بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع وزارات في رام الله

فريق العمل :

رانيا عطاونة محيي الدين الشريف

شرف الدين تلاحمة أسيل حلاحلة

إشراف :

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

٢٠٢٠-٢٠٢١ م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع وزارات في رام الله

فريق العمل :

رانيا عطاونة محيي الدين الشريف

شرف الدين تلاحمة أسيل حلاحلة

إشراف :

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

٢٠٢٠-٢٠٢١ م

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل- فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع وزارات في رام الله

فريق العمل :

رانيا عطاونة محيي الدين الشريف

شرف الدين تلاحمة أسيل حلاحلة

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ......إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء ......أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ......زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ماهر عمرو.

،والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع وزارات في رام الله

فريق العمل:

رانيا عطاونة　　محيي الدين الشريف

شرف الدين تلاحمة　　أسيل حلاحلة

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠٢١م

إشراف:

د. ماهر عمرو

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 قمنا بعمل تصميم إنشائي لمجمع وزارات في رام الله ، ويتكون المجمع من مبنى واحد مكون من ستة طوابق بمساحة ٨٤٠٠مترا مربعا .

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 تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_11)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل Atir , Safe, Autocad2014, Office2010, Etabs 2018:

بعد إتمام المشروع سنكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

Project Abstract

The Structural Design For Yatta Medical Building

WORKING TEAM:

RANIA ATAWNEH **MOHEE ALSHAREEF**

SHARAF TALAHMEH **ASEEL HALAHL**

Palestine Polytechnic University -2021

SUPERVISOR:

DR.MAHER AMRO

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 Ministries Complex. The building consists of six floors with total area of 8400 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 used the Jordanian code to determine the live loads, for the analysis of the structural and design sections we used the US Code (ACI_318_11), it must be noted that he relying on some computer programs such as: Autocad2014, Safe , Office2010, Atir, Etabs 18 and others.

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

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	iii
الإهداء	iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii-xiii
List of Abbreviation	xiv- xv
الفصل الأول: المقدمة	1-3
1-1 المقدمة	2
1-2 أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	2
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7 إجراءات المشروع	3-4
الفصل الثاني: الوصف المعماري	5-18
2-1 المقدمة	6
2-2 لمحة عن المشروع	6
2-3 موقع المشروع	7-8
2-4 وصف المساقط الأفقية	9-13
طابق التسوية	9
الطابق الأرضي	10
الطابق الأول	11
الطابق الثاني	12
الطابق الثالث	13
الطابق الرابع	14
2-5 وصف الواجهات	15-17
الواجهة الشمالية	15

الواجهة الجنوبية	16
الواجهة الشرقية	17
الواجهة الغربية	17
6-2 وصف الحركة	18
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	19-32
1-3 المقدمة	20
2-3 هدف التصميم الإنشائي	20
3-3 الدراسات التحليلية و النظرية	20-24
3-3-1 الأحمال	21-24
3-3-2 الأحمال الميتة	21
3-3-3 الأحمال الحية	22
3-3-4 الأحمال البيئية	23-24
4-3 العناصر الإنشائية	24-32
4-3-1 العقدات	24-26
4-3-1-1 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	25
4-3-1-2 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
4-3-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	26
4-3-1-4 عقدات العصب ذات الاتجاهين	26
4-3-2 الجسور	27
4-3-3الأعمدة	28
4-3-4 جدران القص	28-29
4-3-5 الأساسات	29-30
4-3-6 الأدراج	31
4-3-7 فواصل التمدد	32
chapter 4 : Structural Design & Analysis	33-106
4.1 Introduction	34
4.2 Design method and requirements.	34-35
4.3 Check of minimum thickness of structural member	35-36
4.4 Design of topping.	36-39
4.5 Design of (Rib 11) Calculations	39-59
4.5.1 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 6.2 KN.m	43-45
4.5.2 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 22.8 KN.m	45-46
4.5.3 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 13.3 KN.m	46-47
4.5.4 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 8.7 KN.m	47-48

48-49	4.5.5 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 20.3 KN.m
49-50	4.5.6 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 5.5 KN.m
50-51	4.5.7 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 33.2 KN.m
52-53	4.5.8 Positive moment $Mu^{(-)}$ =19.8 KN.m
53-54	4.5.9 Negative moment $Mu^{(-)}$ =20.5 KN.m
54-55	4.5.10 Negative moment $Mu^{(-)}$ =8.9 KN.m
55-56	4.5.11 Negative moment $Mu^{(-)}$ =16.2 KN.m
56-57	4.5.12 Negative moment $Mu^{(-)}$ =13.7 KN.m
57-58	4.5.13 Negative moment $Mu^{(-)}$ =25.1 KN.m
59	Design of shear of rib11
60-70	4.6 Design Beam (65) at the Ground Floor Slab
63-64	4.6.1 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 63.1 KN .m
64-65	4.6.2 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 142 KN.m
65-66	4.6.3 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 136.9 KN.m
66	4.6.4 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 205.6 KN .m
67	4.6.5 Negative moment $Mu^{(-)}$ =154.7 KN.m
68	4.6.6 Negative moment $Mu^{(-)}$ =165.6 KN.m
68-69	4.6.7 Negative moment $Mu^{(-)}$ =203.7 KN.m
69-70	4.6.8 Design of shear(B65)
71-76	4.7 Design of Column (C2)
71	4.7.1 Design of column
71-75	4.7.2 Check the slenderness Parameter
76	4.7.3 Design the stirrups
77-80	4.8 Design of Isolated Footing (F2)
81-84	4.9 Design of Shear Wall (SW15)
85-	4.10 Design of Stairs
85-92	4.10.1 Stair 1
92-98	4.10.2 Stair 2
99-101	4.11 Design of Basement Wall
99	4.11.1 Load on basement wall
99	4.11.2 Design of the shear force
100	4.11.3 Design of bending moment

4.11.4 Design of the horizontal reinforcement	100
4.12 Design of Strip Footing	102- 105
الفصل الخامس : النتائج والتوصيات	106-113
5-1 النتائج	**108**
5-2 التوصيات	**108**
5-3 قائمة المصادر والمراجع	**108**
5-4 الملحقات	**109-113**

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠٢٠-٢٠٢١	4
جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	21
جدول (2-3) الأحمال الحية	22
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	32
Table (4-1) Check of minimum thickness of structure members.	36
Table (4-2) Dead load calculation for topping.	37
Table (4-3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.	42

فهرس الأشكال

الفصل الثاني	5-18
شكل (2-1) منظور للمبنى	6
شكل (2-2) موقع قطعة الأرض	7
شكل (2-3) مخطط الموقع العام للمشروع	8
شكل (2-4) مسقط طابق التسوية	9
شكل (2-5) مسقط الطابق الأرضي	10

شكل (2-6) مسقط الطابق الأول	11
شكل (2-7) مسقط الطابق الثاني	12
شكل (2-8) مسقط الطابق الثالث	13
شكل (2-9) مسقط الطابق الرابع	14
شكل (2-10) الواجهة الشمالية	15
شكل (2-11) الواجهة الجنوبية	16
شكل (2-12) الواجهة الشرقية	17
شكل (2-13) الواجهة الغربية	17
شكل (2-14) Sections (3D)	18
الفصل الثالث	19-32
شكل (3-1) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	25
شكل (3-2) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين	25
شكل (3-3)عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	26
شكل (3-4) عقدة العصب ذات الاتجاهين	26
شكل (3-5) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة	27
شكل (3-6) أشكال مختلفة الأعمدة	28
شكل (3-7) جدار القص	29
شكل (3-8) الأساس المنفصل	30
شكل (3-9) الدرج	31
Chapter 4	33-106
Figure (4-1) : Topping load and moment diagram	35
Figure (4-2) : Topping of one way rib slab	36
Figure (4-3) : One way rib slab	37
Figure (4-4) : Rib1 in basement floor.	38
Figure (4-5) : Dead load in the rib	38
Figure (4-6) : Live load in the rib	38
Figure (4-7) : Geometry of rib and it’s dimension.	39
Figure (4-8) : Reactions of rib (live and dead).	39
Figure (4-9) : Moment diagram of Rib	39
Figure (4-10) : Shear diagram of Rib	40
Figure (4-11) : Beam geometry	57
Figure (4-12) : Load of the beam	57
Figure (4-13) : Shear Diagram in beam	58

71	Figure (4-14) : **Column from Group 2**
76	Figure (4-15) : **Column Reinforcement Details**
77	Figure (4-16) : Isolated Footing Details
80	Figure (4-17) Top View & Section for footing are shown below
81	Figure (4-18) Shear Wall
85	Figure (4-19) stair 1
91	Figure (4-20) section of stair 2
92	Figure (4-21) stair 2
98	Figure (4-22) section of stair 2
101	.Figure (4-23): Reinforcement for Basement Wall
105	. Figure (4-24): Reinforcement for strip footing

List of Abbreviations

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

- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- 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 لمبنى واحد وهو تصميم إنشائي لمجمع الوزارات المقام في مدينة رام الله.

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 لمجمع الوزارات ، 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 الثاني والاول من السنتين الدراسيتين ٢٠٢٠\ ٢٠٢١ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

5.1 المسلمات

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

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs).

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.

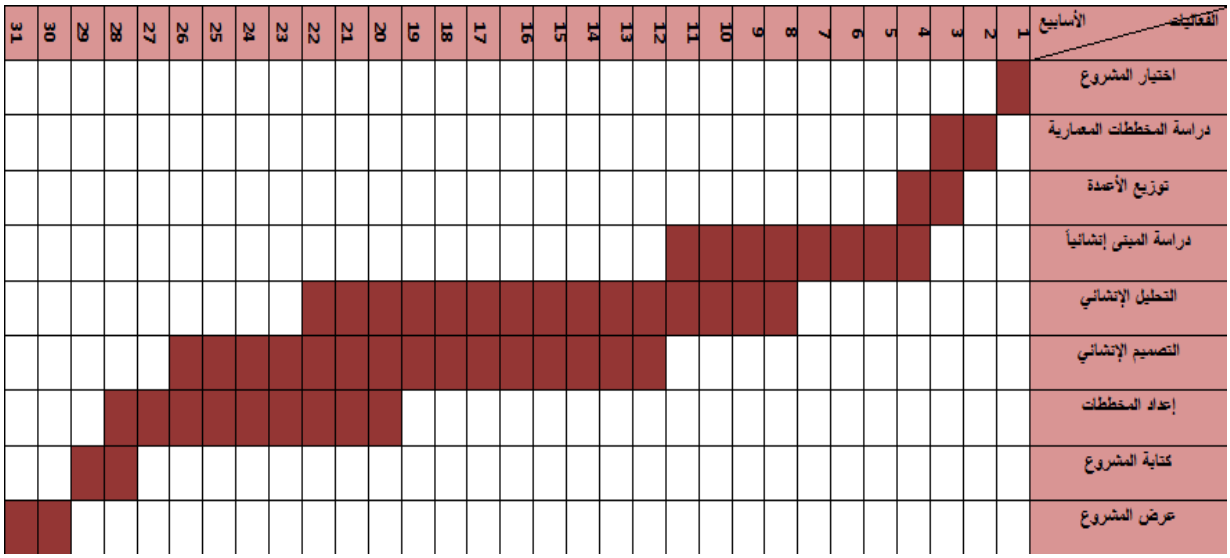
3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال .

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 السنة الدراسية (2020- 2021)



الفصـــــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2

1.2 مقدمه.

2.2 لمحه عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الافقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

1.2 مقدمه:

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسه لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن أهم ميزات تصميم المباني الحكومية مثل مجمع الوزارات وغيرها توفير خدمات للمواطنين مثل توفير المرافق وقاعات الاستقبال والغرف الإدارية وغرف الاجتماعات وغرف الموظفين الذين يعملون في الوزارات بحيث تكون واسعة لسهولة التنقل والحركة للمواطنين من اجل قضاء حاجاتهم بأسرع وقت واقل جهد بالإضافة لتوفير الإنارة والتهوية المناسبة.

لأداء أي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الانشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الاولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحه عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في انشاء مجمع وزارات يحوي عدد من الوزارات المختلفة في مدينة رام الله تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المجمعات الحكومية الحديثة؛ فهي تشمل على مجموعه من الوزارات وقاعات متعددة الأغراض وقاعات استقبال وغرف إدارية وغرف موظفين وغيرها من الخدمات، ويتكون المجمع من ستة طوابق ، وتبلغ المساحة الإجمالية (٨٤٠٠) متر مربع .

الشكل (1-2): منظور للمبنى

3.2 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة في مدينة رام الله على جبال فلسطين الوسطى ، ومتوسط ارتفاع المدينة عن مستوى سطح البحر هو 820 مترا مع تفاوت الارتفاعات في المدينة نظرا لاتساع مساحة أراضيها ، الشكل (2-2) يبين موقع قطعة الأرض.

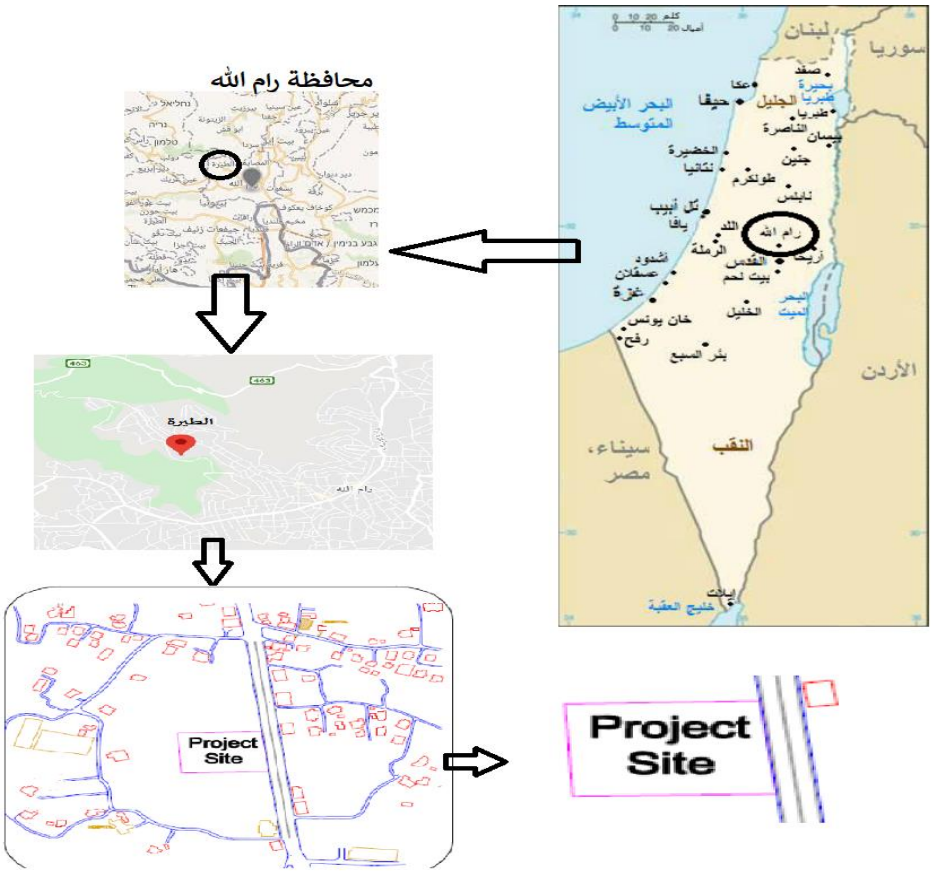
وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى:

** سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي .

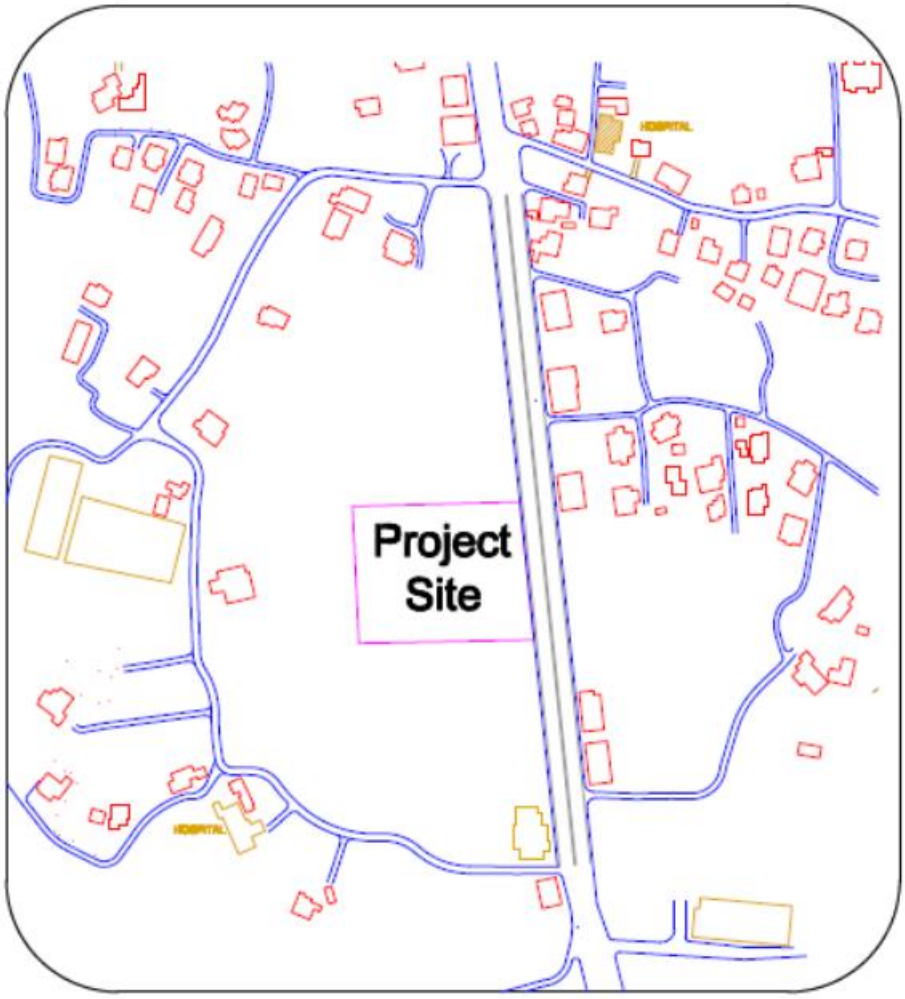
** توفر الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي .

** أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم .

وقد تم تصميم المبنى بما يلائم مع قطعة الارض التي المخصصة له ،والشكل (2-3) يبين مخطط الموقع العام للمشروع



الشكل (2-2)موقع قطعة الأرض

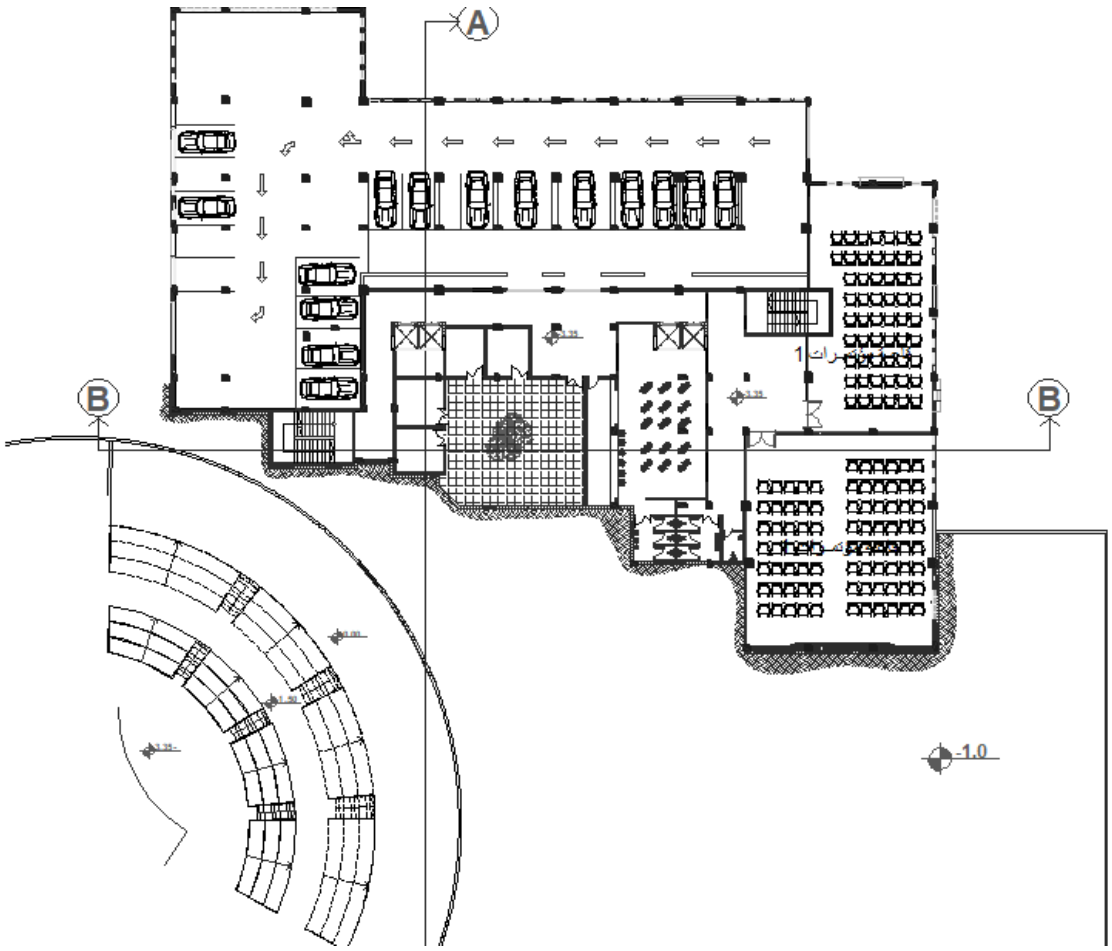


الشكل(3-2) مخطط الموقع العام للمشروع

4.2 وصف المساقط الافقية:

طابق التسوية :

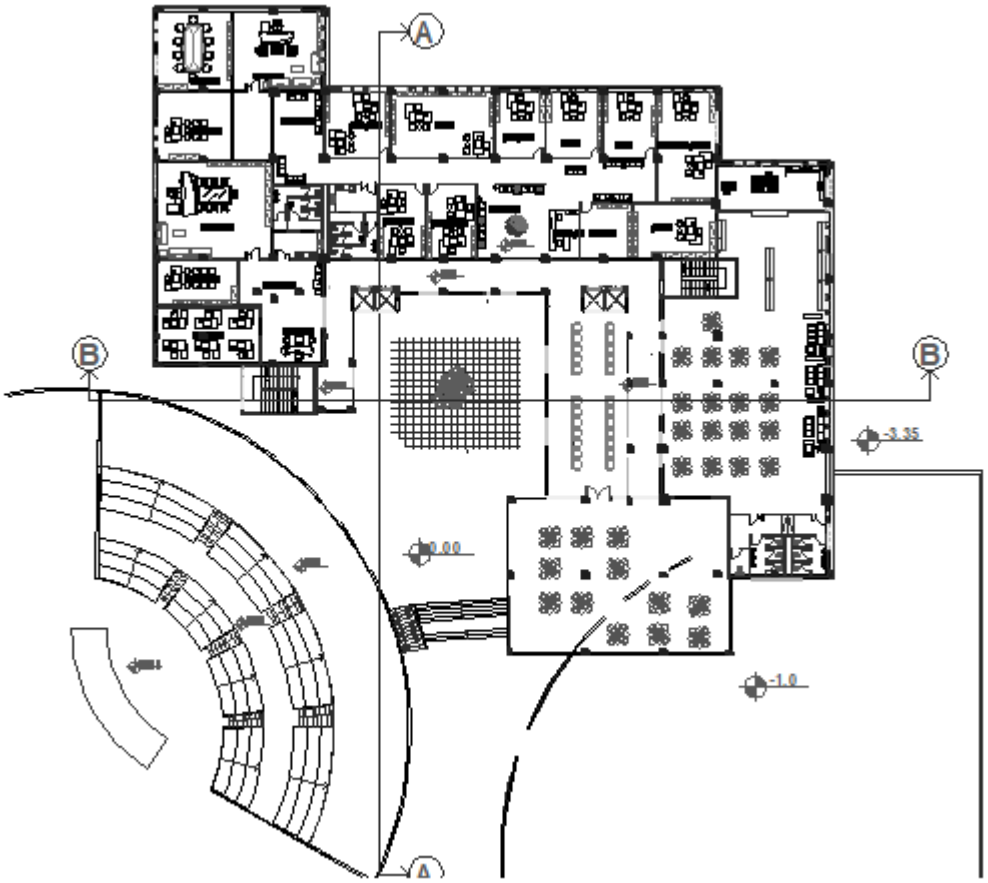
طابقBasement مساحته الطابقية حوالي ١٩٠٠ متربع مربع يتكون من قسمين،القسم الأول عبارة عن باركينج يوجد له مدخل واحد ومخرج واحد ، بحيث يتسع لحوالي أكثر من٢٠ سيارة . والقسم الآخر يتكون من قاعتي مؤتمرات .



الشكل (4-2) مسقط طابق التسوية

الطابق الأرضي :

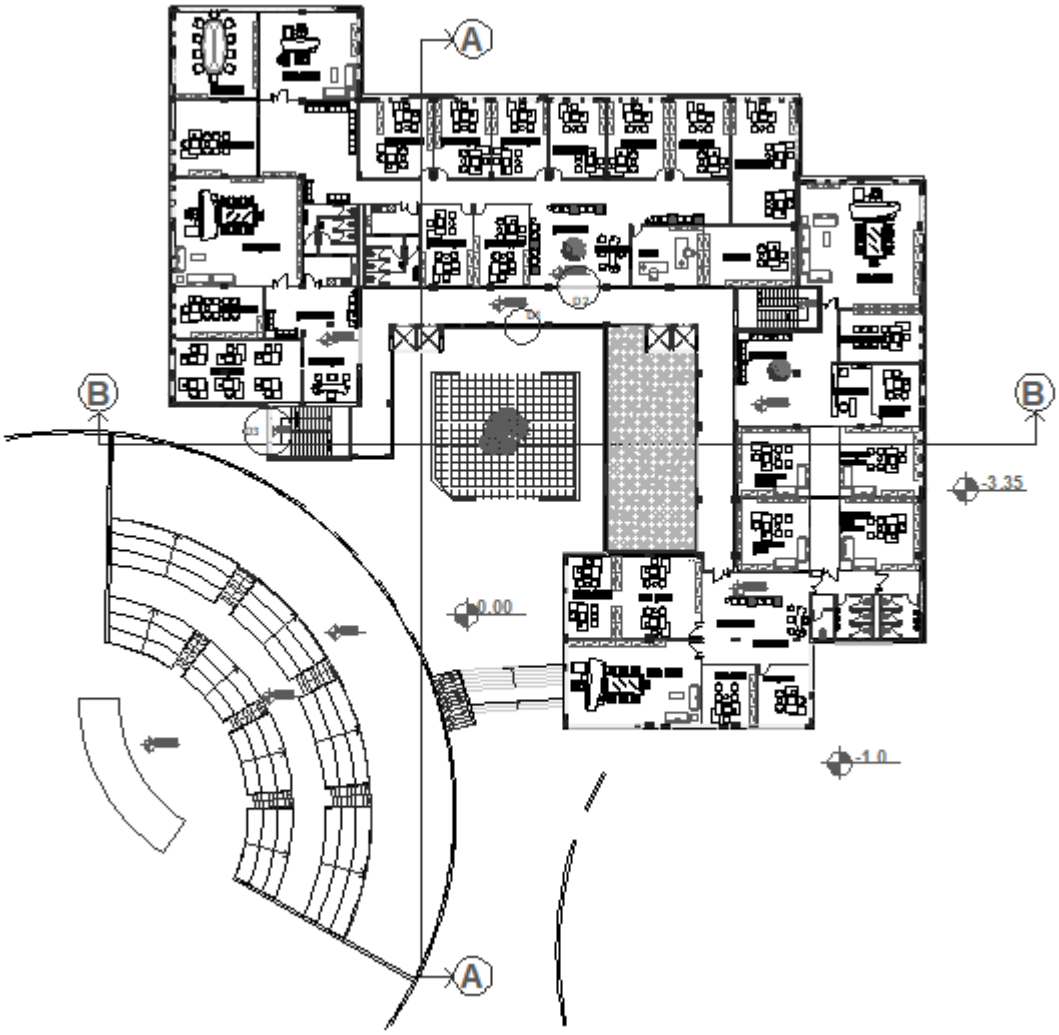
والطابق الأرضي مساحته الطابقية حوالي ١٩٥٠ متر مربع ، وهو طابق لوزارة الصحة ، يتكون من مكاتب للموظفين وقاعة انتظار وبعض المختبرات .



الشكل (5-2) مسقط الطابق الأرضي

الطابق الأول:

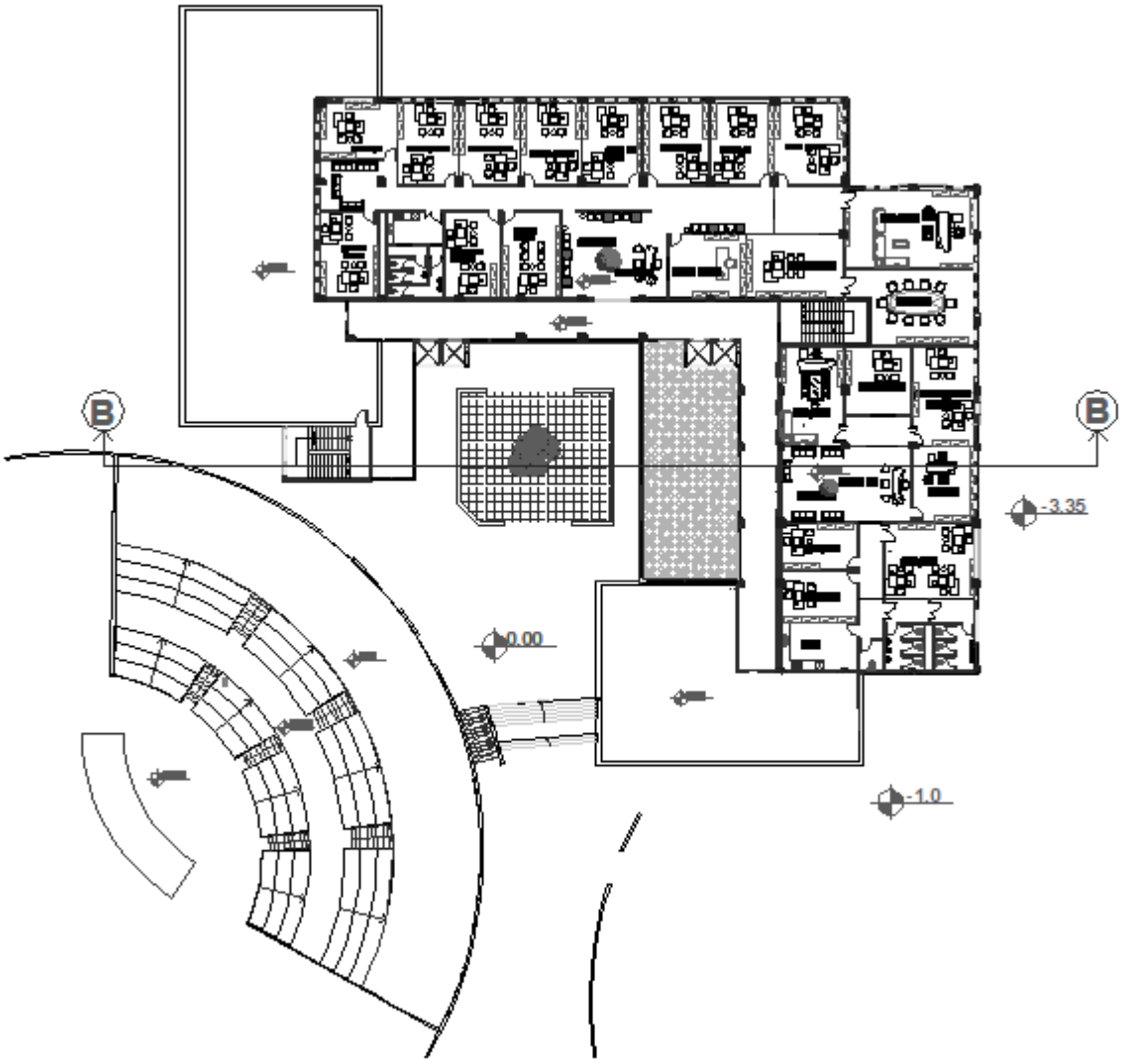
أما الطابق الأول مساحته حوالي ١٩٥٠ متر مربع ، يتكون من مكاتب للموظفين وقاعة استقبال وقاعة اجتماعات وغرف لخدمة الموظفين (WC ، مطابخ)



الشكل (6-2) مسقط الطابق الأول

الطابق الثاني :

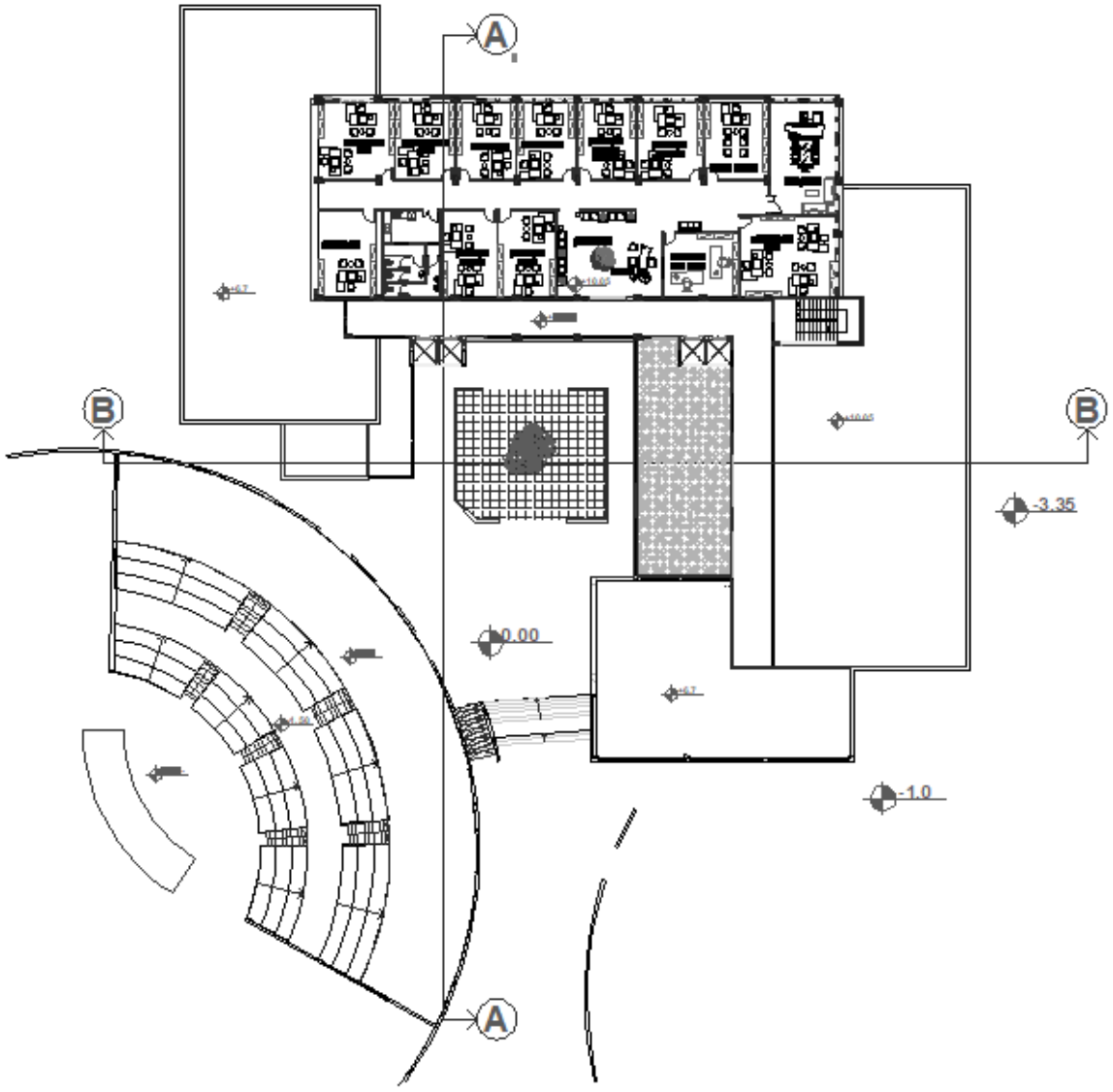
مساحته الطابقية حوالي ١١٤٠ متر مربع يتكون من مكاتب للموظفين وقاعة استقبال وقاعة اجتماعات وغرف لخدمة الموظفين (WC ، مطابخ)



الشكل (7-2) مسقط الطابق الثاني

الطابق الثالث :

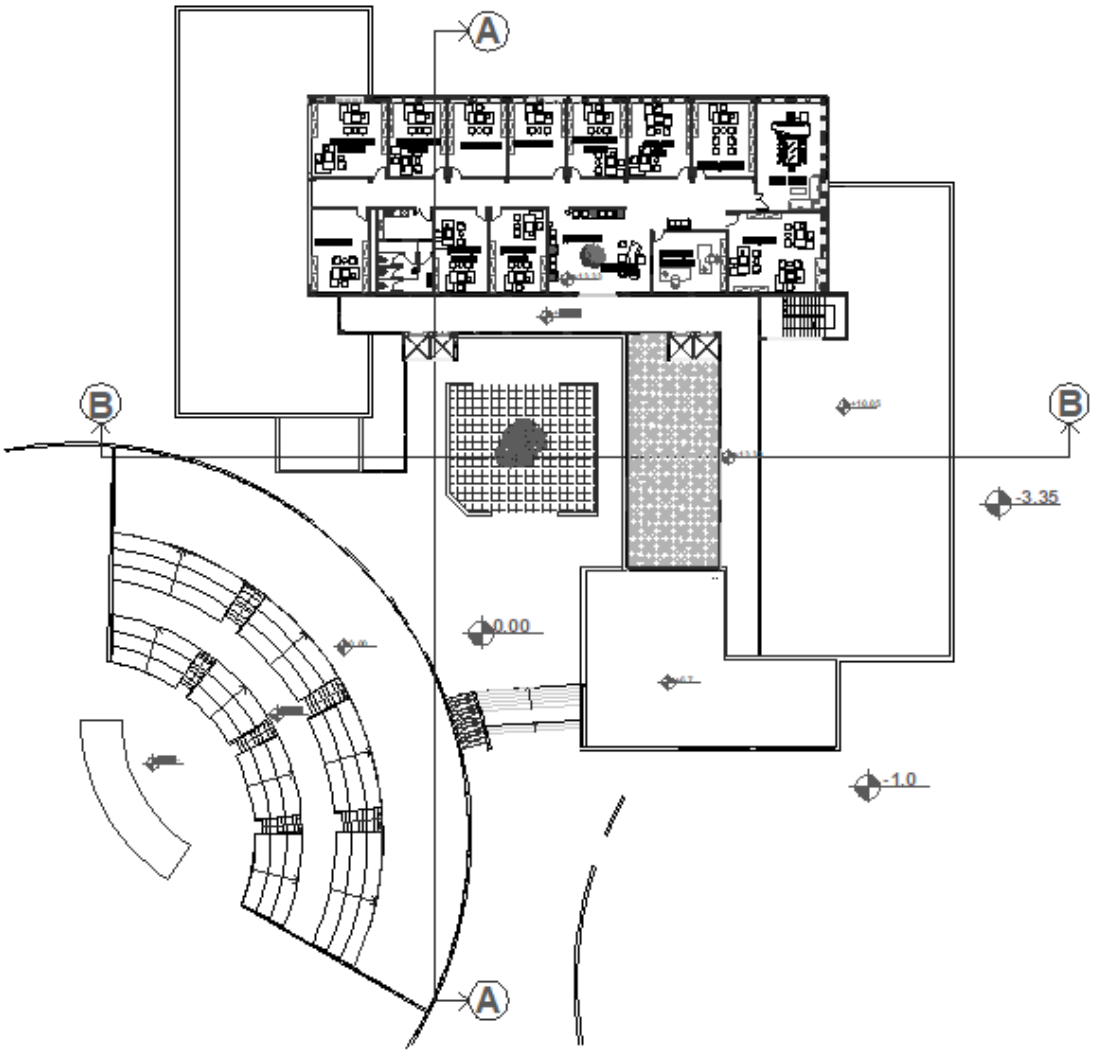
مساحته الطابقية حوالي ٧٠٠ متر مربع يتكون من مكاتب للموظفين وقاعة استقبال وقاعة اجتماعات وغرف لخدمة الموظفين (WC ، مطابخ)



الشكل (8-2) مسقط الطابق الثالث

الطابق الرابع :

مساحته الطابقية حوالي ٧٠٠ متر مربع يتكون من مكاتب للموظفين وقاعة استقبال وقاعة اجتماعات وغرف لخدمة الموظفين (WC ، مطابخ)



الشكل (9-2) مسقط الطابق الأرضي

5.2 وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل انها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة و التي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ ، او من خلال المناسيب و تفاوتها.

الواجهة الشمالية :

يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.

الشكل (10-2) الواجهة الشمالية

الواجهة الجنوبية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (11-2) الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية :

يظهر في هذه الواجهة مكان مصف السيارات ،ويلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.

East Elevation

الشكل (2-12) : الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية :

الناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

West Elevation

الشكل (2-13) : الواجهة الغربية

6.2 وصف الحركة

تأخذ الحركة اشكالا عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، او الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى الى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي . اذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين : مكان لدخول الموظفين والمراجعين والاداريين الطابق الأرضي ومكان من طابق التسوية ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام المصاعد والادراج.

قطاع 3D

الشكل (2-14) : sections

الفصـــــــــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية للمبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه 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 .

2.3 هدف 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.

