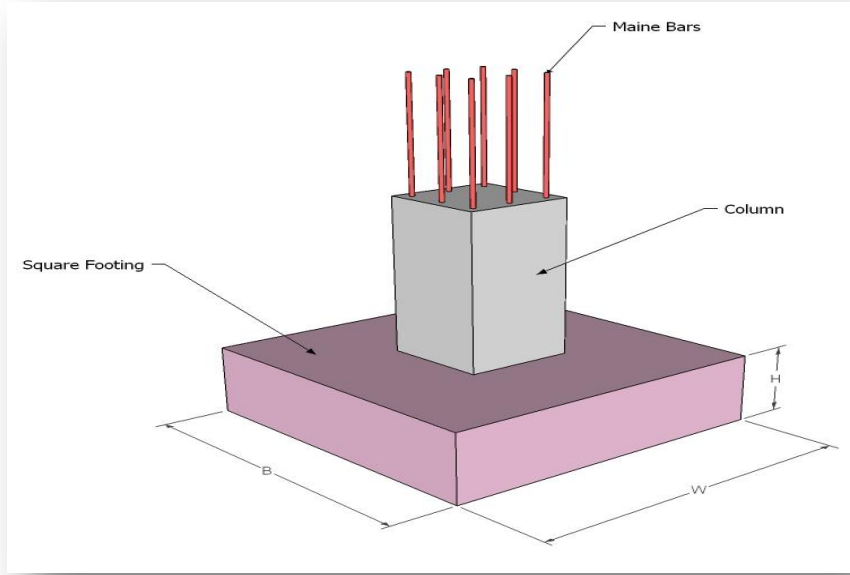
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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 وأخيراً إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضاً الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضاً الأحمال الحية داخل المبنى .

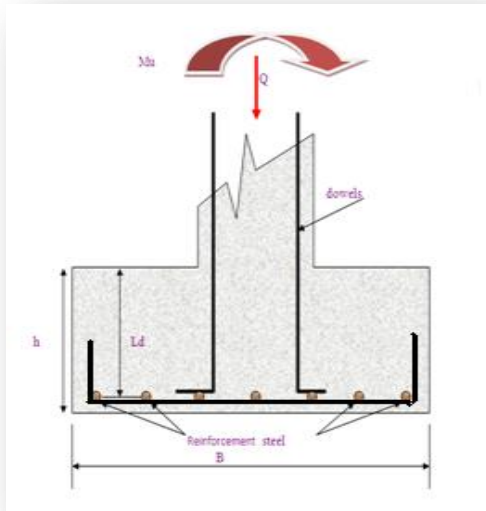
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءاً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

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

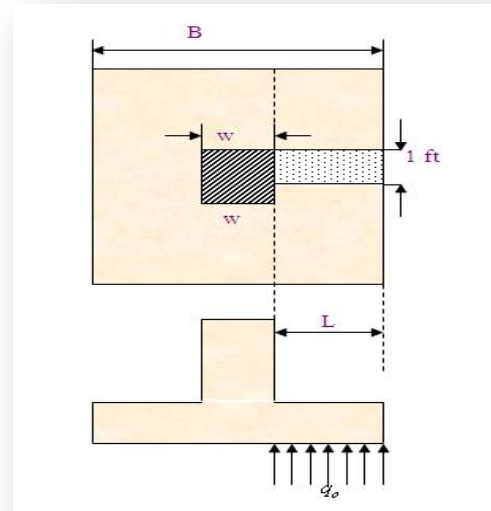




الشكل ( 3- 10 ) : الأساس المنفرد .



الشكل (3-12) مقطع طولوي في الأساس

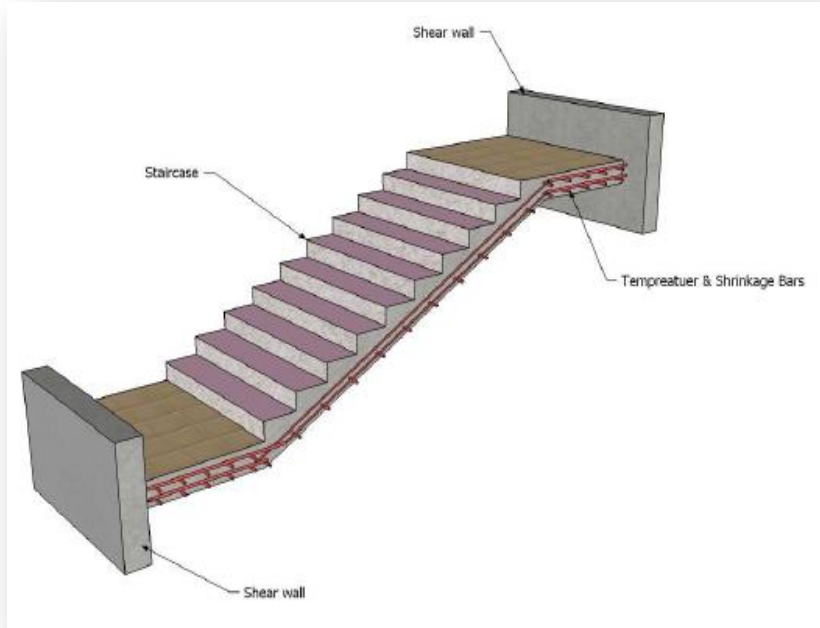


الشكل (3-11) مسقط أفقي للأساس

في الشكلين (3 - 11)، (3- 12) يتم توضيح 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 .

### 7.6.3 الأدرج :

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي 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 , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائية , والشكل (3 - 13) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



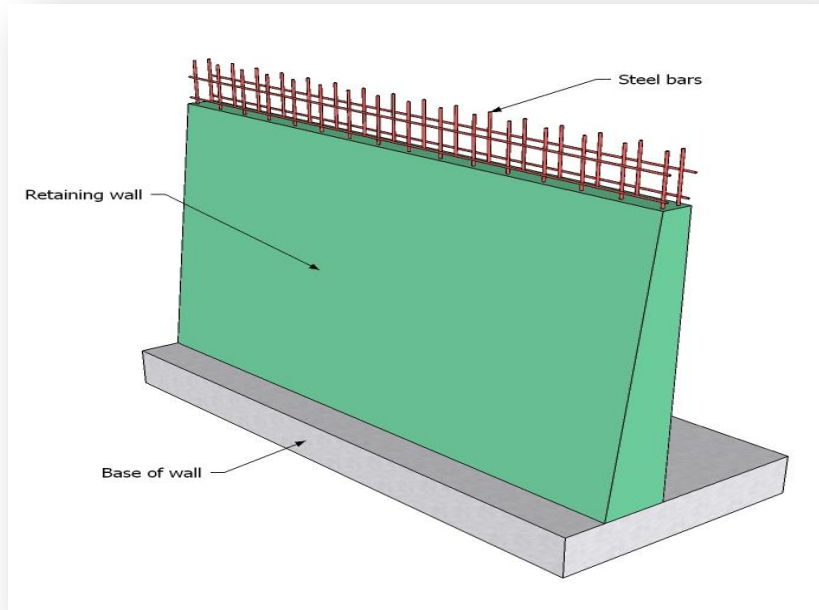
الشكل (3 - 13) مقطع توضيحي في الدرج .

### 8.6.3 الجدران الإستنادية :-

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 :

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



الشكل (3 - 14) جدار استنادي

### 7-3 برامج الحاسوب المستخدمة :-

- (1) AUTOCAD 2008 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- (2) STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
- (3) ATIR : للتصميم الإنشائي.
- (4) SAFE : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.
- (5) ETABS : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.

## **Chapter Four**

### **Structural Analysis and Design**

---

- 4.1 Introduction.**
- 4.2 Determination of Factored Load.**
- 4.3 Determination of Thickness for one way Ribbed slab.**
- 4.4 Load calculation for one way Ribbed slab.**
- 4.5 Design of Topping.**
- 4.6 Design of Rib (R109).**
- 4.7 Design of Beam (B129).**
- 4.8 Design of Two way Ribbed slab.**
- 4.9 Design of one way Solid slab for stair.**
- 4.10 Design of long Column (C11).**
- 4.11 Design of Stair (Stair 2).**
- 4.12 Design of Basement Wall.**
- 4.13 Design of Isolated Footing (F5 , C10).**
- 4.14 Design of Mat Foundation for Well .**
- 4.15 Design of Shear wall (W10).**

## Structural Analysis And Design

### 4.1 Introduction :

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

## 4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

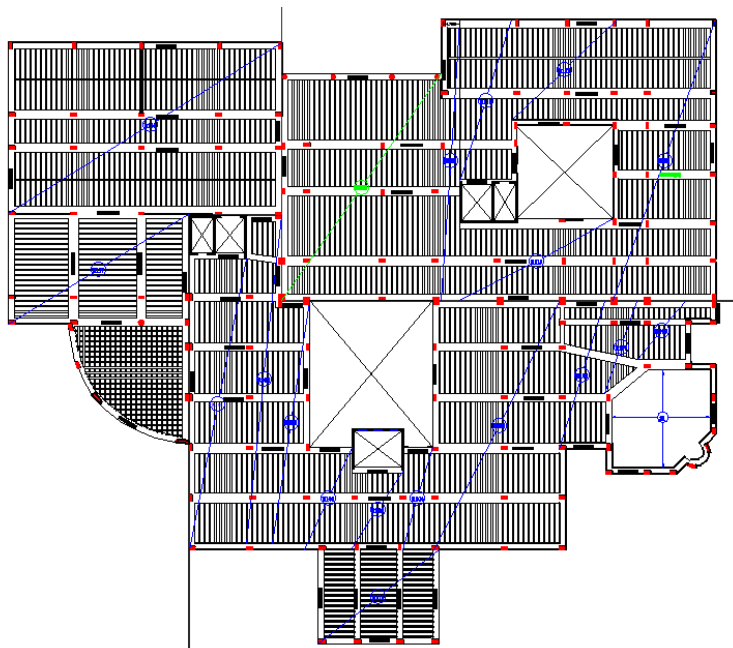
$$q_u = 1.2D + 1.6L \quad \text{ACI - 318 - 08 (9.2.1)}$$

## 4.3 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:-

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

For rib (R109) in ground floor, as shown in fig (4.1).



**Fig. (4-1)** Rib (109) in the Ground floor

Minimum thickness for one way ribbed slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.95}{18.5} = 0.375 \text{ m} \quad (\text{one end continuous})$$

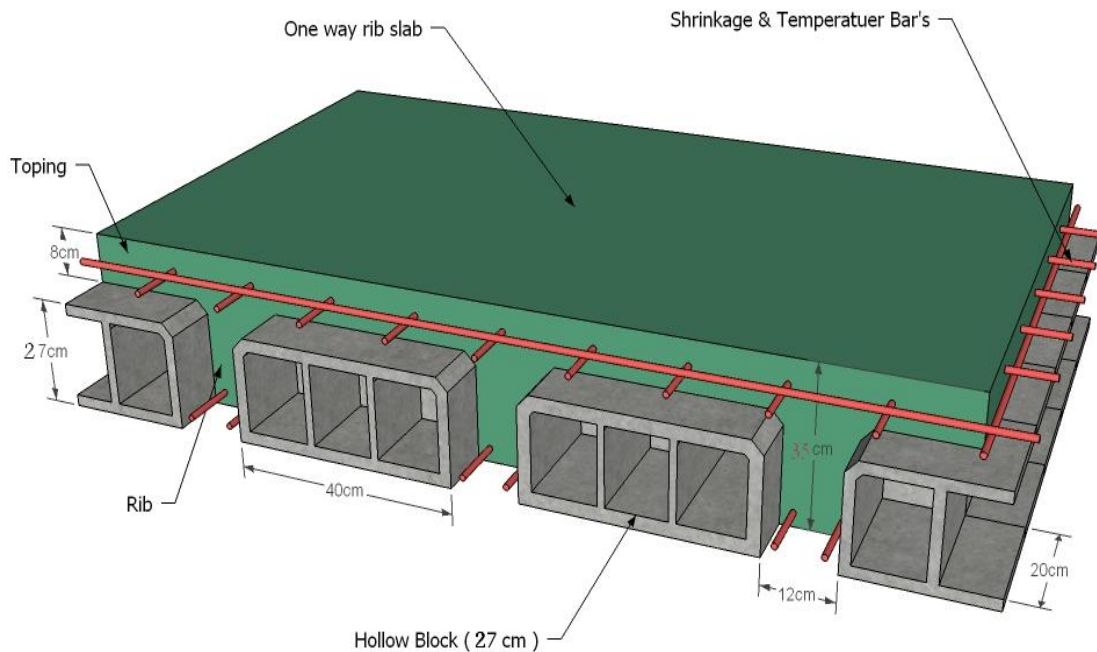
$$\frac{L}{21} = \frac{6.95}{21} = 0.33 \text{ m} \quad (\text{both end continuous})$$

For Rib(1) in the basement floor 35 cm control (27 cm block + 8 cm Topping).

## 4.4 Load Calculation for One Way Ribbed Slab:

### ↗ One - way ribbed slab.

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:



**Fig. (4-2)** One way ribbed slab

Effective Flange width ( $b_E$ )

*ACI-318-02 (8.10.2)*

$b_E$  For T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 2.88 / 4 = 720 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = 52 \text{ cm} \quad \text{Control}$$

We will take  $b_E$  For T-section = 52 cm .



Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

**Table (4 – 1)** Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	RC Rib	$0.27*0.12*25 = 0.81$	KN/m
2	Top Slab	$0.08*0.52*25 = 1.04$	KN/m
3	Plaster	$0.03*0.52*22 = 0.343$	KN/m
4	Block	$0.27*0.4*10 = 1.08$	KN/m
5	Corse sand	$0.07*0.52*17 = 0.619$	KN/m
6	Tile	$0.03*0.52*23 = 0.359$	KN/m
7	Mortar	$0.03*0.52*22 = 0.343$	KN/m
8	Partition	$1*0.52*1 = 0.52$	KN/m
		<b>5.114</b>	<b>KN/m/rib</b>

Nominal Total Dead Load:

$$D.L._{total} = 0.81 + 1.04 + 0.343 + 1.08 + 0.619 + 0.359 + 0.343 + 0.52 = 5.114$$

KN/m of rib

$$\text{Total dead load} = 5.114 / 0.52 = 9.835 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\text{Live load} = 5 * 0.52 = 2.6 \quad \text{KN/m of rib}$$

$$\text{Factored dead Load} = 1.2 * 5.144 = 6.14 \quad \text{KN/m}$$

$$\text{Factored live Load} = 1.6 * 2.6 = 4.16 \quad \text{KN/m}$$

## 4.5 Design of Topping:

Calculation of the total dead load for topping is shown in the following table:

**Table (4 – 2)** Calculation of the total dead load for topping.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Top Slab	$0.08*1*1*25 = 2$ KN/m
2	Coarse sand	$0.07*1*1*17 = 1.19$ KN/m
3	Tile	$0.03*1*1*23 = 0.69$ KN/m
4	Mortar	$0.03*1*1*22=0.66$ KN/m
5	Partition	$1*1*1=1$ KN/m
		<b>5.54</b> KN/ m <sup>2</sup>

$$W_u = (1.2 * 5.54) + (1.6 * 5) \\ = 14.65 \text{ KN/m}^2$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{14.65 * 0.4^2}{12} = 0.195 \text{ KN.m}$$

$$f_c' = 24 \text{ (Mpa)}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad \text{ACI-318-02 (22-5.1)}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{24} \text{ (MPa)} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^6 = 2060 \text{ KN / m}^2$$

$$M_n = f_r * s$$

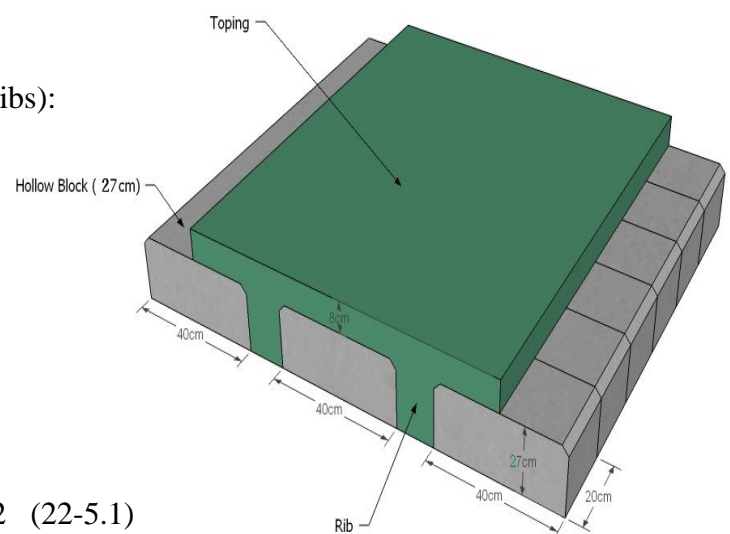
$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_n = 2060 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.184 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 * 2.184 = 1.201 \text{ KN.m}$$

