بسم الله الرحمن الرحيم

# جامعة بوليتكنك فلسطين

**كلية الهندسة والتكنولوجيا**

**دائرة الهندسة المدنية والمعمارية**

مشروع التخرج

## التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا

فريق العمل :-

عماد السويطي

خالد عوض

معتز جرادات

محمد زماعره

إشراف :-

د. هيثم عياد

**الخليل- فلسطين**

**2014- 2015 م**

بسم الله الرحمن الرحيم

# جامعة بوليتكنك فلسطين

**كلية الهندسة والتكنولوجيا**

**دائرة الهندسة المدنية والمعمارية**

مشروع التخرج

## التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا

فريق العمل :-

عماد السويطي — خالد عوض

معتز جرادات — محمد خليل زماعره

إشراف :-

د. هيثم عياد

**الخليل- فلسطين**

**2014- 2015 م**

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا

أسماء الطلبة :-

عماد السويطي خالد عوض
معتز جرادات محمد خليل زماعره

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

توقيع المشرف
.....

توقيع اللجنة الممتحنة

..... .....

توقيع رئيس الدائرة
.....

**2014- 2015 م**

# الاهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

الى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب ، أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى من علمني أول حرف.....اساتذتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

الى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

كذلك نشكر كل من ساعد على إتمام هذا البحث وقدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة وزودنا بالمعلومات اللازمة لإتمام هذا البحث.....

الذين كانوا عونا لنا في بحثنا هذا ونورا يضيء الظلمة التي كانت تقف أحيانا في طريقنا

فريق العمل

## الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنلوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الدكتوهيثم عياد والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدأً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم العمارة، وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

# خلاصة المشروع

**التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا**

**فريق العمل:**

عماد السويطي خالد عوض

معتز جرادات محمد زماعرة

**جامعة بوليتكنك فلسطين- 2014 م**

**إشراف:**

**د.هيثم عياد**

**تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحدى المستشفيات العامة في مدينة دورا ،مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرحٍ طبي**

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

**سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي ( ACI _318M) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائيةِ وبرامج الرسم مثل Autocad 2007, Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية تتلخص في اختيار النظام الانشائي الأمثل للمبنى وكذلك تحليل العناصر الانشائية على الأحمال المختلفة المؤثرة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.**

**والله ولي التوفيق**

## Abstract

## The Structural Design of a General Hospital in dura

**WORKING TEAM:**

Imad alsweity Khalid awad

Mohammed zamara Moutaz jaradat

# Palestine Polytechnic University

**SUPERVISOR:**

**DR .HAITHAM AYYAD**

## Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of a general hospital , consisting of all facilities that should be available in any optimum medical center .

This building is consisting of 5 floors with a nice elevation, which reflecting the medical face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of architecture one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI-318M code.

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

# فهرس المحتويات


| | |
|---|---|
| صفحة العنوان الرئيسية | |
| نسخة عن صفحة العنوان | |
| شهادة تقييم مشروع التخرج | |
| الإهداء | |
| الشكر و التقدير | |
| ملخص المشروع باللغة العربية | |
| ملخص المشروع باللغة الإنجليزية | |
| فهرس المحتويات | |
| **الفصل الأول :المقدمة** | |
| 1-1المقدمة | |
| 1-2أهداف المشروع | |
| 1-3مشكلة المشروع | |
| 1-4حدود مشكلة المشروع | |
| 1-5المسلمات | |
| 1-6فصول المشروع | |
| 1-7إجراءات المشروع | |
| **الفصل الثاني :الوصف المعماري** | |
| 2-1المقدمة | |
| 2-2لمحة عن المشروع<br>2-3موقع المشروع<br>2-4أهمية الموقع<br>2-5عناصر الحركة في المبنى<br>2-6حركة الشمس والرياح<br>2-7 دراسة عناصر المشروع | |
| 2-7-1 المساقط الأفقية<br>2-7-1-1 طابق التسوية | |
| *2-7-1-2 الطابق الأرضي* | |
| 2-7-1-3 الطابق الأول | |
| 2-7-1-4 الطابق الثاني | |
| 2-7-1-5 الطابق الثالث<br>2-7-2 وصف الواجهات | |
| 2-7-2-1 الواجهة الشرقية | |
| 2-7-2-2 الواجهة الغربية | |
| 2-7-2-3 الواجهة الشمالية | |
| 2-7-2-4 الواجهة الجنوبية<br>2-8 وصف الحركة | |
| **الفصل الثالث :الوصف الإنشائي** | |

| | |
|---|---|
| 3-1المقدمة | |
| 3-2هدف التصميم الإنشائي | |
| 3-3 الدراسات التحليلية و النظرية<br>3-4الاختبارات العلمية | |
| 3-5الأحمال | |
| 3-5-1 الأحمال الرئيسية | |
| 3-5-2الاحمال الثانوية | |
| 3-5-1-1 الأحمال الميتة<br>3-5-1-2 الأحمال الحية<br>3-5-1-3 الأحمال البيئية | |
| | |
| أحمال الثلوج<br>أحمال الرياح<br>أحمال الزلازل | |
| | |
| 3-6العناصر الإنشائية | |
| 3-6-1 العقدات | |
| 3-6-1-1 العقدات المصمتة | |
| 3-6-1-2 العقدات المفرغة | |
| 3-6-1-2-1 العقدات المفرغة في اتجاه واحد<br>3-6-1-2-2 العقدات المفرغة في اتجاهين | |
| 3-6-2 الجسور | |
| 3-6-3 الأعمدة | |
| 3-6-4 جدران القص | |
| 3-6-5 فواصل التمدد | |
| 3-6-6 الأساسات | |
| 3-6-7 الأدراج | |
| 3-6-8 الجدران الاستنادية<br>3-7-8 البرامج الحاسوبية المستخدمى | |
| **الفصل الرابع :التصميم الإنشائي** | |
| | |
| 4.1 Introduction | |
| 4.2 factored loads | |
| 4.3 slabs thickness calculations | |
| 4.3.1 thickness for one way ribbed | |
| 4.3.2 thickness for tow way ribbed slb | |
| 4.4 load calculations<br>4.4.1 one way ribbed slab<br>4.4.2 tow way ribbed slab | |
| 4.5 Design of topping<br>4.6 design of rib | |
| 4.6.1 Design of flexure | |

| | |
|---|---|
| | 4.6.1.1 Design of negative moment of rib1 |
| | 4.6.1.2 Design of positive moment of rib 1<br>4.6.2Design of shear of rib<br>4.7 Design of beam |
| | 4.7.1 Design of flexure |
| | 4.7.1.1 Design of positive moment |
| | 4.7.1.2 Design of negative moment |
| | **4-8 design of two way rib** |
| | **4.8.1Design of positive moment** |
| | **4.8.2Design of negative moment** |
| | **4.9 Design of One way solid slab** |
| | 4.9.1 Load calculation |
| | 4.92 Design for shear |
| | 4.92 Design of positive moment |
| | **(4 .10) Design of Column** |
| | **9.10.1 Load Calculation** |
| | **4.10.2Check Slenderness Effect** |
| | **4.10.3Design of the Reinforcement** |
| | **(4.11)Stair Design** |
| | **(4.11.1) Load calculation:-** |
| | **(4.11.2)Design of Flight:-** |
| | **(4.11.2.1)Design of shear** |
| | **(4.11.2.2) Design of Bending** |
| | **(4.11.3)Design of Landing:- Dead, Live and Load from flight** |
| | **(4.11.3.1)Design of shear** |
| | **(4.12) Design of Isolated footing(F7)** |
| | **(4.12.1 ) Load Calculation** |
| | **(4.12.2) Design of Footing Area** |

| | |
|---|---|
| | **(4.12.3) Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength** |
| | **(4.12.4) Design for Bending Moment in both direction.** |
| | **4.13 Design of Strip footing** |
| | **4.13.1 Load Calculation** |
| | **4.13.2DESIGN FOR SHEAR** |
| | **4.13.3 DESIGN FOR MOMENT** |
| | **4.14 Design of Basement wall** |
| | **4.14.1 Load Calculation** |
| | 4.14.2Design of Bending Moment |
| | **(4.15)Design of shear wall (Sh13)** |
| | 4.15.1 Load from earth of Shear wall |
| | 4.15.2 Design of the Horizontal reinforcement |
| | 4.15.3Design of Vertical reinforcement |
| | 4.15.4Design of Moment |
| | **الفصل الخامس :النتائج والتوصيات** |
| | |
| | 5-1النتائج<br>5-2التوصيات<br>قائمة المصادر والمراجع<br>الملاحق |
| | |
| | |
| | |
| | |
| **فهرس الجداول** | |
| | جدول (1-1)الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2012\2011 |
| | جدول (1-3)الكثافة النوعية للمواد المستخدمة |
| | جدول (2-3)الأحمال الحية |
| | جدول (3-3)قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر |
| | |

| | |
|---|---|
| | |
| | |
| **فهرس الأشكال** | |
| شكل (2-1)الموقع المقترح للمشروع | |
| شكل (2-2)مقطع تفصيلي في درج<br>شكل(2-3)شكل توضيحي لمصعد كهربائي | |
| شكل (2-4)توجيه المبنى | |
| شكل (2-5)مخطط الطابق التسوية | |
| شكل (2-6)مخطط الطابق الأرضي | |
| شكل (2-7)مخطط الطابق الأول<br>شكل (2-8)مخطط الطابق الثاني<br>شكل(2-9)مخطط الطابق الثالث<br>شكل (2-10)الواجهة الشرقية | |
| شكل (2-11)الواجهة الغربية<br>شكل (2-12)الواجهة الشمالية<br>شكل (2-13)الواجهة الجنوبية | |
| شكل (2-14)مفصل كيفية الحركة من الموقع العام<br>شكل(2-15)مفصل كيفية الحركة خارج المبنى<br>شكل(2-16)الحركة الافقية والعمودية داخل المبنى<br>شكل (3-1)انتقال الأحمال<br>شكل (3-2)تأثير سرعة الرياح على الضغط الواقع على المبنى<br>شكل :(3-3)تأثير اتجاه الرياح على الضغط الواقع على المبنى.<br>شكل :(3-4)رسم توضيحي للعناصر الانشائية . | |
| شكل (3-5)عقدات مصمتة باتجاه واحد | |
| شكل (3-6)عقدة مصمته باتجاهين<br>شكل(3-7)العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد<br>شكل(3-8)العقدات المفرغة ذات الاتجاهين | |
| شكل (3-9)أشكال الجسور | |
| شكل (3-10)أنواع الاعمدة المستخدمة | |
| شكل (3-11)جدار القص | |
| شكل (3-12)شكل الأساس المنفرد<br>شكل(3-14)مقطع طولي في الأساس<br>شكل(3-14)توزيع الحديد بالأساس<br>شكل(3-15)مقطع توضيحي في الدرج<br>شكل(3-16)جدار استنادي | |
| Figure (4-1): Ground Floor Slab. | |
| Figure (4-2): one way ribbed slab. | |
| Figure (4-3) : tow way ribbed slab.<br>Figure (4-4) : rib geometry.<br>Figure (4-5) : loading of rib.<br>Figure (4-6) : moment envelop of rib.<br>Figure (4-7) : shear envelop of rib. | |

| | |
|---|---|
| | Figure (4-8) : beam geometry.<br>Figure (4-9): load of Beam.<br>Figure (4-10): moment envelop of beam.<br>Figure (4-11): shear envelop of beam.<br>Figure (4-12): secton of one way solid.<br>Figure (4-13): load of one way solid.<br>Figure (4-14): moment envelop of one way solid.<br>Figure (4-15): tow way ribbed slab.<br>Figure (4-16): geometry of footing<br>Figure (4-17): geometry of combined footing.<br>Figure (4-18): geometry of mat footing.<br>Figure (4-19): moment envelop of strip<br>Figure (4-20): moment envelop of strip<br>Figure (4-21): envelop shear and moment diagram of stairs.<br>Figure (4-22): Load from earth of Shear wall<br>Figure (4-23): Moment and Shear Diagram of shear wall.<br>Figure (24):location of Strip footing<br>Figure (25):Section Of basement wall<br>.Figure (26.1) : Shear envelope diagram of basement wall<br>Figure (26.2) :.Moment envelope diagram of basement wall |
| | |


## List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_S$ = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- $C_c$ = compression resultant of concrete section.
- $C_s$ = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.

- $fc'$ = compression strength of concrete .
- $fy$ = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- L= length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- $M_u$ = factored moment at section.
- $M_n$ = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- $S$ = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$ = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. ($Kg/m^3$).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- $\phi$ = strength reduction factor.
- $\varepsilon_c$ = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- $\varepsilon_s$ = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- $\rho$ = ratio of steel area .

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

## (١ ـ ١) المقدمة:ـ

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة ،وأكثرها لزوما على مر العصور ، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية، حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة ، كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة، كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها، كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة، هذا كله بالاضافة الى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراء التصميم الانشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم انشائي لمستشفى في مدينة دورا.

## (1-2)أهداف المشروع :-

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

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

## (1-3) مشكلة 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 والأعمدة والجسور ....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 .

## (1-4) حدود مشكلة المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية 2014 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل ال ثاني و مشروع التخرج في الفصل الأ ول.
كما و يقع المبنى الطبي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة دورا.

## (1-5) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) .
٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir)،( Safe)(etabs) وغيرها.

## (1-6) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

## (1-7) 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 والآ لية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

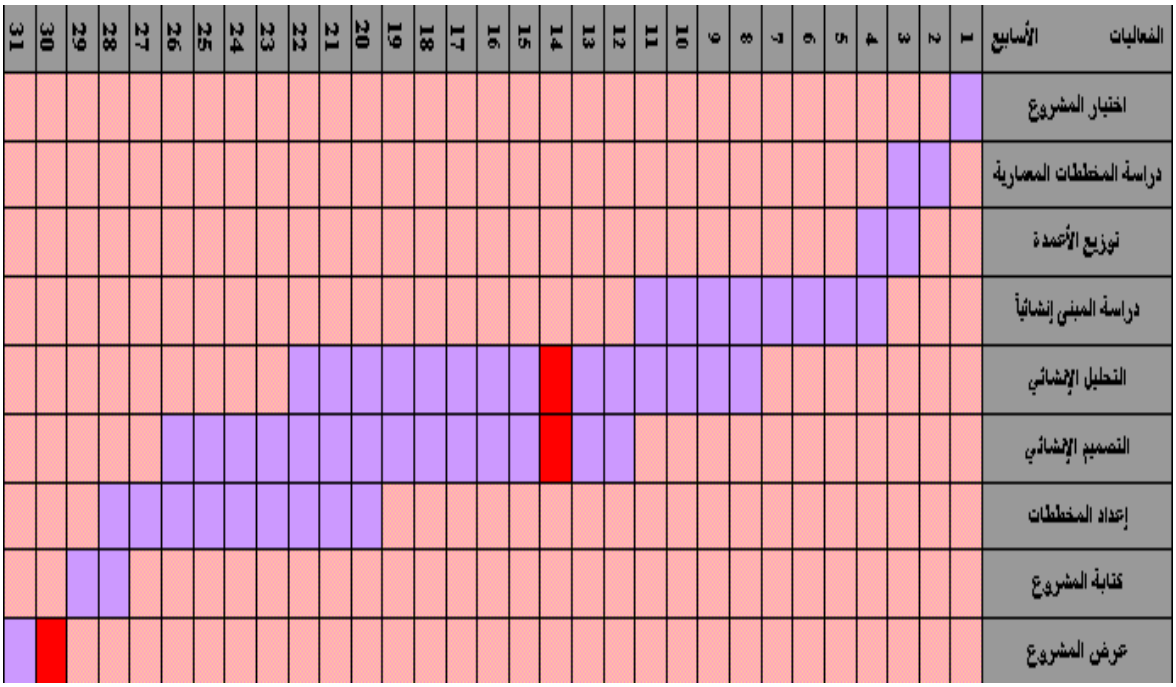
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2014م)



2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع .

2-4 اهمية الموقع .

2-5 عناصر الحركة في المبنى.

2-6 حركة الشمس والرياح .

2-7 دراسة عناصر المشروع .

2-7-1 وصف المساقط الأفقية .

2-7-1-1 طابق التسوية

2-7-1-2 الطابق الأرضي

2-7-1-3 الطابق الأول

2-7-1-4 الطابق الثاني

2-7-1-5 الطابق الثالث

2-7-2 وصف الواجهات.

2-7-2-1 الواجهة الشرقية

2-7-2-1 الواجهة الغربية

2-7-2-1 الواجهة الشمالية

2-7-2-1 الواجهة الجنوبية

2-8 وصف الحركة.

## (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 خواطره، 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 مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيله.

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة العمل المعماري ، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى ، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً ، لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض ؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً .

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 تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا 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 أيضا دراسة التهوية 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 اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

إن فكرة تصميم مستشفى في مدينة دورا كانت وليدة الواقع الصحي السيئ الذي تحياه هذه المدينة في جانب الخدمات الصحية ، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المستشفى في مدينة دورا التي هي في أمسّ الحاجة إليه..

## (2-2) لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، و كشف الغطاء عن همومه ، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا ، نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد ، ويكون الحل بوجود مستشفيات نموذجية ،تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة و السلامة العامة .

حيث تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى لمستشفى محلي في مدينة دورا يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا ، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة .

لقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ، وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية ، هو من اعداد الطالبة (ليلى قزاز) وتحت اشراف المهندس بدر عطاونة ،حيث يتكون المشروع من خمسة طوابق ،تتدرج في المساحة من حوالي 900 متر مربع في الطابق الثالث إلى حوالي 5300 متر مربع في الطابق الأرضي، حيث تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

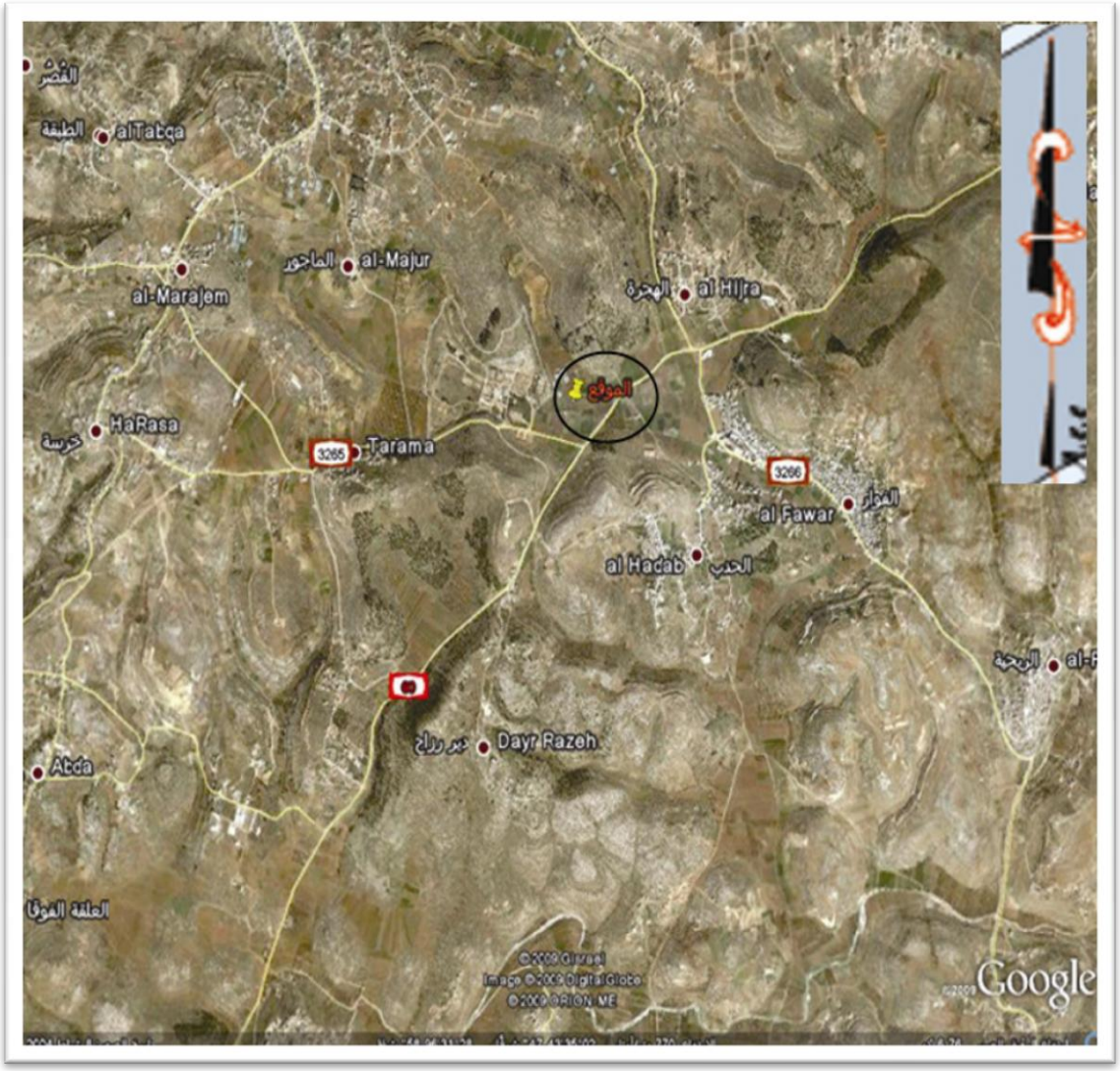
## (2-3 ) موقع المشروع : -

عند البدء بتصميم أي مشروع فانه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من اجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى ، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه .

لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة ، وأيضاً فانه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها ، أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها .

يقع هذا المشروع على قمة جبلية سهلة المعالم والتضاريس داخل مدينة دورا، ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.

تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري ، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً ، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(2-1).




