بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "فندق الياسمين" بجامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

فـريـق الـعـمـل

نضال محمود بستنجي سمير الحلايقة يزن عزمي مشارقة

مأمون قيسية سليمان الراشيدة

إشـراف :

د.رياض عوض

آب – 2017م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ " فندق الياسمين " بجامعة بوليتكنك فلسطين

فـريــق الـعـمـل

نضال محمود بستنجي سمير الحلايقة يزن عزمي مشارقة

مأمون قيسية سليمان الراشيدة

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 اللجنة الممتحنة

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.رياض عوض	م. فيضي شبانة
.....	.....

آب – 2017م

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة و الأهل والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل المهندس سفيان الترك المشرف والموجة، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

التصميم الإنشائي لـِ "فندق الياسمين" بجامعة بوليتكنك فلسطين

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي, في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لفندق الياسمين ، و يتكون المبنى من طابق تسوية وآخر أرضي وطابق اول وثاني, وثالث ورابع وخامس بالإضافة للرووف طابقين (السادس والسابع)، على جزء من قطعة أرض مساحتها 10دونما، ومساحة البناء12600متر مربع.

ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسرعة الوصول للمستخدمين.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_11), ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل : Autocad2007, Atir , Safe, Office2007, Etabs 2016

من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design For “AL-YASMEN HOTAL " InDora City

Structural design is the most important design of the building after the necessary of architectural design, the distribution of columns, loads, offer durability, the best prices and the highest degree of safety are the responsibility of the structural designer. In this project we will do the structural design of the AL-YASMEN HOTAL. The complex consists of two separate buildings, part A of eight floors with an area of 10800 square meters and part B of eight floor with an area of 845 square meters.

The architectural of the project is based on multiple steric blocks distributed consistently it terms of aesthetic and functional purposes, as well as it is designed in the form of distributing blocks that provide comfort, ease and speed of access for users.

It is important mentioning that we will use the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes, for the analysis of the structural and design sections we will use the US Code (ACI_318_11), it must be noted that he will be relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe, Office2007, Atir, E-tabs and others.

Expected after the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements with permission of Allah Almighty.

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	X
List of Figures	XII
List of Abbreviations	XIII

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

الفصل الثاني	الوصف المعماري	5
2-1	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
2-3	موقع المشروع	7
2-3-1	أهمية الموقع	8
2-3-2	حركة الشمس والرياح	8

3-3-2	الرطوبة	10
4-3-2	العناصر المعمارية	10
4-2	وصف طوابق المشروع	10
1-4-2	الطابق الأرضي	10
2-4-2	الطابق الأول	11
3-4-2	الطابق الثاني	12
5-2	وصف واجهات المشروع	13
1-5-2	الواجهة الشرقية	13
2-5-2	الواجهة الغربية	14
3-5-2	الواجهة الشمالية	14
4-5-2	الواجهة الجنوبية	15
6-2	وصف الحركة	15
7-2	وصف المداخل	16

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**17**
1-3	مقدمة	18
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	18
3-3	مراحل التصميم الانشائي	18
4-3	الأحمال	19
1-4-3	الأحمال الميتة	19
2-4-3	الأحمال الحية	20
3-4-3	الأحمال البيئية	20
1-3-4-3	أحمال الرياح	20
2-3-4-3	أحمال الثلوج	22
3-3-4-3	أحمال الزلازل	22
5-3	الاختبارات العملية	23
6-3	العناصر الانشائية	23
1-6-3	العقدات	24
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25

3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
4-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
2-6-3	الأدراج	27
3-6-3	الجسور	27
4-6-3	الأعمدة	28
5-6-3	جدران القص	29
6-6-3	الأساسات	30
7-3	فواصل التمدد	31
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	32

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	33
4-1	Introduction	34
4-2	Design Method and Requirements	35
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	36
4-4	Design of Topping	37
4-5	Design of One Way Rib Slab	40
4-6	Design of Beam	51
4-7	Design of Two Way Solid Slab	64
4-8	Design of Two Way Rib Slab	71
4-9	Design of Stair	81
4-10	Design of Column	92
4-11	Design of Shear Wall	95
4-12	Design of Footing	99
4-13	Design of Basement wall	106

الفصل الخامس	**النتائج والتوصيات**	109
1-5	مقدمة	110
2-5	النتائج	110
3-5	التوصيات	110

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	4
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	20
جدول (3-3)	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5	20
جدول (3-4)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	22
جدول (4-1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	36
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping	37
جدول (4-3)	Dead Load Calculation of Rib (R 1)	41
جدول (4-5)	Dead Load Calculation of One way solid slab	50
جدول (4-6)	Dead Load Calculation of Flight	67
جدول (4-7)	Dead Load Calculation of Middle Landing	71
جدول (4-8)	Dead Load Calculation of Main Landing	75

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	الموقع العام لقطعة الأرض	7
الشكل (2-2)	مسقط الطابق الأرضي	9
الشكل (2-3)	مسقط الطابق الأول	10
الشكل (2-4)	مسقط الطابق الثاني	11
الشكل (2-5)	مسقط الطابق الثالث	12
الشكل (2-6)	مسقط الطابق الرابع	13

الشكل (2-7)	الواجهة الشمالية	14
الشكل (2-8)	الواجهة الجنوبية	14
الشكل (2-9)	الواجهة الغربية	14
الشكل (2-10)	الواجهة الشرقية	15
الشكل (2-11)	مقطع A-A	15
الشكل (2-12)	مقطع B-B	15
الشكل (3-1)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	21
الشكل (3-2)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	23
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
الشكل (3-6)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
الشكل (3-7)	الدرج	27
الشكل (3-8)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	28
الشكل (3-9)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	29
الشكل (3-10)	جدار قص	30
الشكل (3-11)	الأساسات	31

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load	37
4-2	One Way Rib Slab (1)	40
4-3	Statically System and Loads of Rib (R 1)	40
4-4	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 1)	42
4-5	Statically System and Loads Distribution of Solid Slab	51
4-6	Shear and Moment Envelope Diagram of Solid Slab	51
4-7	Statically System and Loads Distribution of Beam(B11)	54
4-8	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B 11)	56
4-9	Stair Plan	66
4-10	Stair Section	67
4-11	Statically System and Loads Distribution of Flight	68
4-12	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	69
4-13	Statically System and Loads Distribution of Middle landing	72
4-14	Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing	73
4-15	Statically System and Loads Distribution of Main landing	76
4-16	Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing	77
4-17	Stair Reinforcement Details	80-79
4-18	Column Section	81
4-19	Column Reinforcement Details	85
4-20	Shear Wall Reinforcement	86
4-21	Shear Diagram of Shear Wall	86
4-22	Moment Diagram of Shear Wall	87
4-23	Foot Section	92
4-24	Foot Reinforcement Details	97

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_sõ =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c**õ = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear 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**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$ =** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية ، الخ...

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

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراه التصميم الإنشائي لمبنيين منفصلين وهو تصميم إنشائي لفندق الياسمين المقام في مدينة الخليل .

2.1 أهداف المشروع

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

1-اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2-القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3-تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4-إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لفندق الياسمين ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر و لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2017\2016 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الصيفي .

5.1 المسلمات

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11).

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs, Sap 2000, Staad Pro).

3-برامج أخرى مثل ((Autocad 2014 Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1-الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

2-الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3-الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4-الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

2- - دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال.

4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية (2016-2017)

الأسابيع / النشاط	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 وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات ، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصـــــل الثانـــــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة

لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته والغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحة عن المشروع

المشروع عبارة عن مبنى فندق الياسمين ويقوم المشروع على فكرة إستغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على إستعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس وإتجاه الرياح والمناخ وكغيرها .

يتكون المبنى من طابق تسوية وآخر أرضي وطابق اول وثاني, وثالث ورابع وخامس بالإضافة للرووف طابقين (السادس والسابع)، على جزء من قطعة أرض مساحتها 10دونما، ومساحة البناء12600متر مربع.

3.2 موقع المشروع

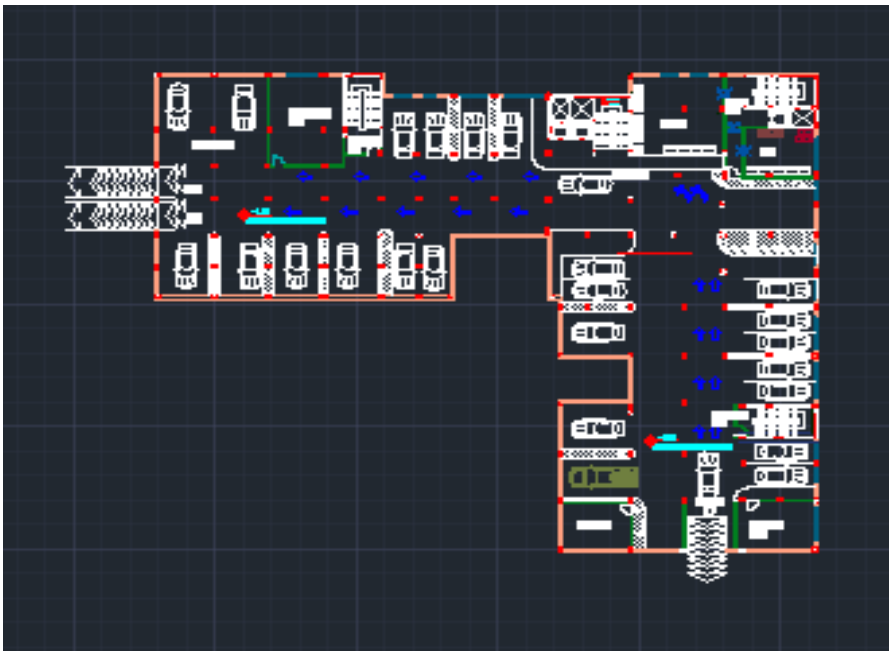
قطعة أرض مساحتها (10دونم) تقريباً ، تقع جنوب مدينة الظاهرية في منطقة كفر جول، المنطقة تتصف بموقعها الخلاب، و يمتاز الموقع بأنه يقع بالقرب من مدخل المدينة الجنوبي، إذ يسهل الوصول إليه من خلال الطرق المفتوحة على مدخل المدينة (منطقة واد الغماري). تمتاز الأرض بوقوعها على شارع رئيسي وآخر فرعي في المنطقة، حيث يمكن الوصول إليها عبر شارع السبع المار بوسط البلد قدوماً من مثلث البرج ، ويمكن الوصول إليها أيضا من الجهة الشرقية عبر شارع كفر جول، مما يكسبها ميزة الوصول إليها بسهولة من جميع المناطق. من حيث السكان نجد أن هذه القطعة تشهد نمواً سكانياً سريعاً نظراً للقوة الإقتصادية لأهل المنطقة, ،أما بالنسبة خدمات الماء والكهرباء فهي متوفرة في الموقع نفسه.

شكل(2-1) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "منطقة بئر حرم الرامة– الخليل"

4.2 وصف المساقط الأفقية

1. طابق التسوية

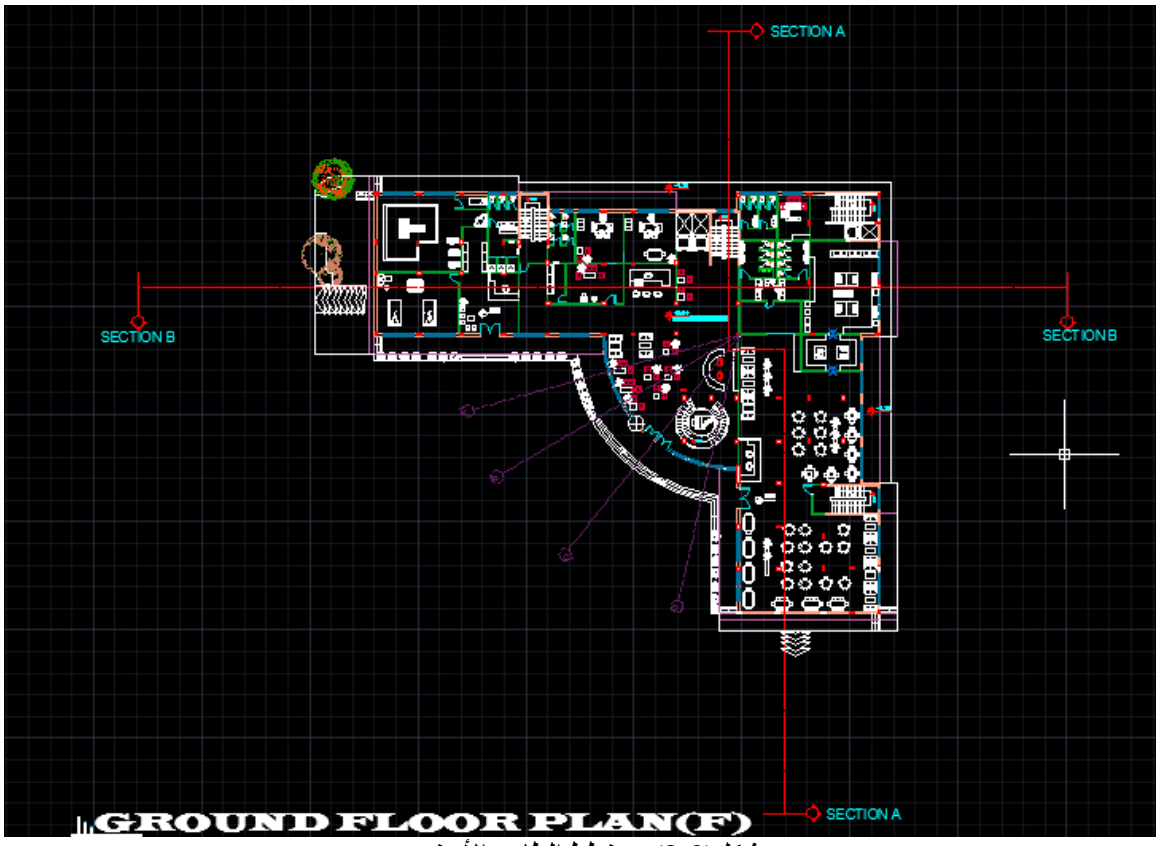
مساحة هذا الطابق هي 1900 متر متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق درج من منسوب الأرض واستخدامات هذا الطابق هي قاعة استقبال وكراجات ومتجر وغرفة مولدات الكهرباء وغرفة لمعدات أحواض السباحة وغرفة صيانة وحمامات وممرات ومصاعد ممتدة حتى أعلى طابق بالإضافة إلى درج للوصول إلى المستوى التالي وهو مستمر حتى الطابق الارضي ومنه لباقي الطوابق, كما يوجد أيضاً درجا طوارئ يستمران حتى آخر طابق.



شكل (2-2): مخطط طابق التسوية.

2. الطابق الأرضي:

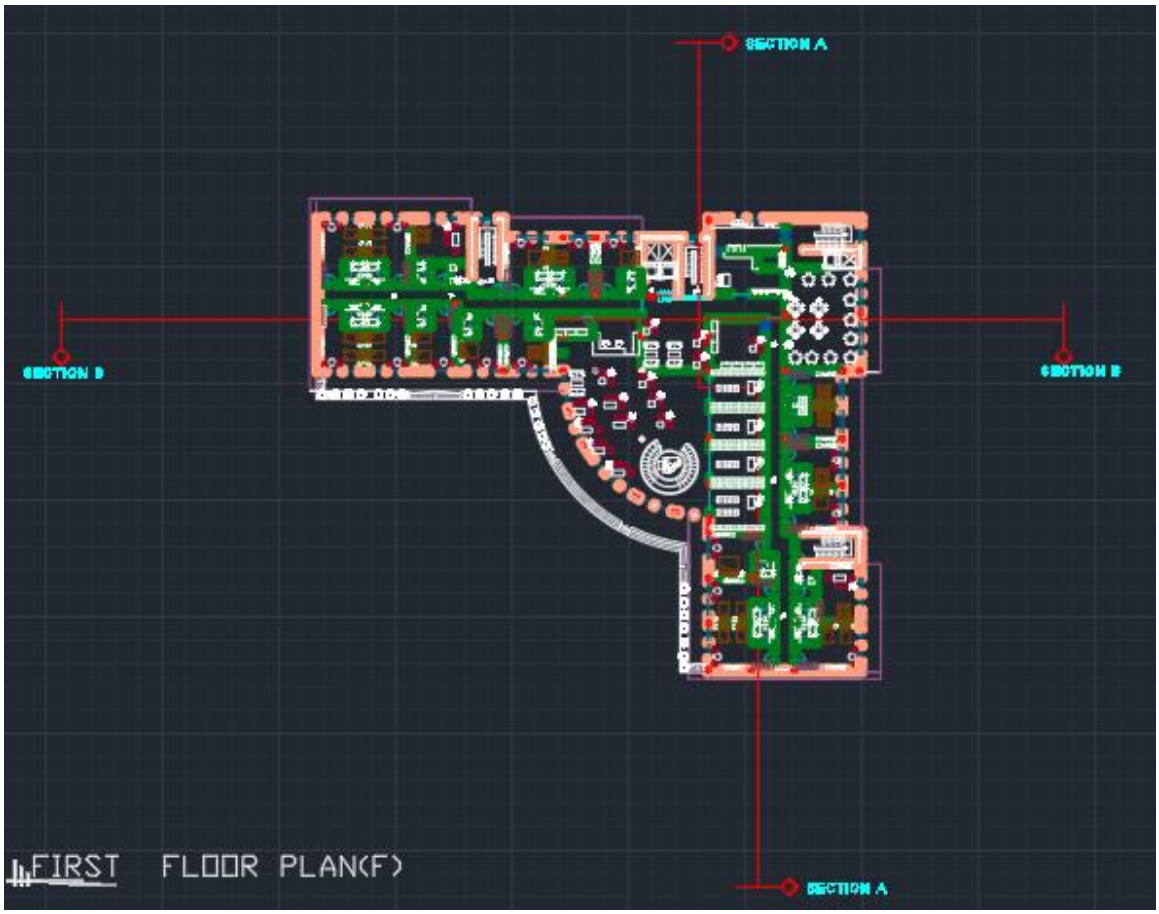
يتكون هذا الطابق من صالة وشقق تحتوي غرف نوم وغرف معيشة ومطابخ بالإضافة الى المراحيض والممرات وغرفة صيانة وغرفة لمعدات أحواض السباحة ويتم الوصول اليه بطريقة مباشرة من منسوب مستوى الارض عبر قلبتين تتكون السفلية منهما من 13 درجة والثانية من 12 درجة درجات, أو من خلال المصعد, ويحتوي هذا الطابق على المدخل الرئيسي للمبنى ومصاعد ودرجين لآخر المبنى ,أحدها دائري، وتبلغ مساحة المبنى 1700متر مربع وهو مماثل من حيث التصميم لطابق التسوية .



