

التصميم الإنشائي لـ " مجمع تعليمي ثقافي " المقترح إنشاؤها في

الخليل

فريق العمل

عز الدين فرج الله مالك نبيل محمد اعمر محمود حوشية حسين نواجعة

إشراف:

د. محمد السيد.

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

كانون الأول - ٢٠١٥ م

التصميم الإنشائي لـ " مجمع تعليمي ثقافي " المقترح إنشاؤها في

الخليل.

فريق العمل

عز الدين فرج الله مالك نبيل محمد اعمر محمود حوشية حسين نواجعة

إشراف:

د. محمد السيد.

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

كانون الأول - ٢٠١٥ م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



التصميم الإنشائي لـ " مجمع تعليمي ثقافي " المقترح إنشاؤها في

الخليل.

فريق العمل

حسين نواجعة

محمود حوشية

محمد اعمر

مالك نبيل

عز الدين فرج الله

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 رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

د. غسان دويك

د. محمد السيد

توقيع اللجنة الممتحنة

كانون الأول - ٢٠١٥ م

الإهداء

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

إلى الشموع التي تحترق لنضيء لنا الدرب، أمي وأبي اللذين سهرتا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

إلى الأعمام على قلبي.....أخوتي.

إلى من علمني أول حرف.....أساتذتي.

إلى زملائي بكل مراحل الدراسة.

إلى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

إلى من قدم شيئاً من أجل فلسطين.

إلى كل من أحبنا وأحبنا.

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

الذين كانوا عوناً لنا في بحثنا هذا ونورا بيضاء الظلمة التي كانت تقف أحياناً في طريقنا

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

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

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور (محمد السيد) والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

إلى زملائي المخلصين، الذين ما توانوا عن تقديم ولو قليل المساعدة.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

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

فريق العمل

التصميم الإنشائي لـ " مجمع تعليمي ثقافي " المقترح إنشاؤها في

الخليل.

فريق العمل

عز الدين فرج الله مالك نبيل محمد اعمر محمود حوشية حسين نواجعة

جامعة بوليتكنك فلسطين

إشراف

د. محمد السيد

ملخص المشروع

تدور فكرة هذا المشروع حول التصميم المعماري والإنشائي لأربع من الوحدات التصميمية والتي تم اختيارها بعد دراسة مجموعة من وحدات المشروع. تتألف هذه الوحدات من

أولاً: مدرسة تعليمية عبارة عن قسمين تحتوي على الغرف والصفوف المعتادة كما تحتوي على قاعة طعام ومكتيريا داخلية.
ثانياً: معهد موسيقي يحتوي على مدرج مصغر وقاعات لتدريس الموسيقى ويربط بين المدرستين جسر في الطابق الأول.
ثالثاً: فندق سكني.

ورابعاً: مسرح كبير مع عرض للسينما حيث يتكون من طابق أرضي كالمعتاد وأيضاً روف داخلي للأشخاص المهمين وغرف غيار ومداخل ومخارج عده وقاعة انتظار وبيع التذاكر.

تصميم المشروع سيقدم الحلول المثلى للجانبين المعماري و الإنشائي، بحيث يتم مراعاة الأغراض الجمالية والوظيفية وتوفير الراحة والسهولة والسرعة في الاستخدام، سيشتمل المشروع على العناصر الإنشائية المعروفة من عقدات، جسور، أعمدة، أساسات... الخ.

المشروع سوف يتم تصميمه بناءً على كود 14-318 ACI، سيتم استخدام عدة برامج هندسية، مثل: AutoCAD 2010، Office 2007، ETABS 2013، SAFE 12، BEAMD، STAADPRO، وسنشير إلى المراجع المستخدمة، وفي النهاية سيتم تقديم دراسة إنشائية تفصيلية، حساب وتحليل للأحمال ومخططات تصميم للوحدات الإنشائية، إضافة للتصميم المعماري.

والله ولي التوفيق.

The Structural Design of "Educational Cultural Complex "

In Hebron

Working team:

IZZEDDIN FARAJALLAH

MALIK NABEEL

MOHAMMED EMER

MAHAMMOUD HOSHEA

HUSSIEN NAWAJA

Palestine Polytechnic University

Supervisor :

Dr. Mohammad Al_Sayyed

Project Abstract

The idea of this project revolves around the Structural design of four units, which was selected after a study of many units of training center units.

These units include

First: Educational School divided in two part included class, labs, cafeteria, and dinar room.

Second: Music Academy consist of small theater, rooms for music study, and between the school and music academy we have bridge connected both.

Third: Small Hotel.

Forth: Big theater consist of two part, one for public people the other one for VIP people.

The project will provide an acceptable solution for both sides architectural and structural , so that it is taking into account the functional and educational purposes, provide comfort , easy and speed of use, the project will include the well-known structural elements as slabs, beams, columns, foundations ... etc.

The project will be designed based on the Code ACI 318 -14, several programs will be used for, such as: AutoCAD 2010, Office 2007, ETABS 2013, SAFE 12, BEAMD, references and several projects will be referred, eventually a structural details, load analysis and elements design will be offered for these units, added to the architect design.

God grants success.

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	المحتويات
i	صفحة العنوان
ii	نسخة عن صفحة العنوان
iii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iv	الإهداء
v	الشكر والتقدير
vi	ملخص المشروع باللغة العربية
vii	ملخص المشروع باللغة الانجليزية
ix	فهرس المحتويات
xiii	فهرس الجداول
xiii	فهرس الأشكال
xvi	List of abbreviations
1	المقدمة الفصل الأول
2	مقدمة 1-1
2	أهداف المشروع 1-2
3	مشكلة المشروع 1-3
3	حدود مشكلة المشروع 1-4
3	المسلمات 1-5
4	فصول المشروع 1-6
4	إجراءات المشروع 1-7
5	المخطط الزمني لمراسل العمل بالمشروع 1-8
6	الوصف المعماري الفصل الثاني
7	مقدمة 2-1

8	لمحة عامة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	2-3
9	أهمية المشروع	2-4
9	عناصر الحركة في المبنى	2-5
10	حركة الشمس والرياح	2-6
11	دراسة عناصر المشروع	2-7
12	وصف المساقط الأفقية	2-7-1
12	الطابق الأرضي للمقدمة	2-7-1-1
13	الطابق الأول للمقدمة	2-7-1-2
14	الطابق الثاني للمقدمة	2-7-1-3
15	الطابق الثالث المقدم	2-7-1-4
16	الطابق الأرضي للمشروع	2-7-1-5
17	الطابق الأول للمشروع	2-7-1-6
18	الطابق الثاني للمشروع	2-7-1-7
19	الطابق الثالث للمشروع	2-7-1-8
20	وصف الواجهات	2-7-2
20	الواجهة الشرقية	2-7-2-1
21	الواجهة الشمالية	2-7-2-2
22	وصف الحركة	2-8
23	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
24	مقدمة	3-1
24	الهدف من التصميم الإنشائي	3-2
25	الدراسة التحليلية والنظرية	3-3
25	الاختبارات العملية	3-4

26	الأحمال	3-5
26	الاحمال الرئيسية	3-5-1
27	الأحمال الثانوية	3-5-2
27	الأحمال الميتة	3-5-1-1
28	الأحمال الحية	3-5-1-2
28	الأحمال البيئية	3-5-1-3
31	أحمال الإنكماش والتمدد	3-5-2-1
31	العناصر الإنشائية	3-6
32	العقدات	3-6-1
32	العقدات المفرغة	3-6-1-1
33	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	3-6-1-1-1
33	العقدات المفرغة في اتجاهين	3-6-1-1-2
34	العقدات المصمتة	3-6-1-2
35	Shell slab	3-6-1-3
36	الجسور	3-6-2
36	الجسور الخرسانية العادية	3-6-2-1
37	الأعمدة	3-6-3
38	جدران القص	3-6-4
39	الجدران الاستنادية	3-6-5
40	فواصل التمدد	3-6-6
40	الأساسات	3-6-7
42	الأدراج	3-6-8
43	برامج الحاسوب المستخدمة	3-7

44	Structural analysis and design	Chapter 4
45	Introduction	4.1
46	Factored loads	4.2
46	Slab thickness calculations	4.3
46	Load calculations	4.4
47	Design of topping	4.5
49	Design of one way rib	4.6
54	Design of two way rib slab	4.7
62	Design of one way solid slab	4.8
65	Design of two way solid slab	4.9
68	Design of beam	4.10
74	Design of stair	4.11
81	Design of column	4.12
84	Design of footing	4.13
88	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
89	النتائج	5-1
89	التوصيات	5-2
90	الملاحق والمراجع	5-3

فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.	1-1
27	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	3-1
29	أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع البناء عن سطح البحر	3-2
47	Calculation of the total dead load for topping	4-1
51	Calculation of the total dead load for the one way rib	4-2
57	Calculation of the total dead load for the two way rib	4-3

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	اسم الشكل
8	مخطط الموقع المقترح للمشروع	2-1
10	مقطع التفصيلة في الدرج	2-2
11	تأثير العوامل الطبيعية على موقع المشروع	2-3
12	مخطط الطابق الأرضي للمعهد الموسيقي والمدرسة	2-4
13	مخطط الطابق الأول للمعهد الموسيقي والمدرسة	2-5
14	مخطط الطابق الثاني للمعهد الموسيقي والمدرسة	2-6
15	مخطط الطابق الثالث للمدرسه	2-7
16	مخطط الطابق الأرضي للفندق السكني والمسرح	2-8
17	مخطط الطابق الأول للفندق السكني والمسرح	2-9
18	مخطط الطابق الثاني للفندق السكني والمسرح	2-10
19	مخطط الطابق الثالث للفندق السكني	2-11
20	الواجهة الشرقية	2-12

21	الواجهة الشمالية	2-13
26	انتقال الأحمال	3-1
30	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط على المبنى	3-2
30	تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	3-3
32	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	3-4
33	العقدات المفرغة في اتجاه	3-5
33	العقدات المفرغة في اتجاهين	3-6
34	العقدات المصمتة في اتجاه واحد	3-7
34	العقدات المصمتة في اتجاهين	3-8
36	أشكال الجسور	3-9
37	أنواع الأعمدة المستخدمة	3-10
38	جدار القص	3-11
39	جدار استنادي	3-12
41	شكل الأساس المنفرد	3-13
42	مقطع طولي في الأساس	3-14
42	توزيع الحديد في الأساس	3-15
42	مقطع توضيحي في الدرج	3-16
46	One way rib slab shape	4-1
49	Ground floor for One way rib slab	4-2
49	Rib geometry	4-3
50	Loading of rib	4-4
50	Moment and Shear envelope of one way rib	4-5
54	Tow way rib slab location	4-6
63	Moment Envelope of one way solid slab	4-7
68	Beam geometry	4-8

69	Load of beam	4-9
69	Moment and Shear envelope for beam	4-10
74	Stair plan	4-11
80	Reinforcement detail for stair	4-12

List of abbreviation:

D_L : Dead load.

L_L : live load.

W_u : factored total load.

L_n : clear length of member.

δ : thickness of a layer.

γ : unit weight of material.

M_n : nominal moment.

M_u : factored moment at section.

f'_c : Compression strength of concrete.

f_y : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ : ratio of steel area.

ϵ_s : strain of tension steel.

ϕ : strength reduction factor.

V_n : nominal shear strength.

V_u : factored shear force at section.

V_c : nominal shear strength provided by concrete.

V_s : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s : area of steel.

A_v : area of shear reinforcement.

b : width of compression face of member.

b_w : web width.

d : distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h : overall thickness of member.

P_n : nominal axial load.

P_u : factored axial load.

S: spacing between bars.

الفصل الأول - المقدمة

١-١ المقدمة.

٢-١ أهداف المشروع.

٣-١ مشكلة المشروع.

٤-١ حدود مشكلة المشروع.

٥-١ المسلمات.

٦-١ فصول المشروع.

٧-١ إجراءات المشروع.

٨-١ المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع.

(١-١) المقدمة:

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة، وأكثرها لزوماً على مر العصور، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى 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 والمنشآت الرياضية المتنوعة، هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجمعات 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 أجل المضي قدماً 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 وآخر 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 بإجراء التصميم الإنشائي لأربعة وحدات.

(٢-١) 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.

(٣-١) مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للوحدات التي تم اعتمادها لتكون 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، وتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

(٤-١) حدود مشكلة المشروع:

يتناول العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية، حيث تم العمل خلال الفصل الثاني (٢٠١٤-٢٠١٥) والأول من السنة الدراسية (٢٠١٥-٢٠١٦) من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول، كما و تقع الوحدات الإنشائية في الخليل.

(٥-١) المسلمات:

هذا وسوف يتم:

- ١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلف (ACI-318-14)
- ٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Attire)، (Safe)، (Etabs)، (STAADPRO) وغيرها.

(٦-١) فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على خمسة 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.

(٧-١) إجراءات المشروع:

(١) إحضار المخططات المعمارية كاملة و التأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و خدماته.

(٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للوحدات والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور و الأعصاب بشكل لا

يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

(٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

(٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

(٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

(٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل

والقابل للتنفيذ.

(٨-١) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :

يبين الجدول الملحق رقم (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي

الثاني:

الجدول (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

الأسبوع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
المهمة																
اختيار المشروع	■															
دراسة الموقع		■														
جمع المعلومات			■													
دراسة المبنى معماریا				■	■											
دراسة المبنى إنشائيا					■	■										
إعداد مقدمة المشروع							■									
عرض مقدمة المشروع								■								
التحليل الإنشائي									■	■						
التصميم الإنشائي										■	■					
إعداد مخططات المشروع											■	■				
كتابة المشروع													■	■		
عرض المشروع																■

الفصل الثاني- الوصف المعماري للمشروع

١-٢ مقدمة.

٢-٢ لمحة عن المشروع.

٣-٢ موقع المشروع.

٤-٢ أهمية الموقع.

٥-٢ عناصر الحركة في المبنى.

٦-٢ حركة الشمس والرياح.

٧-٢ دراسة عناصر المشروع.

١-٧-٢ وصف المساقط الأفقية.

٢-٧-٢ وصف الواجهات.

٨-٢ وصف الحركة.

(٢-١) 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 ما بين 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 دليلاً 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 تماماً عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لأن 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 تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة 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 اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

(٢-٢) لمحة عن المشروع:

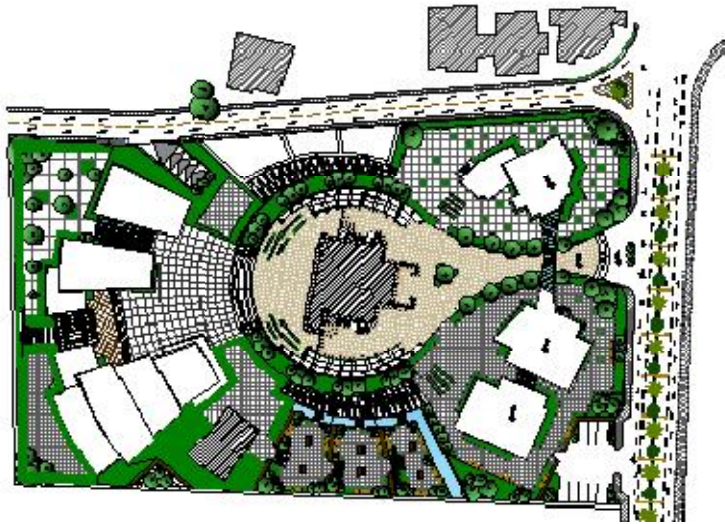
تتلخص فكرة المشروع في إنشاء أربع وحدات يتمتع كل منها بجميع المرافق والأقسام اللازمة، كما أنها تتمتع بشكل معماري جميل جداً، أضف إلى ذلك كله أنها تحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللامسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

(٣-٢) موقع المشروع:

عند البدء بتصميم أي مشروع فإنه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من أجلها، 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 فإنه 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 المقترح في مدينة الخليل ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه حيث أنه يقع على شارعين رئيسيين أحدهما شارع عين سارة.

تجدر الإشارة هنا أنه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للوحدات وكل العوامل الجمالية أيضاً، كما تم توجيه الوحدات بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جلياً في الشكل (١-٢).



مخطط الموقع المقترح للمشروع الشكل (١-٢).

(٢-٤) أهمية الموقع:

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين، على المستوى الجغرافي أو الاقتصادي ووجود هذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة.

أهم هذه الأسباب وجود أربعة من الوحدات في نفس المكان مما يضيف على المنطقة حيوية وقرب هذه الوحدات من بعضها يجعل العملية تكاملية بين الوحدات، والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم 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.

