بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمركز سكن الطلبة الجامعيين

فريق العمل

علاء غنيمات **مؤيد شواورة**

إشراف

د. ماهر عمرو

فلسطين - الخليل

حزيران 2010م

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمركز سكن الطلبة الجامعيين

فريق العمل

علاء غنيمات **مؤيد شواورة**

إشراف

د. ماهر عمرو

مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

فلسطين - الخليل

حزيران 2010م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمركز سكن
الطلبة الجامعيين

فريق العمل

علاء غنيمات **مؤيد شواورة**

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف
د. ماهر عمرو
.....

توقيع رئيس الدائرة
م.خليل كرامة
.....

إهداء

إلى الإله الواحد القهار ... رب السموات والارض... وخالق كل شيء

الى خير الأنام ... وقدوتنا محمد بن عبد الله عليه السلام

الى الشهداء في زمن الجهاد ... الذي رووا بدمائهم الغالية أطهر التراب

الى الاسم الذي سيبقى خالدا في ذاكرتي ... الى الوطن الغالي ... فلسطين.

والى عنوان الحق والجهاد .. أسرى الحرية خلف القضبان

والى الفؤاد في الصغر وقدوتي في الكبر إلى ... أبي

والى مسيرتي التي من أجلها احيا ... الى القلب الذي تمزق جرحا علينا الى ... أمي

الى القلب القريب ... والحبيب المغترب ... أخي

الى كل من ألهمني روح العلم والحياة ... الى أصحاب القلوب المنيرة ... معلمينا

والى البيت الذي حضنني في كبري ... جامعتي

إلى كل هؤلاء...

نهدي هذا البحث...

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

الله سبحانه وتعالى ، ملهم العقول ومهدي القلوب .

الى من سهر الليالي من أجلنا مشرفنا العزيز د.ماهر عمرو ، إلى عائلتنا الصغيرة ، آبائنا وأمهاتنا واخواننا .

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائـــرة الهندســـة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

الى مشرفنا ومعملنا الدكتور ماهر عمرو ، الذي بذل الكثيرللخروج بهذا العمل بشكله العلمي.

الى عائلتنا الثانية ، الى كل الزملاء والاصدقاء الذين ساهمو في نجاح هذا العمل.

"لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا"

فريق البحث . . .

التصميم الإنشائي لمركز سكن الطلبة الجامعيين

فريق المشروع

علاء غنيمات **مؤيد شواورة**

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2010

إشراف
د. ماهر عمرو

خلاصة المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الانشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها مركز سكن الطلبة الجامعيين ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الانشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة اليه ، فقد تم التخطيط له على اساس استيعاب عدد كبير من الطلبة الوافدين من القرى والمحافظات المجاورة,وبناء على ذلك تم اختيار موقع استراتيجي للمبنى حيث تم اختيار موقع قريب من الجامعة، ويتكون هذا المبنى من اربعة طوابق بمساحه كلية (3150م^2) ، حيث تتنوع الفعاليات في كل طابق.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي لتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_2002) .

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على انجاز التصميم الإنشائي لجميع العناصر الانشائية للمبنى كاملا.

Structural Design Of Residence Of College Students

Project Team

Ala' Gneemat **Muayad Shawawrah**

Palestine Polytechnic University-2010

Supervisor

Dr. Maher Amro

Abstract

The main idea of this project is to make the structural analysis and design of all included structural members within the project of the residence of college students.

This type of project is urgent required due to the large number outer students from villages and cities far away from Hebron. The location of building was chosen to be close enough to the camp of Palestine polytechnic university. The building consists of four storey's of a total area of 3150 m2.

The Jordanian code is used to determine the loads, while the American code is used for the structural design of reinforced concrete sections.

It's expected after finishing the project to have the ability to make all of structural design of several building .

الفهرس

		رقم الصفحة
	صفحة الإهداء	i
	صفحة الشكر والتقدير	ii
	صفحة الملخص باللغة العربية	iii
	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	iv
	الفهرس	v
	قائمة الاختصارات	xii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	1
1-1	نظرة عامة على المشروع	2
2-1	مشكلة البحث	2
3-1	الهدف من المشروع	3
4-1	خطوات المشروع	3
5-1	نطاق المشروع	5
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	6
1-2	لمحة عامة عن المشروع	7
2-2	موقع المشروع	7
3-2	اسباب وأهمية موقع المشروع	9
4-2	دراسة عناصر المشروع	10
	2-4-1 الطابق الأرضي	10
	2-4-2 الطابق الاول	11
	2-4-3 الطابق الثاني	12
	2-4-4 الطابق الثالث	13
	2-4-5 الحديقة (الفناء الداخلي)	13
5-2	النواحي المعمارية	14
	2-5-1 الحركة	14
	2-5-2 الواجهات	14

الفصل الثالث	الدراسات الانشائية	17
3-1	مقدمة	18
3-2	هدف التصميم الانشائي	18
3-3	الاختبارات العلمية	18
3-4	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	19
	3-4-1 الاحمال	19
	3-4-1-1 الاحمال الميتة	19
	3-4-1-2 الاحمال الحية	20
	3-4-1-3 الاحمال البيئية	20
3-5	العناصر الانشائية	22
	3-5-1 العقدات	23
	3-5-1-1 العقدات المصمتة	23
	3-5-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	23
	3-5-2 الجسور	24
	3-5-3 الاعمدة	24
	3-5-4 الجدران الحاملة	25
	3-5-5 فواصل التمدد	26
	3-5-6 الاساسات	27
	3-5-7 الادراج	27

Chapter 4 Structural Analysis And Design

Sections	Section Name	Page No.
	Structural Analysis And Design	27
4.1	Introduction	28
4.2	Factored Loads	28
4.3	Determination of Thickness	28
4.4	Load Calculation	29
4.5	Design of Toping	30
4.6	Design of Rib (8)	31
	4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 8-Field 1)	33
	4.6.2 Design of Positive Moment for (Rib 8-Field 2)	35
	4.6.3 Design of Negative Moment for (Rib 8)	37
	4.6.4 Design of shear for (Rib 8)	38
4.7	Design of Beam (B16)	45
	4.7.1 Design of Positive Moment (B 16 - Field 1)	41
	4.7.2 Design of Shear for Beam (B 16 - Field 1)	42
	4.7.3 Design of Negative Moment (B 16)	43
	4.7.4 Design of Positive Moment (B 16 - Field 2)	44
	4.7.5 Design of Shear for Beam (B 16 – Field 2)	46
4.10	Design Of Long Column (C5)	47
	4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement	47
	4.10.2 Check Slenderness Effect	47
	4.10.3 Design of The Tie Reinforcement	49
4.11	Design Of Isolated Footing (F4)	50
	4.11.1 Load Calculation	50
	4.11.2 Determination of Footing Area	50

	4.11.3 Determination Of footing Based Shear Strength	**51**
	4.11.4 Design For Bending Moment	**52**
	4.11.5 Development Length Of Main Reinforcement For Mu1	**54**
	4.11.6 Check Transfer Of load At Base Of Column	**54**
	4.11.7 Isolated Footing Detail	**55**
4.12	**Design Of Strip Footing**	**56**
	4.12.1 Load Calculation	**56**
	4.12.2 Determination of Footing Width	**56**
	4.12.3 Determination Of footing Depth	**57**
	4.12.4 Bearing Pressure	**57**
	4.12.5 Determined Of Reinforcement Moment Strength	**57**
	4.12.6 Development Length Of Main Reinforcement	**58**
	4.12.7 Design Of Secondary Bottom Reinforcement	**59**
	4.12.8 Design Of Dowels Bare	**59**
	4.12.9 Strip Footing Detail	**60**
4.13	**Design Of Mat foundation**	**61**
	4.13.1 Load Calculation	**61**
	4.13.2 Design Of Shear	**62**
	4.13.3 Design Of Bending Moment	**62**
	4.13.4 Design In X Direction	**63**
	4.13.5 Design In Y Direction	**64**
4.14	**Design Of Stairs**	**66**
	4.14.1 Determination Of Slab Thickness	**66**

	4.14.2 Load Calculation At Section (A-A)	**67**
	4.14.3 Design Of Shear	**68**
	4.14.4 Design Of Bending Moment	**69**
	4.14.4.1 Development Length Of Bars	**70**
	4.14.4.2 Secondary Reinforcement	**71**
	4.14.5 Stair At Section (A-A)	**71**
4.15	**Design Of One Way Soild Slap**	**72**
	4.15.1 Determination of thickness and load calculation	**72**
	4.15.2 Determination of thickness and load calculation	**72**
	4.15.3 Design for positive moment	**72**
	4.15.4 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer	**73**
	4.15.5 Development length of the bars	**73**
4.16	**Design Of Shear Wall**	**74**
	4.16.1 Calculation Of Load	**74**
	4.16.2 Calculation Of Shear Force On Shear Wall	**74**
	4.16.3 Shear Wall Design Parameters	**76**
	4.16.4 Design Of Horizontal Reinforcement	**77**
	4.16.5 Design Of Vertical Reinforcement	**78**
	4.16.7 Shear Wall Detail	**78**

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة

جدول(1-1): الجدول الزمني المقترح.	4
جدول (1-3): الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول(2-3): الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى	20
جدول(3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	21
Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.	29
Table (4 –2) calculation of the total dead load for topping	40
Table (4 –3) Calculation of the total Fx.	50
Table (4 –4) Moment & Shear Values .	55

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (1-1): معدل الزيادة في عدد طلاب الجامعة وعدد الطلبة من خارج المحافظة	8
الشكل (1-2): صورة جوية للموقع والمحيط	8
الشكل (2-2): صورة جوية توضح الموقع العام للمشروع.	9
الشكل (2-3): GROUND FLOOR PLAN.	10
الشكل (2-4): FIRST FLOOR PLAN.	11
الشكل (2-5): SECOND FLOOR PLAN.	12
الشكل (2-6): THIRD FLOOR PLAN.	13
الشكل (2-7): الواجهة الجنوبية.	14
الشكل (2-8): الواجهة الشمالية.	15
الشكل (2-9): الواجهة الغربية.	15
الشكل (2-10): الواجهة الشرقية.	16
الشكل (3-1): بعض العناصر الإنشائية للمبنى.	22
الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.	23
الشكل (3-3): أشكال الجسور.	24
الشكل (3-4): أحد أشكال الأعمدة.	24
الشكل (3-5): جدار القص.	25
الشكل (3-6): شكل أحد الأساسات "اساس مفرد".	26
الشكل (3-7): تسليح الأدراج.	26

List of Figures

Description	page
Fig. (4-1) Rib (2) in the third floor .	**28**
Fig. (4-2) Toping of slab.	**30**
Fig. (4-3) Rib location .	**31**
Fig. (4 -4) Spans length of rib (8).	**32**
Fig. (4-5) Shear diagram for rib (8)-(KN).	**32**
Fig. (4-6) Moment diagram for rib (8)-(KN.m).	**32**
Fig. (4–7) Beam location (B16).	**40**
Fig (4–8) Span Length (B16).	**40**
Fig (4–9) Moment diagram for Beam16 (KN.m)	**40**
Fig (4– 10) Beam shear values (KN).	**41**
Fig. (4–11) column location (C5).	**50**
Fig. (4–12) Long column details	**55**
Fig. (4–13) Isolated Footing location	**55**
Fig. (4–14) Isolated Footing plan	**45**
Fig. (4–15) Structural system of Isolated Footing	**66**
Fig. (4–16) Isolated Footing Details	**88**
Fig. (4–17) Strip Footing location	**88**
Fig. (4–18) strip Footing Details	**88**
Fig. (4–19) mat foundation location	**89**
Fig. (4–20 mat foundation plan	**98**
Fig. (4–21) Moment in X-direction	**777**
Fig. (4–22) Moment in Y-direction	**78**
Fig. (4–23) mat foundation Details	**78**

Fig. (4–24) stairs **1** location **78**
Fig. (4–25) stairs plan **78**
Fig. (4–26) Structural system of stairs at section (A-A) **78**
Fig. (4–27) Shear diagram of stairs at section (A-A) **787**
Fig. (4–28) Moment diagram of stairs at section A-A **78**
Fig. (4–29) Stairs at section (A-A) details **78**
Fig. (4–30) one way solid **78**
Fig. (**4–31**) one way solid reinforcement **78**
Fig. (4–32) shear wall **88**
Fig. (4–33) Moment & Shear Diagram **78**
Fig. (4–34) shear location **7**
Fig. (4–35) shear wall details **77**

List of Abbreviations

- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- Fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.

- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.

الفصل الاول

1 المقدمـة

(1-1) نظرة عامة عن المشروع .

(2-1) مشكلة البحث.

(3-1) الهدف من المشروع .

(4-1) خطوات المشروع (استراتيجية الدراسة) .

(5-1) نطاق المشروع .

الفصل الأول

1-1نظرة عامة عن المشروع :

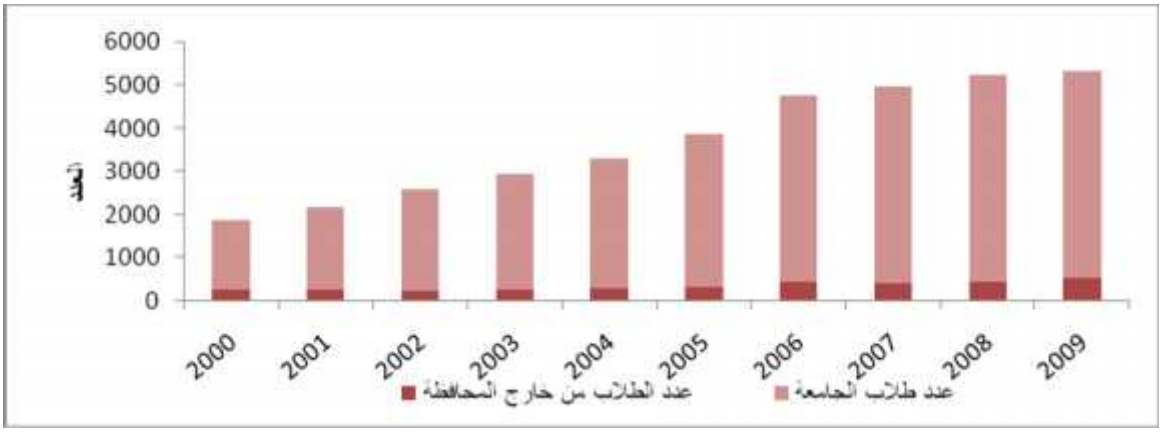
نشأ الانسان الأول على الارض في ظروف غير مستقرة ، لأنه كان يعيش على الصيد فلم يكن لديه من الفراغ أو الاستقرار ما يمكنه من النهوض بنفسه ، وعندما عرف الزراعة وسكن الوديان و, وبجانب الأنهار الخصبة بدأ حياة مستقرة لديه فيها من أوقات الفراغ ما أمكنه من مواجهة حاجياته المختلفة وكان أولها بالطبع إنشاء المسكن الآمن فكانو ينحتون من الجبال بيوتا ومن الشجر ما يعرشون.

وكان الهدف من هذه البيوت هو المنفعة والاستقرار فكانت تحميهم من حر الصيف وبرد الشتاء ومن هنا فاننا نرى أن الانسان الاول كان يحرص على إدخال عنصر المنفعة ، ولذلك فأن الشرط الاول من الشروط الواجب توفرها في المباني هو المنفعة و الاقتصاد و الجمال والمتانة ، وهو ما سنحاول الالتزام به في هذا المشروع .

إن هذا المشروع هو عمل تصميم إنشائي لمركز سكن الطلبة الجامعيين المكون من أربعة طوابق وبمساحة إجمالية تبلغ ثلاث الآف متر مربع ،حيث تم الحصول على المخططات المعمارية من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية، حيث كان عبارة عن مشروع تخرج لطلبة الهندسة المعمارية "م. زينب فطافطة و م. أحلام المحتسب "وبأشراف الأستاذ يوسف ربعي .

