بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية عمارة في جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل :

علي ناصيف نجوان الحروب

موسى ماريا عبد الرحيم ابو عرقوب

إشراف :

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية عمارة في جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل :

علي ناصيف نجوان الحروب

موسى ماريا عبد الرحيم ابو عرقوب

إشراف :

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لكلية عمارة في جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل :

علي ناصيف نجوان الحروب

موسى ماريا عبد الرحيم ابو عرقوب

إشراف :

د.ماهر عمرو

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

....

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى .... المعلم الأول.... رسولنا الكريم
سيد البشرية محمد بن عبد الله
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

فريق العمل :

علي ناصيف نجوان الحروب

موسى ماريا عبد الرحيم ابو عرقوب

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2015 م

إشراف:

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي, في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لمبنى كلية عمارة ، وتتكون الكلية من 3 طوابق ، بمساحة تقدر ب 6200 متر مربع.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى الإلمام بكيفية تصميم هذه المباني والتي تكون فيها متطلبات التصميم أعلى من غيرها نظرا لاحتوائها على مكاتب وغرف تدريس ومختبرات وساحات كبيرة وتنوع في شكل المبنى حسب التصميم المعماري..

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14), ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :Atir , Safe, Autocad2007, Office2007, Etabs 2015

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

Structural Design for Architecture Faculty

WORKING TEAM:

ALI NASEEF **NAJWAN ALHROOB**

MOUSA MARIA **ABDALRAHEM ABU ARQOUB**

Palestine Polytechnic University -2016

SUPERVISOR:

DR. MAHER AMRO

Project Abstract

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 Architecture Faculty . The building consists of three floors and the total area approximately 6200 m^2.

This project was selected because of the importance to know how to design these buldings, which have a design requirements higher than other tiles with long spans and big theaters and diversity in the form of the building by the architectural design.

It is important mentioning that we will use the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes, for the analysis of the structural and design sections we will use the US Code (ACI_318_14), it must be noted that he will be relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe , Office2007, Atir, Etabs and others.

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

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	xv - viii
List of Abbreviation	xv - xiv
الفصل الأول : المقدمة	4-1
1-1 المقدمة	2
1- 2أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	2
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7إجراءات المشروع	3-4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	17-5
2-1المقدمة	7
2-2لمحة عن المشروع	7
2-3موقع المشروع	8-7
2-4المساقط الأفقية	12-9
2-4-1 الطابق الأرضي	10-9
2-4-2 الطابق الأول	11-10
2-4-3 الطابق الثاني	12-11
2-5 وصف الواجهات	16-13
2-5-1 الواجهة الشمالية	13
2-5-1 الواجهة الجنوبية	14
2-5-1 الواجهة الشرقية	15
2-5-1 الواجهة الغربية	16
2- 6 وصف الحركة	17
2-7 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى	18
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	33-19
3-1 المقدمة	20

20	3-2 هدف التصميم الإنشائي
20	3-3 الدراسات التحليلية و النظرية
23-20	3-3-1 الأحمال
21	3-3-1-1 الأحمال الميتة
21	3-3-1-2 الأحمال الحية
22	3-3-1-3 الأحمال البيئية
32-24	3-4 العناصر الإنشائية
24	3-4-1 العقدات
25	3-4-1-1 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
25	3-4-1-2 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
26	3-4-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
26	3-4-1-4 عقدات العصب ذات الاتجاهين
27	3-4-2 الجسور
28	3-4-3الأعمدة
29	3-4-4جدران القص
30-29	3-4-5 الأساسات
31-30	3-4-6 الأدراج
32-31	3-4-8 فواصل التمدد
80-33	Chapter 4 : Structural Design & Analysis
34	4.1 Introduction
34	4.2 Design method and requirements.
35	4.3 Determination of Slab thickness
36	4.3 Check of minimum thickness of structural member
36-38	4.4 Design of topping.
39-53	(rib 12) Calculations
44	Design of shear of the rib
44	Design of shear of the rib
45	Positive moment $Mu^{(+)}$ = 32.6 kN.m
46	positive for span 2 $Mu^{(+)}$ = 20.3kN.m
48	positive for span 3 $Mu^{(+)}$ = 20.2kN.m
49	positive for span 4 $Mu^{(+)}$ = 32.7 kN.m
50	Design of Max Negative Moment for (Rib)

50	Mu- span1 = - 35.8 kN.m
52	Mu- span 2 = 26 kN.m
54	Design Beam (26) at the ground Floor Slab
58	Design of shear
59	Design of Beam of negative moment
59	Mu =678.7kn .m at support (2)
60	Mu =-366.1 KN.m at support (3).
61	Mu =-539 KN.m at support (4).
62	Design of positive moment
62	Mu = 477.1 KN.m at span (1&2).
63	Mu = 102 KN.m at span (3).
64	Mu = 636.1 KN.m at span (4).
67	Design of column G2
69	Design of ties
70	Design of footing f1
75	Design of stairs
75	Design of flight
77	Design of landing
الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .	66-58
5-1 النتائج	59
5-2 التوصيات	59
5-3 قائمة المصادر والمراجع	60
5-4 الملحقات	61
فهرس الجداول	
جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2016-2017 م	4
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	22
جدول (3-2) الأحمال الحية	23
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	24
Table (4-1) Check of minimum thickness of structure members.	36

38	Table (4-2) Dead load calculation for topping.
42	Table (4-3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

فهرس الأشكال

19-6	الفصل الثاني
8	شكل (2-1) الموقع العام للمشروع
9	شكل (2-2) site plan
10	شكل (2-3) مخطط الطابق الارضي
11	شكل (2-4) مخطط الطابق الاول
12	شكل (2-5) مخطط الطابق الثاني
13	شكل (2-6) الواجهة الشمالية
14	شكل (2-7) الواجهة الجنوبية
15	شكل (2-8) الواجهة الشرقية
16	شكل (2-9) الواجهة الغربية
17	شكل (2-10) Section A-A
18	شكل (2-11) Section B-B
19	شكل (2-12) صورة ثلاثية الابعاد
33-20	الفصل الثالث
25	شكل (3-1) العناصر الانشائية للمباني بشكل عام
26	شكل (3-2) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد
26	شكل (3-3) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين
27	شكل (3-4): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد
27	شكل (3-5): عقده العصب ذات الاتجاهين
28	شكل (3-6) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة
29	شكل (3-7) احد أشكال الأعمدة
30	شكل (3-8) جدار القص
31	شكل (3-9) الأساسات المنفرد
32	شكل (3-10) الدرج
33	شكل (3-11) فواصل التمدد في المبنى
57-33	Chapter 4
37	Figure (4-1) : topping load and moment diagram
38	Figure (4-2) : Topping of one way rib slab

40	Figure (4-3) : Ground floor Ribs
41	Figure (4-4) : Rib (12) location in ground floor
41	Figure (4-5) : One way rib slab
43	Figure (4-6) : Figure (4.6) Geometry of rib R12
43	Figure (4-7) : Loading of rib R12(KN/m).
44	Figure (4-8) : Moment and Shear Envelop for rib R12
54	Figure (4-9) : Moment diagram of Rib
55	Figure (4-10) : Beam location in ground floor slab
56	Figure (4-11) : Reaction of rib R12
57	Figure (4-12) : Geometry of Beam BG-26
57	Figure (4-13) : Loading of Beam BG-26 (KN/m)
58	Figure (4-13) Moment and Shear envelop for Beam BG-26
67	Figure (4.15) reinforcement for beam BG-26

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.

- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- f_y = 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 .

الفصل الأول

المقدمة

1.1المقدمة.

2.1أهداف المشروع.

3.1مشكلة المشروع.

4.1حدود مشكلة المشروع.

5.1المسلمات.

6.1فصول المشروع.

7.1إجراءات المشروع.

1.1المقدمة

إذاتناولنابصفةعامةلوجدناأنالهندسةهيالجسدالذييجمعبينالأدواتالتقنيةالمتاحةوالأنشطةوالمعرفة ,
فهيالنشاطالاحترافيالذييستخدمالتخيلوالحكمةوالذكاءفيتطبيقالعلوموالتكنولوجياوالرياضياتوالخبرةالعمليةلكيتستطيعانتصممونتنتجوتديرال عملياتالتيتتناسبواحتياجاتالبشرية, فالهندسةالمدنيةعموماهيالوسيلةالوحيدةالتيتجعلمنالعالمكاناانسبوأصلحللعيشفيه.

وهندسة المباني هي مجال هندسي يتعامل مع تصميم المنشآت التي تدعم أو تقاومالأحمال. وعادة ما تعتبر هندسة المباني تخصصا داخل الهندسة المدنية, إلا أنه يمكن دراستها على حدة, تعنى بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشآت وتطبيقاتها آخذينبنظر الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكيةوالديناميكية وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياحوزلازل وظروف الطقس المختلفة.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعاتالمختلفة ,ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح البشر . والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهقومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك ,بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

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 لمبنى كلية عمارة جامعية في مدينة الخليل ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدةو الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الاول والثاني من السنة الدراسية 2016-2017 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs , safe , Atir, Sap)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة 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.
5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات والملحقات.

7.1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

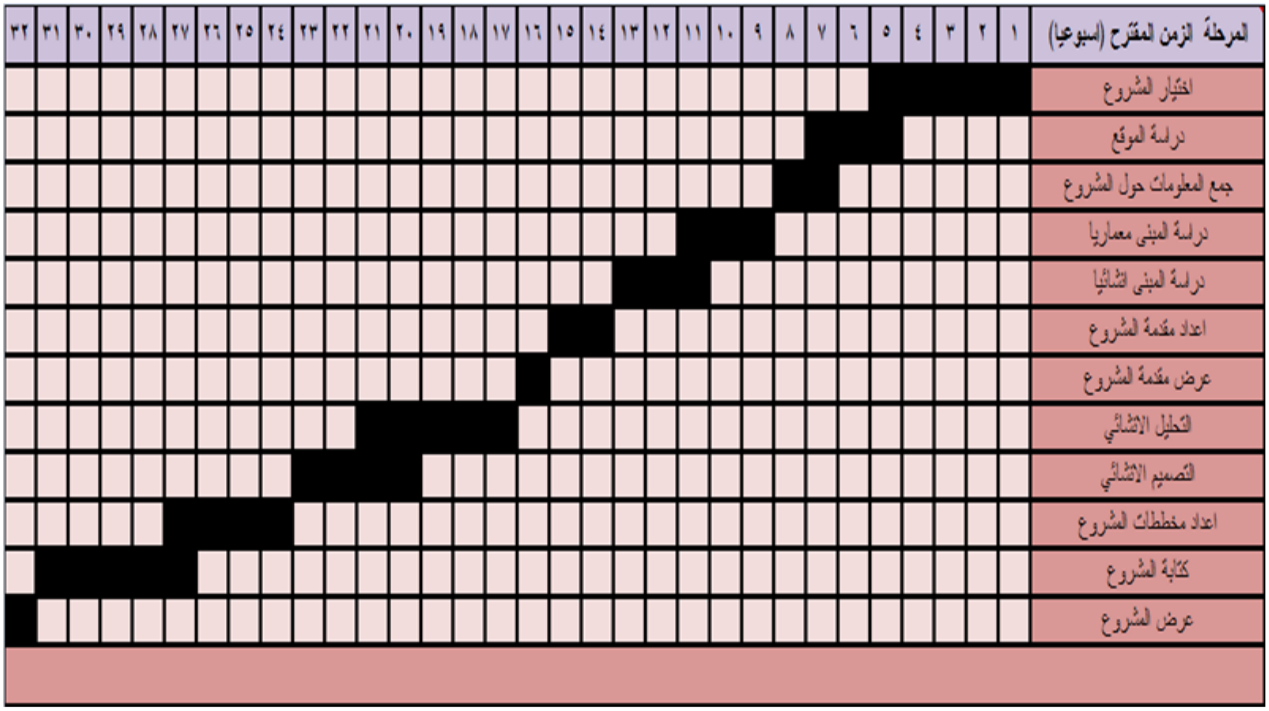
5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

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

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.



جدول (1-1)

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

1.2 مقدمة

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

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ِ وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .

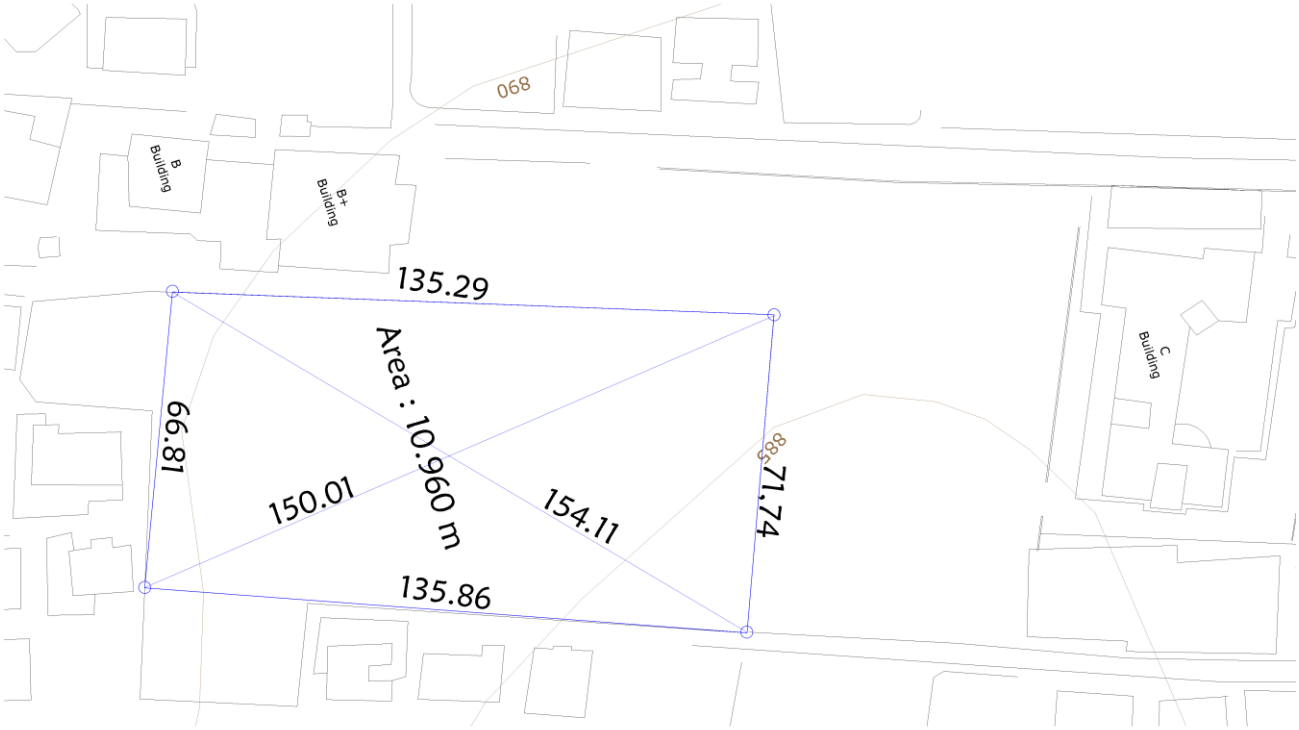
2.2 لمحة عن المشروع

تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم إنشائي متكامل مع مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم ;كلية العمارة الذي يجب أن تتوفر فيه جميع العناصر التي سوف تجعل الكلية مميزة من ناحيةوظيفية و معماريه و أن يراعي كافه ألامورمن حيث المساحات والحركةومتطلبات السلامة العامة وأمورأخرى مع مراعاةإمكانية التمدد المعماري المستقبلي .

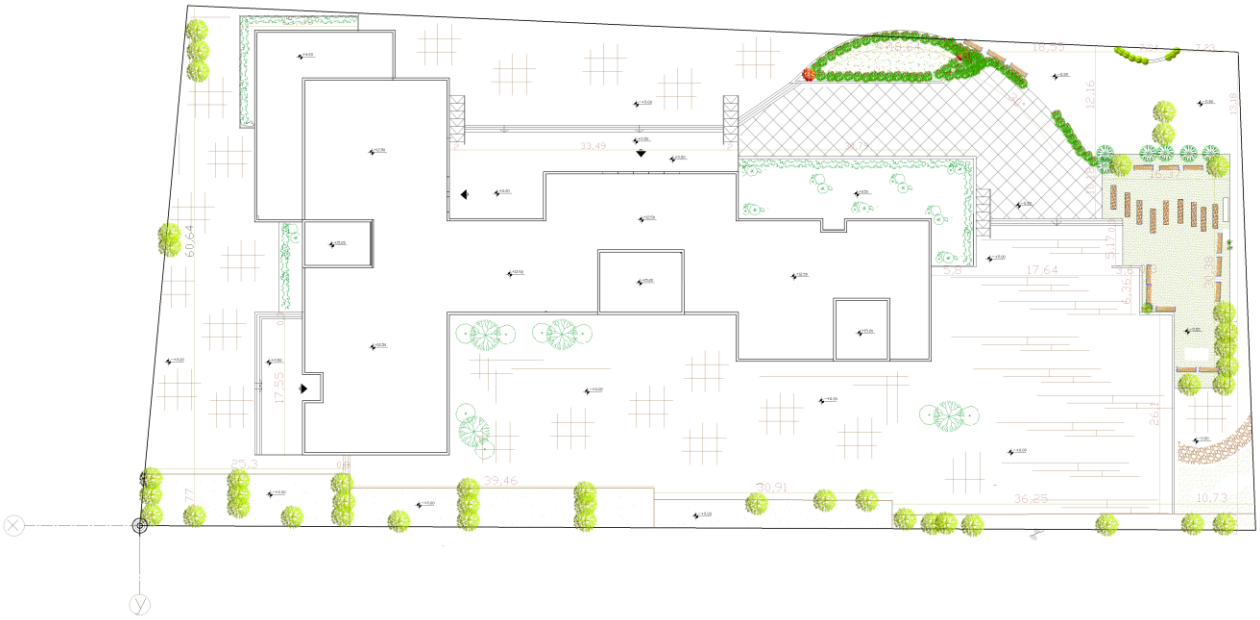
يتكون الكلية من ثلاثة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب 6200 متر مربع.

3.2 موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل منطقة الضاحية – واد الهرية = وهو جزء من جامعة بوليتكنك فلسطين , ويمتاز بسهولة الوصول إليه منقبل وسائل النقل العام. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع،منها.شارع الفحص وشارع واد الهرية وتقع الارض على ارتفاع 895 من منسوب سطح الارض .



شكل (2-1): الموقع العام للمشروع



شكل (2-2): site plan

4.2 وصف المساقط الأفقية :

1.4.2الطابق الأرضي :

يتكون هذا الطابق من مجموعة من قاعات المحاضرات والمختبرات وغرف الانتظار ومكاتب المدرسين والمرافق الاخرى كالحمامات والمطبخ بمساحة تقريبا 2000 متر مربع ويوضح المخطط المداخل والمخارج للمبنى ويقع على منسوب 0.5+ من منسوب الارض الطبيعية والتي تقع على 895 م عن سطح البحر .

موزعة كما في الشكل .

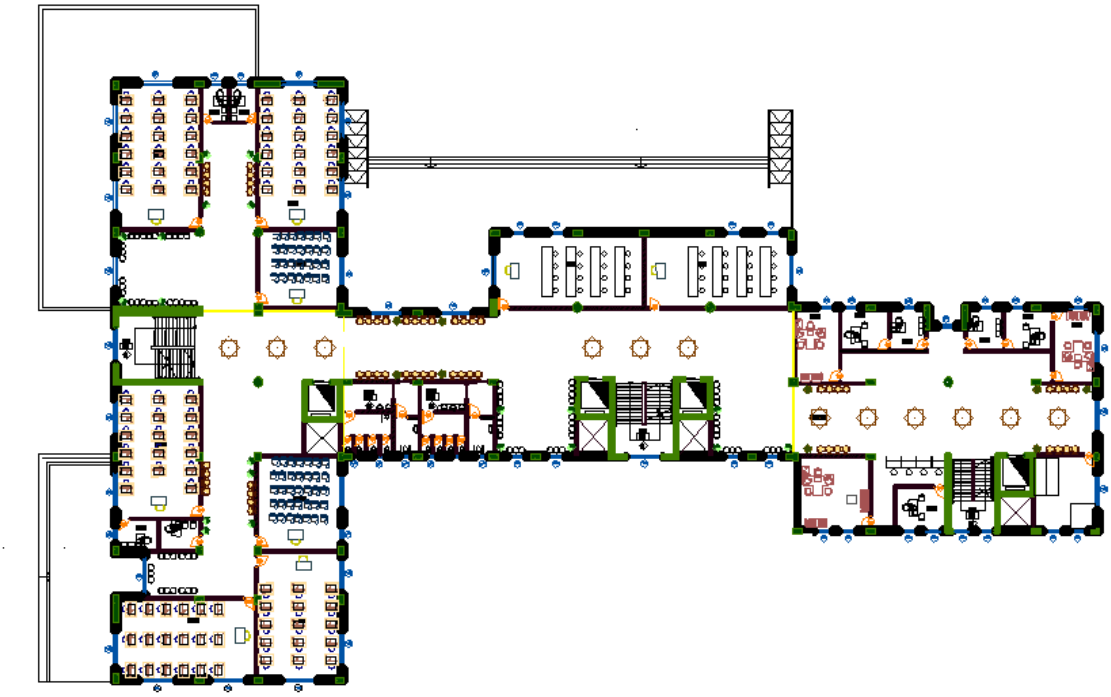
ويوضح الشكل أيضاً الأدراج والمصاعد التي يتصل هذا الطابق من خلالها مع الطوابق الأخرى .

شكل (2-3): مخطط الطابق الأرضي .

2.4.2الطابق الأول :

يتكون هذا الطابق من مجموعة من قاعات التدريس والمختبرات ومرافق كالحمامات وغرف للمدرسين ويق هذا الطابق على منسوب +4.5 ويتميز بوجود ارتداد في المبنى عن الطابق الأرضي .

ويوضح الشكل أيضاً الأدراج والمصاعد التي يتصل هذا الطابق من خلالها مع الطوابق الأخرى .



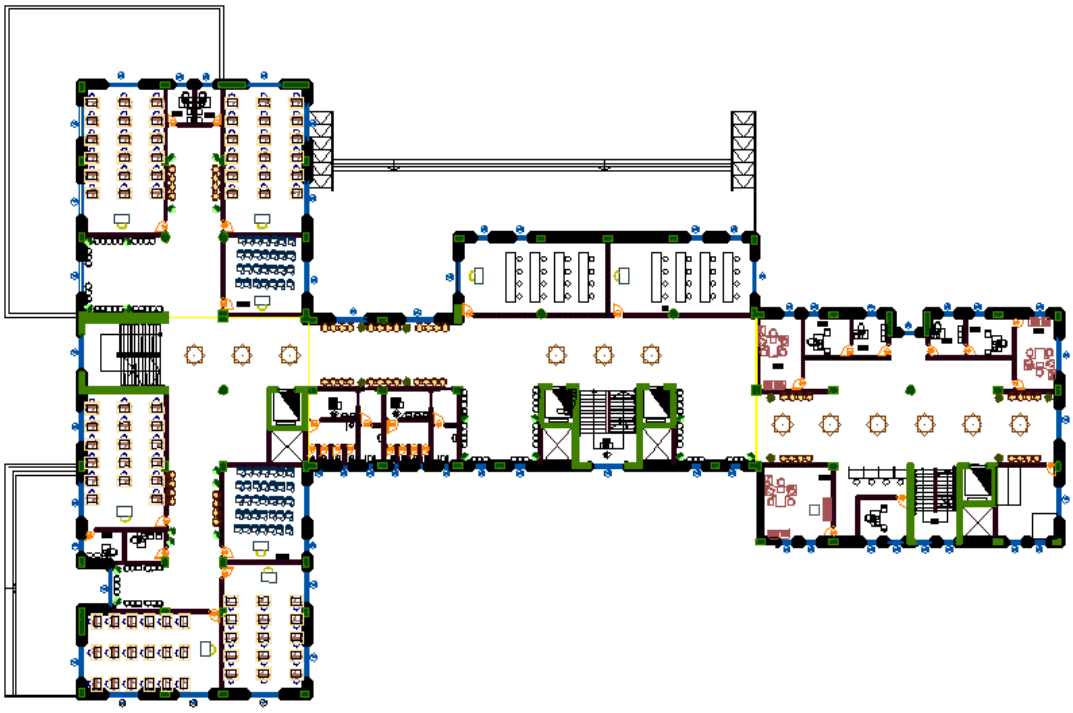
شكل (2-4): مخطط الطابق الأول .

