

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي كلية الفنون والابداع

فريق العمل :

عبدالله حروب

عمر أبو عواد

سامي دويكات

إشراف :

د.نصر عبوشي

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية الفنون والابداع

فريق العمل :

عمر أبو عواد عبدالله حروب

سامي دويكات

إشراف :

د. نصر عبوشي

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لكلية الفنون والابداع

أسماء الطلبة :

عمر أبو عواد عبدالله حروب

سامي دويكات

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

.....

الإهداء

إلى...المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله
إلى...من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء .
إلى...الأسود الرابضة خلف القضبانإلى من كسروا قيد السجانالأسرى .
إلى...أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.....أبي العزيز .
إلى...نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة .
إلى...عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء .
إلى...هبة السماءأصدقائي الأوفياء .
إلى...الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.....أساتذتي.
إلى...من عرفتهم في هذا الصرح العلميزملائي وزميلاتي .
إلى...منهل العلم إلى.....جامعتي .
إلى...من أحبني وأحبيته.
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 والمعماريةبطاقتها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور نصر عبوشي.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لكلية الفنون والابداع

فريق العمل:

عمر أبو عواد عبدالله حروب

سامي دويكات

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2016 م

إشراف:

د. نصر عبوشي

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 لكلية الفنون والابداع ، ويتكون من مبنى الفنون المكون من اربعة طوابق ومبنى الموسيقى المكون من ثلاثة طوابق ومبنى الكافتيريا المكون من طابق ومبنى المستودع من طابقين وبمساحة كلية إجمالية 15885 م².

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى الإلمام بكيفية تصميم هذه المباني والتي تكون فيها متطلبات التصميم أعلى من غيرها نظرا لاحتوائها على مساح وساحات كبيرة وتنوع في شكل المبنى حسب التصميم المعماري، كما تم اختياره لأهمية زيادة هذه المراكز في منطقة مثل ريفديا نابلس.

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

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

Structural Design For College of Arts & Creativity

WORKING TEAM:

Omar Abu awwad

Abdallah Hrob

Sami Dwekat

Palestine Polytechnic University -2016

SUPERVISOR:

DR. NASR ABBOUSHI

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 College of Arts & Creativity. The building consists of three floors and Roof with a total area of 15885 m².

This project was selected because of the importance to know how to design these buildings, 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, also it has been chosen for the importance of increasing these centers in this area "Nablus".

It is important mentioning that we will use the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes, for the analysis of the structural and design sections we will use the US Code (ACI_318_11), it must be noted that he will be relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe , Office2007, Atir, 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	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	نسخة عن صفحة العنوان
iii	شهادة تقييم مشروع التخرج
iv	الإهداء
v	الشكر و التقدير
vi	ملخص المشروع باللغة العربية
vii	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
xv - viii	فهرس المحتويات
xv - xiv	List of Abbreviation
5-1	الفصل الأول : المقدمة
2	1-1 المقدمة
2	2-1 أهداف المشروع
3	3-1 مشكلة المشروع
3	4-1 حدود مشكلة المشروع
3	5-1 المسلمات
3	6-1 فصول المشروع
4-5	7-1 إجراءات المشروع
30-6	الفصل الثاني : الوصف المعماري
7	1-2 المقدمة
7	2-2 لمحة عن المشروع
8-7	3-2 موقع المشروع
17-9	4-2 المساقط الأفقية
12-9	1-4-2 مبنى الفنون
9	1-1-4-2 الطابق الأرضي
10	2-1-4-2 الطابق الأول
11	3-1-4-2 الطابق الثاني
12	4-1-4-2 الطابق الثالث
15-13	2-4-2 مبنى الموسيقى
13	1-2-4-2 طابق التسوية

14	2-2-4-2 الطابق الأرضي
15	3-2-4-2 الطابق الأول
16	2-4-2 مبنى الكافتيريا
17	2-4-2 مبنى المستودع
24-18	5-2 وصف الواجهات
20-18	1-5-2 واجهات مبنى الفنون
18	1-5-2 الواجهة الشمالية الغربية
19	1-5-2 الواجهة الجنوبية الشرقية
20	1-5-2 الواجهة الشرقية الشمالية
20	1-5-2 الواجهة الغربية الجنوبية
21-24	2-5-2 واجهات مبنى الفنون
21	2-5-2 الواجهة الشمالية
22	2-5-2 الواجهة الجنوبية
23	2-5-2 الواجهة الشرقية
24	2-5-2 الواجهة الغربية
24-27	2-6 وصف الحركة
25	6-2 مقطع (A-A) مبنى الفنون
26	6-2 مقطع (B-B) مبنى الفنون
27	6-2 مقطع (A-A) مبنى الموسيقى
27	6-2 مقطع (B-B) مبنى الموسيقى
28	6-2 مقطع (C-C) مبنى الموسيقى
28	6-2 مقطع (D-D) مبنى الموسيقى
29-30	7-2 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى
31-45	الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
31	1-3 المقدمة
32	2-3 هدف التصميم الإنشائي
32	3-3 الدراسات التحليلية و النظرية
34-32	1-3-3 الأحمال
33	1-1-3-3 الأحمال الميتة
34	2-1-3-3 الأحمال الحية
35-34	3-1-3-3 الأحمال البيئية
45-36	4-3 العناصر الإنشائية
39-36	1-4-3 العقدات

36	1-1-4-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
37	2-1-4-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
37	3-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
38	4-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين
38	5-1-4-3 العقدات المصمتة بدون جسور (Flat)
39	3-6-1-4-3 العقدات العصب بدون جسور (WAFFLE)
40-39	2-4-3 الجسور
41	3-4-3 الأعمدة
41-43	4-4-3 جدران القص
43-45	5-4-3 الأساسات
45-46	6-4-3 الأدراج
46-47	7-4-3 جدران التسوية.
47-49	8-4-3 فواصل التمدد
49-50	9-4-3 الاطارات الخرسانية (concrete Frame)
51	10-4-3 الجمالون (Truss)
52-94	Chapter 4 : Structural Design & Analysis
53	4.1 Introduction
54	4.2 Determination of factored load
55	4.3 Determination of Slab thickness
55-62	4.4 Load Calculations & design
55-57	4.4.1 Topping for ribbed slab
57-62	4.4.2 One way ribbed slab
61-57	4.4.2.1 Design of flexure of rib
62	4.4.2.2 Design of shear of rib (R13-GF)
63-70	4.5 Design of beam (B44-GF)
63-64	4.5.1 Load of beam
65-68	4.5.2 Design of flexure
68-70	4.5.3 Design of shear
70-72	4.6 Design of column (C80).
73-76	4.7 Design of isolated footing .
71-81	4.8 Design stair .
71	4.8.1 load calculations .

72-77	4.8.1 Design of flight .
78-81	4.8.2 Design of landing .
81-88	4.9 Design of basement wall .
89-92	4.10 Frame analysis .
93-94	4.11 Flat plate analysis & design .
95-103	الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .
95	1-5 النتائج
95	2-5 التوصيات
97	3-5 قائمة المصادر والمراجع
98-103	4-5 الملحقات
فهرس الجداول	
4	جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015-2016
5	جدول (2-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015-2016
33	جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
34	جدول (2-3) الأحمال الحية
35	جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر
50	Table (4-1) Calculation of topping - dead load.
51	Table (4-2) Calculation of one way Ribbed slab - dead load.
فهرس الأشكال	
30-6	الفصل الثاني
8	شكل (1-2) الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع
8	شكل (2-2) صورة جوية للموقع
9	شكل (3-2) مخطط الطابق الارضي مبنى الفنون
10	شكل (4-2) مخطط الطابق الأول مبنى الفنون
11	شكل (5-2) مخطط الطابق الثاني مبنى الفنون
12	شكل (6-2) مخطط الطابق الثالث مبنى الفنون
13	شكل (7-2) مخطط الطابق الارضي مبنى الموسيقى
14	شكل (8-2) مخطط الطابق الأول مبنى الموسيقى
15	شكل (9-2) مخطط الطابق الثاني مبنى الموسيقى
16	شكل (10-2) مخطط الكافتيريا

17	شكل (11-2) مخطط الطابق الأول مبنى المستودع
17	شكل (12-2) مخطط الطابق الثاني مبنى المستودع
18	شكل (13-2) الواجهة الشمالية الغربية لمبنى الفنون
19	شكل (14-2) الواجهة الجنوبية الشرقية لمبنى الفنون
20	شكل (15-2) الواجهة الشرقية الشمالية لمبنى الفنون
20	شكل (16-2) الواجهة الغربية الجنوبية لمبنى الفنون
21	شكل (17-2) الواجهة الشمالية لمبنى الموسيقى
22	شكل (18-2) الواجهة الجنوبية لمبنى الموسيقى
23	شكل (19-2) الواجهة الشرقية لمبنى الموسيقى
24	شكل (20-2) الواجهة الغربية لمبنى الموسيقى
25	شكل (21-2) مقطع (A-A) مبنى الفنون
26	شكل (22-2) مقطع (B-B) مبنى الفنون
27	شكل (23-2) مقطع (A-A) مبنى الموسيقى
27	شكل (24-2) مقطع (B-B) مبنى الموسيقى
28	شكل (25-2) مقطع (C-C) مبنى الموسيقى
28	شكل (26-2) مقطع (D-D) مبنى الموسيقى
30-29	شكل (27-2) صور ثلاثية الأبعاد لمبنى الموسيقى
51-31	الفصل الثالث
36	شكل (1-3) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد
37	شكل (2-3) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين
37	شكل (3-3): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد
38	شكل (4-3): عقده العصب ذات الاتجاهين
38	شكل (5-3): flat plat
39	شكل (6-3): waffle slab
40	شكل (7-3) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة
41	شكل (8-3) احد أشكال الأعمدة
42	شكل (9-3) جدران القص في مبنى الفنون
43	شكل (10-3) مثال توضيحي للطبيعة الانشائية لجدار القص
43	شكل (11-3) الأساسات المنفرد
44	شكل (12-3) الأساسات الشريطي
44	شكل (13-3) الأساسات المركب
45	شكل (14-3) الأساسات الحصيرة
46	شكل (15-3) الدرج
46	شكل (16-3) جدار تسوية

48	شكل (17-3) فاصل التمدد في مبنى الفنون.
49	شكل (18-3) فاصل التمدد في مبنى الموسيقى.
50	شكل (19-3) المسقط الافقي لمكان استعمال نظام الاطار.
50	شكل (20-3) الهيكلية الانشائية لنظام الاطار
52	شكل (21-3) المسقط الافقي لمسرح مبنى الفنون.
51	شكل (22-3) الهيكلية الانشائية لنظام الجمالون.
94-46	Chapter 4
54	Figure (4-1): Span location of Rib(13-GF)
55	Figure (4-2) : One way rib slab.
55	Figure (4-3): Topping of One way rib slab
58	Figure (4-4): Geometry of rib 13 GF
58	Figure (4-5) : Service loading of rib
59	Figure (4-6) :) Moment & Shear Envelope of rib 13-GF
59	figure (4-7) : rib reinforcement.
63	Figure (4-8) : Beam Geometry.
63	Figure (4-9) : Span1&2 service load from rib 13-GF.
64	Figure (4-10) : Load of Beam (B44 GF)
64	Figure (4-11) : Moment& Shear Envelope for Beam (B44 GF)
70	Figure (4-12) Reinforcement for Beam (B44 GF).
72	Figure (4-13) Reinforcement for column (C80).
73	Figure (4-14) Geometry of footing (F6)
77	Figure (4-15) : Stair plan
78	Figure (4-16) : Load diagram for flight
78	Figure (4-17) : Shear & moment envelope diagrams for flight
80	Figure (4-18) : Load diagram for landing .
81	Figure (4-19) : Shear & moment envelope diagrams for landing .
82	Figure (4-20) Geometry and load of basement wall .

81	Figure (4-21) : lateral earth pressure.
83	Figure (4-22) : lateral surcharge pressure
84	Figure (4-23) : stem bending moment .
86	Figure (4-24) : stem shear.
87	Figure (4-25) : Toe loads
88	Figure (4-26) : heel loads.
89	Figure (4-27) : Bending moment frame result.
92	Figure (4-28) : flexural steel area frame result.
92	Figure (4-29) flexural steel area frame drawing ..
93	Figure (4-30) maximum bending moment of flat plat.
94	Figure (4-30) Top flexural steel reinforcement

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.

- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

1

المقدمة

المقدمة.	1.1
أهداف المشروع.	2.1
مشكلة المشروع.	3.1
حدود مشكلة المشروع.	4.1
المسلمات.	5.1
فصول المشروع.	6.1
إجراءات المشروع.	7.1

الفصل الأول

1.1 المقدمة

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشآت جديدة تلبي احتياجاته، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمباني كلية الفنون والإبداع - حيث يتكون من قسمين رئيسيين هما مبنى دائرة الفنون مكون من أربعة طوابق ورووف ومبنى المعهد الموسيقي مكون تسوية (مواقف) وطابقين ، بالإضافة الى مبنى الكافتيريا و مبنى المستودع المكون من طابقين- من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع

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

1. المقدرة على دراسة أي مشروع من الناحية المعمارية، والبيئية، وتحليله من أجل اختيار النظام الإنشائي الأفضل بما يتلاءم مع المتطلبات الخدمية له، ومن ثم توزيع العناصر الإنشائية بما يضمن الأمن والثبوتية لأي منشأ .
2. الحصول على الخبرة الكافية لدراسة أي عنصر إنشائي وتحليله وتصميمه .
3. العمل على الربط بين التصميم الإنشائي لأي منشأ مع ما تم تعلمه على مدار الفترة الجامعية .
4. التعامل مع برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها ببعضها، أو مقارنتها بالتصميم اليدوي .

الفصل الأول

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمباني كلية الفنون والإبداع، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات، والجسور، والأعمدة، والأساسات، والجدران بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وبما لا يتعارض مع المظهر المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2015-2016 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir , Safe، Etabs ,SAP , SPcolumn)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول : المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
- 2- الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث : وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات والملحقات.

الفصل الأول

7.1 إجراءات المشروع

أولاً : تجهيز مخطط زمني للنشاطات التي سيتم القيام بها ضمن هذا المشروع خلال السنة الدراسية ، والبدء بدراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية والإنشائية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

ثانياً : دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والعقدات بشكل يتوافق مع التصميم المعماري له ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

ثالثاً : حساب الأحمال الواقعة على العناصر باختلاف أنواعها .

رابعاً : تحليل العناصر الإنشائية، ودراسة نتائج التحليل .

خامساً : التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

سادساً : إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها للحصول على المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الدراسي الأول / السنة الدراسية (2015-2016)

الأسابيع	النشاط
16	اختيار المشروع
15	دراسة المخططات المعمارية
14	دراسة المبنى انشائيا
13	توزيع الاعمدة
12	اختيار العقدات وتوزيع الجسور
11	التصميم الانشائي (جسر ، عصب)
10	اعداد المخططات النهائية
9	كتابة النص الخاص بمقدمة المشروع
8	تجهيز العرض للمشروع
7	عرض المشروع
6	
5	
4	
3	
2	
1	

الفصل الأول

جدول (2-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الدراسي الثاني/ السنة الدراسية (2015-2016)

الأسابيع	النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	إعادة التقييم للمشروع وعمل بعض التعديلات																
	تصميم عقدات وجسور مبنى الفنون																
	تصميم أعمدة مبنى الفنون																
	تصميم عقدات وجسور وأعمدة مبنى المستودعات والكافتيريا																
	تصميم جدران القص لمبنى الفنون والمستودعات والكافتيريا																
	تصميم الأساسات وعمل الخنزيرة لمبنى الفنون والمستودعات والكافتيريا																
	تجهيز المخططات الإنشائية النهائية والمخططات المعمارية لمبنى الفنون والمستودعات والكافتيريا																
	تصميم عقدات وجسور وأعمدة مبنى الموسيقى																
	تصميم جدران القص والتسوية لمبنى الموسيقى																
	تصميم الأساسات لمبنى الموسيقى وعمل الخنزيرة																
	تجهيز المخططات الإنشائية النهائية والمخططات المعمارية لمبنى الموسيقى																
	كتابة وتعديل النص الخاص بالمشروع																
	تجهيز العرض للمشروع ، ومناقشة المشروع																

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

مقدمة.	1.2
لمحة عن المشروع.	2.2
موقع المشروع.	3.2
وصف المساقط الأفقية للمبنى.	4.2
وصف الواجهات.	5.2
وصف الحركة.	6.2
صور توضيحية للمبنى.	7.2

الفصل الثاني

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 الأمان والراحة لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً 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.

2.2 لمحة عن المشروع

المشروع عبارة عن كلية الفنون والإبداع من تصميم المهندستان "إيمان خالد و سارة عمرو"، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى جزء لا يتجزأ من البيئة المحيطة، وندرة مثل هذه المشاريع في بلادنا.

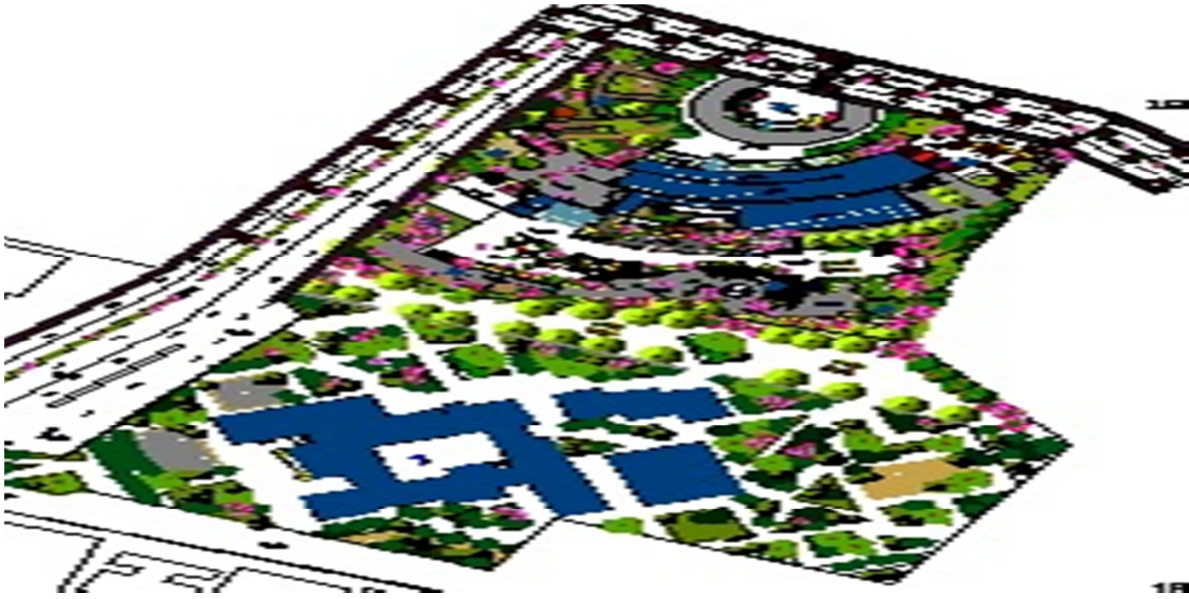
وقد كانت هذه الأفكار تركز بشكل أساسي على محاكاة الطبيعة من خلال احترام طبوغرافية الأرض، لإنتاج بيئة يتصل فيها الفن مع البيئة، اتصالاً جوهرياً، وتهدف هذه الفكرة أيضاً إلى تحقيق أقصى قدر من التكامل بين المبنى والمظاهر الطبيعية في الخارج، لذلك تم استخدام الواجهات الزجاجية الواسعة والمسطحات الخضراء. وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

تتكون الكلية من مبنى دائرة الفنون و مبنى المعهد الموسيقي ومبنى الكافتيريا ومستودعات الكلية على قطعة أرض مساحتها حوالي 13,500 م² ويوجد تفاوت وتداخل في أجزاء المبنى وكتل متفاوتة ما يضفي عليه مظهراً جميلاً.

3.2 موقع المشروع

يقع المشروع في منطقة بين وزن في مدينة نابلس- حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في مدينة نابلس، ويمتاز بسهولة وصول وسائل النقل العام إليه والتي تعد من أهم متطلبات مثل هذه المشاريع. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع، منها الشارع الذي يؤدي إلى جامعة النجاح، ومن خلال شارع رفيديا .

الفصل الثاني



شكل (1-2): الموقع العام



شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل يمثل حدود قطعة الأرض المقترحة).

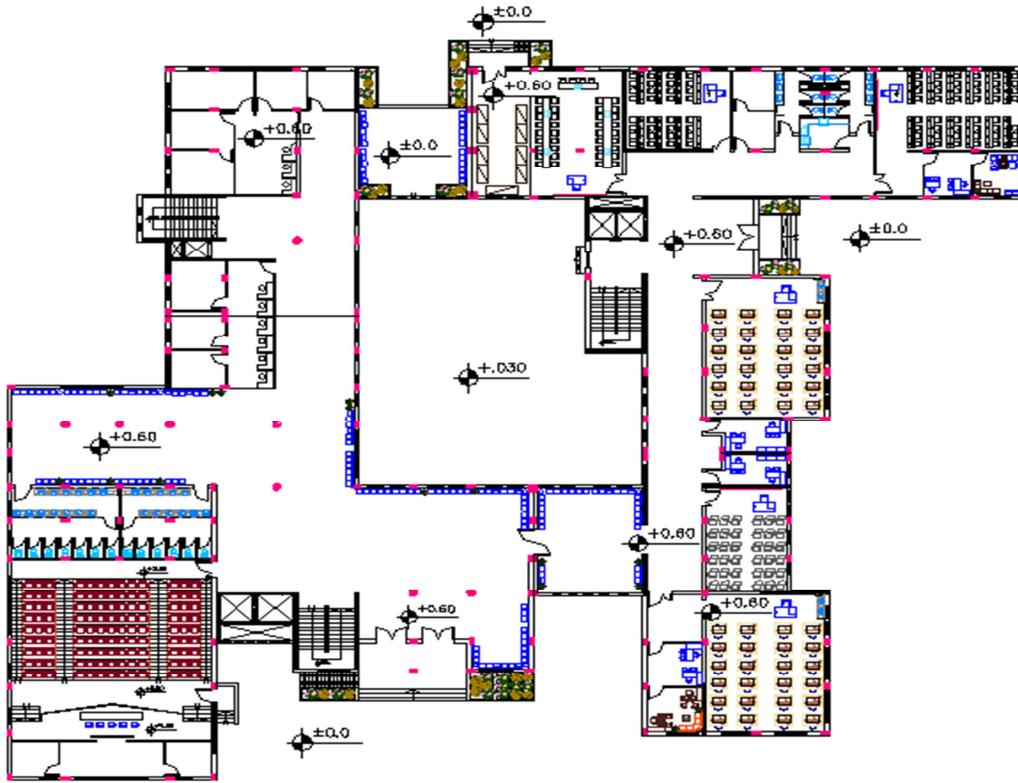
الفصل الثاني

4.2 وصف المساقط الأفقية :

1.4.2 مبنى الفنون :

1.1.4.2 الطابق الأرضي :

مساحة هذا الطابق هي 2090 متر مربع ويقع مستوى هذا الطابق أعلى مستوى سطح الأرض ب 45 سم ويحتوي على مدخل في الجهة الشمالية للبناء، ويوجد مدخل خاص في المدرج على الجهة الغربية للمبنى. ويستخدم هذا الطابق بأكمله لأغراض متعددة كالمكاتب وغرف الاجتماعات وغرف التدريس ومدرج وغيرها، كما انه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطابق الأول من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق، كما هو موضح في المخطط التالي:-

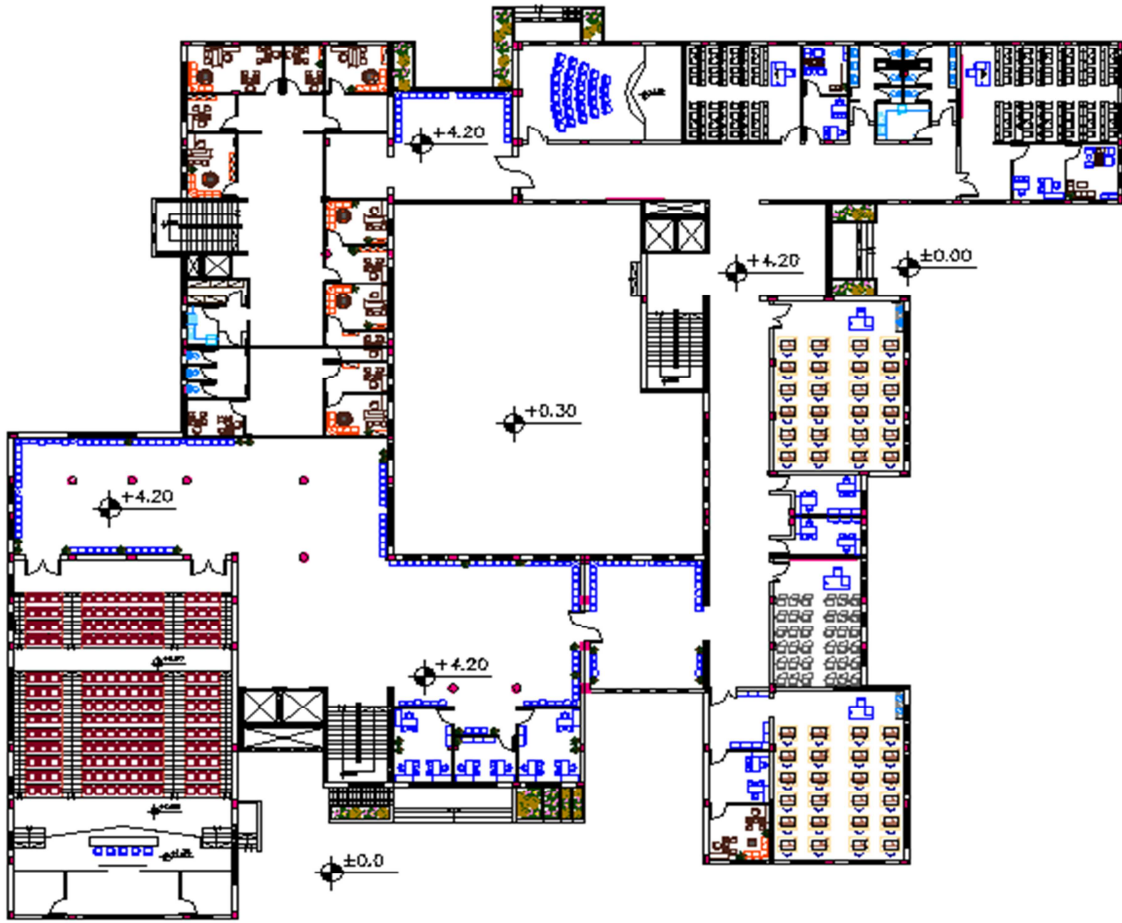


شكل (3-2): مخطط الطابق الأرضي

الفصل الثاني

2.1.4.2 الطابق الأول :

ومساحة هذا الطابق هي 2110 متر مربع، ويحتوي على بروز طفيف عند مدخل المبنى والتي تزيد من مساحة الطابق وتستخدم لأغراض جمالية ومعمارية، كما يتكون هذا الطابق من عدة غرف تعليمية بالإضافة مكاتب مدرسين ويوجد في هذا الطابق مدخل خلفي من النزول الى المدرج الكائن بارتفاع طابقين وغيرها من المرفقات، وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض الاستخدام، بالإضافة لوجود دورات المياه.