2-1 مشكلة البحث :

بلغ عدد طلاب جامعة بولتكنيك فلسطين في العام 2009م (4873 طالب وطالبة) منهم 4328 طالب وطالبة من محافظة الخليل و 545 من خارج المحافظة ، وهذا العدد في تزايد مستمر ، بسب تزايد الاقبال على التعليم العالي في المجتمع الفلسطيني .



الشكل رقم (1.1): معدل الزيادة في عدد طلاب الجامعة وعدد الطلبة من خارج المحافظة

إن أول ما يواجه الطلبة من خارج المحافظة من مشاكل هو مشكلة عدم توفر مساكن لهم ، فيسكن كثير من الطلبة في بيوت وشقق مستأجرة من القطاع الخاص . وغالبية هذه المساكن تعاني من مشاكل كبيرة تتعلق في الغالب بنقص في الخدمات وعدم ملائمة المسكن وخلوه من ابسط أساسيات الصحة والامان والكلفة المعقولة ،فتزايد عدد الطلبة يزيد من تفاقم المشكلة .

لهذا استوجب تصميم مشروع مركز سكن الطلبة الجامعيين لتوفير كل مايحتاجه الطلاب من اسكانات صحية وبيئية توفر الجو الدراسي الملائم ، ومن خدمات كاملة للطلاب بحيث تكون هذه الخدمات ضمن سكن الطلاب حتى تكون في متناول أيديهم ، بحيث لايشعر الطالب بوجود صعوبة في الحصول على كل ما يحتاجة وهذا سوف يؤدي الى تطور المستوى الأكاديمي للطلاب .

3-1 الهدف من المشروع:

يمكن توضيح الهدف من المشروع بالنقاط التالية :

1. التطبيق العملي للمساقات المختلفة التي تمت دراستها في الجامعة .

2. التحليل والتصميم الانشائي لمركز الطلاب ،حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية من مختلف العناصر الإنشائية (جسور ،أعصاب ،أعمدة ،وسلسات ....الخ).

3. التدرب على إعداد المخططات الانشائية والتفاصيل الانشائية .

4. اكتساب مهارات استخدام الحاسوب في عملية التصميم الإنشائي بما يرفع من كفائة المهندس المدني قبل الخروج الى سوق العمل .

4-1 خطوات المشروع :

1. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة لمركز سكن الطلبة .
2. إدخال التعديلات المعمارية اللازمة له .
3. دراسة المواقع الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها قدر المكان .
4. دراسة المبنى إنشائياً بهدف تحديد أنواع العناصر الإنشائية ، وكذلك تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأنسب بناءً على أسس علمية .
5. عمل التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
6. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بما تحويه من إنشاءات خرسانية.
7. إعداد المخططات التنفيذية للمشروع بشكل كامل وقابل للتنفيذ .

والجدول الزمني شكل(1-1) يوضح هذه الخطوات .

5-1 نطاق المشروع :

يشتمل هذا المشروع على ست فصول، وهي:

1- **الفصل الأول**: حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.

2- **الفصل الثاني**: يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

3- **الفصل الثالث**: يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4- **الفصل الرابع**: يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

5- **الفصل الخامس**: النتائج والتوصيات.

6- **الفصل السادس**: إعداد المخططات التنفيذية.

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

(1-2) لمحه عامه عن المشروع.

(2-2) موقع المشروع.

(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(4-2) دراسة عناصر المشروع.

(5-2) النواحي المعمارية.

(6-2) الواجهات.

(2-1) لمحه عامه عن المشروع :

يعد هذا البحث خطوة مبدئية لحل مشكلة سكن طلبة جامعة بوليتكنك فلسطين ، من خلال تصميم مشروع مركز سكن الطلبة الجامعيين في منطقة واد الهريه ، وتعتبر إقامة المشروع ضرورة ملحة للفئة الأساسية المستفيدة ألا وهي طلبة الجامعة ؛ نظراً لعدم توفر سكن طلابي تابع للجامعة ، ومن الجدير بالذكر أن أزمة إسكان الطلبة قد تفاقمت نتيجة التزايد السريع في عدد الطلبة ؛ وذلك نتيجة زيادة الإقبال على الدراسة في المجتمع الفلسطيني ؛ وعدم قدرة المدينة على مجاراة هذا التطور سواء من ناحية عدد المساكن المخصصة للطلبة ونوعيتها أو من ناحية الخدمات التي توفر لهم وحجمها ونوعيتها .

(2-2) موقع المشروع :

يقع البناء المقترح مقابل مبنى (A) لجامعة بوليتكنيك فلسطين بمنطقه وادي الهريه في مدينة الخليل على ارض مساحتها 3.24 دونم ،حسب ما ورد في ملفات البلدية والمالية وتعود ملكية هذه القطعة للسيد وليد درويش الناظر .

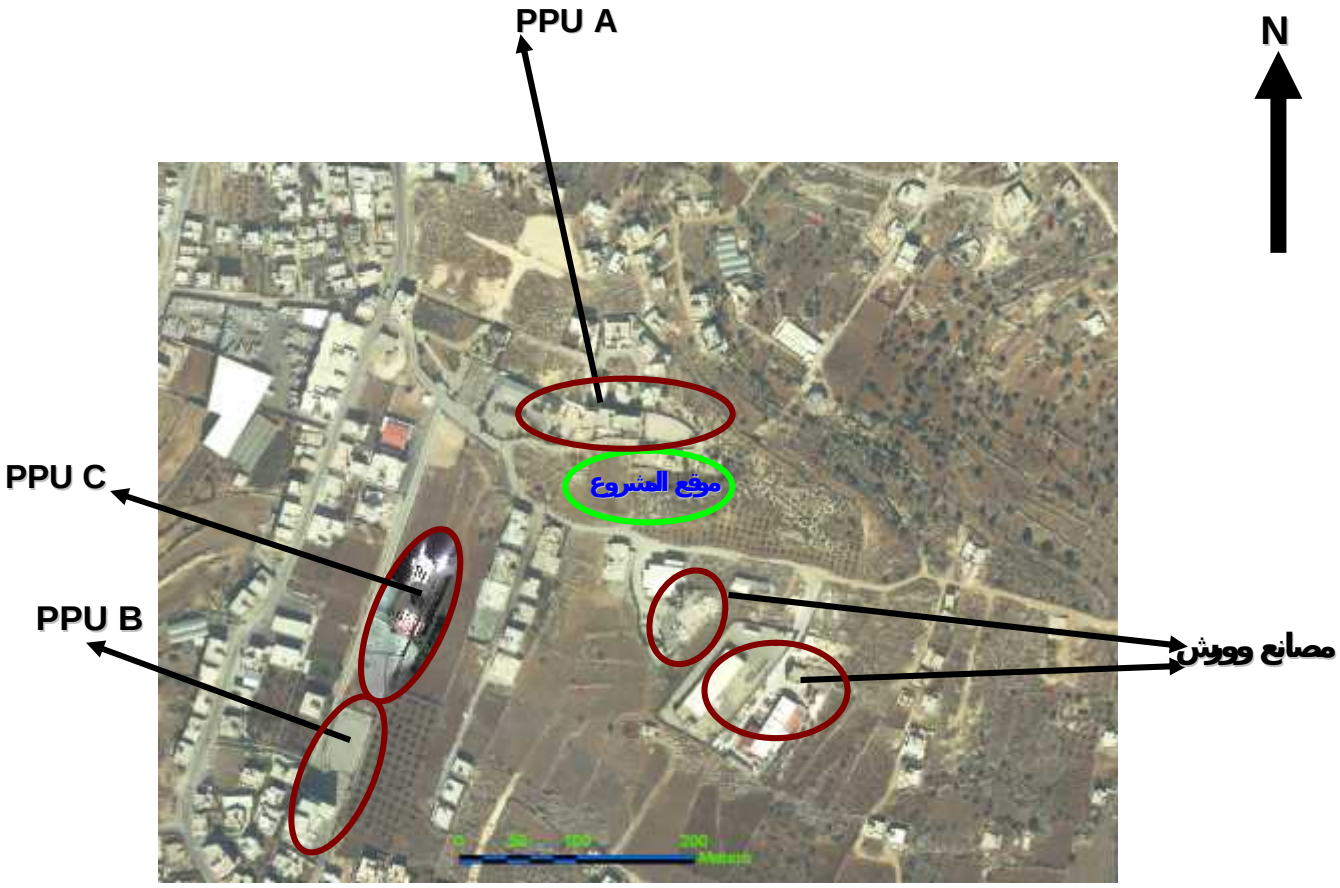
الحدود:

من الجهة الشمالية – مبنى A .

من الجهة الجنوبية – مصانع وورش .

من الجهة الشرقية – ارض فراغ وعدة مباني سكنية .

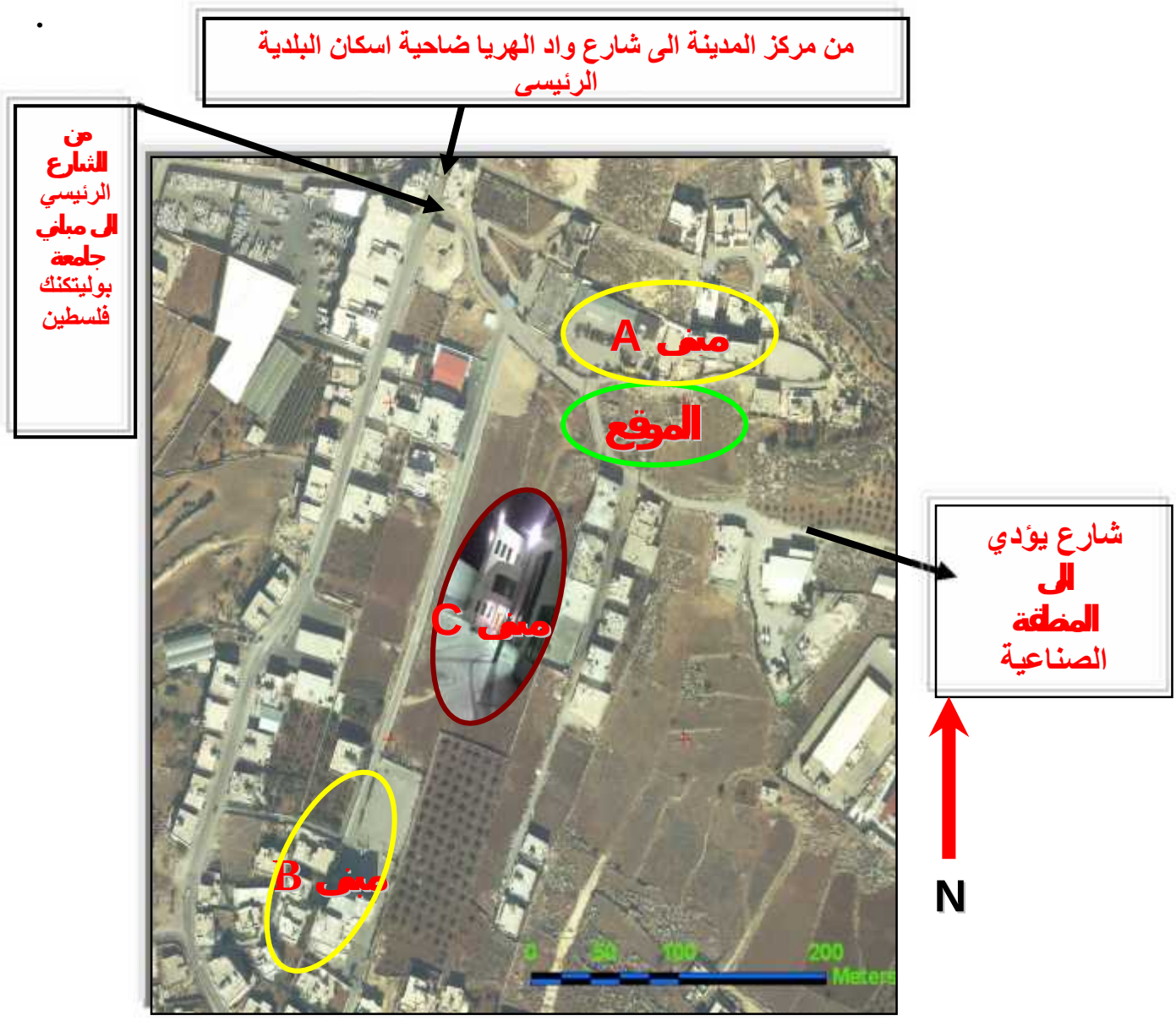
من الجهة الغربية – مدخل مبنى C



صورة (2-1) صورة جوية للموقع والمحيط

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

1. القرب من اكبر تجمع لمباني الجامعة (مبنى A,B,C).
2. وقوع قطعة الارض على شارعين رئيسيين.
3. نية جامعة البوليتكنك عمل مشروع خدمات لطلبة الجامعة ونيتها شراء قطعة الارض المقترحة للمشروع.
4. القرب من الخدمات الطلابية المقترح تنفيذها بجانب مبنى (C) مثل المسجد والمسرح والملاعب .



صورة (2-2) صورة جوية توضح الموقع العام للمشروع

(2-4) دراسة عناصر المشروع:

يتكون المشروع من اربعة طوابق، وتبلغ المساحة الكلية للمركز 3100م ٢ .

وفيما يلي شرح لمستويات المركز وفعالياته المختلفة :

2-4-1 الطابق الارضي :

- مساحة الطابق الأرضي هي : 724م ٢.
- فعاليات الطابق الأرضي :

1 – غرف نوم .

2 – مكتب إدارة السكن .

3 – صالون لاستقبال الأهالي .

4 – وحدات صحية.

5–مكتب السنترل .

6 –مطبخ .

7–قاعة متعددة الأغراض .

الشكل (2-3): GROUND FLOOR PLAN

2-4-2 الطابق الأول :

تبلغ مساحة الطابق الأول :782م ٢.

فعاليات الطابق الأول :

1– غرف نوم .

2– مكاتب .

3–قاعة دراسة .

4– مكتب اشراف و مراقبة .

5 –مطبخ .

6– أماكن جلوس .

الشكل (2-4):FIRST FLOOR PLAN

3-4-2 الطابق الثاني:

- تبلغ مساحة الطابق الثاني: 782م ٢.

فعاليات الطابق الثاني :

1– غرف نوم .

2– مكاتب .

3–قاعة دراسة .

4– مكتب لشراف و مراقبة .

5 –مطبخ .

6– أماكن جلوس .

الشكل (2-5): SECOND FLOOR PLAN

4-4-2 الطابق الثالث:

تبلغ مساحة الطابق الثاني: 782م ٢.

فعاليات الطابق الثاني :

1– غرف نوم .

2– مكاتب .

3–قاعة دراسة .

4– مكتب إشراف و مراقبة .

5 –مطبخ .

6– أماكن جلوس .

الشكل(2-6): THIRD FLOOR PLAN

5-4-2الحديقة(الفناء الداخلي) :

شكلها خماسي لا يمكن الوصول إليها **إلا من داخل المبنى من خلال مدخل في الطابق الأرضي** ،حيث تعطي منظر **إطلالي** جميل لكل من ينظر إليها من خلال الممرات الداخلية في الطوابق وأيضا تعمل على تلطيف الجو وتحتوي الحديقة على جلسات هادئة ومساحة خضراء .

(2-5) النواحي المعمارية:

2-5-1الحركة :

تتعدد أشكل الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى الحديقة و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية .

تمت مراعاة في الحركة الخارجية للمبنى توفير مدخلين يتم من خلالهما الوصول إلى الطابق الأرضي كما هو موضح في مسقط الطابق الأرضي .

أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فقد تم مراعاة السهولة للوصول إلى كل ركن في المبنى حيث التوزيع الملائم للممرات وغرف النوم والمكاتب في الحركة الأفقية ، وتعدد الأدراج والمصاعد وتوزيعها لاحتواء جميع الجهات في الحركة العمودية حيت احتوى المبنى على درج ومصعد في الجهة الشرقية وأيضا في الجهة الغربية.

2-5-2 الواجهات:

ان من اهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم إظهار ألصوره المعماريه للمبنى بالاضافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الاتي:-

1.الواجهة الجنوبية :

عند النظر الى الواجهة الجنوبية تجد الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التقدم في الطوابق العلوية ، والتي أضافت طابع جمالي للواجهة ، وأيضا استخدام انواع مختلفة من حجر البناء أضاف طابع جمالي للواجهة .