3.3.1 الأحمال

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	15
5	القصارة	22
6	الرمل	16

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 :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. 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 (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	المستشفيات	5

3.3.1.3 الأحمال البيئية :

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

3.3.1.3.1 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.

3.3.1.3.2 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) : 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

3.3.1.3.3 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).

4.3 العناصر الإنشائية

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

4.3.1 العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة 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 :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

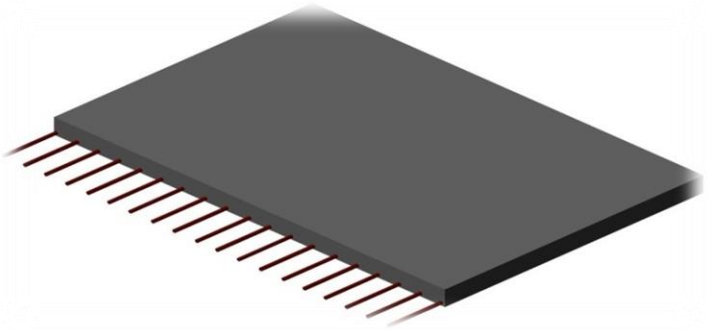
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs).

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

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

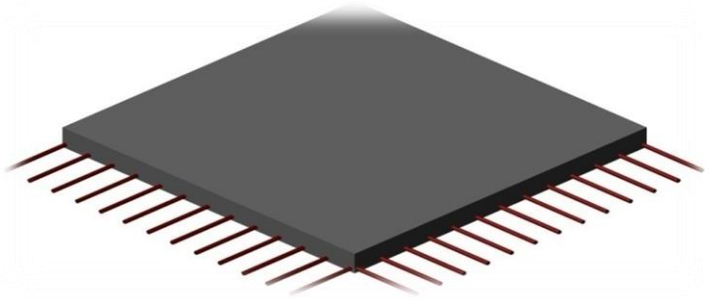
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة.



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

4.3.1.2 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

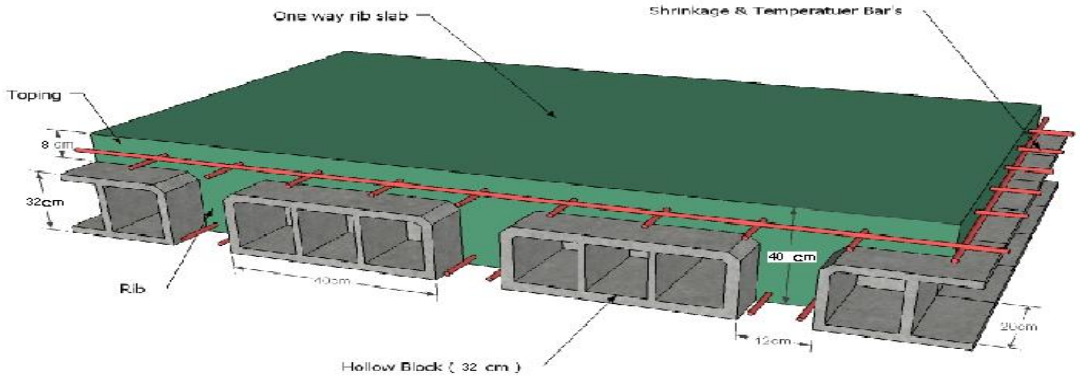
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-2).



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

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

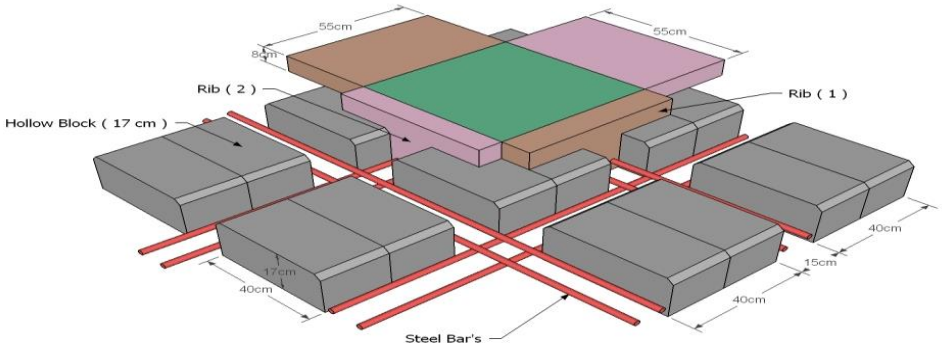
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها ، وهي إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

4.3.1.4 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

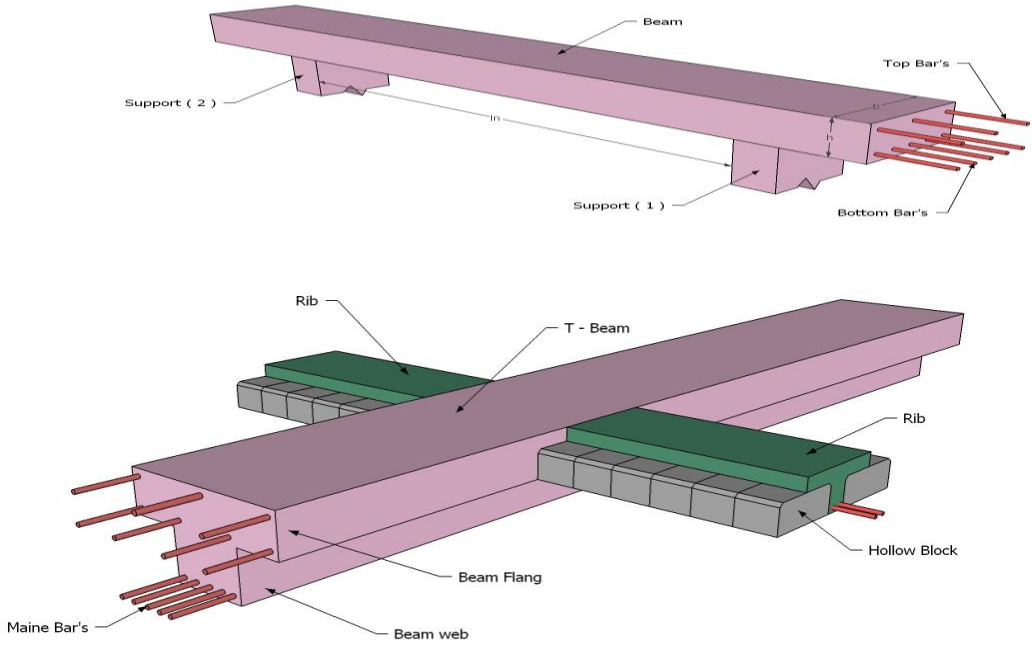
و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



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

4.3.2 الجسور:

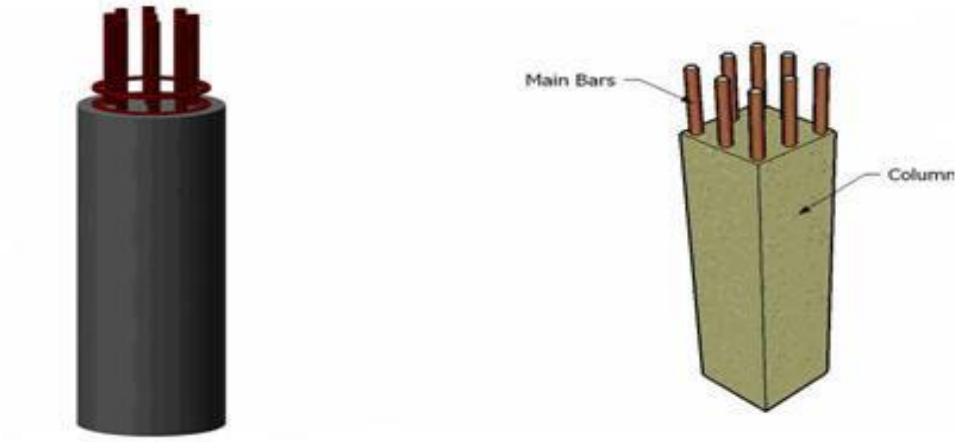
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل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



الشكل (5-3) 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.

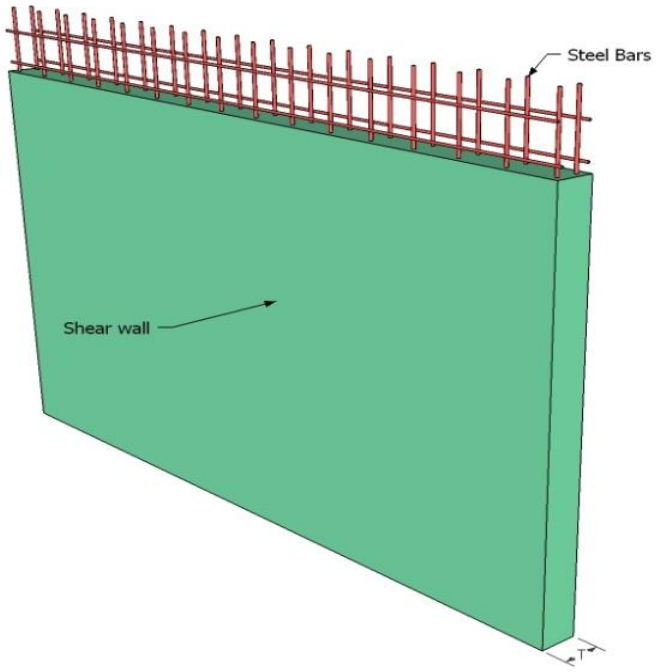


الشكل (6-3)أشكال مختلفة للأعمدة

4.3.4 الجدران 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. وتم 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 تنفيذها 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:-

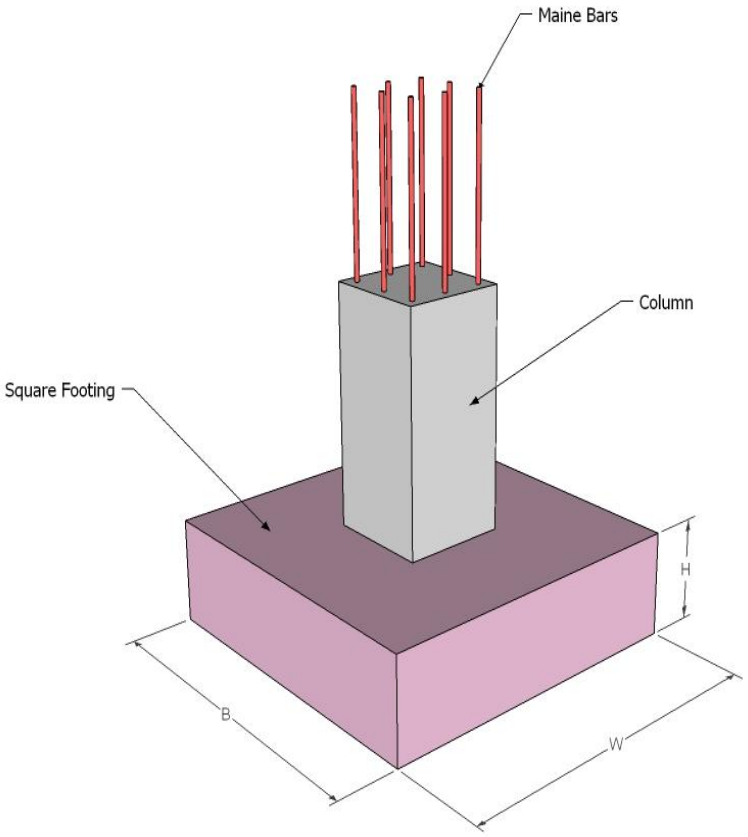
١-أساسات منفصلة.

٢-أساسات مزدوجة.

٣-أساسات شريطية.

٤-أساسات البلاطة.

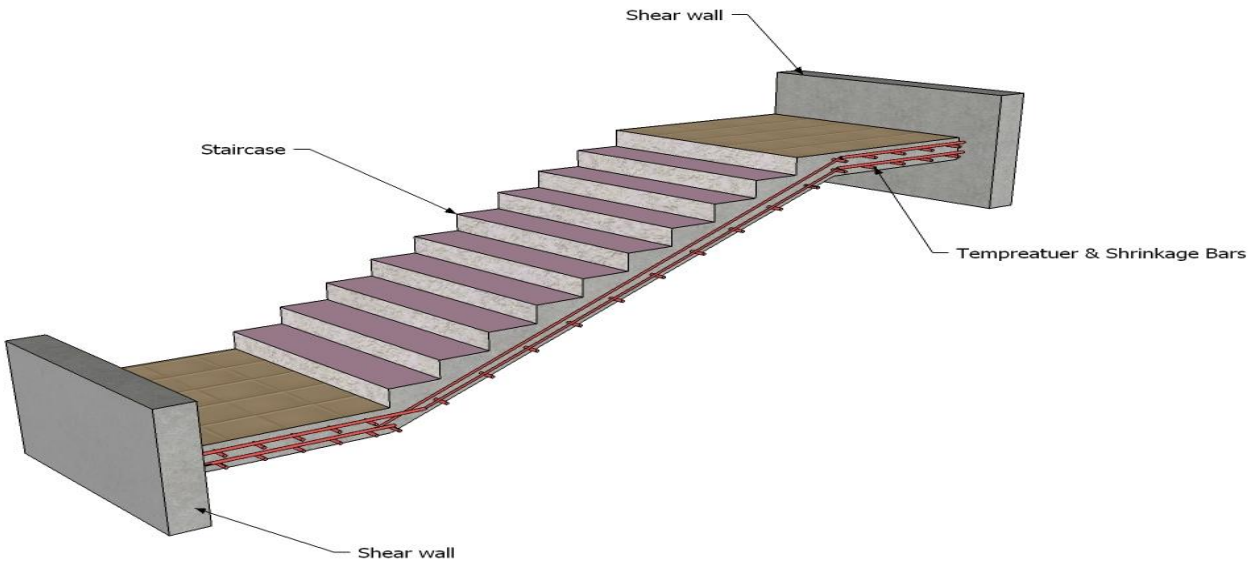
وتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-8) : الأساس المنفصل

4.3.6 الأدراج:

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 Expansions 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 (٣سم).

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of minimum thicknesses of structural members.

4.4 Design of topping.

4.5 (Rib 11 in Basement Floor) Calculations.

4.6 Design of Beam (Beam 65) at the Ground Floor Slab.

4.7 Design of Column (C2).

4.8 Design of Isolated Footing (F2).

4.9 Design of Shear Wall (SW15).

4.10 Design of stairs.

4.11 Design of Basement Wall.

4.12 Design of Strip Footing .

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_011)**.

✓ **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 2011
  UBC
- ✓ Material :

Concrete: B300…. (fc'= 30*0.8 = 24MPa) .

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 S_L ACI-code-318-11(9.2.1).

4.3 Check of minimum thickness of structural member :

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

Minimum thickness , h				
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
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 members

For rib :

h_{min} =L /18.5 = 6.19/18.5=33.5 cm " One end continuous "
h_{min} =L /21 = 6.3/21 = 30 cm " Both ends continuous "
select : 35 cm thickness with 27 cm block and 8 topping .

For beam :

h_{min} =L/18.5=5.12/18.5=27.7 cm " One end continuous "
h_{min} =L/21=4.84/21=23 cm " Both ends continuous "

select h=35 cm .

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

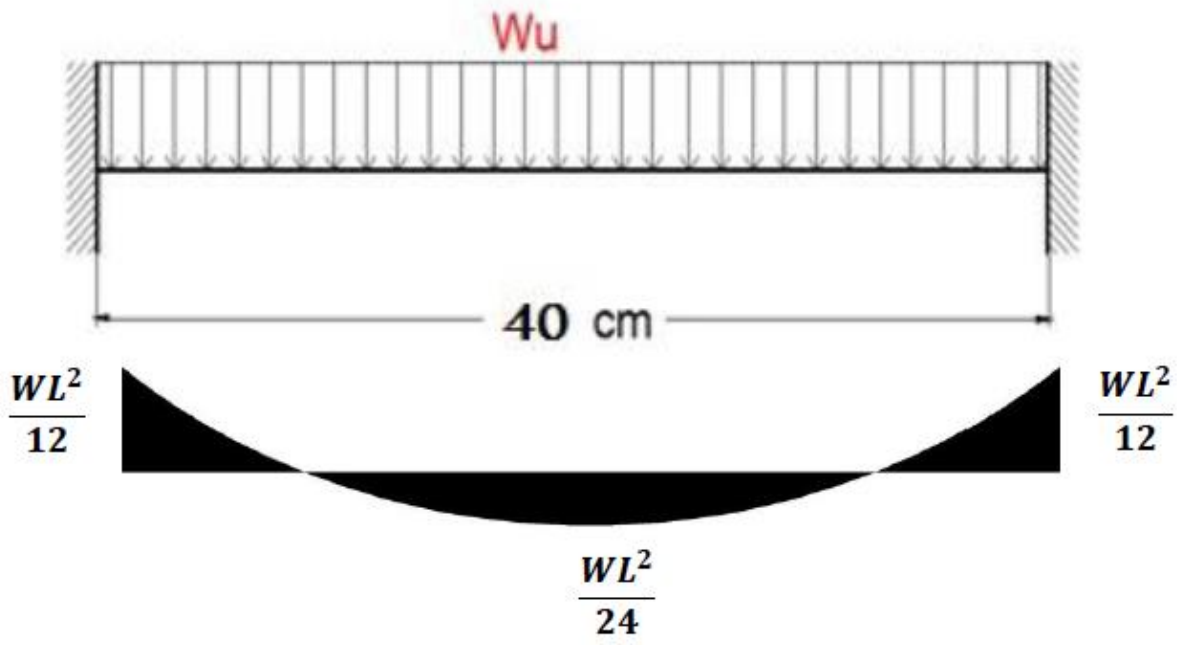


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

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
2	**Mortar**	0.02*22= 0.44 KN/m
3	**Coarse Sand**	0.07*16= 1.12 KN
4	**Topping**	0.08*25= 2 KN/m
5	**Partitons**	1*2.38= 2.38 KN/m/
		Sum = 6.63KN/m

Nominal total dead load = 6.63 KN/m^2.
Nominal total live load = 5 KN/m^2.

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

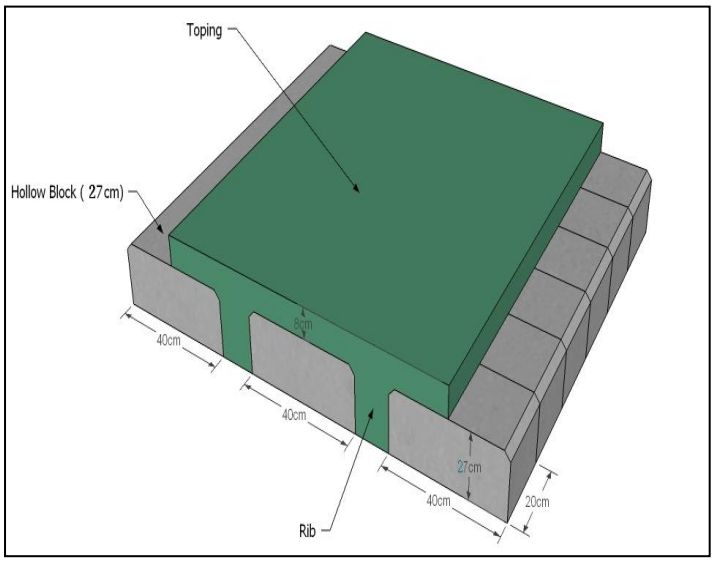


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

$q_u = 1.2\times D+1.6\times L$

14.3 KN/m. (total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.191 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0.6 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.317 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 1.317 \text{ KN.m} > M_u = 0.191 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.
For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

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

∴ Use ∅8 @ 20 cm in both directions.

Check shear strength :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.86 \text{ KN}$$

$$\emptyset * Vc = 0.6 * 0.11 * 1 * \sqrt{24} * 1000 * 80 = 25.867 \text{ KN}$$

$25.867 > 2.86$

∴ No shear reinforcement is requirement .