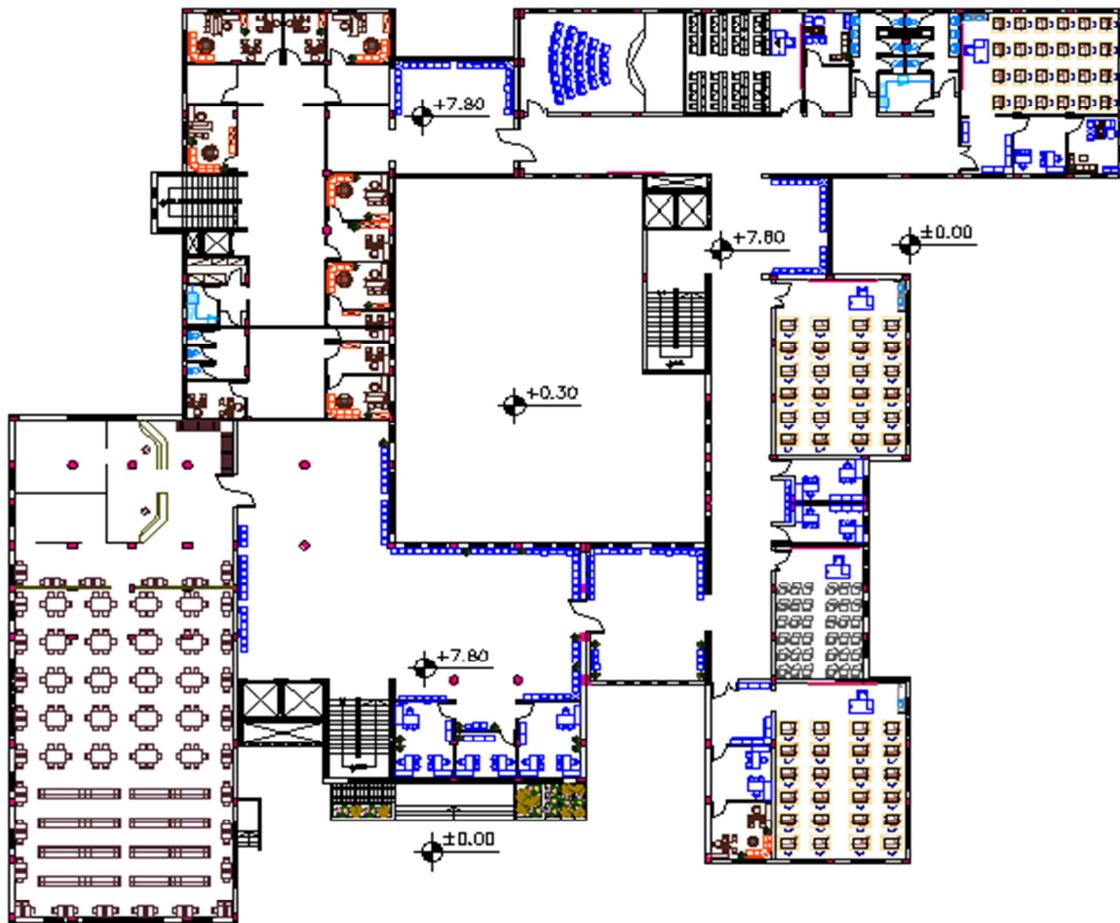


شكل (4-2): مخطط الطابق الأول .

الفصل الثاني

3.1.4.2 الطابق الثاني :

مساحة هذا الطابق هي 2110 متر مربع ، ويتكون من عدد من الغرف الدراسية والمكاتب ومختبرات حاسوب وقاعة اجتماعات ومراسم ، وبمساحات مختلفة ومناسبة، وكذلك يحتوي على مكتبة تعلو المدرج ، بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:

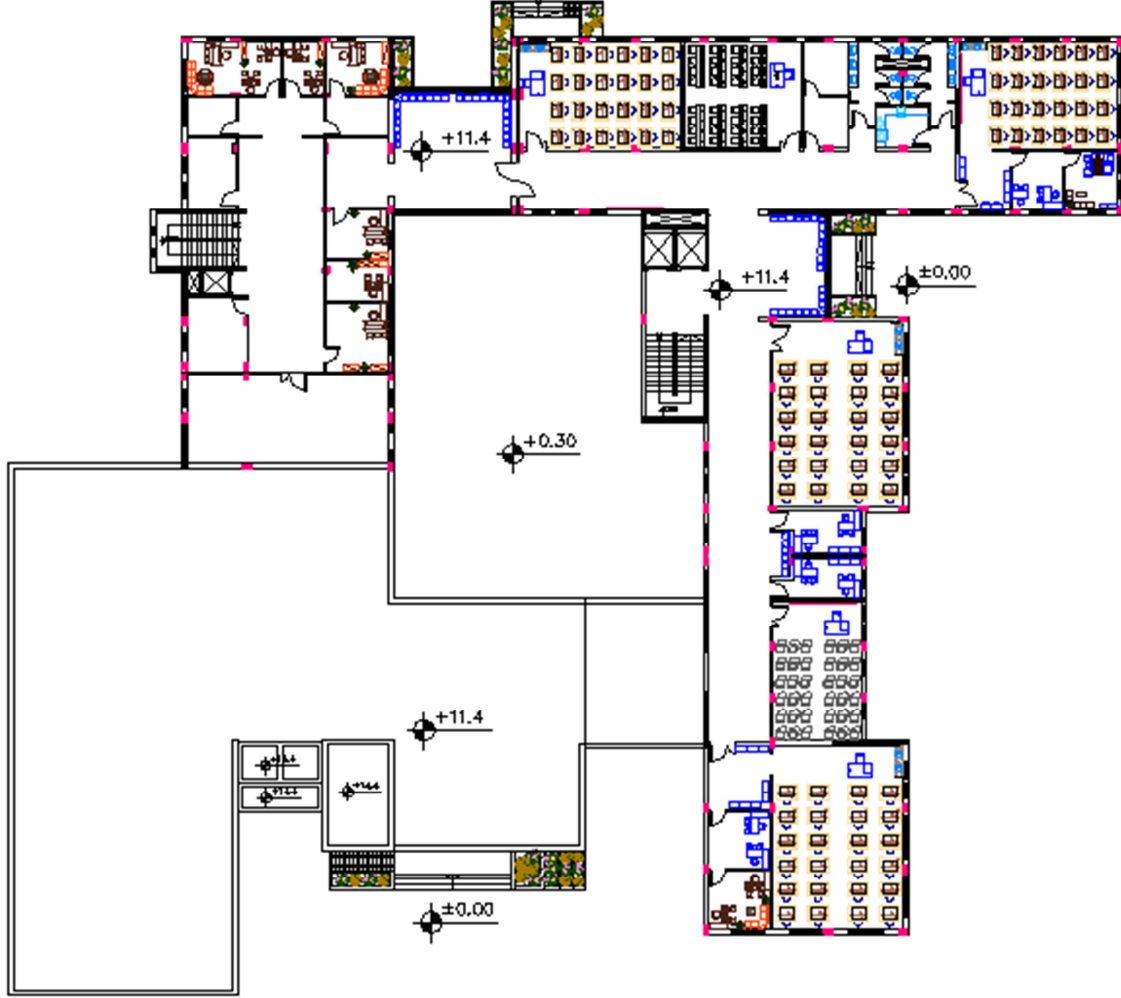


شكل (5-2): مخطط الطابق الثاني .

الفصل الثاني

4.4.2 الطابق الثالث :

ومساحة هذا الطابق هي 1260 متر مربع، حيث يوجد تراجع واضح وكبير في المبنى على هذا المستوى، ويتكون هذا الطابق من عدد من الغرف الدراسية والمكاتب ومختبرات حاسوب وقاعة مراسم، وبمساحات مختلفة ومناسبة، بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:



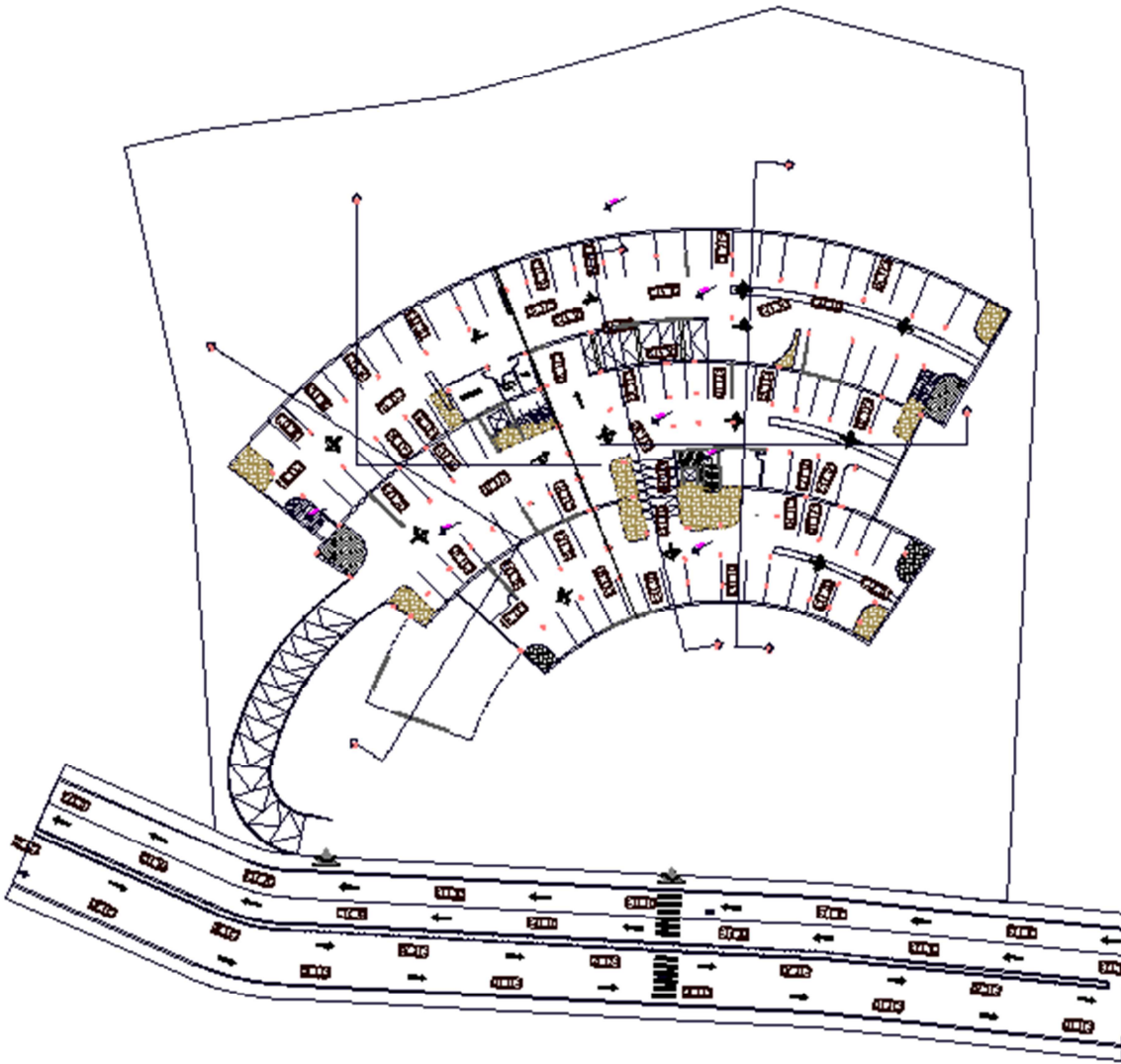
شكل (6-2): مخطط الطابق الثالث .

الفصل الثاني

2.4.2 مبنى الموسيقى :

2.2.4.2 طابق التسوية :

مساحة هذا الطابق هي 3600 متر مربع، حيث يتدرج بثلاثة مناسيب تابعا شكل الأرض ذات الطبيعة المنحدرة حيث يظهر المبنى جزءاً لا يتجزأ من الطبيعة المحيطة به ، ويتكون هذا الطابق من مواقف للسيارات بشكل أساسي ، ومسالك ربط بين المناسيب المختلفة للطابق الواحد (أدراج للمشاة ، ورمبات للسيارات) وكذلك مع الطوابق العليا (أدراج) ، بالإضافة لوجود غرف خدمات للمبنى بشكل عام (غرف كهربائية ، ميكانيكية وغيرها) و دورات المياه كما هو موضح أدناه:

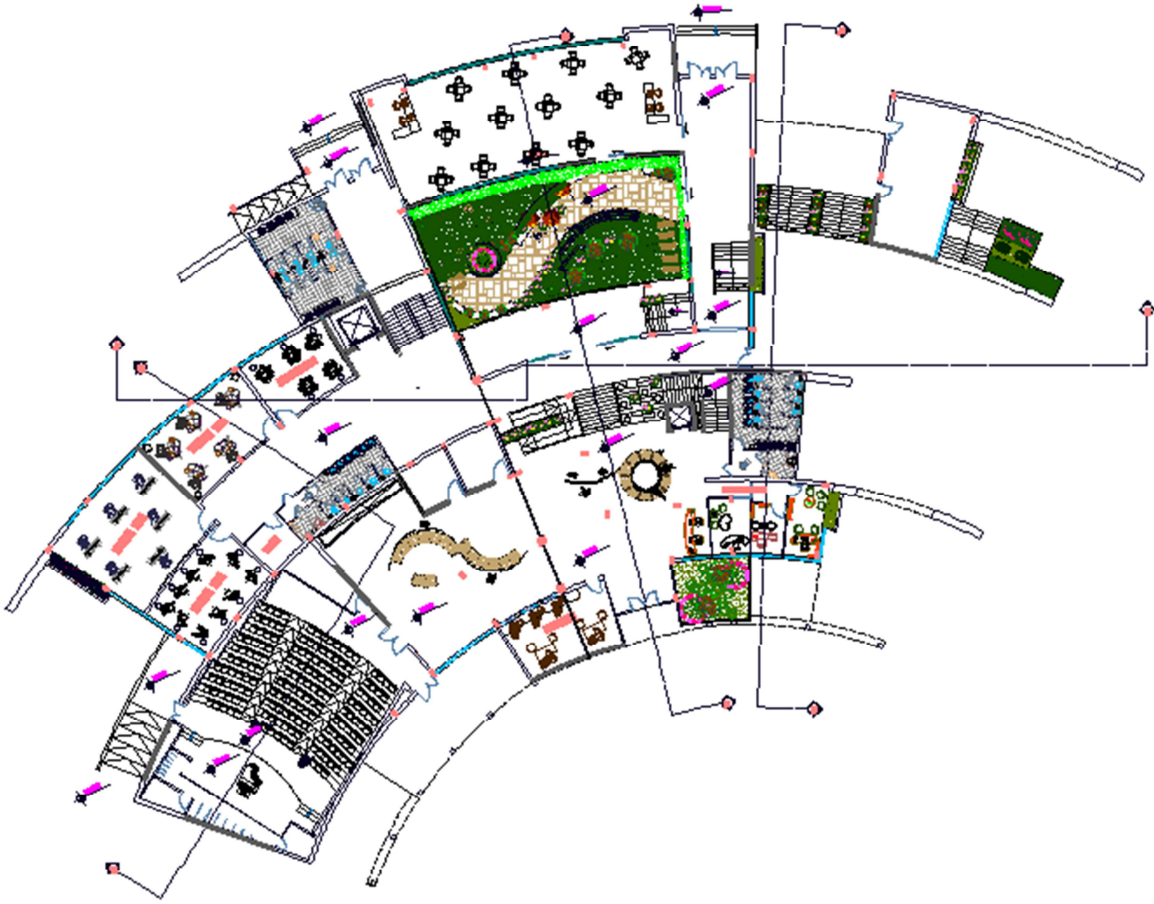


شكل (7-2): مخطط الطابق الكراج .

الفصل الثاني

2.2.4.2 الطابق الأرضي:

مساحة هذا الطابق هي 2060 متر مربع، حيث يتدرج بثلاثة مناسيب أيضا لإكمال المظهر المعماري للمبنى واطهاره كتكتلة واحدة متدرجة، مع وجود تراجع أمامي وخلفي للمبنى على مستوى هذا الطابق، ويتكون هذا الطابق من قاعات لتعليم الموسيقى، وأدراج للربط بين المناسيب المختلفة للطابق الواحد وكذلك مع الطوابق العليا، ومسرح يبدأ بمنسوب اقل من منسوب هذا الطابق، بالإضافة لوجود مكاتب للمدرسين وقاعة للدراسة وكذلك قسم كافيتيريا داخلي و دورات المياه كما هو موضح أدناه:

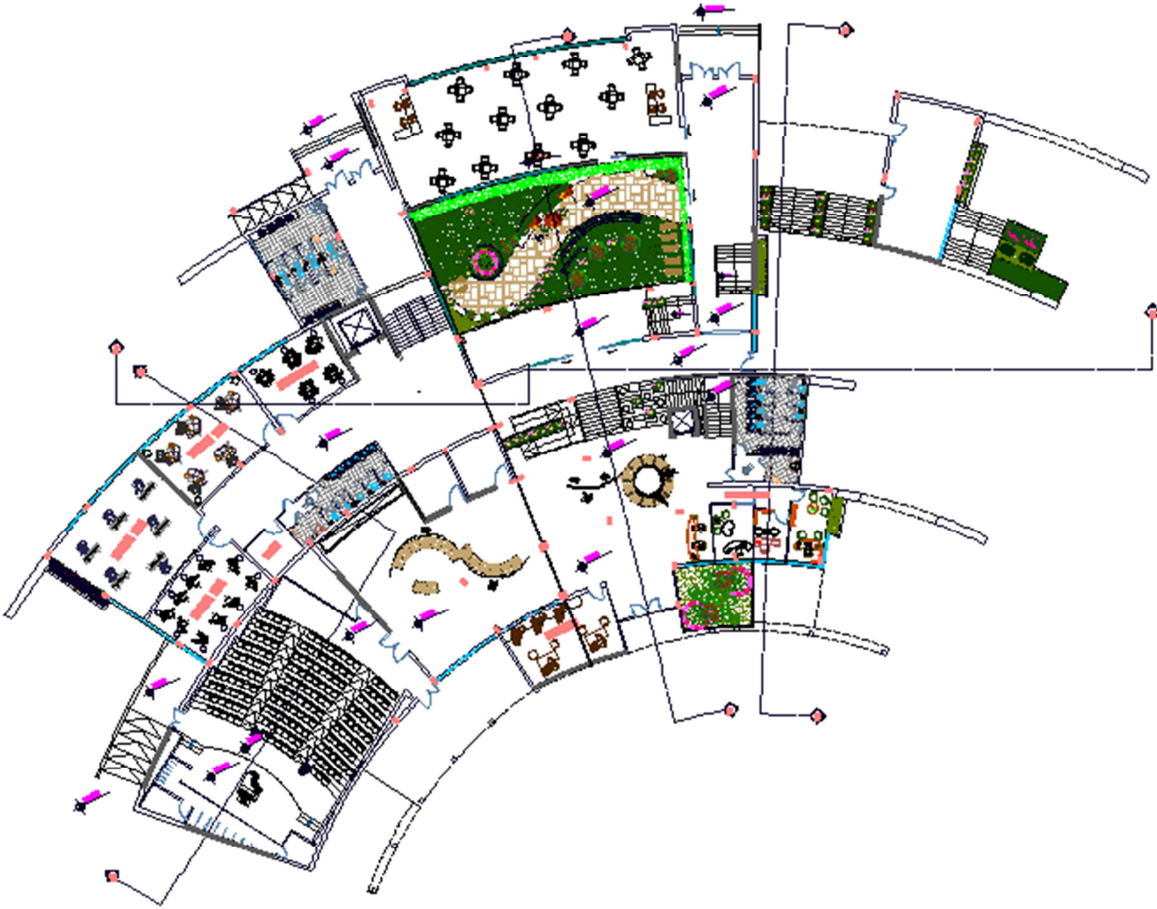


شكل (8-2): مخطط الطابق الأرضي .

الفصل الثاني

3.2.4.2 الطابق الأول:

مساحة هذا الطابق هي 1400 متر مربع، حيث يتدرج بمنسوبين ليتمم الفكرة المعمارية في التدرج التابع للطبيعة الأرض، حيث يوجد تراجع امامي وخلفي للمبنى على هذا المستوى ويتكون هذا الطابق من قاعات لتعليم الموسيقى ، وأدراج للربط بين المناسيب المختلفة للطابق الواحد وكذلك مع الطوابق العليا، ومسرح يبدأ بمنسوب اقل من منسوب هذا الطابق ، بالإضافة لوجود مكاتب للمدرسين وقاعة للدراسة وكذلك مكتبة الموسيقى، و دورات المياه كما هو موضح أدناه:

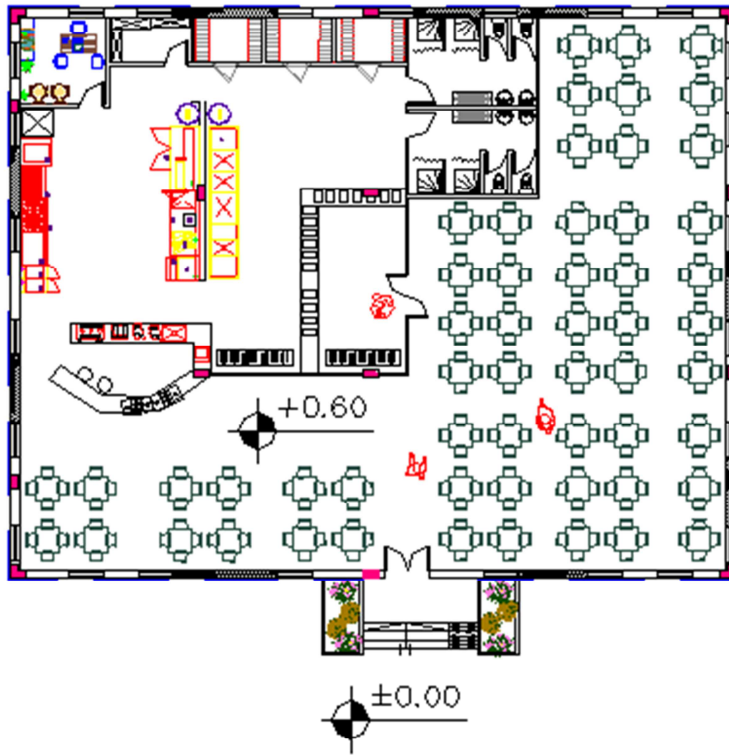


شكل (9-2): مخطط الطابق الأول .

الفصل الثاني

3.4.2 مبنى الكافتيريا :

مبنى الكافتيريا يتكون من طابق واحد فقط بمساحة 485 مترا مربعا ، حيث يحتوي على قسم المطبخ والمبيعات وقسم آخر واسع للجلوس، بالإضافة إلى دورات مياه ، كما هو موضح في الشكل أدناه :

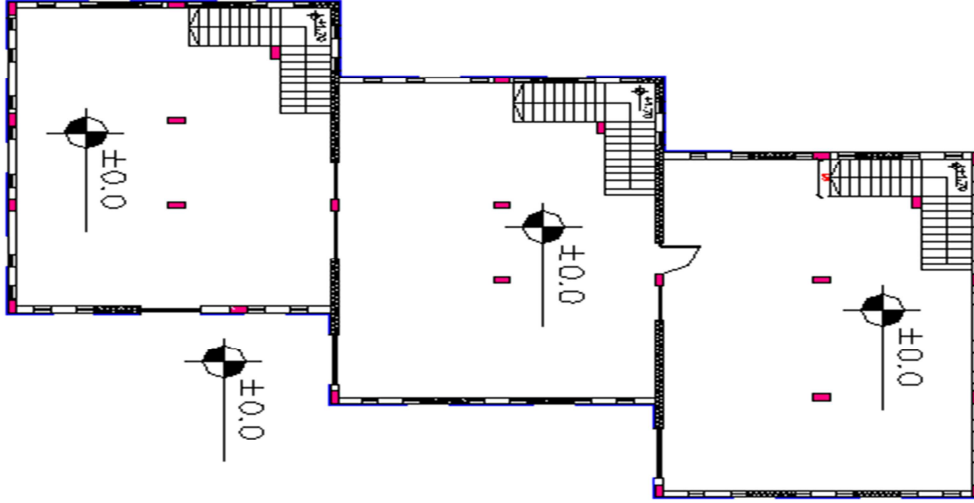


شكل (10-2): مخطط مبنى الكافتيريا .

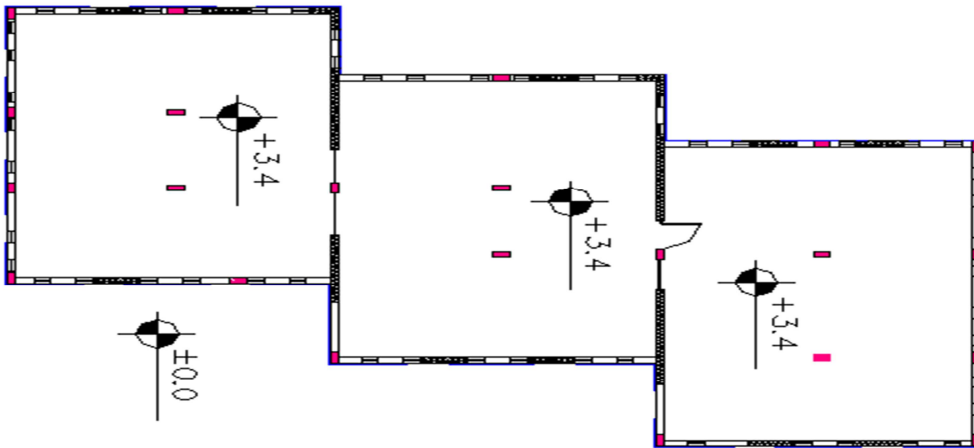
الفصل الثاني

4.4.2 مبنى المستودع :

مبنى المستودع يتكون من طابقين فقط بمساحة طابقية 385 مترا مربعا ، حيث يخدم الطابق الأول بشكل أساسي مبنى الفنون لاحتوائه على قسم للمولد والمحول الكهربائيين له ، أما الجزء الآخر مئة مع الطابق الثاني يشكلان مستودعا ومخزنا لجميع مباني الكلية ، كما يوضح الشكل أدناه :



شكل (11-2): مخطط المستودع الطابق الأرضي .



شكل (12-2): مخطط المستودع الطابق الأول .

الفصل الثاني

5.2 وصف الواجهات :

1.5.2 واجهات مبنى الفنون :

1. الواجهة الشمالية الغربية:

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى، والتي تظهر المدخل المؤدي إلى داخل المبنى، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما، ما يضيف مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى الفنون، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى ويظهر أيضا البروز في كتلة المدرج ما يضيف إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمم لإطارات النوافذ، كما يظهر في الشكل التالي:

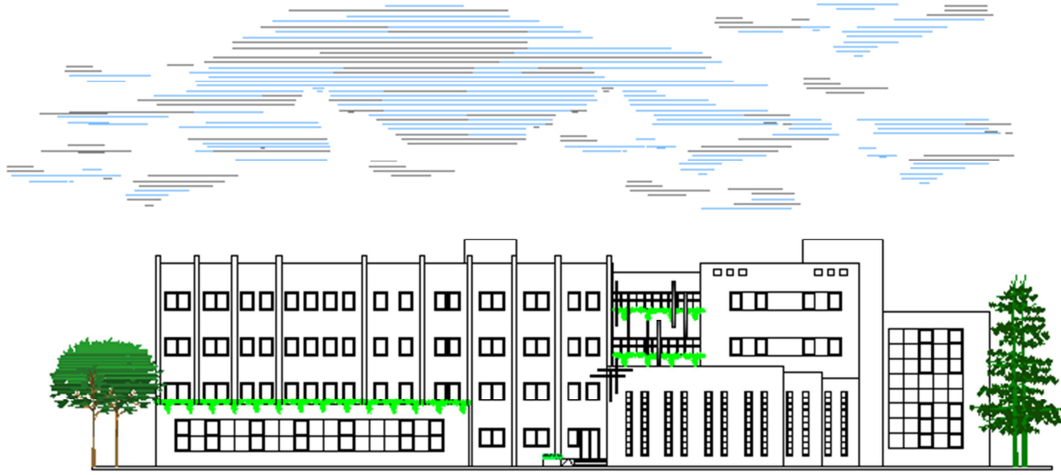


شكل(2-13): الواجهة الشمالية الغربية .

الفصل الثاني

2. الواجهة الجنوبية الشرقية :

تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح من تدرج في الكتل في كل طابق وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية ذات المساحة الكبيرة التي تعكس مظهرها جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

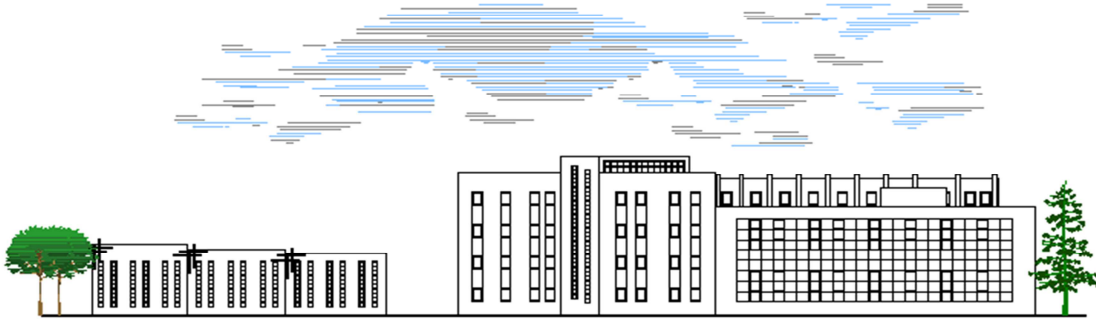


شكل(2-14): الواجهة الجنوبية الشرقية .