3.4.2الطابق الثاني :

المساحة الكلية لهذا الطابق 2000 متر مربع ويقع على منسوب +8.5 متر .

ويتميز هذا الطابق أيضاً بوجود بروزات وتراجعات عن الطوابق الأخرى تساعد في إعادة توزيع المساحات وإضافة مزايا جمال معمارية للمبنى ككل .

ويحتوي هذا الطابق على ومكاتب وقاعات تدريس كما هو مبين بالشكل ، ويوضح الشكل أيضا المصاعد والأدراج التي يتصل بها المبنى مع الطوابق الأخرى.



شكل (2-5): مخطط الطابق الثاني .

5.2 وصف الواجهات :

1. الواجهة الشمالية:

يظهر في هذه الواجهة كغيرها من واجهات المبنى أسلوب المصمم في تشكيل الصورة البصرية للمبنى من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء والتشطيب ، إضافة إلى استخدام الواجهات الزجاجية والنوافذ المتسعة لإضفاء طابع جمالي خاص على المبنى إلى جانب الطابع الوظيفي الخاص بهذه النوافذ من تهوية وإنارة طبيعية .

شكل(2-6): الواجهة الشمالية

2. الواجهة الجنوبية :

تحتوي على المدخل الثانوي للجزء الجنوبي للمبنى .

نلاحظ من خلال الشكل أدناه التناغم والاتزان الحاصل في الصورة البصرية للمبنى نتيجة توزيع الكتل والفتحات في المبنى ، وتنوع مواد البناء بشكل بسيط غير مبالغ فيه ، إضافةإلى البروز والاختلاف في ارتفاعات الكتل المكونة للمبنى الأمر الذي أدى إلى إضفاء طابع جمالي خاص للواجهة .

شكل(2-7): الواجهة الجنوبية

3. الواجهة الشرقية :

تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى

يظهر في هذه الواجهة كغيرها من واجهات المبنى أسلوب المصمم في تشكيل الصورة البصرية للمبنى من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء والتشطيب ، إضافة إلى استخدام الواجهات الزجاجية والنوافذ لإضفاء طابع جمالي خاص على المبنى إلى جانب الطابع الوظيفي الخاص بهذه النوافذ من تهوية وإنارة طبيعية .

شكل(2-8) : الواجهة الشرقية

4. الواجهة الغربية :

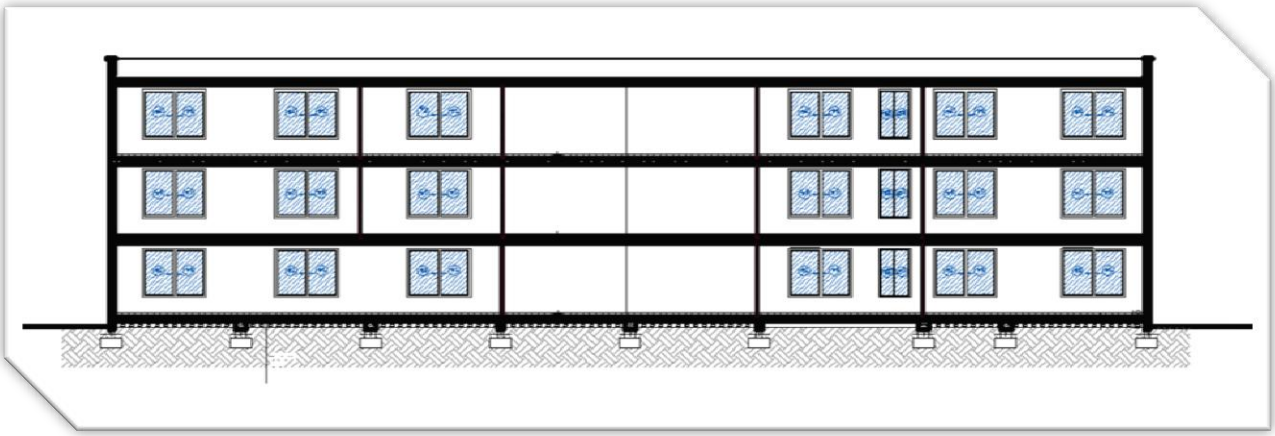
تعد هذه الواجهة انعكاس للواجهة الشرقية للمبنى كما يظهر في الشكل أدناه .

وتحتوي على تنوع في معماري في المواد المستخدمة وايضا على واجهات زجاجية بشكل متناسق

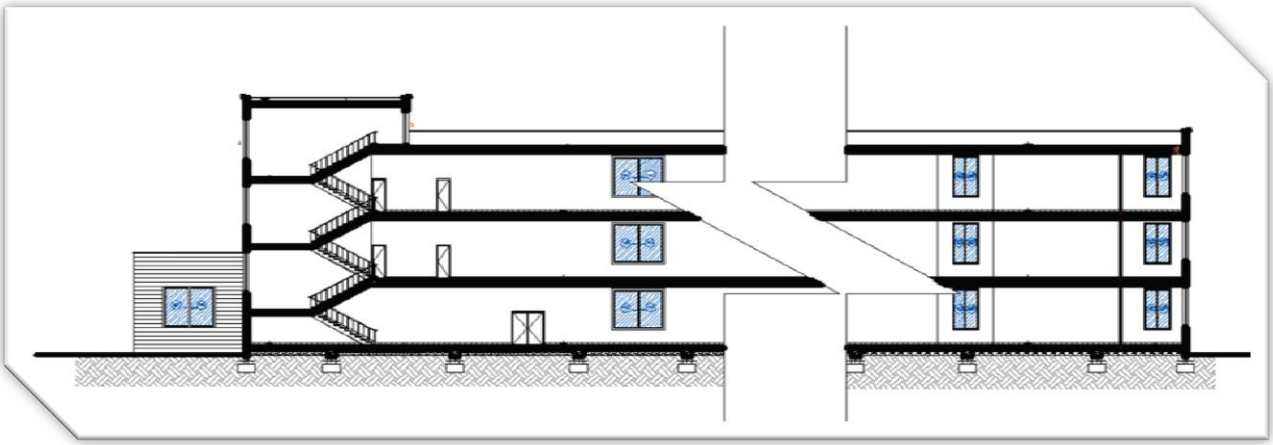
الشكل(2-9): الواجهة الغربية

6.2 وصف الحركة :

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية, الموقع المرفق يبين سلاسة الحركةخارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليهأما بالنسبة للحركة الأفقية في الانتقال داخل الطابق الواحد تكون بشكل حلقي حول المصاعد او نافورة المياه داخل المبنى ، لكن الحركة والانتقال بين المباني تكون فقط من خلال الطابق الأرضي، فإنها تتمفي جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج.وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنىأفقيا وعموديا:



شكل(2-10): Section A-A



شكل(2-11): Section B-B

صورة ثلاثية الابعاد توضح المبنى والبروزات فيه .

شكل(2-12):صورة ثلاثية الابعاد للمبنى

الفصل الثالث

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

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 الإنشائيه 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 الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. 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.

1.3.3 الأحمال

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

1.1.3.3 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 والإتجاه.

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	25
4	الطوب	15
5	القصارة	22
6	الرمل	16

2.1.3.3 الأحمال الحية

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

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

الجدول (3-2) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	المباني التجارية	4.0
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
7	المباني التعليمية والكليات	5.0

3.1.3.3 الأحمال البيئية

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

1. الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

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.

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

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

حمل الثلج على سقف المبنى

يحدد حمل الثلج على سقف المبنى (كن/ م ٢) بضرب حمل الثلج المقدر على أرض الموقع

في معامل الشكل لحمل الثلج طبقًا للمعادلة التالية: (So)

$Sd = \mu i \, So$

حيث:

S_o = حمل الثلج الموقعي على الأرض (كن/$م^2$)

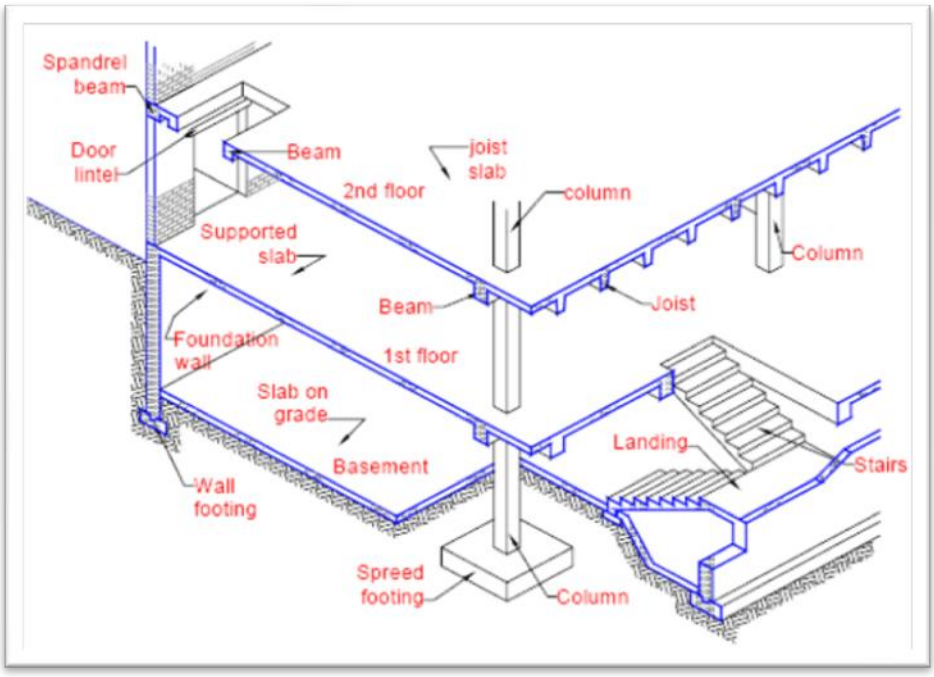
معامل الشكل لحمل الثلج=μi

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإنقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التى 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 (UBC) .

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.



الشكل (3-1): العناصر الانشائية للمباني

1.4.3 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، دون تعرضها إلى تشوهات.

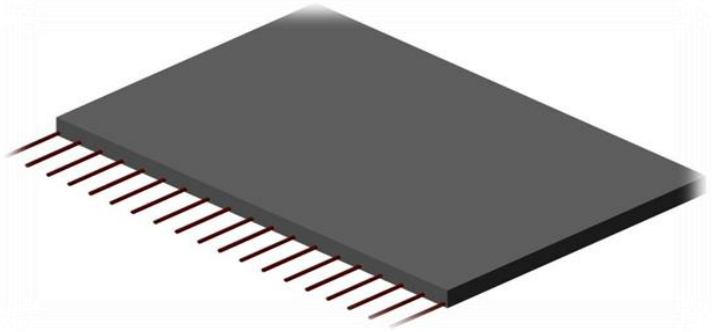
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

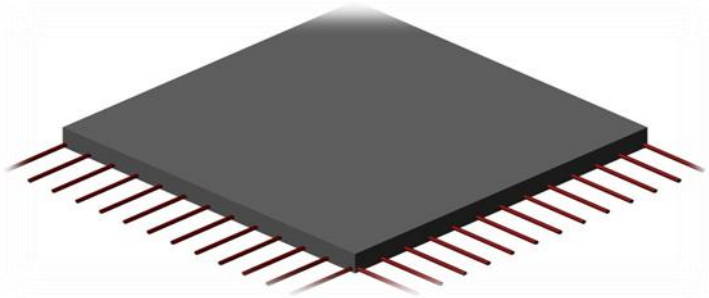
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة.



الشكل (3-2): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

2.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

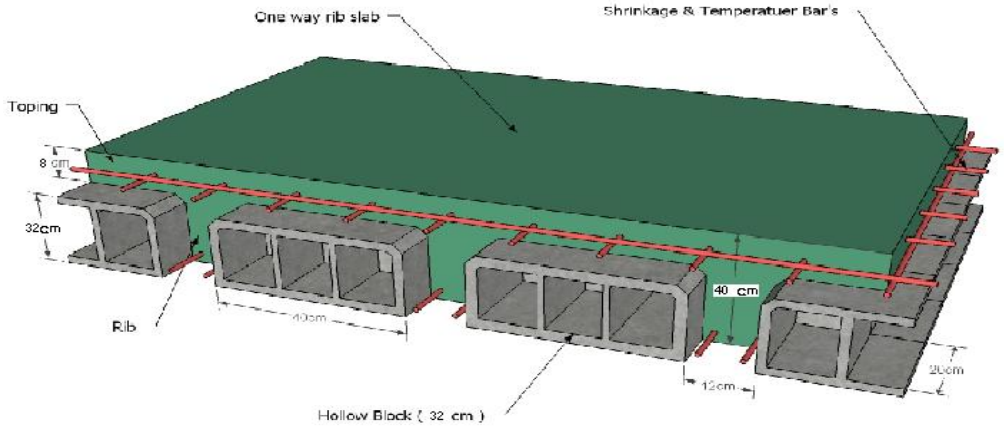
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-2). تم استخدام هذا النوع من العقدات في عقدة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



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

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

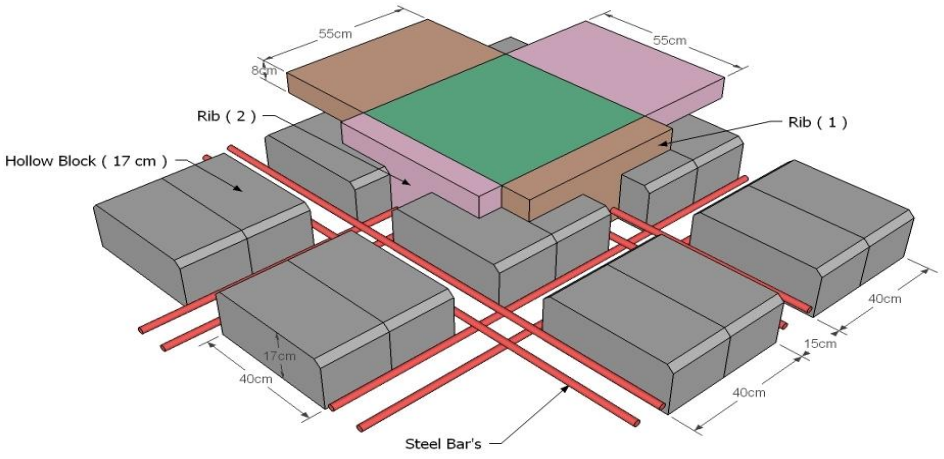
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

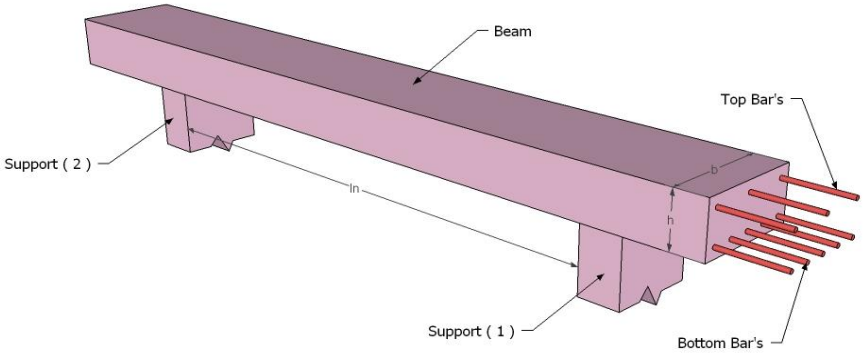
و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

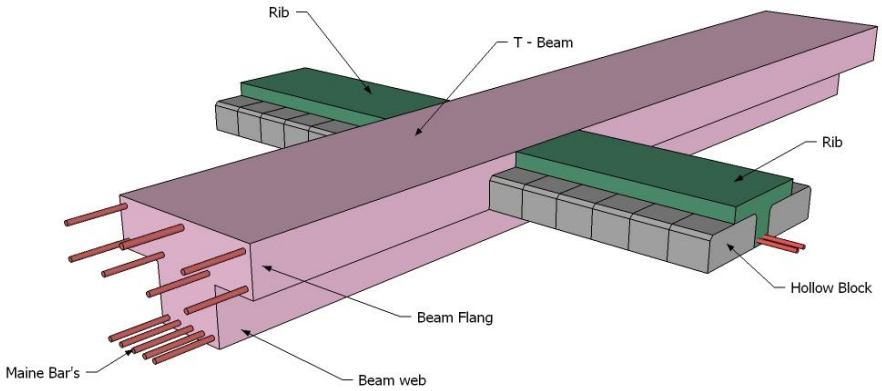


الشكل (3-5): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتقاربة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من نوع drop beam في اغلبها تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

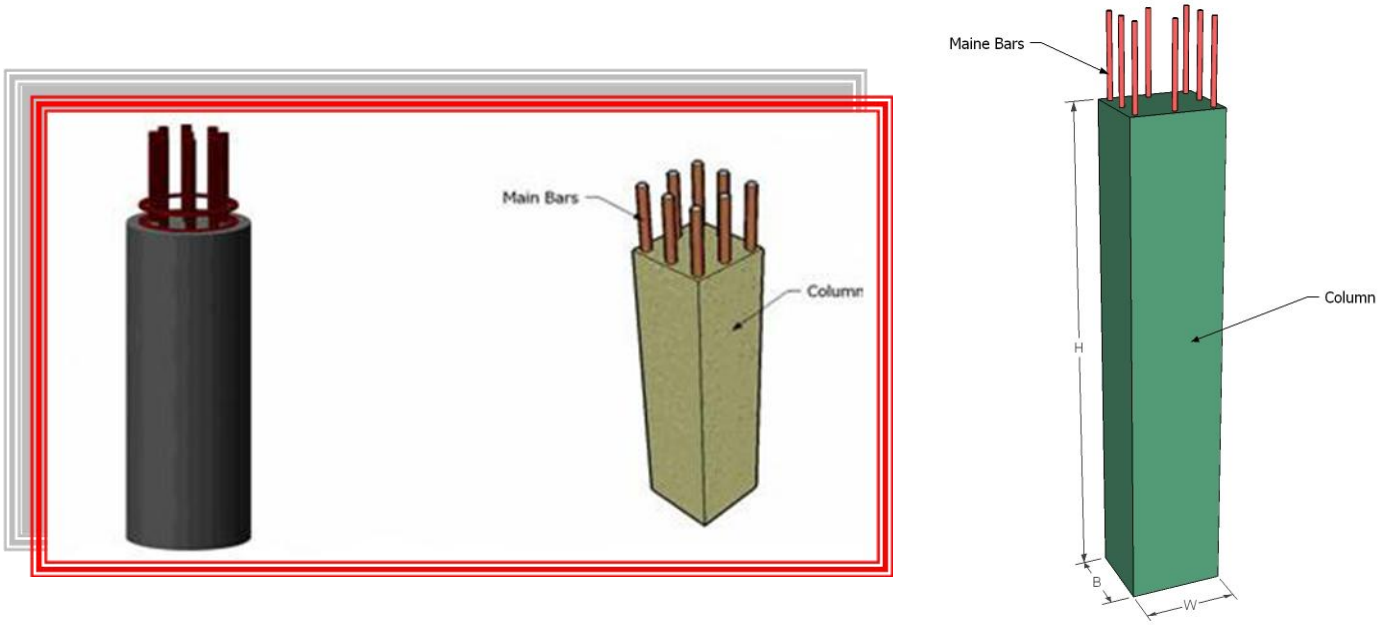




الشكل (3-6) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.4.3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى.لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين ، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة.ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول , فهناك الأعمدة الطويلة, بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة , ومن حيث طبيعتها, ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل, ويبين الشكل (3-6) مقطعا لعمود:



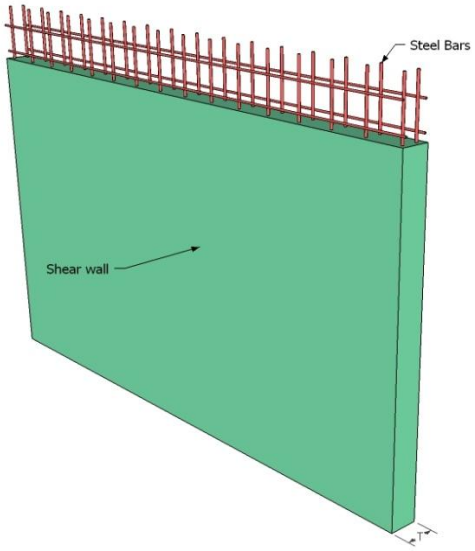
الشكل (3-7): أحد أشكال الأعمدة.

4.4.3 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 .

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

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

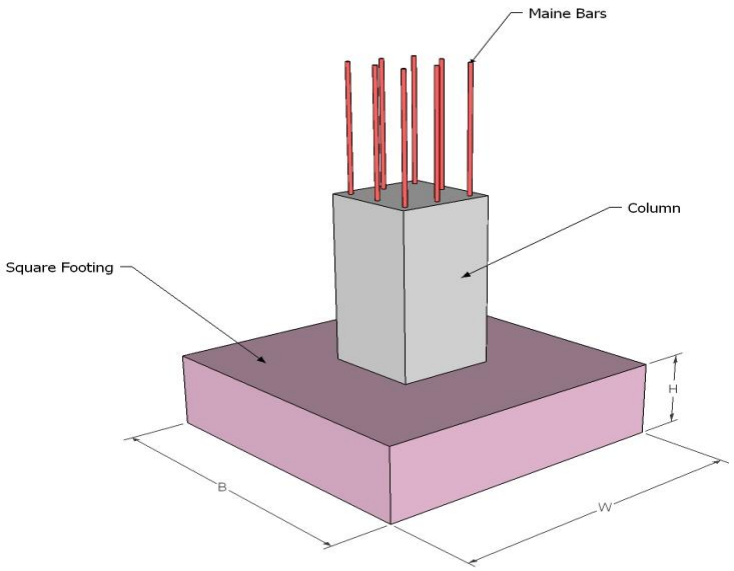


الشكل (3-8): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

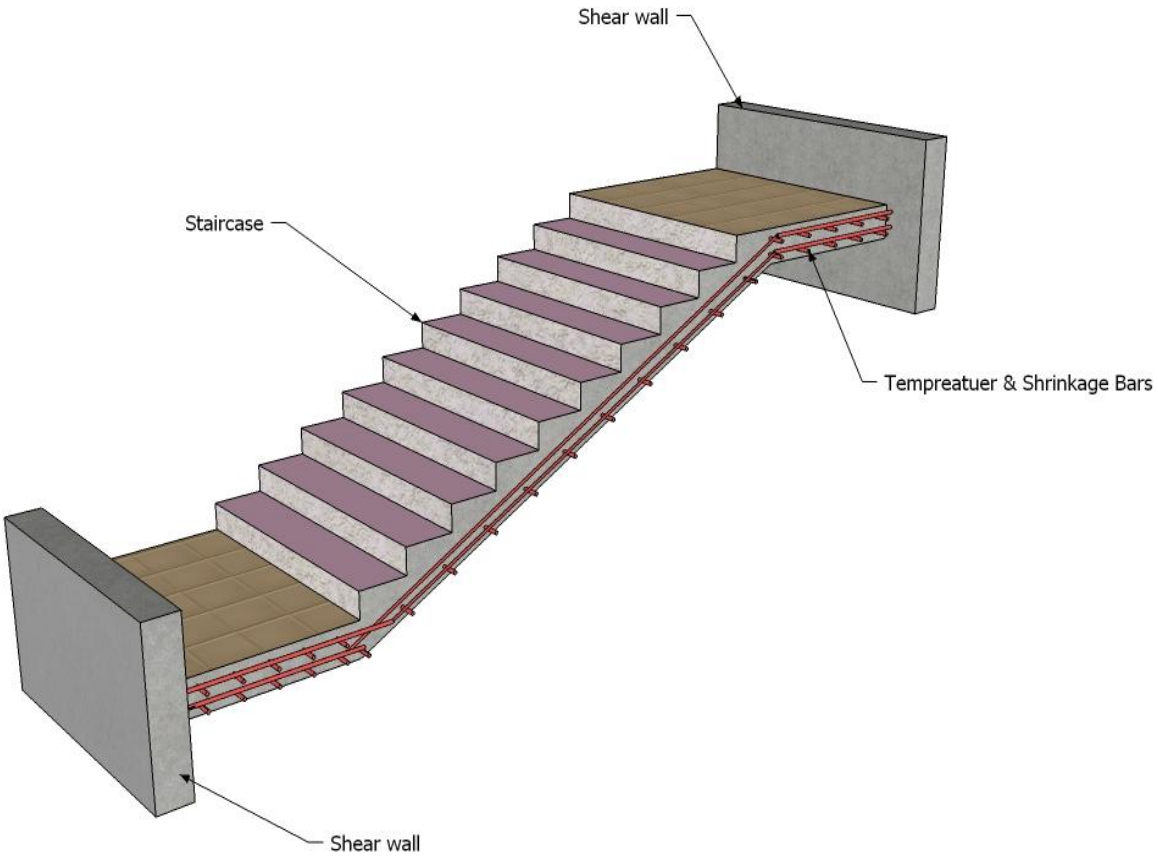
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل (3-9) : الأساس المنفرد.