4.5 Design of rib :

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

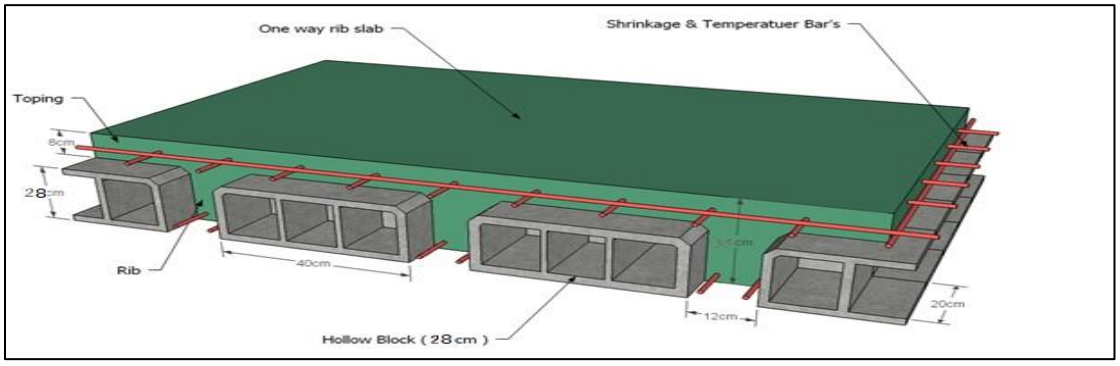


Fig. (4-3) : One way rib slab

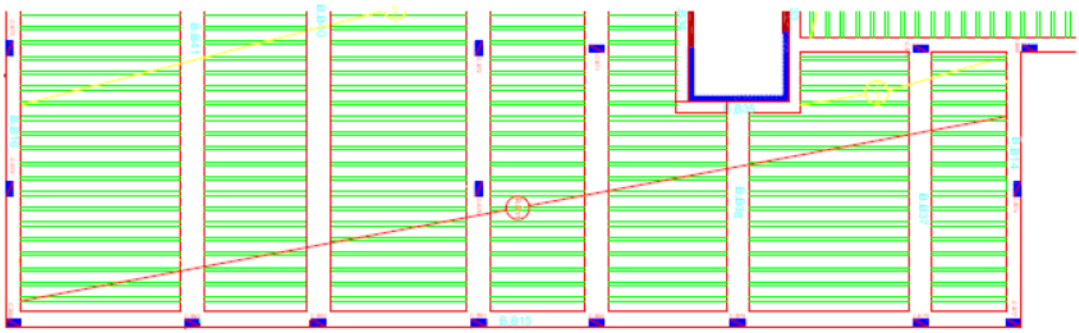


Fig 4.4: Rib 11 in basement floor.

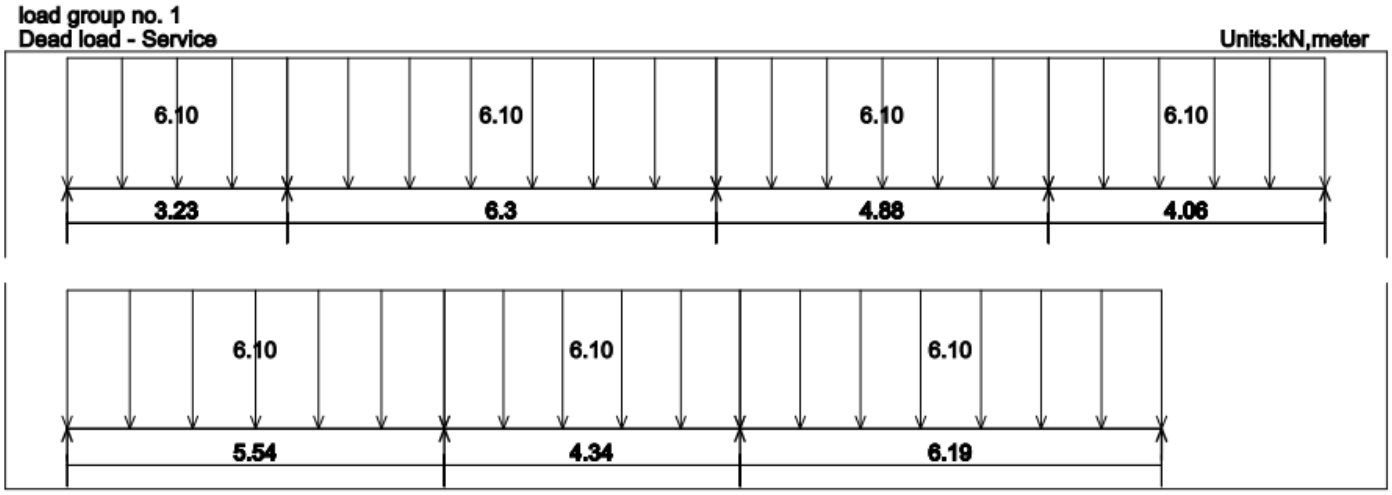


Fig 4.5: Dead load in the rib .

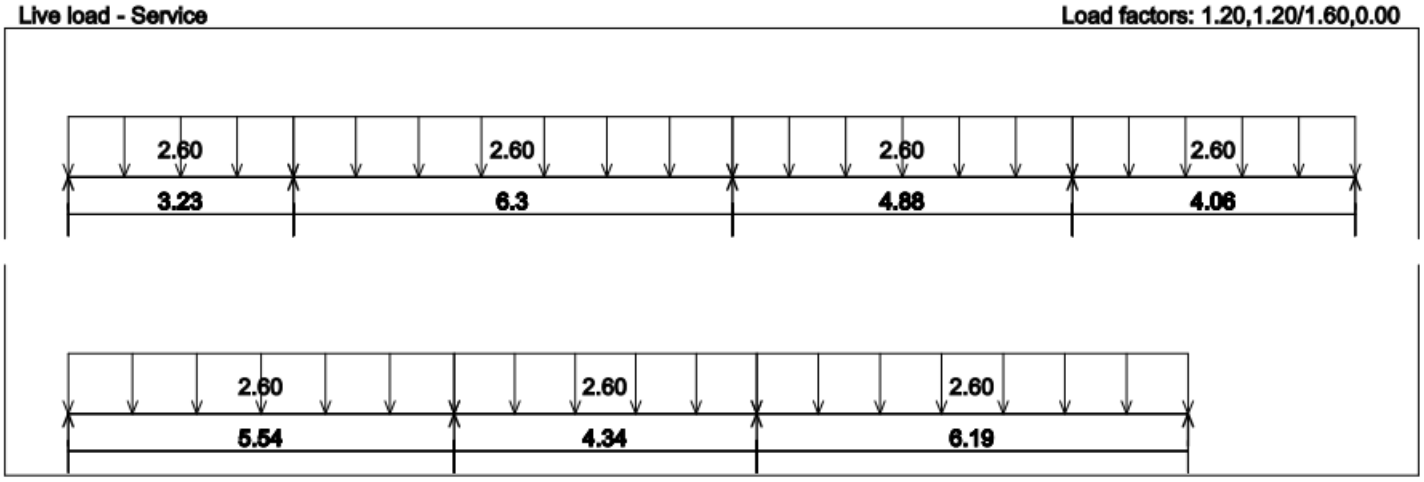


Fig 4.6 : Live load in the rib .

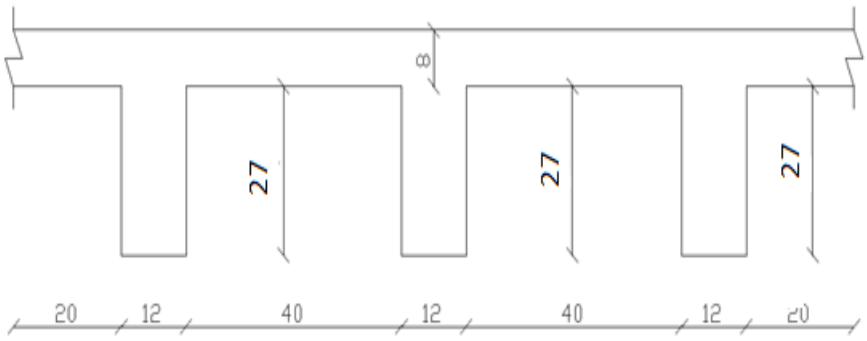


Fig 4.7: Geometry of rib and it's dimension.

Reactions

Factored

DeadR	5.69	40.63	44.2	27.92	37.9	32.74	45.38	18.63
LiveR	6.6	24.47	26.65	21.86	24.89	23.79	27.94	11.14
MaxR	12.3	65.11	70.85	49.77	62.79	56.53	73.32	29.77
MinR	2.32	46.82	53.42	31.15	44.57	38.07	52.48	18.07
Service								
DeadR	4.75	33.86	36.83	23.26	31.58	27.28	37.82	15.53
LiveR	4.13	15.3	16.65	13.66	15.55	14.87	17.46	6.96
MaxR	8.87	49.16	53.49	36.92	47.14	42.15	55.28	22.49
MinR	2.64	37.73	42.59	25.28	35.75	30.61	42.25	15.18

Fig 4.8 : Reactions of rib (live and dead).

Rib 11

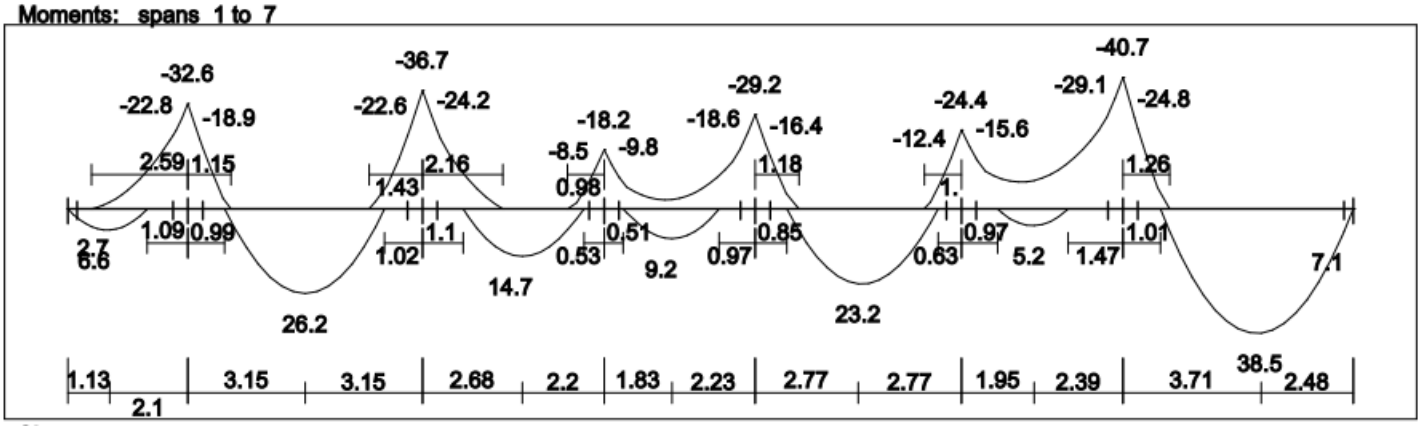


Fig 4.9 : Moment diagram of Rib .

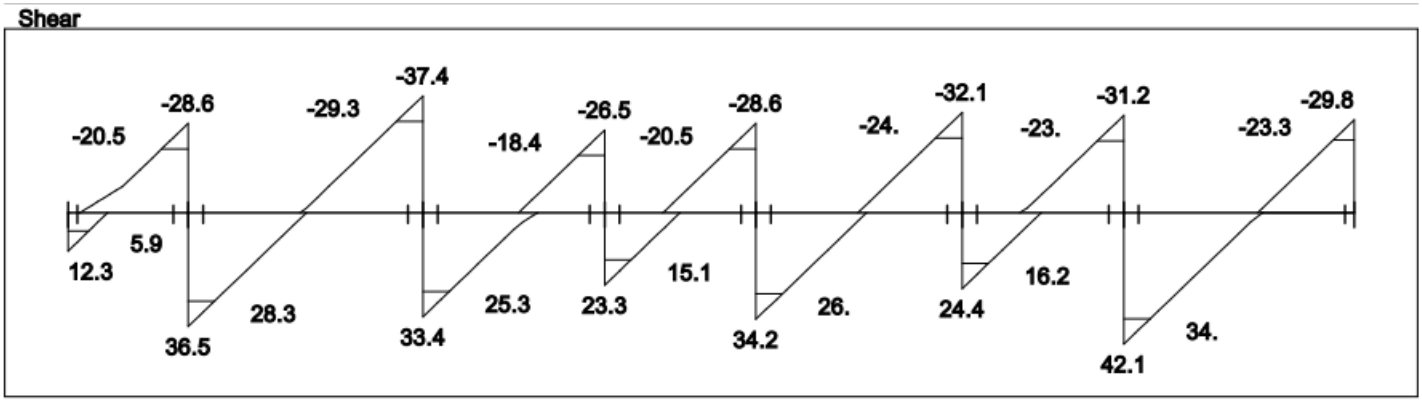


Fig 4.10 : Shear diagram of Rib .

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	16	0.52×0.07×16 = 0.5824
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	15	0.4×0.27×15 = 1.62
8	Partitions	2.38	2.38×0.52 = 1.2376
		∑ =	6.1064 KN/m/rib

L = 5*0.52 = 2.6KN/m

Qu = 1.2* D = 7.327 KN/m
1.6*L = 4.16 KN/m

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

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

= L (smallest span) / 4 = 323/ 4 =80.75 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 . b_E

Design of Rib (11) :-

✓ Moment Design for (R 11):-

Design of Positive Moment:-

4.5.1 Design of Positive Moment for (Span1):-(Mu=6.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement
d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.316 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 234.22$ KN. m

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{6.2}{0.9} = 6.9$ KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{6.2 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.13\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.k_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.13}{420}}\right) = 0.0003$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0003 \times 520 \times 316 = 49.3\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 49.3\ mm^2 < As_{min} = 126.4\ mm^2$

So, Select $As_{required} = Asmin = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided} = 2*78.5 = 157.1\ mm^2 > A_{s,required} = 126.4\ mm^2$ …. Ok

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

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{126.4 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 5\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{5}{0.85} = 5.88\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -5.88}{5.88}\right) = 0.158 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

4.5.2 Design of Positive Moment for(Span2):- (Mu=22.8KN.m)

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{22.8\times10^6}{0.9\times520\times316^2} = 0.488\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.488}{420}}\right) = 0.00118$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00118×520×316 = 193.9 mm^2

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** 120 *316 = 126.4 mm^2 **controls**

As_{req} = 193.9 mm^2 > As min = 126.4 mm^2

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 193.9 mm^2 … Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

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

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-10.54}{10.54}\right) = 0.087 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.3 Design of Positive Moment for (Span3):- (Mu=13.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.3 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.285\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.285}{420}}\right) = 0.00068$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00068 \times 520 \times 316 = 111.74\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 111.74\ mm^2 < As\ min = 126.4\ mm^2$

Select $As_{req} = Asmin = 126{,}4\ mm^2$

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157.1 mm^2>$A_{s,required}$= 126.4 mm^2 …. Ok

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

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f_c'} = \frac{126.4\times420}{0.85\times520\times24} = 5\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{5}{0.85} = 5.88\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -5.88}{5.88}\right) = 0.158 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.4 Design of Positive Moment for(Span4):- (Mu=8.7KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{8.7\times10^6}{0.9\times520\times316^2} = 0.186\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.186}{420}}\right) = 0.00044$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00044\times520\times316 = 72.3\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 72.3\ mm^2 < As\ min = 126.4\ mm^2$

Select $As_{req} = Asmin = 126{,}4\ mm^2$

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157.1 mm^2>$A_{s,required}$= 126.4 mm^2 …. Ok

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

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{126.4\times420}{0.85\times520\times24} = 5\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{5}{0.85} = 5.88\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -5.88}{5.88}\right) = 0.158 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

4.5.5 Design of Positive Moment for(Span5):- (Mu=20.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{20.3\times10^6}{0.9\times520\times316^2} = 0.434\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.434}{420}}\right) = 0.001$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001×520×316 = 164.32 mm^2

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

A_s min =(1.4/420) * 120 *316 = 126.4 mm^2 **controls**

As_{req} = 164.32 mm^2 > As min = 126.4 mm^2

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 164.32 mm^2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-10.54}{10.54}\right) = 0.087 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.6 Design of Positive Moment for(Span6):- (Mu=5.5KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{5.5\times10^6}{0.9\times520\times316^2} = 0.118\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.118}{420}}\right) = 0.00028$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00028×520×316 = 46.01 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$$

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

$A_s\ min$ =(1.4/420) ***** 120 *316 = 126.4 mm^2 **controls**

As_{req} = 46.01 mm^2 < As min = 126.4 mm^2

Select As_{req} = Asmin = 126,4 mm^2

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157.1 mm^2>$A_{s,required}$= 126.4 mm^2 …. Ok

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

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{126.4\times420}{0.85\times520\times24} = 5\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{5}{0.85} = 5.88\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -5.88}{5.88}\right) = 0.158 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.7 Design of Positive Moment for(Span7):- (Mu=33.2KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{33.2\times10^6}{0.9\times520\times316^2} = 0.71\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.71}{420}}\right) = 0.0017$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0017\times520\times316 = 279.34\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 279.34\ mm^2 > As\ min = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 2*153.9=307.9 mm^2>$A_{s,required}$= 279.34 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.9\times420}{0.85\times520\times24} = 12.2\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -14.35}{14.35}\right) = 0.063 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment:-

4.5.8 Design of Negative Moment for(Support1):- (Mu=-19.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.8\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 1.84\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.84}{420}}\right) = 0.0046$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0046 \times120\times316 = 174.4\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 174.4\ mm^2 > As\ min = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 174.94mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\,mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\,mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-45.66}{45.66}\right) = 0.018 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.9 Design of Negative Moment for(Support2):- (Mu=-20.5KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{20{,}5\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 1.9\,Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.9}{420}}\right) = 0.0048$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0048\times120\times316 = 182.02\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 182.02\ mm^2 > As\ min = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 174.94mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-45.66}{45.66}\right) = 0.018 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

4.5.10 Design of Negative Moment for(Support3):- (Mu=-8.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{8.9\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 0.83\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.83}{420}}\right) = 0.002$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.002\times120\times316 = 75.84\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min$ =(1.4/420) * 120 *316 = 126.4 mm^2 **controls**

As_{req} = 75,84 mm^2 < As min = 126.4 mm^2
As_{req}= Asmin = 126.4 mm^2

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided}$= 157.1 mm^2>$A_{s,required}$= 126.4mm^2… Ok

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

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-31.71}{31.71}\right) = 0.027 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

4.5.11 Design of Negative Moment for(Support4):- (Mu=-16.2KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement
d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{16.2\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 1.5\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.5}{420}}\right) = 0.0037$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0037 ×120×316 = 140.3 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$$

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

$A_s\ min$ =(1.4/420) ***** 120 *316 = 126.4 mm^2 **controls**

As_{req} = 140.3mm^2 > As min = 126.4 mm^2

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided}$= 157.1 mm^2>$A_{s,required}$= 140.3mm^2… Ok

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

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-31.71}{31.71}\right) = 0.027 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.12 Design of Negative Moment for(Support5):- (Mu=-13.7KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$$k_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{13.7\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 1.27\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.27}{420}}\right) = 0.0031$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0031 \times 120 \times 316 = 117.55\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 117.55mm^2 < As\ min = 126.4\ mm^2$

Select $As_{req} = Asmin = 126.4mm^2$

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided} = 157.1\ mm^2 > A_{s,required} = 140.3mm^2$… Ok

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

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-31.71}{31.71}\right) = 0.027 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.13 Design of Negative Moment for(Support6):- (Mu=-25.1N.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$k_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{25.1\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 2.33\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times25.1}{420}}\right) = 0.0059$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0059 \times120\times316 = 223.73\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 120 * 316 = 110.58\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $120 * 316 = 126.4\ mm^2$ **controls**

$As_{req} = 223.73\ mm^2 > As\ min = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided} = 226.2\ mm^2 > A_{s,required} = 223.73 mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$

$x = \frac{a}{\mathscr{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-45.66}{45.66}\right) = 0.018 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

✓ Shear Design for (R 11):-

V_u at distance d from support= 29.2 KN (for Span7)

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).**

$$1.1*\emptyset v_C = \frac{1.1}{6} * 0.75\sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 25.55\ KN < Vu = 29.2\ KN$$

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$$\emptyset Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'} bw\ d \geq \frac{1}{3}\emptyset bw\ d$$

$$\emptyset Vs\ min = \frac{1}{16} * 0.75\sqrt{24} * 120 * 316 * 10^{-3} = 8.71kn$$

$$\emptyset Vs_{min} = \frac{1}{3}\emptyset\ bw\ d = \frac{1}{3} * 0.75 * 120 * 316 * 10^{-3} = 9.5kn$$

$\emptyset(V_c+Vs_{min})$= 25.55+9.5 =35.05kn

$\emptyset V_c < Vu < \emptyset (V_c+Vs_{min})$

25.55 < 29.2 <35.05

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8 **@** 150 mm , A_v = 2* 50.24 = 100.5 mm^2

S = Av*Fy*d/Vs = 100.5*420*316/12.67
S = 105.28 cm

$$S\ max \rightarrow \frac{d}{2} = 158\ mm$$

S max →≤600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$$A_v = \frac{2*50.3}{0.150} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$$

4.6 Design Beam (65) at the Ground Floor Slab :

Material :-

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

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

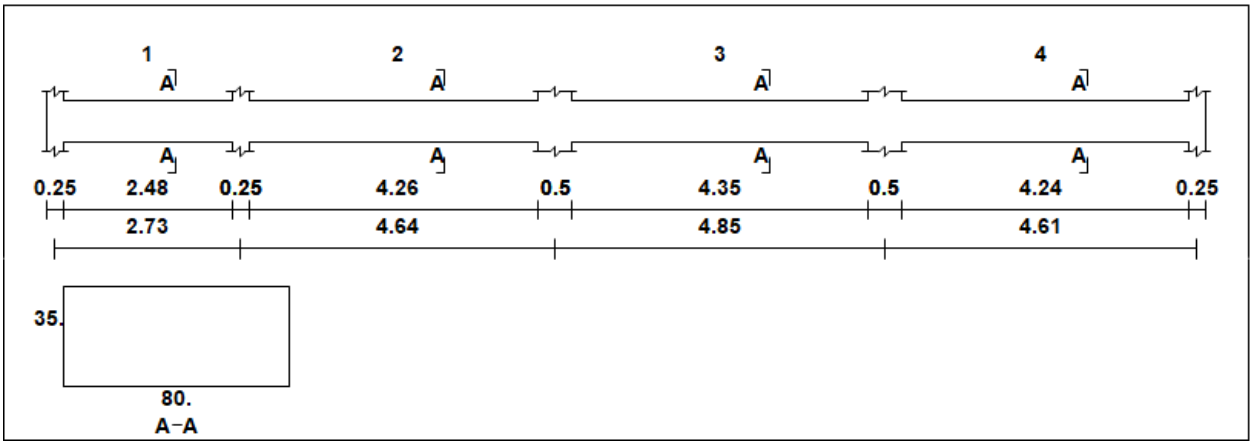


Fig. (4-11) : Beam geometry.

Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib10 , Rib11 & Rib 12 as following :

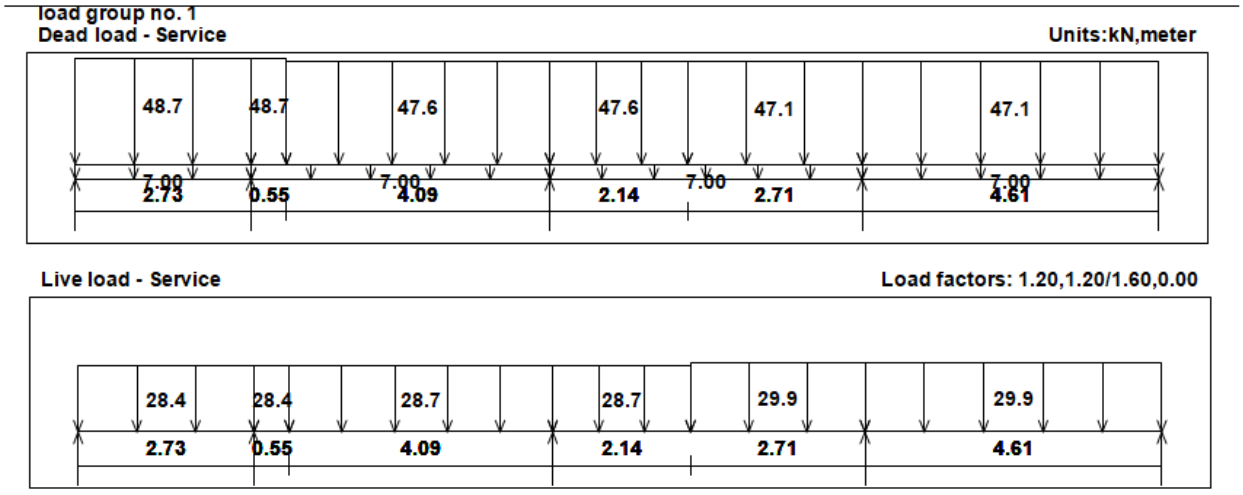


Fig. (4-12) : Load of the beam.

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

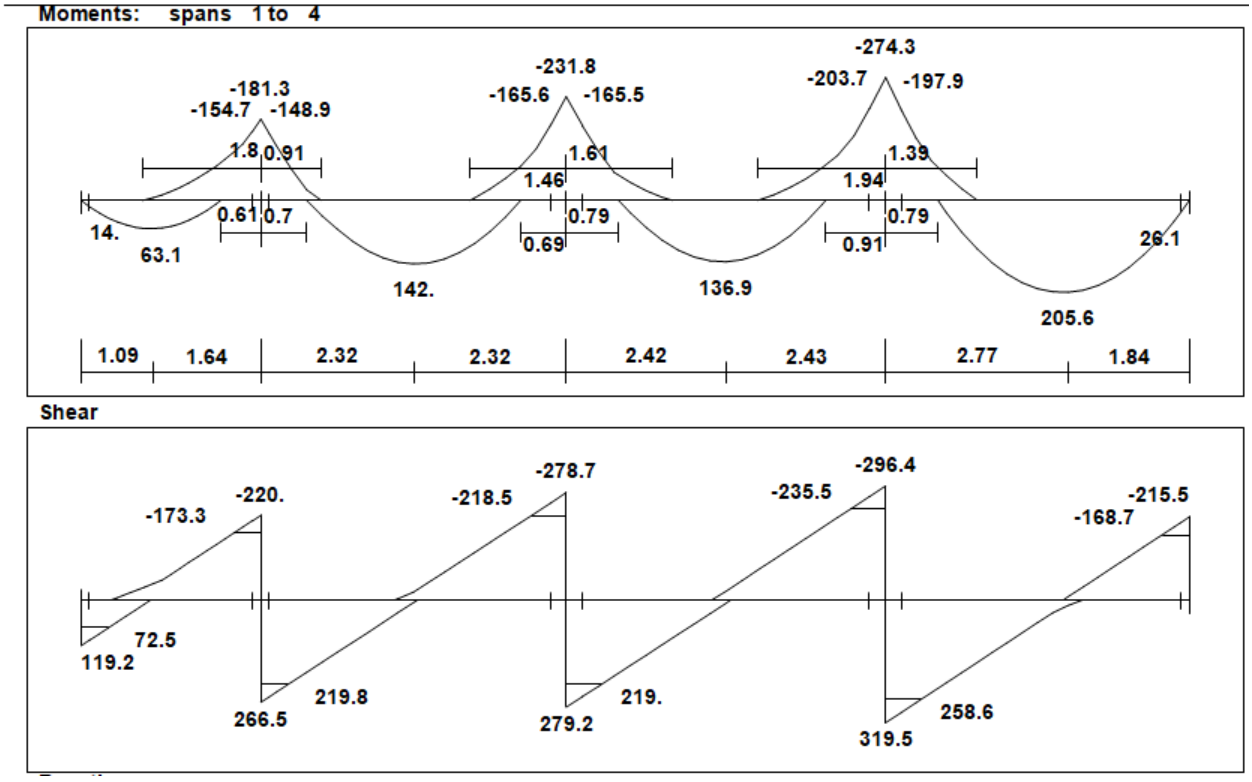


Figure (4-13) :Moment & Shear Diagram in beam

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 65):-

From Rib10

The maximum support reaction from Dead Loads for R10 upon B47 is24.52KN.
self weight = 0.8*0.35*25= 7 KN
DL =24.52/ 0.52= 47.15+7 = 54.15KN/m

From Rib11

The maximum support reaction from Dead Loads for R11 upon B47 is24.77KN.
self weight = 0.8*0.35*25= 7 KN
DL =24.77/ 0.52= 47.6+ 7 = 54.6KN/m

From Rib12

The maximum support reaction from Dead Loads for R12 upon B47 is 25.37 KN.
self weight = 0.8*0.35*25= 7 KN
DL =25.37/ 0.52= 48.8+ 7 = 55.8KN/m

Live Load calculations for Beam (B 65):-

From Rib10

The maximum support reaction from Live Loads for R10 upon B 47 is 15.55KN The distributed Live Load from the Rib 10 on B47.

LL =15.55/ 0.52= 29.9 KN/m.

from Rib11

The maximum support reaction from Live Loads for R11 upon B 47 is 14.94KN The distributed Live Load from the Rib 11 on B47.
LL =14.94/ 0.52= 28.7 KN/m.

From Rib12

The maximum support reaction from Live Loads for R12 upon B47 is 14.8KN The distributed Live Load from the Rib12 on B 47.

LL =14.8/ 0.52= 28.5 KN/m.

✓ Moment Design for (B 65):-

Design of Positive Moment

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment for(Span1):-(Mu=63.1KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 - 10 – 18\2 = 291 mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.291 = 124.71\ mm$$

$$a = \mathscr{B}.x = 111.86 * 0.85 = 106mm$$

Mn_{max}= 0.85∗ f_c' ∗a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*106*800*(291-106/2) *10^{-6}= 411.72KN.m

∅ Mn_{max} = 0.9* 411.72 = 370.55KN.m >63.1KN.m .

Design as singly reinforcement

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{63.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 1.03Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.03}{420}}\right) = 0.0025$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0025\times800\times291 = 582\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min$ =(1.4/420) ***** 800 *291 = 776 mm^2 **controls**

A_s= 582 mm^2 < As_{min} = 776 mm^2

As = As_{min} = 776 mm^2

Use 4ø 18 Bottom, $A_{s,provided}$= 1017.9 mm^2>$A_{s,required}$= 776 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times18)}{12} = 52.33\ mm > d_b = 18 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1017.9\times420}{0.85\times800\times24} = 26.2\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.8\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-30.8}{30.8}\right) = 0.025 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment for(Span2):-(Mu=142 KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{142\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 2.33Mpa$$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.33}{420}}\right) = 0.00591$

$A_s = \rho.b.d = 0.00591\times800\times291 = 1375.85mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 1375.88\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 6ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 1526.8\ mm^2 > A_{s,required} = 1375.88\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times18)}{12} = 49.33\ mm > d_b = 18 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f_c'} = \frac{1526.8\times420}{0.85\times800\times24} = 39.3\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{39.3}{0.85} = 46.2\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-46.2}{46.2}\right) = 0.016 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.3 Flexural Design of Positive Moment for(Span3):-(Mu=136.9 KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{136.9\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 2.25Mpa$$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.25}{420}}\right) = 0.0057$

$A_s = \rho.b.d = 0.0057\times800\times291 = 1327\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 1327\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 6ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 1526.8mm^2 > A_{s,required} = 1327\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times18)}{12} = 49.33\ mm > d_b = 18 > 25\ mm\boldsymbol{OK}$

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1526.8 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 39.3\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{39.3}{0.85} = 46.2\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-46.2}{46.2}\right) = 0.016 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.4 Flexural Design of Positive Moment for(Span4):-(Mu=205.6 KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{205.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 3.37 Mpa$$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.37}{420}}\right) = 0.00883$

$A_s = \rho.b.d = 0.00883 \times 800 \times 291 = 2055.6\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 2055.6\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 9 ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 2290.22 mm^2 > A_{s,required} = 2055.6\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (9 \times 18)}{12} = 44.83\ mm > d_b = 18 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2290.22 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 59\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{59}{0.85} = 69.4\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-69.4}{69.4}\right) = 0.0096 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.5 Flexural Design of Negative Moment for(Support 1):-(Mu=-154.7KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{154.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 2.54Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.54}{420}}\right) = 0.0065$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0065 \times 800 \times 291 = 1513.2\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 1513.2\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 6 ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 1526.8mm^2 > A_{s,required} = 1513.2\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (6 \times 18)}{12} = 49.33\ mm > d_b = 18 > 25\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{1526.8 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 39.3\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{39.3}{0.85} = 46.24\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-46.24}{46.24}\right) = 0.016 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.6 Flexural Design of Negative Moment for(Support 2):-(Mu=-165.6KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{165.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 2.72Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.72}{420}}\right) = 0.007$$

$A_s = \rho.b.d = 0.007 \times 800 \times 291 = 1629.6\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 1629.6\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 7 ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 1781.3\ mm^2 > A_{s,required} = 1629.6\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (7 \times 18)}{12} = 47.83\ mm > d_b = 18 > 25\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{1781.3 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 45.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{45.8}{0.85} = 53.9\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291 - 53.9}{53.9}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.7 Flexural Design of Negative Moment for(Support 3):-(Mu=-203.7KN.m)

$$kn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{203.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 3.34 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.34}{420}}\right) = 0.0087$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0087 \times 800 \times 291 = 2025.4\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = 0.25 * \left(\frac{\sqrt{24}}{420}\right) * 800 * 291 = 678.9\ mm^2$$

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

$A_s\ min = (1.4/420)$ ***** $800 * 291 = 776\ mm^2$ **controls**

$A_s = 2025.4\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$

Use 8 ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 2035.8\ mm^2 > A_{s,required} = 2025.4 mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (8 \times 18)}{12} = 46.33\ mm > d_b = 18 > 25\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{2035.8 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 52.4\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.4}{0.85} = 61.65\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291 - 61.65}{61.65}\right) = 0.011 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

4.6.8 Shear Design for (B 65):-

V_u max = 258.6 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 291/1000 = 190.1$ KN

Φ V_c= 0.75*190.1 =142.6 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*291*10^{-3} = 58.2 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 291*10^{-3} = 53.46 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

142.6<258.6≤ 200.8…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 291/1000 = 380.16$ KN

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

0.75(190.1+ 77.6)< 292.1< 0.75(190.1 + 380.16)

200.8 < 258.6< 427.7

shear reinforcement are required

Use 4 leg Φ 10 for b = 80 cm

$V_s = V_n - V_c = \frac{258.6}{0.75} - 190.1 = 154.7$KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314 * 420 * 291}{154.7 * 1000} = 248.1\ mm$$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145.5\ mm$ ***control*** *or* $s_{max} \leq 600\ mm$

Use 4 leg Φ 10 @ 145 mm

4.7 Design of Column (C2)

Material: -

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

Load Calculation: - (From Column Group 2)

Factored Load: -

P_U =1900KN

4.7.1 Design of cuolmn

$Assume \rho g = 0.01$

ϕ * Pn = 0.65 x 0.8× Ag {0.85 fc' (1 − ρg) + ρg * Fy} 1900 = 0.65 x 0.8 × Ag {0.85* 24 (1 − 0.01) + 0.01* 420} Ag= 149772.3mm2

Assume Rectangular Section

h = 300mm

b = 149772 /300 = 499.2 mm

select b = 500 mm

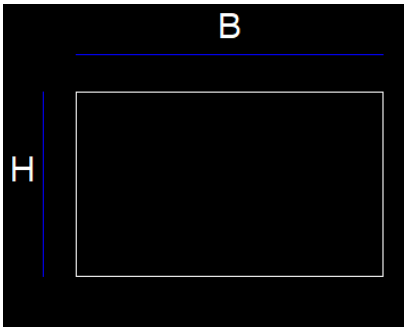


Figure (4-14) : Column Group 2

4.7.2 Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

$$\sqrt{\frac{I}{A}}$$

R: radius of gyrate on $=\approx 0.3\ h$ ..... For rectangular section

Lu = 3.10 - 0.45= 2.65m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.50 m)**

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

- $$\frac{\mathbf{1\times 3.1}}{\mathbf{0.3\times 0.5}} = 20.64 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.300m)**

$$\frac{klu}{r} < 34-12\frac{M1}{M2} \quad \text{.....} ACI-(10.12.2)$$

$$\frac{1\times 3.1}{0.3\times 0.300} = 34.44 > 22$$

Column Is Long About X-axis

Minimum Eccentricity:-

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24mm = 0.024m$$

$$ey = 0.0285m$$

Magnification Factor: -

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 and \leq 1.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1+\beta}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025Mpa$$

$$B_d = 1.2DL/\ Pu\ = 1.2*(876.05)/\ 1214.54 = 0.8651$$

$$I = b*h^3/12 = 0.001125\ m^4$$

$$I = \qquad\qquad = 0.$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025\times 0.001125}{1 + 0.8651} = 5.6\text{MN}.\mu^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 5.6}{(1*3.1)^2} = 5.75MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{1214.54}{0.75*5751}} = 1.39 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

Interaction Diagram: -

$$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024\times 1.39 = 0.03336m$$

$$\frac{ey}{h} = 0.03336/0.5 = 0.07$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 25}{300} = 0.0.66$$

From the interaction diagram chart

fromchart A9 - a for $\frac{\gamma}{h} = 0.6 \rightarrow \rho g = 0.01$

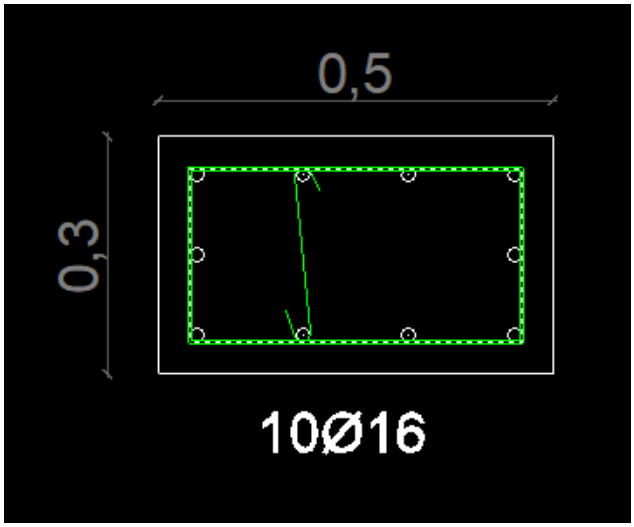
fromchart A9 - bfor $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

then for $\gamma = 0.66 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcement

Ast = $\rho g \times Ag = 0.01 \times 300 * 500 = 1500 mm^2$

Select $10\phi 16$ *with* $As = 20 mm^2 > \text{Ast} = 1500 mm^2$



4.7.3 Design of the Stirrups: -

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

$$spacing \le 16\times d_b = 16\times 2.0 = 32\ cm$$
$$spacing \le 48\times d_s = 48\times 1.0 = 48 cm$$
$$spacing \le least\text{dim} = 30\ cm$$

$Use \phi 10@\ 20\ cm$

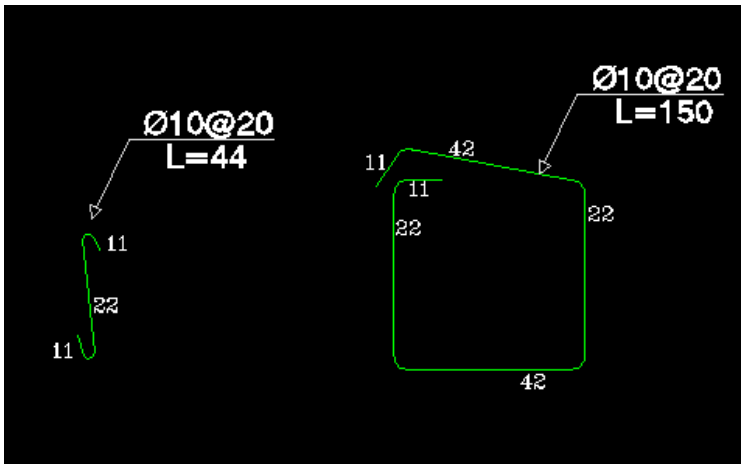


Figure (4-15) : **Column Reinforcement Details.**

4.8 Design of Isolated Footing (F2):

(Foundation 2)

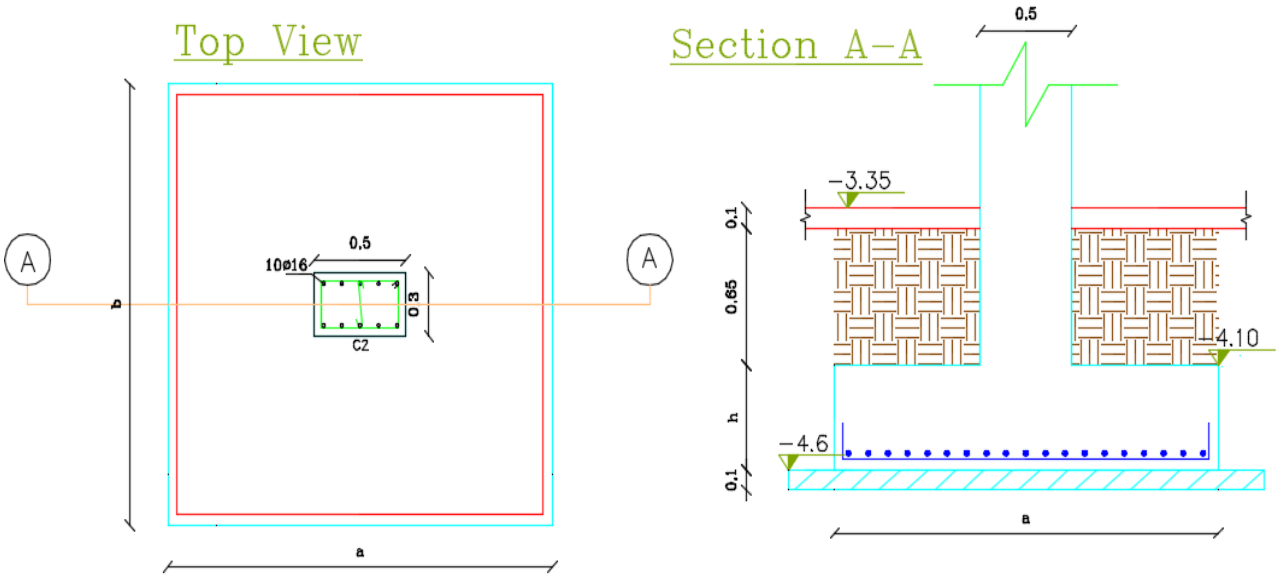


Figure (4-16) : Isolated Footing Details

❖ **Material: -**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ $\gamma_{soil} = 18\ kN/m^2$

⇒ $\gamma_{concrete} = 25\ kN/m^2$

⇒ $\sigma_{b.allowable} = 400\ kN/m^2$

Clear Cover = 5cm

Load Calculations: - (From Column Group 2)

Total Factored load = 1900 + weight of column = 1967.5KN

- Design of Bearing Pressure:

Assume h = 50cm
→ Weight of soil = 18 × 0.7 = 12.6 kN/m²
→ Weight of footing = 25 × 0.5 = 12.5 kN/m²