شكل(2-3): مخطط الطابق الأرضي.

3. الطابق الاول:

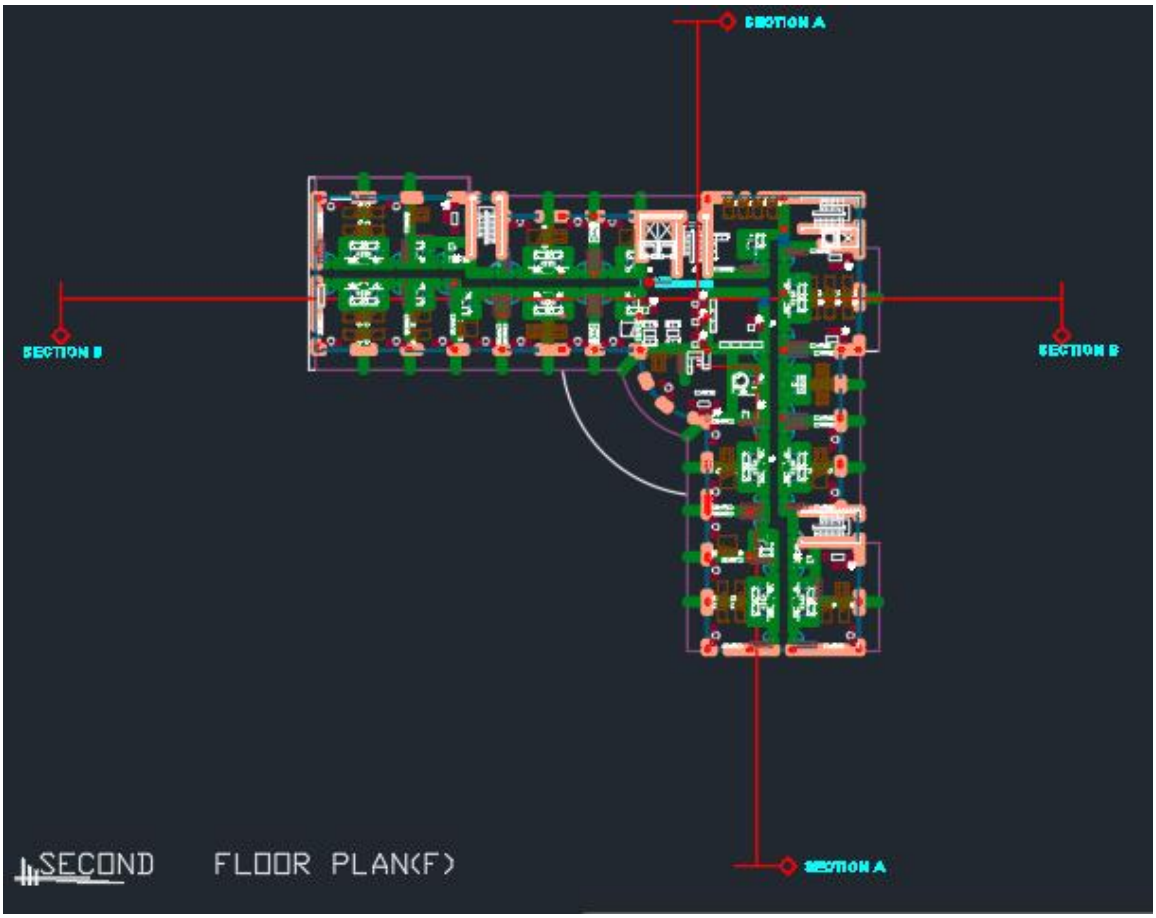
يتكون هذا الطابق من صالة وشقق مشابهة لشقق الطابق الأرضي من ناحية التكوين وادراج وممرات ومراحيض ويتم الوصول اليه بطريقة مباشرة من الدرج الواصل بين الطابق الارضي والاول او عن طريق المصعد حيث يبلغ مساحة الطابق الاول 1700متر مربع .



شكل (2-4): مخطط الطابق الأول.

4. الطابق الثاني:

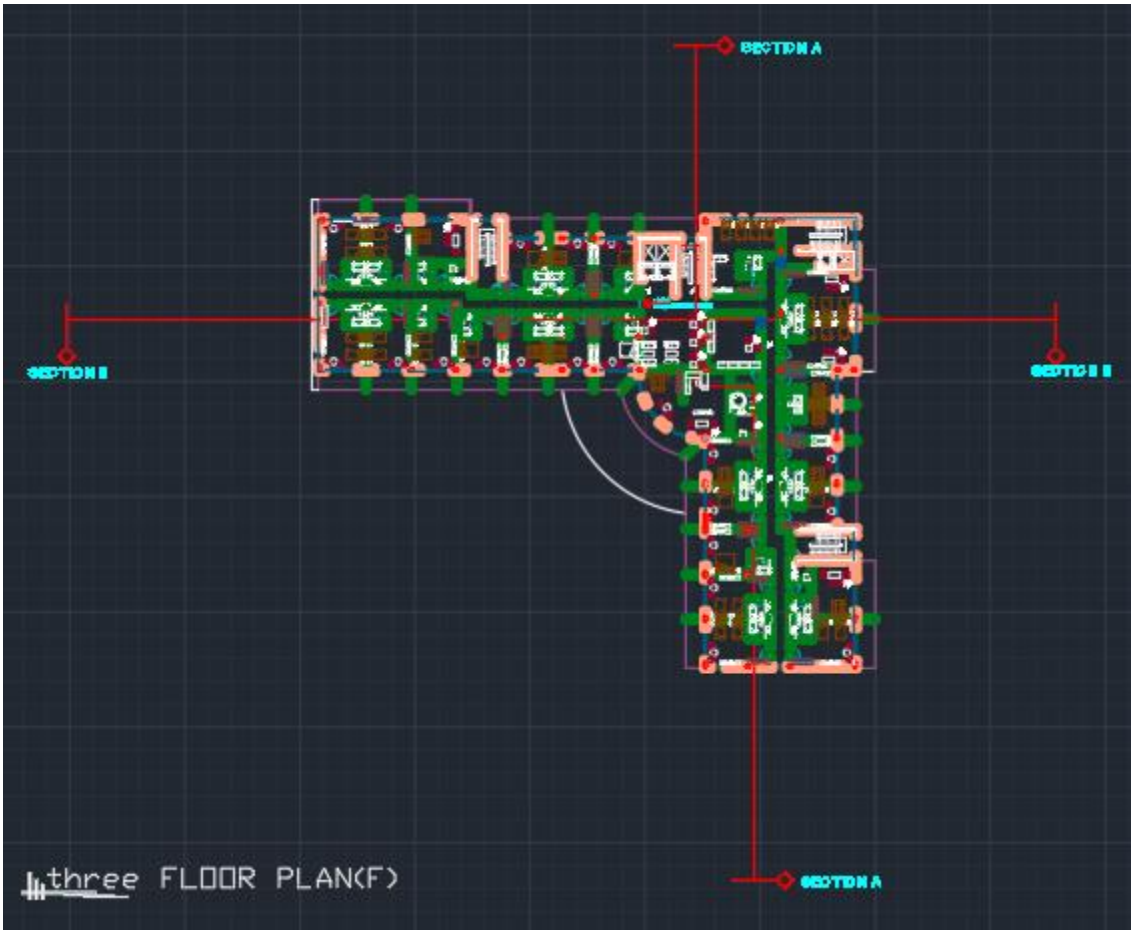
يتكون هذا الطابق من صالة وشقق مماثلة لشقق الطابق الأول من ناحية التكوين وممرات وادراج ومصاعد ومراحيض ويبلغ مساحة هذا المبنى 1550 متر مربع وهو مماثل للطابق الاول ويتم الصعود اليه من الطابق الاول اما عن طريق الدرج او المصعد.



شكل (2-5): مخطط الطابق الثاني و الثالث و الرابع و الخامس .

5. الطابق الثالث والرابع

ويتكون الطابق الثالث من قاعة استقبال وقاعات خدمة ومكاتب وغرف صفية ومصاعد وادراج ومراحيض ويبلغ مساحة هذا الطابق 1550 متر مربع وهو مماثل للطابق الرابع من حيث الاستخدام والمساحة .

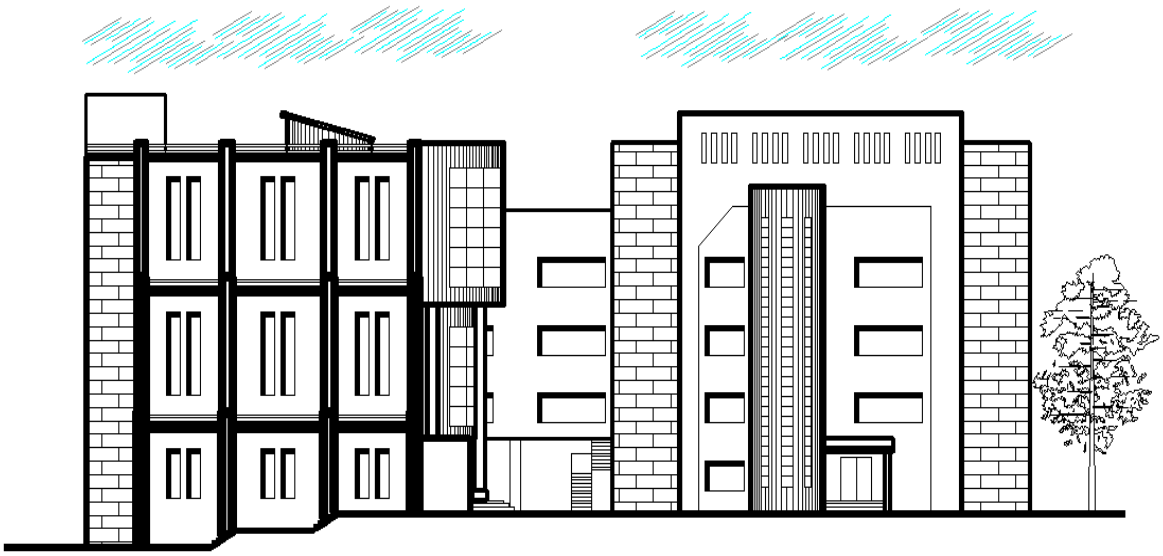


شكل (2-6): مخطط الطابق الثالث , الرابع و الخامس .

5.2 وصف الواجهات:

1. الواجهة الشرقية :

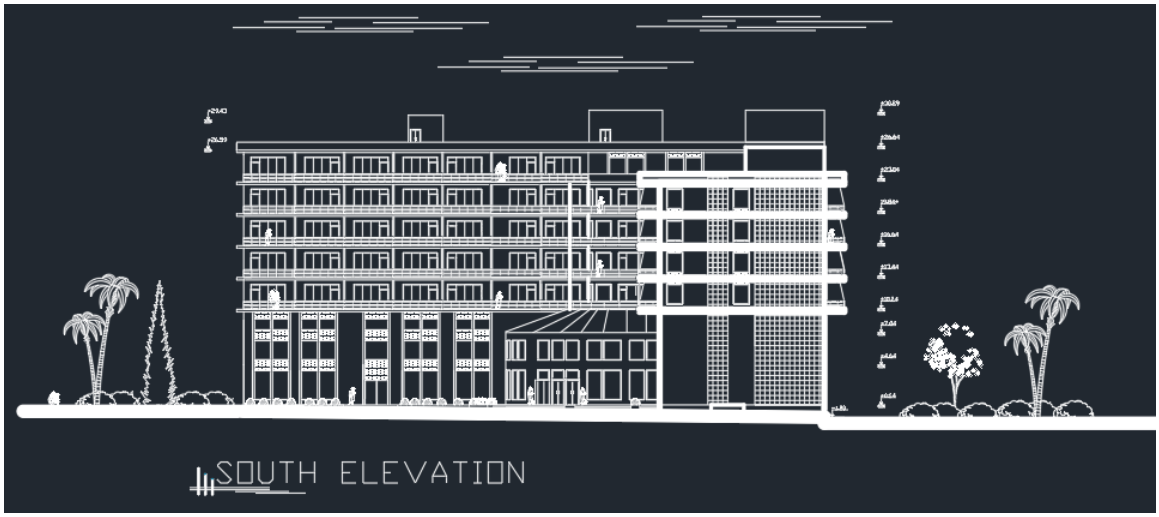
الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية والحجر المستخدم من الرخام البني، تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.



شكل(2-7) الواجهة الشرقية

2-الواجهةالجنوبية :

وتحتوي هذه الواجهة علىنوافذ كبيرة ومستمرةوفيها شرفات و الواجهة زجاجية وحجرية كما في الشكل التالي:



شكل(2-8): الواجهة الجنوبية .

3-الواجهة الشمالية :

تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى مكتبة علمية .

شكل(2- 9) : الواجهة الشمالية.

4- الواجهة الغربية:

تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى مكتبة علمية.

شكل(2- 10): الواجهة الغربية.

الفصـــــــــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية للمبنى.

4.3العناصر الإنشائية.

1.3مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في تصميم العناصر الإنشائية بحيث يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2.3هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

3.3.1الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

3.3.1.1 الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17

3.3.1.2 الأحمال الحية

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

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

الجدول رقم (2-3) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي kN/m^2
1	مواقف السيارات	4
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	الفنادق	5

3.3.1.3الأحمال البيئية :

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

1.الرياح :

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

2. الثلوج :

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

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

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

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

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
h > 25<500	(h-250) / 1000
h > 500<1500	(h-400) /400
h > 1500<2500	(h – 812.5) /250

3.الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

4.3العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

4.3.1 العقدات :

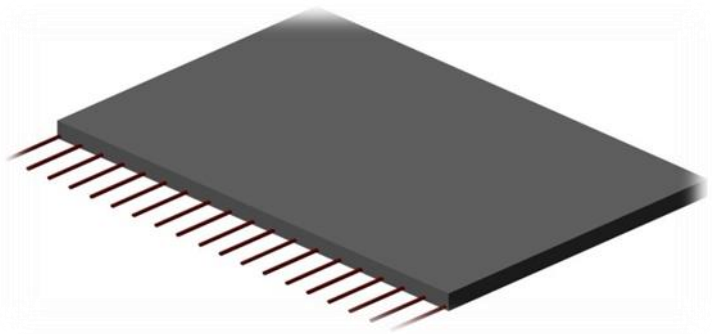
هي عبارة عن عناصر إنشائيه قادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs).
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
   - عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
   - عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

4.3.1.1العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs):

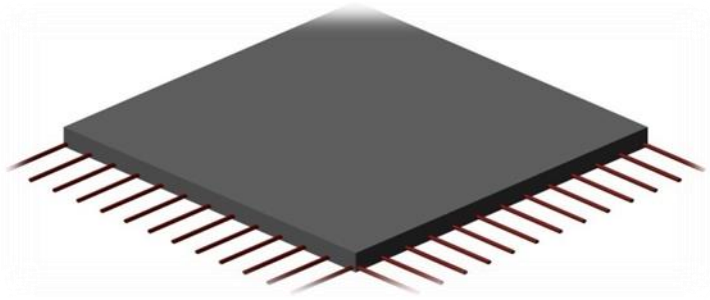
تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة.



الشكل (3-1): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

4.3.1.2العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

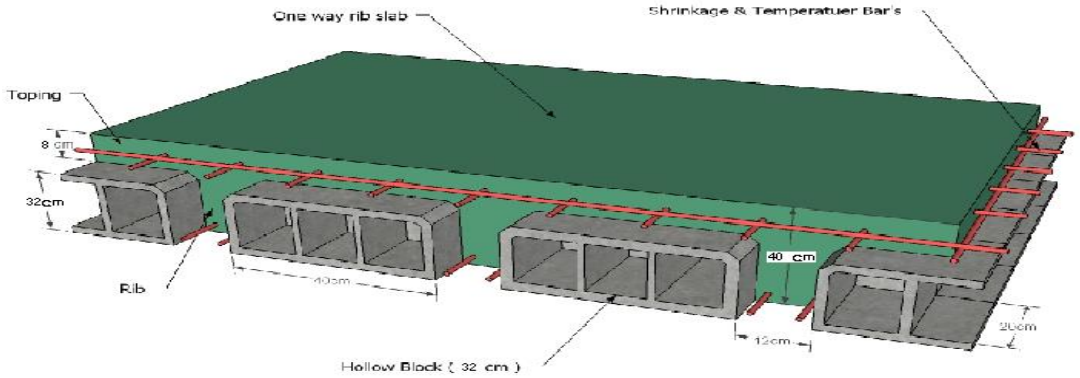
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليحالرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-2).



