بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمركز التسوق (Shopping center)
في مدينة الخليل

فريق العمل

حسن وليد ابورعية　　هاشم جمال ابورعية　　وجدي وجيه طنينة

إشراف

د.ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بمتطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران - ٢٠١٠

جامعة بوليتكنيك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
ACC. ١٢٥٤٩ الرقم المتسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمركز التسوق (Shopping center)
في مدينة الخليل

فريق العمل

حسن وليد ابورعية　　هاشم جمال ابورعية　　وجدي وجيه طنينة

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

توقيع المشرف
د.ماهر عمرو
.....
8/8/2010

توقيع رئيس الدائرة
م.خليل كرامة
.....
8/8/2010

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز...

إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب، أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

إلى الأعزاء على قلبي .....أخوتي.

إلى من علمني أول حرف..... أساتذتي.

إلى زملائـي بكـل مراحل الدراســة.

إلى روح الشهيد القائد الرمز أبو عمار.

إلى أمهات الشـهداء والجـرحى والأسـرى.

إلى من قـدّم شيئاً" من اجـل فلـسطين.

إلـــى كـــل من أحـــبنا وأحـــببناه.

فريق العمل....

الشكر والتقدير

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل الشكر وأسمى آيات التقدير، إلى جامعتنا الغالية

ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية، والى كل الذين ساهموا ووقفوا معنا من اجل تحقيق هدفنا

المنشود في انجاز هذا البحث المتواضع ليضعونا على أول الطريق .....طريق مواجهة الحياة العملية

ونخص بالذكر آبائنا وأمهاتنا اللاتي سهرن الليالي وكابدوا من اجل راحتنا وتحقيق أحلامنا،

والنهوض بنا إلى مصاف أهل العلم ...والى أساتذتنا الأفاضل ، ونخص بالذكر مشرفنا العلمي

د.ماهر عمرو الذي لم يأل جهدا في ولادة هذا البحث إلى النور عبر توجيهاته وإرشاداته العلمية البناءة ، ومتابعة

خطواتنا أول بأول ، والى كل من قدم لنا النصح والإرشاد في هذا البحث ، والى الطالبة ناريمان البربراوي التي زودتنا

بالمخططات المعمارية للمشروع فلهم منا كل الشكر والاحترام ، والى كل الذين لم نذكرهم حصرا ..

لهم متسع في القلب أيضا.

لكم منا مرة أخرى أسمى آيات الشكر والمحبة طالما حيينا.

وتفضلوا منا بقبول فائق الاحترام...

فريق العمل...

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمركز التسوق (Shopping center)
في مدينة الخليل

فريق المشروع

حسن وليد ابورعية　　هاشم جمال ابورعية　　وجدي وجيه طنينة

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2009

إشراف

د.ماهر عمرو

هدف هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إليه وذلك للتقليل من عدد المخازن الموزعة بشكل يشوه مدينة الخليل مما يؤدي إلى عدم الكفائه المعمارية في المنطقة والتقليل من ازمه المركبات في الشوارع وذلك لوجود مواقف للسيارات داخل المشروع.

يتكون المشروع من ثمانية طوابق (٦٥٠ م^{٢} للطابق تقريبا)، بحيث يحتوي المشروع على العديد من الفعاليات مثل المكاتب والمخازن والمطاعم وغرف الألعاب، الموزعة معماريا بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ،ولتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C) ،اما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2008)، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocad2007, STAAD.Pro, Office2003, Strap: وغيرها.

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

والله الموفق

Abstract

Structural Design and Details of a Multi story Building

Project Team

Hasan Abu Raieh **Hashem Abu Raieh** **Wajdi Tannena**

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Dr. Maher Amro

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of a multi story building in Hebron city.

This building consists of 8 floors and it contains unlimited activities.
This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI-code-2008.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية.

	الصفحة
صفحة العنوان	i
تقرير مشروع التخرج	ii
شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
الإهداء	iv
الشكر والتقدير	v
خلاصة المشروع	vi
فهرس المحتويات	viii
فهرس الجداول	xii
فهرس الأشكال والرسومات	xii
List of Abbreviations	xv

الفصل الأول.

المقدمة

	الصفحة
(1-1) المقدمة	2
(١-٢) مشكلة البحث	3
(1-4) الهدف من المشروع	4
(١-٥) خطوات المشروع	5
(١-٧) نطاق المشروع	6
(١-٨)الجدول الزمني	7

الفصل الثاني.

الوصف المعماري للمشروع

الموضوع	الصفحة
(2-1) المقدمة	٩
(2-2) وصف الطوابق	١٠
١-موقف السيارت للطابق الاول (التسويه)	١٠
٢-موقف السيارات للطابق التاني (التسويه)	١١
٣- الطابق الارضي	١٢
٤- الطابق الاول	١٣
٥- الطابق الثاني	١٤
٦-الطابق الثالث	١٥
٧-الطابق الرابع	١٦
٨-الطابق الخامس	١٧
(2-3) وصف الواجهات	١٨
١- الواجهة الشماليه	١٨
٢- الواجهة الجنوبية	١٩
٣- الواجهة الشرقية	٢٠
٤- الواجهة الغربيه	٢١
(2-4) العناصر المعماريه	٢٢
(2-5) الحركة	٢٣

الفصل الثالث.

الدراسة الإنشائية

الموضوع	الصفحة
(1-3) المقدمة	٢٥
(2-3) الاحمال المؤثرة على المبنى	٢٦
١-الأحمال الميتة	٢٧
٢- الأحمال الحية	٢٨
٣- أحمال الرياح	٢٩
٤- أحمال الثلوج	٣١
٥- أحمال الزلازل	٣٢
(3-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	٣٣
-1العقدات	٣٣
-2 الأدراج	٣٦
-3 الجسور	٣٧
-4 الأعمدة	٣٨
٥- الأساسات	٣٩
٦- الجدران الإستنادية	٤٠
٧- فواصل التمدد	٤١

Chapter Four

TABLE OF CONTENTS

Structural Analysis and Design

Title	Page
(4.1) Introduction	**43**
(4.2) Design of rib (3) in third floor	**44**
1-design of positive moment	**47**
2-design of negative moment	**54**
3-design of shear reinforcement	**57**
4-Topping design	**59**
(4.3) Design of beam (8)	**61**
1-Design moment of beam (8)	**61**
2- Design positive moment reinforcement	**62**
3-Design negative moment reinforcement	**65**
4 –Design shear reinforcement	**67**
(4.4) Design Two Way Solid slab of Stairs	**72**
1- Determination of loads	**72**
2- Check of shear	**72**
3- Design of reinforcement	**73**
(4.5) Design of column	**76**
1- Design of Short column(C 3/ Basement Floor)	**76**
2- Design of long column(C 17*/ Basement Floor)	**78**
(4.6) Design of Isolated footing	**81**
(4.7) Design of Strip Footing for (S.F.1)	**88**
1- Load Calculation	**88**
2- Determine the Footing Width	**88**
3- Determined of footing depth	**89**
4- Design of shear	**89**

(4.8) Design of Elevator Mat 94

1- Design of Positive moment (In X direction) 95

2- Design of negative moment(In X direction) 96

3- Design of Positive moment (In Y direction) 98

4-Design of negative moment(In Y direction) 99

5-Design of shear 100

(4-9) Design Double Flat Stair 101

1- Stair thickness 101

2- Load Determination 102

3- Stair reinforcement Design of one meter strip 104

4- Min reinforcement 105

(4-10) Design of Basement wall 106

1- Load Calculation 106

2 Thickness Calculation 107

3- Wall Design 107

4- Design of Secondary Reinforcement 108

5- Check for Shear 108

(4-11) Design of Shear wall 110

1- Load Calculation 110

2- Calculation of shear force on (Shear Walls) 110

3- Shear Wall Design Parameters 114

4- Design of Horizontal Reinforcement 114

5- Design of Vertical reinforcement 115

6- Shear Wall Detail 116

الفصل الخامس.

الاستنتاجات و التوصيات

الموضوع	الصفحة
(5-1) الاستنتاجات	١١٨
(5-2) التوصيات	١١٩
المصادر والمراجع	١٢٠

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1.3) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	28
جدول (2.3) يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى	29
جدول (3.3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	31
جدول(1.4) Calculation of the total Fx	112
جدول(2.4) Moment & Shear Values	113

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل(١,١) يبين مراحل القيام المشروع	6
الشكل(٢.١) يبين الجدول الزمني للمشروع	7
الشكل(١,٢) طابق التسوية الأول	10
الشكل(٢,٢) طابق التسوية الثاني	11
الشكل(٣,٢) الطابق الأرضي	12
الشكل(٤,٢) الطابق الأول	13
الشكل (٥,٢)الطابق الثاني	14
الشكل (٦,٢) الطابق الثالث	15
الشكل (٧,٢) الطابق الرابع	16
الشكل (٨.٢)الطابق الخامس	17
الشكل (٩.٢)الواجهة الشمالية	18

الشكل(١٠.٢) الواجهة الجنوبية	19
الشكل(١١.٢)الواجهة الشرقية	20
الشكل (٢-١٢)الواجهة الغربية	21
الشكل(١.٣) الأحمال الميتة في المباني	27
الشكل(٢.٣) أحمال الرياح على المباني	28
الشكل(٣.٣) أحمال الثلوج على المنشات	31
الشكل(٤.٣)شكل عقدة الأعصاب	34
الشكل(٥.٣)شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد	34
الشكل(٦٣.٣)شكل عقدة مصمتة باتجاهين	35
الشكل(٧.٣)شكل الدرج	36
الشكل(٨.٣)شكل الجسر الخرساني	37
الشكل (٩.٣)شكل مقطع العمود	38
الشكل (١٠.٣)مقطع جدار المقاومة لقوى القص	39
الشكل (١١.٣)شكل أساس منفرد	34

List of Figures

Description	page
Figure (4.1): section in one way ribbed slab	45
Figure (4.2): Spans length of rib (03)	46
Figure (4.3): Rib location	46
Figure (4.4): Moment diagram of rib (03)	47
Figure (4.5): Shear diagram of rib (03)	57
Figure (4.6): Topping design	59
Figure (4.7): location of beam No.8	61
Figure (4.8): Moment diagram of beam (B8)	62
Figure (4.9): Shear diagram of beam (B8)	67
Figure (4.10): cross section of column	75
Figure (4.11): Top view of Isolated footing	77
Figure (4.12): Side view of Isolated footing	78
Figure (4.13): Detail of footing	80
Figure (4.14): Double flat of stairs	81
Figure (4.15): section of stairs	84
Figure (4.16): Details of stairs	87
Figure (4.17): Strip Footing Details	93
Figure (4.18): Moment Diagram	94
Figure (4.19): Moment Diagram	97
Figure (4.20): The envelop shear diagram	100
Figure (4.21): Double Flats Stairs	101
Figure (4.22): Section in Stair	102
Figure (4.23): Moment for Stair	104
Figure (4.24): details of stairs	105
Figure (4.25): Basement wall-Diagram	106
Figure (4.26): Basement wall-Detail	109
Figure (4.27): Shear Wall Detail	116

List of Abbreviations:

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal 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).
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

CHAPTER

1

المقـــدمـــة

المقدمة

(1-1) المقدمة.

(2-1) مشكلة البحث.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع.

(4-1) الهدف من المشروع

(5-1) خطوات المشروع.

(١-٦) أسباب اختيار المشروع.

(١-٧)نطاق المشروع.

(١-٨) الجدول الزمني .

(١-١) المقدمة:

لقد سعى الإنسان منذ العصور القديمة إلى تطوير أسلوب معيشته وأنماط حياته وكان هذا الأمر بسبب زيادة رغباته وتطلعاته بحياة جيدة ومريحة ، حيث رافق هذا الأمر تطورا في جميع النواحي وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من أخر هذا التطور العمراني أسلوب إقامة المراكز والمجمعات التجارية .

وفي المدن الفلسطينية وفي هذا النمو الاقتصادي السريع وازدياد رغبات المستثمرين في إقامة مشاريع على شكل المراكز والمجمعات التجارية بأنواعها بالإضافة إلى زيادة طلب المستهلكين لاماكن من هذا النوع بسبب توفيرها الراحة والرفاهية في أثناء التسوق، أصبحت هذه المراكز والمجمعات التجارية أمرا ضروريا في حياة الإنسان الفلسطيني.

ولهذا السبب كان لابد من الاهتمام بهذه المجمعات والمراكز التجارية من جميع النواحي وخاصة المعمارية والإنشائية، نظرا للدور الذي تلعبه هذه المراكز والمجمعات من خدمة كبيرة لتلبية رغبات الإنسان المتزايدة.

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم من إيجاد الحلول المناسبة لهذه الرغبات ، من تصميم وتطوير لهذه المجمعات والمراكز التجارية. بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوة الواقعة عليها، وبحيث تلبي رغبات المستهلكين وتوفر الراحة والأمان لرواد هذه المراكز.

ومن هذا المنطلق تجلت كل اهتماماتنا على اختيار هذا المشروع الذي تم تصميمه معماريا، لنكمل نحن الطريق بتصميمه إنشائيا لكي يصبح المشروع قابلا للتنفيذ.

(2-1) مشكلة البحث:

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجري عليه الدراسة.

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ..الخ ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع:

المراكز التجارية هي مكان تتجمع فيه أصناف التجارة والمطاعم والخدمات الإدارية والاجتماعية، كل ذلك في مجمع واحد متماسك.

هناك مميزات كبيرة لهذا التجمع يتجلى فيه سهولة الاستخدام وتحقيق الاقتصاد وإمكانية التجهيز الرفيع.

نظرا للاستخدام المتعدد أو لتوفير أكثر من وظيفة للمباني التجارية عمد إلى إضافة أجزاء تخصص لاستعمال المكاتب الإدارية بكافة أنواعها من شركات ومكاتب متخصصة وعيادات طبية، وزودت بعناصر الحركة الراسية لتوفير الراحة والسرعة في الحركة وعادة تكون هي المكاتب العلوية، وتخصيص مساحات مناسبة لكل مكتب حسب الاستعمال، كما يراعى توفير الإضاءة والتهوية الكافيين، ومن الملاحظ أيضا يتم تخصيص الأدوار الأرضية للمحلات التجارية.

(4-1) الهدف من المشروع:

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين:

١.أهداف معمارية:

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح ، لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات، ويكون للمراكز التجارية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري، وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها.

٢.أهداف إنشائية:

أ- التحليل والتصميم الإنشائي للمجمع التجاري، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأساسات... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على حركة الزبائن داخل المبنى، ولا يؤثر على الطابع المعماري المصمم.

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع.

(5-1) خطوات المشروع:

١-دراسة المخططات المعمارية للمجمع التجاري من (مساقط، واجهات ،قطاعات، موقع عام) وربط هذه المخططات مع بعضها البعض .

٢- القيام بتوزيع الأعمدة بحيث لا تتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري.

٣- دراسة المبنى إنشائيا بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية، والأحمال الواقعة على المبنى، وأيضا اعتماد النظام الإنشائي له.

٤- التحليل الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٥- التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

٦- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية للمبنى بحيث يتم إخراجها بشكل يتم تنفيذه.

٧- كتابة المشروع وإخراجه بصورته النهائية.

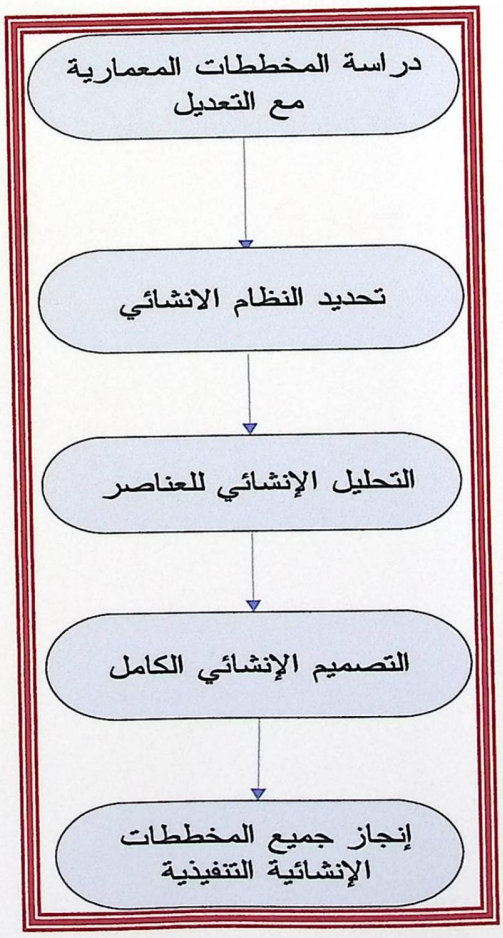
(١-٦) أسباب اختيار المشروع:

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي سنعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله. ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

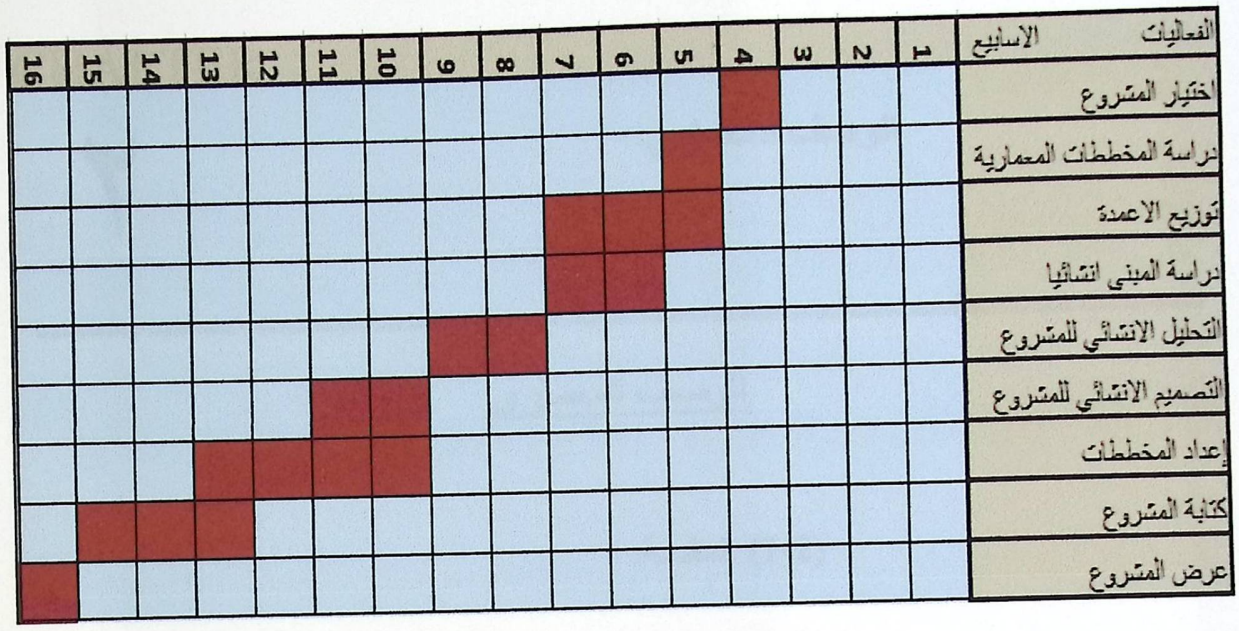
(١-٧)نطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على عدة فصول مفصلة كالآتي:

- الفصل الأول: وهو مقدمة عامة للمشروع،
- الفصل الثاني: ويتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث: ويحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمشروع.
- الفصل الرابع: إجراء التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.
- الفصل الخامس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.



شكل رقم(١.١) يبين مراحل القيام المشروع



شكل رقم(٢.١) يبين الجدول الزمني للمشروع.

CHAPTER

٢

الوصف المعماري

الوصف المعماري

(2-1) المقدمة.

(2-2) وصف الطوابق.

(2-3) وصف الواجهات.

(2-4) العناصر المعماريه .

(2-5) الحركة .

(٢-١) المقدمة:

إن للتصميم المعماري الناجح متطلبات مهمه يجب أن تتم حتى تلبي الوظيفة المرجوه منه واحتياجات الإنسان في العصر الحالي وتتمثل هذه الشروط في الديمومة الوظيفية، والجمال والاقتصاد ومن المهم في هذه الشروط أن تتفاعل بين بعضها وتتناغم بحيث تحقق لدينا الرؤيا الواضحة للتصميم الأمثل وبالتالي نحصل على تصميم معماري متكامل وشامل، وهذا يتحقق بفهم المطالب الوظيفية للمبنى وتوفير المساحات وكذلك أخذ الحركة بعين الاعتبار .

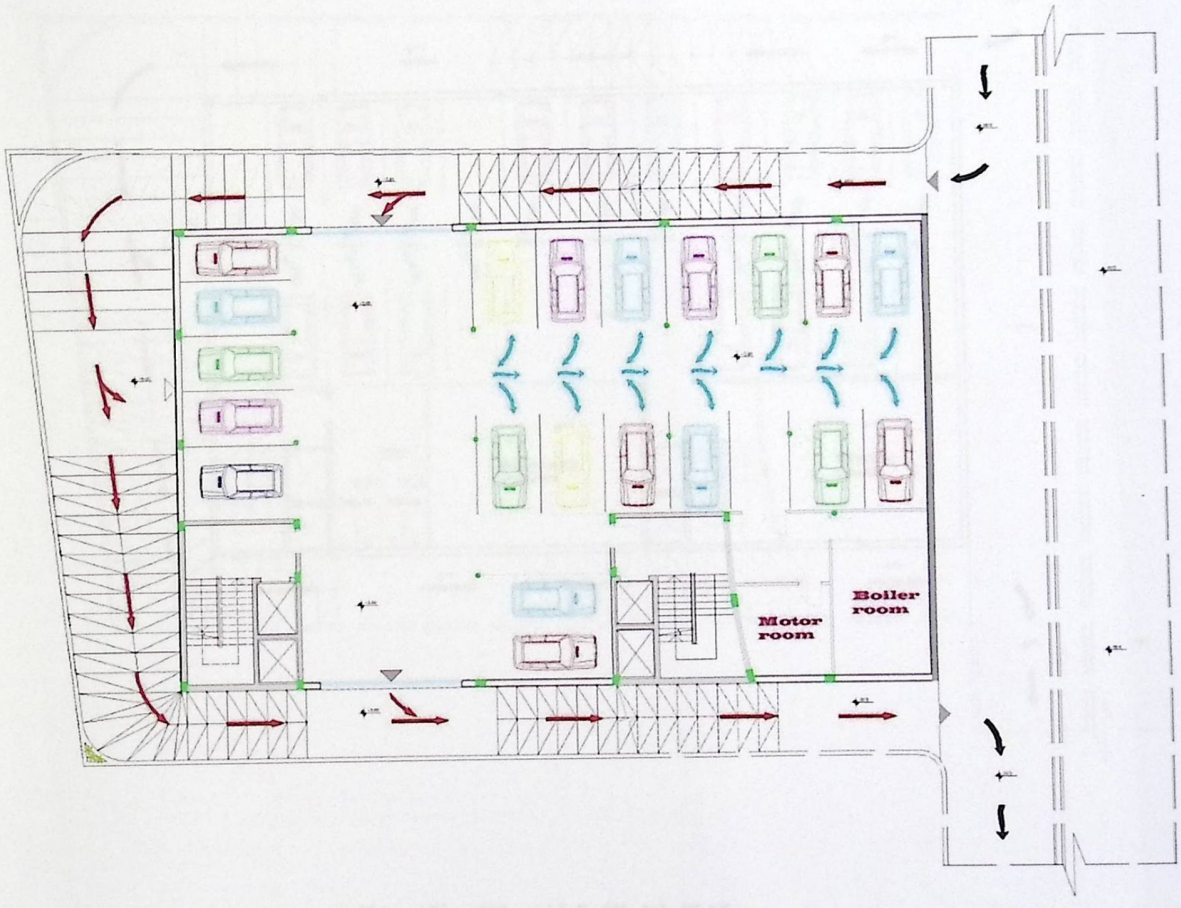
ومن الخطوات المهمه والضرورية التي تسبق إعداد الدراسات الإنشائية للمشروع الهندسي هي دراسة المخططات المعمارية دراسة متعمقة بحيث يسهل التعامل معها وفهم الفعاليات المختلفة التي يحتويها المبنى والعلاقات الوظيفية الرابطة بينها ، وطبيعة الحركة واستخدام هذه الأجزاء ، والتعديلات المعمارية – إن وجدت – وأمور أخرى ذات أهمية التي تعطي الصورة الواضحة للمشروع وبالتالي يكون بالإمكان تحديد أماكن الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى بحيث تتناسب مع التصميم المعماري.

ويجب الإشارة هنا إلى المصمم المعماري لهذا المشروع وهو الطالبة: ناريمان بربراوي، قسم الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنيك فلسطين.