الموقع المقترح للمشروع (2-1)

## (2-4 )أهمية الموقع : -

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين،وبسبب قرب مدينة دورا من مدينة الخليل فانها تتمتع بنفس المواصفات سواءا على المستوى الجغرافي أو الاقتصادي ، وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء مستشفى إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

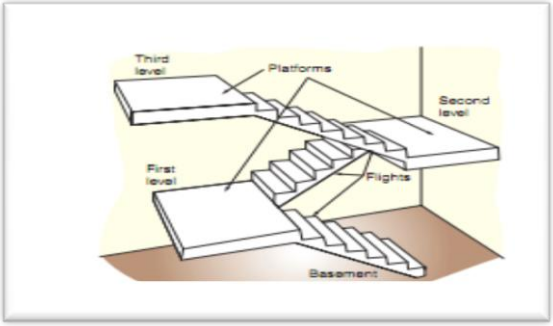
١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣) حيوية المنطقة .
٤) -سهولة الوصول إلى الموقع.
٥) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

## (2-5 )عناصر الحركة في المبنى :-

يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها ، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

**١) الأدراج:**

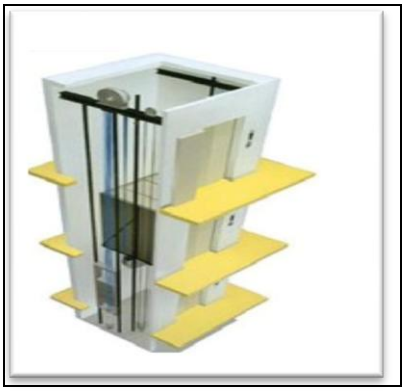
لقد تم تزويد هذا المبنى بمجموعة من الأدراج تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى ، وتتميز هذه الأدراج بموقعها المتوسط بين المساحات التي ستخدمها، إضافة إلى وقوعها خارج بوابات الأقسام الطبية لكي لا تكون مصدرا لإزعاج المرضى في الأقسام ، أضف إلى ذلك أنها مرئية لجميع المراجعين والمرضى والزوار ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها كما يظهر في الشكل(2-2).




الشكل(2-2) مقطع تفصيلي في درج.

**2)المصاعد الكهربائية :**

يضم المشروع مصاعد كهربائية وهي تنقسم إلى قسمين الأول للاستخدام العام وهي تلك التي تكون بجوار الأدراج وهي لعامة المرضى والمراجعين والزوار والموظفين ، والقسم الثاني مصعد خاص وهو يستخدم لنقل الحالات الصحية المستعجلة بين الأقسام وتتمتع المصاعد بمنزله بالغة الأهمية ، لما توفر من عناية بالمرضى في الحركة بين أقسام المستشفى المختلفة لأغراض التصوير وغيرها من الأغراض المهمة . كما أنها تخفف العبء الملقى على الأدراج في خدمة الأقسام .



الشكل (2-3) شكل توضيحي لمصعد كهربائي

**3)الممرات :**

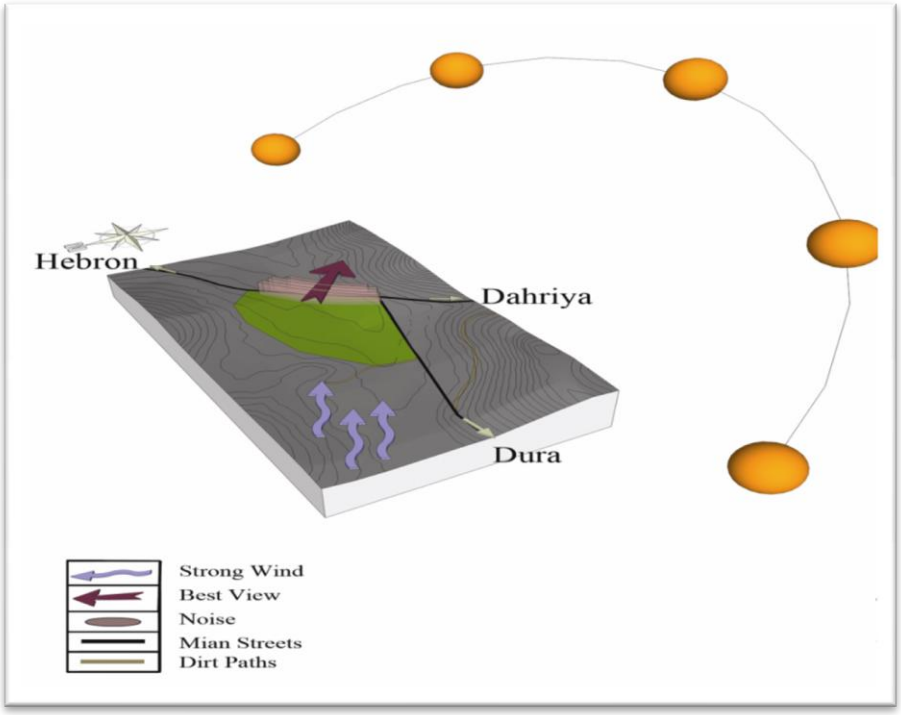
يتمتع مشروع هذا المستشفى بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة ، كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفر مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد .

## (6-2) 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 (2-4) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-




الشكل(2-4) توجيه المبنى

## (7-2) دراسة عناصر المشروع :

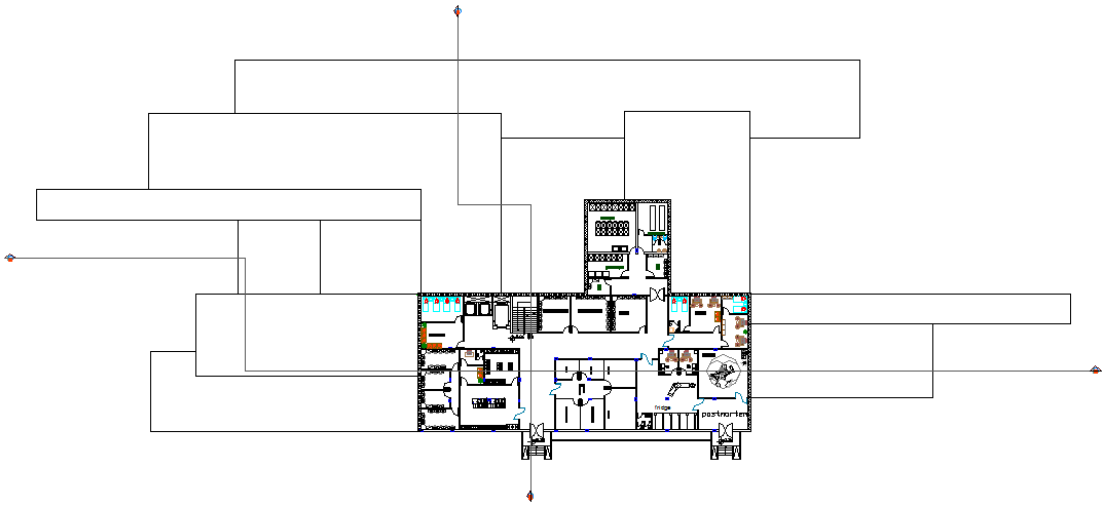
### (1-7-2) المساقط الأفقية :-

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

### (1-1-7-2) طابق التسوية :-

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح في الشكل أدناه:

١) قسم البويلرات .
٢) قسم غسيل الكلى .
٣) قسم الاشعه السينيه .
٤) مولد الكهرباء و المخازن .
٥) الثلاجة وغرف الصيانة .
٦) مكاتب .
٧) قسم التنشيف .
٨) صيدلية .
٩) غرفة لعمال النظافة .
١٠) المصاعد والادراج .



شكل(2-5) مخطط طابق التسوية .

**(2-1-7-2 )الطابق الأرضي:-**

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (2-6):-

١) قسم المختبرات وكافيتيريا .

٢) وحدات صحية وحديقة داخلية .

٣) قسم الاشعة .

٤) قسم الطوارئ .

٥) المصاعد والأدراج والمدخل الرئيسي .

شكل(2-6 ) :- مخطط الطابق الأرضي.

**(2-7-1-3 )الطابق الأول :-**

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(2-7) أدناه .

1- قسم العظام.

2- قسم الباطني.

3- قسم الجراحة.

4- المصاعد والأدراج.

5- وحدات صحية.

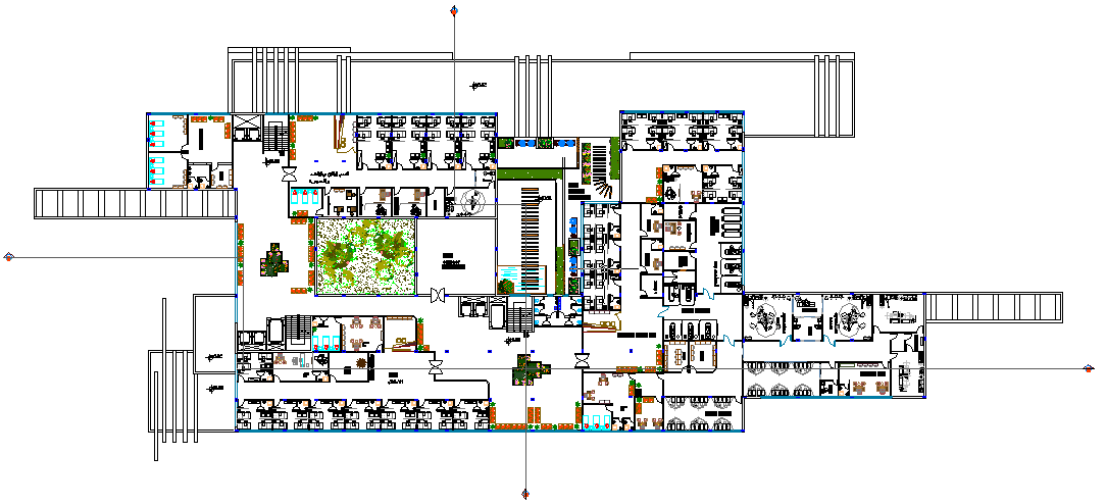
6- مخازن ومستودعات.

شكل(2_7 ) :- مخطط الطابق الأول.

**(2-7-1-4 )الطابق الثاني :-**

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل (2-8) أدناه :-

١) قسم النساء والتوليد.
٢) وحدات صحية.
٣) قسم عمليات الأطفال والأمراض النسائية.
٤) حديقة خارجية.
٥) المصاعد والأدراج .

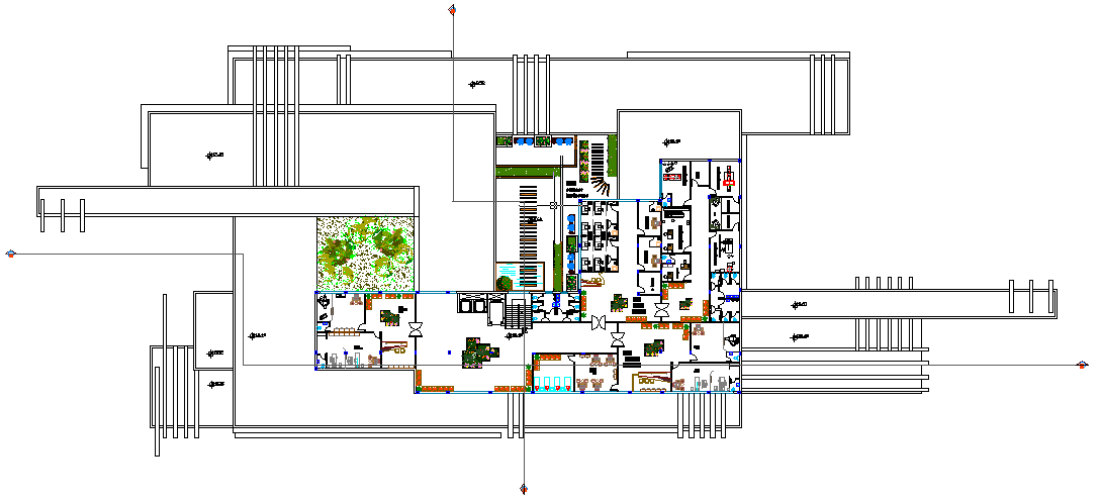


شكل (2-8):- مخطط الطابق الثاني .

**(2-7-1- 5 )الطابق الثالث:-**

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(2-9) أدناه .

١) قسم المعالجة الفيزيائية.
٢) قسم العناية بالعظام والحروق .
٣) قسم الفحص البصري.
٤) المصاعد والأدراج .
٥) غرفة للعمال.
٦) قسم للحجر الصحي.



شكل (2-9):- مخطط الطابق الثالث .

كما يبين هذا الجدول توزيع المساحات لجميع الطوابق وهي كما يلي:

جدول (2-1) توزيع المساحات على الطوابق

| الطابق | التسوية | الارضي | الأول | الثاني | الثالث |
|---|---|---|---|---|---|
| المساحة ( م $^2$) | 1100 | 5300 | 5300 | 4400 | 900 |

## (2-7-2) وصف الواجهات :-

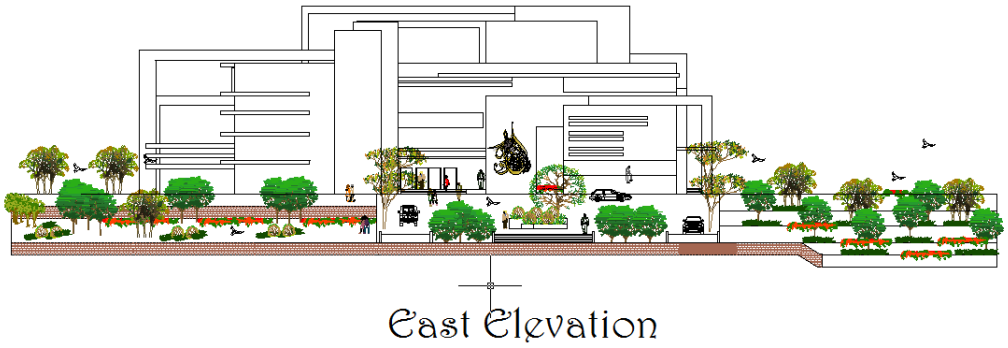
إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

### (2-7-2-1) الواجهة الشرقية :-

تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل .

إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتماثل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريداً، والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية.




**شكل (2-10)**

### (2-2-7-2 )الواجهة الغربية :-

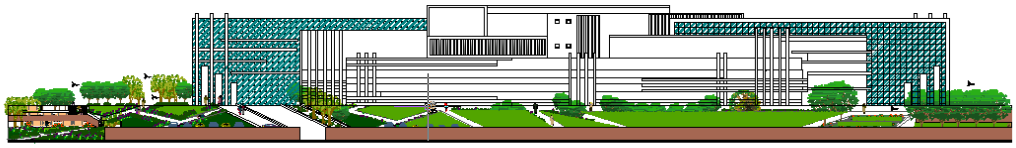
في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، حيث يظهر في هذه الواجهة استمرارية الشبابيك على عرض المبنى وهذا يبرز الجمال المعماري للواجهة واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

**شكل (2-11)**

### (2-2-7-3 )الواجهة الشمالية :-

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبيه من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدراج.

وفي هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

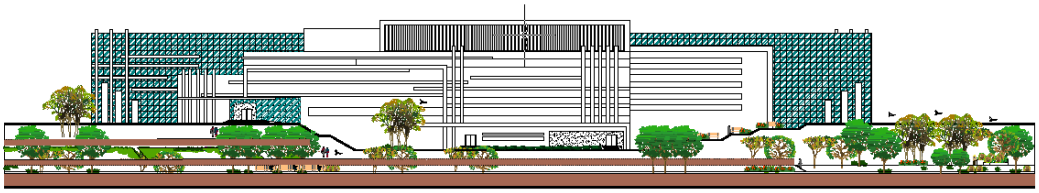


North Elevation

شكل (2-12)

**(2-7-2-4) الواجهة الجنوبية :-**

في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضفي علية بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.

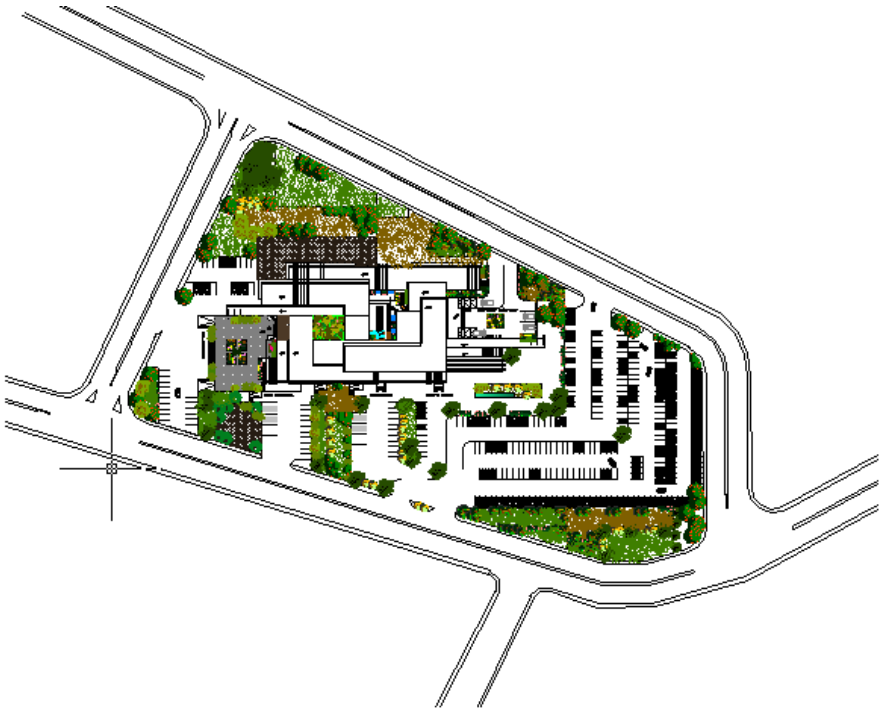


south Elevation

**شكل (2-13)**

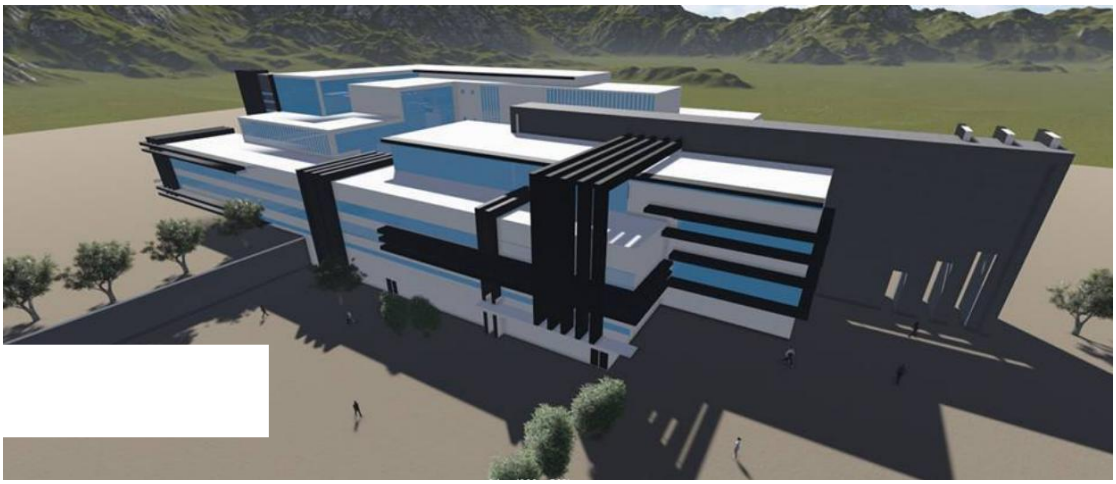
## (2-8 )وصف الحركة :-

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



الشكل(2-14) يوضح بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام .

وهذه الصوره ايضا توضح مفصلية الحركة في خارج المبنى.



الشكل(2-15)

**1-3 مقدمـــــــــــــــــــة**

**2-3 هدف التصميم الإنشـــــائي**

**3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل**

**4-3 الاختبارات العمـــــــــلية**

**5-3 الأحمـــــــــــــــــال**

**6-3 العناصر الإنشـــــــــــائية**

**7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة**

## (3-1 )مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما 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 الموضوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

## (3-2 )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 فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American concrete institue)(ACI 318-08M) ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ،واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

١) عامل الأمان ( Factor of Safety ): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

٢) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

٣) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.

٤) 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 والآمن 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 ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

## (3-5 )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 :-

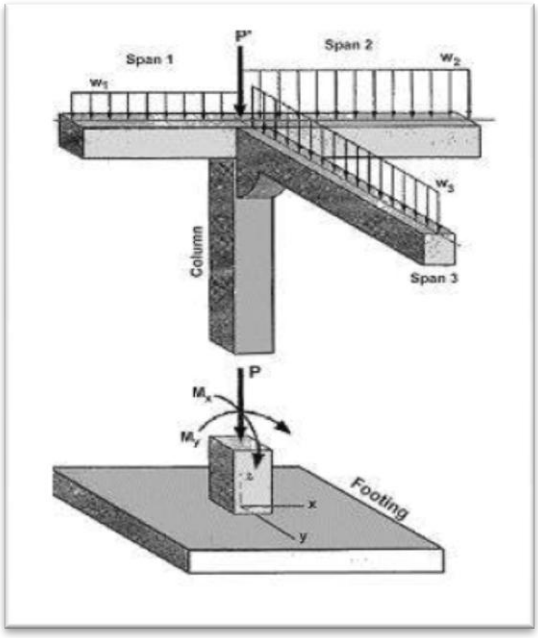
### (3-5-1 )الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

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 رقم (3-1) انتقال الأحمال .

**(3-5-2 )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 الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

**(3- 5-1- 1 )الأحمال الميتة :-**

هي الأحمال الناتجة دائما 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) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

| رقم البند | المادة(Material) | الكثافة S. Weight ($KN/m^3$) النوعية |
|---|---|---|
| 1 | البلاط(Tile) | 24 |
| 2 | المونة الأسمنتية(Mortar) | 22 |
| 3 | الرمل(Sand) | 17 |
| 4 | الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block) | 10 |
| 6 | الخرسانة المسلحة( Reinforced Concrete) | 25 |
| 7 | القصارة ( Plaster) | 22 |
| 8 | الأتربة (الطمم )( Backfill) | 20 |

**(3- 5-1- 2 )الأحمال الحية :-**

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة.

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

١) أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
٢) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر ، كأثاث البيوت ، والقواطع ،والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، و المواد المخزنة.

٣) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة ، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.

