بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمبنى كلية فنون

فريق العمل

همام عباس دسه — نمر علي نواجعة

عيسى موسى الشرحة — حمزة عزات حمامدة

إشراف :

د.نافذ ناصر الدين

فلسطين – الخليل

٢٠١٥-٢٠١٦

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الانشائي لمبنى كلية الفنون

فريق العمل

همام عباس دسه — نمر علي نواجعة

عيسى موسى الشرحة — حمزة عزات حمامدة

بناء على توجيهات الدكتور 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 .

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
الاسم : د.نافذ ناصر الدين	الاسم : د. غسان الدويك
.....	.....

٢٠١٥-٢٠١٦

الإهداء

الى الذين قال الله تعالى فيهما : "وقل ربي ارحمهما كمان ربياني صغيرا " صدق الله العظيم

من رعاني بنور قلبه ... وحماني بحكمته ...**الى من**سقاني واطعمني ورباني وادبني ... **الى من** استقيت منه دروس الحياه ... **الى والدي العزيز** .

الزهرة التي لا تذبل ... **نبع الحنان** ... الى من تعجز الكلمات عن وصفها ... **وتسكن امواج** البحر لسماع اسمها...**الى من اختص** الله الجنة تحت قدميها ... **الى امي** .

القلوب الطاهرة والنفوس البريئة ...**ملائكة الارض** ...**شقائق النعمان**... الى من اظهروا لي ما هو جميل بالحياة ... **الى اخوتي واخواتي** .

من رفعت رأسي عاليا افتخارا بصحبتهم ...**رفاق دربي** ... **الى اصدقائي الاعزاء**.

من رفعوا رايات **العلم والمعرفة** واخمدوا رايات الجهل والتجهيل ... من كان لهم الفضل في ارشادنا الى طريق العلم... **الى أساتذتي الافاضل** .

من علمونا معنى الحرية...وتحدوا العالم بصمودهم... **الى اسرى الحرية** .

من رووا فلسطين بدمائهم الطاهرة... **الى شهدائنا الابرار** .

كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع .

الشكر والتقدير

قال تعالى : "وفوق كل ذي علم عليم " صدق الله العظيم .
إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما و يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

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

جميع الأساتذة**في الجامعة ونخص بالذكر الدكتور** نافذ ناصر الدين **والذي** بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق .

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم **لنا** .

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا .

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي الكامل لمبنى كلية الفنون بكافة تفصيلاته وعناصره الانشائية .

فريق العمل:

همام عباس دسه — نمر علي نواجعة

عيسى موسى الشرحة — حمزة عزات حمامدة

إشراف:

د. نافذ ناصر الدين

تدور فكرة هذا المشروع حول التصميم الإنشائي لمبنى الكلية الفنون المنوي إنشائها في الجامعة . تتألف هذه الكلية من اربع طوابق مختلفة الاستخدام كما تحتوي على مسرح .

تصميم المشروع سيقدم الحلول المثلى للجانبين المعماري و الإنشائي، بحيث يتم مراعاة الأغراض الجمالية والوظيفية وتوفير الراحة والسهولة والسرعة في الاستخدام، سيشتمل المشروع على العناصر الإنشائية المعروفة من عقدات، جسور، أعمدة، أسلسات ... إلخ.

المشروع سوف يتم تصميمه بناءً على كود ACI 318 – 14 ، سيتم استخدام عدة برامج هندسية، مثل : AutoCAD 2015، Office 2013، ETABS 2015، SAFE 12، BEAMD، وسنشير إلى المراجع المستخدمة، وفي النهاية سيتم تقديم دراسة إنشائية تفصيلية، حساب وتحليل للأحمال ومخططات تصميم للوحدات الإنشائية ,إضافة الى جداول الكميات وحساب التكلفة التقديرية للمشروع .

انتهى .

Abstract

The Structural Design and Details of College of Arts.

Project Team:

Hammam Abbas Dasseh

Nimer Ali Nawaja

Esa Mousa Al-Sharaha

Hamza Izzat Hamamda

Supervisor:

Dr. Nafez Naser Al-Deen.

The idea of this project on the structural design of the building arts college intended to be established in the university.

This college is composed of four different floors use, also features a theater.

The project design will provide optimal solutions for both sides of architectural and structural, so that it is taking into account the aesthetic , functional purposes and to provide comfort and ease and speed of use, the project will include the construction of the well-known elements of nodes, bridges, columns, foundations ... etc.

The project will be designed based on ACI 318 - 14 code, will be used for several engineering programs, such as: AutoCAD 2015, Office 2013, ETABS 2015, SAFE 12, BEAMD, and we will refer to the references used, and in the end will be to provide detailed structural study, calculation and analysis of the loads design and construction plans for the units, in addition to the bills of quantities and calculate the estimated cost of the project.

Table of Contents

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
المصطلحات	xiii

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	أهداف المشروع	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥	المسلمات	٣
١-٦	فصول المشروع	٣
١-٧	إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٤	أهمية موقع المشروع	٨

٢-٥	وصف المساقط الأفقية للمبنى	٩
٢-٥-١	الطابق الارضي	٩
٢-٥-٢	الطابق الاول	٩
٢-٥-٣	الطابق الثاني	١٠
٢-٥-٤	الطابق الثالث	١١
٢-٦	وصف الواجهات	١١
٢-٦-١	الواجهة الشمالية الشرقية	١٢
٢-٦-٢	الواجهة الشمالية الغربية	١٢
٢-٦-٣	الواجهة الجنوبية الشرقية	١٣
٢-٦-٤	الواجهة الجنوبية الغربية	١٣
٢-٦-٥	وصف الحركة	١٤
الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	١٥
٣-١	مقدمة	١٦
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٦
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٧
٣-٣-١	الأحمال	١٧
٣-٣-٢	الأحمال الميتة	١٧
٣-٣-٣	الأحمال الحية	١٨
٣-٣-٤	الأحمال البيئية	١٩
١	الرياح	١٩
٢	الثلوج	٢٠
٣	الزلازل	٢٠
٣-٤	العناصر الإنشائية	٢١
٣-٤-١	العقدات	٢١
	العقدات المصمتة	٢٢
	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٥
٣-٤-٢	الجسور	٢٥

٣-٤-٣	الأعمدة	٢٧
٣-٤-٤	الجدران الحاملة (جدران القص)	٢٨
٣-٤-٥	الأساسات	٢٩
٣-٤-٦	الأدراج	٣٠
٣-٤-٧	فواصل التمدد	٣١

	Structural Analysis & Design	Ch4
32	Introduction	4.1
32	Factored load	4.2
33	Determine of thickness for one way ribbed slab	4.3
33	Topping Design	4.4
33	Design of Topping for Ribbed Slab	4.4.1
34	Load Calculation for Rib R002	4.5
34	One - way ribbed slab	4.5.1
36	Design of Rib (R002)	4.6
38	Design of Rib (R002) Positive Moment	4.6.1
39	Design of Negative Moment for (Rib 002)	4.6.2
40	Design of shear for rib (R002)	4.6.3
41	Design Of beam (B03)	4.7
41	Load calculation of beam (B03)	4.7.1
43	Design of positive moment for beam(B03)	4.7.2
46	Design of negative moments for beam (B03)	4.7.3
48	Design of shear for Beam (B03)	4.7.4
51	Design of long column(C42)	4.8
52	Load Calculation	4.8.1
53	Check Slenderness Effect	4.8.2
56	Design of the Tie Reinforcement	4.8.3
56	Design of stair(1).	4.9
57	Minimum slab thickness for deflection	4.9.1
57	Flight Dead Load computations	4.9.2
57	Landing Dead load computation	4.9.3
58	check for shear strength	4.9.4
59	Design for flexural	4.9.5
61	Design of landings	4.9.6
62	Design of Isolated footing	4.10
62	load calculation	4.10.1
63	shear Design	4.10.2

64	Design for flexural in both direction	4.10.3
65	Design of combined footing.F11	4.11
65	Footing dimensions	4.11.1
66	Shear Design	4.11.2
67	Flexural long –direction	4.11.3
68	Design the flexural reinforcement in the transverse direction	4.11.4
69	Design of Temperature	4.11.5
69	Design of strip Footing	4.12
70	Determination of load	4.12.1
70	Check of One Way Shear	4.12.2
70	Design of Bending Moment	4.12.3
71	Development Length of main Reinforcement	4.12.4
72	Design of Mat Foundation(Mat1).	4.13
72	Design for flexural	4.13.1
76	Design of Shear wall (W26)	4.14
76	Shear Wall Design Parameters	4.14.1
76	Design of the Horizontal reinforcement	4.14.2
78	Design of the Vertical reinforcement	4.14.3
78	Design of bending moment:	4.14.4
79	Design of basement wall (W26):	4.15
79	structural system and loads	4.15.1
80	Design of shear force	4.15.2
81	Design of bending moment	4.15.3
82	النتائج و التوصيات	Ch5
83	النتائج	5.1
84	التوصيات	5.2

	فهرس الجداول	رقم الصفحة
جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٥-٢٠١٦	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٨
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	١٩
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٠

جدول (٤-١)	**Calculation of the total dead load for topping**	٣٣
جدول (٤-٢)	**Calculation of the total dead load for one way rib slab**	٣٦
جدول (٤-٣)	Dead load calculation for flight of stair (1)	٥٧
جدول (٤-٤)	Dead load calculation for landing of stair (1)	٥٧
جدول (٤-٥)	: information about combined footing F11	٦٥

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	موقع قطعة الأرض الخاصة بالمشروع	٧
شكل (٢-٢)	مخطط موقع المشروع	٨
شكل (٢-٣)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	٩
شكل (٢-٤)	المسقط الأفقي للطابق الأول	١٠
شكل (٢-٥)	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١٠
شكل (٢-٦)	المسقط الأفقي للطابق الثالث	١١
شكل (٢-٧)	الواجهة الشمالية الشرقية	١٢
شكل (٢-٨)	الواجهة الشمالية الغربية	١٢
شكل (٢-٩)	الواجهة الجنوبية الشرقية	١٣
شكل (٢-١٠)	الواجهة الجنوبية الغربية	١٣
شكل (٢-١١)	مقطع A-A	١٤
شكل (٢-١٢)	مقطع B-B	١٤
شكل (٣-١)	بعض العناصر الانشائية	٢١
شكل (٣-٢)	البلاطات المصمتة	٢٢
شكل (٣-٣)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه	٢٣
شكل (٣-٤)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٣
شكل (٣-٥)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
شكل (٣-٦)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٥
شكل (٣-٧)	**الجسور المحورة**	٢٦
شكل (٣-٨)	**الجسور المدلاة**	٢٦
شكل (٣-٩)	**احدى أشكال الأعمدة**	٢٧
شكل (٣-١٠)	**جدار القص**	٢٨

شكل (٣-١١)	**الأساس المفرد**	٢٩
شكل (٣-١٢)	**الدرج**	٣٠
شكل (٣-١٣)	فاصل التمدد رقم ١ بالمبنى	٣١
شكل (٤-١)	**Toping of slab**	**34**
شكل (٤-٢)	**One way ribbed slab**	**35**
شكل (٤-٣)	**Typical section in rib slab**	**35**
شكل (٤-٤)	**Rib location**	**36**
شكل (٤-٥)	**spans diagram for rib (R002)**	**37**
شكل (٤-٦)	**Moment diagram for rib (R002)**	**37**
شكل (٤-٧)	**Shear diagram for rib (R002)**	**37**
شكل (٤-٨)	**location of beam (B03)**	**41**
شكل (٤-٩)	**Geometry of Beam (B03)**	**42**
شكل (٤-١٠)	**Moments envelope factored values for Beam (B03)**	**42**
شكل (٤-١١)	**Shear envelope factored values for beam(B03)**	**42**
شكل (٤-١٢)	**Location of column (C42)**	**52**
شكل (٤-١٣)	**Reinforcement of column (C42)**	**56**
شكل (٤-١٤)	**geometry of stair (1)**	٥٦
شكل (٤-١٥)	**Moment and shear diagram for flight of stair 1**	٥٨
شكل (٤-١٦)	**reinforcement detail of stair (1)**	٦٠
شكل (٤-١٧)	**moment and shear diagram for landing of stair (1)**	٦١
شكل (٤-١٨)	**reinforcement detail for landing of stair (1)**	٦٢
شكل (٤-١٩)	**one way shear (beam shear for isolated footing)**	٦٣
شكل (٤-٢٠)	**Tow- way shear (punching shear)**	٦٣
شكل (٤-٢١)	**Top view for Isolated footing**	٦٤
شكل (٤-٢٢)	**geometry of combined footing F11**	٦٥
شكل (٤-٢٣)	**moment and diagram for combined footing F11**	٦٦

شكل (٤-٢٤)	**reinforcement detail of combined footing F11**	٦٩
شكل (٤-٢٥)	**location of strip footing**	٦٩
شكل (٤-٢٦)	**Strip Footing Detail**	٧٢
شكل (٤-٢٧)	**top view for mat foundation mat1**	٧٥
شكل (٤-٢٨)	**reinforcement detail for mat foundation mat (1)**	٧٥
شكل (٤-٢٩)	**shear wall**	٧٦
شكل (٤-٣٠)	**reinforcement detail for shear wall**	٧٩

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non- prestressed tension reinforcement.
- **A_s =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .

- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١.١ المقدمة.

٢.١أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١المسلمات.

٦.١فصول المشروع.

٧.١إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

العلم والعمل من ضرورات الحياة وهما متكاملان فالمجتمع لا ينمو ولا ينهض ولا يتطور اذا افتقر للتعليم وهنا نحن نتكلم عن التعليم التقني الذي يكسب الفرد مهنة او حرفة تساعده على كسب رزقه وتساهم في بناء وتطوير المجتمع ,من هنا جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مبنى كلية فنون كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

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 المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة 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 لمبنى كلية فنون يتكون من أربعة طوابق،حيث سيتم اختيار النظام الانشائي المناسب وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

٢.١ أهداف المشروع

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

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

١.٣ مشكلة المشروع

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

١.٤ حدود مشكلةالمشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني من السنة الدراسية ٢٠١٤-٢٠١٥ و الأول من السنة الدراسية ٢٠١٥-٢٠١٦ خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول .

١.٥ المسلمات

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe, Etabs , Sap 2000).
٣) برامج أخرى مثل&Microsoft office Word & Power Point Autocad 2015.

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على اربعةفصول وهي:

١- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
٢- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٧.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنىوكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

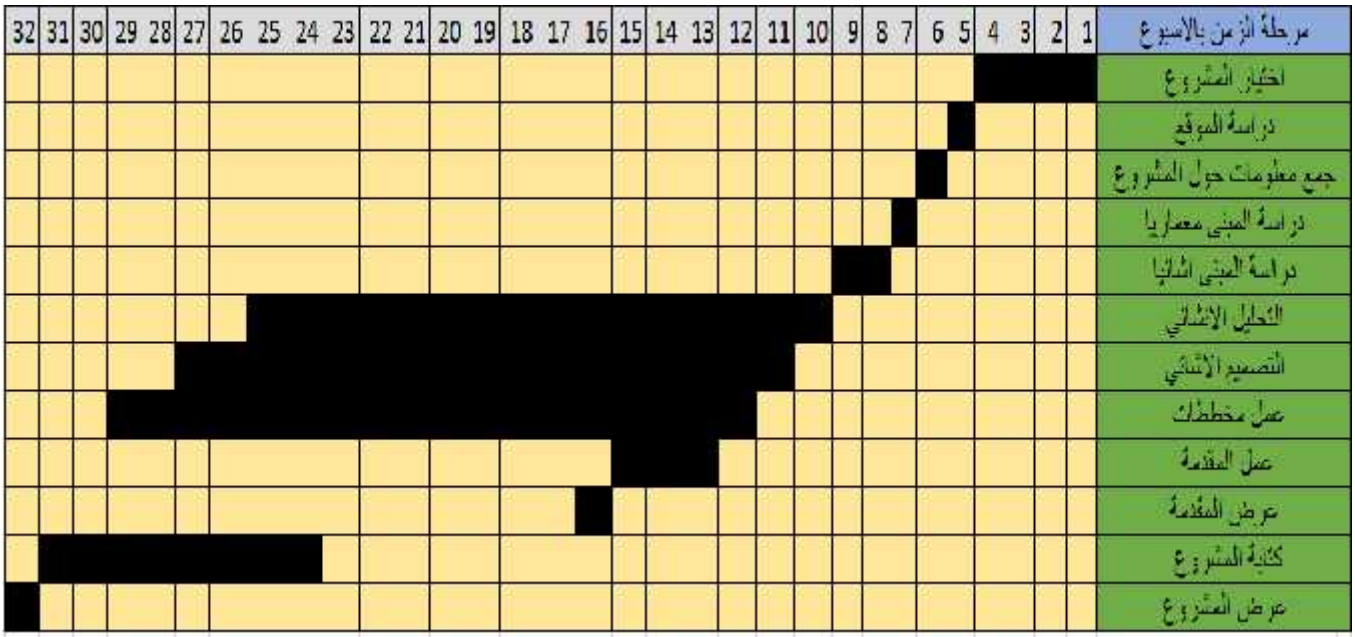
٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

دول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية(2015- ٢٠١٦)



الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ أهمية الموقع.

٥.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٦.٢ وصف الواجهات.

١.٢ مقدمة .

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأسلس ومن ثم إلى التربة.

٢.٢ لمحة عن المشروع .

المشروع عبارة مبنى يحتوي مكاتب إدارية ومكاتب مدرسين وقاعات تدريس بالإضافة الى مسرح وكافتيريا ، ويوجد أيضا مرسم ومختبرات حاسوب، ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

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

يتكون المبنى من طابق ارضي وطابق أول وطابق ثاني وطابق ثالث على جزء من قطعة أرض مساحتها ٩.٥ دونما، ومساحة الطابق الأرضي ٣٥٣٦ متر مربع والطابق الأول ٣٤٢٨ متر مربع والطابق الثاني ٣٢٥٠ متر مربع والطابق الثالث ١١٢٢ متر مربع أي أن المساحة الكلية للبناء هي ١١٣٣٦ مترمربع .

٣.٢ موقع المشروع .

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تتعلق بذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقد تم اختيار منطقة وادي الهرية _الخليل في الأرض المحاذية لمبنى كلية الهندسة والتكنولوجيا لجامعة بوليتكنك فلسطين لتنفيذ هذه الكلية ، حيث تمتاز هذه المنطقة بسهولة الوصول اليها وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض و وجود كافة الخدمات الرئيسية والبنية التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع ، وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي ٩.٥ دونم.

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (٢-١) والشكل (٢-٢) ، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية وحركة الشمس والرياح.

الشكل (٢-١): موقع قطعة الارض الخاصة بالمشروع .

٤.٢ أهمية الموقع .

تكمن اهمية هذا الموقع الكائن بالقرب من جامعة بوليتكنك فلسطين بوادي الهرية _الخليلفي انه يشكل حلقة ربط بين كليات جامعة بوليتكنك فلسطين ,اذ أنها تقع بالمنتصف ويمكن اعتبارها تابعة للجامعة بالإضافة الى سهولة الوصول اليها فهناك اكثر من شارع رئيسي يخدم ذلك الموقع .

الشكل (٢-٢) مخطط الموقع العام للمشروع

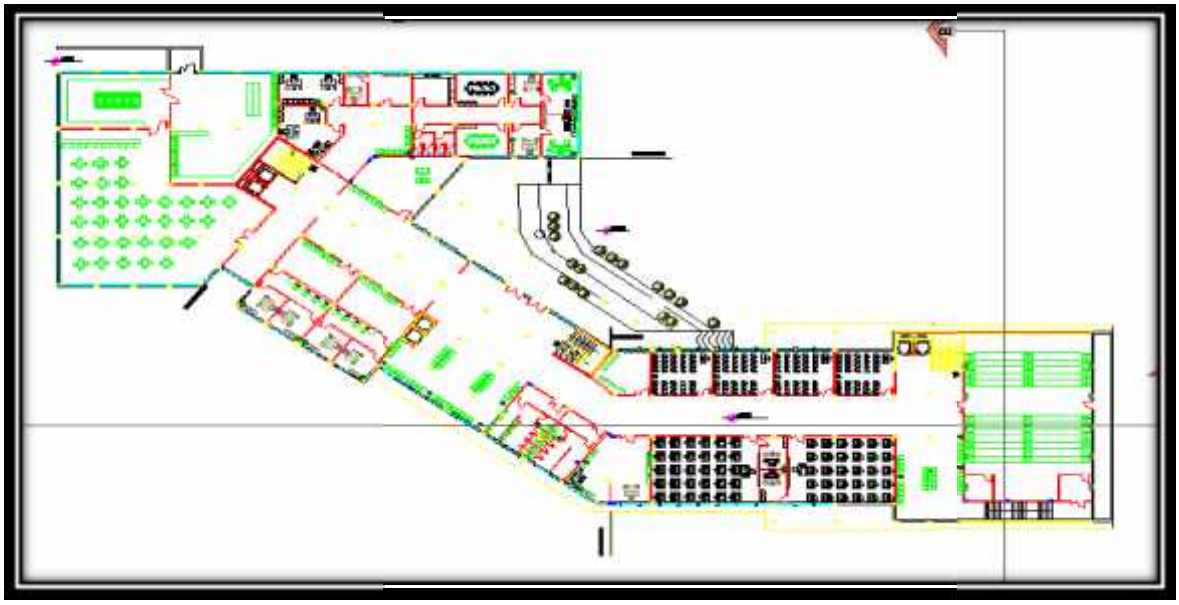
وإن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية :-

١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع ,واستكمالا لمشاريع تطوير الجامعة.
٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣) حيوية المنطقة .
٤) سهولة الوصول إلى الموقع.
٥) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

٢.٥ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

١.٥.٢ الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة هذا الطابق ٣٥٣٦ متر مربع الشكل(٢-٣) ، ويحتوي قاعة طعام كبيرة (كفتيريا) ويحتوي على مطبخ وحمامات،كما يحتوي على مكاتب مدرسين ومراسم وأيضا بالإضافة الى ذلك فانه يحتوي على المسرح المدرج والذي يكون منسوبه اقل من منسوب هذا الطابق ب ٣.٣٠متر ومنسوب هذا الطابق ٠,٣٠ عن سطح الارض (٠,٠) ومنسوب سقف المسرح هو ٣.٩٠ متر عن سطح الارض، وله مدخل من الطابق الارضي نفسه كما ان مدخلالطابق الارضي الرئيسي من جهة الشمال الشرقي للمشروع (الواجهة الرئيسية)ويتضمن الطابق عدة مداخل.