Where  $\Phi = 0.55$  ..... for plain concrete .

$$\Phi M_n = 1.201 \text{ KN.m} > M_u = 0.195 \text{ KN.m}$$



**Fig. (4-3)** Topping of slab

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-02 (7.12.2)}$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Try bars  $\Phi 8$  with  $A_s = 50.27$

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_s \phi 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take 3  $\Phi 8$  with  $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m}$  strip or  $\Phi 8 @ 300\text{mm}$

In both direction step (S) is the smallest of :-

1)  $3h = 3 * 80 = 240\text{mm} \dots \dots \dots \text{control}$

2)  $450\text{mm}$

3)  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 400} \right) - 2.5 \times 20 = 349\text{mm}$  but

$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 400} \right) = 315\text{mm}$$

4) **Take  $\Phi 8 @ 200\text{mm}$  in both direction  $S = 200\text{mm} < S_{\text{max}} = 240\text{mm} \dots \dots \text{ok}$**

### 4.6 Design of Rib (109):

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

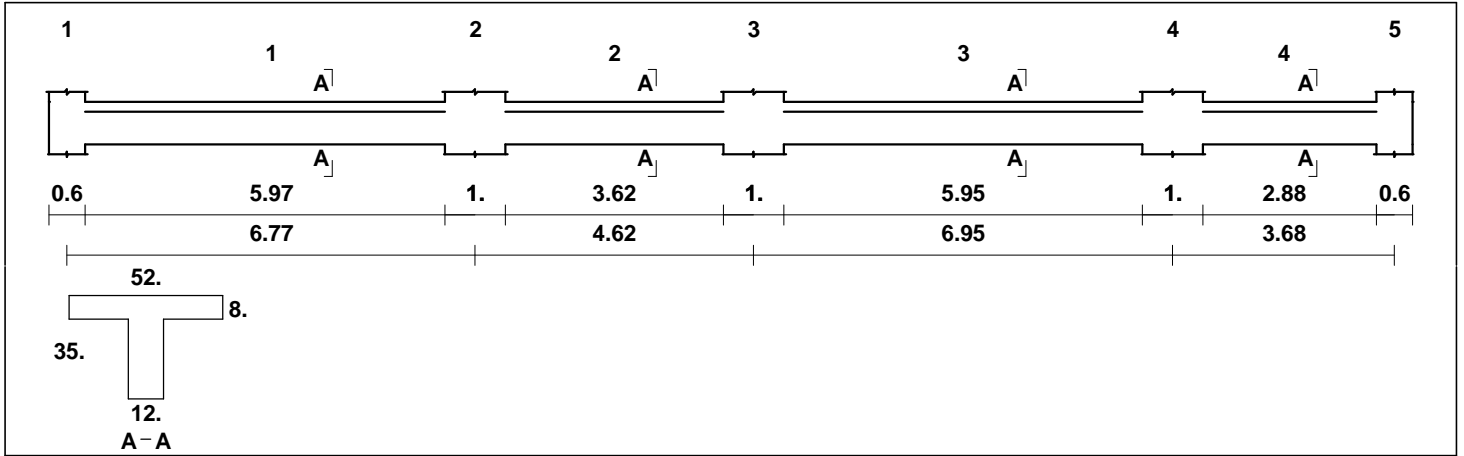


Fig. (4 - 4) spans diagram for rib (109)-(KN.m).

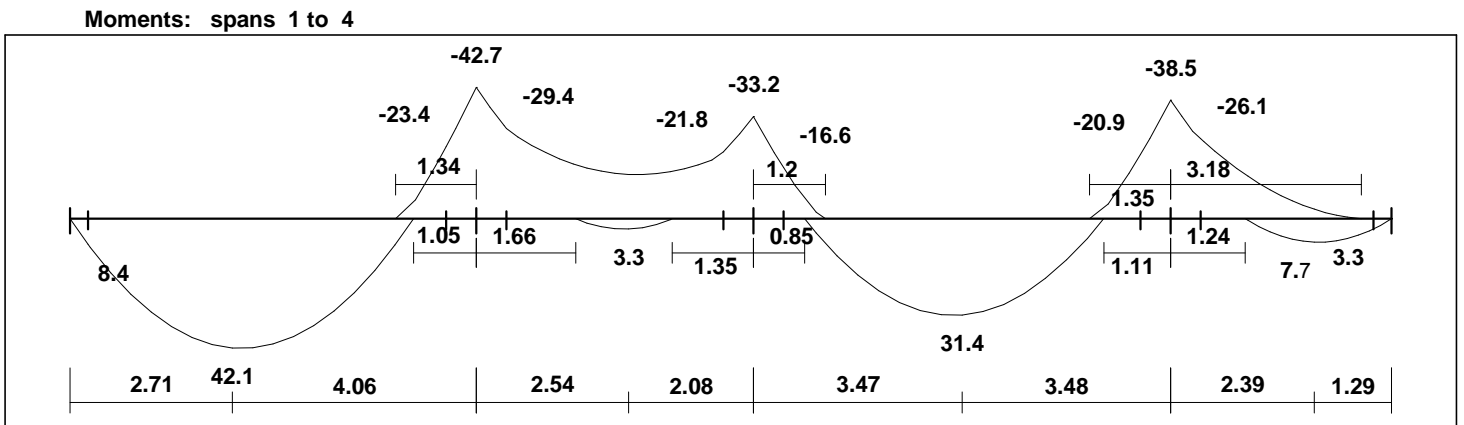


Fig. (4 - 5) Moment diagram for rib (109)-(KN.m).

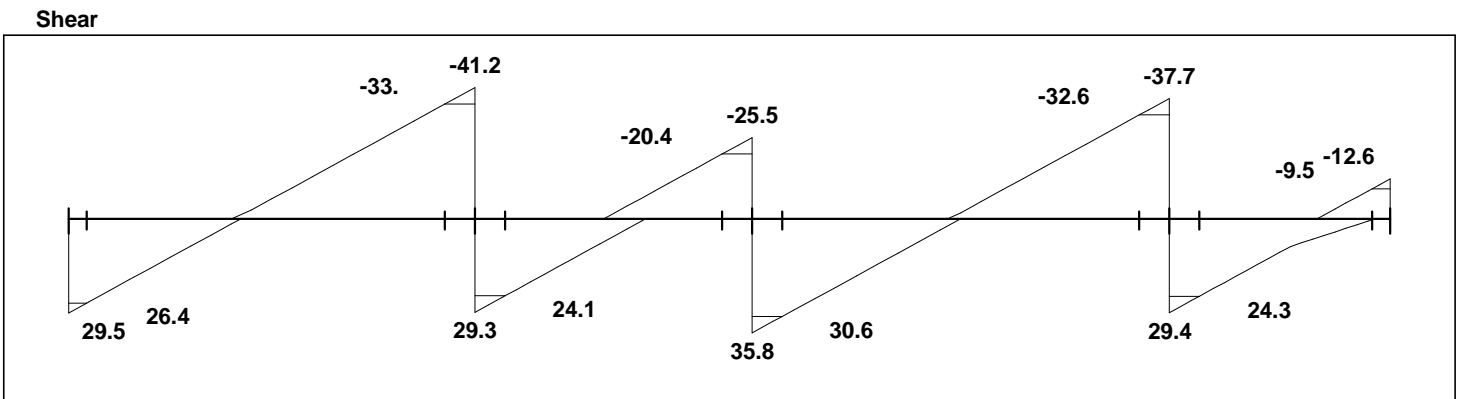


Fig. (4 - 6) Shear diagram for rib (109)-(KN)

#### 4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 109 ):

\*This design for( 6.77) m span,

» Use  $M_u$  max positive for span = 42.1 kN.m

Use  $\emptyset$  16 :

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 20 - 8 - (16/2) = 314 \text{ mm}$$

$$M_{n \text{ required}} = 42.1 / 0.9 = 44.778 \text{ kN.m}$$

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For  $hf = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 = 848.6 \text{ KN}$$

$$M_{nf} = 0.85 f_c b hf ( d - hf/2 )$$

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 (314 - 80/2) * 10^{-6} = 232.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} = 232.53 \text{ KN.m} \gg M_{n \text{ required}} = 44.778 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(314) = 115.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{400} (120)(314) = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 132 \text{ mm}^2 \geq 115.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 132 \text{ mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{44.778 * (10^6)}{(520)(314)^2} = 0.873 \text{ mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.873}{400}} \right) = 0.002231$$

$$A_s = 0.002231 * (520) (314) = 364.325 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 364.325 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 364.325/201.1 = 1.81$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 16} = 201.1 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ16

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 402 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 364.325 \text{ mm}^2$$

**\* Check Strain:**

Tension = Compression

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

$$402 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 15.158 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 17.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 17.8}{17.8} \times 0.003 = 0.0499$$

$$\epsilon_s = 0.0499 > 0.005$$

Ok.....

**\* Design of Positive Moment for (Rib 109 ):**

**This design for( 6.95) m span,**

$$M_u \text{ max positive for span} = 31.4 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ required} = 31.4/0.9 = 34.9 \text{ kN.m}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

Use Ø 14 :

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 20 - 8 - (14/2) = 315 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{34.9 * (10)^6}{(520)(315)^2} = 0.676$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.676}{400}} \right) = 0.00172$$

$$A_s = 0.00172 * (520) (315) = 281.74 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 281.74 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 281.74 / 153.9 = 1.83 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select bottom bars } 2\Phi 14 \text{ with } A_s = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 281.74 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ14

### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$307.9 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 11.61 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{11.61}{0.85} = 13.66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{315 - 13.66}{13.66} \times 0.003 = 0.066$$

$$\epsilon_s = 0.066 > 0.005$$

Ok.....

### \* Design of Positive Moment for (Rib 109 ):

**This design for( 3.68) m span,**

$$M_u \text{ max positive for span} = 7.7 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ required} = 7.7 / 0.9 = 8.55 \text{ kN.m}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

Use Ø 10 :

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 20 - 8 - (10/2) = 317 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.55 * (10)^6}{(520)(317)^2} = 0.164$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.164}{400}} \right) = 0.000411$$

$$A_s = 0.000411 * (520) (317) = 67.7 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 132 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{s \text{ req}} = A_{s \text{ min}} = 132 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 132 / 78.5 = 1.68 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select bottom bars } 2\Phi 10 \text{ with } A_s = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 132 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 5.923 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{5.923}{0.85} = 6.97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{317 - 6.97}{6.97} \times 0.003 = 0.133$$

$$\epsilon_s = 0.133 > 0.005$$

Ok.....

For any moment less than (7.7 KN.m) Use bars 2Φ10



#### 4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 109 ):

$$M_u = 26.1 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 26.1 / 0.9 = 29 \text{ kN.m}$$

Use  $\Phi 14$  and  $d = 315 \text{ mm}$

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(  $b = b_w$  ).

$$m = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{29 * (10)^6}{(120)(315)^2} = 2.4355$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.4355}{400}} \right) = 0.0065$$

$$A_s = 0.0065 * (120) (315) = 245.82 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 245.82 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 245.82 / 153.9 = 1.59$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

Select bar 2  $\Phi 14$

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 307.9 \text{ mm}^2$$

#### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$307.9 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 50.31 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{50.31}{0.85} = 59.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{315 - 59.2}{59.2} \times 0.003 = 0.0112$$

$$\epsilon_s = 0.0112 > 0.005$$

Ok.....

**\* Design of Negative Moment for (Rib 109 ) :**

$$M_u = .4 \text{ kN.m}$$

$$M_{n \text{ required}} = 29.4 / 0.9 = 32.67 \text{ kN.m}$$

Use  $\emptyset 14$  and  $d = 315 \text{ mm}$

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

$$(b = b_w)$$

$$m = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{32.67 * (10)^6}{(120)(315)^2} = 2.74$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.74}{400}} \right) = 0.0074$$

$$A_s = 0.0074 * (120) (315) = 279.5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 279.5 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 279.5 / 153.9 = 1.82$$

$$* \text{ Note } A_{\emptyset 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2 $\emptyset 14$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 307.9 \text{ mm}^2$$

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$279.01 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 45.59 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{45.59}{0.85} = 53.635 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{315 - 53.635}{53.635} \times 0.003 = 0.0146$$

$$\epsilon_s = 0.0146 > 0.005$$

Ok.....

### 4.6.3 Design of Shear for (Rib 109) :

The maximum shear force at distance ( d ) from the face of support

$V_u = 33.2 \text{ KN}$  ..... from Shear diagram for rib (1 )

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315) * 0.001 = 24.3 \text{ KN}$$

$$V_u = 36 \text{ KN} > \Phi V_c = 23.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 120 * 315 * 10^{-3} = 9.5 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 315 * 10^{-3} = 8.7 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 9.5 \text{ KN.}$$

$$(\Phi V_c + \Phi V_{smin}) = 24.3 + 9.51 = 33.9 \text{ KN} > V_u = 33 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is provided (  $A_{v, min}$  )

Use 2 leg  $\Phi 8$  with  $A_v = 50 * 2 = 100 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{b_w}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{b_w}{f_y} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 50 \times 10^{-6} \times 400}{0.12} = 1m$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 50 \times 10^{-6} \times 16 \times 400}{\sqrt{24} \times 0.12} = 1.10m$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{max} = \frac{31.5}{2} = 15.75 \text{ cm}$$

Then Select  $S = 15 \text{ cm} < \frac{d}{2}$  ..... ok

Select 2 leg  $\Phi 8 / 15 \text{ cm c/}$

## 4.7 Design of Beam (B129):

### 4.7.1 Load calculation for (B129):

\* **The dead load calculations :- ( from rib 114 )**

The max support reaction ( factored ) from dead loads for rib upon beam is (33.5KN)

$$W_{dl} \text{ from Rib} = 33.5/0.52 = 64.4 \text{ KN / m}$$

The width of the beam is ( 0.8 m ) , the weight of the beam and the weight of the floor layers is :

**Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for beam 129 :**

No.	Parts of Beam	Calculation
1	RC Beam	$0.8*0.5 *25 = 10 \text{ KN/m}$
2	Plaster	$0.8 *0.03*22 = 0.528 \text{ KN/m}$
3	Corse sand	$0.07*0.8*17 = 0.952 \text{ KN/m}$
4	Mortar	$0.03*0.8*22 = 0.528 \text{ KN/m}$
5	Tile	$0.03*0.8*23 = 0.552 \text{ KN/m}$
6	Partition	$1 *1*0.8= 0.8 \text{ KN/m}$
		<b>13.36</b>
		<b>KN/m</b>

The ded load within beam =  $13.36*1.2 = 16 \text{ KN/m}$

The total factored dedload (  $W_{DL} = 64.4 + 16 = 80.4 \text{ KN / m}$  )