الشكل (2-7): الواجهة الجنوبية

2- الواجهة الشمالية:

يتجلى الجمال المعماري في التوزيع المنتظم للشبابيك مع التنوع للحجر المستخدم وألوانه ، كما و تبدي نوعاً من التماثل والتداخل ، وتظهر مجموعة من التغييرات لأشكال بعض الشبابيك ، حيث أعطى المصمم المعماري أشكالاً مختلفة تنمي المظهر الخارجي للواجهة .

الشكل (2-8): الواجهة الشمالية

3- الواجهة الغربية:

عند النظر إلى الواجهة الرئيسية (الغربية) تجدها مطلة على مدخل الجامعة .ويظهر الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات الأشكال المختلفة الناشئة من التقدم في الطوابق العليا ، والتي أضافت طابع جمالي للواجهة .

كما وتنوع أنواع الحجر المستخدمة وألوانها ، كما تحتوي الواجهة على كتلة مميزة تعطي نوع جديد من أشكال المباني في المنطقة

الشكل رقم (2-9): الواجهة الغربية

4. الواجهة الشرقية:

يظهر الجمال المعماري في هذه الواجهة في تناسق وتماثل توزيع الشبابيك وتوزيع الحجر المستخدم وألوانه ، كما يبدو نوعاً من التداخل ، وتظهر مجموعة من التغييرات لأشكال بعض الشبابيك ، حيث استطاع المصمم المعماري تنمية المظهر الخارجي للواجهة .

الشكل (2-10): الواجهة الشرقية

الفصل الثالث

3 الدراسات الإنشائية

1-3 مقدمة

2-3 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الاختبارات العملية.

4-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

1-4-3 الأحمال

1-1-4-3 الأحمال الميتة

2-1-4-3 الأحمال الحية

3-1-4-3 الأحمال البيئية

5-3 العناصر الإنشائية المستخدمة

1-5-3 القدك

2-5-3 الجسور

3-5-3 الأعمدة

4-5-3 الجدران الحاملة (جدران القص)

5-5-3 فواصل التمدد:

6-5-3 أسلسك

7-5-3 الأدراج

3-1 مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبى هذه الافكار والقوانين الهندسيه ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه بحيث تقاوم كافه الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافه هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسيه لهذا المشروع بالاضافه للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

3-2 هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط لجميع النواحي الهندسيه والانشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من مختلف الاحمال والزلازل، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy factor):ويتحقق هذا العامل بالإعتمادعلى نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تحديد للهبوط (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.

3-3 الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الاختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقوب بأعداد وأعماق مناسبه مدروسه، وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها، وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (5كغم/سم٢).

4-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى
وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

3-4-1الاحمل:

هناك مجموعة من الأحمال المؤثرة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تحديدها بحيث تكون قادرة على مقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

1. الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية و البيئية .
2. الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري وهبوط الاساس.

لذلك يتوجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي الانهيار.

3-4-1-1الأحمال 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 تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي مبينة في جدول (3-1) اعتمادا على الكود الأردني للأحمال .

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والبلاط	22
٢	الخرسانة	25
٣	الطوب	10
٤	القصارة	22
٥	الرمل	16

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة $1.25kn/m^3$ **للمقطع.**

2-1-4-3 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الاوزان:

1. الأجهزة والمعدات.
2. وزن الأثاث.
3. القواطع المتحركة .
4. واهم ما يمثلها الاشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشاة وتم وضعها في جداول خاصة اعتمادا على الكود الاردني، منها:

جدول (3-2) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	الأدراج	5
2	المباني السكنية	2

3-1-4-3 الأحمال البيئية:

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

الرياح: عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها وتقاس بالكيلو نيوتن/م^2. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى وسيتم اعتماد الكود الأردني في تحديد أحمال الرياح وتم تحديد هذه الأحمال :

$$Q= 0.613\ (V_z)^2$$

$$V_z = V.S_1.S_2.S_3$$

حيث أن :

Q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m2).

Vz : السرعة التصميمية للرياح وهي سرعة الريح على ارتفاع محدد والتي يتعين تصميم المبنى أو المنشأ مقاومتها ووحدتها (m/s) .

S1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم 13 من الكود الأردني .

S2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 14 من الكود الأردني.

S3: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 15 من الكود الأردني .

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

S1: 1.0

S2 :0.96

S3 : 1.0

V: 35 (m/s) ……4/5/3-b

⇨ Vz = 35*1.0*0.96* 1.0 =33.6 (m/s)

⇨ Q= 0.613*(33.6)2 =692.05 N/m2 = 0.692kN/m2

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

- الوزن النوعي للثلج .
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط **الثلوج**.

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

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

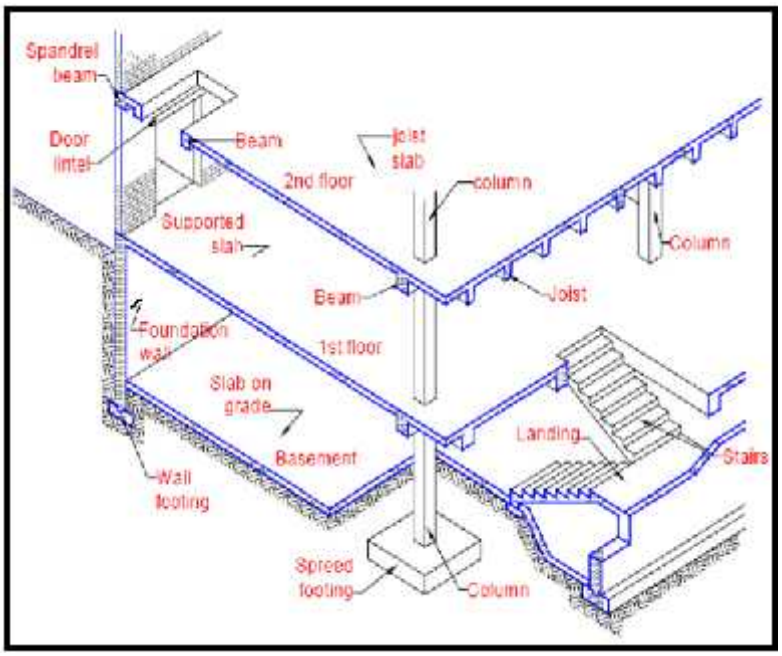
علو المنشأ عن البحر (h) (بالمتر)	**أحمال الثلوج (kN/m^2)**
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

وبحساب حمل الثلوج نجده يساوي ($1.5\ kN/m^2$) ، حيث سنقوم بإهمال هذه القيمة لأنها أقل من الأحمال الحية **المؤثرة على المبنى، وسنصمم السطح بالاعتماد** على قيمة الحمل الحي للمبنى بدلا منها.

الزلازل: أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية ، **تضمن سلامة المبنى عند تعرضه** لمثل هذه الاحمال لذى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

5-3 العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي **تحافظ على** سلامة المبنى وضمان استمراريته، **ومن** أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم(3-1): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

1-5-3 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم **المركز السكني والى إحداث** مناسيب إنشائية في التصميم.

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

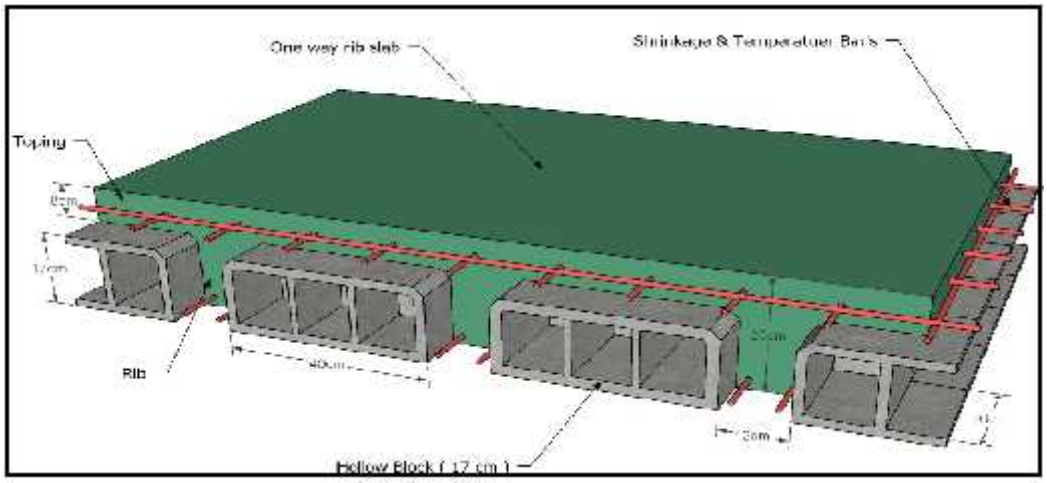
1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

1-1-5-3 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

2-1-5-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة **حتى ٧م وقد** تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع.

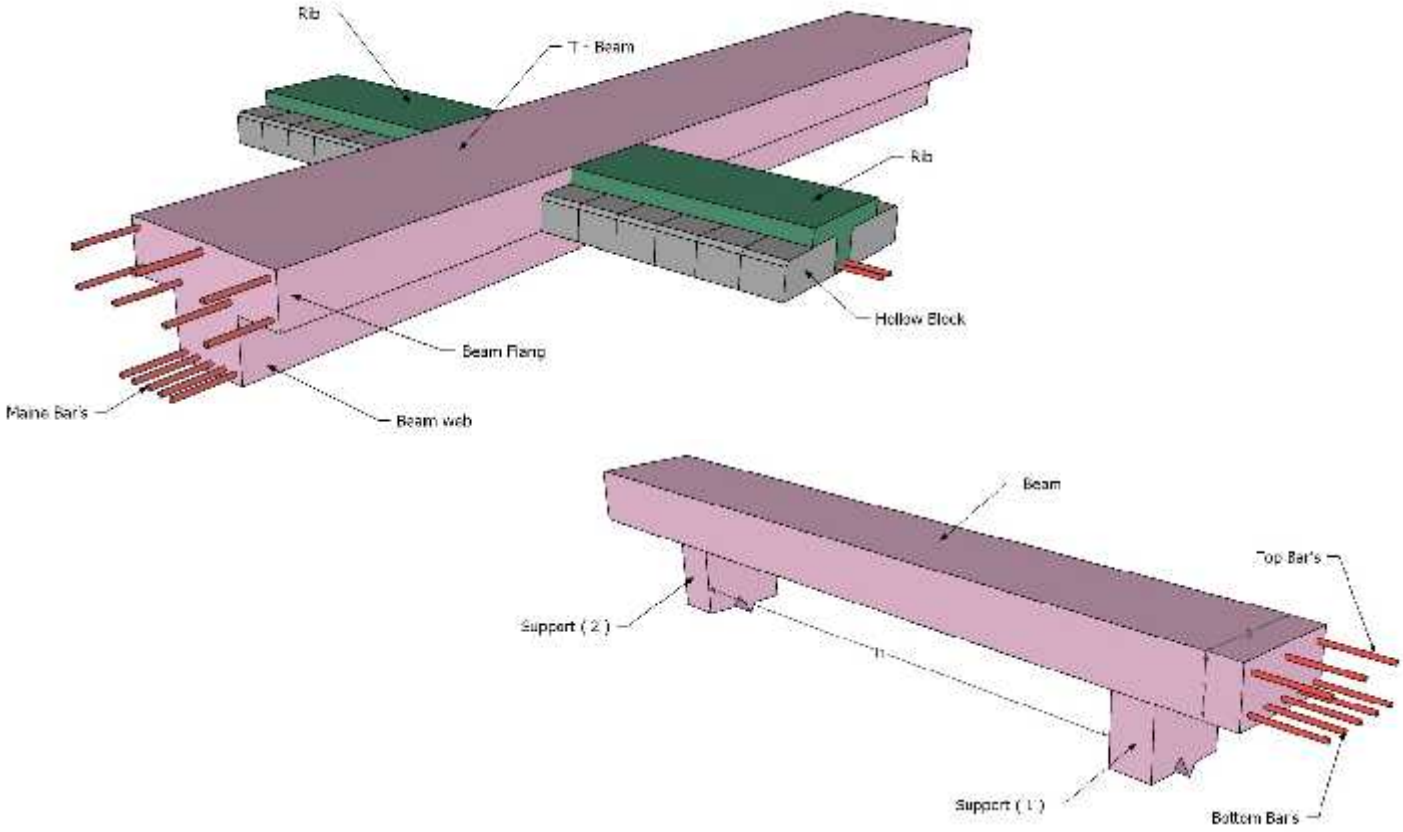


الشكل رقم(2-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

.

2-5-3 الجسور:

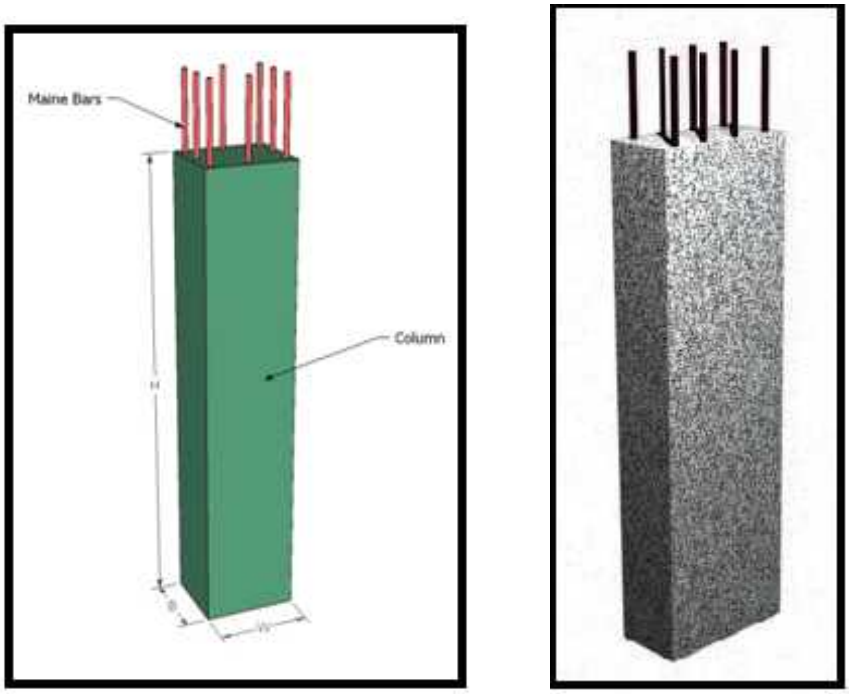
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مستورة** _ أي مخفية داخل العقدات _ **والجسور الساقطة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الكبيرة ، **فإن** الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.



الشكل رقم(3-4): أشكال الجسور.

3-5-3 الأعمدة:

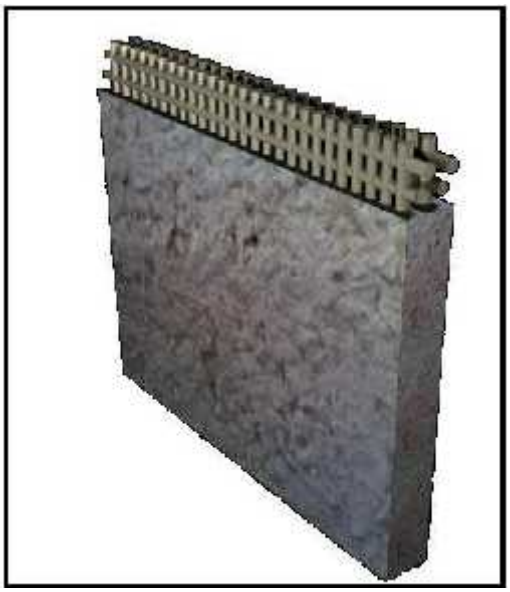
تعتبر الأعمدة العضر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة للأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فكانت مستطيلة الشكل ومربعة ، ويبين الشكل (3-5)عدد من مقاطع الأعمدة.