(٢-٥) عناصر الحركة في المبنى:

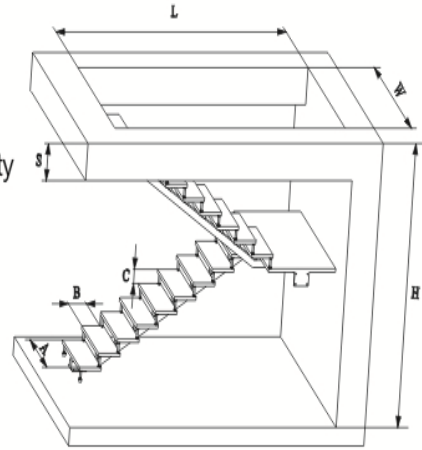
يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها:

(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، أضيف إلى ذلك أنها مرئية للجميع المراجعين ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها. والشكل (٢-٢) يوضح مقطع تفصيلي في درج.

Stair Data

- Well length (L):deciding the shape of staircase
- Well width (W) : deciding step length
- Floor height (H) : deciding step height and step quantity
- Beam thickness(S):deciding the fixing position
- Step length (A)
- Step width (B)
- Step height(C)



الشكل (٢-٢) مقطع تفصيلي في درج.

٢ الممرات:

يتمتع المشروع 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 وصولاً إلى الأدراج والمصاعد.

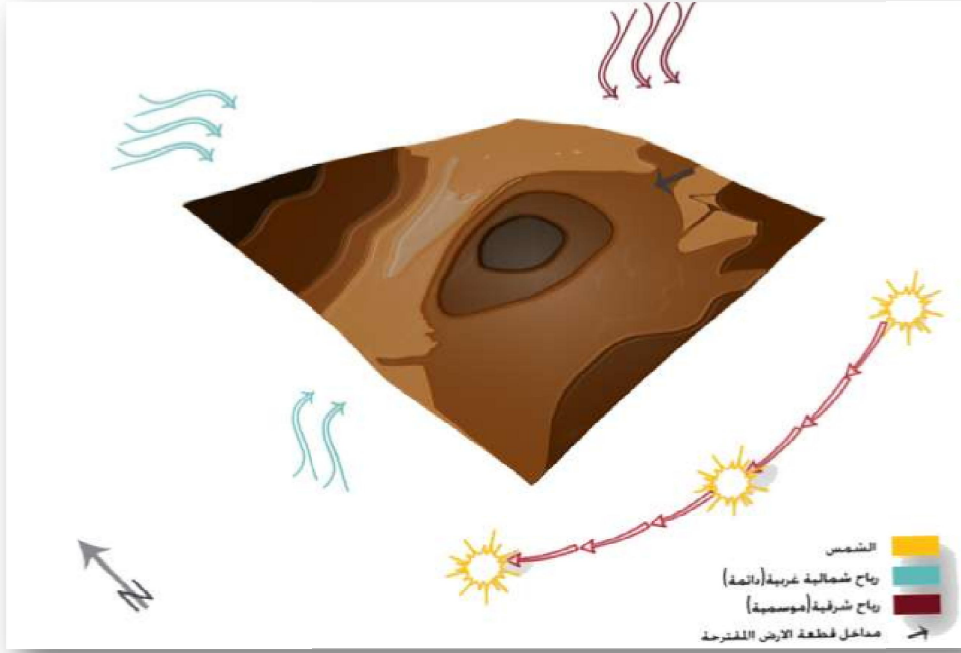
(٢-٦) حركة الشمس والرياح:

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.

الشكل (٢-٣)، يوضح تأثير هذه العوامل، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى

غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :



الشكل (٢-٣) تأثير العوامل الطبيعية على موقع المشروع.

(٢-٧) دراسة عناصر المشروع :

(٢-٧-١) المساقط الأفقية:

المساقط الأفقية المرفقة توضح المشروع المقترح، حيث المعهد الموسيقي والمدرسة في المقدمة في الفصل السابق و تم تصميم

الفندق السكني والمسرح في المشروع خلال هذا الفصل.

(٢-٧-١) الطابق الأرضي لما تم تصميمه بالمقدمة بمساحة " ١١٦٩.٤ متر مربع ":

وكما هو واضح بالشكل فان الجزء الذي يمين الشكل يمثل المعهد الموسيقي والجزء الذي يساره يمثل المدرسة التعليمية ويشمل

الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٤):

- | | |
|------------------------------------|----------------------|
| (١) قاعة طعام وكفتيريا. | (٦) أدراج. |
| (٢) ممر بين أجزاء المبنى. | (٧) مصاعد. |
| (٣) قاعة استراحة للطلاب والمعلمين. | (٨) حمامات. |
| (٤) غرفة معلمين. | (٩) مدرج عرض موسيقي. |
| (٥) غرفة مدير. | |

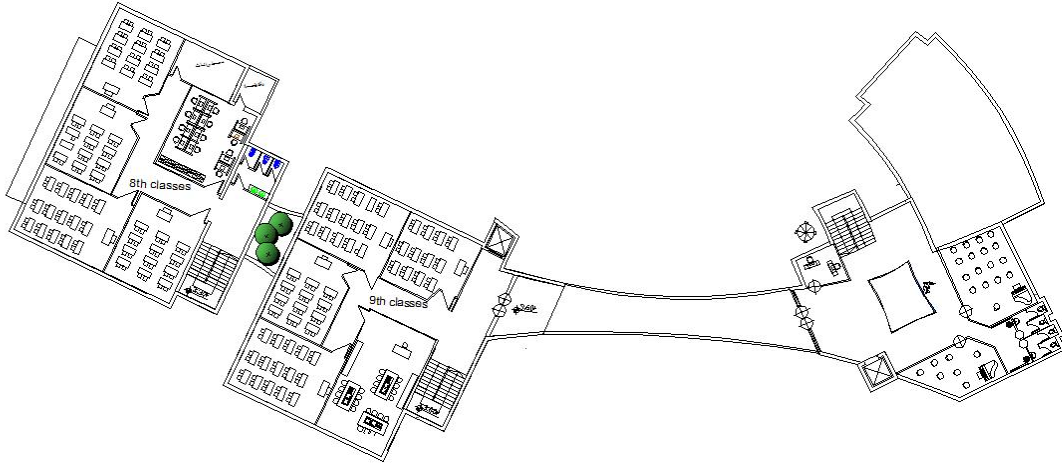


شكل (٢-٤): مخطط الطابق الأرضي للمعهد الموسيقي والمدرسة.

(٢-١-٧-٢) الطابق الأول لما تم تصميمه بالمقدمة بمساحة " ١٠٨٩ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٥):

- (١) غرف صفية تعليمية وموسيقية.
- (٢) مكتبه.
- (٣) مختبر علوم.
- (٤) أدراج ومصاعد وممرات.
- (٥) وحدات صحية.
- (٦) جسر يربط الطابق الأول بالمدرسة مع الطابق الأول من المعهد الموسيقي.



شكل (٢-٥) : مخطط الطابق الأول للمعهد الموسيقي والمدرسة.

(٢-٧-١-٣) الطابق الثاني لما تم تصميمه بالمقدمة بمساحة " ٩٥٤.٥ متر مربع ":

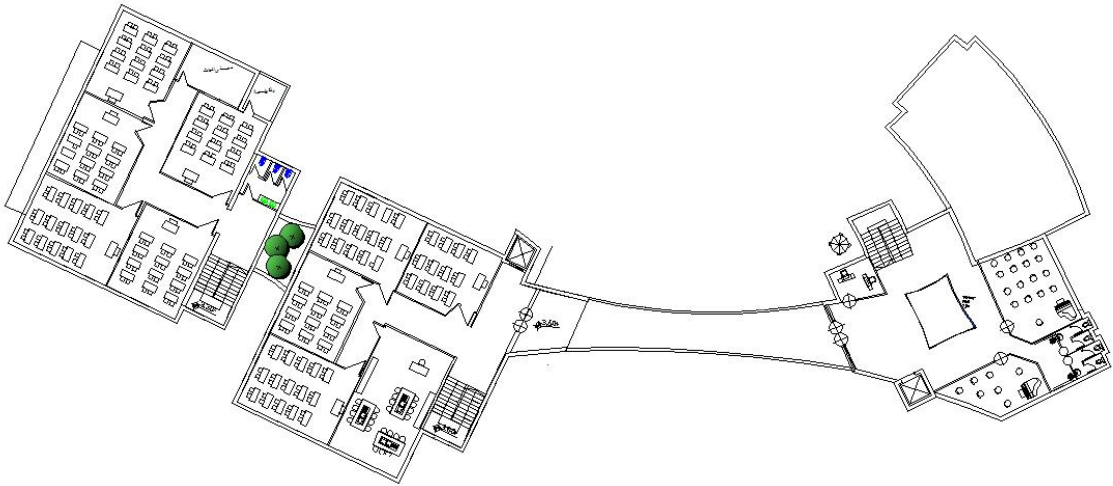
ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٦):-

(١) غرف صفية تعليمية وموسيقية.

(٢) مختبر العلوم.

(٣) أدراج ومصاعد.

(٤) وحدات صحية.



شكل (٢-٦): مخطط الطابق الثاني للمعهد الموسيقي والمدرسة.

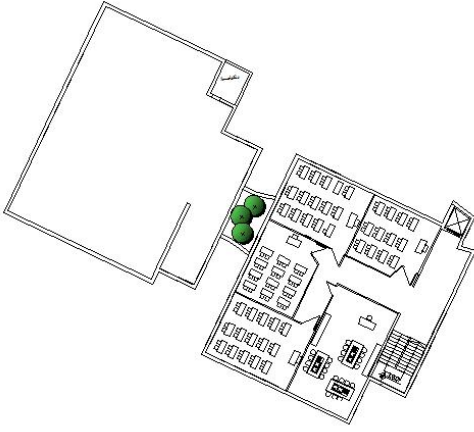
(٢-٧-١-٤) الطابق الثالث لما تم تصميمه بالمقدمة بمساحة " ٣٣٨.٦٣ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٧):

(١) غرف صفية.

(٢) مختبر علوم.

(٣) أدراج.



شكل (٢-٧): مخطط الطابق الثالث للمدرسة.

(٢-٧-١-٥) الطابق الارضي لما تم تصميمه بالمشروع بمساحة " ١٨٧٧ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٨):

- | | |
|---------------------------|----------------|
| (١) مطعم. | (٦) أدرج. |
| (٢) ممر بين أجزاء المبنى. | (٧) مصاعد. |
| (٣) قاعة انتظار واستقبال. | (٨) مدرجات. |
| (٤) حمامات. | (٩) مسرح. |
| (٥) غرف سكنيه. | (١٠) غرف غيار. |



شكل (٢-٨): مخطط الطابق الأرضي للفندق السكني والمسرح.

(٢-٧-١-٦) الطابق الأول لما تم تصميمه بالمشروع بمساحة " ٢٦٤ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-٩):

- | | |
|---------------------------|-------------|
| (١) غرف الغيار. | (٦) أدراج. |
| (٢) ممر بين أجزاء المبنى. | (٧) مصاعد. |
| (٣) قاعة انتظار. | (٨) مدرجات. |
| (٤) حمامات | |
| (٥) غرف سكنيه. | |



شكل (٢-٩): مخطط الطابق الأول للفندق السكني والمسرح.

(٧-١-٧-٢) الطابق الثاني لما تم تصميمه بالمشروع بمساحة " ٧٠٠ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (١٠-٢):

- (١) أدراج.
- (٢) ممر بين أجزاء المبنى.
- (٣) قاعة انتظار.
- (٤) حمامات
- (٥) غرف سكنيه.
- (٦) مصعد.

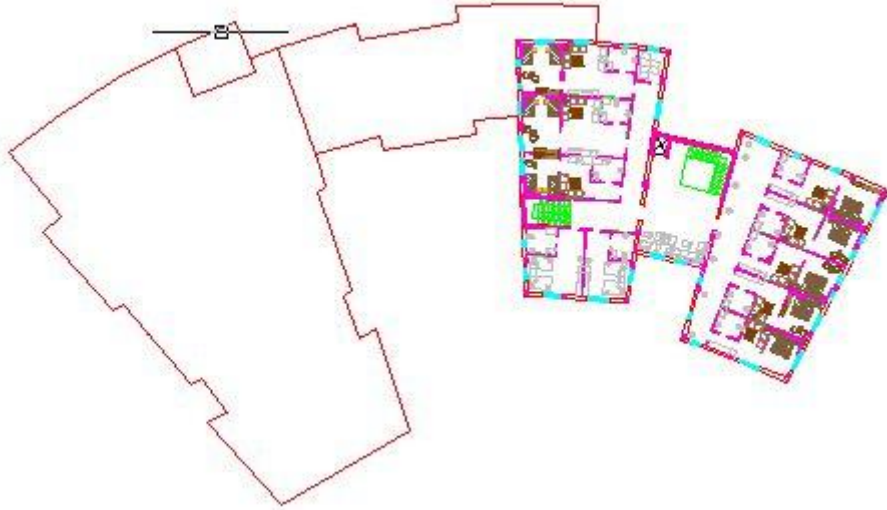


شكل (١٠-٢): مخطط الطابق الثاني للفندق السكني والمسرح.

(٢-٧-١-٨) الطابق الثالث لما تم تصميمه بالمشروع بمساحة " ٧٠٠ متر مربع ":

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (٢-١١):

- (١) أدراج.
- (٢) ممر بين أجزاء المبنى.
- (٣) قاعة انتظار.
- (٤) حمامات
- (٥) غرف سكنيه.
- (٦) مصعد.



شكل (٢-١١): مخطط الطابق الثالث للفندق السكني.

(٢-٧-٢) وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأرضي 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.

(١-٢-٧-٢) الواجهة الشرقية:

تعتبر هذه 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 كما هو موضح في شكل (١٢-٢).



شكل (١٢-٢): الواجهة الشرقية.

(٢-٢-٧-٢)الواجهة الشمالية:

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبية 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 لتميز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدرج.

واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى كما هو موضح في شكل (٢-١٣).



شكل (٢-١٣) : الواجهة الشمالية.

(٢-٨) وصف الحركة:

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

أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج.

الفصل الثالث - الوصف الإنشائي للمشروع

١-٣ مقدمة.

٢-٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.

٤-٣ الاختبارات العملية.

٥-٣ الأحمال.

٦-٣ العناصر الإنشائية.

٧-٣ البرامج الحاسوبية المستخدمة.

(٣-١) مقدمة:

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

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

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

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

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318-14M) (American concrete institute)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام

(U.B.C-97)، واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- 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.

(٣-٣) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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

(٤-٣) الاختبارات العملية:

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعه، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل تقوب 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.

(٣-٥) الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصميم 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 :

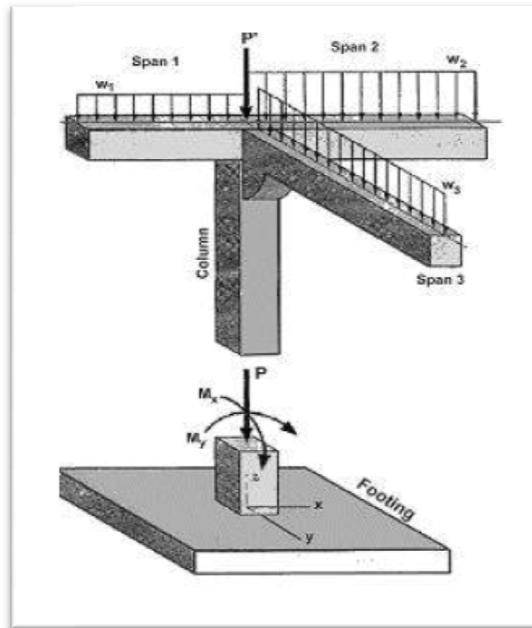
(٣-٥-١) الأحمال الرئيسية (Main Loads) و الشكل (٣-١) يوضح انتقالها في العناصر، ومنها :

١- الأحمال الميتة (DL - Dead Loads).

٢- الأحمال الحية (LL - Live Load).

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع.

٣- الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣-١) انتقال الأحمال.

(٣-٥-٢) 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 لاحقاً خلال هذا الفصل.

(٣-٥-١) الأحمال الميتة:

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

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية، و أعمال الأرضيات، ومواد العزل، و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القصاره و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة. والجدول رقم (٣ - ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال و القوى الأردني.

رقم البند	المادة (Material)	S. Weight (KN/m ³), الكثافة النوعية
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	9
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصاره (Plaster)	22

(٣-٥-١-٢) الأحمال الحية:

- هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي، ويمكن تصنيفها كالتالي:-
- ١) الأحمال 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 الإستاتيكية غير المثبتة، و المواد المخزنة.
 - ٣) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده، مثلاً في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
 - ٤) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية و الرافعات.