\***The live load calculations :- ( from rib 114 )**

- The max support reaction ( factored ) from live load for rib upon beam is(24.23 KN)

$$W_{LL} \text{ from rib} = 24.23/0.52 = 46.6 \text{ KN/ m}$$

The live load within beam width :  $LL = 5 * 0.8 = 4 \text{ KN / m}$

The total factored live load (  $W_{LL} = 46.6 + 1.6*4 = 53 \text{ KN / m}$  )

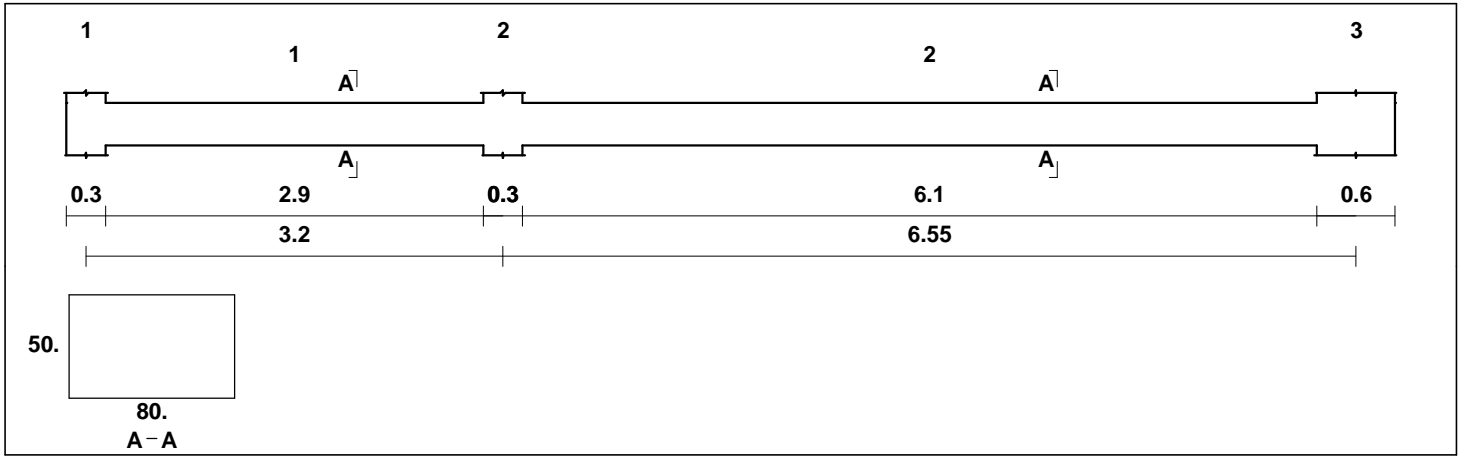


Fig. (4 – 7) Beam Geometry (m)

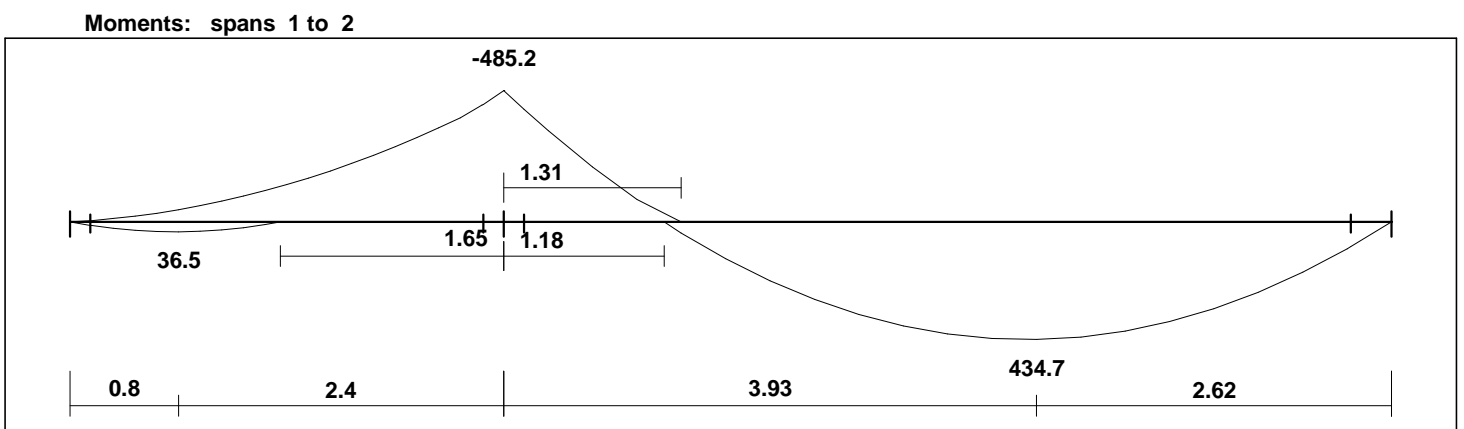


Fig. (4 – 8) Beam Moments envelope factored values (KN.m)

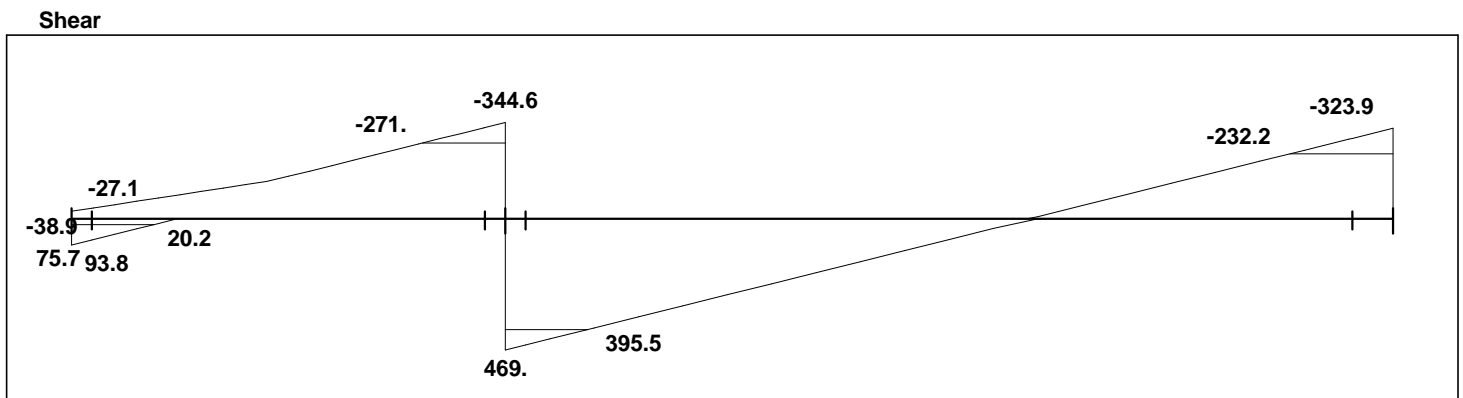


Fig. (4 – 9) Beam Shear envelope factored values (KN)

#### 4.7.2 Check for rectangular section :

$$M_u = 485.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} = 0.85 * f_c * b_e * h_f * (d - h_f/2)$$

Use  $\Phi$  25

$$d = 500 - 40 - 10 - 25/2 = 437.5 \text{ mm}$$

$$M_{nf} = 0.85 * 24 * 800 * 500 * (437.5 - 500/2) * 10^{-6} = 1530 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 434.7 / 0.9 = 539 \text{ KN.m} < M_{nf} = 1530 \text{ KN.m}$$

The section must be desing as rectangular section :

#### 4.7.3 Check single section or Doubly section :

$$M_{n_{max}} = 0.85 * f_c * b * a * (d - a/2)$$

$$C = 3/7 * d = (3/7) * 437.5 = 187.5 \text{ mm}$$

$$a = 187.5 * 0.85 = 159.375 \text{ mm}$$

$$M_{n_{max}} = 0.85 * 24 * 800 * 159.375 * (437.5 - 159.375/2) * 10^{-6} = 930.67 \text{ KN.m}$$

$$\phi = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$$

$$\Phi M_{n_{max}} = 0.82 * 930.67 = 763.15 \text{ KN.m} > M_{u_{max}} = 485.2 \text{ KN.m}$$

The section must be desing as singly section .

#### 4.7.4 Design of Negative Moment for Beam :

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

Use  $\Phi$  25 and  $d = 437.5 \text{ cm}$ ,

$$M_u = 485.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{n_{(req)}} = 485.2 / 0.9 = 539 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (800)(437.5) = 1071 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{400}(800)(437.5) = 1225 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1225 \text{ mm}^2 \geq 1071 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1225 \text{ mm}^2$$

$$m = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{539 \cdot (10)^6}{(800)(437.5)^2} = 3.52$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 3.52}{400}} \right) = 0.009727$$

$$A_{s \text{ (req)}} = 0.009727 \cdot (800) \cdot (437.5) = 3404.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ (req)}} = 3404.5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 1225 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  25 with area  $A_s = 490.9 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 3404.5 / 490.9 = 6.9 \text{ bars}$$

Use 7 bars  $\Phi$  25

$$A_{s \text{ prov.}} = 3436 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ (req)}} = 3404.5 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Select 7  $\Phi$  25 with  $A_{s \text{ prov.}} = 3436 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$3436 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 84.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{84.2}{0.85} = 99.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{437.5 - 99.1}{99.1} \times 0.003 = 0.0102$$

$$0.0102 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

**\* Check for spacing between bars :**

$$s = \frac{800 - 40 * 2 - 2 * 10 - 7 * 25}{6} = 87.5 \text{ mm}$$

$$S = 87.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

$$> d_b = 25 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

**4.7.5 Design of Positive Moment for Beam :**

**\* For ( 6.55 m ) span :**

$$M_u = 434.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} = 0.85 * f_c * b_e * h_f * (d - h_f/2) \\ = 0.85 * 24 * 800 * 500 * (437.5 - 500/2) * 10^{-6} = 1530 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 434.7 / 0.9 = 483 \text{ KN.m} < M_{nf} = 1530 \text{ KN.m}$$

The section must be desing as rectangular section :

$$M_{n (req)} = 434.7 / 0.9 = 483 \text{ KN.m}$$

$$m = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{483 * (10)^6}{(800)(437.5)^2} = 3.15$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.15}{400}} \right) = 0.0084$$

$$A_s (req) = 0.0084 * (800) * (437.5) = 2940 \text{ mm}^2$$

$$A_s (req) = 2940 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 1225 \text{ mm}^2$$

Use Ø 25 with area  $A_s = 490.9 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 2940 / 490.9 = 5.98 \text{ bars}$$

Use 6 bars Φ 25

$$A_{S \text{ prov.}} = 2945.5 \text{ mm}^2 > A_s (req) = 2940 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

Select 6 Φ 25 with  $A_{S \text{ prov.}} = 2945.2 \text{ mm}^2$ .



**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$2945.2 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 72.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{72.2}{0.85} = 85 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{437.5 - 85}{85} \times 0.003 = 0.012$$

$$0.012 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

**\* Check for spacing between bars :**

$$s = \frac{500 - 40 \times 2 - 2 \times 10 - 6 \times 25}{5} = 50 \text{ mm}$$

$$S = 50 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$> db = 25 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

**\* For ( 3.2 m ) span :**

$$M_u = 36.5 \text{ KN.m}$$

Use  $\Phi$  18

$$d = 500 - 40 - 10 - 18/2 = 441 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nf} &= 0.85 * f_c * b_e * h_f * (d - h_f/2) \\ &= 0.85 * 24 * 800 * 500 * (441 - 500/2) * 10^{-6} = 1558.5 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = 36.5 / 0.9 = 40.5 \text{ KN.m} < M_{nf} = 1558.5 \text{ KN.m}$$

The section must be desing as rectangular section :

$$m = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{40.5 * (10)^6}{(800)(441)^2} = 0.26$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.26}{400}} \right) = 0.000654$$

$$A_{s_{(req)}} = 0.000654 * (800) * (441) = 230 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{(req)}} = 230 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 1225 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = A_{s_{min}} = 1225 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \text{ with area } A_s = 254.5 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{bar}} = 1225 / 254.5 = 4.8 \text{ bars}$$

Use 5 bars  $\Phi 18$

$$A_{s_{prov.}} = 1272.3 \text{ mm}^2 > A_{s_{(req)}} = 1225 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Select 5  $\Phi 18$  with  $A_{s_{prov.}} = 1272.3 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1272.3 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 31.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{31.2}{0.85} = 36.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{441 - 36.7}{36.7} \times 0.003 = 0.033$$

$$0.033 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

**\* Check for spacing between bars :**

$$s = \frac{500 - 40 * 2 - 2 * 10 - 5 * 18}{4} = 77.5 \text{ mm}$$

$$S = 77.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$> db = 18 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

#### 4.7.6 Design of Shear for ( B129 ) :

\* For  $V_u = 395.5$  KN (Max. value of  $V_u$ )

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 441 * 10^{-3} = 288 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 288 = 216 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \text{ min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 800 * 441 * 10^{-3} = 88.2 \text{ KN. Control}$$

$$\Phi V_{s \text{ min}} \geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 800 * 441 * 10^{-3} = 81 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{s \text{ min}} = 88.2 \text{ KN.}$$

$$V_u = 395.5 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s \text{ min}}$$

$$216 < 395.5 \leq (216 + 88.2)$$

$$216 < 395.5 < 304.2 \quad \dots\dots \text{not satisfy}$$

Item 1 & 2 & 3 is not suitable .

Item 4 :

$$(\Phi V_c + \Phi V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq (\Phi V_c + \Phi V_{s'})$$

$$\Phi V_{s'} = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$\Phi V_{s'} = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 441 * 10^{-3} = 432 \text{ KN.}$$

$$(216 + 88.2) < 395.5 \leq (216 + 432)$$

$$304.2 < 395.5 < 648 \quad \text{So Item (4) satisfy.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{395.5}{0.75} - 216 = 311.33 \text{ KN}$$

Try 2 leg  $\Phi$  10

$$\Phi 10 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{2 * 78.5 * 10^{-6}}{S} = \frac{311.33 * 10^{-3}}{400 * 441}$$

$$S = 88.9 \text{ mm}$$

$$S < S_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S < S_{\max} \leq 441 / 2 = 290 / 2 = 220.5 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use  $S = 10 \text{ cm}$

Use 2 leg  $\Phi$  10 @ 7.5 cm c/c

\* For  $V_u = 232.2 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 441 * 10^{-3} = 288 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 288 = 216 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s\min} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 800 * 441 * 10^{-3} = 88.2 \text{ KN.} \quad \text{Control}$$

$$\Phi V_{s\min} \geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 800 * 441 * 10^{-3} = 81 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{s\min} = 88.2 \text{ KN.}$$

$$V_u = 232.2 \text{ KN}$$

(From shear Envelope)

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{smin}$$

$$216 < 232.2 \leq (216 + 88.2)$$

$$216 < 232.2 < 304.2 \quad \dots\dots\dots \text{So Item (3) satisfy}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$\frac{A_v}{S} \geq \frac{bw}{3 * f_y} = 0.66 \quad \text{control}$$

$$\geq \frac{\sqrt{f_c'} bw}{16 * f_y} = 0.61$$

Try 2 leg  $\Phi 10$

$$\Phi 10 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{2 * 78.5 * 10^{-6}}{S} = 0.66$$

$$S = 211 \text{ mm}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

$$\leq d/2 = 441/2 = 220.5 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use  $S = 12.5 \text{ cm}$

Use 2 leg  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm c/c}$

\* For  $V_u = 93.8 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} bw * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 441 * 10^{-3} = 288 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 288 = 216 \text{ KN}$$

$$V_u = 93.8 \text{ KN} < 0.5 * \Phi V_c = 0.75 * 288 = 216 \text{ KN}$$

**No shear reinforcement is required .**

## 4.8 Design of Two way Ribbed slab:

### 4.8.1 Load Calculation :

$$\text{Block} \quad 0.4 \times 0.27 \times 0.4 \times 10 = 0.432 \text{ kN}/0.52 \times 0.52 \text{ of rib}$$

$$\text{Plaster} \quad 2 * (0.02 \times 0.52 \times 0.52 \times 23) = 0.2488 \text{ kN}/0.52 \times 0.52 \text{ of rib}$$

$$\text{Dead Load} = .6808 \text{ kN}/0.52 \times 0.52 \text{ of rib}$$

$$\text{Dead Load per unit area} = .6808 / 0.52 \times 0.52 = 2.52 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\text{Live Load} = 1.5 \text{ KN}/\text{m}^2$$

By using ( SAFE 12 ) program for Structural Analysis we calculate the moment for two way ribbed slab .