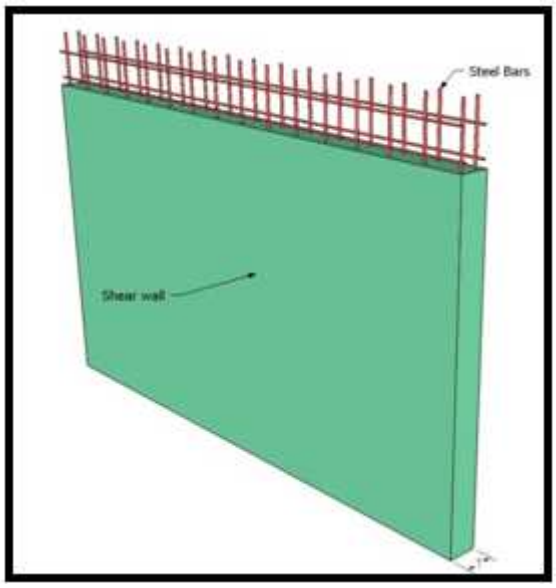


الشكل رقم(3-5): أحد أشكال الأعمدة.

3-5-4 الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد **جدران القص** في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس **في كامل المبنى ، وتتمثل جدران القص** بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، و**الجدران الأخرى التي تبدأ من** أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .





للشكل رقم(3-6): جدار القص.

3-5-5فواصل التمدد:

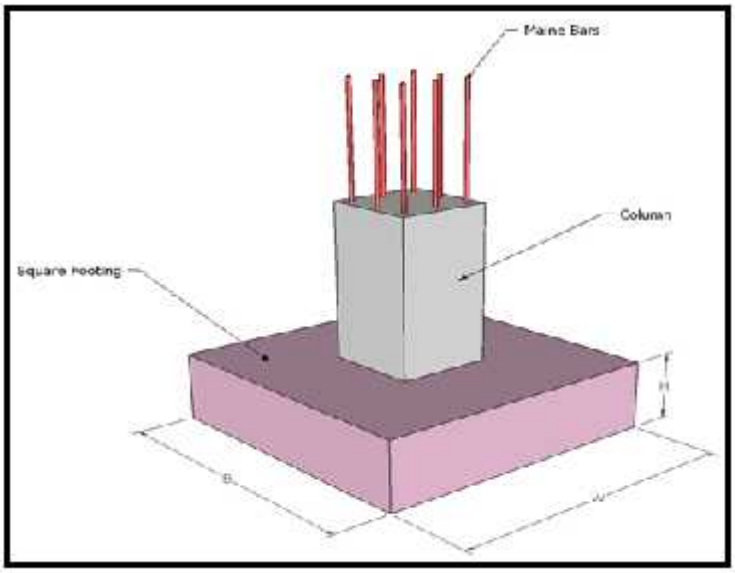
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة لتفادي حصول شقوق خرسانية ذات أبعاد كبيرة بسبب تفاوت تمدد العناصر الإنشائية المختلفة .

اما بالنسبة للمبنى المصمم فكانت أبعاد المبنى المصمم فكن البعد الأطول يساوي ٣٦متر وهذه القيمة لا تتطلب عمل فواصل تمدد.

3-5-6 الأساسات:

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

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

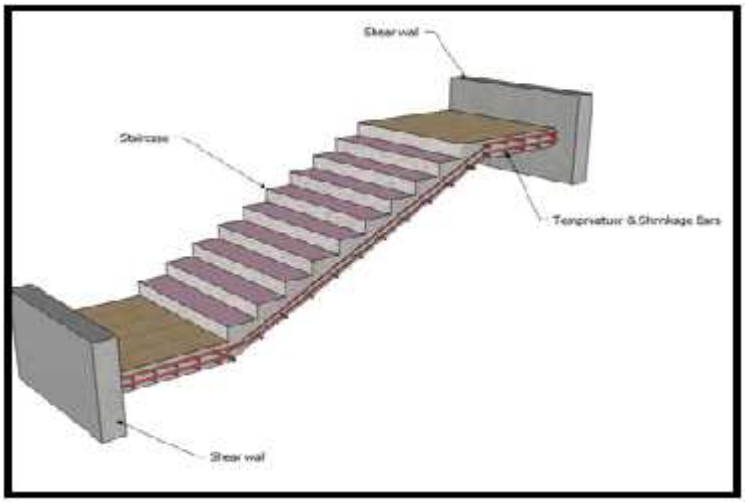


الشكل رقم(3-7):شكل أحد الأسلسات.

3-5-7 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب.

وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم(3-8): تسليح الأدراج.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (Rib 8) in the Ground floor slab.

4 – 7 Design of Beam (B16) in the Ground floor slab.

4 – 8 Design of long Column(C5) in the Ground floor .

4 – 9 Design of Isolated Footing(F4).

4 – 10 Design of Strip Footing.

4 – 11 Design of Mat Foundation.

4 – 12 Design of Stairs(1).

4 – 13 Design of one Way Solid slab(S.S2).

4 – 14 Design of Shear Wall.

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction

In this chapter the structural analysis and design will be done for the different structural member such as slabs, columns, footing and walls

4.2 Factored Loads:

The factored load (qu) is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 02\ (9.2.1)$$

4.3 Determination of Thickness:

The structure may be subjected to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

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

For rib (2) in the third floor, as shown in fig (4.1).

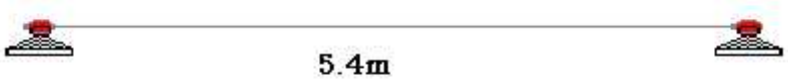


Fig. (4-1) Rib (2) in the third floor

Spans from one-way ribbed slabs:

h_{min} for simply support:

$$\frac{Ln}{16} = \frac{5.40}{16} = 0.338\ m \qquad ACI\text{-}318\text{-}02\ \ (9.5a)$$

We select The Thickness Rib Slab = 35 cm

4.4 Load Calculation:

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.27*25 = 0.810 KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.040 KN/m		
3	Plaster	0.03*0.52*22 = 0.343 KN/m		
4	Block	0.27*0.4*10 = 1.08 KN/m		
5	Sand Fill	0.12*0. 52*16 = 1.023 KN/m		
6	Tile & Mortar	0.05*0. 52*22 = 0. 572 KN/m		
	partitions	1.25*0.52 = 0.65 KN/m		
			5.52	kN/m

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

Nominal Total Dead Load:

D.L. total = 0.810+ 1.040+ 0.343+ 1.08+ 1.023 + .572 +0.65 =

= 5.52 kN/m of rib

Total dead load = 5.52 / 0.52 = 10.62 kN/m^2

Live load = 2 * 0.52 = 1.04 KN/m of rib

Factored dead Load = 1.2* 5.52 = 6.62kN/m

Factored live Load = 1.6 * 1.04 = 1.66 kN/m

4.5 Design of Topping:

The load calculation for the toping is as in the following table:

No	Parts of Rib	Calculation
1.	Top Slab	0.08*25=2 kN/m^2
2.	Plaster	0.02*22=0.44 kN/m^2
3.	Block	0.27*10=2.7 kN/m^2
4.	Tiles &Mortar	0.05*22=0.66 kN/m^2
5.	Sand Fill	0.1*16=1.64 kN/m^2
8.	partition	1.25 kN/m^2
		9.09 kN/m2

Table (4.2):calculation of the total dead load for topping

$$q_u = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L$$

$$q_u = 1.2 * 9.09 + 1.6 * 2.0$$

$$= 14.13 \text{KN/m}^2$$

→ For a one meter strip Wu = 14.13 KN/m^2

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$\text{Mu} = \frac{Wu * l^2}{12}$$

$$\text{Mu} = \frac{14.13 * 0.4^2}{12} = 0.19 \text{ KN.m}$$

$$f_c' = 0.8 * 30 = 24$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (22\text{-}5.1)$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.06\,MPa$$

$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2060\,KN/m^2$$

Mn = fr * s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\,m^3$$

Mn = 2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.201 KN.m

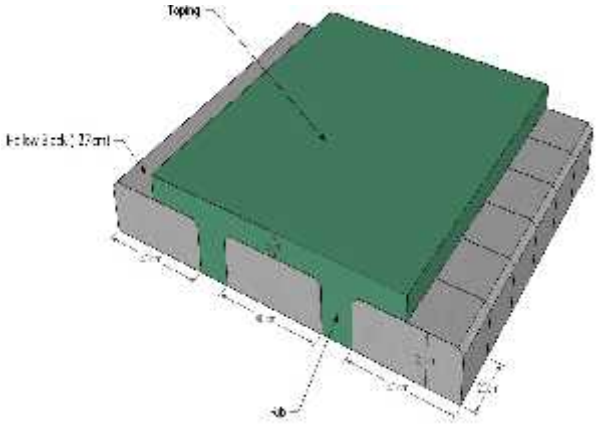


Fig. (4-2) Toping of slab

Φ Mn = 1.201 KN.*m* > Mu = 0.19 KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2 /1m

Use 1Φ 8 / 25 cm (4Φ8 / 1m), with $As_{provided}$ = 2.00 cm^2/1m both directions.

4.6 Design of Rib (8):

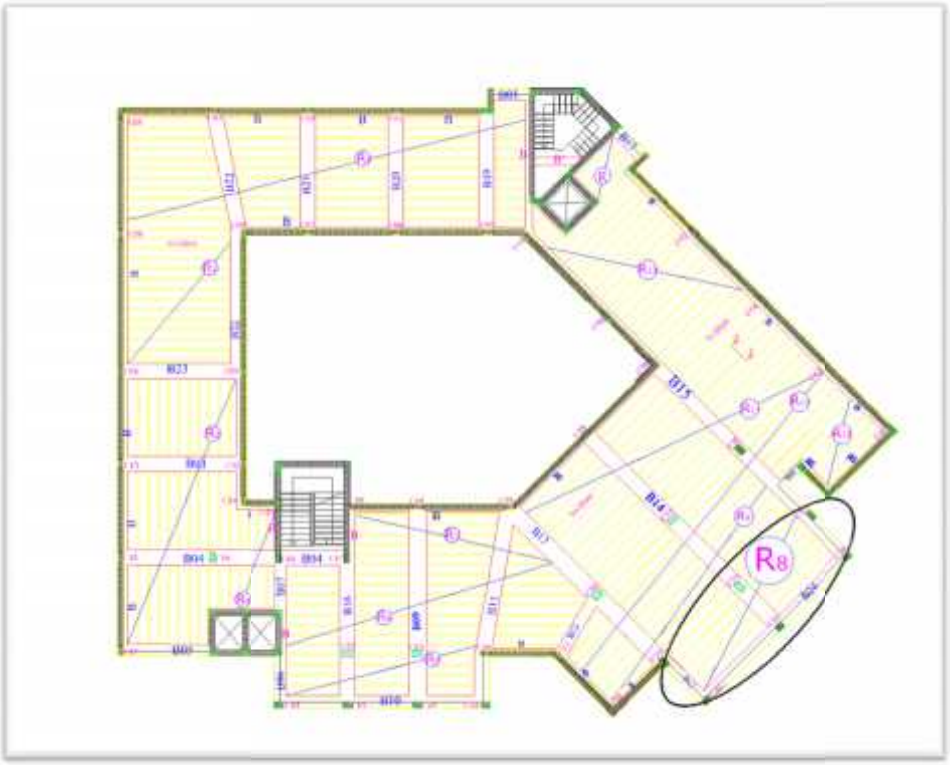


Fig.(4-3) Rib location

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

Fig. (4 - 4) Spans length of rib (8).

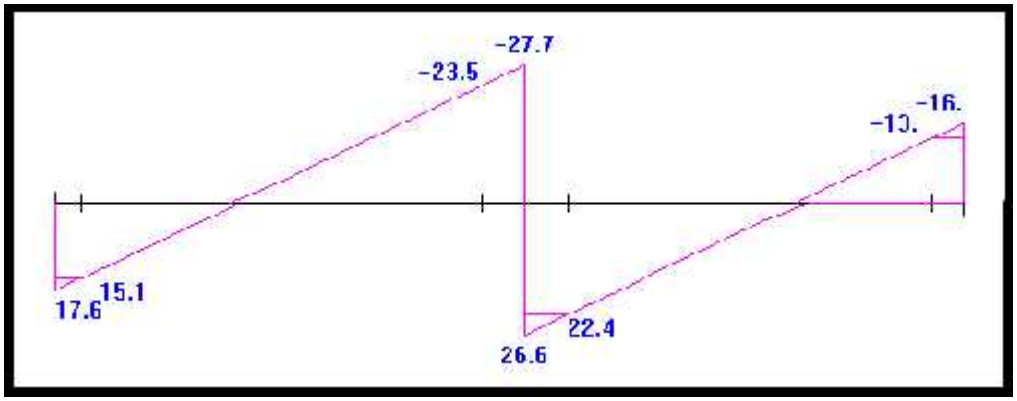


Fig. (4 - 5) Shear diagram for rib (8)-(KN).

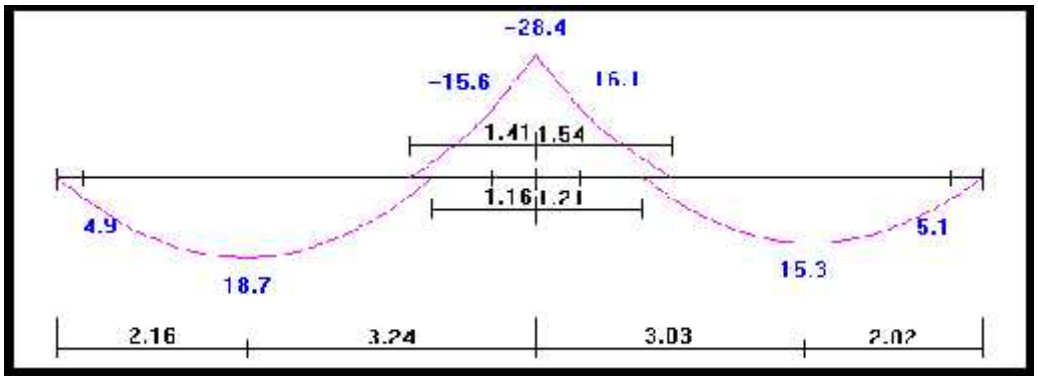


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (8)-(KN.m).

4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 8-Field 1):

This design for 5.4 m span (MF1),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

$b_E \leq$ Lc / 4 = 5.4 / 4 =1.35 m = 135 cm

$b_E \leq$ 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

$b_E \leq$ bw+Ln/2 = 12+460/2 = 242 cm

$b_E \leq$ center to center between Rib=52 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 18.7 kN.m

$M_{n\ required}$ = 18.7/0.9 = 20.78 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover – Østrrups -d/2 = 35 – 2 –1- 1.2/2 = 31.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (314 – 0.5 (80))/1000 = 232.5 KN.m

$M_{n\ available}$ = 232.5 KN.m > $M_{n\ required}$ = 20.78 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(314) = 1.15 cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(314) = 1.32 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.32 cm^2 ≥ 1.15 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.32 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{20.78 * (10)^6}{(520)(314)^2} = 0.405$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.405}{400}}\right) = 0.00101$$

A_S = 0.00101(52) (31.4) = 1.65 cm^2 > $A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.65cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.65/1.131 = 1.46 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.131 cm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.262**cm^2**

*** Check Strain:**

Tension = Compression

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

$226.2 * 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.52mm$

$C = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10.0mm$

$£_s = \frac{314-10}{10} \times 0.003 = 0.0912$

$£_s = 0.0912 > 0.005$

Ok…….

4.6.2 Design of Positive Moment for (Rib 8-Field 2):

This design for 5.05 m span (MF2),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E ≤ Lc / 4 = 5.05 / 4 =1.26 m = 126 cm

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

b_E ≤ bw+Ln/2 = 12+420/2 = 242 cm

b_E ≤ center to center between Rib=52 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 15.3 kN.m

$M_{n\ required}$ = 15.3/0.9 = 17 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 *fc* t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover – Østrrups -d/2 = 35 – 2 –1- 1.2/2 = 31.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (314 – 0.5 (80))/1000 = 232.5 KN.m

$M_{n\ available}$ = 232.5 KN.m > $M_{n\ required}$ = 17 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(314) = 1.15 cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(314) = 1.32 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.32 cm^2 ≥ 1.15 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.32 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17 * (10)^6}{(520)(314)^2} = 0.34$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.34}{400}}\right) = 0.00086$$

A_s = 0.00086(52) (31.4) = 1.4 cm^2 > $A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.4 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.4/1.131 = 1.24 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.131 cm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.262**cm^2**

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$2.262 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.52mm$

$C = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10.0mm$

$£_s = \frac{314-10}{10} \times 0.003 = 0.0912$

$£_s = 0.0912 > 0.005$

Ok…….

