

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ "دائرة السير" في مدينة الخليل

فلسطين-الخليل

فريق العمل

تيسير صلاح الدين سيد أحمد

أمير عزمي الزرو

عزات محمد عز الدين إمريش

رؤى يوسف سعيقان

إشراف

الدكتور بلال المصري

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ " مبنى دائرة السير " في مدينة الخليل

فريق العمل

تيسير صلاح الدين سيد أحمد
عزات محمد عز الدين إمريش

أمير عزمي الزرو
رؤى يوسف سعيقان

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

توقيع رئيس الدائرة
د. فيضي شبانة

توقيع مشرف المشروع
د. بلال المصري

كانون ثاني-2017

الإهداء

إلى من هو قدوة في كل الخطوات دون استثناء ، الذي زرع الحُلم في النفس والفكرة في الروح ،

إلى ذلك السند الذي اتكأنا عليه طيلة أيامنا كلها

إلى الفخر الذي لم يخذلنا يوماً ، إلى آبائنا

إلى صانعة الأمة إلى التي سهرت وبكت وتعبت إلى التي وقفت بروحها ودعائها معنا

إلى أمهاتنا اللاتي كنّ وراء كل إنجازاتنا

إلى الذين يؤمنون بنا ونؤمن بهم

إلى اللذين يفخرون بنا وبما نصنع

إلى من وقفوا وقفة عز وشموخ وانتصار في وجه كل عدو غاشم

إلى البلاد التي تنبض بنا نحن أنفسنا ،، البلاد التي نحب والتي نسعى لأن تكون أزهى البلاد كلها

إلى شموع العلم التي تحترق لتضيء للآخرين طريقهم

إلى كل من علمنا حرفاً وأهدانا فكرة

إليهم جميعاً.

فريق العمل

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمدًا لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل الدكتور الفاضل بلال المصري المشرف والموجه والمعلم، الذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زميلاتنا وزملائنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسنا بمتعة البحث , ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبائنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مبنى دائرة السير " في مدينة الخليل.

فريق العمل

أمير عزمي الزرو تيسير صلاح الدين سيد أحمد

رؤى يوسف أبو اسعيفان عزات محمد عز الدين إمریش

إشراف :

د. بلال المصري .

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها من عقدات ، جسور، أعمدة ، أساسات ، جدران ، جمالونات ، وغيرها من العناصر الإنشائية.

بداية ، يتكون المشروع من مبنيين خرسانيين وجمالونين ، بالنسبة لـ المبنى الخرساني الاول يتكون من أربعة طوابق و المبنى الثاني يتكون من طابقين ، حيث تحتوي المباني على مرافق تتلائم مع احتياجات دائرة السير وفق المتطلبات العصرية الملائمة.التوزيع المعماري لهذه المرافق يتميز بالتنوع و الشمول مما جعلنا أكثر معرفة في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية المختلفة .

بالإضافة إلى ما يحتويه المشروع من عدة مراحل ، تتمثل بـ التدقيق المعماري للمخططات ، من ثم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة ، جسور، وعقدات. بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري للمشروع . يتبع ذلك مرحلة التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية باستخدام بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية أما في تحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ، بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI 318-08). لا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Office2010, Autocad2014, ETABS 2015 , Atir12, وغيرها.

والله ولي التوفيق.

Abstract

The Structural Design of “Ministry of Transportation” in Hebron City

Team Work:

**Ameer Azmi Al-Zaro
Rua Yousef Abo Seefan**

**Tayseer Salah Aldeen Sayed Ahmad
Izzat Mohammed Imraish**

**Supervisor:
Dr. Bilal Al-Masri**

The aim of this project is to design the structural elements of all buildings. These buildings consist of concrete and steel works that contains slabs, beams, columns, foundations walls and trusses.

The project consists of two concrete building and two trusses. The first concrete building consists of four stories and the second one consists of two stories. The buildings contain facilities that is designed to suit the needs of the ministry according to the appropriate modern requirements.

Moreover, the designing of the project consists of many stages, which is represented by examining the architectural sketches, choosing different kinds of structural elements such as columns, beams and slabs that is not in contraction with the architectural design. After that comes the stage of designing the structural elements by using computer programs and then displaying the results as executive sketches.

There are many codes used in this project. Jordanian Building Code is used to determine live loads. Uniform Building Code (UBC-97) is used to determine seismic loads. In Addition, the American Concrete Institute’s code (ACI 318-14) is used for structural analysis and designing sections.

The computer programs that has been used in designing the project are AutoCAD 2014, Atir 12, ETABS 2015, office 2010 and others.

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية
I	تقرير مقدمة مشروع التخرج
II	تقييم مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	فهرس الجداول
XI	فهرس الأشكال
XI	List of Figures
XI	List of Abbreviations

1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	وصف عام المشروع	2-1
3	أسباب اختيار المشروع	3-1
3	أهداف المشروع	4-1
4	مشكلة المشروع	5-1
4	المسلمات	6-1
4	فصول المشروع	7-1
5	الجدول الزمني للمشروع	8-1

5	الوصف المعماري	الفصل الثاني
6	مقدمة	1-2
7	لمحة عامة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	3-2
8	أهمية الموقع	1-3-2
9	حركة الشمس والرياح	2-3-2
9	الرطوبة	3-3-2
10	العناصر المعمارية	4-3-2
10	وصف طوابق المشروع	4-2
10	طابق التسوية	1-4-2
11	الطابق الأرضي	2-4-2
11	الطابق الأول	3-4-2
12	الطابق الثاني	4-4-2
13	الطابق الأرضي	5-4-2
14	الطابق الأول	6-4-2
15	وصف واجهات المشروع	5-2
16	الواجهة الشمالية	1-5-2
16	الواجهة الجنوبية	2-5-2
17	الواجهة الشرقية	3-5-2
17	الواجهة الغربية	4-5-2
18	الواجهة الشمالية	5-5-2
18	الواجهة الجنوبية	6-5-2
19	الواجهة الغربية	7-5-2
19	الواجهة الشرقية	8-5-2
20	وصف الحركة	6-2
20	مقاطع المبنى الأول	1-6-2
21	مقاطع المبنى الثاني	2-6-2
21	وصف المداخل	7-2

20	الوصف الانشائي	الفصل الثالث
21	مقدمة	1-3
21	الهدف من التصميم الانشائي	2-3
21	مراحل التصميم الانشائي	3-3
21	الأحمال	4-3
21	الأحمال الميتة	1-4-3
22	الأحمال الحية	2-4-3
22	الأحمال البيئية	3-4-3
22	أحمال الرياح	1-3-4-3
23	أحمال الثلوج	2-3-4-3
23	أحمال الزلازل	3-3-4-3
24	الاختبارات العملية	5-3
24	العناصر الانشائية	6-3
24	العقدات	1-6-3
24	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	1-1-6-3
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	2-1-6-3
26	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	3-1-6-3
26	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	4-1-6-3
27	الأدراج	2-6-3
27	الجسور	3-6-3
28	الأعمدة	4-6-3
29	جدران القص	5-6-3
29	جدران التسوية	6-6-3
39	Bssement wall جدران البدروم	7-6-3
30	الأساسات	8-6-3
30	فواصل التمدد	7-3
31	Truss	8-3
32	النظام الميكانيكي للمبنى	9-3
32	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	10-3

Chapter 4	Structural Analysis and Design	33
4-1	Introduction	34
4-2	Design Method and Requirements	34
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	35
4-4	Design of Topping	36
4-5	Design of One Way Rib Slab	38
4-6	Design of Beam	45
4-7	Design of two way Ribbed Slab	56
4-8	Design of One way Solid Slab	66
4-9	Design of Two way Solid Slab	71
4-10	Design of Stair	76
4-11	Design of column	81
4-12	Design of Shear wall	83
4-13	Design of footing	87
4-14	Design of Steel Truss	93

63	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
64	مقدمة	1-5
64	النتائج	2-5
65	التوصيات	3-5

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
5	الجدول الزمني للمشروع	جدول (1-1)
23	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
24	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (2-3)
24	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5	جدول (3-3)

25	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (3-4)
35	Check of Minimum Thickness of Structural Member	جدول (1-4)
36	Dead Load Calculation of Topping	جدول (2-4)
39	Dead Load Calculation of Rib (R 14)	جدول (3-4)
45	Table Dead Load Calculations for Beam(BG28)	جدول (4-4)
57	Table of two way rib calculation.	جدول (5-4)
67	Dead Load Calculation of Solid Slab.	جدول (6-4)
72	calculation of the two way solid Dead load	جدول (7-4)
77	Dead Load Calculation of Flight.	جدول (8-4)
93	Table sheet Metal For 2&3 spans.	جدول (9-4)
94	Shows (type, Weight , support load)	جدول (10-4)
97	Vertical Member force	جدول (11-4)
97	Diagonal member force	جدول (12-4)
97	Top member force	جدول (13-4)
98	Bottom Member force	جدول (14-4)

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
8	الموقع العام لقطعة الأرض	الشكل (1-2)
9	حركة الشمس والرياح	الشكل (2-2)
11	المسقط الأفقي لطابق التسوية	الشكل (3-2)
11	مسقط الطابق الأرضي	الشكل (4-2)
11	مسقط الطابق الأول	الشكل (5-2)
12	مسقط الطابق الثاني	الشكل (6-2)
13	الطابق الأرضي - المبنى الثاني	الشكل (7-2)
13	الطابق الأول - المبنى الثاني	الشكل (8-2)
14	الواجهة الشمالية للمبنى الأول	الشكل (9-2)
14	الواجهة الجنوبية للمبنى الأول	الشكل (10-2)

15	الواجهة الشرقية للمبنى الأول	الشكل (11-2)
15	الواجهة الغربية للمبنى الأول	الشكل (12-2)
16	الواجهة الشمالية للمبنى الثاني	الشكل (13-2)
16	الواجهة الجنوبية للمبنى الثاني	الشكل (14-2)
17	الواجهة الغربية للمبنى الثاني	الشكل (15-2)
17	الواجهة الشرقية للمبنى الثاني	الشكل (16-2)
18	المبنى الأول Section A-A	الشكل (17-2)
18	المبنى الأول Section B-B	الشكل (18-2)
19	المبنى الثاني Section A-A	الشكل (19-2)
19	المبنى الثاني Section B-B	الشكل (20-2)
24	توزيع الأحمال في العناصر الإنشائية	الشكل (1-3)
25	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	الشكل (2-3)
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	الشكل (3-3)
26	عقدات مصمته ذات الاتجاه واحد	الشكل (4-3)
26	عقدات مصمته ذات الاتجاهين	الشكل (5-3)
27	الادراج	الشكل (6-3)
28	الجسور	الشكل (7-3)
28	الأعمدة	الشكل (8-3)
29	جدران القص	الشكل (9-3)
29	جدران التسوية	الشكل (10-3)
30	الاساسات	الشكل (11-3)
30	فاصل تمدد	الشكل (12-3)
31	Truss	الشكل (13-3)

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load	36
4-2	One Way Rib Slab (RG14)	38
4-3	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (RG14)	41
4-4	BG28	46
4-5	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (BG28)	47
4-6	Stair Plan.	76
4-7	Stair Section.	77
4-8	Stair Reinforcement.	81
4-9	Column section and Reinforcement	82
4-10	Shear force and moment – Etabs–	83
4-11	Foot Plan	87
4-12	Foot Reinforcement Details.	92
4-13	Section of steel truss.	93
4-14	Cross section of sheet metal	93
4-15	Moment envelope for purlins	95
4-16	Shear envelope for purlins	96
4-17	Truss system	97
4-18	Weld between vertical member& gusset plate .	101
4-19	Weld between diagonal member & gusset plate	101
4-20	Weld between gusset plate and bottom member	103
4-21	System and loading	104
4-22	Steel truss column system	104
4-23	Steel truss column design	105
4-24	Steel Plan foundation	106
4-25	Reinforcement of Foundation Steel	106

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s'** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b_w** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c'** = compression strength of concrete .
- **f_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c** = compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s** = strain of tension steel.
- **ε'_s** = strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area.

الفصل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة.

2-1 وصف عام للمشروع.

3-1 أسباب اختيار المشروع.

4-1 أهداف المشروع.

5-1 مشكلة المشروع.

6-1 المسلمات.

7-1 فصول المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع.

1-1 مقدمة

جاءت فكرة البناء من الانسان الذي حاول تطوير أساليب الحياة لديه للتكيف مع البيئة ، حيث قام باستغلال المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى .

اتجه الانسان لاستجابته متطلبات التطور والتقدم بالجوء إلى الأبنية المتخصصة في مجالات الحياة كافة ، فجعل لكل حاجة مبنى خاص بها يلاءم الوظيفة المرجوة من خلاله .

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الاقتصادي 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.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنيين متعددة الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى دائرة السير في مدينة الخليل .

2-1 وصف عام للمشروع

المشروع عبارة عن دائرة السير الواقعة في مدينة الخليل، تتكون الدائرة من مبنيين وجمالونين ، على مساحة قطعة أرض 2556 متر مربع، ومساحة البناء الكلية لجميع الطوابق 8353 متر مربع، موزعة على أربعة كتل مكونة من مبنى يتكون من 4 طوابق و المبنى الثاني يتكون من طابقين على النحو التالي :-

1. المبنى الأول ممثلاً بـ :
طابق التسوية مساحته 3410 م² , الطابق الأرضي ومساحته 1250 م² ، الطابق الأول 1330 م²
و طابق الروف 520 م² .
2. المبنى الثاني ممثلاً بـ :
الطابق الأرضي ومساحته 726 م² و الطابق الأول ومساحته 710 م² .
3. الجمالون الأول ومساحته 325 م² .
4. الجمالون الثاني ومساحته 52 م² .

3-1 أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث، بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي: -

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع: -

1. المبنى القائم صغير ، لا يغطي حجم المركبات ومضى عليه سنوات .
2. حيوية المنطقة.
3. سهولة الوصول إلى الموقع.
4. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

الأسباب الشخصية: -

1. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً.
2. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة والاقتصاد.

4-1 أهداف المشروع

1- أهداف معمارية: -

مثل هذه المشاريع تلفت نظر وانتباه المواطنين وتشجعهم على زيارتها لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثاً تاريخياً من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات .

أهداف إنشائية:-

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.
4. وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

5-1 مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة له ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والجسور والأعمدة والجدران والاساسات الخ، وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

6-1 المسلمات

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، وسوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI-318-08) والكود الأردني للأحمال الحية.

7-1 فصول المشروع

يتكون المشروع من خمس فصول على النحو التالي: -

- الفصل الأول: - المقدمة.
- الفصل الثاني: - الوصف المعماري.
- الفصل الثالث: - الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع: - التحليل والتصميم الإنشائي.
- الفصل الخامس: - النتائج والتوصيات.

8-1 الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال فصلين دراسيين.

الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع	■															
دراسة المخططات المعمارية	■															
دراسة المبنى انشائيا		■	■													
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع						■	■	■								
التصميم الانشائي للمشروع						■	■	■								
اعداد المخططات							■	■								
كتابة المقدمة							■	■								
عرض المقدمة									■	■						
التحليل الانشائي											■	■	■	■		
التصميم الانشائي												■	■			
اعداد المخططات													■	■		
عرض المشروع																■

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1-2 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف طوابق المشروع.

5-2 وصف واجهات المشروع.

6-2 وصف الحركة.

7-2 المداخل.

1-2 مقدمة

إن الانسان يمتلك مواهب كثيرة ومن أهمها أنه قادراً وبشكل ليس له مثيل على استغلال الطبيعة ، فهو الذي أوجد العلوم الهندسية التي تتكون من علوم شتى وأجملها العمارة التي تعتبر هي الموضوع الأبرز ، كما أنه أوجد بيئة جديدة تحقق الرفاهية والانسجام .

إن المفهوم المعماري لا يهتم بشكل المبنى فحسب بل يتجاوز ذلك ليحقق الغرض المرجو منه ، حيث تتنوع المظاهر المعمارية وتتباين من مبنى لآخر ، فالمبنى المعماري أياً كان يجب أن يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً والتي تتمثل بالجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى إضافة إلى الوظيفة التي وُجد من أجلها .

يبدأ تصميم أي مبنى بمرحلة التصميم المعماري التي تتمثل في تحديد شكل المبنى، بأن يكون محققاً للوظائف والمتطلبات المراد تحقيقها ، حيث يتم القيام بتوزيع المرافق وتوزيع مواقع الأعمدة والمحاور ، إضافة إلى ذلك يتم دراسة أمور أخرى تشمل الإنارة ، التهوية ، الحركة، التنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

بعد أن يتم انهاء التصميم الخاص بالشكل الخارجي يتم الانتقال إلى تصميم العناصر الانشائية من أبعاد وتوزيع وحساب الأحمال المؤثرة من أعلى نقطة وصولاً إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة .

جاءت فكرة تصميم دائرة السير نظراً لقدم المبنى الحالي القائم وأيضاً ازدياد حجم السيارات المستخدمة في السوق التي بحاجة للتسجيل القانوني والفحوص التي تتم عن طريق هذه الدائرة الحكومية ، حيث أن التصميم يراعي الشكل المعماري والوظيفة المرجو من أجلها .

2-2 لمحة عامة عن المشروع

تتمثل فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى دائرة السير التي تقع في مدينة الخليل والذي يمتاز بشكل معماري جميل جداً إضافة إلى ذلك أنه يحقق الهدف المراد تصميمه من أجله .

حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من طالبة كلية الهندسة -تخصص هندسة معمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، وذلك كي نقوم بأعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية والذي قاما بإعداده الطالبان منقذ شاور و سائد جرار تحت إشراف الأستاذ " حسين الرجبي " . تبلغ المساحة الإجمالية للمبنى حوالي 8353 متر مربع، موزعة على أربعة كتل مكونة من مبنيين وجمالونين على النحو التالي: -

1- المبنى الأول ممثلاً بـ :

طابق التسوية مساحته 3410 م² , الطابق الأرضي ومساحته 1250 م² ، الطابق الأول 1330 م² و طابق الروف 520 م² .

2- المبنى الثاني ممثلاً بـ :

الطابق الأرضي ومساحته 726 م² و الطابق الأول ومساحته 710 م² .

3- الجمالون الأول ومساحته 325 م² .

4- الجمالون الثاني ومساحته 52 م² .

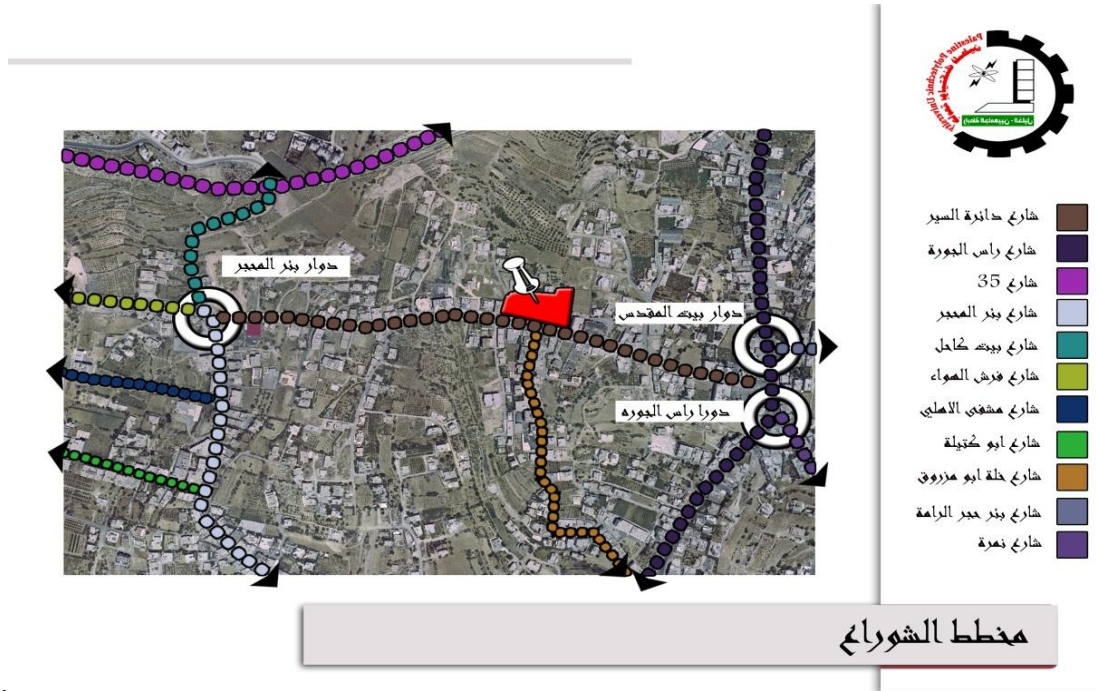
تتنوع فيه الخدمات الوظيفية بشكل يتناسب مع الحاجة المرجوة من التصميم.