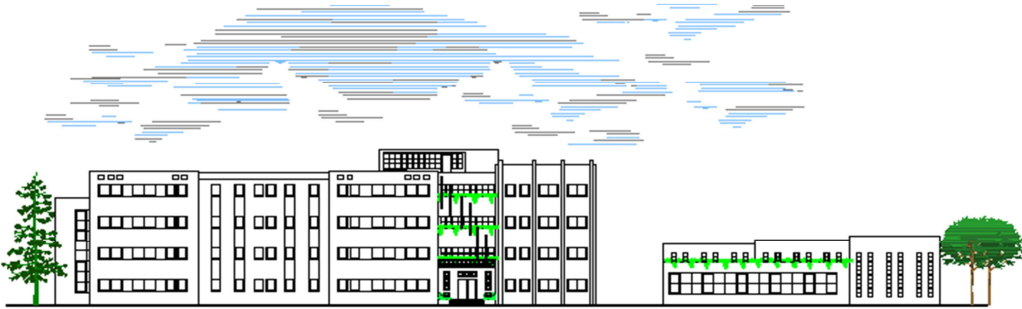
الفصل الثاني

3. الواجهة الشرقية الشمالية والواجهة الغربية الجنوبية :

تظهر هتان الواجهتان المبنى من الجانب مع الجزء الخاص بالكافتيريا والمستودع في المبنى ويظهر فيها البناء على مستوى واحد، كما يظهر فيها المبنى على شكل كتلة ضخمة استخدمت في إنشائها مادة خرسانية مع استخدام الحجر المسمم لإطارات الشبابيك، مع ظهور النوافذ الطولية والتي تضيف جمالا معماريا للبناء، كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(2-15) : الواجهة الشرقية الشمالية .



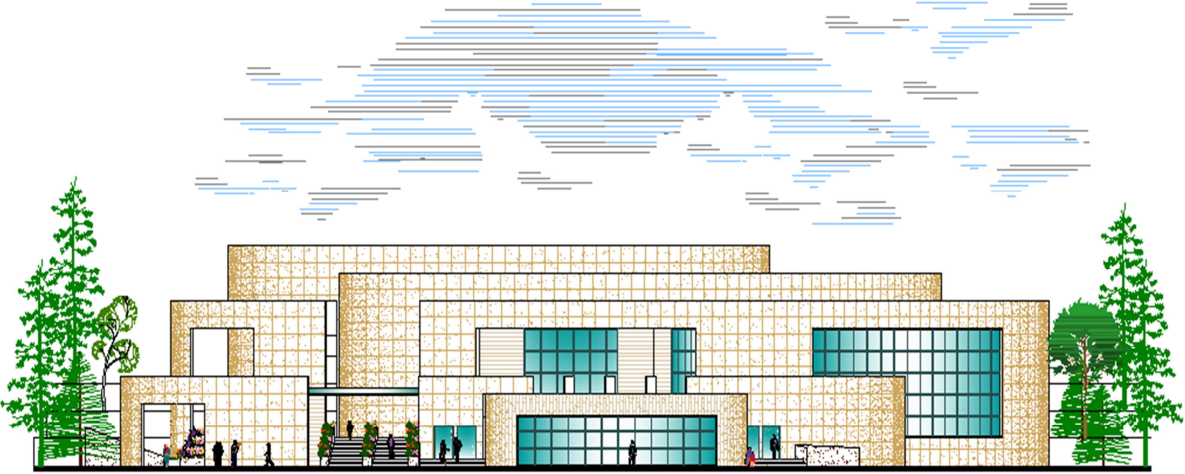
الشكل(2-16): الواجهة الغربية الجنوبية .

الفصل الثاني

2.5.2 واجهات مبنى الموسيقى :

1. الواجهة الشمالية (الرئيسية) :

وهي التي تظهر المدخل الرئيسي المؤدي إلى داخل المبنى، كما يظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة والابواب الزجاجية ، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تدرج الكتل في المبنى ويظهر أيضا البروزات الحجرية الاضافية والنهايات المنحنية للمبنى في ما يضيفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمم لإطارات النوافذ، كما يظهر في الشكل التالي:

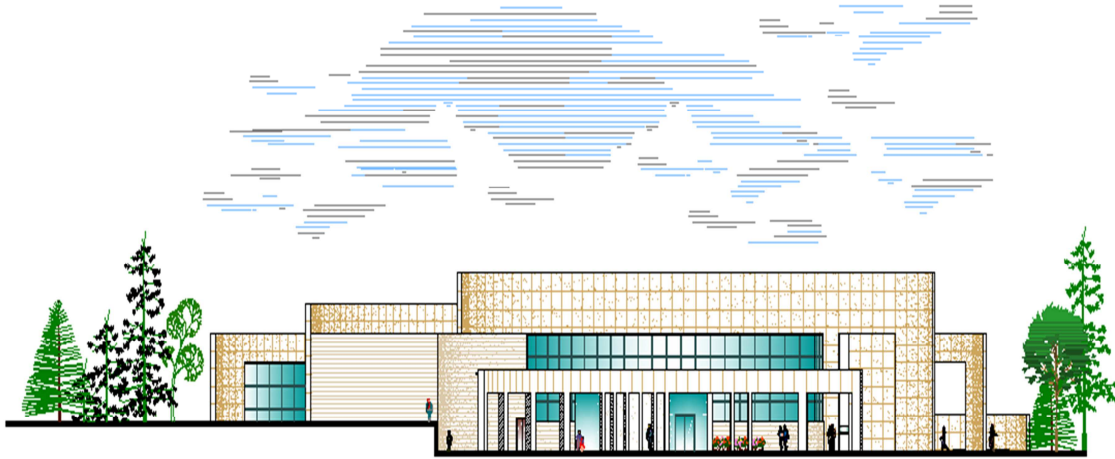


شكل(2-17): الواجهة الشمالية .

الفصل الثاني

2. الواجهة الجنوبية :

تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء، حيث يظهر فيها الترابط المعماري للمبنى مع الأرض ، كما هو موضح من تدرج في الكتل في كل طابق وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمس والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(2-18): الواجهة الجنوبية .

الفصل الثاني

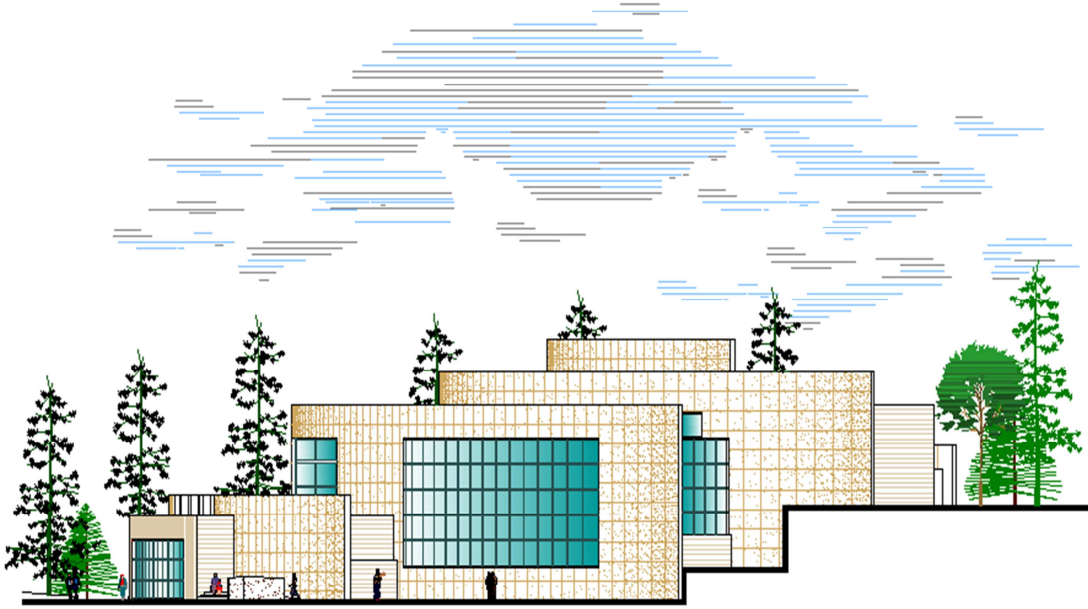
3. الواجهة الشرقية والواجهة الغربية:

تظهر هتان الواجهتان الفكرة المعمارية لدى المعماري من حيث دمج المبنى بالطبيعة وجعله متدرجا بتدرج قطعة الأرض المنشأ عليها ، فيما تظهر ايضا التراجعات لكل طابق عن الطابق الذي يسبقه ، كما وتظهران اختلاف مناسيب العقدات للطابق الواحد، مضيفا بذلك اللمسة الديناميكية اللاشعورية الى المبنى، بالاضافة الى استخدام الاقواس الحجرية الطويلة البارزة والتي أكملت الانحناء الموجود في المبنى كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(2-19) : الواجهة الشرقية

الفصل الثاني



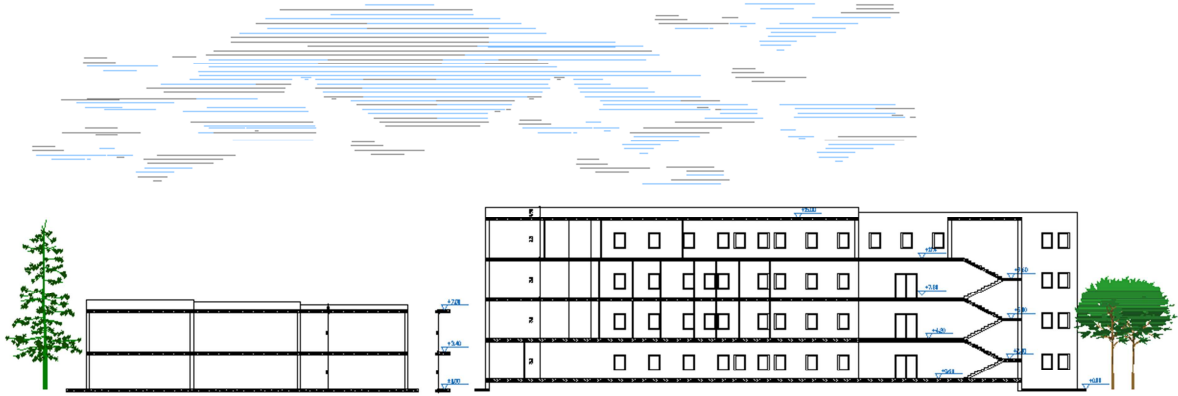
الشكل (20-2): الواجهة الغربية

الفصل الثاني

6.2 وصف الحركة :

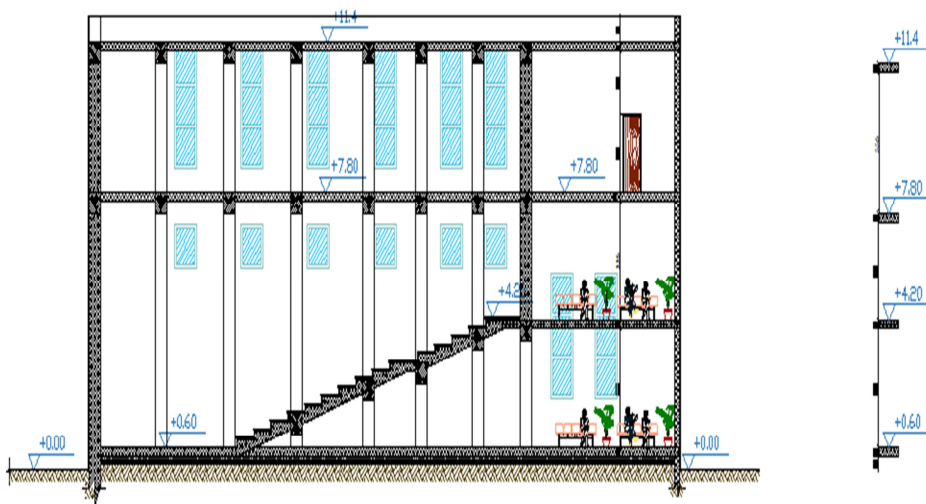
تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج الرمبات .

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى:



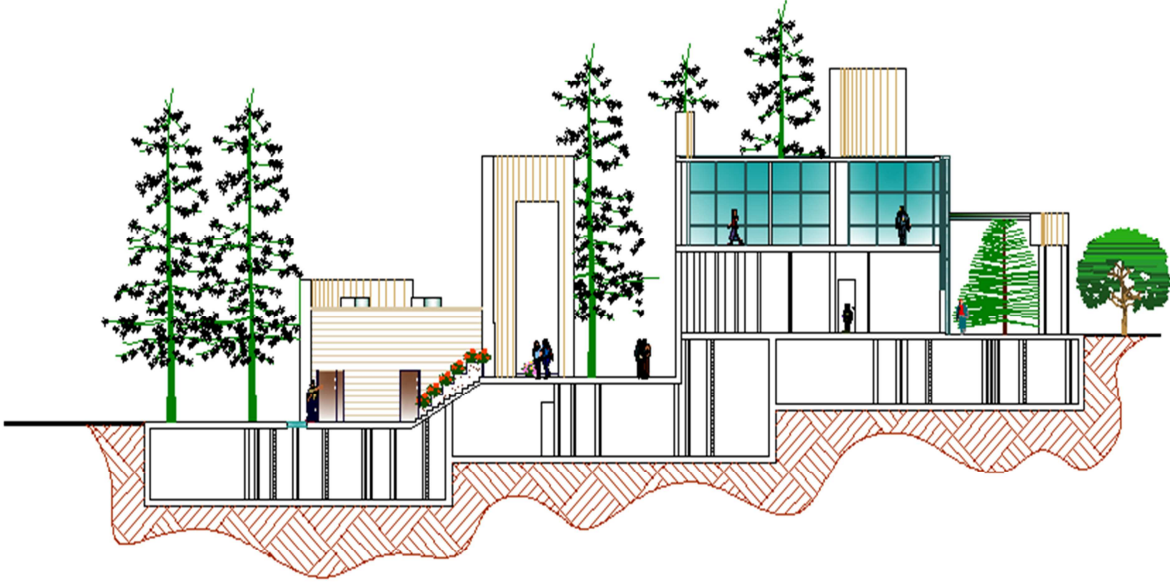
شكل (21-2) : Section A-A of Art building

الفصل الثاني

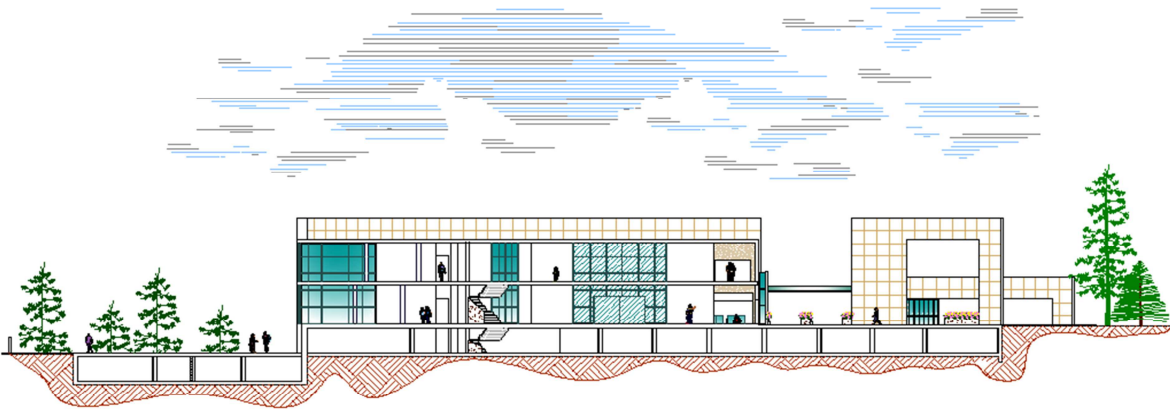


شكل (22-2) : Section B-B of Art building

الفصل الثاني

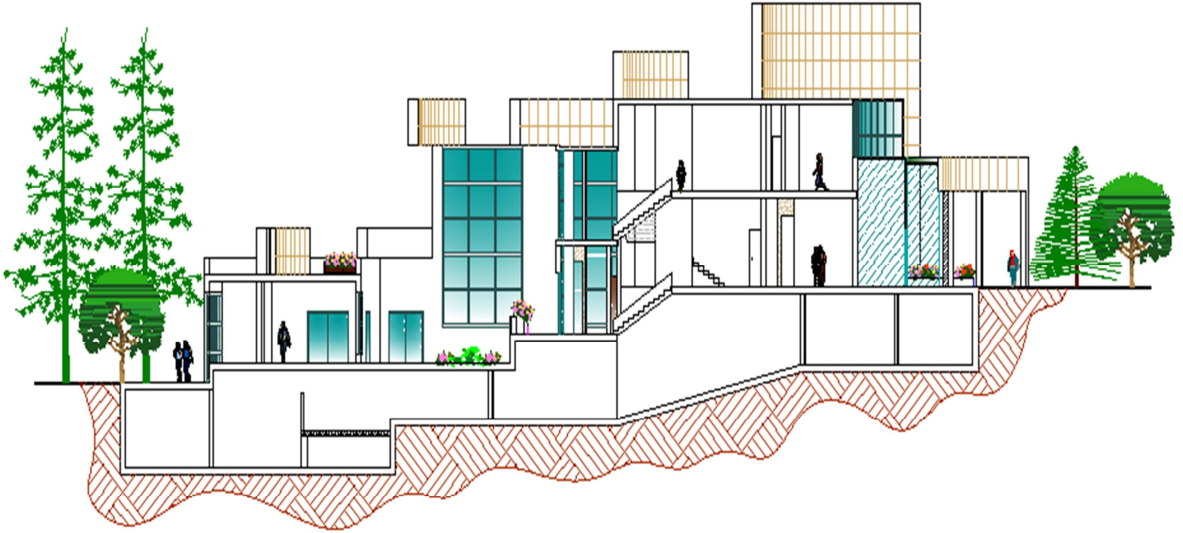


شكل (23-2) : Section A-A of Music building

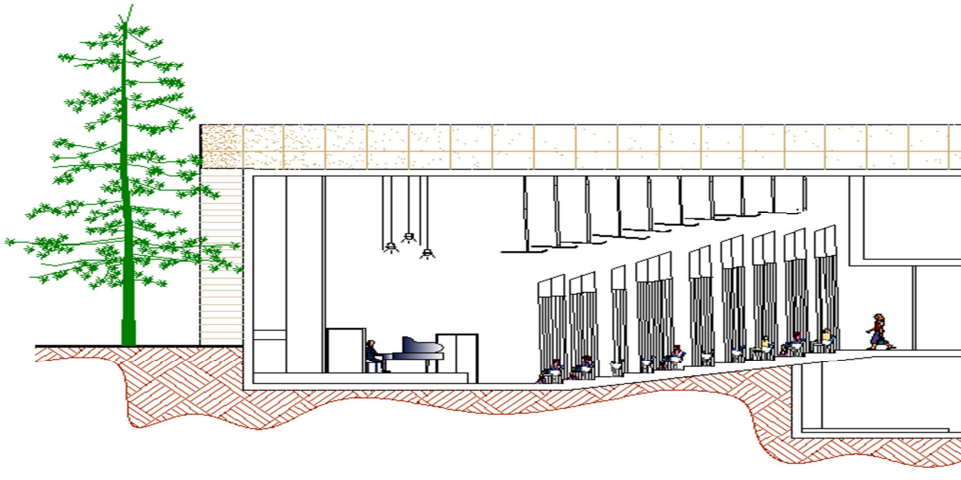


شكل (24-2) : Section B-B of Music building

الفصل الثاني



شكل (25-2): Section C-C of Music building



شكل (26-2): Section D-D of Music building

الفصل الثاني

7.2 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى :



شكل(2-27): صور 3D



الفصل الثاني



الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

- 1.3 المقدمة.
- 2.3 هدف التصميم الإنشائي.
- 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.
- 4.3 العناصر الإنشائية.

الفصل الثالث

1.3 مقدمة

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

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مية و حية 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 و مقاطع 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 المظهر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي و مهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل و التصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد و تحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين و الآمن و طريقة العمل المناسبة.

1.3.3 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث فشل لأي من العناصر الإنشائية، و من هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، و الأحمال البيئية.

الفصل الثالث

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 والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب الايتولايت	0.15
5	القضارة	22
6	الرمل	17

2.1.3.3 الأحمال الحية

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات. والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني (ك.ب.أ (٢/٢٠٠٦)).

الفصل الثالث

الجدول (2-3) الأحمال الحية

الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
3.0	المباني التعليمية	1
3.0	• غرف التدريس	
3.0	• الممرات والمداخل والأدراج	
5.0	• غرف التخزين • قاعات التجمع والمسارح	
3.0	المباني الإدارية	2
4.0	• المكاتب	
10.0-5.0	• السلالم • غرف التخزين	
2.0	التجمعات	3
	• الكافتيريا	
5.0	القاعات والصالات	4
4.0	المكتبات	5

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 أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وقد تكون قوى ضغط أو قوى سحب. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث طبيعة البيئة المحيطة وتصنيفها حسب كود ال (UBC 97)، وسرعة الرياح التي تقاس على ارتفاع معين عن سطح الأرض، وتزداد قيمتها بشكل اقتران (exponential) الى أن تثبت بعد ارتفاع معين عن سطح الأرض بالاعتماد على طبيعة المنطقة . وتصمم جدران القص اعتماداً الحمل المحسوب من خلال معرفة سرعة الرياح.

الفصل الثالث

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

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

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة الطاقة الناتجة عن حدوث تصادم بين الصفائح التكتونية المكونة للقشرة الأرضية ينتج عنها أمواج تحدث قوى أفقية و رأسية أيضا يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم، وذلك من خلال معرفة طبيعة المنطقة وقرب المبنى من البؤرة الزلزالية، وكذلك شكل المبنى من حيث الانتظام او التماثل، وأيضا طبيعة توزيع الأحمال داخل المبنى وكذلك مدى الاهتمام ببقاء المبنى قيد العمل أثناء الزلازل أم لا.

الفصل الثالث

4.3 العناصر الإنشائية

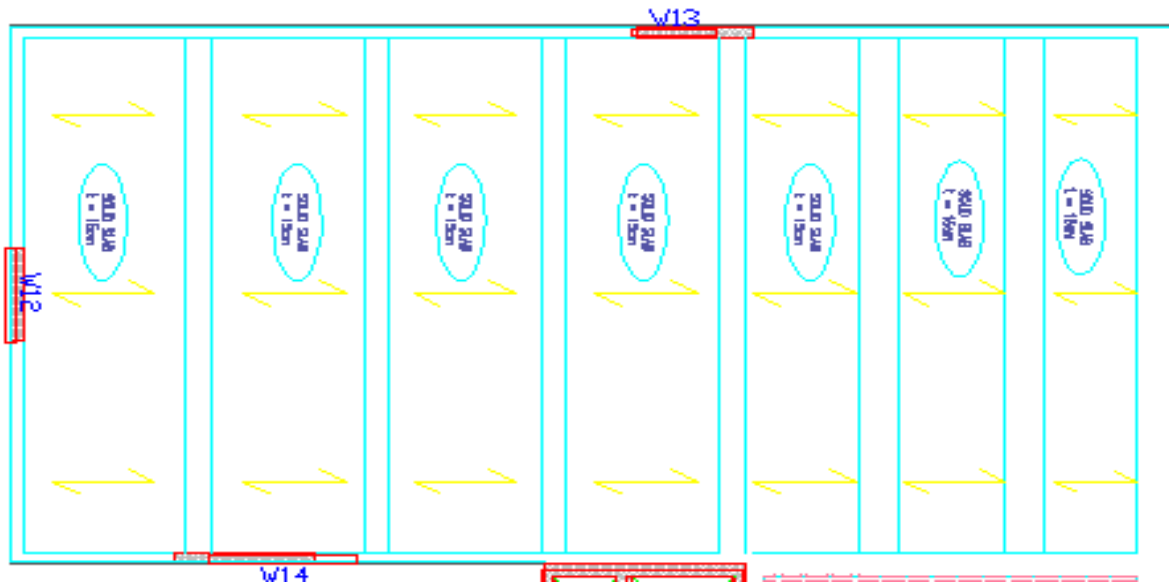
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقود والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

1.4.3 العقود :

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. قمنا باستخدام أنواع مختلفة من العقود الخرسانية المسلحة ، وهي كما يلي :

1.1.4.3 العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

قد تم استخدام هذه العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد في عقدة المدرج و بعض عقود بيت الأسانسير وعقود أخرى، واستخدمت في عقدة المدرج لأنها تحمل مكتبة في الطابق الثاني ، حيث يفضل استعمال العقود المصمتة في هذا الوضع .

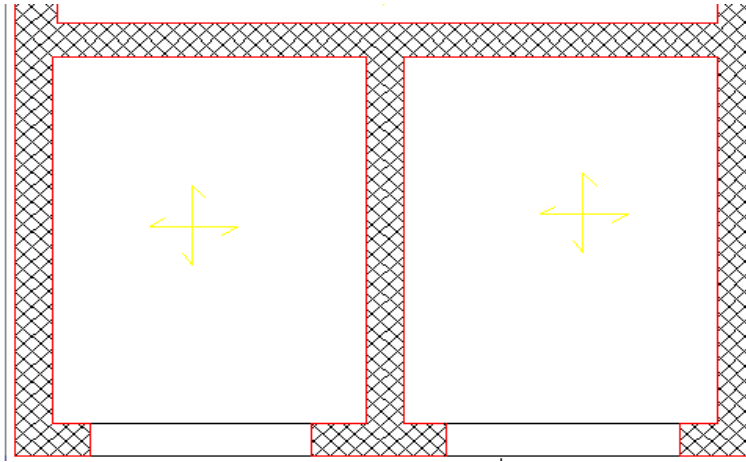


الشكل (1-3): عقود مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

الفصل الثالث

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

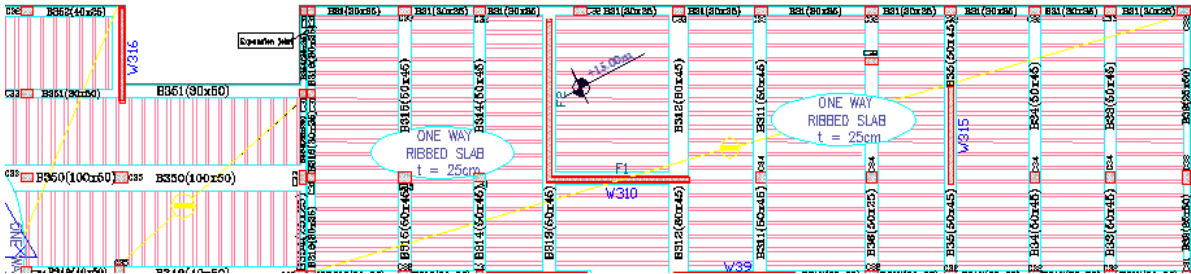
تستخدم اذا كانت الابعاد تسمح بذلك ($L_{long}/L_{short} < 2$) في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع تحمله عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، أو في حال وجود أحمال ديناميكية على هذه العقدة، أو في حال أن العقدة ذات الأعصاب لم تحقق متطلبات الهبوط (Deflection)، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات. حيث يتم توزيع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (2-3). تم استخدام هذا النوع من العقدات في عقدة الطابق الروف .



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

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

استخدمنا هذا النوع من العقدات في معظم عقدات مبنى الفنون والكافتيريا وعقدتي المستودعات وبعض عقدات مبنى الموسيقى، حيث تستخدم في حال الأحمال الساكنة والقليلة نسبيا ، وقد تم استخدامها لخفة وزنها وفعاليتها.