(٢-2) وصف الطوابق:

١- موقف السيارات الطابق الأول(التسوية):

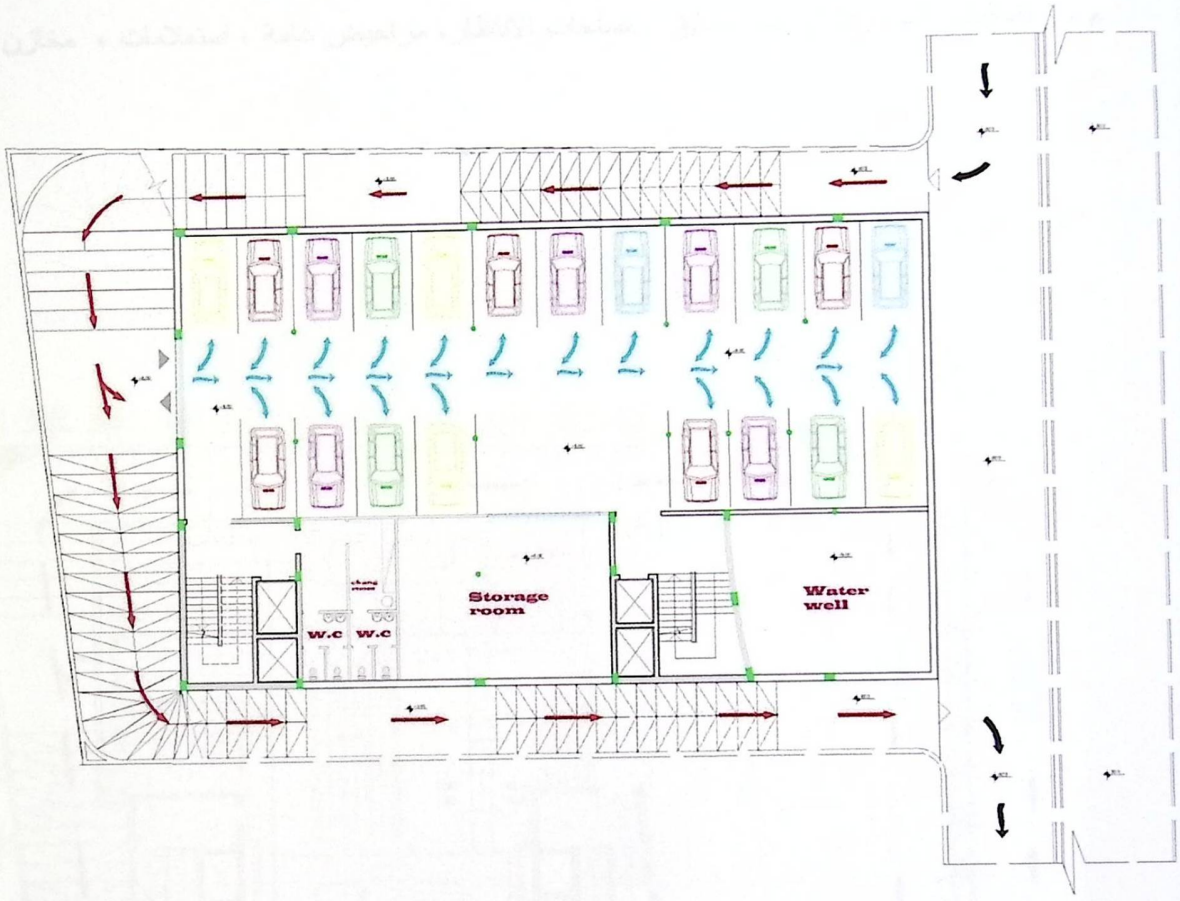
تبلغ مساحة هذا الطابق٧١٤م^{٢} حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجاه حركة الدخول والخروج.



الشكل(١.٢) الطابق الأول(التسوية)

٢- موقف السيارات الطابق الثاني(التسوية):

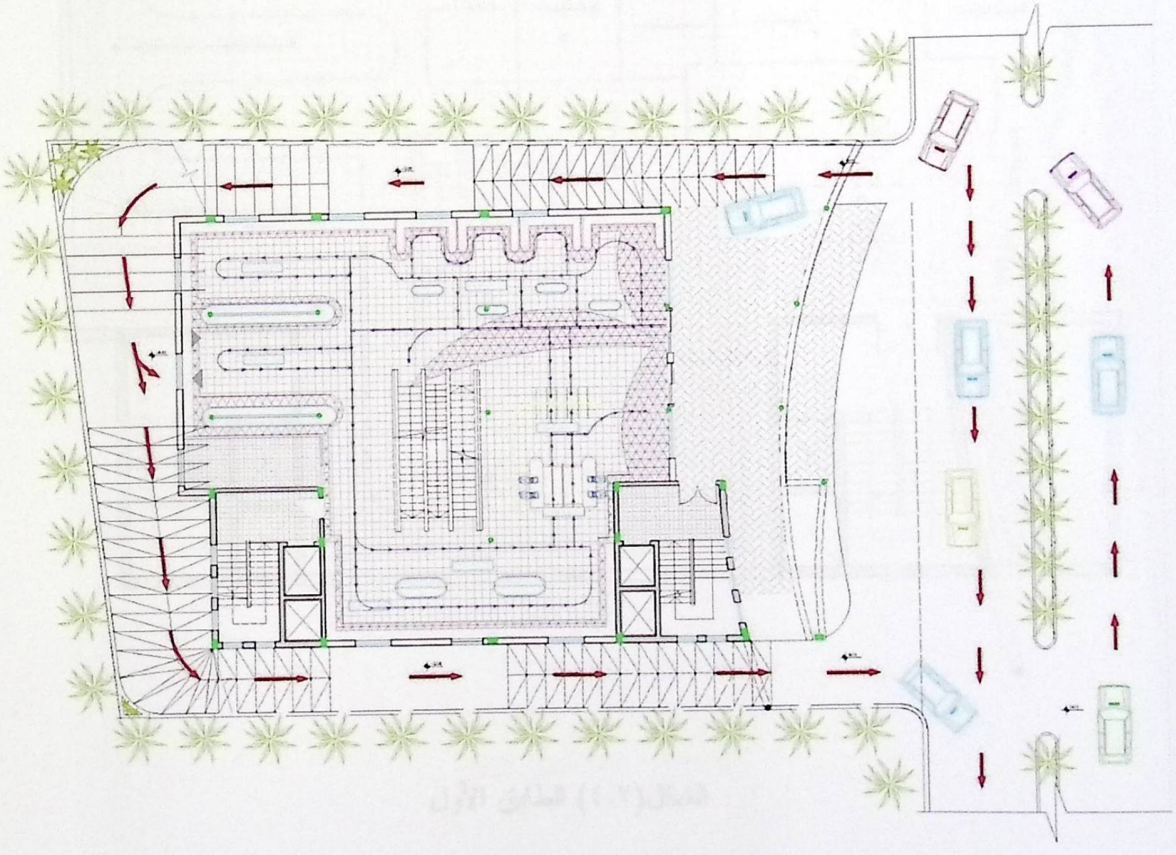
تبلغ مساحة هذا الطابق٧١٤م^{٢} حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجاه حركة الدخول والخروج.



الشكل(٢.٢) الطابق الثاني(التسوية)

٣-الطابق الأرضي:

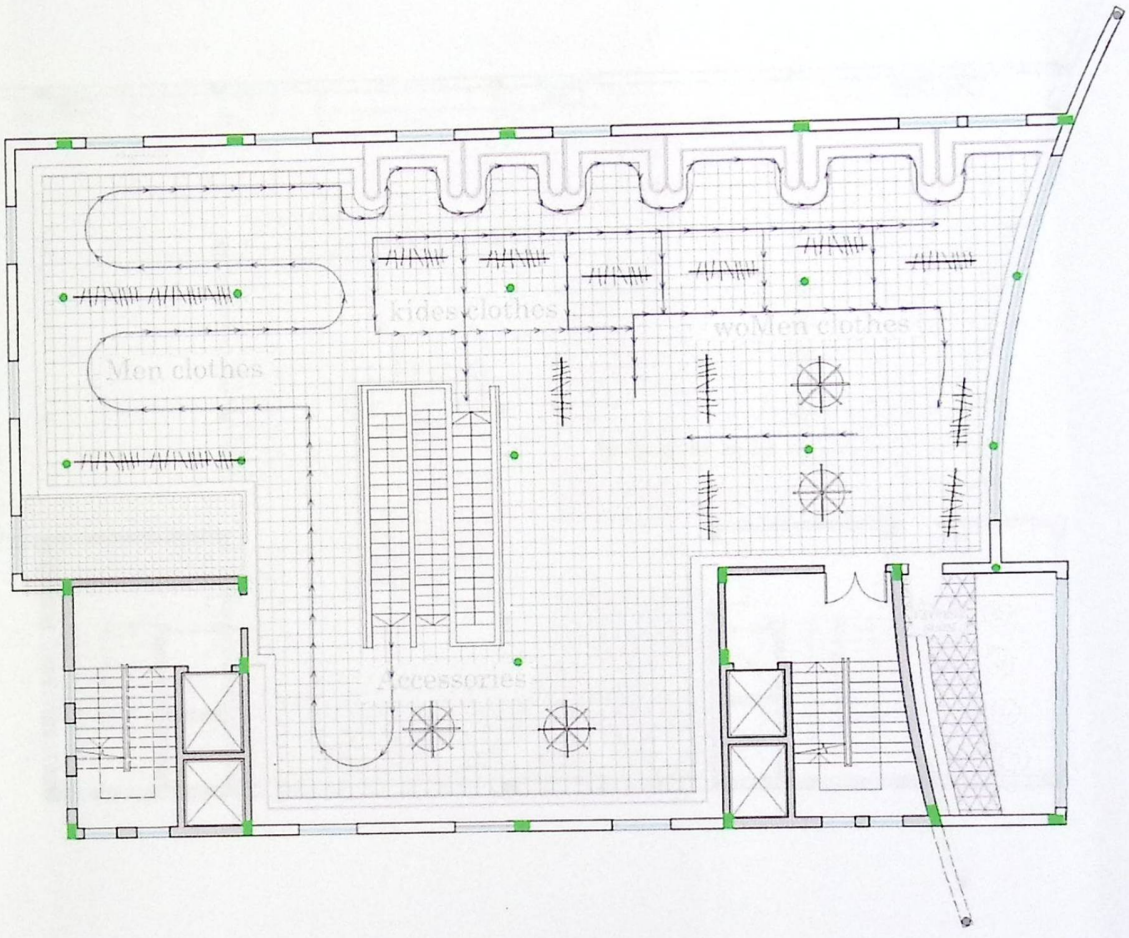
تبلغ مساحة هذا الطابق ٦٠٠ م^{٢} تقريبا ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة لوظيفة الاستقبال و معظم هذا الطابق مستغلة مساحاته لبيع الخضروات والفواكة ،ومن الفعاليات الموجودة في هذا الطابق : مساحات الانتظار، مراحيض عامة ، استعلامات ، مخازن ، مصاعد .



الشكل(٣.٢) الطابق الأرضي

٤-الطابق الاول:

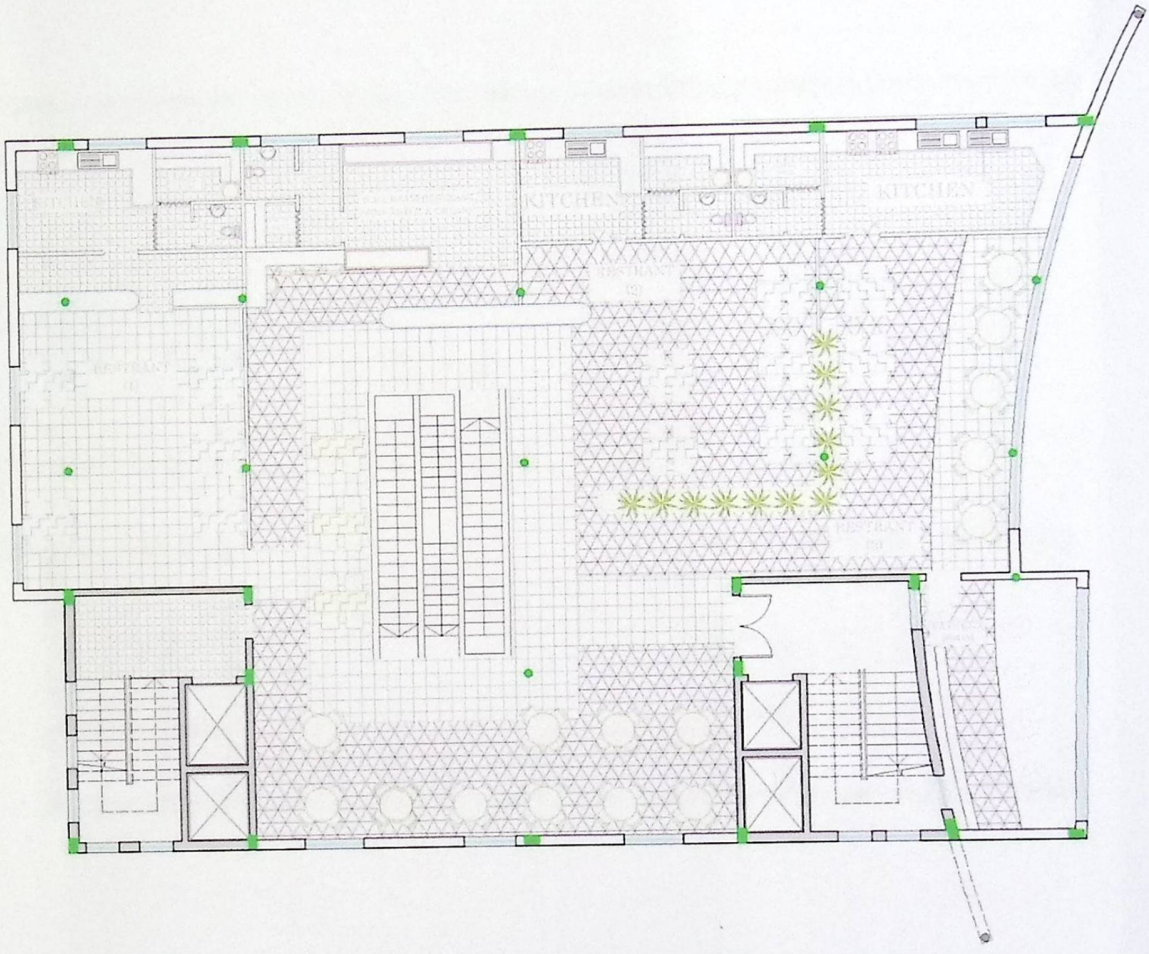
تبلغ مساحة هذا الطابق ٦٥٠ م^{٢} تقريبا، ويستغل هذا الطابق لمحال لبيع ملابس للاطفال والنساء والرجـــال وبالاضافة الى منطقة لعرض وبيع الاكسسوارت .



الشكل(٤.٢) الطابق الأول

٥- الطابق الثاني:

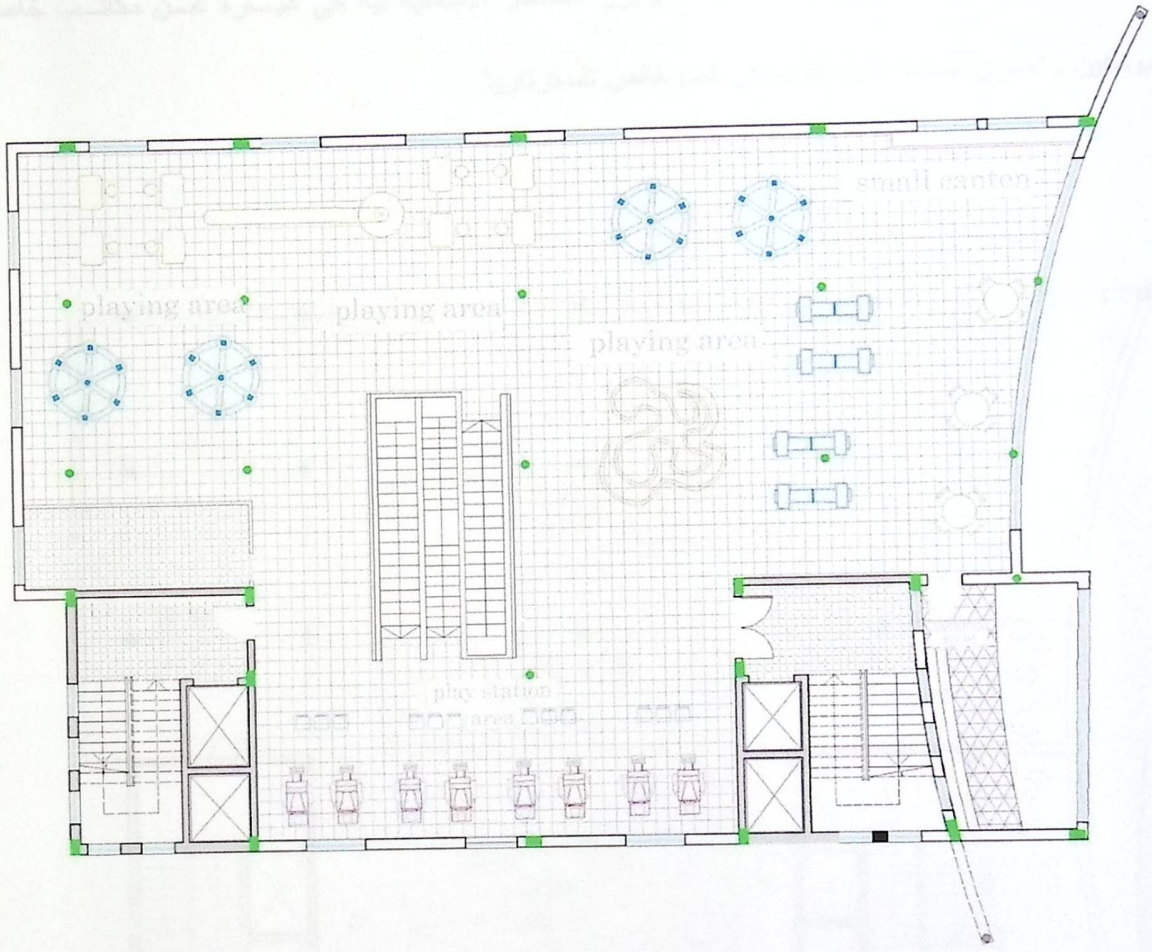
تبلغ مساحة هذا الطابق ٦٥٠ م^{٢} تقريبا،ويحتوي هذا الطابق على مطاعم ومطابخ خاصة بكل مطعم وتختلف مساحاتها وهناك اماكن مفتوحة لتقديم الطعام .



الشكل(٥.٢) الطابق الثاني

٦- الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق ٦٥٠ م^{٢} تقريبا،واغلب مساحة هذا الطابق مستغله لالعاب الاطفال واللهو .

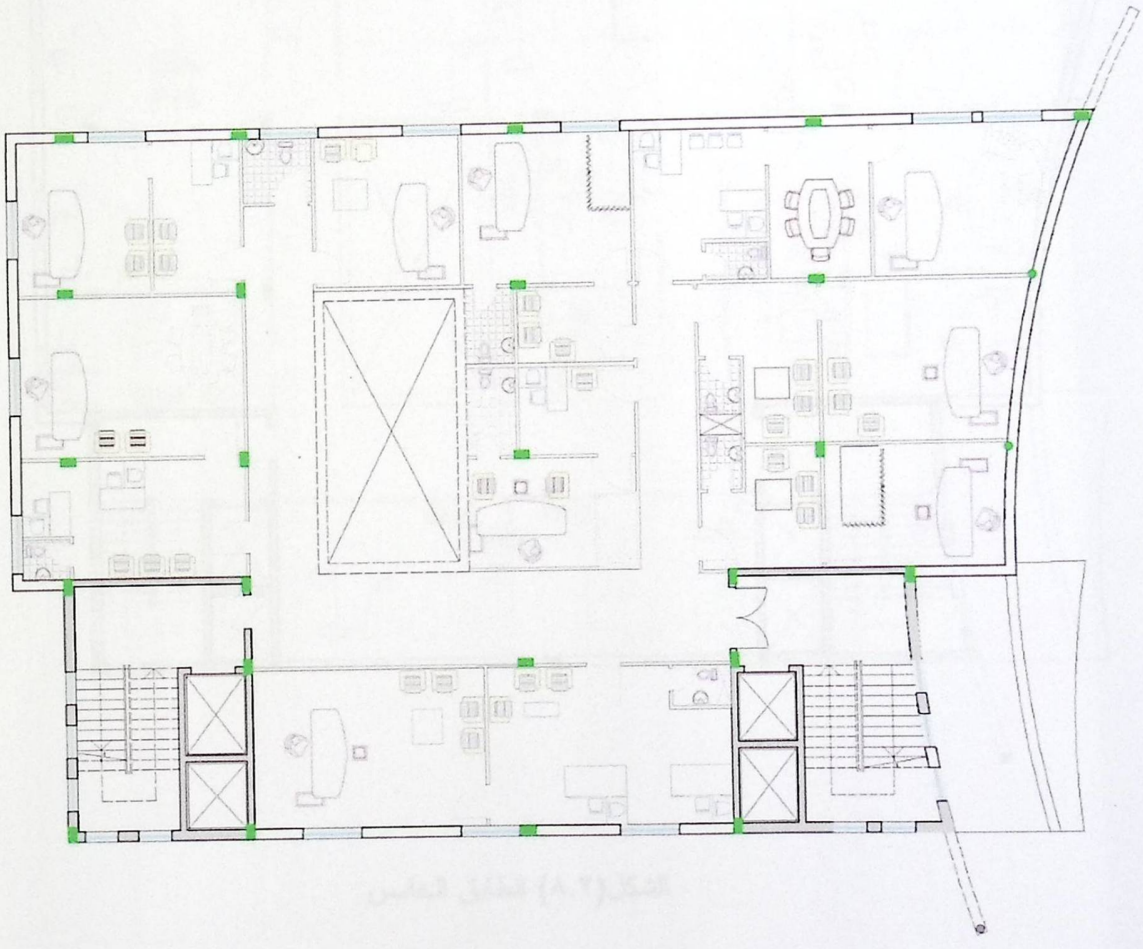


الشكل(٦.٢) الطابق الثالث

٧- الطابق الرابع:

نلاحظ هنا تغيرا واضحا في المسقط الأفقي وحدوث تراجع في الباترينا

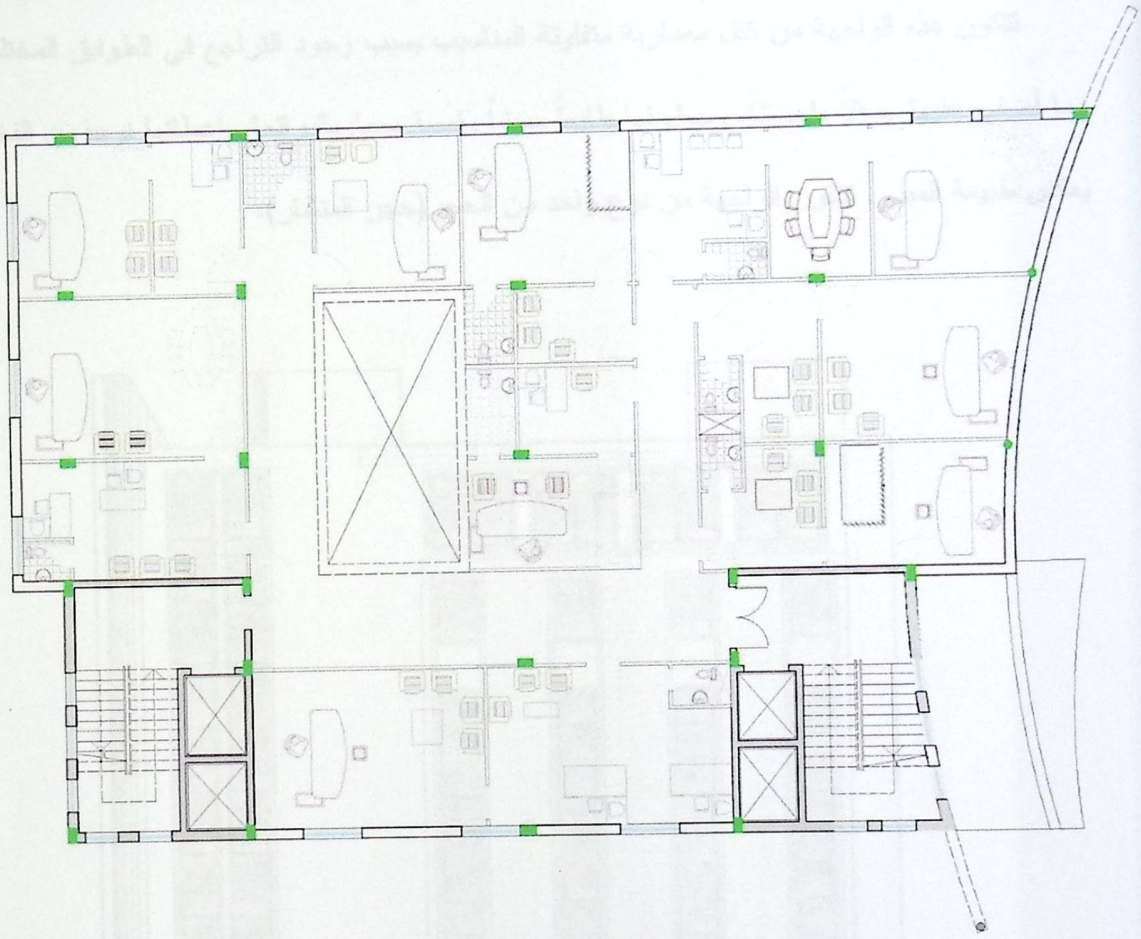
وتبلغ مساحة هذا الطابق هو ٦٣٠م٢ وابرز العناصر الأساسية فيه هي عبارة عن مكاتب خاصه للموظفين وتحتوي مساحه كل مكتب على قسم خاص للسكرتاريا.