3-2 موقع المشروع

بداية ، حتى تتمكن من تصميم أي مشروع يجب أن يتم ملاحظة الموقع من كافة الجوانب ودراسة الموقع الجغرافي وما يؤثر عليه .

وعليه فإنه يجب الحديث عن موقع البناء المقترح من نواحي عدة ، توضيح مقاسات الأرض وعلاقتها بالمحيط بها من شوارع وخدمات ، بالإضافة إلى المباني المحيطة واتجاه الرياح ومسار الشمس .

يقع هذا المشروع المقترح على أرض في منطقة شارع بمدينة الخليل، كما هو موضح في الشكل (1-2)، وترتفع قطعة الأرض 1005 متر عن سطح البحر، كما وتعتبر هذه المنطقة ملائمة للبناء باحتوائها على كافة المرافق ووصول الخدمات إليها من طرق ، كهرباء ، اتصالات وغيرها .



الشكل (1-2): الموقع العام لقطعة الأرض.

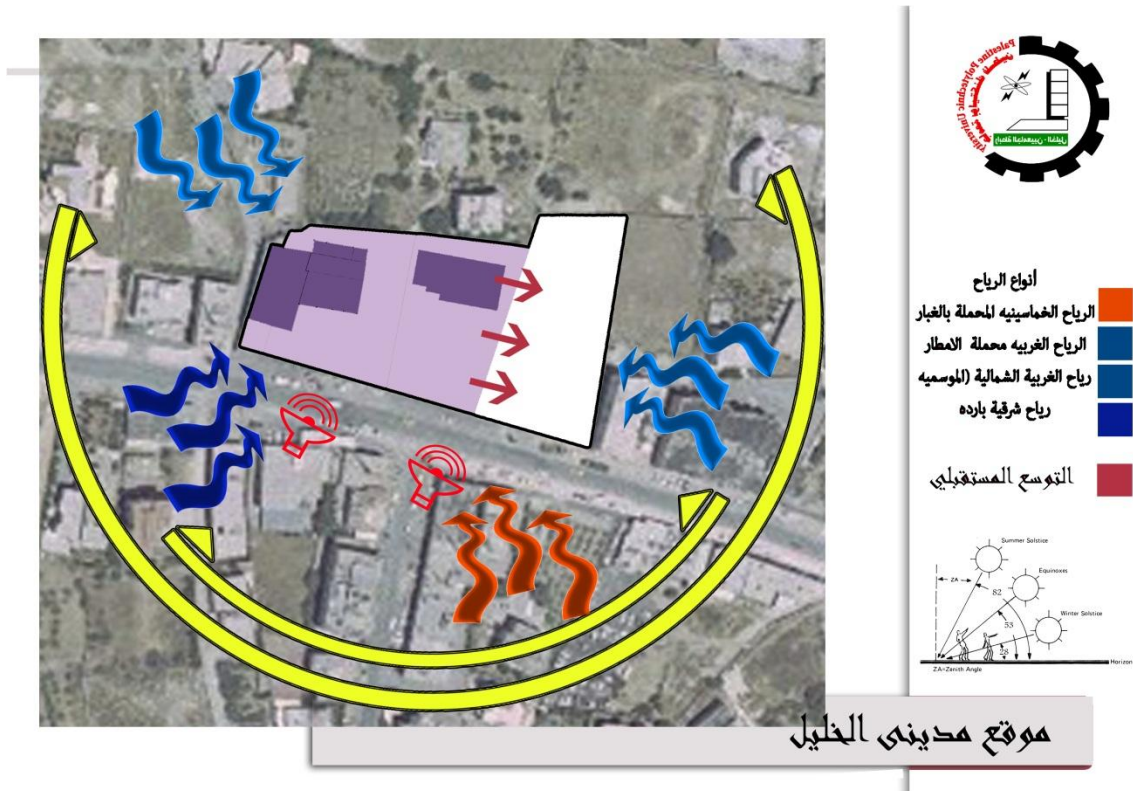
1-3-2 أهمية الموقع: -

تمتاز مدينة الخليل بموقعها الجغرافي الذي يجعلها تعتبر مركزا اقتصاديا مزدهراً ، لذلك تحتاج المدينة لمنبى يلائم ازدياد حجم المركبات التي تحتاج للفحص والترخيص .

2-3-2 حركة الشمس والرياح: -

تعتبر مدينة الخليل من المناطق المرتفعة التي تتراكم عليها الثلوج وتتنخفض درجة الحرارة شتاءً فهي تتعرض للرياح الشمالية الغربية الباردة والجافة ، أيضا تتمتع بتيارات هوائية دافئة صيفا ، كما يحدث تصادم ما بين الرياح القادمة من الشرق مع تلك التي تأتي من الغرب ، فتصبح أكثر انسجاماً وتضفي مناخاً معتدلاً .

كل تصميم معماري يكون محكوماً بتأثير الشمس على المبنى واتجاهها واتجاه الرياح ، فالشمس تمتلك طاقة هائلة للتدفئة في أيام البرد ، الأمر الذي يخفف استخدام الطاقات الأخرى في التدفئة بل يقلل منها ، وعليه فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح في تصميم المبنى والشروط التي تتعلق بالتهوية والاضاءة الطبيعية .



الشكل (2-2): حركة الشمس والرياح.

3-3-2 الرطوبة: -

يمتاز مناخ مدينة الخليل بأنه معتدل فهو حار صيفاً وماطر شتاءً حيث تتفاوت كمية الأمطار سنوياً ما بين (400-600) ملم .

4-3-2 العناصر المعمارية: -

تتباين العناصر المعمارية المستخدمة في مدينة الخليل نظراً لاختلاف طبيعة التضاريس ، أيضاً نشاط المدينة الاقتصادي صناعياً وتجارياً الذي أدى إلى التنوع المعماري .

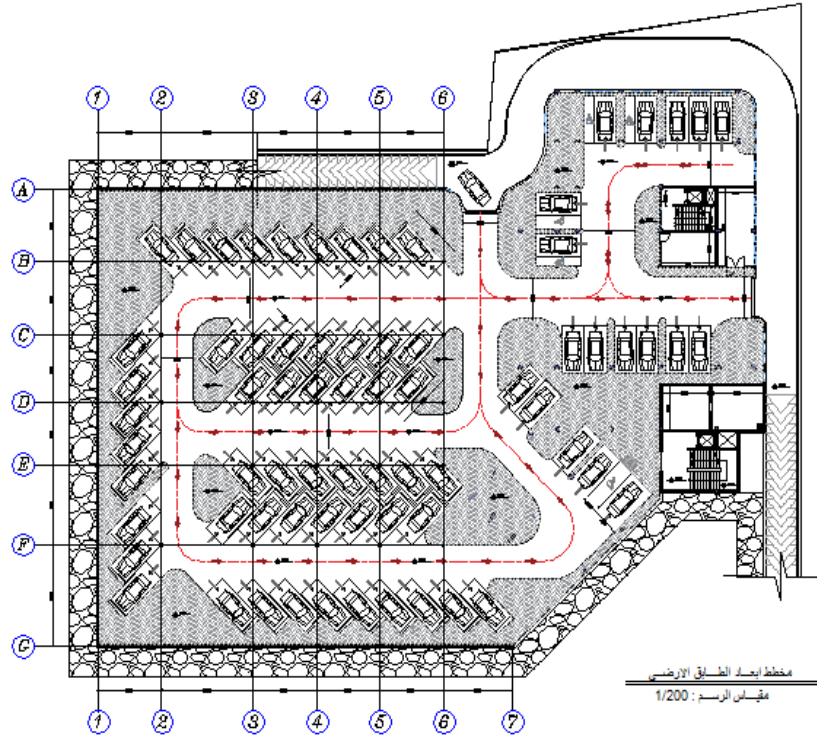
4-2 وصف طوابق المشروع

تتميز المباني بأنها ذات أشكال منتظمة وأشكال هندسية مستقيمة وملائمة للوظيفة المرجوة منها ، أما معمارياً فالتصميم يجعل هناك تنوع في العناصر الانشائية .

المبنى الأول :

1-4-2 طابق التسوية : -

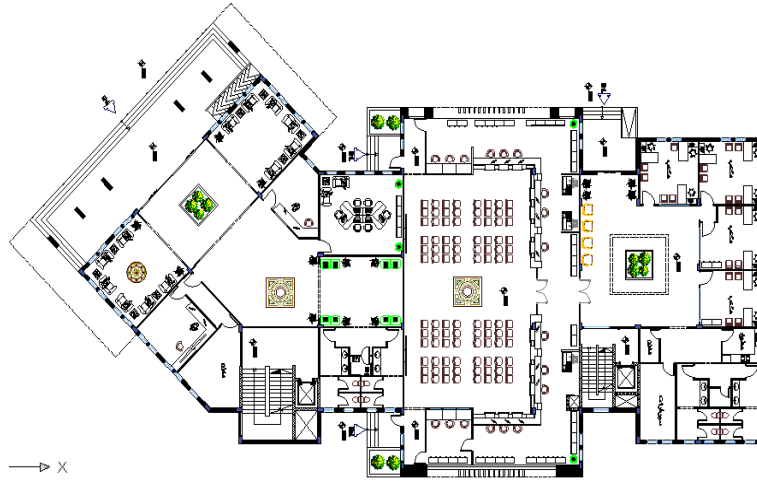
الذي تبلغ مساحته 3410 م² ويستعمل كـ موقف للسيارات ، ويحتوي على مصاعد وأدراج يتم الانتقال بها إلى داخل المبنى .



الشكل (3-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية.

2-4-2 الطابق الأرضي:-

والذي يرتفع عن منسوب سطح الأرض بمقدار 0.6 عن منسوب الأرض - 0.0 .
 البالغة مساحته 1250 م ، كما ويشكل هذا الطابق المدخل الرئيسي للمبنى و يوجد بداخله مكاتب خدمتية و وحدات صحية
 و غرف أخرى بالإضافة إلى المصاعد والأدراج .



الشكل (2-4): مسقط الطابق الأرضي.

2-4-3 الطابق الأول:-

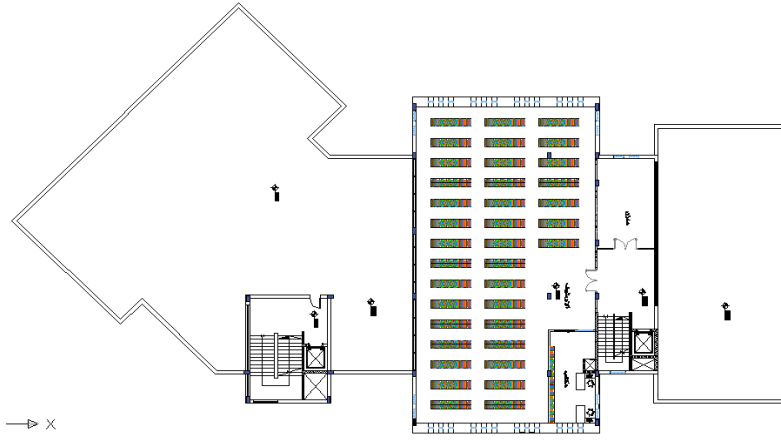
يبلغ ارتفاعه 4.00 ومساحته 1330 م^٢ .
 هذا الطابق يشبه في تصميمه الطابق الأرضي والذي يحتوي على مكاتب خدمتية و وحدات صحية
 أيضا يحتوي على المصاعد والأدراج .



الشكل (2-5): مسقط الطابق الأول.

4-4-2 الطابق الثاني: -

والذي يرتفع بمقدار + 7.40 ، وتبلغ مساحته 520 م² فهو بذلك يشكل الرووف الذي يحتوي على مكاتب خدمتية ومكتب أرشيف للملفات الخاصة بدائرة السير ومخزن . كما أن المصاعد والأدراج تصل إلى نهايتها في هذا الطابق .

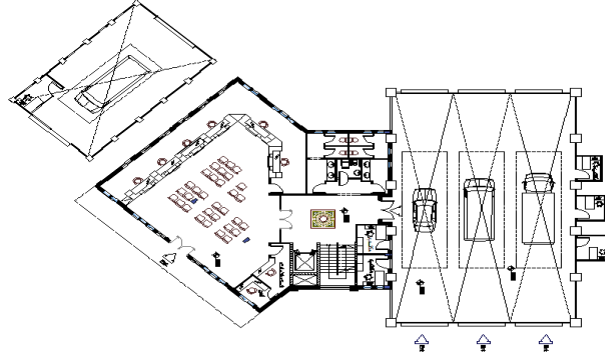


الشكل (2-6): مسقط الطابق الثاني.

المبنى الثاني : والذي يتكون من مبنى انشائي لفحص المركبات ، إضافة إلى جمالونين الأول لفحص المركبات الصغيرة ومساحته 325 م² والجمالون الثاني البالغة مساحته 52م² والذي يستخدم لفحص الشاحنات الكبيرة .

5-4-2 الطابق الأرضي: -

البالغة مساحته 726 م² يحتوي على قاعة استعلامات إضافة إلى وحدات صحية ومصعد ودرج ، حيث يرتبط مع الجمالون الأول من اليمين لفحص السيارات الصغيرة وبالجبهة الأخرى يوجد الجمالون الثاني .

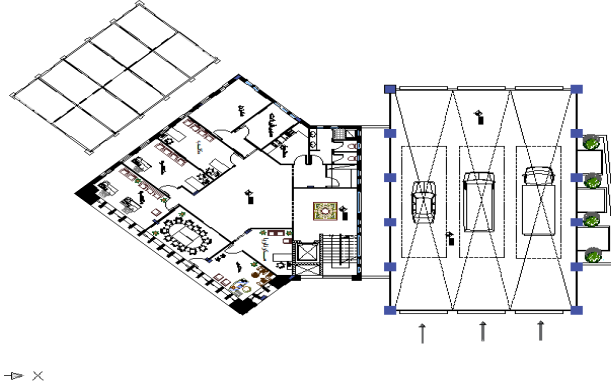


الشكل (7-2): مسقط الطابق الأرضي – المبنى الثاني .-

6-4-2 الطابق الأول:

والذي يرتفع بمقدار 3.40 وتبلغ مساحته 710م

يحتوي هذا المبنى على مكاتب خدمتية بالإضافة إلى المكاتب الإدارية لمبنى الدينامومتر , أيضا غرف سيرفرات خاصة بالمبنى كما يصل المصعد والدرج إلى نهايته في هذا الطابق



الشكل (8-2): مسقط الطابق الأول – المبنى الثاني .-

5-2 وصف واجهات المشروع

إنَّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً ، حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

واجهات المبنى الأول :

1-5-2 الواجهة الشمالية :

بداية يظهر في هذه الواجهة التراجعات واختلاف المناسيب ، بالإضافة إلى مجموعة من العناصر تظهر فيها بشكل متناعم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري .



الشكل (2-9): الواجهة الشمالية – المبنى الأول- .

2-5-2 الواجهة الجنوبية :

حيث يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى وجمالية توزيع الكتل المعمارية بالإضافة إلى أنها تعد الواجهة الرئيسية في المبنى ويظهر هنا الجمال المعماري و التنسيق في ترتيب الواجهات , بالإضافة لوجود مداخل.



الشكل (2-10): الواجهة الجنوبية – المبنى الأول- .

3-5-2 الواجهة الشرقية :

وهي الواجهة التي يظهر فيها المدخل الرئيسي للكراج ، إضافة إلى الجمال المعماري ومستوى الأرض المختلف بشكل أوضح .ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحبوباً للواجهة .



الشكل (2-11): الواجهة الشرقية – المبنى الأول -.

4-5-2 الواجهة الغربية :

تبرز هذه الواجهه التداخل و التغير في نوع المواد المستخدمة كما يظهر التنوع بين استخدام الحجارة و الزجاج.

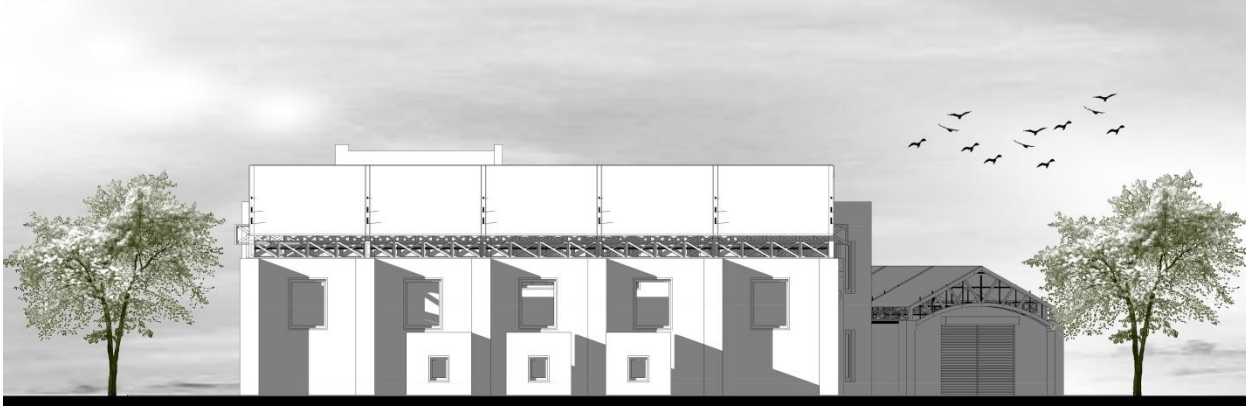


الشكل (2-12): الواجهة الغربية – المبنى الأول -

واجهات المبنى الثاني :

5-5-2 الواجهة الشمالية :

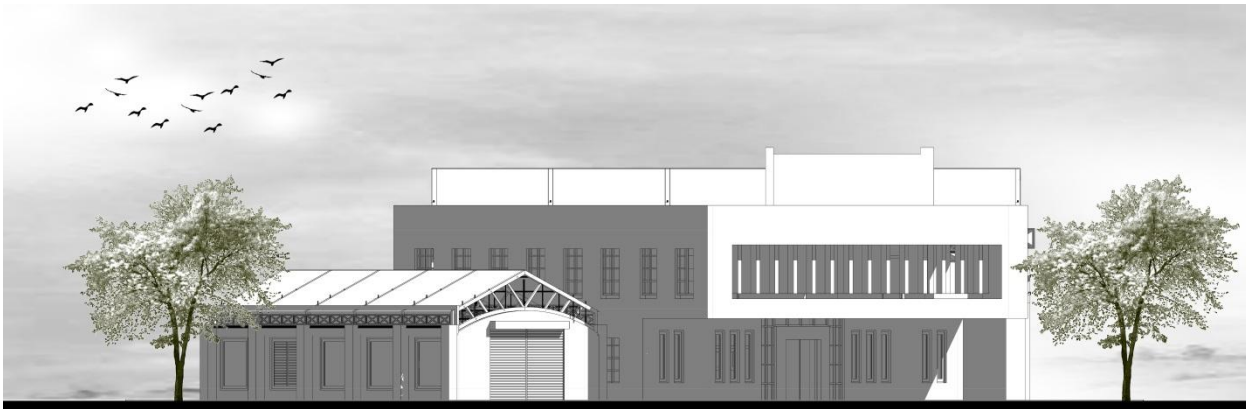
يظهر في هذه الواجهة البروزات الجانبية للمبنى ، كما تبرز المظاهر الجمالية .



الشكل (2-13): الواجهة الشمالية – المبنى الثاني- .

6-5-2 الواجهة الجنوبية :

تظهر التراجعات بشكل واضح ، كما يبين المدخل الرئيسي الخاص بالمبنى بالإضافة إلى مدخل الجمالون .



الشكل (2-14): الواجهة الجنوبية – المبنى الثاني- .

7-5-2 الواجهة الغربية :

يظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ، كما تعطي هذه الواجهة رؤية عامة للمبنى مع الجمالونات المحيطة

به.



الشكل (2-15): الواجهة الغربية- المبنى الثاني - .

8-5-2 الواجهة الشرقية :

تعتبر هذه الواجهة هي الرئيسية والتي تعكس المدخل الرئيسي لكل من الجمالونات والمبنى المرتبط بهما

وتمتاز بالتناسق المعماري والتراجعات التي تظهر الجمال المعماري أيضا .

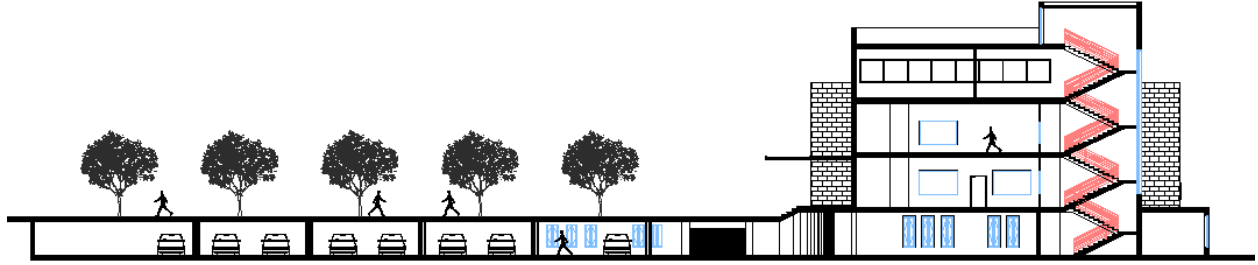


الشكل (2-16): الواجهة الشرقية – المبنى الثاني - .