(٣-٥-١-٣) الأحمال البيئية:

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، و الارتفاع 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 (٣-٢)

(حسب كود الأحمال والقوى الأردني):

جدول (٢-٣) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

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

(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:

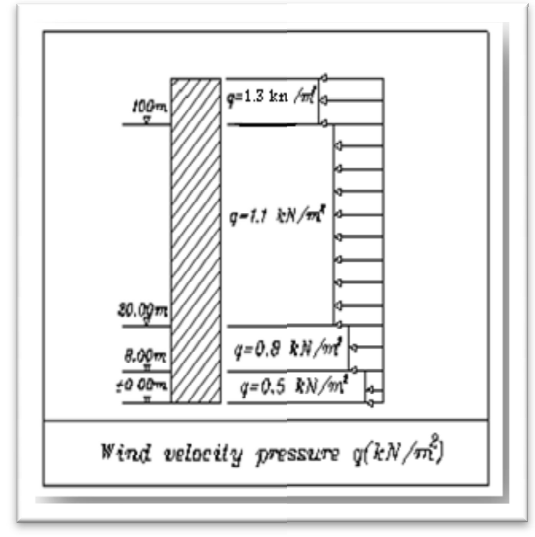
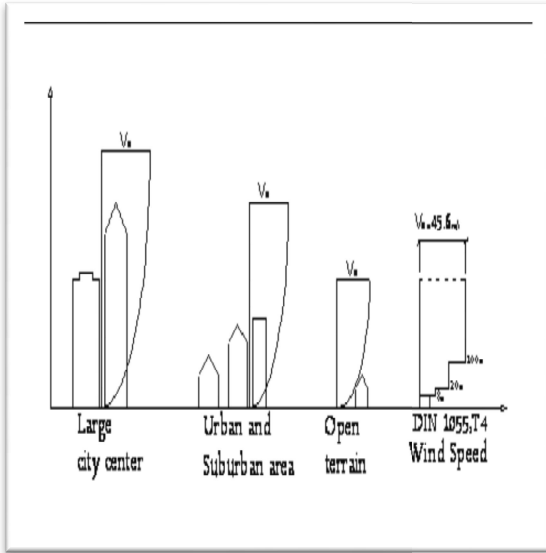
$$P=C_e * C_q * q_s * I_w$$

C_e :combined height.

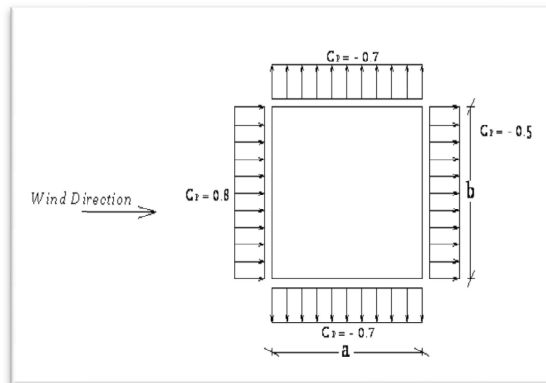
C_q :pressure coefficient of structure.

I_w :importance factor.

P:design wind pressure.



الشكل (٢-٣) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.



الشكل (٣-٣) تأثير إتجاه 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 اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتتخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً.

(٣-٥-٢-١) أحمال الإنكماش والتمدد :

وهي أحمال ناتجة عن تمدد و إنكماش 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.

وجدير بالذكر أننا قمنا بإختيار أحمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الأردني للأحمال والتي هي كالتالي:

Dead load = 3KN/m square.

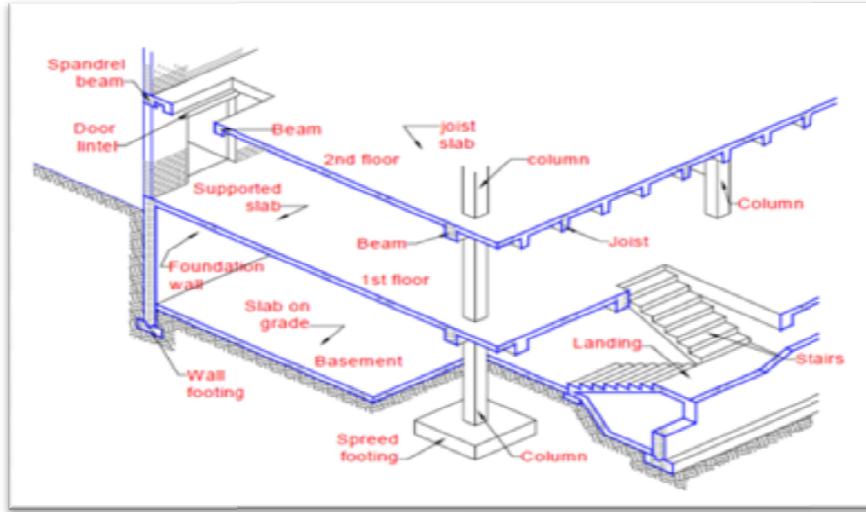
Life load = 5 KN/m square.

(٣-٦) العناصر الإنشائية:

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

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

الشكل (٤-٣) يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى:



الشكل (٣ - ٤) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية.

(١-٦-٣) العقدات (البلاطات):

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات، ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع:-

١) العقدات المفرغة (المعصبة) Ribbed Slabs.

٢) العقدات المصمتة solid slabs

٣) العقدات القشرية (نصف دائرة) Shell Slabs.

(١-٦-٣-١) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :

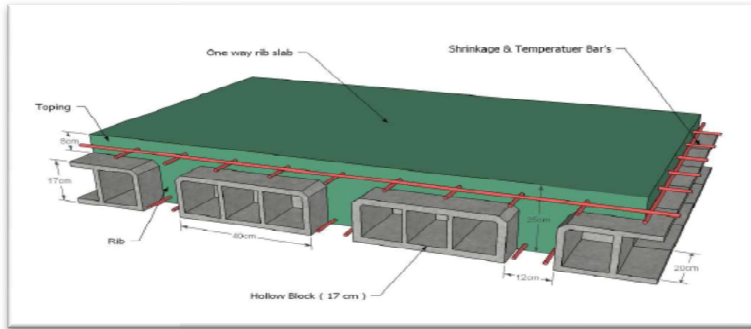
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :

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

٢) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs.

(٣-٦-١-١) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):

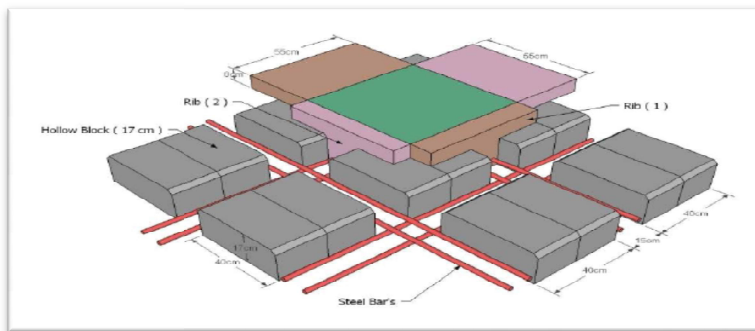
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات معظم الفراغات في هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها. والشكل (٣-٥) يوضح مقطع في بلاطه مفرغه ذات اتجاه واحد.



الشكل (٣-٥) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(٣-٦-١-٢) العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs):

إن العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة، وتم استخدام هذه البلاطات في عدة عقدات للمشروع. والشكل (٣-٦) يوضح مقطع في بلاطة مفرغة ذات اتجاهين.

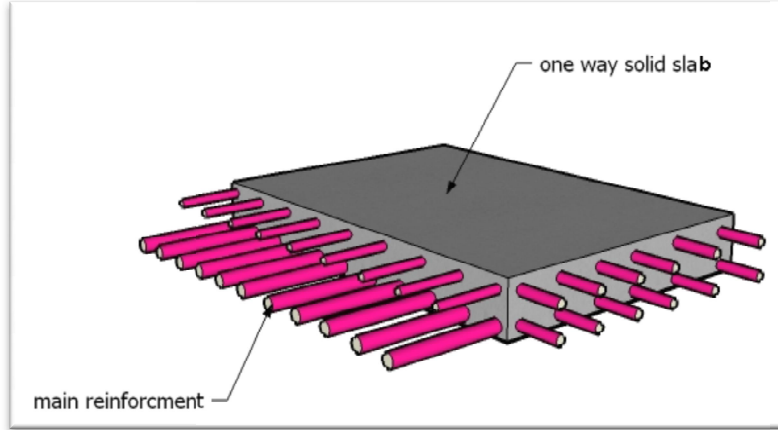


الشكل (٣-٦) عقدات مفرغة في اتجاهين.

(٣-٦-١-٢) العقدات المصمتة Solid Slabs:

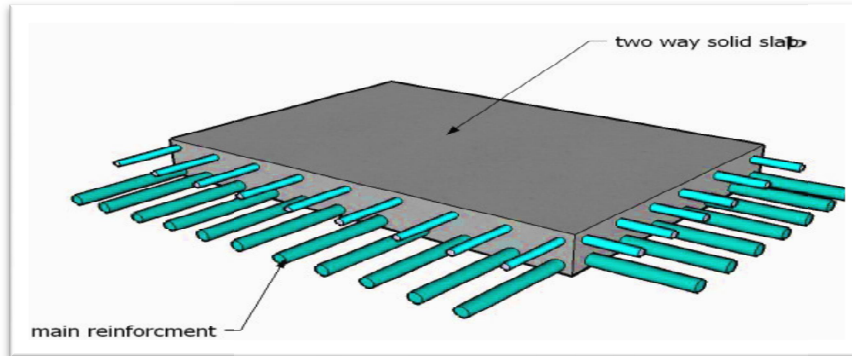
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما:

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



الشكل (٣-٧) عقدة مصمتة باتجاه واحد.

(٢) العقدات المصمتة في اتجاهين Two-Way Solid Slabs .



الشكل (٣-٨) عقدة مصمتة باتجاهين.

(3-6-1-3) Shell slab:**Shells as a Structural Form:**

Thin shells are an example of strength through *forms* as opposed to strength through *mass* . The effort in design is to make the shell as thin as practical requirement will permit so that the dead weight is reduced and the structure function as a membrane free from large bending stress . by this means , a minimum of material is used to the maximum structural advantage.

A shell structure is a thin curved membrane or slab usually of reinforced concrete that functions Both as structure and covering .The term “shell” is used to describe the structures which possess strength and rigidity due to its thin, Natural and curved form such as shell of egg, a nut, human skull, and shell of tortoise.

The Shell Shape:

The shell used to cover the theater building is double curvature shell that is formed by the translation of tow unequal concave down curves placed at right angle to each other .

our shell can be classified under *surface of translation*, *synclastic* , *non-developed* shell:

Surfaces of translation: are generated by sliding a plane curve along another plane curve, while keeping the orientation of the sliding curve constant.

Synclastic shell: these shells are doubly curved and have a similar curvature in each direction.

Developable surface: is a surface that can be unrolled onto a flat plane without tearing or stretching it.

قد تم استخدام كل من العقود المفرغة بنوعيتها، و العقود المصممة بنوعيتها، كما وتم استخدام العقدة القشرية في هذا المشروع.

(٢-٦-٣) الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب و العقدات المصمتة، وهي نوعان، خرسانية و معدنية،

أما الخرسانية فهي:-

(١-٢-٦-٣) الجسور الخرسانية العادية:

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

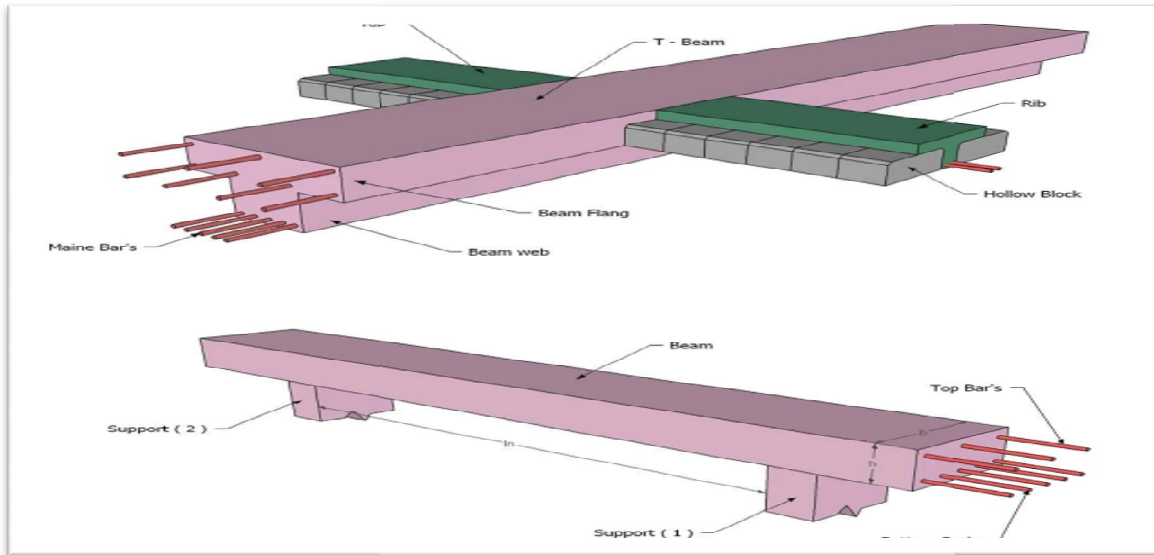
(٢) الجسور الساقطة (Dropped Beam):

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

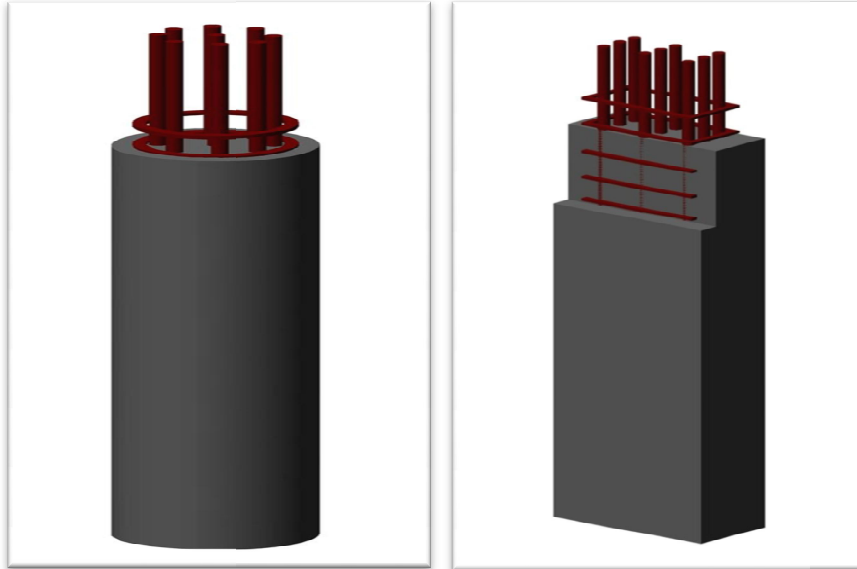
عامل التقوس (الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٣ - ٩) أشكال الجسور.

(٣-٦-٣) 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 (٣-١٠) عدد من مقاطع الأعمدة.



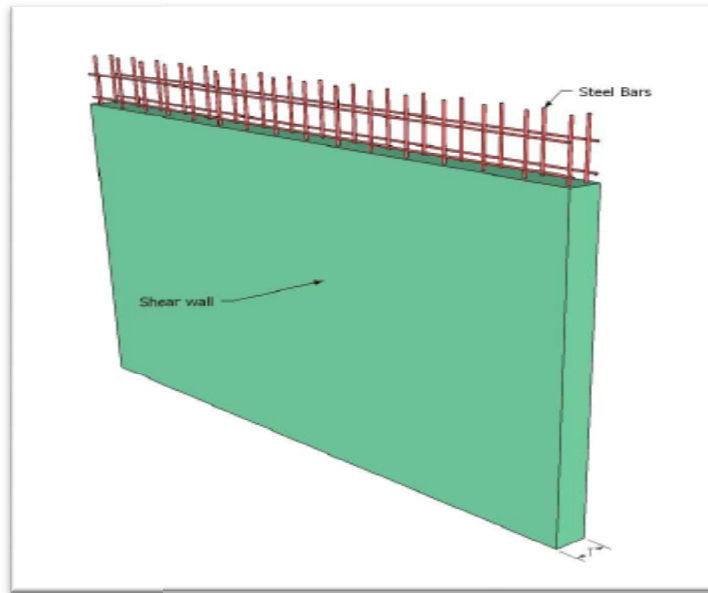
الشكل (٣ - ١٠) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة.