6.4.3 الأدراج:

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة .ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي. والشكل (3-9) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3-10): الدرج .

7.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

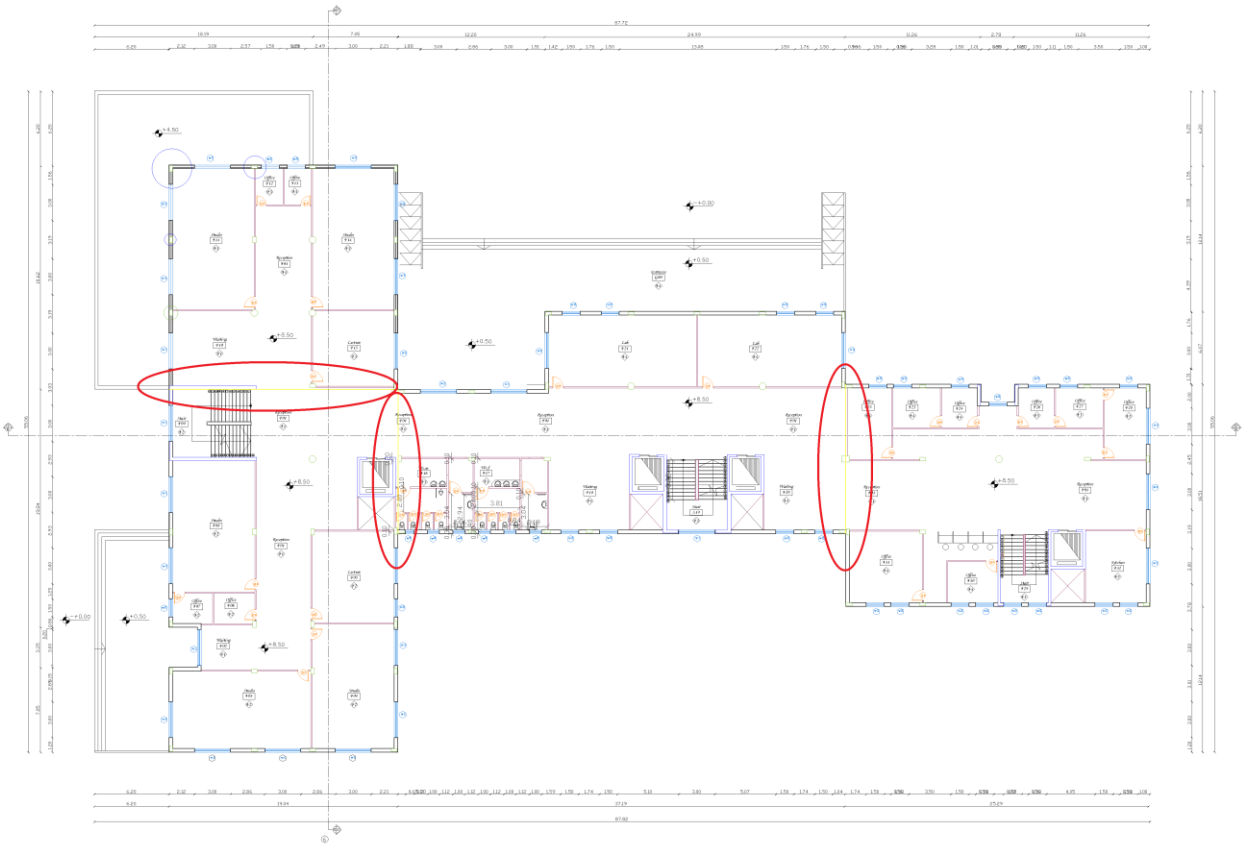
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , و لذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات .

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

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

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.
- يكون فاصل التمدد من 2 - 5 سم .

وقد تم وضع 3 فواصل تمدد في المبنى على هذا الشكل المبين .



الشكل (3-11): فواصل التمدد .

4 Chapter Four

Structural Analysis and Design

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 1 or 3 , BF) Calculations.

4.6 (Beam 2, BF) Design of Beam.

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 highcompressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, whichcan provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes andspecifications 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/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements andassumptions of **ACI_code (318_14)**.

✓ **Strength design method:**

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

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is thenproportioned such that the strength is reached when factored load is acting.

The computation ofthis 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 2014
  UBC
- ✓ Material :

Concrete: B350…. (fc'= 35*0.8 = 28MPa) .

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement
{fy = 420 N/mm²(MPa)}
Mild steel : A-36
Connection Type : Weld , Bolts

✓ 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-318-14(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-14)

	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=6.13/18.5=33.14 cm
select : 35cm thickness with 27 cm block and 8 toping .

For beam :

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=6.93/18.5=37.46 cm
select h=(27+8)=35 cm for rib slab with drop beam h=50 cm (deflection control).

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

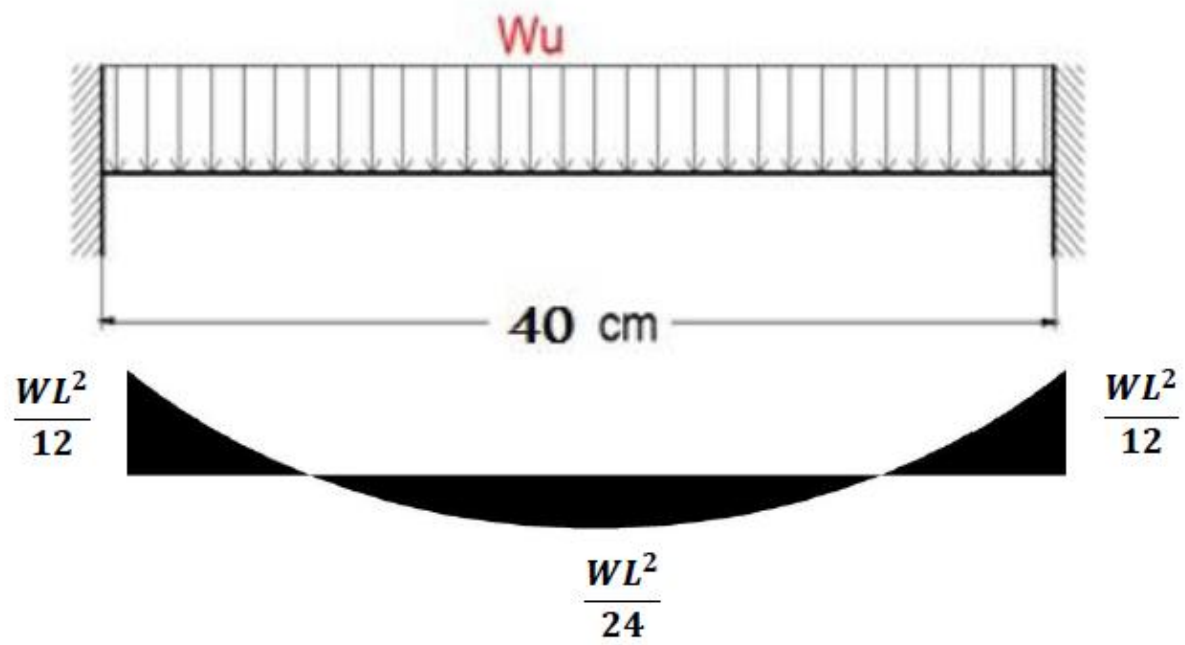


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

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.	Partsof Rib	Quality Density KN/m^3	Calculation		
1	**Reinforced Concrete Topping**	25	0.08×25×1		
2	**Sand**	16	0.07×16×1		
3	**Mortar**	22	0.02×22×1		
4	**Tile**	23	0.03×23×1		
5	**Partition**	0	0×1		
		∑ =		4.25	KN/m

Nominal total dead load = 4.25 KN/m^2.
Nominal total live load = 5KN/m^2.

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

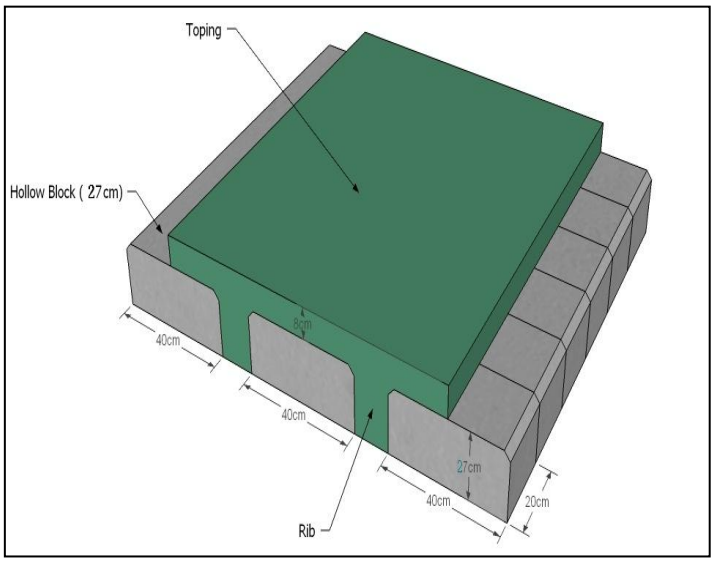


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

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

13.1KN/m. (total factored load)

$$\text{Max } M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.175 \text{ KN. m}$$

$$\text{Max } V_u = \frac{W_u * l}{2} = 2.62 \text{ KN. m}$$

Design of shear:

Used fy = 420 MPa& fc' = 24MPa

$$\Phi * V_c = 0.75\times\sqrt{28}\times\frac{1}{6}\times 1000\times 80 = 52.92KN >> 2.62k\text{N}$$

No shear reinforcement is required.

Design of Moment:

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{28} * 1000 * 80^2/6 = 1.3 \text{ KN. m}$$

$$\emptyset M_n = 1.3 \text{ KN. m} > M_u = 0.175 \text{ KN. m}$$

No structural reinforcement is required.

The strength of plain concrete section > loaded section.

The plain concrete section is safe; however, minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used.

$\rho = 0.0018$,*ACI-318-11*

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

∴Use Φ 8 @15 cm

$As = 335.1mm^2/m > As_{\min} = 144mm^2/m$ *Ok*

4.5) Design Rib :

Design of Rib R12

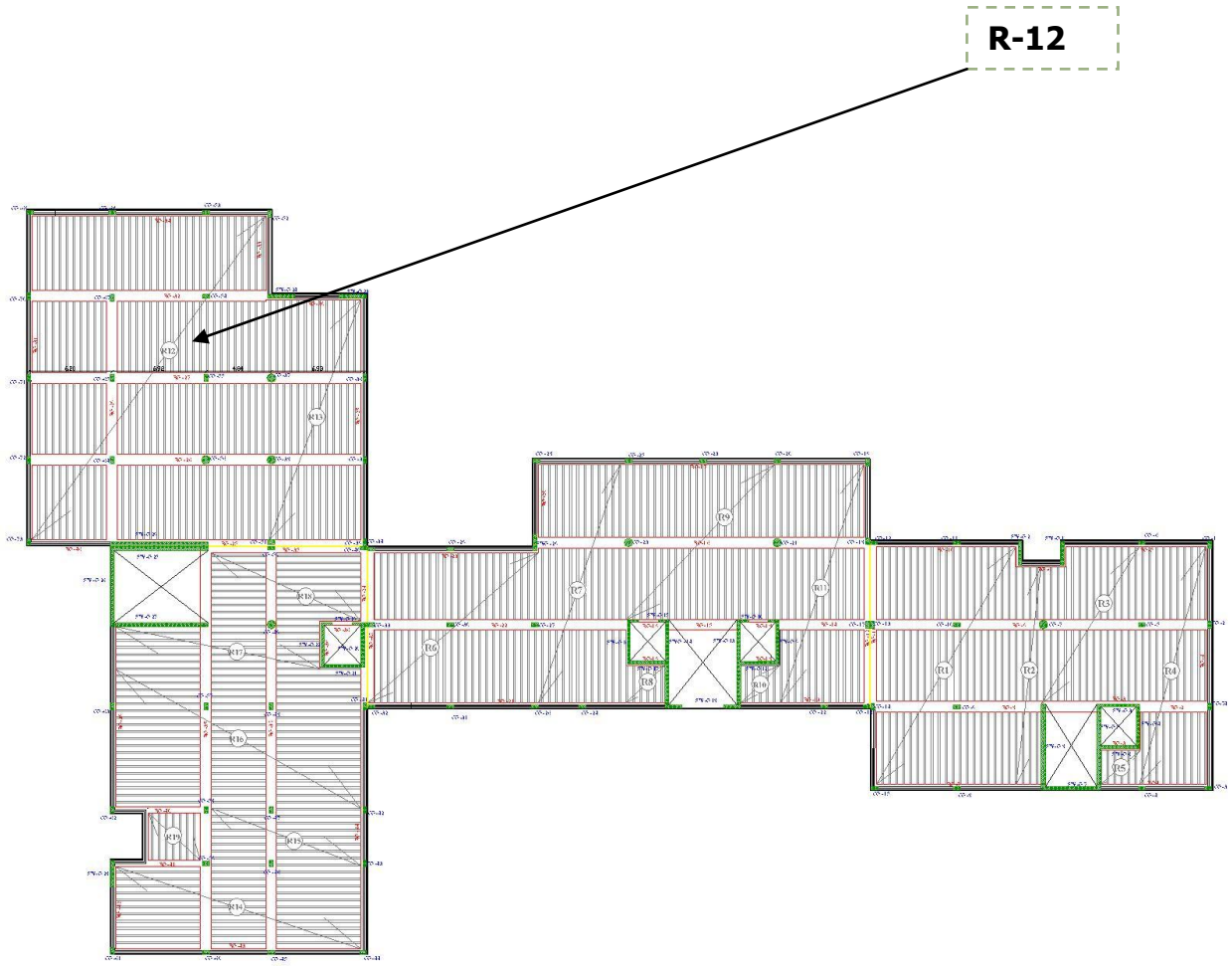


Fig. (4-3) : Ground floor Ribs

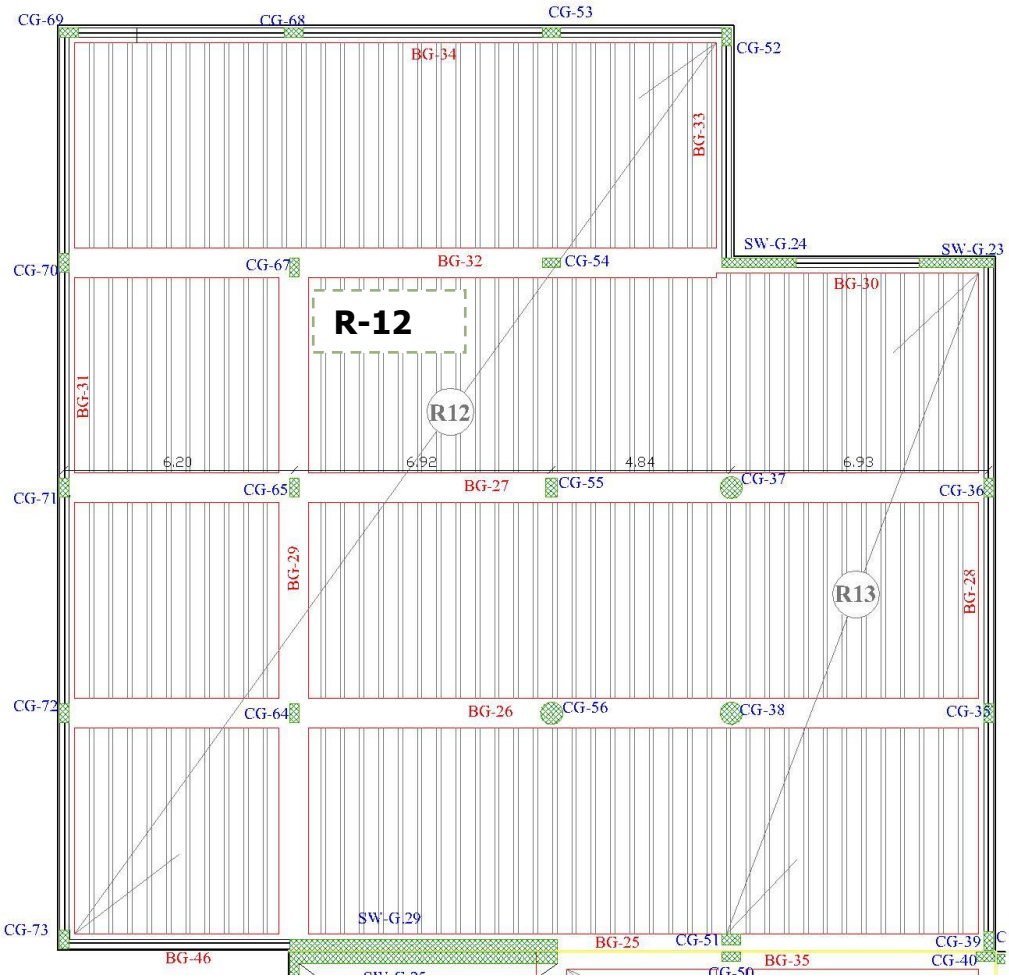


Fig. (4-4) : Rib (12) location in ground floor

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

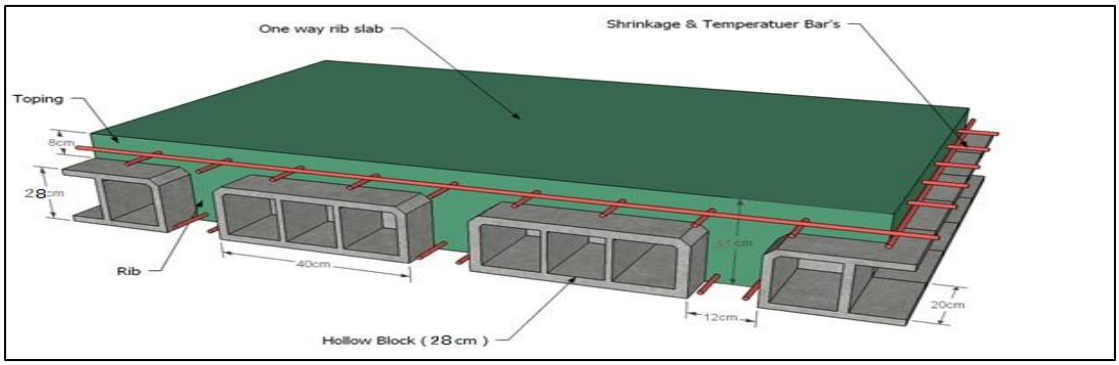


Fig. (4-5) : One way rib slab

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**	0.0	0.0		
			∑ =	4.87	KN/m

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

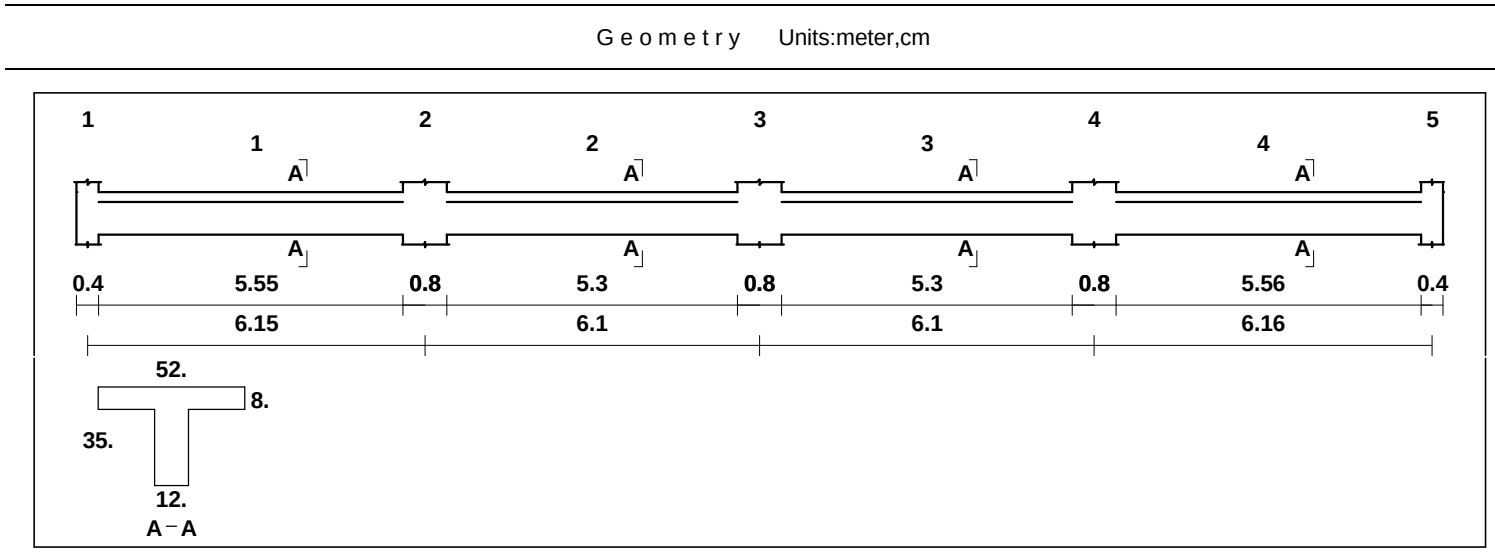


Figure (4.6) Geometry of rib R12

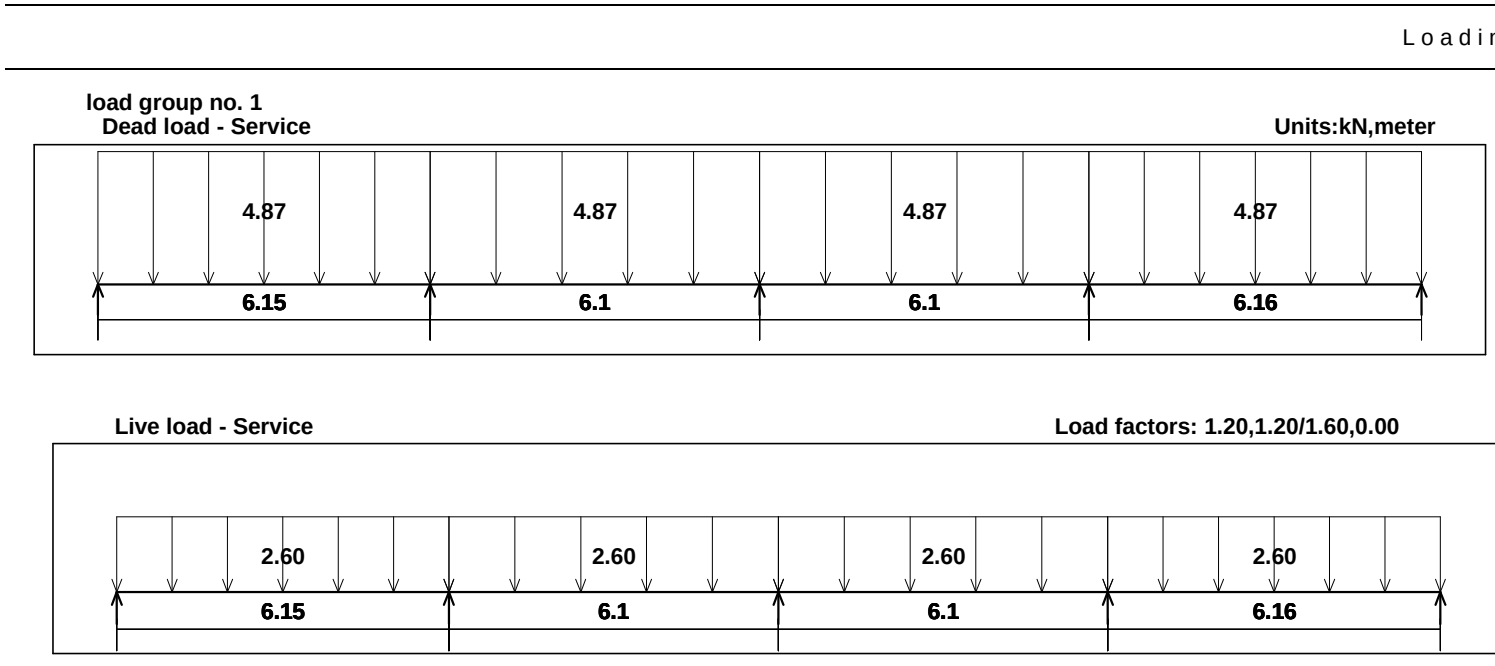
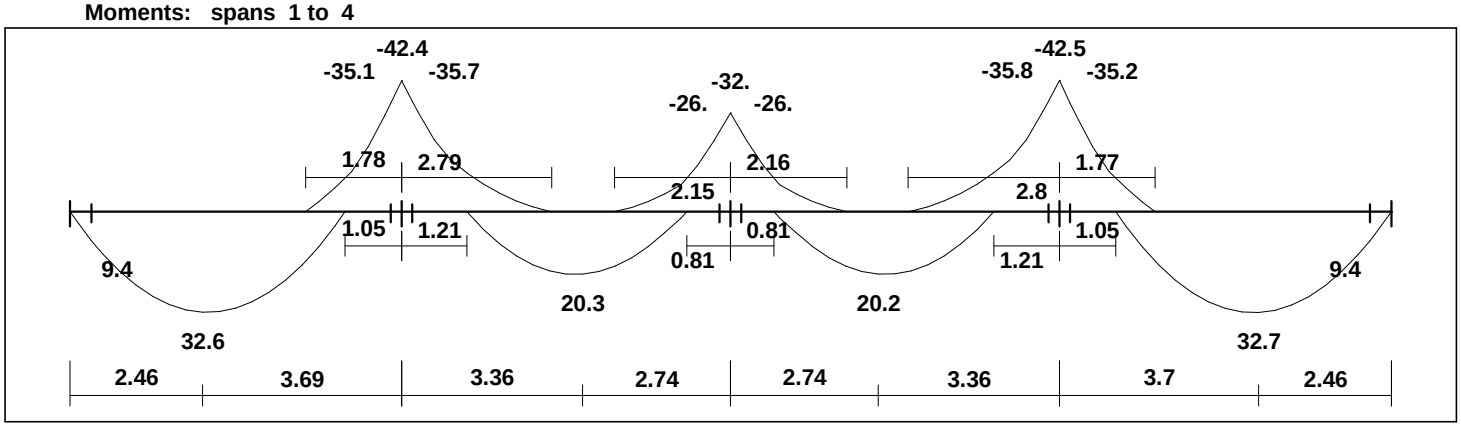