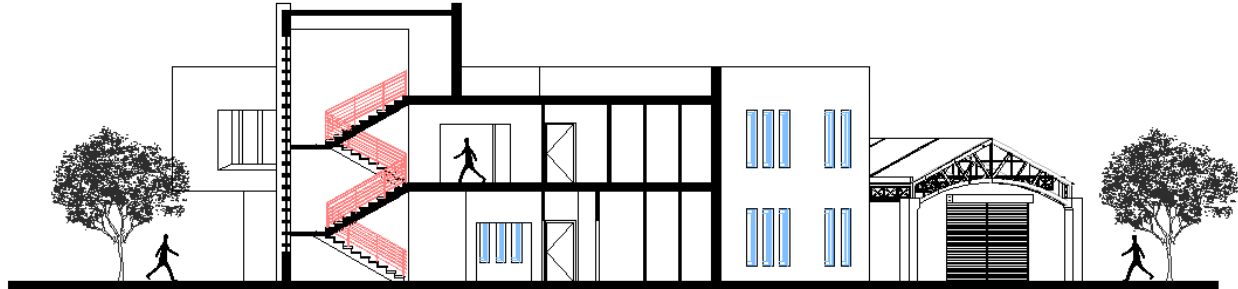
6-2 وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالاً عدة، سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل أو الحركة داخل المبنى نفسها، فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق بين المنسوب الخارجي والداخلي، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة خطية وحركة رأسية، الحركة الخطية تكون في الممرات داخل الطوابق، على عكس الحركة الرأسية التي تكون بين الطوابق من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .

1-6-2 مقاطع المبنى الأول :

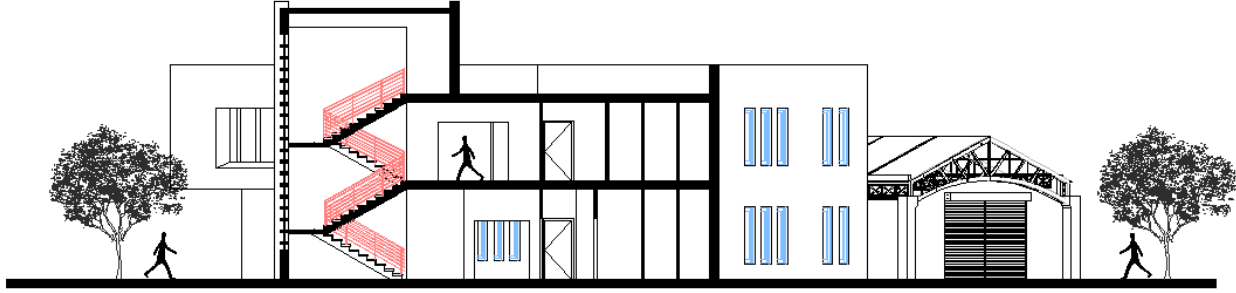


الشكل (2-17): Section A-A - المبنى الأول .-

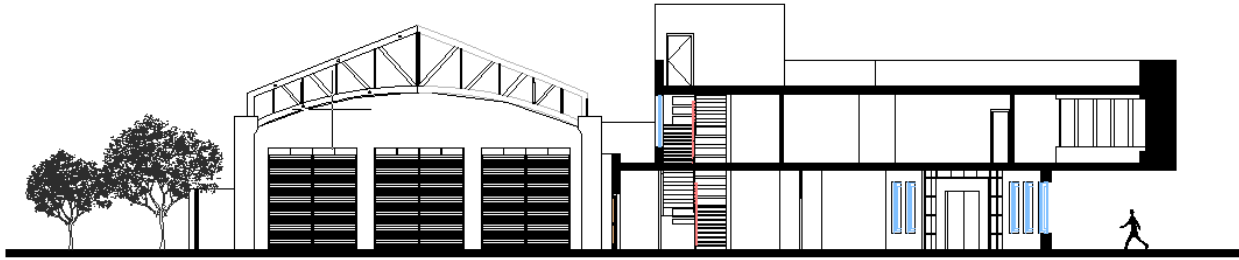


الشكل (2-18): Section B-B - المبنى الأول .-

2-6-2 مقاطع المبنى الثاني :



الشكل (2-19) : Section A-A - المبنى الثاني.-



الشكل (2-20) : Section B-B - المبنى الثاني.-

7-2 وصف المداخل

يحتوي المشروع على مدخل رئيسي ومدخل خاص بالسيارات، هما: -

- 1- المدخل في المبنى الأول جنوبي باتجاه غربي .
- 2- المدخل في المبنى الثاني جنوبي باتجاه شرقي .

3

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

- 1-3 مقدمة .
- 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي .
- 4-3 الأحمال.
- 5-3 الاختبارات العملية .
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
- 7-3 فواصل التمدد
- 8-3 Truss
- 9_3 النظام الميكانيكي.
- 10-3 برامج الحاسوب.

1-3 مقدمة :-

يتبع مرحلة الوصف المعماري الجانب الانشائي الذي يلبي كافة متطلبات المبنى من ناحية الأمان ومراعاة الجانب الاقتصادي .
إن التصميم الانشائي لأي مبنى يتمثل باختيار العناصر الانشائية المناسبة والمراد انشاؤها ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث نحافظ على التصاميم المعماري و على أمان المبنى .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

الغاية من التصميم الانشائي لأي مبنى تتمثل في الحفاظ على المبنى آمناً ومقاوماً للتغيرات الطبيعية التي تحدث ، أيضاً مراعاة التكلفة الاقتصادية وتقليصها ، إضافة إلى ذلك الوصول إلى مبنى يضمن كفاءة الاستخدام والابتعاد عن أي خلل في المنشأ وهذا يتم بالحفاظ على التصميم المعماري أولاً .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

مراحل التصميم الانشائي تتلخص بمرحلتين :

1. المرحلة الاولى :-

وتتمثل في الرؤية الأولية للمشروع ودراسة طبيعته من حيث حجمه وتحديد ما سوف يتم استخدامه من مواد في المشروع ،أيضا عمل التحاليل الانشائية اللازمة لهذا النظام .

2. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفصيل تفريد حديد التسليح.

3-4 الأحمال:-

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

1-4-3 الأحمال الميتة :-

أحمال الوزن الذاتي للعناصر التي يتكون منها المنشأ ، وهي الأحمال الثابتة من حيث المقدار والاتجاه . الجدول () يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m ³)
1	المونة والقضارة	22
2	الرمال	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	11
5	البلاط	23

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

أحمال القواطع (Partition) = 2.3 kN/m²

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة،شاملة لـ أوزان الأشخاص مستعملي المنشأه ، الأحمال الديناميكية والأحمال الساكنة التي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر .

الحمل الحي (kN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
3	المؤسسات الخدمائية	1
3	الأدراج والبسطات	2
5	أماكن التخزين	3
5	مواقف السيارات	4
5	القاعات والمداغل	5
4	الممرات	6
5	أماكن حفظ الملفات	7
2.5	المكاتب	8

جدول (2-3) الأحمال الحية للمبنى.

3-4-3 الأحمال البيئية:

وهي النوع الثالث من الأحمال الذي يجب أخذه بعين الاعتبار فهي ناجمة عن المصادر الطبيعية ، وهي كما يلي :

1-3-4-3 أحمال الرياح :

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة ، وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن .سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m ²)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5.

$$q = v^2 / 1600$$

حيث أن :

q : (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m^2) .

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

3-4-3-2 أحمال الثلوج :

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج ، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على ارتفاع المنشأة عن سطح البحر و ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج .

الجدول التالي يوضح أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

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

جدول (3 - 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (1000 م) وتبعاً للبيد الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{1000 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.5(KN /m^2)$$

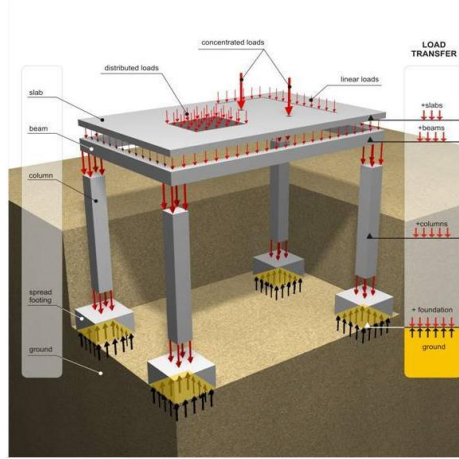
3-4-3-3 أحمال الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسلية كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى (UBC) 1997.

وتشمل استكشاف الموقع ، دراسة التربة ، الصخور ، المياه الجوفية ، تحليل المعلومات و ترجمتها للتنبؤ بما تتصرف به التربة عند البناء عليها ، أيضا حساب قوة تحمل التربة .

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون المباني مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات ، الجسور ، الأعمدة ، وجدران القص ، والأدراج ، والأساسات .
إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل(1-3) : كيفية توزيع الأحمال في العناصر الإنشائية.

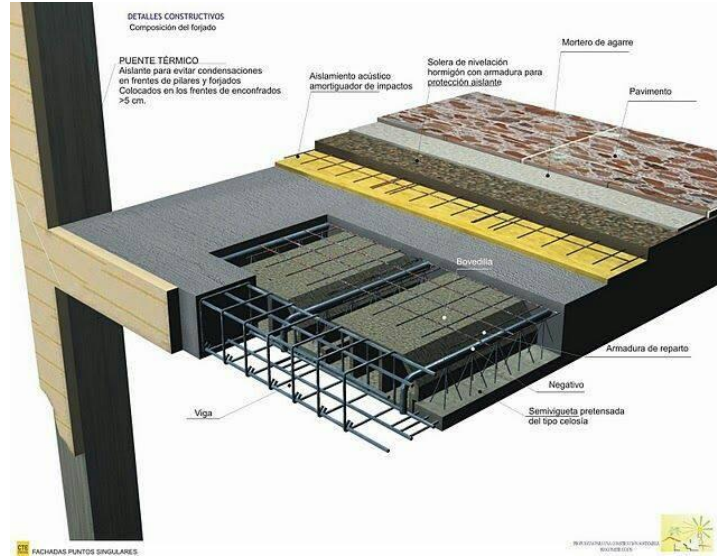
1-6-3 العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (one way solid slab).
4. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab).

1-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد .



الشكل (2-3) : عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

2-1-6-3 عقدات العصب ذات الإتجاهين (Two way ribbed slab)

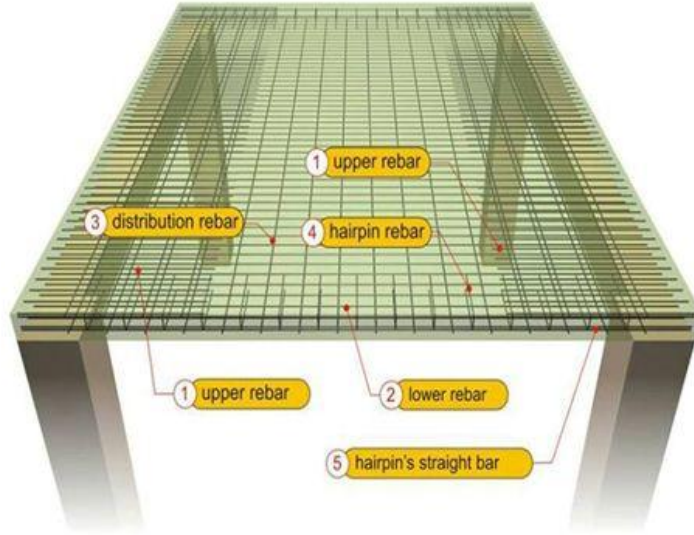
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح بإتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الإتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الإتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-3).



الشكل (3-3) : عقدات العصب ذات الإتجاهين.

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

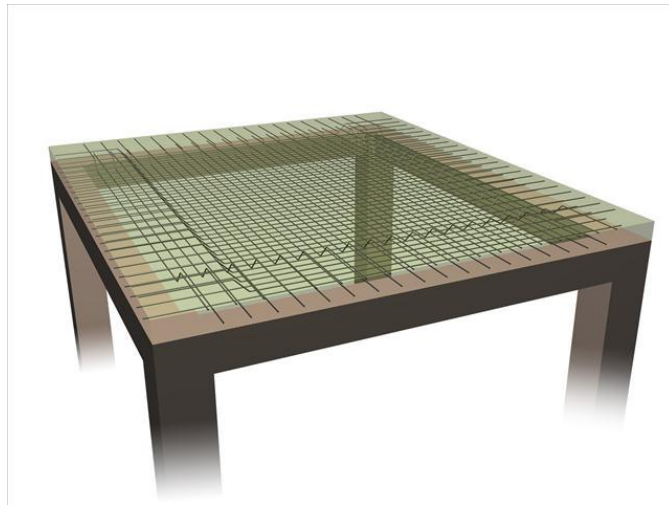
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (3-4):-



الشكل (3 - 4) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab):

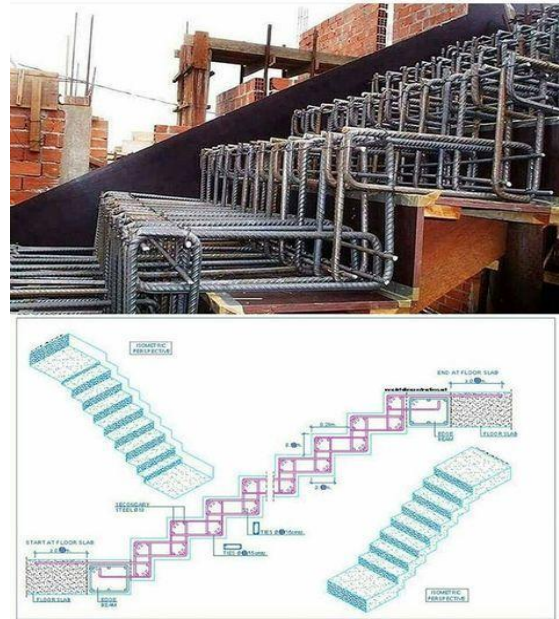
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الإتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها بإتجاهين موضحة في الشكل (3-5).



الشكل (3-5) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً 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 المصاعد الكهربائي .



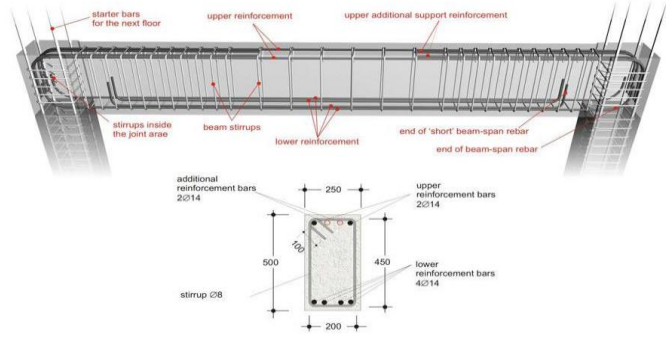
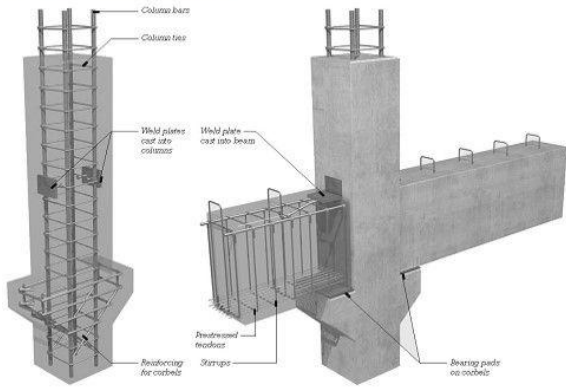
الشكل (6-3) : الأدرج.

3-6-3 الجسور:-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين:-

1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
2. جسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L-section ، T-section .
3. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمقاومة الهبوط المفاجئ.

BEAM TO COLUMN CONNECTION

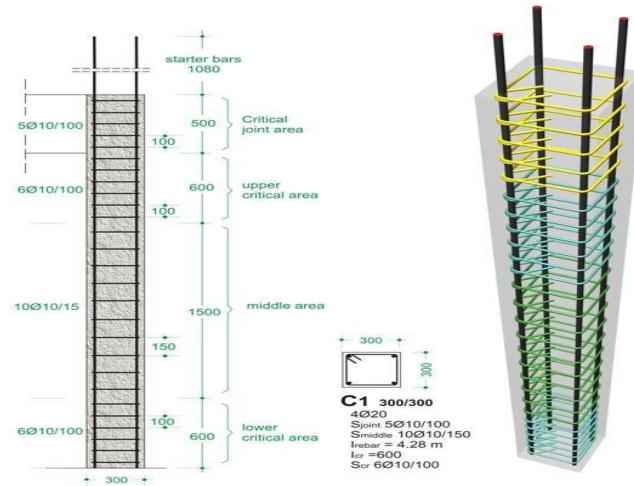


الشكل (7-3) : الجسور.

4-6-3 الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي :

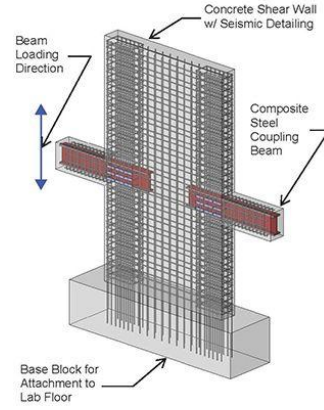
- 1- الأعمدة القصيرة (short column).
- 2- الأعمدة الطويلة (long column).



الشكل (8-3) : الأعمدة.

3-6-5 جدران القص:

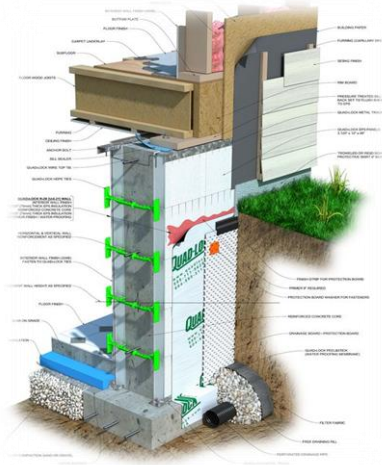
هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى.



الشكل (3-9) : جدران القص.

3-6-6 جدران التسوية:

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



الشكل (3-10) : جدران التسوية.

3-6-7 جدران البدروم: جدار البدروم أو ما يعرف ب (Basement wall)

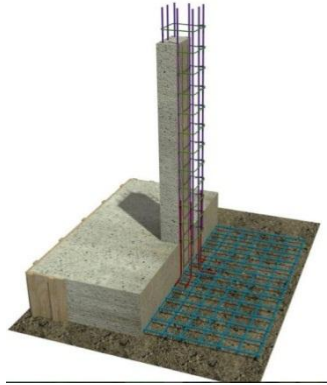
هو جزء من المبنى وظيفته مقاومة القوى الأفقية الناشئة من ضغط التربة، ويكون خارجياً غالباً. في حالة كون الجدار ملتصقاً تماماً بالمبنى، فلا حاجة لعمل فحص الانزلاق، والدوران، وذلك لأن أي حركة في الجدار في هذه الحالة تعني حركة للمبنى ككل، سواء بالانزلاق، أو بالدوران، وهو ما لا يمكن حدوثه بفعل كمية تربة مستندة على الجدار. ومن هنا يتم التركيز في تصميم هذا النوع من الجدران على قوى العزم والقص الخاصة بجسم الجدار نفسه.

8-6-3 الأساسات:

وهي العنصر الانشائي الأول الذي يتم تنفيذه ، لكنه يصمم بعد الانتهاء من كافة العناصر الانشائية ، حيث تنتقل الأحمال إلى التربة على شكل قوة ضغط مروراً بالأعمدة ثم الجدران الحاملة وصولاً إلى الأساسات .

- 1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
- 2- أساسات مزدوجة (Compound footing)
- 3- أساسات شريطية (Strip footing)
- 4- Mat footing

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها .



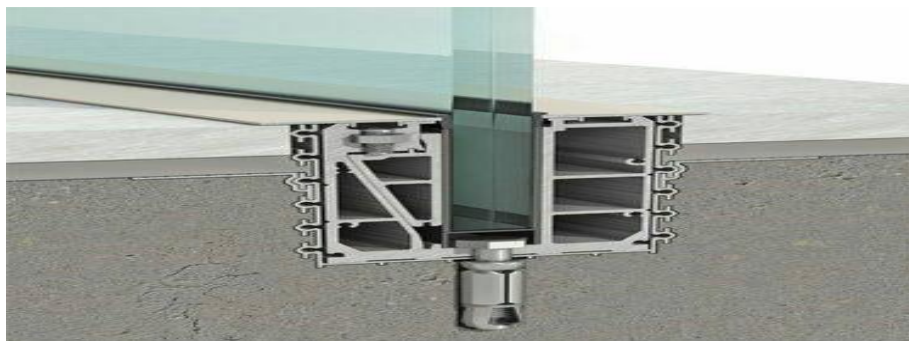
الشكل (11-3) : الأساسات.