الشكل(٧.٢) الطابق الرابع

٨- الطابق الخامس:

نلاحظ هنا تماثل في المسقط الأفقي للطابق الذي قبله وهذا الطابق مستغل للمكاتب وهو طابق مكرر .

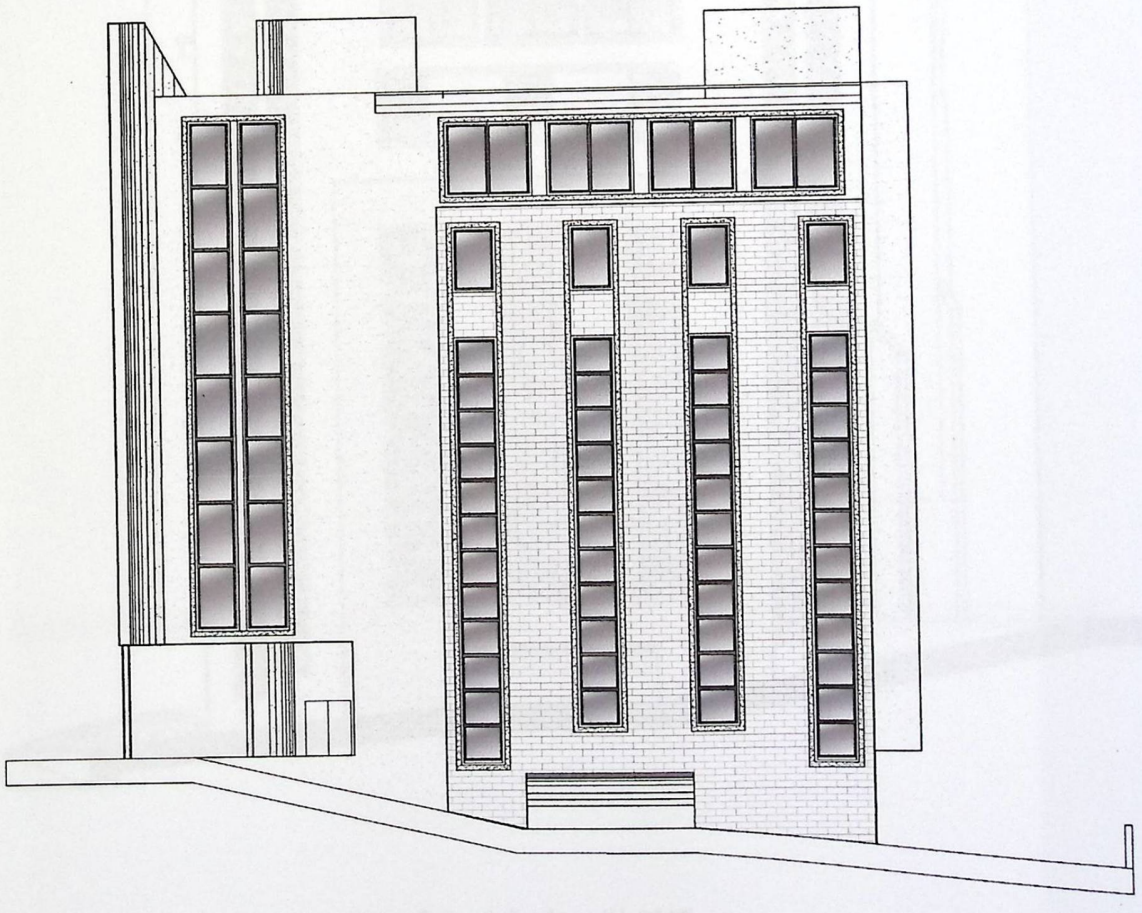


الشكل(٨.٢) الطابق الخامس

(٢-٣) الواجهات:

١- الواجهة الشمالية:

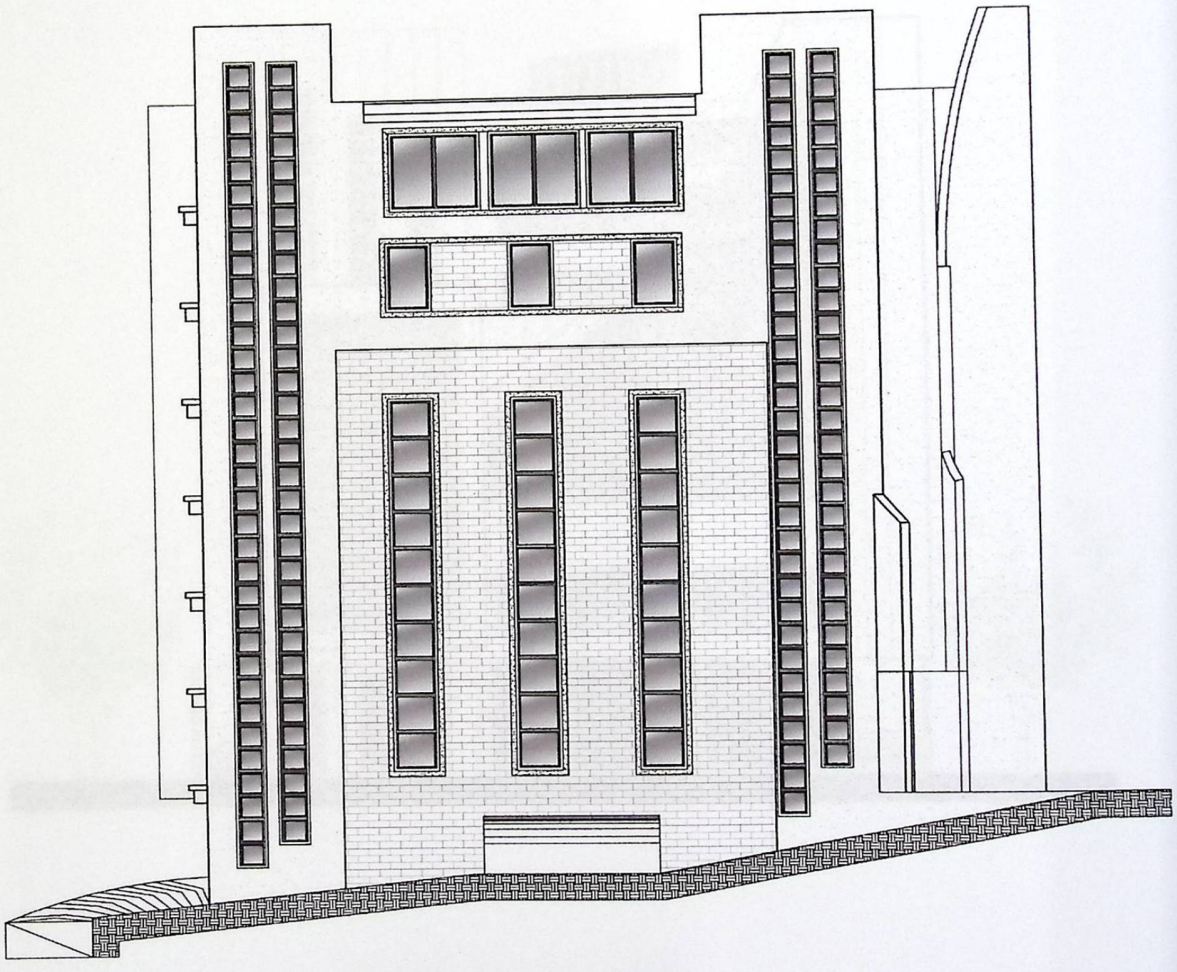
تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب بسبب وجود التراجع في الطوابق المختلفة للمبنى، مما أضفى عليها جمالاً ملحوظاً، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة وإعطائها نوعا من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى. تتكون الواجهة من نوع واحد من الحجر(حجر المنشار).



الشكل (٩.٢): الواجهة الشمالية .

٢- الواجهة الجنوبية:

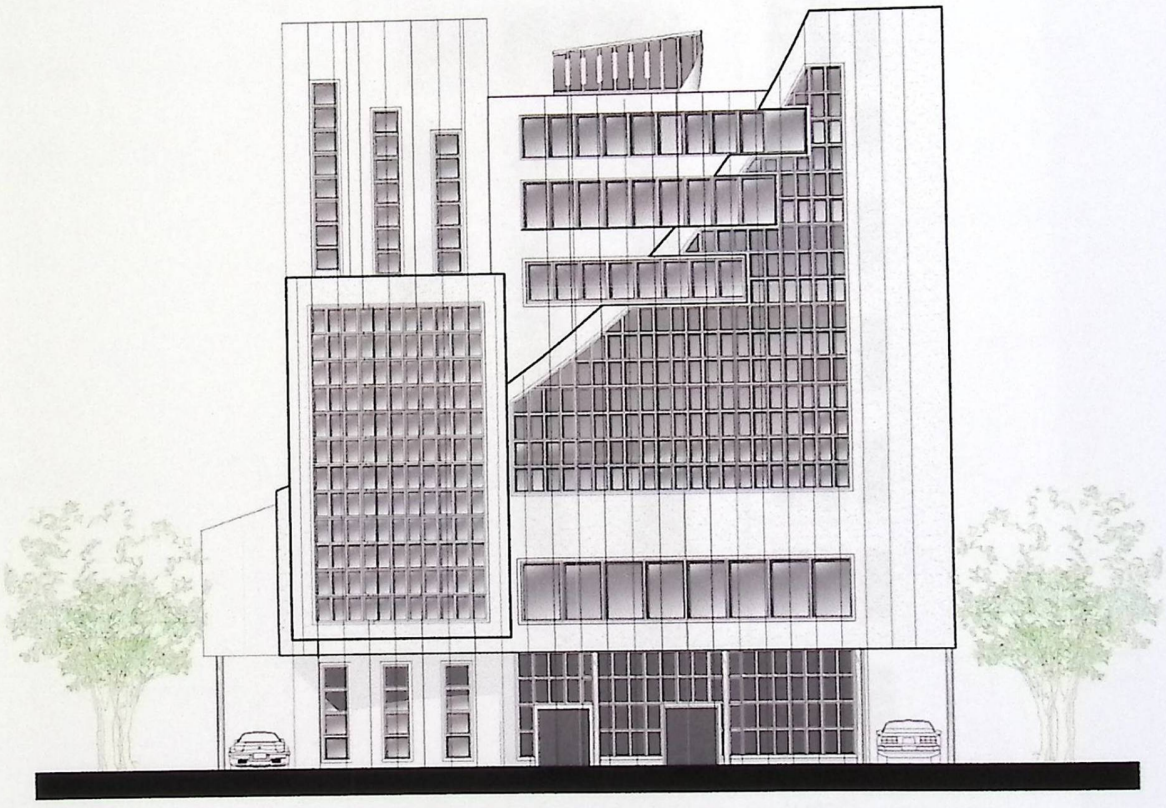
وهذه الواجهة مشابهة للواجهة الشمالية الرئيسية من حيث ترتيب الشبابيك والفتحات ونوع الحجر المستخدم. تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب بسبب وجود التراجع في الطوابق المختلفة للمبنـــى، ممـــا أضفى عليها جمالاً ملحوظاً، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



الشكل(٢.١٠): الواجهة الجنوبية.

٣- الواجهة الشرقية:

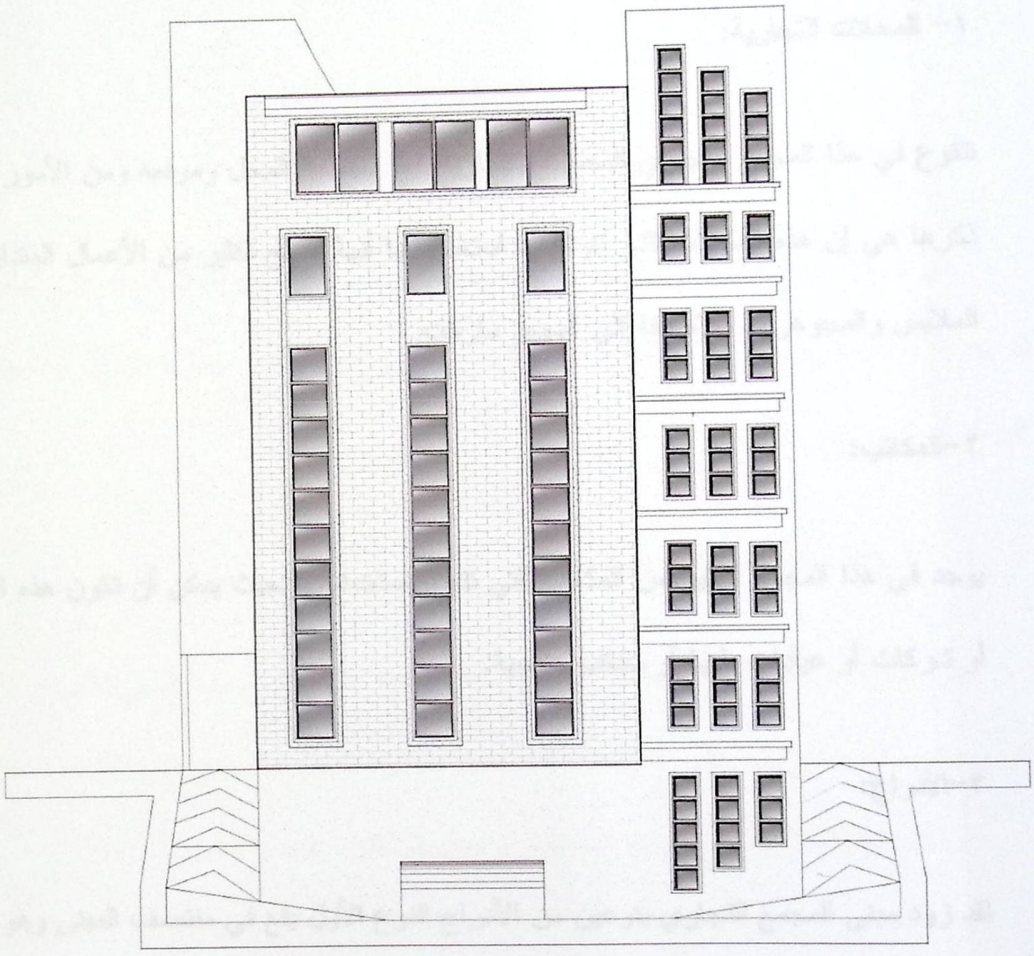
وهذه هي الواجهة الرئيسيه في هذا المبنى وفي هذه الواجهة يظهر تراجع المبنى بشكل واضح ، واستخدم هنا ايضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الاخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهـــات الأخرى.



الشكل(١١.٢): الواجهة الشرقية.

٤- الواجهة الغربية:

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجـــر المستخدم في الواجهات الاخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الاخرى.



الشكل(١٢.٢): الواجهة الغربية

(٢-٤)العناصر المعمارية:

إن البناء المقترح لهذا المشروع هو عبارة عن بناية مكونة من ثماني طوابق حيث يحتوي هذا المبنى على محـــال تجارية ومكاتب وأدراج وممرات والكثير من العناصر المعمارية التي سيتم تفصيلها في ما يلي:

١- المحلات التجارية:

تتنوع في هذا المجمع التجاري المحلات التجارية تبعا لمساحة المحل وموقعه ومن الأمور المهمة التي يجب ذكرها هي إن هذه المحلات التي تم تحديد استخداماتها أنها تصلح لكثير من الأعمال المتداولة مثل محـــلات الملابس والمجوهرات بالإضافة إلى السوبر ماركت.

٢-المكاتب:

يوجد في هذا المجمع الكثير من المكاتب التي تتعدد استخداماتها حيث يمكن أن تكون هذه المكاتب لمؤسسات أو شركات أو عيادات طبية أو مكاتب هندسية.

٣-الأدراج:

لقد زود مبنى المجمع التجاري بنوعين من الأدراج النوع الأول يقع في منتصف المبنى وهو الدرج الكهربائي الذي يستخد لنقل الحركة بين الطوابق الذي يبدأ من الطابق الارضي ويمتد حتى الطابق الثالث امـــا النـــوع الثاني هو الدرج العادي الذي يكون في جميع الطوابق وهذا النوع مزود بمصاعد كهربائيه .

٤-الممرات:

يتوفر في هذا المبنى الكثير من الممرات المتشابهة في الشكل وطريقة التوزيع ويميز هذه الممـــرات ســـهولة الوصول إليها بالإضافة إلى وسعها.

(٢-٥) الحركة:

١- الحركة خارج المجمع التجاري:

هي حركة سيارات الزوار وأصحاب المحلات التجارية ، وهذه الحركة صممت على أساس تجنب أي تقاطع قد يحدث بين السيارات وذلك بالاعتماد على تصميم طريق باتجاه واحد حيث لا تضطر اي سيارة تدخل الموقـــع الى الرجوع من نفس الطريق .

٢- الحركة داخل المجمع التجاري:

هي عبارة عن الحركة الأفقية التي تتم من خلال ساحة كبيرة تتفرع منها إلـــى الأدراج الكهربائيـــة وبيـــت الدرج والمصاعد الكهربائية التي تسهل الحركة ما بين طوابق المبنى. وتتوزع إلى الأقسام المختلفة .

أما الحركة العمودية فهي حركة الموظفين وعمال النظافة وعناصر الأمن .

CHAPTER

٣

الوصف الانشائي

الوصف الانشائي

(3-1) المقدمة.

(3-2) الاحمال المؤثرة على المبنى .

(3-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(3-4) فواصل التمدد.

CHAPTER

٣

الوصف الانشائي

الوصف الانشائي

(3-1) المقدمة.

(3-2) الاحمال المؤثرة على المبنى .

(3-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(3-4) فواصل التمدد.

(٣-١)المقدمة :

إن الغرض من عملية تصميم المنشات، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية.

وتعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشات الخرسانية المسلحة، وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا.

لذلك فان ذلك يتطلب وصفا شاملا للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في هذا المشروع من اجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن ، وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات ورغبات المستخدمين ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي :

- عامل الأمان (factor of safety) يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والاجهادات الناتجة عنها .
- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة وعن طريق اختيار مقطع مثالي منخفض التكلفة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد (deflection) والتشققات (cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .
- الحفاظ على التصميم المعماري .

مراحل التصميم الإنشائي:

في عملية التصميم الإنشائي لهذا المنشأ سيتم توزيع المهام إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الأولى: و تتمثل في تحديد النظام الإنشائي الامثل مع الحفاظ على التصميم المعماري للمشروع ، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة.

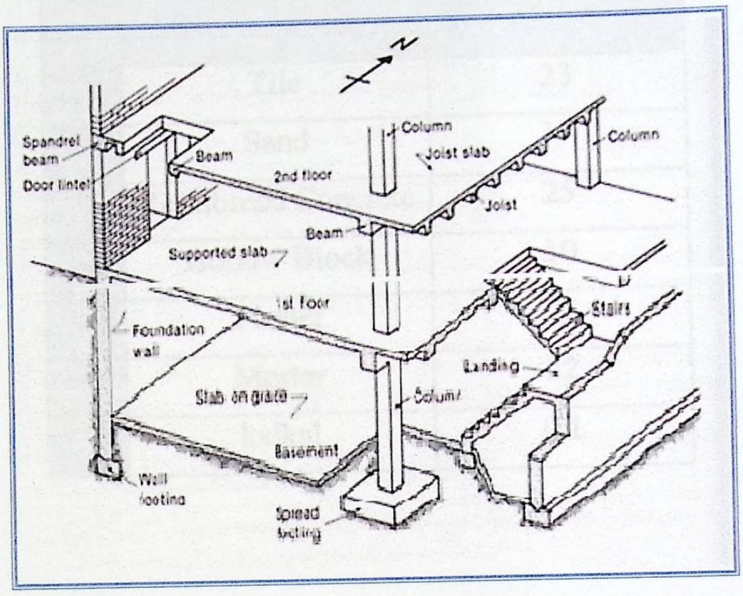
٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل عنصر من عناصر المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقا للنظام الإنشائي المختار وعمل المخططات الانشائية القابلة للتنفيذ.

(٣-٢) الأحمال المؤثرة على المبنى:

هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها، وان أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة عالية لان أي خطا في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة.

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، يتم تحديدها عليها بشكل دقيق، باستخدام الكودات المختلفة.

الأحمال الميتة:



الشكل(٣-١): صورة تبين الأحمال الميتة في المباني .

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، وتتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط ، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم ، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية ، وهي تشمل في أغلب الأحيان على : الخرسانة ، وحديد التسليح ، والقصارة ، والطوب ، والبلاط ومواد التشطيبات ، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى في الخارج ، وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى .

جدول(٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	Tile	23
2	Sand	١٧
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	10
5	Plaster	22
6	Mortar	22
7	kalkal	0.1

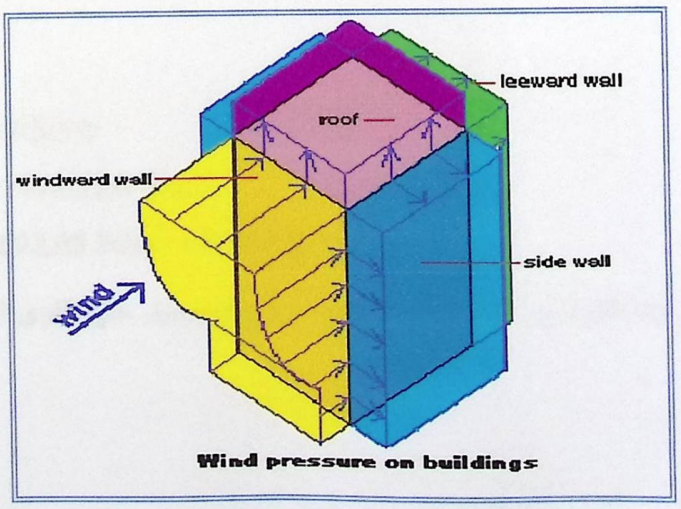
الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكان والزمان وتغير الاستخدام ، ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد من وقت على آخر بمعنى يمكن أن تكون موجودة أو لا ، وذلك حسب طبيعة المنشأ ، وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص والأثاث والأجهزة والمعدات والمواد المخزنة وغيرها ، ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع وطبيعة استخدام المبنى أو المنشأ من الجداول المعدة لهذا الغرض في الكودات المختلفة.

جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الأردني

NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m^2)
1	Lecture halls	٥
٢	Roof (including snow loads)	2
٣	Cafeteria	٥
٤	Stairs	5
٥	Corridors	4
٦	Laboratories	3
٧	Ateliers	٥
٨	Offices	2
٩	Work Shops	5
١٠	Elevator	10

أحمال الرياح:



الشكل(٣-٢) أحمال الرياح على المبنى .

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتمادا على سرعة الرياح القصوى وتتغير بتغير ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى ن وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم الرياح الأفقية وهذا يظهر في المعادلة التالية :

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

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

حيث أن :

Q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2).

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

S_1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني .

S_2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤ من الكود الأردني.

S_3: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥ من الكود الأردني .

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

S_1: 1.0

S_2 :0.96

S_3 : 1.0

V: 35 (m/s) 4/5/3-b

$\Rightarrow V_z = 35*1.0*0.96*\ 1.0 = 33.6$ (m/s)

$\Rightarrow Q= 0.613*(33.6)^2 = 692.05\ N/m^2 = 0.692\ KN/m^2$

وسيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

أحمال الثلوج:

الشكل(٣-٣) : صورة طبيعية تبين أحمال الثلوج على المنشآت .

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وباستخدام الجدول الموضح أدنـــاه حسب الكود الأردني.