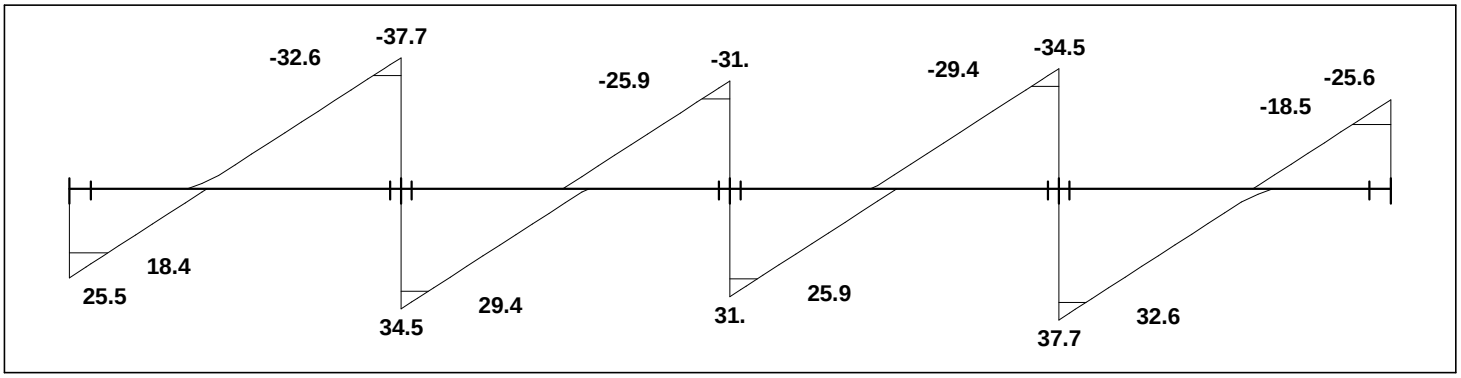
Figure (4.7) Loading of rib R12(KN/m).

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 4



Shear



Reactions

Factored

DeadR	**14.14**	**40.97**	**32.95**	**41.01**	**14.16**
LiveR	**11.41**	**31.2**	**29.02**	**31.23**	**11.42**
Max R	**25.55**	**72.17**	**61.97**	**72.24**	**25.59**
Min R	**12.79**	**52.74**	**41.9**	**52.77**	**12.82**
Service					
DeadR	**11.78**	**34.14**	**27.46**	**34.18**	**11.8**
LiveR	**7.13**	**19.5**	**18.13**	**19.52**	**7.14**
Max R	**18.91**	**53.64**	**45.6**	**53.69**	**18.94**
Min R	**10.94**	**41.5**	**33.05**	**41.53**	**10.97**

Figure (4.8) Moment and Shear Envelop for rib R12

- **Design of shear for rib R12**

Categories for shear design:

Vu = 32.6KN

Use Φ8 with two legs

d=350-20-8-7=315

1. ***Region I :***

$1.1\Phi Vc \geq Vu$

$1.1\Phi\ \text{Vc} = 1.1\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \text{b}_\text{w} \times \text{d}$

$1.1\Phi\ \text{Vc} = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{28}}{6} \times 120 \times 315 = 27.5\text{KN} < \text{Vu} = 32.6\text{KN}$

$\Phi\ \text{Vs min} = \Phi \times \frac{\sqrt{fc'}}{16} \times bw \times d$

$\Phi\ \text{Vs min} = 0.75 \times \frac{\sqrt{28}}{16} \times 120 \times 315 = 9.38 KN$

$\Phi Vs_{\min} = \Phi(\frac{1}{3}) \times bw \times \text{d}$

$\Phi Vs_{\min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 120 \times 315 = 9.45 KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 25 + 9.45 = 34.45 KN$

$27.5 KN < 32.6 KN \leq 34.45 KN$

Case III minimum Shear reinforcement required .So,

Use Φ 8,2 leg

A_v = 100.53 mm^2.

Vs = $\frac{v_u}{\emptyset} - v_c = \frac{32.6}{0.75} - 33.33 = 10.14\ KN$

$$Sreq = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{100.53 * 420 * 315}{10.14 * 1000} = 1311.65\, mm$$

$$s_{req} \leq s_{max}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\, mm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{315}{2} = 158\, mm\ (control)$$

Use Φ8, @ 15 cm (2Legs).

- **Design of Positive Moment:**

Effective Flange width (b_E) , *ACI-318-14*

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

b_E = (2200) / 4 = 550 mm

b_E = 120 + 16 (80) = 1400mm

b_E = 520 mm..... control

»Use M_u max positive for span 1 = 32.6 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ14 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–7= 315mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.08*(0.315-0.08/2)=245 KN.m

Φ*Mn= 245 KN.m>> M_u = 32.6 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.1 mm^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{32.6*10^6}{(0.9)(520)(315)^2} = 0.70Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*0.7}{420}}\right) = 0.00169$$

A_s = 0.00169(520) (315) = 276.82 mm^2> $A_{s\ min}$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 276.82/154= 1.798 * Note $A_{\Phi 14}$= 154mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =308 mm^2>276.82mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$308 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$

$a = 10.45mm$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315 - 12.29}{12.29} \times 0.003 = 0.0739$$

$\varepsilon_s = 0.0739 > 0.005$

Ok…….

»Use M_u max positive for span 2 = 20.3kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ14 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–7= 315mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.08*(0.315-0.08/2)=245 KN.m

Φ*Mn= 245 KN.m>> M_u = 20.3 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.1mm^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{20.3*10^6}{(0.9)(520)(315)^2} = 0.44Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*0.44}{420}}\right) = 0.00106$$

A_s = 0.00106(520) (315) = 173.63mm^2> $A_s\ \min$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 173.63/113= 1.53 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.19 mm^2>173.63mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$226.19 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$$

$$a = 7.68mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{7.68}{0.85} = 9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315-9}{9} \times 0.003 = 0.102$$

$\varepsilon_s = 0.102 > 0.005$?

Ok…….

»Use M_u max positive for span 3 = 20.2kN.m =”span 2 Mu max=20.3KN.m”

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ14 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–7= 315mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.08*(0.315-0.08/2)=245 KN.m

Φ*Mn= 245 KN.m>> M_u = 20.3 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \; ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.1 mm^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{20.3*10^6}{(0.9)(520)(315)^2} = 0.44 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*0.44}{420}}\right) = 0.00106$$

A_s = 0.00106(520) (315) = 173.63 mm^2> $A_s \text{ min}$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 173.63/113= 1.53 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $A_{s\ (provide)}$ =226.19 mm^2>173.63mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$226.19 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$

$a = 7.68mm$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{7.68}{0.85} = 9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315 - 9}{9} \times 0.003 = 0.102$$

$\varepsilon_s = 0.102 > 0.005$

Ok…….

»Use M_u max positive for span 4 = 32.7 kN.m =”span 1 Mu max=32.6 KN.m ”

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ14 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–7= 315mm

Φ*Mn =0.9*0.85* ƒc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.08*(0.315-0.08/2)=245 KN.m

Φ*Mn= 245 KN.m>> M_u = 32.6 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.1mm^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{32.6*10^6}{(0.9)(520)(315)^2} = 0.70\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*0.7}{420}}\right) = 0.00169$$

A_s = 0.00169(520) (315) = 276.82 mm^2> $A_{s\ min}$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 276.82/154= 1.798 * Note $A_{\Phi 14}$= 154mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =308 mm^2>276.82mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$308 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$$

$$a = 10.45mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315 - 12.29}{12.29} \times 0.003 = 0.0739$$

$\varepsilon_s = 0.0739 > 0.005$

Ok…….

- **Design of Max Negative Moment for (Rib):**

»The maximum negative moment from spans with support (2) =”support(4)” is

Mu = - 35.8 kN.m

Mn = 35.8/ 0.9 = 39.78 kN.m

~ Assume bar diameter Φ16for main negative reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–8= 314mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.27*(0.314-0.27/2)=538.32KN.m

Φ*Mn= 538.32KN.m>> M_u = 35.8 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(314) = 118.7mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{35.8*10^6}{(0.9)(520)(314)^2} = 0.78Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*0.78}{420}}\right) = 0.00189$$

A_s = 0.00189(520) (314) = 308.6 mm^2> $A_s\ \min$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 308.6/201.1= 1.53 * Note $A_{\Phi 16}$= 201.1mm^2

Select top bars 2Φ16

Total $As_{(provide)}$ =402.12 mm^2>308.6mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$402.12 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$$

$$a = 13.65mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{13.65}{0.85} = 16.06mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 16.06}{16.06} \times 0.003 = 0.0557$$

$\varepsilon_s = 0.0557 > 0.005$

Ok…….

»The maximum negative moment from spans with support (3) is

Mu = 26 kN.m

Mn = 26/ 0.9 = 28.89kN.m

~ Assume bar diameter Φ14for main negative reinforcement.

d = 350 – 20 – 8–7= 315mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*28*0.52*0.27*(0.315-0.27/2)=541.33 KN.m

Φ*Mn= 541.33KN.m>> M_u =26 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \; ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.1 mm^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{26 * 10^6}{(0.9)(520)(315)^2} = 0.56 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.56}{420}}\right) = 0.00135$$

A_s = 0.00135(520) (315) = 221.13mm^2> $A_s \text{ min}$ = 126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 221.13/154= 1.44 * Note $A_{\Phi 14}$= 154mm^2

Select top bars 2Φ14

Total As $_{(provide)}$ =308 mm^2>126mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$308 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 520 \times a$$

$$a = 10.45mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315 - 12.29}{12.29} \times 0.003 = 0.0739$$

$$\varepsilon_s = 0.0739 > 0.005$$

Ok…….

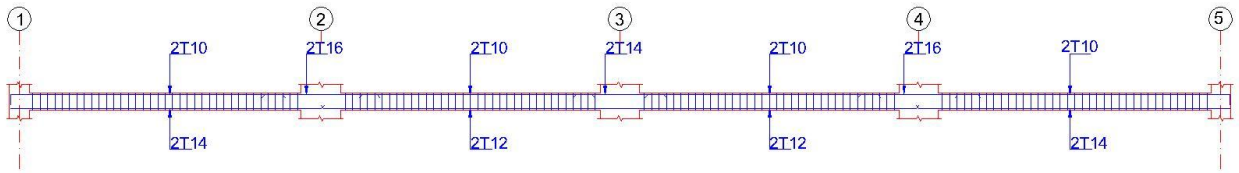
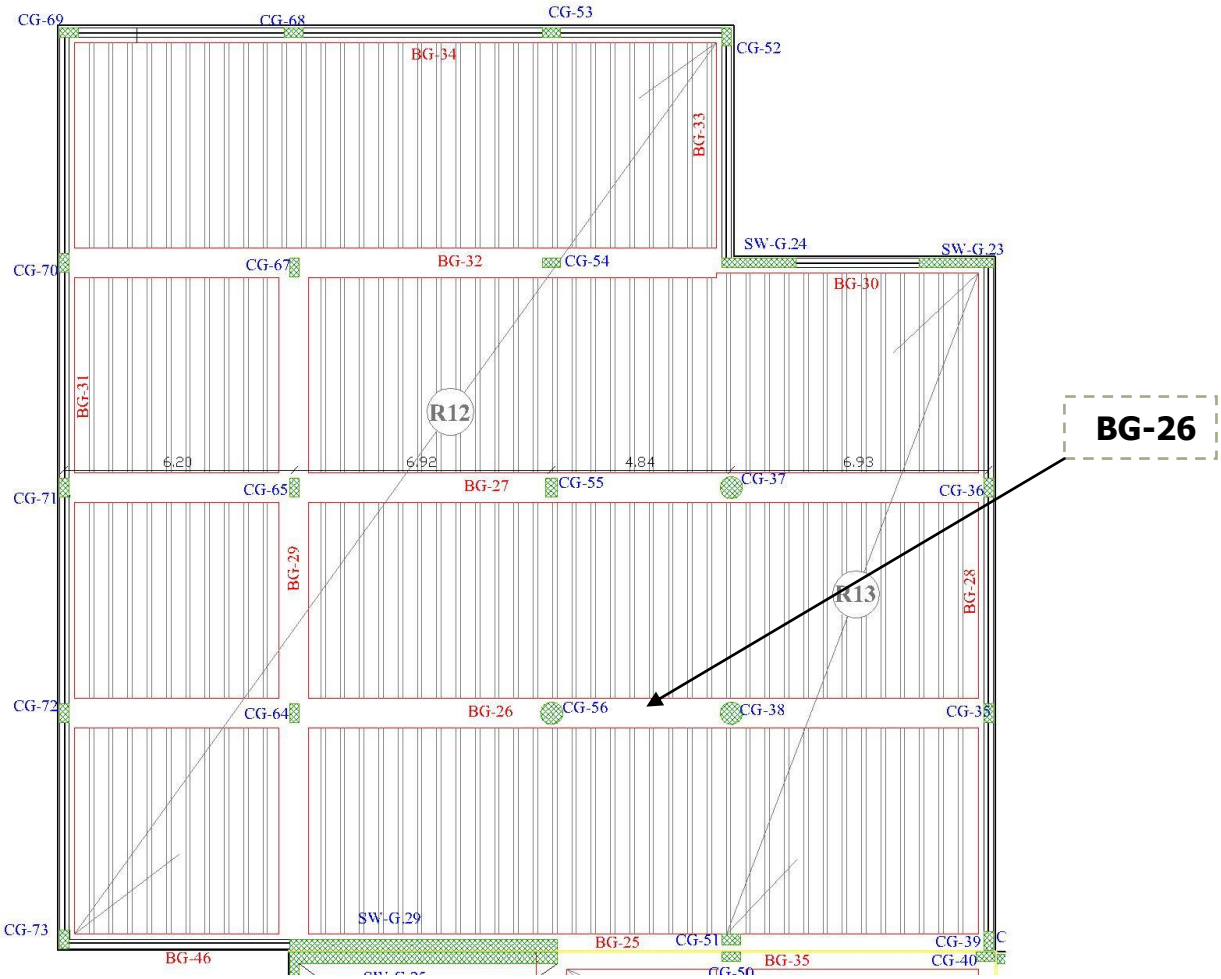


Figure 9 beam detaling

Design of Beam BG-26



Figure(4.10)Beam location in ground floor slab

Load calculations for Beam:

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **BG-26** can be defined from the support reactions of the rib **R12 AND R13.**

Reactions

Factored

DeadR	14.14	40.97	32.95	41.01	14.16
LiveR	11.41	31.2	29.02	31.23	11.42
Max R	25.55	72.17	61.97	72.24	25.59
Min R	12.79	52.74	41.9	52.77	12.82
Service					
DeadR	11.78	34.14	27.46	34.18	11.8
LiveR	7.13	19.5	18.13	19.52	7.14
Max R	18.91	53.64	45.6	53.69	18.94
Min R	10.94	41.5	33.05	41.53	10.97

Figure (4.11) Reaction of rib R12

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R12) upon beam (BG-26) is **(34.14KN)**. The distributed Dead load from Rib (R12) on Beam(BG-26):

$$DL_{from\ Rib}=\frac{34.14}{0.52}=65.65\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R12) upon beam (BG-26) is **(19.52KN)**. The distributed Live load from Rib (RG12) on Beam (BG-26):

$$LL_{from\ Rib} = \frac{19.52}{0.52} = 37.5\ KN/m$$

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

Geometry Units:meter,cm

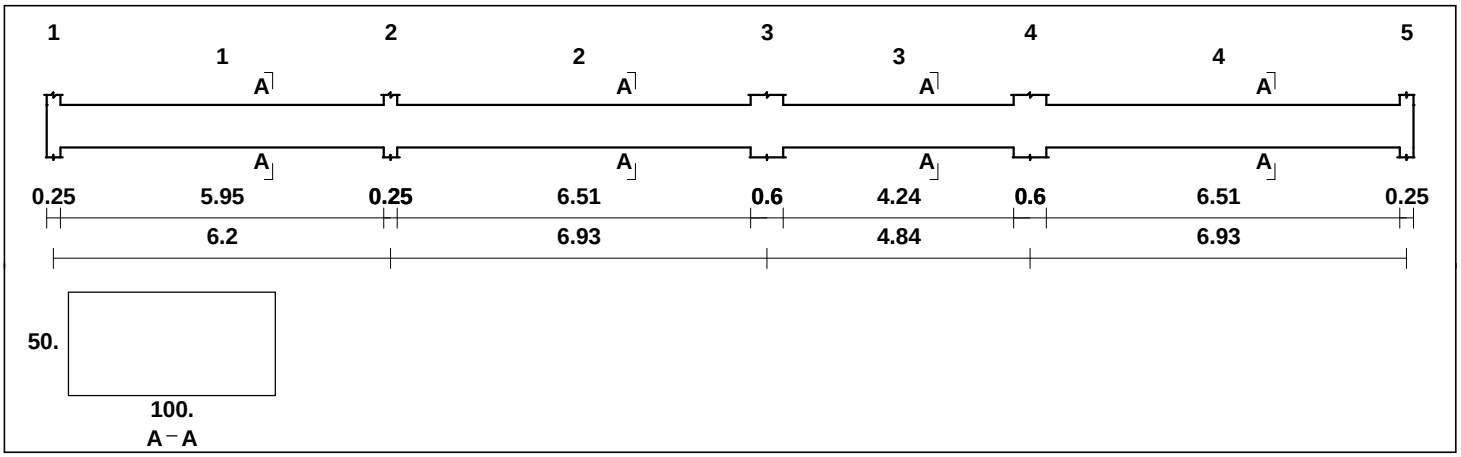


Figure (4.12) Geometry of Beam BG-26

Loading

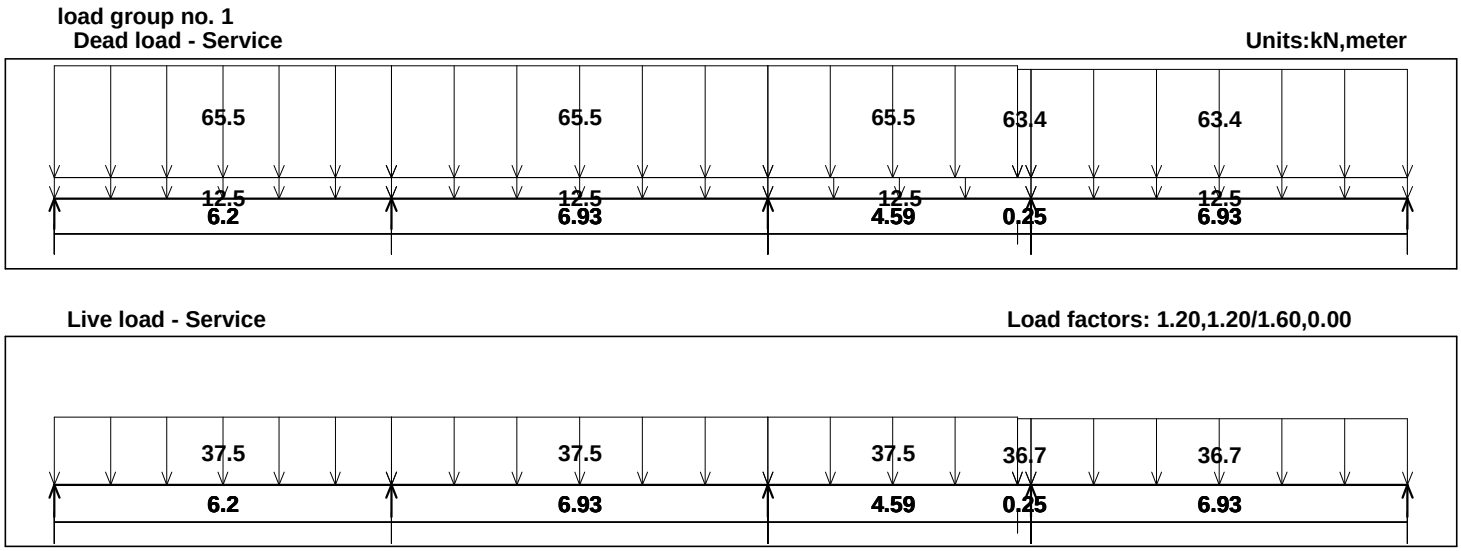
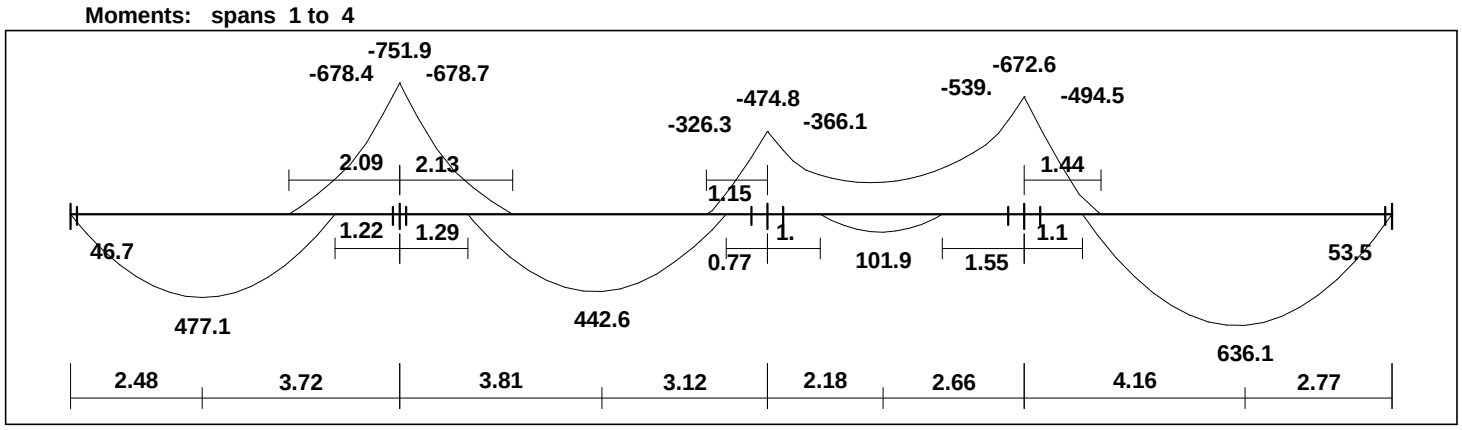
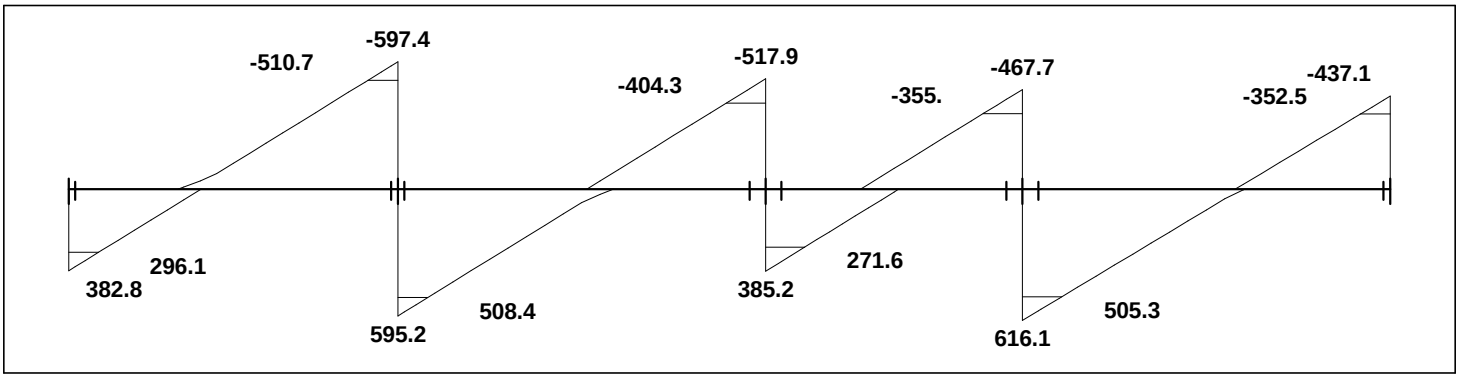


Figure (4.13) Loading of Beam BG-26 (KN/m).