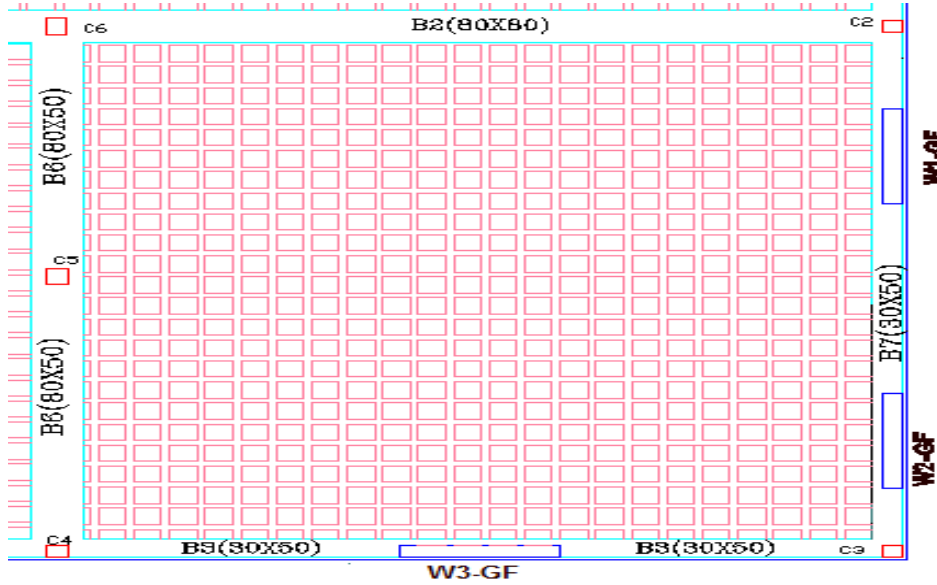


الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

الفصل الثالث

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

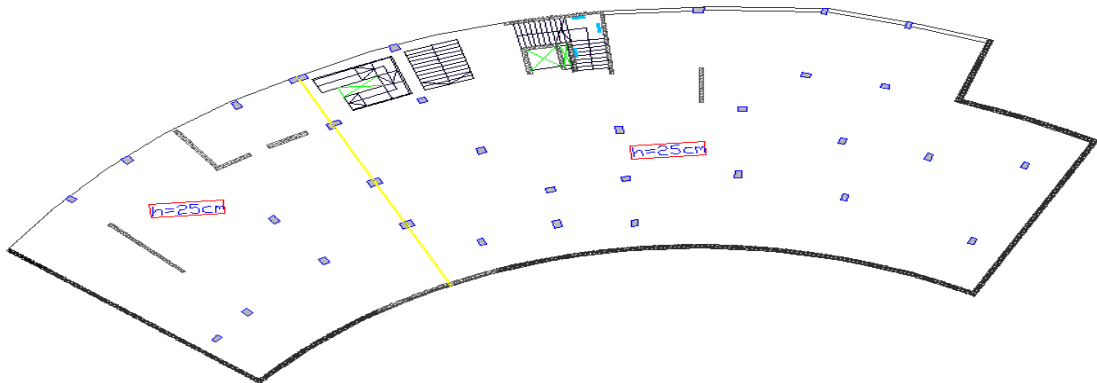
و هذا النوع استخدام في بعض العقدات ، مثل مدخل مبنى الفنون وكذلك مبنى الكافتيريا حيث الابعاد الكبيرة ؛ ولعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة التي تعيق الحركة الكثيفة في تلك المناطق، حيث يغطي هذا النوع من العقدات مساحات كبيرة نسبيا دون الحاجة الى أعمدة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الاتجاهين .



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

5.1.4.3 العقدات المصمتة المسطحة بدون جسور (Flat plat):

تم استخدام هذا النوع في بعض عقدات مبنى الموسيقى نظرا لوجود توزيع غير منتظم للأعمدة، وكذلك شكل معماري غير منتظم مما لا يتيح المجال لوضع جسور حاملة للعقدة بشكل سلس؛ لذلك اضطررنا لاستخدامها لأنها تركز مباشرة على الأعمدة، وهذا النوع من العقدات يحتاج الى التركيز على بعض المفاهيم التي لا توجد في غيرها من العقدات مثل اختراق العمود للعقدة (Punching) . والشكل التالي يبين مثال على العقدة المسطحة .

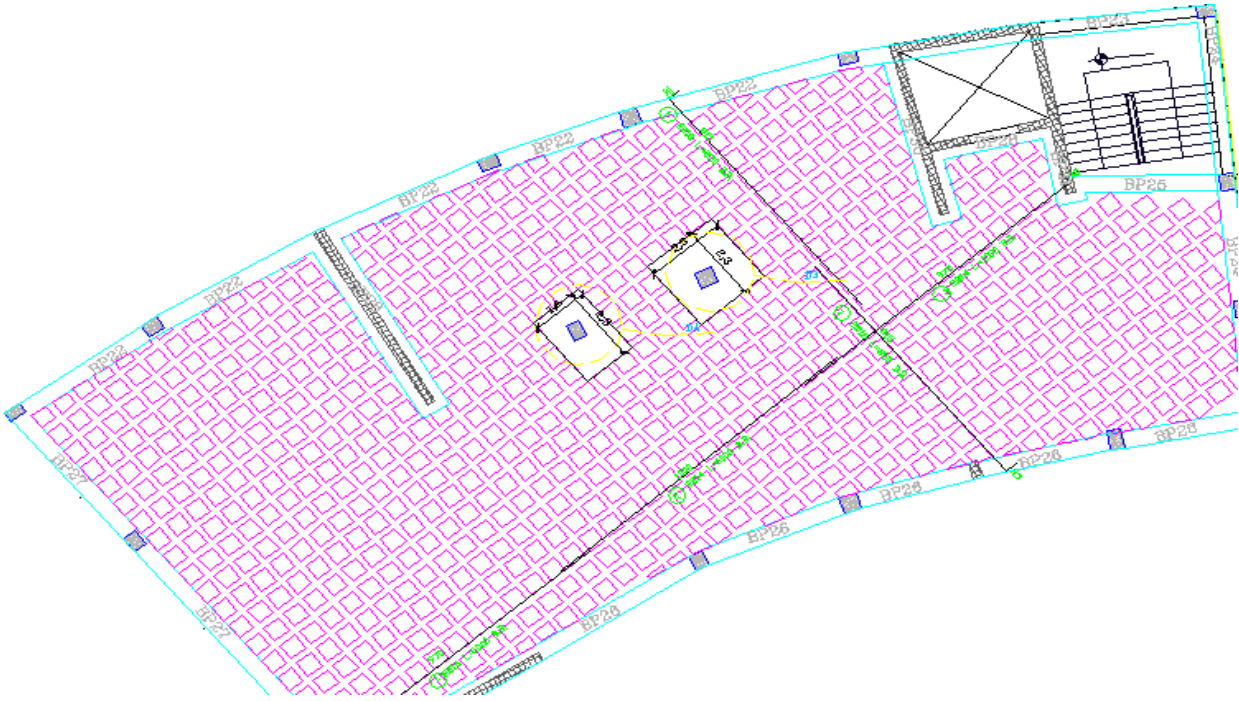


الشكل (3-5): Flat plat.

الفصل الثالث

6.1.4.3 عقدات العصب المفرغة ذات الاتجاهين (Waffle slab) :

تم استخدام هذا النوع من العقدات في مبنى الموسيقى ، حيث أنها تحقق متطلبات الخدماتية والاقتصادية في حال التوزيع الغير المنتظم للأعمدة حيث كانت في بعض الواضع أفضل من العقدة المسطحة ، إذ أن الأخيرة تطلبت سماكة عالية لتحقيق متطلبات التصميم ما يعني زيادة في احمال المبنى بشكل عالي ونظرا لأن العقدة المفرغة أخف وزنا بكثير منها، وقع عليها الاختيار كما يبين الشكل التالي :



الشكل (3-6) : waffle slab.

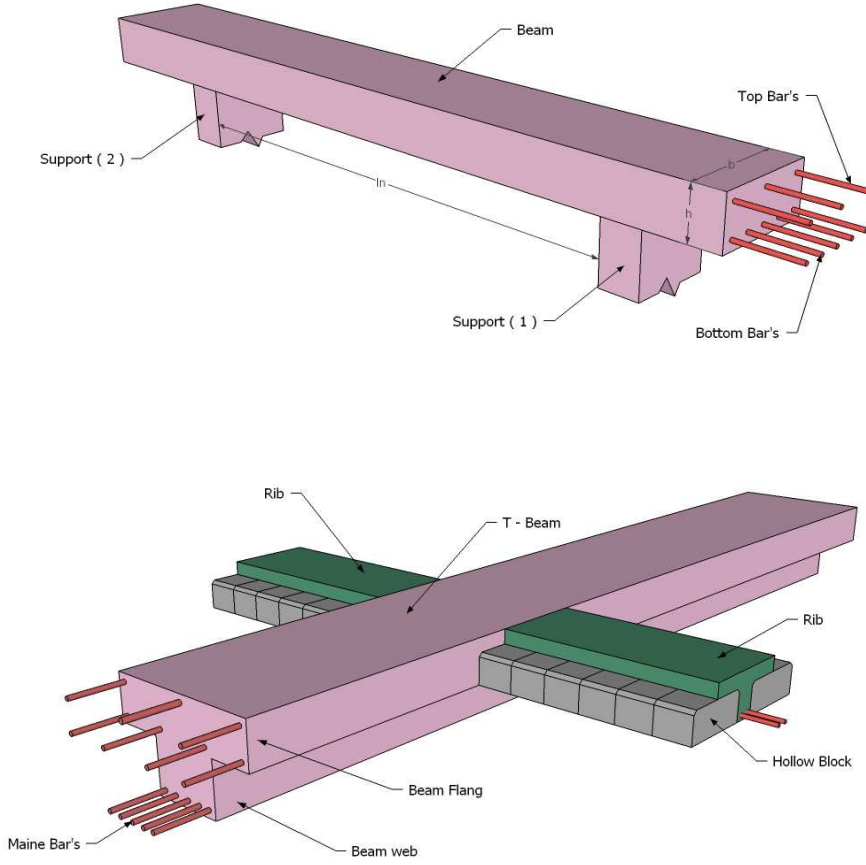
1.4.3 الجسور:

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

- أ- جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) : ويتم استخدامها في حالة العقدات ذات العصب ، وتغطي مسافات ليست بعيدة نظرا لان ارتفاعها يكون بارتفاع العقدة .

الفصل الثالث

ب- والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مدلاة في أغلبها تقوم بنقل أحمال العقدة باختلاف نوعها إلى الأعمدة.

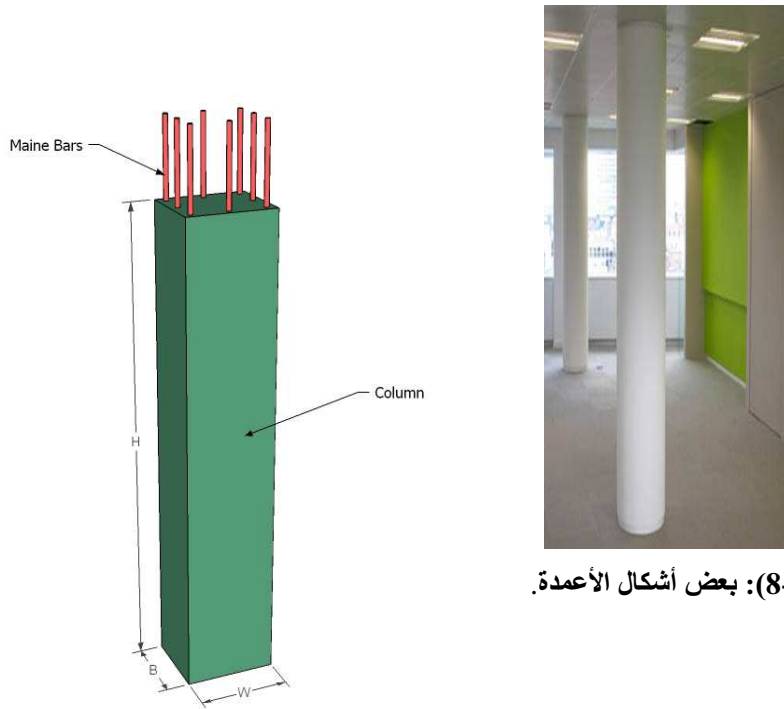


الشكل (7-3) أشكال الجسور المسحورة و المدلاة.

الفصل الثالث

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، استخدمنا منها المستطيل و الدائري و المربع . وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة وقد اقتصر مشروعنا على الخرسانية منها، ويبين الشكل (3-6) بعض الأعمدة :



الشكل (3-8): بعض 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 تسليح بطبقتين من الحديد نظراً لأن الأحمال الواقعة عليها (الرياح والزلازل) غير ثابتة الاتجاه .

وخلال توزيعنا لجدران القص في مباني المشروع قمنا بمراعاة الاعتبارات التالية :

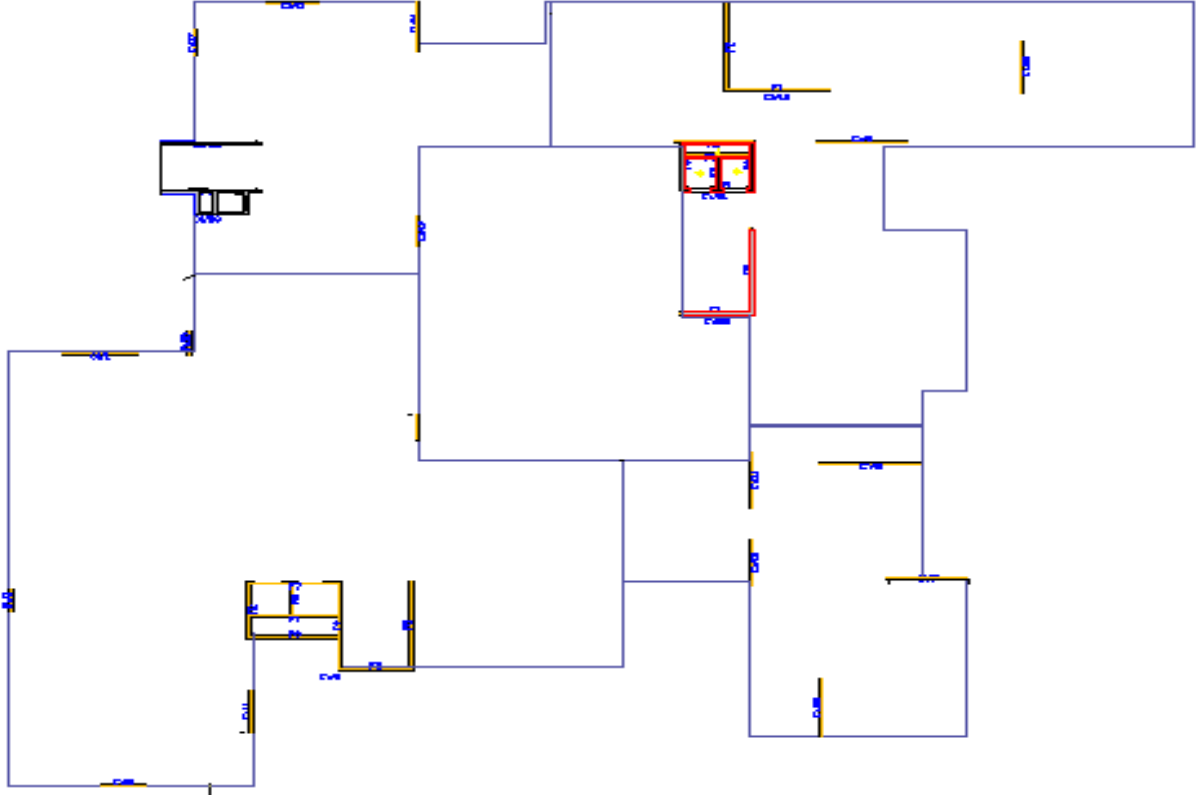
1. أن يكون توزيع جدران القص متجانس في المبنى الواحد بقدر الإمكان بحيث تكون نفس الكثافة لها في أي منطقة في المبنى .
2. ان يكون عدد الجدران على الأقل ثلاثة جدران ، مهما صغر حجم المبنى ، وأن لا تتقاطع في نقطة واحدة ؛ حتى لا تشكل هذه النقطة مركزاً لدوران المبنى حولها عند تعرضه للقوى الأفقية وبالتالي تصبح هذه الجدران عديمة الفائدة .

الفصل الثالث

3. عملنا على تعريض جدران القص الى الاحمال الرأسية قدر الإمكان ؛ وذلك للتقليل من قوى الشد الناتجة عن القوى الأفقية .

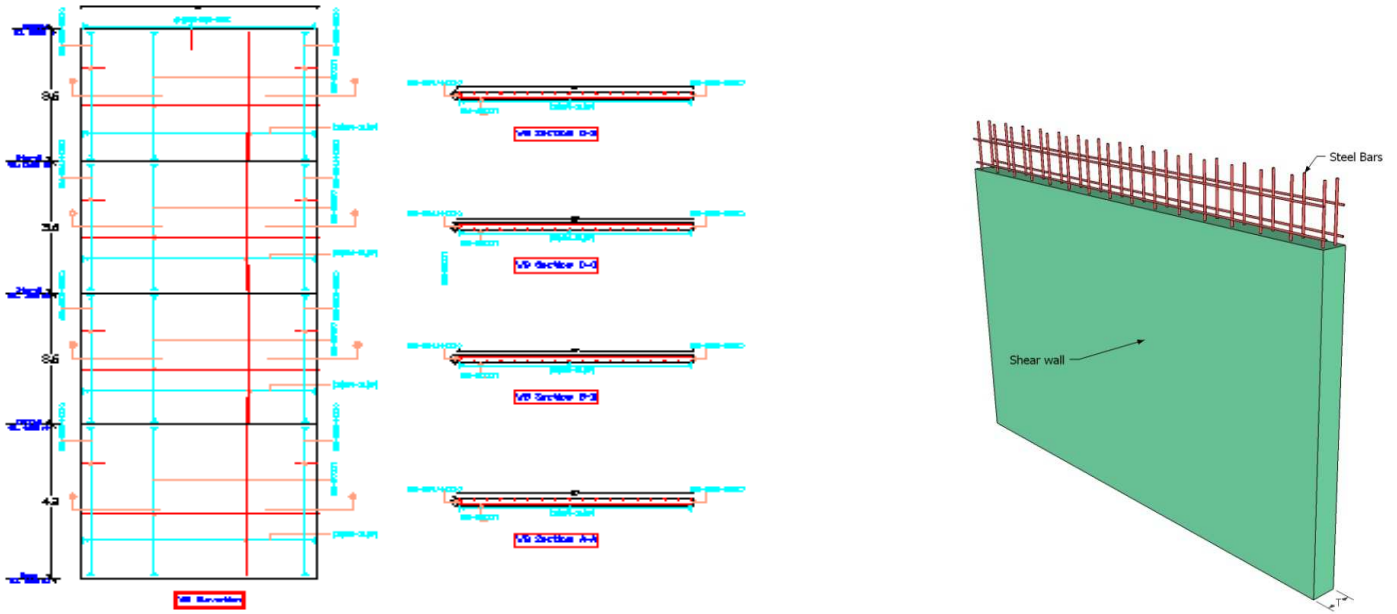
4. قمنا باستغلال جدران الاسانسير وجدران الدرج وكذلك القواطع الداخلية المستمرة والجدران الخارجية المصمتة لعملها كجدران قص مما لا يتعارض مع النواحي المعمارية للمبنى .

والشكل التالي يبين توزيع جدران القص في مبنى الفنون :



الشكل (3-9): جدران القص في مبنى الفنون.

الفصل الثالث



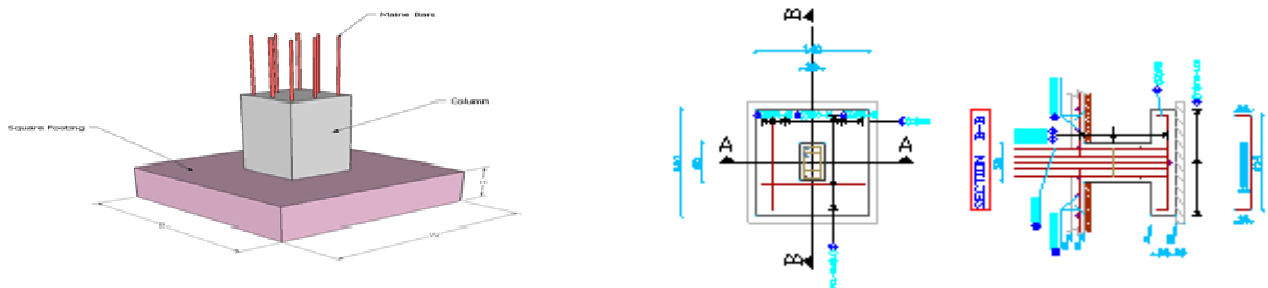
الشكل (3-10): مثال توضيحي للطبيعة الانشائية لجدار القص.

5.4.3 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يتم البدء بتنفيذها ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

وبطبيعة التسلسل الرأسي لانتقال الاحمال من العقدات الى الجسور والاعمدة، واخيرا الى الاساسات التي بدورها تفرغ هذا الحمل الى تربة التأسيس ، و بالاعتماد على طبيعة التربة والاحمال المنتقلة للأساس ، قد قمنا باستعمال الاساسات التالية :

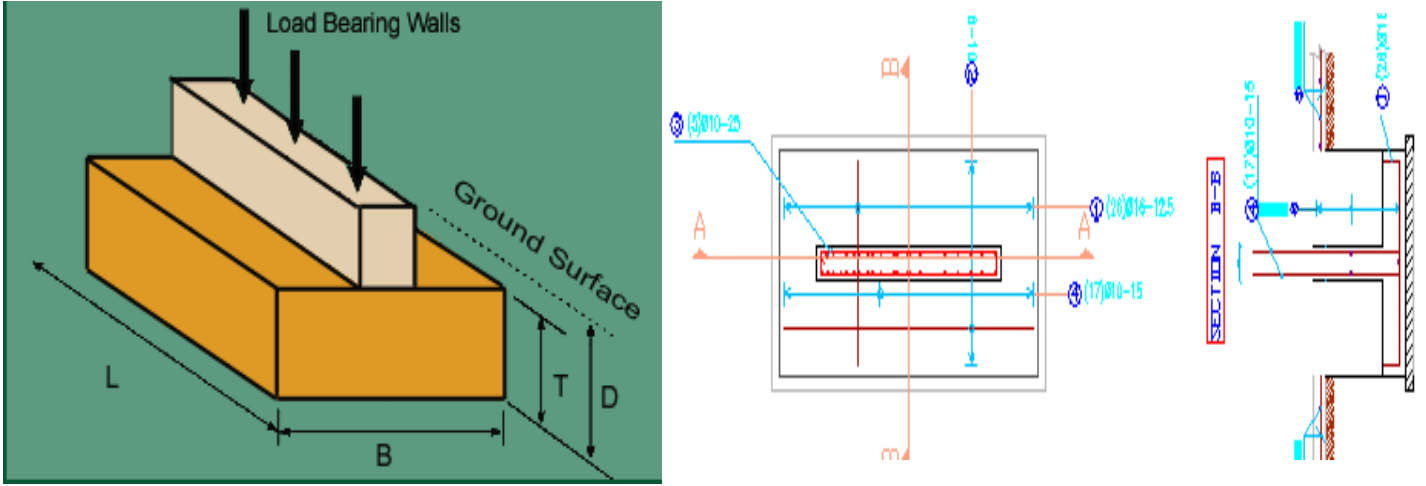
1. اساسات مفردة (Isolated footing) : تم استخدامها كأساس لمعظم الأعمدة التي يوجد بينها مسافات كبيرة نسبيا في المشروع نظرا لتكلفتها المنخفضة ، حيث يوضح الشكل التالي الاساس المفرد :



الشكل (3-11) : الأساس المنفرد.

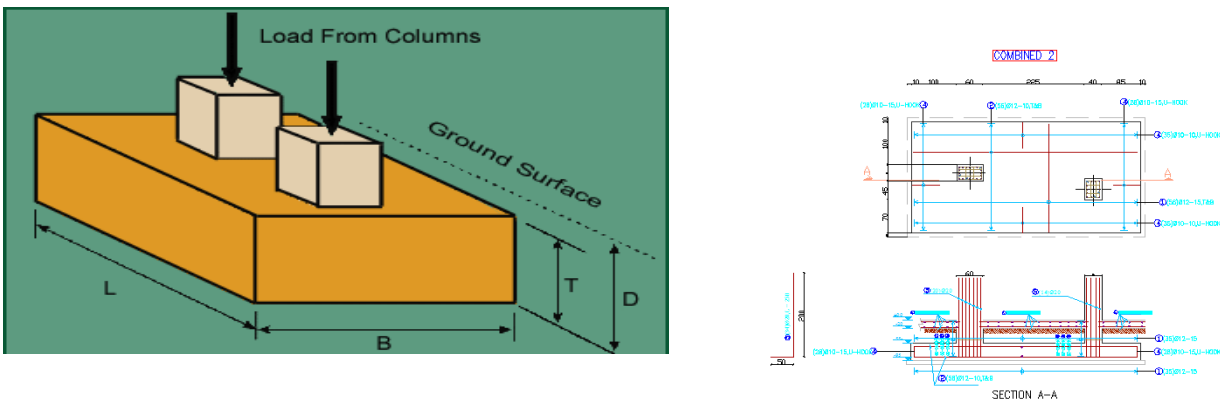
الفصل الثالث

2. أساسات شريطية (Strip footing) : تم استعمال هذه الأساسات كأساسات للجدران في المشروع ، والشكل التالي يبين طبيعة وشكل الأساس الشريطي :



الشكل (12-3) : الأساس الشريطي.

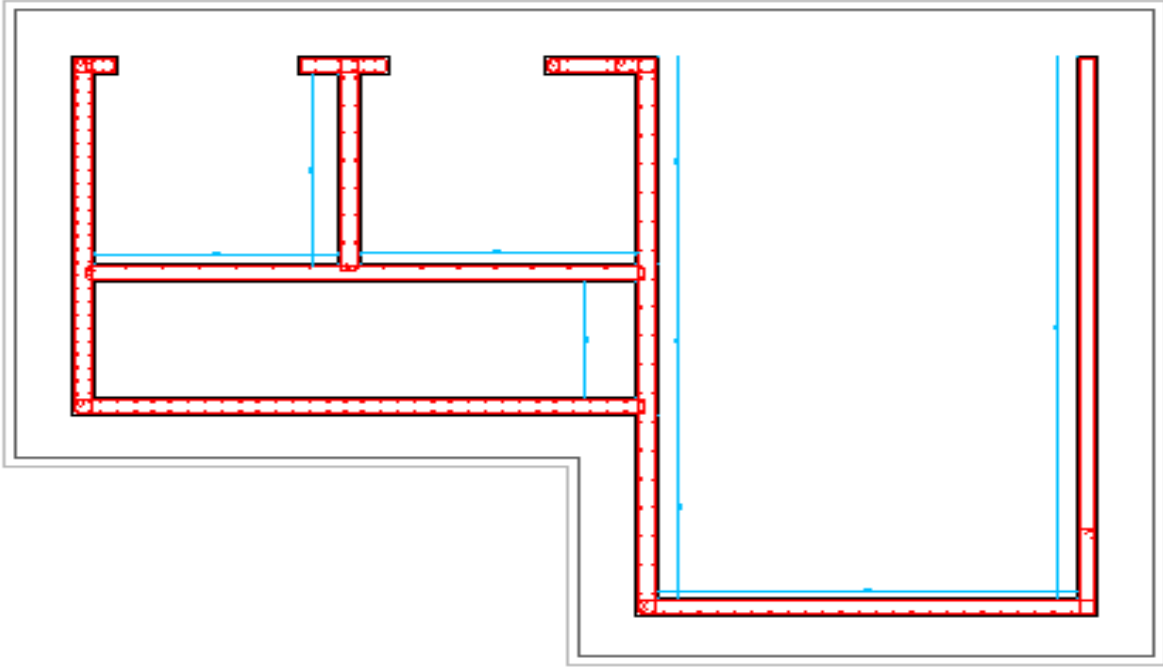
3. الأساس المشترك (Combined footing) : تم استعمال هذا النوع من الأساس لحمل الأعمدة التي تكون لمسافة بينها صغيرة نسبيا ، والشكل التالي يبين الأساس المشترك :



الشكل (13-3) : الأساس المشترك.