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

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

جدول (3-2) جدول الأحمال الحية القصوى في المبنى: :-

| مستشفيات | طبيعة الاستخدام | الحمل الحي ($KN/m^2$) |
|---|---|---|
| 1 | قاعات المعدات،غرف الاشعة والعمليات والخدمات،غرف تبديل الملابس وغرف النوم | 2.0 |
| 2 | الممرات والمداخل المعرضة للحركة | 5.0 |
| 3 | الأدراج وبسطات الادراج والمختبرات والمطابخ | 3.0 |

**(3- 5-1- 3 ) الأحمال البيئية :-**

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

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١) أحمال الثلوج :-

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

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

| ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m) | أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²) | رقم البند |
|---|---|---|
| **250>h** | 0 | **1** |
| **500 > h > 250** | (h-250) /1000 | **2** |
| **1500 > h > 500** | (h-400) / 400 | **3** |
| **2500 > h > 1500** | (h – 812.5)/ 250 | **4** |

٢) 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 . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

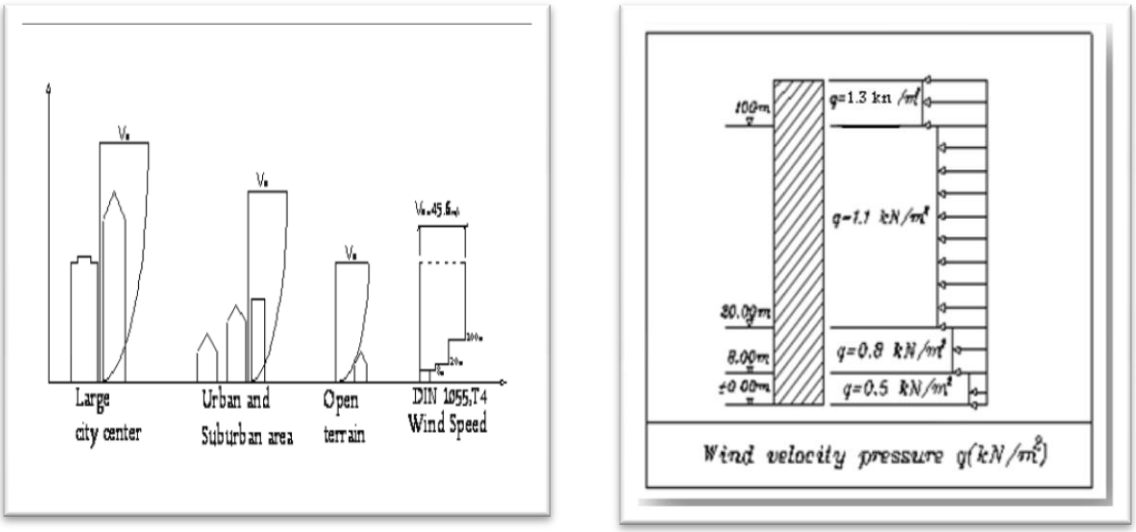
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce:combind height.

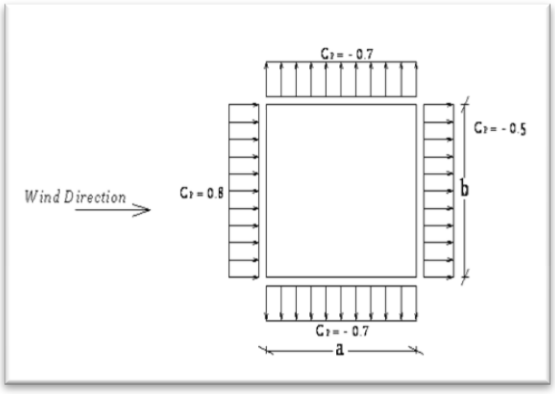
Cq:pressure coefficient of structure.

Iw:importance factor.

P:design wind pressure.




الشكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على
المبنى حسب الكود الألماني




الشكل (3-3) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

٣) أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً

**(3- 5-2-1 )أحمال الانكماش والتمدد :-**

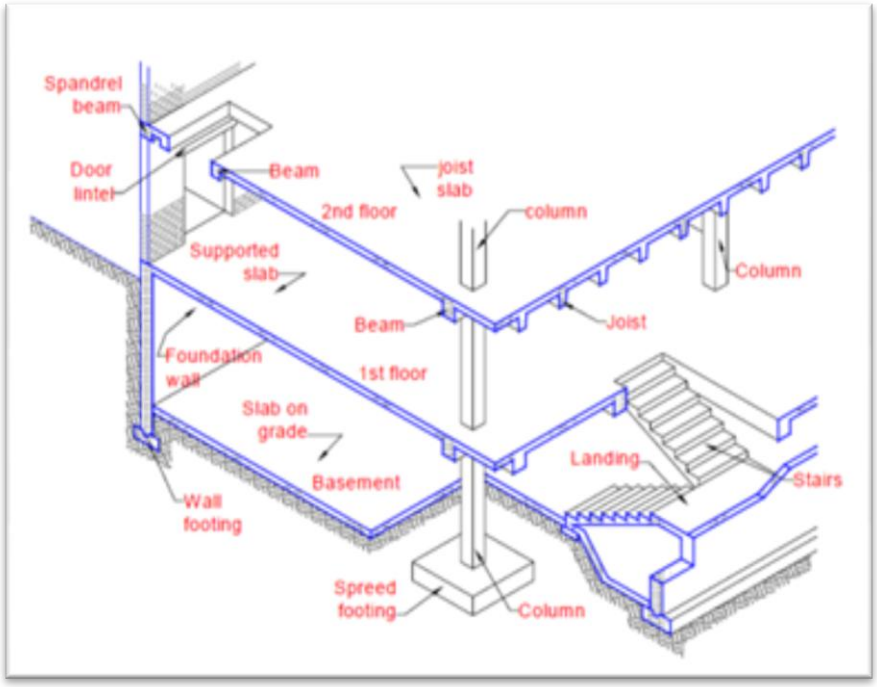
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم ووضع التسليح اللازم لمقاومة التمدد والإنكماش حسب الكود.

## ( 3-6 ) العناصر الإنشائية :

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

١) الأساسات Foundation .
٢) الأعمدة Columns .
٣) الجسور Beams .
٤) العقدات Slabs .
٥) جدران القص Shear walls .
٦) الأدراج Stairs .
٧) جدران استنادية Retaining Walls .
٨) جدران حاملة Bearing Walls .
٩) فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -




الشكل ( 3 - 4 ) 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 ،دون تعرضها إلى تشوهات .

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

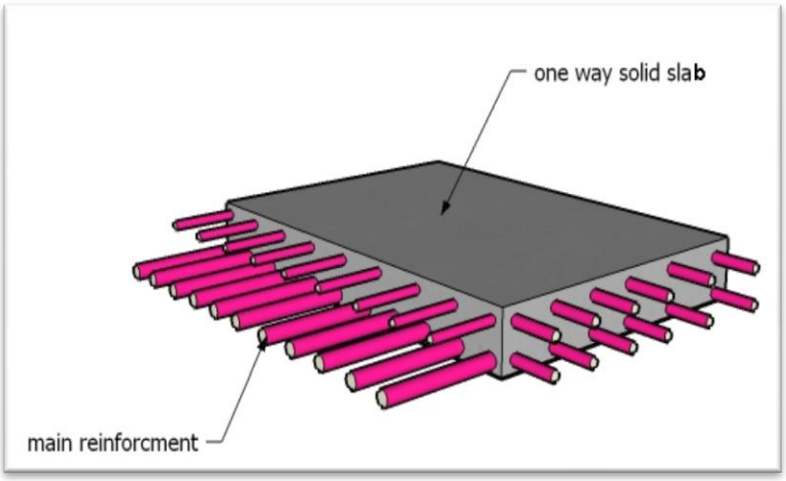
1)العقدات المصمتة solid slabs

2)العقدات المفرغة(المعصبة) Ribbed Slabs .

**(3- 6-1- 1 ) العقدات المصمتة Solid Slabs :-**

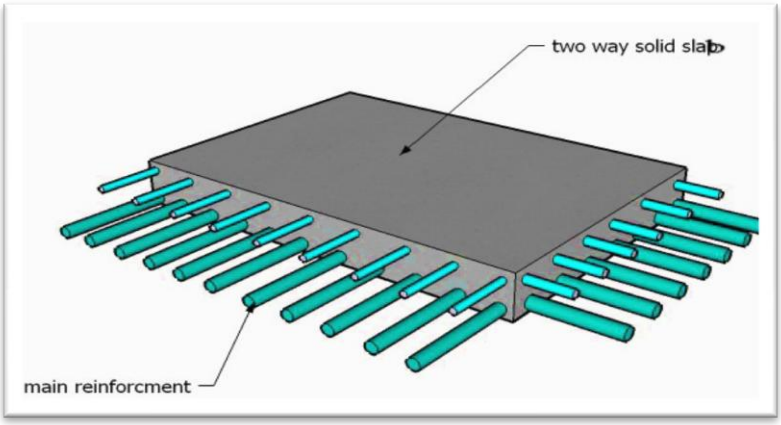
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

١) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .




الشكل (3- 5) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

٢) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs .




الشكل (3 - 6) عقدة مصمتة باتجاهين .

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

**(3- 6-1- 2 ) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-**

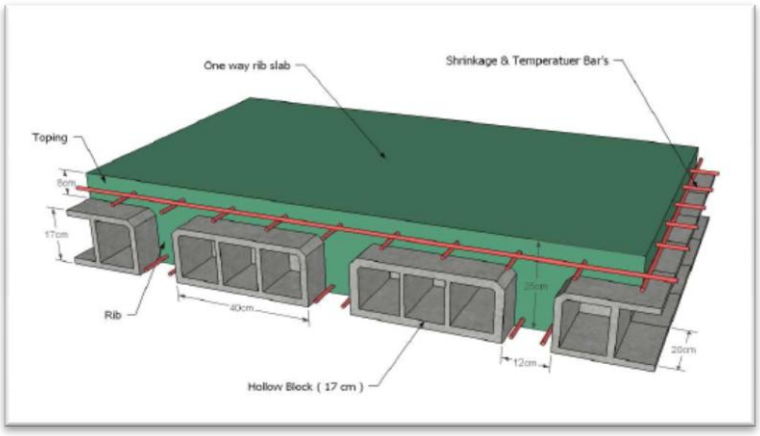
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs .

2) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

**(3- 6-1- 2 -1 ) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):-**

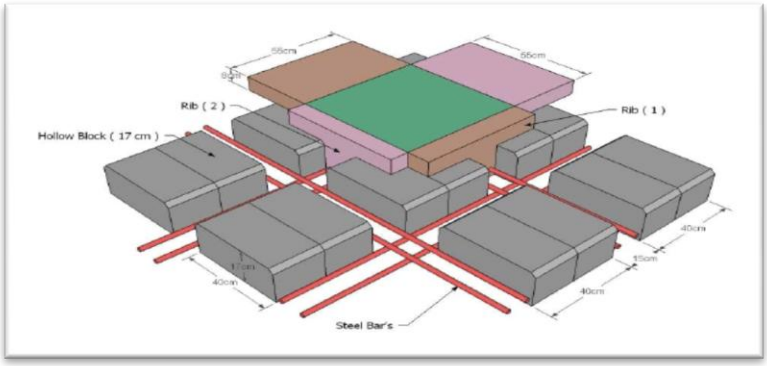
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة، وتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .




الشكل (3- 7) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

**(3- 6-1- 2 - 2 )العقدات المفرغة في اتجاهين (Tow Way Ribbed Slabs) :-**

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.




الشكل (3 – 8 ) عقدات مفرغة في اتجاهين .

**(3-6-2 )الجسور :-**

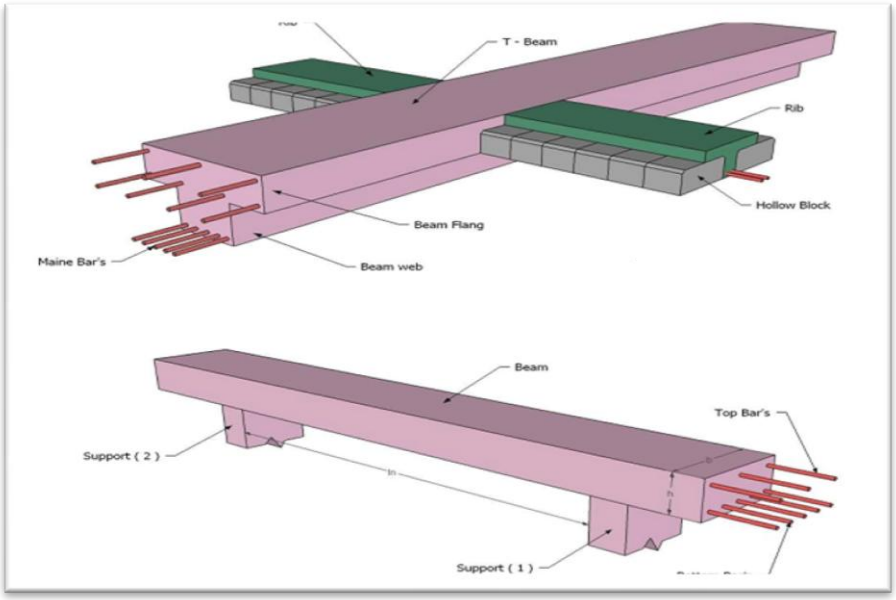
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ، وهي نوعان ، خرسانية ومعدنية ، اما الخرسانية فهي:-

١) الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢) 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 T-section , L –section .

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




الشكل ( 3- 9) أشكال الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

١) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.

٢) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.

٣) تقليل طول الانبعاج للأعمدة.

٤) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

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

بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

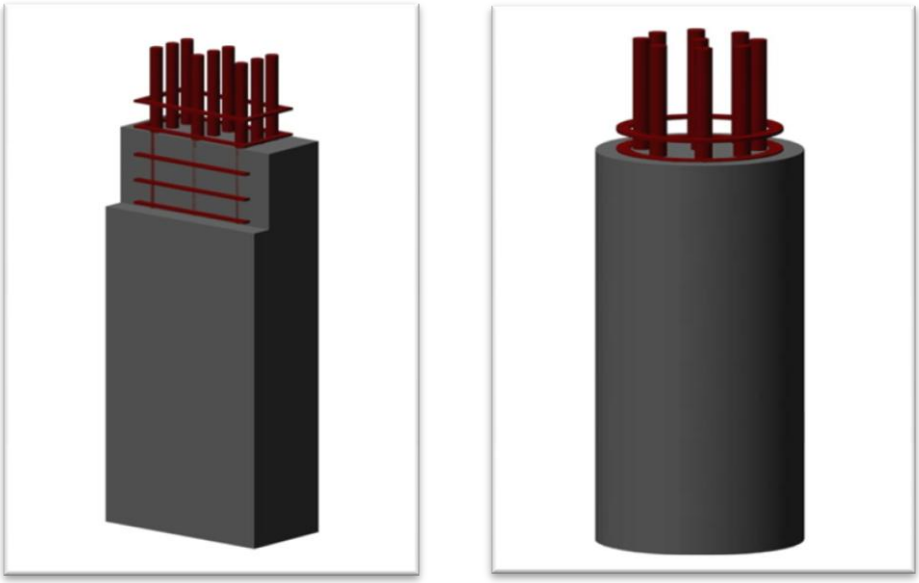
**(3-6-3 )الأعمدة :-**

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 المضلع 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، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (3- 10 ) عدد من مقاطع الأعمدة



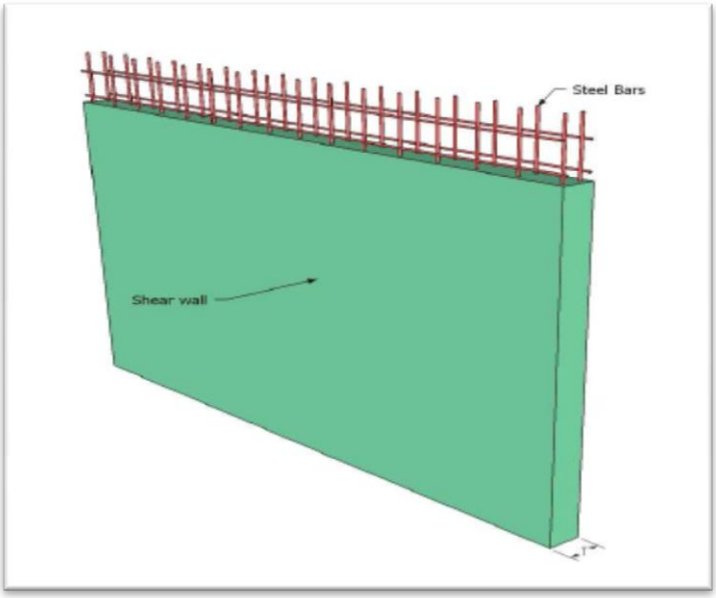
الشكل (3 – 10) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

**(3-6-4 )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 تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

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

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها 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 - 11 ) جدار القص

**(3-6-5 ) 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:

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

١) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m) في المناطق الجافة.

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

**(3-6-6 )الأساسات :-**

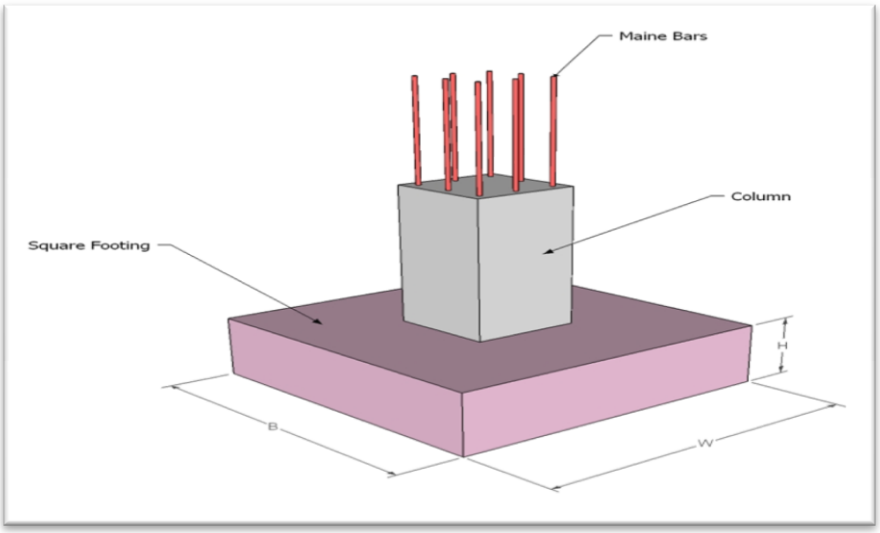
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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

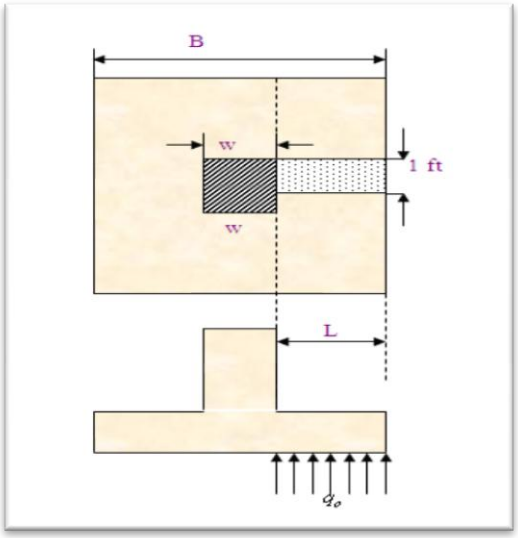
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي ( Shallow Foundation) و هذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية،أو اساسات لقواعد منفصلة،أو اساسات لبشة او حصيرة.

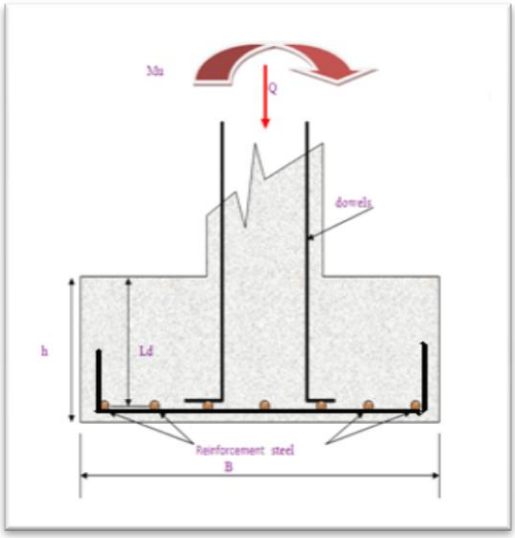
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق( Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.




الشكل ( 3- 12 ) : شكل الأساس المنفرد .




الشكل رقم (3-14) مقطع طولي في الأساس



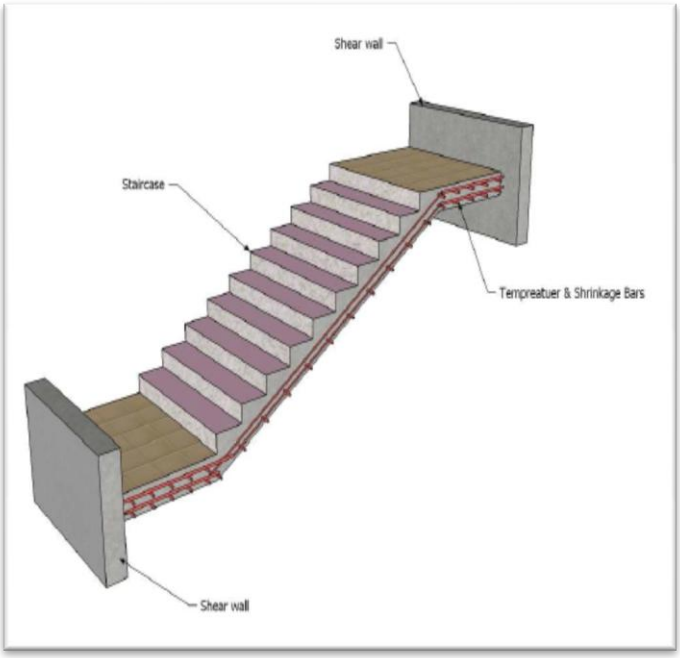

الشكل(3-14)توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (3 - 13)، (3- 14) 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 .

**(3-6-7 )الأدراج :**

الأدراج 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 المصعد الكهربائي .

والشكل (3- 15) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .




الشكل (3 - 15) مقطع توضيحي في الدرج .

### (3-6-8 )الجدران الإستنادية :-

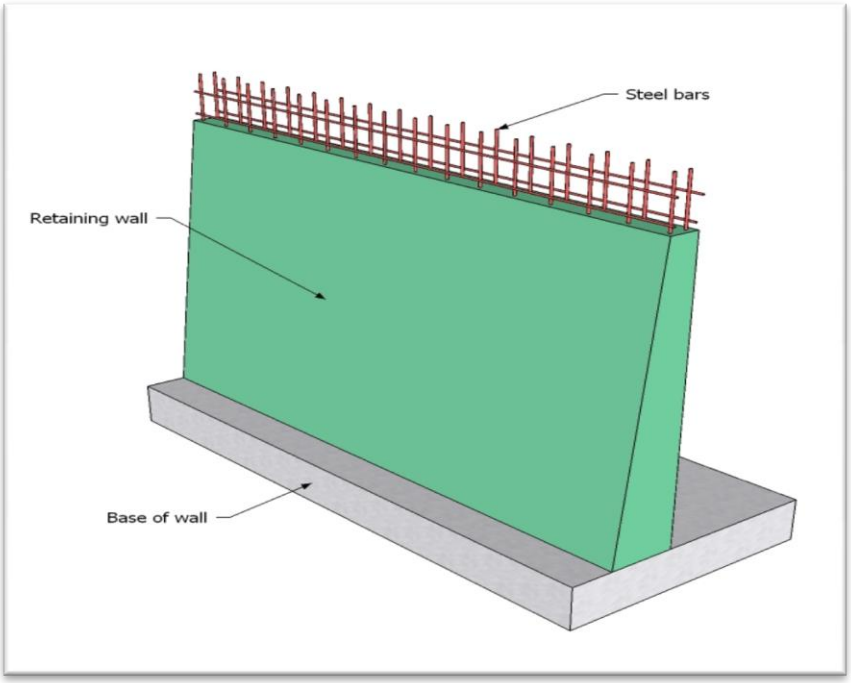
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

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 :

جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .

الجدران الكابولية (cantilever walls) .

جدران مدعمة (braced walls).




الشكل (3 - 16) جدار استنادي

## (3-7)البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

١) Autocad 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢) Atir : للتصميم الإنشائي.

٣) Etabs

٤) Safe

## *Chapter 4*

# Structural Analysis & Design

**4**

---


**4-1 Introduction.**

**4-2 factored loads.**

**4-3 Slabs thickness calculation.**

**4-4 loads calculations.**

**4-5 design of topping.**

**4-6 design of one way rib (25, e5).**

**4-7 design of beam (38).**

**4-8 design of two way rib (C2).**

**4-9 design of one way solid slab (SS1).**

**4-10 design of column(C7).**

**4-11 design of stairs.**

**4-12 design of isolated footng (F7).**

**4-13 design of Strip footing.**

**4-14 design of Basement Wall**

**4-15 design of shear wall (Sh 13).**

## (4.1)Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are Two types of slabs: One way solid slab, one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and Etabs,Safe,And programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all 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-318-08code.

NOTE:

$fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ **For circular section but for rectangular**

( $fc' = 30 * .8 = 24 MPa$ ).

## (4 .2) Factored loads:

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

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$ .

## (4.3) Slabs thickness calculation:

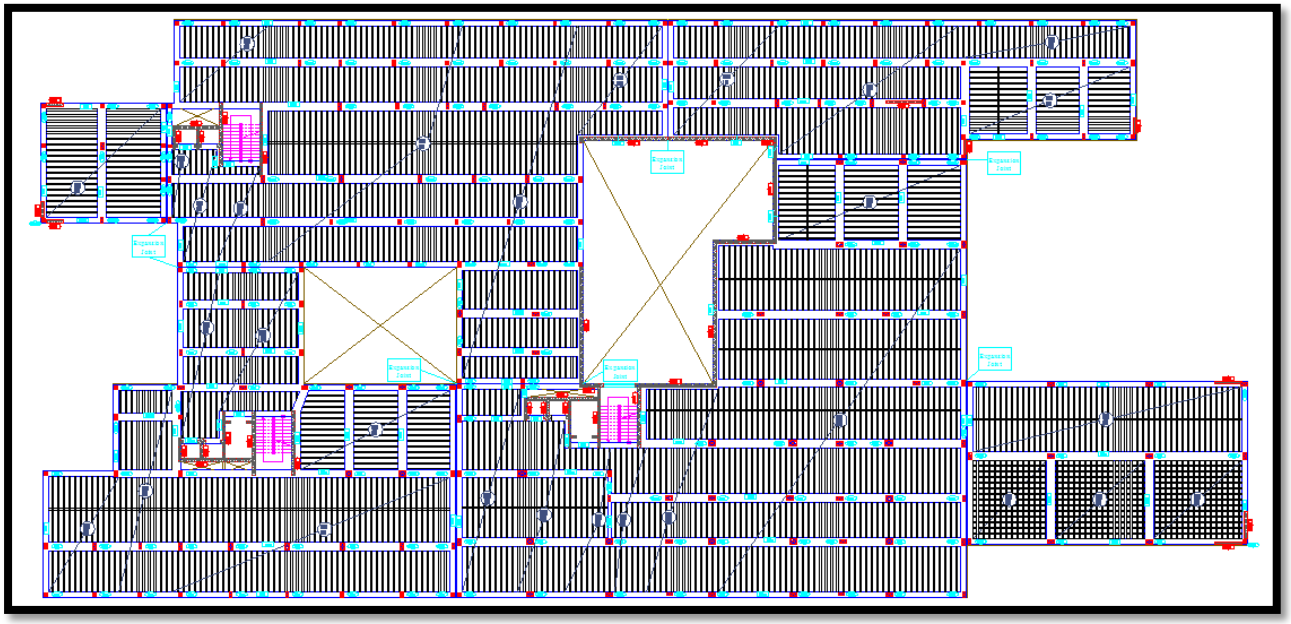


**Figure (4-1): Ground Floor Slab.**

### (4.3) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

$h_{min}$ for one-end continuous = L/18.5 span 1 of Rib25(e5) --- see (Fig 4-4 P51).

=3.87/18.5 = 0.21cm

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

$h_{min}$ for both-end continuous = L/21 ---span 3 of Rib25(e5) --- see (Fig 4-4 P51).

= 6.65/21= 0.317cm

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

## (4.4)Load Calculations:

### (4.4.1) 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:

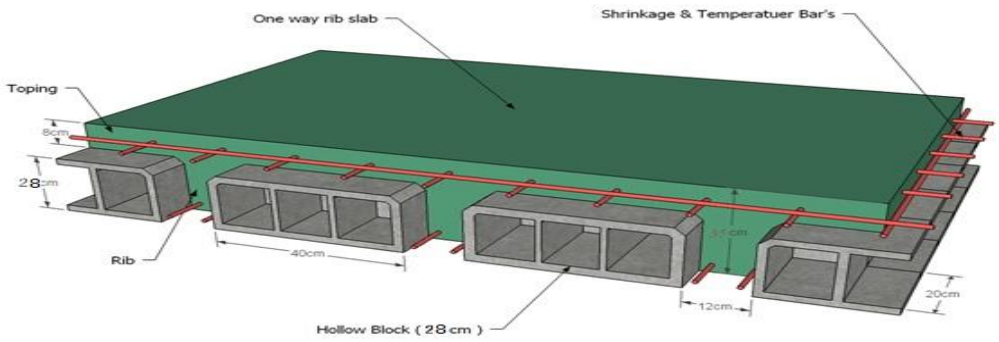



**Fig. (4-2)** One way rib slab

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 | Rib | 0.12*0.24*25= 0.72KN/m | | |
| 2 | Top Slab | 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m. | | |
| 3 | Plaster | 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m. | | |
| 4 | Block | 0.4*0.24*15 = 1.44 KN/m | | |
| 5 | Sand Fill | 0.07*0.52*16= 0.5824 KN/m | | |
| 6 | Tile | 0.03*0.52*23=0.3588 KN/m | | |
| 7 | Mortar | 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m. | | |
| 8 | partition | 2.3*0.52 =0.72 KN/m | | |
| | | | 5.795 | KN/m |

Nominal Total Dead load = 5.795 KN/m of rib
Nominal Total live load =5*0.52=2.6KN/m of rib

### (4.4.2) Two-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:

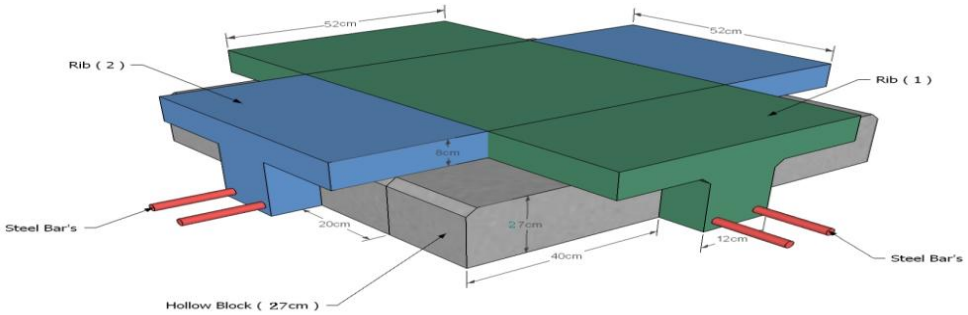



**Fig. (4-3)**Two way ribbed slab

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

**Table ( 4 – 2)** Calculation of the total dead load for two way rib slab.

**Dead load:**

| | | |
|---|---|---|
| Tiles | **0.03*0.52*0.52*23** | **0.1866 KN** |
| Mortar | **0.02*0.52*0.52*22** | **0.124 KN** |
| Coarse Sand fill | **0.07*0.52*0.52*16** | **0.303 KN** |
| Topping | **0.08*0.52*0.52*25** | **0.5408KN** |
| Concrete Rib | **0.24*0.12*(0.52+0.4)*25** | **0.6624KN** |
| Block | **0.24*4*0.2*0.2*15** | **0.576 KN** |
| Plaster | **0.02*0.52*0.52*22** | **0.12KN** |
| partition | **2.3*0.52*0.52** | **0.622KN** |

Nominal Total Dead Load = 3.135KN

DL=3.263/(0.52*0.52) =11.6kN/$m^2$

WuD=1.2×11.6=13.92 kN/$m^2$

WuL =1.6 ×5 = 8 kN/$m^2$

Wu=13.92 +8 =21.92 kN/$m^2$

## (4. 5) Design of Topping:

Dead load of topping

Tiles 0.03 * 23=0.69 KN/$m^2$

Mortar 0.02 * 22=0.44 KN/$m^2$

Sand 0.07 * 16=1.12 KN/$m^2$

Slab 0.08 * 25= 2 KN/$m^2$

Partitions 1.00 * 2.3= 2.38 KN/$m^2$.

Dead Load = 6.55 KN/$m^2$. (for Stores)

Live Load = 5 KN/$m^2$. (for Stores)

$W_u$ = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.55 + 1.6 * 5 = 15.86 KN/$m^2$. (Total Factored Load)

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19\ KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55$$

$$\phi M_n = 1.20$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b *$$

# 0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.88}$ = 0.347m = 347 mm.

$\leq 380\,(\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c \leq 380\,(\frac{280}{fs})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$

$= 330$ mm. $\leq 380$mm.

$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240$ mm…….controlled.

$\leq 450$ mm.

**∴Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.**

## (4.6)Design of Rib (Rib 25)

**Material :-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

**Section :-**

b =12cm bf=52 cm

h =32 cm Tf=8 cm

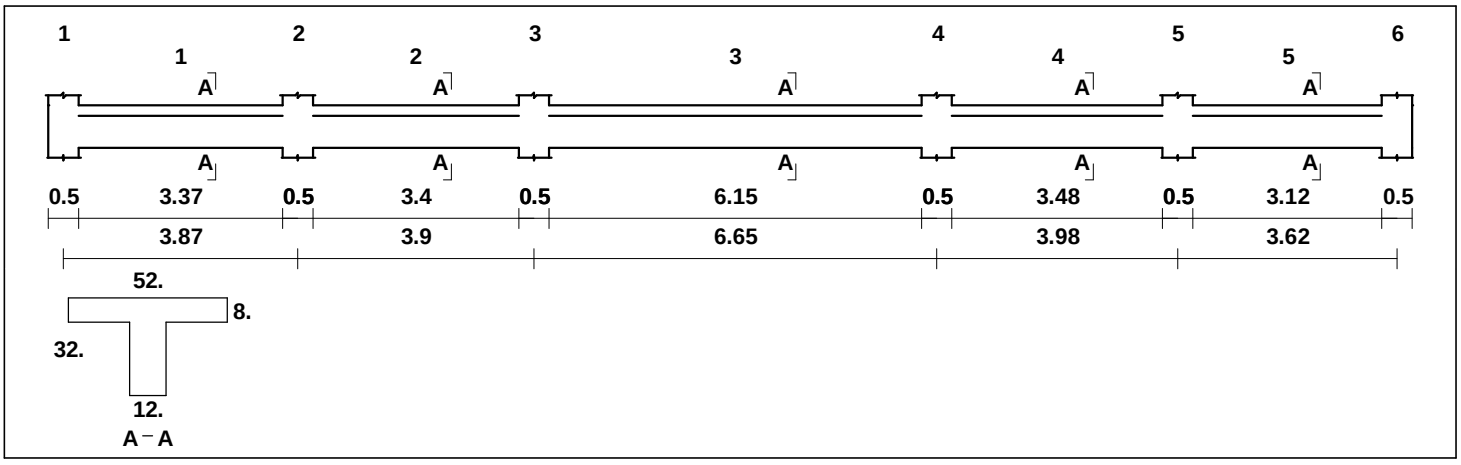



**Figure (4-4): Rib geometry.**

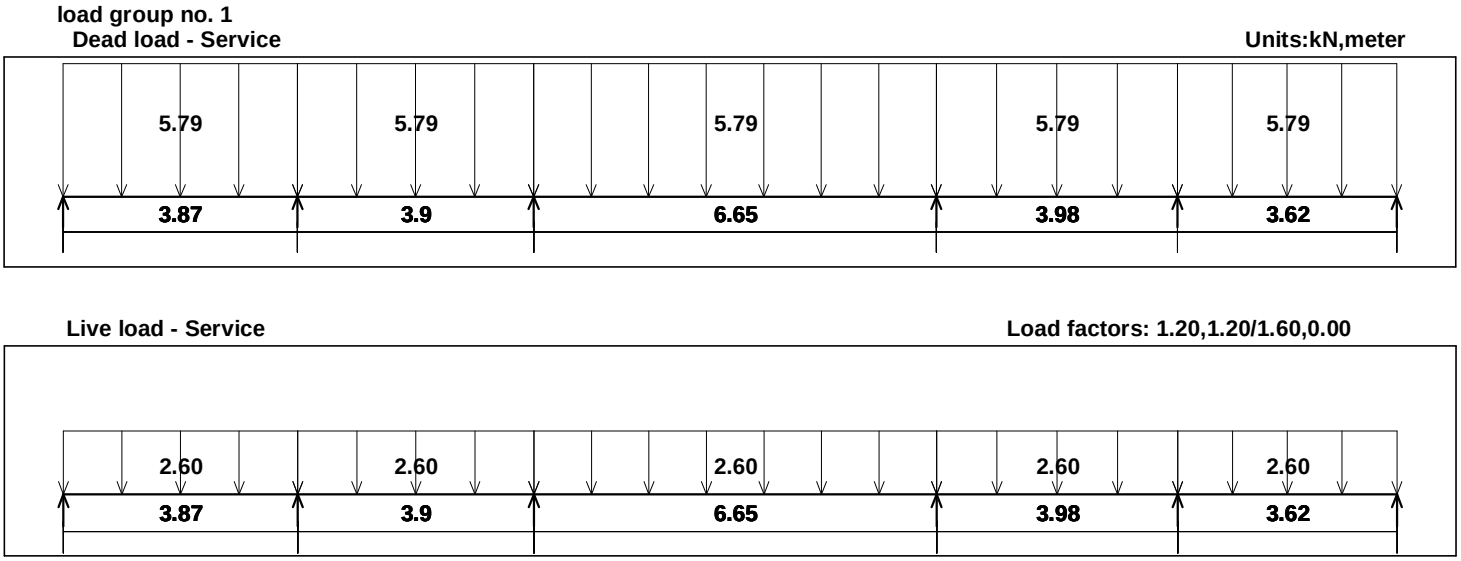



**Figure (4-5) : loading of Rib (A0-R1)**

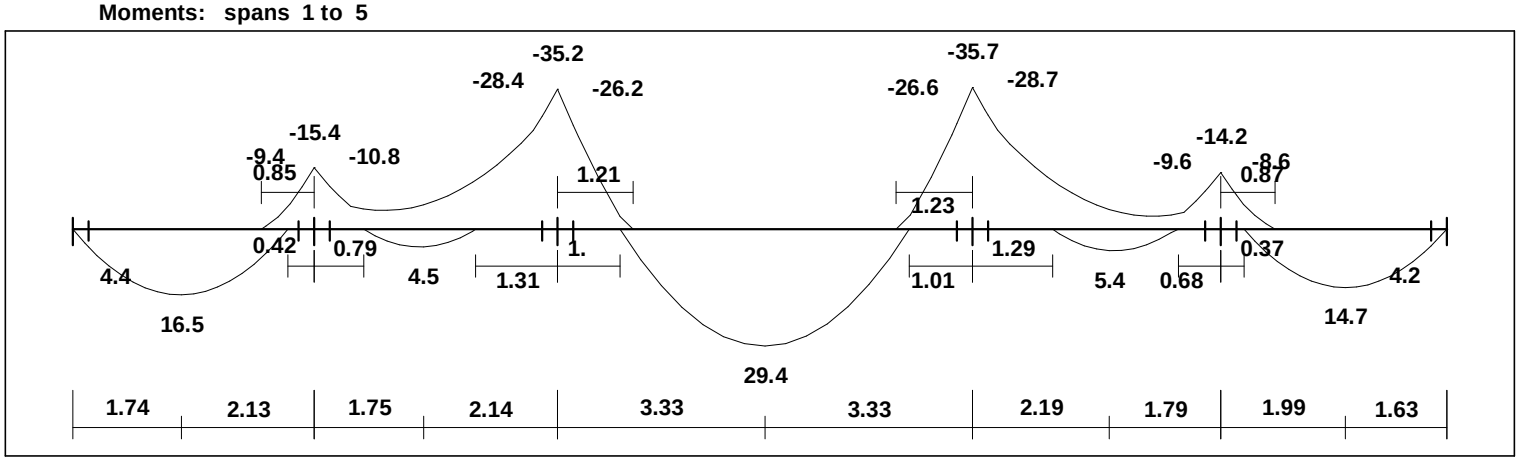



**Figure (4-6) : Moment Envelop of rib (A0-R1)**

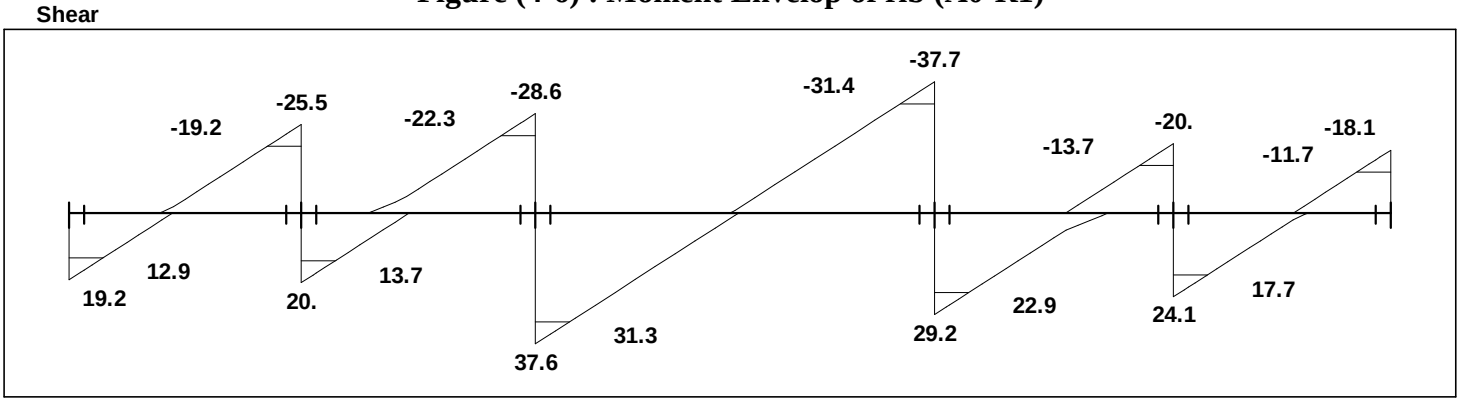



**Figure (4-7) : Shear Envelop of rib (A0-R1)**

**Reactions**

**Factored**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **DeadR** | **11.42** | **25.7** | **39.98** | **40.61** | **24.78** | **10.64** |
| **LiveR** | **7.75** | **19.78** | **26.17** | **26.26** | **19.25** | **7.42** |
| **Max R** | **19.17** | **45.48** | **66.15** | **66.87** | **44.04** | **18.06** |
| **Min R** | **10.51** | **30.35** | **46.38** | **47.48** | **29.76** | **9.58** |
| **Service** | | | | | | |
| **DeadR** | **9.52** | **21.41** | **33.31** | **33.84** | **20.65** | **8.87** |
| **LiveR** | **4.84** | **12.37** | **16.36** | **16.41** | **12.03** | **4.64** |
| **Max R** | **14.36** | **33.78** | **49.67** | **50.25** | **32.69** | **13.51** |
| **Min R** | **8.95** | **24.32** | **37.31** | **38.13** | **23.76** | **8.2** |

## (4.6.1) Design of flexure of rib(Rib 25):-

### (4.6.1.1) Design of Negative moment of rib (Rib 25):

**1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ =28.7KN.m.**

Mn = Mu /ϕ = 28.7/ 0.9 = 31.9KN.m

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.9*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2} = 3.25 \text{ MPa}$$ where d=320-20-8-6=286mm

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.25*20.6}{420}}\right) = 0.0085$$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0085 * 120 * 286 = 292mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$$

= 100.1 $mm^2$<114.4$mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4$mm^2$< $As_{req}$ = 292$mm^2$.

∴ As =292$mm^2$.

2 Φ14 =308 $mm^2$> $As_{req}$ = 292$mm^2$. OK.

**∴ Use 2 Φ14**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s$ * fy = 0.85 * $f_c^{'}$ * b * a

308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 52.84 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.84}{0.85}$ =62.17 mm. * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{286-62.17}{62.17}$ * 0.003 = 0.011> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

**2)Negative moment $Mu^{(-)}$ =28.4 KN.m.**

Mn = Mu /ϕ = 28.4/ 0.9 =31.56 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.56*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2}$ = 3.215 MPa where d=320-20-8-6=286mm

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.215*20.6}{420}}\right)$= 0.0084

→$A_s = \rho$ * $b_w$ *d = 0.0084 * 120 *286 = 288 $mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= 100.1 $mm^2$< 114.4$mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4$mm^2$< $As_{req}$ = 288$mm^2$.

∴ As =288 $mm^2$.

2 Φ14 =308 $mm^2$> $As_{req}$ = 288$mm^2$. OK.

**∴ Use 2 Φ14**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s$ * fy = 0.85 * $f_c^{'}$ * b * a

308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 52.84 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.84}{0.85}$ =62.17 mm. * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-62.17}{62.17} * 0.003 = 0.011 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

**3)Negative moment $Mu^{(-)}$ =10.8 KN.m.**

Mn = Mu /ϕ = 10.8/ 0.9 = 12 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{12*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2} = 1.222$MPa where d=320-20-8-6=286mm

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.222*20.6}{420}}\right) = 0.003$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.003 * 120 * 286 = 103.1\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100.1\ mm^2 < 114.4mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4mm^2 > As_{req} = 103.1mm^2$.