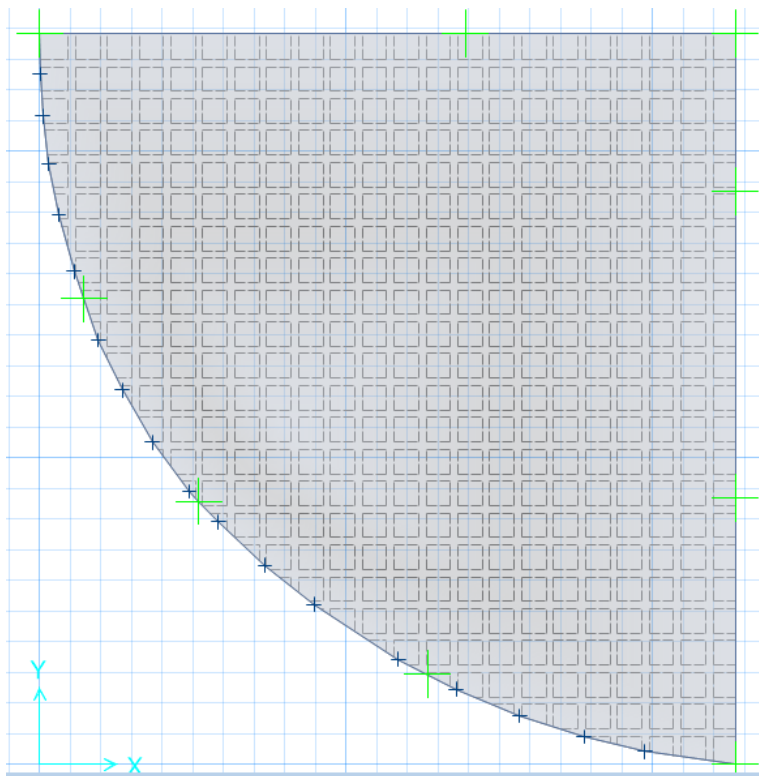


Figure (4-10): two way rib slab.

#### 4.8.2 Design of Moment (M11) in X direction:

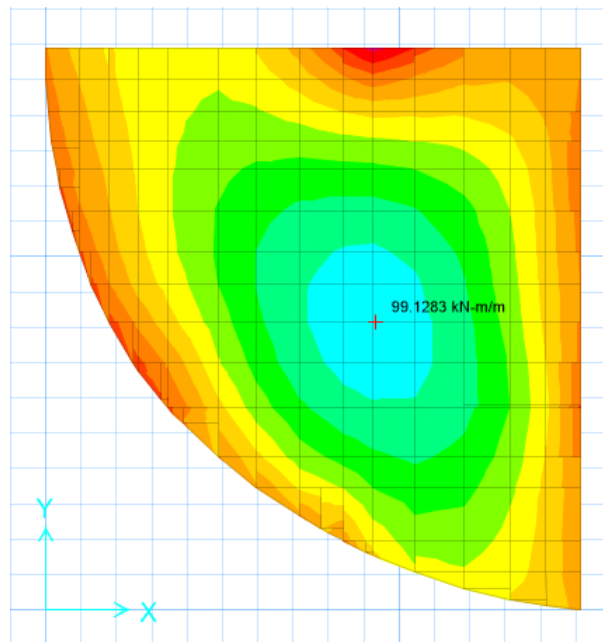


Figure (4-11): slab resultant (M11) diagram .

For maximum moment  $M_{11} = 99.13 \text{ KN.m/m}$   
 $M_{11} = 99.13 * 0.52 = 51.55 \text{ KN.m}$

Use  $\varnothing 18$  and  $d = 311 \text{ mm}$

$$Mn_f = 0.85 * f_c * bf * tf * \left( d - \frac{tf}{2} \right)$$

$$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left( 0.311 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 230 \text{ KN .m}$$

$$\Phi Mn_f = 0.9 * 233.376 = 207 \text{ KN .m} \gg M_{11}$$

rectangular section

Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$Mn = \frac{M_{11}}{\Phi} = \frac{51.55}{0.9} = 57.3 \text{ KN .m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (12)(31.1) \geq \frac{1.4}{400} (12)(31.1)$$

$A_{s_{\min}} = 2 < 1.3 \dots \dots \dots$  the larger is control

$$A_{s_{\min}} = 200 \text{mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{57.3 * 10^{-3}}{0.52 * (0.311)^2} = 1.14 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.14)}{400}} \right) = 0.00293$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00293 * 520 * 311 = 474.55 \text{mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 474.55 \text{mm}^2 > A_{s_{\min}} = 200 \text{mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 12 \gg \# \text{ of bar} = \frac{474.55}{254.5} = 1.86$$

\* Note  $A_{\Phi 18} = 254.5 \text{mm}^2$

Then we select (2) bars  $\Phi 18$        $A_{s_{\text{provided}}} = 2 * 254.5 = 509 \text{mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$



$$509 * 400 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 19.19 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.19}{0.85} = 22.58 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{311 - 22.58}{122.58} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.038 > 0.005$$

⇒ Ok

Use 2  $\Phi$  18 mm ,  $A_s = 509 \text{ mm}^2$  in x direction

#### 4.8.3 Design of Moment ( $M_{22}$ ) in Y direction:

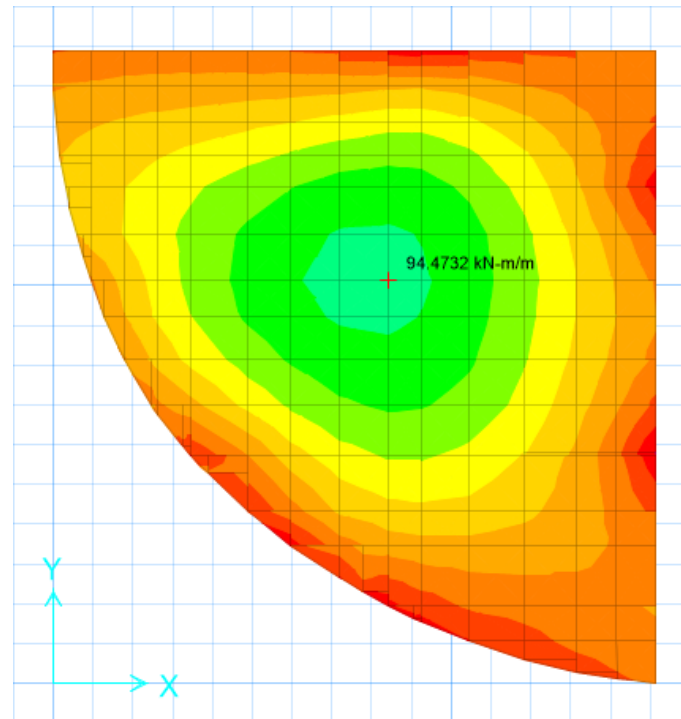


Figure (4-12): slab resultant  $M_{22}$  diagram .

For maximum moment  $M_{22} = 94.47 \text{ KN.m/m}$

$$M_{11} = 94.47 * 0.52 = 49.12 \text{ KN.m}$$

Use  $\Phi$  18 and  $d = 311 \text{ mm}$

$$M_n = \frac{M_{22}}{\Phi} = \frac{49.12}{0.9} = 54.6 \text{ KN.m}$$

$$A_{s_{\min}} = 200 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{54.6 * 10^{-3}}{0.52 * (0.311)^2} = 1.1 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.1)}{400}} \right) = 0.00283$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00283 * 520 * 311 = 457.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 457.7 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{457.7}{254.5} = 1.8$$

\* Note  $A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$

Then we select (2) bars  $\Phi 18$        $A_{s \text{ provided}} = 2 * 254.5 = 509 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$509 * 400 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 19.19 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.19}{0.85} = 22.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{311 - 22.58}{22.58} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.038 > 0.005$$

⇒ Ok

Use 2  $\Phi 18 \text{ mm}$  ,  $A_s = 509 \text{ mm}^2$  in y direction

#### 4.8.4 Design of Shear ( V23 ) :

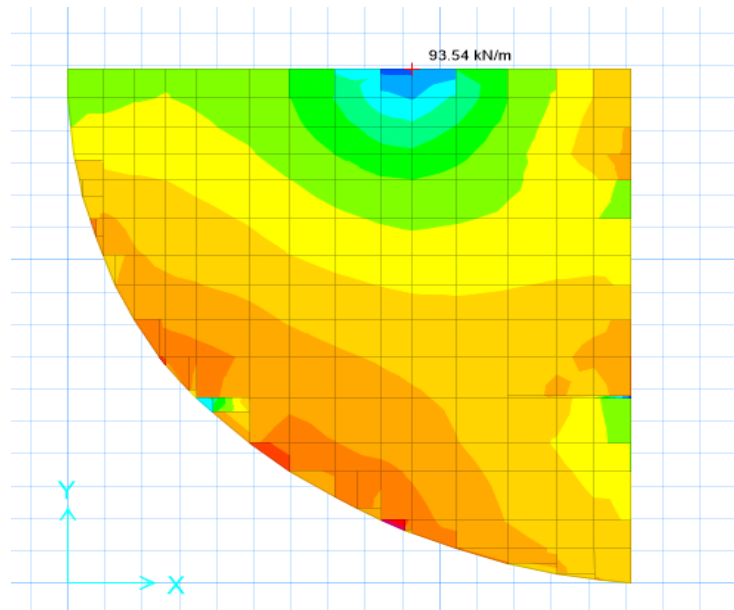


Figure (4-13): slab resultant( V23) diagram

\* For  $V_u = 93.54 \text{ KN}$  (Max. value of V23 diagram )

$$d = 350 - 20 - 10 - 18/2 = 311 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 311 * 10^{-3} = 254 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 254 = 190.5 \text{ KN}$$

$$V_u = 93.54 \text{ KN} < 0.5 * \Phi V_c = 0.5 * 190.5 = 95.25 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required .

## 4.9 Design of one way solid slab for stair:

### 4.9.1 Determination of Loads:

$h_{\min}$  for one way solid slab =  $L/20$

$h_{\min} = 5/20 = 0.25 \text{ m}$ .

Take  $h = 25 \text{ cm}$ .

$D.L = 0.25 * 25 + 0.03 * 22 = 6.91 \text{ kN/m}^2$

Take  $L.L = 5 \text{ kN/m}^2$

$qu = 1.2 * 6.91 + 1.6 * 5 = 16.3 \text{ kN/m}^2$

For 1m Strip in Xdirection  $qu = 16.3 \text{ KN/M}$

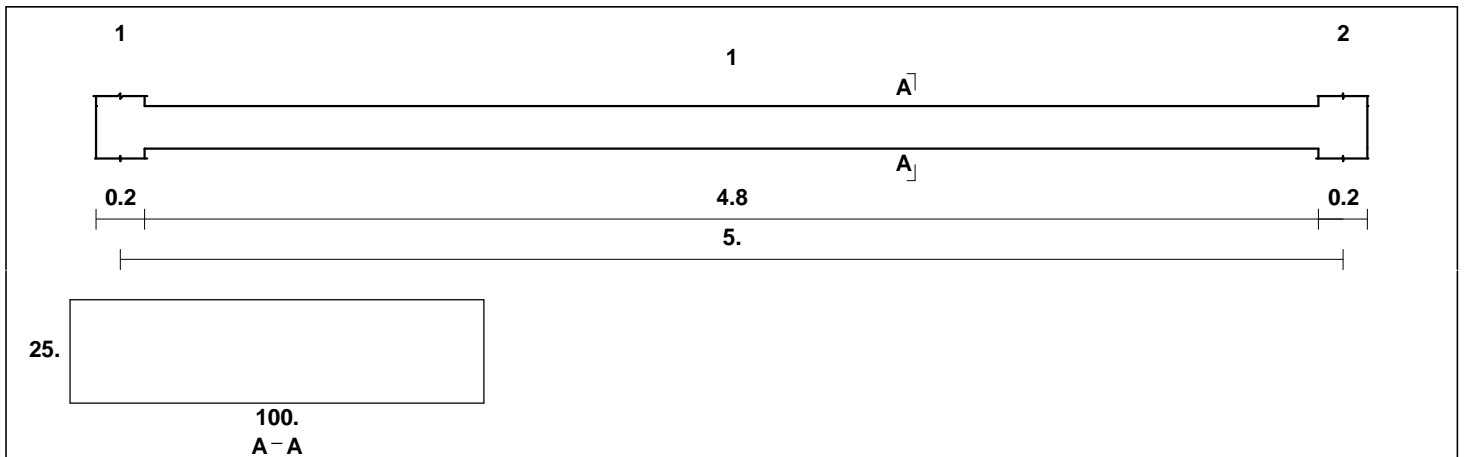


Fig. (4 – 14) Solid Slab Geometry (m)

Moments: spans 1 to 1

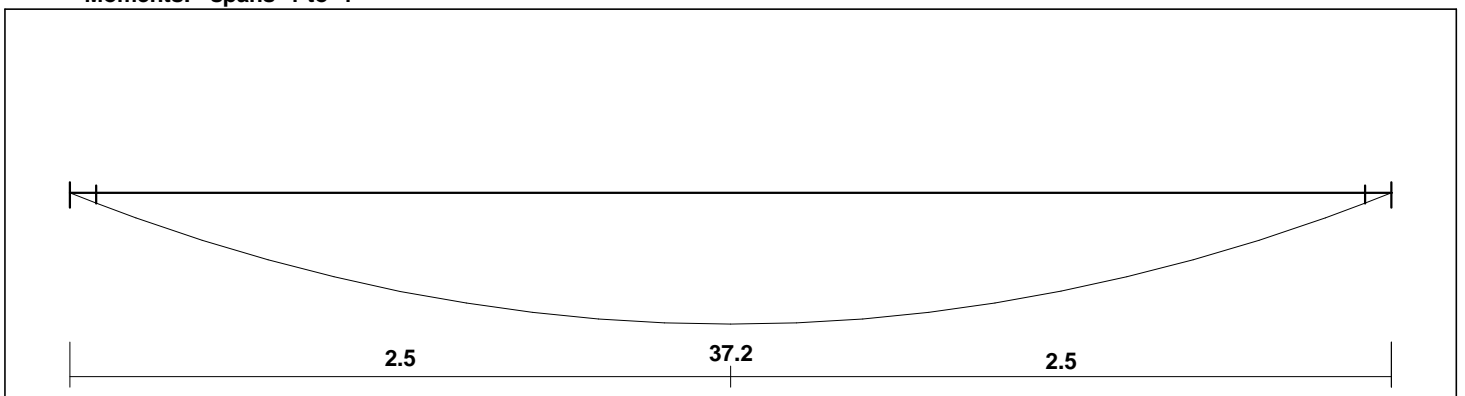


Fig. (4 – 15) Solid Slab Moments values (KN.m)