(٣-٦-٤) جدران القص (Shear Wall):

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

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

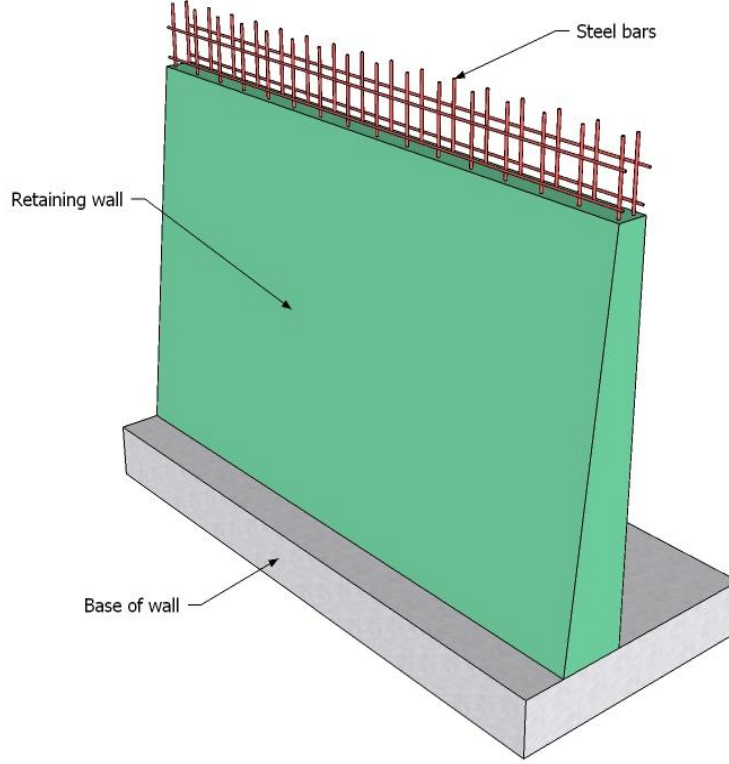
وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



الشكل (٣ - ١١) جدار القص.

(٣-٦-٥) الجدران الإستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (٣-٦-٣) جدار استنادي.

(٣-٦-٦) 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).

(٣-٦-٧) الأساسات :

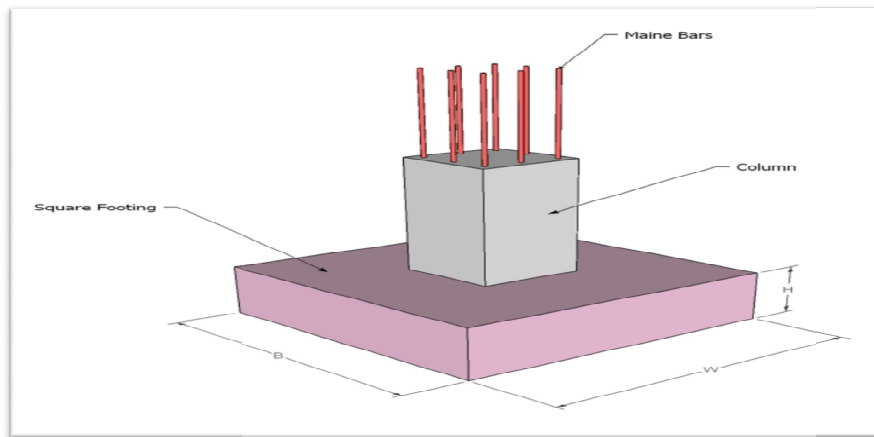
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

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

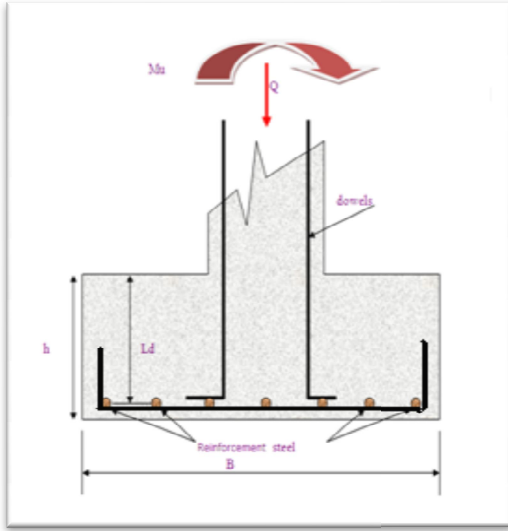
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية، أو أساسات لقواعد منفصلة، أو أساسات لبشة أو حصيرة.

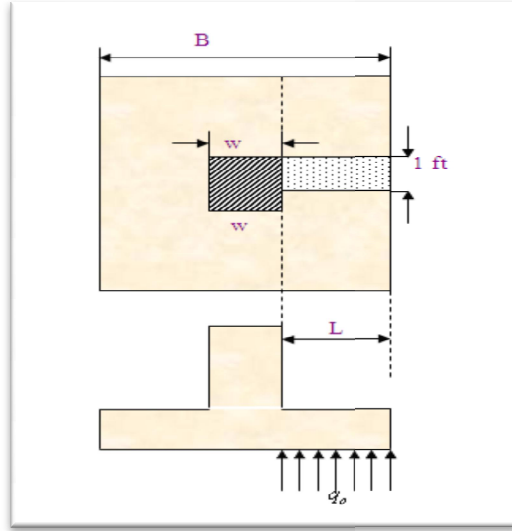
وقد يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول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



الشكل (٣-١٣) : شكل الأساس المنفرد.



الشكل (٣-١٥) توزيع الحديد بالأساس

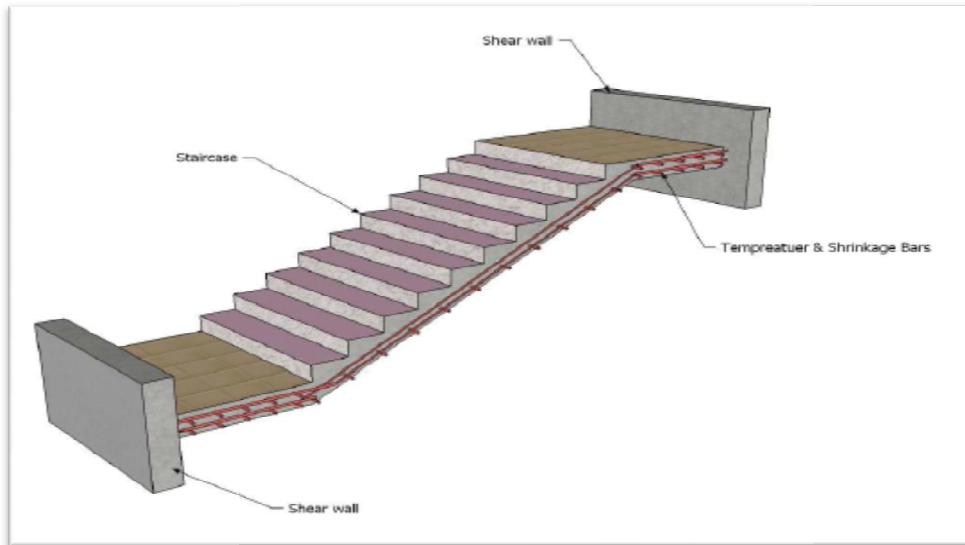


الشكل رقم (٣-١٤) مقطع طولي في الأساس

(٣-٦-٨) الأدرج :

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصممة 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 (٣- ١٦) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه.



الشكل (٣- ١٦) مقطع توضيحي في الدرج.

(٣-٧) البرامج الحاسوبية المستخدمة:

(١) Autocad2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(٢) Attire : للتصميم الإنشائي.

(٣) E tabs

(٤) Safe

(٥) Adapt Builder

(٦) STAAD PRO

(٧) SAP 2000

Chapter 4 - Structural Analysis & Design

- 4-1 Introduction.**
- 4-2 Factored load.**
- 4-3 Slabs Thickness Calculation.**
- 4-4 load Calculations.**
- 4-5 Design of Topping.**
- 4-6 Design of one way Rib (R003).**
- 4-7 Design of two way Rib.**
- 4-8 Design of one way Solid Slab.**
- 4-9 Design of two way Solid Slab.**
- 4-10 Design of Beam (B010).**
- 4-11 Design of Stair(ST1) .**
- 4-12 Design of column (C36).**
- 4-13 Design of footing.**

(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 three type of slab “one way ribbed slab, tow way ribbed slab, shell slab”, They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIRE- Software " to find the internal forces, deflections and moments for one way ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

For tow way ribbed slab will be analyzed and designed by using coefficient method, with aid of a computer program called “ATIRE- Software” to find the internal forces, deflections and moment for tow way ribbed slabs, and the 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-318-14code.

NOTE: $f_c' = 24 \text{ N / mm}^2 \text{ (MPa)}$ **For all calculation .**

(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:

(4.3.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of non pre stressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for simple beam (for ribs):

$$h_{\min} \text{ for simple beam} = L/16 = 5.3/16 = 0.33\text{m} = 33\text{cm}$$

Note: We solved this deflection by reinforcements.

Select Slab thickness **h=35** with etolite block 27 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:

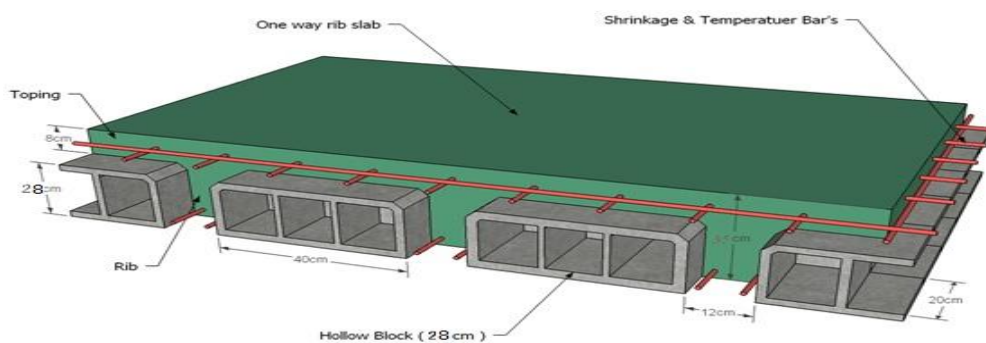


Fig. (4-1) One way rib slab shape

(4.5) Design of Topping:

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 the topping.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	tiles	$0.03*23= 0.69 \text{ KN/m}$
2	mortar	$0.03*22 = 0.66 \text{ KN/m.}$
3	Coarse sand	$0.07*17 = 1.19 \text{ KN/m.}$
4	topping	$0.08*25 = 2 \text{ KN/m}$
		$\Sigma = 6.84$

Live load calculations = $5*1=5 \text{ KN/m}$

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2*6.84+1.6*5 = 16.21 \text{ KN/m. (Total Factored Load)}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{16.21 * 0.5^2}{12} = 0.34 \text{ KN.m/m}$$

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2 / 6 = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.28 \text{ KN.m} > M_u = 0.34 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

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

Try bars $\Phi 8$ with $A_s=50.27 \text{ mm}^2$.

$$\text{Bar number } n = \frac{A_s}{A_{bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.87 \text{ take } 3 \text{ } \Phi 8/\text{m with } A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip}$$

$$\text{Spacing}(S) = \frac{1}{2.87} = 35 \text{ cm} = 350 \text{ mm.}$$

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 * C_c \leq 380 \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

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

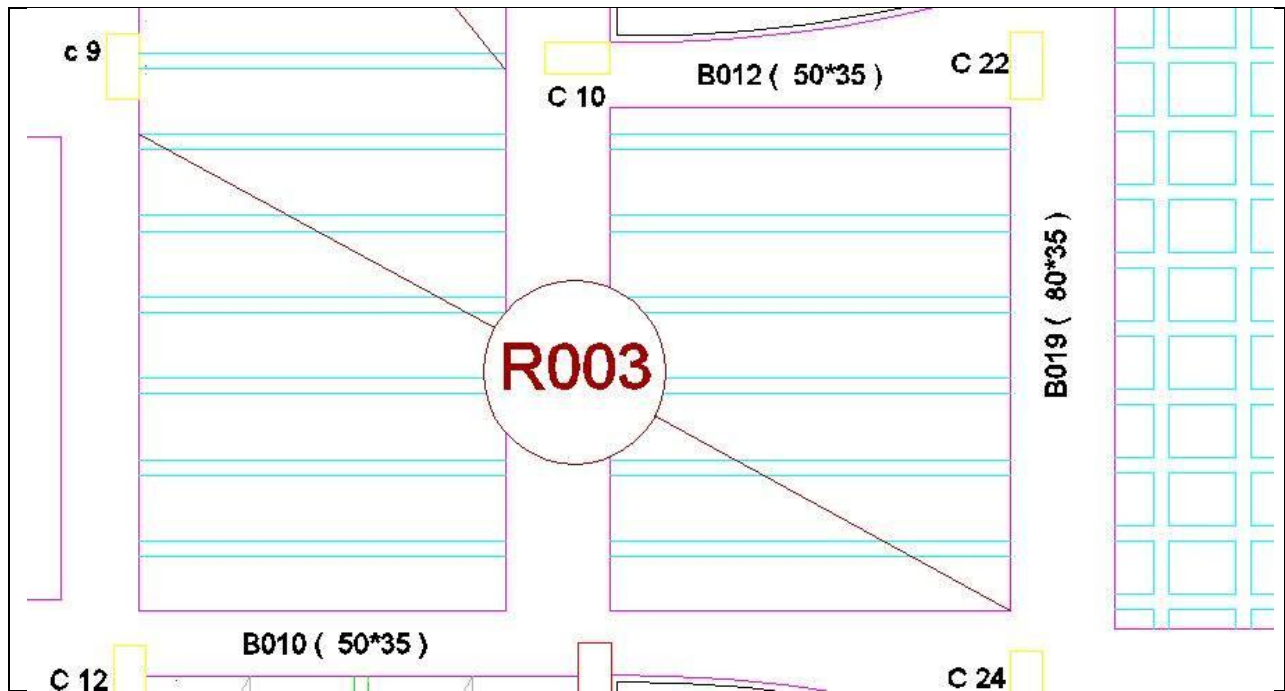
$$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right)$$

$$= 330 \text{ mm. } \leq 380 \text{ mm.}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240 \text{ mm.....controlled.}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

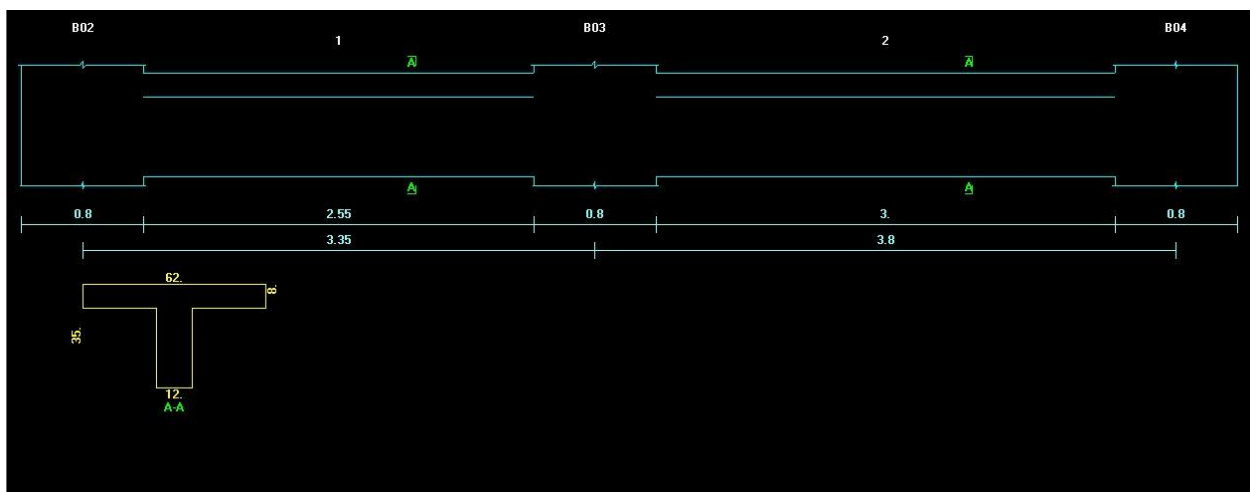
∴ Use $\Phi 8 @ 20 \text{ cm}$ in both directions.