∴ As =$As_{min} = 114.4mm^2$

2 Φ10 =$157mm^2 > As_{req} = 114.4mm^2$. OK.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 26.94mm.$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.94}{0.85} = 31.69$ mm. * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-31.69}{31.69} * 0.003 = 0.024 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

**5)Negative moment $Mu^{(-)}$ =9.6KN.m.**

Mn = Mu /ϕ =9.6/ 0.9 = 10.7 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{10.7*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2} = 1.088$MPa where d=320-20-8-6=286mm

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.088*20.6}{420}}\right) = 0.00266$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00266 * 120 * 286 = 91.3\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100.1\ mm^2 < 114.4mm^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4mm^2 > As_{req} = 91.3mm^2$.

∴ $As = As_{min} = 114.4mm^2$

2 Φ10 =$157mm^2 > As_{req} = 114.4mm^2$. OK.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 26.94mm.$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.94}{0.85} = 31.69$ mm. * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-31.69}{31.69} * 0.003 = 0.024 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

### (4..6.1.2) Design of Positive moment of rib (Rib 25)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

$= 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286$ mm.

→$M_{u\,max} = 17.2$ KN.m

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = 520 mm……**Controlled**.

$\leq$ Span/4 = 3620/4 = 905mm.

$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400$ mm.

→**$b_E$ = 520 mm.**

$\rightarrow M_{nf} = 0.85\, f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.286 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 208.77\ KN.m$

$\phi M_{nf} = 0.9 * 216.79 = 187.89$ KN.m

→$\phi M_{nf} = 187.89$KN.m > $M_{u\,max} = 29.4$KN.m.

∴ Design as rectangular section.

**1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ =29.4KN.m**

Mn = Mu / ϕ = 29.4/ 0.9 = 19.11KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{19.11*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ = 0.768MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.768*20.6}{420}}\right)$= 0.00186

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.001004 * 520 * 286 = 277.275\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= $100mm^2 < 114.4mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4\ mm^2 < As_{req} = 277.275\ mm^2$.

∴ As = 277.275 $mm^2$.

2 Φ14 = $308mm^2 > As_{req} = 277.28\ mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 14} = 154mm^2$.

**∴ Use 2 Φ14**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

308 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 12.2 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.2}{0.85}$ = 14.35 mm * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-14.35}{14.35} * 0.003 = 0.057 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

**∴ Use 2 Φ14**

**2) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 16.5 KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 16.5/ 0.9 =18.33KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{19.11*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ 0.431 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.431*20.6}{420}}\right) = 0.00104$

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.00104 * 520 * 286 = 154.3mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100mm^2 < 114.4mm^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4\ mm^2 < As_{req} = 154.3\ mm^2$.

∴ $As = 154.3mm^2$.

2 Φ10 = $157mm^2 > As_{req} = 154.3mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 78.5mm^2$.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 6.22mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.313$ mm * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-7.313}{7.313} * 0.003 = 0.0114 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

**∴ Use 2 Φ10**

**3) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 14.7 KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 14.7/ 0.9 =16.33KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{16.33*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ =0.384 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.384*20.6}{420}}\right) = 0.00923$

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.00923 * 520 * 286 = 137.25mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100mm^2 < 114.4mm^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4\ mm^2 < As_{req} = 137.25mm^2$.

∴ $As = 137.25mm^2$.

2 Φ10 = $157mm^2 > As_{req} = 137.25mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 78.5mm^2$.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 6.22mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.313$ mm * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-7.313}{7.313} * 0.003 = 0.0114 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

**∴ Use 2 Φ10**

**4) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 5.4 KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 5.4/ 0.9 =6 KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{6*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ =0.141 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.141*20.6}{420}}\right)$= 0.00034

→$A_s = \rho * b_E * d$ = 0.00034 * 520 *286 =50.10mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= 100mm$^2$< 114.4mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4 mm$^2$> $As_{req}$ =50.10mm$^2$.

∴ As = 114.4 mm$^2$.

2 Φ10 = 157mm$^2$> $As_{req}$ = 114.4mm$^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5mm$^2$.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 6.22mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85}$ = 7.313 mm * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-7.313}{7.313} * 0.003$ = 0.0114 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

**∴ Use 2 Φ10**

**5) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 4.5 KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 4.5/ 0.9 =5 KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{5*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ =0.1175 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.1175*20.6}{420}}\right)$= 0.00029

→$A_s = \rho * b_E * d$ = 0.00029 * 520 *286 =41.75mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= 100mm$^2$< 114.4mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4 mm$^2$> $As_{req}$ =41.75mm$^2$.

∴ As = 114.4 mm$^2$.

2 Φ10 = 157mm$^2$> $As_{req}$ = 114.4mm$^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5mm$^2$.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 6.22mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85}$ = 7.313 mm * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-7.313}{7.313} * 0.003$ = 0.0114 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

**∴ Use 2 Φ10**

### (4.6.2)Design of shear of rib (Rib 25)

**1) Vu = 31.4 KN.**

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.286 * 10^3 = 21.02KN.$

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 21.02 = 23.12$ KN.

**→Check for items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq 1.1\frac{\phi V_c}{2}$ .

$31.4 \leq \frac{23.12}{2} = 11.6$…....Not satisfy

2- Item 2 :$1.1\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq 1.1\phi V_c$

$11.6 \leq 31.4 \leq 23.12$…….Not satisfy

3- Item 3 :$1.1\phi V_c < V_u \leq 1.1\phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.286 * 10^3 = 32.84$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.286 * 10^3 = 35.75$ KN…….Control.

$\therefore \phi Vs_{min} = 35.75$KN.

$1.1\phi V_c + \phi Vs_{min} = 23.12 + 35.75 = 58.87$ KN.

$1.1\phi V_c < V_u \leq 1.1\phi V_c + \phi Vs_{min}$

$23.12 < 31.4 \leq 58.87$…… **satisfy**.

**∴ Item (3) is satisfy**

**Minimum shear reinforcement is required($A_v$)**

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 0.5 = 0.000364$

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{0.5}{420} = 0.000396$…….Control.

Try Φ8 (2 Legs):

$\frac{2*50*10^{-6}}{S}$ = 3.96*10$^{-4}$ → S = 253mm

S ≤ $\frac{d}{2}$ = $\frac{286}{2}$ = 143 mm……..control

≤ 600 mm.

**∴ Use Φ8@12.5Cm C/C .**

## (4.7) Design of Beam (Beam 38):

**Material :-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

**Section :-**

B =90cm

h =?!

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$h_{min}$ for one-end continuous = L/18.5

=516/18.5 = 27.9cm.

$h_{min}$ for both-end continuous = L/21

= 694/21 = 33.05cm.

The controller beam total depth is 33.05cm.

→Select Total depth of beam **h= 32cm.**

According to atir software, there is no deflection for the section 90cm*32cm

Geometry units: meter, cm

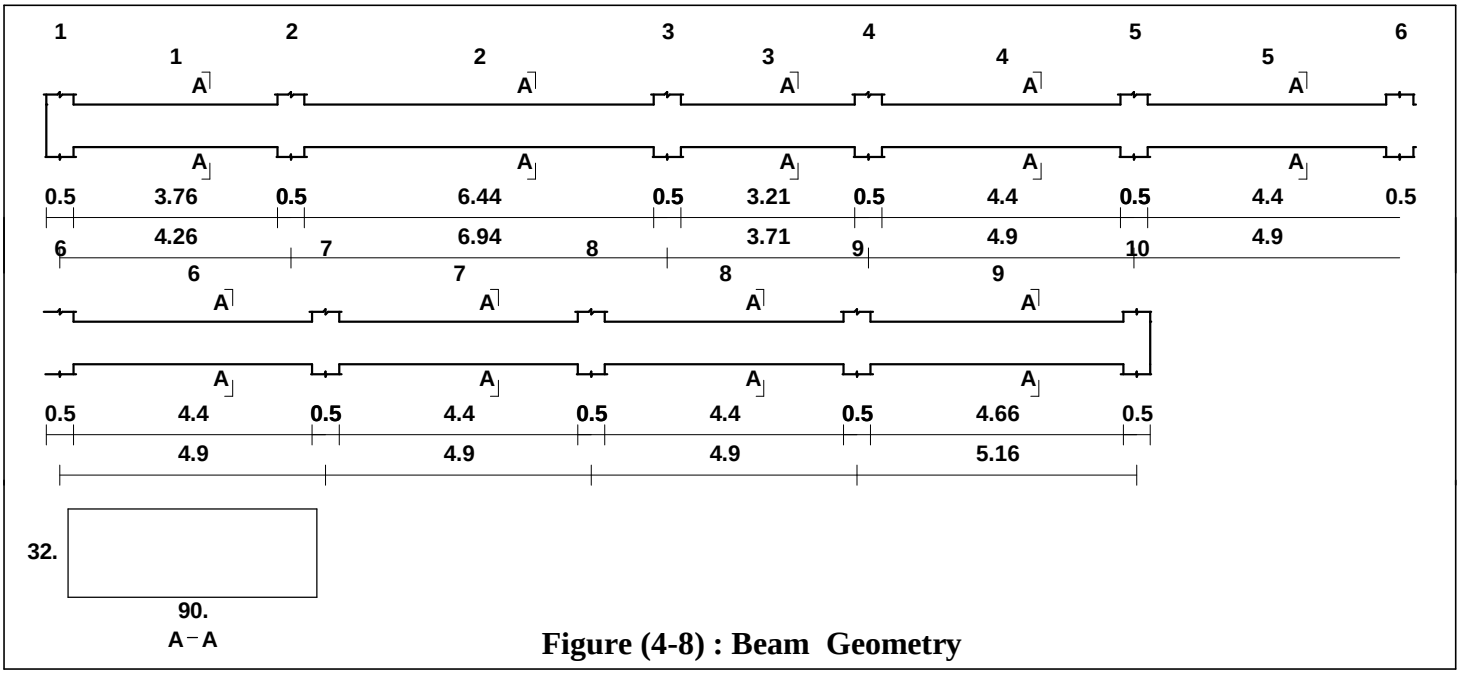
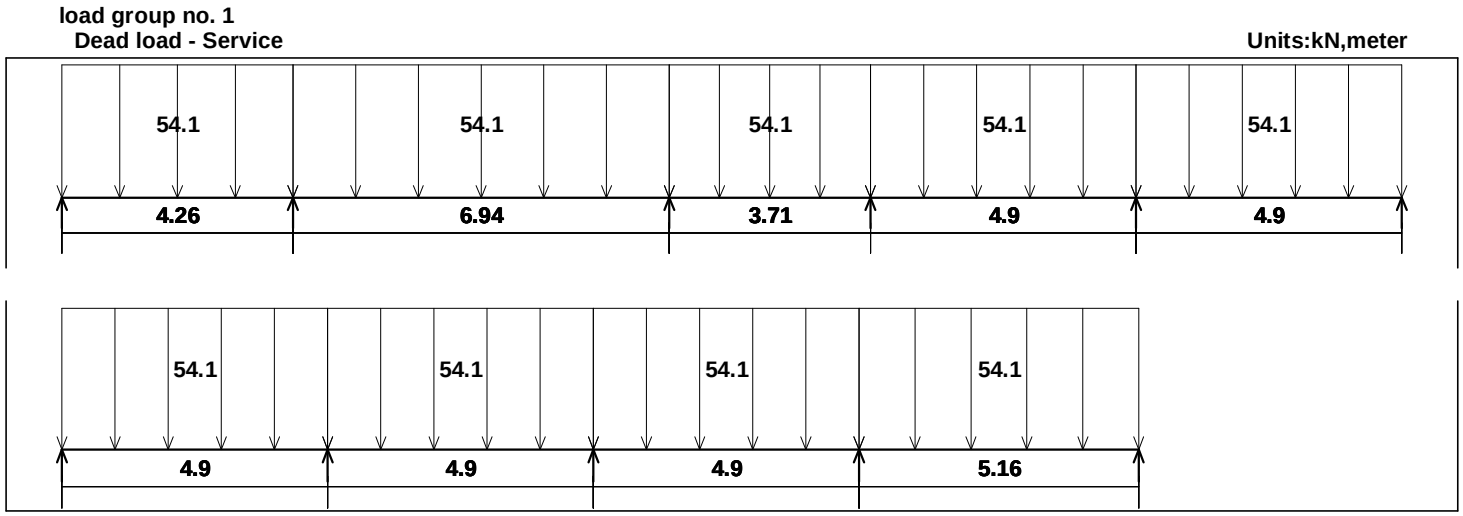



**Figure (4-8) : Beam Geometry**



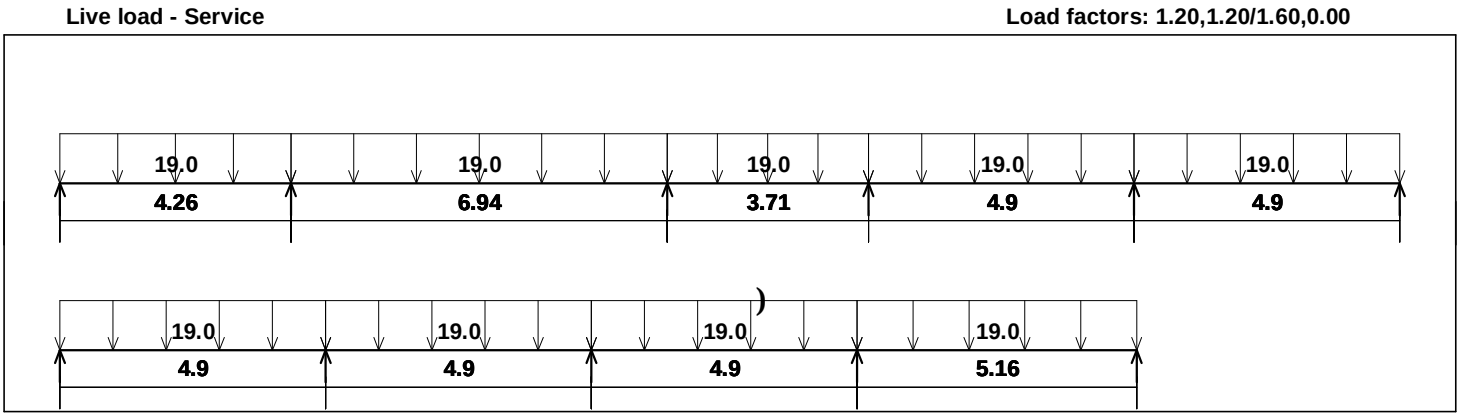



**Figure (4-9) : Load of Beam (A0-B8)**

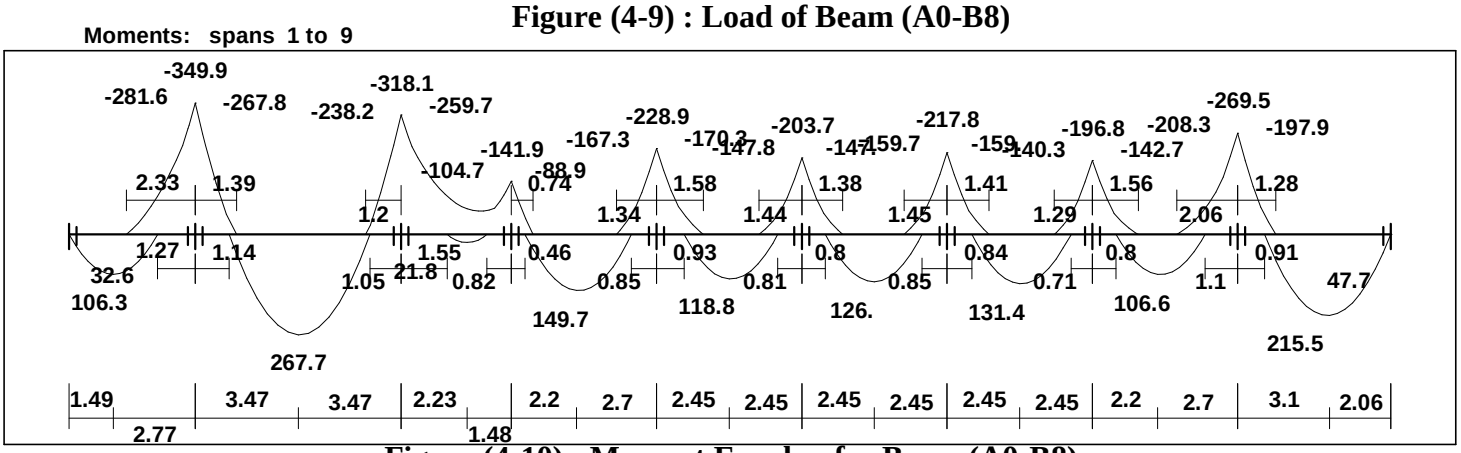



**Figure (4-10) : Moment Envelop for Beam (A0-B8)**

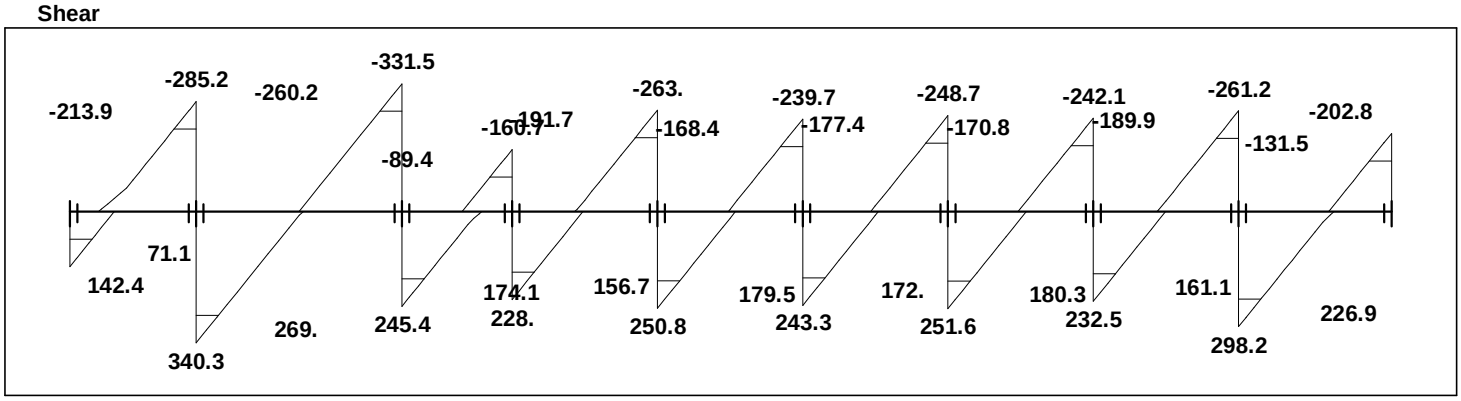



**Figure (4-11) : Shear Envelop for Beam.**

**Reactions**

**Factored**

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DeadR | 83.16 | 423.28 | 376.59 | 229.8 | 336.95 | 312.18 | 323.71 | 302.35 | 373.35 | 133.19 |
| LiveR | 59.23 | 202.24 | 200.39 | 158.96 | 176.89 | 170.86 | 176.6 | 172.18 | 186.07 | 69.61 |
| Max R | 142.39 | 625.52 | 576.99 | 388.76 | 513.83 | 483.04 | 500.31 | 474.53 | 559.42 | 202.81 |
| Min R | 62.86 | 495.69 | 409.7 | 244.95 | 403.41 | 372.44 | 386.41 | 354.97 | 441.49 | 125.92 |
| Service | | | | | | | | | | |
| DeadR | 69.3 | 352.73 | 313.83 | 191.5 | 280.79 | 260.15 | 269.76 | 251.96 | 311.12 | 110.99 |
| LiveR | 37.02 | 126.4 | 125.25 | 99.35 | 110.56 | 106.79 | 110.37 | 107.61 | 116.3 | 43.51 |
| Max R | 106.32 | 479.13 | 439.07 | 290.85 | 391.34 | 366.93 | 380.13 | 359.57 | 427.42 | 154.5 |
| Min R | 56.61 | 397.99 | 334.52 | 200.97 | 322.33 | 297.81 | 308.94 | 284.85 | 353.71 | 106.45 |

### 4.7.1 Design of flexure:-

→$Mu_{max}$ = 281.6 KN.m .

$b_w$ = 90 Cm. , h = 32 Cm.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320– 40 – 8 –$\frac{16}{2}$= 264 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} *264$ = 113.143mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max}$ = 0.85 * 113.143= 96.3172mm. *Note: $f_c'$ = 24 MPa < 28 MPa→$\beta_1$ = 0.85

$Mn_{max}$ = 0.85 * $f_c'$ * b * a * (d - $\frac{a}{2}$ )

= 0.85 * 24 * 0.9 * 0.096* ( 0.264 – $\frac{0.09632}{2}$ ) * $10^3$

= 380.7 KN.m .

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

→ϕ$Mn_{max}$ = 0.82 * 380.7= 312.2 KN.m . * Note: $\epsilon_s$ = 0.004 → ϕ = 0.82

→ϕ$Mn_{max}$ = 312.2 KN.m > Mu =281.6 KN.m .

∴ Singly reinforced concrete section.

#### 4.7.1.1 Design of Positive moment:-

**1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 267.7 KN.m .**

ϕ$Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 267.7 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ= 267.7/ 0.9 = 297.45 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{267.7*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ = 4.267MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.267*20.6}{420}}\right)$= 0.0115

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0115 * 900 * 264 = 2740mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 2740mm^2$.

∴ As =$2740mm^2$.

# 0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2740}{254} = 10.78$→ # of bars =11bars.

**∴ Use 11Φ18 → As = 11* 254 = 2794 $mm^2$> $As_{req}$ = 2740 $mm^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

2794 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a = 63.92mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{63.92}{0.85}$=75.19mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-75.19}{75.19} * 0.003 = 0.0075 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 11Φ18**

.

**2)Positive moment $Mu^{(+)}$ = 106.3 KN.m.**

$\phi Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 106.3KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ= 106.3/ 0.9 =118.11 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{118.11*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 1.883MPa.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.883*20.6}{420}}\right) = 0.00472$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.00472 * 900 * 264 = 1123.34\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86 mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1123.34 mm^2$.

$\therefore$ As $= 1123.34 mm^2$.