Net allowable bearing pressure ($\sigma b(allow)$) = 400– 12.6 – 12.5 = 374.9 kN/m²

$\sigma bu = Pu/\ A \leq 1.4 \times \sigma b(\ allow.)\ net$

Pu = 1967.5 kN

Assume Square footing

1967.5 / (a × b) = 1.4 × 374.9 → a = 1.93m

∴ $\boldsymbol{Select\ a}$ = $\mathbf{2}$. 1$\boldsymbol{m}$ #

∴ $\boldsymbol{Select}$ b = 2.1 m #

$Bearing\ Pressure\ \sigma bu = Pu/\ A$

= 1967.5 / 2.1× 2.1 = 446.145 kN/m² ≤ 1.4 ×σb($allow.$) net =524.86 kN/m²

- Design of Reinforced Concrete:

1. Design of one way shear:

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

Assume h = 50cm, bar diameter ø 12 for main reinforcement and 5cm Cover.

d = h − $cover$ − ∅ = 500 – 50 – 12 = 438 mm

$Vu = FRB = \sigma bu \times 0.362 \times b$ = 446.145 × 0.362 × 2.1 = 339.16 kN

$\emptyset \times Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{\mathbf{24}} \times 2100 \times 438$ = 563.26 kN

$\emptyset \times Vc$ = 563.26 $kN >\ Vu$ = 339.16 kN

∴ $\boldsymbol{h}$ = 50 $\boldsymbol{cm\ is\ OK}$ #

2. Design of two way shear:

d = 438 mm

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

bo = 2 × (438 + 500) + 2 × (438 + 300) = 3352 mm

βc = 1

αs = 40 for interior column

$Vu = Pu - FRB$ = 1967.5 − 446.145 × 0.938 × 0.738 = 1658.66 KN

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

$\emptyset \times Vc = 0.75 \times (\ 1 + 2 / 1\ ) \times \sqrt{\mathbf{24}}$ /6 × 3352 × 438 = 2697.2 kN

$\emptyset \times Vc = 0.75 \times ((\ 40 \times 438/\ 3352) + 2) \times \sqrt{\mathbf{24}}$ /12× 3352 × 438 = 3248.67 kN

$\emptyset \times Vc = 0.75 \times \sqrt{\mathbf{24}}$ /3 × 3352 × 438 = 1798.14 $kN \leftarrow Controlled$

$So,\ \emptyset \times Vc$ = 1798.14 $kN >\ Vu$ = 1658.66 kN

∴ $\boldsymbol{h}$ = 50 $\boldsymbol{cm\ is\ OK}$ #

3. Design of reinforcement (Bending Moment):

Critical Section at the Face of Column

In Y-Direction:(30cm face of column)

Mu = 446.145 × 2.1 × 0.9 × 0.9/2 = 379..4 $kN.m$
Design of rectangular section
b/d = 2100/ 438 = 4.8
$m = fy/(0.85 \times fc')$ = 420/(0.85 × 24) = 20.58
$Mn = Mu/\emptyset$ = 379.4/ 0.9 = 421.55 kN.m
$Kn = Mn/(b \times d^2)$ = 421.55× 10^6/ (2100 × 438^2) = 1

$$\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}}) = \frac{1}{20.58} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*1*20.58}{420}}) = \mathbf{0.0024}$$

$\boldsymbol{Asreq} = \boldsymbol{\rho req} \times \boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d}$ = **0**. **0**024 × 210 × 43.8 = 22.1 $\boldsymbol{cm^2}$
Check for minimum (As):
$Asmin$ = 0.0018 × b × h = 0.0018 × 210 × 50 = 18.9 cm^2
$Asreq$ = 22.1 cm^2 > $Asmin$ = 18.9 $cm^2 \rightarrow OK\#$
∴ $\boldsymbol{Select}$19∅**12** $\boldsymbol{with\ As}$ =19 × 1.3 = 24.7 $\boldsymbol{cm^2}$ $\boldsymbol{in}$ Y- Direction

In X-Direction: (50cm face of column)
Mu = 446.145 × 2.1 × 0.8 × 0.8/2 = 299.8 $kN.m$
m = 20.58
$Mn = Mu/\emptyset$ = 299.8/ 0.9 = 333.11kN.m
$Kn = Mn/(b \times d^2)$ = 333.11× 10^6/ (2100 × 438^2) = 0.83

$$\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}}) = \frac{1}{20.58} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*0.83*20.58}{420}}) = \mathbf{0.002}$$

$\boldsymbol{Asreq} = \boldsymbol{\rho req} \times \boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d}$ = **0**. **0**02× 210 × 43.8 = 18.4 $\boldsymbol{cm^2}$
$Asreq$ = 18.4cm^2< $Asmin$ = 18.9cm^2
∴ $\boldsymbol{Select}$ 19∅**12** $\boldsymbol{with\ As}$ = 19 × 1.3 = 24.7 $\boldsymbol{cm^2}$ $\boldsymbol{in}$ X- Direction

- Design of Connection between column and footing:

1. Design of bearing pressure at section of column

∅ × Pnb = 0.65 × 0.85 × fc' × $A1 \geq Pu$
∅ × Pnb = 0.65 × 0.85 × 24 ×(500 × 300) = 1989 kN > Pu = 1967.5 kN
→No need Dowels .

2. Design of Dowels:

Load transfer in column :-
$Asmin$ = 0.005 × $A1$ = 0.005 × 50 × 30 = 7.5 cm^2
∴ Use ∅**16** $\boldsymbol{with\ As}$ = 1.3$\boldsymbol{cm^2}$

3. Design of Compression lap splice between steel of column and dowels (Lsc):

$Lscreq$ = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 12 = 375.84mm >300mm
∴ $Select\ Lsc$ = 0.5m = 500mm > $Lscreq$ = 375.84mm

4. Design of compression development length (Ldc):

Ldc = 0.24 × $fy/\sqrt{\mathbf{fc'}}$ × db = 0.24 × 420/ $\sqrt{\mathbf{24}}$ × 12 = 247mm
Ldc = 247mm > 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 12 = 216.72mm
$Available\ Ldc$ = 500 − 50 − 12 − 12 = 426 mm > Lcd = 216.72mm

5. Design of tension development length (Ldt):

Category (A):

$Clear\ lateral\ spacing$ =(2100 − 50 × 2 − 19 × 12)/ 18 = 98.4 mm > 2 × db = 24mm

$Clear\ Cover$ = 50mm > 1 × db = 12mm

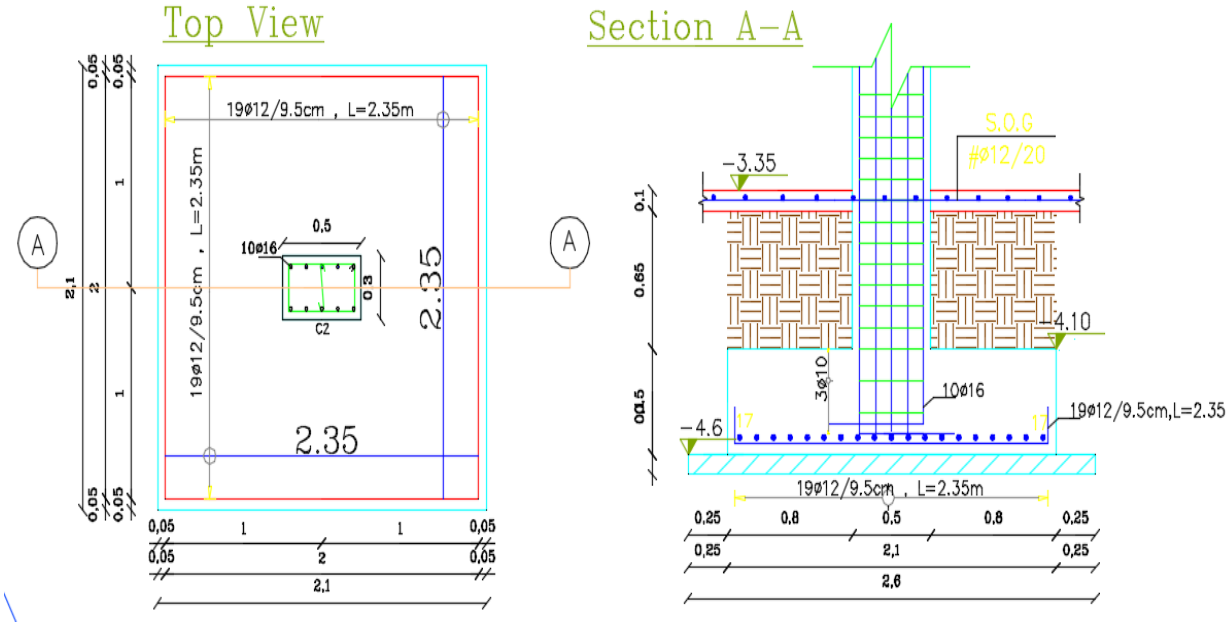
Ldt = (12/ 25) ×(fy/ $\sqrt{\mathbf{fc'}}$) × (φt × φe)/ λ × db

Ldt = (12/ 25) ×(420/ $\sqrt{\mathbf{24}}$) × *(1 × 1)/ 1) × 12 = 493.8 mm

$\boldsymbol{Ldt{-}available}$ = 900 – 50 = 850 $\boldsymbol{mm}$ > $\boldsymbol{Ldt{-}req}$ = 493.8$\boldsymbol{mm}$ − −$\boldsymbol{OK}$# (In Y-Direction)

$\boldsymbol{Ldt{-}available}$ =800 – 50 = 750 $\boldsymbol{mm}$ > $\boldsymbol{Ldt{-}req}$ = 493.8$\boldsymbol{mm}$ − −$\boldsymbol{OK}$# (In X-Direction)

Figure (4-17) Top View & Section for footing are shown below



4.9 Design of Shear Wall (SW 15):

. Design of Shear Wall (SW15)

Material and Section: -

concrete B300 Fc' = 24 N/mm²
Reinforcement Steel fy = 420 N/ mm²
Wall thickness = 20cm
Lw=3.5 m , hw=19.96 m

Analysis

$$Pu = 0 \rightarrow Nu = 0\,; \sum Fx = 0 \rightarrow Vu = 2047.64\ KN$$

$$\sum Moment\ (Mu) = 25525.9\ KN.m$$

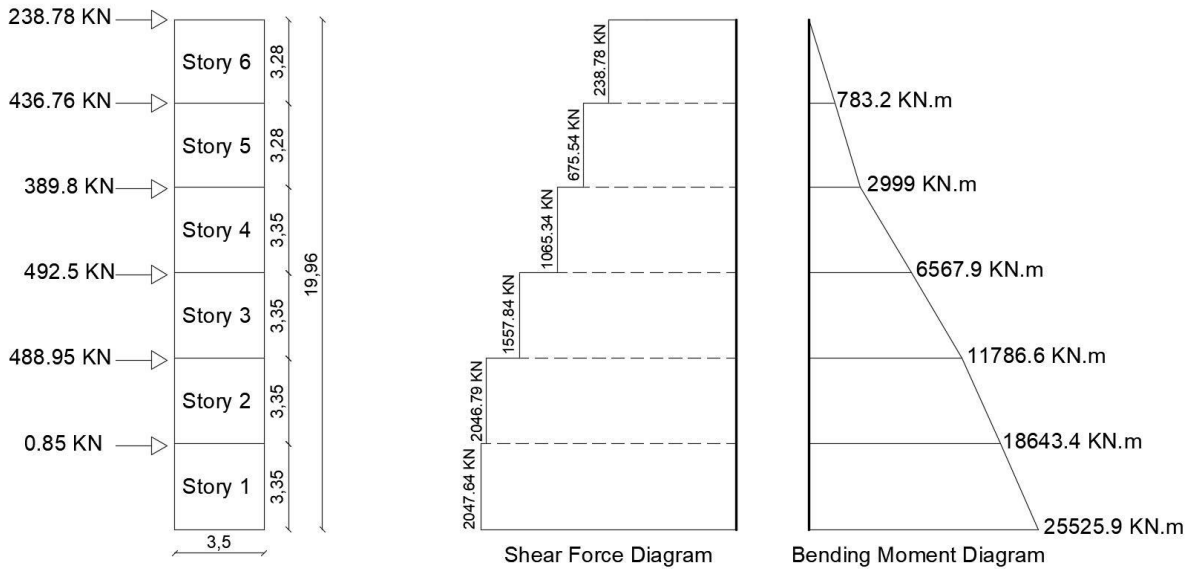


Figure (4-18) Shear Wall

- **Determination of (Mu1):**

$Where\ ,\ Lw < hw$

$Controlled\ section\ for\ \left(Mu = \frac{Lw}{2}\right)\ from\ the\ base\ of\ shear\ wall.$

$Lw/2 = 3.5/2 = 1.75\ m$

$$\therefore Mu1 = 25525.9 - 1.75 \times 2047.64 = 21942.53\ KN.m$$

Design

Design as rectangular section with;

$Since\ Lw < hw \rightarrow d = 0.8 * Lw = 0.8 * 3.5 = 2.8\ m$

. Design of Horizontal Reinforcement for Story (1):

$Vu = Vu_{max} = 2047.64\ KN$

$Vc = The\ smollest\ of$:

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2.8 \times 200 = 457.24\ KN$$

$$Vc = \frac{1}{4} \times \sqrt{fc'} \times b \times d + \frac{Nu \times d}{4 \times Lw} = \frac{1}{4} \times \sqrt{24} \times 200 \times 2.8 + 0 = 685.85\ KN$$

$$Vc = \left(0.5 \times \sqrt{fc'} + \frac{Lw \times \left(\sqrt{fc'} + \left(\frac{2 \times Nu}{Lw \times h} \right) \right)}{\left(\frac{Mu_1}{Vu} \right) - \left(\frac{Lw}{2} \right)} \right) \times \frac{h \times d}{10}$$

$$= \left(0.5 \times \sqrt{24} + \frac{3.5 \times \left(\sqrt{24} + 0 \right)}{\left(\frac{21942.53}{2047.64} \right) - \left(\frac{3.5}{2} \right)} \right) \times \frac{200 \times 2.80}{10} = 244.26\ KN\ \ldots . Control$$

$\therefore \emptyset \times Vc = 0.75 \times 244.26 = 183.195\ KN < Vu = 2047.64\ KN$

Horizontal reinforcement is required

$$\emptyset \times Vc + \emptyset \times Vs = Vu$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{2047.64}{0.75} - 244.26 = 2485.92\ KN$$

$$\frac{\text{Avh}}{s} = \frac{\text{Vs}}{fy * d}$$

$$\frac{\text{Avh}}{s} = \frac{2485.92 * 1000}{420 * 2800} = 2.1$$

$$\left(\frac{\text{Avh}}{s}\right)\text{min} = 0.0025 * \text{h} = 0.0025 * 200 = 0.5$$

$$\left(\frac{\text{Avh}}{s}\right)_{req} > \left(\frac{\text{Avh}}{s}\right)_{min} \rightarrow \frac{\text{Avh}}{s} = 2.1 \ldots is\ control$$

- According to (ACI) - step (s) must not be greater than:

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = \frac{3500}{5} = 700\ mm$$

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 200 = 600\ mm$$

$$S_{max} = 450\ mm \ldots Control$$

Assume* ∅10 *steel

$$Avh = 2\ legs \times (\pi \times 10\text{^}2)/4 = 158\ mm^2$$

$$S_{req} = Avh/2.1 = 158/2.1 = 75\ mm$$

$$select\ S = 250\ mm < Smax = 450\ mm\ ok$$

Select ∅10@250mm at each side

Design of uniform distributed vertical reinforcement for Story (1):

Vertical reinforcement to resist Nu and apart of Mu.

$$Avv = \left[0.0025 + 0.5\,(2.5 - hw/Lw) \times \left(\frac{Avh}{S_{horizontal} * h} - 0.0025\right)\right] \times h \times S_{vertical}$$

$$\frac{Avv}{s} = \left[0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{19.96}{3.5}\right) \times \left(\frac{2 \times 79}{250 \times 200} - 0.0025\right)\right] \times 200 = .288$$

Select Ø12- 1 layers

Avv = 113 mm^2

$\frac{113}{S} = .288$, $S\,req = 392.36\,mm$

→ $Select\ S = 150\,mm$

- According to (ACI) - step (s) must not be greater than:

$$S_{max} = \frac{Lw}{3} = \frac{3500}{3} = 1166.67\,mm$$

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 200 = 600\,mm$$

$$S_{max} = 450\,mm \ldots Control$$

$S = 150\,mm < 450\,mm \ldots Ok$

Select Ø12@150 mm at each side

Check for Boundary reinforcement

- Part of moment that resisted through (Avv):

$$Asv = 113 \times \frac{3500}{150} = 2636.67\ mm^2$$

$$\frac{z}{Lw} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 * \beta * fc' * Lw * h}{Asv * fy}\right)} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 * 0.8 * 24 * 3500 * 200}{2636.67 * 420}\right)} = 0.081$$

$$Muv = 0.9 * \left(0.5 * Asv * fy * Lw * \left(1 - \frac{z}{2 * Lw}\right)\right)$$

$$= 0.9 * \left[0.5 * 2636.67 * 420 * 3500 * \left(1 - \frac{0.081}{2}\right)\right] = 1673.52\,KN.m$$

$Muv = 1673.52\,KN.m < Mu = 25525.9KN.m$

Boundary steel is required

$$Mu_B = Mu - Muv = 25525.9 - 1673.52 = 23852.38\,kN.m$$

$$X \geq \frac{Lw}{600 * \left(\frac{\Delta u}{hw}\right)} = \frac{3500}{600 * 0.009} = 648.148\,mm$$

X: Length of compression zone

$$LB \geq \frac{X}{2} = \frac{648.148}{2} = 324.074\ mm \ldots . control$$

$$\geq x - 0.1 * Lw = 648.148 - 0.1 * 3500 = 298.148\,mm$$

$But;\ Select\ LB = 35\ cm$

$$As_B = \frac{Mu_B/\emptyset}{fy * (Lw - LB)} = \frac{23852.38 \times \frac{10^6}{0.9}}{420 \times (3500 - 350)} = 20032.23\ mm^2$$

$Boundary\ reinforcement\ is\ too\ much \rightarrow So\ increase\ vertical\ steel\ spacing$

$\boldsymbol{Select\ \emptyset 14@150mm\ at\ each\ side \rightarrow Vertical\ reinforcement}$

$$Asv = 15400\ mm^2$$

$$Muv = 20792.6\ kN.m \rightarrow Mu_B = 17061\ kN.m$$

$$As_B = \frac{Mu_B/\emptyset}{fy * (Lw - LB)} = \frac{\frac{17061 \times 10^6}{0.9}}{420 \times (7500 - 1000)} = 6944\ mm^2$$

Select 23Ø20 with As =7222mm^2

4.10 Design of stair:

Design of Stairs

Stair 1

STAIR 1

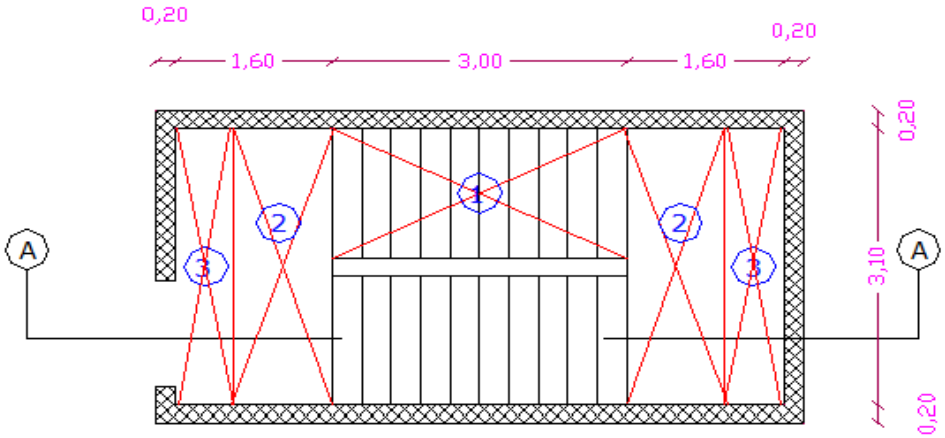


Figure (4-19 stair 1)

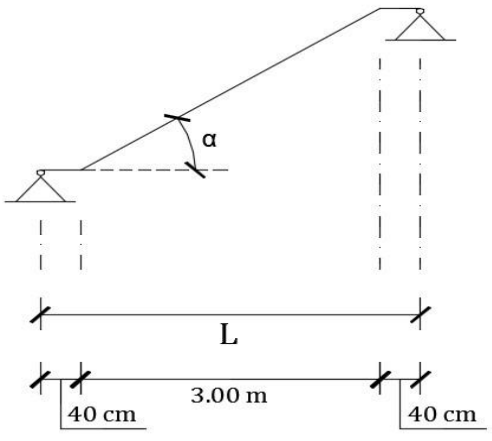
fc‘ = 24 MPa , fy = 420 MPa , C = 20 mm , Ø = 12 mm

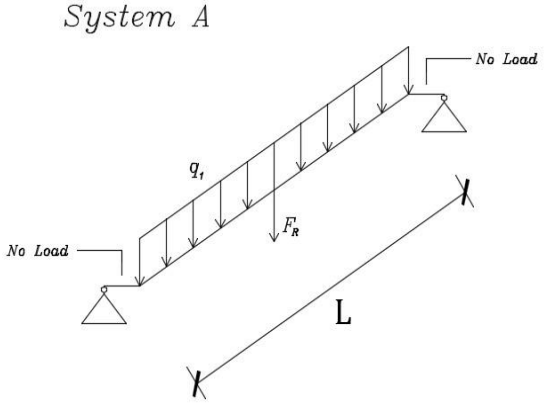
Densities: $\gamma concrete$ = 25 kN/m³ , $\gamma snad$ = 16 kN/m³ , $\gamma mortar$ = 22 kN/m³
$\gamma tiles$ = 23 kN/m³ , $\gamma plaster$ = 22 kN/m³

- Limitation of deflection:

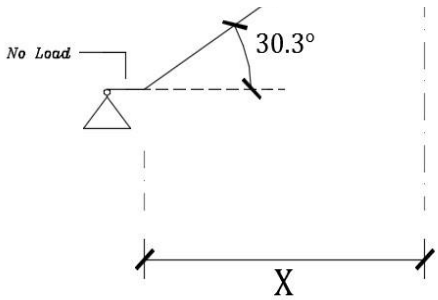
h ≥ minimum h h (min) = L/20
= 380/20 = 19 cm

Select h = 20cm.