4.6.3 Design of Negative Moment for (Rib 8):

The maximum negative moment (MS٢) from spans with support is

Mu = 16.1 kN.m

Mn = 16.1/ 0.9 = 17.89 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

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

$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(314) = 1.15cm^2$

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

$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{400}(120)(314) = 1.32cm^2$

$A_s \text{ min} = 1.32 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ min} = 1.32 \text{ cm}^2$

m = 19.6

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.89 * (10)^6}{(120)(314)^2} = 1.51$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*1.51}{400}}\right) = 0.00393$$

A_s = 0.00393(12) (31.4) = 1.48 cm^2 > $A_{s\ min}$ = 1.32 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.48cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.48/1.13 = 1.31 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm^2

Select bar 2 Φ 12

$As_{(provide)}$ = 2.262 cm^2

Check strain:

Tension = Compression

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

$$226.2 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52mm$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10.0mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314-10}{10} \times 0.003 = 0.0912$$

$$\varepsilon_s = 0.0912 > 0.005$$

Ok…….

4.6.4 Design of Shear for (Rib 8):-

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 120* 314) = 23.07\ KN$$

V_u = 23.5 KN > Φ Vc (From Shear Envelop)

$$\Phi V_{s\ min} = (\Phi \frac{1}{3} * bw * d) = (0.75\frac{1}{3} * 120 * 314) = 9.42\ KN.$$

Φ Vc + Φ $V_{s\ min}$ = 32.49 KN

Φ Vc < V_u < Φ Vc + Φ $V_{s\ min}$

23.07<23.5<32.49

Category (3)satisfy

$$\Phi \text{ Vs} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54KN$$

$$\geq \frac{¤}{3} * bw * d = \frac{.75}{3} * 120 * 314 = 9.42KN$$

$$\left(\frac{Av}{S}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3} * \frac{bw}{fyt} = \frac{1}{3} * \frac{120}{400} = 0.1$$

$$\geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fyt} * bw = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{400} * 120 = .0918$$

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (2 \times 50) \times 400 \times 314}{11.54 \times 10^3} = 816.3mm = 81.6cm$$

S = d/2 = 31.4/2 = 15.7 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use ¤ 8 @ 15cm

4.7 Design of Beam (B 16):-

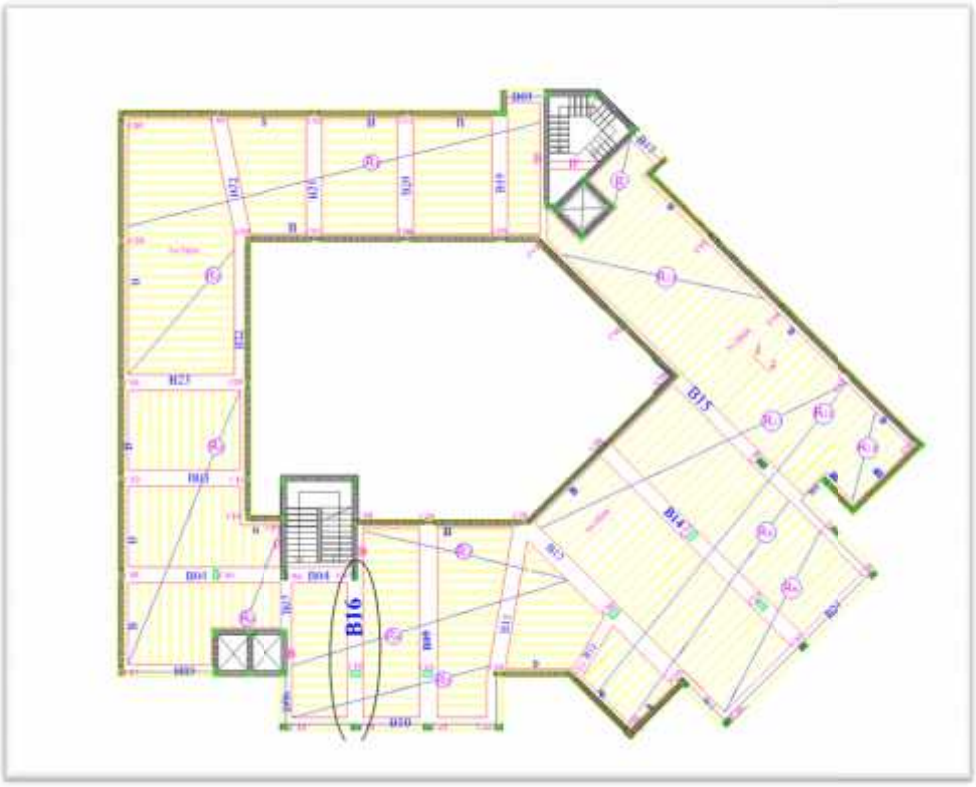


Fig. (4 – 7) Beam location (B16)

Fig. (4 –8) Span Length (B 16)

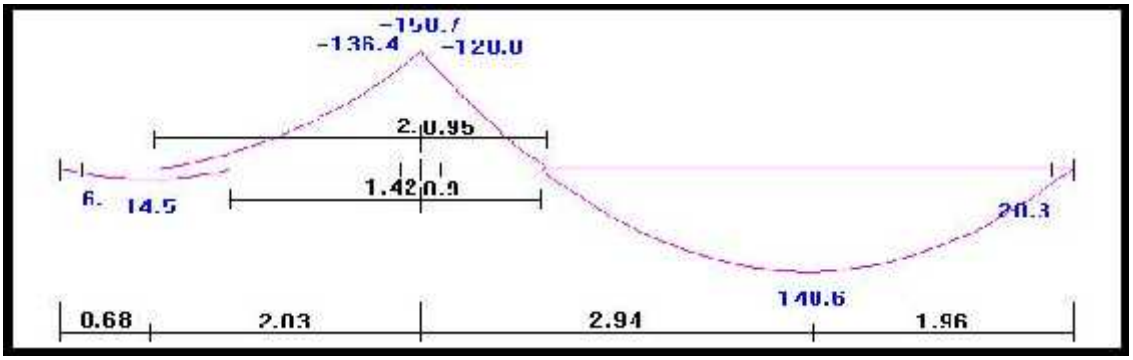


Fig. (4 – 9) Moment diagram for Beam16 (KN.m)

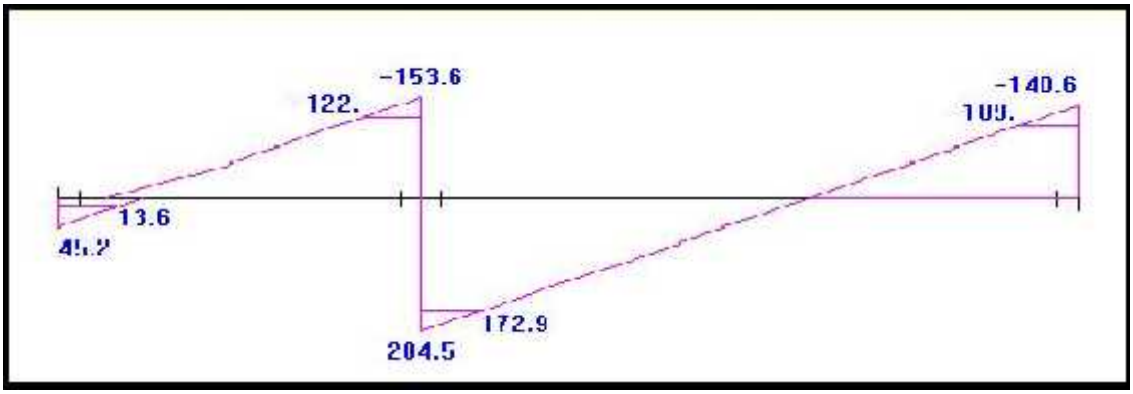


Fig. (4 – 10) Beam shear values (KN)

4.7.1 Design of Positive Moment (B 16 - Field 1):

b =70cm,

h =35 cm

d = h – cover – Ø strrups -d/2 = 35 – 4 –1- 2/2 = 29 cm

Mu = 14.5KN.m

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(700)(290) = 6.22cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(700)(290) = 7.11cm^2$$

- $A_{s\ min} = 7.11\ cm^2 \geq 6.22cm^2$

$A_{s\ min} = 7.11\ cm^2$

$Mn_{(req)}$ = 14.5 / 0.9 = 16.1KN.m

M = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{16.1*(10)^6}{(700)(290)^2} = 0.27$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*0.27}{400}}\right) = 0.001$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.001 (110) (29) =3.19cm^2

Design as A s min=7.11 cm^2 * Note $A_{\Phi 16}$ = 2.01 cm^2

Select 4 Φ 16 with $A_{S\ prov.}$ = 8.04 cm^2

* Check for strain:

Tension = Compression

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

$$804 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 700 \times a$$

$$a = 22.52mm$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{22.5}{0.85} = 26.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{290 - 26.5}{26.5} \times 0.003 = 0.03$$

$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005$$

Ok…….

4.7.2 Design of Shear for Beam (B 16 - Field 1):

V_u = 122 KN (Max. value of Vu in field 1)

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 290)/1000$$

= 124.3 KN.

Φ Vs $_{min}$ = (Φ $\frac{1}{3}$ * bw * d) = (0.75$\frac{1}{3}$*70*290) /1000 = 50.75KN.

V_u = 122KN (From Shear Envelope)

½ Φ Vc < V_u < Φ Vc

62.15<122<124.3

Category (2) satisfy

S = d/2 = 29/2 = 14.5 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 10 @ 15cm

4.7.3 Design of Negative Moment (B16-field 1):

b =70cm,

h =35 cm

d = h – cover – Ø strrups -d/2 = 35 – 4 –1- 2/2 = 29 cm

Mu = 136.4 KN.m

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(700)(290) = 6.22cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(700)(290) = 7.11cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 7.11 cm^2 ≥ 6.22cm^2

$A_{s\ min}$ = 7.11 cm^2

$Mn_{(req)}$ = 136.4 / 0.9 = 151.6KN.m

M = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{151.6 * (10)^6}{(700)(290)^2} = 2.57$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.57}{400}}\right) = 0.0075$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0075 (70) (29) =15.2cm^2 * Note $A_{\Phi 25}$ = 4.9 cm^2

Select 4 Φ 25 with $A_{S\ prov.}$ = 19.6 cm^2

* Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1960 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 700 \times a$$

$$a = 54.9mm$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{54.9}{0.85} = 64.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{290 - 64.5}{64.5} \times 0.003 = 0.01$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005$$

Ok…….

4.7.4 Design of Positive Moment (B 16 - Field 2):

b =70cm,

h =35 cm

d = h – cover – Ø strrups -d/2 = 35 – 4 –1- 2/2 = 29 cm

Mu = 140.6 KN.m

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(700)(290) = 6.22cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(700)(290) = 7.11 cm^2$$

$$A_{s\ min} = 7.11\ cm^2 \geq 6.22 cm^2$$

$$A_{s\ min} = 7.11\ cm^2$$

$Mn_{(req)} = 140.6 / 0.9 = 156.2 KN.m$

$M = 19.6$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{156.2 * (10)^6}{(700)(290)^2} = 2.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.57}{400}}\right) = 0.008$$

$A_{s\ (req)} = 0.008\ (70)\ (29) = 16.2 cm^2$ * Note $A_{\Phi 25} = 4.9\ cm^2$

Select 4 Φ 25 with $A_{S\ prov.} = 19.6\ cm^2$

* Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1960 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 700 \times a$$

$$a = 54.9 mm$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{54.9}{0.85} = 64.6 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{290 - 64.5}{64.5} \times 0.003 = 0.01$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005$$

Ok…….

4.7.5 Design of Shear for Beam (B 16 - Field 2):

V_u = 172.9 KN (Max. value of Vu in field 1)

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d$

$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 290)/1000$

ΦVc = 124.3 KN

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * bw * d) = (0.75 * \frac{1}{3} * 700 * 290) /1000 = 50.75KN.$

V_u = 172.9 kN (From Shear Envelope)

$\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} * bw * d = 124.3 + 0.75 * \frac{1}{3} * 700 * 290 = 175KN$

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + min\ \Phi Vs$

124.3 < 172.9 < 175

Category (3) satisfy

$\Phi Vs = \Phi Vs\ min = 50.75$ KN

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (314.16) \times 400 \times 290}{50.75 \times 10^3} = 538.6mm = 42.55cm$$

S = d/2 = 29/2 = 14.5 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 10 @ 15cm

4.8 Design of Long Column (C5 in the Ground floor) :

Fig. (4 – 11) column location (C5)

4.8.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C5) for design
Pu = 1000 KN

Pn = 1000/(0.65) = 1539 KN

$$°g = 2\ \%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$$

$$1539 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.07 m^2$$

Use 30*30 cm with Ag = 0.09 m² > Ag_{req} = 0.06 m²

4.8.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 2.85 m
M1&M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*2.85}{0.3*0.3} = 31.7 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn*

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....} [ACI 318-2002\ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{850}{1000} = 0.85$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.3^3}{12} = 0.001\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.001}{1+0.85} = 5 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI 318-2002 (Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*5}{(1.0*2.85)^2} = 6.1 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..} ACI\ 318 - 2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According\ \ to\ \ ACI\ 318 - 2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318 - 2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1000/0.75*6.1*10^3)} = 1.3 > 1$$

$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24\,mm = 0.024\,m$

$e = e_{min} \times ¢_{ns} = 0.024 * 1.3 = 0.031$

$\frac{e}{h} = \frac{0.031}{0.3} = 0.103$

From Interactio n Diagram

$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1000}{0.3 * 0.3} * \frac{145}{1000} = 1611 \quad Psi$

$°_g = 0.01$

$A_s = ° * A_g = 0.01 * 30 * 30 = 9 \ cm^2$

Use 8Φ14 with As = 12.32 cm² >As_{req} = 9 cm²

4.8.3 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.2 = 19.2cm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \leq Least.\dim insion = 30cm$

$\therefore$ *Use* ¤10@20*cm*

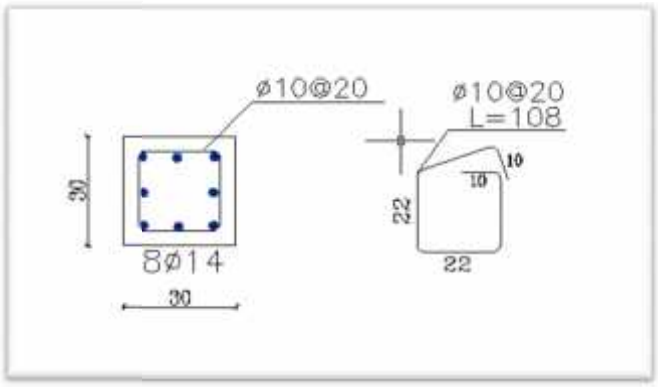


Fig. (4-12). Long Column Details

4.9 Design of Isolated Footing (F4) :

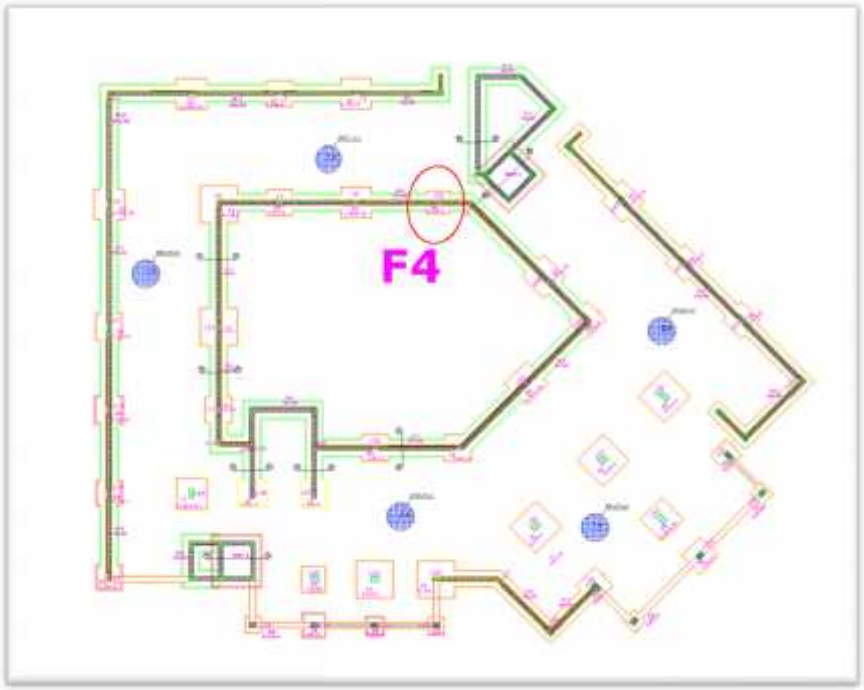


Fig. (4-13). Isolated Footing location

4.9.1 Load Calculation :

$(P_D)_{service}$=700 KN
$(P_L)_{service}$=90 KN
Total factored load = 984 KN.