57

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





Reactions

Factored

DeadR	217.96	717.78	487.77	629.27	259.77
LiveR	164.88	474.85	415.41	454.57	177.34
Max R	382.84	1192.63	903.18	1083.84	437.11
Min R	192.78	929.2	543.08	731.88	249.93
Service					
DeadR	181.63	598.15	406.48	524.39	216.47
LiveR	103.05	296.78	259.63	284.1	110.84
Max R	284.68	894.93	666.11	808.5	327.31
Min R	165.9	730.29	441.04	588.52	210.32

Figure (4.14) Moment and Shear envelop for Beam BG-26

Assume bar diameter Φ25 for main reinforcement.

Selected drop beam

$b_w = 80cm, h = 50cm$

$d = 500 - 40 - 12 - \frac{25}{2} = 435.5mm$

- **Design of shear for Beam :**

ACI – 318 – Categories for shear design:

$V_{u\ critical}$ = 510 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 435.5$

V_c= 384.1KN.

Φ V_c= 0.75*384.1=288.1 KN

$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}b_w\ d$

$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{28} * 1000 * 435.5$

$v_{s,min} = 144\ kn$

$v_{s,min} = \frac{1}{3}b_w\ d$

$v_{s,min} = \frac{1}{3} * 1000 * 435.5$

$v_{s,min} = 145.2KN$

Case III minimum Shear reinforcement required .So,

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq 3\ \emptyset * v_c$

0.75(384.1+145)=396.83<510<3* 0.75*384.1=864.23

So, shear reinforcement are required.

Use 4 leg Φ 12.

Av =452.4 mm^2.

$V_s = V_n - V_C = \frac{510}{0.75} - 384.1 = 295.9KN$

$S = \frac{A_v f_{yt}\ d}{v_s} = \frac{452.4 * 420 * 435.5}{384.1 * 1000} = 215.43\ mm$

$s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm$

$S\ max = \frac{d}{2} = \frac{435.5}{2} = 217.75\ mm$

Select 4 leg Φ12, @ 150 mm (2 Legs)

- Design of Beam of negative moment :

➢ **Mu =-678.7 KN.m at support (2).**

Mn= Mu/0.9

= 678.7/0.9 =754.11 KN.m

~ Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{678.7*10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 3.98Mpa$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*3.98}{420}}\right) = 0.0104$$

A_S = 0.0104 (1000) (435.5) =4529.2mm^2> $A_{s\ min}$ = 1451.67mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 4529.2/491 = 9.22 * Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm^2

Select bar 10 Φ 25

Total As $_{(provide)}$ = 4910mm^2>4529.2 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$4910 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$a = 86.65mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{86.65}{0.85} = 101.94mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 101.94}{101.94} \times 0.003 = 0.0098$$

$$\varepsilon_s = 0.0098 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2\times 40 - 2\times 12 - 10\times 25}{9} = 71.78mm > 25mm....ok$$

- **Mu =-366.1 KN.m at support (3).**

Mn= Mu/0.9
= 366.1/0.9 = 406.78 KN.m

~ Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{366.1*10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 2.14Mpa$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*2.14}{420}}\right) = 0.00535$$

A_s = 0.00535 (1000) (435.5) =2330mm^2> $A_s \min$ = 1451mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 2330/491 = 4.75 * Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm^2

Select bar 5 Φ 25

Total $As_{(provide)}$ = 2455mm^2>2330 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2455\times 420 = 0.85\times 28\times 1000\times a$$

$$a = 43.32mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{43.32}{0.85} = 50.96mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 50.96}{50.96}\times 0.003 = 0.0.22$$

$$\varepsilon_s = 0.022 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2\times 40 - 2\times 12 - 5\times 25}{4} = 192.75mm > 25mm....ok$$

- **Mu =-539 KN.m at support (4).**

Mn= Mu/0.9
= 539/0.9 =598.89 KN.m

~Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{539 * 10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 3.16Mpa$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*3.16}{420}}\right) = 0.0081$$

A_s = 0.0081 (1000) (435.5) =3527.6 mm^2> $A_s\ \min$ = 1451mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 3527.6/491 = 7.18 * Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm^2

Select bar 8 Φ 25

Total As $_{(provide)}$ = 3928mm^2>3527.6 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3928 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$a = 69.32mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{69.32}{0.85} = 81.55mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 81.55}{81.55} \times 0.003 = 0.013$$

$$\varepsilon_s = 0.013 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 8 \times 25}{7} = 99.43mm > 25mm....ok$$

- Design of positive moment :

***Take Mu = 477.1 KN.m at span (1&2).**

~ Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{477.1 * 10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 2.8Mpa$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2.8}{420}}\right) = 0.0071$$

A_s = 0.0071 (1000) (435.5) =3092.1mm^2> A_s min = 1451.67mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 3092.1/491 = 6.3 * Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm^2

Select bar 7 Φ 25

Total As $_{(provide)}$ = 3437mm^2>3092.1 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3437 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$a = 60.65mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{60.65}{0.85} = 71.35mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 71.35}{71.35} \times 0.003 = 0.015$$

$$\varepsilon_s = 0.015 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 7 \times 25}{6} = 120.16mm > 25mm....ok$$

***Take Mu = 102 KN.m at span (3).**

~ Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{102 * 10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 0.6Mpa$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

A_s = 0.00145 (1000) (435.5) =631.5mm^2< A_s min = 1451.67mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1451/314 = 2.96 * Note $A_{\Phi 25}$ = 314 mm^2

Select bar 5 Φ 20

Total As $_{(provide)}$ = 1570mm^2>1451.67 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$a = 27.71mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{27.71}{0.85} = 32.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 32.6}{32.6} \times 0.003 = 0.037$$

$$\varepsilon_s = 0.037 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 20}{4} = 199mm > 25mm....ok$$

***Take Mu = 636.1$_{\mathbf{KN.m}}$ at span (4).**

~ Assume bar diameter Φ25for main negative reinforcement.

d = 500-40-12-12.5=435.5 mm

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{636.1 * 10^6}{(0.9)(1000)(435.5)^2} = 3.73Mpa$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(1000)(435.5) = 1371.7mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(1000)(435.5) = 1451.67mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.65*3.73}{420}}\right) = 0.00971$$

65

A_s = 0.00971 (1000) (435.5) =4228.71mm^2> $A_{s\ min}$ = 1451.67mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 4228.71/491 = 8.61 * Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm^2

Select bar 9 Φ 25

Total $As_{(provide)}$ = 4419mm^2>4228.71 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$4419 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$a = 77.98mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{77.98}{0.85} = 91.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{435.5 - 91.7}{91.7} \times 0.003 = 0.0112$$

$$\varepsilon_s = 0.0112 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{1000 - 2\times 40 - 2\times 12 - 9\times 25}{8} = 83.9mm > 25mm....ok$$

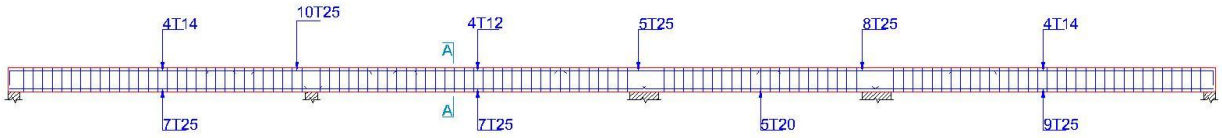


Figure (4.15) reinforcement for beam BG-26

4.3.8 Design of column G2

$f_c' = 28$ MPa

$F_y = 420\ MPa$

The Column is an interior one.

DL = 1200KN
LL = 450KN
Pu = 1.2DL+1.6LL

Pu = 1.2(1200)+1.6(450)

Pu = 2160KN

1- Check for slenderness:-

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

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

K=1 for column in non-sway frames.

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

$\frac{k\ ln}{r_x} = \frac{1*3.7}{0.3*0.6} = 20.55 < 22$ Column is short about x-axis

$\frac{k\ ln}{r_y} = \frac{1*3.7}{0.3*0.4}$ =30.83 > 22 Column is long about y-axis

$Nominal\ axial\ strenght\ of\ column\ Pn = Pnx$

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

ex_{min}= (15+0.03h) = 15+0.03*600 = 33 mm

$Pu_{factored}$ = 2160KN**.**

$M_{min}= Pu*ex_{min}$= 2160* $\frac{33}{1000}$ =71.28KN.

3- Compute EI

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 * 600^3}{12} = 0.72 * 10^{10} mm^4$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2\ D\ (sustaind)}{1.2D + 1.6L} = 0.666$$

EI $= \frac{0.4*4750\sqrt{fc'}\,Ig}{1+\beta_{dns}} = \frac{0.4*4750\sqrt{28'}*0.72*10\text{^}10}{1+0.666} = 43.45 MN/m^2$

4- Determine the Euler buckling load, P_c:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_n)^2} = \frac{\pi^2 * 43.45}{(1 * 3.7)^2} = 31.32 MN$$

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

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

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{2.160}{0.75*31.32}} = 1.101$

1.4> 1.101 > 1…….ok

The magnified eccentricity and moment:

e $= e_{min} * \delta_{ns} = 33 * 1.101 = 36.333\ mm$

$M_{ux} = \delta_{ns} * M_{ux} = 1.101 * 71.28 = 78.48\ KN.m$

6- Select column reinforcement

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{ey}{h} = \frac{36.333}{600} = 0.0605$$

Compute ratio γ

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 18}{600} = 0.803$$

$$\frac{\emptyset P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{2160 * 10^{-3}}{0.6 * 0.4} = 9Mn/m\text{^}2$$

$\rho_g = 0.012$

∴select reinforcement

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.012 * 600 * 400 = 2880mm^2$

$A_s \emptyset 18 = 254.47\ mm^2$

$$\frac{A_s}{A_s \emptyset 20} = 9.43$$

Use $12\emptyset 18 with A_s = 3052mm^2 > 2800mm^2$ ok

***Design of ties**

Use ties $\emptyset 10$ with spacing of ties shall not exceed

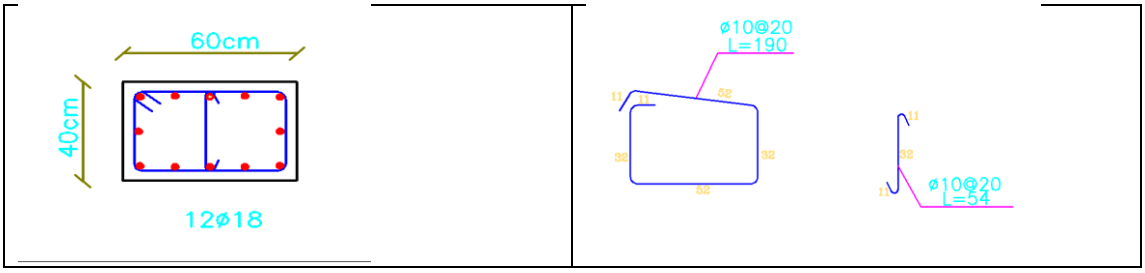
1) 48 times the tie diameter , $48d_s = 48 * 10 = 480mm$
2) 16 times the longitudinal bar diameter $16d_b = 16 * 18 = 288mm$ …….. control
3) The lest dimension of column =40 mm

Use ties $\emptyset 10$@ 200 mm

1-Check for clear spacing between longitudinal bars

Clear spacing $= \frac{600-40*2-10*2-2*16}{3} = 154.7 > 40\ mm > 1.5 * 18 = 27$

80.8



(4.13) Design of footing:

Pu = 1146 KN .... $f_c' = 28\ Mpa$

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

$h_{footing} = 45\ cm$

$W_{footing} = 0.45 * 25 = 11.25 KN/m^2$

Weight soil = 0.45*18 = 8.1 KN/m^2

Total surcharge load on foundation

W=11.25+8.1+5 = 24.35 KN/m^2

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

$$q_{a_{net}} = 350 - 24.35 = 325.65\ KN/m^2$$

Pu = 1146 KN

$$q_u = \frac{1146}{2 * 1.8} = 318.33 KN/m^2$$

$q_{bu} = 1.4 * q = 1.4 * 318.33 = 445.662 > q_{a_{net}}$ ….. ok

calculate d:

$$V_u = q_u * b\left(\frac{a}{2} - \frac{l}{2} - d\right) = 445.662 * 1.8(\frac{2}{2} - \frac{0.55}{2} - d)$$

$V_u = 581.59 - 802.19\ d$

$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * bw * d = \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1800 * d = 1587.45\ d$

$\emptyset V_c = V_u$ ……$\emptyset = 0.75$

0.75*1587.45=1190.60

1190.60d = 518.59 -802.19 d

d =0.260m

assume cover 50mm and steel bar ∅14

h =260+75+14 =349mm

take h =450mm

d = 450-75-14 =361mm

- Punching shear

Let $V_u = \emptyset V_c$

$$V_u = 445.662(2 * 1.8 - 0.911 * 0.711)$$

$$V_u = 1315.72\ KN$$

B = $\frac{550}{350} = 1.57$

$b_\circ = 2 * 91.1 + 2 * 71.1$= 3.244m

$$\alpha_s = 40 - interior$$

V_c=$\frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right)\sqrt{f_c'} * b_\circ * d$ $\quad where \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.57}\right) = .38$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_\circ} + 2\right)\sqrt{f_c'} * b_\circ * d$ where $\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_\circ} + 2\right) = \frac{1}{12}\left(\frac{40*0.386}{3.244} + 2\right) = 0.54$

V_c=$\frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b_\circ * d$ where $\frac{1}{3} = 0.333 \ldots \ldots \ldots \ldots control$

Take V_c=$\frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b_\circ * d = \frac{1}{3} * \sqrt{28} * 3244 * 361 * 10^{-3} = 2065.6KN$

$\emptyset V_c = 0.75 * 2065.6 = 1549.2\ KN$

$$\emptyset V_c = 1549.2 > V_u = 1315.72KN \ldots \ldots \ldots ok$$

Design flexure in long direction

b =2m h =450mm d=450-75-14/2=368

$$M_u = 445.662 * 2 * 0.541 * 0.541/2 = 130.44KN.m$$

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset\, b*d^2} = \frac{130.44*10^6}{0.9*2000*(368)^2} = 0.535$MPa.

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

$= \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*0.535}{420}}\right) = 0.0013$

$A_s = \rho$ * b *d = 0.0013 * 2000 * 368 = 956.8 mm^2.

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2000 * 450 = 1620\text{mm2}$$

As_{min} = 1620 mm^2>As_{req} = 956.8mm^2.

∴ As = 1620 mm^2.

n= $\frac{As_{req}}{A_{bar}\emptyset 14} = \frac{1620}{154} + 1 = 11.52$

∴ Use 12Φ14 with Aspro= 1848 mm^2.

$$S = \frac{2000 - 75 * 2 - 12 * 14}{11} = 153mm$$

Step S is the smallest of

1- 3h = 3*450=1350mm

2- 450……control

S = 153< $S_{max} = 450 \ldots\ldots\ldots ok$

Check of strain

$$a = \frac{A_s A_f}{0.85 f_c' b} = \frac{1848 * 420}{0.85 * 28 * 2000} = 16.3$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{16.3}{0.85} = 19.2$$

$$\in = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{361 - 19.2}{19.2}\right) = .0534 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

- Design flexure for short direction:

Take steel bare of $\emptyset 14$

b =1800mm h =450mm

d =450-75-14-$\frac{14}{2} = 354mm$

$$f_c' = 28\ MPa \qquad f_y = 420\ MPa$$

$$M_u = 445.662 * 1.8 * 0.548 * 0.548/2 = 120.45\ KN.m$$

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset\ b*d^2} = \frac{120.45*10^6}{0.9*1800*(354)^2} = 0.593$MPa.

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

$= \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*0.593}{420}}\right) = 0.00143$

$A_s = \rho$ * b *d = 0.00143 * 1800 * 354= 911.65 mm^2.

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1800 * 450 = 1458\text{mm2}$$

As_{min} = 1458 mm^2>As_{req} = 911.65 mm^2.

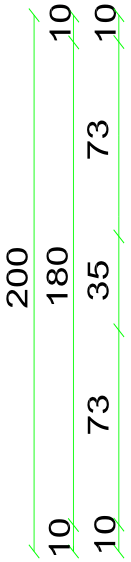
∴ As = 1458 mm^2.

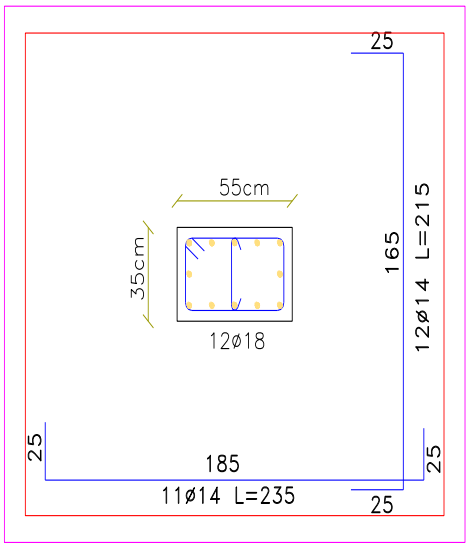
n= $\frac{As_{req}}{A_{bar}\emptyset 14} = \frac{1458}{154} + 1 = 10.47$

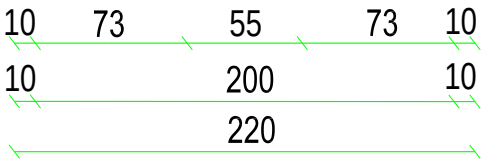
∴ **Use 11Φ14 with As=1694** mm^2

$$S = \frac{1800 - 75 * 2 - 11 * 14}{10} = 149.6mm$$

S = 149.6< $S_{max} = 450 \ldots\ldots\ldots ok$


10
10
73
200
180
35
73
10
10


25
55cm
35cm
165
12ø14 L=215
12ø18
25
185
11ø14 L=235
25
25


10
73
55
73
10
10
200
10
220

Design of stairs :

Design of flight :

Calculation of load :

-	density kn/m2	Calculation kn/m
flight	25	25*.25/cos29.5= 7.81
plaster	22	22*.02/cos29.5= 0.51
horizontal mortar	22	22*.03*1= 0.66
horizontal tiles	23	23*.07*33/30 =0.76
vertical tiles	23	23*.07*17.5/30= 0.4
vertical mortar	22	22*0.03*17.5/30= 0.39
triangle	25	25*0.17/2= 2.1
		∑=12 kn/m

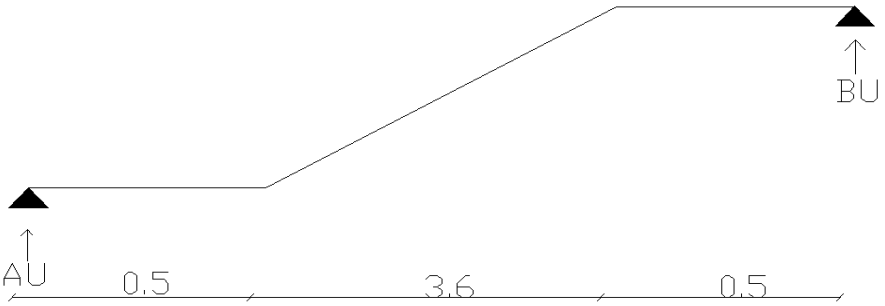
Calculation of h min:

h min: 4.1/20 =20.5 cm
choose h = 25 cm

Design of flight :

dead load =12 kn /m
live load = 5 kn /m

qu=1.2*DD+ 1.6*LL
qu= 1.2*12+ 1.6*5
qu=22.4 kn /m



AU= BU = 22.4*3.6/2 =49.3KN

Max Vu =40.3*cos 29.5 = 35 kn
Max mu =40.3*2.3 – 22.4*1.8*0.9 = 56.4kn.m

Design for shear :
Max vu =35kn

d = 250-20-12/2 = 224mm

$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * 28^{.5} * 1000 * 224 \ = 148\ KN$

$\emptyset V_c \geq$ vu

No shear reinforcement required

Design moment :

Max Mu = 56.4 kn/m

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset\ b*d^2} = \frac{56.4*10^6}{0.9*1000*\ (224)^2} = 1.25$MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}) = 0.00305$

$A_s = \rho$ * b *d = 0.0.00305 * 100 * 22.4= 6.85 cm^2.

$$As_{min} = \ 0.0018 * b * h = \ 0.0018 * 100 * 25 = 4.5\ c\text{m}2$$

∴ As = 6.85cm^2.

Select 1Ø14 / 20cm

As =π/4 1.4^2 *100/2 = 7.6≥ As req

Check strain :

As *fy = 0.85 *fc * a * b

β 1=0.85

7.69*420= .85*28* a *100

a= 13.5mm

x = 13.5/0.85 = 15.96mm

strain

$\left(\frac{d-x}{x}\right)0.003 = 0.039 > 0.005$ ok.

$\emptyset = 0.9$

Design of landing :

Calculation of dead load :

material	density kn/m2	calculation
concrete	25	25*025 =6.25
sand	16	16*0.07 =1.1
mortar	22	22*0.02 = 0.4
tiles	23	23*0.03 =0.7
plaster	22	22*.02 =0.4
		∑ =8.85 kn/m

Dead load = 8.85 kn/m

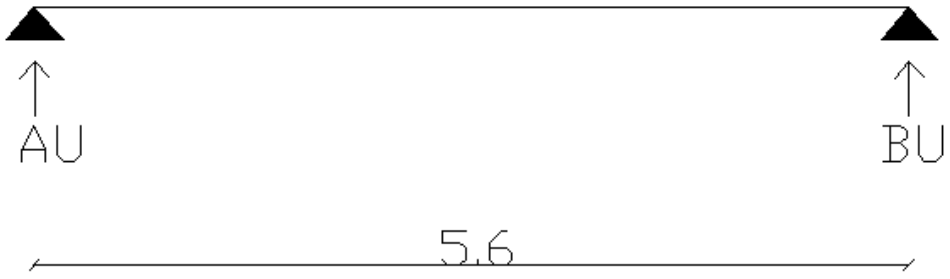
Live load = 5 kn / m

Factoral load :

qu=1.2*DD+ 1.6*LL
qu= 1.2*8.85+ 1.6*5
qu=18.62 /m

Au=Bu from flight = 40.3

40.3+18.62 = 58.92 kn/m



Au = Bu= 165 KN

Analysis

MAX Vu =165-58.92*.349= 144.4 kn

MAX MU =(165*5.6/2) – (58.92*3.3*1.65)=223.6 KN. M

Design of shear:

MAX Vu = 144.4 kn

$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * 28^{.5} * 1000 * 224 \ = 148\ KN$

No shear reinforcement required .

Design of moment :

MAX MU = 223.6 KN. M

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset\ b*d^2} = \frac{223.6*10^6}{0.9*1000*\ (224)^2} = 4.95\text{MPa}.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}) = 0.01336$

As =30 cm2

As>As min

Use 1Ø18/ 10cm

Check strain :

As *fy = 0.85 *fc * a * b

β 1=0.85

300*420= .85*28* a *100

a= 52.9mm

x = 13.5/0.85 = 62.2 mm

strain :

$\left(\frac{d-x}{x}\right)0.003 = 0.0077 > 0.005$ ok.