الشكل (3-2):عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

4.3.1.3عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

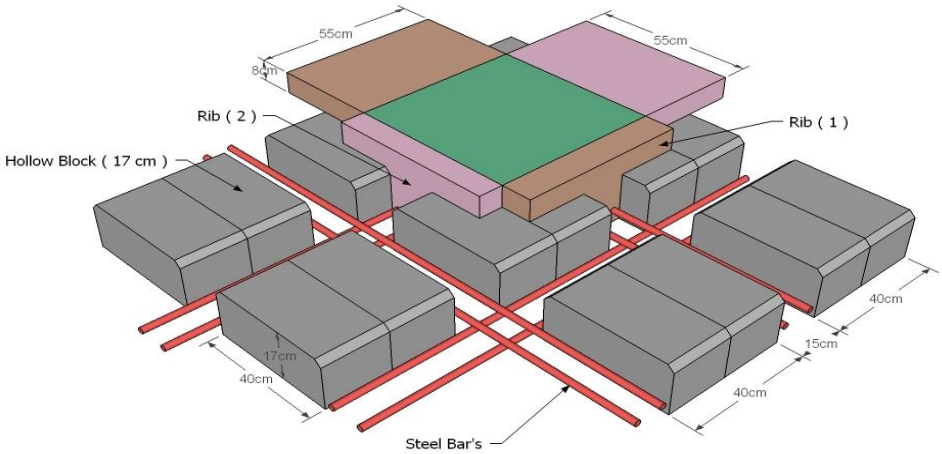
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها ، وهي إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ، ويون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

4.3.1. 3عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين (Tow way ribbed slab):

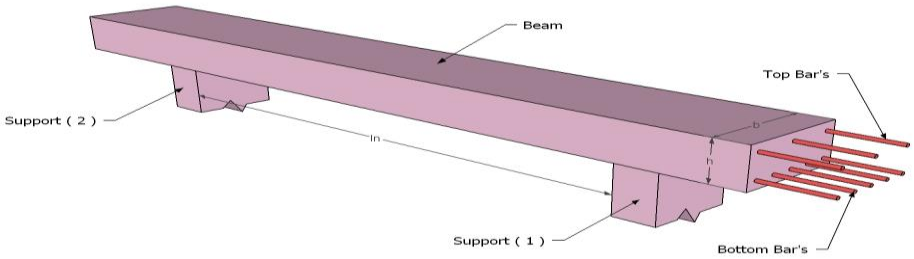
و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

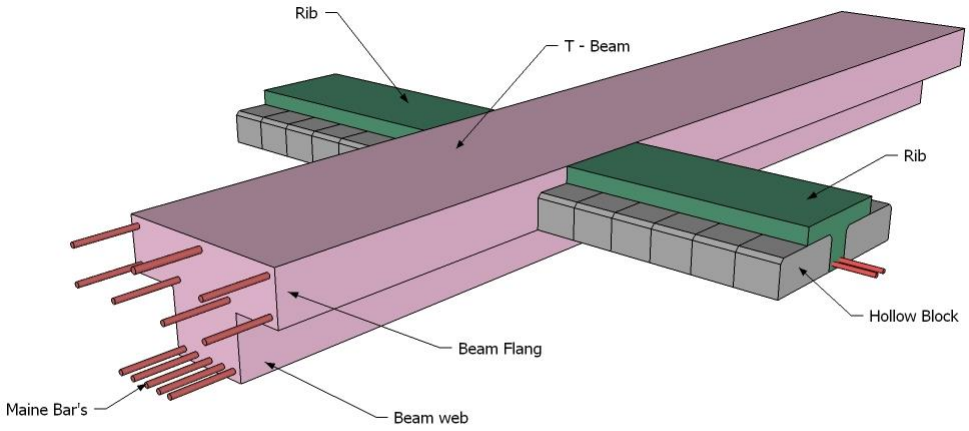


الشكل (4-3): عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين.

4.3.2الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.

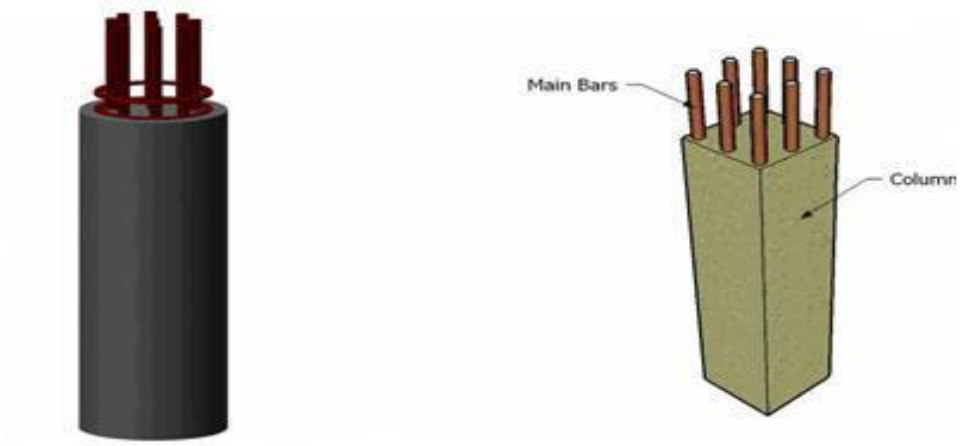




الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

4.3.3الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.

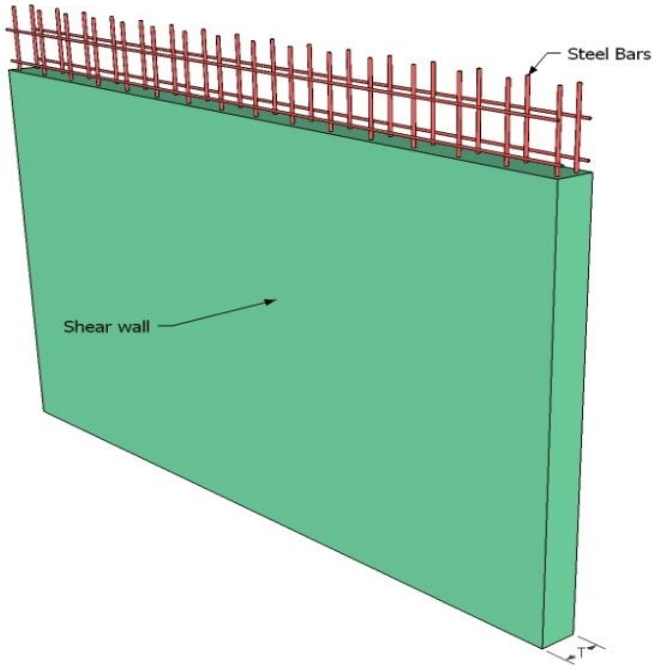


الشكل (3-6) أشكال مختلفة للأعمدة

4.3.4الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وسوف يتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله

جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية



الشكل (7-3): جدار القص.

4.3.5 الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

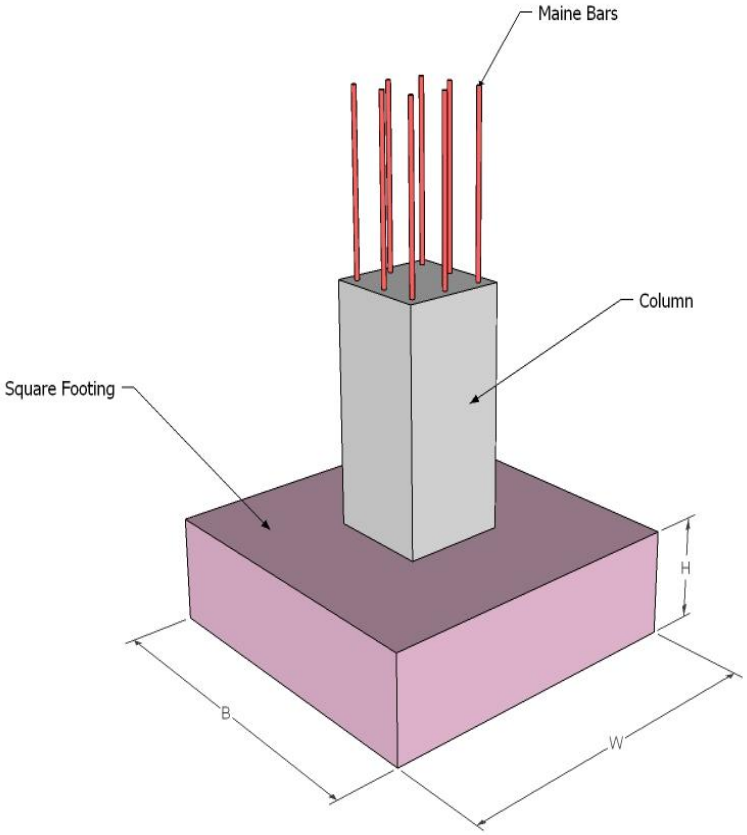
1-أساسات منفصلة.

2-أساسات مزدوجة.

3-أساسات شريطية.

4-أساسات البلاطة.

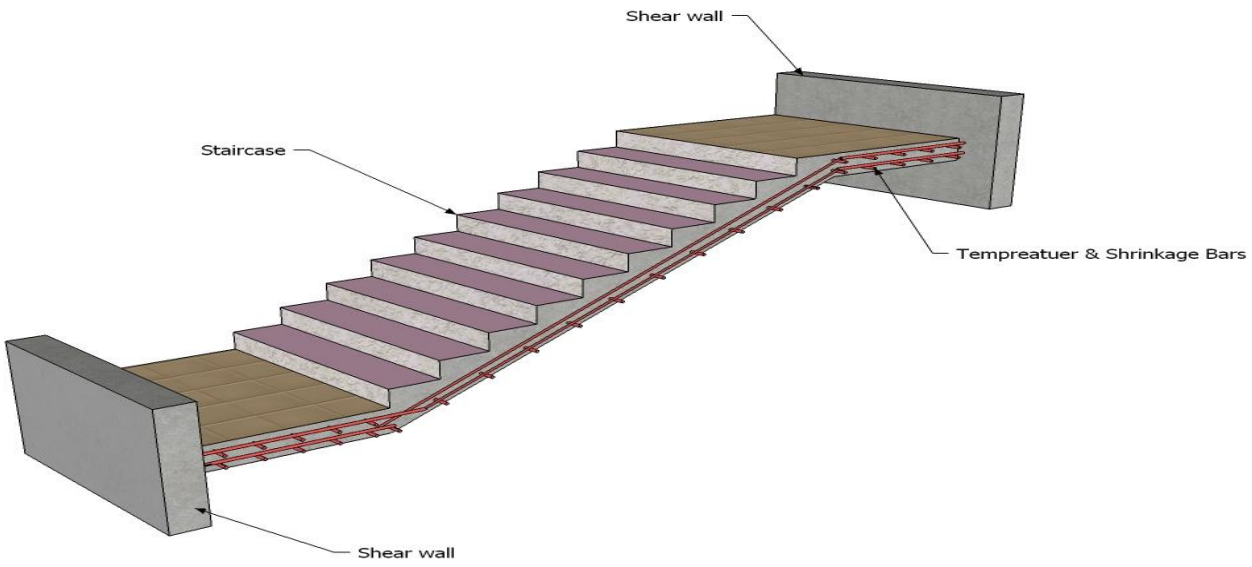
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-8) : الأساس المنفصل

4.3.6الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (9-3) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (9-3): الدرج .

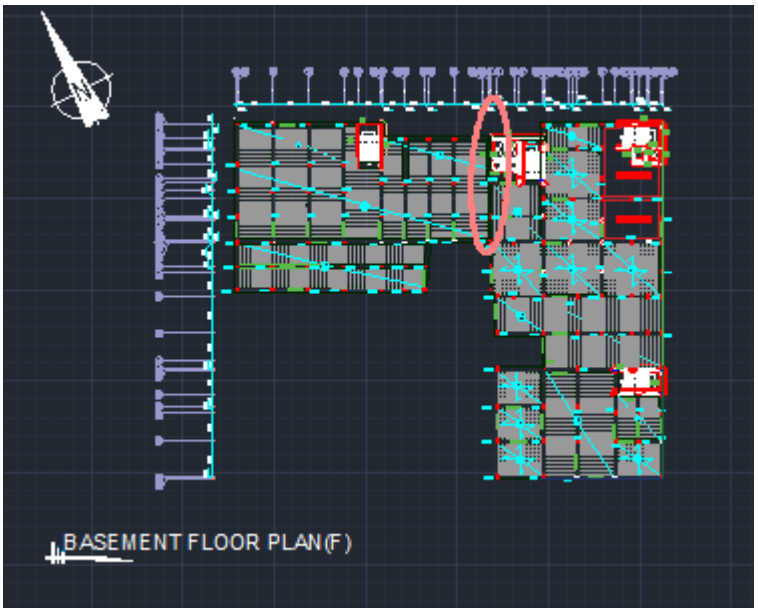
4.3.7 Expansion Joints فواصل التمدد :

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشات لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية.

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .

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



الشكل (3-10) فاصل التمدد في المبنى .

3- 8برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Excel XP.
4. Atir 12.
5. Google Sketch UP 2015.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

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 Rib Slab.

4-6 Design of Beam.

4.7 Design of Two Way Solid Slab.

4.8 Design of Two Way Rib Slab.

4-9 Design of Stair.

4-10 Design of Column.

4-11 Design of Shear Wall.

4-12 Design of Footing.

4.13 Design of Basement Wall.

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,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

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

- Code:-

  ACI 2008
  UBC

- Material:-

  Concrete:-B350

  $fc' = 35N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 35 * 0.8 = 28MPa$).

Reinforcement steel:-

The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}.

- ✓ **Factored loads**:-

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

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ ACI-code-318-08(9.2.1)

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member

Table4-1 :- Minimum Thickness of Nonprestressed Beam 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

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

For rib :

hmin=L/18.5=4.9/18.5=26.5 cm " One end continuous "

hmin=L/21 = 5.2/21 = 24.8cm " Both ends continuous "
select : 35 cm thickness with 27 cm block and 8 toping .

For beam :

hmin=L/18.5=6.4/18.5=34.6cm " One end continuous "

hmin=L/21=5.2/21=24.8 cm " Both ends continuous "

select h=35 cm with no drobs.

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

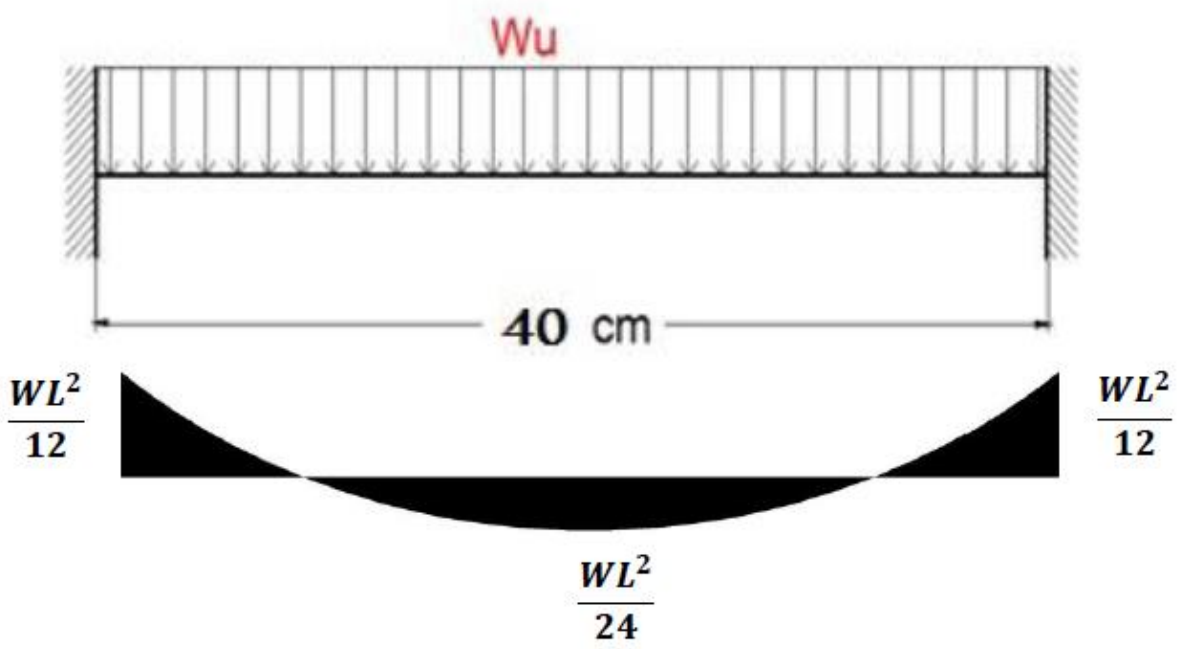


Fig 4.1: Topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	0.03*23= 0.69 KN/m/rib
2	Mortar	0.02*22= 0.44 KN/m/rib
3	Coarse Sand	0.07*17= 1.19 KN/m/rib
4	Topping	0.08*25= 2 KN/m/rib
5	Partitons	1*1= 1 KN/m/rib
		Sum = 5.32KN/m/rib

Nominal total dead load = 5.32 KN/m^2.

Nominal total live load = 5KN/m^2.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

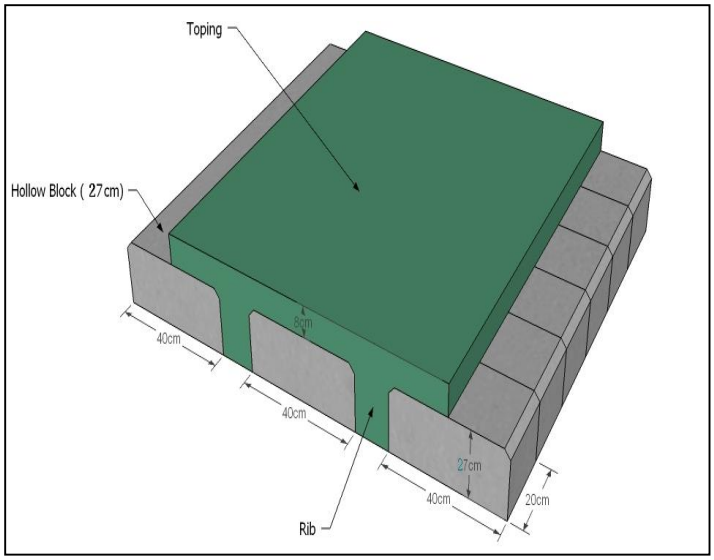


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

q_u = 1.2×D+1.6×L

14.384 KN/m. (Total factored load)

$$\mathbf{M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.192\ KN.m}$$

$$\mathbf{\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207\ KN.m}$$

$$\mathbf{\emptyset M_n = 1.207\ KN.m > M_u = 0.192\ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\mathbf{\rho = 0.0018}$$

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

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

Check shear strength :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

49> 2.88

∴No shear reinforcement is requirement .