# 0f Φ16 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1123.34}{201} = 5.6 \rightarrow$ # of bars =6 bars.

**$\therefore$ Use 6Φ16 $\rightarrow$ As =6* 201 =1206 mm$^2$> As$_{req}$ = 1123.34 mm$^2$ .**

**$\rightarrow$ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$1206 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

a = 27.59mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.68}{0.85} = 32.46mm.$ * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa$\rightarrow \beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-32.46}{32.46} * 0.003 = 0.02 > 0.005$ $\therefore \phi = 0.9$ OK.

**$\therefore$ Use 6Φ16**

**3) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 149.7**

$\phi Mn_{max} = 367.65 KN.m > Mu = 149.7 KN.m \rightarrow$ Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /$\phi$= 149.7/ 0.9 =166.33 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{166.33*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 2.652 MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.652*20.6}{420}}\right) = 0.0068$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0068 * 900 * 264 = 1613\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86 mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1613\ mm^2$.

$\therefore As = 1613\ mm^2$.

# 0f $\Phi 14 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1613}{154} = 10.5 \rightarrow$ # of bars =11 bars.

**$\therefore$ Use 11Φ14 $\rightarrow$ As =11* 154=1694 $mm^2$> $As_{req}$ = 1613$mm^2$ .**

**$\rightarrow$ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

1694 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =38.75mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.75}{0.85} = 45.6mm.$ * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa$\rightarrow \beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-45.6}{45.6} * 0.003 = 0.014 > 0.005$ $\therefore \phi$ =0.9 OK.

**$\therefore$ Use 11Φ14**

**4) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 118.8 KN.m**

$\phi Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu =118.8 KN.m $\rightarrow$ Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /$\phi$ =118.8/ 0.9 =132 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{132*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 2.104\text{MPa}.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.104*20.6}{420}}\right) = 0.0053$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0053 * 900 * 264 = 1260\ mm^2.$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1260\ mm^2.$

$\therefore As = 1260\ mm^2.$

$\#\ 0f\ \Phi 18 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1260}{254} = 4.96 \rightarrow \#\ of\ bars = 5\ bars.$

**$\therefore$ Use 5Φ18 $\rightarrow$ As =5* 254=1270mm$^2$> As$_{req}$ = 1260mm$^2$ .**

**$\rightarrow$ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

$1270 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

a =29.05mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.05}{0.85} = 34.2\text{mm}.$ * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa$\rightarrow \beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-34.2}{34.2} * 0.003 = 0.02 > 0.005$ $\therefore \phi = 0.9$ OK.

**$\therefore$ Use 5Φ18**

**5) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 126 KN.m**

$\phi Mn_{max}$=367.65 KN.m > Mu =126 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =126/ 0.9 =140 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{140*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =2.232MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.232*20.6}{420}}\right) = 0.00564$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00564* 900 *264 = 1341\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1341\ mm^2$.

∴ As =1341 $mm^2$.

# 0f Φ16= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1341}{201} = 6.7$→ # of bars =7 bars.

**∴ Use 7Φ16 → As =7* 201=1407$mm^2$> $As_{req}$ = 1341$mm^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

1407 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =32.18mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.18}{0.85}$ =37.8mm. * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-37.8}{37.8} * 0.003 = 0.018 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 7Φ16**

**6) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 131.4 KN.m**

ϕMn$_{max}$=367.65 KN.m > Mu =131.4 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =131.4/ 0.9 =146 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{146*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =2.33MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.095*20.6}{420}}\right) = 0.006$

→A$_s$ = $\rho$ * b$_w$ *d = 0.006* 900 *264 =1401 mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

= 692.86mm$^2$< 792 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→As$_{min}$ = 792 mm$^2$< As$_{req}$ = 1401 mm$^2$.

∴ As =1253 mm$^2$.

# 0f Φ18= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1401}{254} = 5.5$→ # of bars =6 bars.

**∴ Use 6Φ18 → As =6* 254=1524mm$^2$> As$_{req}$ = 1253mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A$_s$ * fy = 0.85 * $f_c'$ * b * a

1524 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =34.86mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{34.68}{0.85}$ =41.02mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-41.02}{41.02} * 0.003 = 0.016 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 6Φ18**

**7) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 106.6 KN.m**

ϕ$Mn_{max}$=367.65KN.m > Mu =106.6 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =106.6/ 0.9 =118.44 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{118.44*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =1.89MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.89*20.6}{420}}\right) = 0.0047$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0047 * 900 * 264 = 1123\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1123\ mm^2$.

∴ As =1123 $mm^2$.

# 0f Φ16= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1123}{201} = 5.6$→ # of bars =6 bars.

**∴ Use 6Φ16 → As =6* 201=1206$mm^2$> $As_{req}$ = 1123$mm^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

1206 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =27.59mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.59}{0.85}$ =32.46mm  * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-32.46}{32.64} * 0.003 = 0.02 > 0.005$  ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 6Φ16**

**8) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 215.5 KN.m**

ϕ$Mn_{max}$367.65 KN.m > Mu =215.5 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =215.5/ 0.9 =239.44KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{239.44*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =3.82MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.82*20.6}{420}}\right) = 0.010$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.010 * 900 * 264 = 2412\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 2412\ mm^2$.

∴ As =2412 $mm^2$.

# 0f Φ18= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2412}{254} = 9.5$→ # of bars =10 bars.

**∴ Use 10Φ18 → As =10* 254=2540$mm^2$ = $As_{req}$ = 2412$mm^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$2540 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

$a = 58.104$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.104}{0.85} = 68.36mm$ * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-68.63}{68.63} * 0.003 = 0.0085 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 10Φ18**

**9) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 1.55 KN.m**

$\phi Mn_{max=}$ 367.65KN.m > Mu =1.55KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =1.55/ 0.9 =1.72KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{1.72*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 0.0275MPa.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.0275*20.6}{420}}\right) = 0.000065$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.000065 * 900 * 264 = 15.54\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 > As_{req} = 15.54\ mm^2$.

∴ As =792 $mm^2$.

# 0f Φ16= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{792}{201} = 3.94$→ # of bars =4 bars.

**∴ Use 4Φ16 → As =4* 201=804$mm^2$> $As_{req}$ = 792$mm^2$ .**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$804 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

$a = 18.34$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.34}{0.85} = 21.64mm$ * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-21.64}{21.64} * 0.003 = 0.033 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 4Φ16**

### 4.7.1.2 Design of negative moment:-

**1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 281.6 KN.m .**

$\phi Mn_{max} = 367.65KN.m > Mu = 281.6KN.m$ → Singly reinforced concrete section.

$Mn = Mu / \phi = 281.6 / 0.9 = 312.89KN.m$ .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{312.89*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 4.99MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.99*20.6}{420}}\right) = 0.0138$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0138 * 900 * 264 = 3292mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

= 692.86mm$^2$< 792 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 792 mm$^2$< $As_{req}$ = 3292mm$^2$.

∴ As =3292 mm$^2$.

# 0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = $\frac{3292}{254}$ = 12.96→ # of bars =13bars.

**∴ Use 13Φ18 → As = 13* 254 = 3302mm$^2$> $As_{req}$ = 3292 mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s$ * fy = 0.85 * $f_c^{'}$ * b * a

3302* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =75.54.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75.54}{0.85}$ =88.87mm. * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

= $\frac{264-88.87}{88.87}$ * 0.003 = 0.0059> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 13Φ18**

**2) Negative moment $Mu^{(-)}$ =259.7KN.m .**

ϕ$Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 259.7KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ = 259.7/ 0.9=288.56 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{288.56*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ = 4.6MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.6*20.6}{420}}\right)$= 0.0138

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0125 * 900 * 264 = 2990mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 2990mm^2$.

∴ As =2990 $mm^2$.

# 0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2990}{254} = 11.8$→ # of bars =12bars.

**∴ Use 12Φ18 → As = 12* 254 = 2998$mm^2$> $As_{req}$ = 2990 $mm^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

2998* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =65.58

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.58}{0.85}$ =80.68mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-80.68}{80.68} * 0.003 = 0.0068 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 12Φ18**

**3) Negative moment $Mu^{(-)}$ =104.7KN.m .**

ϕ$Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 104.7KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ = 104.7/ 0.9= 116.33KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{116.33*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 1.855MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.855*20.6}{420}}\right) = 0.0046$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0046 * 900 * 264 = 1102mm^2.$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86mm^2 < 792\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 792\ mm^2 < As_{req} = 1102mm^2.$

$\therefore As = 1102\ mm^2.$

# 0f Φ16 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1102}{201} = 5.5 \rightarrow$ # of bars =6bars.

**∴ Use 6Φ16 → As =6* 201= 1206mm$^2$> As$_{req}$ = 1102 mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

$1206 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

$a = 27.59$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.59}{0.85} = 32.46mm.$ * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-32.46}{32.46} * 0.003 = 0.021 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 6Φ16**

**4) Negative moment $Mu^{(-)}$ =170.3 KN.m .**

ϕMn$_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 170.3KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ = 170.3/ 0.9= 189.22.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{189.22*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 3.02\text{MPa}.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.02*20.6}{420}}\right) = 0.0078$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0078* 900 *264 = 1856\text{mm}^2.$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86\text{mm}^2 < 792\ \text{mm}^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 792\ \text{mm}^2 < As_{req} = 1856\text{mm}^2.$

∴ As =1856 $\text{mm}^2$.

# 0f Φ16 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1856}{201} = 9.3$→ # of bars =10bars.

**∴ Use 10Φ16 → As =10* 201= 2010$\text{mm}^2$> $As_{req}$ = 1856 $\text{mm}^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

2010* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =46

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46}{0.85} = 54.12$ * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-54.12}{54.12} * 0.003 = 0.012 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 10Φ16**

**5) Negative moment $Mu^{(-)}$ =147.8 KN.m**

ϕ$Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 147.8 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =147.8 / 0.9= 164.22 KNm .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{164.22*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$=2.62MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.62*20.6}{420}}\right)$= 0.0067

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0067* 900 *264 = 1591mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

= 692.86mm$^2$< 792 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 792 mm$^2$< $As_{req}$ = 1591mm$^2$.

∴ As =1591 mm$^2$.

# 0f Φ16 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1591}{201}$ = 7.9→ # of bars =8bars.

**∴ Use 8Φ16 → As =8* 201= 1608mm$^2$> $As_{req}$ = 1591mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

1608* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =36.78

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.78}{0.85}$ =43.28 * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-43.28}{43.28} * 0.003 = 0.0153 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 8Φ16**

**6) Negative moment $Mu^{(-)}$ =159.7 KN.m**

$\phi Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 159.7KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =159.7/ 0.9= 177.44KNm .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{177.44*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =2.83MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.83*20.6}{420}}\right)$= 0.0073

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.0073* 900 *264 = 1730mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c^{'}}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

= 692.86mm$^2$< 792 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 792 mm$^2$< $As_{req}$ = 1730mm$^2$.

∴ As =1730 mm$^2$.

# 0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1730}{254}$ = 6.8→ # of bars =7bars.

**∴ Use 7Φ18 → As =7* 254= 1778mm$^2$> $As_{req}$ = 1730mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

1778* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =40.67

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40.67}{0.85}$ =47.85 * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-47.85}{47.85} * 0.003$ = 0.0135> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 7Φ18**

**7) Negative moment $Mu^{(-)}$ =142.7 KN.m**

$\phi Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 142.7 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =142.7/ 0.9= 158.56KNm .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{158.56*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2}$ =2.53MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.53*20.6}{420}}\right)$= 0.0065

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.0065* 900 *264 = 1532mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

= 692.86mm$^2$< 792 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 792 mm$^2$< $As_{req}$ = 1532mm$^2$.

∴ As =1532 mm$^2$.

# 0f Φ16 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1532}{201}$ = 7.6→ # of bars =8 bars.

**∴ Use 8Φ16 → As =8* 201= 1608mm$^2$> $As_{req}$ = 1532mm$^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

1608* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =36.78

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.78}{0.85}$ =43.27 * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-43.27}{43.27} * 0.003 = 0.0153 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 8Φ16**

**8) Negative moment $Mu^{(-)}$ =208.3KN.m**

ϕ$Mn_{max}$ = 367.65KN.m > Mu = 208.3 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ =208.3/ 0.9= 231.44 KNm .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{231.44*10^{-3}}{0.9*(0.264)^2} = 3.69\text{MPa}.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.69*20.6}{420}}\right) = 0.00977$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00977 * 900 * 264 = 2321\text{mm}^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 264 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 264$

$= 692.86\text{mm}^2 < 792\ \text{mm}^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 792 $\text{mm}^2$< $As_{req}$ = 2321$\text{mm}^2$.

∴ As =2321 $\text{mm}^2$.

# 0f Φ16 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2321}{201} = 11.55$→ # of bars =12bars.

**∴ Use 12Φ16 → As =12* 201= 2412$\text{mm}^2$> $As_{req}$ = 2312$\text{mm}^2$ .**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

2412* 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a =55.2

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{55.2}{0.85} = 65$ * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{264-65}{65} * 0.003 = 0.0092 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

**∴ Use 12Φ16**

### (4.7.2) Design of shear:-

**Maximum Vu = 269 KN .**

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.9 * 0.264 * 10^3 = 145.5KN.$

**→ Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 145.5 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.9 * 0.264 * 10^3)$

$= 145.5 + 582 = 727.5KN > Vu = 269 KN.$

∴ Dimension is big enough.

**→ Check For items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$ .

$269 \leq \frac{145.5}{2} = 72.75$…....Not satisfy.

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

72.75<269≤ 145.5…….Not satisfy.

3- Item 3 :$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.9 * 0.264 * 10^3 = 54.56KN.$

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.9 * 0.264 * 10^3 = 59.4KN$…….Control.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 59.4KN.$

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 145.5 + 59.4 = 205KN.$

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

145.5<269≤ 205……. Not satisfy.

4- Item 4 :$\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$145.5+ 59.4<269 \leq 145.5+ (\frac{0.75}{3} *\sqrt{24} * 0.9 * 0.264 *10^3)$

205<269≤ 436.5…… **Satisfy.**

∴ **Item (4) is satisfy →** $\mathbf{(\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}}$ **.**

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{269}{0.75} – 194) = 164.7KN.$ *Note: $Vc = \frac{145.5}{0.75} = 194$ KN.

Try Φ10(2 Legs) $= 2 * 79 = 158\ mm^2$ .

$\frac{2*79*10^{-6}}{S} = \frac{164.7 * 10^{-3}}{(420 * 0.264)} \rightarrow$ s = 0.166 m =106 mm …….. control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{264}{2}$ =132 mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 106 mm < $s_{max}$ = 132 mm Ok.

**∴ Use Φ10 @ 10 Cm C/C.**

## (4.8)Design of two way ribbed slab(C2) :-

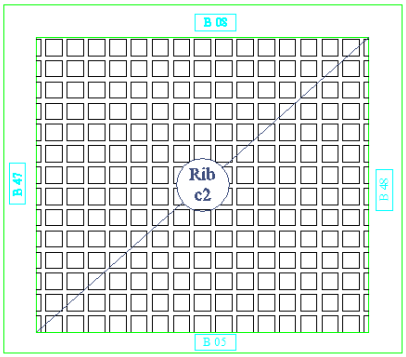



**Figure (4-15) : two way ribbed slab(RS1)**

Nominal Total Dead Load = 3.135 KN

DL=3.263/0.52*0.52 =11.6 kN/$m^2$

WuD=1.2×11.6=13.92 kN/$m^2$

WuL =1.6 ×5 = 8 kN/$m^2$

Wu=13.92+8= 21.92 kN/$m^2$

### (4.8.1)Design of positive moment :-

According to ACI-code**:**

Ca.LL = 0.035 Ca.dl=0.025

Cb.LL=0.024 Cb.dl=0.019

Ma positive(DL) =( 0.025*13.92*$7.85^2$ *0.52)= 11.15 KN. m/rib

Ma positive(LL)=( 0.035*8*7.85 *0.52 = 9 KN. m/rib

- Ma positive(D+L)=11.15+9=20.15KN. m/rib

Mb positive(DL) = 0.019*13.92*$8.95^2$ *0.52= 11 KN. m/rib

Mb positive(LL)= 0.024*8*8.95 *0.52 = 8 KN. m/rib

- Mb positive(D+L)=11+8= 19KN. m/rib

⇨ **short direction:**

- **Mu = 20.15 KN . m**

d=320- 20 -16 =284

Mn = Mu /ϕ = 20.15/ 0.9 = 22.4 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$ $K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{22.4*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ =0.53 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.53*20.6}{420}}\right)$= 0.001278

.

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.001278 * 520 * 286 = 190.06\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= 100.1 $mm^2$< 114.4 $mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4 $mm^2$< $As_{req}$ = 190.06 $mm^2$.

∴ As = 190.06 $mm^2$.

2 Φ12 = 226 $mm^2$> $As_{req}$ = 190.06 $mm^2$ . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113 $mm^2$

.

**∴ Use 2 Φ12**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

226 * 420 = 0.85 * 24 *520 * a

a = 8.95 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85}$ = 10.53 mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-10.53}{10.53} * 0.003 = 0.078 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

- **Long direction:**

- **Mu = 19 KN . m**

d=320-20-16= 286mm

Mn = Mu /ϕ = 19/ 0.9 = 21.1 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.1*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2}$ =0.565MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.565*20.6}{420}}\right)$= 0.00136

.

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00136 * 520 * 286 = 203\ mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_E * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100.1mm^2 < 114.4\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4\ mm^2 < As_{req} = 203mm^2$.

∴ As = 203 $mm^2$.

2 Φ12 = 226 $mm^2$> $As_{req}$ = 203 $mm^2$ . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113$mm^2$

.

**∴ Use 2 Φ12**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

226 * 420 = 0.85 * 24 *520 * a

a = 8.95 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85}$ = 10.53 mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{286-10.53}{10.53}$ * 0.003 = 0.078> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

### (4.8.2)Design of negative moment :-

According to ACI-code**:**
Ca.neg = 0.043

- Ma negative (D+L)=0.043*21.92*$7.85^2$ *0.52=30.2 KN. m/rib

Negative moment at discontinuous edges =(1/3)*positive moment\

Ma negative ((discontinuous)=(1/3)*20.15= 6.72 KN. m/rib

- ⇨ **short direction:**

- **Mu = -30.2 KN . m**

d=320-20-16=286 mm

Mn = Mu /ϕ = 30.2/ 0.9 =33.6 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{33.6*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2}$ =3.42 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.42*20.6}{420}}\right)$= 0.00898

.

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.00898 * 120 * 286 = 308.2\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

= 100.1mm$^2$< 114.4 mm$^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min}$ = 114.4 mm$^2$< $As_{req}$ = 308.2 mm$^2$.

∴ As = 308.2 mm$^2$.

2 Φ16 = 402 mm$^2$> $As_{req}$ = 308.2 mm$^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 16}$ = 201 mm$^2$

.

**∴ Use 2 Φ16**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

402 * 420 = 0.85 * 24 *120 * a

a =68.97 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.97}{0.85}$ = 81.1 mm. * Note: $f_c'$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{286-81.1}{81.1} * 0.003 = 0.00758 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

- **Mu = -6.72 KN . m**

d=320-20-16= 286mm

Mn = Mu /ϕ =6.72/ 0.9 = 7.47 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{7.47*10^{-3}}{0.12*(0.286)^2}$ =0.76 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.76*20.6}{420}}\right) = 0.001846$

.

→$A_s = \rho * b_w*d = 0.001846* 120 *286 = 63.4\ mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

$= 100.1\ mm^2 < 114.4\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 114.4\ mm^2 > As_{req} = 63.4\ mm^2$.

∴ $As = 114.4\ mm^2$.

2 Φ10 = 157 $mm^2$> $As_{req}$ = 114.4 $mm^2$ . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5 $mm^2$

.

**∴ Use 2 Φ10**

**→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s$ * fy = 0.85 * $f_c^{'}$ * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 *120 * a

a = 26.94 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.94}{0.85}$ = 31.7mm. * Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{286-31.7}{31.7}$ * 0.003 = 0.024 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

## (4.9) Design of One way solid slab :-عقدة بيت الدرج

**Material:-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

**Section :-**

L/20 = 3.65/20 = 0.19 m

(Control)

**Select h = 25cm**

**load calculations**

Live Load and Snow Load :-

Water Tanks + Snow =10 KN/m$^2$

Dead Load :-

Weight Of Solid =0.25*25=6.25 KN /m$^2$

d= 250-20-(12/2)=224

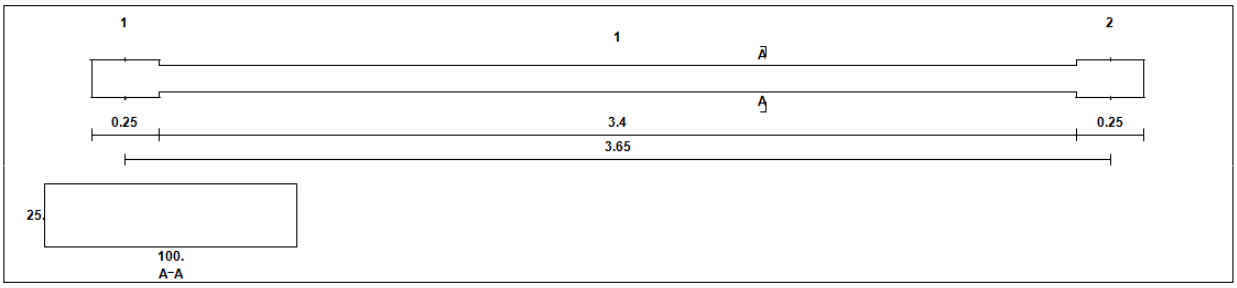



**Figure (4-12) : section in one way solid**

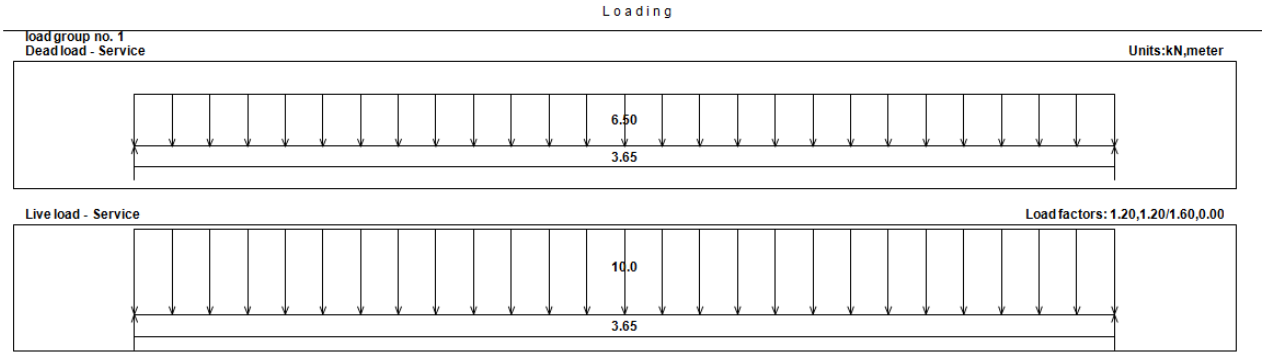



**Figure (4-13) : Load of one way solid**

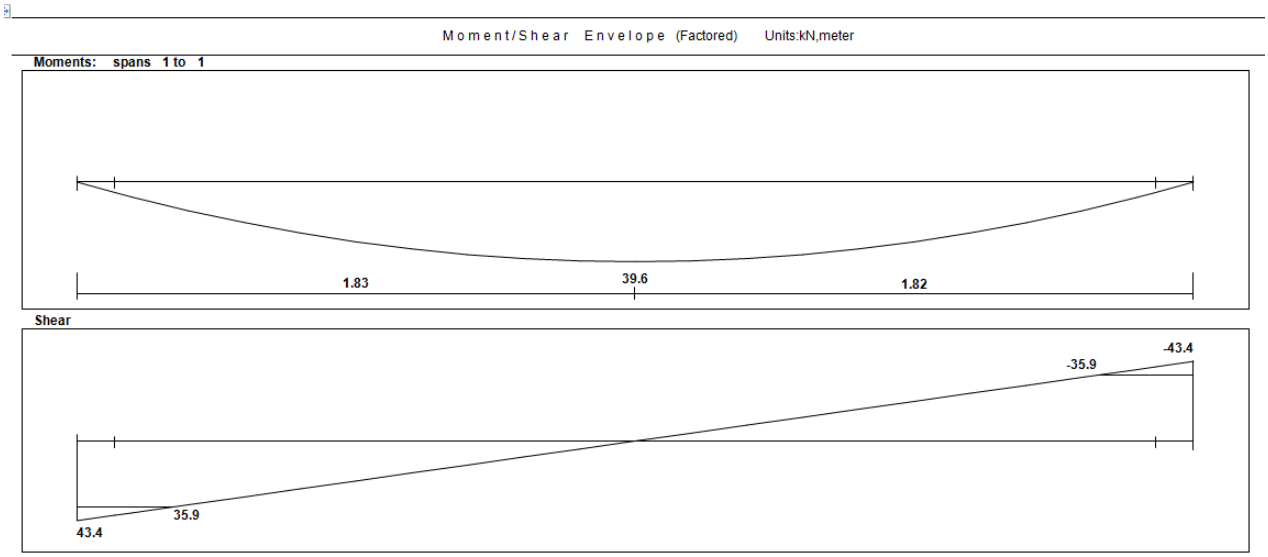



**Figure (4-14) : Shear and Moment Envelop for one way solid**

⇒ Design of shear:

Vu = 35.9 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136.56 KN$$

Vu = 35.9 KN < Ø.Vc = 136.56 KN.