$\emptyset = 0.9$

الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

1.5النتائج .

2.5التوصيات .

3.5المراجع .

1.5 النتائج :-

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 .

2.5التوصيات :-

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.

3.5قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (2014),***ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 المـلحـقـات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

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

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)-ONE

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 للارضياتوالعقدات

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.

جامعة بوليتكنيك فلسطين
كـــلية الهندسة والتكنولوجـــيا
دائرة الهندسة المدنية والمـــــــــــعـــــمارية

التصميم الإنشائي لكلية عمارة

إعداد :

نجوان الحروب
علي دراغمة
موسى ماريا
عبد الرحيم أبو عرقوب

إشراف : د. ماهر عمرو

2016

فهرس الموضوعات

المقدمة.

الوصف المعماري.

الوصف الإنشائي.

تحليل وتصميم العناصر الإنشائية.

النتائج والتوصيات.

الفصل الأول

المقدمة

مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في:
1- تحليل العناصر المعمارية
2- اختيار العناصر الإنشائية وتوزيعها
3- التأكد من تحقيق الانسجام والتوافق بين العناصر المعمارية والإنشائية
4- تحليل وتصميم العناصر الإنشائية
5- عمل كافة المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية المختلفة

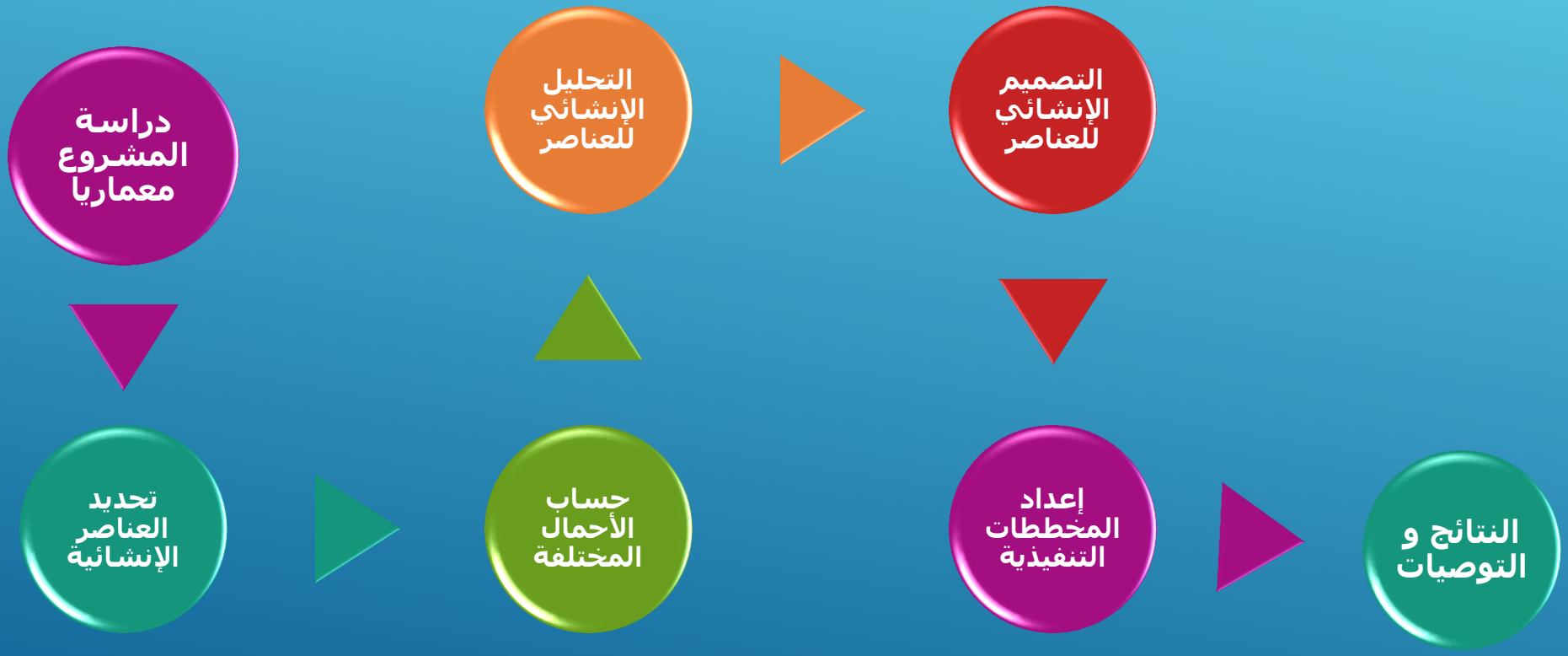
أهداف المشروع

1- تطبيق و ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة

2- القدرة على اختيار النظام الإنشائي الأنسب للمشاريع المختلفة

3- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة ، وكذلك استخدام برامج التصميم

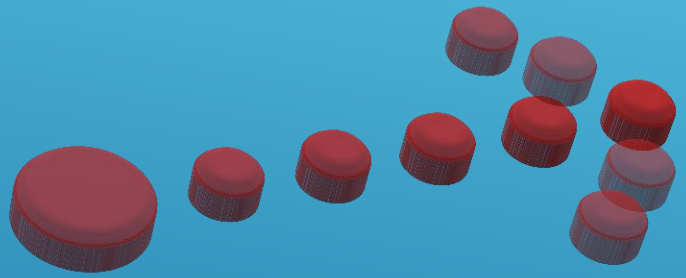
خطوات المشروع



الجدول الزمني

الزمن المقترح أسبوعيا	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
اختيار المشروع																	
دراسة الموقع																	
جمع المعلومات حول المشروع																	
دراسة المبنى معماريا																	
دراسة و تصميم المبنى إنشائيا																	
إعداد مقدمة المشروع																	
طباعة المشروع وتجهيز العرض																	
عرض مقدمة المشروع																	

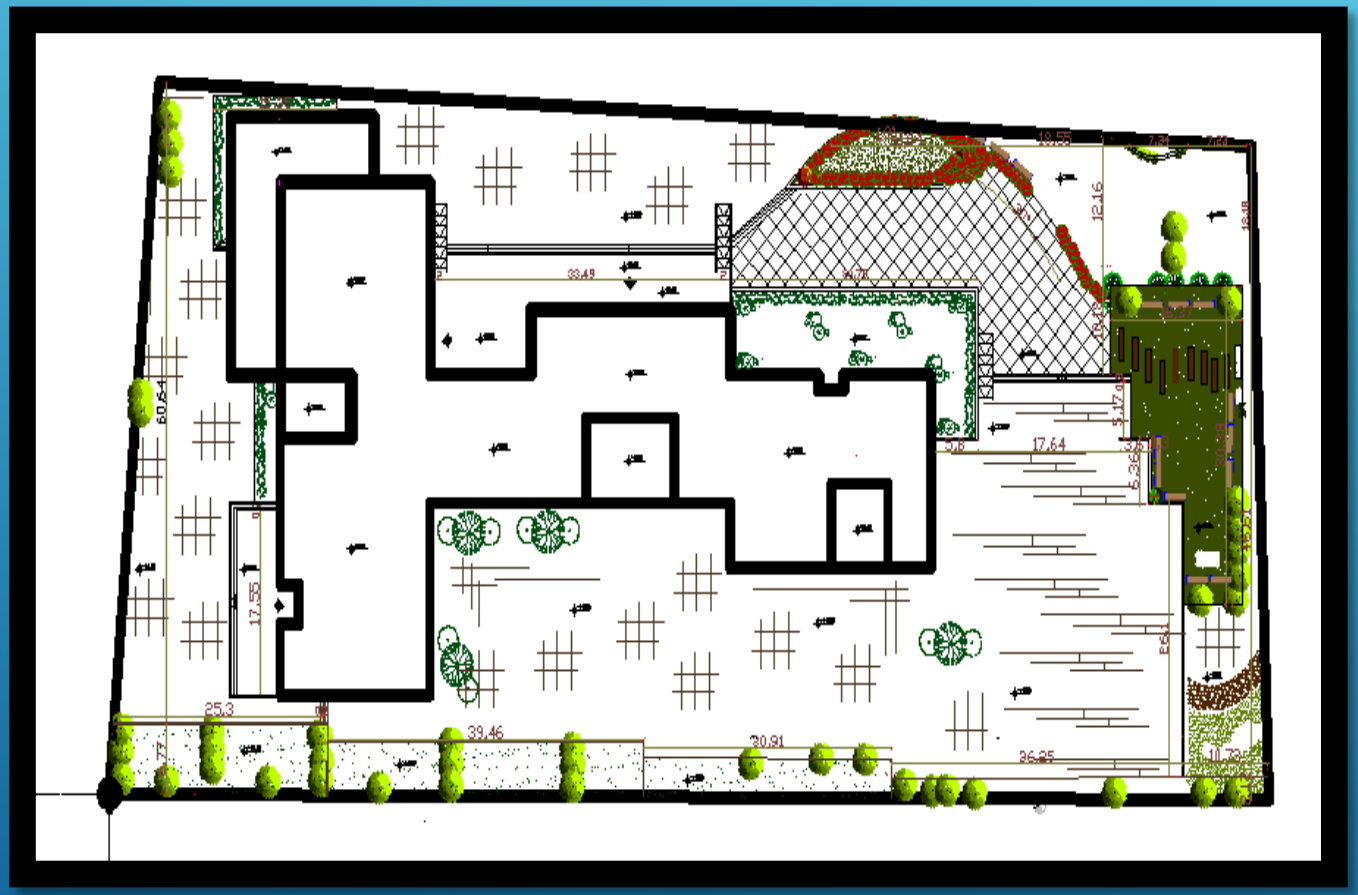
الفصل الثاني الوصف المعماري



ماهية المشروع

يتكون المبنى من ثلاثة طوابق ويوجد تفاوت وتداخل في اجزاء المبنى وكتله ما يضفي عليه مظهرا جميلا .

الموقع العام



يقع المشروع في مدينة الخليل – حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في الخليل, ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع منها الفحص و وداي الهرية.

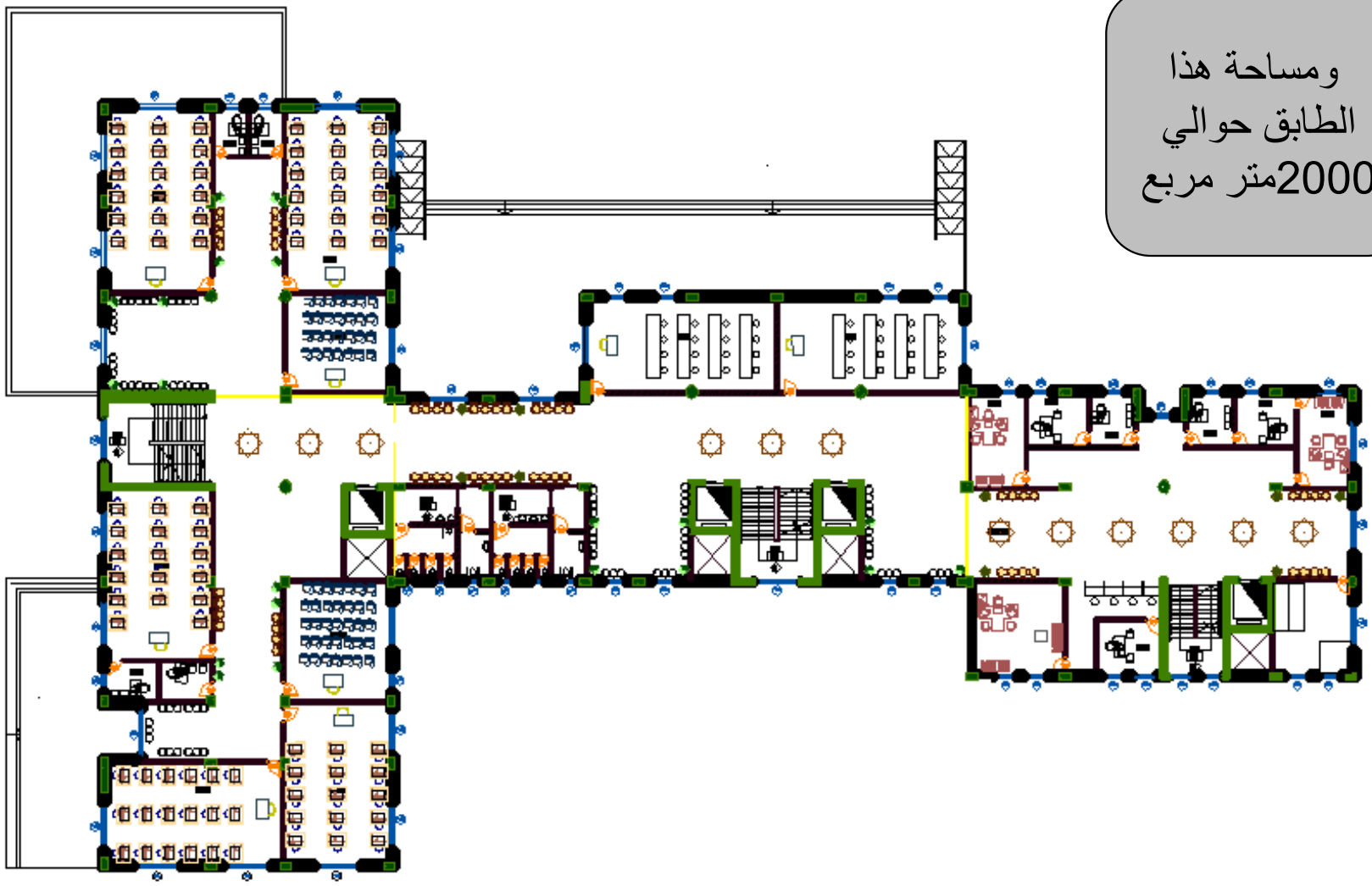
أرض المشروع

ارض المشـروع

الطابق الأرضي

ومساحة هذا الطابق حوالي 2200متر مربع

الطابق الاول



ومساحة هذا الطابق حوالي 2000متر مربع

الطابق الثاني

ومساحة هذا الطابق حوالي 2000 متر مربع

الواجهات

إن من أهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم إظهار الصورة المعمارية للمبنى بالإضافة إلى معرفة ارتفاعات المبنى

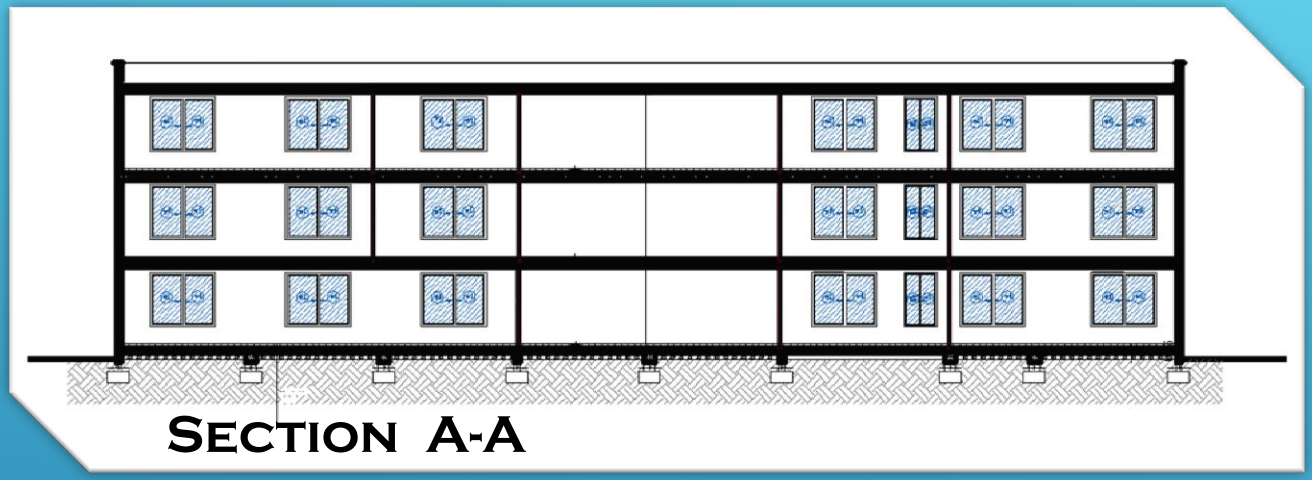
الواجهة الشمالية

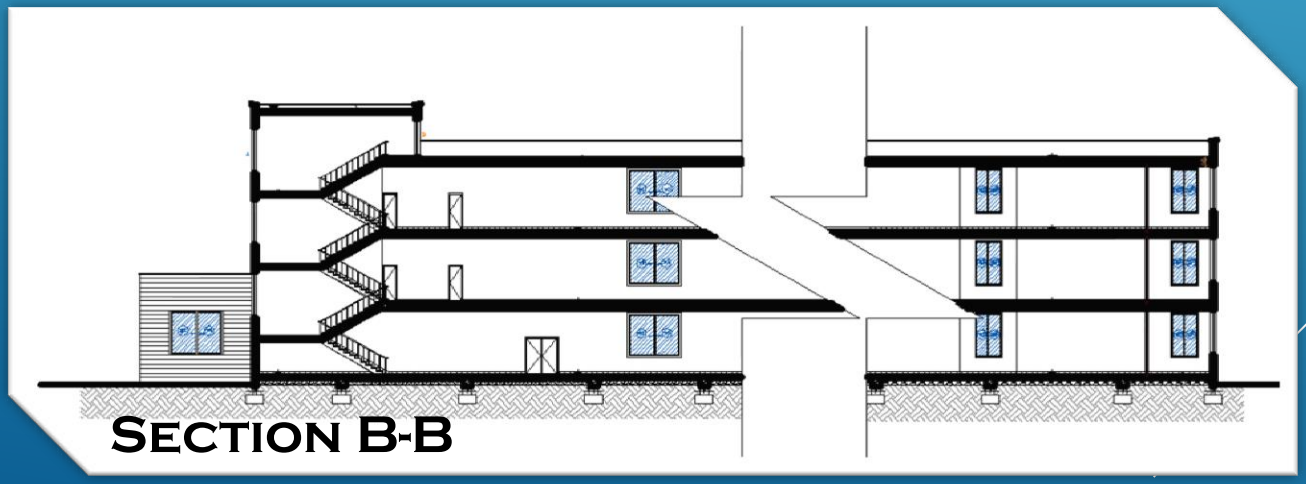
الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية

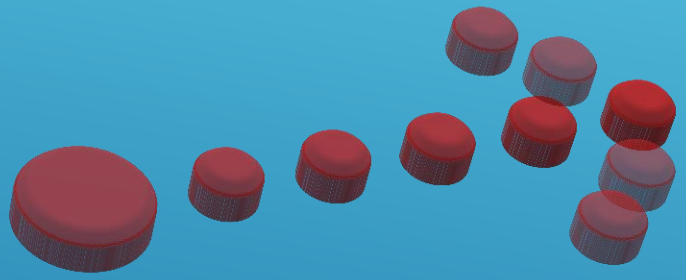
الواجهة الغربية

وصف الحركة





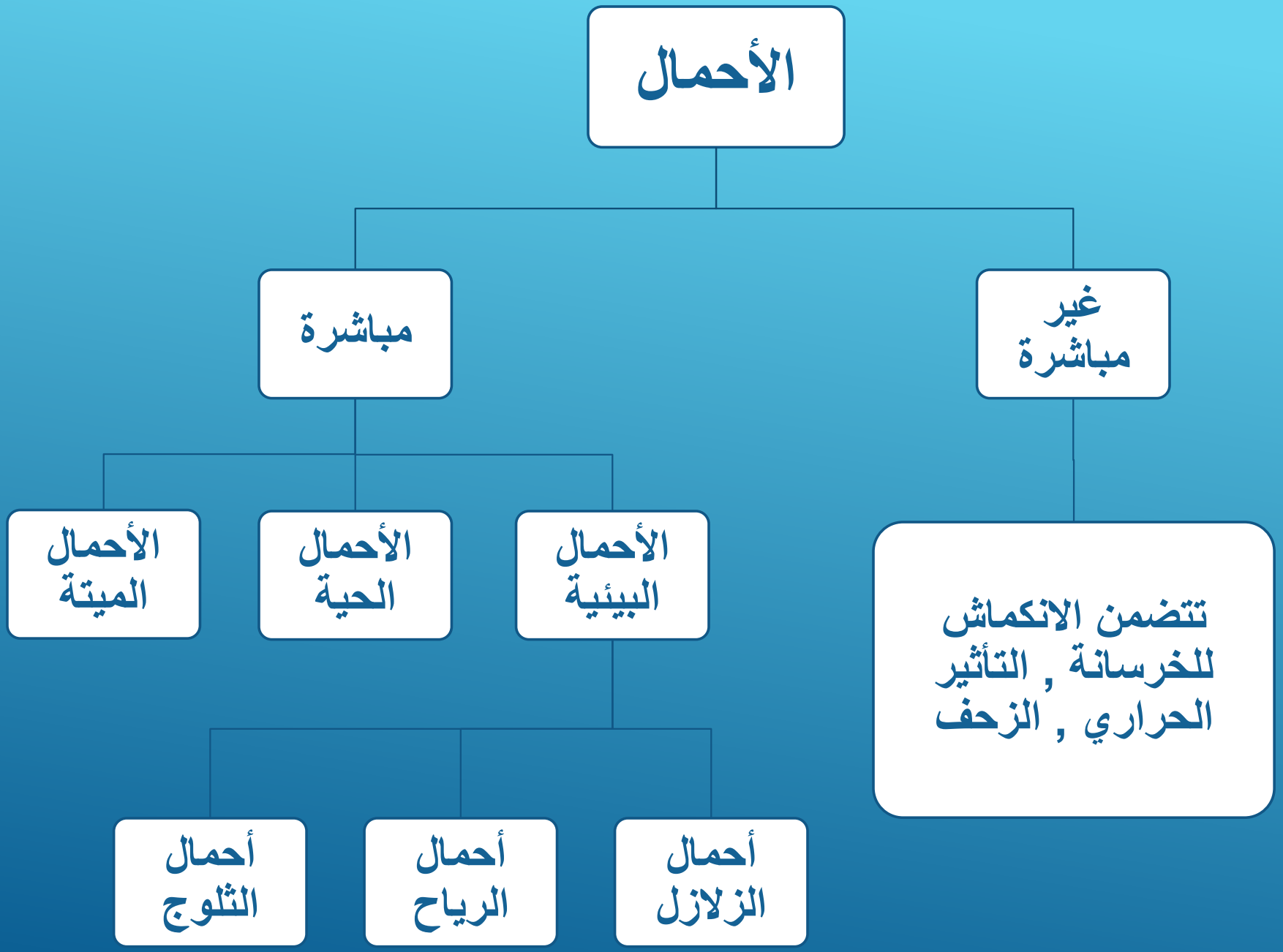
الفصل الثالث الوصف الإنشائي



مقدمـــــــة

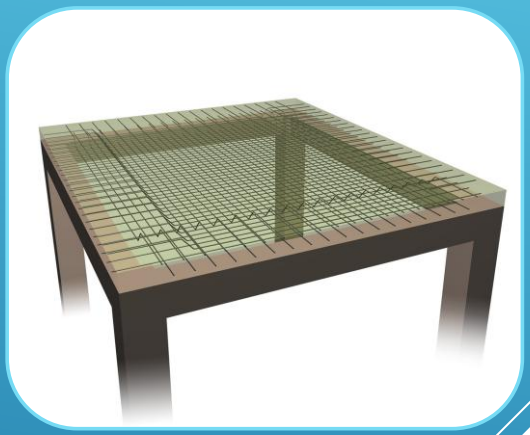
يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه , والكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية , والتعرف عليها وعلى ماهية عملها , و القوانين الهندسية والأفكار المعمول بها , مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

هدف التصميم الإنشائي

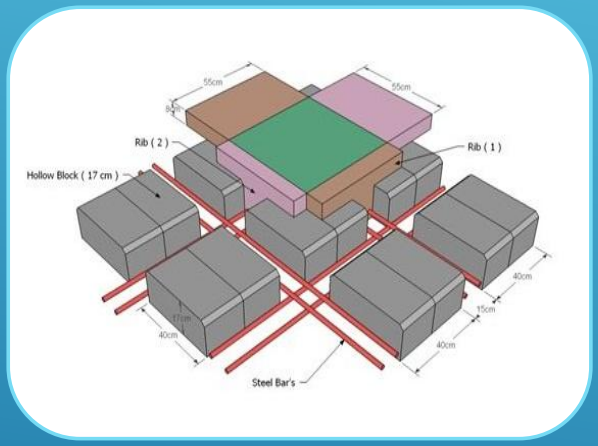

الأحمال
مباشرة
غير مباشرة
الأحمال الميتة
الأحمال الحية
الأحمال البيئية
تتضمن الانكماش للخرسانة , التأثير الحراري , الزحف
أحمال الثلوج
أحمال الرياح
أحمال الزلازل