4.5) Design Of on way Rib Slab:

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

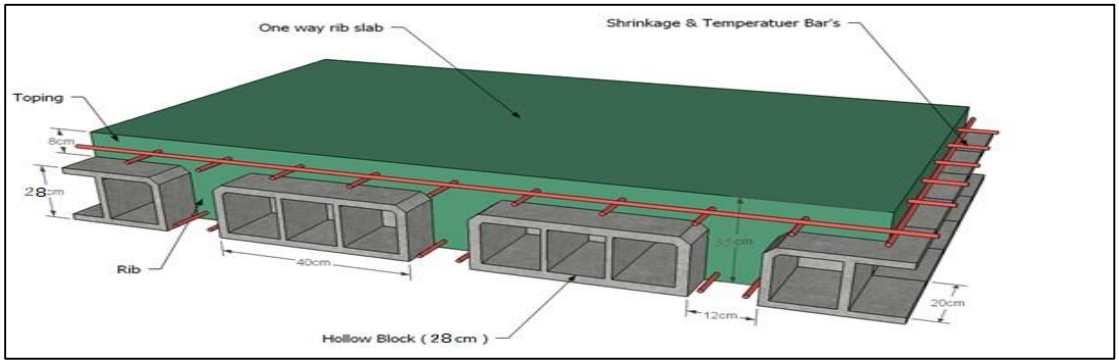


Fig. (4-3) : One way rib slab

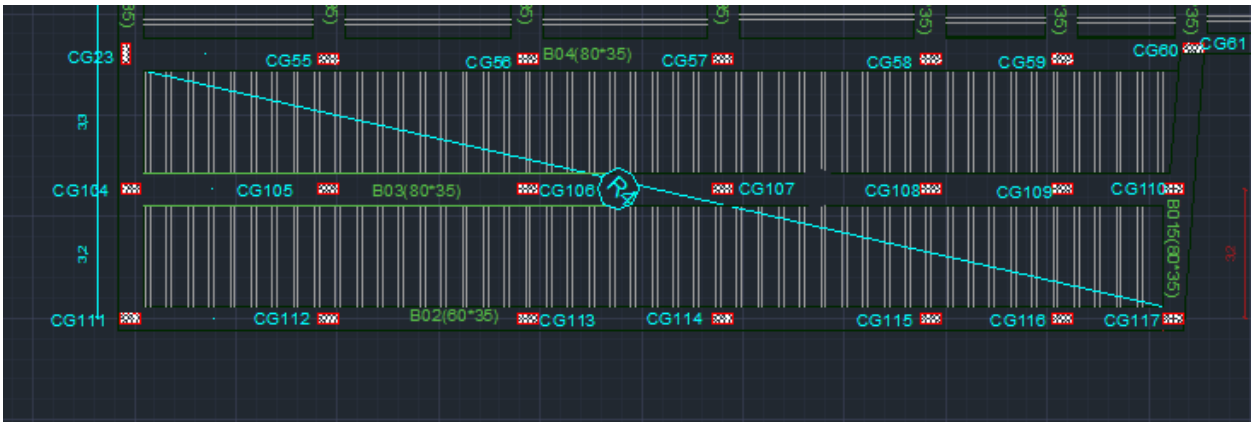


Fig 4.4: Rib 4 in basement floor.

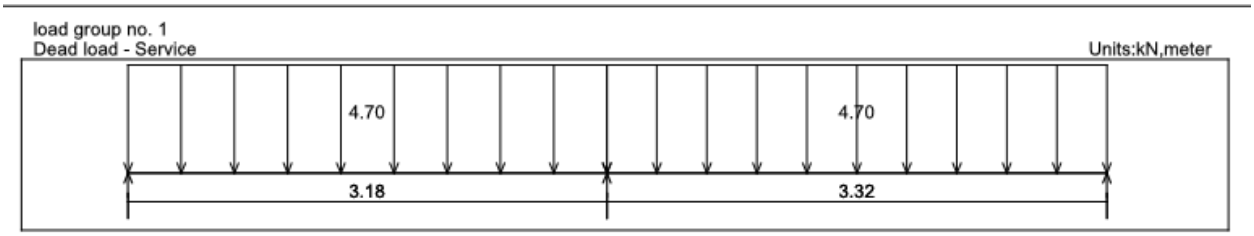


Fig 4.5: Dead load in the rib .

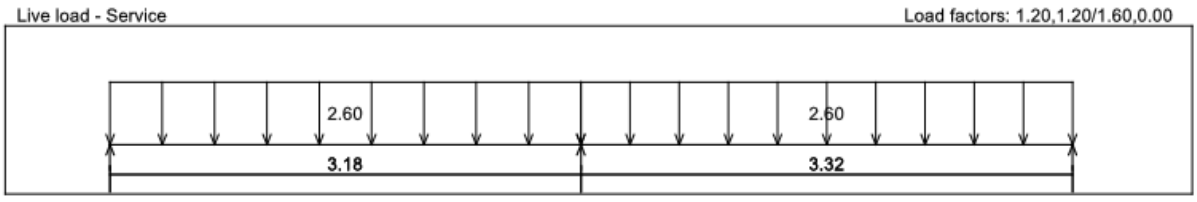


Fig 4.6 : Live load in the rib .

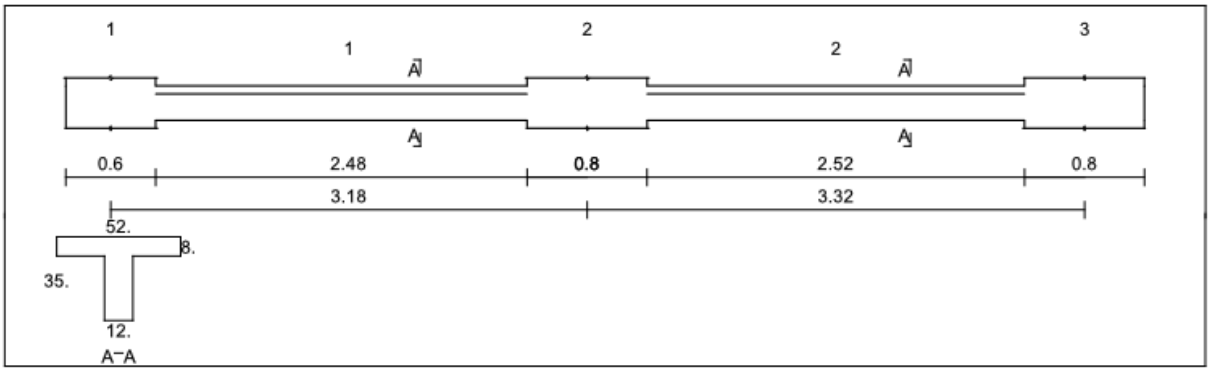


Fig 4.7: Geometry of rib and it's dimension.

Reactions

Factored

DeadR	6.62	22.92	7.12
LiveR	5.81	16.91	6.02
Max R	12.43	39.83	13.14
Min R	5.7	31.12	6.34
Service			
DeadR	5.52	19.1	5.93
LiveR	3.63	10.57	3.76
Max R	9.15	29.67	9.7
Min R	4.94	24.22	5.45

Fig 4.8: Reactions of rib (liv **Rib 4**

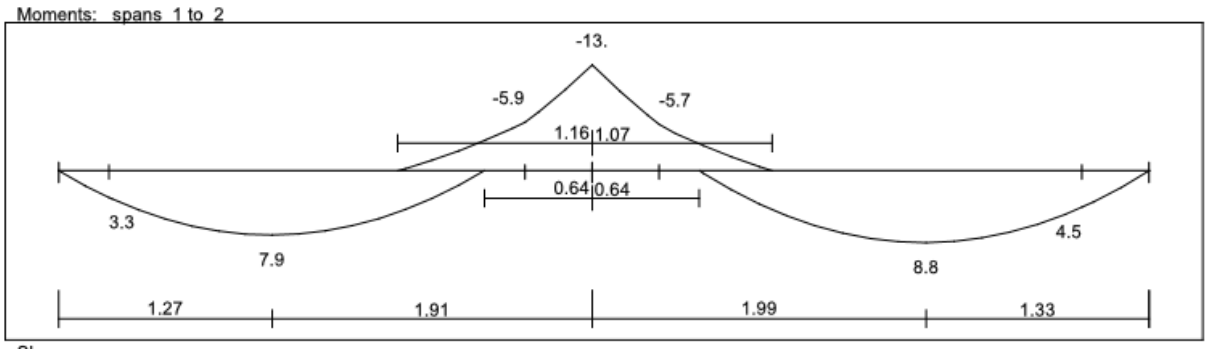


Fig 4.9: Moment diagram of Rib .

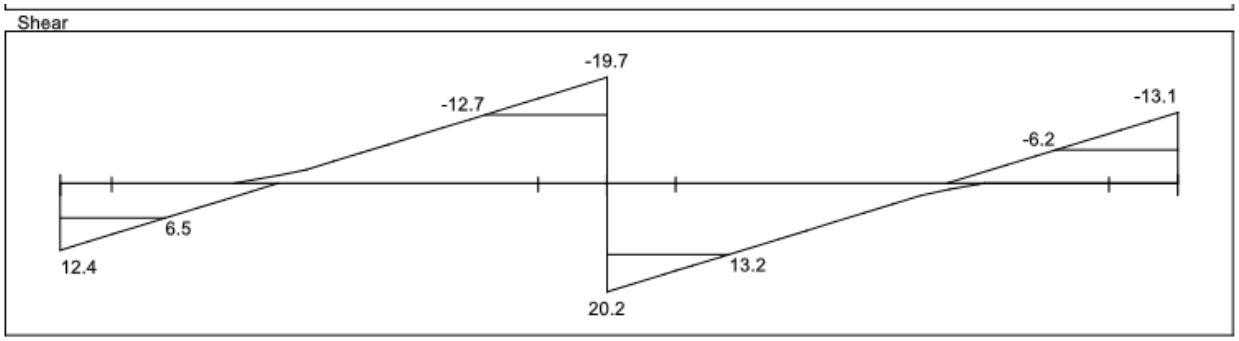


Fig 4.10 : Shear diagram of Rib .

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

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	Topping	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	Rib	25	0.27×0.12×25 = 0.81
3	Sand	17	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	Mortar	22	0.52×0.02×22 =0.2288
5	Tile	23	0.52×0.03×23 =0.3588
6	Plaster	22	0.52×0.02×22 =0.2288
7	Block	10	0.4×0.27×10 = 1.08
8	Partitions	1	1×0.52 = 0.52
		∑ =	4.8852 KN/m/rib

L = 5*0.52 = 2.6KN/m

Qu = 1.2* D = 5.86 KN/m
1.6*L = 4.16 KN/m

- **Effective Flange Width (b_E):-ACI-318-11 (8.10.2)**

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

b_E = L (smallest span) / 4 = 320/ 4 =80 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. *Control*

b_E For T-section = 52cm .

Design of Rib (4):-

- ✓ **Moment Design for (R4):-**

Design of Positive Moment:-

4.5.1 Design of Positive Moment for (Span1):-(Mu=8.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 10 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315\ mm$

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

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

= $0.85 \times 28 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.315 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 272.27$ KN.m

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{7.9}{0.9}$= 8.77 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{7.9 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 315^2} = 0.17\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.17}{420}}\right) = 0.000406$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000406 ×520×315 = 66.54 mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.06mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

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

As_{req}= 66.54 mm^2 <As_{min}= 126 mm^2 Not ok

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*.79=158 mm^2>$A_{s,required}$= 126 mm^2 …. Ok

S = $\frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mmOK$

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{158\times420}{0.85\times520\times28} = 5.362mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{5.362}{0.85} = 6.31\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{315\ -6.31}{6.31}\right) = 0.147 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.2 Design of Positive Moment for(Span2):- (Mu=8.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 10 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315\ mm$

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

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

$= 0.85 \times 28 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.315 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 272.27$ KN.m

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{8.8}{0.9}$= 9.78 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{8.8\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.1895Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.65\times0.189}{420}}\right) = 0.000453$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000453×520×315 = 74.2mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.06mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

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

As_{req}= 74.2 mm^2 <As_{min}= 126 mm^2 Not ok

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*.79=158 mm^2>$A_{s,required}$= 126 mm^2 …. Ok

S $= \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mmOK$

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{158\times420}{0.85\times520\times28} = 5.362mm$

x$= \frac{a}{B_1} = \frac{5.362}{0.85} = 6.31\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{315\ -6.31}{6.31}\right) = 0.147 > 0.005 \qquad 0k$$

Design of Negative Moment:-

4.5.9 Design of Negative Moment for(Support1):- (Mu=-5.9KN.m)

Assume bar diameter ø 10 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{5.9\times10^6}{0.9\times120\times315^2} = 0.551 Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.65\times0.55}{420}}\right) = 0.00133$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00133×120×315 = 50.18mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.06mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

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

As_{req}= 50.18 mm^2 <As_{min}= 126 mm^2 Not ok

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*.79=158 mm^2>$A_{s,required}$= 126 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{158\times420}{0.85\times120\times28} = 23.24mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{23.24}{0.85} = 27.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{315\ -27.34}{27.34}\right) = 0.0315 > 0.005 \qquad 0k$$

- ✓ **Shear Design for (R 1):-**

V_u at distance d from support= 12.7 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).

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}\,b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{28} \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 36.67\ KN$

øV$_c$ =0.75×36.67 =27.5 KN

0.5 ø V$_c$ =0.5×27.5 =13.75 KN

0.5 ø V$_c$> V$_u$

Minimum shear reinforcement is required <u>except</u> for concrete joist construction. <u>So, No shear reinforcement is provided.</u>

4.6 Design Beam (07) at the Basement Floor Slab:

Material:-

Concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

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

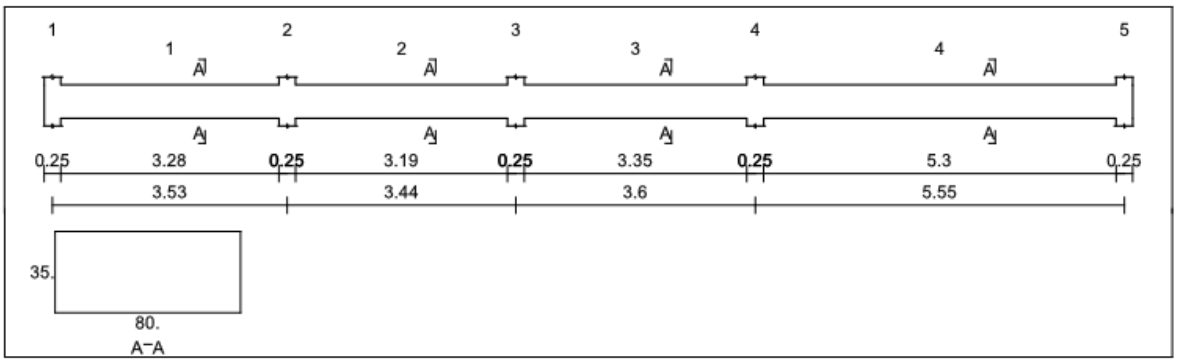


Fig. (4-11) : Beam geometry.

Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib 1 & Rib 2 as following :

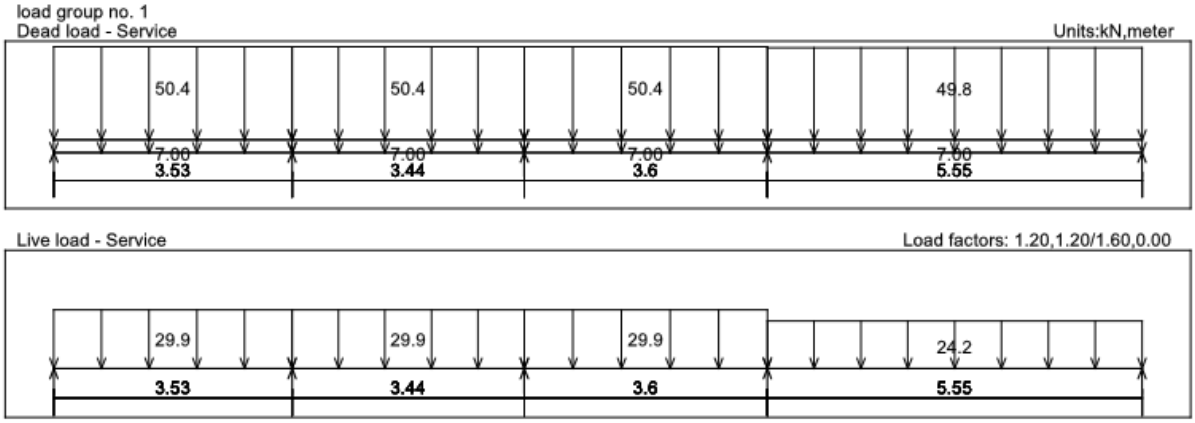
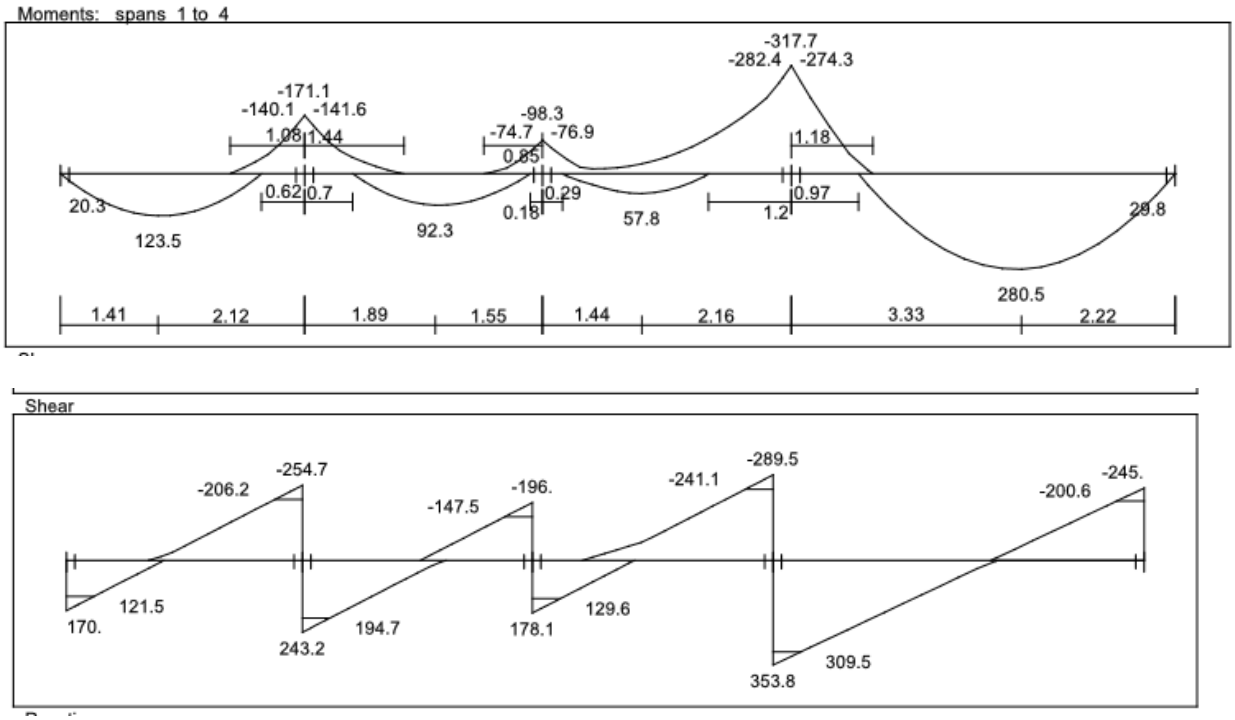


Fig. (4-12) : Load of the beam.