جدول(٣-٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (1001م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$SL = (h-400) / 400$

$SL = (1001 - 400) / 400 = 1.5\ KN/m^2$

أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

(٣-٣)العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

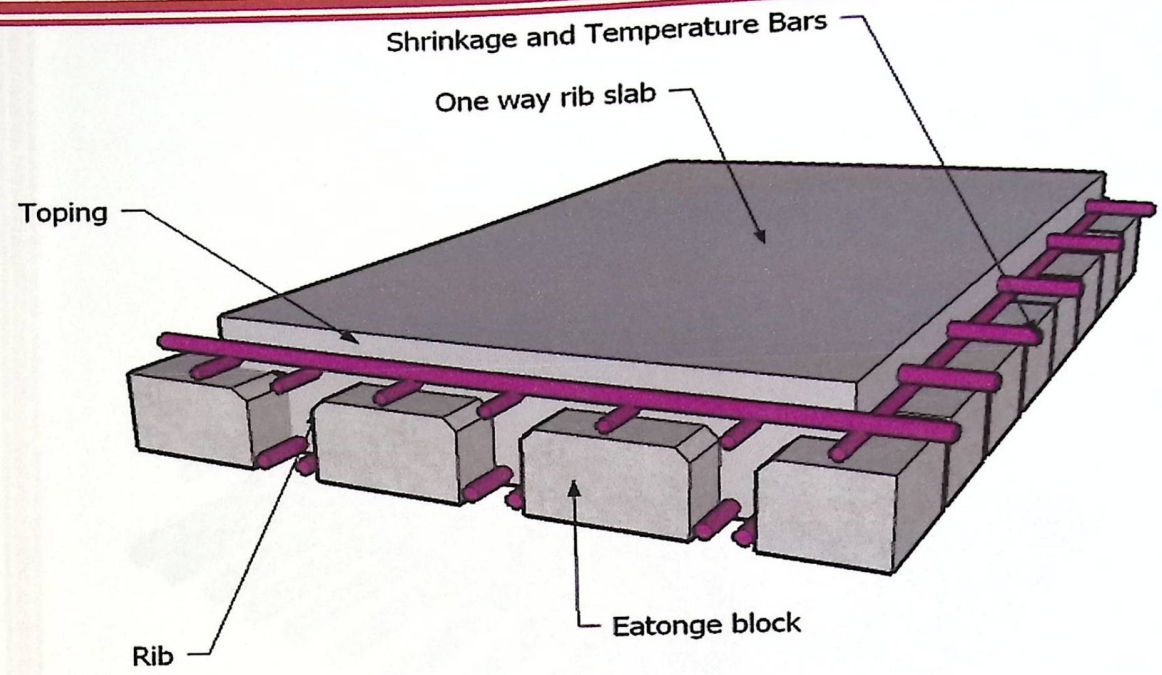
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة وغير ذلك.

العقدات:

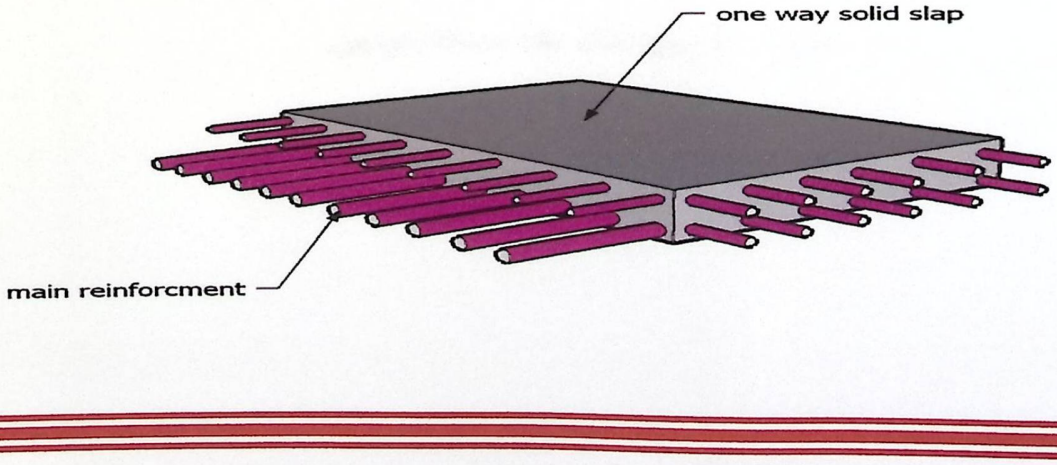
هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الراسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. في هذا المشروع نوعين من العقدات كلاً في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

١) بلاطة مفرغة باتجاه واحد (One way ribbed slab).

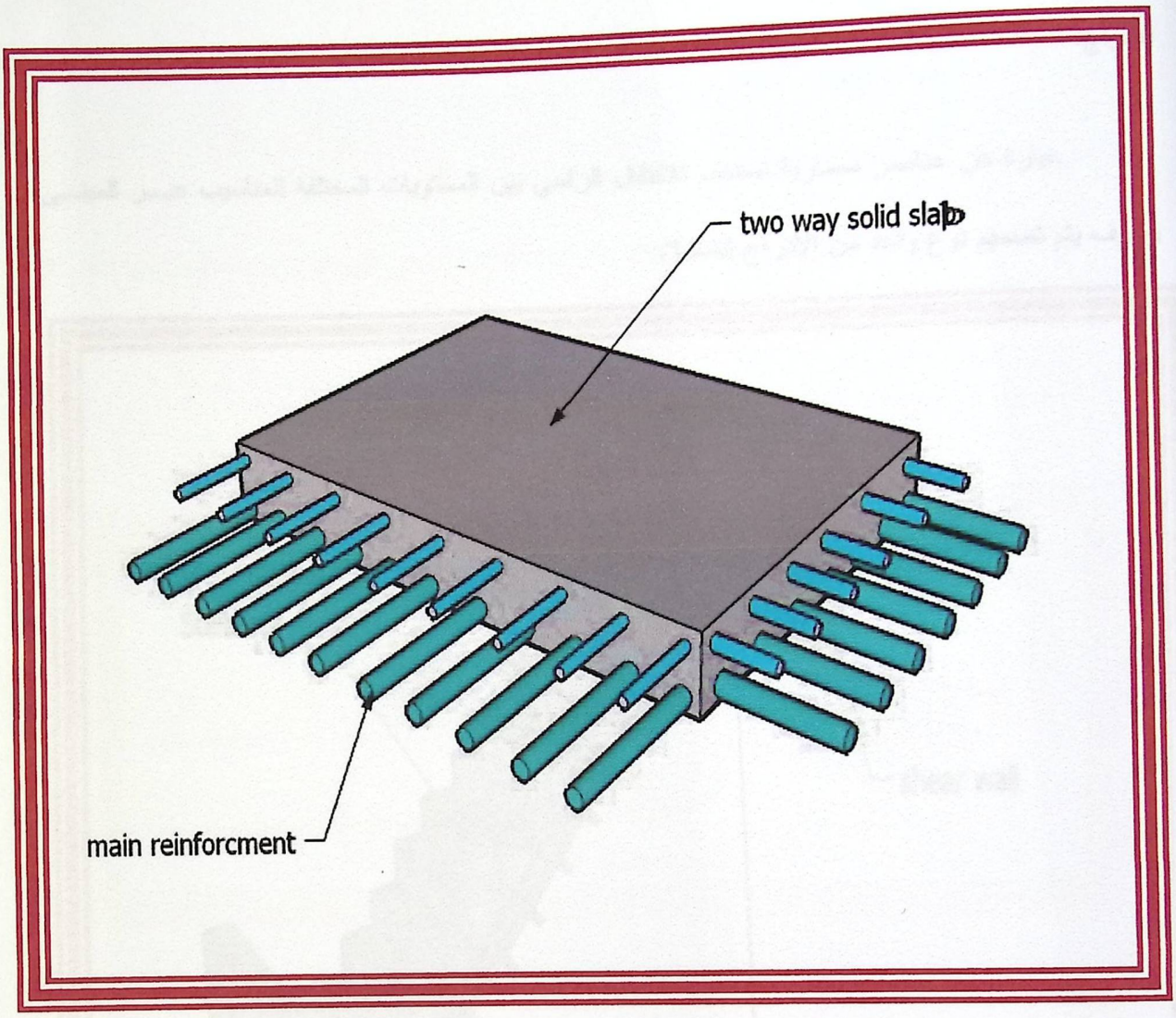
٢) عقدات مصمتة (One way solid slab).



شكل(٣-٤) : يبين شكل عقدة الأعصاب.



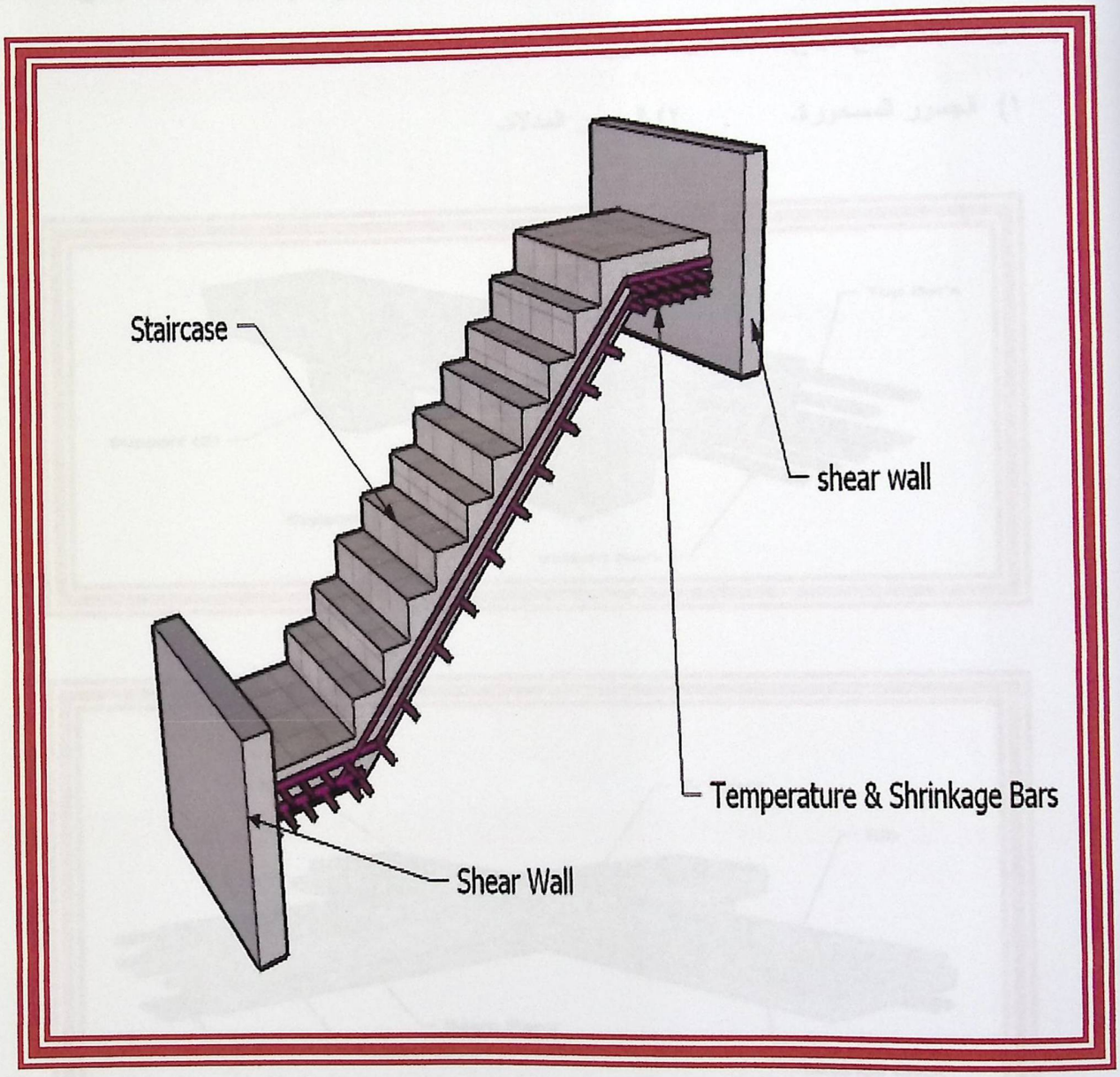
شكل(٣-٥) :يبين شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد.



شكل(٣-٦) : يبين شكل عقدة مصمتة باتجاهين.

الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة للمناسيب عبـــر المبنـــى، وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدراج إنشائيا".

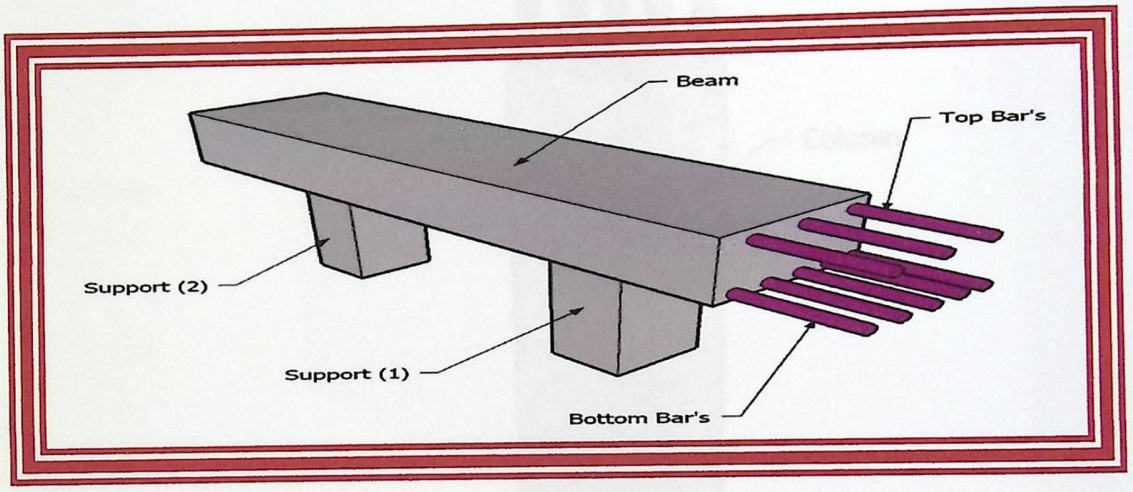


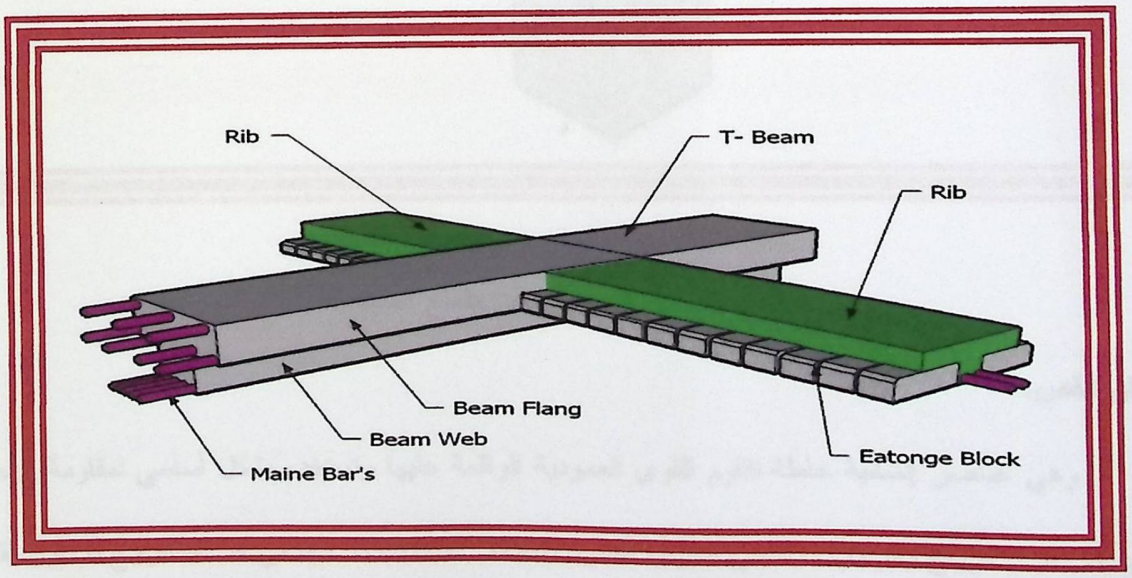
شكل(٣-٧) : يبين شكل الدرج

الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في تنقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نوعين : جسور مسحورة – أي مخفية داخل العقدات – والجسور الساقطة "Dropped beam" وهي التي تبرز من العقدة إلى الأسفل .يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

١) الجسور المسحورة. ٢) الجسور المدلاة.

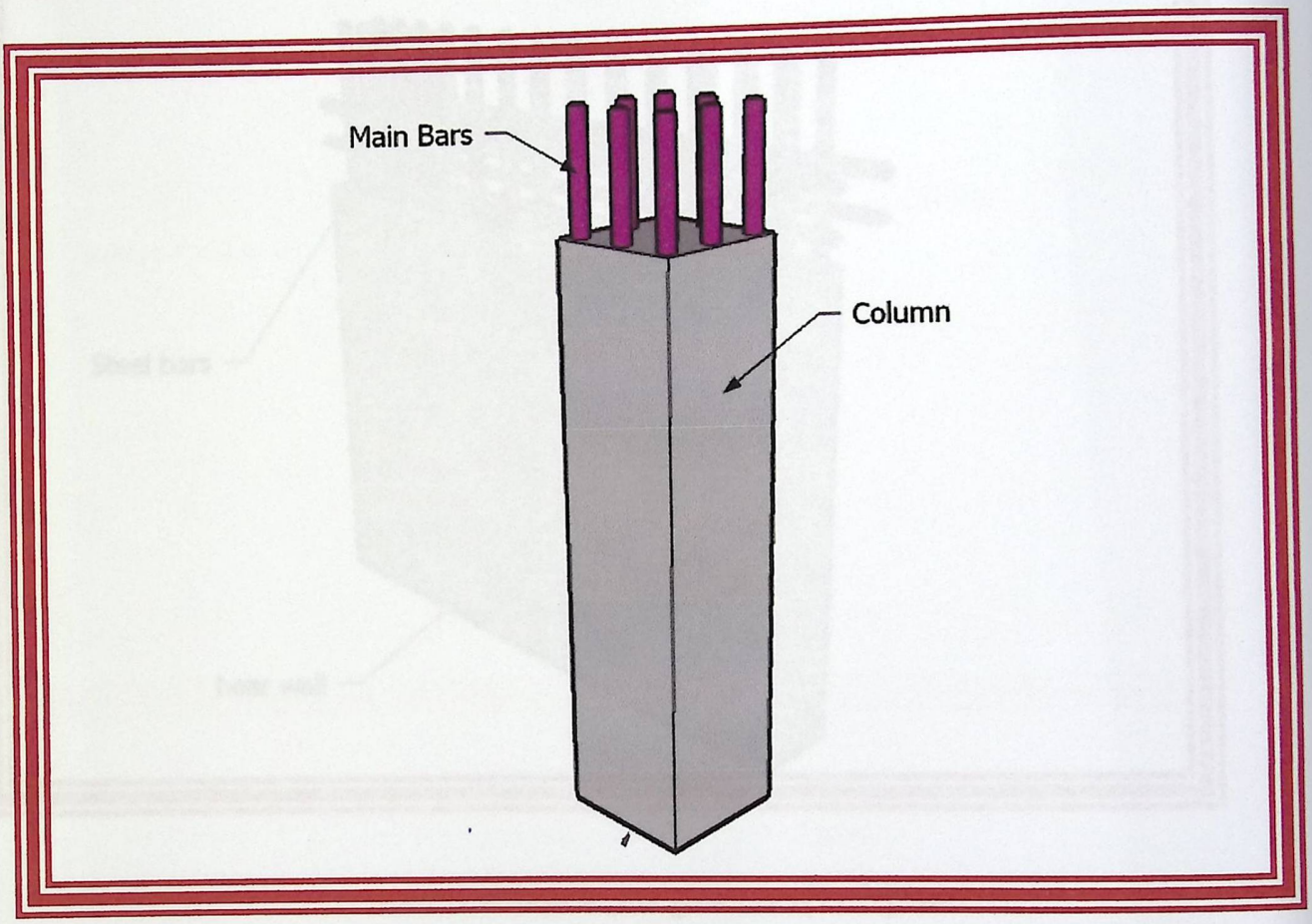




شكل(٣-٨) : يبين شكل الجسر الخرساني.

الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ، ولذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، و تم اختيار مقطعين مستطيل ودائري للأعمدة الخرسانية.

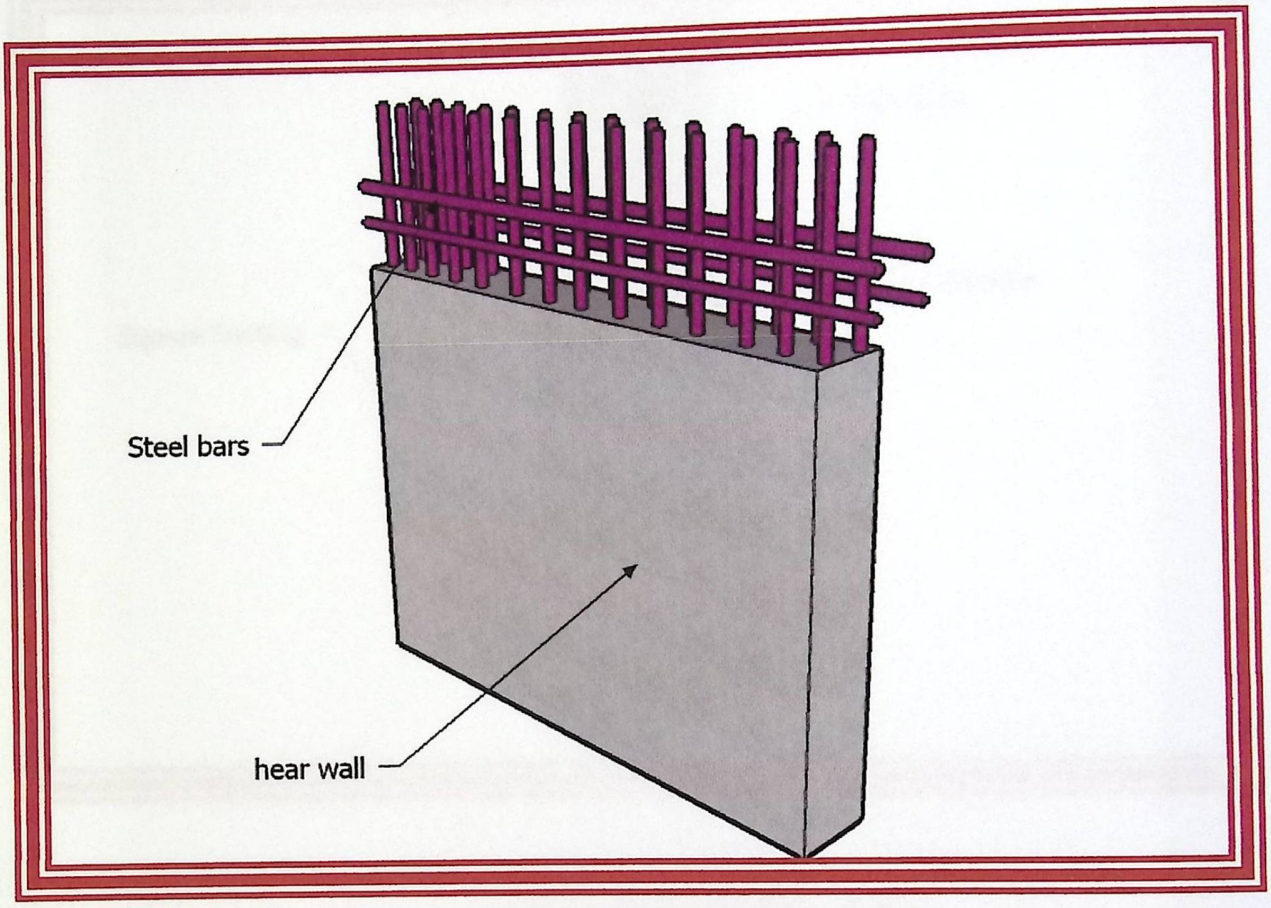


شكل(٣-٩) :يبين مقطع العامود.

جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) الا انها في هذا المشروع تكـون فقـط لمقاومة الاحمال الرأسية، وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصاعد، وجدران بيت الدرج، وتعمل على

تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها. يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس وغيرهـا المحمول على العقدة نفسها، ويمتد في كلتا الحالتين إلى الطوابق العلوية وتتمثل هذه الجدران فـي بيـت الـدرج والمصاعد.