العقدات
الجدران
الأساسات
الأدراج
الأعمدة
الجسور
العناصر الإنشائية

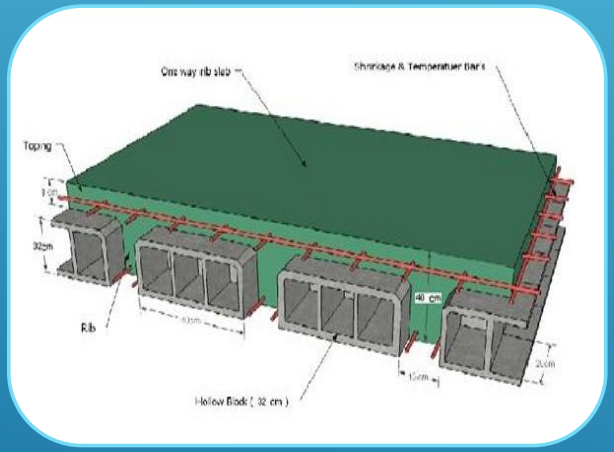
العقدات



عقدات مصمتة ذات الاتجاهين

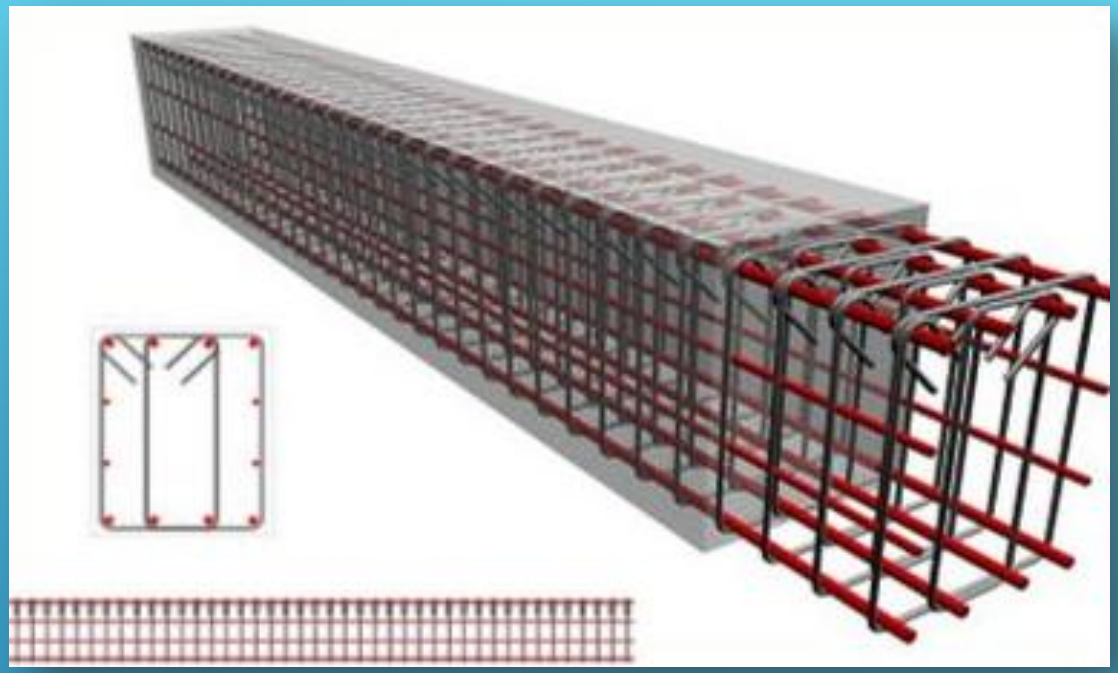


عقدات أعصاب باتجاهين



عقدات أعصاب باتجاه واحد

الجسور

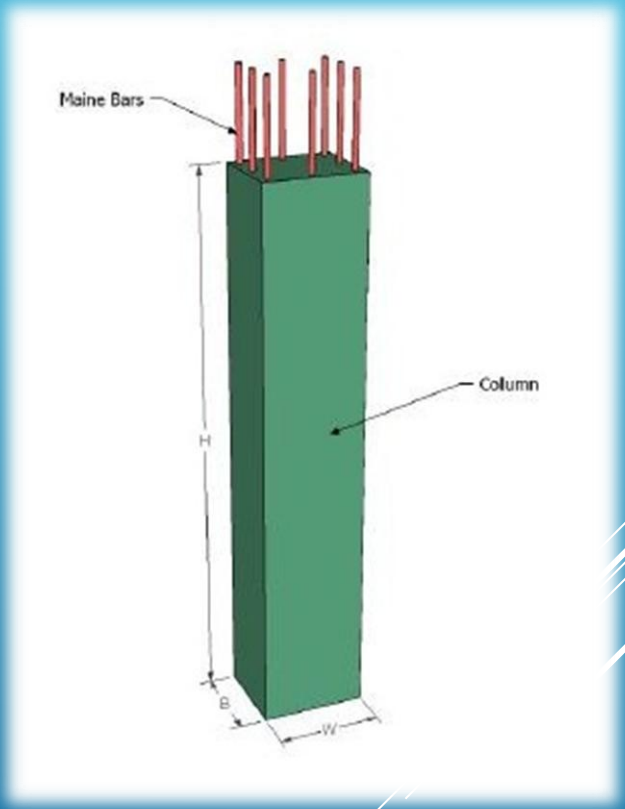


المخفية

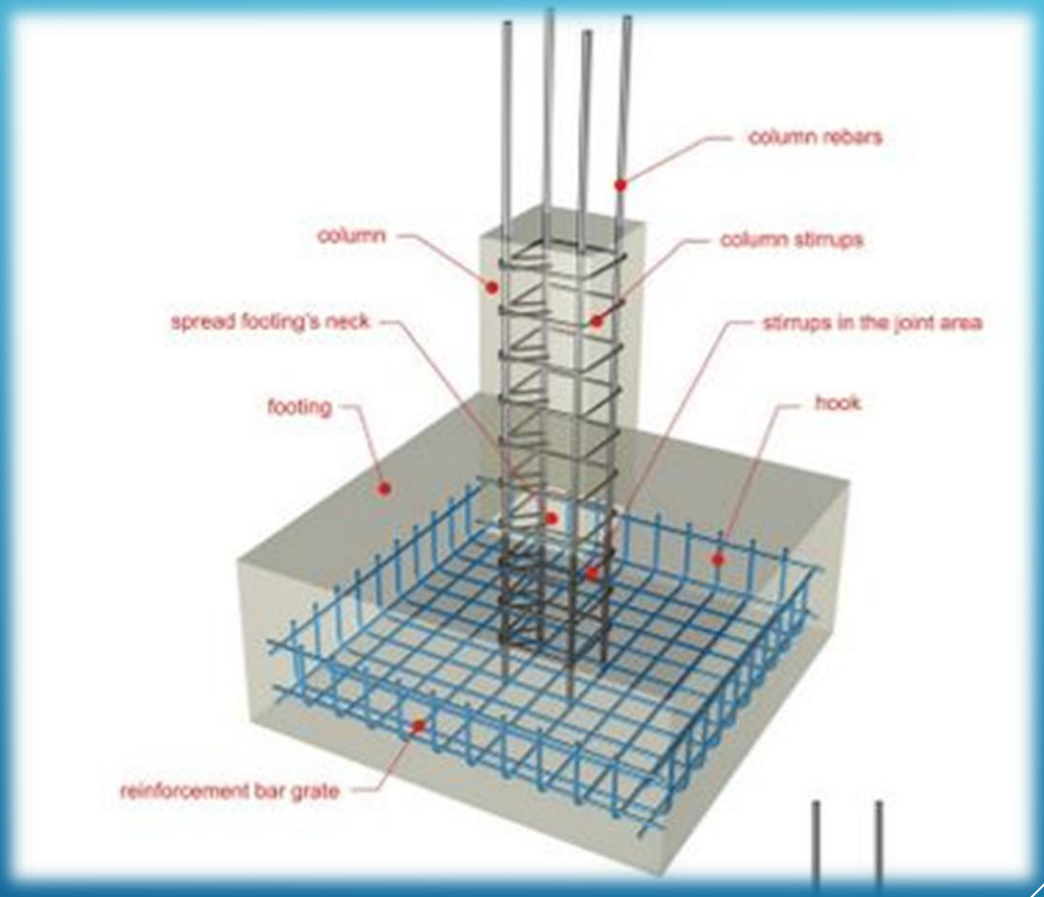
الساقطة

الأعمدة

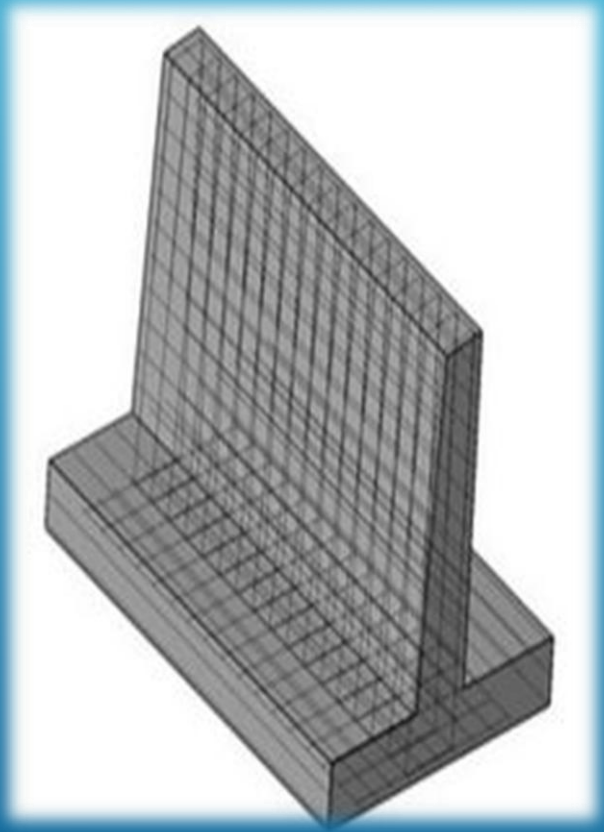
- Slenderness
  - Long
  - Short
- Shape
  - Circular
  - Rectangular

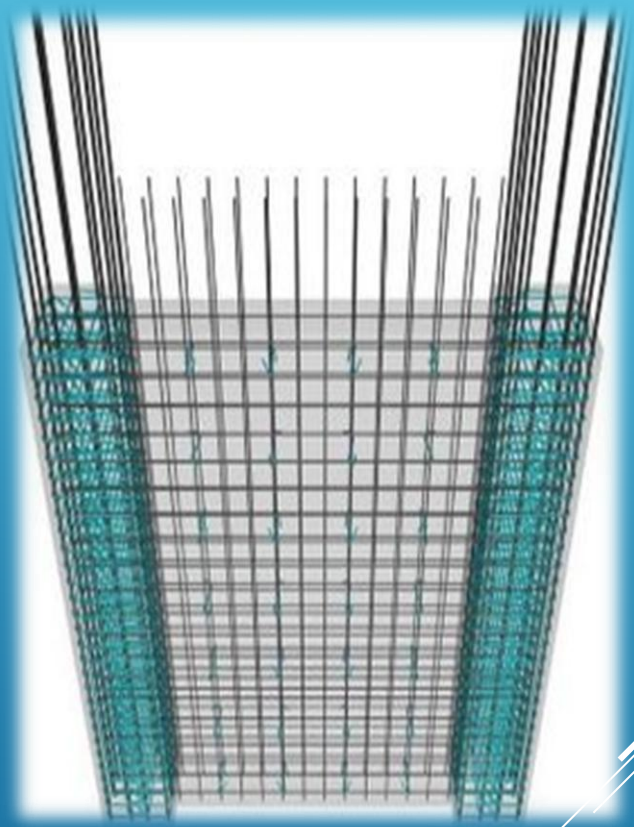


الأساسات

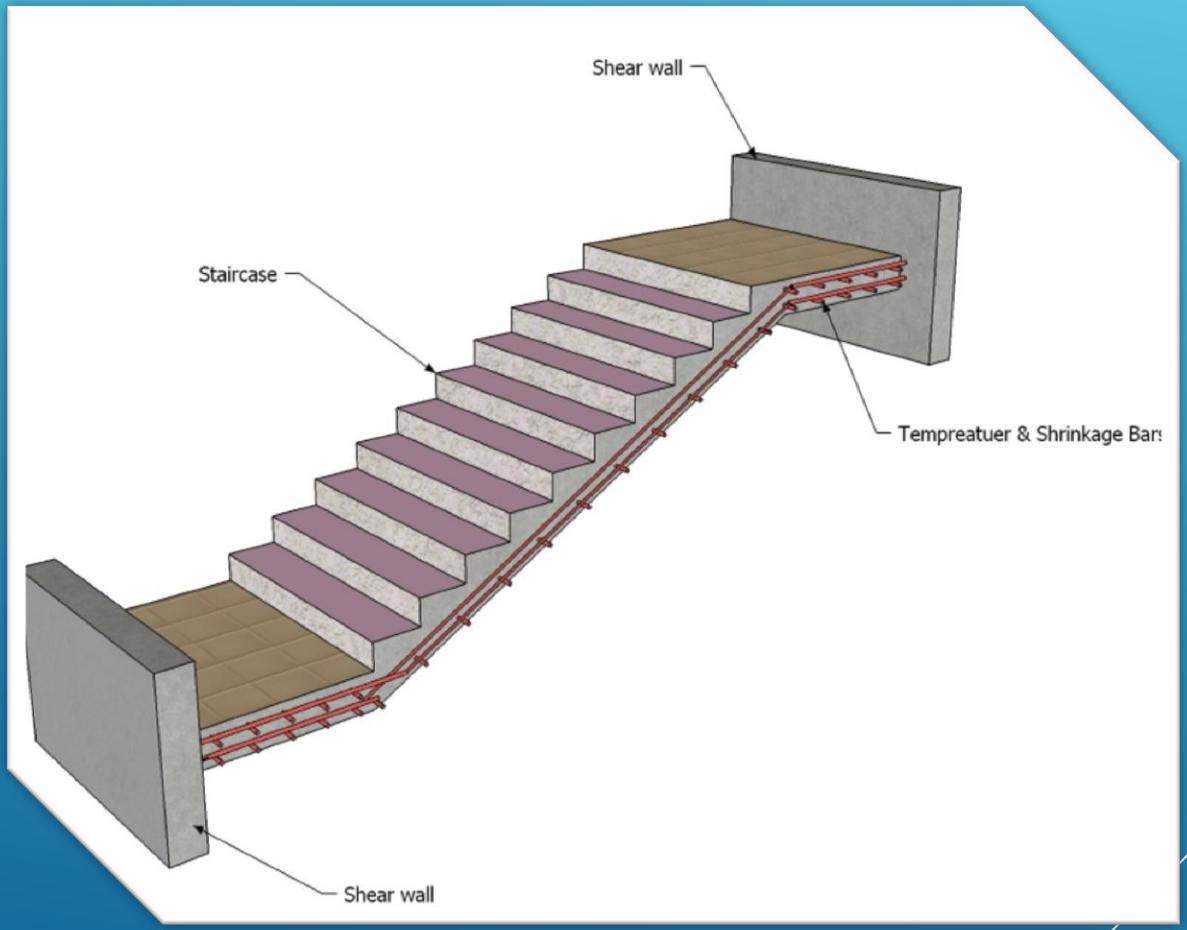

column rebars
column
column stirrups
spread footing's neck
stirrups in the joint area
footing
hook
reinforcement bar grate

الجدران

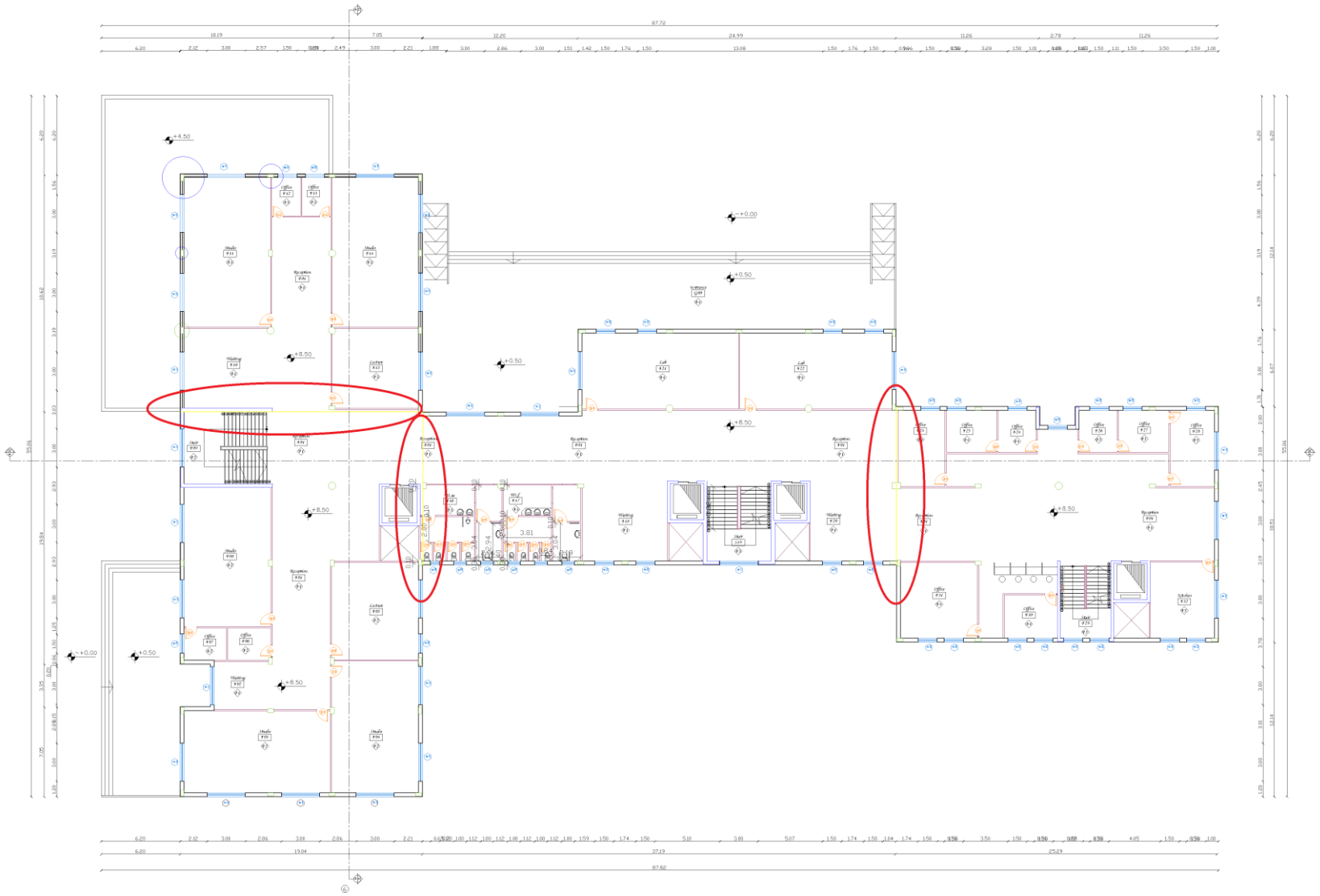




الأدراج


Shear wall
Staircase
Tempreatuer & Shrinkage Bars
Shear wall

فواصل التمدد في المبنى



الفصل
الرابع
التصميم
الإنشائي

التصميم الإنشائي
(STRUCTURAL DESIGN)

اعتمدنا في تصميم العناصر الإنشائية على ما يلي :-

1- معادلات الكود الأمريكي. ACI-318-14

2- الكود الأردني للأحمال.

3- برامج التحليل والتصميم المختلفة مثل BEAMD و SAFE

Design of Rib :

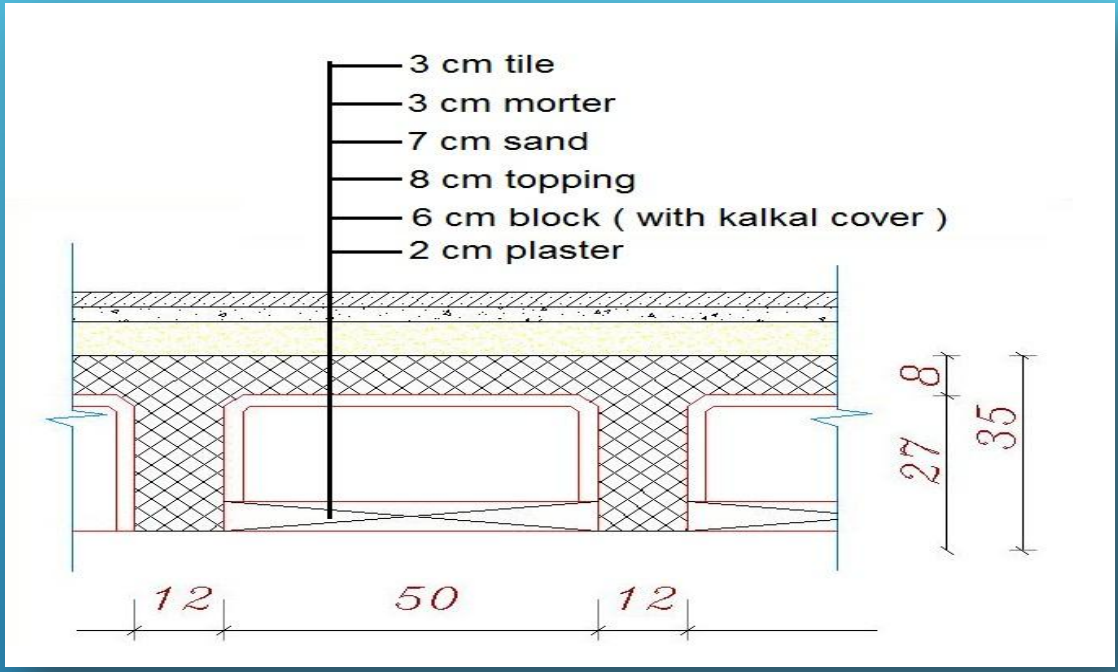
Rib 12

Determination of thickness :

1. One-end continuous :
h min = L / 18.5 = 6.13/18.5
=0.33m

Select h = 35 cm ,,
8 cm topping + 27 cm

Load Calculation :



Load of Rib :
Nominal Total Dead load = 4.87KN/m
Nominal Total Live load = 5KN/m

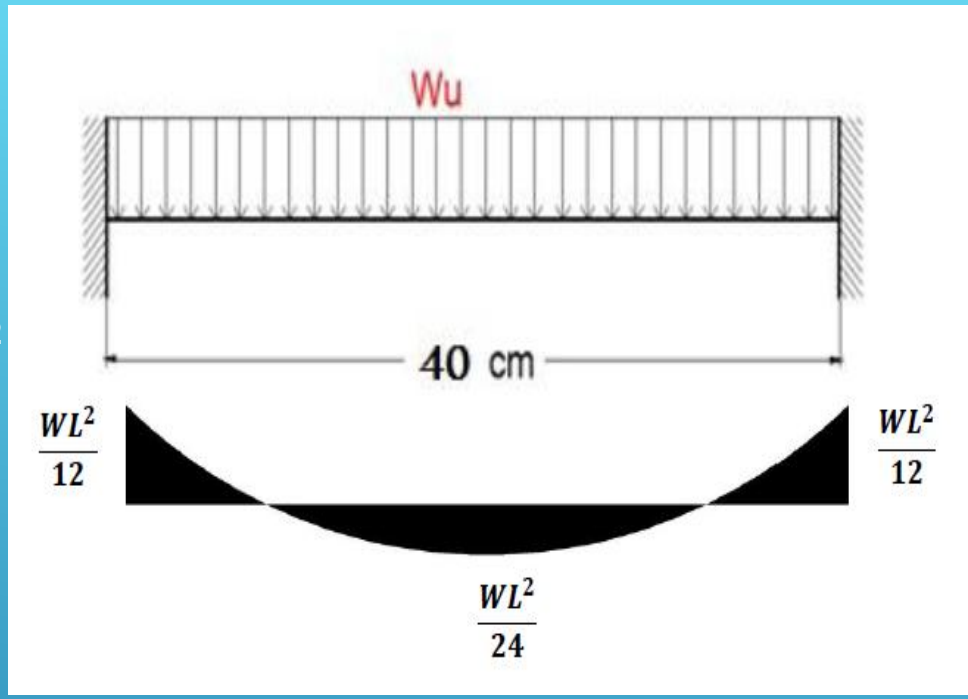
Design of topping :