»Self weight of beam = (0.35*0.8) *25 = 7 KN/m



- ✓ **Figure (4-13) :Moment & Shear Diagram in beam**
- ✓ **<u>Load Calculations</u>:-**

Dead Load Calculations for Beam(B07):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B07 can be defined from the support reactions R1 and R2.

From Rib1

The maximum support reaction from Dead Loads for R1 upon B07 is 49.8KN.

Self-weight = 0.8*0.35*25= 7 KN

DL =49.8/ 0.52= 95.8 +7 = 102.8 KN/m

From Rib2

The maximum support reaction from Dead Loads for R2 upon B07 is 50.4 KN.

Self-weight = 0.8*0.35*25= 7 KN

DL =50.4/ 0.52= 96.9+ 7 = 96.9 KN/m

Live Load calculations for Beam (B 07):-

From Rib1

The maximum support reaction from Live Loads for R1 upon B07 is 24.2KN.

The distributed Live Load from the Rib 1 on B07.

LL =24.2/ 0.52= 46.5 KN/m.

From Rib2

The maximum support reaction from Live Loads for R2 upon B 07 is 29.9KN the distributed Live Load from the Rib 2 on B07.

LL =29.9/ 0.52= 57.5 KN/m.

- ✓ **Moment Design for (B 07):-**

Design of Positive Moment

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment for (Span1) :-(Mu=280.5KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 14\2 = 293 mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.293 = 125.57mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 125.57 * 0.85 = 106.74\,mm$$

Mn_{max}= 0.85∗ f'_c ∗a *b (d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*28*106.74*800*(293-106.74/2) *10^{-6}= 487 KN.m

∅ Mn_{max} = 0.9* 487 = 438.3KN.m >280.5KN.m.

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{280.5 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 293^2} = 4.54Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 4.54}{420}}\right) = .0121$$

A_s = ρ.b.d = 0.0121×800×293= 2836.7 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 800 * 293 = 738.3mm2$$

=

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293 = 781.33\ mm^2 Controls$$

=

A_s= 2836.7mm^2

Use 6ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 2946mm^2>$A_{s,required}$= 2836.7 mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(25\times6)}{5} = 110\ mm > d_b = 25 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{2946\times420}{0.85\times800\times28} = 64.98\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{64.98}{0.85} = 76.45\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293-76.45}{76.45}\right) = 0.00849 > 0.005$$

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment for(Span2):-(Mu=57.8KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{57.8\times10^6}{0.9\times800\times293^2} = 0.935Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times0.935}{420}}\right) = .00227$$

A_s = ρ.b.d = 0.00227×800×293= 532.18 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*800*293 = 738.3mm^2$$

$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293$ **= 781.33 mm^{2}Controls**

A_s= 781.33mm^2

Use 4ø 16 Bottom, $A_{s,provided}$= 804mm^2>$A_{s,required}$= 781.33mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(16\times4)}{3} = 212\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{804\times420}{0.85\times800\times28} = 17.73mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{17.73}{0.85} = 20.86\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293-20.86}{20.86}\right) = 0.0391 > 0.005$$

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment for(Span3):-(Mu=92.3KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{92.3\times10^6}{0.9\times800\times293^2} = 1.493Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.493}{420}}\right)=.003674MPa$$

$A_s = \rho.b.d = 0.003674\times800\times293 = 861.16\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

As_{min} = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*800*293$ **= 738.3mm²**

As_{min} = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*293$ **= 781.33 mm²Controls**

A_s= 861.16mm²

Use 4ø 18 Bottom, $A_{s,provided}$= 1016mm²>$A_{s,required}$= 861.16mm²… Ok

Check spacing :-

S = $\frac{800-40*2-20-(18\times4)}{3}=209.3\ mm>d_b=20>25\ mmOK$

Check for strain:-

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c}=\frac{1016\times420}{0.85\times800\times28}=22.4\ mm$

x= $\frac{a}{B_1}=\frac{22.4}{0.85}=26.35\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{293-26.35}{26.35}\right)=0.0303>0.005$$

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment for(Span4):-(Mu=123.5KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{123.5 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 293^2} = 1.998Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.998}{420}}\right) = .00498$$

A_s = ρ.b.d = 0.00498×800×293= 1166.286 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 800 * 293 = 738.3mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293 = 781.33\ mm^2 \text{Controls}$$

A_s= 1166.23mm^2

Use 4ø 20 Bottom, $A_{s,provided}$= 1256mm^2>$A_{s,required}$= 1166.3 mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (20 \times 4)}{3} = 206.6\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{1256 \times 420}{0.85 \times 800 \times 28} = 27.7\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{27.7}{0.85} = 32.6\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293 - 32.6}{32.6}\right) = 0.00239 > 0.005$$

4.6.3 Flexural Design of Negative Moment for(Support1):-(Mu=-282.4KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{282.4 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 293^2} = 4.57Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 4.57}{420}}\right) = 0.0122MPa$$

A_s = ρ.b.d = 0.0122×800×293= 2858 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 800 * 293 = 738.3mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293 = 781.33\ mm^2 \text{Controls}$$

A_s= 2858mm^2

Use 6ø 25 Top, $A_{s,provided}$= 2946mm^2>$A_{s,required}$= 2858 mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (25 \times 6)}{5} = 110\ mm > d_b = 25 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{2946 \times 420}{0.85 \times 800 \times 28} = 64.98\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{64.98}{0.85} = 76.45\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293 - 76.45}{76.45}\right) = 0.00849 > 0.005$$

4.6.4 Flexural Design of Negative Moment for(Support2):-(Mu=-76.9KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{76.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 293^2} = 1.244Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.244}{420}}\right) = 0.00304MPa$$

A_s = ρ.b.d = 0.00304×800×293= 712.576 mm²

\=09 Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 800 * 293 = 738.3mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293 = 781.33\ mm^2 \text{Controls}$$

A_s= 781.33mm²

Use 4ø 16 Top, $A_{s,provided}$= 804mm²>$A_{s,required}$= 781.33 mm²… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (16 \times 4)}{3} = 212\ mm > d_b = 16 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{804 \times 420}{0.85 \times 800 \times 28} = 17.74mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{17.74}{0.85} = 20.87mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293 - 20.87}{20.87}\right) = 0.0391 > 0.005\ Ok$$

4.6.4 Flexural Design of Negative Moment for(Support3):-(Mu=-141.6KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{141.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 293^2} = 2.29Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 2.29}{420}}\right) = 0.00574MPa$$

A_s = ρ.b.d = 0.00574×800×293= 1346.27 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 800 * 293 = 738.3mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 293 = 781.33\ mm^2 \text{Controls}$$

A_s= 1346.27mm^2

<u>Use 4ø 16 Top, $A_{s,provided}$= 1520mm^2>$A_{s,required}$= 1346.27 mm^2… Ok</u>

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (22 \times 4)}{3} = 204\ mm > d_b = 22 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{1520 \times 420}{0.85 \times 800 \times 28} = 33.53mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{33.53}{0.85} = 39.45mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293 - 39.45}{39.45}\right) = 0.0193 > 0.005\ Ok$$

- ✓ **<u>Shear Design for (B 07)</u>:-**

1. **V_u max = 309.5 KN**

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w d = = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 800 * 293/1000 = 206.72KN$

Φ V_c= 0.75*206.72 =155 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75* ($\frac{1}{3}$)*800*293*10^{-3} = 58.6 KN Controls

Φ Vsmin ≥ 0.75 ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}$) * bw * d = 0.75*($\frac{\sqrt{28}}{16}$) * 800 * 293*10^{-3} = 58.14 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

155<309.5 ≤ 213.14…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{28} * 800 * 293/1000$ = 413.443 KN

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

0.75(206.72+ 58.6)< 309.5< 0.75(206.72 + 413.443)

199 < 309.5<465.12

shear reinforcement are required

Use 4 leg Φ 8 for b = 80 cm

As =201.06 mm^2

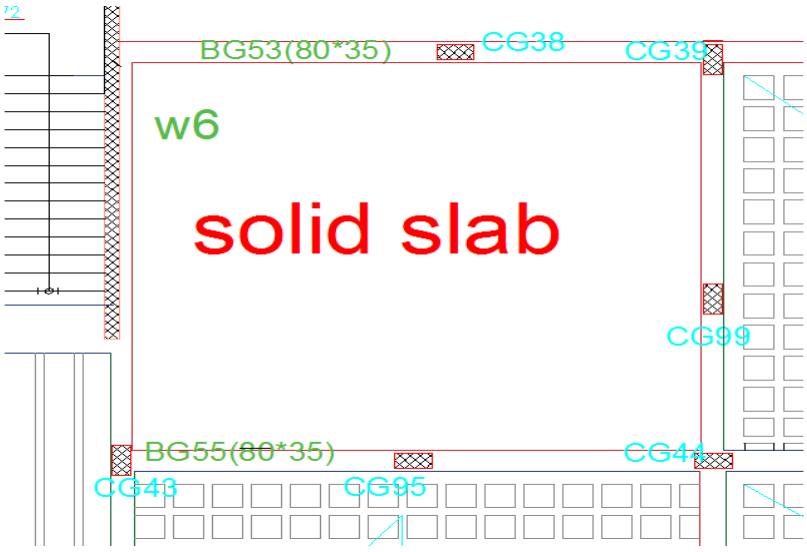
$V_s = V_n - V_c = \frac{309.5}{0.75} - 206.72 = 205.95KN$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{201.06 * 420 * 293}{205.95 * 1000} = 120.13mmcontrol$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5mmors_{max} \leq 600\ mm$$

Use 4 leg Φ 8 @100mm

4.17 Design of Two Way Solid Slab:



Fig(4-23):Plan Of Solid Slab

(4.12.1) Calculate the minimum thickness slab :

$$hmin = 22\ cm$$

$$y(BG56, BG55\& BG66) = \frac{30*65*32.5 + 30*35*47.5\ 20*45*55}{30*65 + 30*35 + 20*45} = 41.73cm$$

$$y(BG53) = \frac{30*65*32.5 + 2*20*45*55}{30*65 + 30*35 + 20*45*2} = 43.3cm$$

$$Ib(BG56, BG55\ \&BG66)$$
$$= \frac{30*65^3}{12} + \frac{45*20^3}{12}\ \frac{30*35^3}{12} + 30*65*9.23^2 + 30*35*\ 5.77^2$$
$$+ 20*45*\ 13.27^2\ = 1172751cm$$

$$Ib(BG53)$$

$$= \frac{30*65^3}{12} + \frac{45*20^3}{12} + 30*65*10.8^2 + 2*20*45*\ 11.7^2\ = 1172751cm$$

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

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

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

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

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

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

$$\propto fm = \frac{\in\propto}{4} = \frac{2 * 2.522 + 2 * 4.264}{4} = 3.393$$

$$for \propto fm \leq 0.2\beta = \frac{lnlong}{lnshort} = 7.6/6.5 = 0.85$$

$$hmin = \frac{ln * (0.8 + Fy/1400)}{36 + 9B} = \frac{760 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 9 * 3.393} = 17.96\ cm$$

but we will select 20cm slab thickness.

(4.12.2) Dead load calculations:

Table(4-4) calculation of the Dead load solid

Dead load from:	δ×γ	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
		9.67

Dead load =9.67 KN/m^2.

Live load = 5 KN/m^2.

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*9.67 = 11.34 KN/m^2.

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

Wu = 11.604+8 = 19.604 KN/m^2

(4.12.3) Shear Design :

l_a/l_b=0.85

W_b=0.79

Wa=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\2=174mm

- **V_c =(√28 *1000*174*10^-3)\6 =153.45KN**

ø$V_{c = 0.75}$ × 181.26= 115.1 KN

V_u< ø V_c.

The thickness of the slab is adequate enough

(4.12.4) Flexural Design:

(l_a/l_b=0.85)

Positive moments :

Cda=.024

Cla=.037

Cdb=.012

Clb=.019

$M_{a+ve,Dl}$=C_a*W* L_a^2 =0.024*11.604*6.5 ^{2}= 11.77 KN.m\m

$M_{a+ve,Ll}$=C_a*W* L_a^2 =.037*8*6.5 ^{2}= 12.506KN.m\m

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 24.28KN.m\m$

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2 =0.012*11.604*7.6^2= 8.043$ KN.m\m

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b =0.019*8*7.6^2= 8.78KN.m\m$

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

(4.12.5) Positive Moment:

***Mub = 35.1KN.m/m**

Assume the d_{Bar} =12 mm

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

$$K_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{35.1*10^6 / 0.9}{1000*176^2} = 1.25MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.64*1.25}{420}}\right) = 0.003$$

As_{req} = 0.003***1000*174 =534mm²/m**

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm2/m$$

As = **534mm2≥**$As_{\min}$ **= 360mm2/m**

Use Φ 10 \ 12.5cm with As=635mm²/m

***Mua = 24.28KN.m/m**

Assume the d_{Bar} =12 mm

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

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

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.64 * 0.85}{420}}\right) = 0.002$$

As_{req} = 0.002 ***1000*174 =385mm²/m**

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2 / m$

As = **385mm2≥** $As_{\min}$ **= 360mm2/m**

Use Φ 8 \ 12.5cm with As=400 mm²/m

(4.12.5) Negative Moment:

Mua = 49.7KN.m/m

Assume the d_{Bar} =12 mm

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

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

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

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

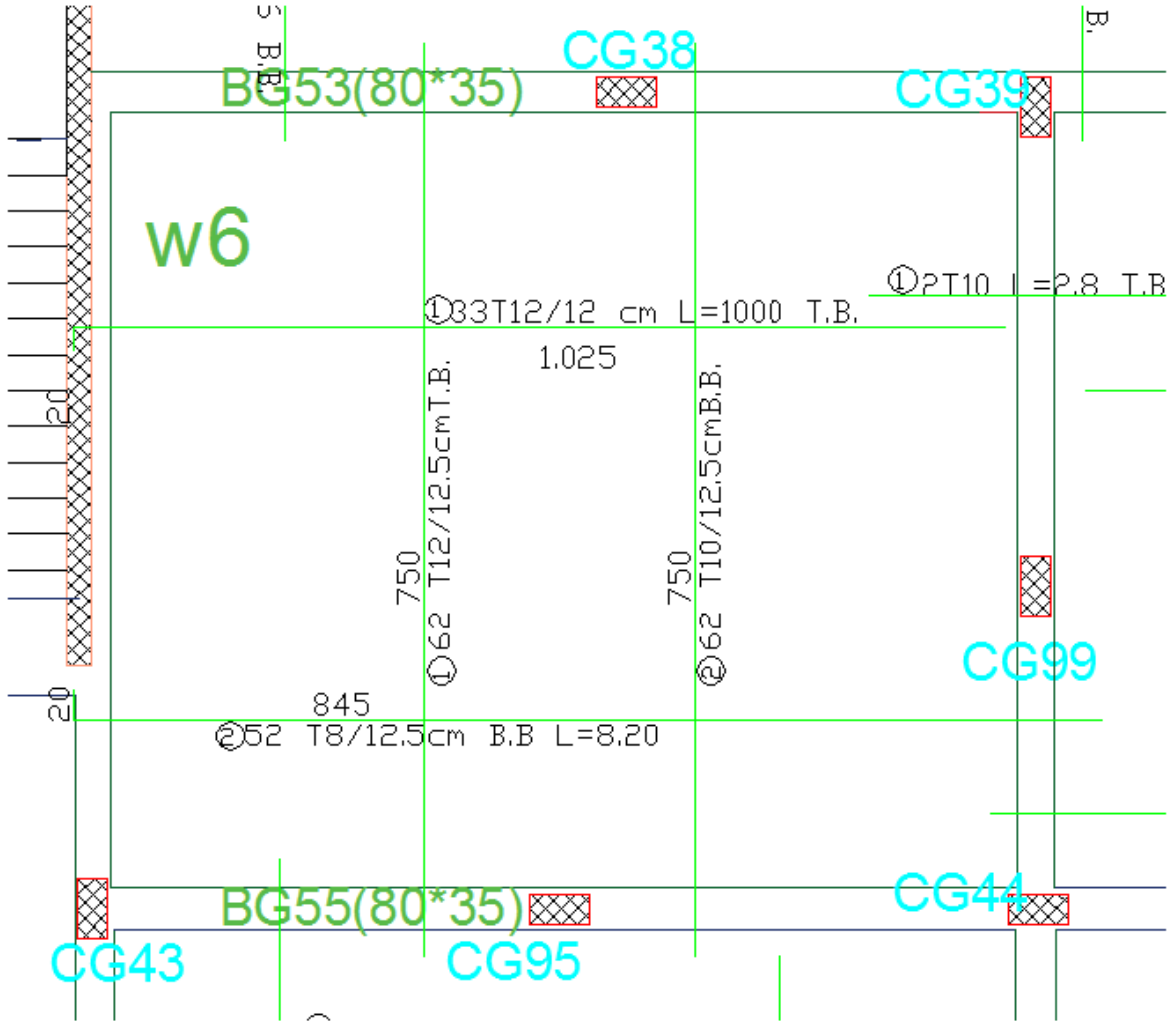
As_{req} = 0.00438 ***1000*174 =770mm²/m**