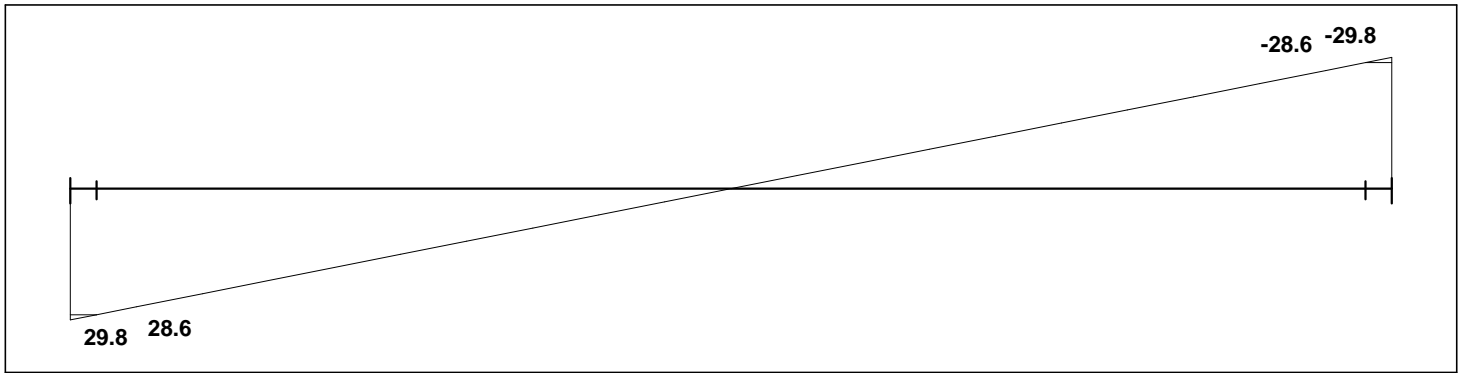


Fig. (4 – 16) Solid Slab Shear values (KN)

#### 4.9.2 Design of Reinforcement:

$$M_u = 37.2 \text{ KN.m}$$

Use  $\Phi 12$

$$d = 250 - 20 - 12/2 = 224 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$M_n = \frac{37.2}{0.9} = 41.33 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{41.33 * 10^{-3}}{1 * 0.224^2} = 0.824 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.824}{400}} \right) = 0.0021$$

$$A_{s_{req}} = 0.0021 * 1000 * 224 = 470.4 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{req}} > A_{s_{min}}$$

$$\text{Number of bar's} = \frac{470.4}{113.1} = 4.2$$

$$\text{spacing} = \frac{1000}{4.2} = 238 \text{ mm}$$

Check for spacing

1.  $3h=3*250=750\text{mm}$

2. 450

3.  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5Cc$   
 $= 380 \left( \frac{280}{0.75*400} \right) - 2.5 * 20 = 304.66\text{mm}$

4.  $s = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{0.75*400} \right) = 280 \dots \dots \dots \text{control}$

Select  $\Phi 12@200\text{mm}$  .

### 4.9.3 Design of secondary Reinforcement

1. Use for the second bottom direction (min.)  $\Phi 12@20$  cm c/c.

2. shrinkage and temperature

$A_s = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$

Number of bar's =  $450/78.5 = 5.7$

Spacing =  $1000/5.7 = 175.4$

Check for spacing

$S = 5h = 5*250 = 1250\text{mm}$

$S = 450\text{mm}$

Use  $\Phi 10@150\text{mm}$  .

### 4.9.4 Design of Shear:

$d = 250 - 20 - 12/2 = 224 \text{ mm}$

$\phi * V_c \geq V_n$

$\phi * V_c = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.224 * 1000 = 137.2$

$\phi.V_c = 137 \gg V_u = 28.6\text{KN}$

No shear reinforcement is required .

## 4.10: Design of long column(C11) in Ground Flour :

### 4.10.1 Load Calculation:

DL=1155 KN LL=834 KN ..... From Factored Load Table

$$P_u = 1155 + 834 = 1989 \text{ KN}$$

Use 0.3×0.6 m with  $A_g = 0.18\text{m}^2$

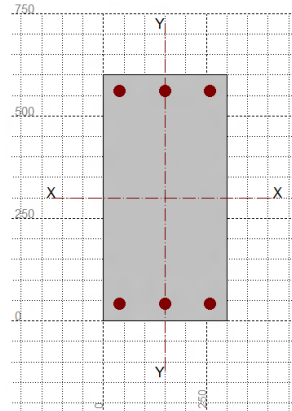


Fig.(4-17) column section

### 4.10.2 Check Slenderness Effect:

- In 0.6 m-Direction(about x axis)

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{.....ACI - (10.12.2)}$$

$l_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.

$K$ : effective length factor ( $K= 1$  for braced frame).

$R$ : radius of gyration =  $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3 h$  .....For rectangular section

$$l_u = 4 - 0.7 = 3.3 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

$K=1$  , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor,  $k$ , shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{.....ACI - (10.12.2)}$$

$$\frac{1 \times 3.3}{0.3 \times 0.6} = 18.33 < 22$$

$\therefore$  short Column in 0.6m:direction

- **In 0.3 m-Direction (about y axis)**

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

$$R: \text{radius of gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3 h$$

$$Lu = 4 - 0.70 = 3.3 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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.

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.30}{0.3 \times 0.3} = 36.6 > 22$$

∴ long Coloumn in 0.3m:direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots [ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2 * (962.5)}{1989} = 0.580 < 1$$

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

$$EI = \frac{0.4 \times 23270.15 \times 0.00135}{1 + 0.580} = 7.95 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 7.95}{(1.0 \times 3.30)^2} = 7.19 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots\dots \text{According to ACI 318 - 05 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1989}{0.75 \times 7190}} = 1.584 > 1$$



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

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.584 = 0.038 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.038}{0.3} = 0.1266$$

From prokon we have interaction diagram

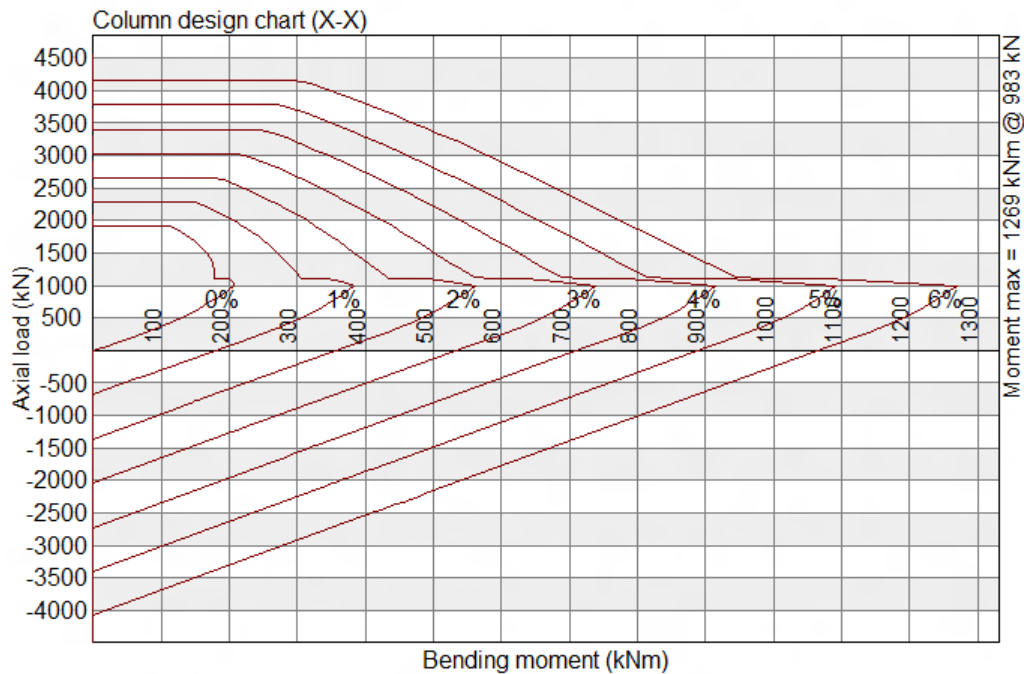


Fig.(4-18) interaction diagram

From interaction diagram

$$\rho = 0.008 < \rho_{\min} = 0.01$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.01$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 600 \times 300 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{use } 10 \text{ } \emptyset 16 \Rightarrow A_s = 2011 \text{ mm}^2$$

### 4.10.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

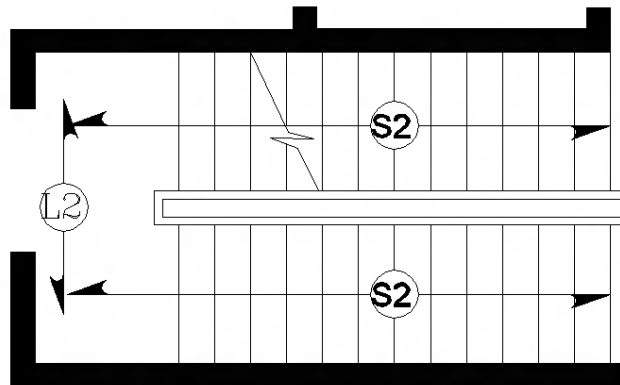
$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq \text{least.dim.} = 30 \text{ cm}$$

Use  $\Phi 10$  @ 20 cm c/c

## 4.11 Design of Stair (Stair 2) :



Fig(4 - 19) stair plan

### 4.11.1 Determination of Slab Thickness:

#### For Flight:

$$L = 4.0 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20.$$

$$h_{\text{req}} = 4.0 / 20 = 0.20 \text{ m.}$$

Use  $h = 25 \text{ cm.}$

The stair slope by  $\theta = \tan^{-1} \left( \frac{190}{300} \right) = 32.35$

#### For Landing:

$$L = 3.2 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20.$$

$$h_{\text{req}} = 3.2 / 20 = 0.16 \text{ m.}$$

Use  $h = 25 \text{ cm.}$

### 4.11.2 Load Calculations:

#### For Flight :

Dead Load for flight:

$$\text{Tiles} = 27 \left( \frac{0.17 + 0.35}{0.3} \right) * 0.03 * 1 = 1.40 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mortar} = 22 \left( \frac{0.17 + 0.3}{0.3} \right) * 0.02 * 1 = 0.689 \text{ KN/m}$$

$$\text{stair steps} = \frac{25}{0.3} \left( \frac{0.17 * 0.35}{2} \right) * 1 = 2.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{slab} = \left( \frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 32.35} \right) = 7.39 \text{ KN/m}$$

$$Plaster = 22 \left( \frac{0.03 * 1}{\cos 32.35} \right) = 0.78 \text{KN/m}$$

**Dead load sum = 12.74**

**Live load for flight:**

Live load for stairs = 5 KN/ m<sup>2</sup>.

**For landing:**

Dead Load for landing:

Tiles = 23\*0.03\*1=0.69KN/m

Mortar = 22\*0.02\*1=0.44KN/m

Slab = 25\*0.25\*1=6.25KN/m

Plaster = 22\*0.02\*1=0.66KN/m

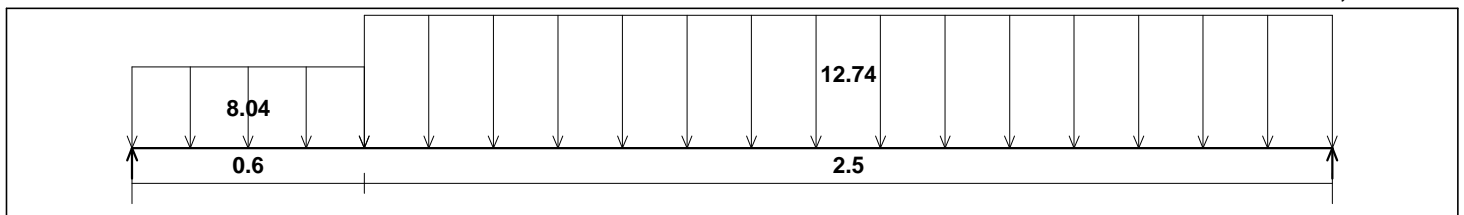
**Total dead load= 8.04 KN/m.**

**Live load for landing:**

Live load for stairs = 5 KN/ m<sup>2</sup>.

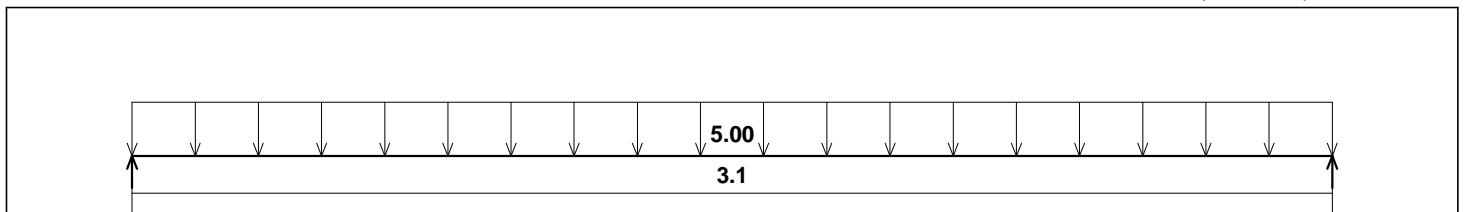
load group no. 1  
Dead load - Service

Units:kN, meter

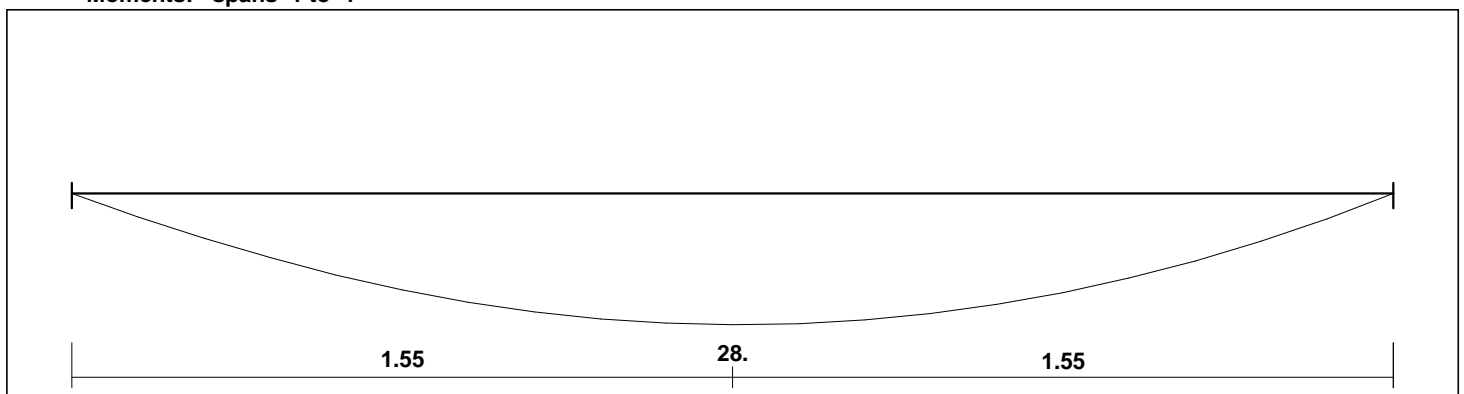


Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Moments: spans 1 to 1



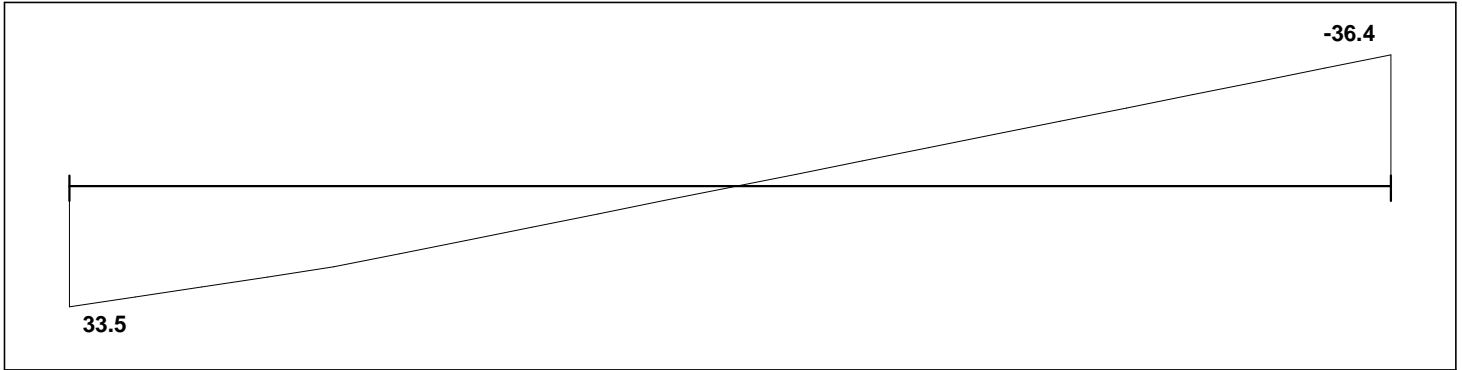


Fig. (4-20) Loads & Moment & shear on flight

#### 4.11.3 Design of Shear for flight:

- Assume  $\emptyset 14$  for main reinforcement:-

So,  $d = 250 - 20 - 7 = 223 \text{ mm.}$

Take  $d = 223 \text{ mm}$

- $V_u = 36.4 \text{ KN.}$
- $$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$
- $$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6 \text{ KN}$$
- $V_u = 36.4 \text{ KN} < \phi V_c = 136.6 \text{ KN.}$

Depth is ok since there is no shear Reinforcement .