**>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is…… OK.**

⇒ **Design of positive moment**.

Mu=39.6 KN

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{39.6*10^{-3}/0.9}{1*(0.224)^2} = 0.88$Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.88)(20.6)}{420}}) = 0.0022$

ρ=0.0022

$As_{req}$ = 0.0022*(1000) *(224) = 493 $mm^2$/m.

$As_{min}$ = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 $mm^2$

$As_{req}$ =493>$As_{min}$ =450 $mm^2$

Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

# 0f Φ12 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{493}{113} = 4.4 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{4.4}$ = 0.23m = 230 mm

≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 * $C_c$

= 380 * $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$ – 2.5* 20

= 380 * $(\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$ – 2.5 * 20

= 330 mm…….S=300…….control

≤ 3 * h = 3* 250 = 750 mm.

≤ 450 mm.

S=23 mm < $S_{max}$ =300 mm

**∴Use Φ12 @ 20 Cm**

⇨ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 11.7mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.7}{0.85} = 13.8mm$

$\varepsilon_s = \frac{224 - 13.8}{13.8} * 0.003 = 0.046$

$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

⇨ Shrinkage &temperature reinforcement(use Φ10 )

$As_{min}$ = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 $mm^2$

# 0f Φ12 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{450}{113}$ = 3.98 → Spacing(S) = $\frac{1}{3.98}$ = 0.251 m =251 mm.

S≤ 5 * h = 5* 250 = 1250 mm.

S≤ 450 mm……..controled

S=251 mm<$S_{max}$ =450 mm

Use **Φ 12 @ 20 cm in other direction**

## (4 .10) Design of Column:-

### ⇨ Design column(C7) :

### ⇨ 4.10.1 Load Calculation:

$p_u = 3762KN$

$p_{nreq} = \frac{3762}{0.65} = 5787.7KN$

$Use\rho = \rho g = 1.6\%$

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

$5787.7 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.27m^2$

Use $0.45 \times 0.6$ m with Ag = 0.27m²

### ⇨ 4.10.2 Check Slenderness Effect:

### ⇨ In 0.6 m-Dirction

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4.0 m
M1/M2 =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.

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

$\frac{1 \times 4.0}{0.3 \times 0.6} = 22 <= 22$

$\therefore short\ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.6m..dirction$

⇨ **In 0.45 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4.0 m
M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1\times 4.0}{0.3\times 0.45} = 29.6 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.45m : dirction$$

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

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(2083)}{3762} = 0.665$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.45^3}{12} = 0.00456m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.00456}{1+0.665} = 25.5MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2\times 25.5}{(1.0\times 4.0)^2} = 15.7MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ \ to\ \ ACI\,318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3762}{0.75\times 15700}} = 1.47 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 450 = 28.5mm = 0.0285m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0285\times 1.47 = 0.042$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.042}{0.45} = 0.0931$$

*From Interaction Diagram*

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{3762}{0.6*0.45}\times\frac{145}{1000} = 2.02\ \ Ksi$$

$$\rho_g = 0.0165$$

$$A_s = \rho\times A_g = 0.0165\times 600\times 450 = 4450mm^2\text{`}$$

$$\therefore use 16\phi 20$$

- **Design of the Reinforcement:**

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

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

$S \leq$ Least dimension.

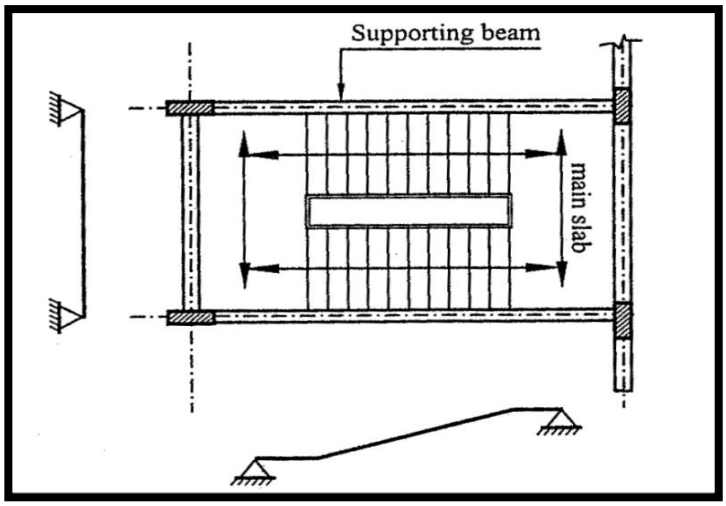
$$spacing \leq 16\times d_b = 16\times 2.0 = 32.0\ cm$$

$$spacing \leq 48\times d_t = 48\times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \leq least.\dim. = 45cm$$

$$select\ @\ 25cm$$

## (4.11)Stair Design:




L=0.25+3.3+0.85=4.4 m

$h_{min}$ =4.4/20=0.22 m

$take\ h = 25\ cm$

Tan angle = 16.5/30 --- angle=28.8

### (4.11.1) Load calculation:-

❖ **Flight dead load:**

- Tiles = 23*0.03*((0.33+0.165)/0.3)*1 = 1.2 KN/m.
- Mortar =22*0.03*((0.3+0.165)/0.3)*1= 1.1 KN/ m.
- Plaster = (22*0.02*1)/ (Cos 28.8) = 0.6 KN/ m.
- Steps = 25*((0.165*0.3)/(2*0.3))*1= 2.1 KN/ m.
- Slab = 25*0.25*1/ Cos 28.8= 7.2 KN/ m.

**Total dead load(flight) = 12.2**KN/ m.

❖ **landing dead load:**

- Tiles = 23*0.03*1 = 0.7 KN/m.
- Mortar =22*0.03*1= 0.7 KN/ m.
- sand = 17*0.07*1 = 1.2 KN/ m.
- Slab =25*0.25*1=6.3KN/ m.
- plaster = 22*0.02*1= 0.5 KN/ m.

**Total dead load(landing) = 9.4**KN/ m.

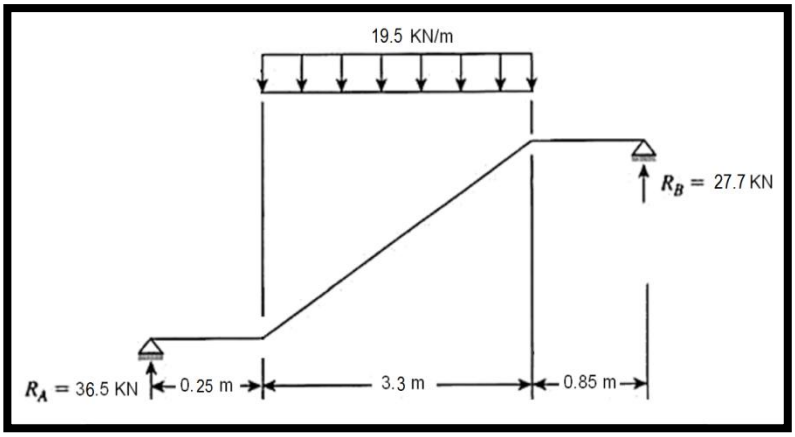
❖ **Live load:-**

Live load for stairs =3 KN/ $m^2$.

❖ **Factored load**

For flight =1.2*12.2+1.6*3 = 19.5 KN/ m.

For landing=1.2*9.4+1.6*3=16.1 KN/ m.




### (4.11.2)Design of Flight:-

### (4.11.2.1)Design of shear:

Assume Ø 14 for main reinforcement

**d =250-20-(14/2)= 223 mm**

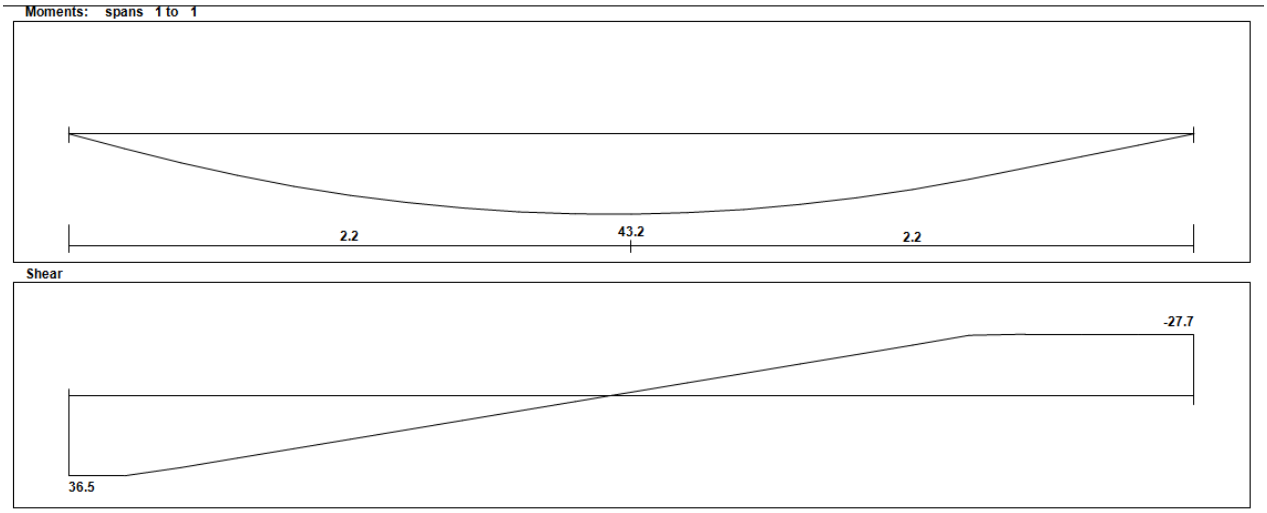
Vu = 36.5*cos28.8=32 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136.56KN$$

Vu = 32 KN < Ø.Vc = 136.56 KN .

**>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is…… OK.**




Figure(4-21) : Envelope Shear and moment Diagram of Flight

### (4.11.2.2) Design of Bending:

Mu=43.2KN.m

Mn = Mu /ϕ = 43.2/ 0.9 = 48 KN.m

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{48*10^{-3}}{1*(0.223)^2} = .97\text{MPa}$$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.97*20.6}{420}}\right) = 0.0024$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0024 * 1000 * 223 = 536\ mm^2$. ……..control

$\rightarrow As_{min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$.

$\therefore$ As = 892 $mm^2$.

# 0f Φ14 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{536}{154} = 3.5 \rightarrow$ Spacing(S) =$100/3.5$ = 0.286 m = 286 mm.

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5* 20$

=330mm. ……..controlled.

$\leq 3 * h = 3* 250 = 750$ mm

$\leq 450$ mm.

**∴Use Φ14 @ 20 Cm.**

**Temperature and shrinkage reinforcement:**

**As=0.0018*b*h**

**=0.0018*1000*250=450** $mm^2$

**∴Use Φ14 @30 Cm.**

**Check for step:**

$\leq 5 * h = 5* 250 = 1250$ mm

$\leq 450$ mm.

**S=300<S max=450 mm**

**- Check for strain:**

Tension = Compression

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

$$770 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.9mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.9}{0.85} = 18.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.7}{18.7} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$$

### (4.11.3)Design of Landing:- Dead, Live and Load from flight

#### (4.11.3.1)Design of shear:

Assume Ø 14 for main reinforcement

**d =250-20-(14/2)= 223 mm**

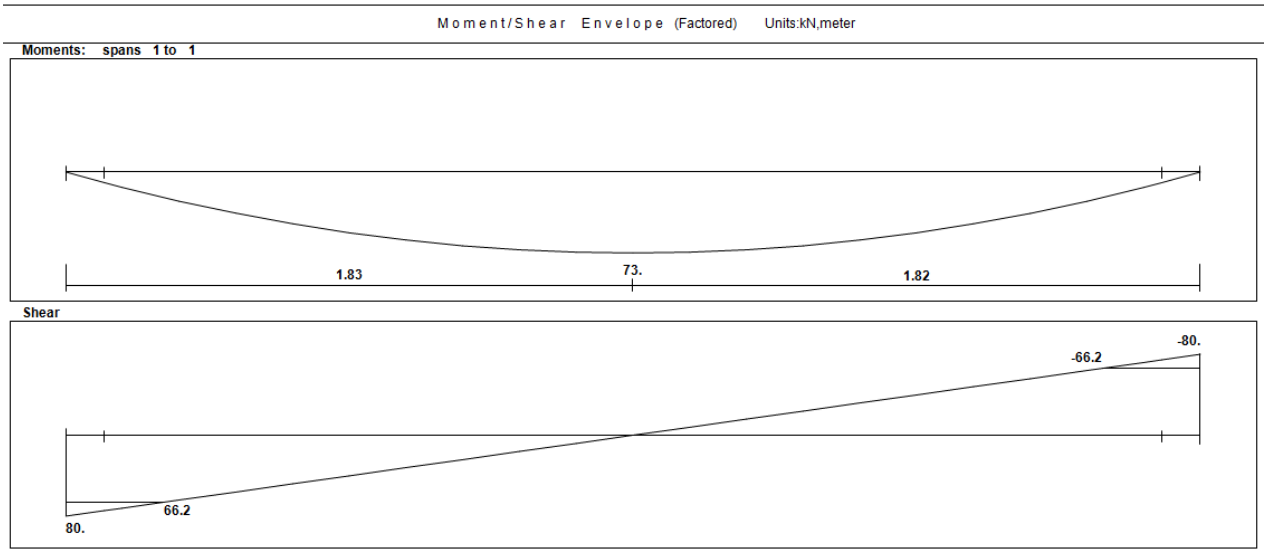
Vu = 66.2 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136.56KN$$

Vu = 66.2 KN < Ø.Vc = 136.56 KN .

**>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is…… OK.**




Figure(4-22) : Envelope Shear and moment Diagram of Landing

### (4.11.3.2) Design of Bending:

Mu=73 KN.m

Mn = Mu /ϕ = 73/ 0.9 = 81.2KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{81.2*10^{-3}}{1*(0.223)^2}$ = 1.6 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.6*20.6}{420}}\right)$= 0.004

→$A_s = \rho$ * $b_w$ *d = 0.004 * 1000 *223 = 892 $mm^2$. ……..control

→$As_{min}$ = 0.0018*1000*250= 450 $mm^2$.

∴ As = 892 $mm^2$.

# 0f Φ14 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{892}{154}$ = 5.8 → Spacing(S) =100/5.8 = 0.17 m = 170 mm.

≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 * $C_c$

= 380 * $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$ – 2.5* 20

=330mm. ……..controlled.

≤ 3 * h = 3* 250 = 750 mm

≤ 450 mm.

**∴Use Φ14 @ 15 Cm.**

**Temperature and shrinkage reinforcement:**

**As=0.0018*b*h**

**=0.0018*1000*250=450** $mm^2$

**∴Use Φ14 @30 Cm.**

**Check for step:**

≤5 * h = 5* 250 = 1250 mm

≤ 450 mm.

**S=300<S max=450 mm**

**- Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$892 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 18.4mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.4}{0.85} = 21.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{223 - 21.7}{21.7} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.028 > 0.005 \longrightarrow ok$$

## (4.12) Design of Isolated footing(F7):-

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F7) .

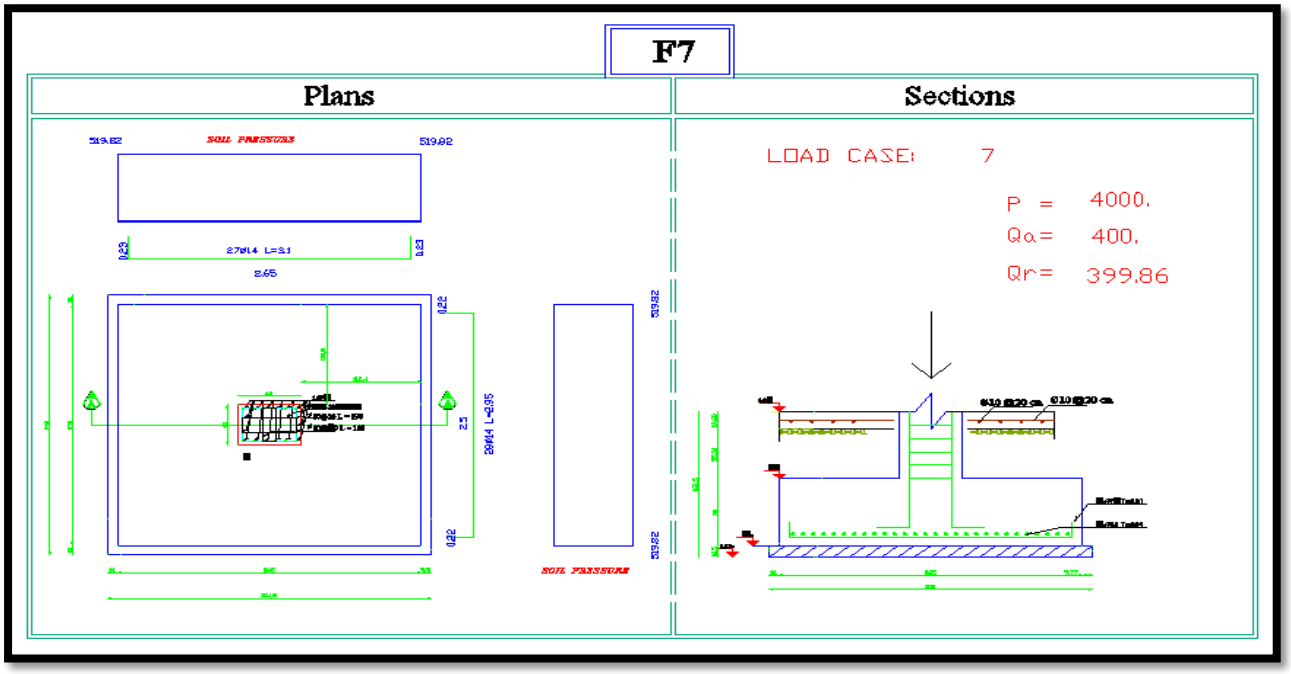



**Fig. (4-16) Geometry of Footing (F7)**

### (4.12.1 ) Load Calculation:-

Factored load Pu = 3762 KN (Load from column (C7)
Soil weight = 18 KN/$m^2$
Column dimentions =45*60 cm
Allowable soil pressure = 400 KN/$m^2$

### (4.12.2) Design of Footing Area:-

Allowable net soil pressure = 400-18*0.75-0.75*25=367.75 KN/$m^2$
Area (A) = Total Weight / Soil Pressure
= 3000 KN / 367.75 KN/$m^2$
= 8.10 $m^2$
Try 2.85 * 2.85 Area = 10.12 $m^2$
Select Foot Geometry 2.85m * 2.85m

For the design of the reinforced concrete member factored load
must be used :
Pu = 3762 KN
Pnet (factored) = Pu/ Area = 3762/10.12 = 371.8 KN/$m^2$

### (4.12.3) Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

Assume h = 75cm ….. d = 750-50-20 = 680 mm

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{2.85}{2} - 0.3 - 0.680\right) \times 371.8 * 2.85 = 471.53KN$$

$$Vu = 471.53KN$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.85 \times 0.680 \times 10^3 = 1186.78KN$$

$$\phi Vc > Vu \quad OK$$

select h = 75 cm ….. d =680 mm

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{0.6}{0.45} = 1.33$$

$b_o$ = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area
=2(0.45+0.680)+2(0.6+0.680)= 4.82 m.