Angle (α):
tan(α) = 17.5/30
→ α = 30.3° .



The following two systems “System(A) & System(B)” are static equivalent

→ FR (A) = FR (B) $q_1 * L = q_2 * X$ $q_2 = q_1 * L / X$ =

Dead loads of flight: $q_1 / \cos(\alpha)$ -

Dead Loads		**kN/m**
Flight	$\cos(30.3)$ 0.2	5.8
Plaster	$0.03 \times 22 \times 1 \times \frac{1}{\cos(30.3)}$	0.8
Horizontal Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.7
Vertical Mortar	$0.03 \times 22 \times \frac{0.175}{0.3}$	0.4
Horizontal Tiles	0.04	1.0
Vertical Tiles	$0.03 \times 23 \times \frac{0.175}{0.3}$	0.4
Triangle	$0.5 \times 0.175 \times 25$	2.2
	Sum	**11.3**

Dead Load = 11.3 kN/m & Live Load = 3.5 kN/m

- Factored Load (qu):

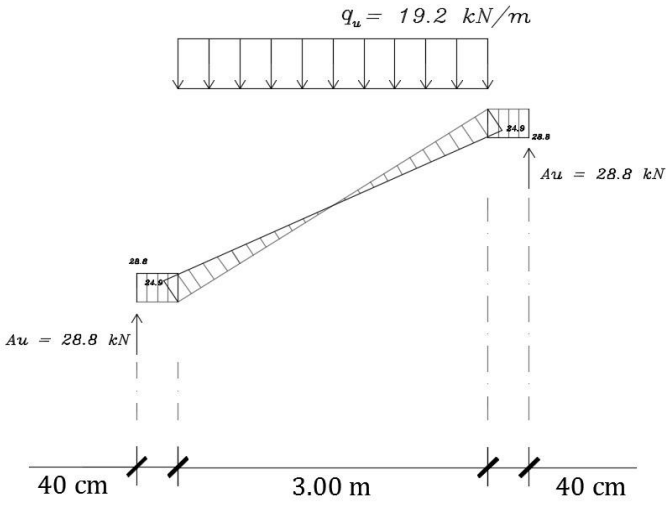
qu = 1.2 × Dead Load + 1.6 × Live Load
= 1.2 × 11.3 + 1.6 × 3.5
= 19.2 kN/m

→ Au = (qu/2) ×3 = (19.2/2) × 3

= 28.8 kN

Internal Forces of Flight:

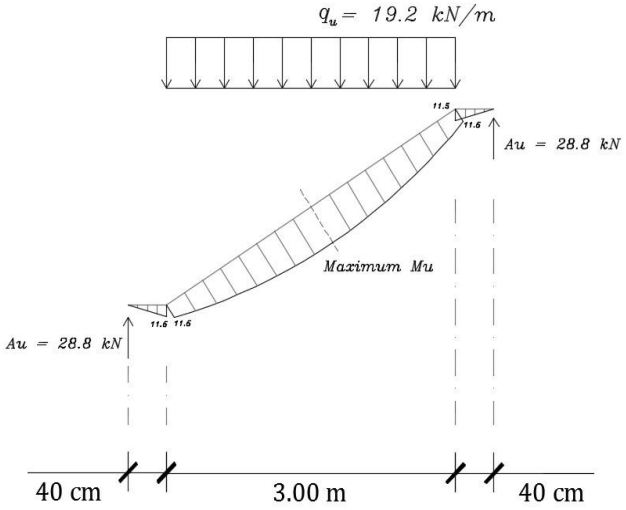
Shear force Diagram



Max. Vu of Flight = 24.9 kN

Where:

Max. Vu = 28.8 × cos(α)
= 24.9 kN



Bending Moment Diagram

Max. Mu of Flight:
Mu = 28.8*1.9-19.2*1.5*.75
=33.12 KN.m

Internal Forces of Flight:

d = 200 – (20+0.5×12) = 174 mm

Ø×Vc = 0.75 $* \frac{1}{6} * \sqrt{Fc'}$ * bw * d

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 174$$

= 106.5 kN > Max. Vu = 24.9 kN

→ No Shear Reinforcement is required, So (h=20cm) is correct .

Design of Bending Moment:
d = 174 mm , Mu = 33.12 kN.m

$$\frac{fy}{85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6 \quad m=$$

$$kn = \frac{Mu/0.9}{b*d^2} = \frac{33.12*10^6/0.9}{1000*174^2} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{206}*\left(1-\sqrt{1-\frac{2*1.22*206}{420}}\right) = \mathbf{0.003} \rightarrow$$

As (req) = ρ * b *d = 0.003 * 1000 * 174 = **522 mm²**

As(min) = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm² As(req) = 522 mm² > As(min) = 360 mm²

→ **Select Ø12/20 with As = (π/4)*12²*(100/20) = 565mm² #**

= 565mm² > As(req)= 522mm²

Check Strain:

Strain Diagram

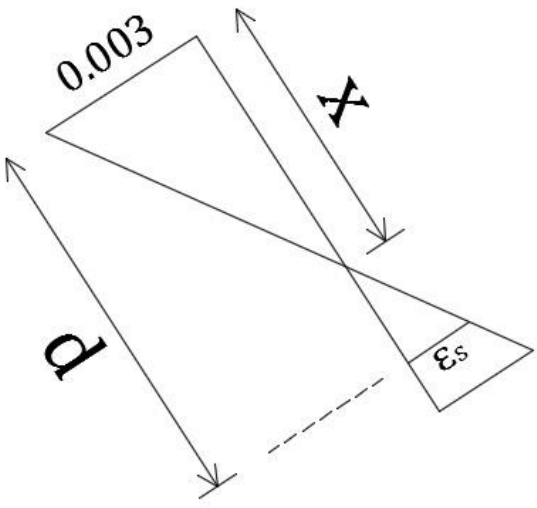
C = T → 0.85*fc'*a*b = As*fy

0.85*24*a*1000 = 565*420

a = 11.63 mm

Since fc' = 24 MPa < 28 MPa → β = 0.85

→ X = a/β = 11.63/0.85 = 13.68 mm



– So, $\varepsilon_s = \frac{0.003*d}{x} \quad 0.003$

$= \frac{0.003*174}{13.68} \quad 0.003 = 0.035 >$ –

0.005 …. Ø = 0.9 (OK)

(B) Design of Landing

Landing slab should be divided into two slab regions:

Loads

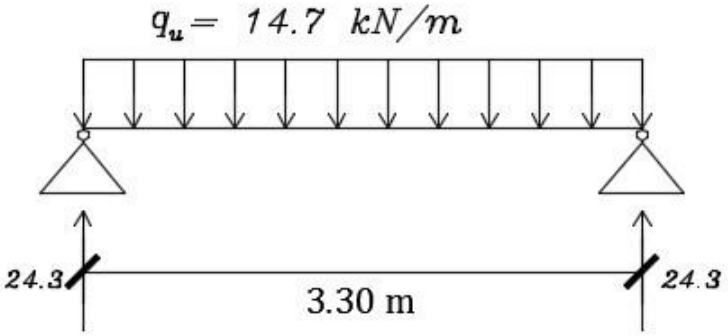
Dead Loads		kN/m
Slab	0.2×25×1	5
Sand	0.07×16×1	1.1
Mortar	0.02×22×1	0.4
Tiles	0.03×23×1	0.7
Plaster	0.02×22×1	0.4
	Sum	7.6

Dead Loads = 7.6 kN/m &
Live Loads =3.5 kN/m
- Factored Load (qu):
qu = 1.2×Dead Load + 1.6×Live Load = 1.2×7.6 + 1.6×3.5 = **14.7 kN/m**

(B.1) Design of Slab (3) away from the flight:

Slab (3) should carry the dead load and live load to landing and should not be support the flight
H = L/20 = 330/20 =16.5 cm

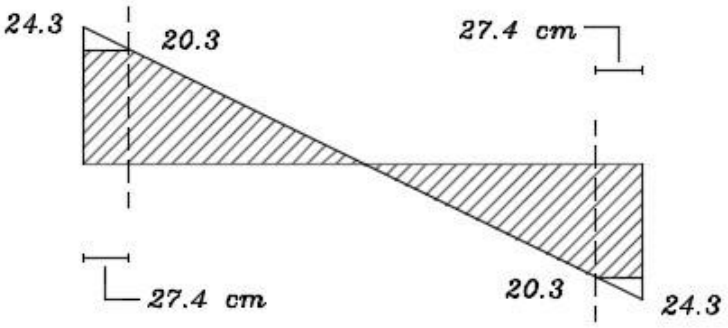
qu = as calculated = 14.7 kN/m



Analysis: -

Vu (at distance d from the face of support)
Vu = 24.3 – 14.7×0.274 = **20.3 kN**
Mu = 17.4 * 3.3^**20 kN.m**

- Design of Shear Force:



Ø × Vc = 106.5 kN > Vu = 20.3 kN
So, No shear reinforcement is required

- Design of Bending Moment:

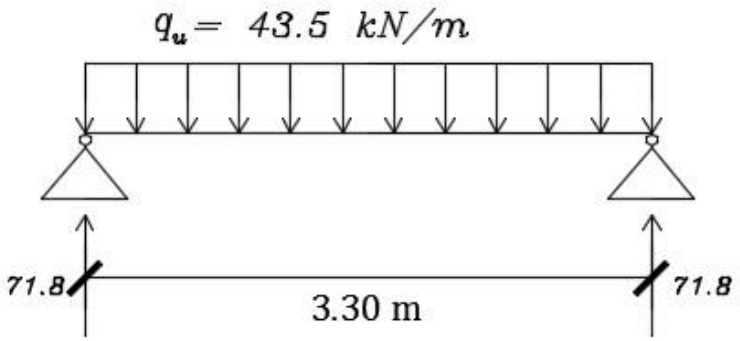
Since (**Mu = 20 kN.m**) which is less than (**33.12 kN.m**) from the flight

Ø12/20cm > minimum As – as Main reinforcement
Secondary reinforcement Ø12/20cm

Design of Slab (2):

Slab (2) should carry the dead load and live load of landing, and the support reactions resulted from the flight

qu = 14.7 + Support reaction of flight = 14.7 + 28.8 = 43.5 kN



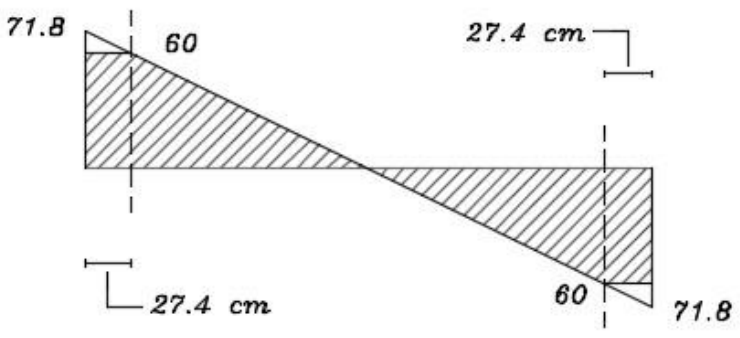
Vu = 71.8 – 43.5×0.274 = **60 kN**

$$Mu = \frac{43.5 \times 3.3^2}{8} =$$

59.2 kN.m

Design of Shear Force: -

Ø × Vc = 106.5 kN > Vu = 60 kN
So, No shear reinforcement is required



Design of Bending Moment:

$$Kn = \frac{59.2*10^6/0.9}{1000*174^2} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\text{As (req)} = \rho = \frac{1}{206} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.2*206}{420}}\right) = \mathbf{0.005}$$

$$\rho * b * d = 0.005 * 1000 * 174 = \mathbf{870\ mm^2}$$

So, Select Ø12/12.5cm with As = 900 mm²/m > As(req) = 870 mm² Check Strain:

0.85*24*a*1000 = 900*420 → a = 18.5 mm

→ X = a/β = 18.5/0.85 = 22 mm

– So, $\varepsilon_s = \frac{0.003*d}{x}$ 0.003

$= \frac{0.003*174}{22}$ 0.003 = 0.0207 > 0.005 …. Ø =0.9 (OK) **Reinforcement of frame corners** –

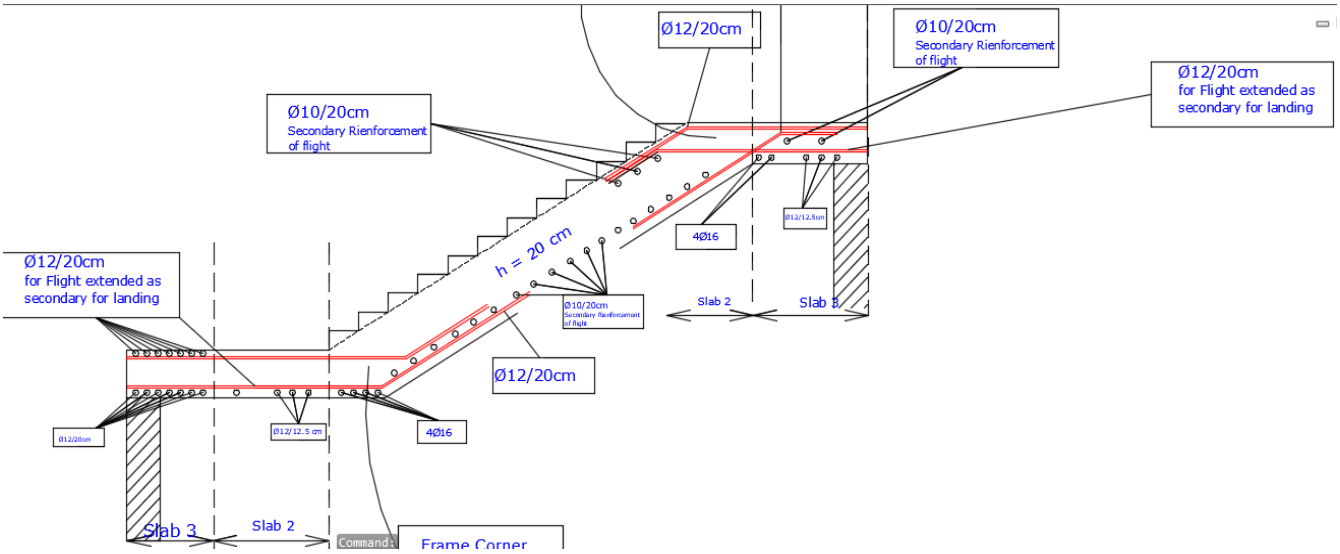


Figure (4-20) section of stair1

Stair 2 :

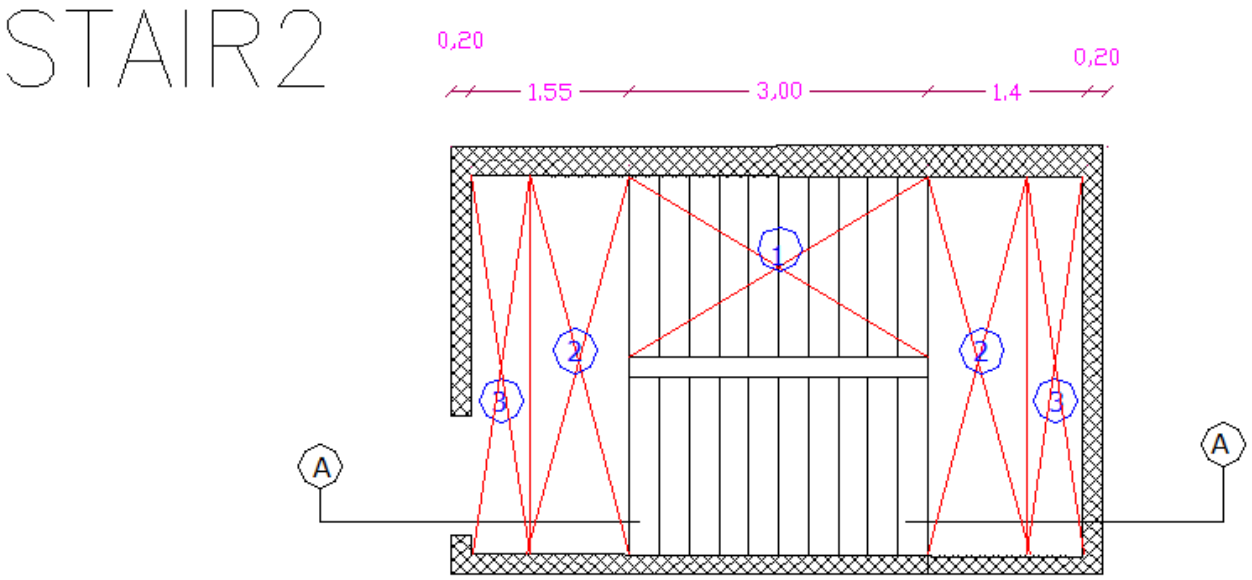


Figure (4-21) stair 2

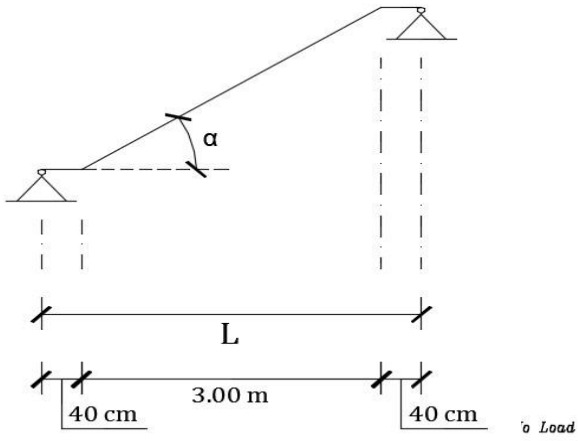
fc‘ = 24 MPa , fy = 420 MPa , C = 20 mm , Ø = 12 mm

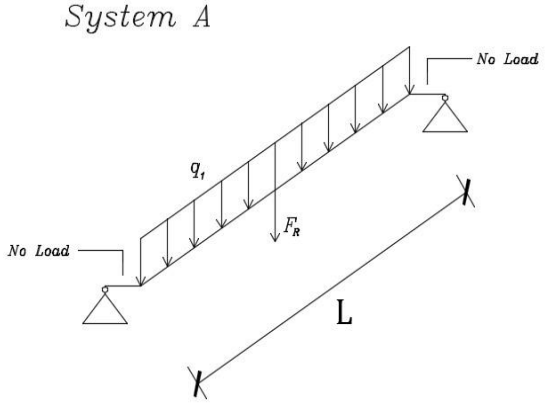
Densities: $\gamma concrete$ = 25 kN/m³ , $\gamma snad$ = 16 kN/m³ , $\gamma mortar$ = 22 kN/m³
$\gamma tiles$ = 23 kN/m³ , $\gamma plaster$ = 22 kN/m³

- Limitation of deflection:

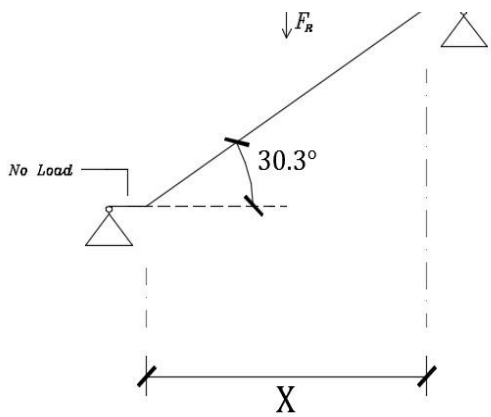
h ≥ minimum h h (min) = L/20
= 380/20 = 19 cm

Select h = 20cm.





Angle (α):
tan(α) = 17.5/30
→ α = 30.3° .