#### 4.11.4 Design of Bending Moment for Flight:

$M_u = 28 \text{ KN.m.}$

$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 28 / 0.9 = 31.11 \text{ KN.m.}$

$d = 223 \text{ mm.}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{31.11 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.63 \text{ MPa .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.63}{400}} \right) = 0.00161$$

$$A_s \text{ req} = 0.00161 \times 1000 \times 223 = 359.03 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 250 \times 1000 = 450 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{control}$$

$$S = 153.9 / 450 = 0.342 \text{ m}$$

**Check for spacing**

$$3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{0.667 \times 400} \right) - 2.5 \times 20 = 348.8 \text{ mm}$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{0.667 \times 400} \right) = 314.8 \text{ mm}$$

Use 1Φ 14@ 30 cm

Use 1Φ 14@ 30 cm. for secondary Rein.

**Check for strain:**

Tension = Compression

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

$$450 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 8.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.82}{0.85} = 10.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{223 - 10.4}{10.4} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.064 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

### 4.11.5 Design of landing:-

same thickness =25 cm

Dead load = 8.04 KN/ m .

Live load = 5.0 KN/ m .

Load from flight =  $36.24/1.5 = 24.16\text{KN/m}$

Load =  $24.16+(1.2*8.04+1.6*5) = 41.81\text{ KN/m}$

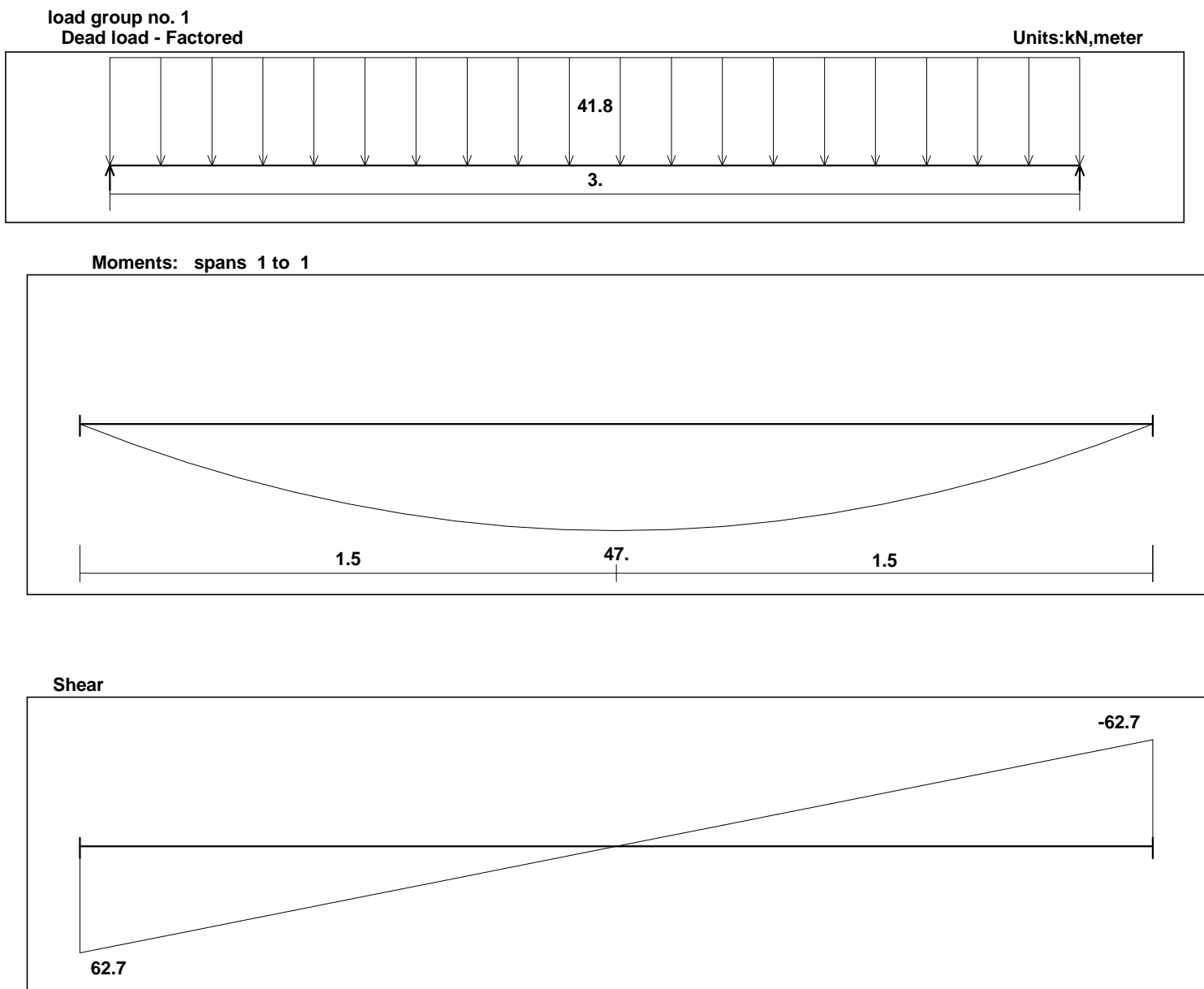


Fig.(4-21) Loads & Moment & shear on landing

#### 4.11.6 Design of Shear for Landing:

- $V_u = 62.7 \text{ KN.}$
- $$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$
- $$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.55 \text{ KN}$$
- $V_u = 62.7 \text{ KN} < \phi V_c = 136.55 \text{ KN.}$

Depth is ok since no shear reinf. Is required

#### 4.11.7 Design of Bending Moment for landing :-

$M_u = 47 \text{ KN.m.}$

$M_n \text{ req} = 47 / 0.9 = 52.22 \text{ KN.m.}$

$d = 223 \text{ mm.}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$k_n = \frac{52.22 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.05 \text{ MPa .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.05}{400}} \right) = 0.00269.$$

As req =  $0.00269 * 1000 * 223 = 601.26 \text{ mm}^2$ . ..... control

As min =  $0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$

S =  $153.9 / 601.26 = 0.255 \text{ m}$

Check for spacing

$$3h=3*250=750\text{mm}$$

$$S=450$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{0.667 * 400} \right) - 2.5 * 20 = 348.8\text{mm}$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{0.667*400} \right) = 314.8\text{mm}$$

Use 1Φ 14@ 30 cm

Use 1Φ 14@ 30 cm. for secondary Rein.

**Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$601.26 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.9\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.9}{0.85} = 14\text{mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{223-14}{14} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.044 > 0.005 \longrightarrow ok$$



## 4.12 Design Basement wall :

### 4.12.1 load calculation

$F_c' = 24 \text{ MPa}$  ,  $F_y = 400 \text{ MPa}$  ,  $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$  ,  $q_{all} = 250 \text{ KN/m}^2$  ,  $\phi = 35$  ,  
surcharge =  $5 \text{ KN/m}^2$

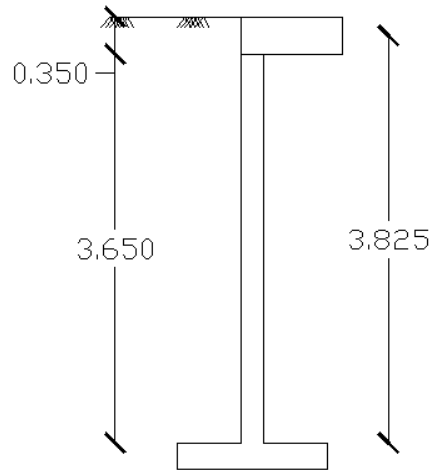


Fig.(4-22) basement wall

$$C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

$$W_s = C_a * h * \gamma = 0.271 * 3.825 * 18 = 18.65 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{su} = C_a * P = 0.271 * 5 = 1.355 \text{ KN/m}^2$$

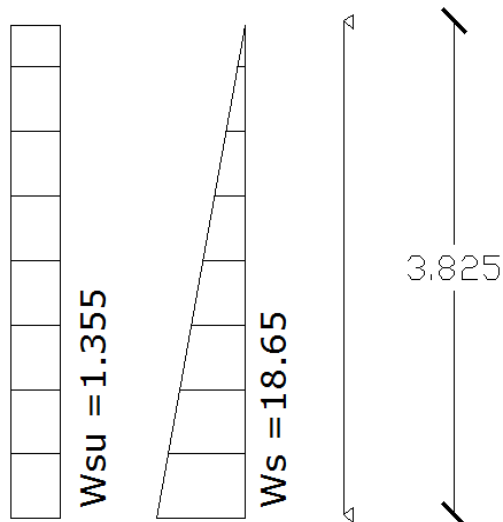
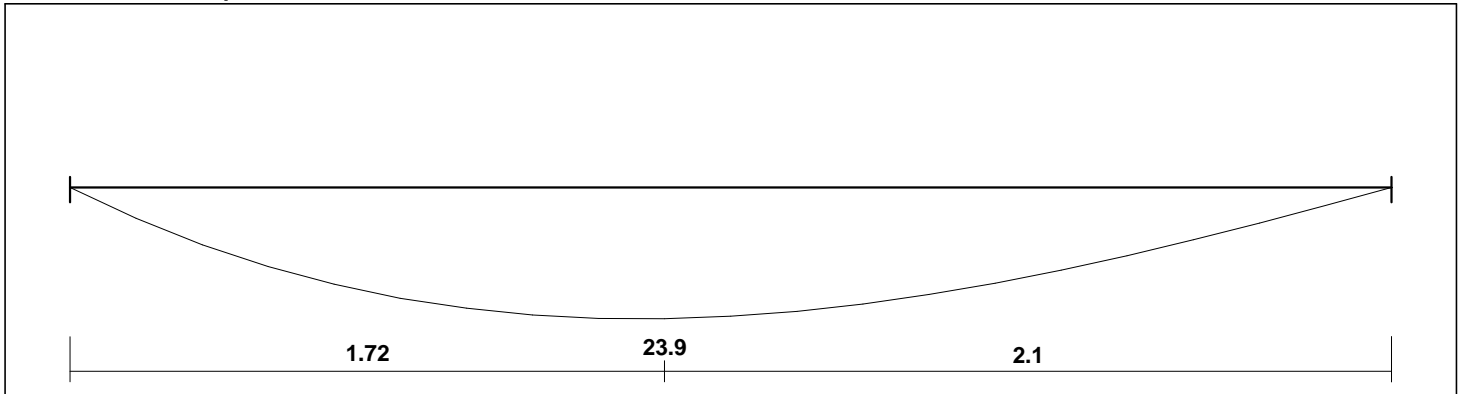


Fig.(4-23) Static system of basement wall

From Atir we have moment and shear envelop

Moments: spans 1 to 1



Shear

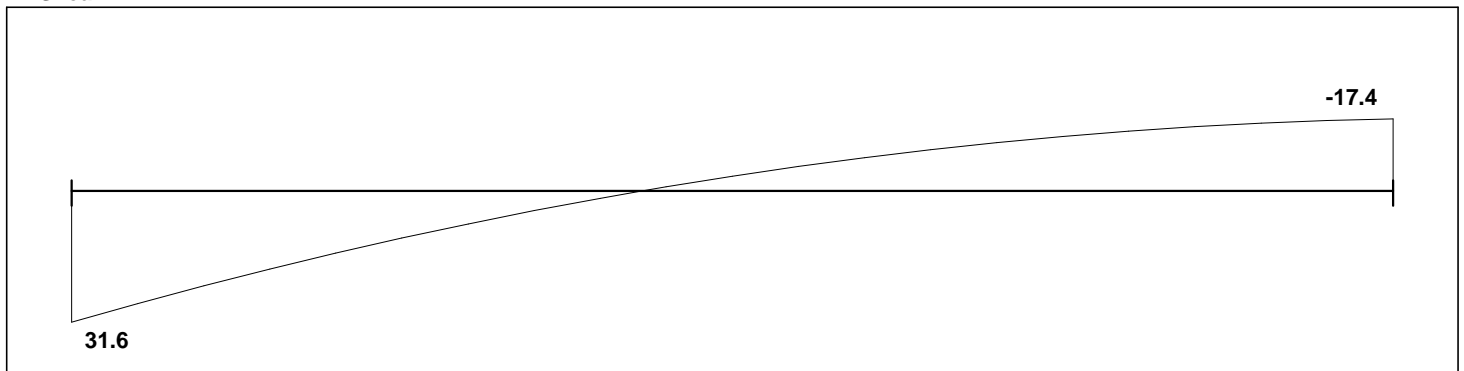


Fig.(4-24) shear and moment diagram for basement wall

#### 4.12.2 Design of Bending Moment

$$D = 200 - 40 - 10 = 150 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{23.9 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.18}{400}} \right) = 0.0031$$

As req = 0.0031 \* 1000 \* 150 = 465 mm<sup>2</sup>/m.....control

$\rho = 0.0031 > \rho_{min} = 0.0015 \dots \dots OK$

$$S = 153.9 / 465 = 0.331m$$

Check for spacing

$$3h = 3 * 200 = 600mm$$

$$S = 450$$

$$s = 153.9 / (0.0015 * 200) = 513mm$$

Use 1Φ 14@ 30 cm

For horizontal bars use the half of the min. in each side

$$0.5 * A_{sh_{min}} = 0.5 * 0.0025 * 200 * 1000 = 250mm^2$$

Use φ=10

$$S = 78.5 / 250 = 0.31m$$

Use for horizontal bare φ10@250mm in each side

Use φ10@300 for vertical in outer side to hold the horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$513 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 10.06mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.06}{0.85} = 11.84mm$$

$$\epsilon_s = \frac{150 - 11.84}{11.84} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.035 > 0.005 \longrightarrow ok$$

#### 4.12.3 Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 1000 * 150 * 10^{-3} = 91.85KN$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 * 91.85 = 45.9KN > V_u = 31.6 \dots \dots OK$$

The thickness is enough

### 4.13 Design of Isolated Footing (F 5. C10) :

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad f_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$P_D = 1605 \text{ KN} \dots\dots (1337.5 \text{ KN})$$

$$P_L = 1012 \text{ KN} \dots\dots (632.5 \text{ KN})$$

$$P_U = 2617 \text{ KN}$$

Column Dimensions = 60\*50 cm.

Allowable bearing capacity  $q_{all} = 250 \text{ KN/m}^2$ .

#### 4.13.1 Area of Footing :

live load = 5 KN/m<sup>2</sup>.

assume  $h = 60 \text{ cm}$

$$q_{all-net} = 250 - 5 - 0.6 * 25 = 230 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{area } A = P_D + P_L / q_{all-net}$$

$$= 1337.5 + 632.5 / 230 = 8.565 \text{ m}$$

Use  $L = 3 \text{ m}$ ,  $B = 3 \text{ m}$ ,  $A = 9 \text{ m}^2$

#### 4.13.2 Depth of footing :

Assume  $h = 60 \text{ cm}$ .