الشكل(٢-٣) المسقط الأفقيللطابق الارضي .

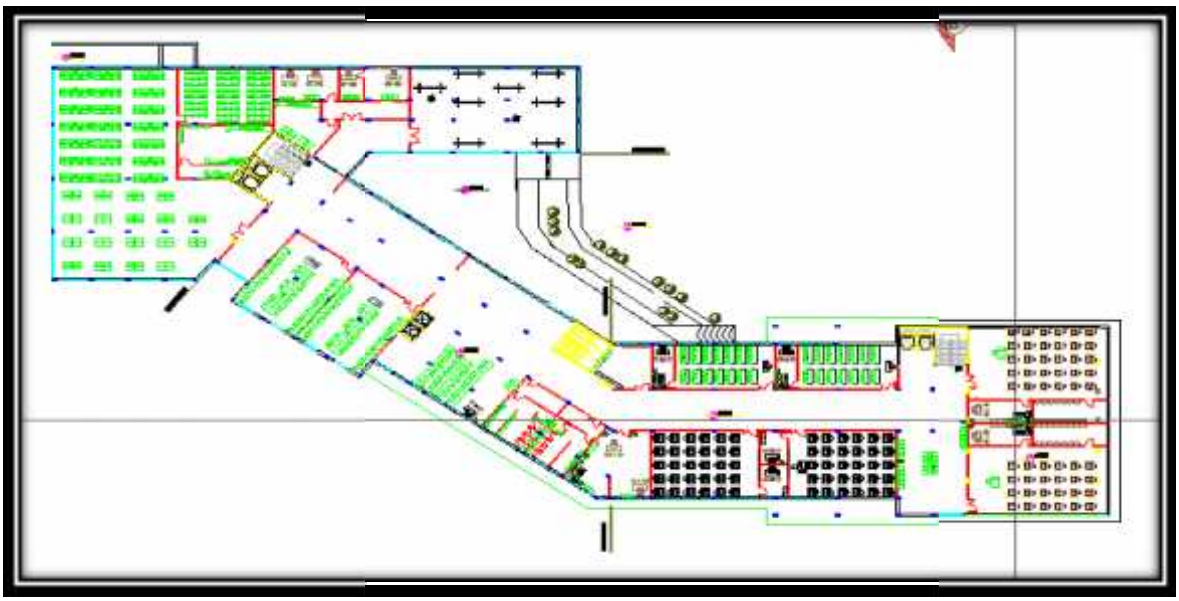
٢.٥.٢ الطابق الاول :

تبلغ مساحة الطابق الاول ٣٤٢٨ متر مربع ومنسوبه هو ٤.٢٥ متر عن منسوب ٠.٠٠ ، وهو يحتوي على العديد من الخدمات التي تخدم الطلاب والتي تحقق الهدف من المشروع كقاعات التدريس والمختبرات والمراسم ومكاتب المدرسين والحمامات وتوجد الادراج والمصاعد الكهربائية للربط بين الطوابق وسهولة التنقل والحركة بين الطوابق (الشكل ٢-٤).

الشكل (٢-٤)المسقط الافقي للطابق الاول .

٣.٥.٢ الطابق الثاني :

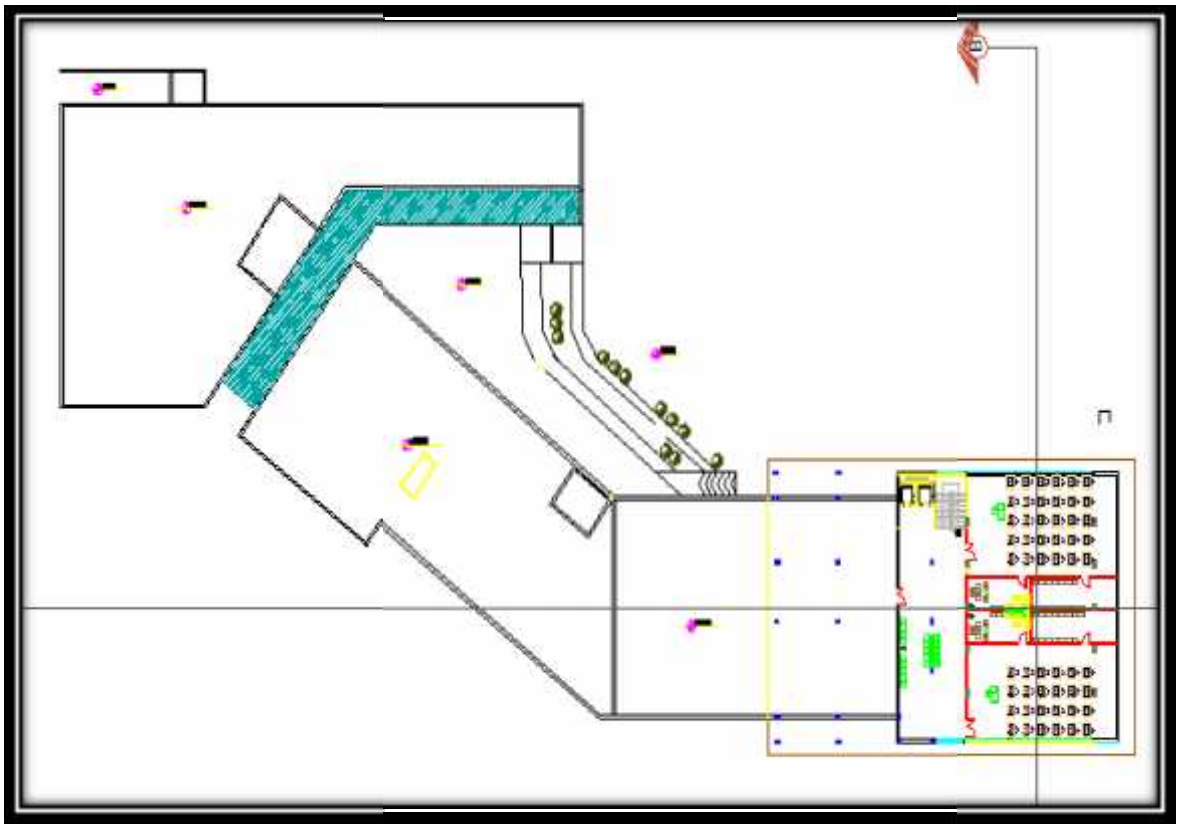
وتبلغ مساحة هذا الطابق ٣٢٥٠ متر مربع ويحتوي هذا الطابق على مكاتب ادارية وهو قسم منفصل عن باقي الطابق الذي يحتوي على قاعات تدريس وحمامات ومكاتب مدرسين ومرلسموخصص ايضا لأغراض القراءة والمطالعة فهو يحتوي على مكتبة كبيرة ، ومنسوب الطابق هو ٨.٢٠ متر وهناك مصاعد لتسهيل الحركة والتنقل بين الطوابق الشكل(٢-٥) .



الشكل(٢-٥) المسقط الافقي للطابق الثاني .

٤.٥.٢الطابق الثالث :

هناك تراجعات في المبنى من حيث المساحةكما لاحظنا بالطوابق السابقة وتبلغ مساحة هذا الطابق ١١٢٢ متر مربع، وهذا الطابق خصص لأغراضقاعات تدريس وخدماتها ومنسوب سقفه ١٢.١٥ متر عن منسوب الارض.



الشكل(٢-٦) المسقط الافقي للطابق الثالث .

٦.٢ وصف الواجهات .

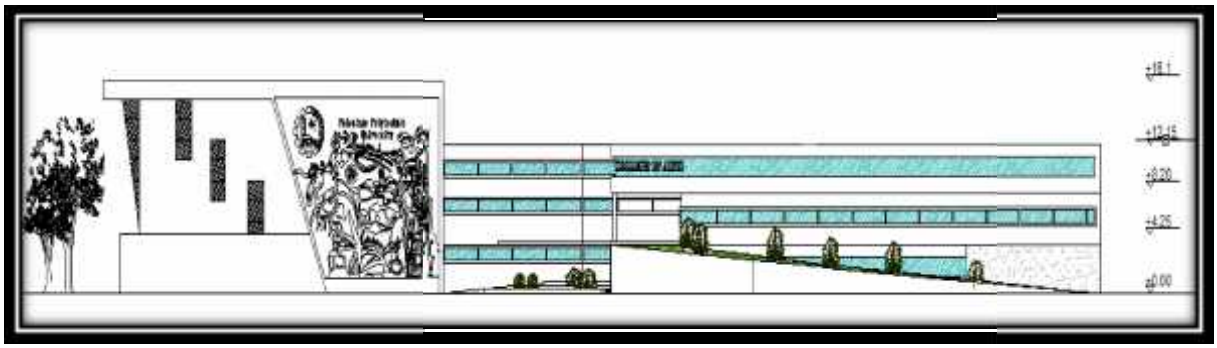
لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

١,٦,٢: الواجهة الشماليةالشرقية:

الشكل (٢-٧) :الواجهة الشمالية الشرقية.

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى **الشكل** (٢-٧) . والناظر لهذه الواجهة يرى التصميم المعماري للواجهات من حيث وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ **تعدد انواع القطع الحجرية** ووجود الديكور في المدخل مما يميز الواجهة الرئيسية من جهة وقطع الملل من جهة أخرى.. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

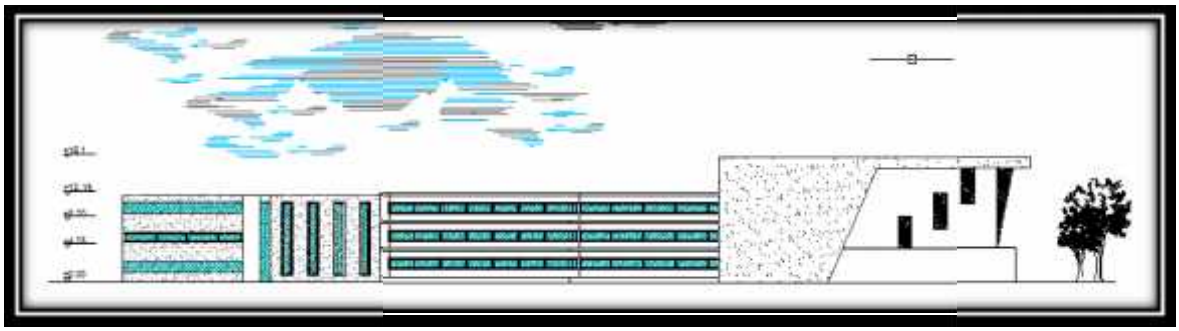
٢,٦,٢ : الواجهة الشمالية الغربية :



الشكل رقم (٢- ٨) الواجهة الشمالية الغربية

يظهر بهذه الواجهة مداخل ثانوية للمبنى و يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات **المستخدمة و استخدام عدة انواع من الحجر**. واستخدام الزجاج بشكل كبير وبأنواع مختلفة كما يظهر بالواجهة **وجود النباتات واللي تعطي** ارتياح نفسي لمستخدمين المبنى .

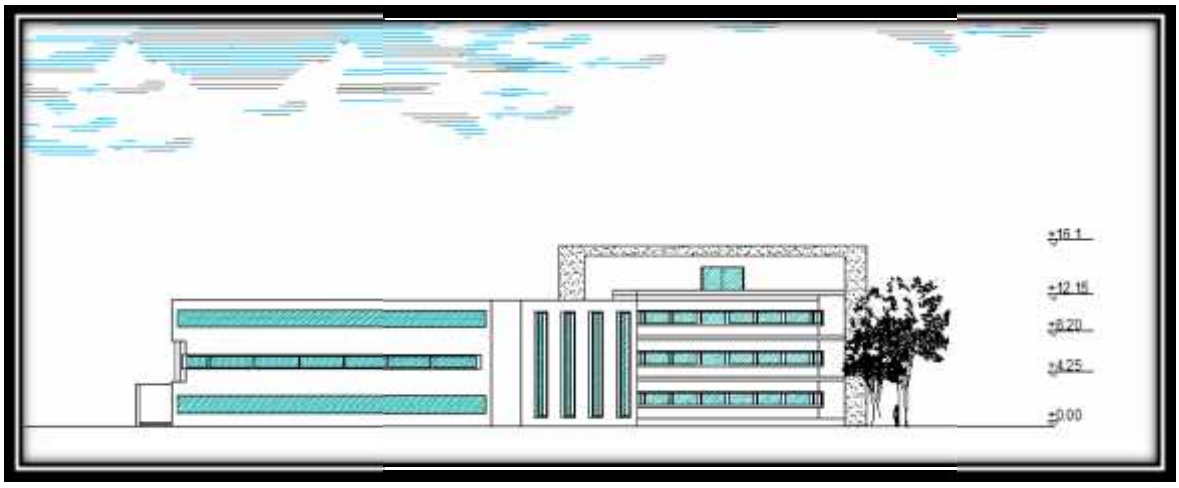
٣,٦,٢ : الواجهة الجنوبية الشرقية :



الشكل رقم (٢-٩) الواجهة الجنوبية الشرقية

ان الناظر لهذه الواجهة يلاحظ يلاحظ ان السطح المبنى له نفس المنسوب وذلك لاستغاله في عمل استراحة للطلبة مع وجود مظلة تغطي جزء منه وهو ما اضفى عليها جمالا. كما يلاحظ اختلاف اشكال الفتحات الذي بدوره يقضي على الملل .

٤,٦,٢ : الواجهة الجنوبية الغربية :



الشكل (٢-١٠) الجنوبية الغربية

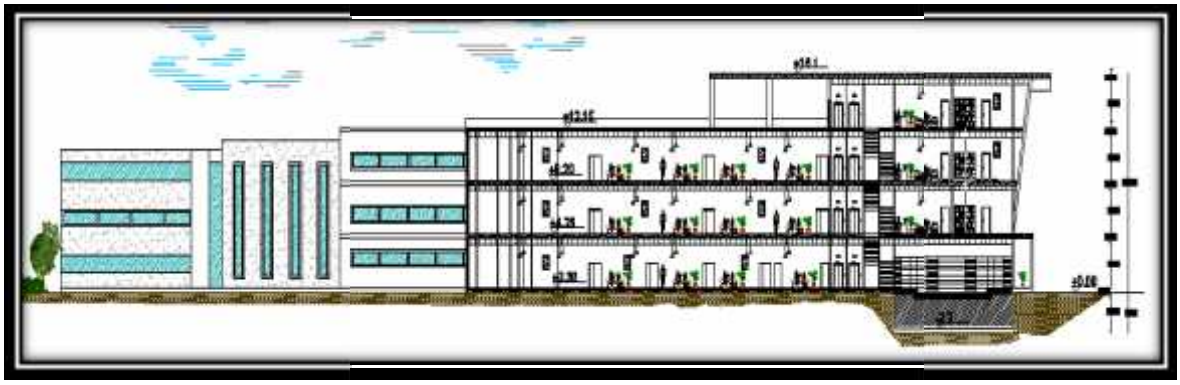
ان الناظر لهذه الواجهة يلاحظ يلاحظ ان السطح المبنى له نفس المنسوب وذلك لاستغاله في عمل استراحة للطلبة مع وجود مظلة تغطي جزء منه وهو ما اضفى عليها جمالا. كما يلاحظ اختلاف اشكال الفتحات الذي بدوره يقضي على الملل .

٥,٦,٢ وصف الحركة:

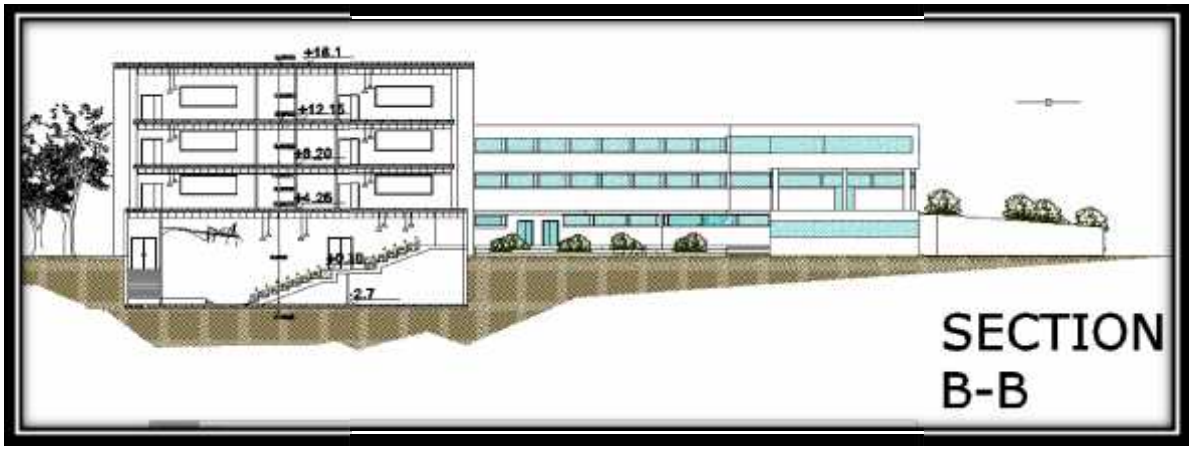
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المبنى نفسها؛ فالحركة من خارج الكلية إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين : حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الادراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .

وهذا ما يوضحه الشكل (٢-١١ ، ٢-١٢) .



الشكل (٢-١١) مقطع A-A



الشكل (٢-١٢) مقطع B-B

الفصـــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى.

٤.٣العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

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

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى

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

١.٣.٣الأحمل

إنالأحمال هي المؤثر الذي يتلقاه أي منشأ من داخله او من الوسط المحيط به ؛ وكل منشأ حسب طبيعته يخضع لأنواع وإشكالمختلفة من الاحمال التي تكون مختلفه تبعا لمصدرها .

يتعرض المنشأ خلال حياته إلى أحمال مختلفة، وتكون وظيفة الجملة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان.

إن أهم الأحمال التي يجب أخذها بالحسبان أثناء التصميم هي الأوزان الميتة والحية بالدرجة الأولى ويليها الأحمال غير الوزنية مثل الرياح والزلازل ثم التأثيرات الأخرى.

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

٢.٣.٣الأحمال 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 (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	١٥
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	الكافتيريا	٢.٠
2	المخازن	5.0
3	الممرات والادراج	٥.٠
٤	المطاعم وصالات	5.0
٥	منصات المسرح	7.5
٦	قاعات المعدات	٢.٠
٧	مكاتب الإستعلام	2.5
٨	القاعات التدريسية	3.0

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

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

٢- الثلوج

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

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

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

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

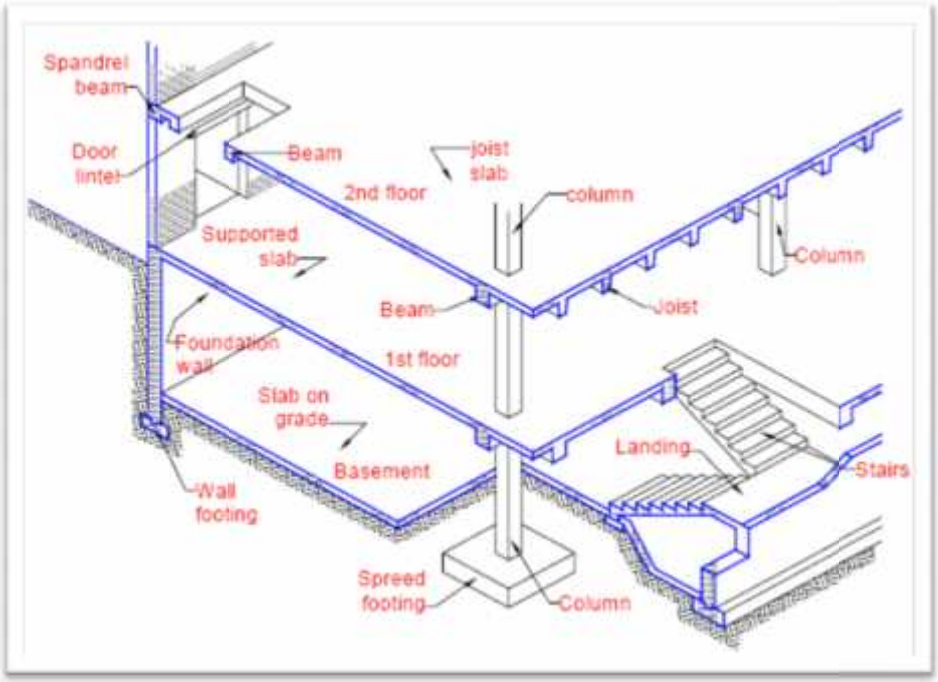
علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

٣. الزلازل

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

٣.٤ العناصر الإنشائية

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



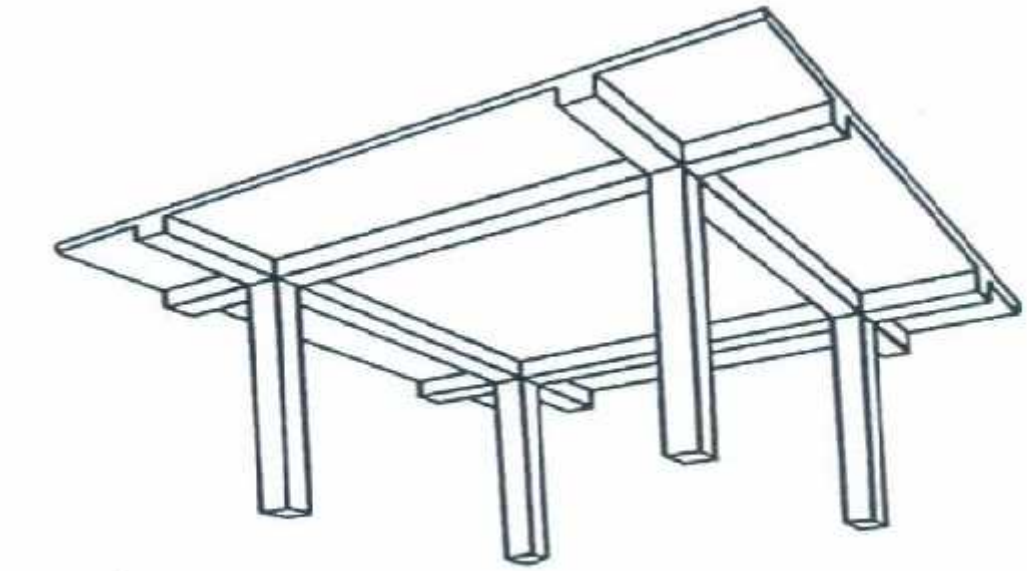
الشكل (٣-١) : يوضح بعض العناصر الانشائية في المبنى .