The following two systems “System(A) & System(B)” are static equivalent

→ FR (A) = FR (B) $q_1 * L = q_2 * X$ $q_2 = q_1 * L / X =$

$q_1 / \cos(\alpha)$

Dead loads of flight: -

Dead Loads		**kN/m**
Flight	$\cos(30.3)$ 0.2	5.8
Plaster	$0.03 \times 22 \times 1 \times \frac{1}{\cos(30.3)}$	0.8
Horizontal Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.7
Vertical Mortar	$0.03 \times 22 \times \frac{0.175}{0.3}$	0.4
Horizontal Tiles	0.04	1.0
Vertical Tiles	$0.03 \times 23 \times \frac{0.175}{0.3}$	0.4
Triangle	$0.5 \times 0.175 \times 25$	2.2
	Sum	**11.3**

Dead Load = 11.3 kN/m & Live Load = 3.5 kN/m

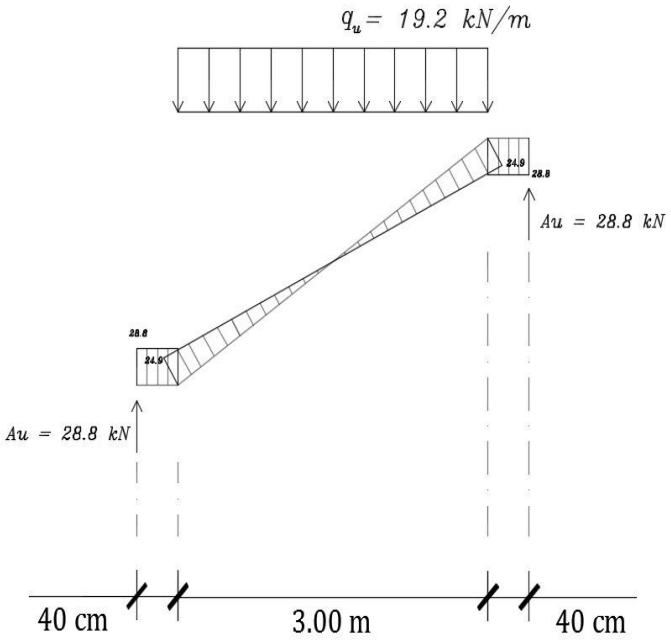
- Factored Load (qu):

qu = 1.2 × Dead Load + 1.6 × Live Load

= 1.2 × 11.3 + 1.6 × 3.5
= 19.2 kN/m

→ Au = (qu/2) ×3 = (19.2/2) × 3
= 28.8 kN

Internal Forces of Flight:



Shear force Diagram

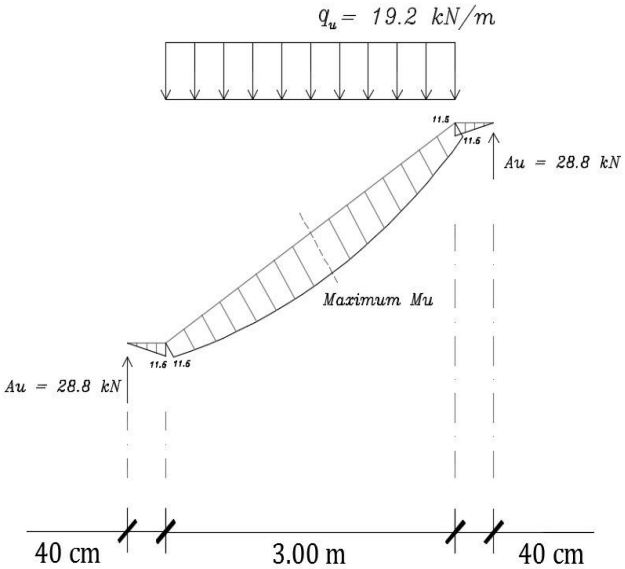
Max. Vu of Flight = 24.9 kN

Where:

Max. Vu = 28.8 × cos(α)
= 24.9 kN

Bending Moment Diagram

Max. Mu of Flight:
Mu = 28.8*1.9-19.2*1.5*.75
=33.12 KN.m



Internal Forces of Flight:

d = 200 – (20+0.5×12) = 174 mm

$$Ø \times Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{Fc'} * bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 174$$

= 106.5 kN > Max. Vu = 24.9 kN

→ No Shear Reinforcement is required, So (h=20cm) is correct .

Design of Bending Moment:

d = 174 mm , Mu = 33.12 kN.m

$$= \frac{Mu/0.9}{b*d^2} = \frac{33.12*10^6/0.9}{1000*174^2} =$$ KN 1.22 MPa

$$\frac{fy}{85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$ m =

→

$$\rho = \frac{1}{206} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.22*206}{420}}) =$$ **0.003**

As (req) = ρ * b *d = 0.003 * 1000 * 174 = **522 mm²**

As(min) = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm² As(req) = 522 mm² > As(min) = 360 mm²

→ **Select Ø12/20 with As = (π/4)*12²*(100/20) = 565mm² #**

= 565mm² > As(req)= 522mm²

Check Strain:

Strain Diagram

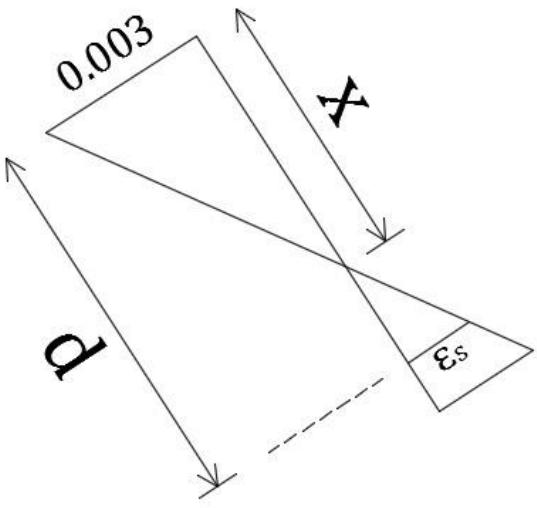
C = T → 0.85*fc'*a*b = As*fy

0.85*24*a*1000 = 565*420

a = 11.63 mm

Since fc' = 24 MPa < 28 MPa → β = 0.85

→ X = a/β = 11.63/0.85 = 13.68 mm



– So, $\varepsilon_s = \frac{0.003*d}{x}$ 0.003

$$= \frac{0.003*174}{13.68}$$ 0.003 = 0.035 >

0.005 …. Ø = 0.9 (OK)

(B) Design of Landing

Landing slab should be divided into two slab regions:

Loads

Dead Loads		**kN/m**
Slab	0.2×25×1	5
Sand	0.07×16×1	1.1
Mortar	0.02×22×1	0.4
Tiles	0.03×23×1	0.7
Plaster	0.02×22×1	0.4
	Sum	**7.6**

Dead Loads = 7.6 kN/m &
Live Loads =3.5 kN/m

- Factored Load (qu):

qu = 1.2×Dead Load + 1.6×Live Load = 1.2×7.6 + 1.6×3.5 = **14.7 kN/m**

(B.1) Design of Slab (3) away from the flight:

Slab (3) should carry the dead load and live load to landing and should not be support the flight

H = L/20 = 405/20 =20.25 cm

qu = as calculated = 14.7 kN/m

Analysis: -

Vu (at distance d from the face of support)

Vu max = 29.76 – 14.7×0.274 = **25.73 kN**

Mu = (14.7 *4.05^2) /8 = **30.14 KN/m**

- Design of Shear Force:

Ø × Vc = 106.5 kN > Vu = 25.73 kN

So, No shear reinforcement is required

- Design of Bending Moment:

Since (**Mu =30.14 kN.m**) which is less than (**33.12 kN.m**) from the flight

Ø12/20cm > minimum As – as Main reinforcement

Secondary reinforcement Ø12/20cm

Design of Slab (2):

Slab (2) should carry the dead load and live load of landing, and the support reactions resulted from the flight

qu = 14.7 + Support reaction of flight = 14.7 + 28.8 = 43.5 kN

Vu = 88.1– 43.5×0.274 = 76.18 **kN**

Mu = 43.5 * 4.05^2 /8 = 89.2**kN.m**

Design of Shear Force: -

Ø × Vc = 106.5 kN > Vu = 76.18 kN

So, No shear reinforcement is required

Design of Bending Moment:

$$KN = (89.2 * 10^6 / 0.9) / (1000*174^2) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{206} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.2*206}{420}}\right) = \mathbf{0.008}$$

As

(req) = ρ * b *d = 0.008 * 1000 * 174 =

1392 mm²

So, Select Ø12/7.5cm with As = 1508 mm²/m > As(req) = 1392 mm² Check Strain:

0.85*24*a*1000 = 1508*420 → a = 31 mm

→ X = a/β = 31/0.85 = 36.4 mm

$$\varepsilon_s = \frac{0.003*d}{x} \quad 0.003$$

= 0.0113 > 0.005 So,

…. Ø =0.9 (OK) **Reinforcement of frame corners**

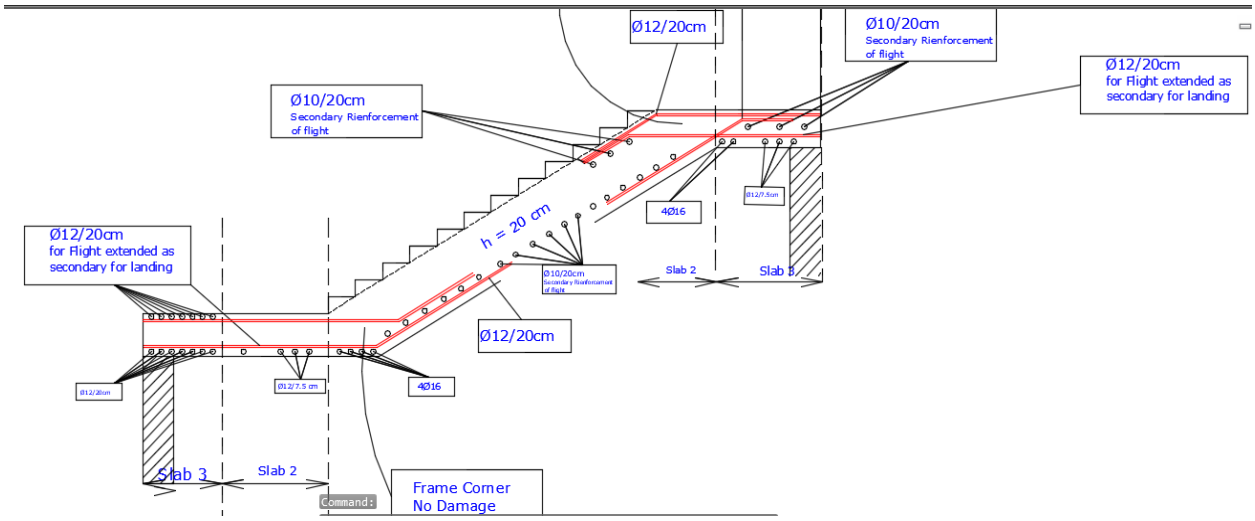


Figure (4-22) section of stair 2

4.11 Design of Basement Wall:

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30°$ $\gamma = 18.00 KN/m^3$
LL = 5 KN/m^2

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

4.11.1 Load on basement wall:

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

$$q1 = Ko * \gamma * h$$
$$= 0.50*18.0*4.025 = 36.225 \text{ KN/m}$$
$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *38..725 = 61.96 KN/m

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

4.11.2 Design of the shear force:

Assume h = 200 mm,

$$d = 200 - 20 - 14 = 166 \text{ mm}$$

Vmax =73.74 KN

$$\varphi Vc = \frac{\varphi\sqrt{24}*1000*166}{6} = 101.65 \text{ KN}$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

4.11.3 Design of bending moment:

Mu max = 67.2 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{67.2}{0.9} = 74.67 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{74.67 * 10^6}{1000 * 166^2} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.71 * 20.58}{420}}\right)$$

$$= 0.0069$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.0069 * 1000 * 166 = \mathbf{11.45\ cm^2/m}$$

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 200 = 2.4\ cm^2/m$$

$$Amin \leq Areq$$

Select 8∅14cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

$$As\ req = As\ min = 2.4\ cm^2/m$$

8∅10cm/m

4.10.4 Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 100 * 20 = 4 cm^2/m$$

Select**∅10@25cm/m**, in two layer.

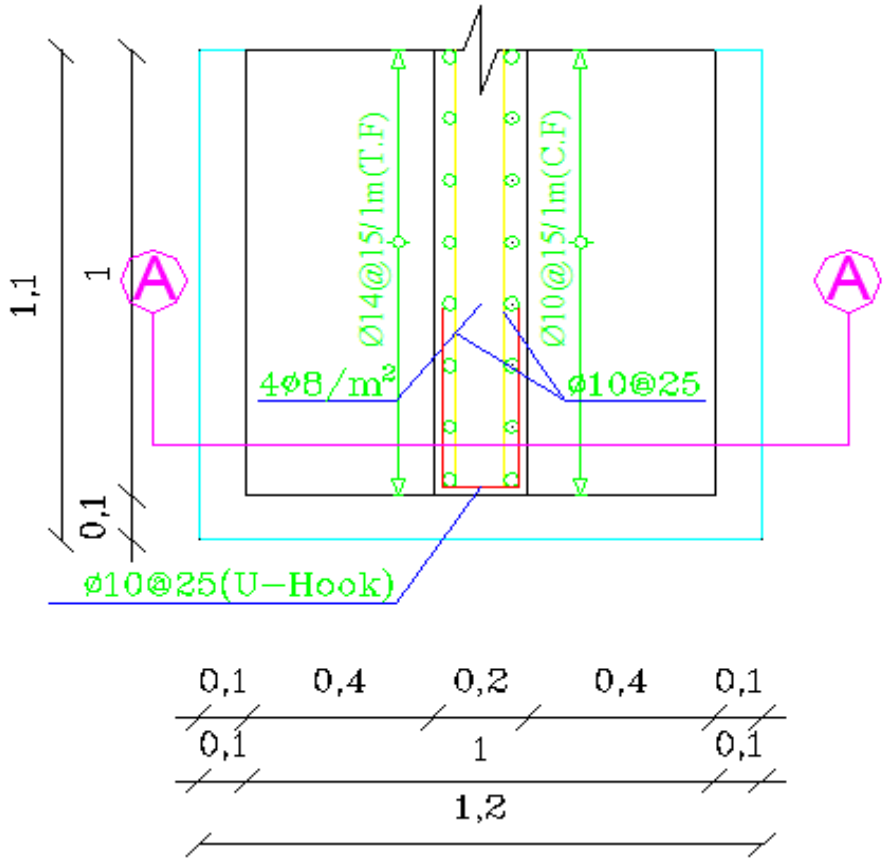


Figure (4-٢3): Reinforcement for Basement Wall.

4.12 Design of Strip Footing .

Design of Strip Footing:

- Fc' = 24 MPa , Fy = 420 MPa
- Pu = 535 kN (From Shear Wall)
- σ_{allow} = 400 kN/m^2 , use factor 1.4
- use Φ 14mm
- Concrete cover =5cm

1- Design of bearing pressure :

$\sigma_{b(allow.net)} = 400 - (25*0.5) = 387.5\ \text{KN/m}^2$

$535 / a \times 1.0 = 1.4 \times 387.5 \rightarrow areq = 535/(1.4 \times 387.5) = 0.98\text{m}$
$\boldsymbol{Select\ a} = \mathbf{1}.0\ \text{m}$
$\boldsymbol{\sigma bu} = \boldsymbol{Pu/A} = 535/(\mathbf{1}.0 \times \mathbf{1}.\mathbf{0}) = 535\ \boldsymbol{kN/m^2}$

Safe of Bearing Pressure #

2- Design against Sliding :

Hu=0 ….. Design against Sliding is neglected .

3- Design of one way shear : Select h =40cm

$Distance\ d = 400 - 50 - 14 = 336\ mm$
$FR = \sigma bu \times 0.464 \times 1 = 535 \times 0.064 \times 1 = 34.24\ kN = Vu$
$\emptyset \times Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{\mathbf{24}} \times 1000 \times 336 = 205.76\ \ kN$
$\emptyset \times Vc = 205.76kN > Vu = 34.24kN$
$\therefore \boldsymbol{h} = 4\mathbf{0}\ \boldsymbol{cm}\ (\boldsymbol{SAFE})$

4- Design of Bending Moment:

Mu =535*0.5*1*(0.5/2) = 66.875 kN.m

Design (b=1000mm , d=336mm) :

→ m = fy / (0.85*fc') = 20.58

→ Mn = 66.875 /0.9= 74.3 kN.m

→ kn = Mn / (b*d^2) = 0.658 MPa

→ ρ = 0.00159

→ Asreq = $\rho * b * d = 0.00159 * 100 * 33.6 = 5.34$ cm^2 /m

O Main Steel:

→ As (min) = 0.0018*b*h = 0.0018 *100 * 40 = 7.2 cm^2

→ Asreq =5.34 cm^2 < As (min) = 7.2 cm^2

∴ Select **5Ø14/1m with As = 7.7 cm^2 /m > Asreq = 5.34 cm^2 /m … (ok)**

O Secondary Steel:

→ As (min) = 0.0018*b*h = 0.0018 *100 * 40 = 7.2cm^2

∴ Select **5Ø14/1m with As = 7.7 cm^2**

Top View & Section for footing are shown below :

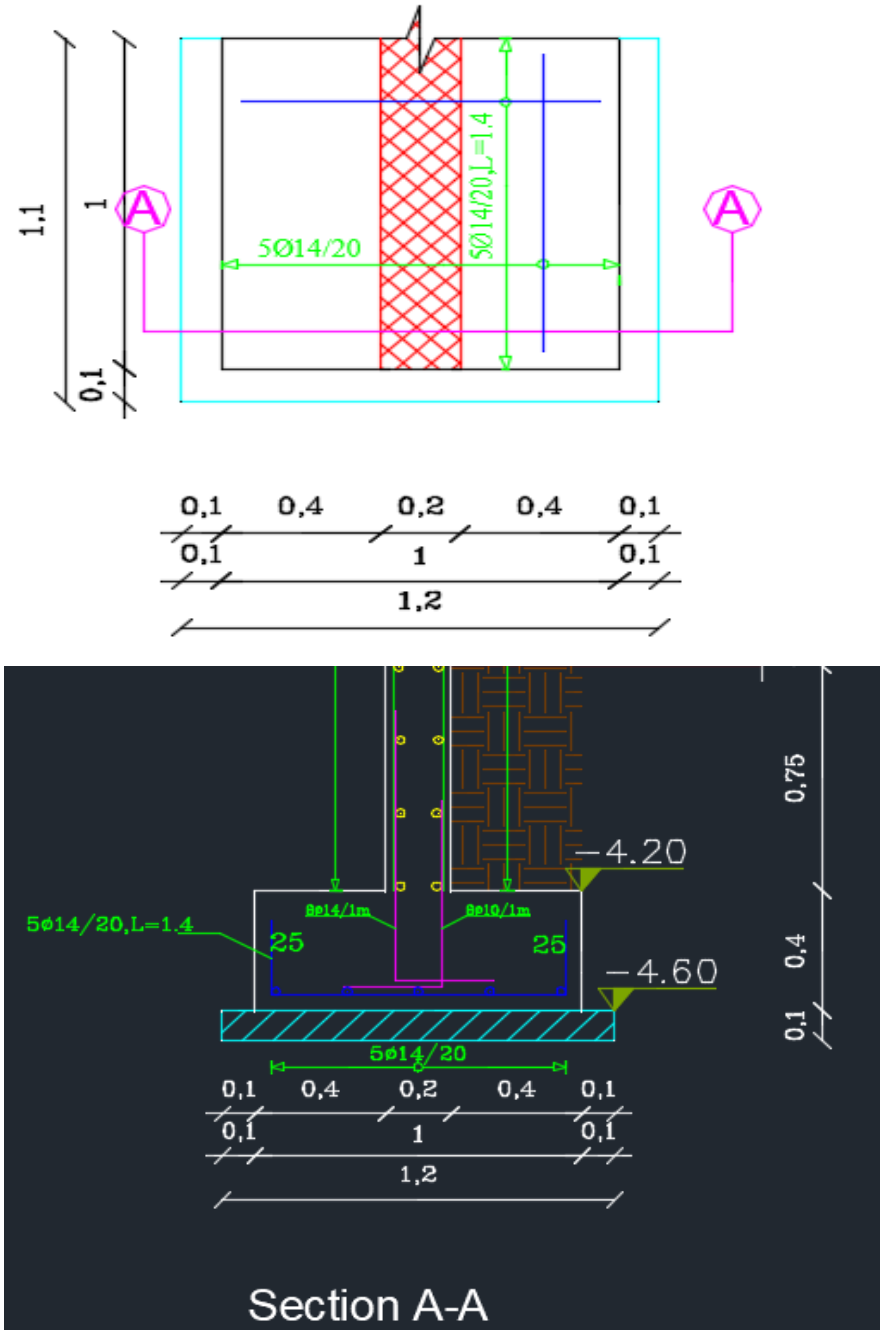


Figure (4-٢4): Reinforcement for strip footing .

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج و التوصيات

5

1.5 النتائج

2.5 التوصيات

3.5 المراجع

4.5الملحقات

1.5النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث،و التعرف على معطياته و جوانبه ،تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

2-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

3- التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ،وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات

1-يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

2-يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

3-ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4-يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5 قائمة المصادر و المراجع

1-كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف

3- ACI Committee 318 (2011),ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 الملحقات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEA`S OR ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^{*}$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)[†]	$\ell/480^{‡}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{§}$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7
المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.	