Check one-way shear:

$$q_{ult} = \frac{P_u}{\text{Area}} = 2617 / 9 = 290.8 \text{ KN / m}^2$$

$$d = 600 - 75 - 20 = 505 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$= \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 3 * 0.505 * 1000 = 927.7 \text{ KN}$$

$$V_u = q_{ult} \times \left( \frac{B - a}{2} - d \right) \times L$$

$$V_u = 290.8 \times \left( \frac{3.0 - 0.6}{2} - 0.505 \right) \times 3.0 = 606.32 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 927.7 > V_u = 606.32$$

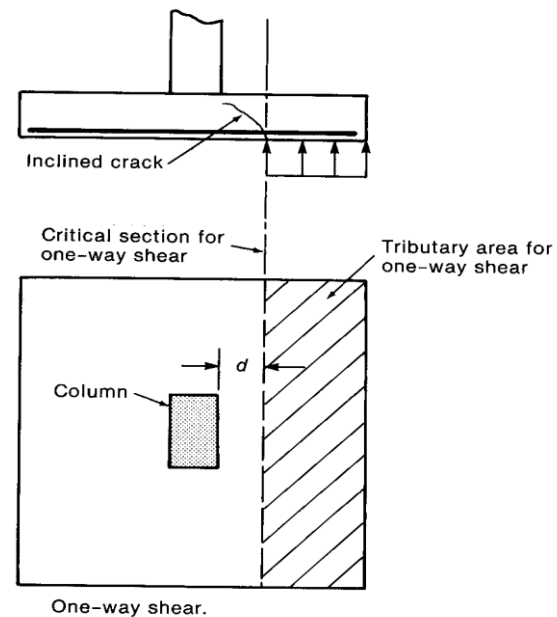


Figure (4-25)

Check two-way shear :

$$Vu = q_{ult} \times ((B \times L) - (a + d)(b + d))$$

$$Vu = 290.8 \times ((3 \times 3) - (0.6 + 0.505)(0.5 + 0.505)) = 2294.3 \text{ KN}$$

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.5 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.585 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$\beta_c = a / b = 60 / 50 = 1.2$$

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

$$b_o = 2 (0.6 + 0.505) + 2(0.5 + 0.505) = 4.22 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{24} \times 4.22 \times 0.505 \times 1000 = 2584 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 2584 \text{ KN} > Vu = 2294.3 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$

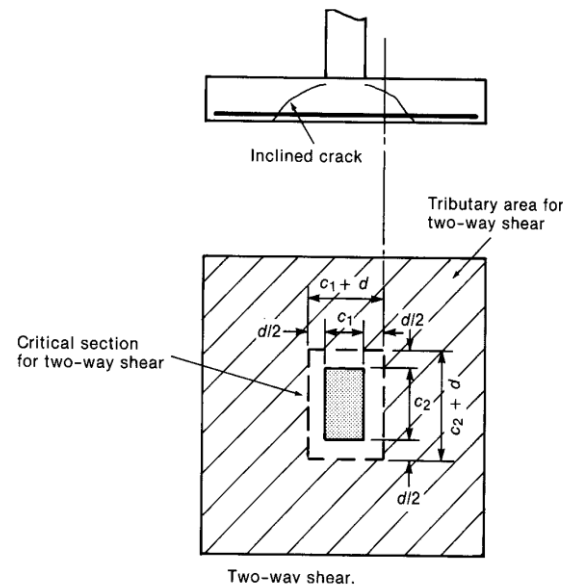


Figure (4-26)

### 4.13.3 Design of flexural Reinforcement :

$$\begin{aligned} Mu &= \left( q_{ult} \times W \times \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left( 290.8 \times 3.0 \times \left( \frac{3.0}{2} - \frac{0.6}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{3.0}{2} - \frac{0.6}{2} \right) = 628.13 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$Mn = 628.13 / 0.9 = 698 \text{ KN.m}$$

$$Kn = Mn / b.d^2 = 0.912 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.912}{400}} \right) = 0.00233$$

$$As = 0.00233 \times 3000 \times 505 = 3530 \text{ mm}^2. \dots\dots\dots \text{control}$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 3000 \times 600 = 3240 \text{ mm}^2.$$

So , Use 18  $\Phi$  16 in both directions .

#### 4.13.4 Development length of flexural Reinforcement:

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 16 = 377mm$$

Available length = ((3000-600)/2)-75=1125

= 1125mm > 377 mm .....ok

#### 4.13.5 Development length of column Reinforcement :

Ld for Φ 18 :

$$L_d = \frac{f_y}{4\sqrt{f_c'}} db = \frac{400}{4\sqrt{24}} \times 18 = 368mm$$

$$L_d = 0.043 \times db \times f_y = 0.043 \times 18 \times 400 = 310 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 450mm$$

Available embedment = 600 – 75 – (2 x 16) = 493 mm > 310 mm

∴ OK.

#### 4.13.6 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design ):

In footing :

$$\Phi P_{n,b} = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.6 \times 0.5 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3.0 \times 3.0 = 9 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{9}{0.3}} = 5.47 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_{n,b} = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.3 \times 2) \times 1000 = 7956KN$$

$$\Phi P_n = 7956 > P_u = 2617 \dots \dots \dots .ok$$

In column:

$$\Phi P_{n,b} = \Phi(0.85 f_c' A_1)$$

$$\Phi P_{n,b} = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.5 \times 1000) = 3978KN$$

$$\Phi P_{n,b} = 3978KN > P_u = 2617KN$$

and the minimum reinforcement of dowels:

$$A_s = 0.005 \times (600 \times 500) = 1500 \text{ mm}^2$$

#### 4.13.7 Lap splice of column :

$$L_s = 0.071 f_y . db = 0.071 \times 400 \times 18 = 512 \text{ mm.} \quad \text{Use 550 mm .}$$

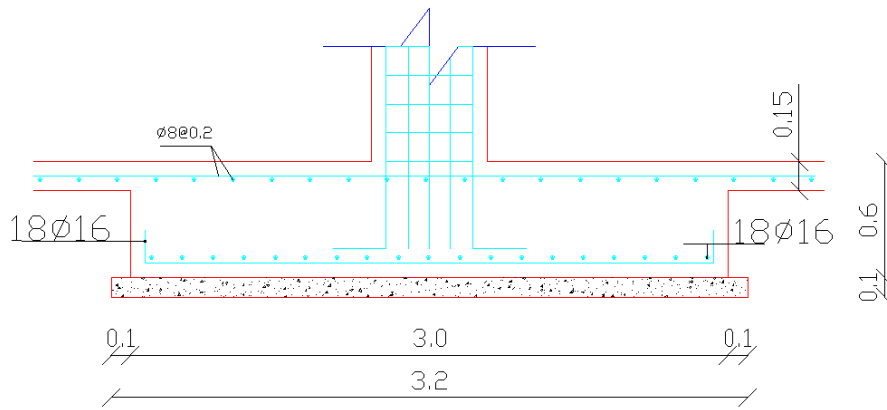


Figure (4-27) section of isolated footing

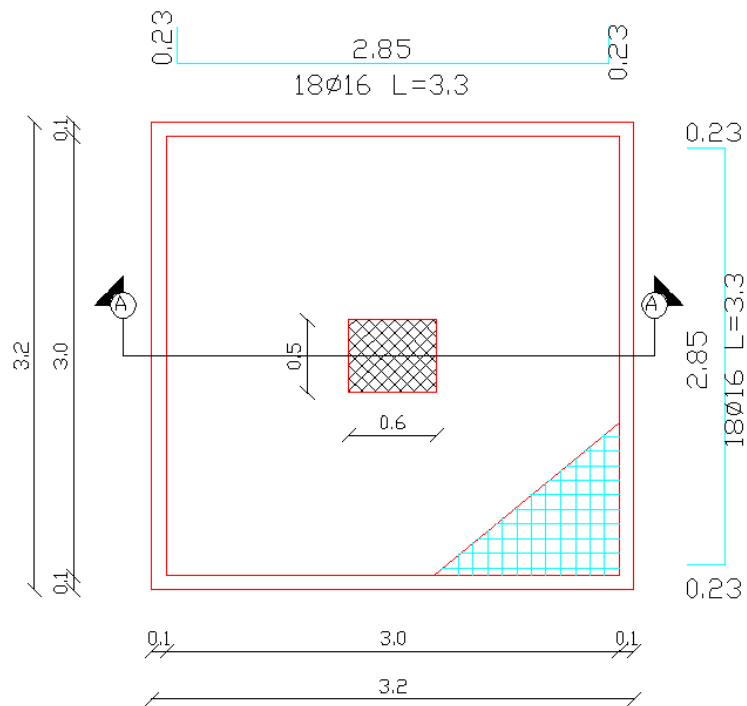


Figure (4-28) plan of isolated footing

### 4.14 Design of Mat Foundation For Well :

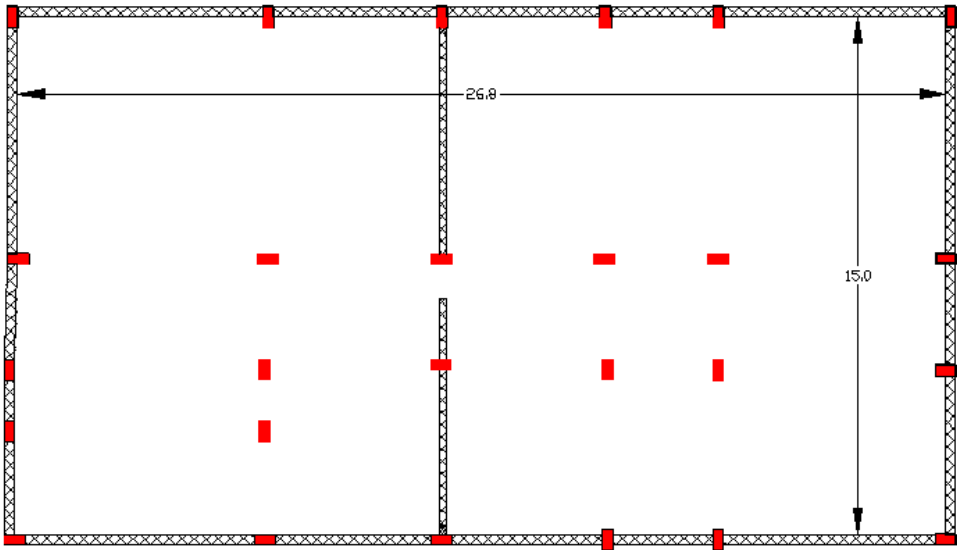


Fig.(4.29) Mat footing

#### 4.14.1 Design of shear :

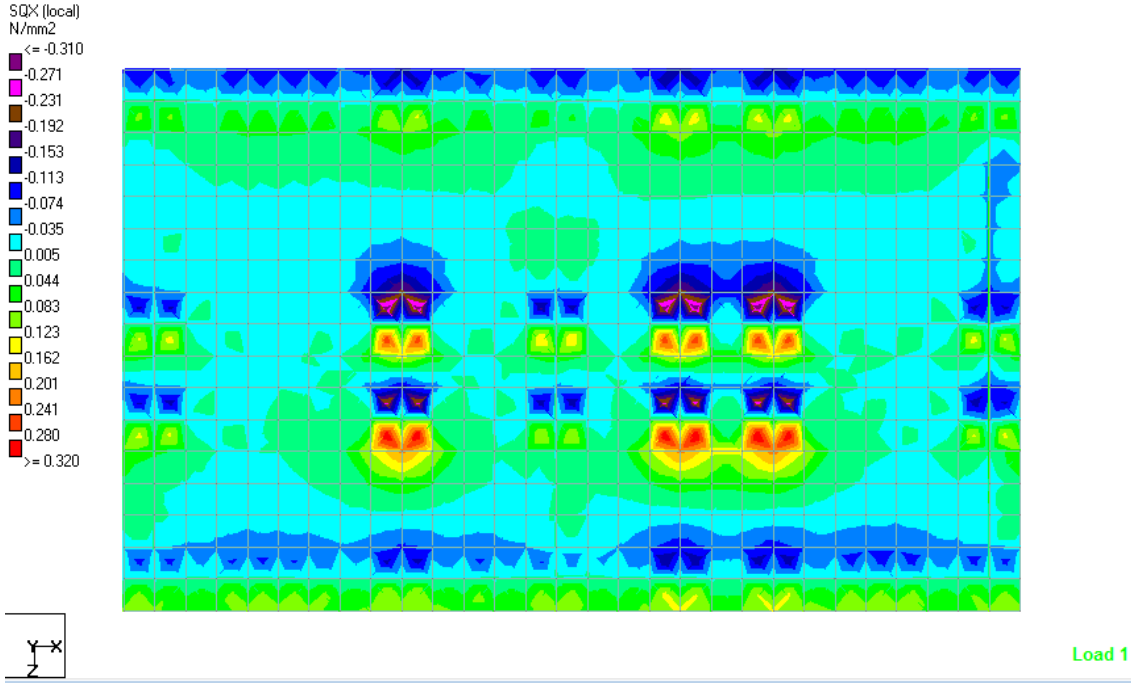


Fig.(4.30) shear in X-direction



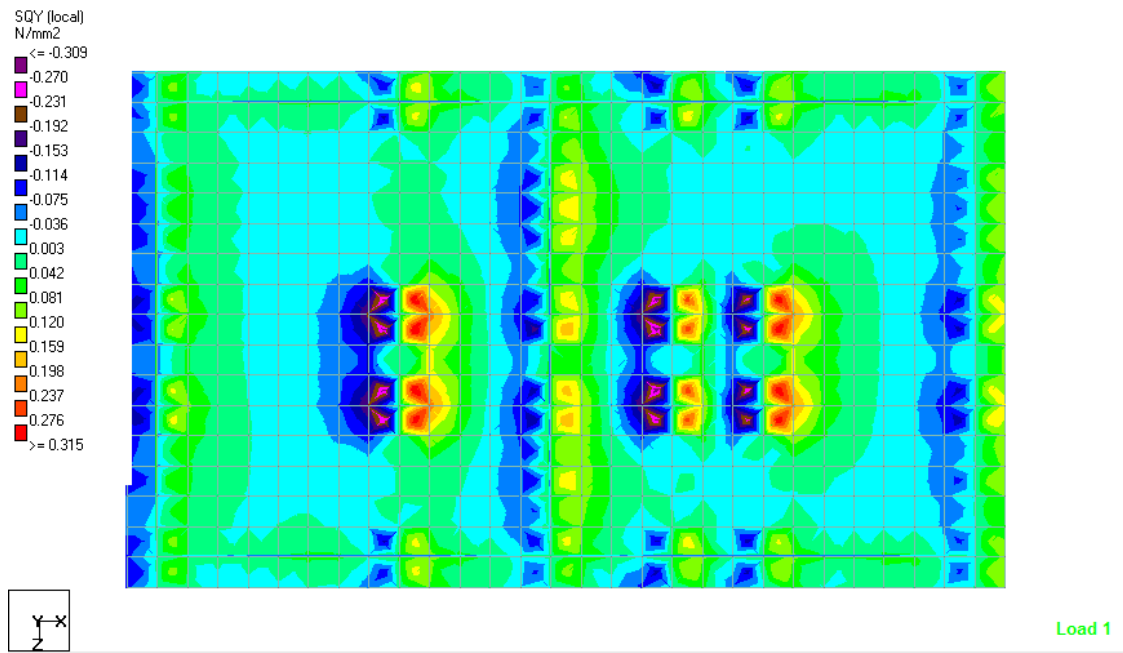


Fig.(4.31) shear in Y-direction

$$d = 60 - 7.5 - 1.5 = 51 \text{ cm}$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 510 * 10^{-3} = 312.3 \text{ KN}$$

$$P_{u_{\max}} = 310 \text{ KN} / m = 235 \times 1 = 235 \text{ KN}$$

$$\phi.Vc = 312.3 \text{ KN} > P_u = 310 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### 4.14.2 Design of bending moment :