7-3 فواصل التمدد

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصل تمدد واحد وذلك لان ابعاد المبنى تجاوزت الحد المسموح به بناء على الكود الأردني



الشكل (12-3) : فاصل تمدد .

3-8 Truss :

In architecture and structural engineering ,a truss is a structure comprising one or more triangular units constructed with straight member whose ends are connected at joint referred to as nodes .External force and reaction to those forces are considered to act compressive force .Moment (torques) are explicitly excluded because , and only because , all the joints in a truss are treated as revolute.

A planar truss is one where all the members and nodes lie within a two dimensional plane , while a space truss has member and nodes extending into three dimensions.

Truss type:

The type of truss that will be use is low truss .

The design uses vertical member for compression and horizontal member to respond to tension . what is remarkable about this style is that it remained popular even as wood gave way to iron , and even still as iron gave way to steel . the continued popularity of the low truss is probably due to the fact that the configuration of the member means that longer diagonal members are only in tension for gravity load effects. This allows these member to be used more efficiently , as slenderness effects related to buckling under compression loads (which are compounded by the length of the member) will typically not control the design . therefore ,for give planar truss with a fixed depth ,the low truss configuration is usually the most efficient under static , vertical loading.



. Truss: (13-3) الشكل

9-3 النظام الميكانيكي للمبنى

تم تزويد المبنى بفتحة تهوية (Duct) داخلية , لأهداف عديدة منها :

1. التهوية (Ventilation) .
2. نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المبنى .
3. التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Sheft).
4. الصرف الصحي (Drainage) .

10-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007+2014) for Drawings Structural and Architectural .
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition .
3. Excel .
4. Atir 12 .
5. Etabs, Safe .
6. Google SketchUP 2015 .

Chapter 4
Structural Analysis And Design

4

- 4.1 Introduction.**
- 4.2 Design method and requirements.**
- 4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.**
- 4.4 Design of topping.**
- 4.5 Design of One Way-ribbed Slab (RG14).**
- 4.6 Design of Beam(BG28).**
- 4.7 Design of Two Way Ribbed Slab.**
- 4.8 Design of One Way Solid Slab.**
- 4.9 Design of Two way Solid Slab .**
- 4.10 Design of Stair.**
- 4.11 Design of Column .**
- 4.12 Design of shear wall.**
- 4.13 Design of footing.**
- 4.14 Design Steel Truss.**

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI _ code (318_08)**.

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

$$\text{Strength provided} \geq \text{strength required to carry factored loads.}$$

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- ✓ **Code :** ACI 2008
UBC

Chapter 4

Structural Analysis And Design

✓ **Material :**

Concrete: B300.... $F_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ }

✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member:

TABLE (4.1) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

Minimum thickness (h)				
Member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
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

FOR RIB :

$$h_{\min} \text{for (one end)} = L/18.5 = 6.4/18.5 = 35 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{for (both end continuous)} = L/21 = 5.6/21 = 27 \text{ cm}$$

FOR BEAM :

$$h_{\min} \text{for (both end continuous)} = L/21 = 6.5/21 = 31 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{for (Cantilever)} = L/8 = 1.5/8 = 27 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{for (one end)} = L/18.5 = 5.8/18.5 = 32 \text{ cm}$$

FOR SOLID SLABS :

h_{\min} for(one end continuous)= $L/24=8/24=34\text{cm}$

h_{\min} for(both end continuous)= $L/28=7.2/28=26\text{cm}$

The minimum thickness will be $h_{\min}=35\text{cm}$

select 35cm for rib slab with hidden beam

$h=35\text{cm}(27\text{ cm Hollow Block}+8\text{ cm Topping})$

select (35cm) for solid slab.

4.4 Design of topping:

✓ **Statically system for topping :**

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

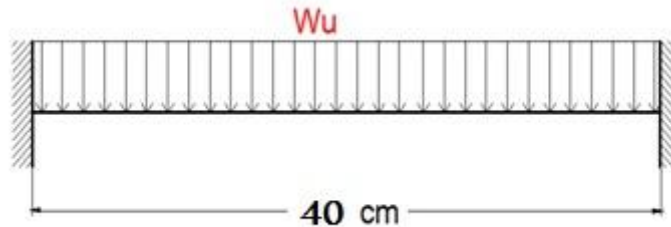


Fig 4.1: topping load.

✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	0.03×22	0.66
Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 1$	1.19
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2
Interior partitions	2.3	2.3
	Σ	6.84

Table (4.2) : Dead load calculation Topping

Chapter 4
Structural Analysis And Design

Live load :

$$L_L = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$L_L = 4 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4 \text{ KN/m}$$

Factored load :

$$W_U = 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 4 = 14.61 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{12}$$

$$M_u = \frac{14.61 \times 0.4^2}{12} = 0.195 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \text{ of strip width}$$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m \quad (\text{ACI 22.5.1, equation 22-2})$$

$$S_m = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^2.$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.195 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

No reinforcement is required by analysis. According **ACI 10.5.4**, provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \quad \text{ACI 7.12.2.1}$$

$$A_s = \rho \times b \times h_{\text{topping}} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm.}$ **control ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$

but

$$S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) = 300 \text{ mm ACI 10.6.4}$$

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction, $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \dots \text{OK}$

4.5 Design of One-Way Ribbed Slab(RG14) :

Requirements For Ribbed Slab Floor According to ACI- (318-08) .

$bw \geq 10\text{cm}$ACI(8.13.2)

Select $bw=12\text{cm}$

$h \leq 3.5*bw$ ACI(8.13.2)

Select $h=32\text{cm} < 3.5*12=42\text{ cm}$

$tf \geq Ln/12 \geq 50\text{mm}$ ACI(8.13.6.1)

Select $tf=8\text{cm}$

✓ **Statically system and Dimensions**

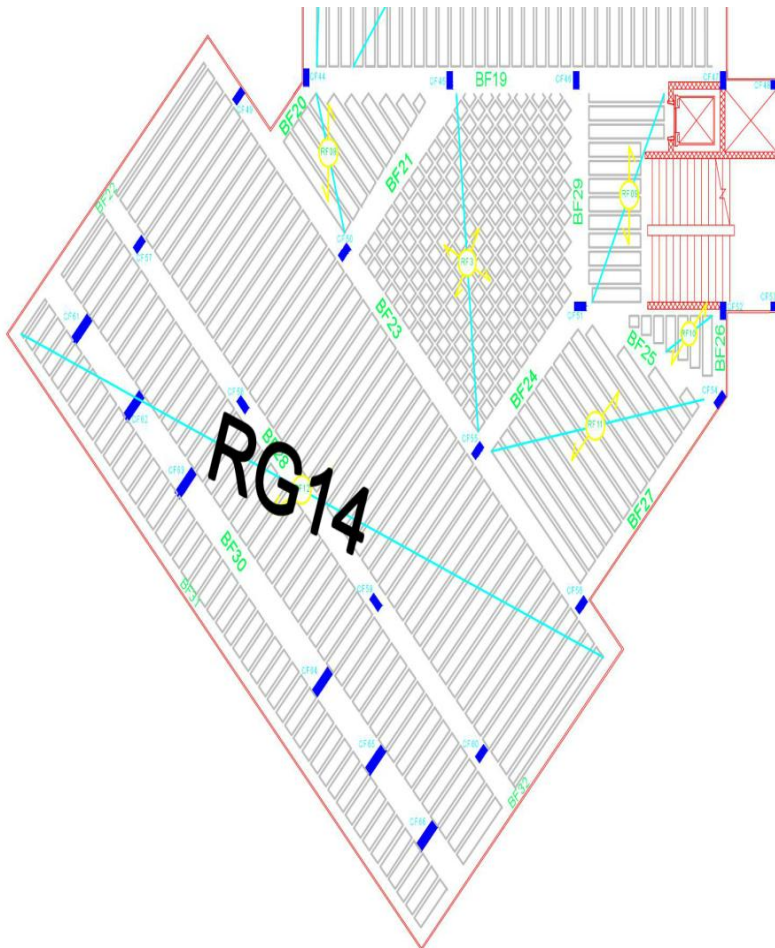


Fig 4.2: One Way Rib slab (RG14)

Chapter 4

Structural Analysis And Design

Load calculations :

*Dead load:

Material	$W = h \times \gamma \times b$ (KN/M)
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.359$
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Course sand	$0.07 \times 17 \times 0.52 = 0.619$
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04$
R.c rib	$0.27 \times 25 \times 0.12 = 0.81$
Hollow block	$0.27 \times 10 \times 0.4 = 1.08$
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Interior partition	$2.3 \times 0.52 = 1.196$
Total dead load	5.79 KN/m

Table (4.3): Dead load calculation Topping of rib 14

Dead load /rib = 5.80KN/m

Live load = 4KN/M²

Live load /rib = $4 \text{KN/m}^2 \times 0.52 \text{m} = 2.08 \text{ KN/m}$.

*The effective flange (be) :

1) $be \leq \frac{L}{4} = \frac{3500}{4} = 875 \text{mm}$

2) $be \leq bw + 16hf = 120 + 16 \times 80 = 1400 \text{mm}$

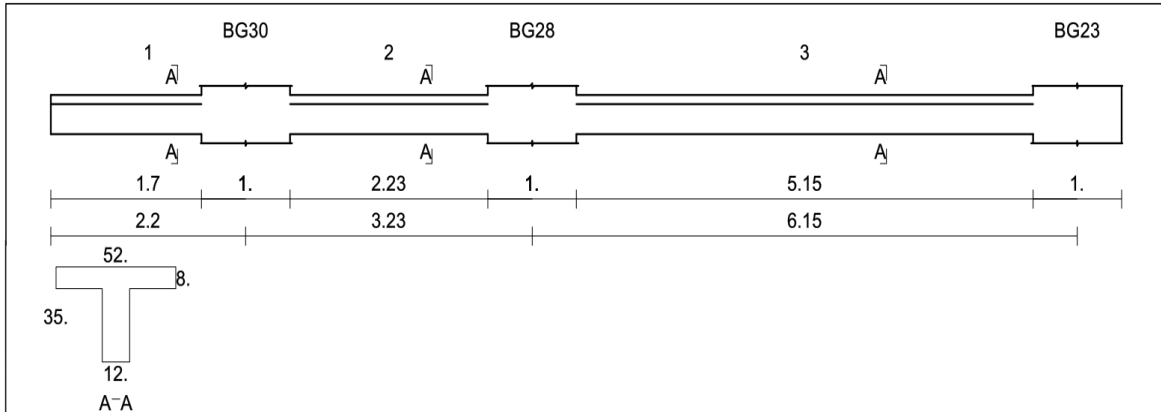
3) $be \leq \text{center to center spacing between adjacent beam} = \frac{400}{2} + \frac{400}{2} + 120 = 520 \text{mm}$

Take be=520 mm

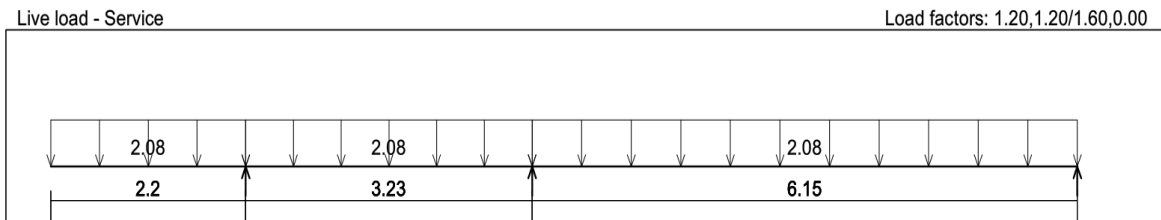
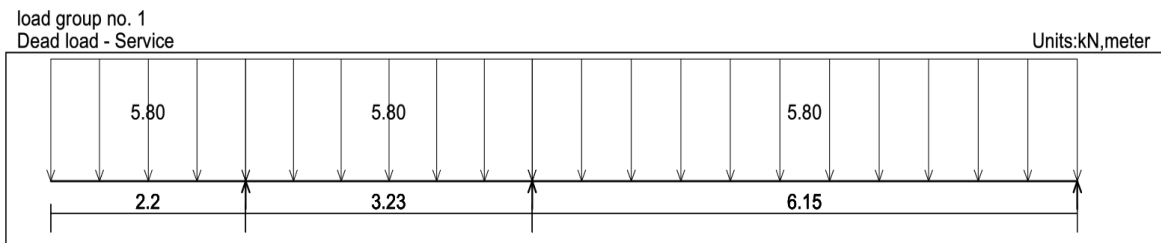
Chapter 4

Structural Analysis And Design

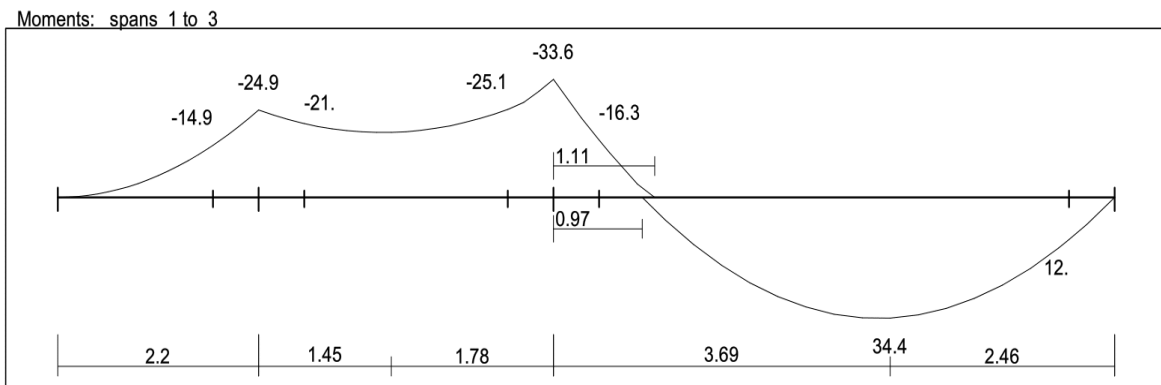
Geometry Units: meter, cm



Loading



Moment / Shear Envelope (Factored) Units: kN, meter



Chapter 4

Structural Analysis And Design

Moment / Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

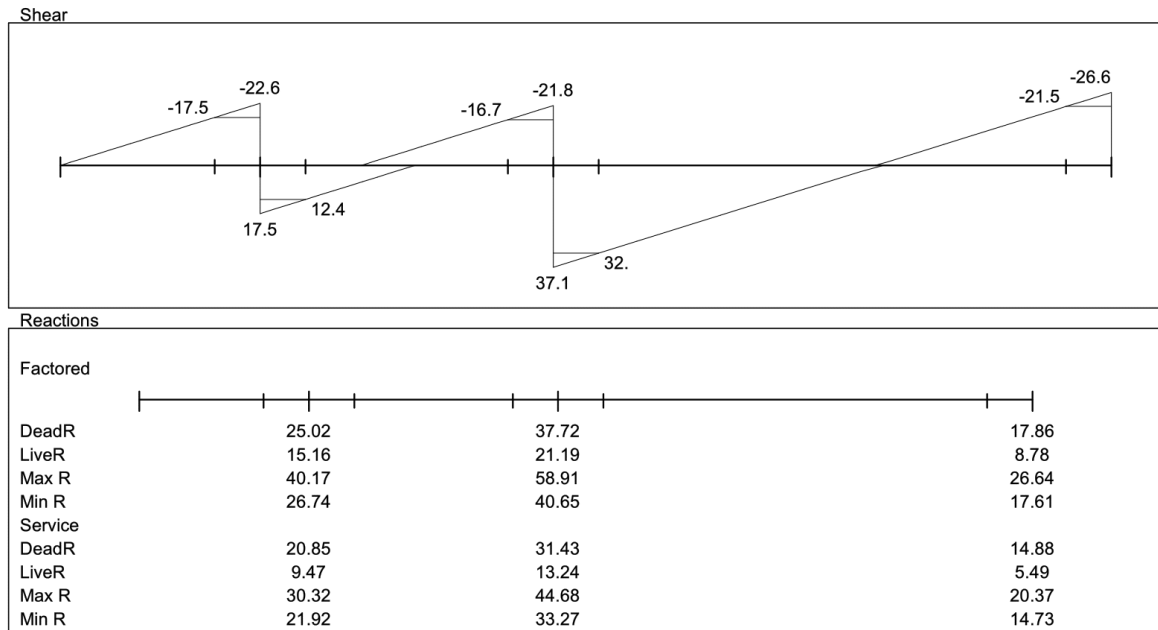


Fig 4.3: Shear & Moment Envelope Diagram (RG14)

***Design of positive moment:**

$$M_u = 34.4 \text{ kN.m.}$$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm.}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section,

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(316 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 234.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{34.4}{0.9} = 38.22 \text{ kN.m}, \text{ the section will be designed as rectangular section with}$$

$$b_e = 520 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{34.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.736 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.736}{420}} \right) = 0.00178$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00178 \times 520 \times 316 = 293.3 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{min}}$.

$A_{s, \text{min}}$ is the maximum of :-

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$1. A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 316 = 110.6 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{420} 120 \times 316 = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_s = 293.3 \text{ mm}^2 \geq A_{s, \text{min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

Use 2 ϕ 14, $A_{s, \text{provided}} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 293.3 \text{ mm}^2$ **Ok**

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.19 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.66}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 14.34}{14.34} \right) = 0.063 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

***Design of negative moment:**

$$M_u = -25.1 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{25.1 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 316^2} = 2.32 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.32}{420}} \right) = 0.00588$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00588 \times 120 \times 316 = 223 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$1. A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 316 = 110.6 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 316 = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_{s,required} = 223 \text{ mm}^2.$$

Use 2 $\phi 14$, $A_{s,provided} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 223 \text{ mm}^2$. **Ok**

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.8}{0.85} = 66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 66}{66} \right) = 0.011 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ Shear Design for (RG14):

V_u at distance d from support = 32 KN

Shear strength V_c , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.05 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 34.05 = 25.55 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 25.55 = 12.78 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \dots\dots\dots \text{NO}$$

So

$$v_s = \frac{vu}{\phi} - vc = \frac{32}{0.75} - 34.05 = 8.61 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 120 * 316 = 11.65$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 120 * 316 = 12.64 \text{ KN} \dots\dots \text{control}$$

$$v_{s,min} = 12.64 \text{ KN} > v_s = 8.61 \text{ KN}$$

shear reinforcement are required.

Take $v_s = v_{s,min} = 12.64 \text{ KN}$

Use 2 leg $\Phi 8$.

$$A_v = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v * d * f_y}{v_s}$$

$$s = \frac{100.5 * 316 * 420}{12.64 * 10^3} = 1055.25 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \text{ mm} \quad \text{or} \quad s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg $\Phi 8$ @ 150 mm.

Chapter 4
Structural Analysis And Design

4.6 Design of Beam(BG28) :

✓ **Load calculations:**

Load calculations for BG28:

Table Dead Load Calculations for Beam(BG28)(4.4):-

Type	b γ h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.03*1*22	0.66
Sand	0.07*1*17	1.19
Reinforced concrete	0.35*1*25	8.75
Plaster	0.02*1*22	0.44
Sum		11.7

The distributed Dead and Live loads acting upon BG28 can be defined from the support reactions of the RG14.

1. From RG14

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for RG14 upon BG28 is 30.43 KN . The distributed Dead Load from the RG14 on BG28:

$$DL = 31.43 / 0.52 = 60.45 \text{ KN/m}$$

Live Load calculations: The maximum support reaction (factored) from Live Loads for RG14 upon BG28 is 19.2 KN .