Column Dimensions = 30*30 cm.

Soil density =18 KN/m3.

Allowable soil Pressure = 500 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

$q_{all\ net} = q_{all}$ - ¥ *D

=500-18*0.5-0.4*25=481 KN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area :

$$A_{req} = \frac{Pu}{q_{all\ net}}$$

$$A_{req} = \frac{700 + 90}{481}$$

➔ $A_{req} = 1.64\ m^2$

Try 1.3 * 1.3 m with area = 1.69m^2 > A_{req} = 1.64 m^2

4.9.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm ….. d = 40-7.5-2.0 = 30.5 cm

$$\pm = \frac{Pu_{factored}}{A_{Provided}} = \frac{1.2*700+1.6*90}{1.3*1.3} = 582.2 \text{ kN/m}^2$$

***Check for one way shear strength**

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.3}{2}+0.305=0.455m$$

$$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$$

$$Vu=582.2*(\frac{1.3}{2}-0.455)*1.3=147.6KN$$

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

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1300*305=242.8KN$$

$$¤.Vc=242.8KN>Vu=147.6KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

***Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{30}{30}=1.0$$

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

$$b_o=4(d+a)=4(30+40.5)=242cm$$

$\tilde{}_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*2420*305 = 1356KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*305}{2420}\right)*\sqrt{24}*2420*305 = 1139KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2420*305 = 904KN$$

$¤.V_C = 904KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ section$

$Vu_C = 984 - \left[582.2*(0.3+0.305)^2\right] = 771KN$

$¤.Vc = 904Kn > Vu_C = 771Kn$..... *satisfied*

4.9.4 Design for Bending Moment:

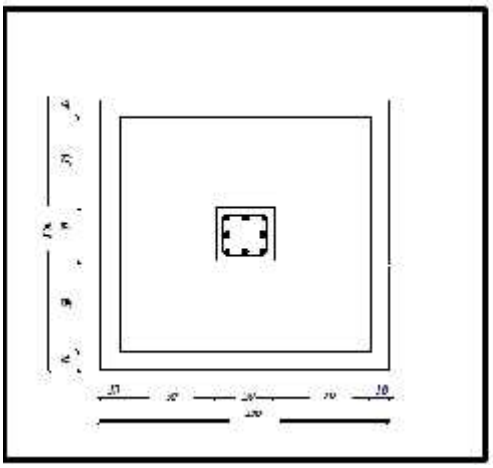


Fig.(4-14) Isolated Footing plan

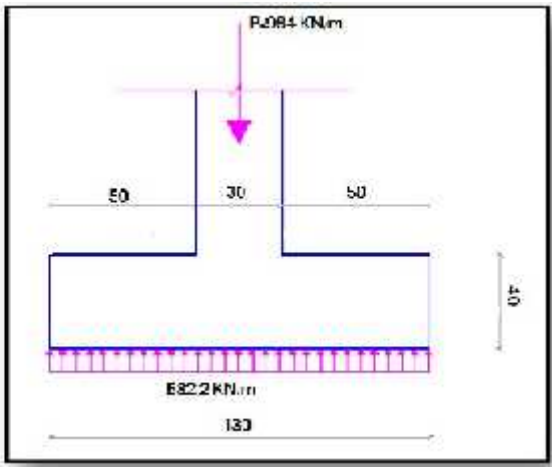


Fig.(4-15) Structural system of Isolated Footing

$Mu = 582.2 * 1.3 * .5 * .5 / 2 = 94.6KN$

Mu =94.6KN.m for bothe side

Try to design it by Plain concrete

¤ $Mn \geq Mu$

¤ $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{1300 * (400)^2}{6}$

¤ $Mn = 39.2 \ KN.m$

$94.6 > 39.2$ .....*Not Satisfied*

Using Reinforced Concrete.

$Mn = \frac{94.6}{0.9} = 105KN.m$

$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{105 \times 10^6}{1300 \times 305^2} = 0.87Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$

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

$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.87}{400}}\right) = 0.0022$

$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0022 * 130 * 30.5 = 8.72 \ cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 130 * 40 = 9.36cm^2$

$As_{req.} = 8.72 < As_{Shrinkage} = 9.36cm^2$

Select 7¤14....$As_{\text{Provided}} = 10.78cm^2 > 9.36cm^2$.....*ok*

Check of strain:

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1078 * 400 = 0.85 * 24 * 1300 * a$$

$$a = 16.3mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{16.3}{0.85} = 19.1mm$$

$$£_s = \frac{305 - 19.1}{19.1} * 0.003 = 0.045$$

$$£_s = 0.045 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.9.5 Development Length of main Reinforcement:

Category A,item 2 applies,

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\sim \times \quad \times ¥ \times ª}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.4 = 32.90cm$$

Available Ld $= \frac{130 - 30}{2} - 7.5 = 42.5$ cm.

Available Ld = 42.5 cm > Ld_{req}=32.9cm

Available Ld > Ld_{req}……ok

4.9.6 Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (300 * 300)] / 1000 = 1193.4Kn$$

$$But \;\; Pu = 984 < ¤.Pn = 1193.4Kn$$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 30 * 30 = 4.5cm^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 4Φ14

$$As_{Provided} = 6.16cm^2 > As_{Req.} = 4.5cm^2$$

4.9.7 Isolated Footing Detail:

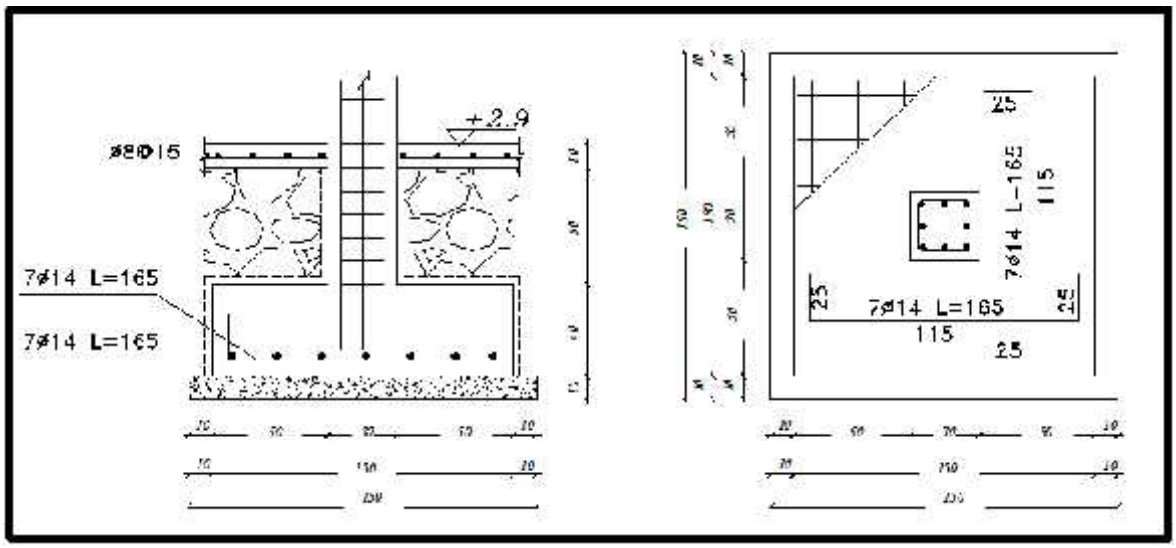


Fig. (4-16). Isolated Footing Details

4.10 Design of Strip Footing:

Fig. (4-17). Strip Footing location

4.10.1 Load Calculation :

Weight of wall (D.L.) = (height) Thickness ∗ 1m wide ∗ γ_c

$= 15 * 0.3 * 25 = 93.7$ KN/m

From landing D = 20*4 = 80 KN/m

L = 13*4 = 52 KN/m

$D.L_{total} = 93.7+80 = 173.7$ KN/m

Total W= 173.7+52=225.7 KN/m

4.10.2 Determine the Footing Width:

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

$(q_{all})_{net}$=500-0.3*25=492.5 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{net soil pressure}} = \frac{225.7}{492.5} = 0.46\ \text{cm}$$

Select 0.9 m

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due

to the following Equation:

$$Ld_{req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db + 7.5 = \frac{0.24*400}{\sqrt{24}}*1.2 + 7.5 = 31\text{cm}$$

Ld=31cm from each side, we have L= 30 cm ……ok

So select 90 cm width of strip footing

4.10.3 Determined of footing depth :

Assume $h_{footing}$ = 30 cm

4.10.4 Design of shear :

$$q_u = \frac{1.2D + 1.6L}{area} = \frac{1.2*173.7 + 1.6*52}{1*0.9} = 324\ \text{KN/m}^2$$

$h_{footing}$ = 30 cm ➔ d = 30-7.5-2 = 20.5 cm .

V_u = 324 *(0.3-0.205) = 30.78 KN

$$\ddot{V}_c = 0.75\frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}b_w d$$

$$0.75*\frac{1}{6}\sqrt{24}*1*205 = 125.5KN$$

4.10.5 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = q_u \frac{(footing\ width - wall\ width)^2}{2}$$

$$= 324*\frac{(0.25)^2}{2}$$

⇨ Mu = 17.11 KN.m

$$Mn = 14.5/\ddot{} = 19KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19\times10^{-3}}{1\times0.205^2} = 0.45Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.6\times0.45}{400}}\right) = 0.0011$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 0.00098*100*20.5 = 2.25cm^2$$

Check As_{min}

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*300 = 5.4cm^2 control$$

use Φ12 @ 20 c/c .

*** Check of strain:**

Tension = Compression

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

$540 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 10.6mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{10.6}{0.85} = 12.5mm$

$£_s = \frac{205 - 12.5}{12.5} * 0.003 = 0.046$

$£_s = 0.046 > 0.005$ .....*OK*

4.10.6 Development length of main reinforcement:

For Φ12 bars db=1.2 cm :

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\sim \times \quad \times ¥ \times ª}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.2 = 28.2cm$$