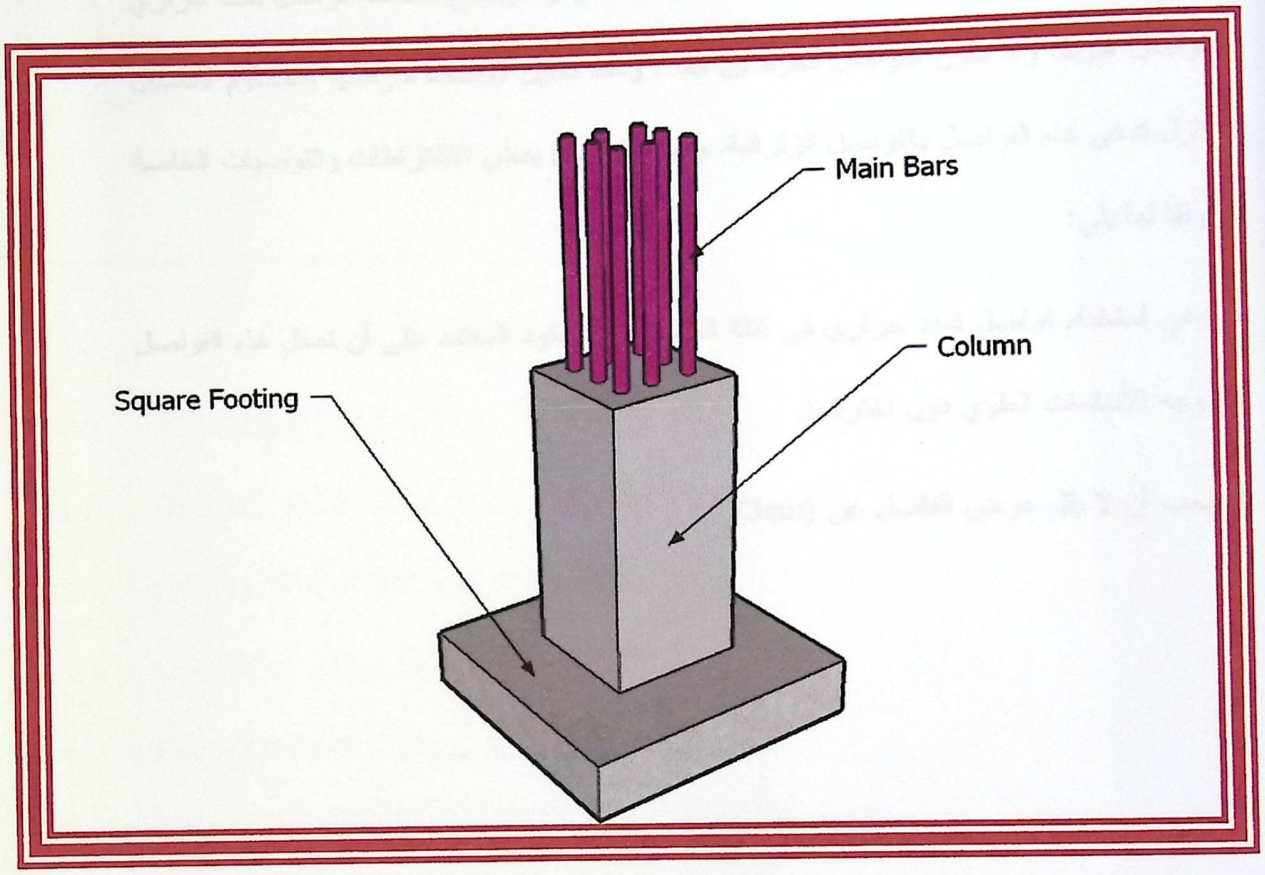
شكل(٣-١٠): يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص

الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها عند بناء المنشأ، إلا إن تصميمها يتم بعد الانتهـاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.و هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة (5.0) كغم/سم^2 لمنطقة

المشروع ، والأساسات عدة أنــواع مختلفــة. وسنســتخدم Isolated footing combined footing

Strip footing,.



شكل(٣-١١) : يبين شكل أساس منفرد.

الجدران الاستنادية:

بسبب وجود مواقف السيارات تحت الأرض كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة مــن الانزلاق أو الانهيار. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.

(٣-٤) فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة وذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معا . وعند تحليل المنشات لدراستها كمقـاوم لأفعـال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقا لما يلي:

١.ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

CHAPTER

4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF RIB (NO. 3).

4-3 DESIGN OF BEAM (NO. 08).

4-4 DESIGN SOLID SLAB OF STAIRS.

4-5 DESIGN OF COLUMN (NO.3).

4-6 DESIGN OF ISOLATED FOOTING(NO.32).

4-7 DESIGN OF STRIP FOOTING.

4-8 DESIGN OF MAT FOUNDATION.

4-9 DESIGN OF STAIR.

4-10 DESIGN OF BASMENT WALL.

4-11 DESIGN OF SHEAR WALL.

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

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.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Design of (Rib 3) in third floor.

The main loads acting on the structure are dead and live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab.

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 for interior span

Min h = 5.4 / 21 = 26 cm

Min h = L / 18.5 for exterior span

Min h =4.2 / 18.5 = 23 cm

Min h = L / 16 for simply support

Min h =3.8/ 16 = 24 cm

4-2-1 Dead load Calculation : -

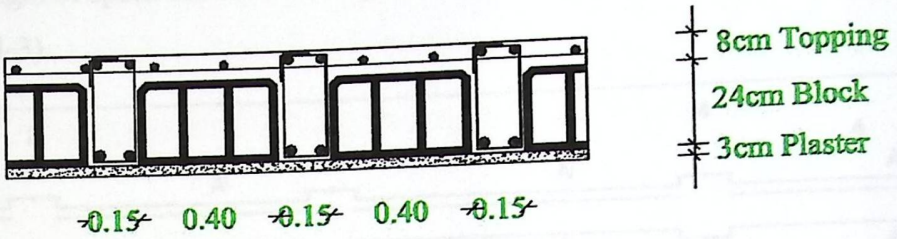


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Coarse Sand	0.07*0.55*17 = 0.655
Tile	0.03*0.55*22 =0.363 kN/m of rib
Concrete Rib	0.24*0.15*25 = 0.9 kN/m of rib
Block	0.24*0.4*10 = 0.96 kN/m of rib
Topping	0.08*0.55*25 = 1.1 kN/m.
Plaster	0.03*0.55*22 = 0.363 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.58 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.58= 5.5 KN/m.

Live load = 5 KN/m2 .

Factored live load =5*1.6*0.55= 4.4 kN/m

4-2-2 Rib Design (R3):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib3 are shown in figure (4-3)

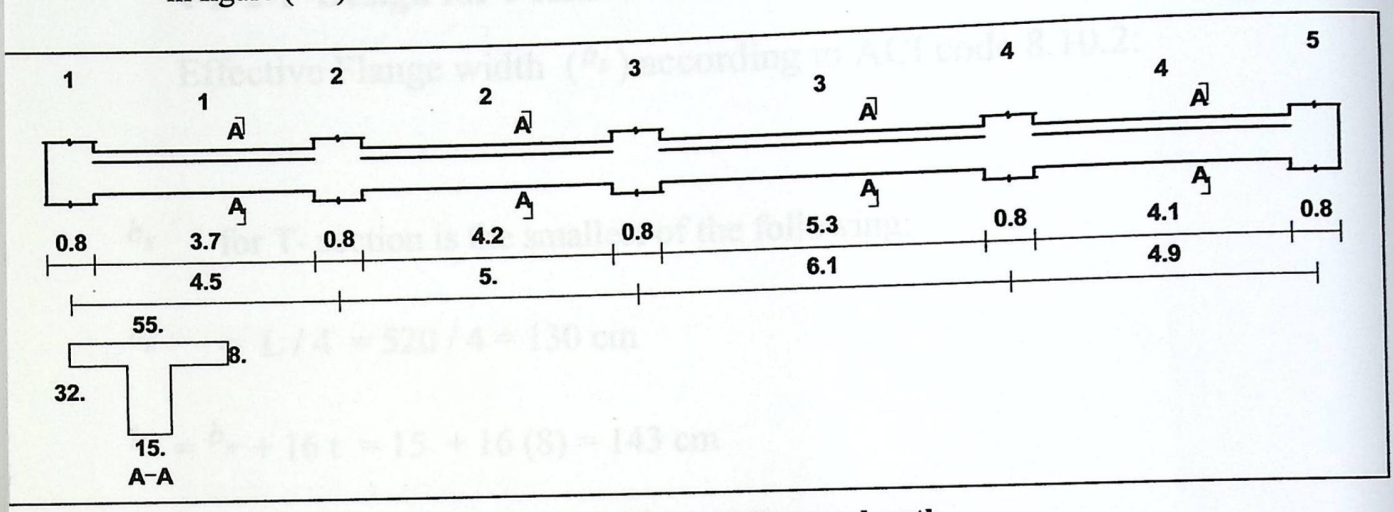


Figure (4-2) spans length

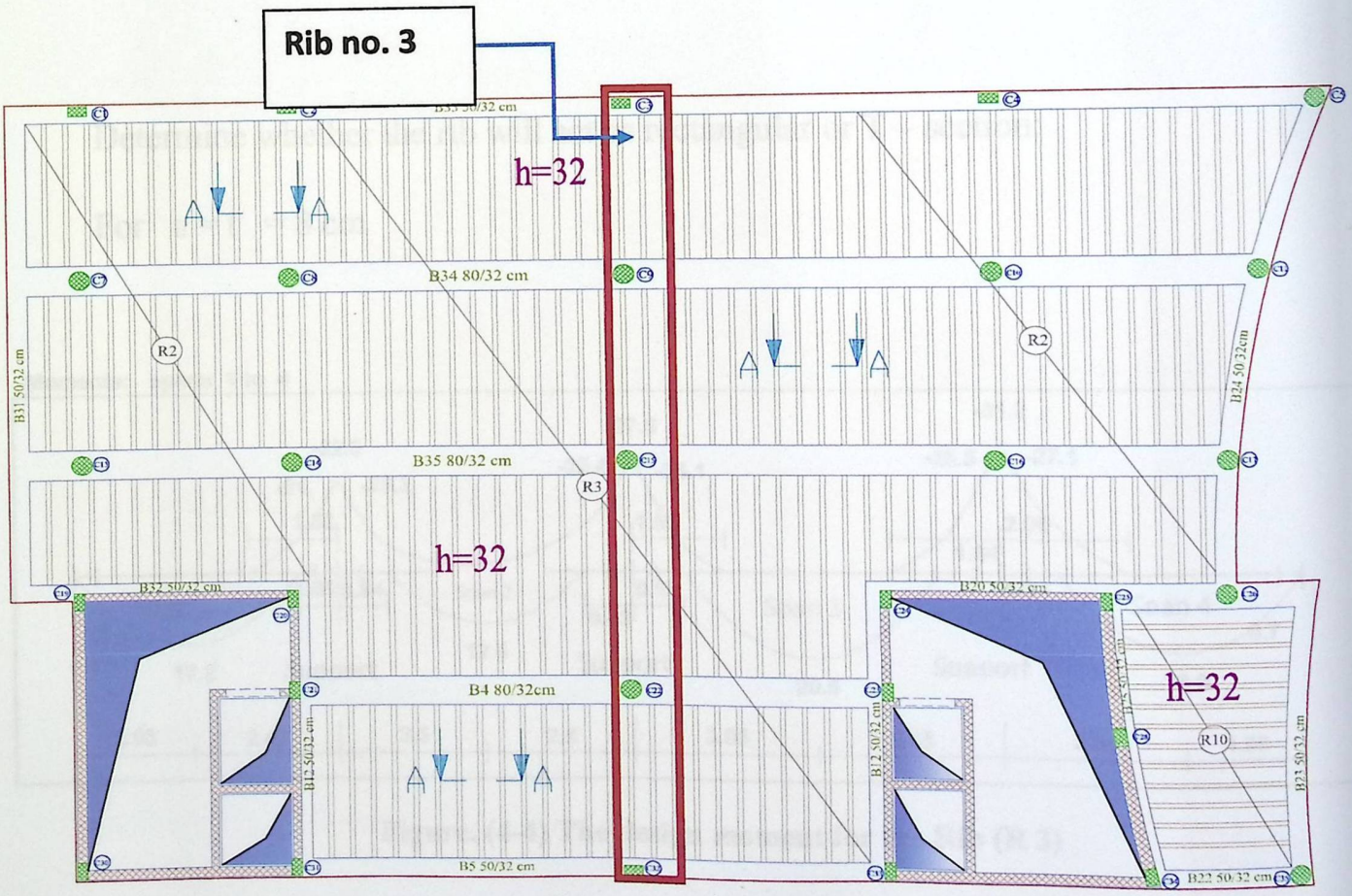


Figure (4-3) Rib location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

$$Wu = Dl + Ll = 5.5 + 4.4 = 9.9 \text{ KN/m}$$

4-2-2-1 Design for Positive Moment:

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

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

$b_E = L / 4 = 520 / 4 = 130$ cm

$b_E = b_w + 16\,t = 15 + 16\,(8) = 143$ cm

$b_E = C/C = 55$ cm..... Control

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

For $a = t = 8$ cm

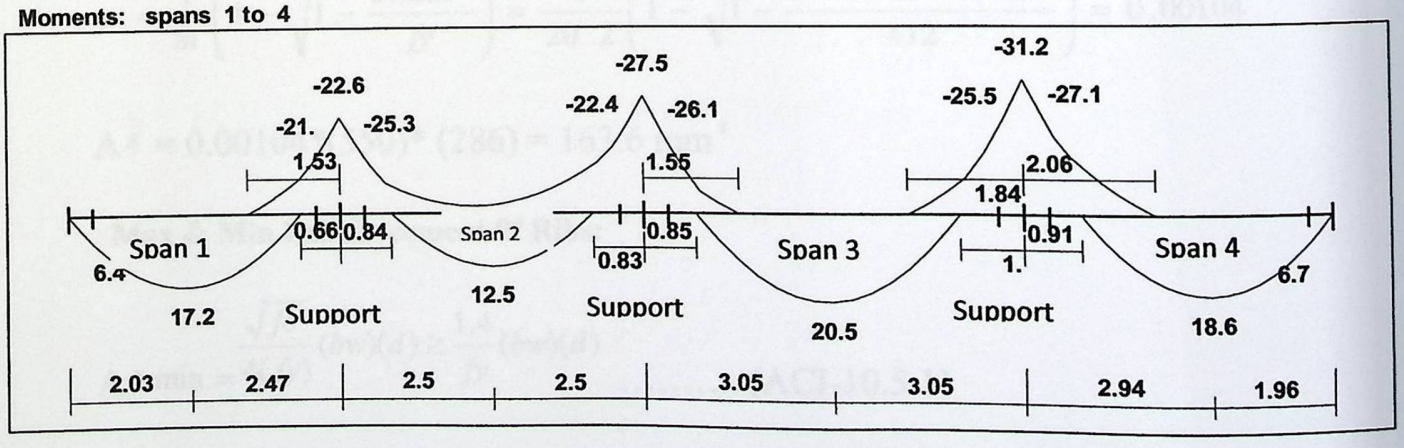


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 3)

Mumax = 20.5 kN.m . for all spans .....From Figure (4-4)

Mnf = 0.85 * fc * tf * b_E *(d-tf/2)= 0.85 (24) (0.08) (0.55)(0.286-0.08/2)*1000

=220.8 kN.m

ØMnf =0.9 *220.8 =198.7 KN.m

ØMn available = 198.7 kN.m > Mn required =20.5 kN.m

Design as a rectangular with b_E= 55 cm

Design of span (1).

Mu = 17.2kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.2 * (10)^3}{(0.9)(0.55)(0.286)^2} = 0.425\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.425}{412}}\right) = 0.00104$$

$A^s = 0.00104*(550)* (286) = 163.6\ mm^2$

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

$$A^s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$ ..... (ACI-10.5.1)

A^s min = 145.8 mm2

A^s min = 127.6 mm^2

We use As= 163.6 mm2

Use 2Ø12 As = 226 mm2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(226) x 412 = 0.85 x 24 x 550 x a

➢a=8.3mm

C= a /0.85 = 8.3/.85=9.76

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-9.76)*(0.003) /(9.76) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

Design of span (2).

Mu = 12.5kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.5 * (10)^3}{(.9)(0.55)(0.286)^2} = 0.309\ Mpa$$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٥٩٤ الرقم التسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

We use As= 163.6 mm2

Use 2Ø12 As = 226 mm2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(226) x 412 = 0.85 x 24 x 550 x a

➢a=8.3mm

C= a /0.85 = 8.3/.85=9.76

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-9.76)*(0.003) /(9.76) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

Design of span (2).

Mu = 12.5kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.5 * (10)^3}{(.9)(0.55)(0.286)^2} = 0.309\ Mpa$$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٥٤٩ الرقم التسلسل
Class. رقم التصنيف

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.309}{412}}\right) = 0.00076$$

$A^s = 0.00076*(550)*(286) = 118.9\ mm^2$

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

$$A^s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$A^s\ min = 145.8\ mm2$

$A^s\ min = 127.6\ mm^2$

We use As= 127.6 mm2

Use 2Ø12 As = 226 mm2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(226) x 412 = 0.85 x 24 x 550 x a

➢a=8.3mm

C= a /0.85 = 8.3/.85=9.76

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-9.76)*(0.003) /(9.76) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

Design of span (3) :

Mu = 20.5kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{20.5 * (10)^3}{(.9)(0.55)(0.286)^2} = 0.51\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.51}{412}}\right) = 0.00125$$

$$A_s = 0.00125*(550)*(286) = 197.2\ mm^2$$

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \text{..... (ACI-10.5.1)}$$

$A_{s\,min}$ = 145.8 mm2

$A_{s\,min} = 127.6\ mm^2$

We use As= 197.2mm2

Use 2Ø12 As = 226 mm2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(226) x 412 = 0.85 x 24 x 550 x a

➢a=8.3mm

C= a /0.85 = 8.3/.85=9.76

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-9.76)*(0.003) /(9.76) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

Design of span (4) :

Mu = 18.6kN.m …….. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.6 * (10)^3}{(.9)(0.55)(0.286)^2} = 0.459\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.459}{412}}\right) = 0.00113$$

$A^s = 0.00113*(550)*(286) = 177.26\ mm^2$

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \text{..... (ACI-10.5.1)}$$

$A_{s\ min} = 145.8\ mm2$

$A_{s\ min} = 127.6\ mm^2$

We use As= 177.26 mm2

Use 2Ø12 As = 226 mm2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(226) x 412 = 0.85 x 24 x 550 x a

➢a=8.3mm

C= a /0.85 = 8.3/.85=9.76

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-9.76)*(0.003) /(9.76) = 0.085

⇨0.085 > 0.005

⇨Ok

4.2.2.2 Design for Negative Moment:

Support (1)

Mu = 25.3 kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.3 * (10)^3}{(0.9)(0.15)(0.286)^2} = 2.291\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 2.291}{412}}\right) = 0.00591$$

$$A_s = 0.00591*(150)*(286) = 253.73\ mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \text{..... (ACI-10.5.1)}$$

$A_{s\ min}$ = 145.8 mm2

$A_{s\ min} = 127.6\ mm^2$

A_s=253.73 mm2 is Control

Use 2 Φ 14 mm , $A_s = 308\ mm^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(308) x 412 = 0.85 x 24 x 150 x a

➢a=41.5mm

C= a /0.85 = 41.5/.85=48.8

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-48.8)*(0.003) /(48.8) = 0.0146

⇨0.0146 > 0.005

⇨Ok

Support (2)

Mu = 26.1kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26.1*(10)^3}{(0.9)(0.15)(0.286)^2} = 2.36\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.2*2.36}{412}}\right) = 0.0061$$

$A^s = 0.0061*(150)*(286) = 262.3\ mm^2$

Use 2 Φ 14 mm , $A^s = 308\ mm^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(308) x 412 = 0.85 x 24 x 150 x a

➢a=41.5mm

C= a /0.85 = 41.5/.85=48.8

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-48.8)*(0.003) /(48.8) = 0.0146

⇨0.0146 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 27.1 kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{27.1*(10)^3}{(0.9)(0.15)(0.286)^2} = 2.45\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.2*2.45}{412}}\right) = 0.00637$$

$A^s = 0.00637*(150)*(286) = 273.1\ mm^2$

Use 2 Φ 14 mm , $A^s = 308\ mm^2$

Check for Yielding :

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(308) x 412 = 0.85 x 24 x 150 x a

➢a=41.5mm

C= a /0.85 = 41.5/.85=48.8

E s = (d- C) (0.003)/C

E s = (286-48.8)*(0.003) /(48.8) = 0.0146

⇨0.0146 > 0.005

⇨Ok

4-2-2-3 Design of shear reinforcement:

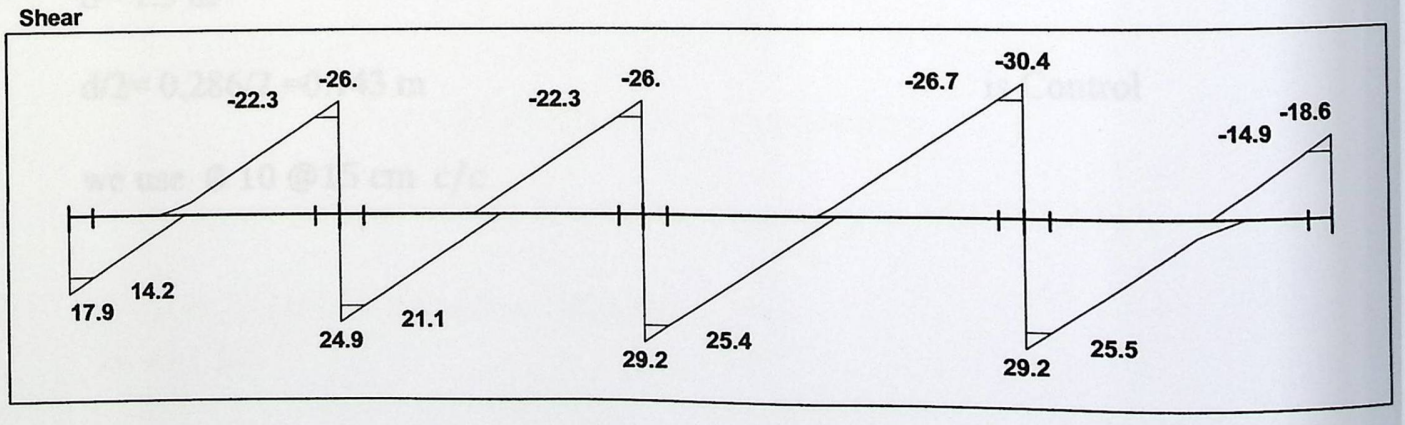


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 3)

Vu max = 26.7 kN at the face of interior support (3) ..... From Figure (4-5).

$$\phi Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{30})(0.15)(0.286)/6 = 26.3KN$$

ΦVc = 26.3*1.1=28.93 > Vu max =26.7

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

To determine the distance between bars :

$$\left(\frac{Av}{s}\right)min \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc}}{fy}$$

$\left(\frac{Av}{s}\right)min \geq 1.2 * 10^{-4}$ is Control

$\geq 1.1 * 10^{-4}$

We Try 2Ø10

$\frac{2*79*10^{-6}}{s} = 1.2* 10^{-4}$

S= 1.3 m

d/2= 0.286/2 =0.143 m is Control

we use Ø 10 @15 cm c/c

4-2-3 Topping Design:

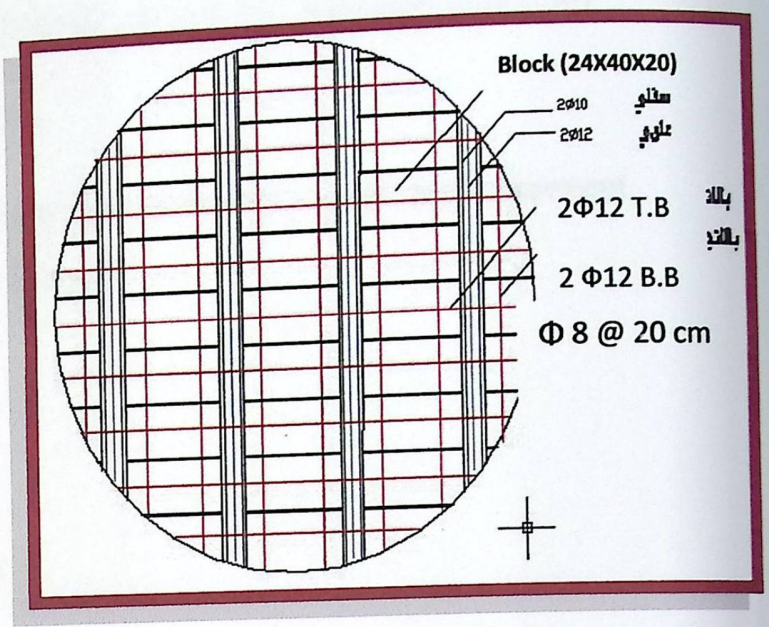


Figure (4-6): Topping Design

Live load = 5 kN/m2

Dead load:-

Tile = 0.03*22=0.66 KN/ m^2 .

sand =0.07*17=1.19 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

morter = 0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Dead load = 4.3 KN/ m^2 .

$W_u = 1.2\ (4.3) + 1.6\ (5) = 13.16$ KN/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

$$Mu = -\left(\frac{Wu \times L^2}{12}\right)$$

$$Mu = -\left(\frac{13.16 \times 0.4^2}{12}\right) = -0.175 \text{ KN.m for 1 m wide strip}$$

Calculate modules of rapture of concrete according to ACI (9.5.2.3).