(4.6) Design of one way Rib (Rib003):**Figure (4-2): Ground Floor one way rib Slab.****Material :-**

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
 Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section :-

$b = 12\text{cm}$ $bf = 62\text{cm}$ $h = 27\text{cm}$ $T_f = 8 \text{ cm}$

**Figure (4-3) : Rib Geometry**

Loading :-

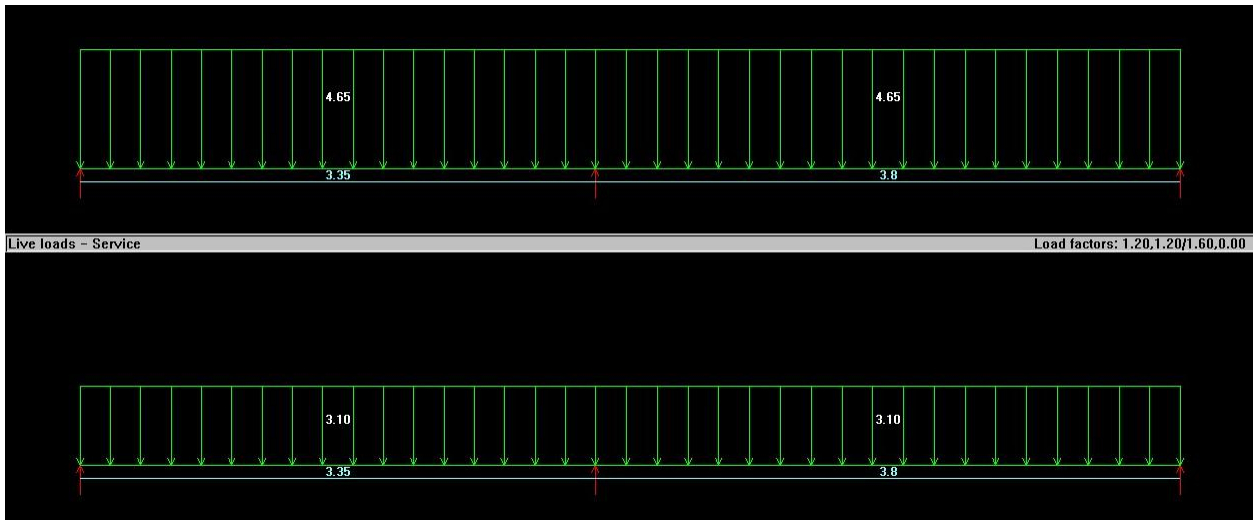


Figure (4-4) : loading of Rib

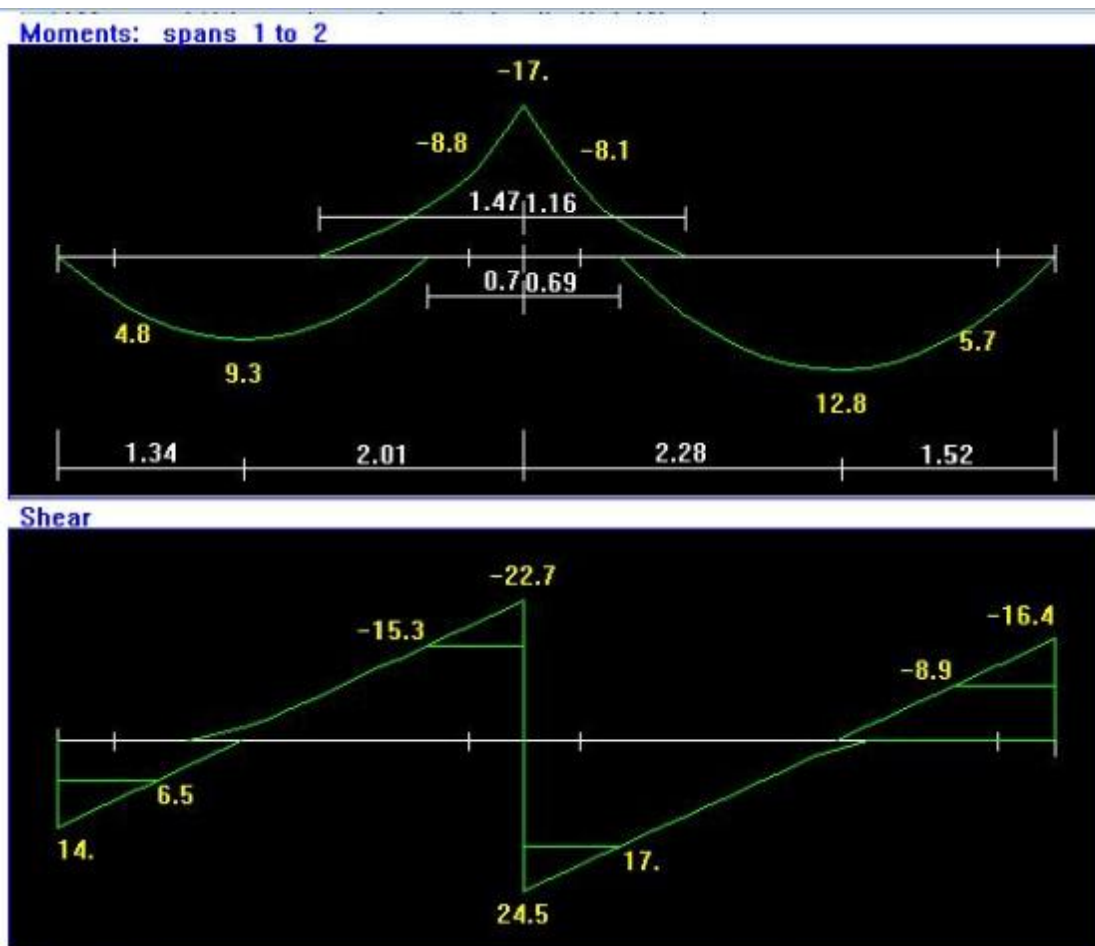


Figure (4-5) : Moment & Shear Envelope of rib

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 one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	tiles	$0.03*23*0.62= 0.428 \text{ KN/m}$
2	mortar	$0.03*22*0.62 = 0.409\text{KN/m.}$
3	Coarse sand	$0.07*17*0.62= 0.738\text{KN/m.}$
4	topping	$0.08*25*0.62 = 1.24 \text{ KN/m}$
5	RC rib	$0.27*25*0.12= 0.81 \text{ KN/m}$
6	Hollow block	$0.06*15*0.5 = 0.45 \text{ KN/m}$
7	plaster	$0.03*22*0.62 = 0.409 \text{ KN/m}$
		$\Sigma = 4.664$

$$LL=5*0.62=3.1$$

Dead load / rib: DL=4.66 KN/m

Live load / rib: LL=3.1 KN/m

(4.6.1) Design of flexure of rib(Rib 03):-

(4.6.1.1) Design of Negative moment of rib (Rib 03):

1) Maximum negative moment at support (2) $M_u^{(-)} = 8.8 \text{ KN.m.}$

Take ϕ 14

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

$$M_n = M_u / \phi = 8.8 / 0.9 = 9.78 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{9.78*10^6}{120*313^2} = 0.83\text{MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.83*20.6}{420}} \right) = 0.002 .$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.002 * 120 * 313 = 75.12 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 313 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 31$$

$$= 109.53 \text{ mm}^2 < 125.2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 75.12 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 125.2 \text{ mm}^2.$$

$$2 \Phi 10 = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 125.2 \text{ mm}^2. \text{ OK.}$$

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.94 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.94}{0.85} = 31.7 \text{ mm.}$$

$$* \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-31.7}{31.7} \right) = 0.027 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \text{ OK.}$$

(4.6.1.2) Design of Positive moment of rib (Rib03):

Take ϕ 14

Max positive moment $M_u = 12.8$

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

$$= 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313 \text{ mm.}$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clear span} + b_w = 620 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span}/4 = 2500/4 = 625 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * h_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

→ **$b_E = 620 \text{ mm.}$**

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 620 * 80 * \left(0.313 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 276.23 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 276.23 = 248.61 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 248.61 \text{ KN.m} \gg M_{u \text{ max}} = 12.8 \text{ KN.m.}$$

So $a < h_f$

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)} = 12.8 \text{ KN.m}$

$$M_n = Mu / \phi = 12.8 / 0.9 = 14.22 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{14.22 * 10^6}{620 * (313)^2} = 0.234 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.234 * 20.6}{420}} \right) = 0.0006 .$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_E * d = 0.0006 * 620 * 313 = 116.4 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 313 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 313$$

$$= 109.53 \text{ mm}^2 < 125.2 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 125.2 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 116.4 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 125.2 \text{ mm}^2.$$

$$2 \Phi 10 = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 125.2 \text{ mm}^2 . \text{ OK.}$$

\therefore Use 2 $\Phi 10$

\rightarrow Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 620 * a$$

$$a = 5.22 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.22}{0.85} = 6.14 \text{ mm} \quad * \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-6.14}{6.14} \right) = 0.15 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \text{ OK.}$$

2) Design Positive moment $Mu^{(+)} 9.3 \text{ KN.m}$ _ left Side.

Since $Mu^{(+)} = 12.8 \text{ KN.m}$ for right side $>$ $Mu^{(+)} = 9.3 \text{ KN.m}$ for left side, and we take the minimum A_s for $Mu = 12.8 \text{ KN.m}$, so we take the same for the $Mu = 9.3 \text{ KN.m}$.

\therefore Use 2 $\Phi 10$

(4.6.2) Design of shear of rib (R03)1) $V_u = 17 \text{ KN}$.

$$\begin{aligned}\phi * V_c &= \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 313 * 10^{-3} = 23 \text{ KN}.\end{aligned}$$

$$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 23 = 25.3 \text{ KN}$$

$$0.5 * \phi * V_c = 0.5 * 25.3 = 12.65$$

$$0.5 * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$12.65 < 17 < 25.$$

∴ minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction, so, no shear reinforcement is provided.

(4.7) Design of two way Rib (R D106):**4.7.1 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:**

*Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the shown ribbed slab (R106) . $h=35$.

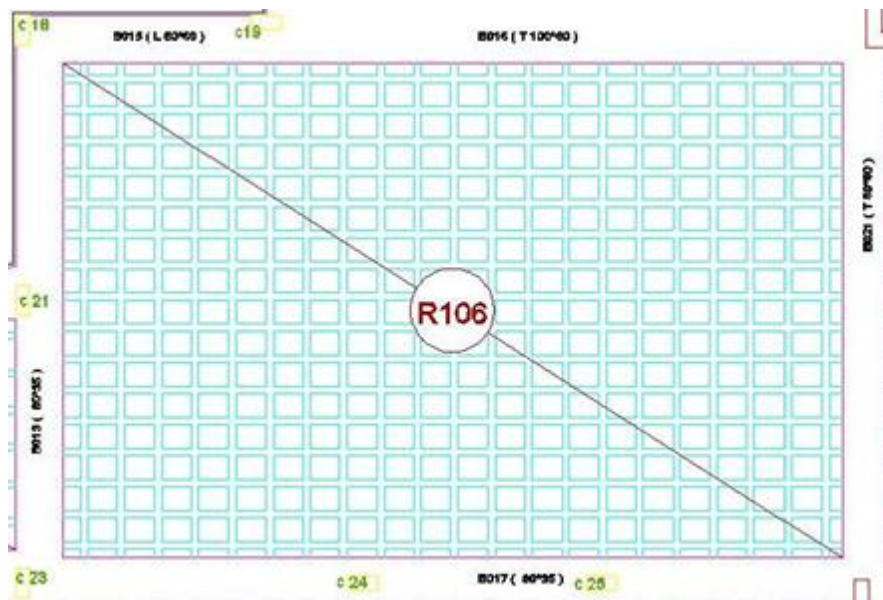


Figure (4-6) Tow way rib slab location.

Check for the minimum thickness of the slab:

- Exterior beam

$$Y_c = \frac{80 * 35 * 42.5 + 40 * 25 * 12.5}{80 * 35 + 40 * 25} = 34.6 \text{ cm}.$$

$$I_{\text{beam}} = \frac{80 \cdot 34.6^3}{3} + \frac{80 \cdot 0.4^3}{3} + \frac{25 \cdot 40^3}{3} = 1637915 \text{ cm}^4.$$

- Interior beam

$$Y_c = \frac{80 \cdot 35 \cdot 42.5 + 40 \cdot 25 \cdot 12.5}{80 \cdot 35 + 40 \cdot 25} = 34.6 \text{ cm}.$$

$$I_{\text{beam}} = \frac{80 \cdot 34.6^3}{3} + \frac{80 \cdot 0.4^3}{3} + \frac{25 \cdot 40^3}{3} = 1637915 \text{ cm}^4.$$

- Interior beam in direction and Interior beam in long direction

$$I_{b,} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{80 \cdot 35^3}{12} = 285833.33 \text{ cm}^3$$

Slab section for Exterior beam:

The moment of ribbed slab is the sum of Moment of inertia of T-section ribs

Within distance $(\frac{L}{2} + b_w)$

$$b_f = 62 \text{ cm in long}$$

$$Y_c = \frac{62 \cdot 8 \cdot 31 + 27 \cdot 12 \cdot 13.5}{62 \cdot 8 + 27 \cdot 12} = 24.1 \text{ cm}.$$

$$I_{\text{rib}} = \frac{62 \cdot 10.9^3}{3} + \frac{12 \cdot 24.1^3}{3} - \frac{50 \cdot 2.9^3}{3} = 82348 \text{ cm}^4.$$

$$b_f = 52 \text{ cm in short}$$

$$Y_c = 24.5 \text{ cm}$$

$$I_{\text{rib}} = 59609 \text{ cm}^4$$

Exterior slab

Short direction $L = 8.25 = 825 \text{ cm}.$

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{59609 \cdot (\frac{825}{2} + 80)}{52} = 564566 \text{ cm}^4.$$

Long direction $L = 13.05 \text{ m} = 1305 \text{ cm}.$

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{82348 \cdot (\frac{1305}{2} + 80)}{62} = 972902 \text{ cm}^4.$$

Interior slab

Short direction $L_{right} = 8.25 \text{ m} = 825 \text{ cm}$, $L_{left} = 3.03 \text{ m} = 303 \text{ cm}$.

$$I_s = I_{rib} * \frac{\frac{L_{right}}{2} + \frac{L_{left}}{2} + b_w}{b_f} = 59609 * \frac{\frac{825}{2} + \frac{303}{2} + 80}{52} = 738235 \text{ cm}^4.$$

Long direction $L_{right} = 13.05 \text{ m} = 1305 \text{ cm}$, $L_{left} = 2.45 \text{ m} = 245 \text{ cm}$.

$$I_s = I_{rib} * \frac{\frac{L_{right}}{2} + \frac{L_{left}}{2} + b_w}{b_f} = 82348 * \frac{\frac{1305}{2} + \frac{245}{2} + 80}{62} = 1135606 \text{ cm}^4.$$

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28533}{972902} = 0.3$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1637915}{1135606} = 1.44$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1637915}{564566} = 2.9$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833}{1135606} = 0.25$$

$$\sum \alpha_{fm} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.3 + 1.44 + 2.9 + 0.25}{4} = 1.22 < 0.2$$

The minimum thickness of slab will be:-

$$h = \frac{l_n * (0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{1305 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.54 * (1.22 - 0.2)} = 327.33 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \text{ Ok}$$

$$\beta = \frac{L_{Long}}{L_{short}} = \frac{1305}{825} = 1.54$$

Take slab thickness $h_{slab} = 350 \text{ mm}$.

80mm- topping , 210mm etolite block, 60mm- concrete block .