$Ld_{req} = 28.2 > Ld_{available} = 25cm$

$\text{Ld}_{\text{available}} = 32.5 - 7.5 = 25\text{cm}$

Using hook $\geq 16 * ¤$

Required length of hook $\geq 16 * ¤ \geq 16 * 1.2 = 19.2$ cm

Use Hooksel. = 20cm > Hookreq = 19.2cm

4.10.7 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

$\text{As}_{\text{min}} = 0.0018 * b * h$

$\text{As}_{\text{min}} = 0.0018 * 100 * 30$

$As = 5.4\ cm^2$

Select 5Φ12 @ 20 c/c

4.10.8 Design of dowels bars :

As $\min_{req} = 0.0012 * 100 * 20.5 = 2.46cm^2$

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@30 cm

For compression steel

$$Ld \geq 0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc'}} .d_b$$

$$\geq 0.043\ fy.d_b$$

$$Ld = 0.24 \frac{400}{\sqrt{24}} * 1.2 = 235mm \quad \text{....control}$$

$$Available\ \text{Ld} = 300 - 75 - 2 * 12 = 201\text{mm}$$

$$Ld_{req} < Ld_{available}$$

Using hook $\geq 16 * ¤$

Required length of hook $\geq 16 * 1.2 = 19.2$ cm

Use Hook. = 20cm

4.10.9 Strip Footing Detail:

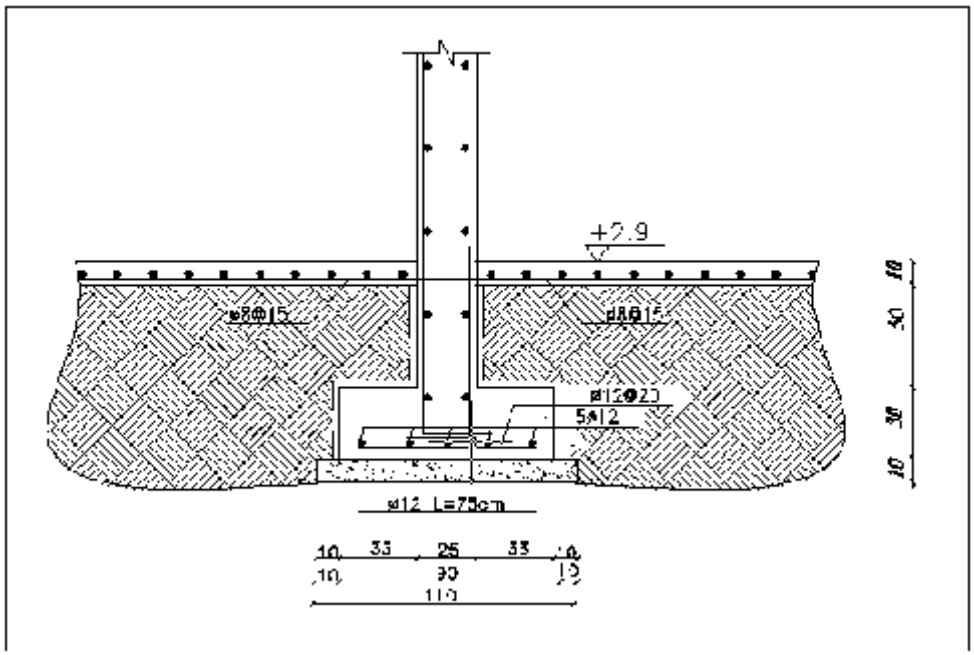


Fig.(4-18) Strip Footing Details

4.11 Design of Mat Foundation:

Fig. (4-19). Mat Foundation location**.**

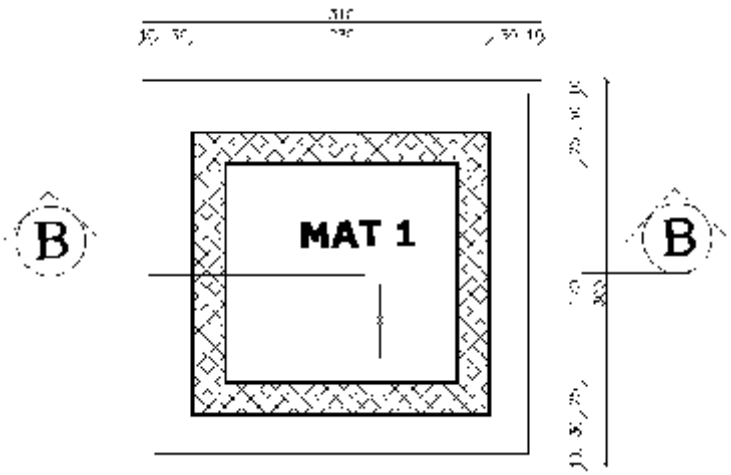


Fig.(4-20) Mat Foundation plan

4.11.1 Load calculations:

Vu=240 kN

Assume area = (2.9*2.8) m

4.11.2 Design of shear :

$d = 50 - 7.5 - 2 = 40.5 cm$

¤ $Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$

¤ $Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 405 = 248\ KN$

¤ $Vc = 248\ KN > Pu = 240\ KN$ ..... $.OK$

4.11.3 Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

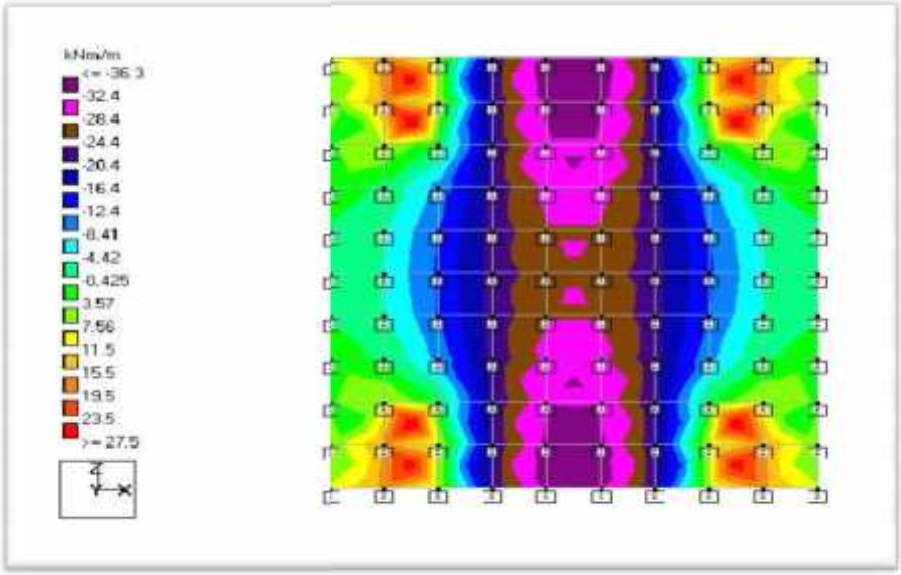


Fig.(4-21) Moment in X-direction

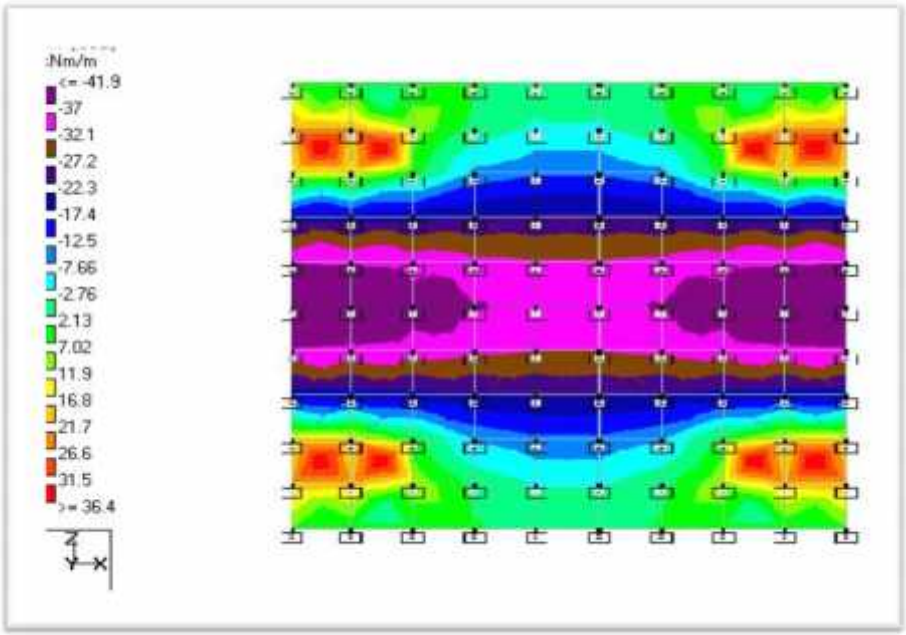


Fig.(4-22) Moment in Y-direction

4.11.4 Design In X-directions:

h = 50 cm

d= 50 –7.5 – 2 = 40.5cm.

Fy = 400 Mpa.

fc' = 24 Mpa

Design of positive moment

$+ve \;\; Mu_x = 27.5 KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{27.5}{0.9} = 30.55 KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{30.55 * 10^6}{1000 * 405^2} = 0.186 Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 19.6$

$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.186}{400}}\right) = 0.0005$

$As_{req} = ° * b * d = 0.0005 * 100 * 40.5 = 2.03 \;\; cm^2$

$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \;\; cm^2$

$As = 9 cm^2 ..... Control$

$Select \; ¤16 @ 20 cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 2.0^2}{4}\right) = 10.05 cm^2 > As_{req} = 9 cm^2$

Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -36.3 KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{36.3}{0.9} = 40.33 KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{40.33 * 10^6}{1000 * 405^2} = 0.25 Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 19.6$

$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.25}{400}}\right) = 0.0006$

$As_{req} = ° * b * d = 0.0006 * 100 * 40.5 = 2.43 \;\; cm^2$

$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \;\; cm^2$

$As = 9 cm^2 ..... Control$

$Select \; ¤16 @ 20 cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 10.05 cm^2 > As_{req} = 9 cm^2$

4.11.5 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \;\; Mu = 36.4 KN.m$

$-ve \;\; Mu = -41.9 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{36.4}{0.9} = 40.44 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{40.44 * 10^6}{1000 * 405^2} = 0.25 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.25}{400}}\right) = 0.0006$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0006 * 100 * 40.5 = 2.43 \;\; cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40.5 = 9 \;\; cm^2$$

$As = 9 cm^2 ..... Control$

$$Select \; ¤16 @ 20 cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 10.05 cm^2 > As_{req} = 9 cm^2$$

Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -41.9 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{41.9}{0.9} = 46.56 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{46.55 * 10^6}{1000 * 405^2} = 0.28 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.28}{400}}\right) = 0.0007$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0007 * 100 * 40.5 = 2.84 \;\; cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \;\; cm^2$$

$As = 9 cm^2 ..... Control$

$$Select \; ¤16 @ 20 cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 10.05 cm^2 > As_{req} = 9 cm^2$$

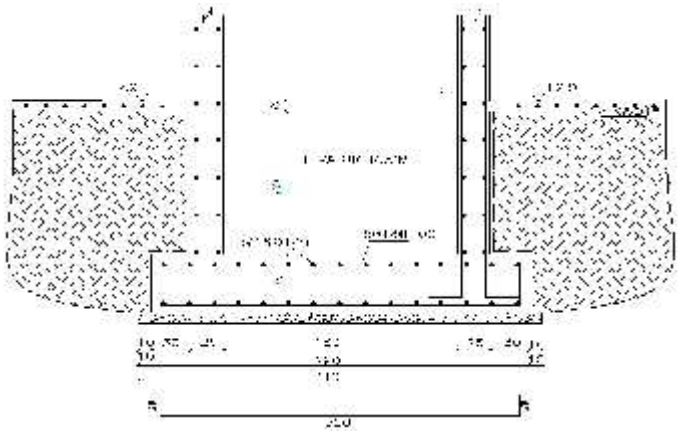


Fig.(4-23) Mat foundation Details

4.12 Design of Stairs :

Fig. (4-24). Stairs 1 location**.**

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

- L = 3.35+.68 = 4.03 m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 4.03 / 20 = 0.20 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

-θ = $\tan^{-1}(16 / 30) = 28.07^{o}$

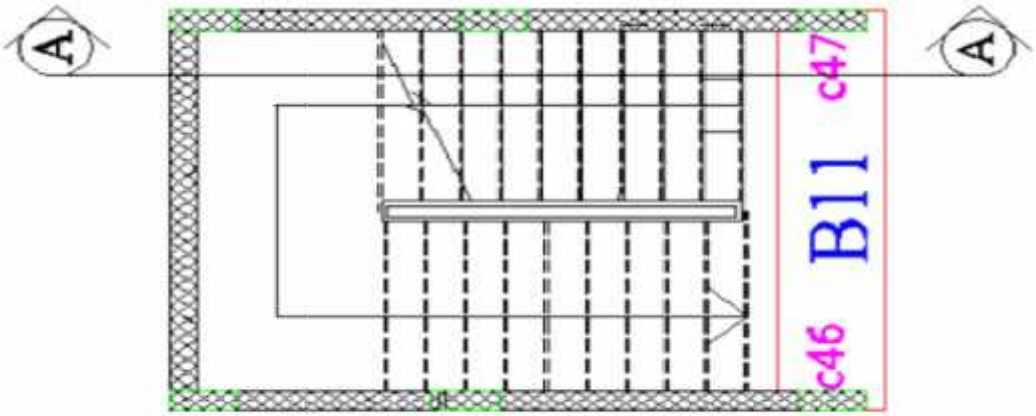


Fig.(4-25) Stairs Plan**.**

4.12.2 Load Calculations at section (A-A):

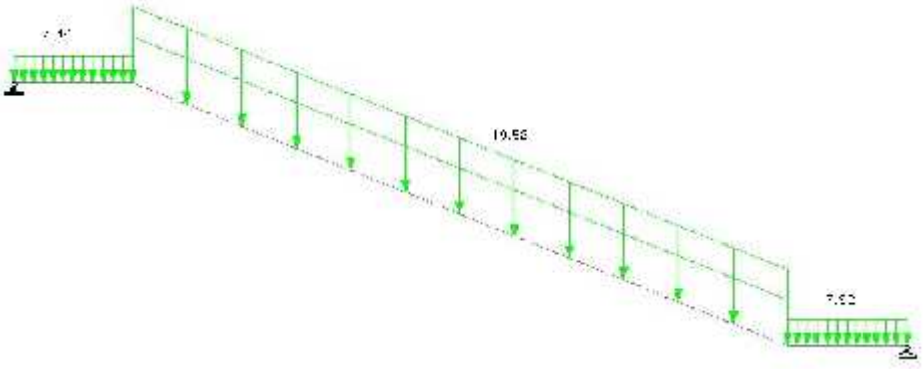


Fig.(4-26) Structural system of stairs at section (A-A)

Dead Load:

Tiles = ((0.16+0.35)*0.03*27)/0.3=1.377 KN/ m^2.

mortar =((0.16+0.3)*.02*22)/0.3=0.675 KN/ m^2.

Plaster = (0.02*22)/ (Cos 28.07) =0.45 KN/ m^2.

stair =(0.5*0.16*0.3*25)/0.3=2 KN/ m^2.

concrete = 0.20 *25/ Cos 28.07 =5.10 KN/ m^2.

Total dead load = 9.6 KN/ m^2.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*9.6+ 1.6*5 = 19.5 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 19.5 KN/ m .

Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles =** 0.03*22=0.66 **K**N/m2
- **Mortar=**0.02*22=0.44 KN/m2
- concrete = 0.20*25 = 5 KN/m².
- **Plaster** = 0.02*22 = 0.44 KN/m².

Total dead load = 6.54 KN/m².

Live load:

Live load for stairs =2.5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*6.54+ 1.6*2.5 = 11.8 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 11. KN/ m .

4.12.3 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20-7=173mm..

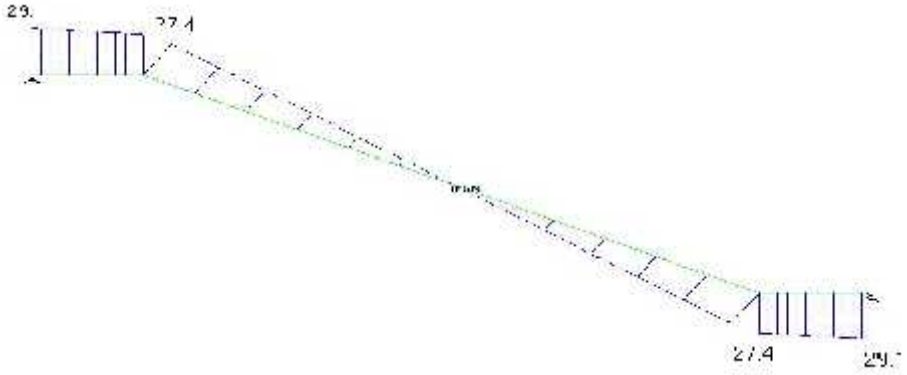


Fig.(4-27) Shear diagram of stairs at section (A-A)

- Vu = 29.1 KN .
- $¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 106KN$
- Vu = 29.1 KN < Ø.Vc = 106 KN .

>>>>**No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

4.12.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

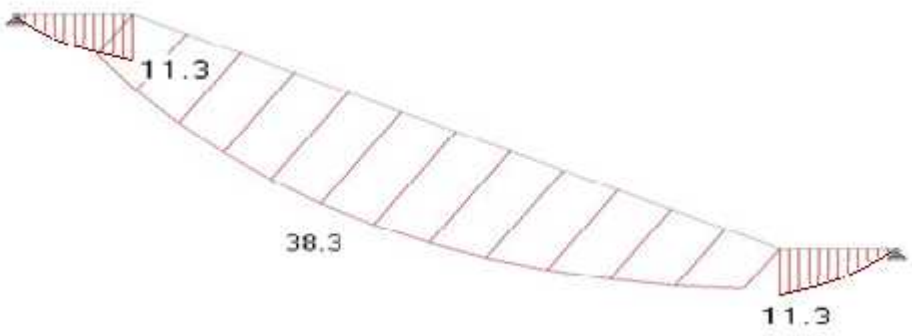


Fig.(4-28) Moment diagram of stairs at section A-A

Mu = 38.3 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 38.3 / 0.9 = 42.55 KN.m.

d = 17.3 cm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{42.55 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.42MPa \ .$$

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

$$m = \frac{4}{0.85 \times 0.24} = 19.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*1.42}{400}}\right) = 0.0037.$$

As req = 0.0037*100*17.3 = 6.4 $cm^{2.}$

$$\mathbf{A}s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$\mathrm{A}s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(17.3) \geq \frac{1.4}{400}(100)(17.3)$$

$\mathrm{A}s\ \min = 6.05 \leq 6.4\ cm^2$

Use As = 6.4 cm^2 **.**

Use 1Φ 12 @ 15 cm. …….. with As =(100 / 15)*1.13 = 7.33 cm².

As provided=7.33 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$7.33 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$
$$a = 1.43cm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{1.43}{0.85} = 1.7cm$$
$$£_s = \frac{17.3-1.43}{1.43} * 0.003$$
$$£_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.4.1 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

L_d available > $L_{d\ req}$ = 48.99

4.12.4.2 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 6.4 = 1.28 cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 cm^2$$

Use Φ10 @ 20 cm …….