١.٤.٣ العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

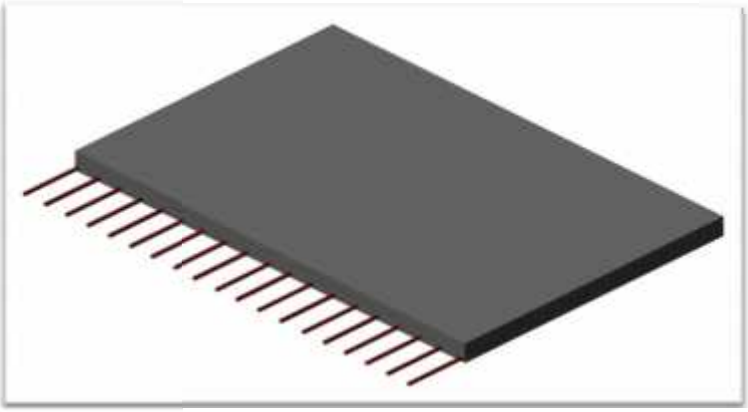
١- العقدات المصمتة (Solid Slabs)



الشكل(٣-٢): البلاطات المصمته .

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

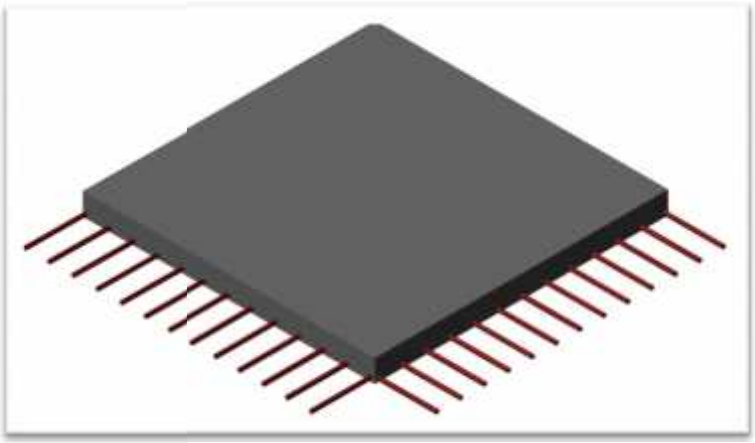
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنبا لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة كما فيالشكل (٣-٣)



الشكل(٣-٣): لعقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٤).



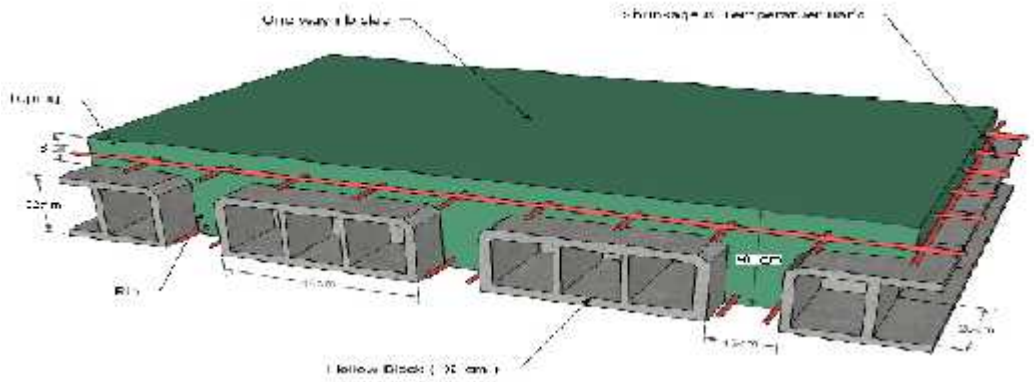
الشكل(٣-٤): لعقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٢- العقدات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

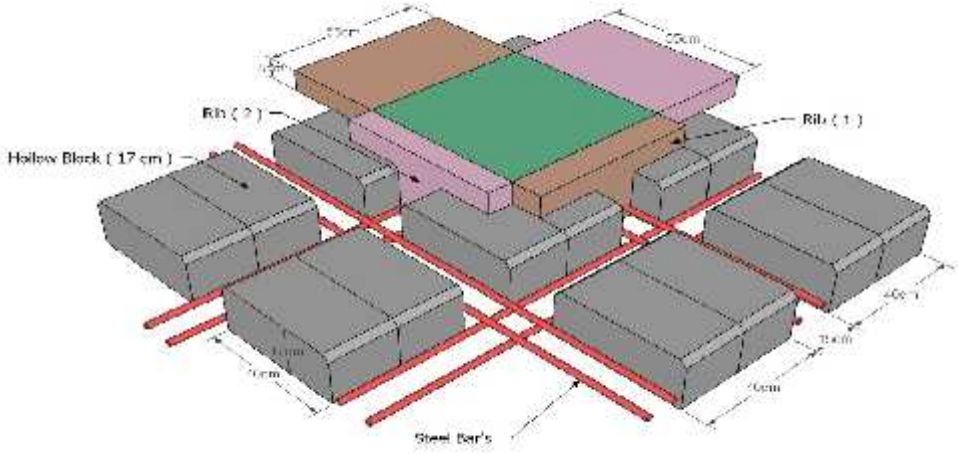
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوبيليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد وتتميز بخفة وزنها وفعاليتها كما هو مبين في الشكل (٥-٣).



الشكل (٣-٥): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

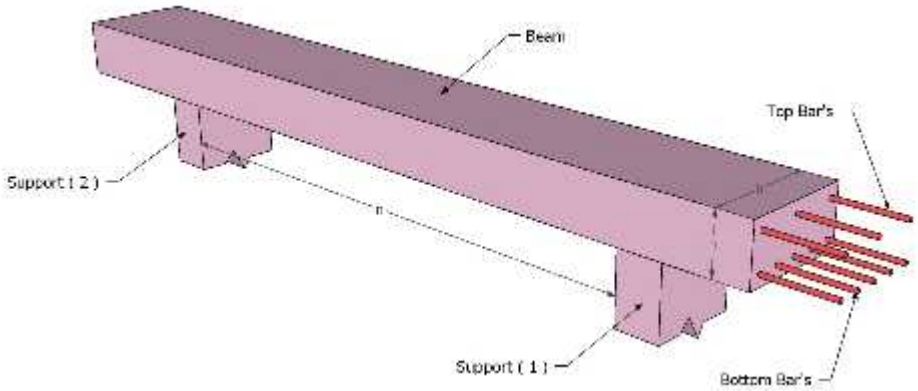
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٦-٣).



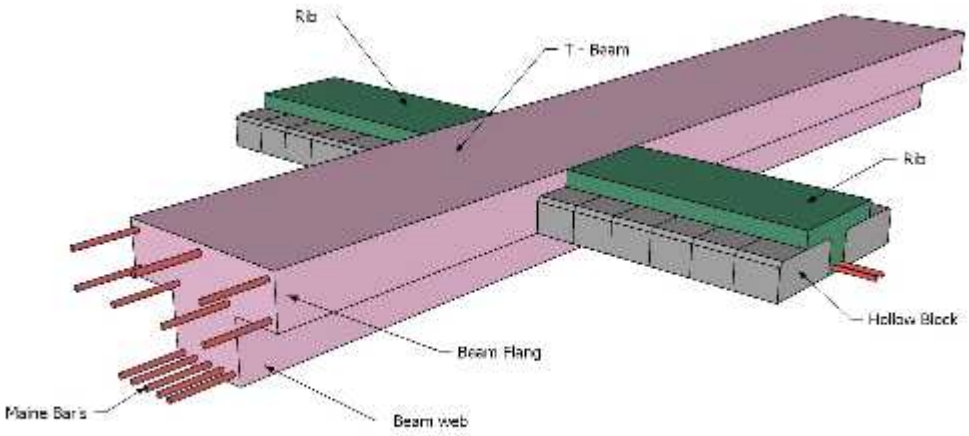
الشكل (٣-٦): عقدات العصب ذات الاتجاهين

٣.٤.٢الجسور :

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



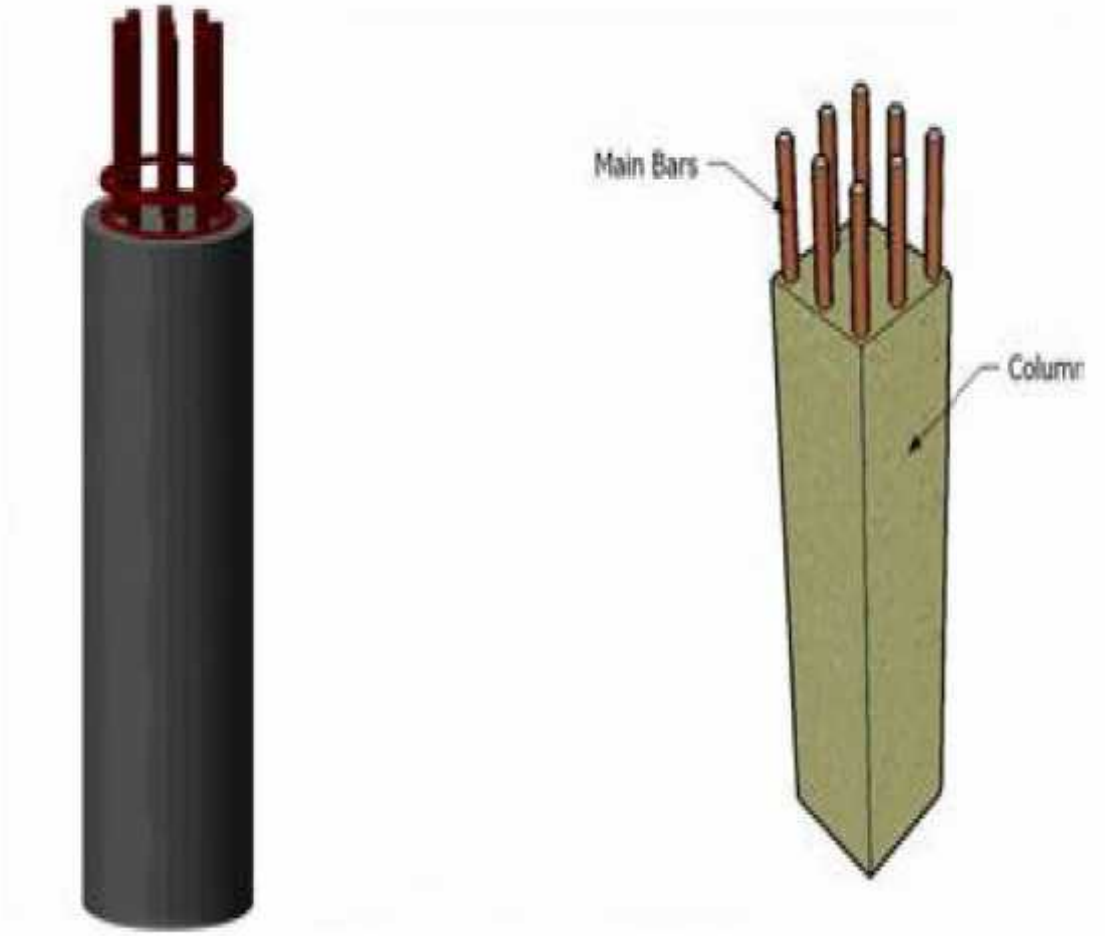
الشكل (٣-٧) الجسور المسحورة



الشكل (٣-٨) أشكال الجسور المدلاة.

٣.٤.٣ الأعمدة:

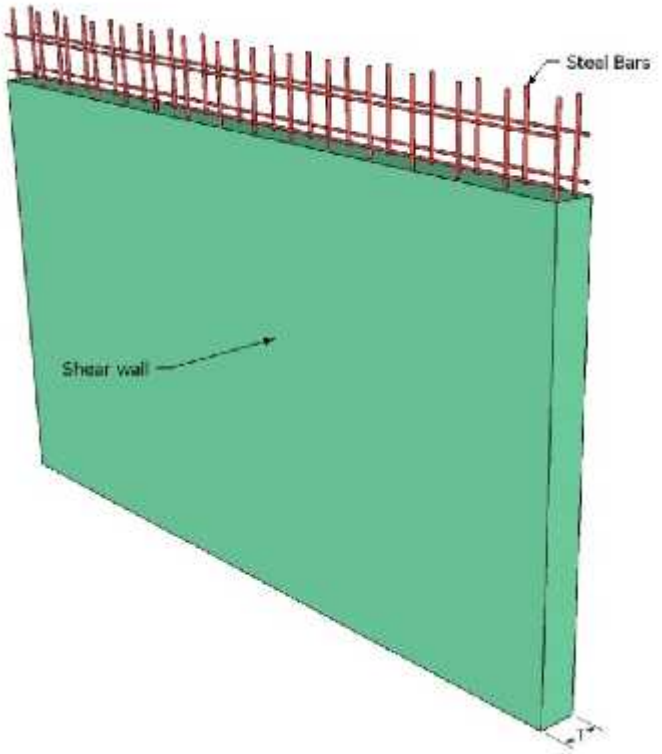
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٩): احدى لشكل الأعمدة.

٣.٤.٤الجدران الحاملة (جدران القص):

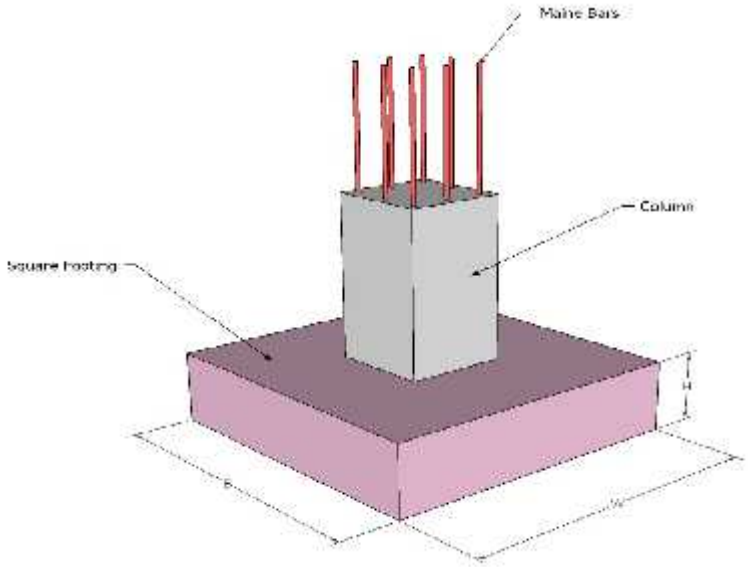
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى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



الشكل (٣-١٠): جدار القص.

٣.٤.٥الأساسات:

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

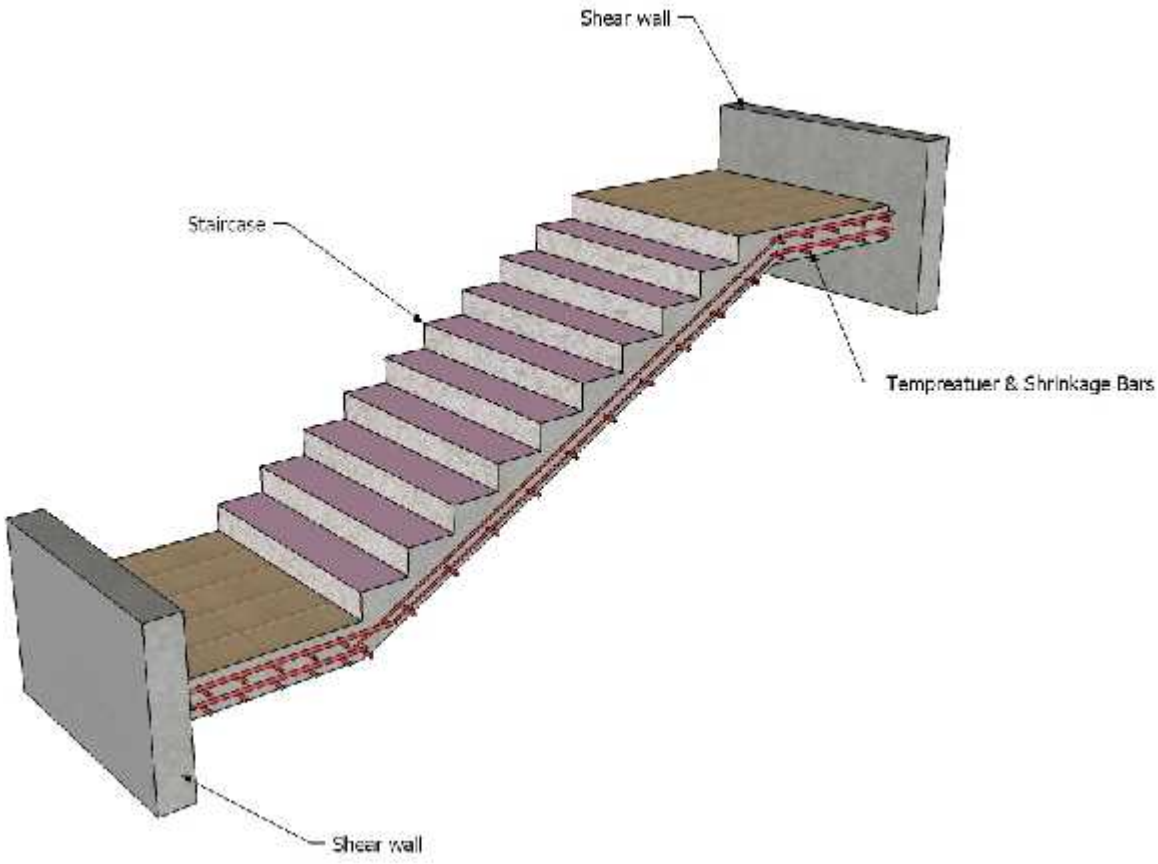


الشكل (٣-١١) : الأساس المفرد

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 بناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٣.٤.٦الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-١٢) يبين مقطع عام للدرج.



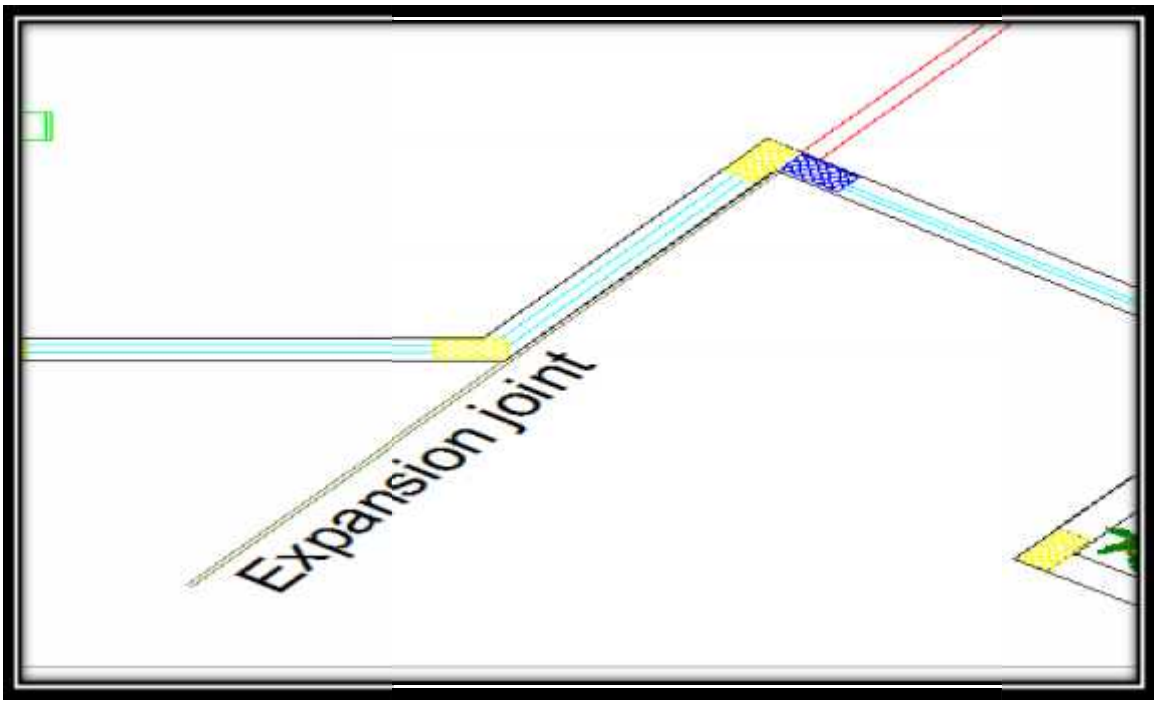
الشكل (٣-١٢): الدرج .

٣.٤.٧ فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

- من ٤٠ إل 55م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتليةكالحوائطالإسنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلي تمدد في المشروع كما توضح الاشكال التالية :



الشكل (٣-١٣): فاصل التمدد رقم ١ بالمبنى

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness of one way rib slab.

4 – 4Topping Design.

4 – 5 Load Calculation for Rib (R002).

4 – 6 Design of rib (R002) in the firstfloor slab.

4 – 7 Design of Beam (B03) in the firstfloor.

4–8 Design of long column (C46).

4–9 Design of stair (1).

4 –10 Design of Isolated footing.(F13)

4 –11 Design of combined footing.(F24)

4 –12 Design of strip footing.

4 –13 Design of Mat Foundation (Mat1).

4 –14 Design of shear wall.(SH3)in PartB.

4 –15 Design of basement wall.

4.1: Introduction

In This Project, there are two types of slabs: one-way solid slabs and one-way ribbed. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some 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-code.

NOTE:

*****Concrete B300 ……. {fc'= 24 N/mm^2 (MPa)}.

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

4 .2: Factored Loads.

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

$q_u = 1.2\ DL + 1.6\ LL$ *ACI – 318 - 14*

4.3 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed 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):

-The maximum span length for simply support (for ribs):

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{4007}{16} = 250.44mm \quad \textit{ACI-318-14}$$

-The maximum span length for one- end continuous (for ribs):

$$h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{6400}{18.5} = 345.94mm$$

-The maximum span length for both -end continuous (for ribs):

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{6770}{21} = 322.38m$$

Take slab thickness h=350 mm > 345.94mm.

h =35 cm (27cm Hollow block + 8cm Topping).