الفصل الثالث

4. اساس الحصيرة (Mat foundation) : تم استخدام هذا النوع من الاساسات لحمل جدران القص المتلاصقة مثل جدران القص المحيطة بالأسانسير، كما يبين الشكل التالي :

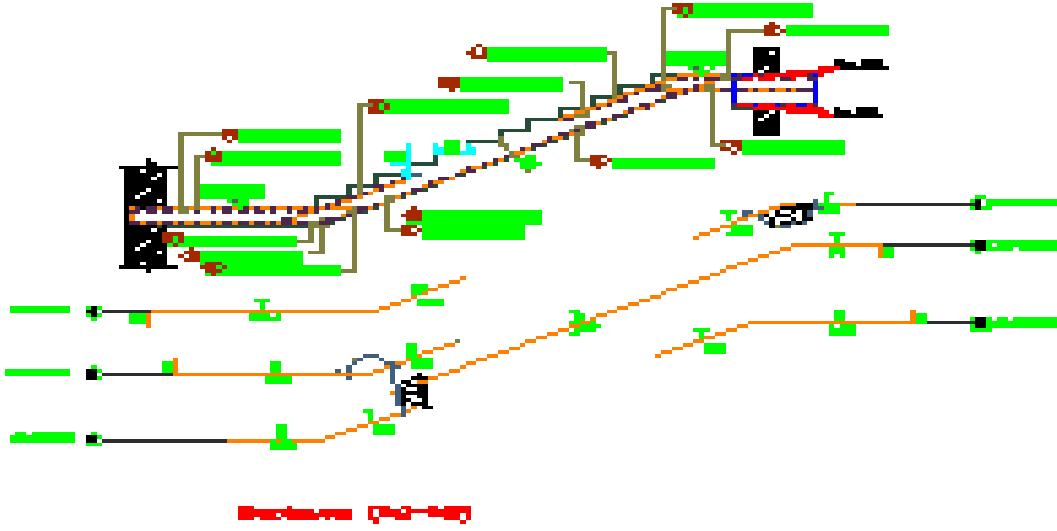


الشكل (14-3) : اساس الحصيرة .

6.4.3 الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع . والشكل (3-13) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .

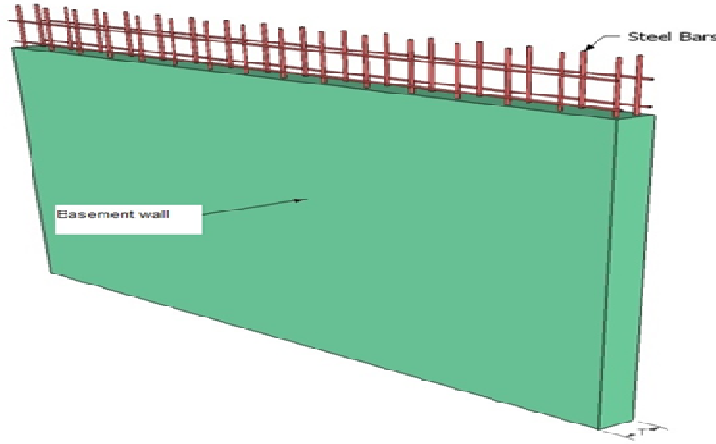
الفصل الثالث



الشكل (15-3): الدرج .

7.4.3 جدران التسوية (Basement wall):

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة الأرض التي يقع عليها مبنى الموسيقى ، كان لا بد من استخدام جدران تسوية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق وتشكل جزءاً من الجدران الخارجية للمبنى وبعضها داخلي . و تنفذ جدران التسوية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (16-3) جدار تسوية.

الفصل الثالث

8.4.3 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 أكثر من (35-40) متر ، و ذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات و تقليل الحديد الناتج عن التمدد الحراري للمبنى.

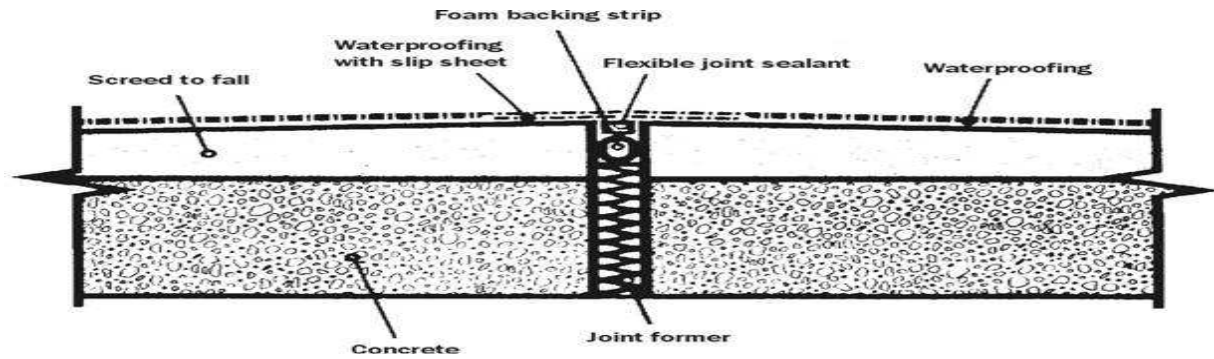
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

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 ويعتمد بشكل أساسي على اعلى ازاحة طابقية للمبنيين .

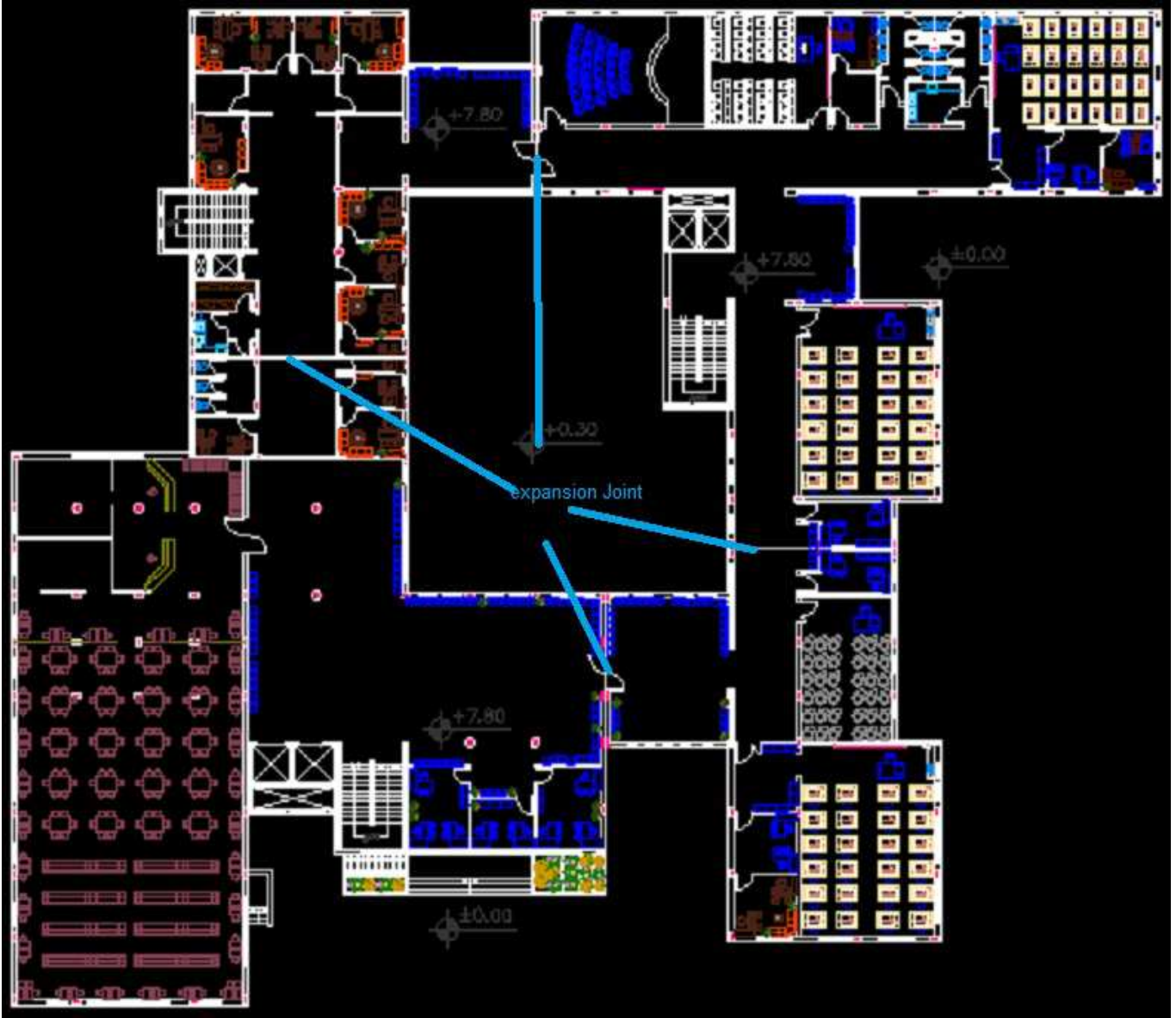
بعض الاشتراطات :

- أن تكون هذه المسافة الفاصلة في كل طابق أكبر من مجموع الإزاحة الأفقية الطابقية لكلا الطابقين الناتجة من الاحمال الأفقية السابق ذكرها .
- أن يتم تثبيته في جانب واحد فقط بحيث يكون الجانب الآخر حرراً .
- أن يفصل المبنيين كلياً باستثناء الأساس (يفصل البلاط ، القفصارة ، الحجر...) .



الفصل الثالث

وفيما يلي صور لفواصل التمدد المستخدمة في المشروع :



الشكل (17-3) فاصل التمدد في مبنى الفنون.



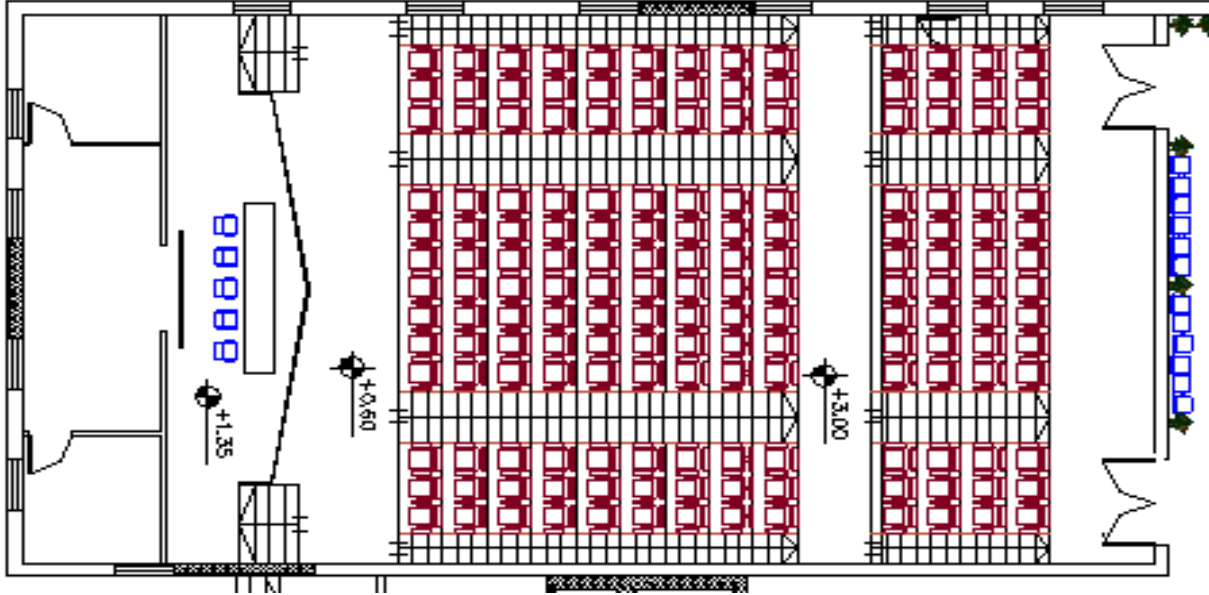
الشكل (3-18) فاصل التمدد في مبنى الموسيقى.

9.4.3 عناصر انشائية أخرى:

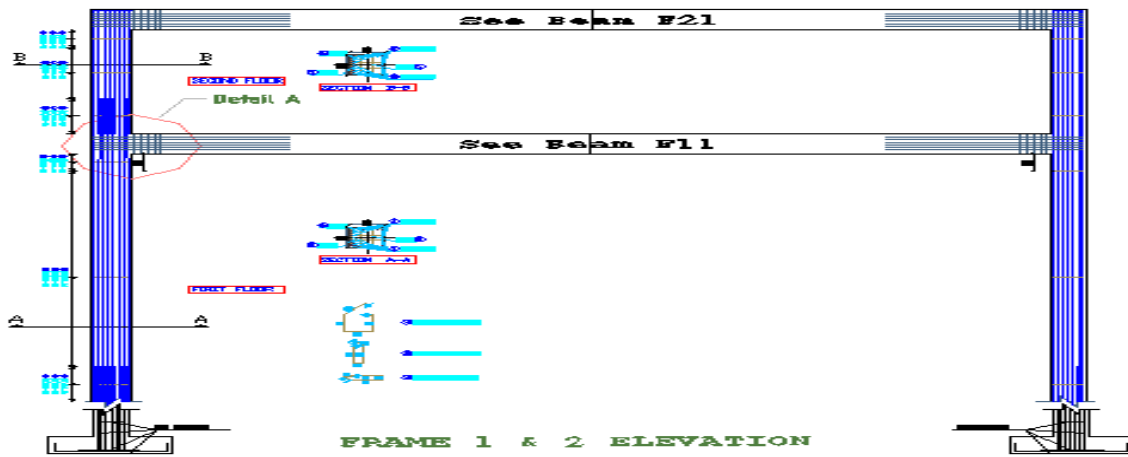
1.9.4.3 : الاطارات الخرسانية (Concrete frames):

قمنا باستخدام نظام الاطارات في مدرج مبنى الفنون نظرا للمسافة البعيدة بين الأعمدة الطرفية دون وجود اعمدة وسطية ، حيث قمنا باستخدامه لأن ارتفاع الطابق لدينا محدود حيث يخفف من ارتفاع الجسور وأيضا لوجود مكتبة أعلى المدرج مما زاد الحاجة لهذا النظام . والشكل فيما يلي يوضح مكان استخدام هذا النظام :

الفصل الثالث



الشكل (19-3) المسقط الأفقي لمكان استعمال نظام الاطار.

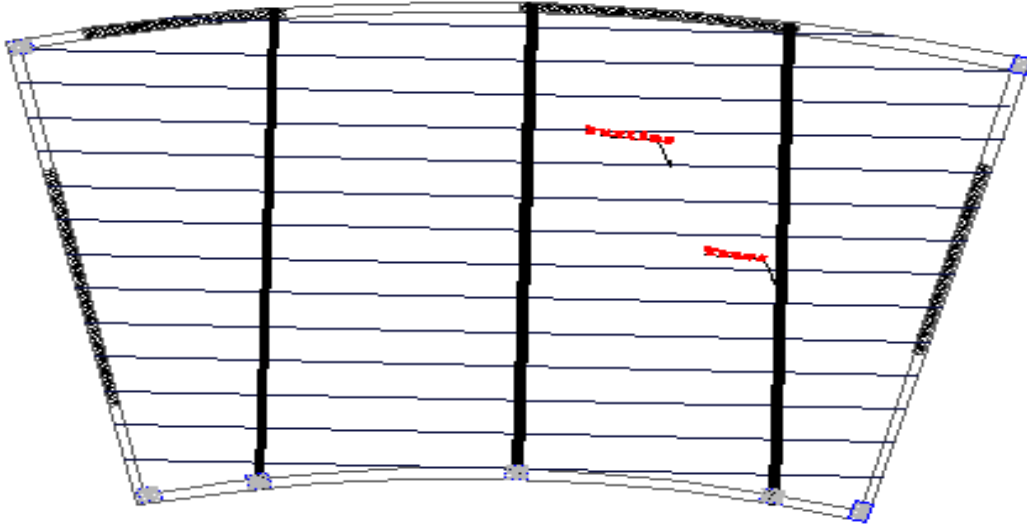


شكل (120-3) الهيكلية الانشائية لنظام الاطار.

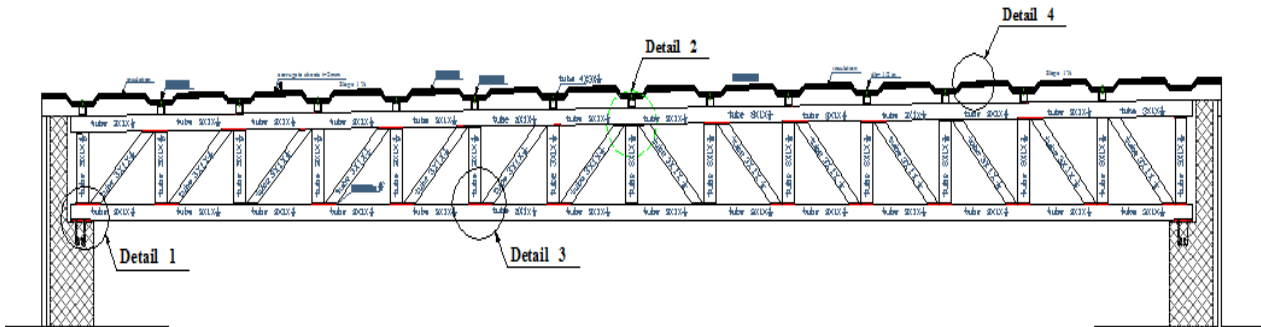
الفصل الثالث

1.9.4.3 : الجمالون (Truss):

تطلبت الحاجة في مسرح مبنى الموسيقى لنظام إنشائي يسمح بمسافات بعيدة دون الحاجة لأعمدة وسطية ، وكذلك لا حاجة لاستخدام السطح العلوي لأحمال كبيرة لهذا النظام ، فوقع الاختيار على الجمالون لكونه خفيف الوزن ، يسمح بمسافات كبيرة وفي الغالب لا يستعمل سطحه العلوي . والشكل التالي يبين المسرح والهيكلية الإنشائية للجمالون :



شكل (21-3) المسقط الافقي لمسرح مبنى الفنون.



الشكل (22-3) الهيكلية الإنشائية لنظام الجمالون.



Chapter Four

Structural Analysis and Design

4 . 1 Introduction.

4 . 2 Factored Loads.

4 . 3 Determination of thickness.

4 . 4 Load Calculation & Design of one way ribbed slabe.

4 . 5 Design of Beam (B44-GF).

4.6 Design of column(C80) .

4.7 Design of isolated footing .

4.8 : Design of stair .

4.9 Design of basement wall .

4.10 Analysis & Design concrete frame using E-tabs program .

4.11 Analysis & Design of flat plat using safe program .

Chapter Four

4.1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are many type of slabs such that “one way ribbed slab”,. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "Beamd- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs , and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-11 code.

Chapter Four

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$Q_u = 1.2DI + 1.6LL . \quad \text{ACI} - 318 - 11$$

$$Q_u = 1.4DI .$$

DL: Dead Load.

LL: Live Load.

4.3 Slab Thickness Calculation:

Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

According to ACI-Code-318-11 ,Table (7.3.1.1), the minimum thickness computed as follow of nonprestressed beams or one way slabs (unless deflections are calculated):

$$\frac{L1}{18.5} = \frac{3.75}{18.5} = 0.203m \quad \dots \text{ for exterior span (control)}$$

$$\frac{L1}{21} = \frac{3.65}{21} = 0.174 m \quad \dots \text{ for interior span}$$

Select Slab thickness **h= 25 cm**

Note: We select the whole slab thickness depending on one way ribbed slab requirements 25 cm .

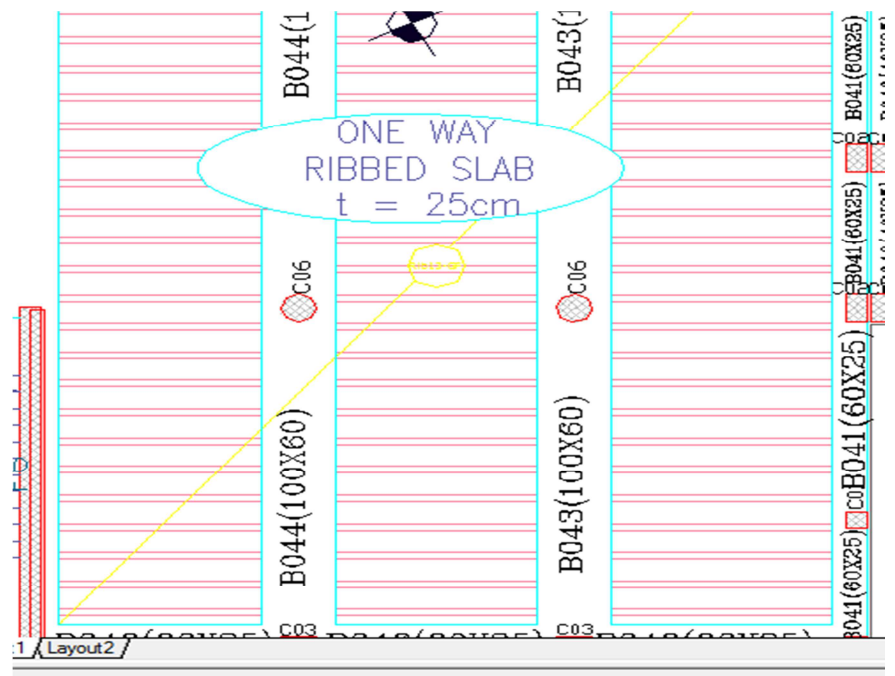


Fig. (4-1) Spans location of rib (R12-GF)

Chapter Four

4.4 Load Calculations & Design :

One way ribbed slab:

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

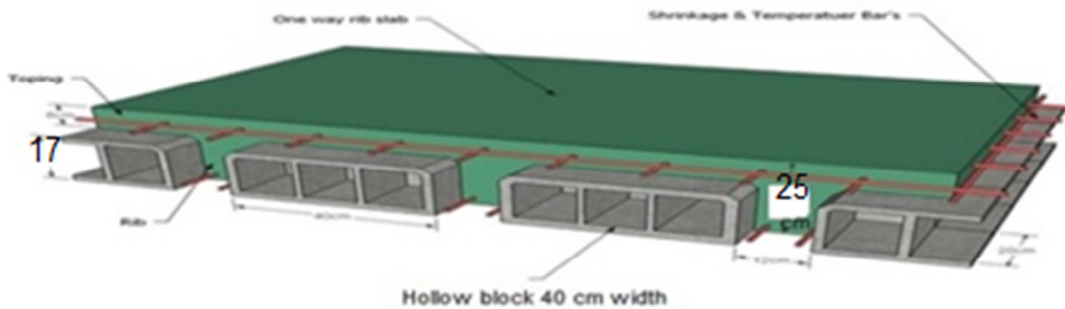


Fig. (4-2) One way rib slab

4.4.1 Design of Topping:

Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-

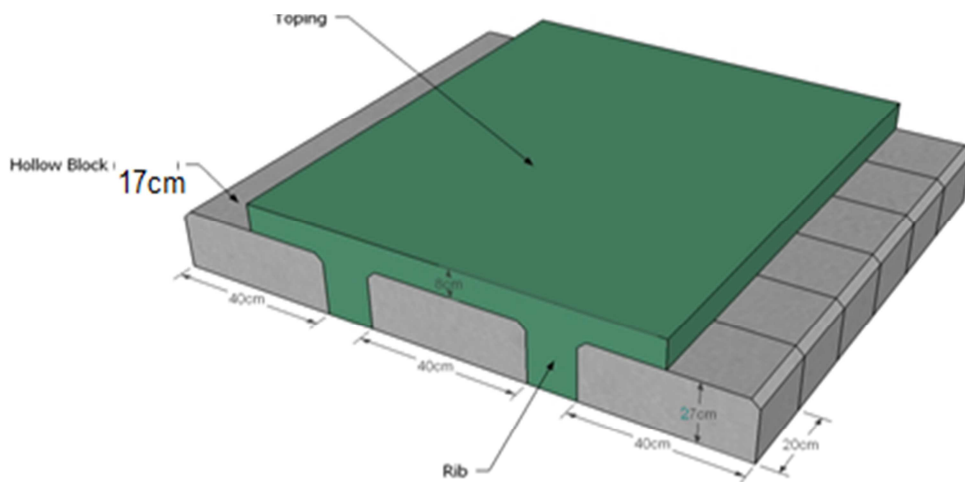


Fig. (4-3) Topping of One way rib slab

Chapter Four

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab topping.

No.	Material	Quality Density KN/m ³	DL (KN/m)
1	Topping	25	0.08×25 = 2
2	Sand	17	0.07×17 = 1.19
3	Mortar	22	0.03×22 =0.66
4	Tile	23	0.03×23 =0.69
5	Partitions	2.3	1×2.3 = 2.3
			Σ =
			6.84
			KN/m

(assume a stripe 1 m long with 0.4 m width) .
From Jordanian code $L_1 = 5 \text{ KN/m}^2$.

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

$$= 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 5 = 16.208 \text{ KN/m. (Total Factored Load) .}$$

$$M_u(-ve) = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{16.208 * 0.4^2}{12} = 0.216 \text{ KN.m}$$

$$M_u(+ve) = \frac{W_u * l^2}{24} = \frac{15.2 * 0.4^2}{24} = 0.108 \text{ KN.m}$$

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

$$\phi M_n(\text{plane concrete}) = 1.207 \text{ KN.m} > M_u \text{max} = 0.216 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho_{min} = 0.0018$$

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

$$\text{Number of } \phi 8 = \frac{A_{sreq}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87 \rightarrow \text{Spacing(S)} = \frac{1}{2.87} = 35 \text{cm} = 350 \text{ mm.}$$

$$S \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 * 20 \leq 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right)$$

Chapter Four

$$= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm} \leq 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right)$$

$$= S \leq 300 \text{ mm.}$$

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

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

∴ **Select Ø8 @ 20 cm in both directions.**

4.4.2 Design of one way- ribbed slab (R12-GF)

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

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m ³	DL (KN/m)/Rib
1	Topping	25	0.52×.08×25 = 1.04
2	Rib	25	0.12×0.17×25 = 0.51
3	Sand	17	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	Mortar	22	0.52×0.03×22 =0.3432
5	Tile	23	0.52×0.03×23 =0.3588
6	Plaster	22	0.52×0.03×22 =0.3432
7	Block	10	0.40×0.17×10 = 0.68
8	Partitions	2	0.52×1×2 = 1.04
			Σ =
			4.94
			KN/m /Rib

Total Dead load = 4.94 KN/m / Rib.
Total live load=5×0.52= 2.6 KN/m / Rib.