The distributed Live Load from the RG14 on BG28:

$$LL = 13.26 / 0.52 = 25.5 \text{ KN/m}$$

Chapter 4
Structural Analysis And Design

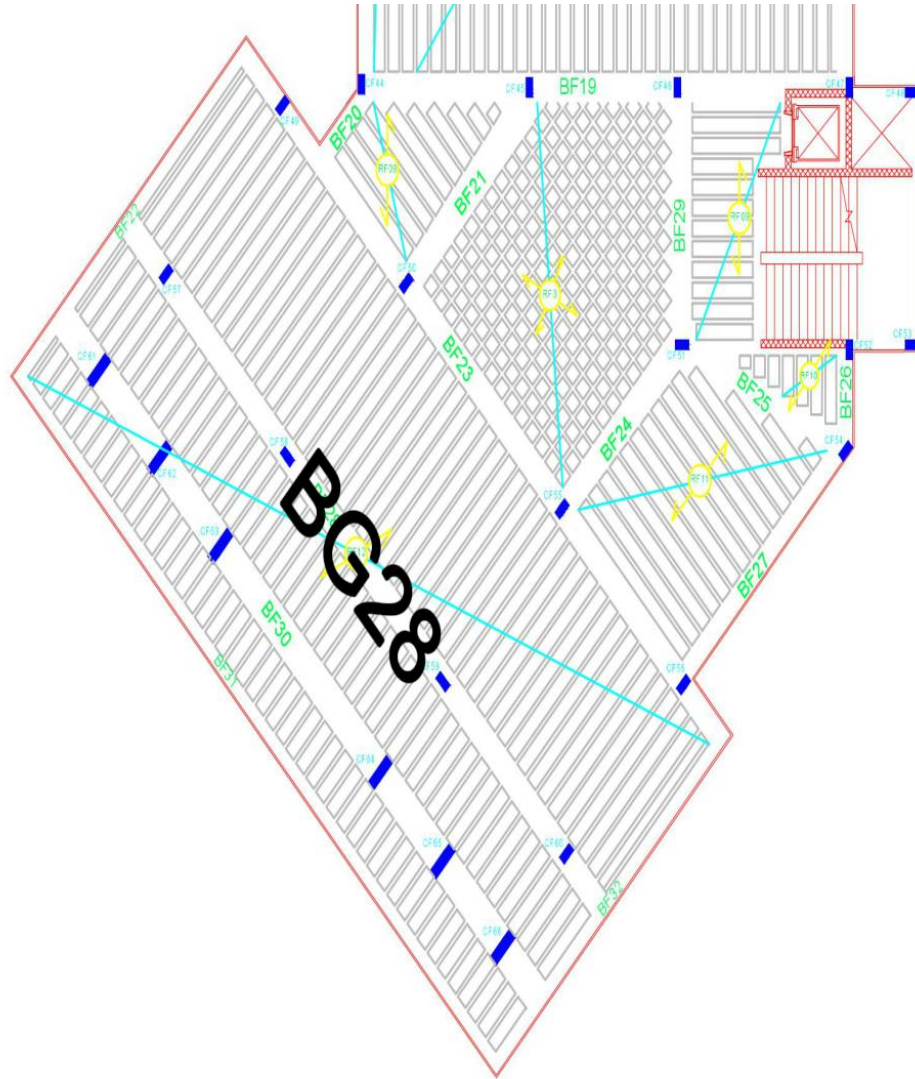
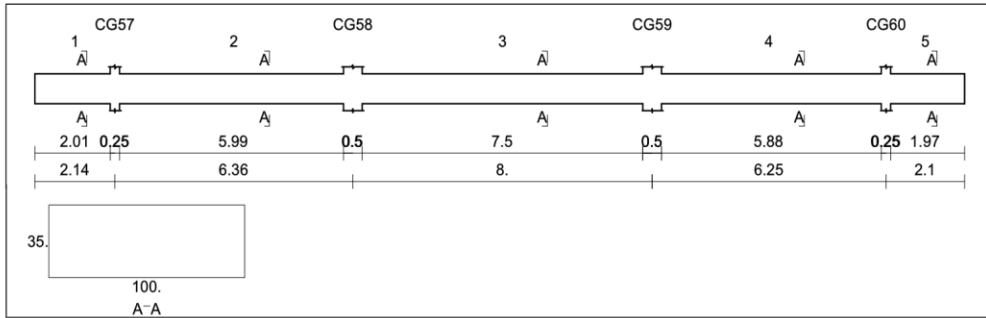


Fig 4.4: BG28

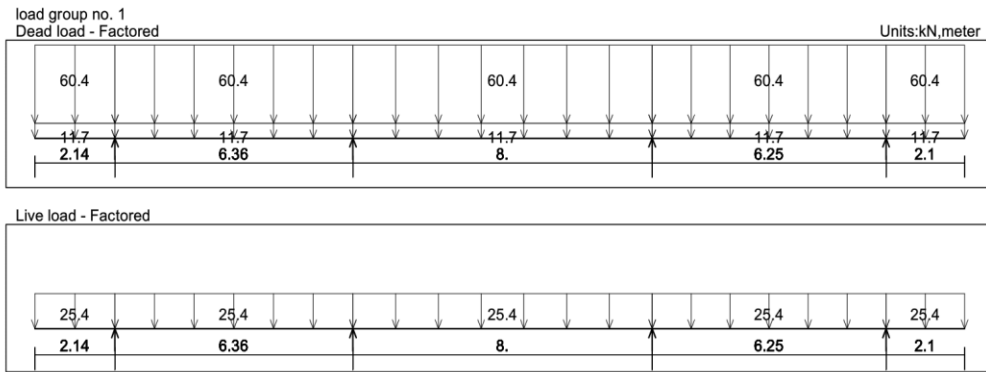
Chapter 4

Structural Analysis And Design

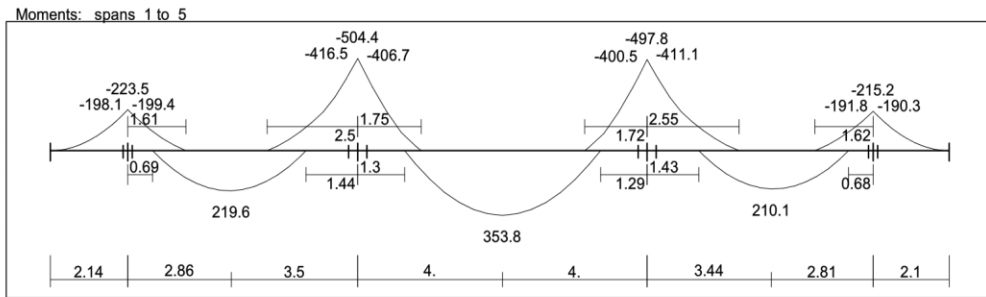
Geometry Units: meter, cm



Loading



Moment/Shear Envelope (Factored) Units: kN, meter



Moment/Shear Envelope (Factored) Units: kN, meter

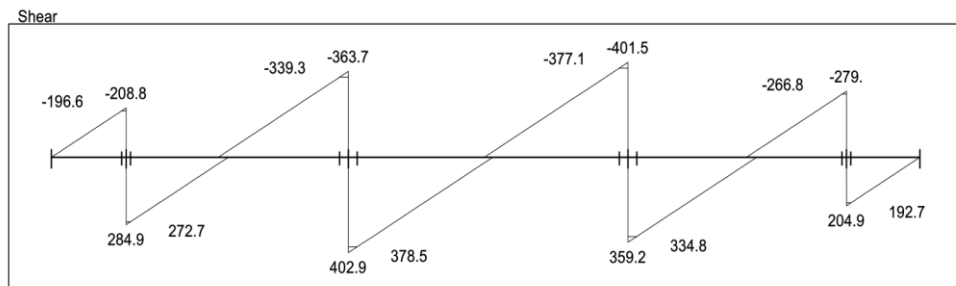


Fig 4.5 Loading and Moment /Shear Envelope.

✓ **Flexural Design for (BG28) :**

Determine of $M_{n,max}$:

$$d = 350 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 293mm$$

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 293 = 125.57 mm$$

$$a = \beta \cdot c = 125.57 * 0.85 = 106.73mm$$

$$M_{n,max} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * 24 * 106.73 * 1000 * (293 - 106.73/2) * 10^{-6} = 521.75 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n,max} = 0.82 * 521.75 = 427.84 \text{ KN.m} < -416.5$$

Design as singly reinforcement

Design for positive moment :

$$1) Mu = 353.5 \text{ KN}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{353.8 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 4.58 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{fy}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 4.58}{420}} \right) = 0.01251$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.01251 \times 1000 \times 293 = 3667.46 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{fy} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{fy} b_w \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 293 = 854.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 293 = 976.6 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,min} = 976.6 \text{ mm}^2 < A_s = 3667.46 \text{ mm}^2$$

Use 15 ϕ 18 Bottom, $A_{s,provided} = 3817.5 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 3667.46 \text{ mm}^2$ Ok

Chapter 4
Structural Analysis And Design

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - (15 \times 18)}{14} = 45 \text{ mm} > 25 \dots \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{3817.5 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 78.6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.6}{0.85} = 92.51 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{293 - 92.5}{92.5} \right) = 0.0065 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

2) $M_u = 210.1 \text{ kN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{210.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 2.72 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.72}{420}} \right) = 0.00697$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00697 \times 1000 \times 293 = 2044.3 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 293 = 854.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 293 = 976.6 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 2044.3 \text{ mm}^2 > A_s = 976.6 \text{ mm}^2$$

Use **9Ø 18 Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 2290.5 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2044.3 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40 \times 2 - 2 \times 10 - (9 \times 18)}{8} = 92.25 \text{ mm} > 25 \dots \text{OK}$$

Chapter 4
Structural Analysis And Design

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2290.5 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 47.15 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.15}{0.85} = 55.48 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{293 - 55.48}{55.48} \right) = 0.0128 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

3) $M_u = 219.6 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{219.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 2.84 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.84}{420}} \right) = 0.00731$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00731 \times 1000 \times 293 = 2142.44 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 293 = 854.4$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 293 = 976.6 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 976.6 \text{ mm}^2 < A_s = 2142.44 \text{ mm}^2$$

Use 9 ϕ 18 Bottom, $A_{s,\text{provided}} = 2290.5 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2142.44 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 10 - (9 \times 18)}{8} = 92.25 \text{ mm} > 25 \dots \text{ OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2290.5 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 47.15 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{47.15}{0.85} = 55.48 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{293 - 55.48}{55.48} \right) = 0.0128 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design for Negative moment :

1) $M_u = -416.5 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{416.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 5.39 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 5.39}{420}} \right) = 0.0152$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0152 \times 1000 \times 293 = 4458.2 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 293 = 854.4$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 293 = 976.6 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 976.6 \text{ mm}^2 < A_s = 4458.2 \text{ mm}^2$$

Use 18 ϕ 18 **Top**, $A_{s,\text{provided}} = 4581 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 4458.2 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 10 - (18 \times 18)}{17} = 33.9 \text{ mm} > 25 \dots \text{ OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{4581 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 94.31 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{45.75}{0.85} = 53.83 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{293 - 94.31}{94.31} \right) = 0.0063 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design for negative moment in cantilever:

2) $M_u = -199.4 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{199.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 2.58 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.58}{420}} \right) = 0.00659$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00659 \times 1000 \times 293 = 1930.78 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 293 = 854.4$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 293 = 976.6 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 976.6 \text{ mm}^2 < A_s = 1930.78 \text{ mm}^2$$

Use $8\phi 18$ Top, $A_{s,\text{provided}} = 2036 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 1930.78 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 10 - (8 \times 18)}{7} = 108 \text{ mm} > 25 \dots \text{ OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2036 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 41.91 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{41.9}{0.85} = 49.31 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{293 - 49.31}{49.31} \right) = 0.0148 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design positive moment in cantilever:

In this area we will put minimum steel in order to catch concrete.

Use 2 Φ 18 .

✓ **Shear Design for (BG28):**

1. $V_u = 378.5 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 239.22 = 179.42 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66 \text{ KN control}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.7 \text{ KN}$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$$

$$\Phi(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \Phi(v_c + v_{s'})$$

$$0.75(239.22+97.66) < 378.5 < 0.75(239.22+478.46)$$

$$252.66 < 378.5 < 538.26 \dots \text{ok}$$

shear reinforcement are required .

Use 2 leg Φ 10 .

$$A_v = 157.1 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{378.5}{0.75} - 239.22 = 265.45 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157.1 * 420 * 293}{265.45 * 1000} = 72.8 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg Φ 10 @75 mm .

2. $V_u = 339.3 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 239.22 = 179.42 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66 \text{ KN control}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.7 \text{ KN}$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$$

$$\Phi(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \Phi(v_c + v_{s'})$$

$$0.75(239.22+97.66) < 339.3 < 0.75(239.22+478.46)$$

$$252.66 < 339.3 < 538.26 \dots \text{ok}$$

shear reinforcement are required .

Use 2 leg Φ 10 .

$$A_v = 157.1 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{339.3}{0.75} - 239.22 = 213.18 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157.1 * 420 * 293}{213.18 * 1000} = 90.7 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg Φ 10 @100 mm .

3. $V_u = 272.7 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 239.22 = 179.42 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66 \text{ KN control}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.7 \text{ KN}$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$$

$$\Phi(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \Phi(v_c + v_{s'})$$

$$0.75(239.22+97.66) < 272.7 < 0.75(239.22+478.46)$$

$$252.66 < 272.7 < 538.26 \dots \text{ok}$$

shear reinforcement are required .

Use 2 leg $\Phi 10$.

$$A_v = 157.1 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{272.7}{0.75} - 239.22 = 124.4 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157.1 * 420 * 293}{124.4 * 1000} = 155.4 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5 \text{ mm} \quad (\text{control}) \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg $\Phi 10$ @150 mm .

4.7 Design Two Way Ribbed Slab

✓ **Determination of Thickness for Two Way Ribbed Slab:**

Assume H = 35cm

$$I_{b1} = \frac{100 \cdot 35^3}{12} = 357291.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{b2} = \frac{80 \cdot 35^3}{12} = 285833.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{b3} = \frac{100 \cdot 35^3}{12} = 357291.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{b4} = \frac{80 \cdot 35^3}{12} = 285833.3 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 35 \cdot 12 \cdot 16}{40 \cdot 8 + 35 \cdot 12} = 10.81 \text{ cm}$$

$$I_r = \frac{52 \cdot 10.81^3}{3} - \frac{40 \cdot 2.81^3}{3} + \frac{21 \cdot 24.19^3}{3} = 78219.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = \frac{78219.6 \cdot \left(\frac{760}{2} + 80\right)}{52} = 722027.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = \frac{78219.6 \cdot \left(\frac{760}{2} + 80\right)}{52} = 691942.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{s3} = \frac{78219.6 \cdot \left(\frac{880}{2} + 100\right)}{52} = 812280.4615 \text{ cm}^4$$

$$I_{s4} = \frac{78219.6 \cdot \left(\frac{880}{2} + 100\right)}{52} = 782196 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{285833.3}{691942.6} = 0.41$$

$$\alpha_2 = \frac{357291.66}{812280.46} = 0.43$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$\alpha_3 = \frac{337291.66}{722027.07} = 0.46$$

$$\alpha_4 = \frac{285833.3}{812280.46} = 0.36$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.41+0.46+0.43+0.36}{4} = 0.415 > 0.2$$

$$\beta = \frac{8.8}{7.6} = 1.12$$

$$h_{min} = \frac{8800 * (0.8 + (\frac{420}{1400}))}{36 + 1.15 * 5 * (0.415 - 0.2)} = 26.06 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} > h_{min} = 26.06 \text{ cm}$$

✓ Load Calculation:

Table 4.5: table of two way rib calculation.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	Tiles	$22 * 0.03 * 0.52 * 0.52 = 0.178 \text{ KN}$
2	Mortar	$22 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.119 \text{ KN}$
3	Sand	$16 * 0.07 * 0.52 * 0.52 = 0.303 \text{ KN}$
4	Topping	$25 * 0.08 * 0.52 * 0.52 = 0.541 \text{ KN}$
5	Rib	$25 * 0.27 * 0.12 * (0.52 + 0.4) = 0.745 \text{ KN}$
6	Block	$9 * 0.27 * 0.4 * 0.4 = 0.389 \text{ KN}$
7	Plaster	$22 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.119 \text{ KN}$
Sum		2.80 KN

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{2.80}{0.52 \times 0.52} = 10.36 \text{ KN/m}^2$$

$$W_D = 1.2 \times 10.36 = 12.432 \text{ KN/m}^2$$

$$LL = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$W_L = 1.6 \times 3 = 4.8 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 12.432 + 4.8 = 17.232 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Moments Calculations:**

From tables use Case (1): C neg = 0.0

$$C_{a,dL} = 0.049 \text{ , , } C_{b,dL} = 0.032$$

$$C_{a,LL} = 0.049 \text{ , , } C_{b,LL} = 0.032$$

$$M_{a,d}^+ = C_{a,dL} \times W_{ud} \times (L_a)^2 = 0.049 \times 12.432 \times (7.6)^2 \times 0.52 = 18.3 \text{ KN .m / rib.}$$

$$M_{a,L}^+ = C_{a,LL} \times W_{ul} \times (L_a)^2 = 0.049 \times 4.8 \times (7.6)^2 \times 0.52 = 7.06 \text{ KN .m / rib.}$$

$$M_{a \text{ positive}} = 18.3 + 7.06 = 25.36 \text{ KN .m / rib.}$$

Negative moment at discontinuous edges = 1/3

positive

$$M_{a \text{ neg}} = (1/3) \times 25.36 = 8.45 \text{ KN .m / rib.}$$

$$M_{b,d}^+ = C_{b,dL} \times W_{ud} \times (L_b)^2 = 0.032 \times 12.432 \times (8.8)^2 \times 0.52 = 16.01 \text{ KN .m / rib.}$$

$$M_{b,L}^+ = C_{b,LL} \times W_{ul} \times (L_b)^2 = 0.032 \times 4.8 \times (8.8)^2 \times 0.52 = 6.18 \text{ KN .m / rib.}$$

$$M_{b \text{ positive}} = 16.01 + 6.18 = 22.19 \text{ KN .m / rib.}$$

Negative moment at discontinuous edges = 1/3
positive.

$$M_b \text{ neg} = (1/3) \times 22.19 = 5.96 \text{ KN.m / rib.}$$

✓ **design of positive moments:**

Design of Positive Moment :- (Ma=25.36KN.m)

Assume bar diameter ϕ 14 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{25.36 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 315^2} = 0.54 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.54}{420}} \right) = 0.00130$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00130 \times 520 \times 315 = 212.94 \text{ mm}^2$$

Check for As min:-

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(315) = 110.22 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(315) = 126 \text{ mm}^2 \text{ **controls}**$$

$$A_{s_{req}} = 212.94 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 126 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2 ϕ 12, A_s , provided = 226.2 mm² > $A_{s, required} = 212.94 \text{ mm}^2$... Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.96 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{315 - 10.54}{10.54} \right) = 0.086 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design of Positive Moment:- ($M_b = 22.19 \text{ KN.m}$)

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{22.19 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 315^2} = 0.47 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.47}{420}} \right) = 0.001132$$

$$A_{s, req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.001132 \times 520 \times 315 = 185.46 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 185.46 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 126 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2 ϕ 12, A_s , provided = 226.2 mm² > $A_{s, \text{required}} = 185.46 \text{ mm}^2$... Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.96 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{315 - 10.54}{10.54} \right) = 0.086 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ **design of negative moments:**

Design of Negative Moment :- ($M_a = -8.43 \text{ KN.m}$)

Assume bar diameter ϕ 12 for negative reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{8.43 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 316^2} = 0.78 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.78}{420}} \right) = 0.002$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002 \times 120 \times 316 = 75.84 \text{ mm}^2$$

Check for As min:-

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) = 110.5 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(316) = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 75.84 < A_{s \text{ min}} = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2 ϕ 10, $A_{s, \text{provided}} = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 126.4 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 26.95 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 31.7}{31.7} \right) = 0.026 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design of Negative Moment :- (Mb=-7.4KN.m)

Assume bar diameter ϕ 12 for negative reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{7.4 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 316^2} = 0.68 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.68}{420}} \right) = 0.00164$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00164 \times 120 \times 316 = 62.18 \text{ mm}^2$$

Check for As min:-

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) = 110.57 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(316) = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ **controls**}$$

$$A_{s, \text{req}} = 62.18 < A_{s, \text{min}} = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ **OK**}$$

Use 2 ϕ 10, $A_{s, \text{provided}} = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 126.4 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 26.95 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 31.7}{31.7} \right) = 0.026 > 0.005 \quad \mathbf{Ok}$$

✓ **design of shear for rib:**

Maximum shear coefficient in short direction as in case (1) $W_a @ m = 0.863$

$$W_a = 0.64$$

The total load on the panel = $7.6 \times 8.8 \times 17.232 = 1152.4 \text{ KN}$

The load per rib at the face of long beam = $0.64 \times 1152.4 \times 0.52 / (2 \times 8.8) = 21.79 \text{ KN}$

$$V_{ud} = V_{u\text{face}} - W_u \cdot b_f \cdot d = 21.79 - 17.232 \times 0.52 \times 0.316 = 18.95 \text{ KN}$$

The shear strength of one rib:

$$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.05 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 34.05 = 25.54 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 25.54 = 12.77 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c < V_{ud} < \phi V_c$$

$$12.77 < 18.95 < 25.54$$

Minimum shear reinforcement is required except for joist construction.

$$V_{ud} = 17.232 \times 0.52 \times (3.8 - 0.316) = 31.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 25.54 < V_{ud} = 31.3 \text{ KN}$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * bw * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 120 * 316 * 10^{-3} = 9.48 \text{ KN Controls}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * bw * d = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 120 * 316 * 10^{-3} = 8.7 \text{ KN}$$

$$\Phi (V_c + V_{smin}) = 35.021 > V_u = 31.3 > \Phi V_c = 25.54$$

$$V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} * bw * d = 61.9 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = 12.92 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 11.4 < V_s = 12.92 < V_s' = 55.85 \dots\dots\dots \text{Case IV}$$

Use 2 leg $\Phi 8$

$$A_{vmin} = 100 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{v_s}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{vmin}}{v_s} df_{yt}$$

$$s = 926.5 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 4 leg $\Phi 8 @ 125 \text{ mm}$

4.8 Design of One Way Solid Slab

✓ Material:-

⇒ concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ Slab Thickness Calculation:-

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

Min H (deflection requirement):-

-For one end continuous:-

$$\frac{L}{24} = \frac{4.25}{24} = 0.17$$

For One way solid slab, will use thickness of slab 20 cm.