Load of topping :

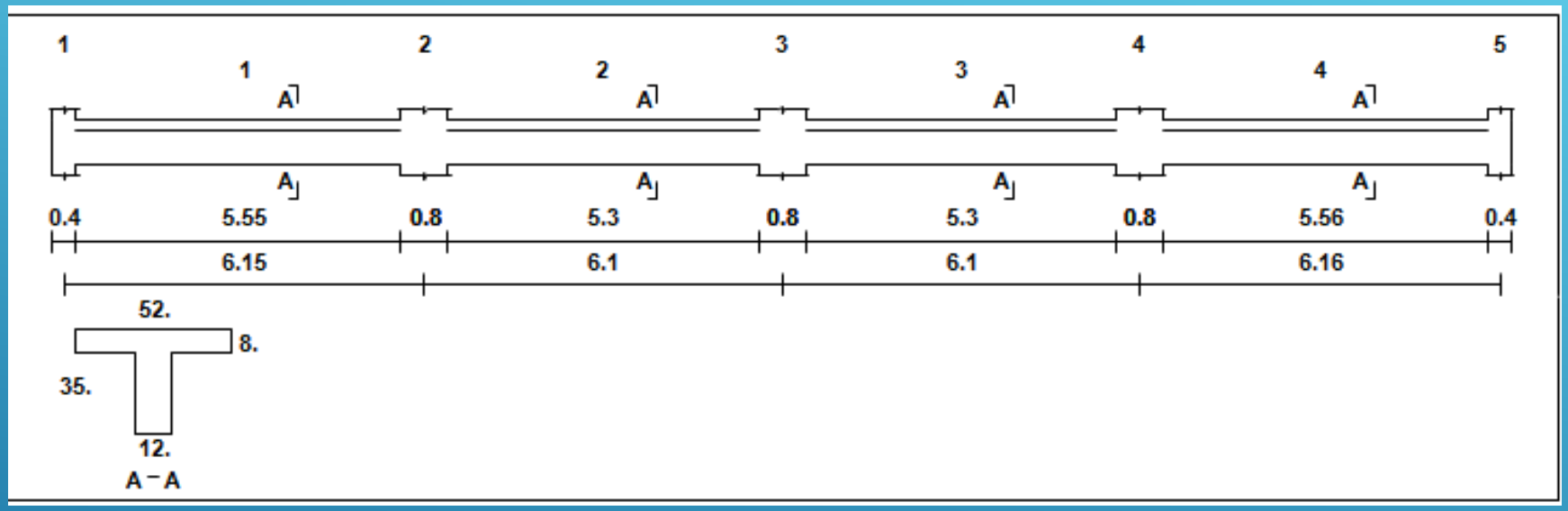
Nominal Total Dead load = 4.25 KN/m^2

Nominal Total Live load = 5 KN/m^2

Use Ø8 @ 15 cm in both directions



System of rib:



Load of of rib:

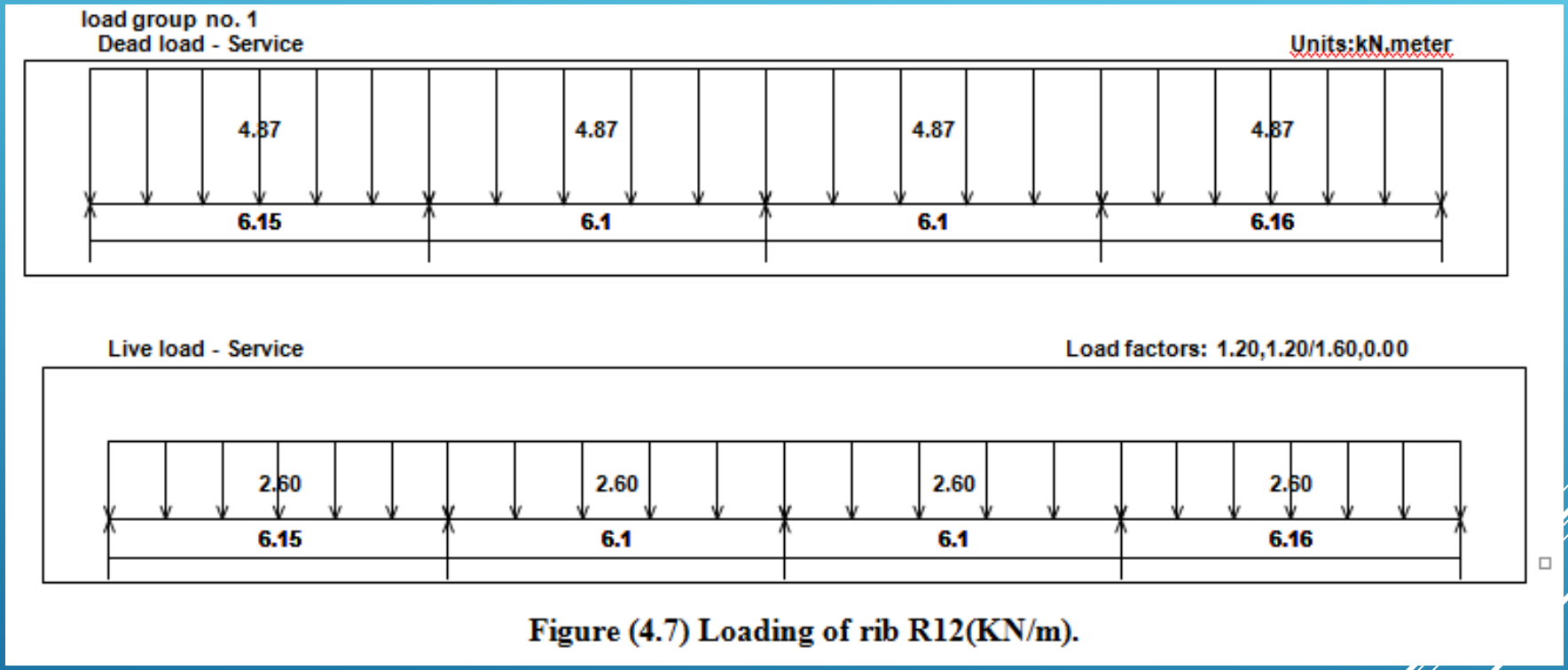
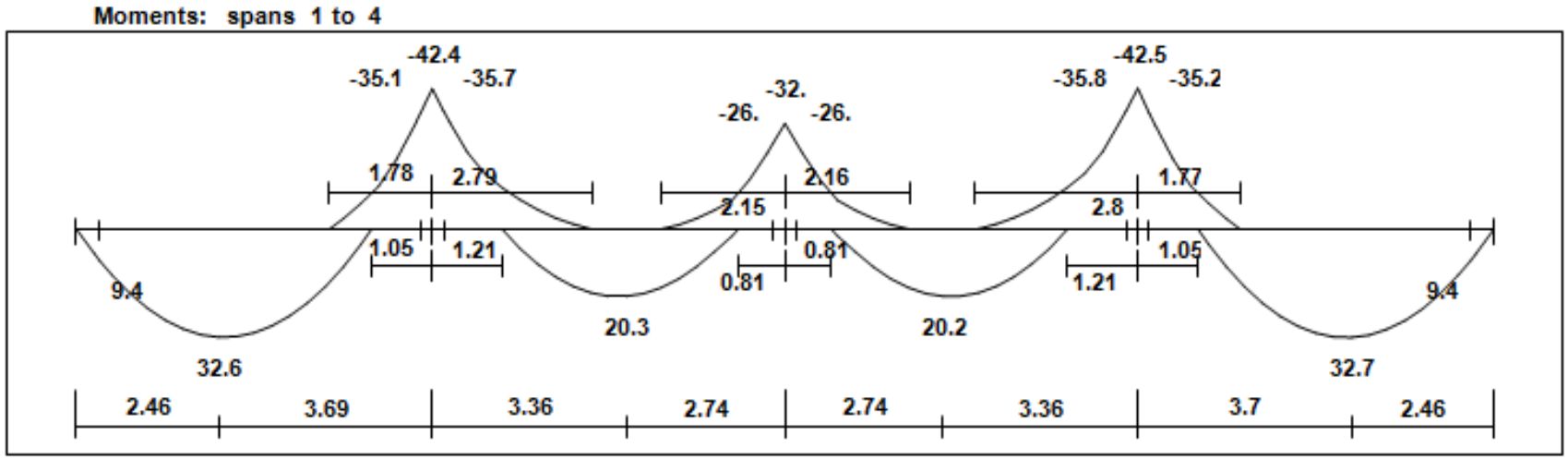
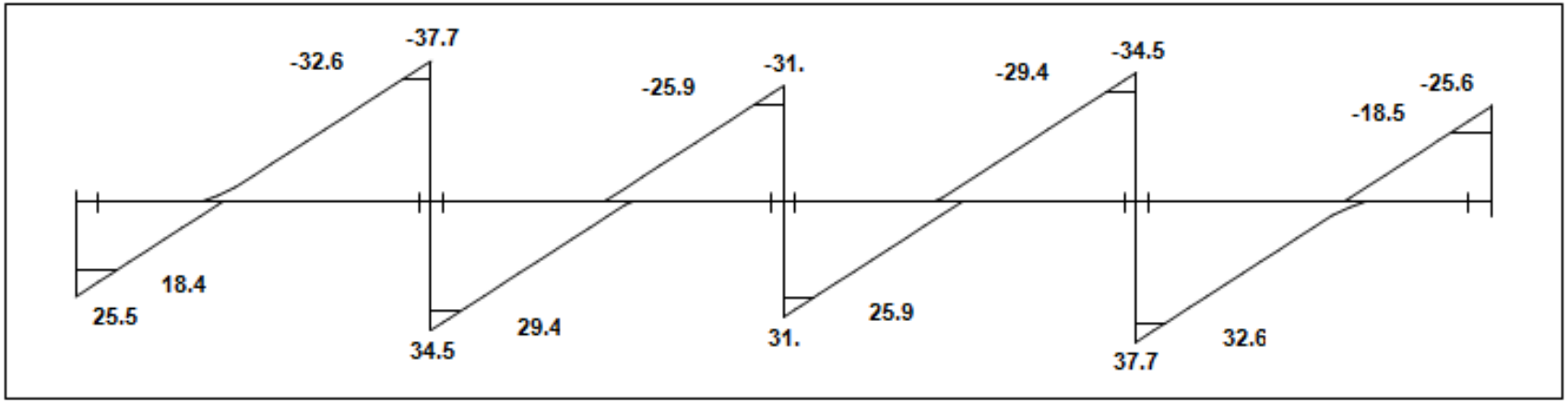


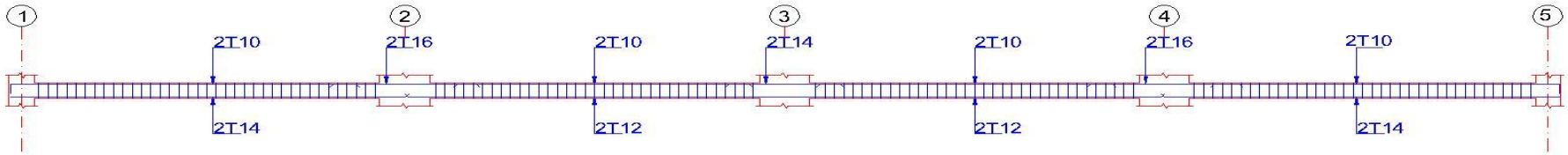
Figure (4.7) Loading of rib R12(KN/m).

Moment / Shear diagram of rib:

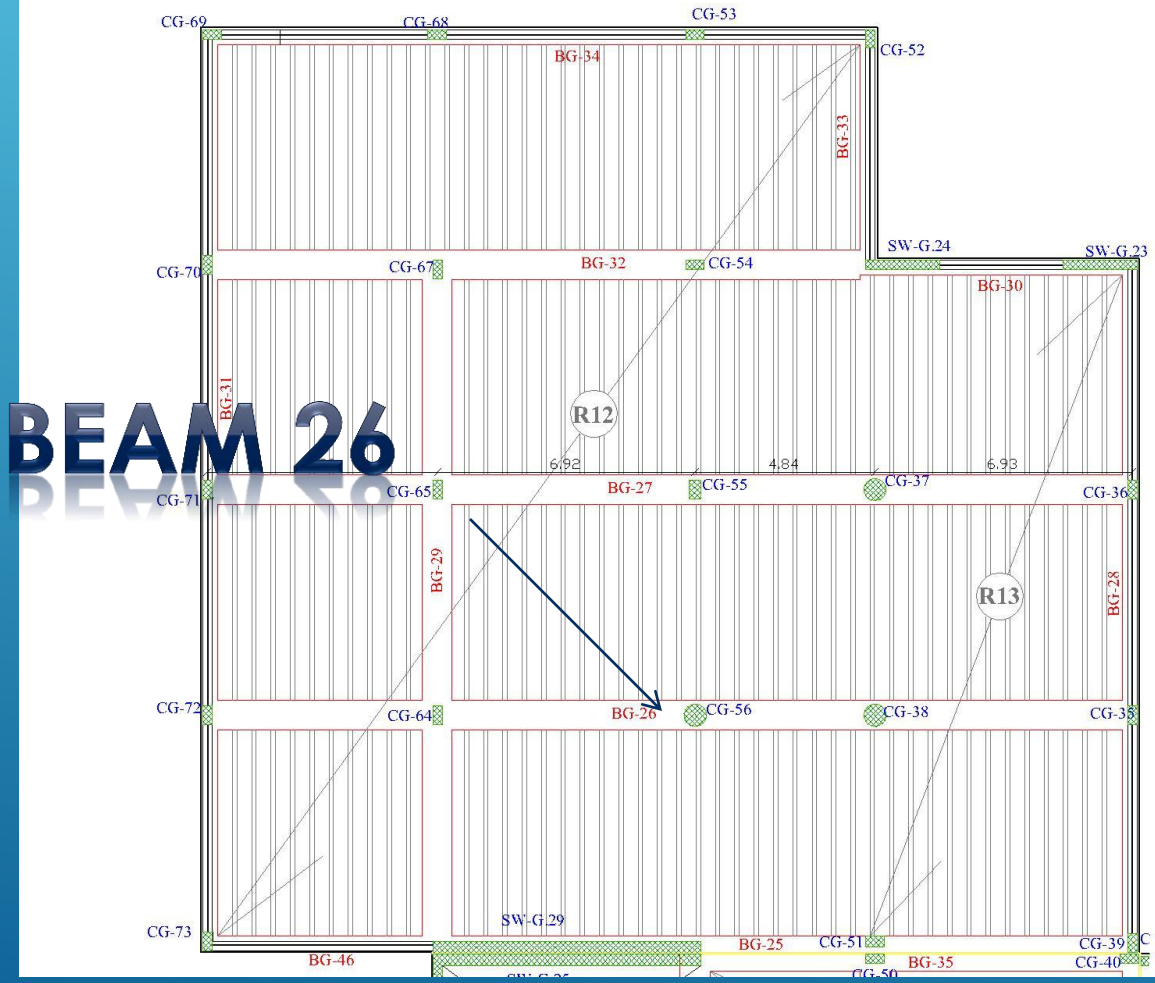




Reinforcement of rib:



Design of Beam :



BEAM 26

BG-26

System of beam:

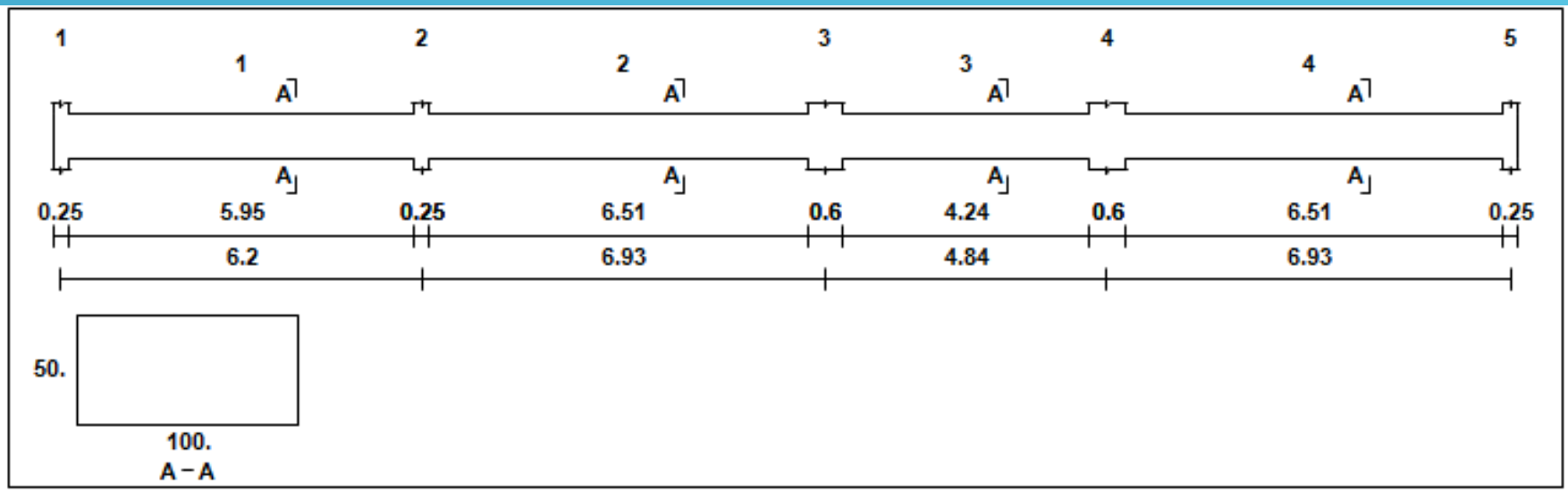


Figure (4.12) Geometry of Beam BG-26

Load of beam:

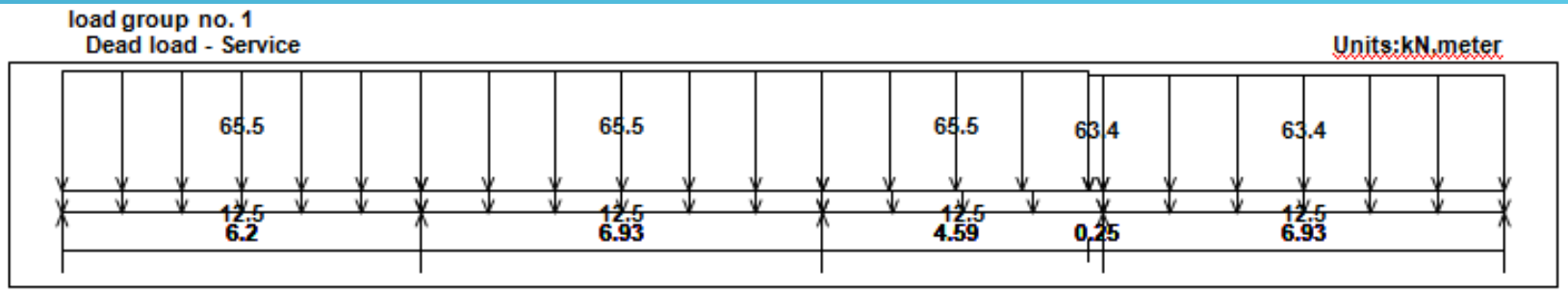
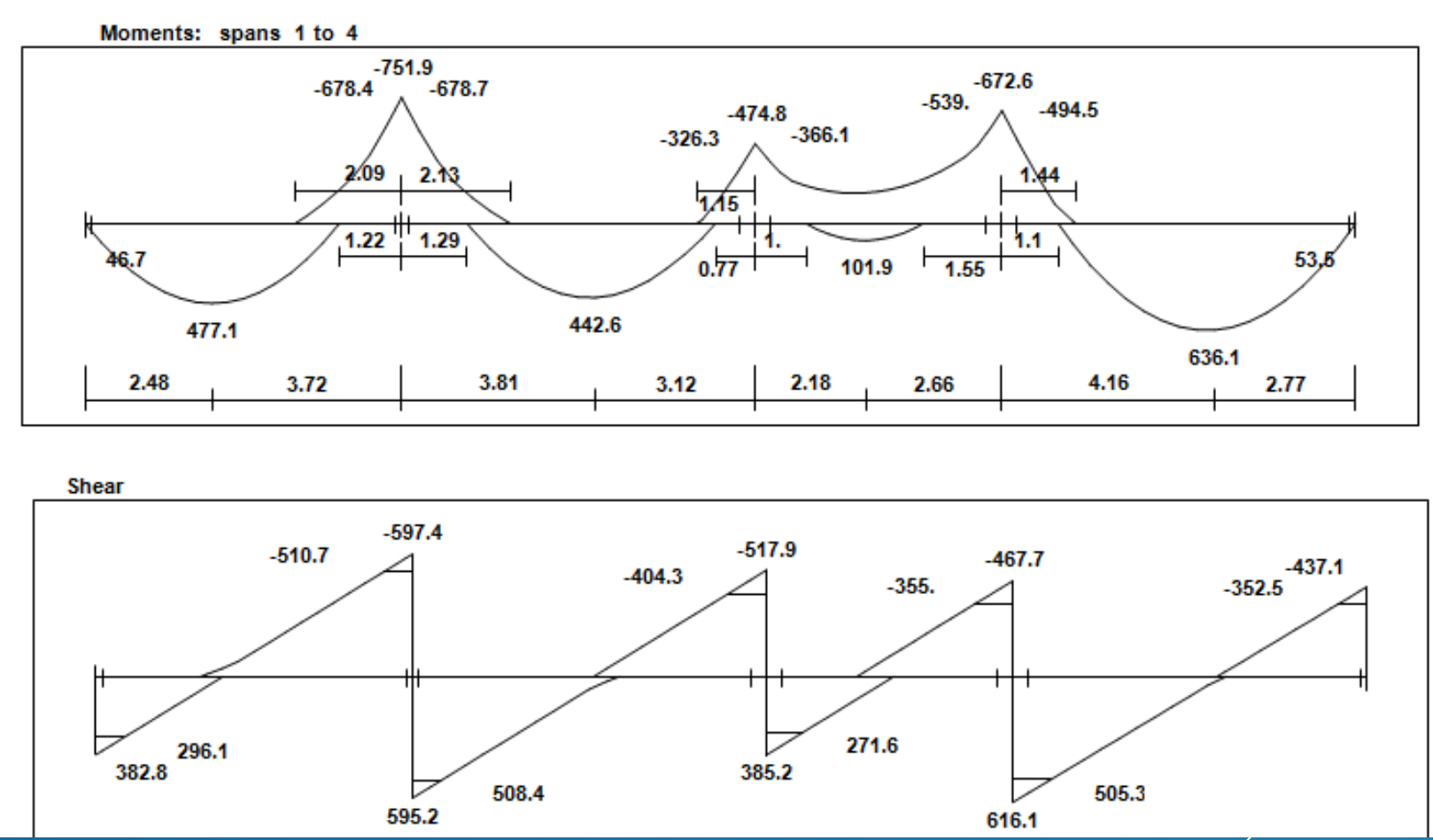
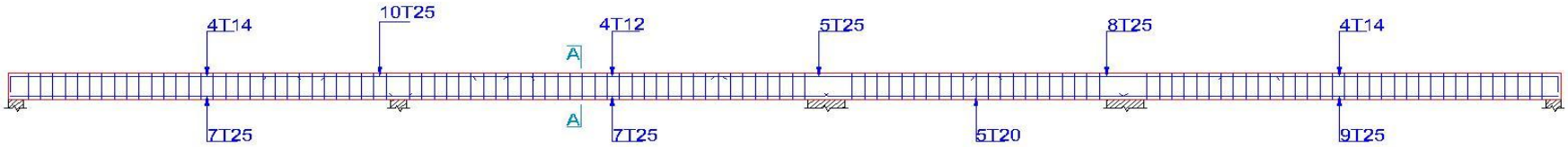


Figure (4.13) Loading of Beam BG-26 (KN/m).

Moment / Shear diagram of beam:



Reinforcement of beam:



النتائج والتوصيات

1- لقد قمنا في هذه المرحلة من المشروع بإيجاد الحلول الإنشائية لبعض العناصر وتصميمها وفق ما تعلمناه .

2 - أن التصميم المعماري للمشروع مهم جدا لفهم الية وضع العناصر الانشائية بالطريقة التي تحافظ على الجمال المعماري للمشروع وتخدم العنصر الانشائي

3-يتوجب على الطالب ان يقوم بالتاكد من جميع القيم التي ياخذها جاهزة من البرامج عن طريق الحل اليدوي وتعديل الفروق اذا كانت كبيرة.

شكراً
لاستماعكم