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c}(MPa) = 0.42\sqrt{24} = 2.05(MPa)$$
$$Mn = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107m^3$$

…….. for a rectangular X-section

$\Phi Mn = 0.55\ (2190)(0.00107) = 1.29$ KN.m ,($\Phi = 0.55$ for plain concrete)

$\Phi Mn = 1.29$ kN.m > Mu = 0.175 kN.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:

For fy = 412 Mpa, $\rho = 0.0018$

$\rho = 0.0018$

$A_s = 0.0018(1000)(80) = 144\ mm^2/1m$

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

4-3 Design of Beam - (B8):

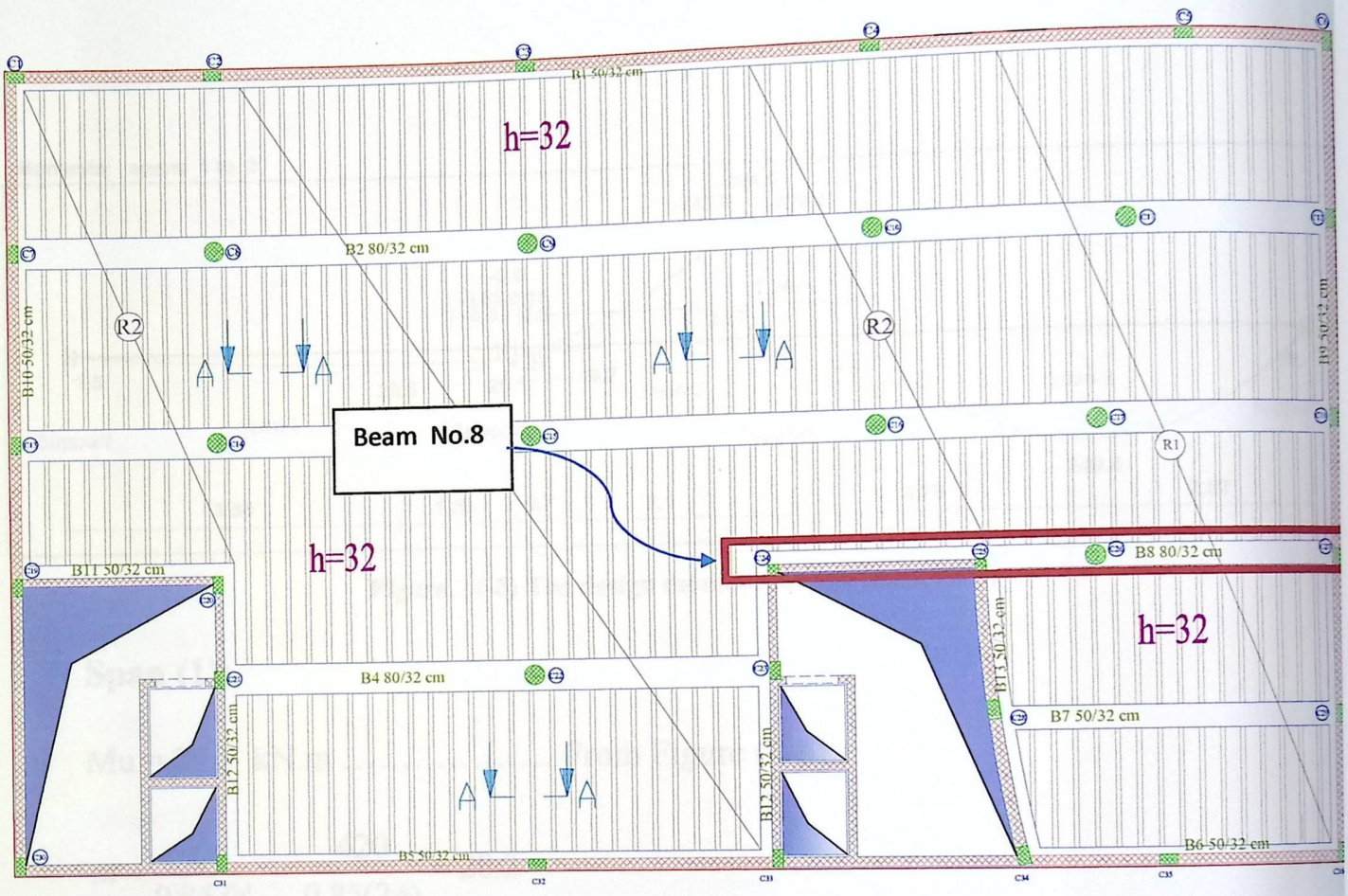


Figure (4-7) Location of Beam No. 8.

4-3-1 Design moment of beam (8):

4-3-1-1 Min Reinforcement 0f Beam:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = 3.67 \geq 4.66\ cm^2$$

4-3-1-2 Positive moment reinforcement

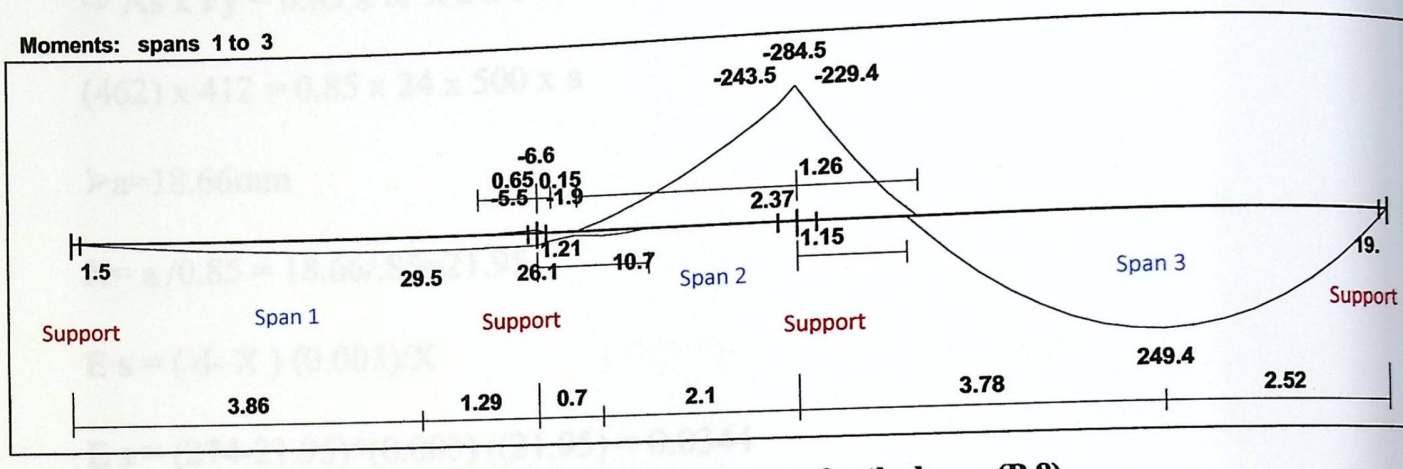


Figure. (4-8) The design moment for the beam (B 8)

Span (1):

Mu = 29.5 kN.m ..... From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{29.5/0.9*(10)^{-3}}{(0.5)(0.274)^2} = 0.87\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.19}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*0.87*20.2}{412}}\right) = 0.00217$$

$A^s = 0.00217*(50)*(27.4) = 2.97\ cm^2 < A^s\ min = 4.66$

$1.3*A^s = 1.3*2.97 = 3.86 > 3.67$

Use $3\ \Phi\ 14$ mm , $A^s = 4.62\ cm^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(462) x 412 = 0.85 x 24 x 500 x a

➢a=18.66mm

X= a /0.85 = 18.66/.85=21.95

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (274-21.95)*(0.003) /(21.95) = 0.0344

⇨0.0344 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

Mu = 0 kN.m ..... From Figure (4-6).

$A^s = A^s \text{ min} = 3.67 \text{ cm}^2$

Use 4 Φ 12 mm , $A^s = 4.52 \text{ cm}^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(452) x 412 = 0.85 x 24 x 500 x a

➢a=18.26mm

X= a /0.85 = 18.26/.85=21.5 mm

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (274-21.5)*(0.003) /(21.5) = 0.035

⇨0.035 > 0.005

⇨Ok

Span (3):

Mu = 249.4 kN.m ..... From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.19$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{249.4/0.9*(10)^{-3}}{(0.5)(0.274)^2} = 7.38\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.19}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*7.38*20.2}{412}}\right) = 0.0129$$

A_s =

0.0235*(50)* (27.4) =32.2 cm^2 > A_s min

Use 7 Φ 25 mm , A_s = 34.3 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3430) x 412 = 0.85 x 24 x 500 x a

➢a=84.3mm

X= a /0.85 = 96.4/.85=99.2 mm

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (274-99.2)*(0.003) /(99.2) = 0.0053

⇨0.0053> 0.005

⇨Ok

4-3-1-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 65.6 kN.m ..... From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.19$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{65.6/0.9*(10)^{-3}}{(0.8)(0.274)^2} = 1.213\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.19}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*1.213*20.2}{412}}\right) = 0.0031$$

$A^s = 0.0031*(800)*(274) = 666.108\ mm2 = 6.66\ cm^2 > A^s\ min$

Use 6 Φ 12 mm , $A^s = 6.79\ cm^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(679) x 412 = 0.85 x 24 x 800 x a

➢a=17.14mm

X= a /0.85 = 17.14/.85=20.166

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (274-20.166)*(0.003) /(20.166) = 0.0377

⇨0.0377 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 243.5 kN.m ..... From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.19$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{243.5/0.9*(10)^{-3}}{(0.5)(0.274)^2} = 7.2\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.19}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*7.2*20.2}{412}}\right) = 0.023$$

$A^s = 0.023*(50)*(27.4) = 31.1\ cm^2 > A^s\ min$

Use 8 Φ 25 mm , $A^s = 39.2\ cm^2$

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3920) x 412 = 0.85 x 24 x 500 x a

➢a=82.4mm

X= a /0.85 = 82.4/0.85=96.9

E s = (d- X) (0.003)/X

E s = (274-96.9)*(0.003) /(96.9) = 0.0055

⇨0.0055 > 0.005

⇨Ok

4-3-2 Design of Shear Reinforcement:

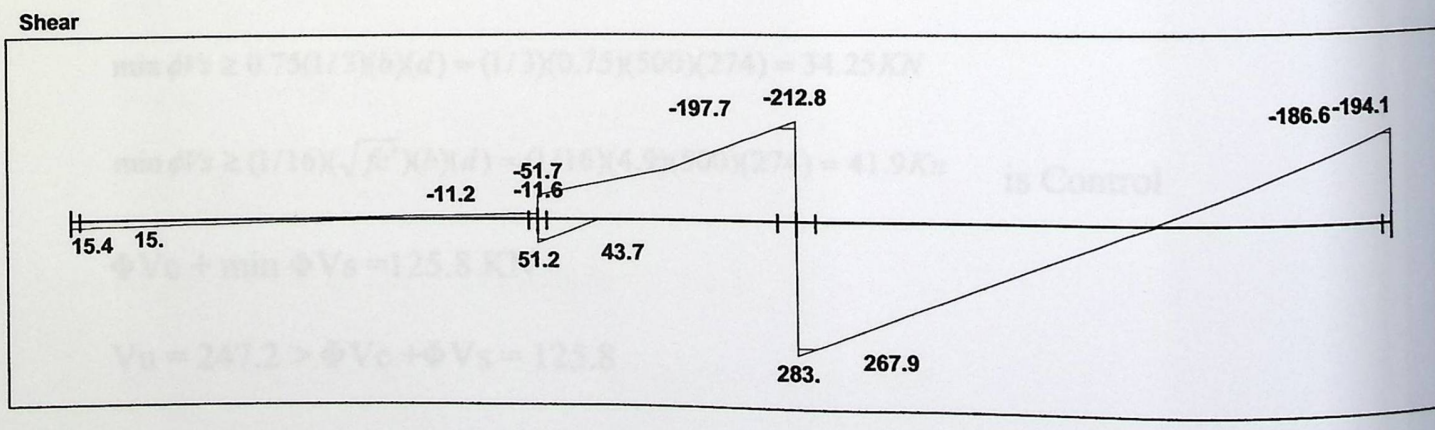


Figure. (4-9) The design Shear for the beam B (50)

Vu max = 283 kN . .....From Figure (4-9).

At the edge of the support (0.274 m from the support) :

We take the magnitude of the shear at the displacement = (a/2 +d)

Such that:-

a: width of support in direction of the beam .

d: effective depth of the beam.

So (a/2 +d) = (40/2+27.4) =47.4cm.

Vu = 247.2 kN .

$$\phi Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(500)(274)/6 = 83.9KN$$

Category 3:

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

$$\min \phi Vs \geq 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(0.75)(500)(274) = 34.25KN$$

$$\min \phi Vs \geq (1/16)(\sqrt{fc'})(b)(d) = (1/16)(4.9)(500)(274) = 41.9Kn$$ is Control

$\Phi Vc + \min \Phi Vs = 125.8$ KN

$Vu = 247.2 > \Phi Vc + \Phi Vs = 125.8$

So we Cannot solve in the Category (3).

Category (4) :

$\Phi Vc + \Phi Vs < Vu \leq \Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d$

$\frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d = 167.8$ KN

$\Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d = 251.7$ KN

$(\Phi Vc + \Phi Vs) = 125.8 < Vu = 247.2 \leq (\Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d) = 251.7$

So we Can solve as it Category (4).

Vs = (Vu / Φ)-Vc = 217.7 KN

Select 2 Φ 10 stirrups with tow legs , Av = 158 mm2

$Vs = (Av)(Fy)(d)/S = (158)(412)(274)/S = 217700N$

S = 11 cm

$d/2 \geq S$

S = 27.4/ 2 = 13.7

Select S = 10 cm .

Use 1Φ 10 stirrups with 2 legs @ 10 cm

At the middle of the beam(length =1.5m) :

$\phi Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(500)(274)/6 = 83.9KN$

Vu =154.4 KN

Category 3:

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

$\min \phi Vs \geq 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(0.75)(500)(274) = 34.25KN$

$\min \phi Vs \geq (1/16)(\sqrt{fc'})(b)(d) = (1/16)(4.9)(500)(274) = 41.9Kn$ is Control

$\Phi Vc + \min \Phi Vs = 125.8$ KN

$Vu = 154.4 > \Phi Vc + \Phi Vs = 125.8$

So we Cannot solve in the Category (3).

Category (4) :

$\Phi Vc + \Phi Vs < Vu \leq \Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d$

$\frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d = 167.8$ KN

$\Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d = 251.7$ KN

$(\Phi Vc + \Phi Vs) = 125.8 < Vu = 154.4 \leq (\Phi Vc + \frac{\emptyset}{3}\sqrt{fc} * b * d) = 251.7$

So we Can solve as it Category (4).

$Vs = (Vu / \Phi) - Vc = 94$ KN

Select 2 Φ 10 stirrups with tow legs , Av = 158 mm2

$Vs = (Av)(Fy)(d) / S = (158)(412)(274) / S = 94000N$

S = 19 cm

$d/2 \geq S$

S = 27.4/ 2 = 13.7

Select S = 10 cm .

Use 1Φ 10 stirrups with 2 legs @ 10 cm

4-4 Design Two Way Solid slab of Stairs :

4-4-1 Determination of loads :

Dead load = 4.4 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

q_u= (1.2*4.4)+(1.6*5) = 13.3 KN/m^2

The overall depth of solid slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI for tow way solid slab :

Min h =(parameter /180) = 25.2 /180 = 0.14 m

Select h=15 cm.

d = h-2-1 = 15-2-1= 12cm

4-4-2 Check of shear :

Vu max = (2.9-0.12)*13.3 = 36.6 KN

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

= 73.5 KN > 36.6 KN

No Shear reinforcement is required .

4-4-3 Design of reinforcement :

$Wu_D = 1.2*4.4 = 5.3\ KN/m^2$

$Wu_L = 1.6*5 = 8\ KN/m^2$

4-4-3-1 Positive moment :

$$\frac{La}{Lb} = \frac{5.75}{7.25} = 0.8$$

$Ca_{dL} = 0.056$

$Cb_{dL} = 0.023$

$Ca_{LL} = 0.056$

$Cb_{LL} = 0.023$

$Ma = 0.056*5.3*5.75^2 + 0.056*8*5.75^2 = 24.6\ KN.m$

$Mb = 0.023*5.3*7.25^2 + 0.056*8*7.25^2 = 16.1\ KN.m$

In short direction :

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.6*(10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.12)^2} = 1.9\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.2*1.9}{412}}\right) = 0.00485$$

$As = 0.00485*(100)*(12) = 5.8\ cm^2$

4-4-3-2 Min reinforcement :

As min =0.0018*b*h = 0.0018*100*15 = 2.7 cm^2

Select As =5.8 cm^2

Use Φ 12@ 15 cm with As =6.79 cm^2 > 5.8 cm^2..... See figure (4-12)

In long direction :

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{16.1*(10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.12)^2} = 1.24\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.2*1.24}{412}}\right) = 0.0031$$

$As = 0.0031*(100)*(12) = 3.73\ cm^2$

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 3.73 cm^2..... See figure (4-12)

4-4-3-3 Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use Φ 10@ 25 cm with As =3.14 cm^2 >$A_{s\ shrinkage}$= 2.7 cm^2..... See figure (4-12)

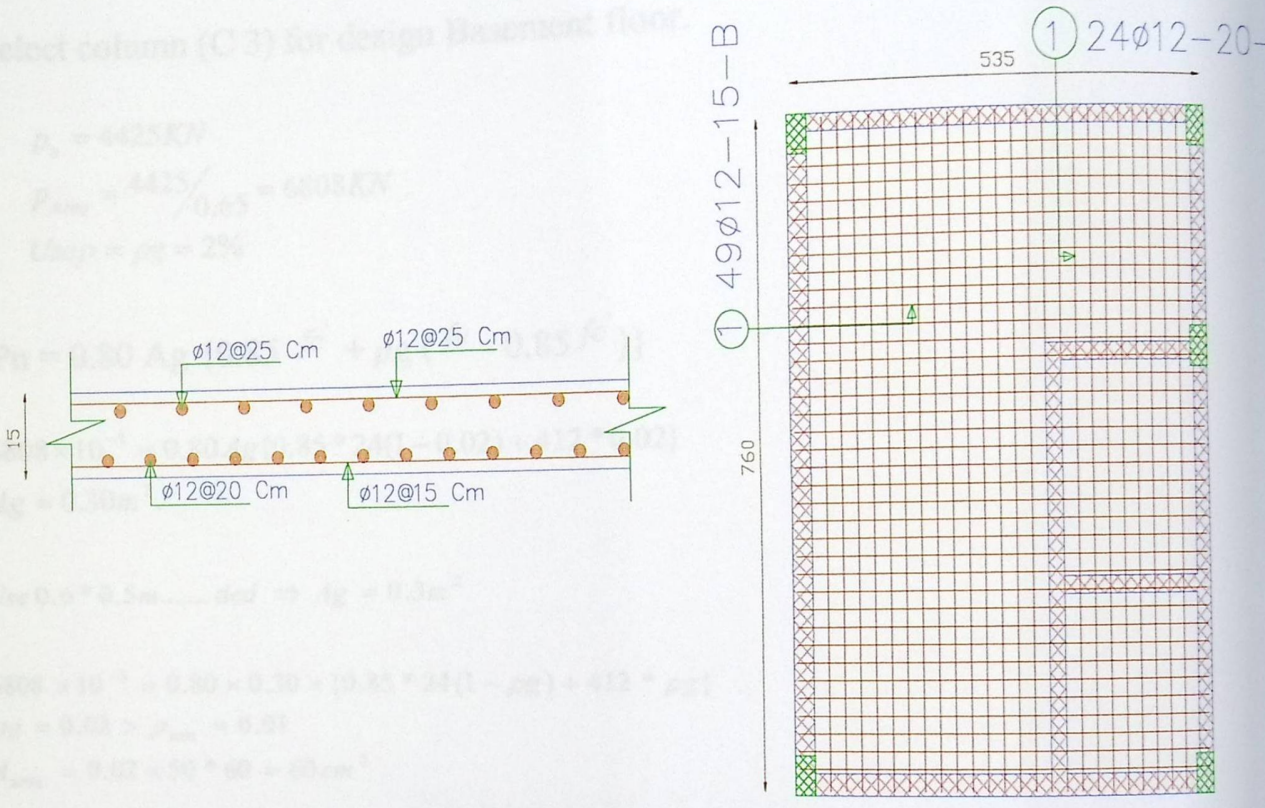


Figure (4-10) Solid Slab For Elevator .

4.5 Design of column:

4.5.1 Design of Short column(C 3/ Basement Floor):

4.5.1.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C 3) for design Basement floor.

$$p_u = 4425KN$$
$$p_{nreq} = 4425/0.65 = 6808KN$$
$$Use\rho = \rho g = 2\%$$

$$Pn = 0.80\ Ag\ \{0.85\ f_c' + \rho g\ (f_y - 0.85\ f_c')\}$$

$$6808\times10^{-3} = 0.80Ag\{0.85*24(1-0.02)+412*0.02\}$$
$$Ag = 0.30m^2.$$

$$Use\ 0.6*0.5m.....tied \Rightarrow Ag = 0.3m^2$$

$$6808\times10^{-3} = 0.80\times0.30\times\{0.85*24(1-\rho g)+412*\rho g\}$$
$$\rho g = 0.02 > \rho_{min} = 0.01$$
$$A_{streq} = 0.02\times50*60 = 60cm^2$$

Use $16\Phi22$ Asprovide=60.8 cm2

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34-12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40.....ACI.10-12-2$$

L_u : $Actualunsup\ ported(unbraced)length$

K : $effectivelengthfactor(K=1forbracedframe)$

R : $radiusofgyration = 0.3h = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 20 < 34-12\frac{M1}{M2} = 22$$

$\therefore Short.....Column$

4.5.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.2 = 40cm.$

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

$Spacing \le Least.\text{dim}ension = 50cm$

Use Φ10 ties@ 35cm spacing.

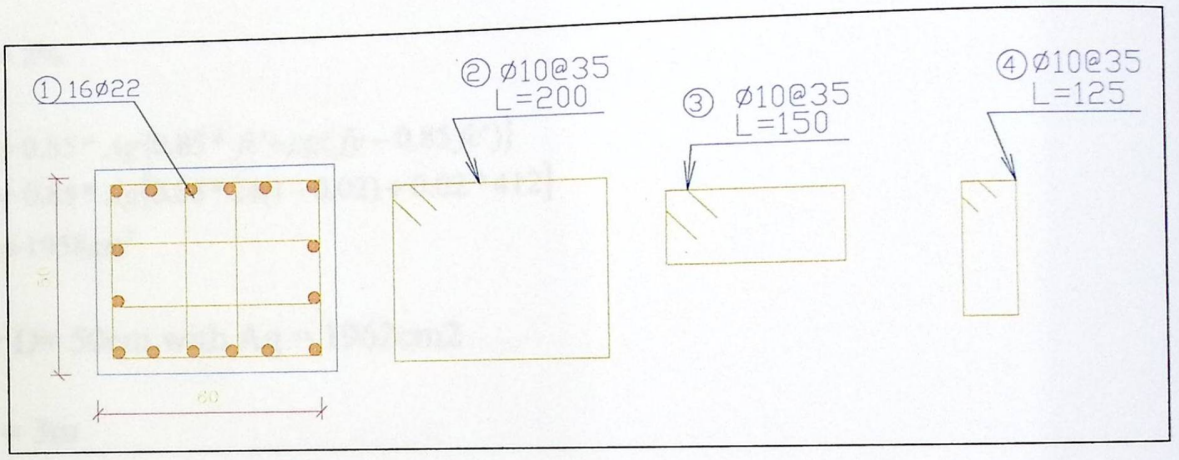


Fig.(4.11): Detail Of Column.

4.5.2 Design of long column(C 17*/ Basement Floor):

4.5.2.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C17) for design.

Pu = 3290 KN

Pn = 3290/(0.70) = 4700 KN

$\rho g = 2\%$

$$Pn = 0.85 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85fc')\}$$
$$Pn = 0.85 * Ag[0.85 * 24(1 - 0.02) + 0.02 * 412]$$
$$Ag = 1958cm^2$$

Try D= 50cm with Ag = 1962cm2

Lu = 3m

M1&M2 =1

K=1

Fig(4.12) Long coloumn.