By using the safe 15 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

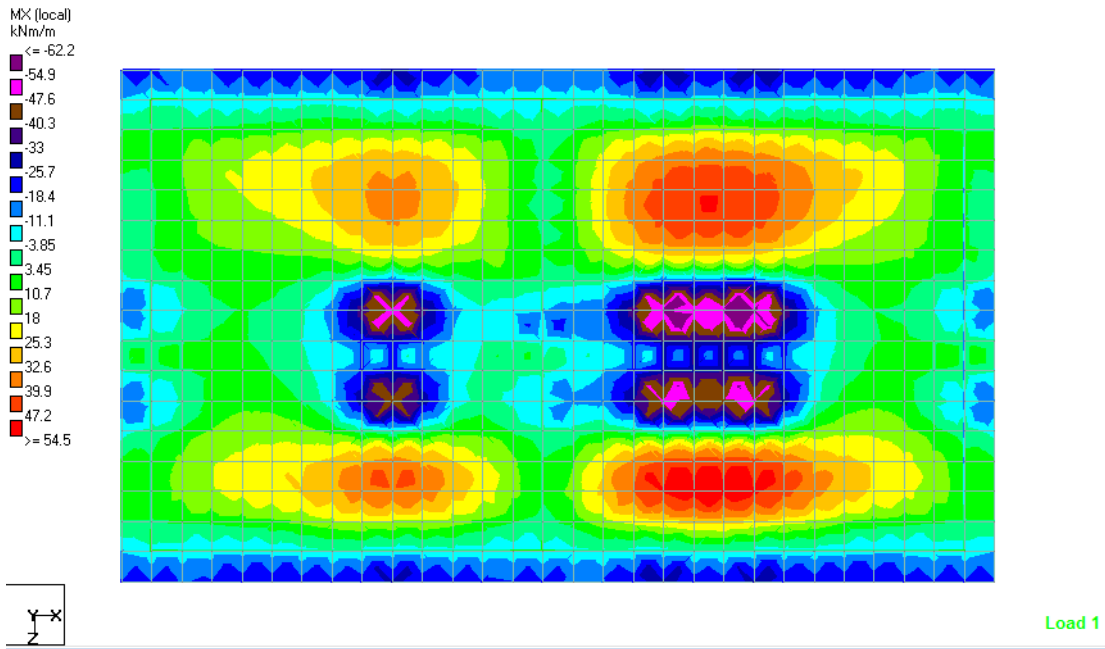


Fig.(4.32) Moment in X-direction

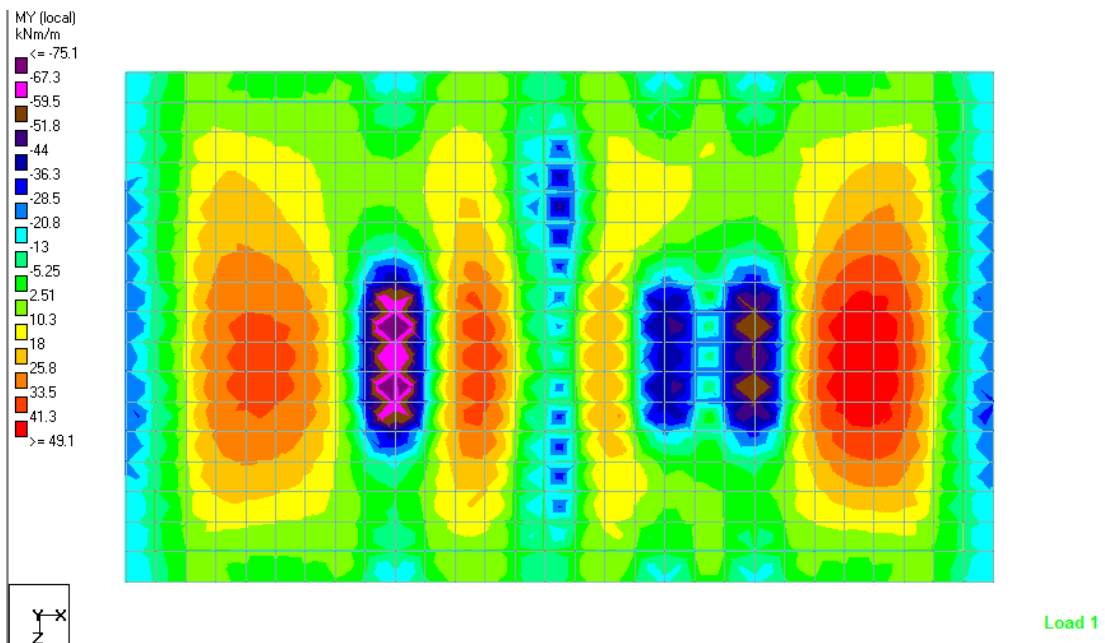


Fig.(4.33) Moment in Y-direction

- **Design In Y-directions:**

**h = 60 cm**

$$d = 60 - 7.5 - 1.4 = 51.1 \text{ cm} .$$

$F_y = 400 \text{ Mpa}.$

$F_c' = 24 \text{ Mpa}$

### ***Design of Negative Moment***

– ve  $M_{uy} = 75.1 \text{ KN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{75.1}{0.9} = 83.4 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{83.4 * 10^6}{1000 * 511^2} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.32}{400}} \right) = 8.064 * 10^{-4}$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 8.064 * 10^{-4} * 100 * 50.9 = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Shrinkage \& temperature} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 10.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\text{Select } \phi 16 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{15} * \left( \frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 13.4 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

### ***Design of Positive moment***

$$\text{Select } \phi 16 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{15} * \left( \frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 13.4 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

- **Design In X-directions:**

### ***Design of negative moment***

$$\text{Select } \phi 16 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{15} * \left( \frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 13.4 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

### ***Design of positive moment***

$$\text{Select } \phi 16 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{20} * \left( \frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 13.4 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Use  $\phi 16 @ 15 \text{ cm}$  for X and Y direction (negative and positive)

## 4.15 Design of shear wall (W10) :

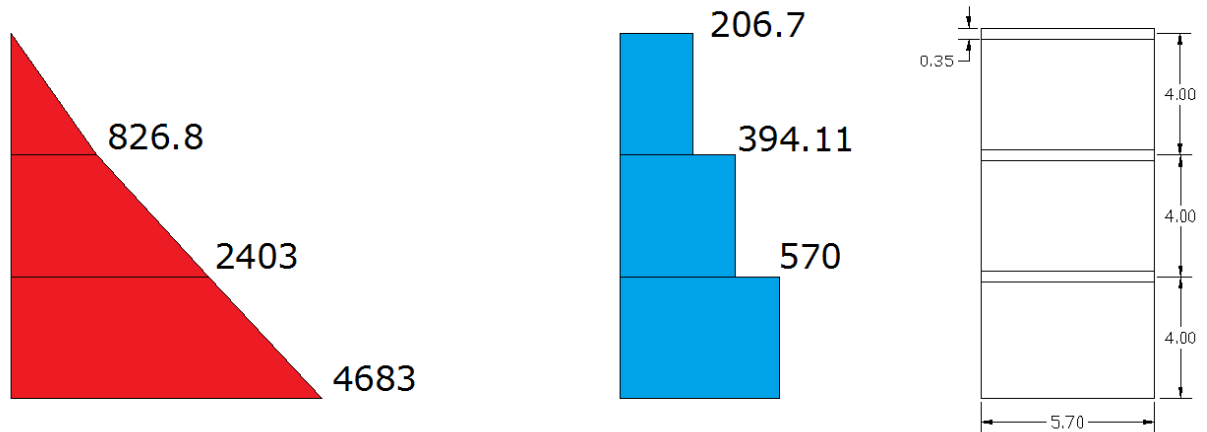


Fig. (4-34) Moment and shear diagram for shear wall

$$F_c = 24 \text{ MPa}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$t = 25 \text{ cm}$  .shear wall thickness

$L_w = 5.7 \text{ m}$  .shear wall width

$H_w$  for one wall = 4 m story height

### 4.15.1 Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 570 \text{ KN}$$

#### 4.15.1.1 Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.7}{2} = 2.85 \text{ m} \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ m}$$

$$\text{story height} = 4 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 3200 = 2440 \text{ KN} > V_u \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 250 * 3200 * 10^{-3} = 653.2 \text{KN} \dots \text{cont}$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = (0.27 \sqrt{24} * 250 * 3200 + 0) * 10^{-3} = 1058.18 \text{KN}$$

$$\frac{4683 - 2403}{4} = \frac{M_u - 2403}{4 - 2.85} \Rightarrow M_u = 3058.5 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3058.5}{570} - \frac{5.7}{2} = 2.51 > 0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$V_c = \left[ 0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w (0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u - l_w}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

$$= \left[ 0.05 \sqrt{24} + \frac{5.7 (0.1 \sqrt{24} + 0)}{2.51} \right] 250 * 3200 = 1086 \text{KN}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= (570 / 0.75) - 653.2 = 106.8 \text{KN}$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{106.8 * 10^3}{400 * 3200} = 0.0834 \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0834}{250} = 0.000333 < 0.0025$$

Take  $\rho = 0.0025$

Use  $\phi 10 A_s = 78.5 \text{mm}^2$

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 250} = 0.0025 \Rightarrow S = 251 \text{mm}$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5.7}{5} = 1.14 \text{m}$$

$$3h = 3 * 250 = 0.75 \text{m}$$

450 mm = 0.45 m .....cont.

Use  $\phi 10 @ 250 \text{mm}$  in tow layer

#### 4.15.1.2 Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16}{5.7} = 2.8$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l} \right) (\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

For this wall with  $\frac{h_w}{l} > 2.5$ ,  $\rho_{vmin} = 0.0025$

Use  $\phi 10@250\text{mm}$  in tow layer

#### 4.15.2 Design of bending moment:

Try  $\phi 10@250$  mm

$$A_{st} = \left( \frac{5700}{250} \right) * 2 * 78.5 = 3580 \text{mm}^2$$

$$w = \left( \frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c'} = \left( \frac{3580}{5700 * 250} \right) \frac{400}{24} = 0.042$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.042 + 0}{2 * 0.042 + 0.85 * 0.85} = 0.052$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[ 0.5 A_{st} f_y l_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 3580 * 400 * 5700 (1 + 0) (1 - 0.052)] = 3482 \text{KN.m} > Mu \end{aligned}$$

Use  $\phi 10@250$  mm for vertical reinforcement

## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

---

1-5 النتائج

2-5 التوصيات

## 1-5 النتائج :

- (1) يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
- (2) من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
- (3) يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
- (4) على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
- (5) تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) ونظام (flat plate) ونظام (Two- Way Ribbed Slab) في عقدة كل طابق .
- (6) الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
- (7) من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

## 2-5 التوصيات

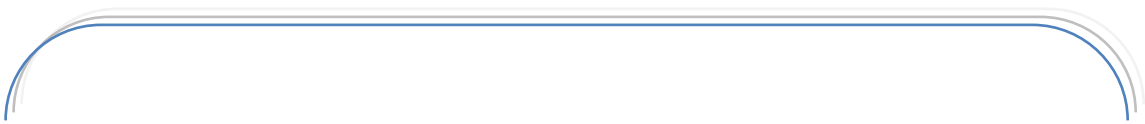
- (1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكامل إنشائياً ومعمارياً.
- (2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- (3) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- (4) إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
- (5) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.



## قائمة المصادر والمراجع

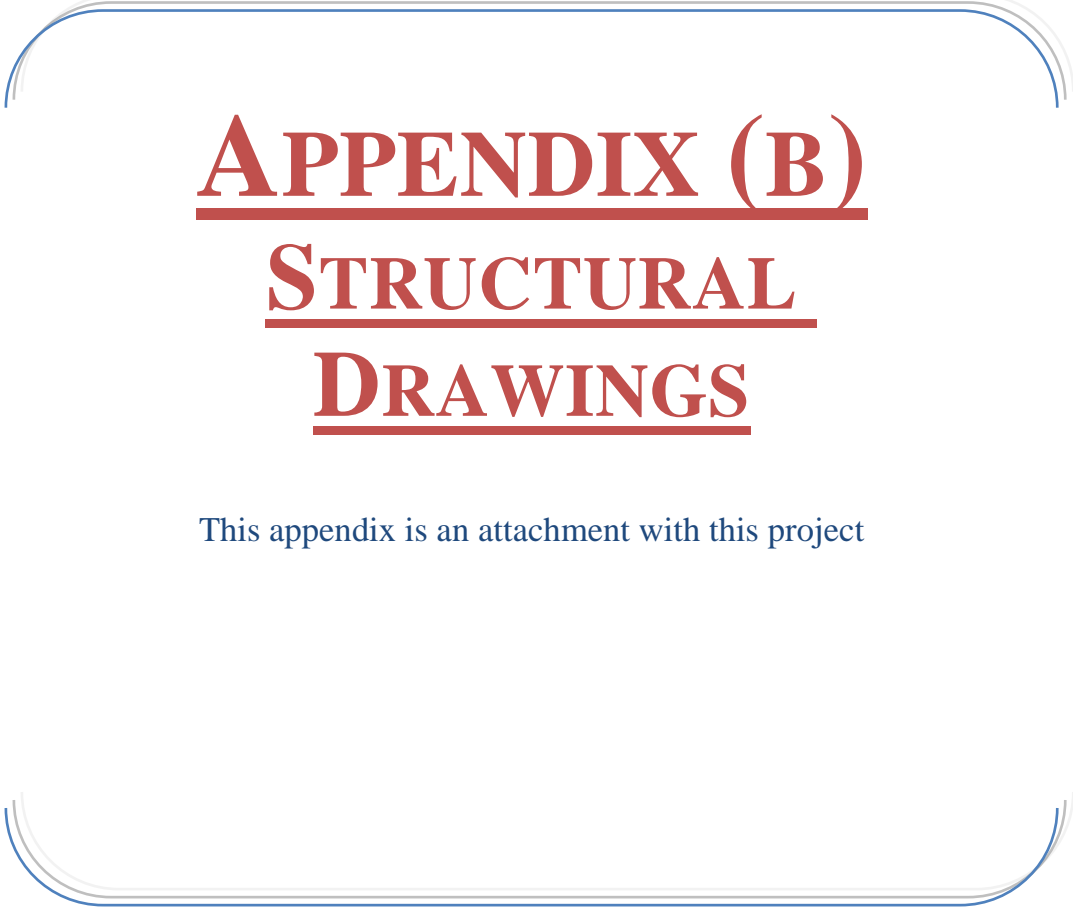
1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.
3. بلال أبو رجب، خالد العملة "التصميم الإنشائي لمجمع تجاري" مشروع تخرج، جامعة بوليتكنك فلسطين، الخليل، فلسطين، 2007.
4. واكد، خليل إبراهيم، الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية، دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع، جمهورية مصر العربية، 2001 م.
5. موقع المملكة المعمارية، تصميم المراكز التجارية . <http://www.m3mare.com>
6. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI-318-02).**
7. **Uniform Building Code (UBC-97).**
8. **According To The German Code (DIN 1055-5).**

# الملاحق



**APPENDIX (A)**  
**ARCHITECTURAL**  
**DRAWINGS**

This appendix is an attachment with this project



# **APPENDIX (B)** **STRUCTURAL** **DRAWINGS**

This appendix is an attachment with this project

**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	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density  $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) 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  $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$ , 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  
الأحمال الحية للأرضيات و العقودات**

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
كن	كن/م <sup>2</sup>			
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية والخاصة
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	5.000	-	نادي رياضي	
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	
4.500	4.000	مع مستودع كتب		