4.4Topping Design:

4.4.1 Design of Topping for Ribbed Slab:

Topping in one way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meterwidth** and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

Table 4.1 (Dead load calculation for topping)

Dead load from:	H * Ơ* 1	**KN/m**
Tiles	0.03*23*1	**0.69**
mortar	0.02*22*1	**0.44**
Coarse sand	0.07*16*1	**1.12**
topping	0.08*25*1	**2**
partitions	2*1	**2**
	∑	**6.25**

Live load calculation=5*1=5 KN/m

Total factor load:

Wu = (1.2 * 6.25) + (1.6 * 5) = 13.1 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 13.1 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

Mu = $\frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.1 * 0.4^2}{12}$ = 0.174 KN.m/m of strip width.

ΦMn ≥ Mu - strength condition,

Where Φ=0.55 - for plain concrete.

$Mn = 0.42 * \sqrt{f'_c} * S_m$ *ACI-318-14*

Where Sm for rectangular section of the slab:

$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 * 80^2}{6}$ = 1066666.67mm^3.

Mn = 0.42*$\sqrt{24}$*1066666.67*10^{-6}= 2.195KN.m

ΦMn = 0.55 * 2.195= 1.207KN.m

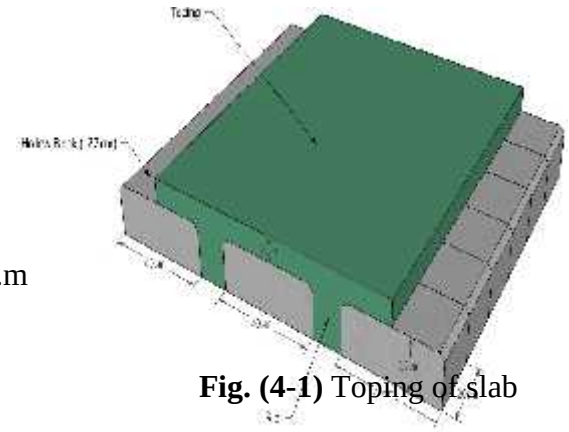


Fig. (4-1) Toping of slab

Φ Mn = 1.207 KN.m>> Mu = 0.174 KN.m

*No reinforcement is required by analysis. Provide $A_{s,\ min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{Shrinkage}$ =0.0018 *ACI-318-14*

As = ρ * b * t = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2/m strip

Try Φ8with As = 50.27mm^2.

Bar numbers n=$\frac{A_S}{A_{S\Phi 8}} = \frac{144}{50.27}$=2.87

Use 3Φ8/m with A_s=150.8mm^2/m stripor Φ8@300mm in both direction.

Step(s) is the smallest of:

1. 3h =3*80= 240mm – control.
2. 450mm.
3. S= 380 ($\frac{280}{fs}$)-2.5C_c=380($\frac{280}{\frac{2}{3}420}$) $- 2.5 * 20 = 330\ mm$.
4. S ≤ 380 ($\frac{280}{fs}$)=300($\frac{280}{\frac{2}{3}420}$)=300mm.

Take ⊂8@200mm in both directions. S = 200mm.

4.5: Load Calculation for RibR002:

4.5.1: 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:

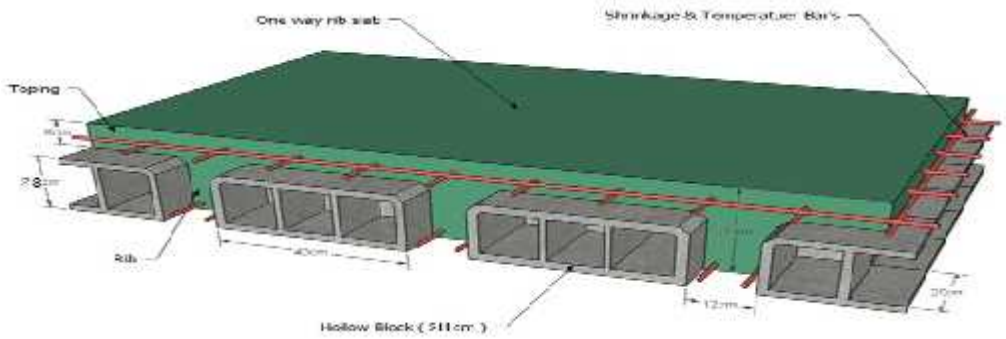


Fig. (4-2) One way rib slab

The effective Flange width (be) is the smallest of:

(a) be ≤ $\frac{ln}{4}$= $\frac{(3486-800)}{4}$=671.5mm.

Where l_n is taken here as the smallest clear span of the rib.

(b) be ≤ b_w +16*$h_{f=}$ 120+16*80=1400 .

(c) be ≤ center to center spacing between adjacent beams

=400+120= 520 *** control .

Take be =520mm.

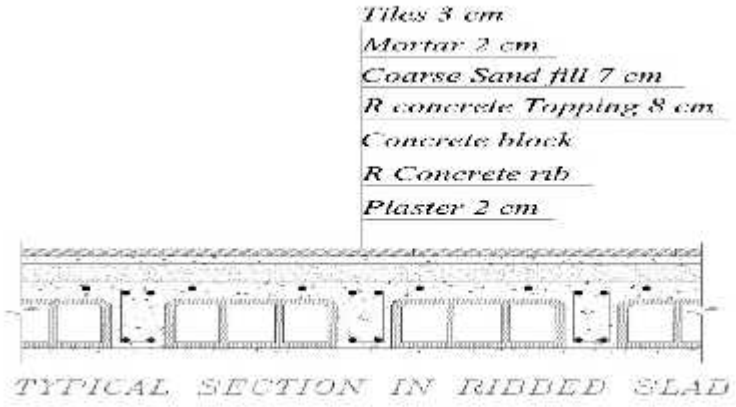


Fig. 4-3 (Typical section in rib slab)

Table 4.2: Dead load calculation for Rib (R002)

No.	material	H*σ	Kn/m
1	Tile	0.03*23*0.52	0.359

2	Mortar	0.02*22*0.52	0.229
3	Sand	0.07*16*0.52	0.583
4	Topping	0.08*25*0.52	1.04
5	Rib	0.12*0.27*25	0.81
6	Block	0.27*0.4*15	1.62
7	Plaster	0.02*22*0.52	0.229
8	partition	2*0.52	1.03
		∑ =	5.9 KN/m

Live load calculations:

LL= 5*0.52 =2.6 KN/m.

Dead load / rib: DL= 5.9 KN/m.

Live Load /rib: LL = 2.6 KN/m.

4.6 Design of Rib (R002):

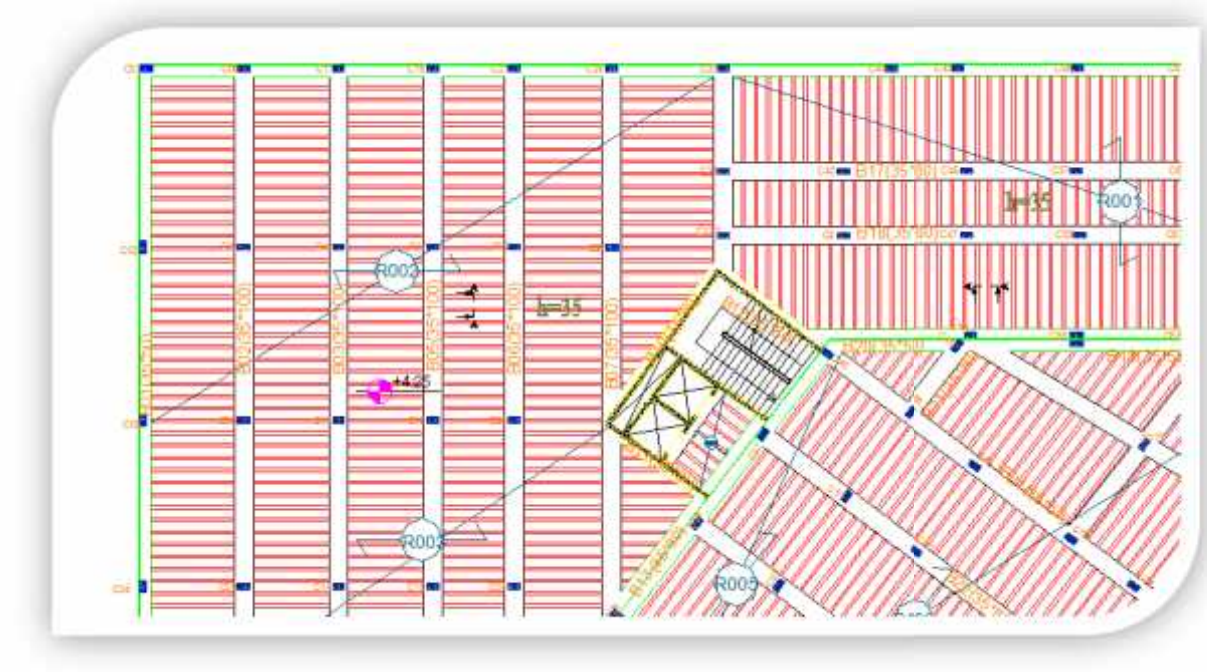


Fig.(4-4) Rib location.

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

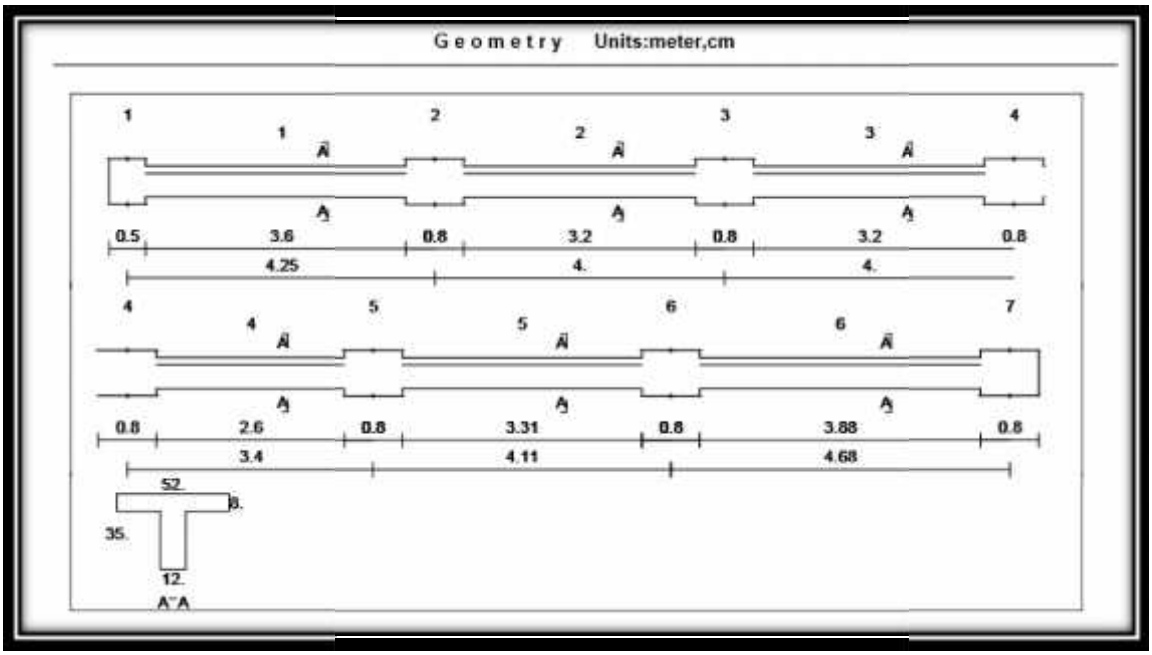


Fig. (4 - 5) Spans length and section of rib (R002).

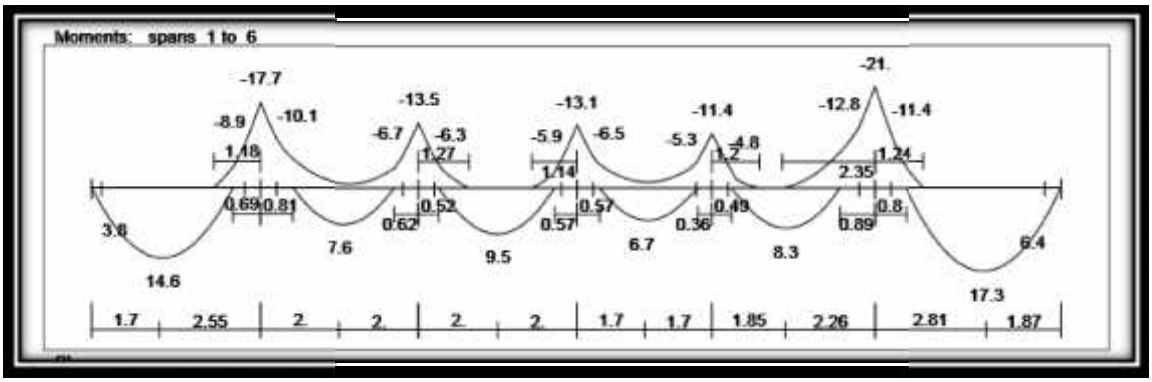


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (R002)-(KN.m).

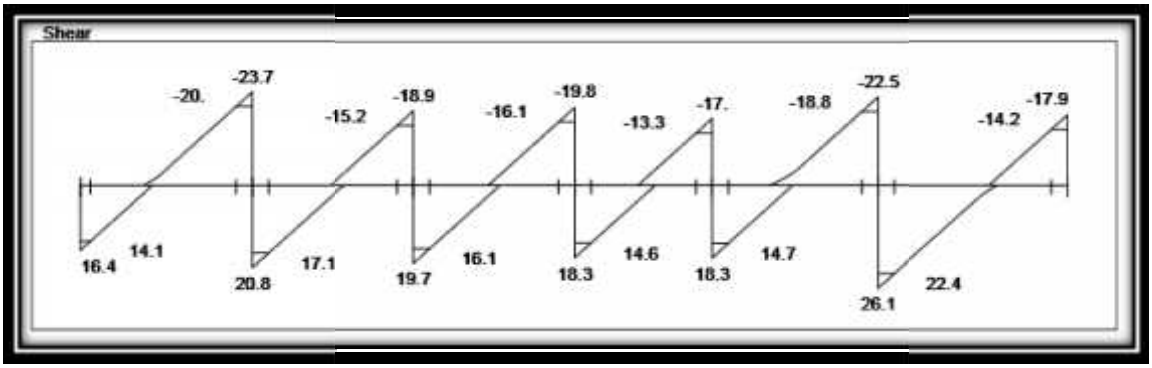


Fig. (4 - 7) Shear diagram for rib (R002)-(KN).

4.6.1 Design of Rib (R002) Positive Moment:

Mnf=0.85*f'_c * b*hf*(d-hf/2)

Mnf=0.85*24*520*80*(314-40)=232.53**kN.m**

Mnf>>Mu/ϕ=17.3/0.9=19.22**kN.m**

Design section as rectangular

Assume bar diameter Φ12 for main positive moment reinforcement.

d= h- cover – $d_{stirrups}$- $\frac{d_b}{2}$= 350-20-10-6=314mm.

»Mu max positive for span = +17.3kN.m

$R_n=\frac{Mu}{\Phi b d^2}=\frac{17.3*10^6}{0.9*520*314^2}$ = 0.3749MPa.

$m=\frac{f_y}{0.85*f'_c}=\frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}}\right)=\frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*0.3749*20.588}{420}}\right)$

=0.000901

A_s =**ρ***b*d = 0.000901*(520) *(314) = 147.12mm^2

*Check for $A_{s,\ min}$:

$A_{smin}=0.25*\frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)}*(b_w)*(d)$ *ACI-318* -14

$A_{s\ min}=0.25\frac{\sqrt{24}}{420}*(120)*(314)$ =109.88 mm^2.

$A_{smin}=\frac{1.4}{(f_y)}(b_w)(d)$

$A_s=\frac{1.4}{420}(120)(314)$ =125.6 mm^2. - Control

A_s=147.12mm^2> $A_{s,\ min}$ = 125.6 mm^2

Use 2Φ10 with A_s =157 mm^2> $A_{s\ req}$= 147.12 mm^2. -OK

* Check for Strain:

$a=\frac{A_s*f_y}{0.85*f'_c*b}=\frac{157*420}{0.85*24*520}=6.216mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.216}{0.85} = 7.313\ mm$$

ε_s= 0.003* ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003* ($\frac{314-7.313}{7.313}$)= 0.1258 > 0.005

Ok…

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib002):

The maximum negative moment at the face of support Mu **= -12.8kN.m**

Assume bar diameter Φ12 for main negative moment reinforcement.

d= h- cover – d $_{stirrups}$- $\frac{d_b}{2}$= 350 – 20 – 10 - 6= 314mm.

m = 20.588

$R_n = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{12.8*10^6}{0.9*120*314^2}$ = 1.1926MPa.

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.1926*20.588}{420}}\right)$

=0.002928

A_s =**ρ***b*d = 0.002928*(120) *(314) = 110.32mm^2

*Check for $A_{s,\ min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}١٤$$

$A_{s\ min}$= $0.25\frac{\sqrt{24}}{420} * (120) * (314)$ =109.88 mm^2.

$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\ (d)$

A_s = $\frac{1.4}{420}(120)\ (314)$ =125.6 mm^2. - Control

A_s=110.32mm^2< $A_{s,\ min}$ = 125.6 mm^2

A_s=$A_{s,\ min}$ = 125.6 mm^2

Use 2Φ14 with A_s =307.8 mm^2> $A_{s\ req}$= ١٢٥.٦ mm^2. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s*f_y}{0.85*f'_c*b} = \frac{307.8*420}{0.85*24*120} = 52.8mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{52.8}{0.85} = 62.12\ mm$$

ε_s= 0.003* ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003* ($\frac{313-62.12}{62.12}$)= 0.012 > 0.005 Ok…

4.6.3 Design of shear for rib (٠٠٢):

ACI – 318 – Categories for shear design:

The maximum shear force at the distance d from the face of support

$V_{u\ max}$ = ٢٢.4kN

Use Φ8 with two legs

$V_c = (1.1)*\frac{1}{6}* \sqrt{f_c'} * b_w * d = (1.1)*\frac{1}{6}*\sqrt{24} *120*314*10^{-3}$ =33.842 KN.

ΦV_c =0.75*33.84 =25.38 KN.

$V_{s\ min} = \frac{1}{16}* \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{16}*\sqrt{24} *120*314*10^{-3}$ = 11.53 KN

$V_{s\ min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} *120*314*10^{-3}$ = 12.56 KN … control.

1- $\frac{1}{2}\Phi V_c = \frac{1}{2}$ * 25.38 = 12.69KN < $V_{u\ max}$ = ٢٢.4kN

2- ΦV_c =25.38 KN > $V_{u\ max}$ = ٢٢.4kN… control ….

$\frac{1}{2}\Phi V_c$ =١٢.٦٩ KN < $V_{u\ max}$ = ٢٢.4kN<ΦV_c =٢٥.٣٨.

Noshear reinforcement is provided.

But used Minimum shear reinforcement.

Use 2 legs Φ8 : $Av_{provided}$ =2*50=100mm^2.

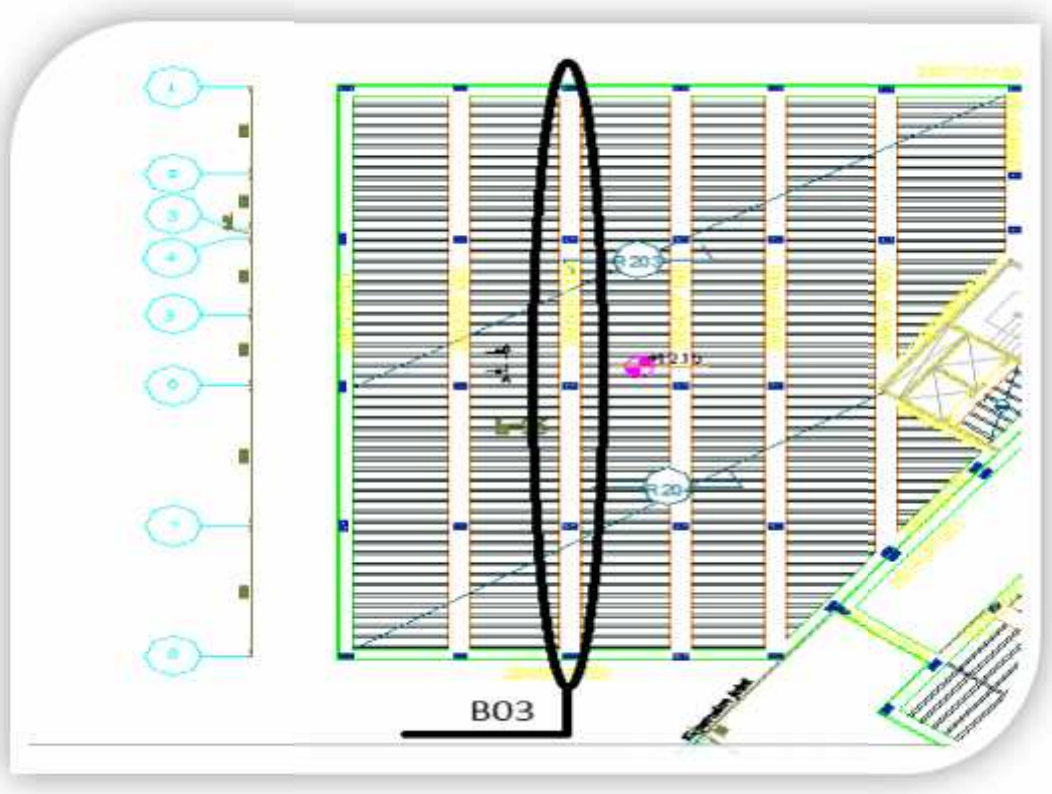
$S_{req} = \frac{3Av*fyt}{bw} = \frac{3*100*420}{120}$=1050mm.

$S_{req} = \frac{16Av*fyt}{bw*\sqrt{fc'}} = \frac{16*100*420}{120*\sqrt{24}}$ =1143mm.

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2}$ =157 … control...S_{max} ≤ 600 mm.

Select 2 legs Φ8 @150mm.< S_{max} =157mm

4.7: Design Of beam (B03) :-



Fig(4 -8) location of beam (B03).