✓ Load Calculation:-

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

-Load Calculation For the Horizontal Slab:- (For one Meter Strip)

Table 4.6: Dead Load Calculation of Solid Slab.

#	material	calculation
1	Tiles	0.03*22=0.66
2	mortar	0.03*22=0.66
3	Coarse sand	0.07*16=1.12
4	RC concrete	0.30*25=7.5
5	plaster	0.02*22=0.44
	Sum	10.38

Live load =5 KN/m

✓ Design of Positive Moment :

Design of Positive Moment :-($M_u=25.3$ KN.m)

Assume bar diameter $\Phi 14$ for main reinforcement

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{25.3 * 10^6 / 0.9}{1000 * (173)^2} = 0.939(\text{Mpa})$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.939)}{420}} \right) = 0.00228$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00228 * 100 * 173 = 3.95 \text{ cm}^2$$

Check for As min:-

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} = 3.3 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{NOT OK}$$

Use ϕ 12/20cm , $A_{s,\text{provided}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} = 3.6 \text{ cm}^2 \dots$ Ok

Design of Positive Moment :- (Mu=27.6KN.m)

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{27.6 * 10^6 / 0.9}{1000 * (173)^2} = 1.02 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.02)}{420}} \right) = 0.00245$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00245 * 100 * 143 = 3.56 \text{ cm}^2$$

Check for As min:-

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} = 3.56 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Not OK}$$

Use ϕ 12/20cm , $A_{s,\text{provided}} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{required}} = 3.6 \text{ cm}^2 \dots$ Ok

✓ Design of Negative Moment:

Design of Negative Moment:- (Mu=23.4 KN.m)

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{23.4 * 10^6 / 0.9}{1000 * (173)^2} = 0.868(\text{Mpa})$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.868)}{420}} \right) = 0.0021$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0021 * 100 * 173 = 3.65 \text{ cm}^2$$

Check for A_s min:-

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{req}} = 3.65 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Use ϕ 12/20cm , $A_{s\text{provided}} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{required}} = 3.6 \text{ cm}^2$ Ok

Shrinkage and Temperature:-

$$\rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{control})$$

Use $\Phi 10$ @ 200 mm

✓ Shear Design:-

Check Whether Thickness Is Adequate For Shear:-

$$V_{u,\max} = 47.4 \text{ KN/ 1m strip}$$

$$d = h - 20 - db = 200 - 20 - (14 / 2) = 173 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173 = 105.9 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$\Phi V_c = 79.42 \text{ KN} > V_{u,\max} = 47.4 \text{ KN/ 1m strip}$$

The thickness of the slab is adequate enough.

4.9 Design of Two Way Solid Slab:

✓ Calculate the minimum thickness slab :

$$h_{min} = 22 \text{ cm}$$

$$y(CB6) = \frac{20 * 120 * 30 + 80 * 200}{20 * (80 + 20) + 80 * 20} = 21.1 \text{ cm}$$

$$Ib(CB6) = \frac{120 * 18.9^3}{3} + \frac{80 * 20^3}{3} = 225575.6 \text{ cm}^4$$

$$y(CB5) = \frac{20(80 + 40) * 30 + 80 * 30}{20 * (80 + 40) + 20 * 80} = 22 \text{ cm}$$

$$Ib(CB5) = \frac{120 * 18^3}{3} + \frac{80 * 20^3}{3} = 225575.6 \text{ cm}^4$$

$$Is1 = Is2 = \frac{(380 + 35) * 20^3}{12} = 275000 \text{ cm}^4$$

$$Is3 = \frac{(325 + 35) * 20^3}{12} = 240000 \text{ cm}^4$$

$$Is4 = \frac{(655 + 35) * 20^3}{12} = 460000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha f1 = \alpha f2 = \frac{Ib66}{Is2} = \frac{Ib56}{Is1} = \frac{1160412.5}{275000} = 4.264$$

$$\alpha f3 = \frac{Ib55}{Is3} = \frac{1172751}{240000} = 4.264$$

$$\alpha f4 = \frac{Ib53}{Is4} = \frac{1160412.5}{460000} = 2.522$$

$$\alpha fm = \frac{\epsilon \alpha}{4} = \frac{2 * 2.522 + 2 * 4.264}{4} = 3.393$$

$$\text{for } \alpha fm \leq 0.2\beta = \frac{lnlong}{lnshort} = 6.8/6.3=1.07$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$h_{min} = \frac{ln * (0.8 + Fy/1400)}{36 + 9B} = \frac{780 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 9 * 1.07} = 16.3 \text{ cm}$$

but we will select 20cm slab thickness.

✓ Dead load calculations:

Table(4.7) calculation of the two way solid Dead load

Dead load from:	$\delta \times \gamma$	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.02×22×1	0.44
Coarse sand	0.07×16×1	1.12
Slab	0.20×25×1	5
Plaster	0.02×22×1	0.44
Partitions	2*1	2
		8.75

Dead load =8.75 KN/m².

Live load = 5 KN/m².

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*8.75= 10.5 KN/m².

WuL = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m².

Wu = 10.5+8 = 18.5 KN/m²

✓ Shear Design :

l_a/l_b=0.85

W_b=0.79

W_a=0.21

- The total load on the panel being (7.6*6.5*19.604) = 968.487 KN
- The load at face of the long beam is (0.79×1614/(2*6.5))=58.86 KN

Assume the Φ 16

$$d=200-20-12\sqrt{2}=174\text{mm}$$

- $V_c = (\sqrt{28} * 1000 * 174 * 10^{-3}) \sqrt{6} = 153.45 \text{KN}$

$$\phi V_c = 0.75 \times 181.26 = 115.1 \text{ KN}$$

$$V_u < \phi V_c.$$

The thickness of the slab is adequate enough

✓ Flexural Design:

$$(l_a/l_b=0.92)$$

Positive moments :

$$C_a D = 0.0318$$

$$C_a L = 0.037$$

$$C_b D = 0.0228$$

$$C_b L = 0.0272$$

$$M_{a+ve,D} = C_a * W * L_a^2 = 0.0318 * 10.5 * 6.3^2 = 13.25 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a+ve,L} = C_a * W * L_a^2 = 0.0374 * 8 * 6.3^2 = 11.806 \text{ KN.m/m}$$

$$\underline{M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 25.05 \text{ KN.m/m}}$$

$$M_{b+ve,D} = C_b * W * L_b^2 = 0.0228 * 10.5 * 6.8^2 = 11.06 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{b+ve,L} = C_b * W * L_b^2 * b = 0.0228 * 8 * 6.8^2 = 8.43 \text{ KN.m/m}$$

$$\underline{M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 16.83 \text{ KN.m/m}}$$

✓ Positive Moment:

***Mub = 16.83KN.m/m**

Assume the $d_{Bar} = 12 \text{ mm}$

$d = h - \text{cover} - (d_{Bar}/2) = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$= \frac{16.83 * 10^6 / 0.9}{1000 * 176^2} = 0.60 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{fy}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.6}{420}} \right) = 0.003$$

$$As_{req} = 0.003 * 1000 * 176 = 534 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$As = 534 \text{ mm}^2 \geq As_{min} = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use Φ 14 \ 20cm with As=770mm²/m

***Mua = 25.05KN.m/m**

Assume the $d_{Bar} = 12 \text{ mm}$

$d = h - \text{cover} - (d_{Bar}/2) = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$

$$K_n = \frac{Mu}{b * d^2} = \frac{24.28 * 10^6 / 0.9}{1000 * 176^2} = 0.85 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{fy}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.85}{420}} \right) = 0.002$$

$$As_{req} = 0.002 * 1000 * 174 = 385 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 385 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use $\Phi 14 \setminus 20\text{cm}$ with $A_s=770 \text{ mm}^2/\text{m}$

✓ Negative Moment:

$$\mathbf{M_{ua} = 42.5 \text{ N.m/m}}$$

Assume the $d_{\text{Bar}} = 12 \text{ mm}$

$$\mathbf{d = h - cover - (d_{\text{Bar}}/2) = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}}$$

$$K_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{49.7 * 10^6 / 0.9}{1000 * 176^2} = 1.768 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.64$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.64 * 1.768}{420}} \right) = 0.00438$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00438 * 1000 * 174 = 770 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 770 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use $\Phi 16 \setminus 20\text{cm}$ with $A_s=1004.8 \text{ mm}^2/\text{m}$

Note: other moments requires areinforcement less than minimum, Use $\Phi 12 \setminus 15\text{cm}$ with $A_s=678 \text{ mm}^2/\text{m}$

4.10 Design of Stair:

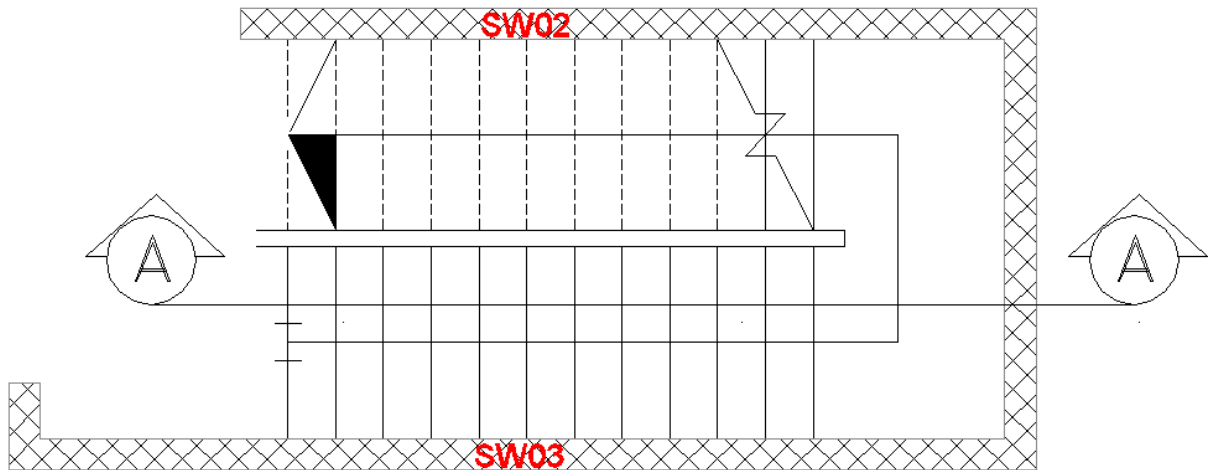


Figure4.6: Stair Plan.

✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ **Design of Flight :-**

✓ **Determination of Thickness:-**

$$h_{\min} = L/20$$

$$h_{\min} = 5.8/20 = 29 \text{ cm}$$

Take $h = 30 \text{ cm}$

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(15/30) = 26.56^\circ$

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table 1-8: Dead Load Calculation of Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	Tiles	$27*0.03*1*(0.35+0.15/0.3) = 1.35 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$22*0.02*1*(0.3+0.15/0.3) = 0.66 \text{ KN/m}$
3	Stair	$25*1*(0.3+0.15/2)/0.3 = 1.875 \text{ KN/m}$
4	Slab	$25*0.25*1 / \text{COS } 26.56 = 6.99 \text{ KN/m}$
5	Plaster	$22*0.03*1 / \text{COS } 26.56^\circ = 0.738 \text{ KN/m}$
Sum		13 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = $4*1 = 4 \text{ KN/m}$

Factored Load For Flight :-

$$W_U = 1.2 \times 13 + 1.6 \times 4 = 23.6 \text{ KN/m}$$

Chapter 4
Structural Analysis And Design

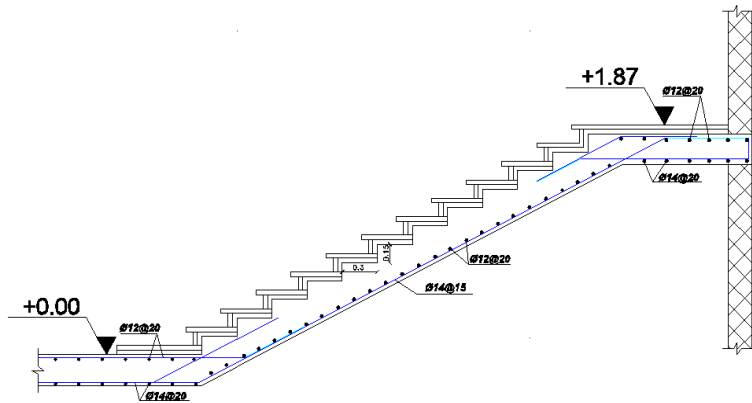


Fig 4.7: Stair Section.

$$R = (W * L) / 2 = 23.6 * 3.31 / 2 = 42.3 \text{ KN}$$

1- Design of Shear for Flight :- ($V_u = 27.45 \text{ KN}$)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$$

$$V_u = 42.3 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 273 = 222.9 \text{ KN/m}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 222.9 = 167.2 \text{ KN /m}$$

$$V_u = 42.3 < \Phi V_c = 167.2 \text{ KN /m}$$

The thickness is enough .

2- Design of Bending Moment for Flight :- ($M_u = 80.25 \text{ KN.m}$)

$$M_u = 80.25 * (1.5 + 1.6) - \frac{23.6 * 1.35^2}{2} = 89.1 \text{ m KN}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{89.1 * 10^6}{0.9 * 1000 * 273^2} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.2}{420}} \right) = 0.00294$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00294 \times 1000 \times 273 = 804.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} > A_{s,min} = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 804.2 \text{ mm}^2$$

Check for Spacing :-

1) $S = 3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$

2) $S = 380 \times (280 / (2/3 \times 420)) - 2.5 \times 20 = 330 \leq S = 300 \times (280 / (2/3 \times 420)) = 250 \text{ mm}$

3) $S = 450 \text{ mm}$

$S = 250 \text{ mm}$ is control

Use $\phi 14$ @ 250 mm

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 14$ @ 300 mm , $A_{s,provided} = 461.7 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 450 \text{ mm}^2 \dots$ Ok

✓ **Design of Landing :**

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Landing For 1m Strip:-

Live Load For Landing For 1m Strip = $4 \times 1 = 4 \text{ KN/m}$

Factored Load For Landing :-

$$W_U = 1.2 \times 9.26 + 1.6 \times 4 = 19.3 \text{ KN/m}$$

✓ **System of Landing :-**

$$R = \frac{19.3 \times 1.7}{2} + 21.15 \times 1.9 = 75.45 \text{ KN}$$

1- **Design of Shear:- (Vu=75.45 KN)**

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 273 = 222.9 \text{ KN}$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 222.9 = 1167.2 \text{ KN} > V_u = 75.45 \text{ KN} \dots \dots$ **Thickness of slab is enough**

2- **Design of Bending Moment :- (Mu=70.6KN.m)**

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 213 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{70.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 213^2} = 1.052 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.382}{420}} \right) = 0.002575$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002575 \times 1000 \times 213 = 548 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 * 1000 * 213 = 383 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 548 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ is control}$$

Check for Spacing:-

4) $S = 3h = 3 \times 300 = 900\text{mm}$

5) $S = 380 \times (280 / (2/3 \times 420)) - 2.5 \times 20 = 330 \leq S = 300 \times (280 / (2/3 \times 420)) = 200\text{mm}$

6) $S = 450\text{ mm}$

$S = 200\text{ mm}$ is control

Use $\phi 14 @ 200\text{ mm}$

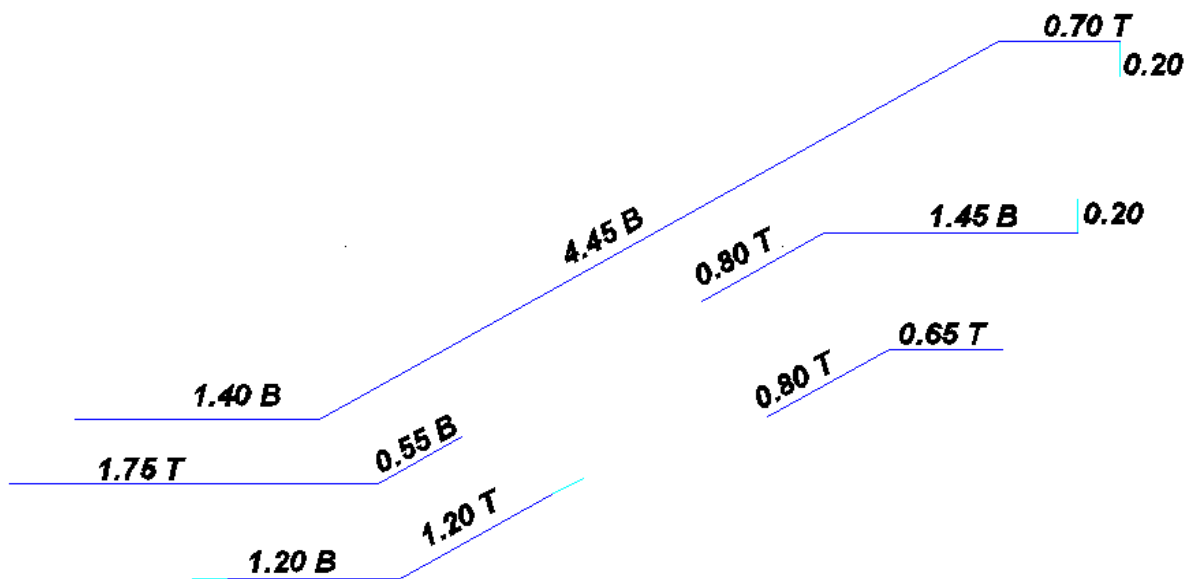


Fig 4.7: Stair Reinforcement.

4.11 Design of Column

✓ Material :-

⇒ concrete B350 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ Load Calculation:-

Service Load:-

Dead Load = 2400KN

Live Load = 700 KN

Factored Load:-

$P_U = 1.2 \times 2400 + 1.6 \times 700 = 4000 \text{ KN}$

✓ Dimensions of Column:-

Assume $\rho_g = 0.01$

$\phi * P_n = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' (1 - \rho_g) + \rho_g * F_y\}$

$4000 * 1000 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 24 (1 - 0.01) + 0.01 * 420\}$

$A_g = 315457.4 \text{ mm}^2$

Assume Rectangular Section

Try $h = 600 \text{ mm}$

$b = 400$

Selecting Longitudinal Bars:

$4000 * 1000 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 24 (240000 - A_{st}) + A_{st} * 420\}$

$A_{st} = 6980 \text{ mm}^2$

Use $12\phi 28$, $A_{st,prov} = 7308 \text{ mm}^2 > A_{st} = 6980 \text{ mm}^2$

$\rho_g = A_{st}/A_g = 0.0125$

Chapter 4
Structural Analysis And Design

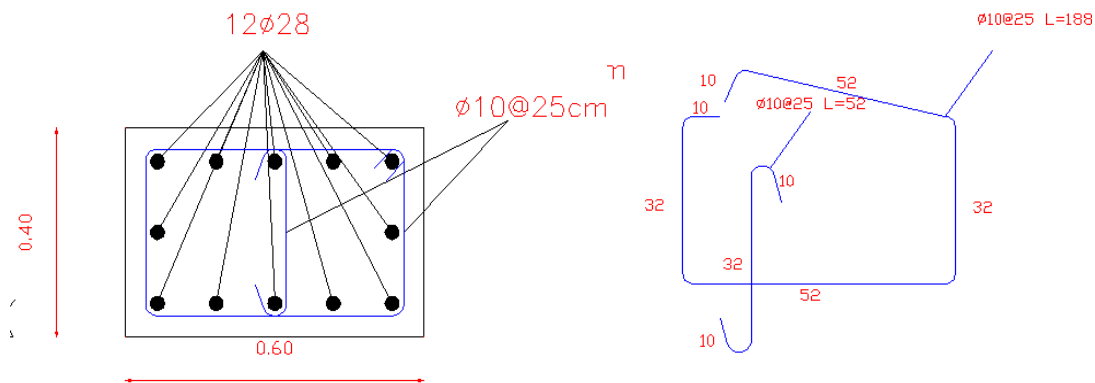


Fig 4.9: Column section and reinforcement.