$\alpha_s$ = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.33}\right) * \sqrt{24} * 4.82 * 0.680 * 10^3 = 5025.3kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.680}{4.82}+2\right)*\sqrt{24}*4.82*0.680*10^3 = 7670.33kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.82*0.680*10^3 = 4014.2kN \ldots.\ \text{control}$$

$$Vu = (2.85*2.85)-((0.45+0.68)*(0.6+0.68))*371.8 = 2482.2kN$$

Vu=2482.2< ΦVc =4014.2……OK

### (4.12.4) Design for Bending Moment in both direction.

d =750-50-(20/2)=690 mm

Mu =371.8 *2.85*1.125*(1.125/2) = 670.5 KN

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{670.5*10^{-3}/0.9}{2.85*(0.690)^2} = 0.56\ \text{N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.56)}{420}}\right) = 0.00135$$

$As_{req}$ = 0.00135* (2850)* (690) = 2659 $mm^2$

$As_{req}$ =2659 $mm^2$

$\rho_{min}$ = 0.0018

$A_{s\ min}$ = 0.0018 (2850) (750) = 3847.5 $mm^2$ control

# of bars = As/ $As_{bar}$ = 3847.5/154 = 26 bars

⇒ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

⇒ s≤3h=3*750=2250 mm

⇒ s≤450 mm

$s=\frac{2850-50*2-26*14}{25}$=100 mm……control

take S=10cm

**Use 26Φ 14 @10cm in both direction**

## 4.13 Design of Strip footing.

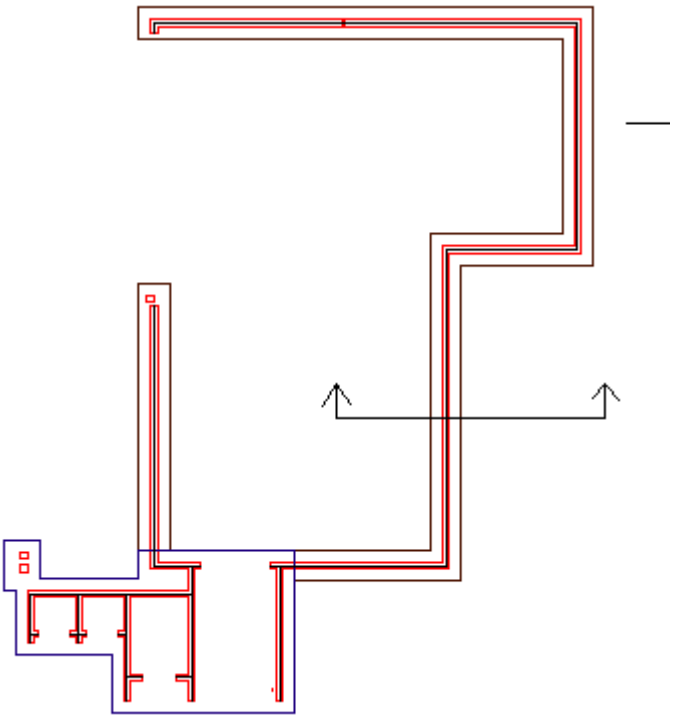


**Fig. (4.24)**location of Strip footing .

### 4.13.1 Load Calculation :

H (slab) = 0.32m

H ( المدة) = 0.10m

Weight of wall (D.L.) = height* Thickness * 1m wide * $\gamma_c$ = 20* 0.3 * 25 = 150 KN/m

From plaster D.L =2*(0.03* 4* 23) = 5.52 KN/m2

$$D.L = 150 + 5.52 = 155.52 kn/m$$

Total W= 155.52 = 155.52 KN/m

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Assume footing thickness is 0.25 m.

$$A = \frac{Pn}{qall} = \frac{155.52}{400} = 0.3888m2$$

$$\Rightarrow B = 0.40m$$

Take B=80 cm .

Pu = 1.4*155.52 = 217.73 KN/m

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{217.73}{1x0.80} = 272.16Km2$$

Assume h=30 cm

$$h = 300mm$$

$$d = 300 - 75 - 10 = 215mm$$

$$V_u = 1\times(0.4 - 0.15 - 0.215)\times 272.16 = 9.53kn$$

$$\phi V_c = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d = 0.75x\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 0.215\times 10^3$$

$$= 131.66kn$$

$$\phi V_c >> V_U$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 272.16\times 0.25\times 1\times\left(\frac{0.25}{2}\right) = 8.51kn/m$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{8.51}{0.9} = 9.45kn/m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{9.45\times 10^6}{1000\times 215^2} = 0.204Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c,}} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.204}{420}}) = 0.000489$$

***A $_{s\ (req)}$ = 0.000489 (1000) (215) = 105.18 mm$^2$***

A $_s$ min for shrinkage and temperature:

A $_s$ min =0.0018*b*h

=0.0018*1000*300=540 mm$^2$

$$As_{req} = 450mm^2$$

$$\#of\ bar = \frac{450}{113.1} = 4$$

Select Φ12 @25cm c/c with $A_{sprov.}$452.4mm²/m.

## 4.14Design of Basement wall:

- **load calculation:**

*fc* =27 MPa, **fy**=400Mpa, **ϒs**=20KN/$m^3$, **qall**=250KN/$m^2$, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/$m^2$

| *fc* | **fy** | ϒs | qall | ϕ | **surcharge** |
|---|---|---|---|---|---|
| 27Mpa | 400 Mpa | 18 KN/$m^3$ | 400 KN/$m^2$ | 30 | 5KN/$m^2$ |

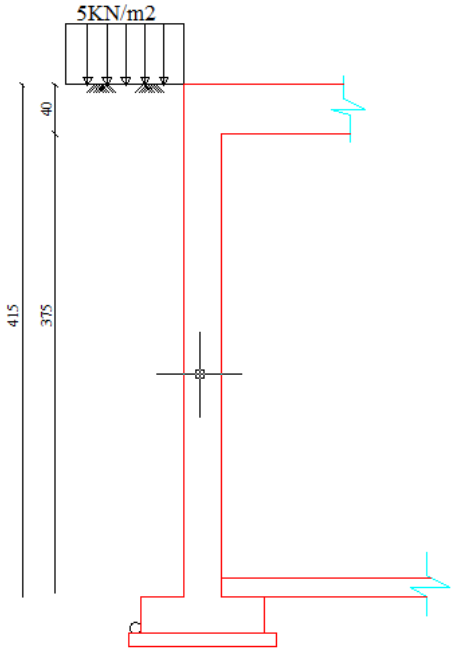



**Fig (25 ):Section Of basement wall**

$Ca \quad = 1 - \sin\theta = 1 - \sin 30 = 0.5$ **( Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * $\gamma$ = 0.5 * 3.90*18 = 35.1 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = Ca * hs * $\gamma$ = 0.5 * 0.278 * 18= 2.5 KN/m2

| Ca | Pa | hs | Ps |
|---|---|---|---|
| 0.5 | 35.1 KN/m2 | 0.278 m | 2.5 KN/$m^2$ |

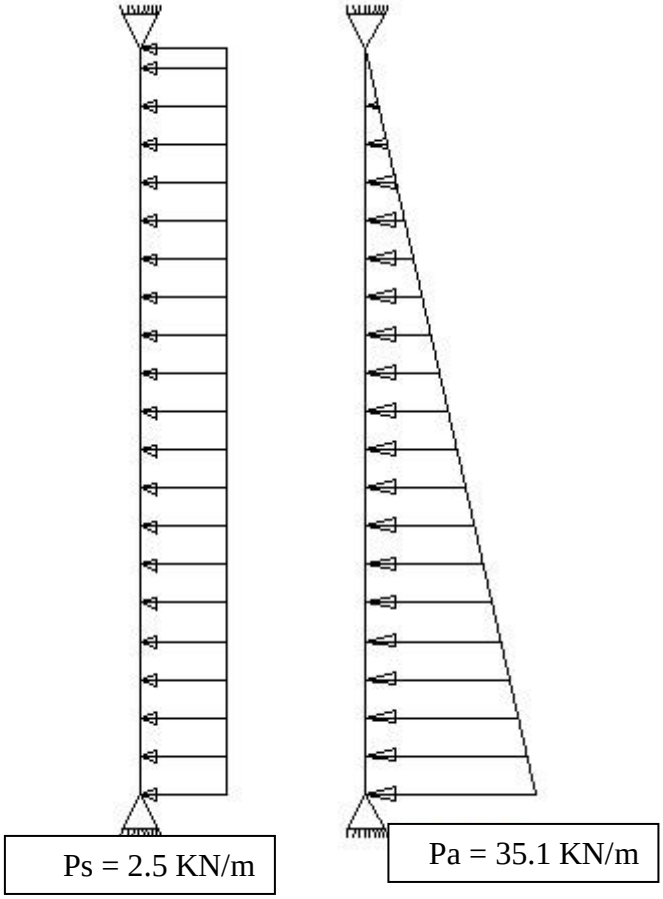



**Fig. (47):Static System**

## From Atir we have moment and shear envelop

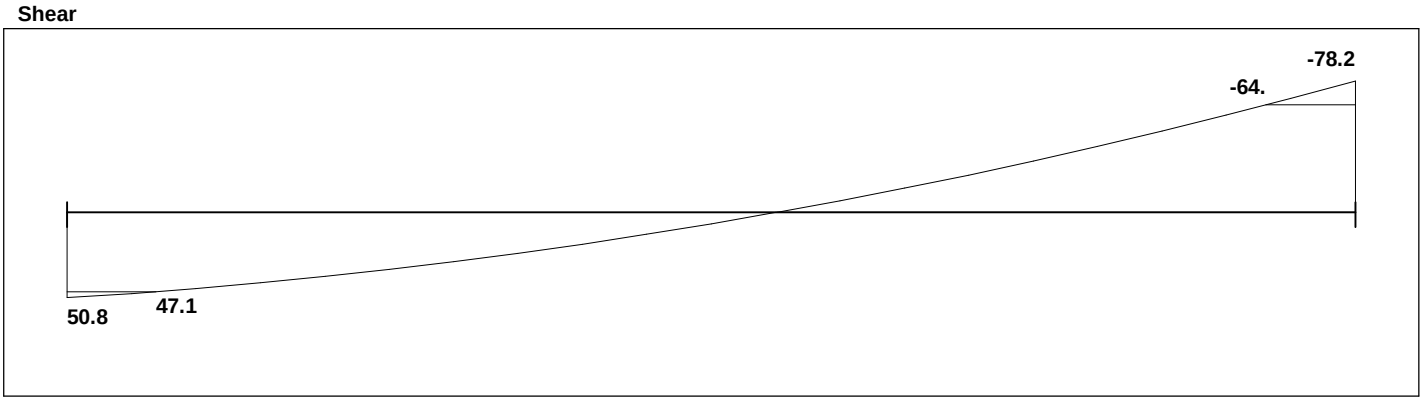



**Fig. (26.2) :Shear envelope diagram of basement wall.**

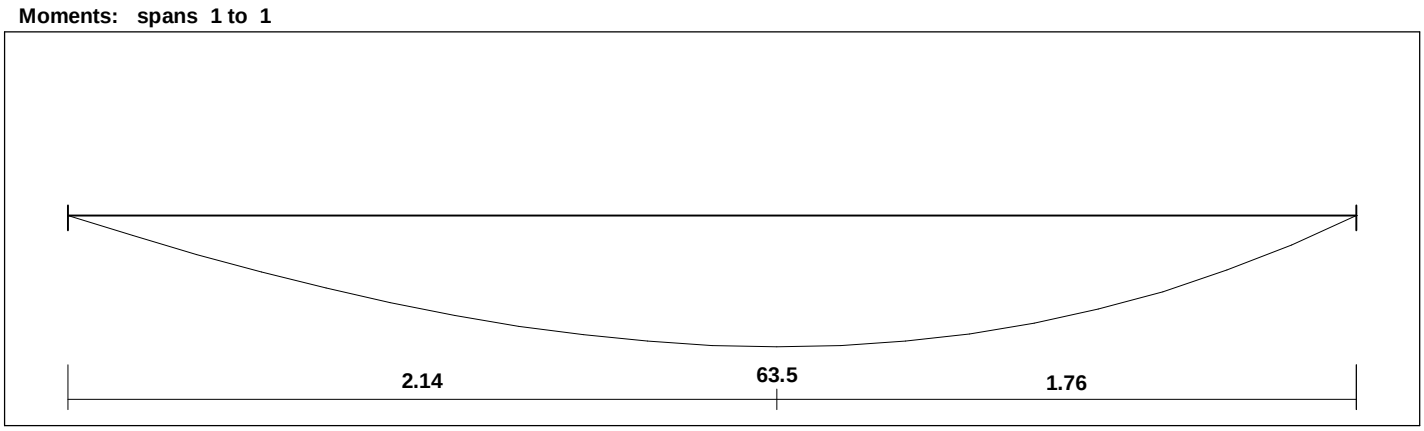



**Fig. (26.1) :Moment envelope diagram of basement wall.**

**Design of Bending Moment**

**Mu = +63.5 KN.m/m**

d = 300 – 75 - 20/2 = 215 mm

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

$$R_n = \frac{63.5*10^6}{0.9*1000*215^2} = 1.5264MPa \ .$$

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

$$m = \frac{400}{0.85\times 27} = 17.43$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.43}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.43*1.5264}{400}}\right) = 0.003952$$

As, req = 0.003952*1000*215= 849.706 $mm^2$/m…….

**Use Φ 16@ 20 cm,**

**With As,provided = 1005.31 mm2/m > As,req = 849.706 mm2/m**

**- As.min for vertical bars:**

- 0.0015*b*h = 0.0015 *1000*300 = 450 $mm^2$/m
- $0.25\frac{\sqrt{27}}{400}$ *1000*250= 812 $mm^2$/m.

- $\frac{1.4}{400}$ *1000 *250 = 875 $mm^2$/m. . . . . **CONTROL**

**Use Φ 16@ 20 cm, with As, provided = 1005.31 mm2/m > As, req = 875 mm2/m**

## - For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 $mm^2$/m.

**Use Φ 14@25cm, with As, provided = 616 mm2/m > As,req = 600 mm2/m**

## - Check for shear

$$d = 300 - 75 - 10 = 215cm$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{27} * 1000 * 215 = 139.65.1KN$$

Vu= 64 KN < φVc= 139.65……..OK

**The thickness is enough**

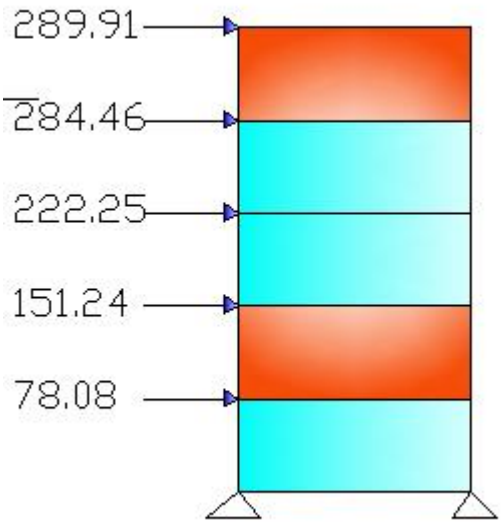
## (4.15)Design of shear wall (Sh13):

- **Material :-**

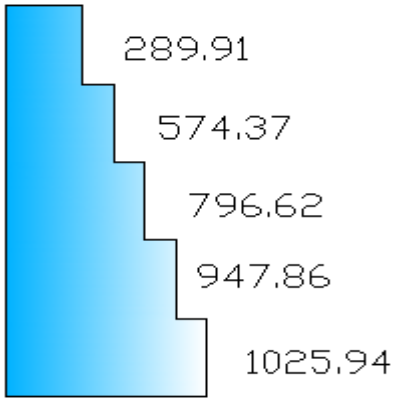
concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

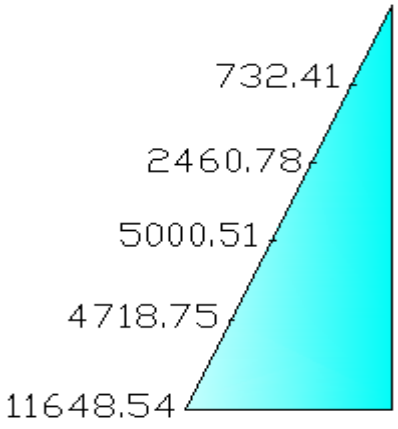
- **Section :-**

t=25 cm .shear wall thickness
Lw = 5.8 m .shear wall width
hw= 20 m story height




Figure(4-22) : Load from earth of Shear wall .




- ✓ **Design:-**

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

**Critical Section**

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.8}{2} = 2.9m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{20}{2} = 10m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.8 = 4.64m$$

$$V_u = 947.86KN$$

$$M_u 1 = 4718.75 - (151.24 * 2.9) = 4280.154\ KN.m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 4.64 * 10^3 = 947.136\ KN$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 4.64 * 10^3}{4} + \frac{0 \times 4.64}{4 \times 5.8} = 1420.7\ KN$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left( \sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{4280.154_u}{947.86_u} - \frac{5.8}{2} \right\rangle = 1.62 > 0$$

$$\therefore V_{c3} = Will\ \ apply$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{5.8\left(\sqrt{24} + 0\right)}{1.62} \right] \times \frac{0.25 \times 4.64}{10} \times 10^3 = 2318.73KN$$

Control for $V_{C1}$=947.136 KN

$\phi V_{C1}$=0.75*947.136 = **<u>710.35</u>** KN $< V_u = 947.86KN$

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{947.86}{0.75} - 947.135 = 316.68 \quad KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{s_{req}} = \frac{316.65 * 1000}{420 \times 4640} = 0.1624.$$

$$\frac{A_{Vhm}}{s_2} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 250 = 0.625 \text{.....control}$$

*select.....$\phi$12.....two.....legs*

$$\frac{A_{Vh}}{s_{req}} = 0.625 \text{.....then} \frac{226}{s_{req}} = 0.625$$

$$s_{req} = 226 / 0.625 = 361.6mm$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{5.8}{5} = 1.16\ m$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 0.25 = 0.75m \text{.....control}$$

$$S_2 = 250mm < S\max = 750mm \text{.....ok}$$

$$\therefore Use\phi 12@25cm \quad c/c \quad in.both.sides.of.the.wall$$

**Design of Vertical reinforcement:**

$$A_{Vn} = \left[ 0.0025 + 0.5\left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right)\left( \frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[ 0.0025 + 0.5\left( 2.5 - \frac{20}{5.8} \right)\left( \frac{2 \times 113}{250 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 361.6mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{l_w}{3} = \frac{5800}{3} = 1933.33mm$$

$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$S1 \le 450mm$$

$$S1 = 20cm < S\max = 45cm.....ok$$

$\therefore Use \phi 12@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*vertical*)

- **Design of Moment:**

The boundary elemant is required if C :-

$$C \ge \frac{Lw}{600 * (\delta n / hw)}$$

$$assume \quad \delta n / hw \ge 0.007$$

$$C \ge \frac{5.8}{600 * 0.007} = 1.38m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw \ge 1.38 - 0.1 \times 5.8 = 0.8m$$

$$Cw \ge \frac{C}{2} = \frac{1.38}{2} = 0.69 \ m$$

Select Cw = 0. 65m

$$Ast = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Ast = \frac{5.8}{0.25} \times 2 \times 113 = 5243mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+\frac{0.85\times\beta_1\times fc'\times Lw\times h}{As\times fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+\frac{0.85\times0.85\times24\times5.8\times0.25}{5243.2\times10^{-6}\times420}}=0.0745$$

$$Mu=0.9\times0.5\times As\times fy\times Lw\times(1-\frac{Z}{Lw})$$

$$Mu=0.9\times0.5\times5243.2\times10^{-6}\times420\times5.8\times(1-0.0745)$$

$$Mu=5319.4KN.m$$

$$Mu_{Design}=11648.54-5319.4=6329.14KN.m$$

$$Ast=\frac{Mu/\phi}{fy\times(Lw-Cw)}=\frac{6329.14\times10^3/0.9}{420\times(5.8-0.65)}=3251.2\ \ mm^2$$

$$Ast_{MAX}=0.08\times b\times Cw$$

$$Ast_{MAX}=0.08\times250\times650=13000\ \ mm^2>Ast=3251.2\ \ mm^2$$

**Select 14Φ18**

with As = 14× 254 = 3556 mm$^2$> Ast = 3251.2 mm$^2$.

**الفصل الخامس**

**النتائج و التوصيات**

# 5

## 5-1 النتائج

## 5-2 التوصيات

## 1-5 النتائج

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

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

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

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

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

## 2-5 التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

# قائمة المصادر والمراجع


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

٢. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.

٣. واكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية**،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،2001 م .

4. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE *(ACI-318M-02)* AND COMMENTARY CODE (ACI -318-08).**

# 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**

# Appendix (C)

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

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c$ = 2320 kg/m$^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, $w_c$, in the range 1440-1920 kg/m$^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For $f_y$ other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

**MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR**

**ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)**

## TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

| Type of member | Deflection to be considered | Deflection limitation |
|---|---|---|
| Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | Immediate deflection due to live load $L$ | $\ell/180^{*}$ |
| Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | Immediate deflection due to live load $L$ | $\ell/360$ |
| Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)[†] | $\ell/480^{‡}$ |
| Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections | | $\ell/240^{§}$ |

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

**MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)**

## الاحمال الحية للارضيات والعقدات

| نوع المبنى | | الاستعمال | الحمل الموزع | الحمل المركز البديل |
|---|---|---|---|---|
| عام | خاص | الاشغال | كن/م$^2$ | كن |
| تابع المباني التعليمية وماشابهها. | تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | غرف التدريس. | 3.0 | 2.7 |
| | | غرف المطالعة دون مستودع كتب. | 2.5 | 4.5 |
| | | غرف المطالعة بمستودع كتب. | 4.0 | 4.5 |
| | | قاعات المعدات. | 2.0 | 1.8 |
| | | غرف الأشعة والعمليات والخدمات. | 2.0 | 4.5 |
| | | غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات. | 2.0 | 1.8 |
| | | المقصورات. | 4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض. | - |

| نوع المبنى | | الاستعمال | الحمـــل المـــوزع | الحمل المركز البديل |
|---|---|---|---|---|
| عـــام | خاص | الاشغـــال | كن/م$^2$ | كن |
| **تابع المبانـــي التعليمية وماشابهها.** | تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | أماكن التكديس الكثيف للكتب علـــى عربـــات متحركة. | 4.8 لكل متر من ارتفاع التخـــزين على أن لا يقل عن (10). | 7.0 |
| | | غرف تكديس الكتب. | 2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5). | 7.0 |
| | | مستودعات القرطاسية. | 4 لكل متر من ارتفاع التخزين. | 9.0 |
| | | الممرات والمداخل المعرضة لحركـــــة المركبـــــات والعربات المتحركة. | 5.0 | 4.5 |
| | | غرف وقاعات التدريب. | 5.0 | 9.0 |
| | | قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة. | 5.0 | 3.6 |
| | | المختبرات بما فيها مـــن أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل. | 3.0 | 4.5 |
| | | الممـــــرات والمـــــداخل والأدراج و بـــــسطات الأدراج الثانويـــة. | 3.0 | 2.7 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **المباني التعليمية وماشابهها** | السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو. | كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية. |
| | | الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني. | كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية. |