Chapter Four

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

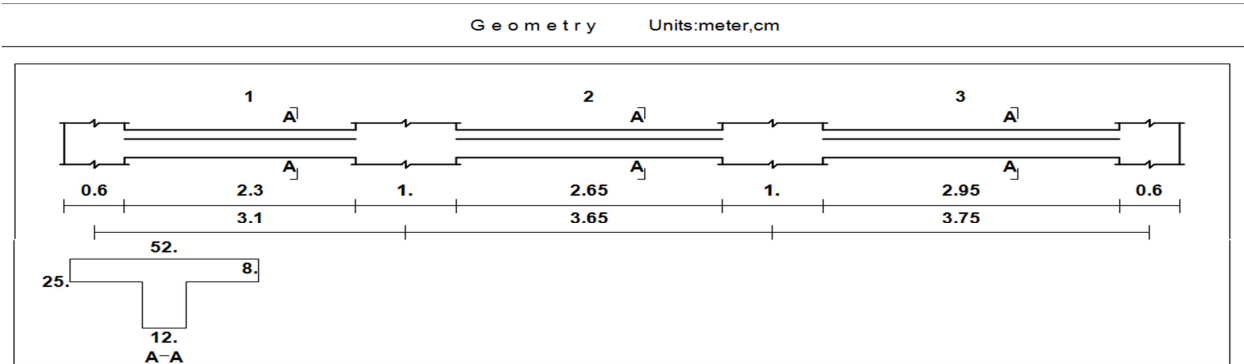


Fig. (4-4) Geometry of rib 12 GF

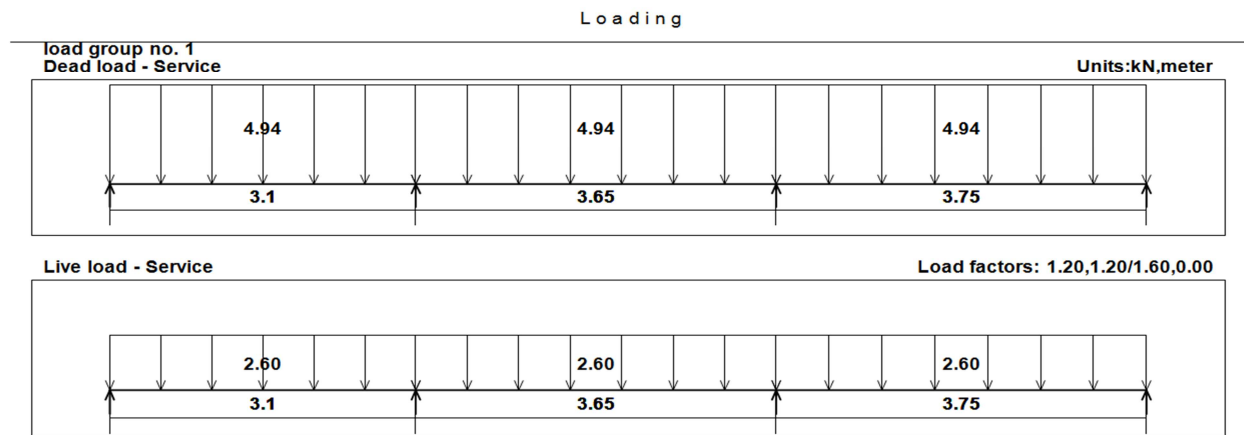
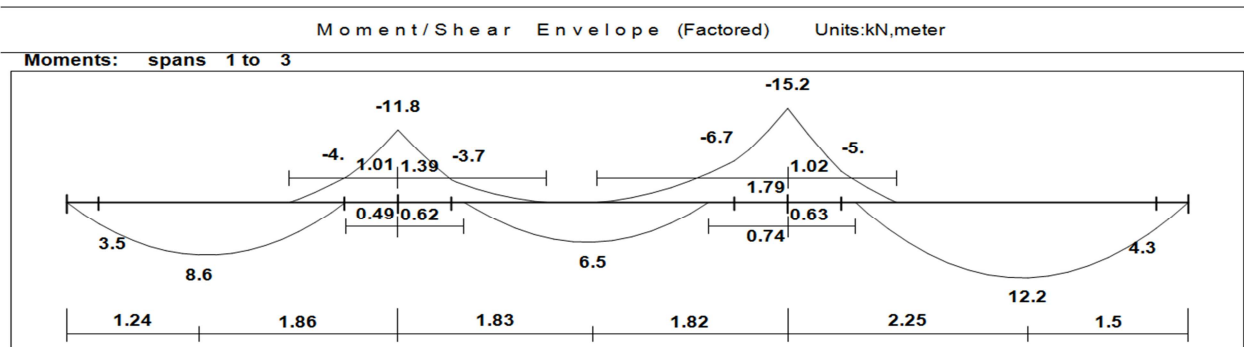


Fig. (4-5) Service loading of rib



Chapter Four

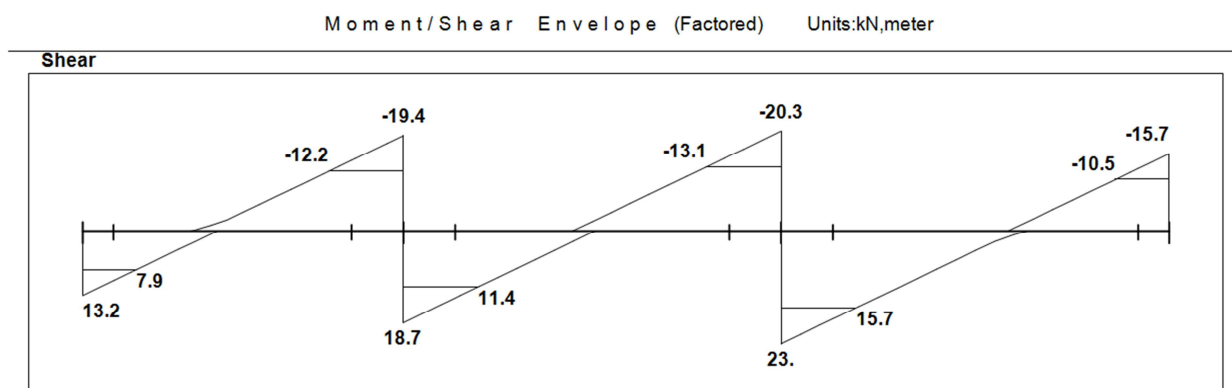


Fig. (4-6) Moment & Shear Envelope of rib 12-GF

Material :-

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

4.4.2.1 Design of flexure of rib:-

Design of Positive moment of rib (Rib12-GF):-

Effective Flange width (b_E) ACI-318-11 (8.12.2)

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

$$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clear spase} + b_w = 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span}/4 = 2850/4 = 712.5 \text{ mm.}$$

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

→ $b_E = 520 \text{ mm.}$

1) Design of positive moment $M_u^{(+)} = 12.2 \text{ KN.m}$

for main positive reinforcement $\Phi 10$ Assume bar diameter , stirrups $\Phi 8$

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

$$= 250 - 20 - 8 - 10/2 = 217 \text{ mm.}$$

∴ Assume rectangular & tension control section.

Chapter Four

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12.2 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 217^2} = 0.554 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.554 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.00134 .$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00134 \times 520 \times 217 = 150.8 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 120 * 217 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 217$$

$$= 76 \text{ mm}^2 < 86.8 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 86.8 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 150.8 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 150.8 \text{ mm}^2.$$

$$2 \text{ } \emptyset 10 = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 150.8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

\therefore Use 2 $\emptyset 10$

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

ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.22 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \rightarrow \text{rectangular section .}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31 \text{ mm}$$

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

$$d = 217 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{217 - 7.31}{7.31} * 0.003$$

$$= 0.086 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

$$\therefore \emptyset = 0.9 \dots \text{OK.}$$

$$\emptyset M_u = 0.9 \cdot 157.1 \cdot 420 \cdot (217 - 6.22 / 2) \cdot 10^{-6} = 12.7 \text{ KN.m} > M_{u_{max}} = 12.2 \text{ KN.m.}$$

\therefore Select 2 $\emptyset 10$ For all positive moment.

2) Design of Negative moment $M_u^{(-)} = - 6.7 \text{ KN.m}$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6.7 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 120 \cdot 216^2} = 1.33 \text{ MPa}$$

Chapter Four

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.33 * 20.59}{420}} \right) = 0.0035.$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.0035 \times 120 \times 216 = 168 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 216 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 216$$

$$= 86.4 \text{ mm}^2 < 98.8 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 98.8 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 168 \text{ mm}^2.$$

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

$$2 \text{ } \emptyset 12 = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 168 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

\therefore Use 2 $\emptyset 12$

$$\rightarrow \text{Check for strain: } (\epsilon_s \geq 0.005) \quad \text{ACI-318-11 (10.3.5)}$$

Tension = Compression

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

$$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.81 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.81}{0.85} = 45.66 \text{ mm}$$

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

$$d = 250 - 20 - 8 - 12/2 = 216$$

$$\epsilon_s = \frac{246 - 45.66}{45.66} * 0.003$$

$$= 0.0132 > 0.005$$

$$\therefore \emptyset = 0.9 \dots \text{OK.}$$

$$\emptyset M_u = 0.9 * 226.2 * 420 * (216 - 38.81 / 2) * 10^{-6} = 13.4 \text{ KN.m} > M_{u_{max}} = 6.7 \text{ KN.m.}$$

\therefore Select 2 $\emptyset 12$ For all negative moment.

AT ENDS:

$$1/3 A_{s_{positive}} = 157.1/3 = 52.33 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}}$$

\therefore Select 2 $\emptyset 10$, with hook (90degree,20cm) for ends of rib.

4.4.2.2 Design of shear of rib (R12 GF)

V_c , provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-11 (11.2.1)

Chapter Four

$$d = 216 \text{ mm .}$$

$$V_{u_{\max}} = 15.9 \text{ KN .}$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d$$

$$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 216 \times 10^{-3} = 17.5 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 26.405 = 19.9 \text{ KN.}$$

$$0.5\phi V_c = 8.7 < V_u = 15.9 \text{ KN} \leq \phi V_c = 17.5$$

NO SHEAR REINFORCEMENT IS REQUIRE

According to ACI-Code-318-11 required A_{sw} minimum expect for ribs

∴ **Select $\phi 8$ -25cm with 2 -legs.**

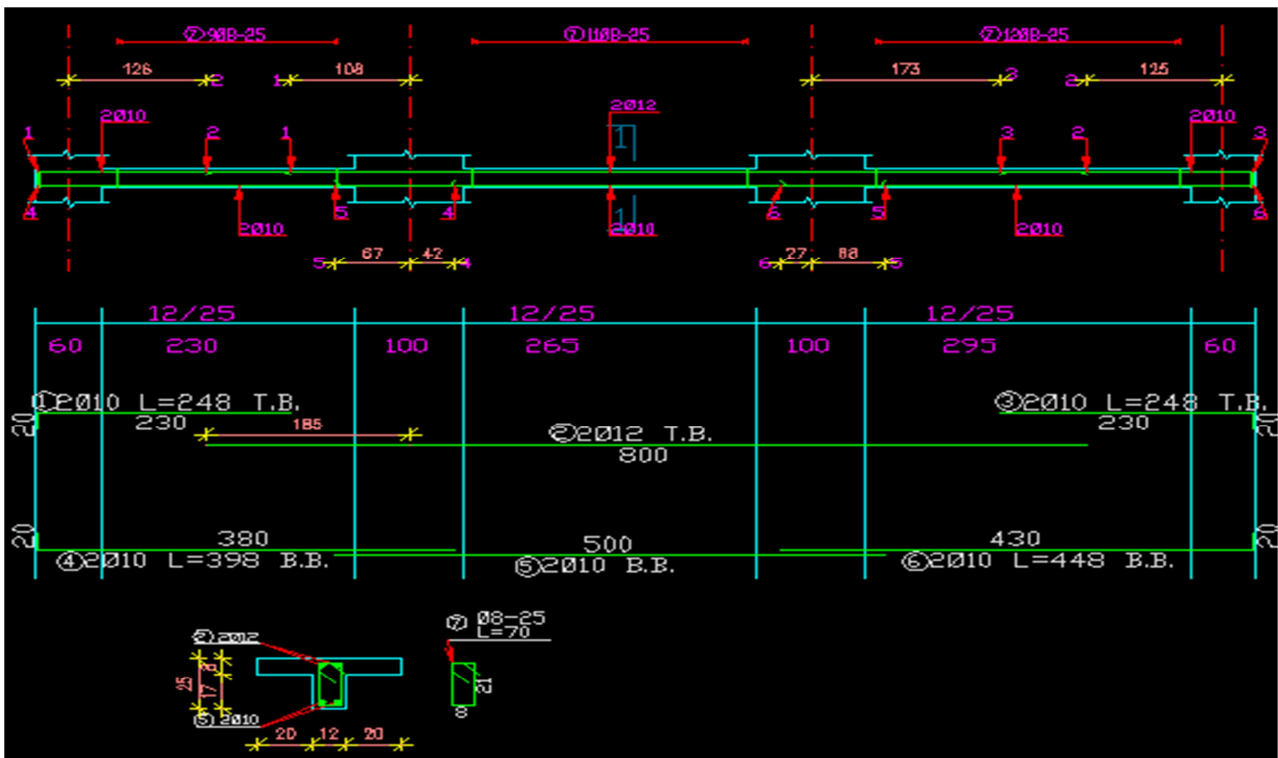


Fig. (4-7) Reinforcement of rib 12-GF

Chapter Four

4.5 Design of Beam (B44 G-F):

Material :-

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

$$\frac{L1}{18.5} = \frac{8.4}{18.5} = 0.46m \dots \text{ for exterior span } \rightarrow$$

Selected $h = 60 \text{ cm}$ (25 cm slab thickness ,35 drop below slab) .

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

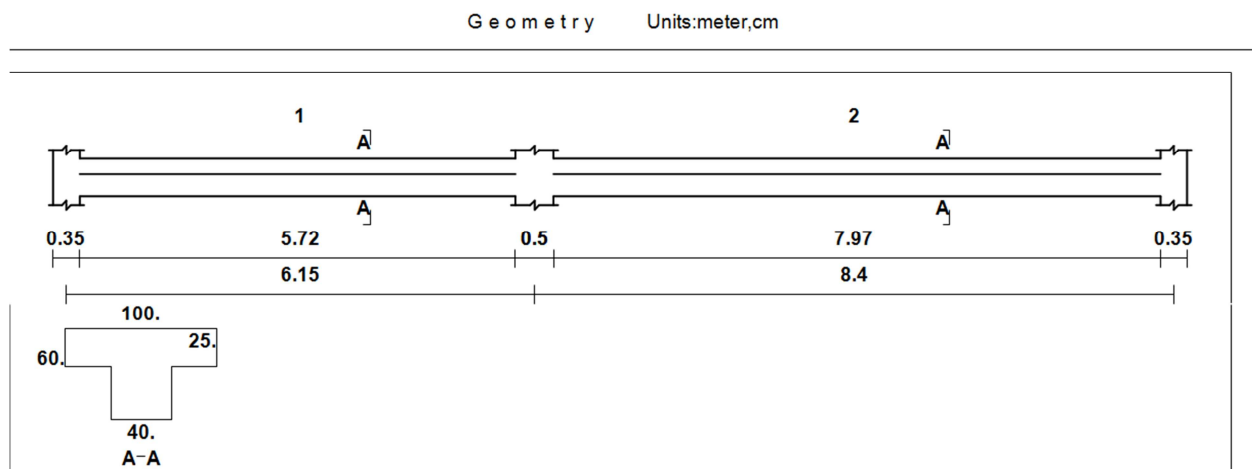


Figure (4-8) : Beam Geometry.

4.5.1 Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib 12 GF as following :

Reactions				
Factored				
DeadR	7.16	21.4	24.86	8.82
LiveR	6.	16.75	18.45	6.9
MaxR	13.16	38.14	43.31	15.72
MinR	6.19	27.75	32.07	8.11
Service				
DeadR	5.97	17.83	20.72	7.35
LiveR	3.75	10.47	11.53	4.31
MaxR	9.72	28.3	32.25	11.67
MinR	5.36	21.8	25.22	6.91

Figure (4-9) : Span1&2 service load from rib 12-GF.

Chapter Four

Beams load as follows :

$$DL = 17.83/0.52 = 34.3 \text{ KN/m}$$

$$LL = 10.47/0.52 = 20.1 \text{ KN/m}$$

» Self-weight of beam = $0.6 \times 25 \times 0.35 + 1 \times 25 \times 0.25 = 9.75 \text{ KN/m}$

Loading

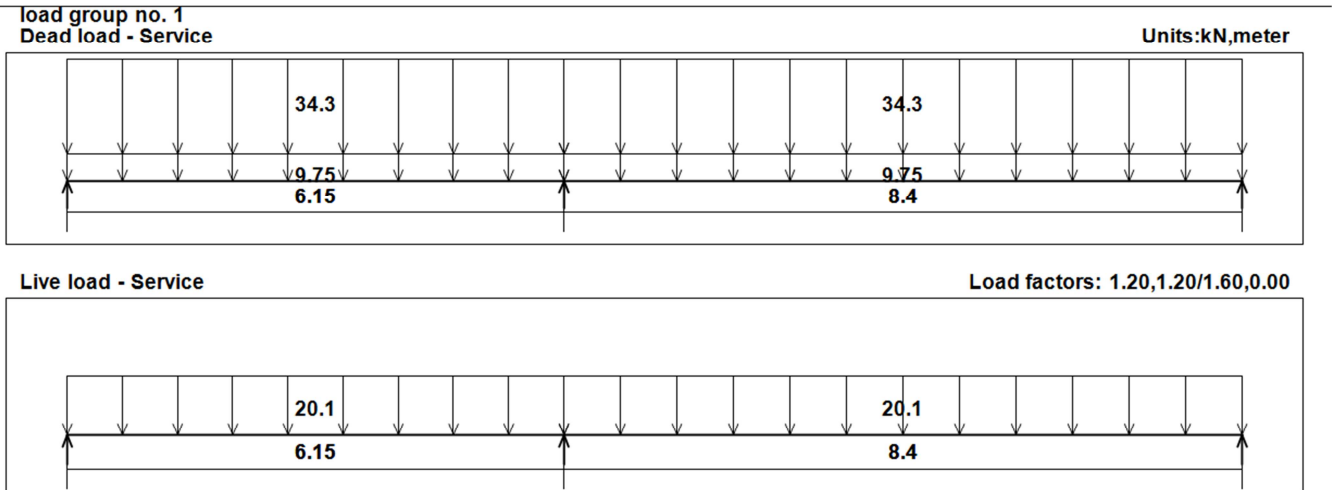


Figure (4-10) : Load of Beam (B44 GF)

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

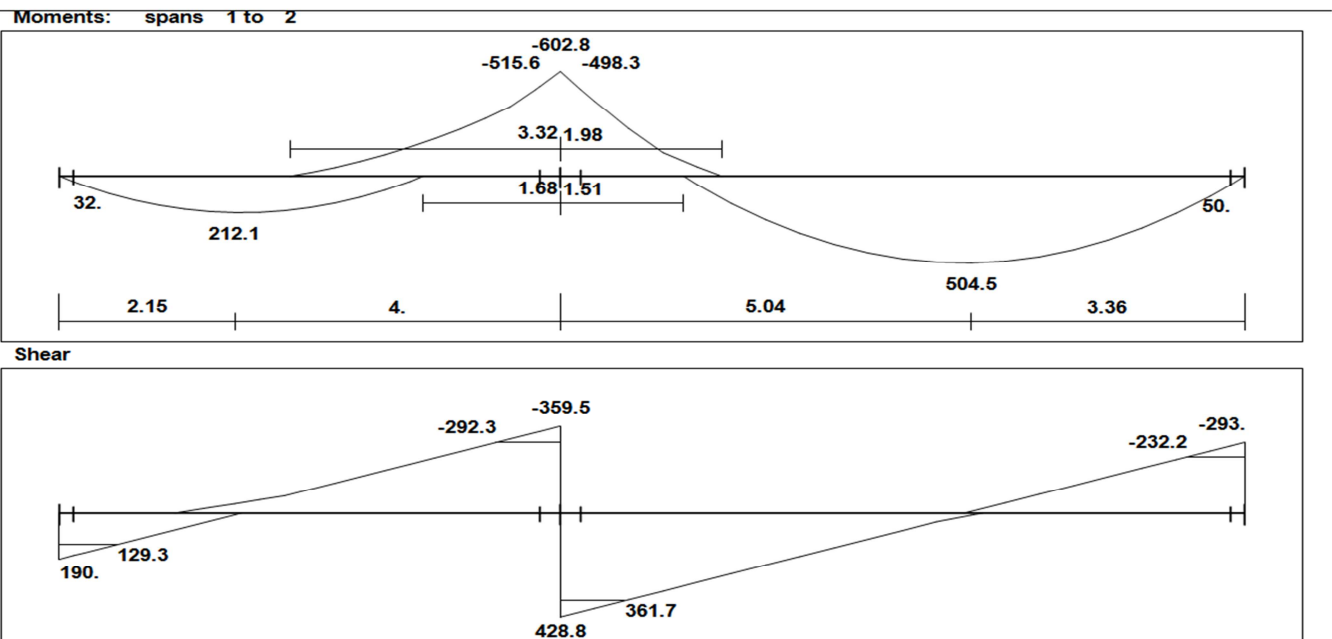


Figure (4-11) : Moment & Shear Envelope for Beam (B44 GF)

Chapter Four

4.5.2 Design of flexure:-

4.5.2.1 Design of Positive moment :-

1) Design of positive moment $Mu^{(+)} = 212.1 \text{ KN.m (span 1)}$

for main positive reinforcement $\Phi 16$ Assume bar diameter , stirrups $\Phi 10$

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

$$= 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm.}$$

\therefore Assume rectangular & tension control section.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{212.5 * 10^6}{0.9 * 1000 * 542^2} = 0.802 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.802 * 20.59}{420}} \right) = 0.00195 .$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00195 \times 1000 \times 542 = 1056.5 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 400 * 542 \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 542$$

$$= 637.9 \text{ mm}^2 < 729.2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 729.2 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 1056.5 \text{ mm}^2 .$$

$$\therefore A_s = 1056.5 \text{ mm}^2 .$$

$$6 \Phi 16 = 1206 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1056.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

\therefore Use 6 $\Phi 16$

$$S_{max} = \frac{400 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 16}{5} = 40.8 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

\rightarrow Check for strain $\otimes \epsilon_s \geq 0.005$

ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$1206 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 24.9 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \rightarrow \text{rectangular section .}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.9}{0.85} = 29.2 \text{ mm}$$

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

$$d = 542 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{542 - 29.2}{29.2} * 0.003$$

$$= 0.053 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

Chapter Four

∴ $\phi = 0.9$ OK.

$$\phi M_u = 0.9 * 1206 * 420 * (542 - 24.9 / 2) * 10^{-6} = 241.4 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 212.5 \text{ KN.m.}$$

2) Design of positive moment $M_u^{(+)} = 504.5 \text{ KN.m}$ (span 2)

Check if $a \leq h_f$:

$$M_{nf} = 0.85 * 24 * 1000 * 250 (540 - 0.5 * 250) * 10^{-6} = 2116.5 > M_{u \max} = \frac{504.5}{0.9} = 560.6 \text{ KN.m}$$

Design as rectangular section .

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{504.5 * 10^6}{0.9 * 1000 * 540^2} = 1.922 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.922 * 20.59}{420}} \right) = 0.004806 .$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.004806 \times 1000 \times 540 = 2595.2 \text{ mm}^2 .$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 729.2 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 2595.2 \text{ mm}^2 .$$

$$\therefore A_s = 2595.2 \text{ mm}^2 .$$

$$9 \phi 20 = 2826 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 2595.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

∴ Use 9 $\phi 20$

$$S_{max} = \frac{400 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 20}{6} = 26.7 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

the other 3 bars in layer 2 spaced layer 25 mm (clear).

→ Check for strain $\epsilon_s \geq 0.005$

ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$2826 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 58.2 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \rightarrow \text{rectangular section .}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.2}{0.85} = 68.5 \text{ mm}$$

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

$$d_t = 540 \text{ mm}$$

$$d = 540 - 10 - 0.5 * 25 = 517.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 68.5}{68.5} * 0.003$$

$$= 0.0207 > 0.005 \text{ (tension control section) .}$$

∴ $\phi = 0.9$ OK.

$$\phi M_u = 0.9 * 2826 * 420 * (517.5 - 58.2 / 2) * 10^{-6} = 521.72 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 504.5 \text{ KN.m.}$$

Chapter Four

4.5.2.2 Design of negative moment:- ($M_{u \max} = - 515.6 \text{ KN.m}$)

In negative moment the effective section is rectangular section 60*40 .
check the maximum nominal strength as singly :

$$C_{\max} = \frac{3}{7} \times d = \frac{3}{7} \times 540 = 231.4 \text{ mm.}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max} = 0.85 \times 231.4 = 196.72 \text{ mm .} \quad \text{*Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \phi M_{n_{\max}} &= \phi 0.85 \times f'_c \times b \times a \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.82 * 0.85 \times 24 \times 400 \times 196.72 \times \left(540 - \frac{196.72}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 581.3 \text{ KN.m .} \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_u < \phi M_{n_{\max}}$$

∴ singly reinforced concrete section design .

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{515.6 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 400 \cdot 540^2} = 4.91 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.91 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.0136 . \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b \times d = 0.0136 \times 400 \times 540 = 2937.2 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{min}}} = 729.2 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 2937.2 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 2937.2 \text{ mm}^2.$$

$$10 \text{ } \phi 20 = 3140 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 2937.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

∴ Use 10 $\phi 20$

$$S_{\max} = \frac{400 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - 7 \cdot 20}{6} = 26.7 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

the other 3 bars in layer 2 spaced layer 25 mm (clear).

→ Check for strain $\epsilon_s \geq 0.005$

ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$3140 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 400 \times a$$

$$a = 161.62 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{161.62}{0.85} = 190.14 \text{ mm}$$

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

$$d_t = 540 \text{ mm}$$

$$d = 540 - 10 - 0.5 \cdot 25 = 517.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{540 - 190.14}{190.14} * 0.003$$

$$= 0.00552 > 0.005 \text{ (tension control section) .}$$

Chapter Four

$\therefore \phi = 0.9 \dots$ OK.

$$\phi M_u = 0.9 * 3140 * 420 * (517.5 - 161.62 / 2) * 10^{-6} = 518.32 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 515.5 \text{ KN.m.}$$

Reinforcement @ the top ends of beam :

$$A_{s \text{ required}} = \frac{A_{s \text{ positive}}}{3} \geq A_{s \text{ min}}.$$

1) @ Left side ,

$$A_{s \text{ required}} = \frac{1206}{3} = 402 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 729.2 \text{ mm}^2 .$$

→ Selected 5Ø14 , $A_s = 770 \text{ mm}^2$.

2) @ Right side ,

$$A_{s \text{ required}} = \frac{2826}{3} = 942 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 729.2 \text{ mm}^2 .$$

→ Selected 5Ø16 , $A_s = 1005 \text{ mm}^2$.

4.5.3 Design of shear:-

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 400 \times 540 = 132.2 \text{ KN.} \end{aligned}$$

» **Check For dimensions :-**

$$\begin{aligned} \phi V_c + \left(\frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \right) &= 132.2 + \left(\frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 400 \times 540 \right) \\ &= 132.2 + 528.8 = 661 \text{ KN} > V_{u \max} = \mathbf{661.7 \text{ KN.}} \end{aligned}$$

\therefore Dimension is adequate enough.

$$\phi * V_{s \min} = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 400 * 540 = 49.6 \text{ KN}$$

or

$$\phi * V_{s \min} = \frac{0.75}{3} * 400 * 540 = 54 \text{ KN} \dots \text{control} .$$

$$\phi(V_c + V_{s \min}) = 186.2 \text{ KN.} \quad \dots 1$$

$$\phi(V_c + V_{s \max}) = 661 \text{ KN.} \quad \dots 2$$

Chapter Four

$$1) V_{u1} = -232.2 \text{ KN.}$$

$$\text{try } 2 \text{ leg } \cdot \emptyset 10 - 20 \text{ cm } , , , , , A_v = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} = \frac{V_{Smin}}{f_y * d} \Rightarrow S_{req} = \frac{157 * 420 * 540}{200 * 10^3} = 133.5 \text{ mm}$$

$$S_{req} \leq \frac{d}{2} = \frac{540}{2} = 270 \leq 600 \text{ mm}$$

select $\emptyset 10 - 20 \text{ cm}$ (2 - legs).

Use 2 legs $\emptyset 10 - 20 \text{ cm}$ c/c, where $V_u \leq 265.7 \text{ KN}$.

$$2) V_{u2} = 361.7 \text{ KN.}$$

→ required designed shear reinforcement.

$$V_s = \frac{361.7 - 132.2}{0.75} = 305.87 \text{ KN}$$

$$\text{try } 2 \text{ leg } \cdot \emptyset 10 - 10 , , , , , A_v = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} = \frac{V_{Smin}}{f_y * d} \Rightarrow S_{req} = \frac{157 * 420 * 540}{100 * 10^3} = 356.08 \text{ KN}$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{540}{2} = 270 \leq 600 \text{ mm}$$

$$\emptyset(V_c + V_s) = 0.75 * 356.08 + 132.2 = 399.4 \text{ KN} > 361.7 \text{ KN}$$

select $\emptyset 10 - 10 \text{ cm}$ (2 - legs) .

$$3) V_{u3} = 292.3 \text{ KN}$$

→ required designed shear reinforcement.

$$V_s = \frac{292.3 - 132.2}{0.75} = 213.5 \text{ KN} .$$

$$\text{try } 2 \text{ leg } \cdot \emptyset 10 - 15 , , , , , A_v = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} = \frac{V_{Smin}}{f_y * d} \Rightarrow S_{req} = \frac{157 * 420 * 540}{150 * 10^3} = 237.4 \text{ KN}$$

$$\emptyset(V_c + V_s) = 0.75 * 237.4 + 132.2 = 310.3 \text{ KN} > 292.3 \text{ KN}$$

select $\emptyset 10 - 15 \text{ cm}$ (2 - legs) .