4.7.1 Load calculation of beam (B03) :

The distribution Dead load and live loads acting upon the Beam2 can be difined from the support reactions of the rib R002 and rib R003 .

Dead load calculation :

From R002 :

$W_{DL\ from\ rib\ R002} = \frac{23.2}{0.52} = 44.62$ KN/m. on span 1+2

b= 1m -- then the own weight of the beam and plaster :

RC beam = 0.35*25*1=8.75KN/m palster =0.02*22*1 = 0.44 KN/m

Factor dead load = (8.75+0.44)*1.2 = 11.028KN/m on all span .

So total factor dead load for all spans =44.62+11.028 =55.648KN/m

Live looad calculation :

From R002 :

$W_{LL\ from\ rib\ R002} = \frac{20.33}{0.52} = 39.096$ KN/m. on span 1+2

From use atir program we find the envolop moment and shear diagram .

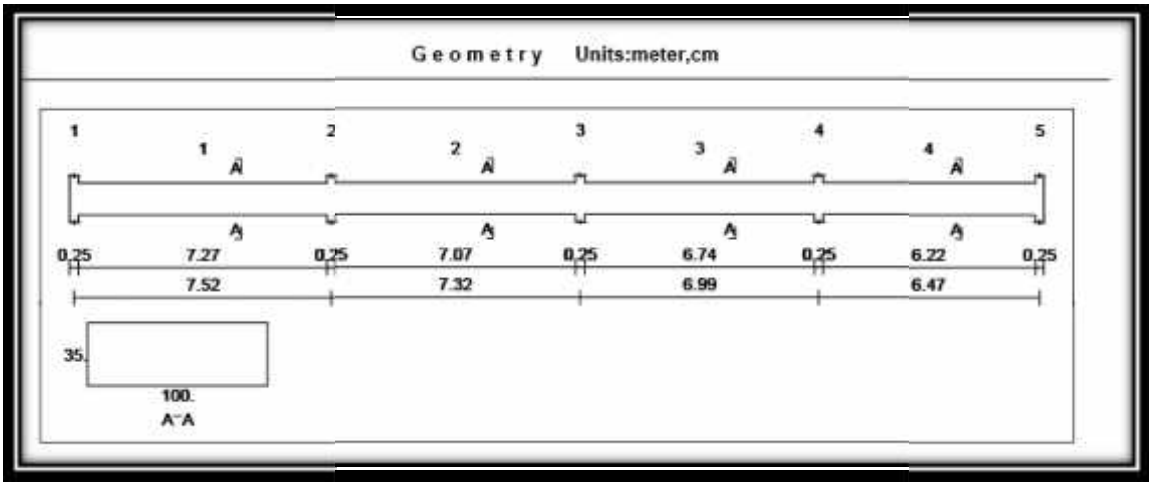


Fig.(4 – 9) spans and section of beam (B03)

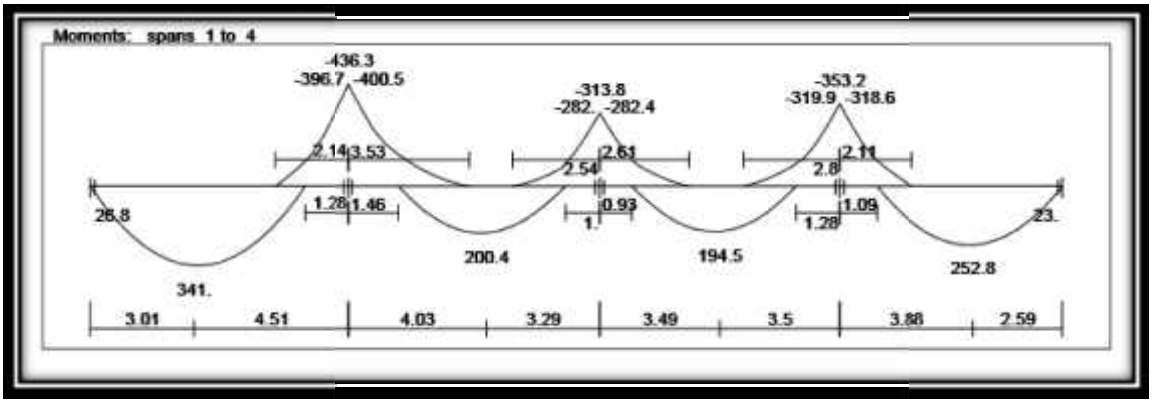


Fig. (4 - 10) Moment diagram for Beam (B03)-(KN.m).

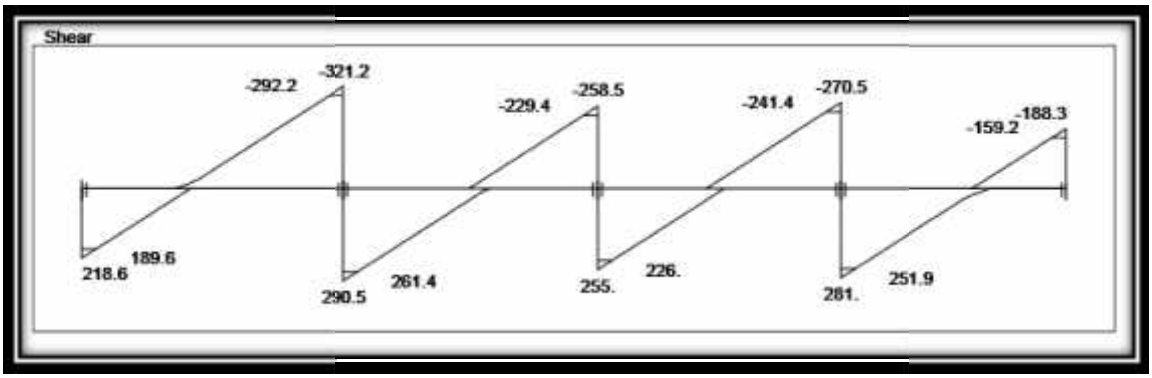


Fig. (4 - 11) Shear diagram for Beam (B03)- (KN.m).

b =80cm h = 35 cm

Use Φ 18 with area As= 254.5 mm^2 ,

d= h- cover – $d_{stirrups}$- $\frac{d_b}{2}$ = 350 – 40 – 8 - $\frac{18}{2}$= 293mm.

Check singly section or doubly section:

$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * (d - a/2)$

x= 3/7 *d = (3/7) *293= 125.57mm

a = 0.85*X =0.85*125.57=106.735mm

$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82\, Mn_{max}$

=0.85*24*1000*106.735*(293-106.735/2)* 10^{-6} =521.7 KN .m

$\Phi\, Mn_{max}$ = 0.82 * 521.7= 428 KN .m> Mu_{max} = 400.5 KN .m

The section designed as singly section.

4.7.2: Design of positive momentfor beam(B03) :Mu= 341KN.m for span 1.

d= h- cover – d stirrups- $\frac{d_b}{2}$= 350 – 40 – 8 - $\frac{18}{2}$= 293mm.

m =20.588

$R_n = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{341*10^6}{0.9*1000*293^2} = 0.01MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.41*20.588}{420}})$

=0.0128

$A_s = \rho * b * d = 0.0128*(1000)*(293) = 3771.37mm^2$

*Check for $A_{s,\,min}$:

$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d)$ *ACI-318* -14

$A_{s\,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$

$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\,(d)$

$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\,(293) = 976.66\ mm^2.$ - Control

$A_s = 3771.37\ mm^2 > A_{s,\,min} = 976.66\ mm^2$ OK..

No. of bar = $\frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\,c18} = \frac{3771.37}{254.5} = 14.8$

Use 15Φ18 in one layer with A =3817.5mm^2> $A_{s\,req}$= 3771.37 mm^2. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40*2 - 2*10 - 15*18}{14} = 45mm$$

S = 45 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3817.5*420}{0.85*24*1000} = 78.59mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{78.59}{0.85} = 92.45\ mm$$

ε_s= 0.003* ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003 * ($\frac{293-9245}{9245}$) = 0.0065 > 0.005 > 0.004 Ok…

Positive moment Mu= 200.5KN.m for span 2 and 3 .
Since 194.5KN.m≈ 200.5KN.m.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{200.5*10^6}{0.9*1000*293^2} = 2.6MPa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.6*20.588}{420}}\right) = 0.00528$$

$A_s = \rho * b * d = 0.00528 * (1000) *(293) = 1540.86\ mm^2$

*Check for $A_{s,\ min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_{s\ min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\ (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\ (293) = 976.66\ mm^2.$$ - Control

A_s=1540.86mm^2> $A_{s,\ min}$ = 976.66 mm^2 OK.

No. of bar = $\frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\,c'18} = \frac{1540.8}{254.5} = 6.051$

Use 7Φ18 in one layer with A =1781.5mm^2> $A_{s\ req}$= 1540.8 mm^2. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40*2 - 2*10 - 7*18}{6} = 129mm$$

S = 129 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1781.5 * 420}{0.85 * 24 * 1000} = 36.68mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36.68}{0.85} = 43.15\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{293-43.15}{43.15}) = 0.0173 > 0.005 > 0.004$ Ok…

Positive moment Mu= 252.8KN.m for span 4.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{252.8 * 10^6}{0.9 * 1000 * 293^2} = 3.36MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.36 * 20.588}{420}}\right)$$

$=0.0086$

$A_s = \rho * b * d = 0.0086 * (1000) * (293) = 2519.8\ mm^2$

*Check for $A_{s,\ min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_{s\ min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\ (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\ (293) = 976.66\ mm^2. \quad \text{- Control}$$

$A_s = 2519.8\ mm^2 > A_{s,\ min} = 976.66\ mm^2$ OK..

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\ c\,18} = \frac{2519.8}{254.5} = 9.9$$

Use 10Φ18 in one layer with A $=2545mm^2 > A_{s\ req} = 2519.8\ mm^2$. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40 * 2 - 2 * 10 - 10 * 18}{9} = 80mm$$

S = 80 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{2545 * 420}{0.85 * 24 * 1000} = 52.4mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{52.4}{0.85} = 61.64\ mm$$

ε_s= 0.003* ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003 * ($\frac{293-61.64}{61.64}$) = 0.0112 > 0.005 > 0.004 Ok…

4.7.3 : Design of negative moments for beam (B03) Mu= (-400.5) KN.m for support 2.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{400.5*10^6}{0.9*1000*293^2} = 5.18 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.18*20.588}{420}}\right)$$

=0.0145

$A_s = \rho * b * d = 0.0145*(1000)*(293) = 4247.5\ mm^2$

*Check for $A_{s,\ min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_{s\ min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\ (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\ (293) = 976.66\ mm^2. \qquad \text{- Control}$$

A_s=4247.5mm^2> $A_{s,\ min}$ = 976.66 mm^2 OK..

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\ c18} = \frac{4247.5}{254.5} = 16.68$$

Use 17Φ18 in one layer with A =4318.5mm^2> $A_{s\ req}$= 4247.5 mm^2. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40*2 - 2*10 - 17*18}{16} = 37.2mm$$

S = 37.5 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s*f_y}{0.85*f'_c*b} = \frac{4318.5*420}{0.85*24*1000} = 88.91mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{88.91}{0.85} = 104.6mm$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{293-104.6}{104.6}) = 0.00541 > 0.005 > 0.004$ Ok…

Negative Moment Mu = 282.4$_{KN.m}$ for support 3.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{282.4*10^6}{0.9*1000*293^2} = 3.65 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.65*20.588}{420}}\right)$$

$=0.00965$

$A_s = \rho * b * d = 0.00965*(1000)*(293) = 2827.11 mm^2$

*Check for $A_{s,\,min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_{s\,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\,(d)$$

$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\,(293) = 976.66\ mm^2.$ - Control

$A_s = 2827.11 mm^2 > A_{s,\,min} = 976.66\ mm^2$ OK..

No. of bar $= \frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\,c'18} = \frac{2827.11}{254.5} = 11.12$

Use 12Φ18 in one layer with A $= 3050 mm^2 > A_{s\,req} = 2827.11\ mm^2$. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40*2 - 2*10 - 12*18}{11} = 62.2 mm$$

S = 62.2 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3050*420}{0.85*24*1000} = 62.8 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{62.8}{0.85} = 73.88\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{293-73.88}{73.88}) = 0.0089 > 0.005 > 0.004$ Ok…

Negative Moment Mu = 319.9$_{KN.m}$ for support 4.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{319.9*10^6}{0.9*1000*293^2} = 4.14 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.14*20.588}{420}}\right)$$

=0.0111

$A_s = \rho * b * d = 0.0111*(1000)*(293) = 3262mm^2$

*Check for $A_{s,\,min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad ACI\text{-}318\text{-}14$$

$$A_{s\,min} = 0.25\,\frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (293) = 854.4\ mm^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w)\,(d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(1000)\,(293) = 976.66\ mm^2.$$ - Control

$A_s = 3262mm^2 > A_{s,\,min} = 976.66\ mm^2$ OK..

No. of bar $= \frac{A_{s\,req}}{A_{bar}\,c18} = \frac{3262}{254.5} = 12.82$

Use 13Φ18 in one layer with A =3308.5mm^2> $A_{s\,req}$= 3262mm^2. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40*2 - 2*10 - 13*18}{12} = 55.5mm$$

S = 55.5 mm> 25 mm …….OK
S >d_b = 18 mm ……..OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3308.5*420}{0.85*24*1000} = 68.11mm$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{68.11}{0.85} = 80.13\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{293-80.13}{80.13}\right) = 0.00798 > 0.005 > 0.004$ Ok…

4.7.4 Design of shear for Beam (B03) :

ACI – 318 – Categories for shear design: critical section of distance d= 293mm from the face of support.

$Vu_{critical}$ = 292.2kN at support 2.

Use Φ8 with 2 legs

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22$ KN

Check for section dimension:

$Vs = \frac{V_u}{c} - Vc = \frac{292.2}{0.75} - 239.22 = 150.38$KN

$V_{s\,max} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 956.925$ KN

$Vs < V_{s\,max}$ --- the section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$ KN

$V_s < V'_s$ then

$S_{max} \le 600$mm or $S_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5$ mm

Check for Vs_{min}:

$V_{smin} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.71$ KN… control …

$V_{smin} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66$ KN

$\Phi(Vc + V_{smin}) = 0.75\,(239.22 + 89.71) = 246.7$ KN

$\Phi(Vc + V'_s) = 0.75\,(239.22 + 478.46) = 538.26$KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 246.7 \le V_u = 292.2 \le \Phi(Vc + V'_s) = 538.26$

Or $V_{s\,min} = 89.71 \le V_s = 150.38 \le V'_s = 478.46$

Then it **case IV**

Use stirrups (2 legs stirrups) Φ8

With Av = 2* 50.27 = 100.54 mm^2.

$S_{req} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 293 * 10^{-3}}{150.38} = 82.2$ mm

$S_{req} < S_{max} = 146.5$m

Take (4 legs stirrups) c8 @100mm<S_{req}<$S_{max}$for 0.75m from support then used (2 legs stirrups) c8 @100mm<S_{max}

$Vu_{critical}$ = 229.4kN at support 2.

Use Φ8 with 2 legs

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22$ KN

Check for section dimension:

$Vs = \frac{V_u}{c} - Vc = \frac{229.4}{0.75} - 239.22 = 66.66$KN

$V_{s\,max} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 956.925$ KN

$Vs < V_{s\,max}$ --- the section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$ KN

$V_s < V'_s$ then

$S_{max} \le 600$mm or $S_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5$ mm

Check for $V_{s\,min}$:

$V_{s\,min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.71$ KN… control …

$V_{s\,min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66$ KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 0.75\,(239.22 + 89.71) = 246.7$ KN

$\Phi(Vc + V'_s) = 0.75\,(239.22 + 478.46) = 538.26$KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 246.7 \ge V_u = 229.4$

Or $V_{s\,min} = 89.71 \ge V_s = 66.6$

Then it **case III**

Use stirrups (2 legs stirrups) Φ8

With Av = 2* 50.27 = 100.54 mm^2 .

$S_{req} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 293 * 10^{-3}}{66.6} = 185.7$ mm

$S_{req} > S_{max} = 146.5$mm.

Take (2 legs stirrups) ⊂8 @100 mm$<S_{req}<S_{max}$

$Vu_{critical}$ = 251.9kN at support 3.

Use Φ8 with 2 legs

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 239.22$ KN

Check for section dimension:

$Vs = \frac{V_u}{c} - Vc = \frac{251.9}{0.75} - 239.22 = 86.64$KN

$V_{s\,max} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 956.925$ KN

$Vs < V_{s\,max}$ --- the section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 478.46$ KN

$V_s < V'_s$ then

$S_{max} \le 600$mm or $S_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5$ mm

Check for $V_{s\,min}$:

$V_{s\,min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 89.71$ KN… control …

$V_{s\,min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 1000 * 293 * 10^{-3} = 97.66$ KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 0.75\,(239.22 + 89.71) = 246.7$ KN

$\Phi(Vc + V'_s) = 0.75\,(239.22 + 478.46) = 538.26$KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 246.7 \ge V_u = 229.4$

Or $V_{s\,min} = 89.71 \ge V_s = 86.64$

Then it **<u>case III</u>**

Use stirrups (2 legs stirrups) Φ8

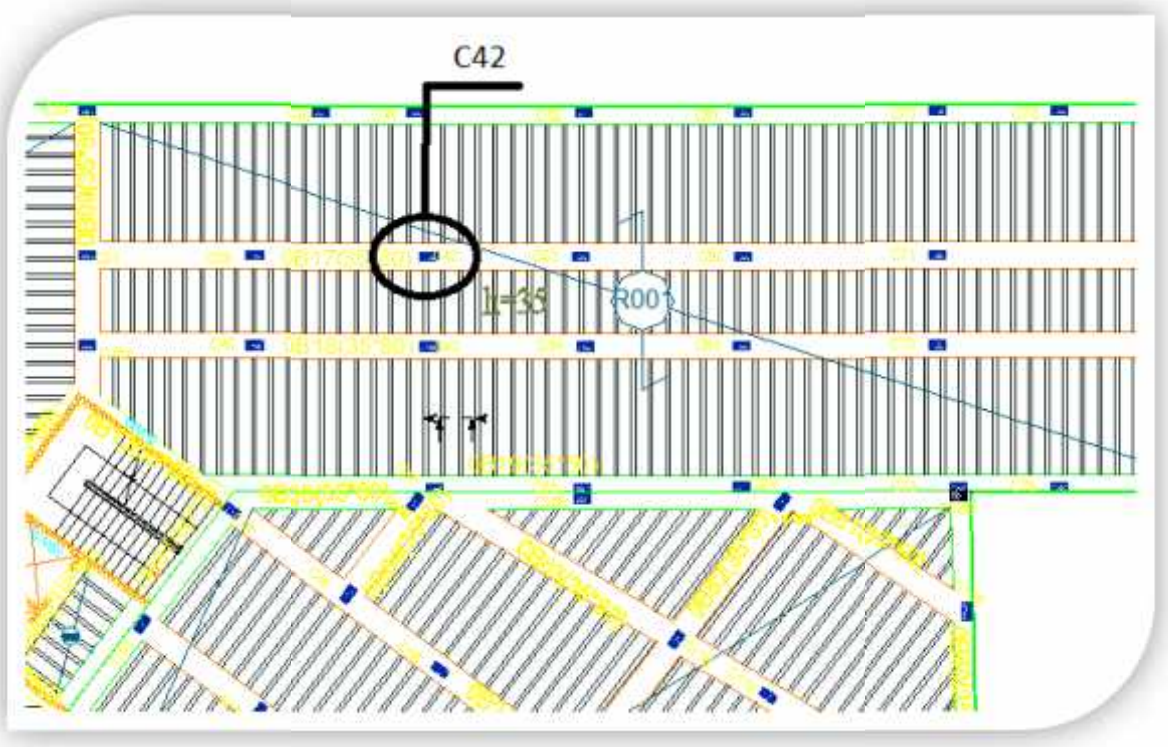
With Av = 2* 50.27 = 100.54 mm^2 .

$S_{req} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 293 * 10^{-3}}{86.64} = 147$mm

$S_{req} > S_{max} = 146.5$mm.

Take (2 legs stirrups) ⊂8 @100 mm$< S_{req} < S_{max}$

4 .8Design of long column(C4٢).



Figure(4-12): Location of column (C42)

4.8.1 Load Calculation:

$p_u = 1000KN$

$p_{nreq} = \frac{1000}{0.65} = 1538.5KN$

$Use° = °g = 2\%$

$Pn = 0.8 * \{0.85 * fc' * (Ag - As) + Fy * As\}$

$Ag = 67733.06mm^2$

Use 0.5×0.35 m with Ag = 175000mm2> Agreq

4.8.2 Check Slenderness Effect:

- **In 0.5m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.60 m

$\frac{M1}{M2}$ =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.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} < 40 \quad ....ACI-(10.12.2)$$

$$\frac{1\times 3.60}{0.3\times 0.5} = 24 > 22 < 40$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad 0.5m : dirction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad ....[ACI\,318-05\ ]$$

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(550)}{1000} = 0.66$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.35\times 0.5^3}{12} = 0.0036\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025\times 0.0036}{1+0.66} = 19.97\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-05$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 19.97}{(1.0\times 3.60)^2} = 15.21MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... } ..ACI\ 318 - 14$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 05}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\,P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... } ACI\ 318 - 14$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1}{0.75 \times 15.21}} = 1.1 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 30 * 1.1 = 33\,mm$$

$$\frac{e}{h} = \frac{33}{500} = 0.066 < 0.1$$

Short(axial load by interaction diagram)

- **In 0.35 m-Direction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.60 m

$\frac{M1}{M2}$=1

K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} < 40 \quad \text{..... ..... } ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.60}{0.3 \times 0.35} = 34.3 > 22 < 40$$

$$\therefore long\ Coloumn\ in\ 0.35\,m : dirction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + {}_d} \quad \text{..... .....} [ACI\ 318 - 14]$$

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

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (550)}{1000} = 0.66$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.35^3}{12} = 0.00179\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.00179}{1 + 0.66} = 9.93\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-14$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 9.93}{(1.0 \times 3.60)^2} = 7.56MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M\,1}{M\,2}\right) \quad ..... \quad ..ACI\ 318\ -14$$

$$Cm = 1 \quad ..... \quad According \quad to \quad ACI\ 318\ -\ 05$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\,P_c}} \geq 1.0 \qquad ..... \quad ..... \quad ACI\ 318\ -14$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1}{0.75\ \times\ 7.56}} = 1.22\ > 1 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5mm$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 25.5 * 1.22 = 31.11mm$$

$$\frac{e}{h} = \frac{31.11}{350} = 0.1$$

$$\frac{℘}{h} = \frac{350 - 2 * 40 - 2 * 10 - 25}{350} = 0.6$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = (1000 * 1000 / 350 * 500) * 0.145 = 0.83Ksi$$

$$°g = .01$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.01 \times 500 \times 350 = 1750\ mm^2‘$$

$$\therefore use 10¤16$$

With $A_s = 2010mm^2 > 1750$.ok.