✓ **Design of the tie reinforcement :**

$S \leq 16 \text{ db}$ (longitudinal bar diameter)

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

$S \leq \text{Least dimension.}$

spacing $\leq 16 \times d_b = 16 \times 2.8 = 44.8 \text{ cm} \dots$

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

spacing $\leq \text{least.dim} = 40 \text{ cm control}$

Use $\phi 10 @ 25 \text{ cm}$

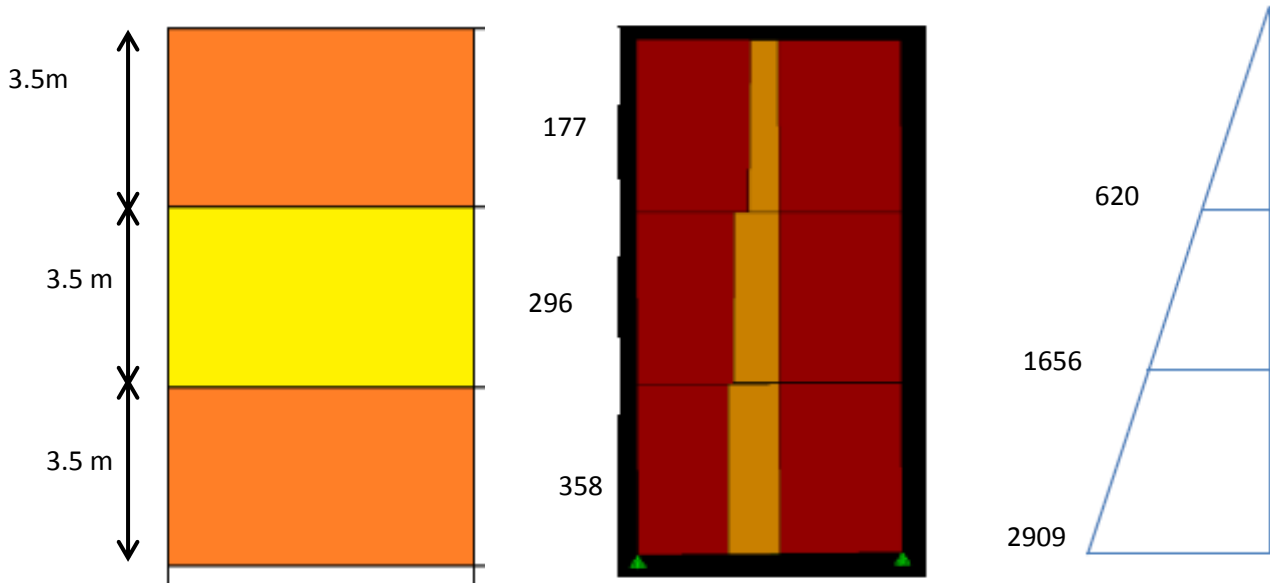
4.12 Design of shear wall:

Chapter 4
Structural Analysis And Design

$$h_w = 10.5 \text{ m} , L_w = 6.5 \text{ m}$$

$$d \leq 0.8 * L_w = 0.8 * 6.9 = 5.2 \text{ m} \dots \text{control}$$

$$d \leq 0.8 * h_w = 0.8 * 10.5 = 8.4 \text{ m}$$



4.10 Shear force and moment on the wall from ETABS

$$L_w / 2 = 3.25 \text{ m} \dots\dots \text{control}$$

$$h_w / 2 = 5.25 \text{ m}$$

✓ Design horizontal reinforcement :

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200 \times 5200 = 901.4 \text{ KN (control)}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$N_u = 0.0 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 5200}{4} + 0.0 = 1273.72 \text{ KN}$$

$$Mu(1) = 1656 + 358 * (3.5 - 3.25) = 1745.5 \text{ kNm}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{Mu(1)}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{3.25(\sqrt{24} + 0.0)}{\left\langle 358 - \frac{6.5}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{200 \times 5200}{10} = 2542.67 \text{ KN}$$

So thickness of wall is safe.

✓ **Design for horizontal reinforcement :**

$$A_{vh} \text{ min} = 0.0025 * s * h$$

$$A_{vh} = 2 \Phi 10 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\left(\frac{2 * 79}{s} \right) = 0.5$$

$$S = 316 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} \leq L_w / 5 = 6500 / 5 = 1300 \text{ mm}$$

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

$$\leq 3 * h = 3 * 200 = 600 \text{ mm Take } s = 300 \text{ mm} < s_{\text{max}}$$

Select $\Phi 10 @ 20 \text{ cm}$

✓ Design for Vertical reinforcement:-

$$A_{vv} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) * \left(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025 \right) \right\} * s * h$$

$$A_{vh} = 2 \Phi 10 = 158 \text{ mm}^2$$

$$A_{vv} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{10.5}{6.5} \right) * \left(\frac{2 * 79}{300 * 200} - 0.0025 \right) \right\} * s * 200$$

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

$$\left(\frac{A_{vv}}{s} \right) = 0.53$$

$$A_{vv} = 2 \Phi 10 = 158 \text{ mm}^2$$

S=298mm

$$S_{max} \leq L_w/3 = 6500/3 = 2166 \text{ mm}$$

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

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

Take $s = 250 \text{ mm} < s_{max}$

Select $\Phi 12$ -20 cm

✓ Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{L_w}{0.007 * 600} \right) = \frac{6500}{4.2} = 1547.6 \text{ mm}$$

$$\text{length of boundary element} = C - 0.1 \times L_w$$

$$\text{length of boundary element} = 1547.6 - 0.1 \times 6500 = 897.6 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1547.6}{2.0} = 773.8 \text{ mm}$$

Select the boundary element = 960mm

$$A_{sv} = \frac{L_w}{s1} \times A_{sv} \longrightarrow = \frac{2 * 79}{250} \times 6500 = 4108 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 * \beta * f_c * L_w * h / (A_s * F_y)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 6500 \times 200 / (4108 \times 420)} = 0.076$$

$$M_{uv} = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_s \times L_w \times \left(1 - \left(\frac{Z}{L_w} \right) \right)$$

$$M_{uv} = 0.9 * 420 * 0.5 * 4108 * 6500 * (1 - (0.076 / 2)) = 4854.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{uv} > M_u$$

So, Boundary is not required.

Chapter 4
Structural Analysis And Design

4.13 Design of Footing:

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ **Load Calculations :-**

Dead Load = 800 Kn , Live Load = 160 Kn

Total services load = 800 + 160 = 960 Kn

Total Factored load = $1.2 \cdot 800 + 1.6 \cdot 160 = 1216 \text{ Kn}$

Column Dimensions (a*b) = 25*50 cm

Soil density = 20 Kg/cm³

Allowable Bearing Capacity = 350 Kn/m²

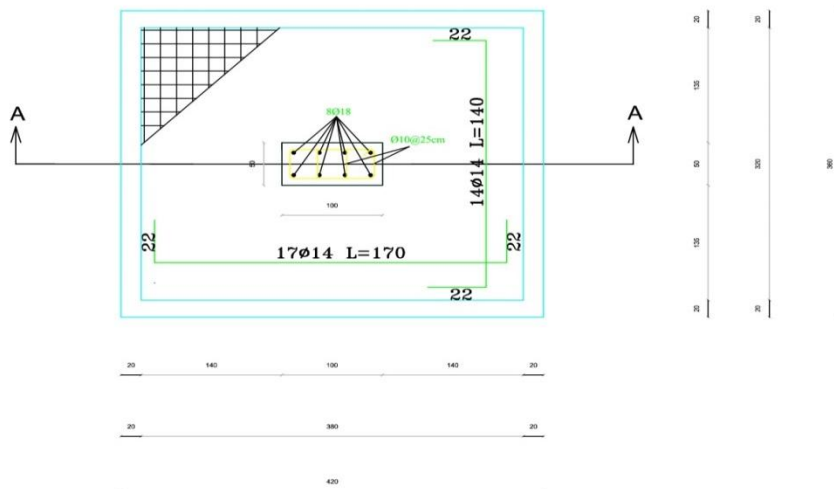


Fig 4.11 : Footing plan.

Chapter 4
Structural Analysis And Design

Assume $h = 60\text{cm}$

$$q_{net-allow} = 350 - 25*0.6 - 20*0.4 - 25*0.7 = 309.5\text{kn/m}^2$$

✓ **Area of Footing :-**

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{960}{309.3} = 3.2 \text{ m}^2$$

Assume Square Footing

B required = 1.79 m

Select B = 1.9 m

✓ **Bearing Pressure :-**

$$q_u = 1216/1.9*1.9 = 336.8 \text{ Kn/m}^2$$

✓ **Design of Footing :-**

✓ **Design of One Way Shear Strength :-**

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume $h = 60\text{cm}$, bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement and 7.5 cm Cover

$$d = 600 - 75 - 14 = 511 \text{ mm}$$

$$V_u = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d \right) * L$$

$$V_u = 336.8 * \left(\frac{1.9-0.35}{2} - 0.511 \right) * 1.9 = 168.93\text{Kn}$$

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

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1900 * 511 = 581.64Kn$$

$$\phi.V_c = 581.64Kn > V_u = 168.93Kn$$

∴ Safe

✓ Design of Two Way Shear Strength :-

$$V_u = P_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$V_u = 1216 - 336.8[(0.5 + 0.511) * (0.25 + 0.511)] = 1172.5Kn$$

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{50}{25} = 2$$

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

$$b_o = 2 * (51.1 + 50) + 2 * (51.1 + 25) = 354.0cm$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2} \right) * \sqrt{24} * 3540 * 511 = 2215.4Kn$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 511}{3540} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3540 * 511 = 1107 \text{Kn}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3540 * 511 = 2215 \text{Kn}$$

$$\Phi V_c = 2215 \text{ Kn} > V_u = 1170 \text{Kn}$$

✓ **Design of Bending Moment :-**

Critical Section at the Face of Column

$$FR = q_u * \left(\frac{B-a}{2} \right) * L = 336.8 * \left(\frac{1.9-0.25}{2} \right) * 1.9 = 527.9 \text{Kn}$$

$$M_u = 527.9 * 0.465 = 245.7 \text{Kn.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{245.7 * 10^6}{0.9 * 1900 * 511^2} = 0.54 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.54}{420}} \right) = 0.00152$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.00152 * 1900 * 511 = 1480 \text{mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 1900 * 600 = 2052 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} < A_{s,min} = 2052 \text{ mm}^2 \text{ is control}$$

Check for Spacing :-

$$S = 3h = 3 * 60 = 180 \text{cm}$$

$$S = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 75 = 192.5 \text{ cm}$$

$$S = 45 \text{ cm} \text{ is control}$$

Use 17ø14, A_{s,provided} = 2618 mm² > A_{s,required} = 2052 mm²... Ok

And In Another Direction Use 14 ø14 A_{s,prov} = 2156 mm²

✓ **Development Length In Footing :-**

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300\text{mm}$$

$$Ktr = 0 \text{ (No stripes)}$$

$$cb = 75 + \frac{14}{2} = 82\text{mm} \text{ Or } cb = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{14} = 5.3 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 395.75 \text{ mm} > 300\text{mm}$$

$$Ld_{T available} = \frac{1900 - 500}{2} - 75 = 625 \text{ mm}$$

$$Ld_{T available} = 625 \text{ mm} > Ld_{req} = 395.054 \text{ mm} \dots\dots \text{OK}$$

Compression Development Length In Footing :-

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * F_y * dB}{\sqrt{24}} > 0.043 * F_y * dB > 200\text{mm}$$

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * 420 * 14}{\sqrt{24}} = 288.05 > 0.043 * 420 * 14 = 252.84 > 200\text{mm}$$

$$Ld_{Creq} = 288.05\text{mm}$$

$$Ldc_{available} = 600 - 75 - 14 - 14 = 497\text{mm} > Ld_{Creq} = 288.0 \text{ mm} \dots\dots \text{Ok}$$

Lap Splice of Dowels In Column :-

$$Lsc = 0.071 * f_y * db = 0.071 * 420 * 14 = 477.48 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$\text{Select } Lsc = 500 \text{ mm}$$

Chapter 4
Structural Analysis And Design

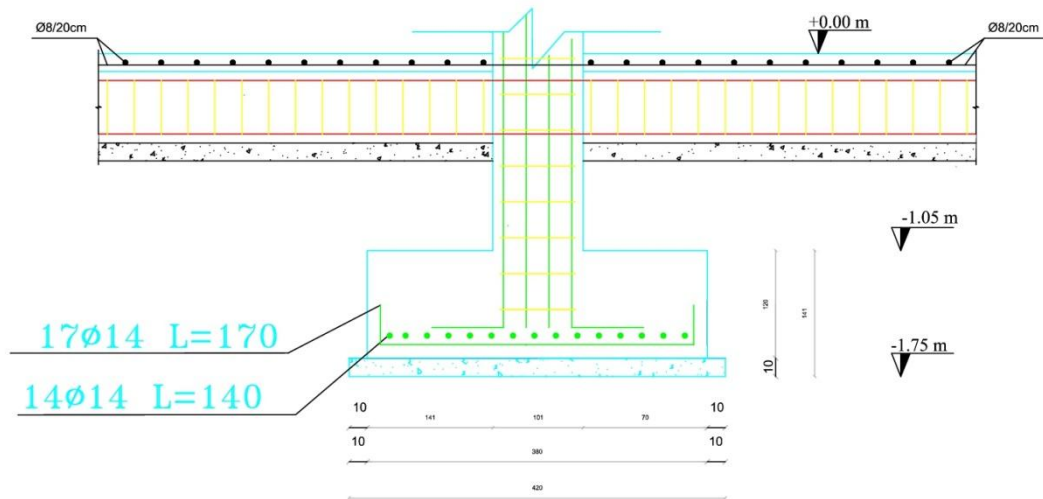


Fig 4.12 :Footing Reinforcement Details.

4.14 Design Of Steel Truss

✓ **Pos./TS/: Design Steel Truss.**

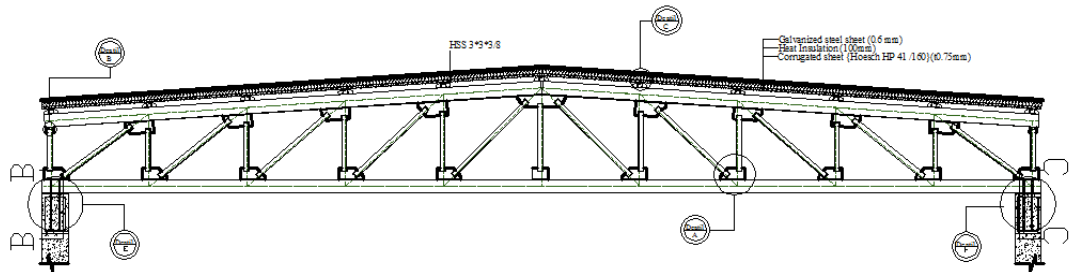
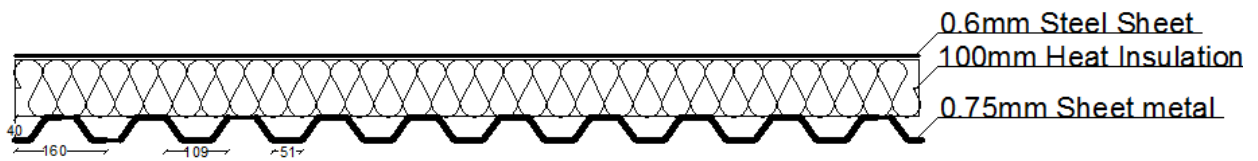


Figure 4-13 shows a gross section of the components that is located over the purlin , and it is as the following :

1. Surface layer of galvanized steel sheet with thickness of 0.6 mm.
2. Specific kind of duct, its dimension taken from some tables depending on number of spans and the dead and live loads that can it supports.



(Figure 4- 14:Cross section of sheet metal)

Chapter 4

Structural Analysis And Design

Table4-9:sheet metal for 2&3spans

Zwischenauflegerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I _{eff} cm ⁴ /m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,44	0,40
			2	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,30
			3	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,37	1,02	0,79	0,62	0,50	0,41	0,32	0,28	0,22	0,20
0,75	0,078	20,8	1	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83	0,73	0,64	0,57	0,51
			2	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,94	0,77	0,63	0,53	0,44	0,38
			3	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,73	1,30	1,00	0,79	0,63	0,51	0,42	0,35	0,30	0,25
0,88	0,092	25,8	1	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,20	1,05	0,92	0,82	0,73	0,65
			2	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,17	0,95	0,78	0,65	0,55	0,47
			3	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,13	1,60	1,23	0,97	0,78	0,63	0,52	0,43	0,37	0,31
1,00	0,104	30,4	1	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,46	1,27	1,11	0,99	0,88	0,79
			2	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,38	1,12	0,92	0,77	0,65	0,55
			3	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,46	2,52	1,89	1,46	1,15	0,92	0,75	0,62	0,51	0,43	0,37
1,25	0,130	39,4	1	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,33	2,01	1,75	1,54	1,36	1,22	1,09
			2	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,23	1,78	1,45	1,19	1,00	0,84	0,71
			3	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,48	3,26	2,45	1,89	1,48	1,19	0,97	0,80	0,66	0,56	0,48
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,53	3,01	2,60	2,26	1,99	1,76	1,57	1,41
			2	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,42	2,69	2,15	1,75	1,44	1,20	1,01	0,86
			3	31,80	20,35	14,13	10,38	7,69	5,40	3,94	2,96	2,28	1,79	1,43	1,17	0,96	0,80	0,67	0,57
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,35	4,63	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			2	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Table 4-10 shows the values (type, weight ,support load) for duct that will be used to carry the live and the dead loads , consult the number and the length of spans.

Zwischenauflegerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I _{eff} cm ⁴ /m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,35	1,15	0,99	0,86	0,75	0,67	0,59	0,53	0,48
			2	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,21	0,93	0,73	0,59	0,48	0,39	0,33	0,28	0,23
			3	8,95	5,73	3,98	2,99	2,09	1,47	1,07	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
0,75	0,078	20,8	1	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,10	1,77	1,50	1,29	1,12	0,98	0,87	0,77	0,69	0,62
			2	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	11,62	7,44	5,16	3,95	2,64	1,86	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,26	1,92	1,65	1,43	1,26	1,11	0,99	0,88	0,80
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,51	1,88	1,45	1,14	0,91	0,74	0,61	0,51	0,43	0,37
			3	14,75	9,44	6,65	4,88	3,27	2,29	1,67	1,26	0,97	0,76	0,61	0,50	0,41	0,34	0,29	0,24
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	3,28	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,82	11,41	8,15	5,76	3,86	2,71	1,98	1,48	1,14	0,90	0,72	0,59	0,48	0,40	0,34	0,29
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,58	4,59	3,84	3,25	2,79	2,42	2,12	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,84	2,88	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,06	7,28	5,98	4,99	4,23	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,35	4,63	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

✓ **Load calculation :**

1-Dead load :

1-load of galvanized steel sheet = $\frac{0.6}{1000} * 75 = 0.05 \text{ kKN/m}^2$

2-Dead load of heat insulation = $0.1 \text{ m} * 1 \text{ kn/m}^3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

3-Sheet metal with thickness of 0.75mm = 0.078KN/m²

→ Total dead load = 0.228KN/m²

2-Snow load :

Depending on the table of the snow load which it depends on the height of the building over the sea level which is 1005m, the snow load is :

$$S_t = \frac{h-400}{400}$$

$$S_t = \frac{1005-400}{400} = 1.5 \text{KN/m}^2$$

→ Total snow load = 1.5KN/m²

→ Total load ($q_t = \text{dead load} + \text{snow load} = 0.228 + 1.5 = 1.728 \text{KN/m}^2$)

From the table (4-8) the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m²

$Q_u = 5.16 \text{KN/m}^2 > q_t = 1.728 \text{KN/m}^2 \dots \text{ok}$

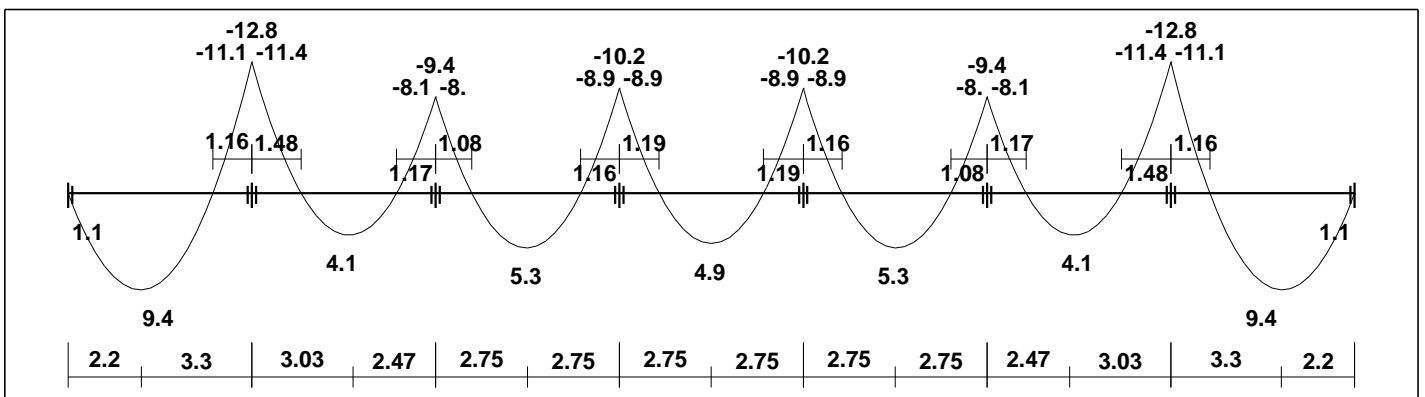
Note: the members are A36 ($F_y = 36 \text{ksi}$ and $F_u = 58 \text{ksi}$)

By using the previous dead and snow loads determine the max reaction on the purlins , and then apply these values as a linear on the length of the purlin.