4.7.2 Load calculation:

Table 4.3 (Dead load calculation for two way slab)

Material	Quality Density KN/m ³		W KN
Tiles	22	23*0.03*0.62*0.52	0.213
Mortar	22	22*0.02*0.62*0.52	0.142
Sand	16	16*0.07*0.62*0.52	0.361
Reinforced Concrete Topping	25	25*0.08*0.62*0.52	0.642
RC. Rib	25	25*0.27*0.12(0.62+0.4)	0.826
Concrete Block	15	15*0.06*0.5*0.4	0.18
Plaster	22	22*0.02*0.52*0.62	0.142
		Σ =	2.509 KN

Dead Load of slab :

$$DL = \frac{2.509}{0.62*0.52} = 7.78 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_D = 1.2 * 7.78 = 9.34 \text{ KN/m}^2.$$

Live Load of Slab :

$$LL = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\text{total}} = 9.34 + 8 = 17.34 \text{ KN/m}^2.$$

4.7.3 Moments calculations:

$$M_a = C_a * W * L_a^2 * b_f \quad \text{and} \quad M_b = C_b * W * L_b^2 * b_f$$

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{8.25}{13.05} = 0.63$$

* Positive moments: (Table 2+ Table 3):

$$C_{a,D} = 0.0782$$

$$C_{b,D} = 0.0112$$

$$C_{a,L} = 0.0782$$

$$C_{b,L} = 0.0112$$

$$M_{a,pos,D} = 0.0782 * 9.34 * 8.25^2 = 49.6 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{b,pos,D} = 0.0112 * 9.34 * 13.05^2 = 17.82 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a,pos,L} = 0.0782 * 8 * 8.25^2 = 42.47 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{b,pos,L} = 0.0112 * 8 * 13.05^2 = 15.26 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a,pos} = M_{a,pos,D} + M_{a,pos,L} = 49.6 + 42.47 = \mathbf{92.07 \text{ kN.m/m}}$$

$$M_{b,pos} = M_{b,pos,D} + M_{b,pos,L} = 17.82 + 15.26 = \mathbf{33.08 \text{ kN.m/m}}$$

*** Negative moment at Discontinuous edges = ($\frac{1}{3}$ *positive moment)

$$M_{a,neg} = \frac{1}{3} * 92.07 = \mathbf{30.7 \text{ KN.m/m}}$$

$$M_{b,neg} = \frac{1}{3} * 33.08 = \mathbf{11.03 \text{ KN.m/m}}$$

4.7.4 Design for positive moment:

$$\mathbf{Mu = 92.71 \text{ KN.m/m}}$$

Assume bar diameter Ø14 for main Reinforced concrete section.

$$d = h - 20 - ds - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - 7 = 315 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} b_f = \frac{92.07 * 0.62}{0.9} = 63.4 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{63.43 \cdot 10^6}{620 \cdot 315^2} = 1.03 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.03 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0025.$$

$$\rightarrow A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0.0025 \cdot 620 \cdot 315 = 488.25 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 120 \cdot 315 \geq \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 315$$

$$= 110.2 \text{ mm}^2 < 168 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 488.25 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 168 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 488.25 \text{ mm}^2.$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 18} = \frac{488.25}{254.45} = 1.92$$

$$\therefore \text{Use } 2 \Phi 18 \quad A_s = 508.9 \text{ mm}^2$$

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

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$508.9 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 620 \cdot a$$

$$a = 16.9 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.9}{0.85} = 19.88 \text{ mm.}$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 \cdot \left(\frac{315-16.9}{16.9} \right) = 0.0057 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \text{ OK.}$$

4.7.5 Design for negative moment:

$$M_u = 30.7 \cdot 0.62 = 19.034 \text{ KN.m}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main Reinforced concrete section.

$$d = h - 20 - d_s - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - 7 = 315 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{19.034}{0.9} = 21.16$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{21.16 \cdot 10^6}{120 \cdot 315^2} = 1.77 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.77 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0044.$$

$$\rightarrow A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0.0044 \cdot 120 \cdot 315 = 166.32 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 120 \cdot 315 \geq \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 315$$

$$= 110.2 \text{ mm}^2 < 168 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 166.32 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 168 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 168 \text{ mm}^2.$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 12} = \frac{168}{113.1} = 1.5$$

$$\therefore \text{Use } 2 \Phi 12 \quad A_s = 226.2 \text{ mm}^2$$

4.7.6 Design for positive moment in long direction:

$$\mathbf{Mu = 33.08 \cdot 0.52 = 17.202 \text{ KN.m}}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main Reinforced concrete section.

$$d = h - 20 - ds - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - 14 = 307 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17.202}{0.9} = 19.113 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{19.113 \cdot 10^6}{520 \cdot 307^2} = 0.39 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.39 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0009.$$

$$\rightarrow A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0.0009 \cdot 620 \cdot 307 = 178.5 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \\
 &= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315 \\
 &= 110.2 \text{ mm}^2 < 168 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}
 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 178.5 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 168 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 178.5 \text{ mm}^2.$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 12} = \frac{178.5}{113.1} = 1.6$$

$$\therefore \text{Use } 2 \Phi 12 \quad A_s = 226.2 > 178.5 \text{ mm}^2 \text{-ok}$$

So negative reinforcement steel

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s \text{ pos}} = \frac{1}{3} * 178.5 = 59.5 < A_{s_{min}} = 168 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Take } A_s = A_{s_{min}} = 168 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_s \phi 12} = \frac{168}{113.1} = 1.45$$

$$\therefore \text{Use } 2 \Phi 12 \quad A_s = 226.2 > 168 \text{ mm}^2 \text{-ok}$$

4.7.7 Design shear for two way rib slab:

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary conditions as

Case (1)

$$W_a = 0.874 \quad W_b = 0.12$$

$$**\text{total load on the panel being} = 8.25 * 13.05 * 17.34 = 1866.9 \text{ KN}$$

*Load per rib at face of long beam is

$$V_{u, \text{dface}} = 0.874 * 1866.9 * 0.62 / 2 * 13.05 = 21 \text{ KN control}$$

$$V_{u, \text{d}} = V_{u, \text{dface}} - w_u * b_f * d = 21 - 17.34 * 0.62 * 0.315 = 17.6 \text{ KN}$$

The shear strength of one rib in slab is

$$V_c = (1.1) * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = (1.1) * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 33.95 = 25.5 \text{ KN.}$$

$$0.5 * \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$$

$$12.73 \text{ KN} < 21 \text{ KN} < 25.5 \text{ KN.}$$

So no need for shear reinforcement (exception for joist) construction.

(4.8) Design of one way Solid Slab (S 1):**Material :-**

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
 Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$$W_{u,D} = 1.2 \times 6.25 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{u,Snow} = 1.6 \times 2 = 3.2 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 7.5 + 3.2 = 10.7 \text{ KN/m}^2$$

4.8.1 Minimum thickness (deflection requirements).*For first and last span (one end continuous)**First span*

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{3340}{24} = 139 \text{ mm}$$

End span

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{5860}{24} = 224 \text{ mm} - \text{control}$$

*For interior spans (both ends continuous)**Second span*

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{3350}{28} = 119.64 \text{ mm}$$

Third span

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{5690}{28} = 203 \text{ mm}$$

Tack $h=25 \text{ cm}$

$$d = h - \text{cover} - \frac{db}{2} = 250 - 20 - \frac{12}{2} = 224 \text{ mm}$$

4.8.2 Load calculation

$$w_{slab} = \gamma * h * b = 25 * 0.25 * 1 = 6.25 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$w_d = w_{slab} + w_{morter} = 6.25 + (22 * 0.02 * 1) = 6.25 + 0.44 = 6.69 \text{ KN}$$

$$w_u = 1.2d + 1.6l = 1.2 * 6.69 + 1.6 * 2 = 11.228 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Check whether thickness is adequate for shear

$$V_{u \max} = 1.15 * \frac{w_u * l_n}{2} = 1.15 * \frac{11.228 * 5}{2} = 32.28 \frac{\text{KN}}{1 \text{ m strip}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 224 = 182.89 \frac{KN}{1m \text{ strip}}$$

$$\phi = 0.75 \text{ for shear}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 182.89 = 137.17 \frac{KN}{1m \text{ strip}}$$

$$V_{u \max} = 32.28 \frac{KN}{1} < 0.5 \phi V_c = 68.58 \frac{KN}{m}$$

The thickness of the slab is adequate enough

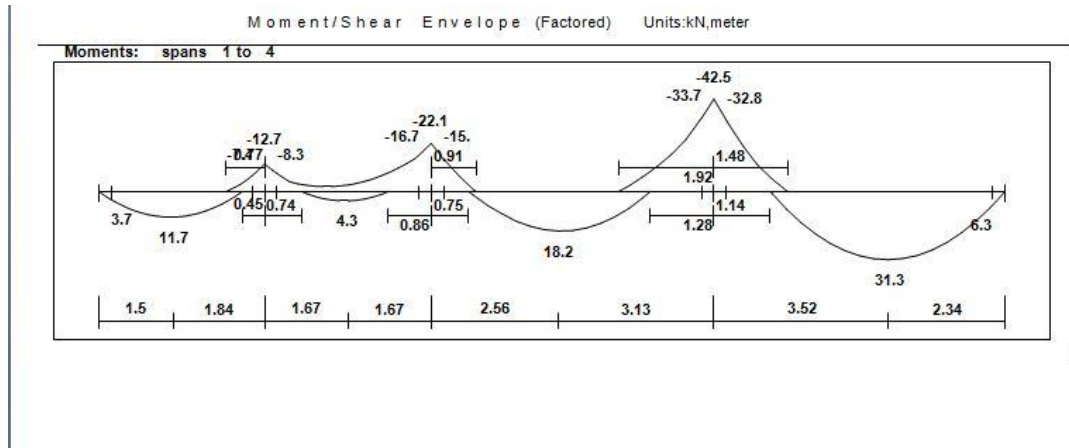


Figure (4-7) Moment Envelope of one way solid slab.

4.8.3 Design of max positive moment

$$M_u = 31.3 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{31.3}{0.9} = 34.7 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{34.7 * 10^6}{1000 * (224)^2} = 0.69 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.69 * 20.6}{420}} \right) = 0.00167.$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.00167 * 1000 * 224 = 374.44 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 374.44 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\Phi 12 \text{ with } A_s = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Number of } \Phi 12 = \frac{A_{sreq}}{A_{bar}} = \frac{450}{113.1} = 3.97 \rightarrow \text{no. bars} = 5 \text{ bars}$$

Take $5\Phi 12/m$ or $\Phi 12@200mm$

The step (s) is the smallest of

$$1-S=3*h=3*250=750mm$$

$$2-S=450 \text{ mm}$$

$$3-S=380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 * Cc = 380 * \left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\text{But } S \leq 300 * \left(\frac{280}{280}\right) = 300 \text{ - control}$$

$$S=200 < S_{max} = 300 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

4.8.4 Design of max negative moment

$$-M_u = 33.7 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{33.7}{0.9} = 37.44 \text{ KN.m}$$

Assume $\phi 12$

$$d = 224 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{37.44 * 10^6}{1000 * (224)^2} = 0.75 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.75 * 20.6}{420}} \right) = 0.00182.$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho \times b \times d = 0.00182 \times 1000 \times 224 = 407.68 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{smin} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{smin} = 450 \text{ mm}^2 > A_{sreq} = 374.44 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 450 \text{ mm}^2.$$

$\Phi 12$ with $A_s = 113.1 \text{ mm}^2$

$$\text{Number of } \Phi 12 = \frac{A_{sreq}}{A_{bar}} = \frac{450}{113.1} = 3.97 \rightarrow \text{no. bars} = 5 \text{ bars}$$

Take $5\Phi 12/m$ or $\Phi 12@200mm$

$$S=200 < S_{max} = 300 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

4.8.5 Temperature and shrinkage

$$A_s (temp) = 0.0018 * b * h = 450 \text{ mm}^2$$

Take $4\phi 10/m$ or $\phi 10@250 \text{ mm}$

$$1-S=5*h=3*250=1250\text{mm}$$

$$2-S=450 \text{ mm} \quad \text{-control}$$

$$S=250 < S_{max} = 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

(4.9) Design of two way Solid Slab (S 7):

Material :-

concrete	B300	$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel		$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$$W_{u,D} = 1.2 \times 6.25 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{u,Snow} = 1.6 \times 2 = 3.2 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 7.5 + 3.2 = 10.7 \text{ KN/m}^2$$

4.9.1 Moments calculations:

$$C a_{neg} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.0466 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. a_{neg} = 0.0466 * 10.7 * 5.5^2 = 15.08 \text{ KN.m}$$

$$C b_{neg} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.0484 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. b_{neg} = 0.0484 * 10.7 * 6.13^2 = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$C a. D_{pos} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.038 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$C a. L_{pos} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.038 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. a_{pos} = 0.038 * 7.5 * 5.5^2 + 0.038 * 3.2 * 5.5^2 = 12.3 \text{ KN.m}$$

$$C b. D_{pos} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.026 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$C b. L_{pos} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.87 \right) = 0.0228 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. b_{pos} = 0.026 * 7.5 * 6.13^2 + 0.0228 * 3.2 * 6.13^2 = 10.07 \text{ KN.m}$$

4.9.2 Design of flexure:–

4.9.2.1 Design of Positive moment :–

»Short direction

Maximum positive moment $M_u^{(+)} = 12.3$ KN.m

$$M_n = M_u / \phi = 12.3 / 0.9 = 13.67 \text{ KN.m}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{13.67 \cdot 10^6}{1000 \cdot 224^2} = 0.272 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.272 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.000652$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b \times d = 0.000652 \times 1000 \times 224 = 146.05 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = 146.05 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_s = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = 450 / 113.1 = 3.97 \dots s = 1 / 3.97 = 251 \text{ mm}$$

select $\phi 12 / 200 \text{ mm}$ $< 2 \cdot h = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$
 $< 450 \text{ mm}$

»Long direction

$$M_u^{(+)} = 10.07 \text{ KN.m} < 12.3 \text{ KN.m}$$

select $\phi 12 / 200 \text{ mm}$

4.9.2.2 Negative moment

»Long direction

Maximum negative moment

$$M_u^{(-)} = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 19.46 / 0.9 = 21.62 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{21.62 \cdot 10^6}{1000 \cdot 224^2} = 0.431 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\rightarrow A_s = \rho \times b \times d = 0.00104 \times 1000 \times 224 = 232.96 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = 232.96 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_s = 450 \text{ mm}^2$$

select $\phi 12 / 200 \text{ mm}$ $< 2.h = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$
 $< 450 \text{ mm}$

»Short direction

Maximum negative moment $M_u^{(-)} = 15.08 \text{ KN.m} < 19.46 \text{ KN.m}$

select $\phi 10 / 200 \text{ mm}$

4.9.3 Design shear for two way– solid slab :-

Take one way shear in short direction :

$$V_u = 10.7 \times (5.5/2 - 0.224) = 27.03 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 224 = 137.171 \text{ KN} > V_u = 27.03 \text{ KN}$$

No need for shear reinforcement

(4.10) Design of Beam (B D10):**Material :-**

concrete	B300	$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel		$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section :-

$$B = 40 \text{ cm .}$$

$$h = 30 \text{ cm .}$$

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/18.5$$

$$= 355/18.5 = 19.19 \text{ cm.}$$

The controller beam total depth is 35 cm.

→Select Total depth of beam **h=35cm**.

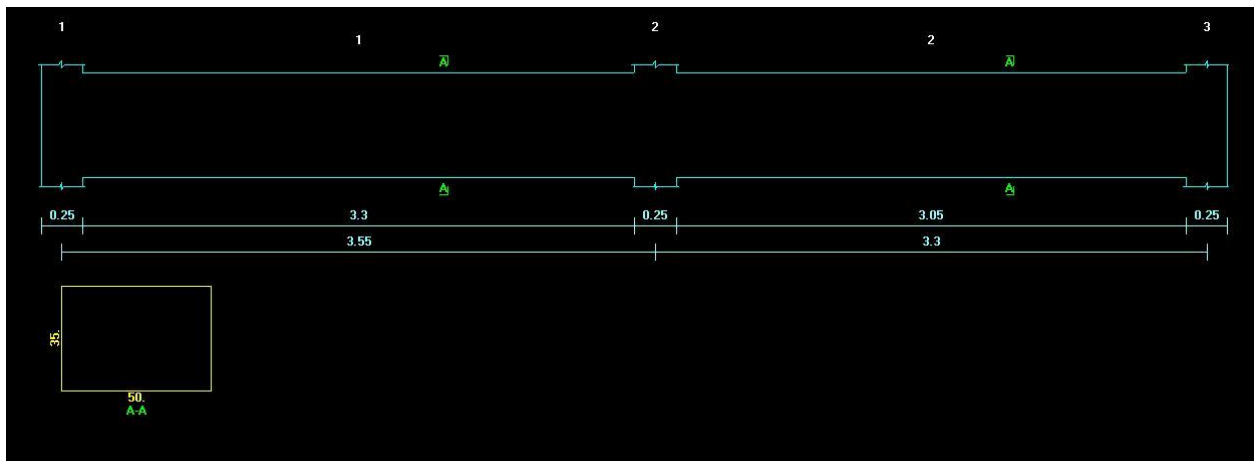


Figure (4-8) : Beam Geometry.