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{500 - 2*40 - 2*10 - 4*16}{3}$$

$$S = 112\,mm \geq 40\,mm$$

$$\geq 1.5db = 24\,mm \text{ Ok}$$

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).

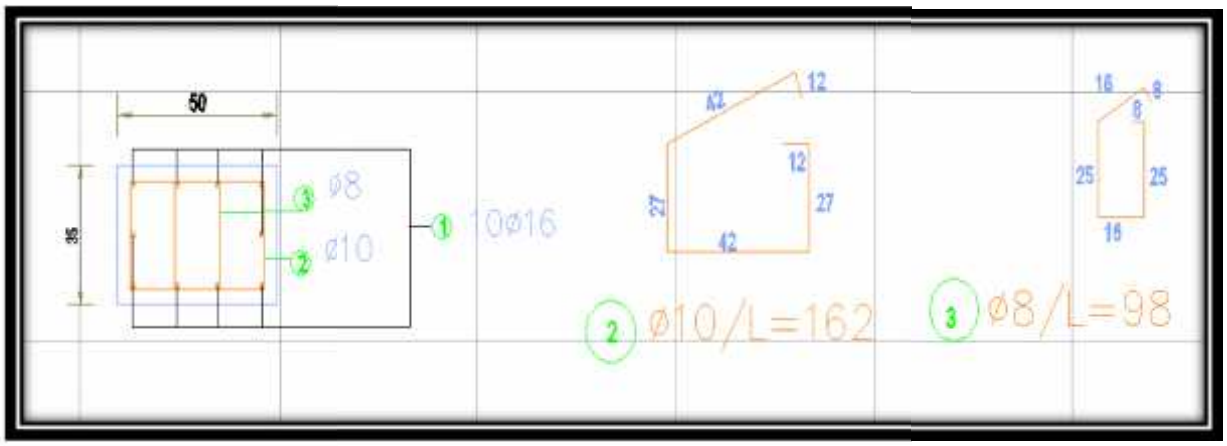
$S \leq$ Least dimension.

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6\ cm$

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

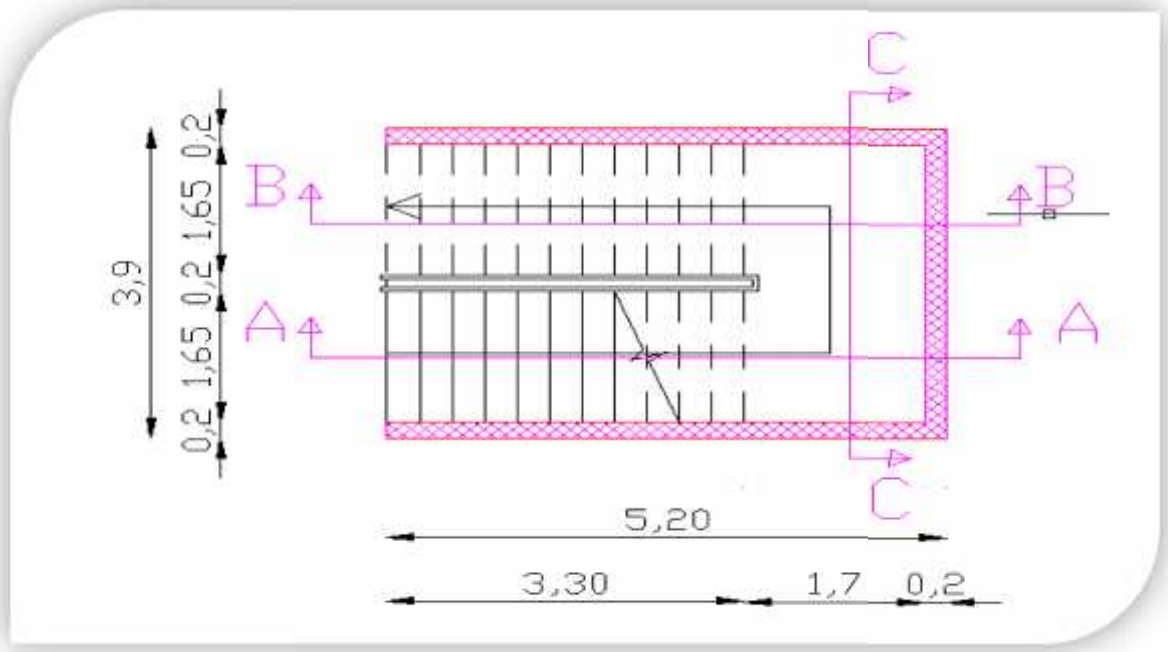
$spacing \leq least\ .\dim . = 35\ cm$

Use¤10@20 *cm*



Figure(4-13):Reinforcement of column (C42)

4 .9 Design of stair(1).



Figure(4-14): geometry of stair (1)

4 .9 .1 Minimum slab thickness for deflection (for simply supported one way solid slab) $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{5.20}{20} = 0.245$ m

Take $h_{min} = 250$mm.

4 .9 .2Flight Dead Load computations;

$Y = \tan^{-1}(\frac{rise}{run}) = \tan^{-1}(\frac{16}{30}) = 28.07$

Table 4.3:Dead load calculation for flight of stair (1)

material	KN/m^3	W kN/m
Tiles	23	$23(\frac{0.16+0.35}{0.3})*0.03*1=1.173$
Mortar	22	$22*(\frac{0.16+0.3}{0.3})*0.02*1=0.67$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3}*(\frac{0.16+0.3}{2})*1=2$
R.C solid slab	25	$\frac{25*0.25*1}{cos28.07}=7.08$
Plaster	22	$\frac{22*0.02*1}{cos28.07}=0.49$
Total Dead Load	∑	11.41

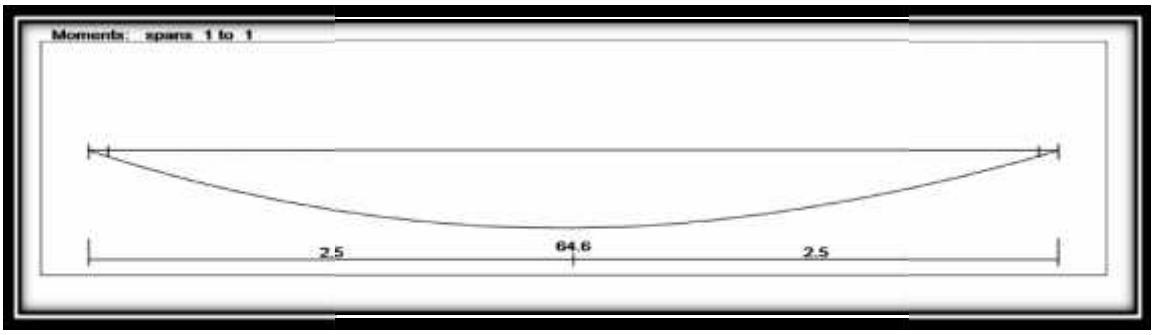
4.9.3Landing Dead load computation;

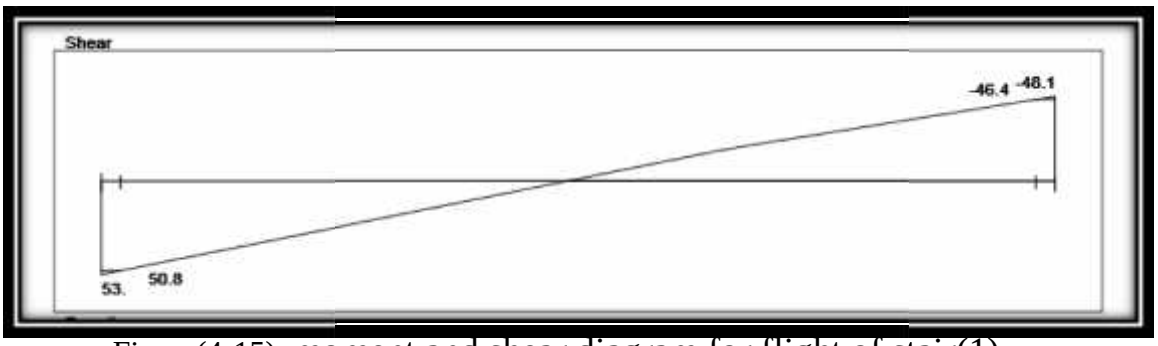
Table 4.4: Dead load calculation for landing of stair (1)

Material	KN/m^3	W KN/m
Tiles	23	23*0.03*1=0.69
Mortar	22	22*0.02*1=0.44
R.C solid slab	25	25*0.25*1=6.25
Plaster	22	22*0.02*1=0.44

Total Dead load	∑	7.82

*live load= LL=5KN/m^2





Figure(4-15): moment and shear diagram for flight of stair(1)

4.9.4check for shear strength(assume bar diameter Φ12 for main reinforcement d= h- 20 -$\frac{dp}{2}$= 250- 20 -$\frac{14}{2}$=223mm.)

V_{umax} at distance d from face of support V_{umax}=50.8KN.

$V_c = (\frac{1}{6})\sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}$= 182.89 KN.

Φ=0.75 _ for shear . ΦVc=0.75*182.88 =137.16 KN.

V_{umax}= 50.8 < $(\frac{1}{2})$ $\Phi V_c = \frac{137.16}{2}$ = 68.58KN.

The thickness of the slab is adequate enough.

4.9.5 Design for flexural:M_u=64.6KN.

Assume bar Φ14 d=223mm.

$R_n = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{64.6*10^6}{0.9*1000*224^2}$ = 1.43MPa.

$m = \frac{f_y}{0.85*f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.43*20.588}{420}}\right) = 0.0034$

$A_s = \rho * b * d = 0.0034 * (1000) * (223) = 758.2\ mm^2$

$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$

$A_s > A_{smin}$ Ok use Φ14

$n = \frac{758.2}{153.9} = 4.93 \quad S = \frac{1}{4.93} = 0.\mathbf{20m}$

use 5c14/m with As=769.5mm^{2}or c14@200mm

* Check for Strain:

$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{769.5*420}{0.85*24*1000} = 15.85mm$

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{223-18.65}{18.65}\right) = 0.032 > 0.005 > 0.004$ Ok…

*** Step(s) is the smallest of:

(1) 3h=3*250=750mm (2) 450mm

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

(3) $S \leq 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300mm$ control .

S= 200 mm <S_{max}=300 mm ok

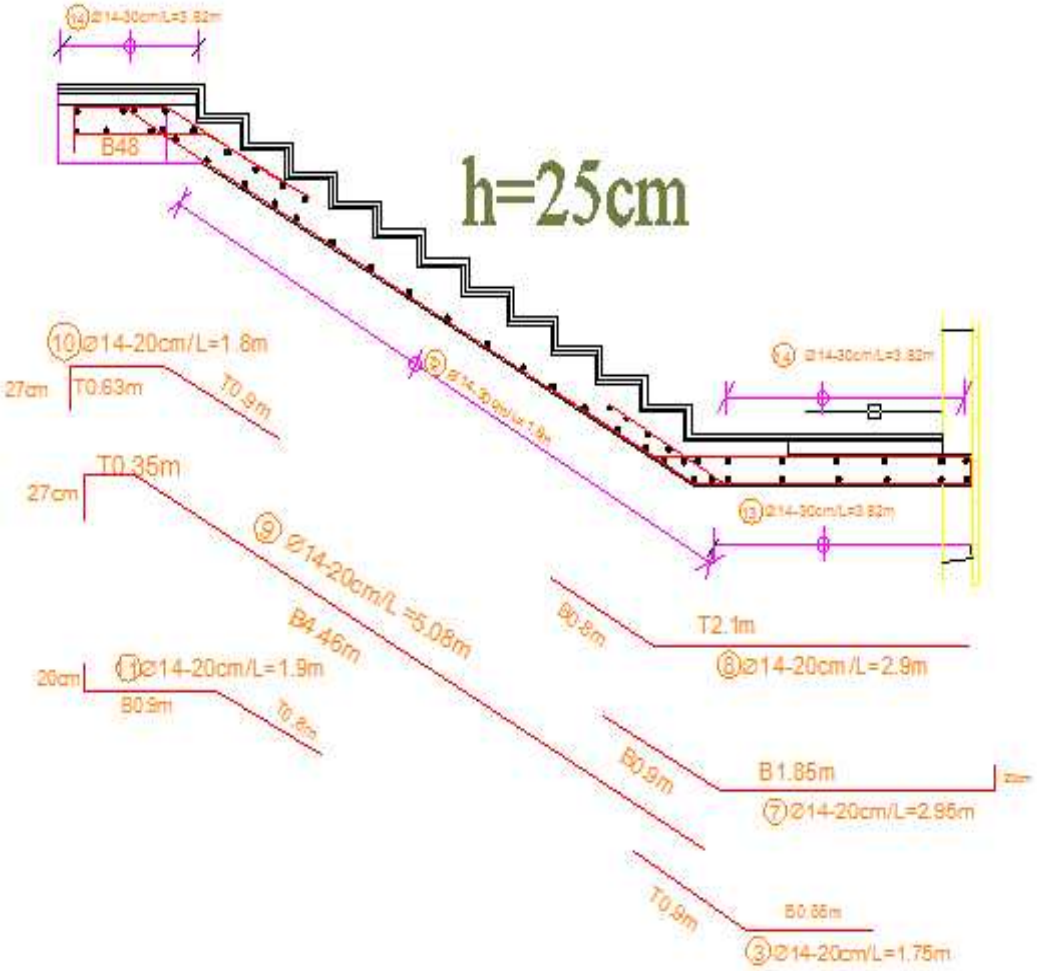
***** As(Temperature and shrinkage)** = 0.0018*b*h=0.0018*1000*250=450mm^2.

$n = \frac{As}{As\Phi 14} = \frac{450}{153.9} = 2.92 \quad s = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34m$

Take 3c14/m with As= 461.7mm^2/m strip or c14@300mm

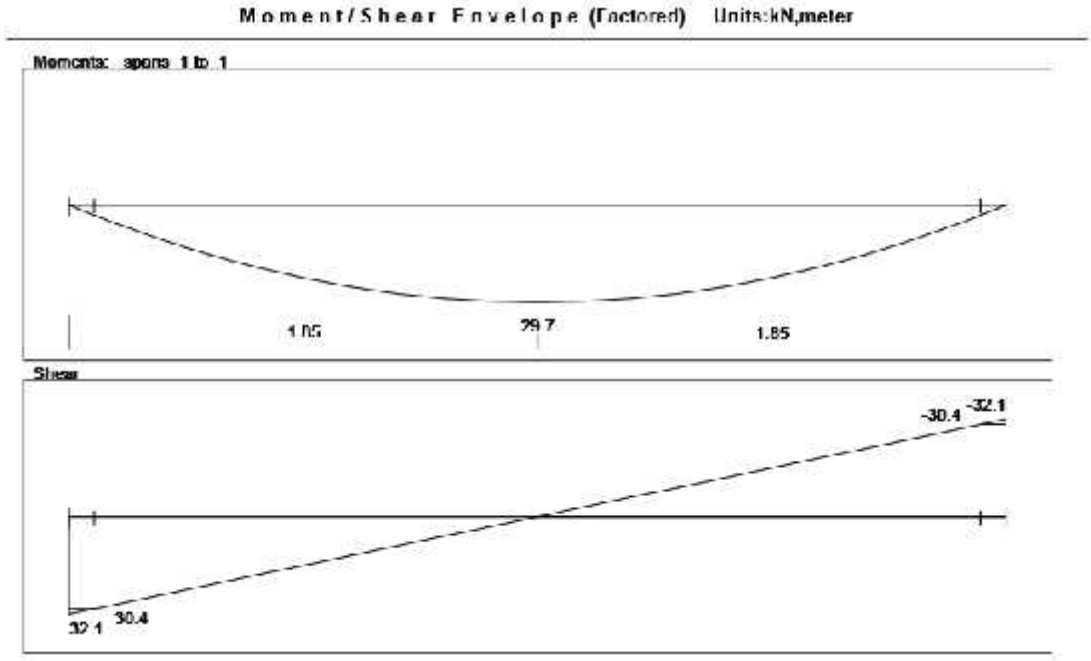
Step (s-for shrinkage and temperature reinforcement) is the smallest of:

(1) 5h=5*250=1250mm (2) 450mm …control >300 mm ….OK



Figure(4-16): reinforcement detail of stair (1)

4.9.6Design of landings..



Figure(4-17): moment and shear diagram for landing of stair (1)

**check for shear strength Vu= 30.4 KN < $(\frac{1}{2})$ ΦVc = 68.27 KN.

The thickness of the slab is adequate enough.

****for flexural : Mu= 29.7KN.m**

$R_n=\frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{29.7*10^6}{0.9*1000*223^2}$ = 0.66MPa.

$\rho=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.588}(1-\sqrt{1-\frac{2*0.66*20.588}{420}})=0.0016$

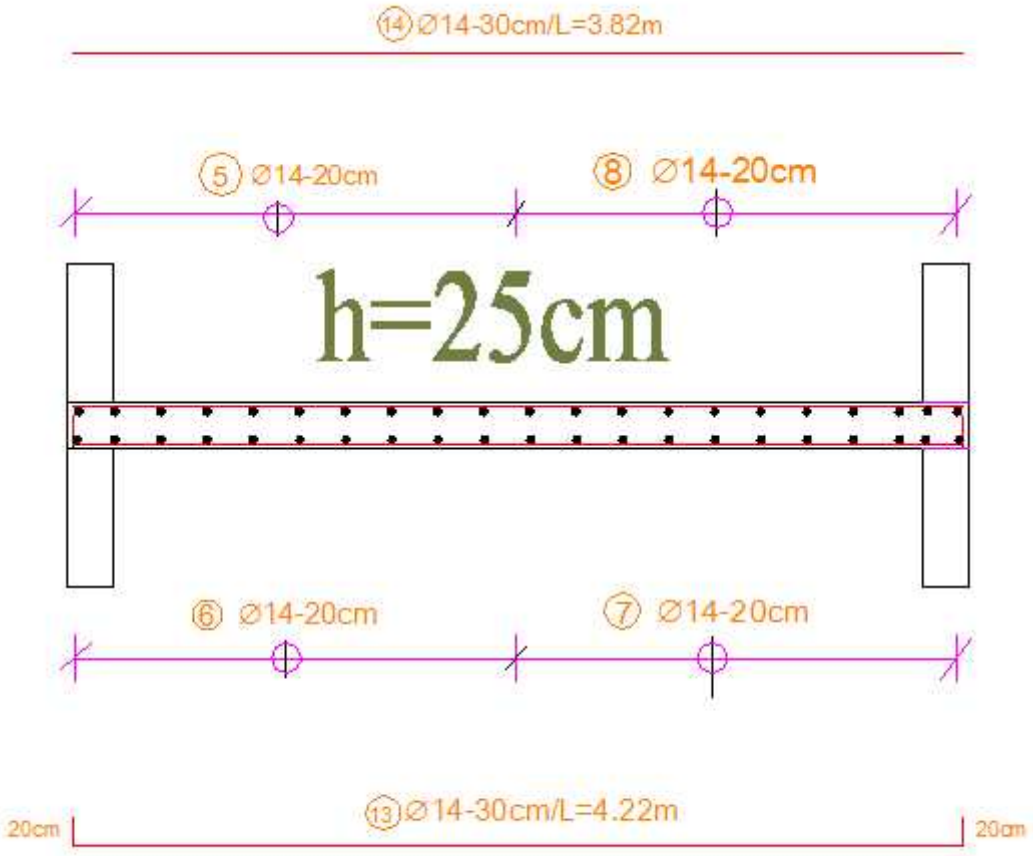
A_s =**ρ** * b * d = 0.0016 * (1000)* (223) = 356.29 mm^2

A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2

$A_s<A_{smin}$ not Ok Take A_{smin} = 450 mm^2 . use Φ14

n =$\frac{450}{153.9}$= 2.92 S=$\frac{1}{2.92}$= 0.342m **use 3c 14/m with As=769.5mm2**

or c 14@300mm . S= 300mm ≤ Smax=450mm ok



Figure(4-18): reinforcement detail for landing of stair (1)

4 .10 Design of Isolated footing

4.10.1 load calculation :

From column :

Service dead Load = 1111.11KN

Service live load = 416.6KN

Soil density =18KN/m^3 soil depth = 0.65m surcharge 5KN/m^2

Allowable soil pressure =400 KN/m^2

Assume footing to be about (80cm) thick

A = $\frac{force\ service}{qall,net}$ = $\frac{1111.11+416.66}{450-0.4*18-0.8*25-5}$ = 3.61 m^2.

A = L^2 ➔ L = $\sqrt{A}$ = 3.61 = 1.90 m Take L=1.90m.