✓ Design of purlins:

$$Q_u = 1.5(1.2D.L + 1.6S) = 1.5(1.2 \cdot 0.228 + 1.6 \cdot 1.5) = \boxed{4 \text{KN/m}^2}$$

-Design of moment



(Figure 4-15: Moment envelope for purlins)

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$M_U = 11.4 \text{ kn.m} = \frac{11.4}{4.448} * 1000 * \frac{1}{25.4} = 101 \text{ kip.in}$$

$$\phi_b M_b \geq M_u$$

$$0.9 * 36 * Z_x = 101 \text{ kip.in} \quad Z_x = 3.1 \text{ in}^3$$

$$\text{Select HSS } 3 \times 3 \times \frac{3}{8} Z_x = 3.25 \text{ in}^3$$

$$\frac{b}{t} = 5.6, \frac{h}{t} = 5.6$$

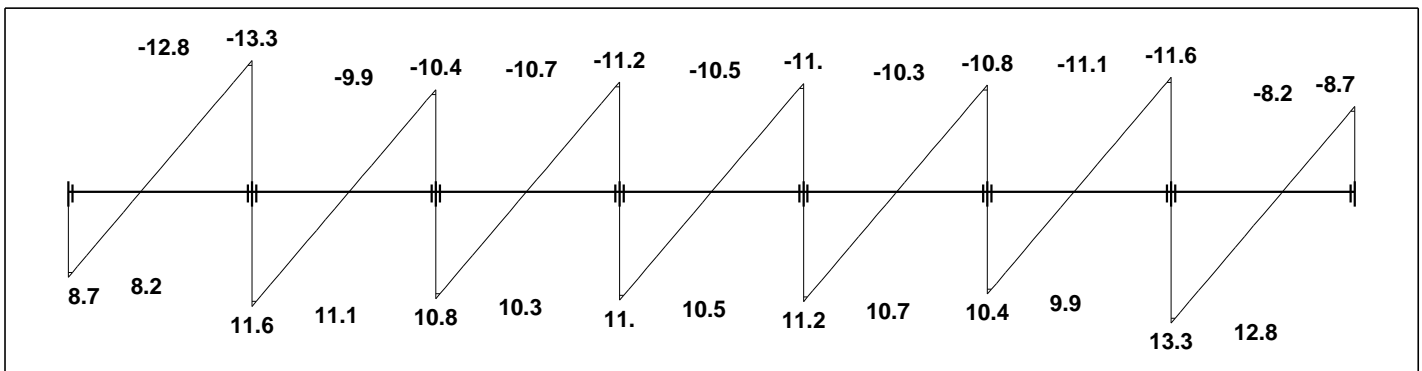
Check compact:

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 31.3$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 39.1$$

$$\frac{b}{t} = 5.6 < \lambda_p = 31.3 \quad , \dots \text{compact section}$$

✓ -Design of shear:



(Figure 4-16: Shear envelop for purlins)

$$v_U = 12.8 \text{ kn} = \frac{12.8}{4.448} * 1000 = 2.87 \text{ kip}$$

$$\phi_v v_b \geq v_u$$

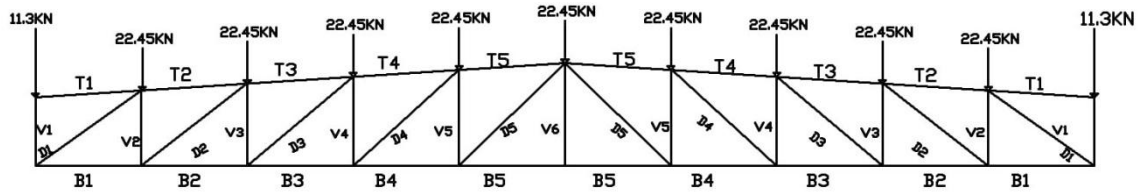
$$0.9 * 0.6 * f_y * d * t_w \geq 2.87 \text{ kip}$$

$$0.9 * 0.6 * 36 * 3 * \frac{3}{8} = 21.87 \text{ kip} > 2.87 \text{ kip} \dots \text{OK}$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

✓ *Design the member of the truss :*



(Figure 4- 17:Truss system)

✓ **The truss consist of four types of members :**

1) **The vertical member (v)**

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1	19.37	4.355
V2(max)	91.90	20.662
V3	55.44	12.46
V4	20.90	4.699
V5	10.46	2.352
V6	0.91	0.20

Table4-11:Vertical member forces

2) **The Diagonal member (D)**

These member are under tension force :

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
D1(max)	227.14	51.067
D2	150.37	33.807
D3	85.77	19.284
D4	31.64	7.114
D5	14.0	3.148

Table4-12:diagonal member forces

3) **The top member (T)**

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
T1	4.90	1.102
T2	193.68	43.545
T3	313.88	70.569
T4	379.76	85.382
T5(max)	402.69	90.537

Table4-13:Top member forces

4) **The bottom member (B)**

These member are under Tension Force :

Chapter 4

Structural Analysis And Design

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
B1	187.85	42.235
B2	310.55	69.821
B3	377.95	84.974
B4(max)	402.02	90.386
B5	391.94	88.119

Table4-13:bottom member forces

Design of tension member:

1st) Diagonal members :

Max. value of tension =227.14 Kn (51.067 Kips)

Check :

- **Tensile yielding:**

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 51.067 / 0.9 * 36 = 1.58 \text{ in}^2$$

Try L3*2*3/8 with $A_g = 1.73 \text{ in}^2$

- **Tensile rupture strength :**

$$\phi_t * P_n = 0.75 * f_u * A_e$$

$$\phi_t * P_n = 0.75 * 58 * (0.85 * 1.73) = 63.97 \text{ Kips} > 51.067 \text{ Kips} \dots \text{ok}$$

2nd) Bottom members :

Max. value of tension =402.02 Kn (90.386 Kips)

- **Tensile yielding:**

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 90.386 / 0.9 * 36 = 2.79 \text{ in}^2$$

Try W6*12 with $A_g = 3.55 \text{ in}^2$

- **Tensile rupture strength :**

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$\phi_t \times P_n = 0.75 \times f_u \times A_e$$

$$\phi_t \times P_n = 0.75 \times 58 \times (0.85 \times 3.55) = 131.3 \text{ Kips} > 90.386 \text{ Kips} \dots \text{ok}$$

✓ Design of compression member:

1st) vertical members :

Max. value of compression = 91.90 Kn (20.662 Kips)

Take section member

(Try L3*3*3/8 with $A_g = 2.11 \text{ in}^2$)

$$A_g = 2.11 \text{ in}^2, r_x = 0.91 \text{ in}, r_y = 0.91 \text{ in}.$$

Length of the member = 1.5m (4.92 ft)

-Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{3/8} = 8$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77$$

$$\frac{b}{t} = \frac{3}{3/8} = 8 < 12.77 \dots Q_s = 1.0$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1.0$$

$$\frac{L}{r_x} = \frac{4.92 * 12}{0.91} = 64.88$$

$$0 < \frac{L}{r_x} < 80$$

$$\left(\frac{k \times l}{r}\right) = 72 + 0.75 * \frac{L}{r_x} = 72 + 0.75 * \left(\frac{12 * 4.92}{0.91}\right) = 120.66$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s * f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 120.66$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(120.66)^2} = 19.66 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = Q \times 0.658^{(Q f_y / f_e)} \times f_y$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

$$F_{cr} = 1.0 \times 0.658^{(36/19.66)} \times 36 = 16.73 \text{ kips}$$

$$\phi P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 16.73 \times 2.11 = 31.8 \text{ kips} > 20.662 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

Note : use L3*3*3/8 for both of diagonal and vertical members .

2nd) top members :

Max. value of compression = 402.69 kn (90.537 kips)

$$\text{Assume } \frac{Kl}{r} = 75$$

$$4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{(kl/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(75)^2} = 50.88 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = Q \times 0.658^{(Qf_y/f_e)} \times f_y$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658^{(1 \times 36/50.88)} \times 36 = 26.77 \text{ kips}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 12 \times 4.92}{r} = 75 \rightarrow r = 0.787$$

$$A_g = \frac{pu}{\phi F_{cr}} = \frac{90.537}{0.9 \times 26.77} = 3.76 \text{ in}^2$$

Use W8*15 with $A_g = 4.44 \text{ in}^2$

✓ Design of weld:

The calculation of weld based on the following :

- 1) Fillet weld is used.
- 2) The plates are A36 ($f_y = 36 \text{ ksi}$, $F_u = 58 \text{ ksi}$)
- 3) The plate thickness is ($t = 0.5 \text{ in}$)
- 4) The electrodes having $F_{Exx} = 70 \text{ ksi}$
- 5) The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

1st) Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corners of the truss:

Chapter 4

Structural Analysis And Design

The section of the vertical member is angle (L3*3*3/8), $A_g=2.11 \text{ in}^2$, $y=0.884$.

The value of Max. compression in the vertical member is $V_u=20.662 \text{ Kips}$.

$$\text{Max. weld size } (a_{\max}) = t - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ in}$$

$$\text{Min. Weld size } (a_{\min}) = \frac{3}{16} \text{ in}$$

$$\text{Use weld size } (a) = \frac{1}{4} \text{ in}$$

- Design strength of weld :

$$\phi \times R_{nw} = \phi \times t \times 0.6 \times F_{Exx}$$

$$\phi \times R_{nw} = 0.75 \times (0.707 \times \frac{1}{4}) \times 0.6 \times 70 = 5.57 \text{ kips}$$

- Design strength of base material :

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_y) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times \frac{3}{8} = 8.1 \text{ kips} > 5.57 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

Or

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_u) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times \frac{3}{8} = 9.79 \text{ kips} > 5.57 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

$$f_1 = 5.57 \times 3 = 16.71 \text{ kips}$$

$$f_2 = 20.662 - 16.71 = 3.952 \text{ kips}$$

$$l_w2 = \frac{f_2}{\phi \times R_{nw}} = \frac{3.952}{5.57} = 0.71 \text{ in} \dots \dots \text{use } 1.0 \text{ in}$$

2nd) Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:

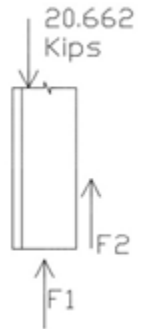
- The section of the diagonal member is angel (L3*3*3/8)

- For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

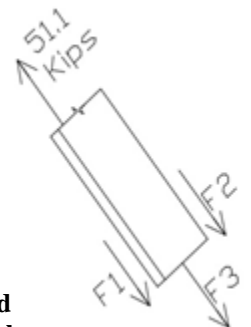
The value if Max. Tension in the diagonal member is $T_u = 51.1 \text{ kip}$.

$$\text{Max. weld size } (a_{\max}) = t - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ in}$$

$$\text{Min = Weld size } (a_{\min}) = \frac{3}{16} \text{ in}$$



(Figure 4-18:) weld between vertical member and gusset plate)



(Figure 4- 1:weld between diagonal member and gusset plate)

Chapter 4
Structural Analysis And Design

Use weld size (a) = $\frac{1}{4}$ in

✓ **Design strength of weld :**

$$\phi \times R_{nw} = \phi \times t \times 0.6 \times F_{Exx}$$

$$\phi \times R_{nw} = 0.75 \times (0.707 \times \frac{1}{4}) \times 0.6 \times 70 = 5.57 \text{ kips}$$

• Design strength of base material :

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_y) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times \frac{3}{8} = 8.1 \text{ kip} > 5.57 \text{ kip} \dots \text{ok}$$

Or

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_u) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times \frac{3}{8} = 9.79 \text{ kip} > 5.57 \text{ kip} \dots \text{ok}$$

$$F_3 = 3 * 5.57 = 16.71 \text{ kips}$$

$$\sum M \text{ at } F_1 = 0$$

$$= 16.71 * 1.5 + F_2 * 3 - 51.1 * (3 - 0.884) = 0$$

$$F_2 = 27.69 \text{ kips}$$

$$F_1 = 51.1 - 16.71 - 27.69 = 6.7 \text{ kips}$$

$$l_{w1} = \frac{f_1}{\phi \times R_{nw}} = \frac{6.7}{5.57} = 1.21 \text{ in} \dots \dots \text{use } 1.5 \text{ in}$$

$$l_{w2} = \frac{f_2}{\phi \times R_{nw}} = \frac{27.69}{5.57} = 4.97 \text{ in} \dots \dots \text{use } 5 \text{ in}$$

Check for rupture

$$L = \frac{(5 + 1.5)}{2} = 3.25$$

$$U = 1 - \frac{x}{l} = 1 - \frac{0.884}{3.25} = 0.728$$

$$\phi t P_n = 0.75 * f_u * A_e$$

$$\phi t P_n = 0.75 * 58 * (0.728 * 2.11) = 66.82 \text{ kips} > 51.1 \text{ kips} \dots \dots \text{ok}$$

Chapter 4

Structural Analysis And Design

3rd) Design of weld between the bottom member and the gusset plate:

The section of the bottom member is angel (W6*12)

$$11 / 2.54 = 4.33 \text{ in}$$

$$R_u = \sqrt{(R_v + R_y)^2 + (R_h + R_x)^2}$$

$$R_v = \frac{P_y}{L} = 0$$

$$R_h = \frac{P_x}{L} = \frac{20.662}{14.76 * 2} = 0.7 \text{ kip/in}$$

$$I_p = 2 * \frac{14.76^2}{12} = 535.93 \text{ in}^3$$

$$R_x = \frac{M * Y}{I_p} = 0 \dots y = 0$$

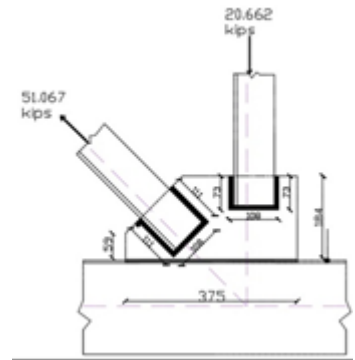
$$R_y = \frac{M * x}{I_p} = \frac{(20.662) * \left(\frac{4.33}{2}\right)}{535.93} = 0.1$$

$$R_u = \sqrt{(0 + 0.1)^2 + (0.7 + 0)^2} = 0.71 \text{ kip/in}$$

$$\phi * R_{nw} = R_u$$

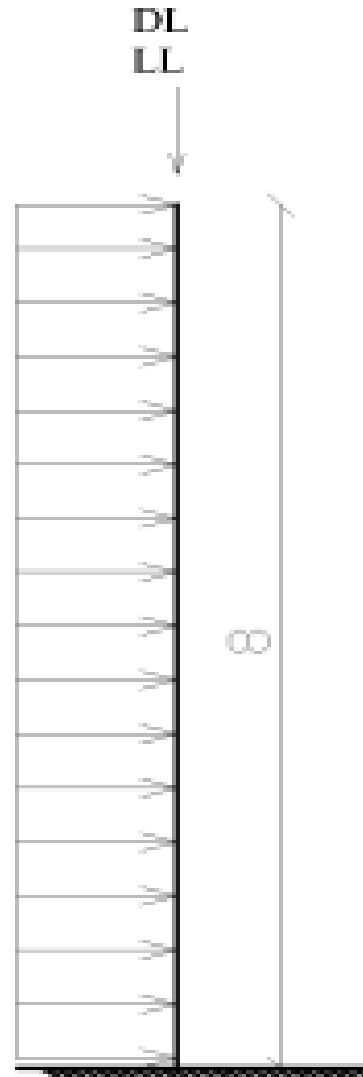
$$0.75 * (0.707a) * 0.6 * 70 = 0.71 \dots a = 0.032 \text{ in}$$

$$\text{Take } a = \frac{2}{16} \text{ in}$$



(Figure 4- 20:weld between gusset plate and bottom member)

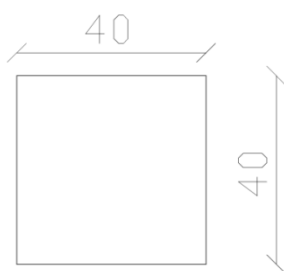
✓ **Pos./CS/: Design of Steel Truss Column.**



(4-21)System and Loading:

Section:

we choose square section for this column and its dimension is 40*40 cm

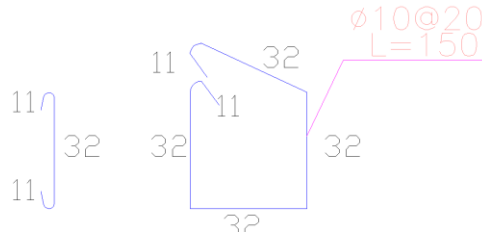
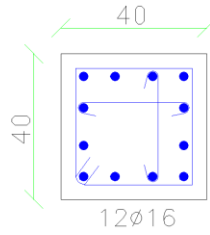


(Figure 4- 2: Steel truss Column System)

✓ **Design:**

By using ETABS program design we define the section and enter the load and get the design.

Chapter 4
Structural Analysis And Design



We use 12 Ø16 .

(Figure 4- 23:Steel Truss Column Design)

✓ **Pos./F/: Design of Foundation.**

✓ **materials:**

$$f'_c = 24MPa$$

$$f_y = 420MPa$$

✓ **loading:**

-vertical load from truss:

$$P_u = 150KN$$

-Lateral load (wind load):

$$\text{Wind load} = 2.04kn/m$$

The value of moment from wind load :

$$P_{w,L} = 5.1 * 0.8 * 0.5 = 2.04KN/m \text{ at the column}$$

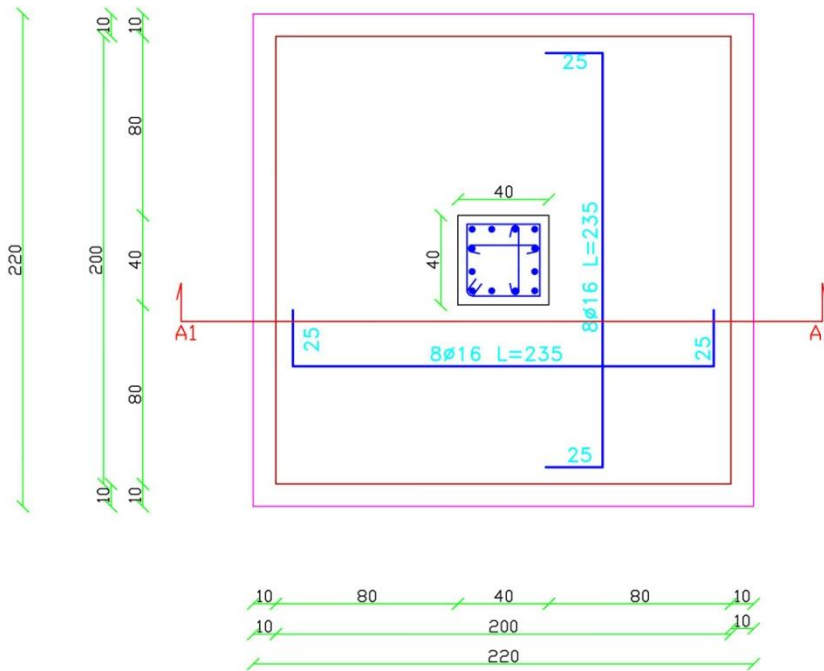
$$M = 2.04 * 8 * 4 = 65.3 \text{ kN.m}$$

Chapter 4

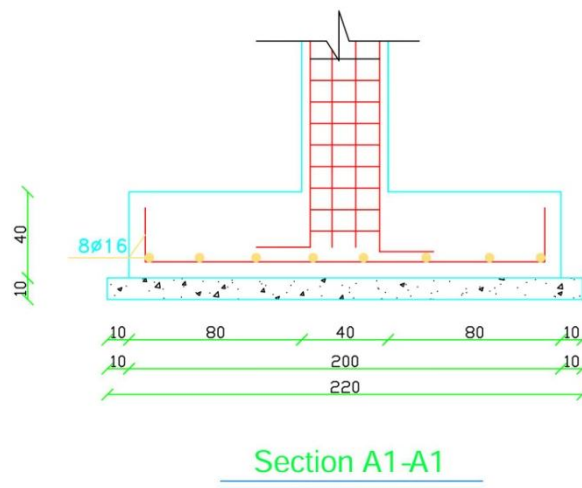
Structural Analysis And Design

✓ Design:

By using Atir program design we define the section and enter the load and get the design.



(Figure 4-24 :Steel foundation plan)



(Figure 4-25:Steel foundation reinforcement)

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج .

3-5 التوصيات.

1-5 مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى دائرة السير المقترح بناؤها في مدينة الخليل. وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

2-5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحسوبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400KN/m^2 .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:
 - a. هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
 - a. AUTOCAD (2007+2015) : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
 - b. ATIR : للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
 - c. Microsoft Office XP : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
 - d. Google SketchUp : تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للفندق.
7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدرّس.

3-5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربيته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.