Check for slenderness :

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

$$\frac{1*3}{0.25*0.50} = 24 > 22$$

$$\therefore long\ Coloumn$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....} ACI-(7.12.3)$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 2327.15$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1810)}{3290} = 0.66$$

$$I_g = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{3.14X0.25^4}{4}$$

$$I_g = 3.1X10^{-3}\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270*3.16X10^{-3}}{1+0.66} = 17.72MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3.14^2*17.72}{(1*4.5)^2} = 8.6MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left\{\frac{M1}{M2}\right\} = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1 \quad \text{.....} ACI(10.12.3)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(3.29/(0.75*8.6))} = 2$$

$$e_{\min} = 15+0.03h \quad \text{.....} ACI(10-12.3.2)$$

$$e_{\min} = \frac{(15+0.03*500)}{1000} = 0.03$$

$$e = e_{\min} * \delta_{ns} = 0.03*2 = 0.06$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.06}{0.50} = 0.12$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{4700 * 10^{-3}}{\pi (0.50)^2 / 4} * \frac{145}{1000} = 3.47$$

$$\rho_g = 0.03$$

$$A_s = \rho * A = 0.03 * \frac{\pi (0.50)^2}{4} = 58.9 cm^2$$

$$\neq \ of \ bars = 58.9 / 3.8 = 16\phi 22$$

Check $-\phi P_n > P_u$

$$\phi P_n = 0.7[0.85 * \{0.85 * fc'(A_g - A_{st}) + f_y A_{St}\}]$$

$$= 0.7[0.85 * \{0.85 * 24\,(196250 - 6080) * 10^{-6}) + 400 * 6080 * 10^{-6}\}]$$

$$= 3.53 > 3.29 \quad Ok$$

Use $^{24}\phi 25$ As provided = 122.5 cm2

4.5.2.2 Design of The Tie Reinforcement:

$$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.2 = 35.2 cm.$$

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

$$Spacing \le Least.\text{dim}ension = 50 cm$$

Use Φ10 ties@ 35cm spacing.

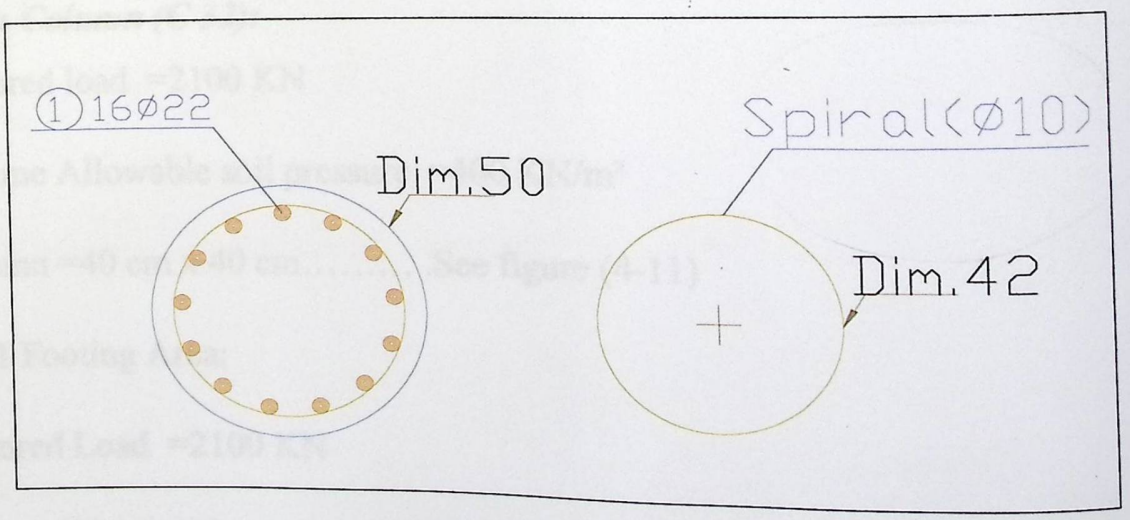


Fig.(4.13): Detail Of Column.

4-6 Design of Isolated Footing F32

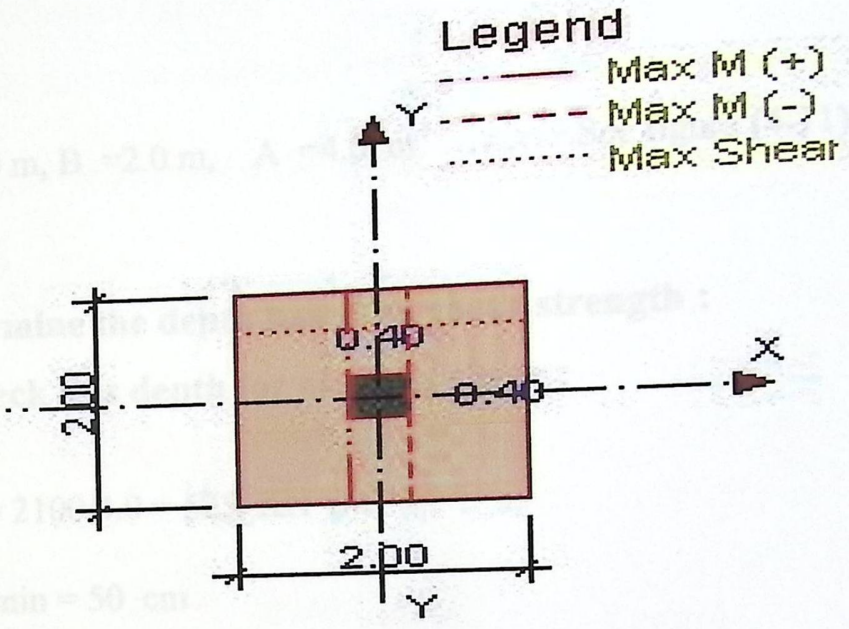


Figure (4-14) Top view of Isolated Footing (F 32)

4-6-1 Determine the area of footing :

From Column (C 32):

Factored load =2100 KN

Assume Allowable soil pressure =400 KN/m²

Column =40 cm x 40 cm…… .See figure (4-11)

4-5-1 Footing Area:

Factored Load =2100 KN

P net =400 KN/m²

Area A = (Total Weight)/Soil Pressure*1.4)

= 2100 KN /400*1.4 KN/m²

= 3.75 m^2

Use L =2 .0 m, B =2.0 m, A =4.0 m^2 ..... .See figure (4-11)

4-6-2 Determine the depth based on shear strength :

4-6-2-1 Check this depth for one way shear :

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = 2100/4.0 = 525 \text{ KN } /m^2$$

Assume h min = 50 cm

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

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 2.0 * 0.405 * 1000 = 496KN$$

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{L-a}{2} - d \right) \times B$$

$$Vu = 525 \times \left(\frac{2.0-0.4}{2} - 0.405 \right) \times 2.0 = 415.0KN$$

$$\Phi V_c = 496 > V_u = 415$$

4-6-2-2 Check this depth for two way shear action punching

$$Vu = q_{ult} \times \left((B \times L) - (a+d)(b+d)\right)$$

$$Vu = 525 \times \left((2.0 \times 2.0) - (0.4+0.405)(0.4+0.405)\right) = 1760KN$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.5\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.58\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \qquad 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad \text{.....Control}$$

Where:

β_c =a /b =40 /40 =1

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

= 2{(0.4+0.405) + (0.4+0.405)} =3.22 m

α_s = 40 for interior column

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 3.22 \times 0.405 \times 1000 = 1581KN$$

$\Phi V_c < V_u$.....*not..ok*

the depth)h =50cm (is not valid

So we select h =60 cm..... .See figure (4-15)

Check h=60cm

d= 60-7.5-2 = 50.5 cm

$$Vu = q_{ult} \times \left((B \times L) - (a+d)(b+d)\right)$$

$$Vu = 525 \times \left((2.0 \times 2.0) - (0.4+0.505)(0.4+0.505)\right) = 1670KN$$

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

$$= \quad 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad \text{.....Control}$$

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

= 2{(0.4+0.505) + (0.4+0.505)} =3.62 cm

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 3.62 \times 0.505 \times 1000 = 2217KN$$

$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow$2217>1670 KN .....OK

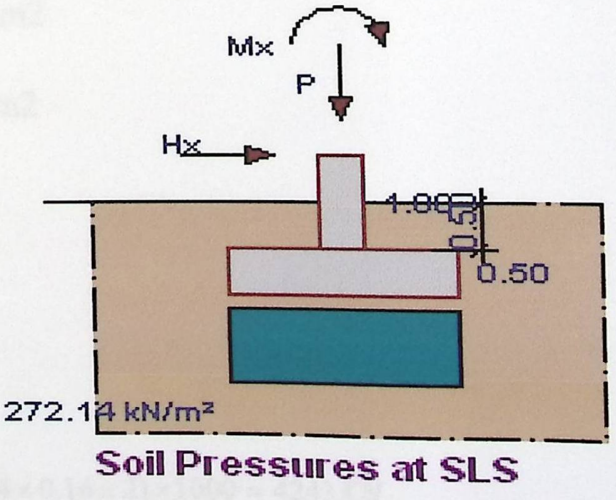


Figure (4-15) Side view of Footing (F 32)

4-6-3 Check transfer of load at base of column:

In column:

$$\Phi Pn = \Phi(0.85 fc' Ag)$$

$$\Phi Pn = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.4 \times 0.4 \times 1000) = 2122 KN$$

$$\Phi Pn = 2122 > P_u = 2100$$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As =0.005 *400 x 400 = 800 mm2

Use 12Φ12 ..... .See figure (4-13)

In footing :

$$\Phi Pn = \Phi(0.85 fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

A1 = 0.4*0.4 =0.16 m2

A2 = 2.0 *2.0 =4.0 m2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4}{0.16}} = 5 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.16 \times 2) \times 1000 = 4243 KN$$

$$\Phi Pn = 4243 > Pu = 2100 \text{.....} ok$$

Use 12Φ12 ..... .See figure (4-16)

4-6-4 Development Length L_d :

Ld for Φ 12:

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}}db = \frac{412}{4\sqrt{24}}\times 12 = 252.3mm$$

$L_d = 0.04 \times db \times fy = 0.04*12*412 = 197.8$ mm

$\therefore L_d = 252.3mm$

Available embedment $= 600 - 75 - (2 \text{ x } 12) - 12 = 477$ mm > 252 mm

$\therefore$ OK.

4-6-5 Design for Bending Moment:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(525 \times 2.0 \times \left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.4}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.4}{2}\right) = 357 \text{ KN.m}$$

Mn =357/0.9 =397 KN.m

Rn = Mn /b.d2 = 0.78Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.78}{412}}\right) = 0.0019$$

AS = 0.0019*2000*505 =1950 mm2

As min = 0.0018*2000*600 =2160 mm2 control

Use 18Φ 12 In tow direction

4-6-5-1 Development Length L_d :

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 12:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{412}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 1.2 = 29cm$$

Available embedment =80 -10 = 70 cm >34 cm ok.

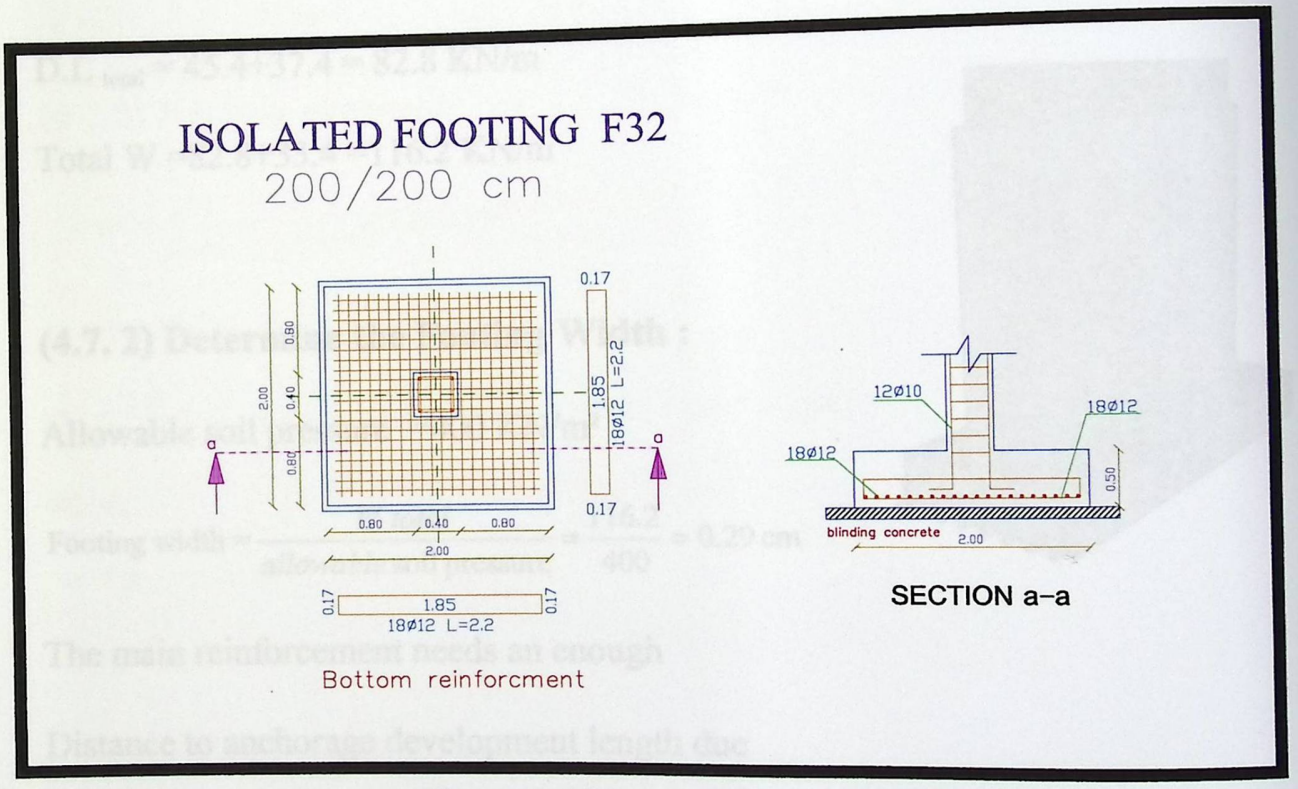


Figure (4-16)Detail of Footing No .32

(4.7) Design of Strip Footing for (S.F.1)

(4.7.1) Load Calculation:

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

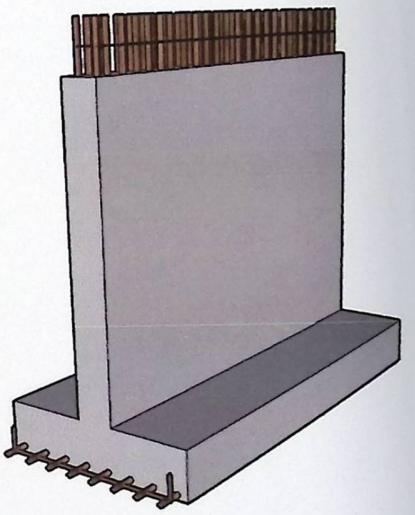
=6.3 ×0.25×24 =45.4 KN/m

From one way rib D = 2*(10.3/0.55)=37.4 KN/m

L =2*(9.2/0.55)= 33.4 KN/m

D.L $_{total}$ = 45.4+37.4 = 82.8 KN/m

Total W =82.8+33.4 =116.2 KN/m



(4.7. 2) Determine the Footing Width :

Allowable soil pressure =400 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{soil pressure}} = \frac{116.2}{400} = 0.29\ \text{cm}$$

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due

to the following Equation :

$$L = \frac{0.24 \times fy}{\sqrt{fc'}} d_b \times 0.7 = \frac{0.24 \times 412}{\sqrt{24}} \times 1.2 \times 0.7 = 16.8\ \text{cm}$$

Width of footing b=16.8*2+25 +7.5*2+1.2*2= 76 cm

Select b = 80 cm

(4.7.3) Determined of footing depth:

Assume $h_{footing}$ =30 cm

(4.7.4) Design of shear:

$$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times l$$
$$q_u = 1.2 \times 82.8 + 1.6 \times 33.4 = 152.8\ KN$$

$$h_{footing} = 30\ cm$$

$$d = 30 - 7 - 1 = 22\ cm$$

(4.7.5) Bearing pressure:

$$p\ \text{net} = \frac{pu}{Area} = \frac{152.8}{0.8 * 1} = 191 Kn \setminus m^2$$

$$V_u = 0.055 * 191 * 1 = 10.5 KN$$

$$\emptyset V_c = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.22 * 1000 = 134.7$$

$\emptyset V_c > V_u$

⇨ Ok .

(4.7.6) Determine of Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = P_{net}\left(\frac{(footing\ width - wall\ width)^2}{4}\right)$$

$$= 191 \times 0.275^2 = 14.4\ \text{KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 220^2} = 0.33 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.33}{412}}\right) = 0.0008$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0008 * 1000 * 220 = 178.5 mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 554 mm^2$$

$$\therefore As = 5540 mm^2$$

Select $\phi 12@20 \ldots . As_{Provided} = 565 mm^2 > 554 mm^2 \ldots . ok$

(4.7.7) Check of strain

Tension =Compression

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

$565 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 11.4mm$

$C = \frac{a}{\beta 1} = \frac{11.4}{0.85} = 13.4mm$

$\varepsilon_s = \frac{220 - 13.4}{13.4} * 0.003 = 0.046$

$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005$ .....OK

(4.7.8) Development length of main reinforcement:

For Φ12 bars db=1.2 cm:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a.\beta.\gamma.d_b$

$Ld = \frac{412}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$

$Ld = 50.5cm$

Available Ld = 27.5 − 7.5 = 20cm ≤ 50.5cm

$$L = \frac{0.24 \times fy}{\sqrt{fc'.}} d_b = 24.2cm$$

So a standard hook of 20 cm must be used to provide Ld.

(4.7.9) Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 800 \times 300$

$As = 432\ mm^2$

Select 4ϕ12 with AS prov. = 4.52 cm².

(4.7.10) Design of dowels bars:

$$A_{s\,min} = 0.0012 \times 1000 \times 220 = 264 mm^2$$

Use longitudinal basement wall bars

Use ϕ 10@25 cm

$$Ld = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} .d_b \geq 0.04 \times db \times fy$$

For $\phi 10$ *bars*

$$Ld = \frac{412}{4 \times \sqrt{24}} \times 1.0 = 21cm$$

$$\geq 0.04 \times 1.0 \times 412 = 16.5cm$$

$$Ld = 21cm$$

Available Ld = 30 - 7 = 23cm > 21cm Ok.

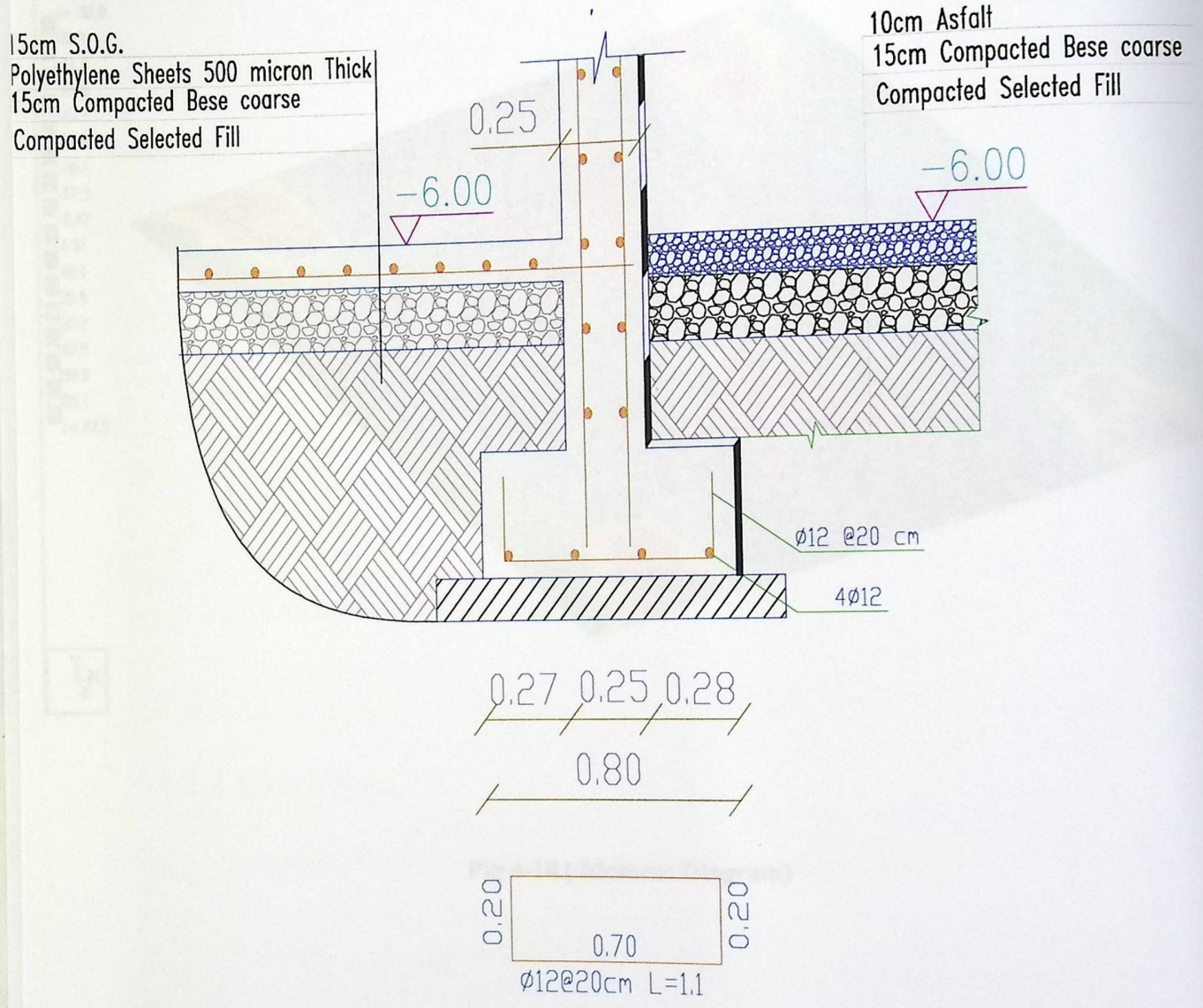


Fig . (4.17) Strip Footing Details

4-8 Design of Elevator Mat :

In X direction :

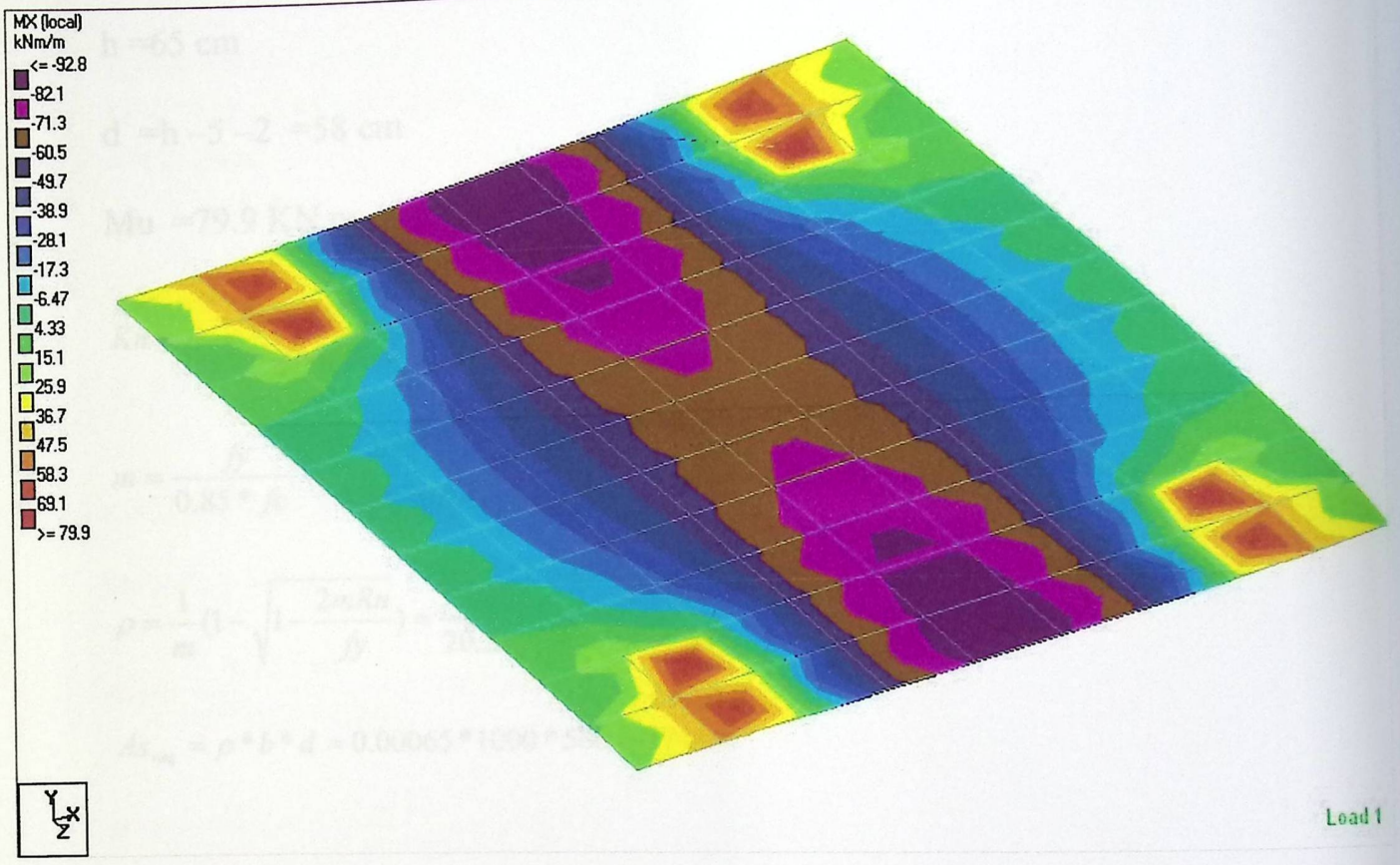


Fig 4-18 (Moment Diagram)