***Depth of footing and shear design:

Pu=1.2*111.11+1.6*416.6=2000KN

qu=$\frac{2000}{1.9*1.9}$= 554.01 KN/m^3

4.10.2shear Design : Check one-way shear (Beam shear)

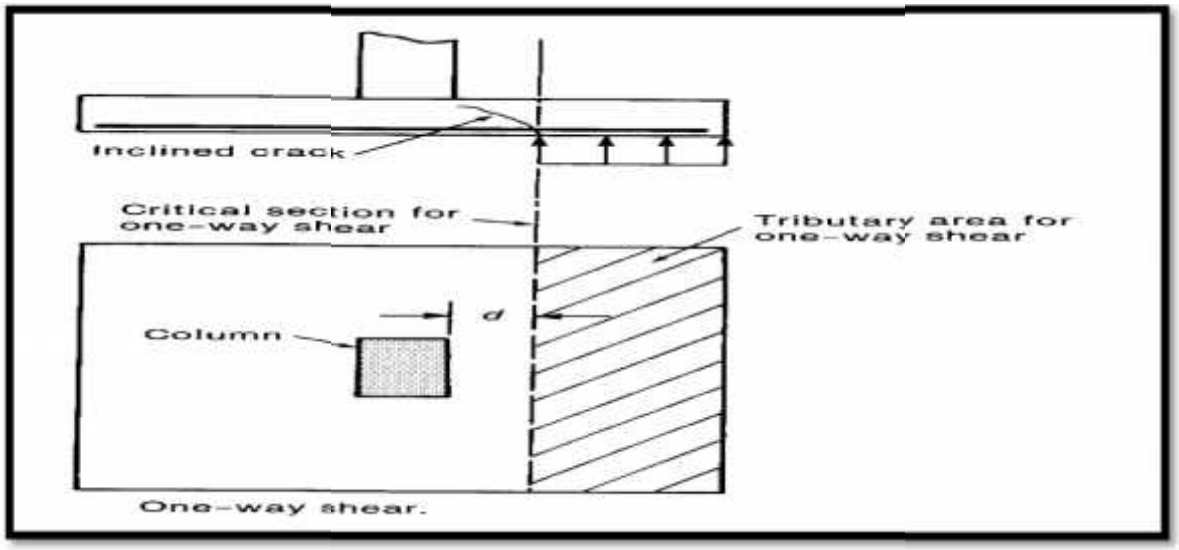


Figure (4-19): one way shear (beam shear for isolated footing)

Vu at distance d from the face of support :

$Vu=qu*b\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}-d\right)=554.01*1.9*\left(\frac{1.9}{2}-\frac{0.5}{2}-d\right)$ let $Vu=\Phi Vc$, $(\Phi=0.75)$

$Vc=\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{fc'}\ b_w * d=\left(\frac{1}{6}\right)*\sqrt{24}\ * 1900.0 * d$

$554.01*1.3*\left(\frac{1.9}{2}-\frac{0.6}{2}-d\right)=0.75*\left(\frac{1}{6}\right)*\sqrt{24}\ * 1900 * d$ ➔ $d_{req}=0.25$

$d_{aval} = 650-75-14= 561mm\ 0.561>d_{req}=0.25$ m …. Ok

check Tow –way shear (punching shear) :

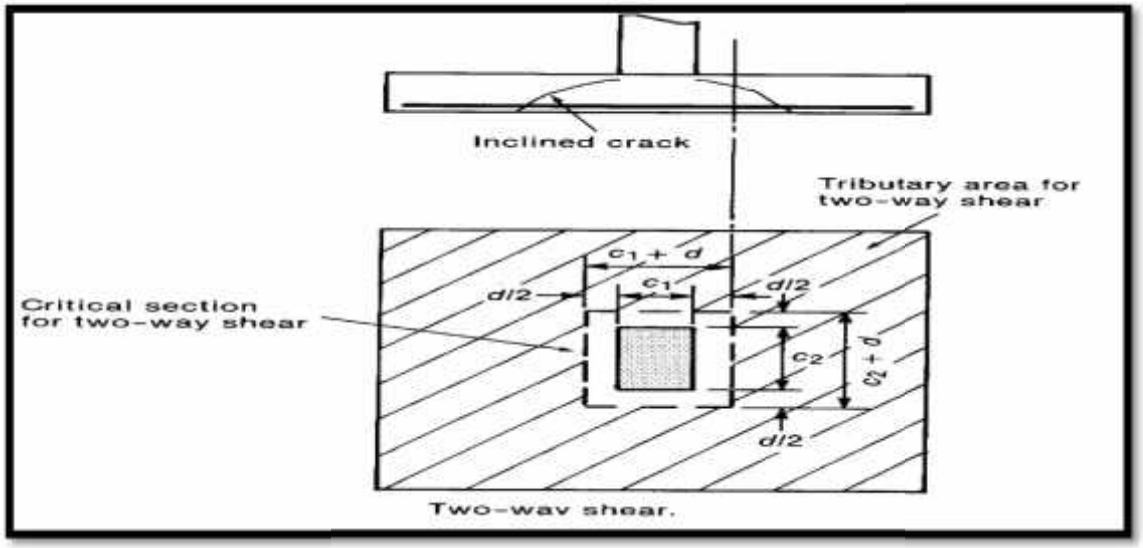


Figure (4-20): Tow- way shear (punching shear)

Let $Vu=\Phi Vc$, $(\Phi=0.75)$

$Vu = 554.01(\ 1.9*1.9 - (\ 0.5 + 0.561\ )(\ 0.6+0.0.561) = 1317.5$ KN

$\beta = \frac{500}{400} = 1.25$, $b_0 = 2(0.5 + 0.561) + 2(0.5 + 0.561) = 4.22$ m

$Vc = (\frac{1}{6})(1+\frac{2}{\beta})\sqrt{fc'} * b_0 * d$ where $(\frac{1}{6})(1 + \frac{2}{1.25}) = 0.433$

$Vc = (\frac{1}{12})*(\frac{\sim s * d}{bo} + 2)\sqrt{fc'} * b_0 * d$ where $(\frac{1}{12})*(\frac{40*0.561}{5.22}) + 2) = 0.52$

$Vc = (\frac{1}{3})\sqrt{fc'} * b_0 * d$ where $(\frac{1}{3}) = 0.333$ …. Control

$Vc = 0.3 * \sqrt{24} * 5220 * 0.561 * 10^{-3} = 4303.62$ KN

$\Phi Vc = 4303.62*0.75 = 3227.9$ KN> Vu=1317.5 KN…….OK

4.10.3 Design for flexural in both direction:

Take steel bars of Φ14

L= 1.9m h=650mm d= 561mm fc' =24 MPafy=420MPa

$R_n = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{1161.58*10^6}{0.9*1900*718^2} = 0.83$ MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*0.83}{420}}) = 0.002$

$A_s = \rho * b * d = 0.002 * (1900) *(561) = 2131.8$ mm^2

$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1900 * 650 = 2223$ mm^2

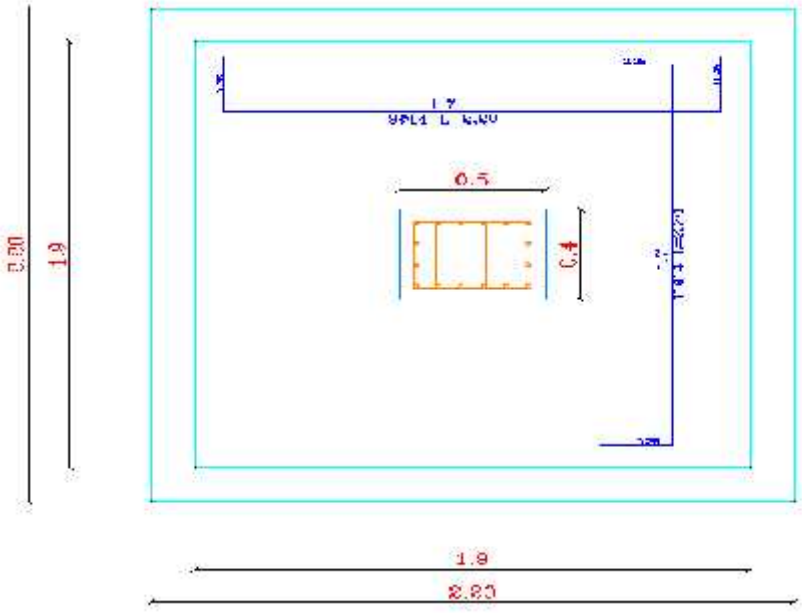
$A_s < A_{smin}$ not Ok Take $A_{smin} = 2223$mm^2.

Use 11 C 14 with As=2300mm^2.

Step(s) is the smallest of :

(1) 3* h = 3 * 650 = 1950 mm (2) 450mm …control

Figure (4-21) : Top view for Isolated footing



4 .11 Design of combined footing.F11

Table 4.5 : information about combined footing F11.

Col.	Dead load factor	Live Load fac.	Dead service	Live load service	Dim. Of column
C15C	450	550	375	345	50*35
C20C	450	550	375	345	50*35

$\sum$Total $_{service}$ = 5458.33 KN

4.11.1 Footing dimensions:

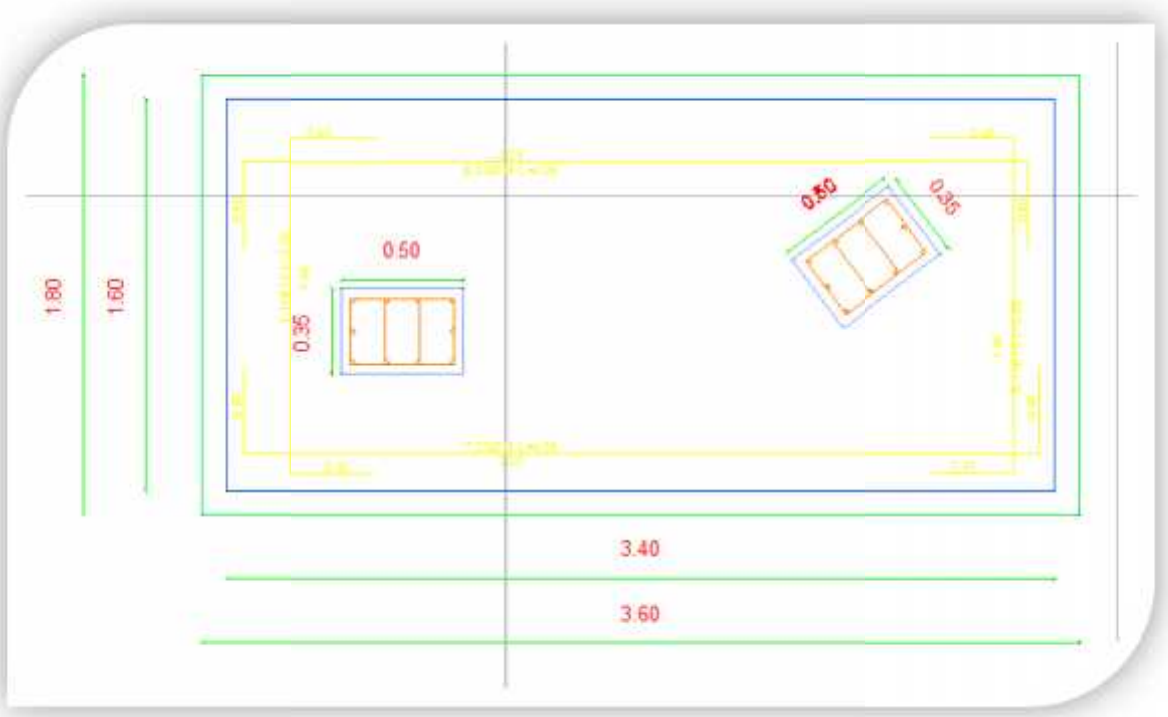
** Footing dim.

$\sum M_{col1}=0$, $\frac{(1000+1000)*1.9}{1440}$= 2.63m

A=$\frac{Pn}{qa.net}$ =$\frac{1440}{350}$= 4.2 m^2.

A= BL➔ take L=3.4 m =➔B =$\frac{A}{L}$=$\frac{4.2}{3.4}$= 1.36m

Take B=1.6 m

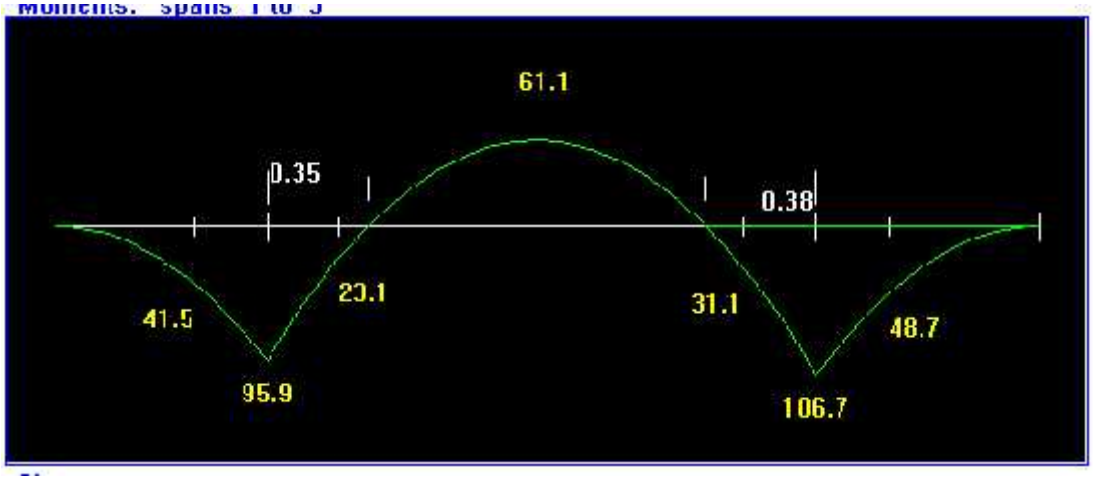


Figure(4-22):geometry of combined footing F11

P_{1u}=1.2* 450 +1.6* 550 = 1000 KN/m

P_{2u}=1.2* 450 +1.6* 550 = 1000KN/m➔$\sum(P_{1u}+P_{2u})$=2000KN

qu=$\frac{2000}{(3.4*1.6)}$= 360 KN/m^2.



Figure(4-23): moment and diagram for combined footing F11

4.11.2 shear Design

One way shear (beam shear)

Assume h=60cm and steel bar of Φ20

davg= 600 – 75 – 20= 505mm

$\Phi Vc=0.75*(\frac{1}{6})*\sqrt{24}*3400*505*10^{-3}$= 1051.4 KN

**At column(1) p_{u1}= 1000 KN

Vu= 172.8KN

**At column (2) p_{u2}= 1000 KN

Vu= 187.2KN

ΦVc= 1618.19 KN>V_{umax}= 187.2 KN ….OK

Two – way (punshing shear)

**At colomn(1or 2) p_{u1}=1000KN

$d=\frac{0.505}{2}$=0.2525m>0.0m

as edge $b_0=2(0.0+0.4+\frac{0.755}{2})+(0.5+0.755)$= 2.81 m

$Vu=2549.99-571.42(0.0+0.4+\frac{0.755}{2})+(0.5+0.755)$= 2106.96 KN

$\beta=\frac{500}{400}$ = 1.25, αs =30 --edge column .

$(\frac{1}{6})(1+\frac{2}{1.25})$ = 0.43

$(\frac{1}{12})((\frac{30*0.755}{2.81})+2) = 0.83$

$\frac{1}{3}$=0.333---- control

ΦVc=0.75($\frac{1}{3}$)*$\sqrt{24}$* 2810*755*10^{-3}= 2598.35 KN

ΦVc= 2598.35 KN>Vu=2106.96 KN …..OK
adequate enough

**At column (2) p_{u2}=4650KN

$\frac{d}{2}=\frac{0.755}{2}$=0.3775m< 0.68 m

two options punching action .

*as edge perimeter :

b_o=2(0.73 +0.5 +$\frac{0.505}{2}$)+(0.5 +0.505)= 4.015 …. Control

*as interior perimeter

b_0=2(0.5 +0.505)+2(0.5 +0.505)= 4.2 m

Vu= 1000 - 360 *(0.73 +0.5 +$\frac{0.505}{2}$)*(0.5 +0.505)= 440 KN

$\beta = \frac{500}{500}$ =1.0 ➔αs =40.

$\frac{1}{6}(1+\frac{2}{1})$=0.5

$\frac{1}{12}((\frac{40*0.505}{4.015})+2)$=0.42

$\frac{1}{3}$=0.33 --- control

ΦVc=0.75*($\frac{1}{3}$)$\sqrt{24}$* 1000 * 505*10^{-3}= 618.5 KN

ΦVc= 618KN>V_{umax}= 350 KN

OK…. The thickness is adequate enough .

4.11.3Flexural long –direction Mu=-62KN.m

Take steel Φ20 ➔ d = 600 - 20 – 75=505KN

$R_n=\frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{62*10^6}{0.9*3400*505^2}$ = 0.08MPa.

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.08}{420}}\right) = 0.0002$$

$A_s = \rho * b * d = 0.0002 * (3400) * (505) = 343.4 \ mm^2$

$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.001\,8 * 3400 * 600 = 3670 \ mm^2$

$As < A_{smin}$ Ok Take $A_{smin} = 3670 \ mm^2$.

Take 14 C 16 .

Mu=49KN.m +Mu=41KN.m

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{41*10^6}{0.9*3400*505^2} = 0.052MPa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.52}{420}}\right) = 0.00013$$

$A_s = \rho * b * d = 0.00013 * (3400) * (505) = 220 \ mm^2$

$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3400 * 505 = 3670 \ mm^2$

$A_s < A_{smin}$ Ok Take $A_{smin} = 3670 mm^2$.

Take 14 C 16 .

4.11.4 Design the flexural reinforcement in the transverse direction (transverse beams)

For column (1) under

d= 600 – 75- 20 = 505mm

$Pu1 = \frac{1000}{3.4} = 294$

$Mu = \frac{294}{2} * 0.55^2 * 3.4 = 151.2 \ KN.m$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{151.2*10^6}{0.9*3400*505^2} = 0.2MPa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.2}{420}}\right) = 0.00047$$

$A_s = \rho * b * d = 0.00047 * (3400) * (505) = 796 \ mm^2$

$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3400 * 600 = 3670 \ mm^2$

$A_s < A_{smin}$ Ok Take As= 3670 mm^2.

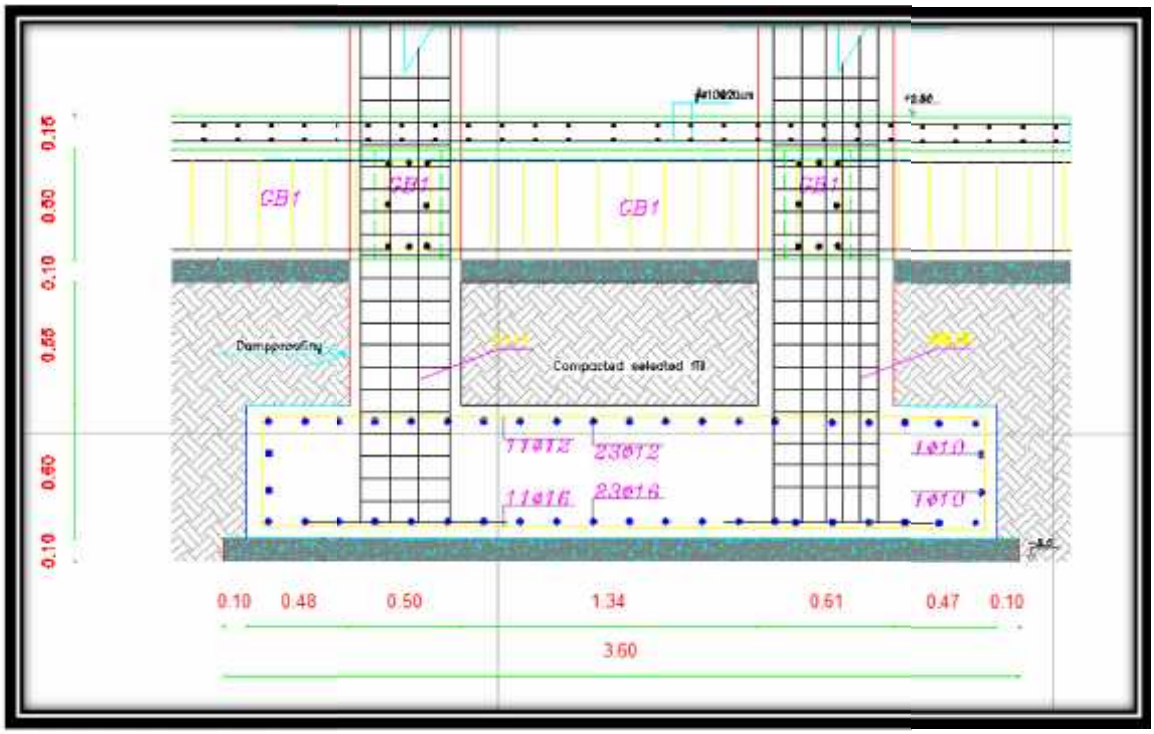
Take 20 C 16.

$S=\frac{3400-75-16*20}{19}$= 158mm<450 mm OK

4.11.5Temperature :

A_{smin}= 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2.

Take 11 C 16 or C 16@15cm< 45cm ……OK



Figure(4-24): reinforcement detail of combined footing F11

4. 12 Design of strip Footing:

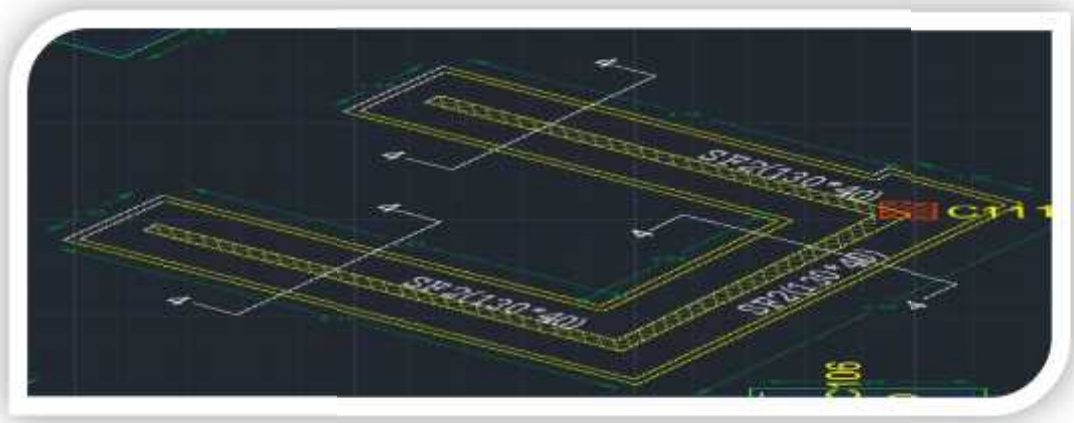


Figure (4-25): location of strip footing

4.12.1 Determination of load:

Total factored load = 570 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Live load =5kN/m^2

Q_{allow} =400 - 5- 0.4*25 = 385kN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{650}{385 * 1.4} = 1$$

B = 1.30 m, h= 40 cm

d= 400 – 75 – 20 = 305 mm

q_{ult} = 650/ 1.3 *1 = 500kN/m^2.

4.12.2 Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.55-0305)*500 = 130kN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6} \sqrt{fc} * d$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{24}$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

H=40 cm ok .