Chapter Four

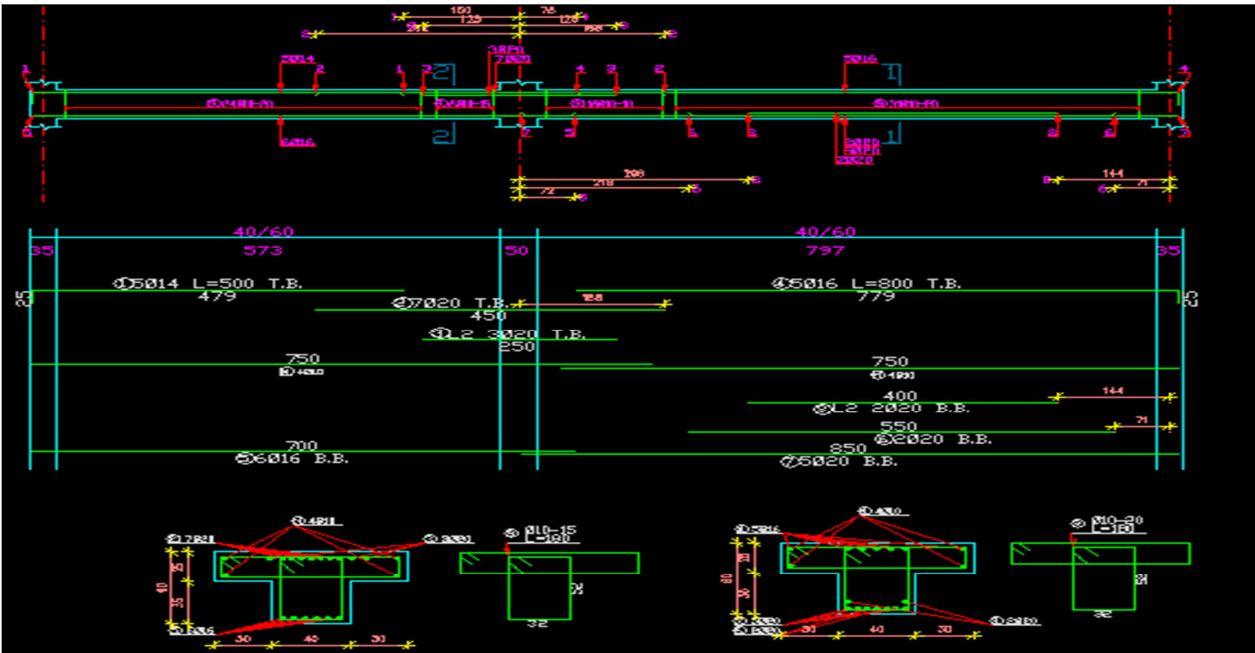


Figure (4-12) : Reinforcement for Beam (B44 GF).

4.6 Design of column(C80):

4.6.1 Load calculation:

DL= 2072 KN , LL= 554 KN .

Assume square section with (50cm x 50cm) .

4.6.2 Check slenderness :

Lu: Actual unsupported length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} = 0.3 h$

Lu = 3.75 m

M1/M2 =1 → for braced frame .

$$\frac{Klu}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) < 40$$

$$\frac{1 \times 3.75}{0.3 \times 0.5} = 25 > 22 \Rightarrow \text{long column .}$$

(long column for bending about its both axis) .

Chapter Four

4.6.3 Calculation minimum moment :

$$E_c = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2 \text{ MPa}$$

$$B_{dns} = \frac{1.2 D (\text{sustained})}{Pu} = \frac{1.2 \times 2072}{3372.8} = 0.737$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.005208 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times E_c \times I}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.5 \times 23025.2 \times 0.005208}{1 + 0.737} = 27616.1 \text{ MN.m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(Klu)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 25.267}{(1.0 \times 3.75)^2}$$

$$= 19.382 \text{ MN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{3372.8}{0.75 \times 19382.1}} = 1.302 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 h = 15 + 0.03 \times 500 = 30 \text{ mm}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 30 \times 1.302 = 39.06 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{39.06}{500} = 0.08$$

Using interaction diagram to find nominal axial load as follows :

$$\Psi = (d - d') / h = 500 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 20 / 500$$

$$= 0.751 .$$

Assume $\rho_g = 0.02$.

$$P_{ux} / A_g = P_{uy} / A_g = 2.35 .$$

$$P_{ux} = P_{uy} = 2.35 \times 500 \times 500 \times 0.001 / 0.145 = 4051.7 \text{ KN} .$$

$$P_{uo} = 0.65 \times 500 \times 500 \times (0.85 \times 24 \times (1 - 0.02) + 0.02 \times 420)$$

$$= 4613.7 \text{ KN} .$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{uo}}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{4051.7} + \frac{1}{4051.7} - \frac{1}{4613.7}$$

$$\phi P_n = 3611.75 \text{ KN} > 3372.8 \text{ KN} .$$

$$A_s = 0.02 \times 500 \times 500 = 5000 \text{ mm}^2 \text{ selected } 16\phi 20 .$$

4.10.4 Design of the tie reinforcement :

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

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

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

Chapter Four

spacing $\leq 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32$ cm control

spacing $\leq 48 \times dt = 48 \times 1.0 = 48$ cm

spacing \leq least.dim = 50 cm .

Use $\phi 10 @ 20$ cm , in normal region .


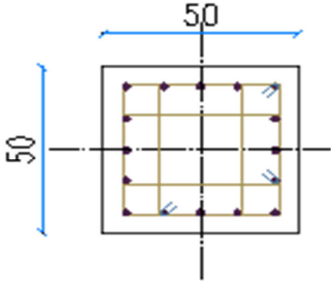
COLUMN ID.	GROUND FLR. TO FIRST FLR $FC' = 24$ Mpa
	 <p data-bbox="632 1137 1134 1236">VERTICAL STEEL = 16 T20 PERIPHERAL N.R LINKS T 10 @ 20 cm/c. INTERNAL SP LINKS T 10 @ 10 cm/c</p>

Figure (4-13) : Reinforcement for column (C80).

Chapter Four

4.7 Design of isolated footing:

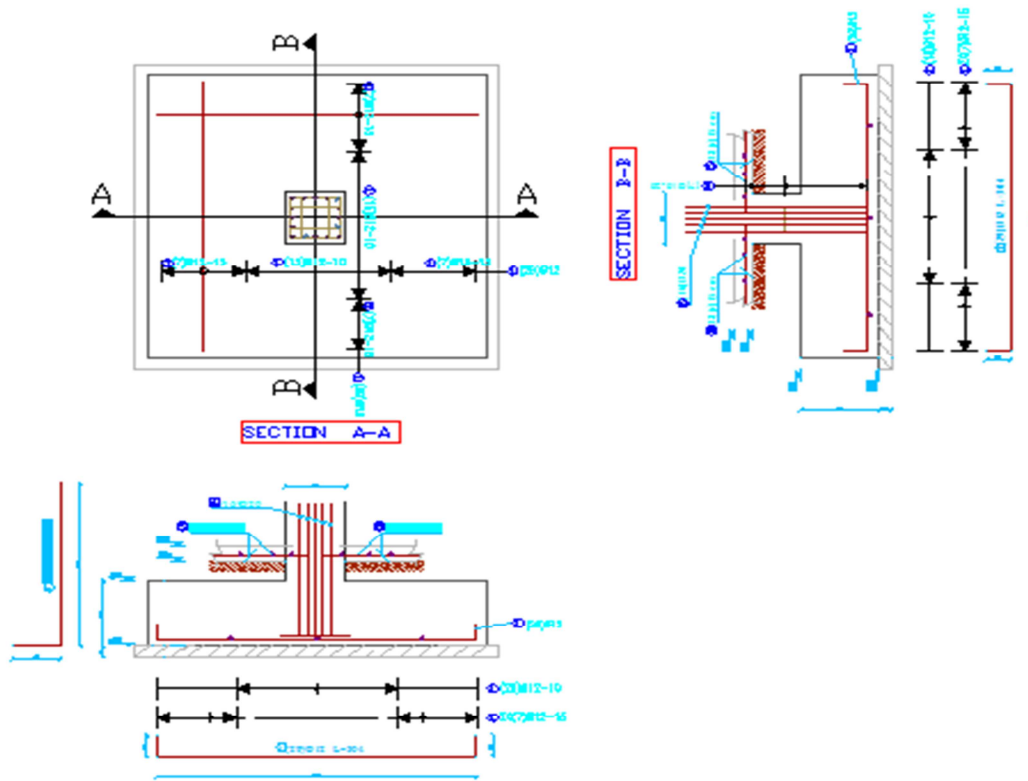


Fig. (4-14) : Geometry of footing (F6)

4.7.1 Load calculation:

From column 80 :

DL= 2072 KN .

LL= 554 KN .

Soil weight = 18 kN/m³.

Allowable soil pressure = 350 kN/m².

Fc' = 24 Mpa

Fy = 420 Mpa

Cover = 7.5 cm

Chapter Four

4.7.2 Determine the net soil pressure:

use steel bar \varnothing 12

Assume $h = 65$ cm $d = 650 - 75 - 12 = 563$ mm

Weight of footing = $0.65 * 25 = 16.25$ KN/m²

Weight of soil = $1 * 18 = 18$ KN/m²

Total surcharge load foundation:

$W = 16.25 + 18 = 34.25$ KN/m²

$q_{all.net} = 350 - 34.25 = 315.75$ KN/m²

4.7.3 Design of footing area:

$$A = \frac{P_n}{q_{all.net}} = \frac{2626}{315.75} = 7.75 \text{ m}^2$$

$$A = b * b$$

Take $b = 2.8$ m

$$q_u = \frac{3372.8}{2.8 * 2.8} = 430.2 \text{ KN/m}^2$$

4.7.4 Check for one way shear:

$$V_u = ((L - a) * 0.5 - d) * q_u * b$$

$$V_u = ((2.8 - 0.5) * 0.5 - 0.563) * 430.2 * 2.8$$

$$V_u = 707.1 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi (\sqrt{f_c'} * b_w * d) / 6$$

$$= 0.75 * \sqrt{24} * 2800 * 563 * 10^{-3} / 6$$

$$= 956.4 \text{ KN} > V_{ux} = 707.1 \text{ KN} \quad . \text{OK}$$

4.7.5 Check for punching shear:

$$V_u = q_u * (b * l - (a + d) * (c + d))$$

$$= 430.2 * (2.8 * 2.8 - (0.5 + 0.563) * (0.5 + 0.563))$$

$$= 2458.2 \text{ KN.}$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\beta = \frac{50}{50} = 1$$

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

$$b_o = 2 * (a + d + c + d)$$

$$= 2 * (0.5 + 0.563 * 2 + 0.5)$$

$$= 4.252 \text{ m}$$

Chapter Four

V_c the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{1}\right) = 0.5$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) = \frac{1}{12} \left(\frac{40 * 0.563}{4.252} + 2\right) = 0.61$$

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

Take $V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 4252 * 563 * 10^{-3} = 3909.2 \text{ KN}$

$$\phi V_c = 0.75 * 3909.2 = 2931.9 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 2931.9 > V_u = 2458.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

4.7.6 Design for bending moment:

use steel bar $\phi 12$

b=2.8m , h=650mm , d= 563 mm

$$M_u = 430.2 * \frac{2.8 * 1.15^2}{2} = 796.5 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b * d^2} = \frac{796.5 * 10^6}{0.9 * 2800 * (563)^2} = 0.9972 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.9972}{420}}\right) = 0.00244$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00244 * 2800 * 563 = 3839 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2800 * 650 = 3276 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 3839 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 3276 \text{ mm}^2.$$

∴ A_s 3839 mm².

$$n = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar} \phi 12}} = \frac{3839}{113.1} = 33.9.$$

∴ Use **34 ϕ 12**

$$S = \frac{2800 - 75 * 2 - 34 * 12}{33} = 87 \text{ mm}$$

Step S is the smallest of

1- 3h = 3*650=1950mm

2- 450.....control

$$S = 82 < S_{\max} = 450 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Chapter Four

4.7.7 Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$= 0.65(0.85)(24) * 500 * 500 * 10^{-3} = 3515 \text{ KN} > P_u = 3372.8 \text{ KN}.$$

Since $\Phi P_n > P_u$.

\therefore Dowels are not required for load transfer

The min. area of dewels = $0.005 * A_g = 0.005 * 500 * 500 = 1250 \text{ mm}^2$.

Use 16 \emptyset 20, $A_s = 5024 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 1250 \text{ mm}^2$.

Chapter Four

4.8 : Design of stair :

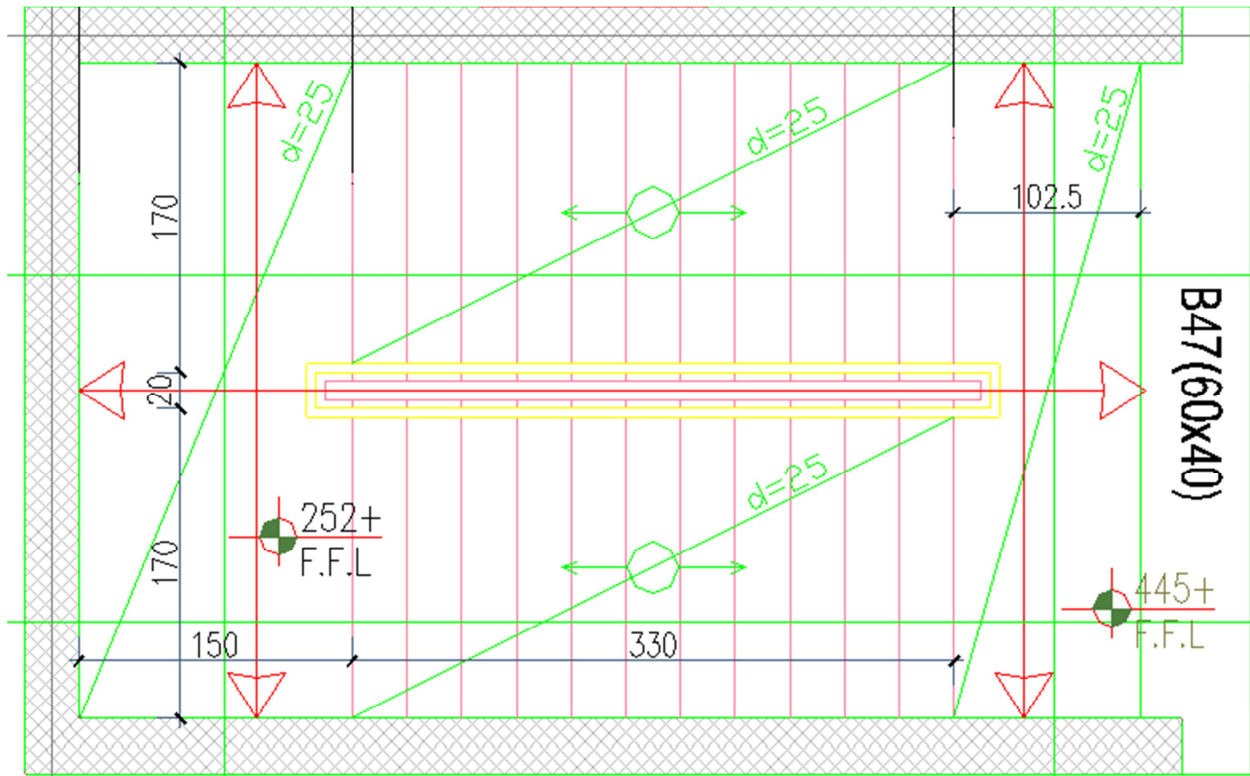


Fig. (4-15) : Stair plan

$$h = (496.25) / 20 = 24.8 \quad \dots\dots \text{select } h = 25 \text{ cm}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\text{rise}}{\text{run}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{16}{300}\right) = 28.07^\circ$$

4.8.1 Load calculation :-

Flight dead load computation :-

The structural system & dead load calculation :-

$$\text{Plaster} = (0.03 \times 22 \times 1) / (\cos 28.07) = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Concrete slab} = (0.25 \times 25 \times 1) / (\cos 28.07) = 7.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mortar} = (0.3 + 0.16) \times 0.03 \times 22 / (0.3) = 1.012 \text{ KN/m}$$

$$\text{Stair} = 0.16 \times 0.3 \times 0.5 \times 1 \times 25 / (0.3) = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Tiles} = (0.35 + 0.16) \times 0.03 \times 27 / (0.3) = 1.377 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total load} = 12.22 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dead load} = 12.22 \text{ KN/m}, \text{ Live load} = 5 \text{ KN/m}$$

Chapter Four

Landing dead load computation :

Tiles = $0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$

Mortor = $0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$

Sand = $0.07 \times 17 \times 1 = 1.19 \text{ KN/m}$

Concrete = $0.25 \times 25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/m}$

Plastering = $0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$

Total dead load = 9.2 KN/m , Live load= 5 KN/m and the reaction from flight.

4.8.2 Design of flight:

By using Beam D program :

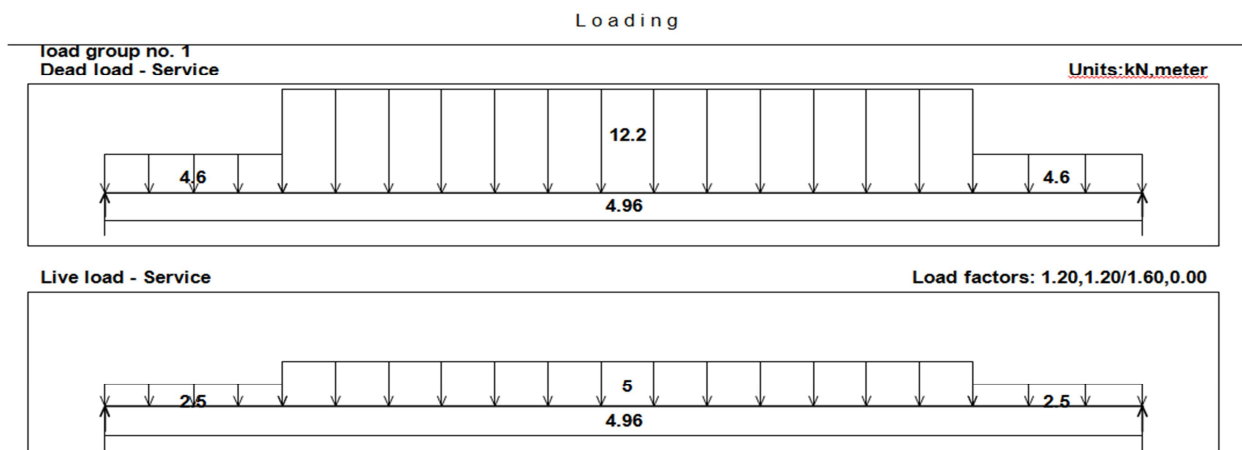


Fig. (4-16) : Load diagram for flight

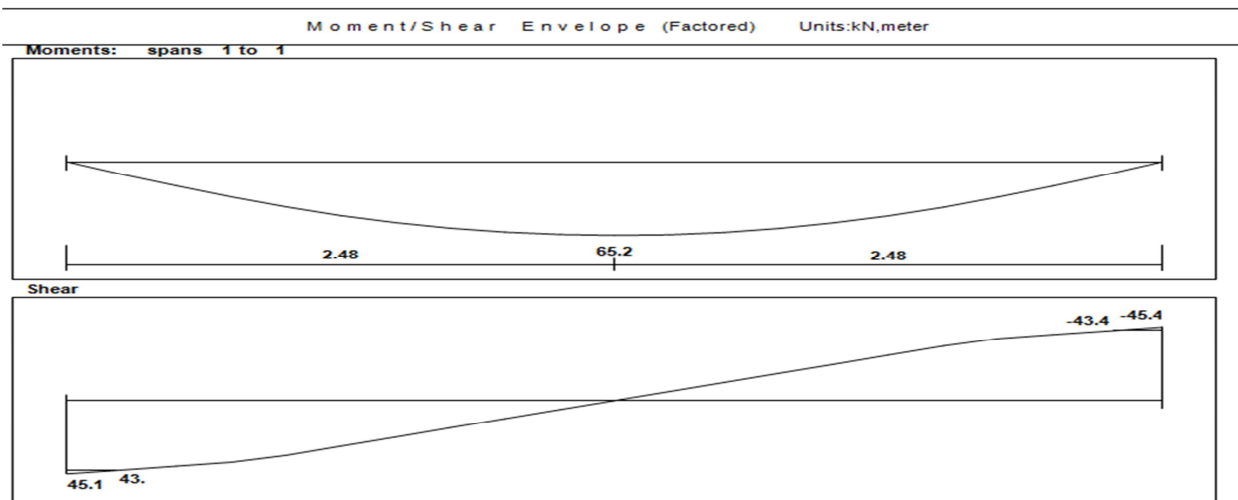


Fig. (4-17) : Shear & moment envelope diagrams for flight .

Chapter Four

4.8.2.1 Design of shear:

$$V_u = 43.4 \text{ KN}$$

$$\text{Assume } d_b = 10$$

$$d = 250 - 20 - 5 = 225 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi(\sqrt{f_c'} \times b_w \times d) / 6 \\ &= 0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 225 \times 10^{-3} / 6 \\ &= 156.2 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$0.5 \times \phi V_c = 78.1 \text{ KN} > 43.4 \text{ KN}$$

The thickness of slab is adequate enough.

4.8.2.2 Design for flexure:

$$M_u = 65.2 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 65.2 / 0.9 = 72.44 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n / (b \times d^2) \\ &= 72.44 / (1000 \times 225^2) \\ &= 1.431 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= f_y / (0.85 \times f_c') \\ &= 420 / (0.85 \times 24) \\ &= 20.59\end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.431 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00354$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.00354 \times 1000 \times 225 = 795.7 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}A_{s_{min}} &= 0.0018 \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 250 \\ &= 450 \text{ mm}^2 < 795.7 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}\end{aligned}$$

Use $\phi 12$

$$\begin{aligned}n &= A_s / A_{s\phi 12} \\ &= 795.7 / 113.1 \\ &= 7.04\end{aligned}$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{7.04} = 0.14 \text{ m}$$

\therefore Take 8 $\phi 12$ /m, With $A_s = 904.8 \text{ mm}^2/\text{m}$ or $\phi 12 @ 12.5 \text{ cm}$
step (S) is the smallest of :-

- 1) $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$
- 2) 450 mm

Chapter Four

$$3) \quad 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$$

$$= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$4) \quad 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$$

$$S = 125 < S_{\max} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Number of } \varnothing 10 = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{450}{78.5} = 5.7 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{5.7} = 17.444 \text{ cm}$$

∴ $\varnothing 10 @ 15 \text{ cm}$.

step (S) is the smallest of :-

$$1) \quad 5h = 5 \times 250 = 125 \text{ mm}$$

$$2) \quad 450 - \text{control}$$

$$S = 150 < S_{\max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.8.3 Design of landing:-

By using Beam D program :

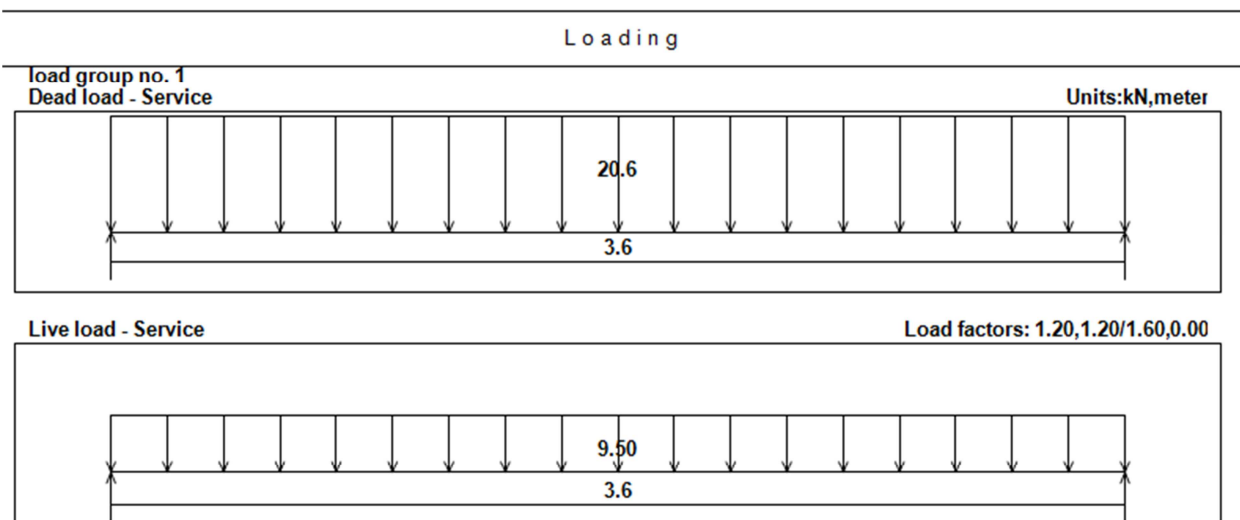


Fig. (4-18) : Load diagram for landing .

Chapter Four

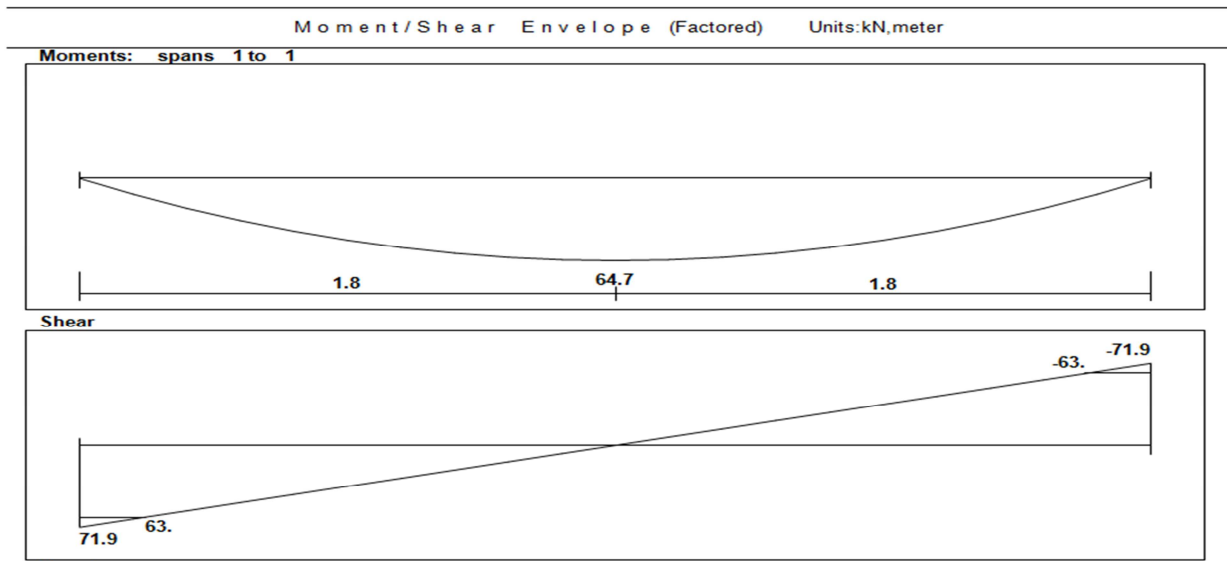


Fig. (4- 19) : Shear & moment envelope diagrams for landing .

4.8.3.1 Design for flexure :

$$M_u = 64.7 \text{ KN/m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 64.7 / 0.9 = 71.88 \text{ KN/m}$$

$$d = 250 - 20 - 12 - 6 = 212$$

$$R_n = M_n / (b \times d^2)$$

$$= 71.88 / (1000 \times 212^2)$$

$$= 1.6 \text{ MPa .}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.6 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00397$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.00397 \times 1000 \times 212 = 842.01 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$= 0.0018 \times 1000 \times 250$$

$$= 450 \text{ mm}^2 < 842.01 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

∴ Use Ø12

$$113.1 / 0.125 = 904.8$$

Ø12 @12.5 cm < 300mm .

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

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

$$\text{Number of } \text{Ø}10 \rightarrow 78.5 / 0.15 = 523.3 \text{ mm}^2$$

Selected Ø10-15 cm < 450mm .