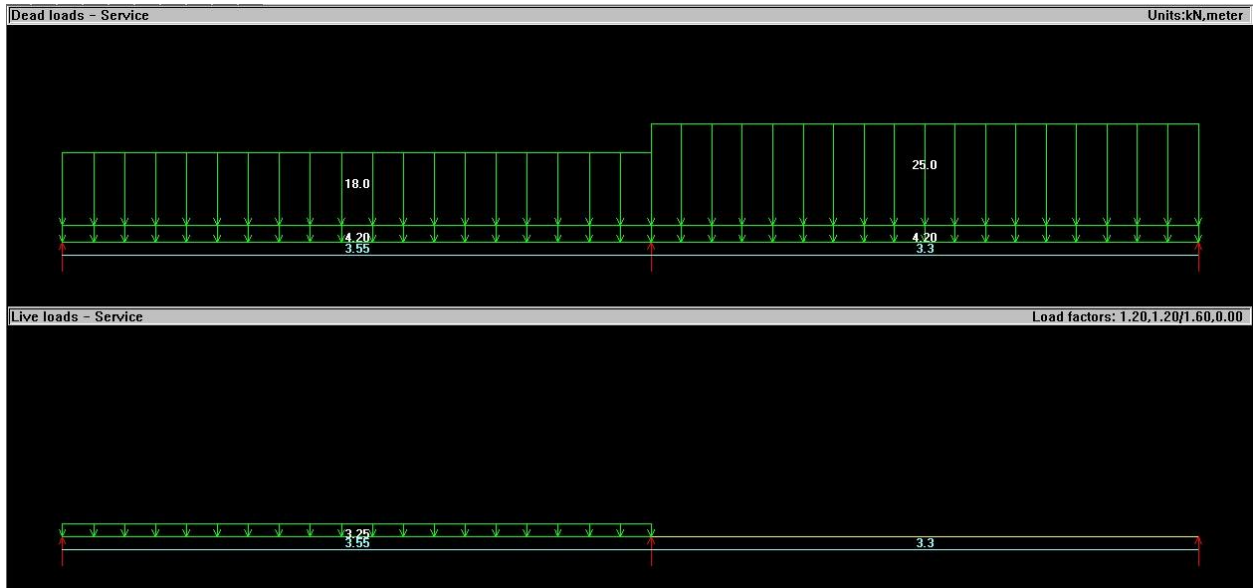


Figure (4-9) : Load of Beam

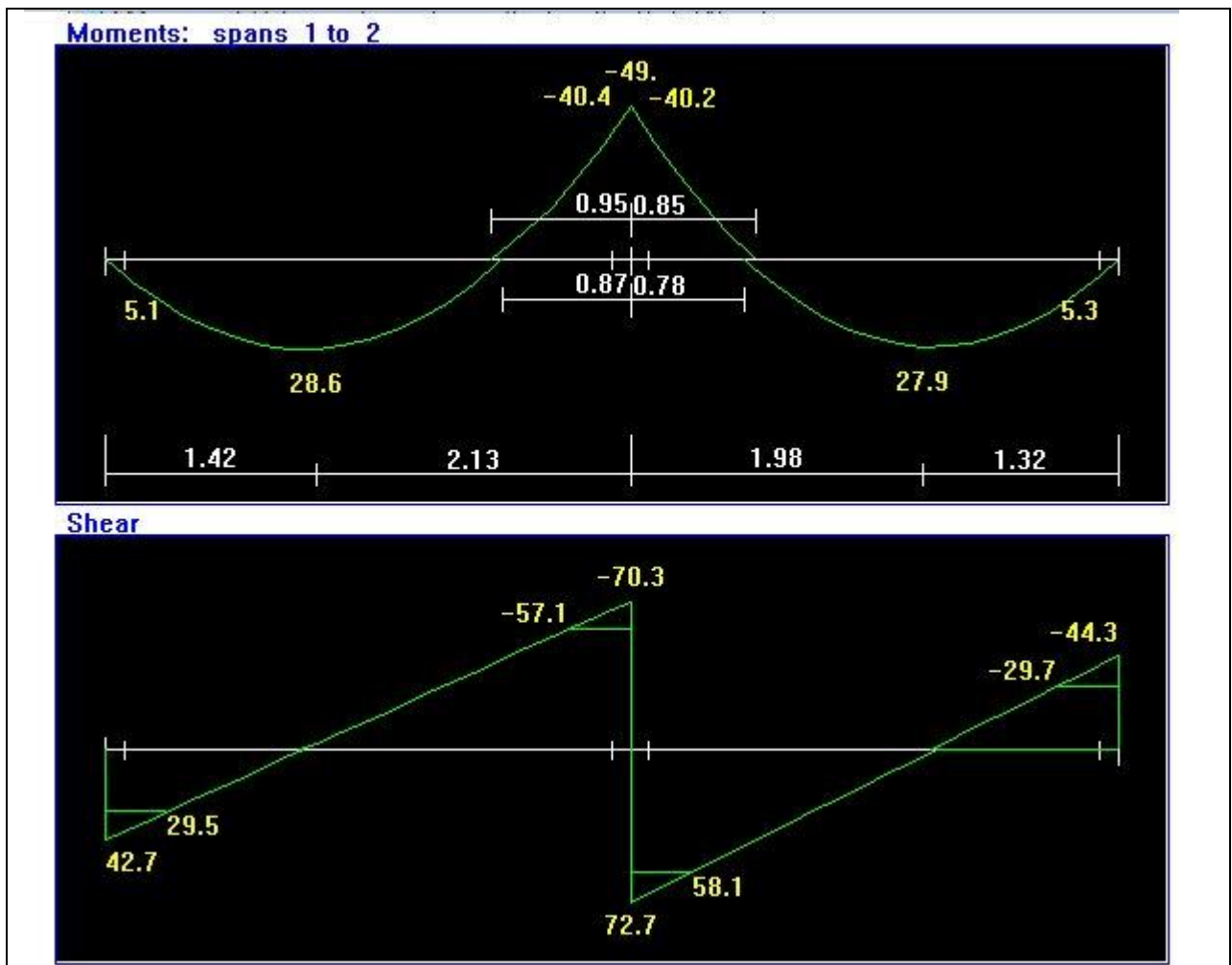


Figure (4-10) : Moment & Shear Envelope for Beam (B D10)

(4.10.1) Design of flexure:**(4.10.1.1) Design of Positive moment:**

$$b = 50 \text{ Cm.}, \quad h = 35 \text{ Cm.}$$

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 350 - 40 - 8 - \frac{14}{2} = 295 \text{ mm.}$$

$$M_u = 28.6 \text{ KN.m}$$

$$C_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 295 = 126.43 \text{ mm.}$$

$$a_{\max} = \beta_1 * C_{\max} = 0.85 * 126.43 = 107.46 \text{ mm.} \quad \text{*Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\max}} &= 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 * 24 * 500 * 107.46 * (295 - \frac{107.46}{2}) * 10^{-6} \\ &= 264.45 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

$$\text{* Note: } \epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$$

$$\rightarrow \phi M_{n_{\max}} = 0.82 * 264.45 = 216.85 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow M_u = 28.6 < \phi M_{n_{\max}} = 216.85 \text{ KN.m.}$$

\therefore Design section as singly reinforced concrete section.

Maximum positive moment $M_u^{(+)} = 28.6 \text{ KN.m.}$

$$M_n = M_u / \phi = 28.6 / 0.9 = 31.8 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{31.8 * 10^6}{500 * (295)^2} = 0.73 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.73 * 20.6}{420}} \right) = 0.0018 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.0018 * 500 * 295 = 265.5 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \leq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \\ &= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 500 * 295 \leq \frac{1.4}{420} * 500 * 295 \\ &= 430.12 \text{ mm}^2 < 491.67 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 491.67 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 265.5 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s \text{ provided} = A_{s_{\min}} = 491.67 \text{ mm}^2.$$

$$A_s \Phi 14 = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$\# \Phi 14 = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{491.67}{153.94} = 3.2 \rightarrow \# \text{ of bars} = 4 \text{ bars.}$$

$$\therefore \text{Use } 4\Phi 14 \rightarrow A_s = 4 * 153.94 = 615.75 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 491.67 \text{ mm}^2.$$

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

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$615.75 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.83 \text{ mm.}$$

$$* \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{295-29.83}{29.83} \right) = 0.027 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK} =$$

Check for bar placement

$$S_b = \frac{500 - (40 * 2) - (8 * 2) - (4 * 14)}{3} = 116 \text{ mm} > 25 \text{ mm ok}$$

∴ Use **4Φ14**

Design for moment $M_u^{(+)} = 27.9 \text{ KN.m}$

Since $M_u^{(+)} = 28.6 \text{ KN.m} > M_u^{(+)} = 27.9 \text{ KN.m}$, and we take the minimum A_s for $M_u = 28.6 \text{ KN.m}$, so we take the same for the $M_u = 27.9 \text{ KN.m}$.

∴ Use **4Φ14**

(4.10.1.2) Design of negative moment:

***Max. Negative momenton $M_u^{(-)} = 40.2 \text{ KN}$**

$\phi M_{n_{\max}} = 216.85 \text{ KN.m} > M_u = 40.2 \text{ KN.m} \rightarrow$ Singly reinforced concrete section.

$$M_n = 40.2 / \phi = 40.2 / 0.9 = 44.67 \text{ KN.m .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6 .$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{44.67 * 10^6}{500 * (295)^2} = 1.03 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.03}{420}} \right) = 0.0025$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0025 * 500 * 295 = 370.06 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \\ &= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 500 * 295 \geq \frac{1.4}{420} * 500 * 295 \\ &= 430.12 \text{ mm}^2 < 491.67 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.} \end{aligned}$$

$$A_{s_{min}} = 491.67 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 370.06 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 491.67 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ of } \Phi 14 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{491.67}{153.94} = 3.2 \rightarrow \# \text{ of bars} = 4 \text{ bars.}$$

$$\therefore \text{Use } 4\Phi 14 \rightarrow A_s = 4 * 153.94 = 615.75 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 491.67 \text{ mm}^2.$$

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

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$615.75 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.83 \text{ mm.}$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{295 - 29.83}{29.83} \right) = 0.027 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK} =$$

(4.10.2) Design of shear:

1) $V_u = 58.1 \text{ KN.}$

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 500 * 295 * 10^{-3} = 90.3 \text{ KN.}$$

→ **Check For dimensions:-**

$$\begin{aligned} \phi V_c + \left(\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d \right) &= 90.3 + \left(\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 500 * 295 * 10^{-3} \right) \\ &= 90.3 + 361.3 = 451.6 \text{ KN} > V_u = 58.1 \text{ KN.} \end{aligned}$$

∴ Dimension is big enough.

take case II :

$$0.5\phi * Vc < Vu < \phi * Vc$$

$$45.16 < 58.1 < 90.32$$

Minimum shear reinforcement is required (A_v min)

$$\begin{aligned} A_{v_{min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * b_w * d \geq \frac{1}{3} * b_w * d \\ &= \frac{\sqrt{24}}{16} * 500 * 295 * 10^{-3} \geq \frac{1}{3} * 500 * 295 \end{aligned}$$

$$= 45.16 \text{ mm}^2 < 49.17 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\text{select 2 leg } \phi 8 \dots\dots, A_v = 2 * 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} = \frac{V_{s_{min}}}{f_y * d} \Rightarrow S_{req} = \frac{100.54 * 420 * 295}{49.17 * 10^3} = 253.34 \text{ mm} > S_{max}$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{295}{2} = 147.6 \leq 600 \text{ mm}$$

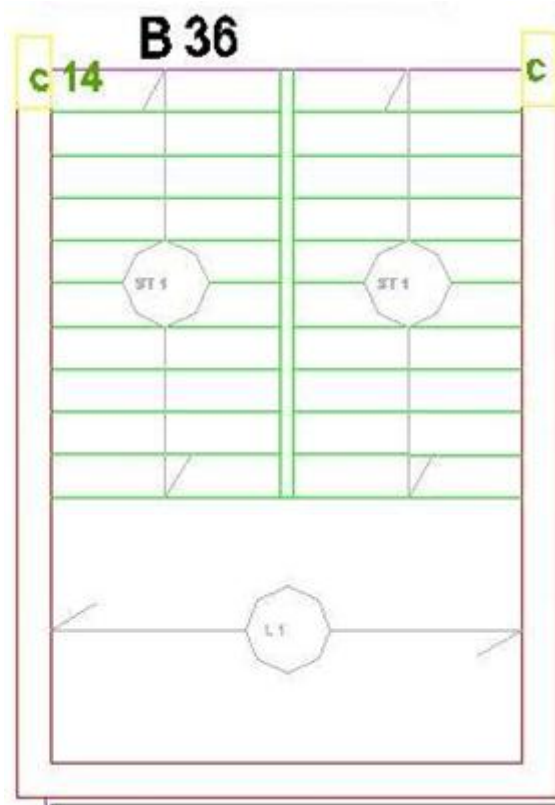
$$\text{So } S_{max} = 147.6 \text{ mm}$$

select U shap (2leg stirrups) $\phi 8$ @ 100 mm .

When $V_u = 29.7$ KN

$$V_{s_{min}} = 49.17 \text{ mm}^2$$

select U shap (2leg stirrups) $\phi 8$ @ 100 mm .

(4.11) Design of stair(ST1) :**Figure (4-11) stair plan****4.11.1 Determination of Slab Thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab):**

$$h_{req} = \frac{L}{20}$$

$$h_{req} = \frac{3.8}{20} = 0.19m = 19 \text{ cm.}$$

Take $h = 200 \text{ mm.}$

4.11.2 Load Calculations:

$$\text{The stair slope by } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{182}{300} \right) = 31.24.$$

For Flight :

Dead Load for flight:

$$\text{Tiles} = 27 \left(\frac{0.182 + 0.35}{0.3} \right) * 0.03 * 1 = 1.44 \text{KN/m}$$

$$\text{Mortar} = 22 \left(\frac{0.182 + 0.3}{0.3} \right) * 0.02 * 1 = 0.71 \text{KN/m}$$

$$\text{stair stips} = \frac{25}{0.3} \left(\frac{0.182 * 0.30}{2} \right) * 1 = 2.275 \text{KN/m}$$

$$\text{slab} = \left(\frac{25 * 0.20 * 1}{\cos 31.24} \right) = 5.85 \text{KN/m}$$

$$\text{Plaster} = 22 \left(\frac{0.03 * 1}{\cos 31.24} \right) = 0.772 \text{KN/m}$$

Total Dead Load = 11.05 KN/m.

*Live Load = 4 * 1 = 4 KN/m.*

*Total Dead Load For Flight = 1.2*11.05+ 1.6*4 = 19.66 KN/m.*

For Landing :

Dead Load For Landing:

$$\text{Tiles} = 27 * 0.03 * 1 = 0.81 \text{KN/m}$$

$$\text{Mortar} = 22 * 0.03 * 1 = 0.66 \text{KN/m}$$

$$\text{Slab} = 25 * 0.2 * 1 = 5 \text{KN/m}$$

$$\text{Plaster} = 22 * 0.03 * 1 = 0.66 \text{KN/m}$$

Total dead load for landing = 6.76 KN/m.

*Live Load = 4 * 1 = 4 KN/m.*

*Total Dead Load For landing = 1.2*6.76 + 1.6*4 = 14.512 KN/m.*

By using manual analysis

4.11.3 Design of Shear for flight:

$$A=B=\frac{19.66*3}{2} = 29.49KN$$

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement:

$$So, d=200 - 20 - \left(\frac{14}{2}\right) = 173 \text{ mm.}$$

$$Vu = 29.49 \text{ KN.}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173 * 10^{-3}}{6} = 105.94 \text{ KN/1mstrip}$$

$$Vu = 29.49 \text{ KN} < 0.5 * \phi V_c = 52.97 \text{ KN.}$$

Depth of flight is ok. Since, there is no shear Reinforcement.

4.11.4 Design of Bending Moment for Flight:

$$Mu = 29.49 * (0.925 + 1.5) * \frac{19.66 * 1.5^2}{2} = 49.4 \text{ KN.m.}$$

$$Mn \text{ req} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{49.4}{0.9} = 54.88 \text{ KN.m/m.}$$

Assume bar diameter 14 for main reinforcement.

$$d = 200 - 20 - \left(\frac{14}{2}\right) = 173 \text{ mm.}$$

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

$$R_n = \frac{54.88 * 10^6}{1000 * (173)^2} = 1.83 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{fy}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.83}{420}} \right) = 0.00457$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.00457 * 1000 * 173 = 791.04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 791.04 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 360 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 14} = \frac{791.04}{153.9} = 5.14$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.14} = 0.195 \text{ m.}$$

Use $6\phi 14 / \text{m}$ with $A_s = 925.63 \text{ mm}^2 / \text{m}$ strip OR use $\phi 14 @ 150 \text{ mm}$.

Check for spacing:

$$3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm.}$$

$$S = 450 \text{ mm.}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{0.667 * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$s = 300 \left(\frac{280}{0.667 * 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots\dots \text{control.}$$

$$s = 150 < 300 < S_{\text{max}} = 300 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Secondary Reinforcement:

For shrinkage & Temperature A_s provide equal :

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * B * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 14} = \frac{360}{153.9} = 2.4$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.4} = 0.43 \text{ m.}$$

Use $3\phi 14 / \text{m}$ with $A_s = 461.81 \text{ mm}^2 / \text{m}$ strip or $\phi 14 @ 400 \text{ mm}$.