4.12.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 500*0.55^2/2= 75kN.m

$$Mn = \frac{75}{0.9} = 84KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{84 * 10^{-3}}{1.3 * 0.305^2} = 0.692Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

(eq. 4.20) $$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.962}{420}}\right) = 2.6 * 10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.0023 * 305 * 1000 = 830 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 400 * 1000 = 720mm^2$$

$$A_{req} = 830mm^2 > Asshrinkage = 720mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 830/152 = 6.2 , Use 7 bars
¤ 14 @ 15 cm c/c

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$1085 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 22.4mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{22.4}{0.85} = 26.28mm$$

$$£_s = \frac{305 - 26.28}{26.28} X0.003$$

$$£_s = 0.031 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * b * h
A_{smin} = 0.0018 * 1300* 400 = 936 mm^2
Use ¤ 14
No. = 936/153 = 7.36 , Use 8bars
Use 8¤ 14

4.12.4 Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}}$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{}}$$

$Ld_{available}$ = 550 - 75= 475mm
$Ld_{available}$= 475 mm > $ld_{req} = 346.3mm$
Hook not needed

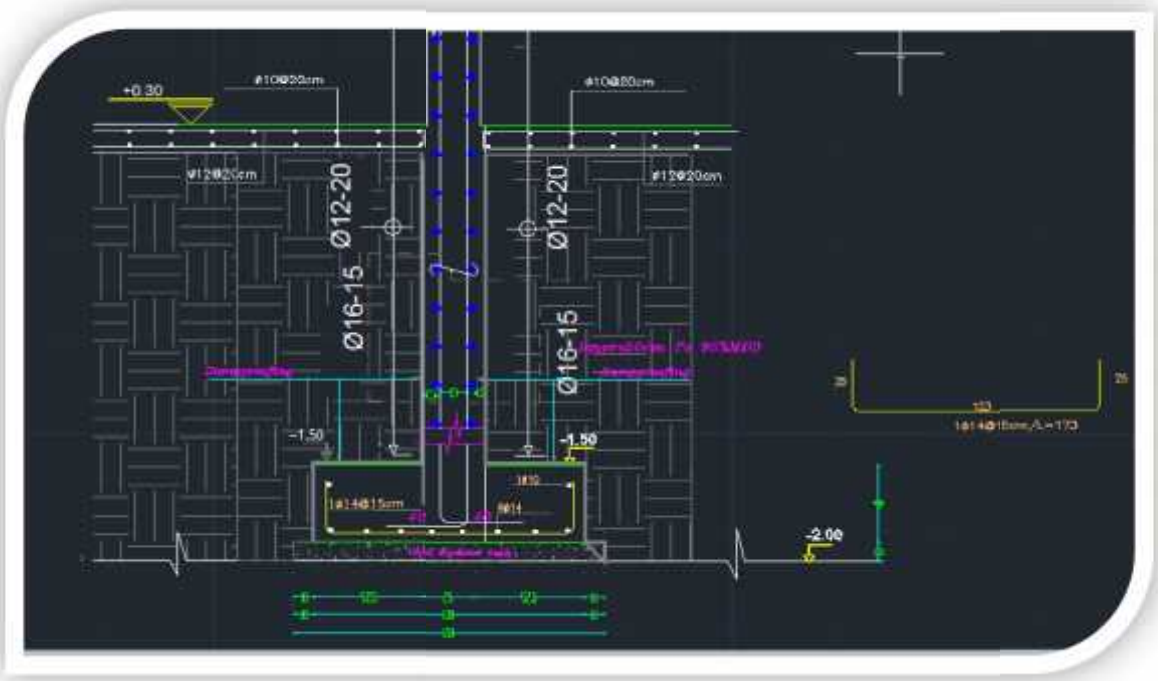


Figure (4-26) Strip Footing Detail

4 –13 Design of Mat Foundation(Mat1).

We got the moment in x direction and y direction after using the sap12 programas the fooling …

Assume h = 40 m .

And qa = 350 Kg/cm3 for the soil.

4.13.1 Design for flexural

*** Design for flexural short direction (x direction)(M11)**

Moment positive Mu= 600KN.m

d= 400 – 75 - 20 = 305mm

$$Mn = \frac{600}{0.9} = 660KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{660*10^6}{5400*305^2} = 1.31Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 1.31}{420}}\right) = 0.0032$$

$$As_{\mathrm{Req.}} = \circ * b * d = 0.0032 * 5400 * 305 = 5314 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 5400 * 400 = 3888 mm^2$$

$$As_{Shrinkage.} = 3888 < As_{req} = 5314 mm^2$$

Use A_{smin}
Use ¤ 14
No. $=\frac{5314}{154}=35.1$, Use 36 bars
Use Using hook $\geq 16 *$¤
Required length of hook $\geq 16*$¤ $\geq 16*1.4 =22.4$ cm
Use Hooksel. = 25 cm >Hookreq = 22.4cm
Use 36¤14

*Design for flexural short direction (x direction)(M11)

Moment Negative Mu= -400KN.m

Use A_{smin}
Use ¤ 14
No. $=\frac{3888}{154}=25.9$, Use 27 bars
Use Using hook $\geq 16*$¤
Required length of hook $\geq 16*$¤ $\geq 16*1.4= 22.4$ cm
Use Hooksel. = 25 cm >Hookreq = 22.4 cm
Use 27 ¤14

*Design for flexural long direction (y direction)(M22)

Moment Positive Mu= 600KN.m

d= 400 – 75 - 20 = 305mm

$$Mn = \frac{600}{0.9} = 660 KN.m$$

$$\mathrm{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{660*10^6}{5400*305^2} = 1.31 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 1.31}{420}}\right) = 0.0032$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.0032 * 5400 * 305 = 5314 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 5400 * 400 = 3888 mm^2$$

$$As_{Shrinkage.} = 3888 < As_{req} = 5314 mm^2$$

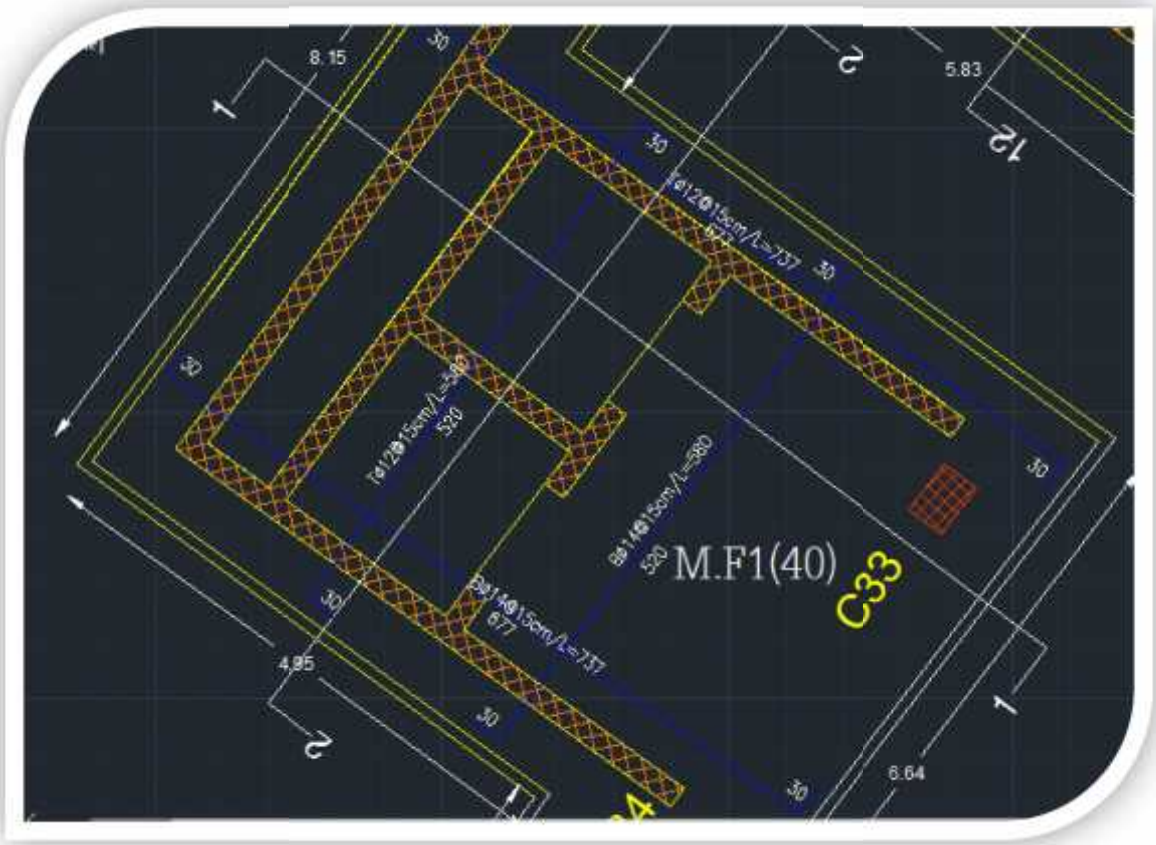
Use A_{smin}
Use ¤ 14
No. $=\frac{5314}{154}=35.1$, Use 36 bars
Use Using hook $\geq 16 *$¤
Required length of hook $\geq 16*$¤ $\geq 16*1.4 =22.4$ cm
Use Hooksel. = 25 cm >Hookreq = 22.4cm
Use 36¤14

*Design for flexural long direction (y direction)(M22)

Moment Negative = -200 KN.m

Use A_{smin}
Use ¤ 14
No. $=\frac{3888}{154}=25.9$, Use 27 bars
Use Using hook $\geq 16*$¤
Required length of hook $\geq 16*$¤ $\geq 16*1.4=$ 22.4 cm
Use Hooksel. = 25 cm >Hookreq = 22.4 cm

Use 27¤14



Figure(4-27): top view for mat foundation mat1

Figure(4-28):reinforcement detail for mat foundation mat (1)

4.14 Design of Shear wall (W26):

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software, and this is a manual example of shear wall design:

4.14.1 Shear Wall Design Parameters

f_c' =24 MPa

f_y =420 MPa.

h=20 cm. Shear wall thickness.

L_w= 14.7m. shear wall width

Hw=18 m. Stories height.

4.14.2 Design of the Horizontal reinforcement

***Internal forces & moments:**

$$\sum Fx = Vu = 2144.57KN$$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{14.7}{2} = 7.35m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{18}{2} = 9m \longrightarrow Mu = 26170.63KN$$

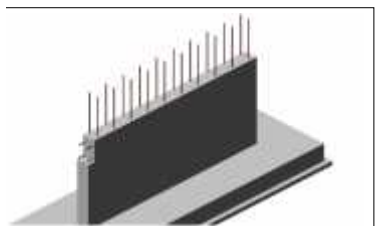
***Design it by using Reinforced concrete:**

Vu=2144.57KN

Vn=Vu/0.75=2859. 48KN

Design of shear:

Figure(4-29)shear wall



$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 14.7 = 11.76 m$

$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 11.76 * 10^{-3} = 1920.4 KN\ (Control)$ ....(eq.4.69)

$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = (\frac{\sqrt{24} * 0.20 * 11.76}{4} + \frac{1 * 11.76}{4 * 14.7}) * 10^3 = 3081 KN$ ..... (eq.4.70)

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{10}$$ ....(eq.4.71)

$$= \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{14.7\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{14.7 * 0.20}\right)}{\frac{26170.63}{2144.57} - \frac{14.7}{2}} \right) * \frac{0.20 * 11.76}{10} * 10^3 = 4550.8 KN$$

$Vs = Vn - Vc1$ ....(eq.4.72)

$Vs = 2859.43 - 1920.4 = 939.03 KN$

$$\rho t = \frac{Avh}{s_2.h} = \frac{0.19}{0.20} = 0.95\ (Control)$$

$\left(\frac{Av_h}{S}\right)_{min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 200 = 0.5 m$ .... (eq.4.72)

$S_{max} = \frac{LW}{5} = 14700 / 5 = 2940\ mm$ ....(eq.4.73)

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

$S_{max} = 450\ mm$

$select \longrightarrow 2¤12 \longrightarrow As = 2.26\ cm2$

$\frac{Av}{S_{req}} = 0.95\ mm$

$\frac{226}{S_{req}} = 0.95 \rightarrow S_{req} = 237.7\ mm\ (Control)$

$Select\ .....S = 20\ cm < Sreq. = 23.77\ cm$

$S\ \ selected = 20\ cm < 45\ cm < 60\ cm$

$use....2¤12\ @\ 20\ cm\ (c/c)in\ 2\ \ layer$

Select 2Φ12/20cm. In tow layer

4.14.3 Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{vv} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{Sh} - 0.0025))S_1 h_1 \text{.....(eq.4.74)}$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = (0.0025 + 0.5(2.5 - 18/14.7)(\frac{226}{200*200} - 0.0025)) * 200 = 1.12$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{18}{14.7} = 1.22 \le 2.5$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = 0.90$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 14700 = 4900mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600mm$$

$$Select\ 2¤16\ With\ area\ As = 200mm^2$$

$$\frac{200}{S1} = 1.12$$

$$\therefore S_1 = 175mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 15cm < 17.5cm$$

$$S = 15cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2¤16/15cm\ c/c$$

Select 2Φ16/15cm. In tow layer

4.14.4 Design of bending moment:

Mu = 26170.63KN.m

$$Asv = \frac{Lw}{S1} \times As_v \longrightarrow = \frac{14.7}{0.15} \times 201 = 19700mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 * \quad * fc' * Lw * h)/(Asv * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 14.7 \times 0.20)/(19700 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.122$$

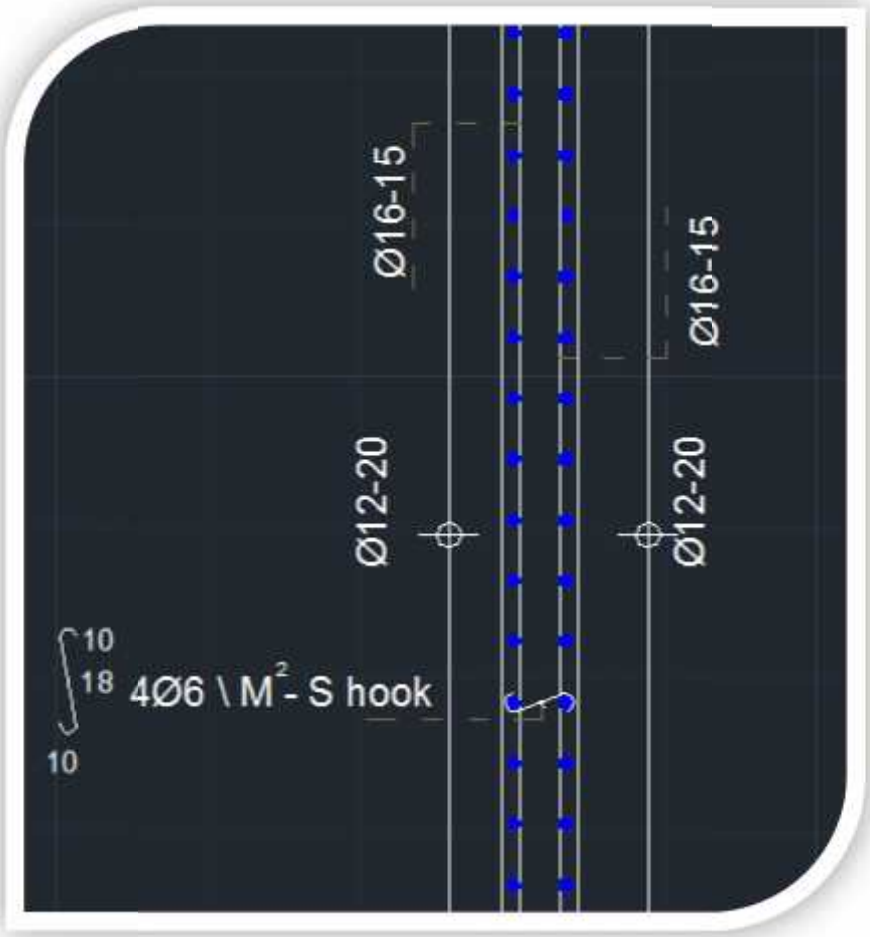
(eq. 4.75)

(eq. 4.76) $$Muv = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times Asv \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)$$

$$Muv = 0.9 * 420 * 0.5 * 19700 \times 10^{-3} \times 14.7 * (1 - \frac{0.122}{2}) = 51393.82\ kN.m$$

Muv> Mu

Boundary steel is not required.



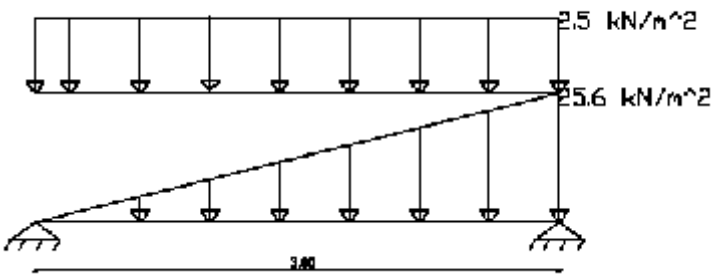
Figure(4-30):reinforcement detail for shear wall

4.15 Design of basement wall (W26):

1-Magnitude of axial compression force is low. Effect of axial compression force is unloading and will be neglected

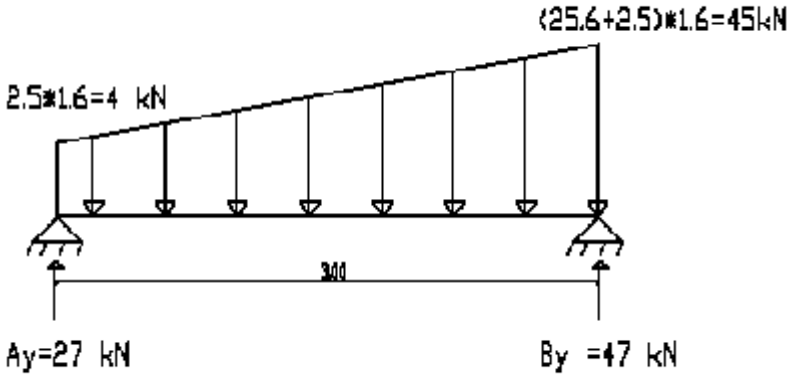
Design of wall section as a rectangular section subjected to bending moment alone:-

4.15.1structural system and loads



Loads is braced earth pressure type is at rest steady earth pressure:-

K= 1-sin(a) =1-sin 33=0.45
E1=0.45*19*0=0
E2= 0.45*19*3=25.6
Part of live load:-
El= constant = k*l=5*0.5=2.5 kN/m^2



*internal forces

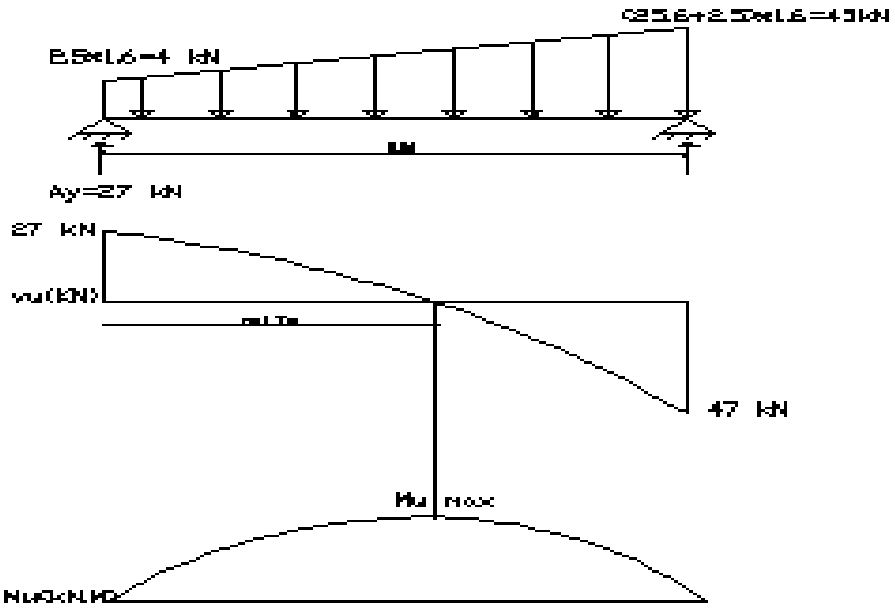
For 1 m strip unit of load:

MR(A) =0.00
MR(A)= 4*3*1.5+0.5*41*3*(2/3)*3=3By
141=By By = 47kN
MR(B)=4*3*1.5+(1/3)*0.5*3*41=3 Ay
Ay =27 kN

4.15.2 Design of shear force:

Assume h= 25 cm
D=250-50-12=188mm
Shear critical section at distance d from the face of support
Vu=-47+4*0.188+41*0.188=-38.5KN

ΦV_c = 0.75*1/6*24^0.5*1000*188=115.2>38.5KN



4.15.3Design of bending moment:

Mu max at vu(x)=0.0

X at vu (x)=0.0

27-4x =0.5 x*qux

27-4 =0.5x*13.6 x

$27-4x=6.8\ x^2$

X=1.7m

Qux=13.6*x

Mu=4*1.7*(1.7/2)-27*1.7+0.5*23*1.7*(1/3)*1.7=30kn.m

Mn=30/0.9=33.33kn.m

$m=\frac{fy}{0.85*\ fc'}$ =420/0.85*24=20.5

$Kn=\frac{Mn}{bd^2}=33.3*10\text{^}6/1000*188\text{^}2=0.9$

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

=0.0021

As req=0.0021*100*0.188=3.94cm$^{2/}$m

As min for wall=0.0012*b*h

=0.0012*100*25=3cm$^{2/}$m

As req> as min….OK

As for 1 ⌀ 12=1.13N=3.94/1.13=4bars

S=100/4=25cm

Select s=20cm

Earth side ,as =as min

Select ⌀ 12/20cm

الفصـــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١النتائج

٥-٢ التوصيات

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

١. يجب على كل مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
٥. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
٦. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع.

٥-٢ التوصيات

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

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

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

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب **إعا**دة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

الملاحق

Appendix (A)
Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)
Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)
BOQ

This appendix is an attachment with this project

Appendix (D)
Calculation quantity

This appendix is an attachment with this project

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

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

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

Table(5-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

[*] Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.
[†] Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.
[‡] Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.
[§] Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (5-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-
المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.	

قائمة المصادر والمراجع

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

2. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE(ACI-318M-14 .***

3. **UniformBuildingCode (UBC-97) .**