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2 / m$

As = **770mm2/≥** $As_{\min}$ **= 360mm2/m**

Use Φ 12 \ 12.5cm with As=904mm²/m

Note: other moments requires areinforcement less than minimum, Use Φ 8 \ 12.5cm with As=400 mm²/m



Fig(4-24) : Reinforcement of solid slab

4.8 Design of two way ribbed slab (R28)

4.8.1 Minimum thickness for ribbed slab h= 35 cm

Check for the minimum thickness of the slab:

-All Exterior and interior beams have a rectangular section of 60 cm width and 60 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.8 * 0.35^3}{12} = 28.58 * 10^{-4}\, m^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{52 * 8 * 4 + 27 * 12 * 12.5}{52 * 8 + 27 * 12} = 11.66\, cm$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{8^3}{12} + 12 * \frac{27^3}{12} + 8 * 52 * 6.6^2 + 12 * 27 * 10.84^2 = 78094 cm^4$$

$$= 7.809 * 10^{-4}\, m^4$$

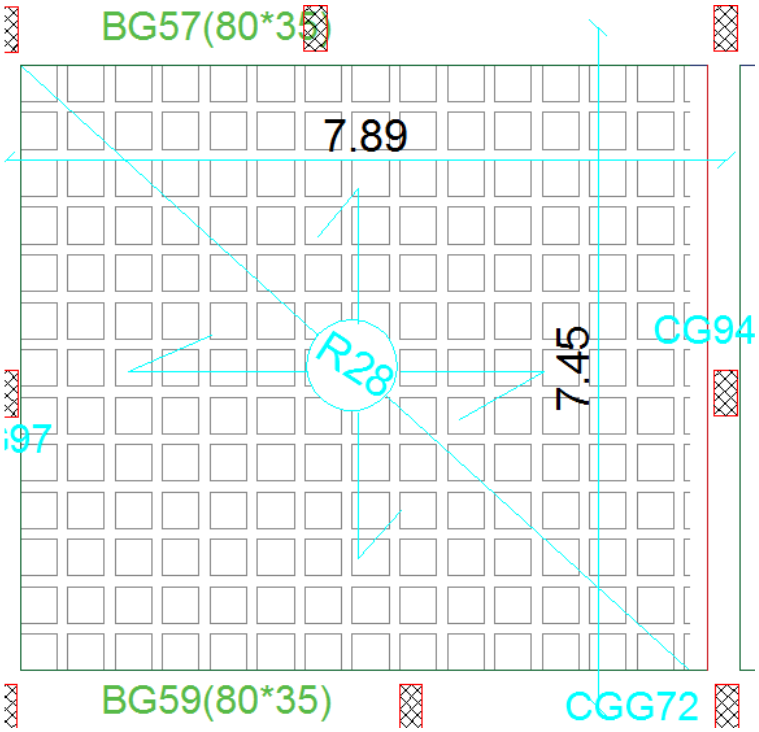


fig.(4.10): Two way Ribbed slab.

$Short\ direction\ l = 7.45\ m = 745\ cm$

$Long\ direction\ l = 7.9\ m = 790cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 6.8}{0.52} = 102.11 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{102.11} = 0.279$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 6.2}{0.52} = 93.107 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{93.107} = 0.306$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 7.75}{0.52} = 116.38 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{116.38} = 0.245$$

$$I_{s4} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 8.35}{0.52} = 125.39 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{125.39} = 0.227$$

$$\alpha_m = \frac{(0.279 + 0.306 + 0.245 + 0.227)}{4} = 0.264 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{7.5 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{7.5}{6.6} * (0.246 - 0.2)} = 0.246\ m$$

$$h = 35\ cm > 25.6\ cm\ \ - OK$$

Take slab thickness 35 cm

$b_{eff.}$= 520 mm b_w = 120 mm h_f= 80 mm

h = 350 mm h etolit block = 270 mm

4.8.2 Load calculation:

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

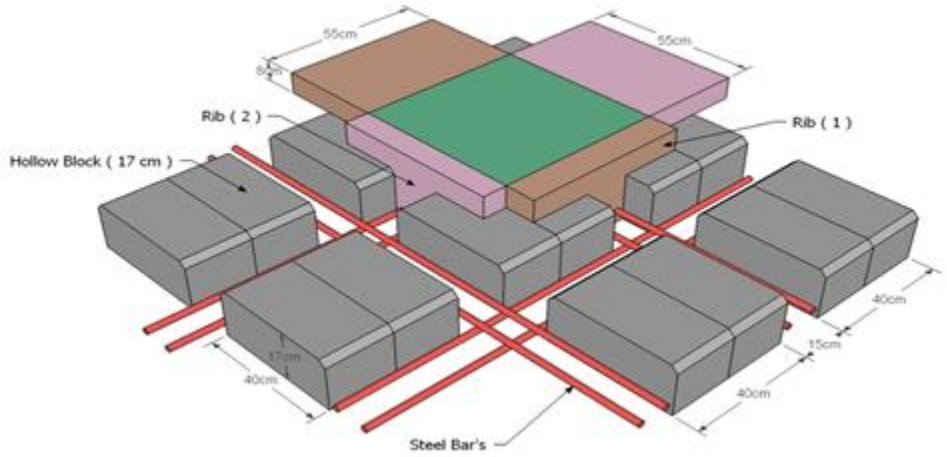


Fig.(4.12): Two way ribbed slab

Table (4-3) Calculation of the total dead load for two way rib slab (25). **Table (4**

No.	Material	Quality Density KN/m³	Calculation
1	**Topping**	25	0.52×0.52×0.08×25 = 0.54
2	**Rib**	25	(0.4+0.52)0.27×0.12×25 = 0.526
3	**Sand**	17	0.52×0.52×0.07×17 = 0.321
4	**Mortar**	22	0.52×0.52×0.02×22 =0.119
5	**Tile**	23	0.52×0.52×0.03×23 =0.186
6	**Plaster**	22	0.52×0.52×0.02×22 =0.119
7	**Block**	10	4×0.2×0.2×0.27×10 = 0.432
8	**Partitio**	1	1×0.52 = 0.52
		∑ =	2.923 KN/unit

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{\mathbf{2.923}}{0.52 * 0.52} = 10.81 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.81 = 12.97 KN/m^2$$

$$LL = 5\ KN/m^2$$

$$w_L = 1.6 * 5 = 8\ KN/m^2$$

$$w = 12.97 + 8 = 20.97\ KN/m^2$$

4.8.3 Moments calculations:

Ratio=7.5/6.6=0.90

$$Ma = Ca\ wla^2 bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2 bf$$

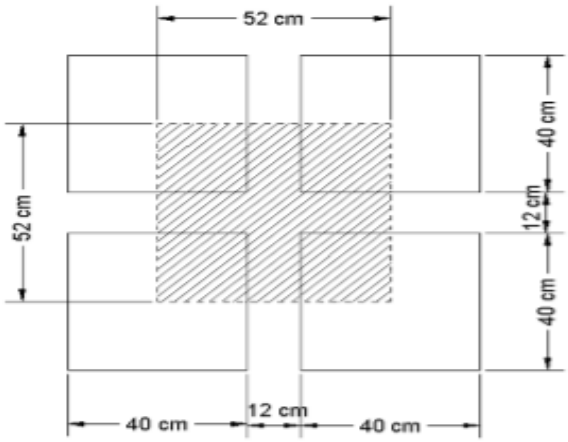


Fig.(4.13): Two way ribbed slab

-Negative moment

$C_{a,neg} = 0.068$

$C_{b,neg} = 0.025$

$\boldsymbol{M_{a,neg} = (0.068 * 20.97 * 6.6^2) * 0.52 = 32.3\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{b,neg} = (0.025 * 20.97 * 7.5^2) * 0.52 = 15.33\ KN.m}$

-Positive moment

$C_{aD,pos} = 0.026$

$C_{bD,pos} = 0.015$

$C_{aL,pos} = 0.036$

$C_{bL,pos} = 0.022$

$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.026 * 12.97 * 6.6^2 + 0.036 * 8 * 6.6^2) * 0.52 = 14.16\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.015 * 12.97 * 7.5^2 + 0.022 * 8 * 7.5^2) * 0.52 = 10.83\ KN.m}$

Design of positive moment

- **Short direction ($\boldsymbol{Mu = 14.16\ KN.m}$)**

$$\boldsymbol{bf = 520\ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 313\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.16 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.33\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.56 \times 1.33}{420}}\right) = 0.00325$$

$$As = \rho.b.d = 0.00325 \times 120 \times 313 = 122.4\ mm^2$$

- $Check\ for\ As,min..$

$$As,min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As,min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\ mm^2$$

$$As,min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\, mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

- $As, required = 254.16\, mm^2 > As, min = 146.07\, mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $As, required = 146.07\, mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.48\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 62.17\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-62.17}{62.17}\right) = 0.0121 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

- **Long direction ($\boldsymbol{Mu = 10.83\ KN.m}$)**

$$\boldsymbol{bf = 520\ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\, mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{10.83 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.02\, MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.02}{420}}\right) = 0.00248$$

$$As = \rho.b.d = 0.00248 \times 120 \times 313 = 93.26\, mm^2$$

- $Check\ for\ As,min..$

$$As,min\ = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w * d$$

$$As,min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\ mm^2$$

$$As,min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As,min = 125.2\ mm^2 \quad > As,required\ = 93.26\ mm^2$
- (OK)

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $Asmin\ = 125.2\ mm^2$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

$$As\ *\ fy\ =\ 0.85\ *\ f'_c\ *\ b\ *\ a$$

$$308 *\ 420\ =\ 0.85\ *\ 24\ *\ 120 *\ a$$

$$a\ = 52.48\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = =\ \frac{52.48}{0.85} = 62.17\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-62.17}{62.17}\right) = 0.0121\ > 0.005\ \ \therefore \phi\ = 0.9\ \ldots\ OK.$$

Design of negative moment ($\boldsymbol{Mu = 32.3\ KN.m}$)

$$\boldsymbol{bf = 520\ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d\ = h -\ cover\ -\ d.stirrups\ -\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{32.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 3.05MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 17.65\times 3.05}{420}}\right) = 0.00779$$

$$As = \rho.b.d = 0.00779 \times 120 \times 313 = 292.91\, mm^2$$

- $heck\ for\ As, min..$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\, mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 125.2\, mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 292.91\, mm^2 > As, min = 125.2\, mm^2$
- (OK)

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $As, required = 292.91\, mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.48\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 62.17\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d - x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313 - 62.17}{62.17}\right) = 0.0121 > 0.005 \ \therefore \phi = 0.9 \ \ldots\ OK.$$

4.8.4 Check shear strength:

$W_a = 0.75$

$W_b = 0.25$

Short direction

$$Au_a = 20.97 * 6.6 * 7.5 * 0.75 * 0.5 * \frac{0.52}{7.5} = 27\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 27 - 20.97 * 0.52 * 0.85 = 17.73\ KN$$

$$\emptyset * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 120 * 313 = 27.32\ KN$$

$Case\ 1$

$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$

$V_u = 17.73KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.KN$ ... ***Not OK***

$Case\ 2$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.66\ KN < V_u = 17.73\ KN < \phi * V_c = 27.323\ KN - \boldsymbol{OK}$$

OK

Provide minimum shear reinforcement

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * bw * d = \frac{1}{16} * \sqrt{28} * 120 * 313 * 10^{-3} = 12.42$ KN.

$\phi Vs\ min = 9.59$

$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.313 * 10^3 = 12.52$ KN

$\phi Vs,min = 9.59$ …….. control

$\phi Vc = 27.32$ KN $<$ Vu=17.73 KN $\leq \phi(Vc+Vs_{min}) = 36.91$ KN …… satisfy

∴Case (3) is satisfy shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with Av = 100.53mm2

$$Vsmin = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{9.59}{0.75} = 12.78$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vsmin} = \frac{100.53 * 420 * 313}{12.78} * 10^{-3} = 1034mm$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 157$ mm.

$\leq$ 600 mm.

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm

4-9 Design of Stair

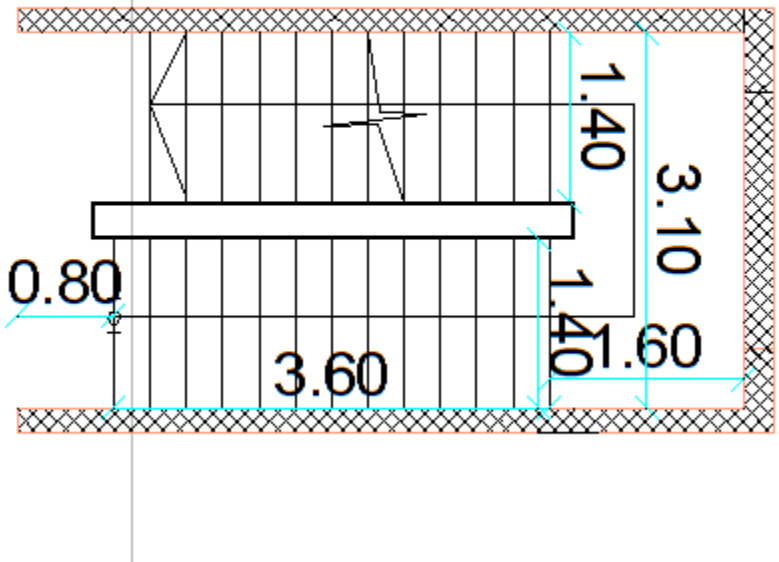


Fig 4.7: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 600/20 = 30$ cm

Take h = 30 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 29.56^{o}$

✓ Load Calculation:-

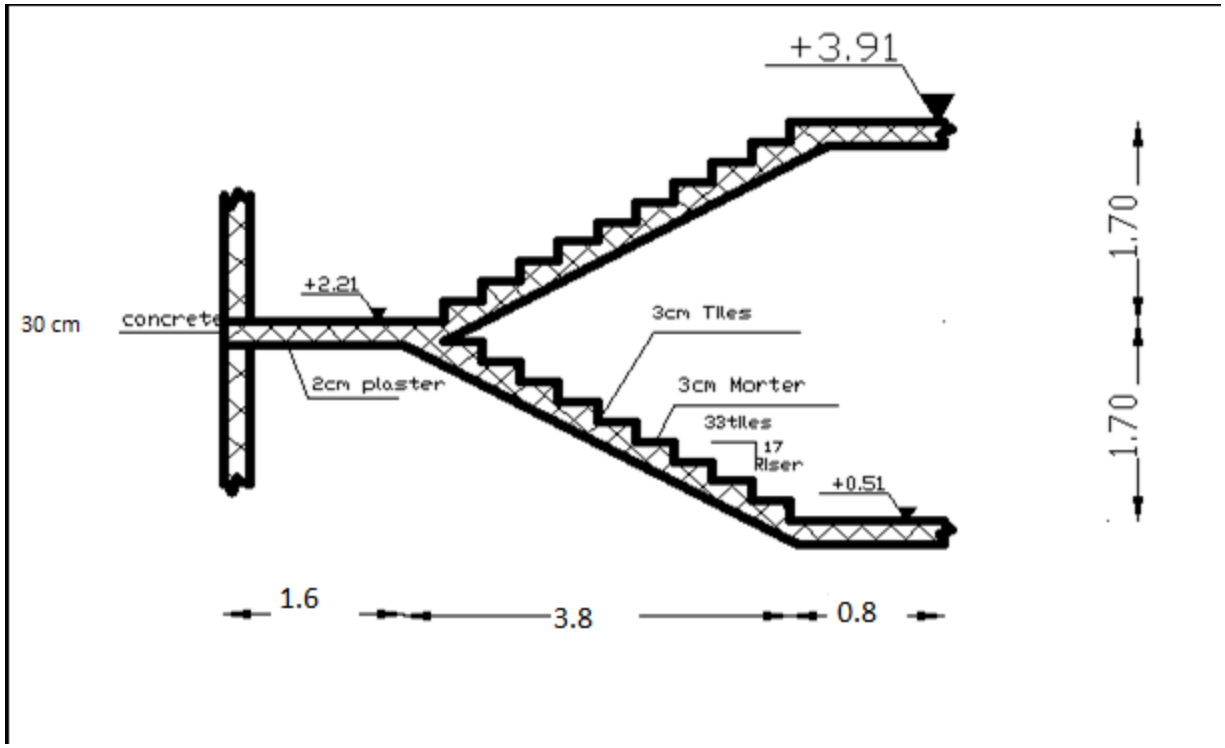


Fig 4.8: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.33+0.17/0.3) = 1.15 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.17/0.3) = 1.04 KN/m	
3	Stair	25*0.5*0.17*1 = 2.13 KN/m	
4	R.C	25*0.3*1 / cos 29.56 = 8.62 KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos 29.56^{o} = 0.51 KN/m	
		Sum	13.47 KN/m

Table (4.5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×13.47+ 1.6×5 =24.164 KN/m

- ✓ **System of Flight:-**

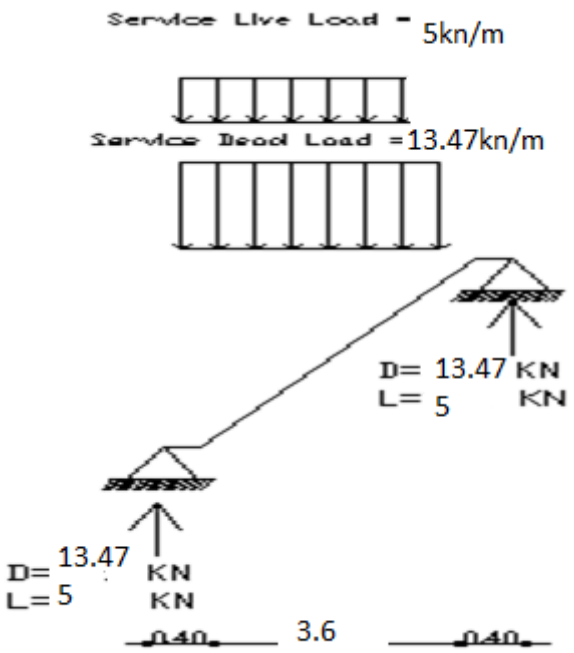
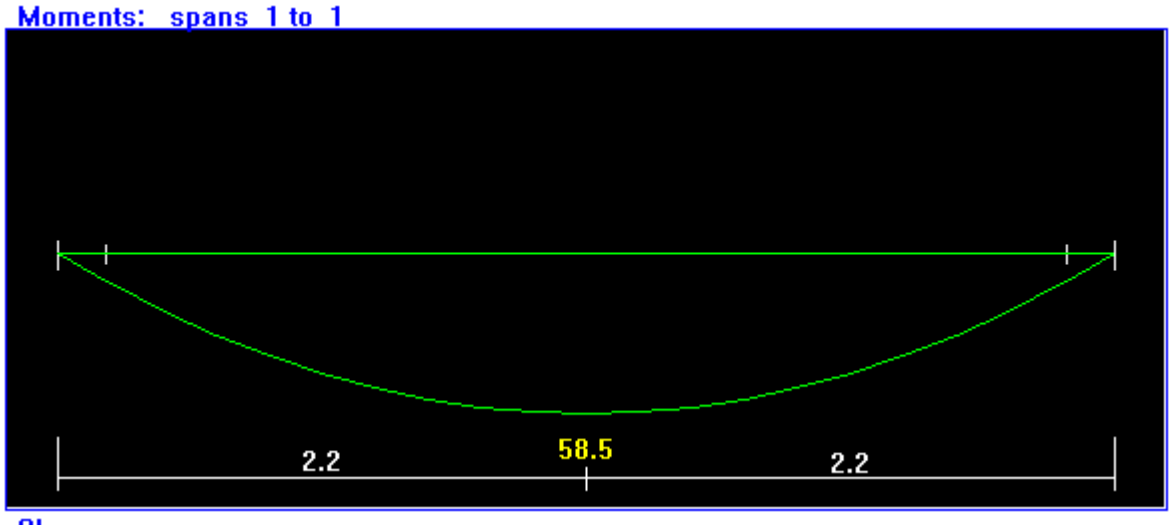


Fig 4.9: Statically System and Loads Distribution of Flight.