Check for spacing:

$$5h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$S = 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ok control}$$

$$s = 400 < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

4.11.5 Design of landing:

same thickness = 20 cm.

By using manual analysis

Total Dead Load For Flight = $1.2*6.76 + 1.6*4 = 14.512 \text{ KN/m}$.

$$A=B=\frac{wl}{2} = \frac{(18.43+14.512)*3.55}{2} = 58.47 \text{ KN}$$

4.11.6 Check for Shear strength Landing:

Assume bar diameter 14 for main reinforcement.

$$d = 200 - 20 - \left(\frac{14}{2}\right) = 173 \text{ mm}.$$

Take maximum shear as the support reaction $V_u = 58.47 \text{ KN}$.

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173 * 10^{-3}}{6} = 105.94 \text{ KN}$$

$$0.5 * \phi V_c = 52.97 \text{ KN} \leq V_u = 58.47 \text{ KN} < \phi V_c = 105.94 \text{ KN}$$

Depth of flight is ok. Since, there is no shear Reinforcement

4.11.7 Design of bending moment for landing:

Calculate the maximum bending moment at mid span and the steel reinforcement

$$M_u = \frac{wl^2}{8} = \frac{(18.43+14.512)*3.55^2}{8} = 51.9 \text{ KN.m/m}$$

Assume diameter bar 14 for main reinforcement. because the bar in the landing will be placed on the top of the main reinforcement.

$$d = 200 - 20 - 14 - (14/2) = 159 \text{ mm}.$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{51.9}{0.9} = 57.67$$

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

$$R_n = \frac{57.67 * 10^6}{1000 * (159)^2} = 2.28 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.28}{420}} \right) = 0.0058$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0058 * 1000 * 159 = 922.2 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}} ..$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 14} = \frac{922.2}{153.9} = 5.99$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.99} = 0.167 \text{ m.}$$

Use 6 $\phi 14$ /m with $A_s = 923.63 \text{ mm}^2$ /m strip or $\phi 14 @ 150 \text{ mm}$.

Check for spacing:

$$3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{0.667 * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$s = 300 \left(\frac{280}{0.667 * 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots \dots \text{control.}$$

$$s = 150 < 300 < S_{\text{max}} = 300 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Secondary Reinforcement:

For shrinkage & Temperature A_s provide equal:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * B * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 14} = \frac{360}{153.9} = 2.4$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.4} = 0.43 \text{ m.}$$

Use 4 $\phi 14$ /m or 1 $\phi 14 @ 25 \text{ cm}$.

Use 3 $\phi 14$ /m with $A_s = 461 \text{ mm}^2$ /m strip or $\phi 14 @ 400 \text{ mm}$.

Check for spacing:

$$5h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$S = 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ok control}$$

$$s = 400 < S_{max} = 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

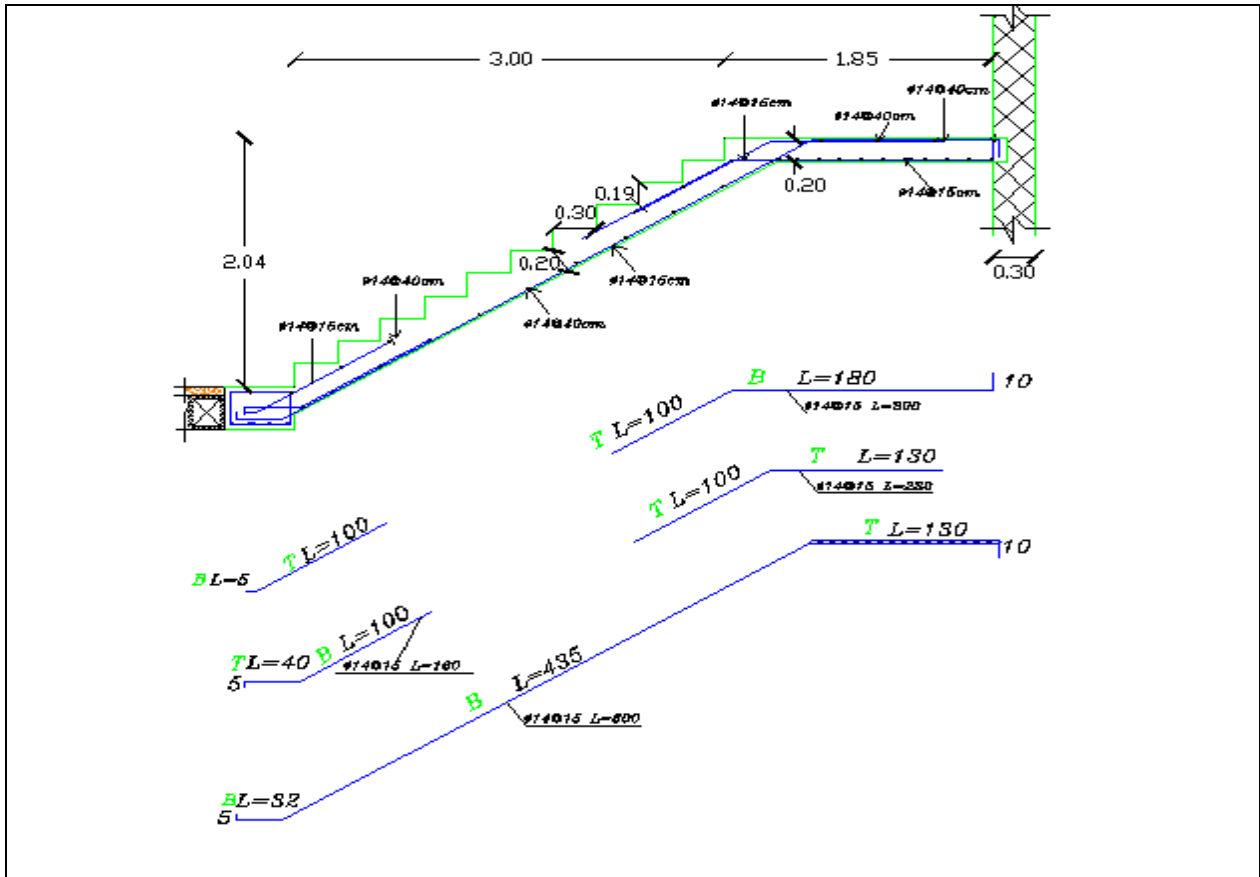


Figure (4-12) Reinforcement Detail for Stair.

(4.12) Design of Column (C F01) :

$$Pu_{factored} = 5700\text{KN.}$$

$$Pu_D = 3192\text{KN.}$$

$$Pu_L = 2508 \text{ KN.}$$

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

1- Check for slenderness:-

$$\frac{k ln}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

$$*\frac{M_1}{M_2} = 1 \text{ braced frame with } M_{min}$$

K=1 for column in nonsway frames.

$$\frac{k ln}{r} \leq 34 - 12 = 22 \leq 40$$

$$\frac{k ln}{r_x} = \frac{1*3.65}{0.3*0.5} = 24.33 > 22 \text{ long column for bending about x-axis}$$

$$\frac{k ln}{r_y} = \frac{1*3.65}{0.3*0.7} = 17.4 < 22 \text{ short column for bending about y-axis}$$

2- Calculate the minimum eccentricity e_{min} and the minimum moment M_{min}

$$e_{min} = (15 + 0.03h) = 15 + 0.03*500 = 30 \text{ mm}$$

$$Pu_{factored} = 5700\text{KN.}$$

$$M_{min} = Pu * e_{min} = 5700 * \frac{30}{1000} = 171 \text{ KN.m}$$

3- Compute EI

$$Ec = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{28} = 24870 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{700 * 500^3}{12} = 7.3 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 D (\text{sustained})}{1.2D + 1.6L} = \frac{3192}{5700} = 0.56$$

$$EI = \frac{0.4Ec Ig}{1+\beta_{dns}} = \frac{0.4*24870*7.3}{1+0.56} = 46551.7 \text{ KN.m}^2$$

4- Determine the Euler buckling load, P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_n)^2} = \frac{\pi^2 * 46551.7}{(1 * 3.65)^2} = 34487 \text{ KN}$$

5- Calculate the moment magnifier factor δ_{ns} :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 * 1 = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{5700}{0.75*34487}} = 1.28$$

1.75 > 1.28 > 1ok

The magnified eccentricity and moment:

$$e = e_{min} * \delta_{ns} = 30 * 1.28 = 38.5 \text{ mm}$$

$$M_c = \delta_{ns} * M_2 = 1.31 * 171 = 218.8 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_{min} = 171 \text{ KN.m}$$

6- Select column reinforcement

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{e}{h} = \frac{38.5}{500} = 0.08$$

Compute ratio γ

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{500 - 2 * 40 - 2 * 10 - 22}{500} = 0.75$$

$$h = 700 \quad b = 500$$

$$\frac{\phi P_n}{A_y} = \frac{P_n}{A_y} = \frac{5700 * 10^3}{700 * 500} = 16.3 * 0.145 = 2.4$$

$$\rho_g = 0.021 > \rho_{min} = 0.01$$

∴ select reinforcement

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.021 * 700 * 500 = 7350 \text{ mm}^2$$

$$A_s \emptyset 22 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_s \emptyset 22} = 19.31$$

$$\text{Use } 20 \emptyset 22 \quad A_s = 7602 > 7350 \text{ mm}^2 \text{ ok}$$

20∅22

Design of ties

Use ties ∅10 with spacing of ties shall not exceed

- 1) 48 times the tie diameter , $48d_s = 48 * 10 = 480 \text{ mm}$
- 2) 16 times the longitudinal bar diameter $16d_b = 16 * 22 = 352 \text{ mm}$ control
- 3) The lest dimension of column =500 mm

Use ties ∅10@ 300 mm

1-Check for clear spacing between longitudinal bars

$$\text{Clear spacing} = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 22 * 5}{4} = 72.5 > 40 \text{ mm}$$

$$72.5 > 1.5 * 22 = 33$$

2- gross reinforcement ratio

$$0.01 < \rho_g = 0.021 < 0.08 \dots \dots \dots \text{ok}$$

3-Arrang of ties $72.5 < 150 \text{ mm}$

(4.13) Design of footing:

$$P_u = 1500 \text{ KN} \dots f'_c = 28 \text{ Mpa}$$

Calculate the weight of footing, soil and the surcharge floor load

$$h_{\text{footing}} = 40 \text{ cm}$$

$$W_{\text{footing}} = 0.4 * 25 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Weight soil} = 0.7 * 18 = 12.6 \text{ KN/m}^2$$

Total surcharge load on foundation

$$W = 10 + 12.6 + 5 = 27.6 \text{ KN/m}^2$$

- **net soil pressure, $q_{a_{net}}$:**

$$q_{a_{net}} = 500 - 27.6 = 472.4 \text{ KN/m}^2$$

$$P_n = \frac{1500}{1.4} = 1071.43 \text{ KN}$$

$$A = \frac{1071.43}{472.4} = 2.27$$

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{2.27} = 1.5$$

$$\therefore 1.7 > 1.5 \text{ ok}$$

$$\therefore 1.9 > 1.5 \text{ ok}$$

- **Depth of footing**

$$P_u = 1500 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{1500}{1.9 * 1.7} = 464.4 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = q_u * b \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) = 464.4 * 1.7 \left(\frac{1.9}{2} - \frac{0.5}{2} - d \right)$$

$$V_u = 552.64 - 789.48 d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1700 * d = 1499.26 d$$

$$\phi V_c = V_u \dots \dots \dots \phi = 0.75$$

$$0.75 * 1499.26 = 1124.44$$

$$1124.44d = 552.64 - 789.48 d$$

$$d = 0.289m$$

assume cover 50mm and steel bar $\phi 12$

$$h = 289 + 50 + 12 = 351mm$$

take $h = 400mm$

$$d = 400 - 50 - 12 = 338mm$$

- Punching shear

$$\text{Let } V_u = \phi V_c$$

$$V_u = 464.4(1.9 * 1.7 - 0.638 * 0.838)$$

$$V_u = 1252 KN$$

$$B = \frac{500}{300} = 1.67$$

$$b_o = 2 * 63.8 + 2 * 83.8 = 2.925m$$

$$\alpha_s = 40 - \text{interior}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.67}\right) = 0.37$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) = \frac{1}{12} \left(\frac{30 * 0.338}{2.95} + 2\right) = 0.45$$

$$V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{3} = 0.333 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{Take } V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d = \frac{1}{3} * \sqrt{28} * 2952 * 338 * 10^{-3} = 1760 KN$$

$$\phi V_c = 0.75 * 1760 = 1320 KN$$

$$\phi V_c = 1320 > V_u = 1252KN \dots \dots \dots ok$$

- Design flexure in long direction

$$b = 1.9\text{m} \quad h = 400\text{mm} \quad d = 400 - 50 - \frac{12}{2} = 344\text{mm}$$

$$M_u = 464.4 * \frac{1.9 * 0.7^2}{2} = 216.18 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b * d^2} = \frac{216.18 * 10^6}{0.9 * 1900 * (344)^2} = 1.068 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.065}{420}} \right) = 0.0026$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0026 * 1900 * 344 = 1701.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1900 * 400 = 1368 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1368 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 1701.1 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1701.1 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar} \phi 12} = \frac{1701.1}{113.1} = 15$$

∴ Use **15Φ12**

$$S = \frac{1900 - 50 * 2 - 15 * 12}{14} = 115.7 \text{ mm}$$

Step S is the smallest of

- 1- $3h = 3 * 400 = 1200 \text{ mm}$
- 2- 450.....control

$$S = 115.7 < S_{max} = 450 \dots \dots \dots ok$$

Check of strain

$$a = \frac{A_s A_f}{0.85 f'_c b} = \frac{1702 * 420}{0.85 * 28 * 1900} = 15.76$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{15.76}{0.85} = 18.5$$

$$\epsilon = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{344-18.5}{18.5} \right) = 0.052 > 0.005 \dots \dots \dots ok$$

- Design flexure for short direction:

Take steel bare of $\Phi 12$

$$b = 1700 \text{ mm} \quad h = 400 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 50 - 12 - \frac{12}{2} = 332 \text{ mm}$$

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$M_u = 464.4 * \frac{1.7 * 0.7^2}{2} = 193.4 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b * d^2} = \frac{193.4 * 10^6}{0.9 * 1700 * (332)^2} = 1.15 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.15 * 17.65}{420}} \right) = 0.00281$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00281 * 1700 * 332 = 1584 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1700 * 400 = 1224 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1224 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 1584 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1584 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar \Phi 12}} = \frac{1584}{113.1} = 14$$

$$\therefore \text{Use } 14\Phi 12 \text{ with } A_s = 1584.1 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{1700 - 50 * 2 - 14 * 12}{13} = 110.15 \text{ mm}$$

$$S = 110.15 < S_{max} = 450 \dots \dots \dots ok$$

الفصل الخامس - النتائج و التوصيات

١-٥ النتائج

٢-٥ التوصيات

٣-٥ المراجع

(١-٥) النتائج:-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بزیده هذا البحث من خلال نتائج

تتمثل فيما يلي:-

- (١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
- (٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
- (٣) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

(٢-٥) التوصيات:-

- (١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائيًا ومعماريًا.
- (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) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

(٣-٥) قائمة المصادر والمراجع :-

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.
٣. واكد، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية**، دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع، جمهورية مصر العربية، ٢٠٠١ م .
4. ACI Committee 318 (2014), **ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
5. D. Fanella, I. Alsamsam, "**The Design of Concrete Floor Systems**", PCA Professional Development Series, 2005.
6. Nawy, Edward, **Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition)**, 2009.

الملاحق

Attachments

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	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

**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	$l/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$l/360$
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) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$l/240^{\S}$

* 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

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع	الاستعمال	نوع المبنى	
			خاص	عام
2.7	3.0	غرف التدريس.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	تابع المباني التعليمية وماشابهها.
4.5	2.5	غرف المطالعة دون مستودع كتب.		
4.5	4.0	غرف المطالعة بمستودع كتب.		
1.8	2.0	قاعات المعاهد.		
4.5	2.0	غرف الأشعة والعمليات والخدمات.		
1.8	2.0	غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.		
-	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	المقصورات.		

د

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع كن/م ²	الاستعمال الاشغال	نوع المبنى	
			خاص	عام
7.0	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	تابع المباني التعليمية وماشبهها.
7.0	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	غرف تكديس الكتب.		
9.0	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	مستودعات القرطاسية.		
4.5	5.0	الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.		
9.0	5.0	غرف وقاعات التدريب.		
3.6	5.0	قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.		
4.5	3.0	المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.		
2.7	3.0	الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.		

كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبياردو.	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	المباني التعليمية وماشبهها
كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.		