Chapter Four

4.9 Design of basement wall:

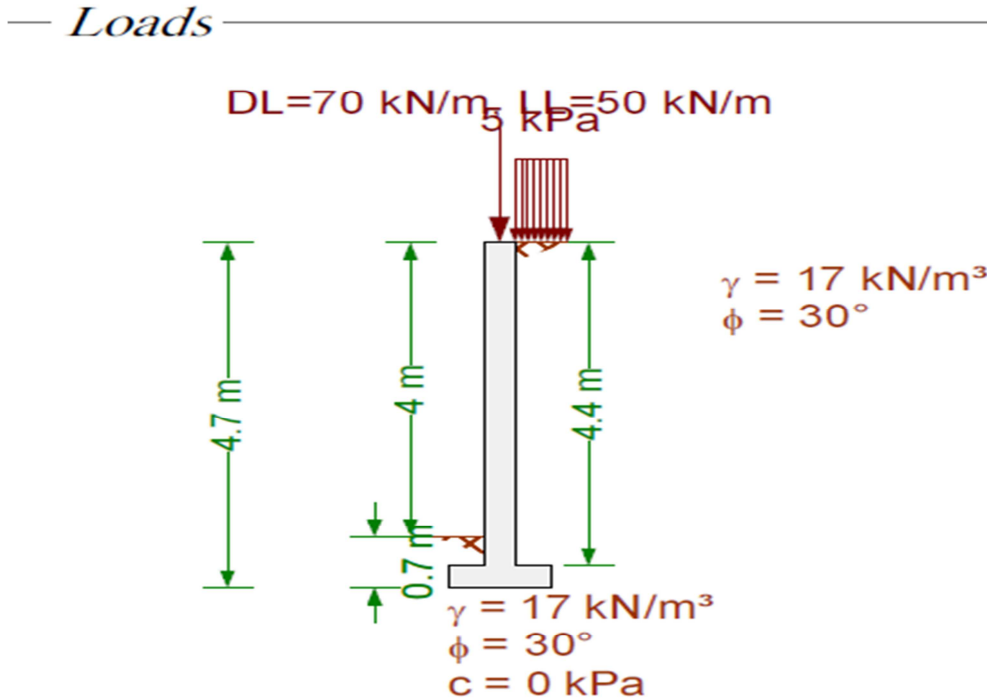


Fig. (4- 20) : Geometry and load of basement wall .

we use IES .Quick- Suite program to analysis the basement wall ,then we check the results by hand calculations , and we find it as same as hand calculations .So we will suffice view the program analysis as follows :

lateral earth pressure :

At - Rest Earth Pressure Theory

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.50$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma H = 0.50 \cdot 17 \text{ kN / m}^3 \cdot 4.7 \text{ m} = 39.95 \text{ kPa} .$$

Lateral Earth Pressure (stem only)

$$\sigma_h = K_0 \gamma H = 0.50 \cdot 17 \text{ kN / m}^3 \cdot 4.4 \text{ m} = 37.4 \text{ kPa}$$

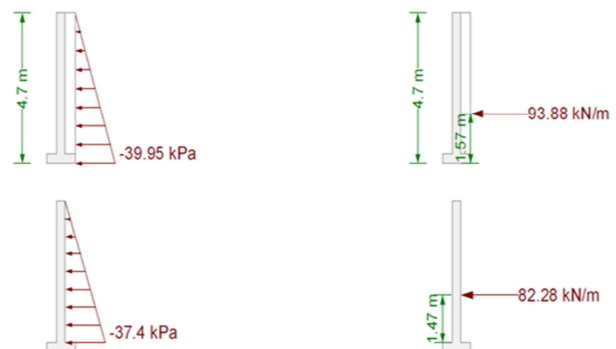


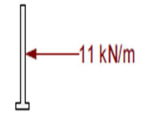
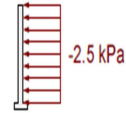
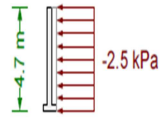
Fig. (4- 21) : lateral earth pressure

Chapter Four

Later surcharge earth pressure :

At - Rest Earth Pressure Theory

$$\sigma_{sur} = K_o q = 0.50 \cdot 5 \text{ kPa} = 2.5 \text{ kPa}$$



Bearing Pressure Calculation :

Fig. (4- 22) : lateral surcharge pressure .

Contributing Forces	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	-0 kN·m/m
Uniform Surcharge Pressure	-1.75 kN/m	0.83 m	0 kN/m	-	-1.44 kN·m/m
Axial Dead Load	-70 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-35 kN·m/m
Axial Live Load	-50 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-25 kN·m/m
Footing Weight	-7.5 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-3.75 kN·m/m
Stem Weight	-33 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-16.5 kN·m/m
Backfill Weight	-26.18 kN/m	0.83 m	0 kN/m	-	-21.6 kN·m/m
Soil over toe Weight	-2.38 kN/m	0.17 m	0 kN/m	-	-0.42 kN·m/m
Stem Base Shear	-0 kN/m	-	-60.35 kN/m	0.3 m	18.11 kN·m/m
Stem Base Moment	0 kN/m	-	0 kN/m	-	0 kN·m/m
	-190.81 kN/m				-85.6 kN·m/m

Sliding Check

Sliding Force(s)

Backfill pressure

93.88 kN/m

11.75 kN/m

Surcharge (uniform) lateral pressure

Total:

105.6 kN/m

Resisting Force(s)

Passive pressure @ toe Friction

12.49 kN/m

85.86 kN/m

Lateral Support Reaction

42.93 kN/m

Total:

161.3 kN/m

$$F.S. = \frac{RF}{SF} = \frac{161.3 \text{ kN/m}}{105.6 \text{ kN/m}}$$

$$= 1.56 > 1.50$$

SF

()

Chapter Four

Bearing capacity check :

Bearing pressure allowable $109.2\text{kPa} < 350\text{kPa}$ –OK.

Bearing resultant eccentricity $<$ allowable $(0.05 < 0.17)\text{m}$ – OK .

Stem Flexural Capacity :

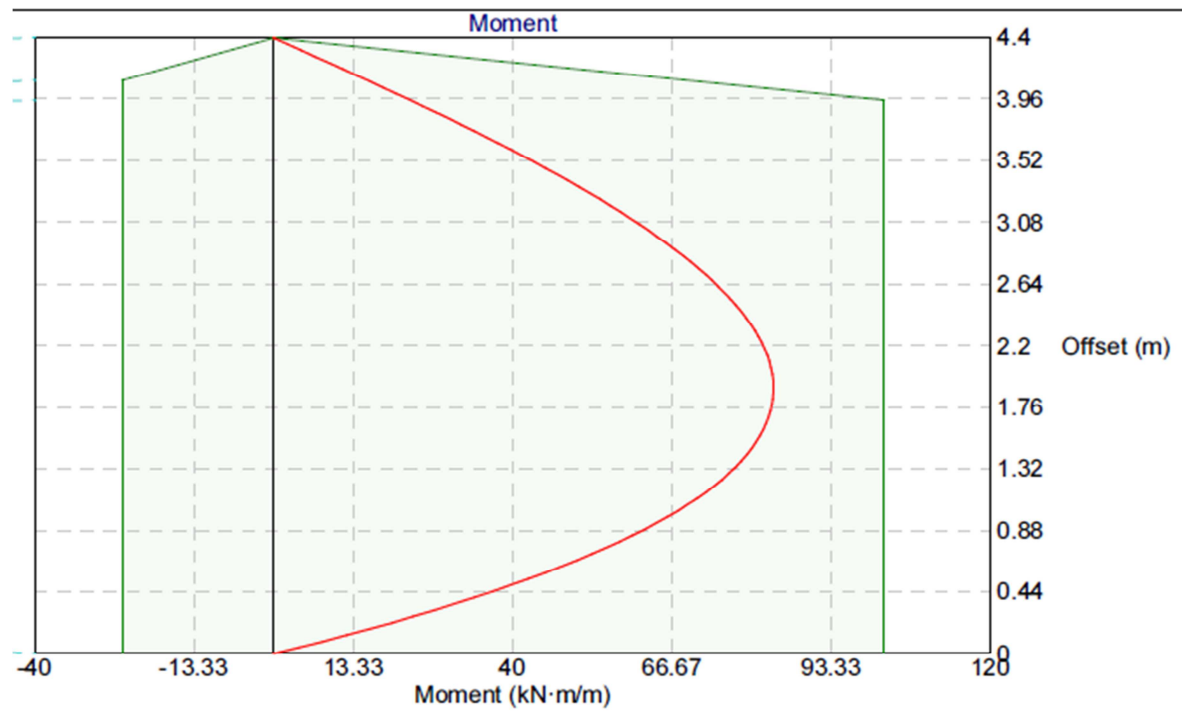


Fig. (4- 23) : stem bending moment .

Chapter Four

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 0 m from base [Negative bending] :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(3.1 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 6.38 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(3.1 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(220 \text{ mm}) - (6.38 \text{ mm}) / 2] = 25.39 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 0 m from base [Positive bending]

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(10.32 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 21.25 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(10.32 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(273 \text{ mm}) - (21.25 \text{ mm}) / 2] = 102.4 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 3.95 m from base [Positive bending]

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(10.32 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 21.25 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(10.32 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(273 \text{ mm}) - (21.25 \text{ mm}) / 2] = 102.4 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 4.1 m from base [Negative bending]

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(3.1 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 6.38 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(3.1 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(220 \text{ mm}) - (6.38 \text{ mm}) / 2] = 25.39 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 4.4 m from base [Negative bending]

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(220 \text{ mm}) - (0 \text{ mm}) / 2] = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 4.4 m from base [Positive bending]

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa}) [(273 \text{ mm}) - (0 \text{ mm}) / 2] = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Chapter Four

Stem Shear Capacity :

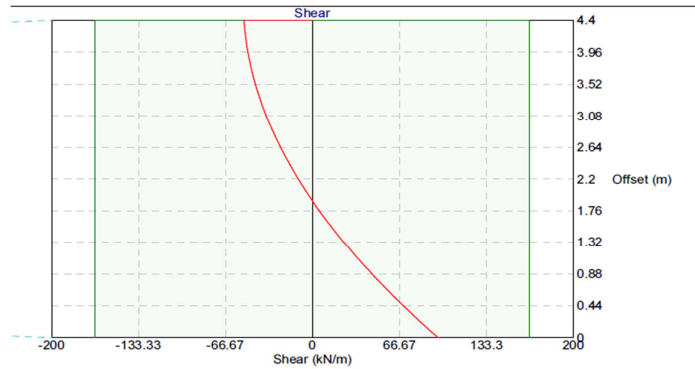


Fig. (4- 24) : stem shear

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 0 m from base [Positive shear]

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (273 \text{ mm}) = 222.1 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (222.1 \text{ kN / m}) = 166.6 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 0 m from base [Negative shear]

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (273 \text{ mm}) = 222.1 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (222.1 \text{ kN / m}) = 166.6 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 4.4 m from base [Positive shear]

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (273 \text{ mm}) = 222.1 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (222.1 \text{ kN / m}) = 166.6 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 4.4 m from base [Negative shear]

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (273 \text{ mm}) = 222.1 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (222.1 \text{ kN / m}) = 166.6 \text{ kN / m}$$

Chapter Four

Toe Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H] :

Controlling Moment

Note: Design toe moment is not limited to stem moment because stem base is pinned

$$M_{toe} = 17.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 15.94 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})[(220 \text{ mm}) - (15.94 \text{ mm}) / 2] = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 17.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.11.3.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (220 \text{ mm}) = 179 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(179 \text{ kN} / \text{m}) = 134.3 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = 134.3 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 39.16 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 15.94 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(220 \text{ mm})}{(15.94 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0322$$

$$\epsilon_t = 0.0322 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](17.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 23.81 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(60.96 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(300 \text{ mm})(150 \text{ mm})} = 0.0034$$

$$\rho_{ST_min} = \frac{0.0018 (60000)}{f_y} = \frac{0.0018 (60000)}{(420 \text{ MPa})} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_min} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_prov} = 0.0034 \geq \rho_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{ST_max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{ST} = 150 \text{ mm} \leq s_{ST_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

— Toe Unfactored Loads —

Unfactored Loads

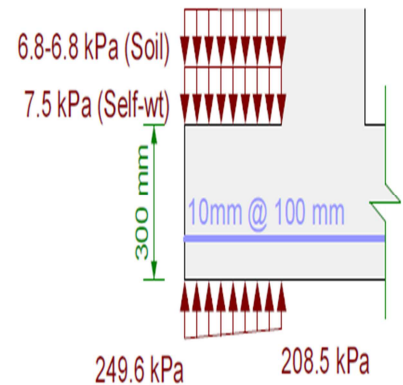


Fig. (4- 25) : Toe loads

Chapter Four

Heel Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H] :

Controlling Moment

Note: Design heel moment is not limited to stem moment because stem base is pinned

$$M_{\text{heel}} = 6.54 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 15.94 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})[(220 \text{ mm}) - (15.94 \text{ mm}) / 2] = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 6.54 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.11.3.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F'_c} d = 2 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (220 \text{ mm}) = 179 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(179 \text{ kN} / \text{m}) = 134.3 \text{ kN} / \text{m}$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(7.74 \text{ cm}^2 / \text{m})(420 \text{ MPa})}{0.85 (24 \text{ MPa})} = 15.94 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(220 \text{ mm})}{(15.94 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0322$$

$$\epsilon_t = 0.0322 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 62.06 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](6.54 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 8.72 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{\text{ST}_\text{prov}} = \frac{A_{\text{ST}}}{t_{\text{SST}}} = \frac{(60.96 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(300 \text{ mm})(150 \text{ mm})} = 0.0034$$

$$\rho_{\text{ST}_\text{min}} = \frac{0.0018 (60000)}{f_y} = \frac{0.0018 (60000)}{(420 \text{ MPa})} = 0.0018$$

$$\rho_{\text{ST}_\text{min}} = 0.0018$$

$$\rho_{\text{ST}_\text{prov}} = 0.0034 \geq \rho_{\text{ST}_\text{min}} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{\text{ST}_\text{max}} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{\text{ST}} = 150 \text{ mm} \leq s_{\text{ST}_\text{max}} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

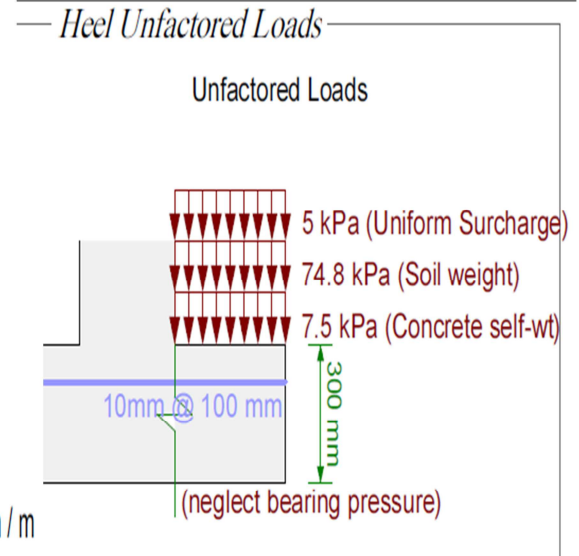


Fig. (4- 26) : heel loads

Chapter Four

4.10 Analysis & Design concrete frame using E-tabs program :

By using e-Tabs program , we design concrete frames in Art Building . The following figure shows analysis results :

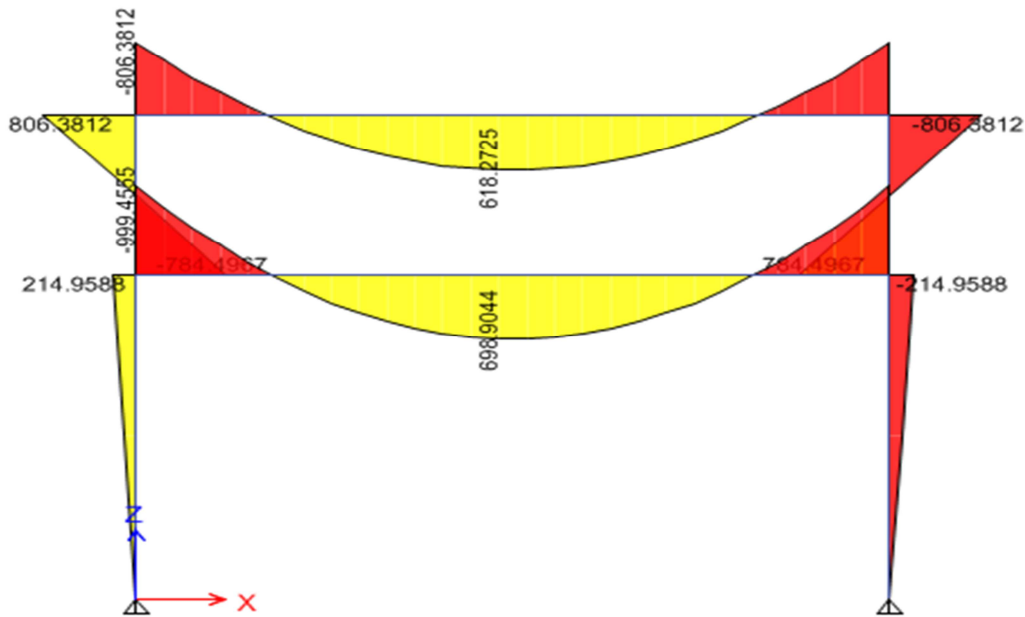


Fig. (4- 27) : Bending moment frame result.

So , in this example ,we will check if the joints are stable or not & the flexural steel are in horizontal members are correct or not .

✓ Check sum of moments about joints :

- J 1 ?

$806.4 - 806.4 = 0$ ok stable joint .

- J2 ?

$784.5+215-999.5 = 0$...ok stable joint .

Chapter Four

✓ Check flexural steel area :

❖ Lower horizontal member ($M_u = 618.3 \text{ KN.m}$) :

Assume $d_b=25\text{mm}$, $d = 600 - 40 - 10 - 12.5 = 537.5 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{618.3*10^6}{0.9*600*537.5^2} = 3.97 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.97*20.59}{420}} \right) = 0.014$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.014 \times 600 \times 537.5 = 4515 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 537.5 = 940.5 \text{ mm}^2 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 537.5 = 1075 \text{ mm}^2$$

$A_s = 4515 \text{ mm}^2 \rightarrow \therefore \text{Use } 10 \text{ } \emptyset 25$

$$S_{max} = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 25}{9} = 27.7 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

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

ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$4515 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 154.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{154.9}{0.85} = 182.1 \text{ mm}$$

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

$$d_t = 537.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{537.5 - 182.1}{182.1} * 0.005855$$

$$= 0.05855 > 0.005 \text{ (tension control section)}.$$

$\therefore \emptyset = 0.9 \dots \text{OK.}$

$$\emptyset M_u = 0.9 * 4515 * 420 * (537.5 - 154.9 / 2) * 10^{-6} = 785 \text{ KN.m} > M_{u_{max}} = 618.5 \text{ KN.m.}$$

Chapter Four

❖ lower horizontal member ($M_u = 699 \text{ KN.m}$) :

Assume $d_b=25\text{mm}$, $d = 600 - 40 - 10 - 12.5 = 537.5 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{699 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 600 \cdot 537.5^2} = 4.4805 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.4805 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.0168$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.0168 \times 600 \times 537.5 = 5418 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 600 \cdot 537.5 = 940.5 \text{ mm}^2 \geq \frac{1.4}{420} \cdot 600 \cdot 537.5 = 1075 \text{ mm}^2$$

$A_s = 5418 \text{ mm}^2 \rightarrow \therefore \text{Use } 12 \text{ } \emptyset 25$

$$S_{max} = \frac{600 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - 10 \cdot 25}{9} = 27.7 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

the other 2 bars in layer 2 spaced layer 25 mm (clear).

$\rightarrow \text{Check for strain } \otimes \varepsilon_s \geq 0.005$ ACI-318-11 (10.3.5)

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

$$5890.5 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 202.1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{202.1}{0.85} = 237.2 \text{ mm}$$

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

$$d_t = 537.5 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 25 - 12.5 = 512.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{537.5 - 237.2}{237.2} \cdot 0.00509$$

$$= 0.0509 > 0.005 \text{ (tension control section)}.$$

$\therefore \emptyset = 0.9 \dots \text{OK.}$

$$\emptyset M_u = 0.9 \cdot 5890.5 \cdot 420 \cdot (512.5 - 263.5 / 2) \cdot 10^{-6} = 847.8 \text{ KN.m} > M_{u_{max}} = 699 \text{ KN.m.}$$

Chapter Four

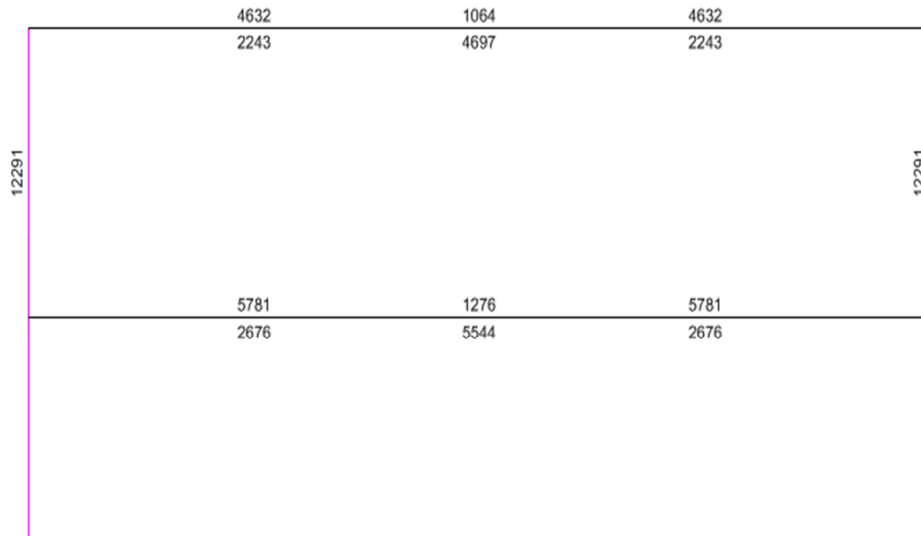


Fig. (4- 28) : flexural steel area frame result.

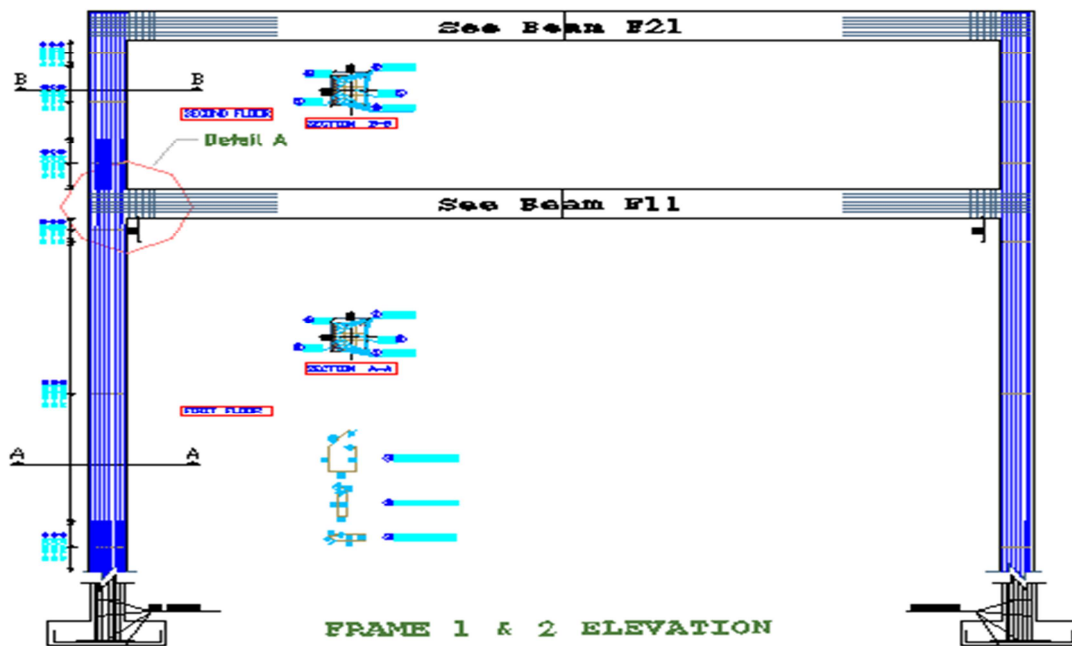


Fig. (4- 29) : flexural steel area frame drawing .

Chapter Four

4.11 Analysis & Design of flat plat using safe program :

By using SAFE program to analyses and design of flat plat we get the following shape of maximum bending moment in X&Y directions (by using finite element method) for slab part 4 of parking floor un music building :

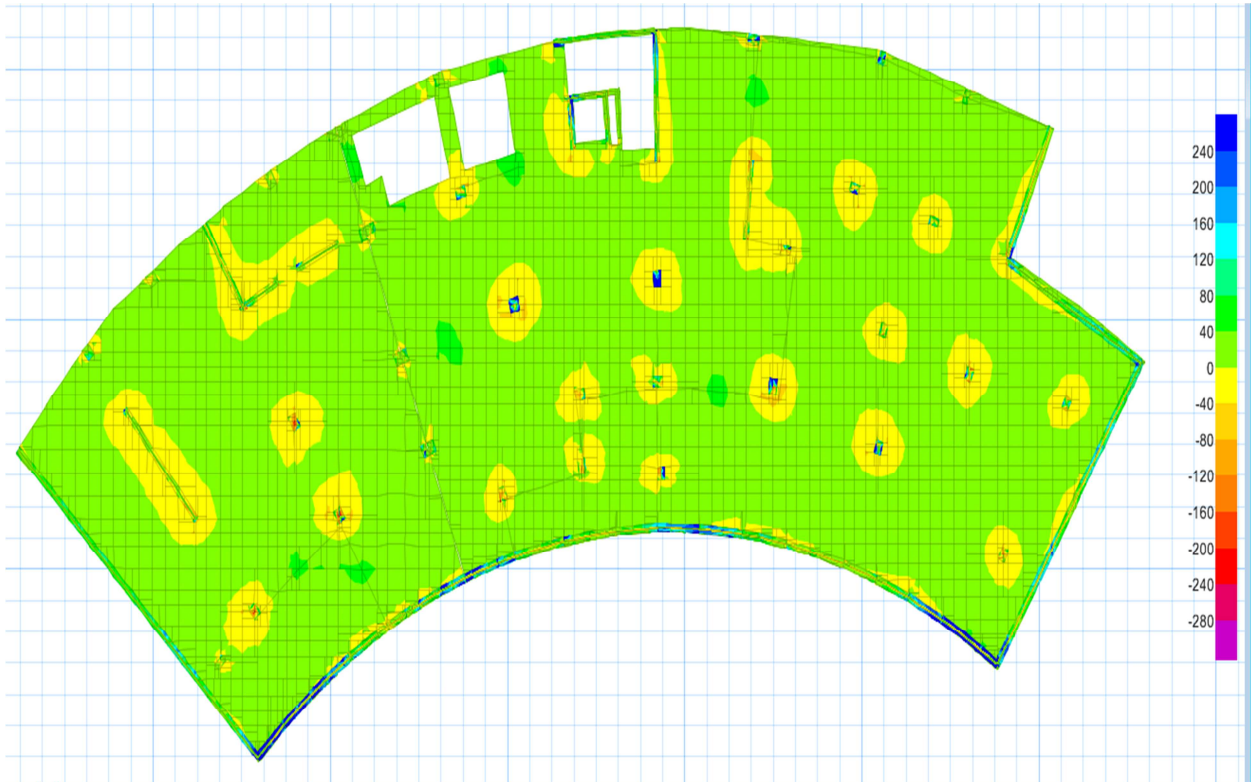


Fig. (4- 30) : maximum bending moment of flat plat.

As a result of previous analyses , the following shapes display the way that we used to reinforcing this slab :

Chapter Four



Fig. (4- 31) : Top flexural steel reinforcement .

For more clear details back to AutoCAD drawings .

الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

النتائج .	1.5
التوصيات .	2.5
المراجع .	3.5

الفصل الخامس

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 تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات :-

- (1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكامل إنشائياً ومعمارياً.
- (2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- (3) يجب 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.

الفصل الخامس

3.5 قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
(ك.ب.أ.2/2006)
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. ACI Committee 318 (2011), **ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

Appendix (A)
Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (S)
Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

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

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

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

الفصل الخامس

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

الفصل الخامس

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