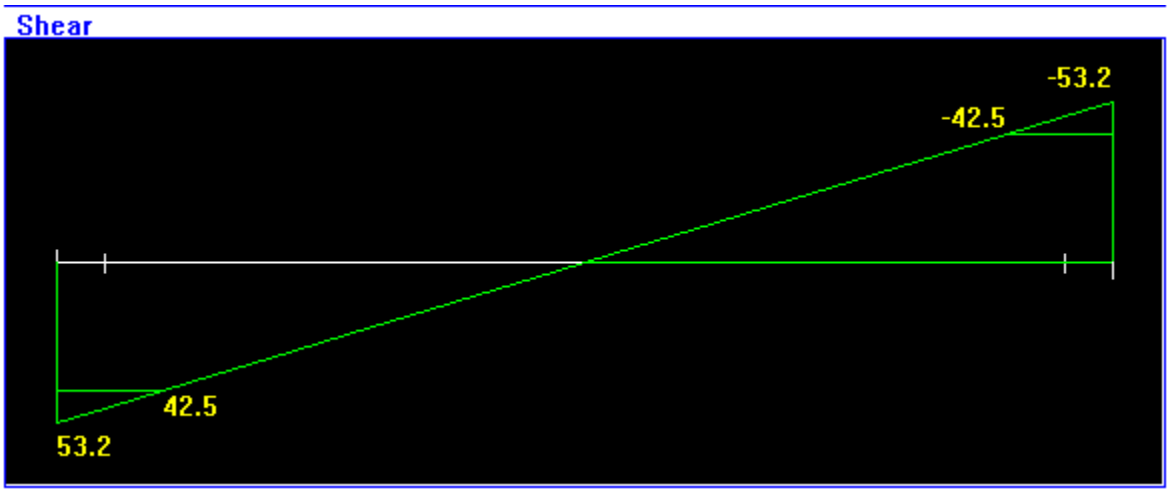


Fig 4.10: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=42.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 274 = 242\text{KN}$

ΦV_c = 0.75*242 = 181.5KN > Vu = 42.5 KN…… **No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=58.5KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{58.5\times10^6}{0.9\times1000\times274^2} = .86579\ \ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.65\times.86579}{420}}\right) = 0.004123$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.004123×1000×274 = 1129.65 mm^2

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*300 = 540 mm^2

As_{req} =1130 mm^2>$A_{s,min}$=540 mm^2…… **is ok**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use ø14 @ 13mm , $A_{s,provided}$= 1184.61mm²>$A_{s,required}$= 1130mm²… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1184.61 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 20.9\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{20.9}{0.85} = 24.59 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-24.59}{24.59}\right) = 0.0304 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*300 = 540mm²

Use ø12@ 200 mm , $A_{s,provided}$= 5.65mm²>$A_{s,required}$= 540mm²… Ok

2- Design of Landing :- (For First One Meter)

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.3*1= 7.5KN/m
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44 KN/m
	Sum	9.3KN/m

Table (4.6): Dead Load Calculation of Landing.

Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.1/20 = 15.5$ cm

Take h = 30 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Landing For 1m Strip:-

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Reaction From Flight:-

DL =29.63 KN/m
LL = 11 KN/m

Total Dead Load = 9.3 + 29.63 = 38.93 KN/m

Total Live Load = 5 + 11 = 16 KN/m

Factored Load For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 38.93 + 1.6 \times 16 = 67.12 KN/m$

✓ System of Landing:-

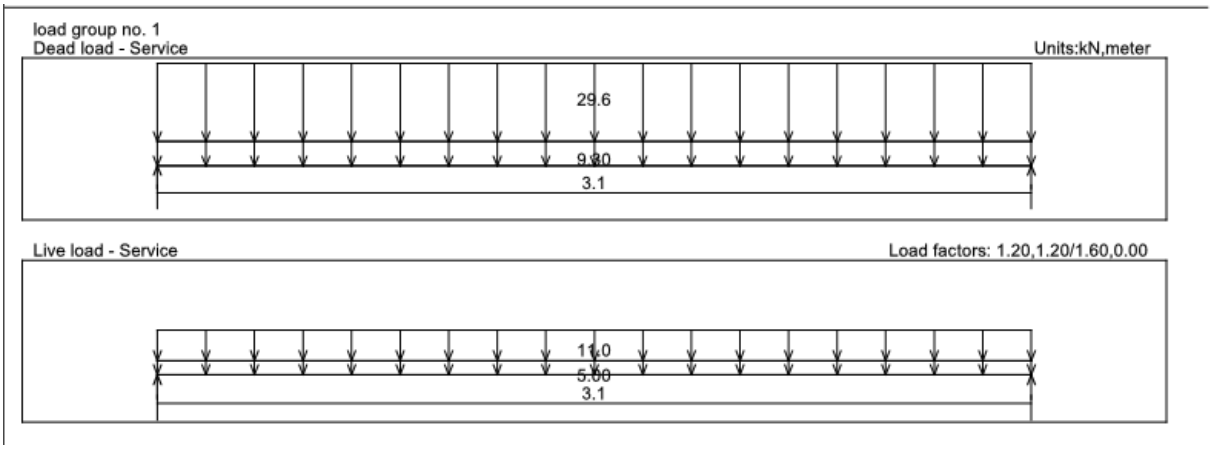


Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution At First 1m 0f Landing

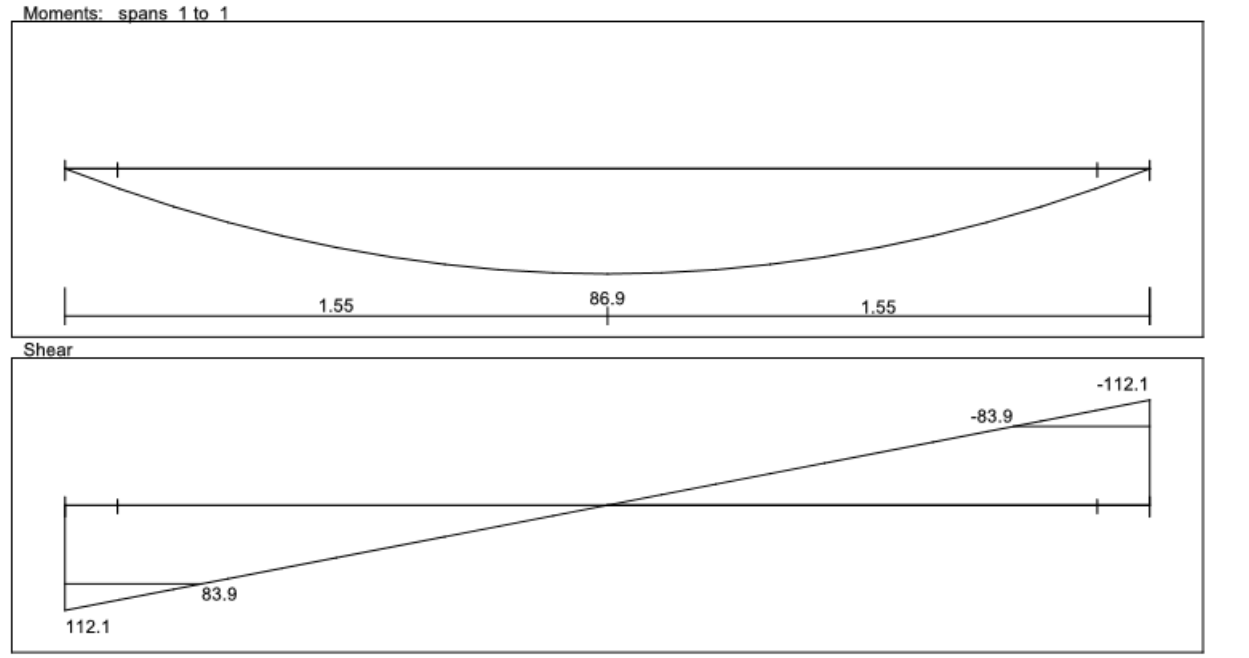


Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=83.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 274 = 242$ KN

$\Phi * V_c = 0.75 * 242 = 181.5$ KN> Vu = 83.9 KN**….. No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=86.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{83.9\times10^6}{0.9\times1000\times274^2} = 1.242\ \ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.65\times1.242}{420}}\right) = 0.003039$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.003039\times1000\times274 = 832.58\ mm^2$

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

$A_{s,req} = 832.58\ mm^2$

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 450 mm**…… is control**

Use ø14@ 180 mm , $A_{s,provided}$= 855.5 mm^2>$A_{s,required}$= 832.58 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c} = \frac{855.5\times420}{0.85\times1000\times28} = 15.1\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.1}{0.85} = 17.765mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-17.76}{17.76}\right) = 0.0433 > 0.005 \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

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

Use ø12@ 200 mm , $A_{s,provided}$= 5.65mm^2>$A_{s,required}$= 540mm^2… Ok

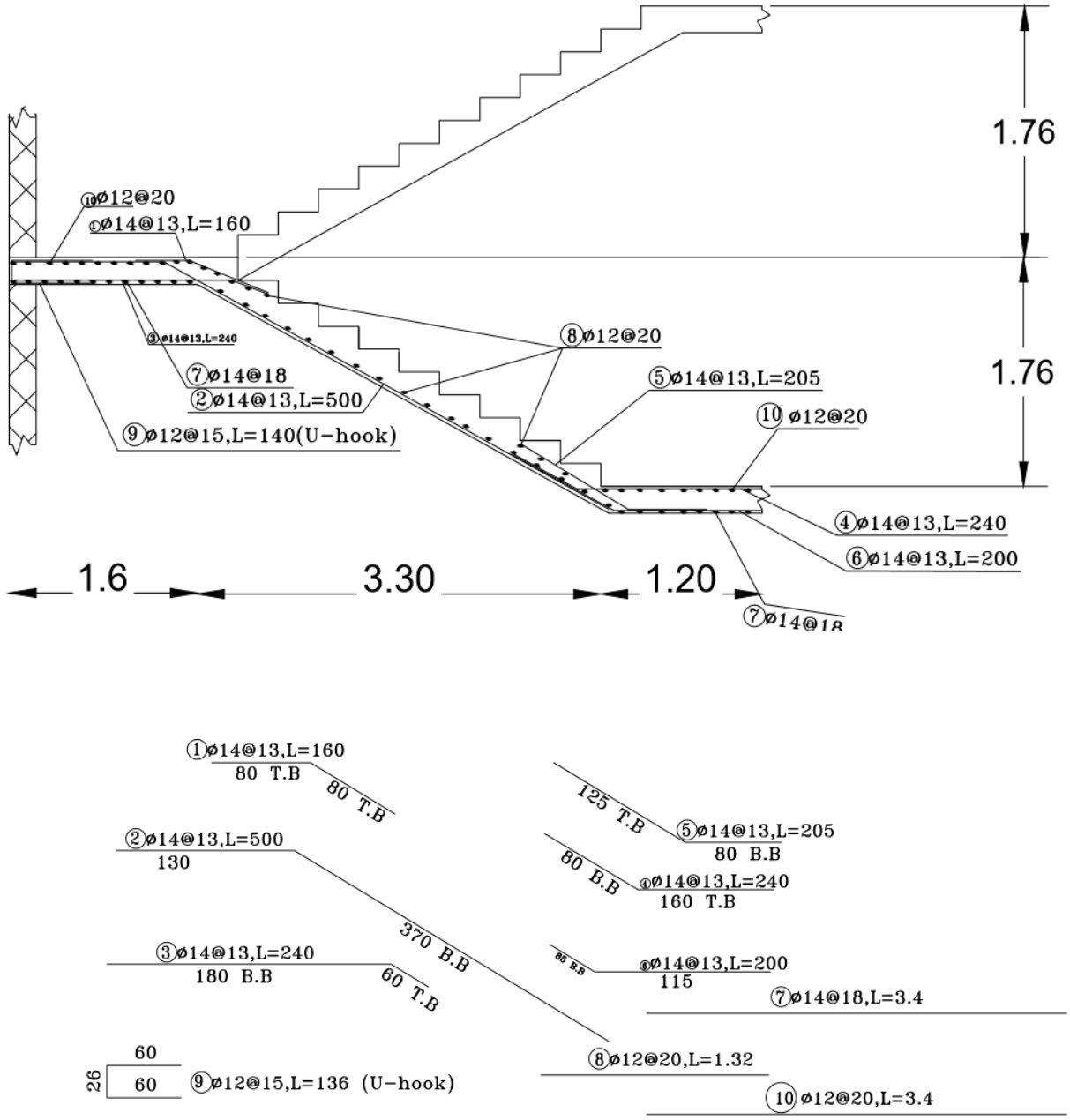


Fig 4.15: Stair Reinforcement.

4.10 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group H)

Service Load:-

Dead Load = 3057.39KN
Live Load = 1589.22 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×3057.39+ 1.6× 1589.22=6211.62KN

✓ Dimensions of Column:-

$$Assume \rho g = 0.01$$

$$\phi * Pn = 0.65 \times 0.8 \times Ag \{0.85\, fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$$

$$6211.62*1000 = 0.65 \times 0.8 \times Ag \{0.85*28(1-0.01) + 0.01*420\}$$

Ag= 430279.63 mm2
Try a=700mm
b=650mm

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

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

Lu = 4.1m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about X-axis (b= 0.7m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1\times 4.1}{0.3\times 0.7} = 19.52 < 22$$

Column Is Short About X-axis

- **about Y-axis (h= 0.65m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1\times 4.1}{0.3\times 0.65} = 21.025 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

$$6211.62*1000 = 0.65\,x\,0.8\times 455000\{0.85*28(455000 - As) + As*420\}$$

As=4570mm^2

$$\rho g = As/Ag = 0.01$$

Use18 Φ 18 with As=4580mm²

✓ Design of the Stirrups:-

Use Φ 10 for ties

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

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 18.0 = 28.8\,cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\,cm$$
$$spacing \le least\,\text{dim} = 50\,cm$$