4.12.5 Stairs at section (A-A) Details:-

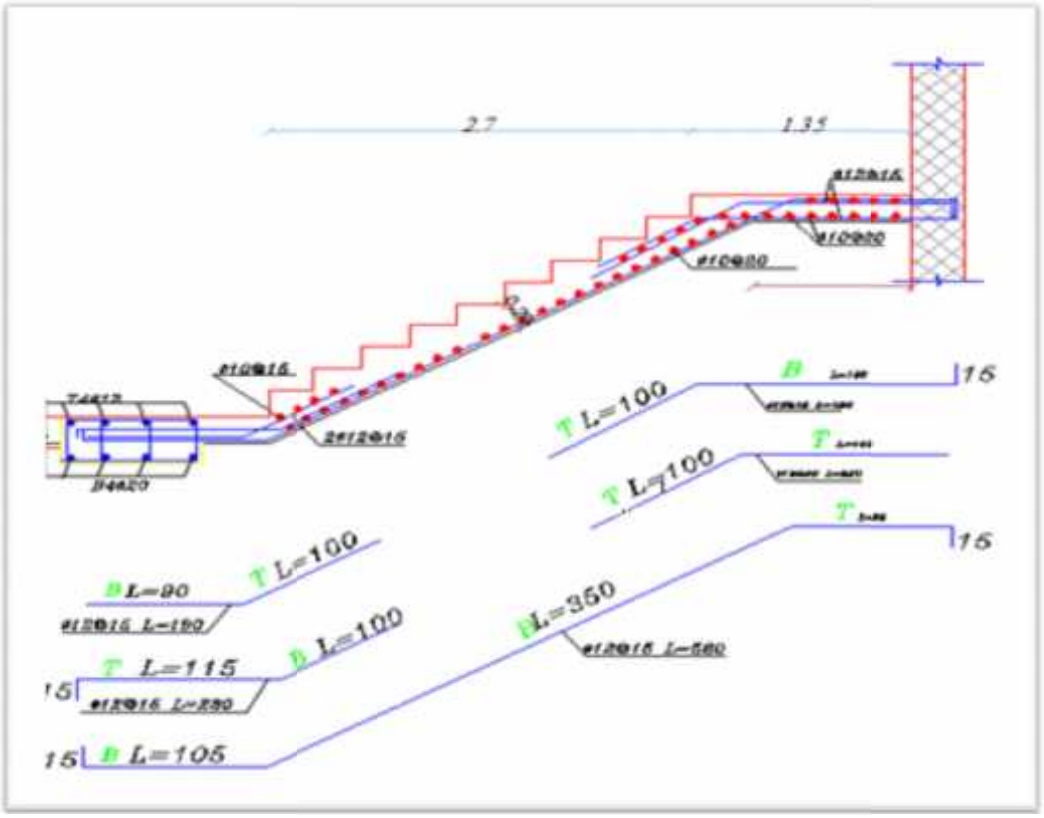


Fig.(4-29) Stairs at section (A-A) details

4.13 Design of one Way Solid Slab:

Check if its one way

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{4.95}{3.55}=1.4\ ....One\ way$$

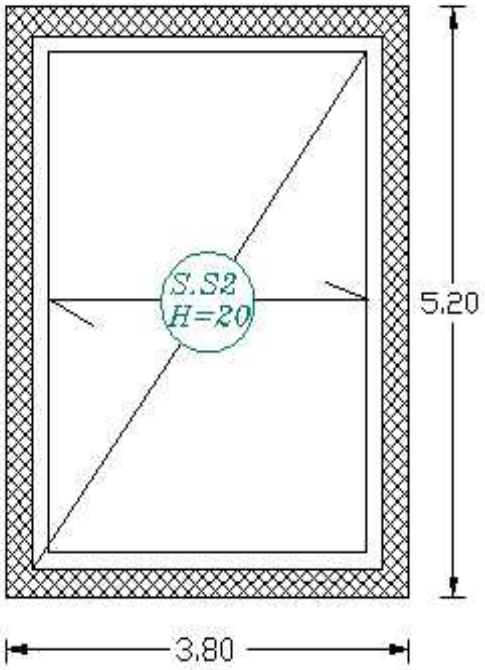


Fig.(4-30)one way solid slab**.**

4.13.1 Determination of thickness and load calculation:

$$h=\frac{L}{20}=\frac{3.55}{20}=17.8cm$$

$$Select\ \ h=20cm$$

Load Calculation

$$D.L=25*0.20+0.02*22=5.44KN/m^2$$

$$S.L=1KN/m^2$$

$$qu=1.2*5.44+1.6*1.0=8.128KN/m^2$$

$$Mu=\frac{qu*L^2}{8}=\frac{8.128*3.55^2}{8}=12.8KN.m$$

4.13.2 Design of shear reinforcement :

Vu max $=q_u*L/2=(8.128*3.55)/2=14.43$ KN

Φ Vc $\geq$ Vu max

$$\Phi\ Vc=\frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

$$=\frac{0.75\sqrt{24}}{6}(1000)(170)$$

$= 104 >$ 14.43 KN

No Shear reinforcement is required .

4.13.3 Design for positive moment:

d =20-2-1 =17 cm

$$Mn=\frac{Mu}{0.9}=\frac{12.8}{0.9}=14.22KN.m$$

$$kn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{8.14*10}{(1)(0.17)^2}=0.28Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{400}{0.85*24}=19.61$$

$$\rho = [\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})]$$

$$\rho = [\frac{1}{19.61}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.61*0.28}{400}})] = 0.001$$

A req =ρ *b *d =0.001* 100*17= 1.7cm²/m

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018*100*20 = 3.6cm^2$ .....*OK*

Select As =3.6 cm^2

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 …….

And Use Φ 12@ 25 cm in other direction

4.13.4 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$As = 0.0018 * b * h$

$As = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm^2 / m$

Use Φ 12@ 25 cm in both direction with As =4.52 cm^2 …….

4.13.5 **Check for Strain :**

4.13.6 Tension =Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$4.52 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$

$a = 0.89cm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{0.89}{0.85} = 1.05cm$

$\varepsilon_s = \frac{17 - 1.05}{1.3} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.37 > 0.005$ .....*ok*

4.13.5 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

Use : L_d =50cm**.**

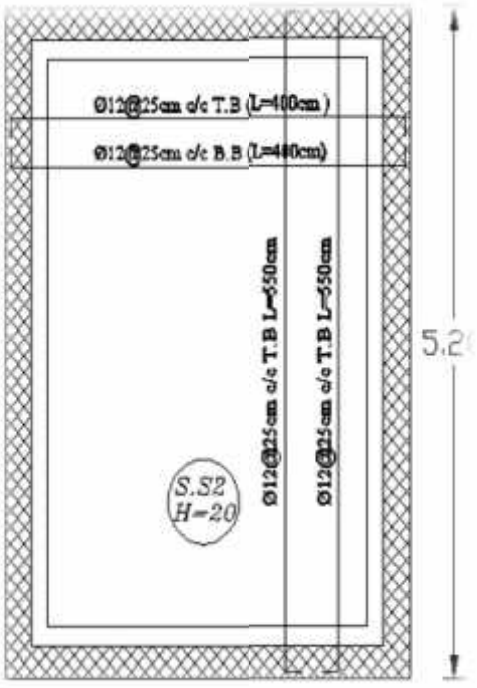


Fig.(4-31)one way solid slab reinforcement

4.14 Design of Shear wall:

5

4.14.1 Calculation of loads:

W_{Floor} = Total dead loads of the floor .

$W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 10150 KN

$W_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 11870 KN

$W_{Second\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 11870 KN

$W_{Third\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 11870KN

W_{roof} = Weight of slab + walls=660 KN

$W_{Total} = W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third} + Wroof$

W_{Total} = 46420KN

4.14.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

hn=15m

Ct = 0.02

Where:

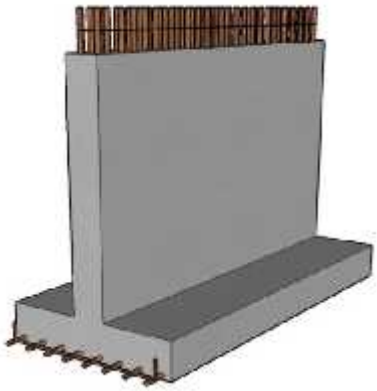


Fig.(4-32) shear wall

Z=Seismic zone factor as given in table 16-1.

R= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

I= importance factor given in table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to level *i , n or x*, respectively.

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ Eq…. 30-8 (UBC)

$T = 0.0488(15)^{3/4} = 0.37$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24*1}{5.5*0.37} * w = 0.118w$

$V \le 0.11*W .....control$

$V \ge 0.03*W$

$So\ V = .11*46420 = 5106.2$

$F_t = 0.07*T*V = 0.07*0.37*5106.2 = 132.25\ \ KN$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Roof	**660**	**5106.2**	**15**	**132.25**	**4974**	**9900**	**136.466**	**136.47**
Third	**11870**	**5106.2**	**12**	**132.25**	**4974**	**142440**	**1963.46**	**2099.93**
Second	**11870**	**5106.2**	**9**	**132.25**	**4974**	**106830**	**1472.6**	**3572.53**
First	**11870**	**5106.2**	**6**	**132.25**	**4974**	**71220**	**981.73**	**4554.26**
Ground	**10150**	**5106.2**	**3**	**132.25**	**4974**	**30450**	**419.74**	**4974**
∑	***46420***					***360840***		

Table (4 – 3) Calculation of the total Fx.

$$Fx = \frac{(v - Ft) * wx * hx}{\sum wi * hi}$$

$$Vu = Fx * 11\%$$

Floor	Vu	Mu
Roof	**15**	**45**
Third	**231**	**1386**
Second	**393**	**3537**
First	**500.969**	**6011.52**
Ground	**547.14**	**8207.1**

Table (4.4) Moment & Shear Values

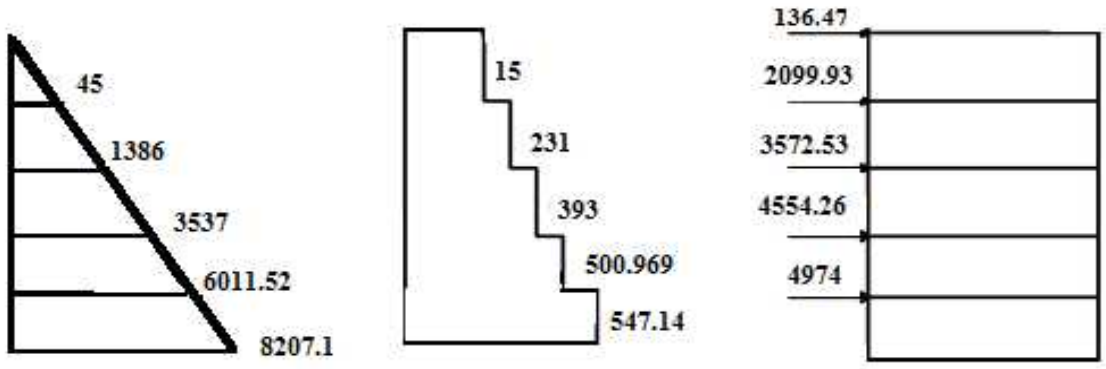


Fig (4-33) Moment & Shear Diagram

4.14.3 Shear Wall Design Parameters:

Fc =24 MPa

Fy =400 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 8.55 m. shear wall width

Hw=12 m..

Fig.(4-34) shear location

4.14.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

Vu = 547.14 KN

Vn = 547.14 /0.75 = 729.52 KN

d= 0.8*Lw = 0.8*8.55 = 6.84 m.

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times h \times d$$

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 250 * 6840 \quad = 1396.2KN$$

$V_s = V_n - V_{c1}$

=729.52 – 1396.2= -666.68 KN.

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{V_S}{fy * d} = \frac{-666.68 \quad * 1000}{400 * 6840} = -0.244 \text{ mm.}$$

$\frac{A_{Vh}}{s_2}$ = 0.0025*h=0.0025*250mm = 0.625mm.

S_2 =Lw/5=8550/5=1710 mm.

S_2 =3*h=3*250cm=750 mm.

Use 2 Φ12 with As = 2.26 cm^2.

$\frac{A_{Vh}}{S_2}$ =.625mm > -0.1885 mm

$\frac{226}{S_2}$ =.625 mm

➔ $S_2 = 361.6mm$

Select S_2 =30 cm < S_2 = 36.16 cm < S_2 = 75cm

Use 2Φ12 @ 30 cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.14.5 Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)]S_1 * h$$

$$\frac{\text{hw}}{\text{Lw}} = \frac{12}{8.55} = 1.4 < 2.5$$

S_1 = Lw /3 =8550 /3=2850 mm.

S_1 =3 * h = 3*250 =750 mm.

Use 2 Φ12 with As = 2.26 cm^2.

$$226 = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)]S_1 * h$$

S_1 = 361.6mm

Select S_1 =30 cm < S_{erq} =60 cm

Select S_1 =30 cm < S_1 = 60 cm < S_1 = 166.7 cm

Use 2Φ12 @ 30cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.14.6 Design of bending moment:

Mn = 8207.1 KN.m

$$C > \left(\frac{Lw}{4.5}\right) = \frac{8.55}{4.5} = 1.9m$$

$$C = C - 0.1 \times L_w$$

$$C = 1.9 - 0.1 \times 8.55 = 1.045m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.9}{2.0} = 0.95$$

$$Select The boundary element = 100cm > 95cm$$

$$Asv = \frac{Lw}{S} * Avn$$

$$Asv = \frac{8.55}{0.3} * 2.261 = 64.44\,cm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{Asv * Fy}{2 + 0.85 * B1 * fc' * Lw * h}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{2713.2 * 400}{2 + 0.85 * 0.85 * 24 * 8550 * 250} = 0.0293$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * Asv * Fy * Lw * \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * 2713.2 * 400 * 8550 * (1 - 0.0293) = 4053.27 \quad KN.m$$

$$Mu_{Design} = 8207.1 - 4053.27 = 4153.83 \quad KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{8207.1}{0.9} = 4615.367 \quad KN.m$$

$$As_{req} = \frac{Mn}{Fy * (Lw - Cw)} = \frac{4615.367 * 10^6}{400 * (8550 - 1000)} = 1528.3mm^2$$

$$As_{\max.} = 0.08 * b * Cw = 0.08 * 250 * 1000 = 20000\ mm^2 > As_{req.} = 1528.3mm^2$$

$$Select \quad ¤14 \rightarrow As = \frac{® * 1.4^2}{4} = 1.5386\ cm^2$$

$$No.\ Of\ \ bzrs = \frac{14.2378}{1.5386} = 10.04\ \ bar$$

$$Select \quad 12¤14 ..... As_{\Pr ovided} = 12 * 1.538 = 18.36\,cm^2 > As_{req.} = 14.23\,cm^2$$

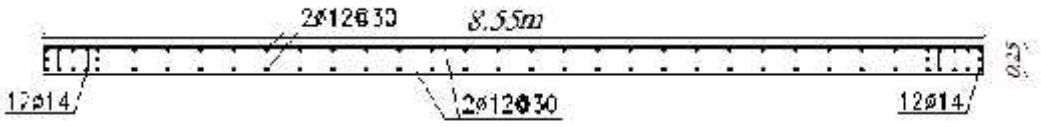


Fig.(4-35)shear wall details

الفصل الخامس

5 النتائج والتوصيات

(1-5) المقدمة.

(2-5) النتائج .

(3-5) التوصيات.

1.5المقدمه:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمشروع.

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

2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 5 كغم/سم^{2} .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2006/2004 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
d) Prokon: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3.5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ــ من خلال هذه التجربة ــ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الفصل السادس

6

الملحقات

1-6 قائمة بمحتويات المخططات .

2-6 المصادر والمراجع .

6-1 *Project Drawing:*

ARCHITECHTRUAL PLANS	
Site Plan	A00
dimentioned ground floor	A01
dimentioned first floor	A02
dimentioned second floor	A03
dimentioned third floor	A04
furnitured ground plan	A05
furnitured first plan	A06
furnitured second plan	A07
furnitured third plan	A08
north Elevation	A09
south Elevation	A10
east Elevation	A11
west Elevation	A12
Section A-A	A13
Section B-B	A14

STRUCTURAL PLANS	
General Notes	S00
General Notes	S01
Foundation Plan	S02
Foundation Plan	S03
Foundation details	S04
Strip Footing & shear wall details	S05
Foundation details	S06
Foundation details	S07
Stairs details Plan	S08
Details of columns	S09
Details of columns	S10
Details of columns	S11
Details of columns	S12
Details of columns	S13
Details of columns	S14
Details of columns	S15
Details of columns	S16
Rip Distribution of ground floor	S17
Rip reinforcement of ground floor	S18
Rip Distribution of first floor	S19
Rip reinforcement of first floor	S20
Rip Distribution of second floor	S21
Rip reinforcement of second floor	S22
Rip Distribution of third floor	S23
Rip reinforcement of third floor	S24
solid slab Details	S25
Details of Beams	S26
Details of Beams	S27
Details of Beams	S28
Details of Beams	S29
Details of Beams	S30
Details of Beams	S31

2-6 المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).
2. Uniform Building Code (UBC-97).

٣. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني**، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، ١٩٩٠م.

٤. موقع وزارة الشؤون البلدية والقروية، المملكة العربية السعودية، **الاشتراطات البلدية والفنية للمجمعات والمراكز التجارية**
http://www.momra.gov.sa

٥. موقع المملكة المعمارية، تصميم المراكز التجارية.
http://www.m3mare.com

علم(2009-2010)

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
اختيار المشروع																															
دراسة المخططات المعمارية																															
توزيع الأعمدة																															
دراسة المبنى إنشائياً																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد المخططات																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

الشكل (1-1) جدول الترتيب الزمني

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة **المشروع في الأسبوع الرابع عشر**.

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع **في الاسبوع الثلاثون** .