$Use \phi 10@20\,cm$

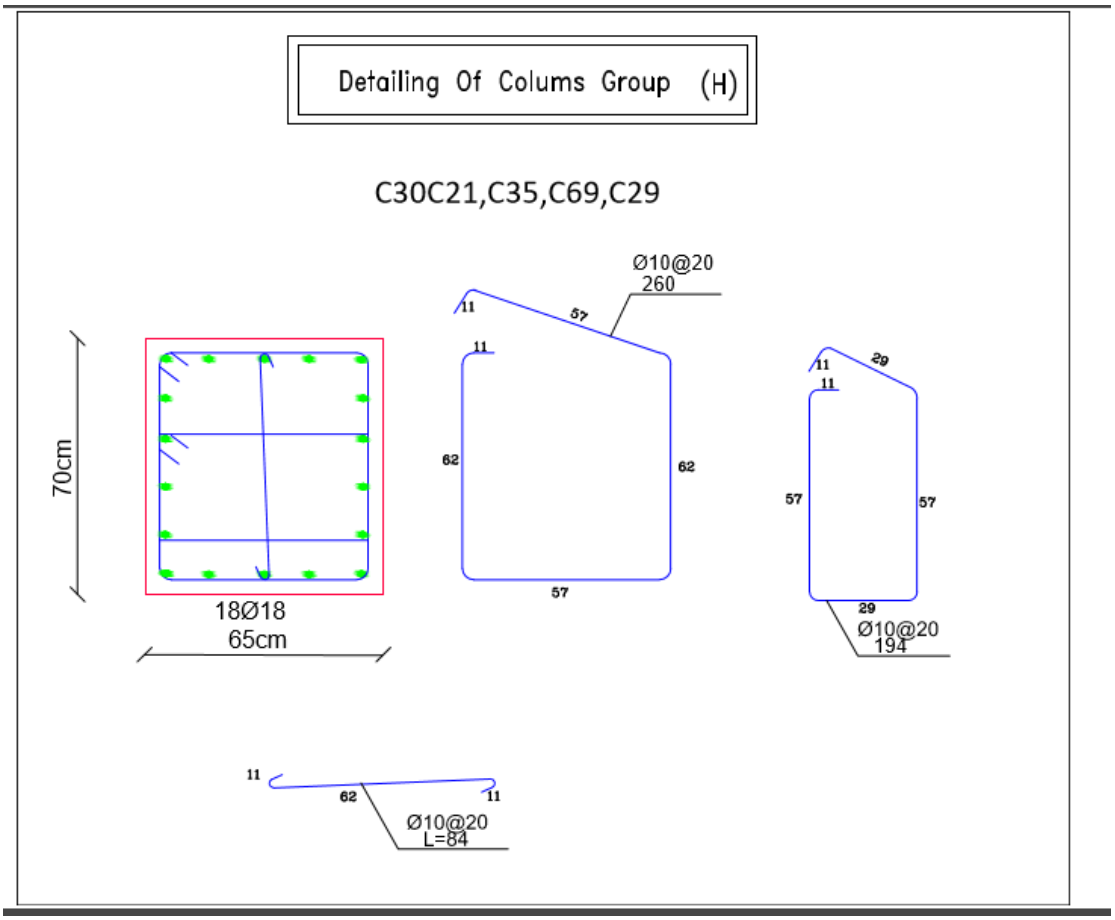
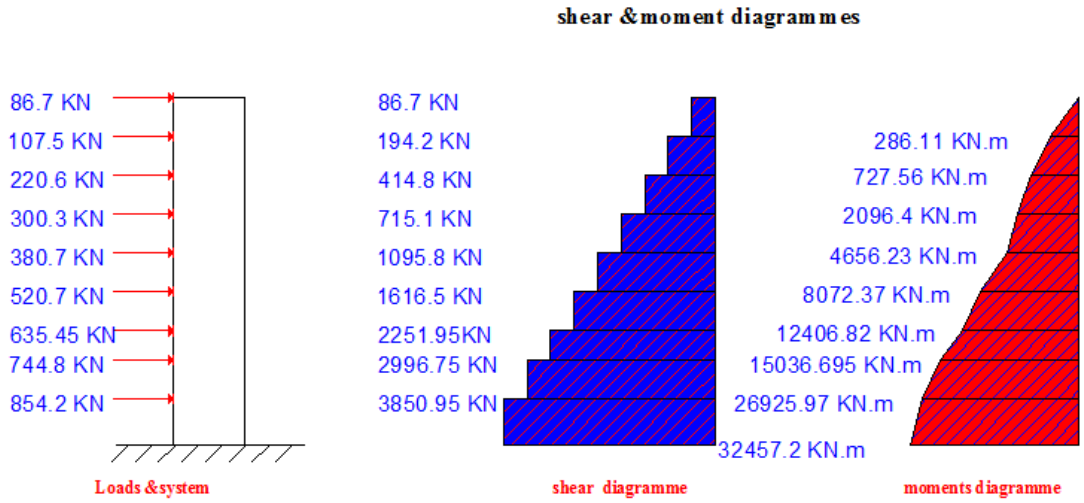


Fig 4.18: Column Reinforcement

4.10 Design of Shear Wall



❖ Material and Sections:- (From Shear Wall 2)

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 25 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 6 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 29.5 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 3850.8\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{29.5}{2} = 3m$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{29.5}{2} = 14.75m$$
$$story heigh(Hw) = 29.5m.....Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 250 * 4800 = 3952.8\ KN > V_u = 3850.8KN$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 250 * 4800 = 1058.3 \quad \text{…….. Control}$$
$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 250 * 4800 + 30.4 = 1617.9KN$$
$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd = 3239.41KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Longrightarrow M_u = 4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{32457.2 * 10\text{^}3}{3850.8} - \frac{6000}{2} = 5428.69\ mm$$

Vc =1058.3KN
$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$
$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=3850.8/0.75-1164.2= -3723.33kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:

Min(Avh/Sh)=0.0025*h

=0.0025*250=0.625

Select Ø10 ,tow layers

Avh=2* π *10^2/4=157 mm^2

157/Sh=0.625

Sh=157/0.625=251.2

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=600/5=120 cm.

=3*h =3*25=75 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{29.5}{6}\right)\left(\frac{157}{200*250} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.621375$$

S_v= 252 mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3}$ = 2000 mm

3*h = 3*250 = 750mm

450 mm ……. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{6000}{200}\right) * 2 * 79 = 4710\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4710}{6000 * 250}\right)\frac{420}{28} = 0.0471$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0471 + 0}{2 * 0.0471 + 0.85 * 0.85} = 0.0576$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{2l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 4710 * 420 * 6000(1 + 0)(1 - 0.0576/2)] = 5170.223\ KN$$
$$\geqq 32457.2 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=$32457.2 - 5170.223$= -69.83 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}}$=$\frac{6000}{600*.007}$=1428.57 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 714\ mm$

Mub (moment carried by boundary steel)=27287 KN.m

Asb=Mn/{Fy*(Lw-Lb)}= $\frac{(27287*10\text{^}6)/0.9}{420*(6000-750)}$ = 1375 mm^2

select 8Ø 16 with As=1608 mm^2 for each boudary element

4.12 Design of Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group B)

Dead Load = 1714Kn, Live Load = 590Kn

Total services load = 1714+ 590 = 2304 Kn

Total Factored load = 1.2*1714 + 1.6*590= 3000Kn

Column Dimensions (a*b) = 40*45 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 Kn/m2

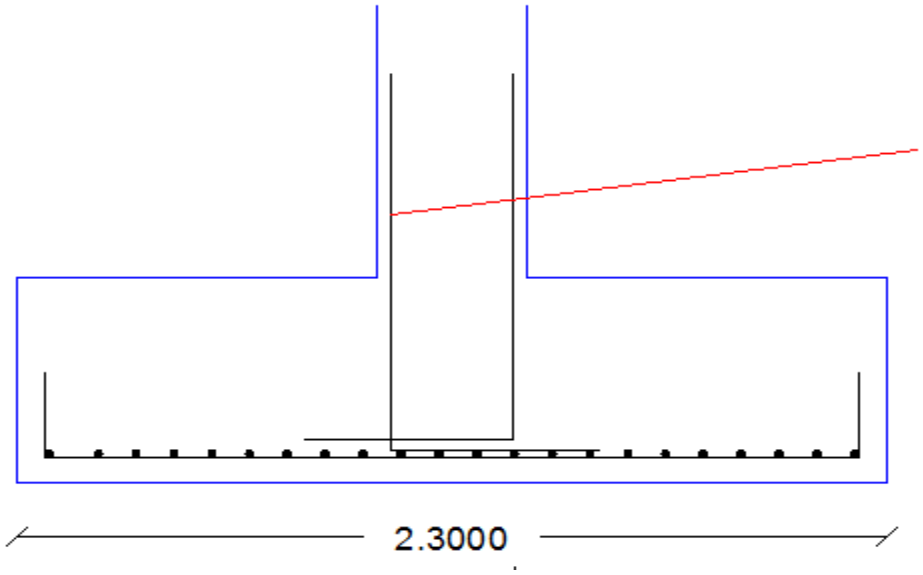


Fig 4.23 :Foot Section.

Assume h = 60cm

$q_{net-allow}$ = 500 – 25*0.6 – 18*0.4 – 25*0.7 = 460.3kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{2304}{460.3} = 5.005m^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.24 m

Select B = 2.3 m

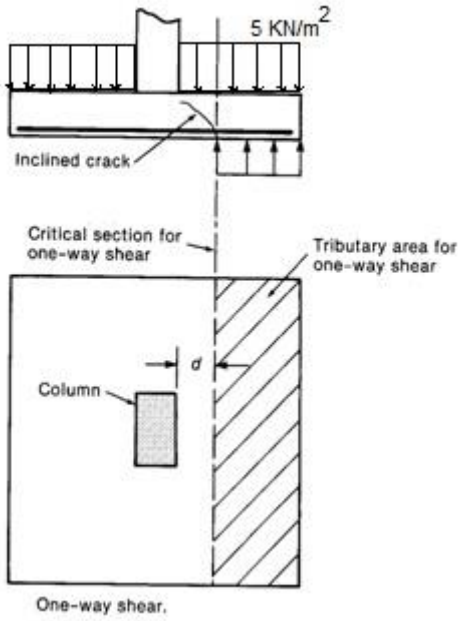
✓ Bearing Pressure :-

q_u = 3000/2.3*2.3 = 567.107 Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

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



Assume h = 60cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 600 – 75 – 14 = 511 mm

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

$$Vu = 567.12 * \left(\frac{2.3-0.4}{2} - 0.511\right) * 2.3 = 572.62Kn$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 2300 * 511 = 777.387Kn$$

$$\phi.Vc = 777.38KN > Vu = 572.62Kn$$

$$\therefore \quad Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section$$

$$Vu = 3000 - 567.107\left[(0.4 + 0.511) * (0.45 + 0.511)\right] = 2503.5Kn$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{45}{40} = 1.125$$

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

$$b_o = 2*(51.1+45)+2*(51.1+40) = 374.4cm$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.125}\right)*\sqrt{28}*3744*511 = 3515.145Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*511}{3744}+2\right)*\sqrt{28}*3744*511 = 4720Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*3744*511 = 2530Kn$$

ΦVc =2530 Kn>Vu=2503.5Kn ….safe .

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 567.1 * $\left(\frac{2.3-0.4}{2}\right)$ *2.3 =1239Kn

Mu =1239* 1/2 = 620Kn.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{620\times10^6}{0.9\times2300\times511^2} = 1.147\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.147}{420}}\right) = .0028$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0028×2300×511 = 3291 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*2300*600 = 22484 mm^2

$A_{s,req}$ = 3291 mm^2

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*60 = 180cm

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

S = 45 cm **…… is control**

Use 22ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 3388mm^2>$A_{s,required}$= 3291 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3388\times420}{0.85\times2300\times28} = 25.995\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{25.995}{0.85} = 30.58\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-30.58}{30.58}\right) = 0..0471 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\,fc'A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

A_1 = 45 * 40 = 0.18 m^2

A_2 = 2.3*2.3 = 5.29 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.61}{0.175}} = 5.42 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times28\times180\times2) = 5569.2Kn$$

$$\Phi Pn = 5569.2 > Pu = 3000\ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times28\times180) = 2784.6Kn$$

$$\Phi Pn = 2784.6 > Pu = 3000kn\ldots\ldots Not..ok$$

we Need For Dowels

As dowels =As coiumn

Use 18ø20, A_s, = 5652 mm^2

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm \ \ Or\ cb = \frac{150}{2} = 75\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{16} = 4.68 > 2.5$$

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

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{2300-400}{2}$ -75= 875 mm

$Ld_{T\ available}$ = 825 mm > $ld_{req} = 395.054\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

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

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*14}{\sqrt{28}}$ = 266.69> 0.043*420*14= 252.84>200mm

Ld_{Creq}= 267 mm

$Ldc_{available}$ = 600 – 75 – 14 – 14 = 497mm >Ld_{Creq}= 267mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×20 = 596.4 mm > 300 mm

Select Lsc = 600 mm

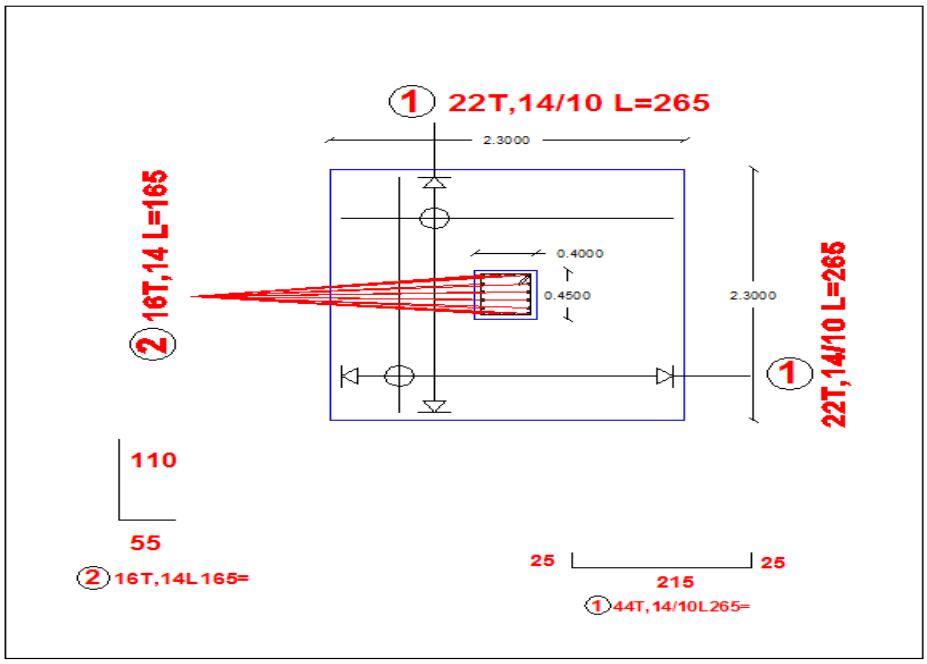


Fig 4.24 :Foot Reinforcement Details.

4.13 Design of Basement Wall:

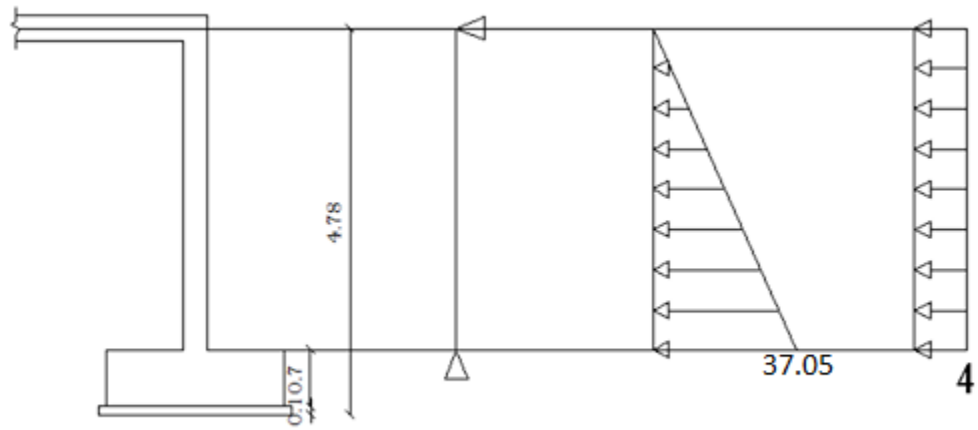


Figure (4-21): Geometry of basement.

Fc' = 28Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30°$ $\gamma = 19.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

4.11.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:
* **Weight of backfill:**

$q1 = Ko * \gamma * h$
$= 0.50*19.0*3.9 = 37.05$ KN/m
$q_{1\ (Factored)} = 1.6 * 37.05 = 59.28$ KN/m

*** Load from live load:**
LL=5 KN/m2
$q2 = Ko * LL$
$= 0.50 * 5 = 2.50$ KN/m
$q_{2\ (Factored)} = 1.6 * 2.50 = 4.0$ KN/m

4.11.2 Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm

Vmax =46.4 KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{28} * 1000 * 266}{6} = 175.94 \text{KN}$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

4.11.3 Design of bending moment:

Mu max =66.66 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{66.66}{0.9} = 74.066 \text{ KN. m}$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{74.06 * 10^6}{1000 * 266^2} = 1.0468 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

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

$$= \frac{1}{17.65} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.0468 * 17.65}{420}}\right)$$

$$= 2.55 * 10^{-3}$$

$Asreq = \rho * b * d = 2.55 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{6.783\ cm^2/m}$

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$Amin \leq Areq$

Select ∅12@15cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

$As\ req = As\ min = 3.60\ cm^2/m$

∅10@15cm/m

4.10.4 Design of the horizontal reinforcement:

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**∅10@20cm/m**, in two layer.

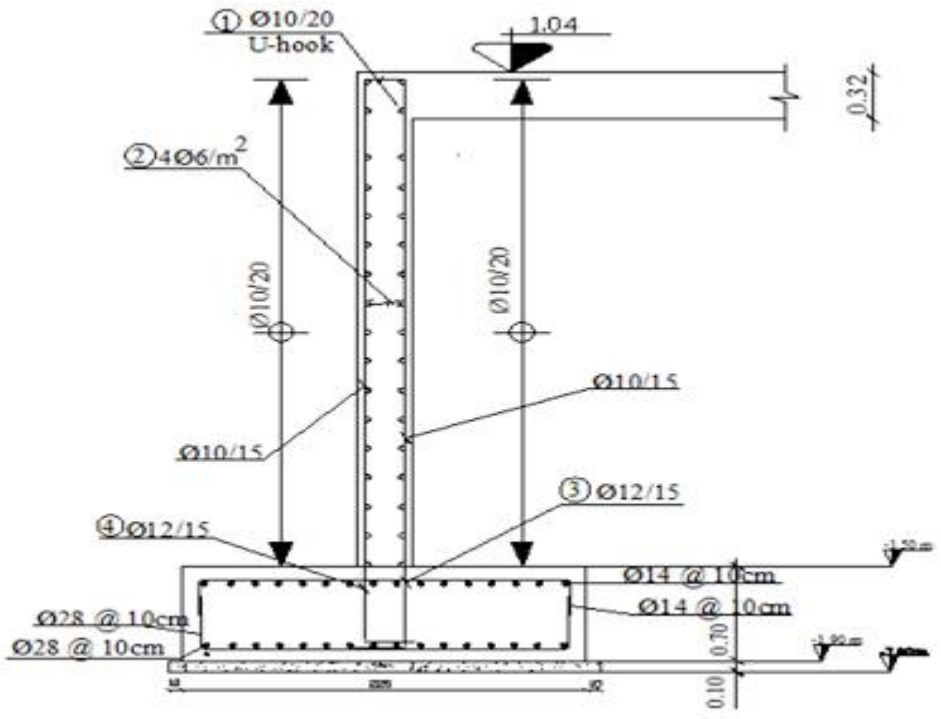


Figure (4-22): Reinforcement for Basement Wall.

5

الفصـــــــــل 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 لفندق الياسمين في مدينة الخليل.

وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2-5النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. 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 الإعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $500KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ, كما تم استخدام نظام القداة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:-

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:-

a. AUTOCAD (2007+2015) :- و ذلك 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 للمستشفى.

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 ومدروس.

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 ـ من خلال هذه التجربة ـ 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 وتربته 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.