4.8.1 Design of Positive moment:

b =100 cm,

h =65 cm

d =h –5 –2 =58 cm

Mu =79.9 KN.m

$$Kn = \frac{79.9*10^{+6}}{0.9*1000*(580)^2} = 0.26Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.2*0.26}{412}}) = 0.00065$$

$$As_{req} = \rho*b*d = 0.00065*1000*580 = 374mm^2$$

4.8.1.1 Check As_{min}

$$A_{s\min} = 0.0018*b*h = 0.0018\,(1000)(650) = 1170\ mm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ \min} = 1170\ mm^2$$

Select 18@20 cm $A_s provided = 1270mm^2 > As_{req} = 1170mm^2$ .....OK

4.8.1.2 Check for yielding in bottom

Tension =Compression:

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$1270 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 25.6mm$$
$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.4}{0.85} = 30.2mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{430 - 30.2}{30.2} * 0.003 = 0.04$$
$$\varepsilon_s = 0.04 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.8.2 Design of negative moment:

Mu =92.8 KN.m

$$Kn = \frac{92.8 * 10^{+6}}{0.9 * 1000 * (580)^2} = 0.31Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.61}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.31}{412}}) = 0.00075$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 0.00075 * 1000 * 580 = 434.8mm^2$$

4.8.2.1 Check As_{min}

$$A_{s\,min} = 0.0018 * b * h = 0.0018\ (1000\ )(650\ ) = 1170\ mm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ min} = 1170\ mm^2$$

Select 18@20 cm $\quad A_s provided = 1270mm^2 > As_{req} = 1170mm^2 .....OK$

4.8.2.2 Check for yielding in bottom

Tension =Compression:

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$1270 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 25.6mm$$
$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.4}{0.85} = 30.2mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{430 - 30.2}{30.2} * 0.003 = 0.04$$
$$\varepsilon_s = 0.04 > 0.005 \longrightarrow ok$$

In Y direction:

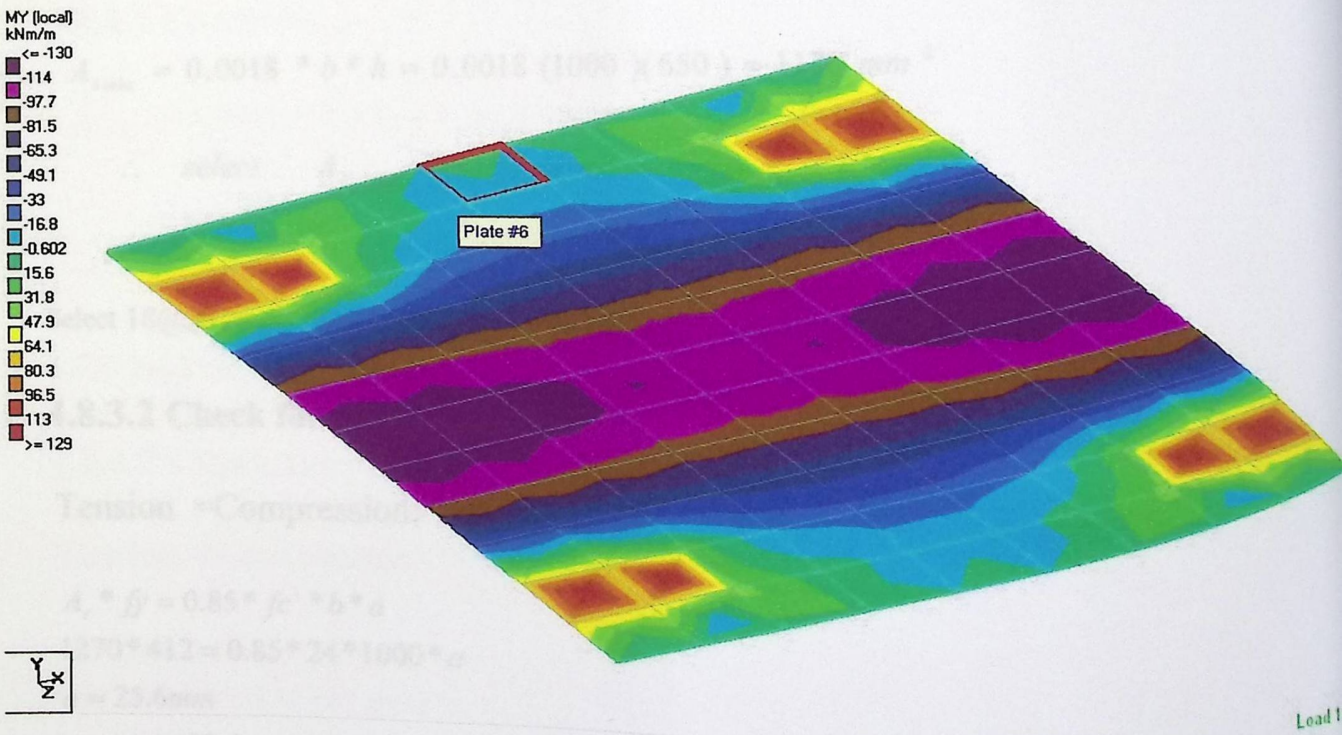


Fig 4-19 (Moment Diagram)

4.8.3 Design of Positive moment:

Mu =129KN.m

$$Kn = \frac{129*10^{+6}}{0.9*1000*(580)^2} = 0.43Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.2*0.43}{412}}) = 0.0011$$

$$As_{req} = \rho*b*d = 0.0011*1000*580 = 606.2mm^2$$

4.8.3.1 Check As_{min}

$$A_{s\min} = 0.0018*b*h = 0.0018\,(1000)(650) = 1170\ mm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ \min} = 1170\ mm^2$$

Select 18@20 cm $A_s provided = 1270mm^2 > As_{req} = 1170mm^2 .....OK$

4.8.3.2 Check for yielding in bottom

Tension =Compression:

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

$$1270*412 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 25.6mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.4}{0.85} = 30.2mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{430-30.2}{30.2}*0.003 = 0.04$$

$$\varepsilon_s = 0.04 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.8.4 Design of negative moment:

Mu =130KN.m

$$Kn = \frac{130*10^{+6}}{0.9*1000*(580)^2} = 0.43Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.2*0.43}{412}}) = 0.0011$$

$$As_{req} = \rho*b*d = 0.0011*1000*580 = 606.2mm^2$$

4.8.4.1 Check As_{min}

$$A_{s\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018\ (1000\ )(650\ ) = 1170\ mm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ \min} = 1170\ mm^2$$

Select 18@20 cm $\quad A_s provided = 1270mm^2 > As_{req} = 1170mm^2 .....OK$

4.8.4.2 Check for yielding in bottom

Tension =Compression:

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$1270*412 = 0.85*24*1000*a$$
$$a = 25.6mm$$
$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.4}{0.85} = 30.2mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{430-30.2}{30.2}*0.003 = 0.04$$
$$\varepsilon_s = 0.04 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.8.5 Design of shear

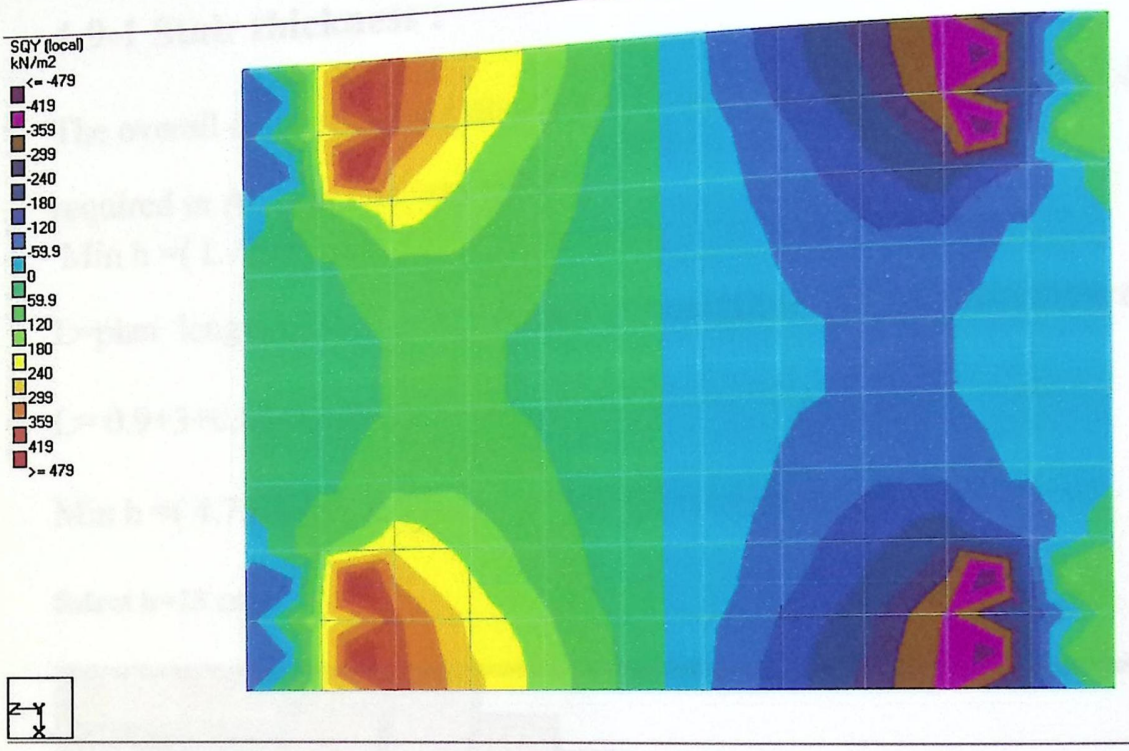


Figure (4-20) The envelop shear diagram

$Vu_{max} = 479*0.65*1 = 311.5$ KN

$$\phi.Vc = \phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6*1000} * 1000 * 580 = 355.2\,KN$$

$\phi.Vc > Vu$.....ok

4-9 Design Double Flat Stair :

4-9-1 Stair thickness :

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20)

L=plan length of stairs + 0.5 length of landing (or 90 cm whichever is less)

L= 0.9+3+0.85 = 4.75 m

Min h =(4.75 /20) = 0.238 m

Select h=25 cm.

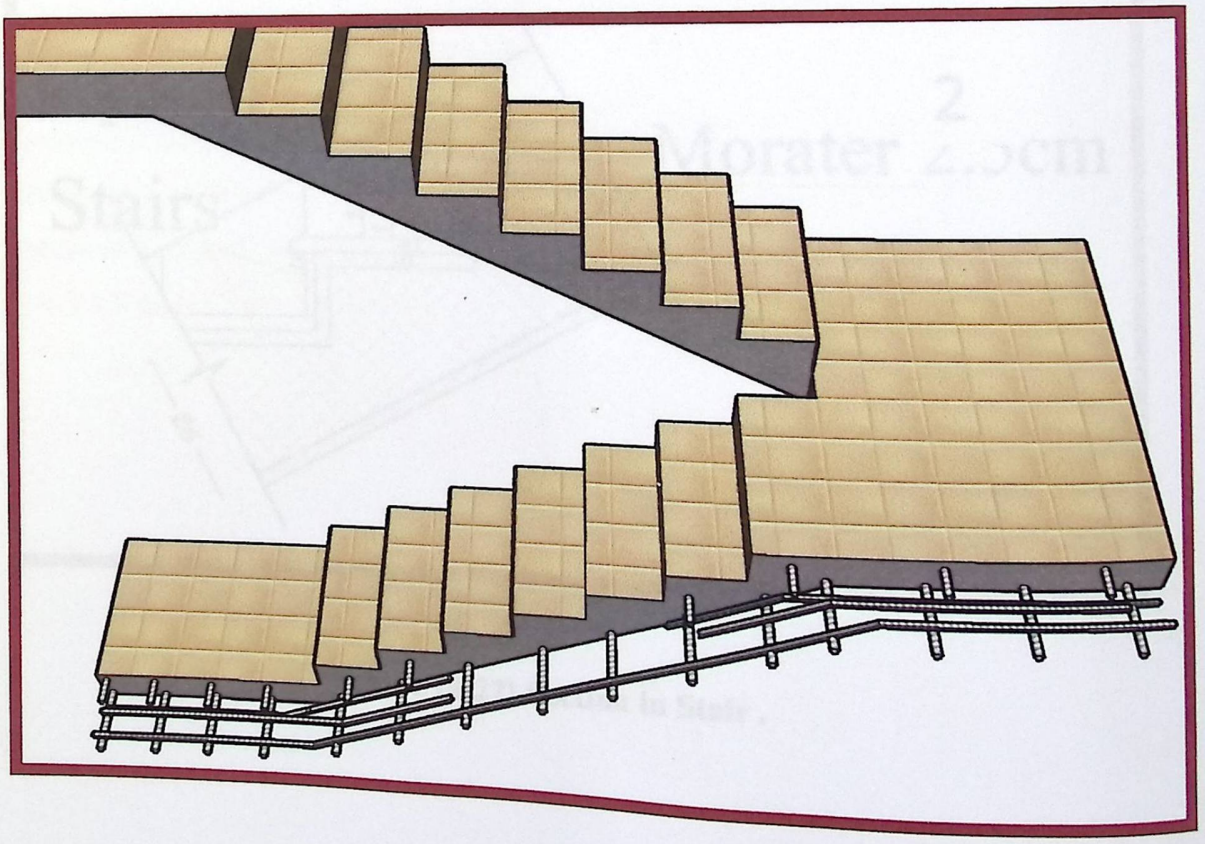


Figure (4-21) Double Flats Stairs

4-9-2 Load Determination .

Dead load calculation of q_1 : ..... See figure (4-15)

shear

$\alpha = \tan^{-1}(16/30) = 28$

concrete = $(25*0.25)*(1/\cos 28) = 7.08$ KN/m

plastering = $(0.03*22)*(1/\cos 28) = 0.75$ KN/m

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

morter = $((0.16+0.3)*0.02*22)/0.3 = 0.67$ KN/m

tiles = $((0.16+0.35)*0.03*27)/0.3 = 1.38$ KN/m

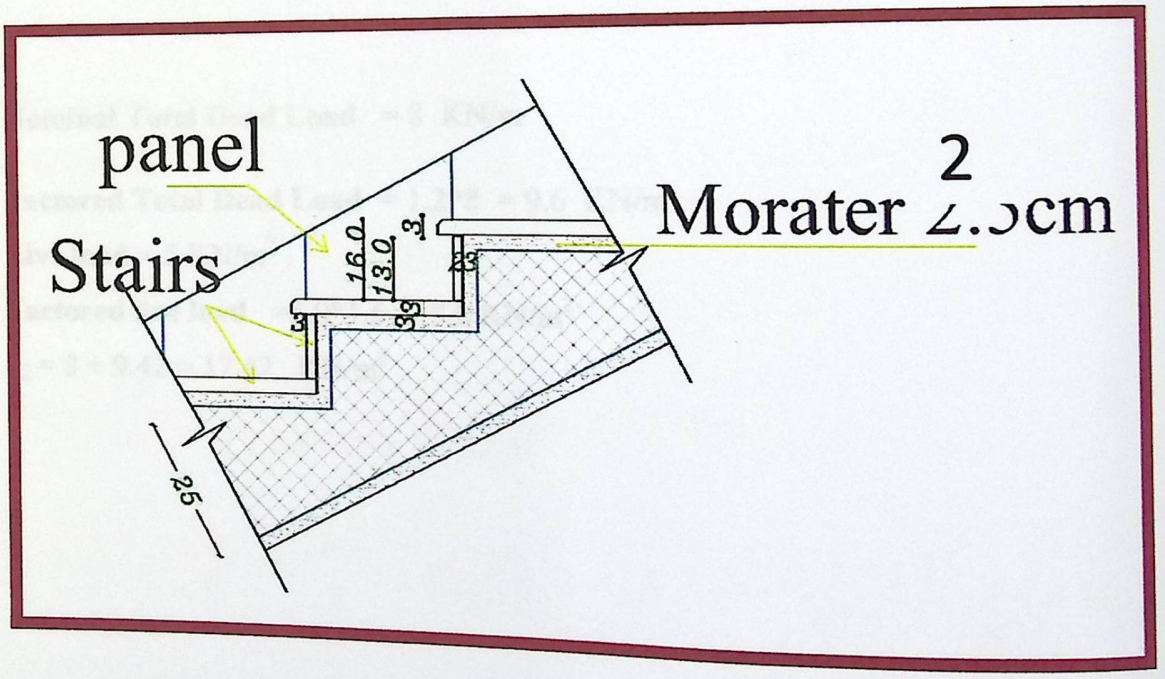


Figure (4-22) Section in Stair .

Nominal Total Dead Load = 11.88 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*11.88 = 14.26 KN/m

Live load = 5 KN/m .

Factored live load =5*1.6 = 8 KN/m

q_1 = 8 + 14.70 = 22.70 KN/m

Dead load calculation of q_2 : (for landing)

Concrete = (25*0.25) = 6.25 KN/m

Plastering = (0.03*22) = 0.66 KN/m^2

Morter = 0.02*22 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 8 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*8 = 9.6 KN/m

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5.0*1.6 = 8.0 KN/m^2

q_2 = 8 + 9.42 = 17.42 KN/m^2

4-9-3 Stair reinforcement Design of one meter strip :

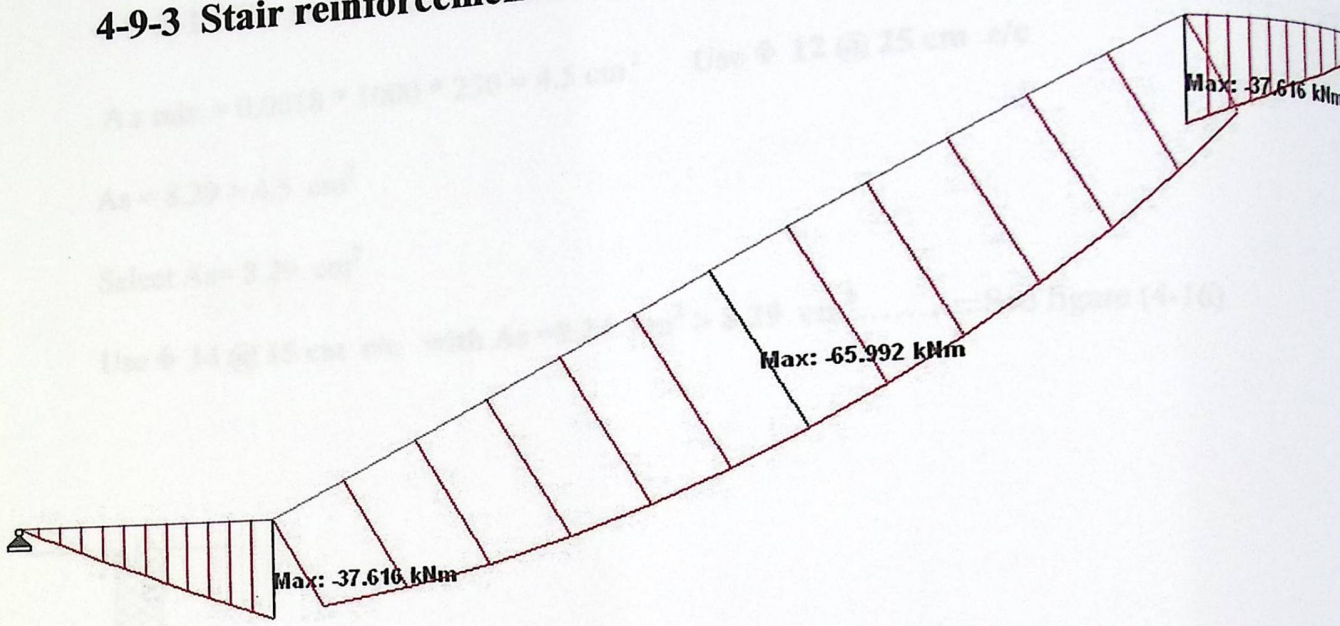


Figure (4-23) Moment for Stair .

Mu max = 66 KN.m

d = 250-20-7 = 223 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.2$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{66 * (10)^6}{(0.9)(1000)(223)^2} = 1.47\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 1.47}{412}}\right) = 0.00372$$

$$As = 0.00372*(100)*(22.3) = 8.29\ cm^2$$

4-9-3-1 Min reinforcement :

A_s min = 0.0018 * 1000 * 250 = 4.5 cm^2 **Use Φ 12 @ 25 cm c/c**

As = 8.29 > 4.5 cm^2

Select As= 8.29 cm^2

Use Φ 14 @ 15 cm c/c with As =9.24 cm^2 > 8.29 cm^2..... See figure (4-16)

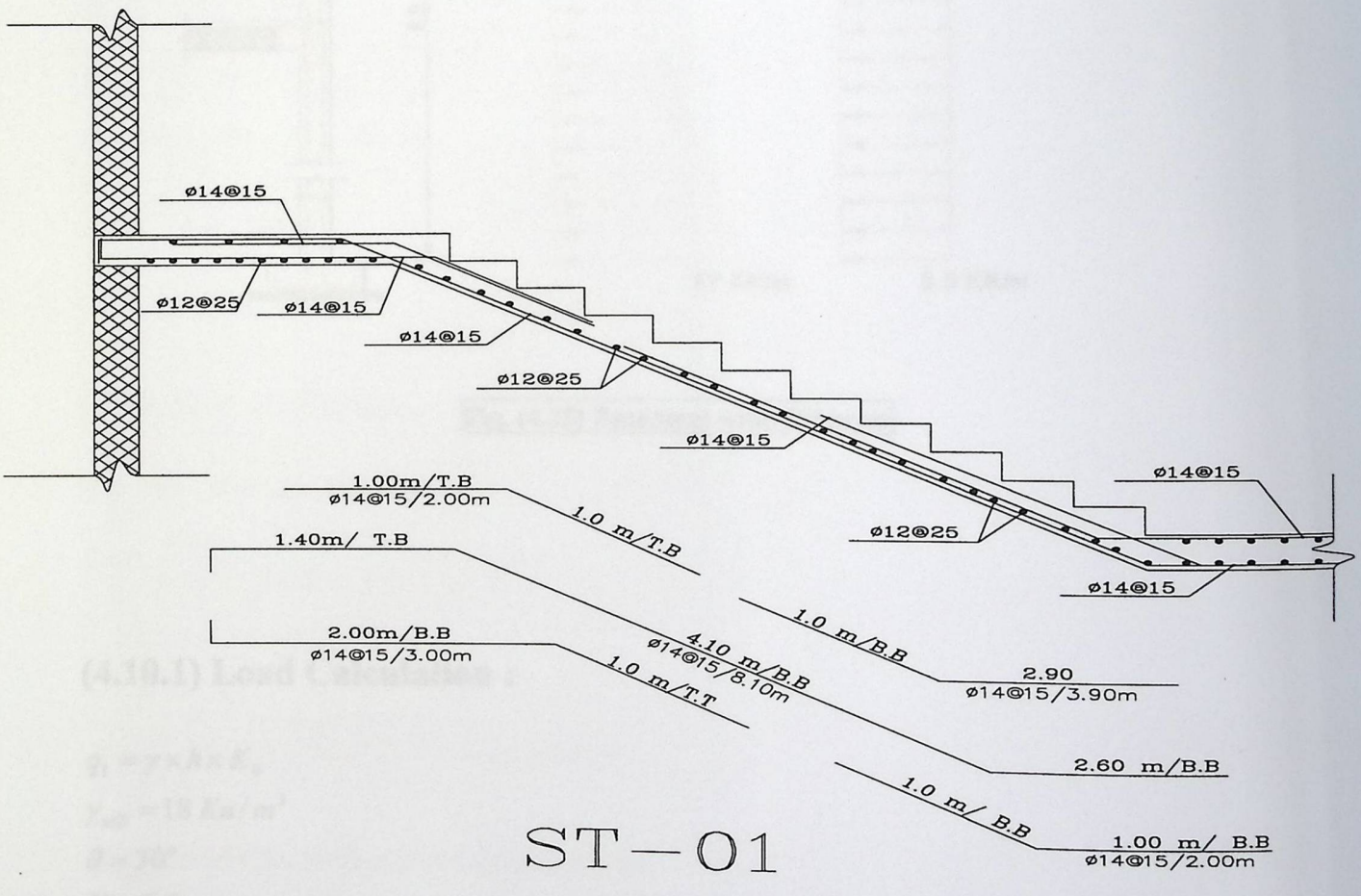


Figure (4-24) details of stairs

(4.10) Design of Basement wall:

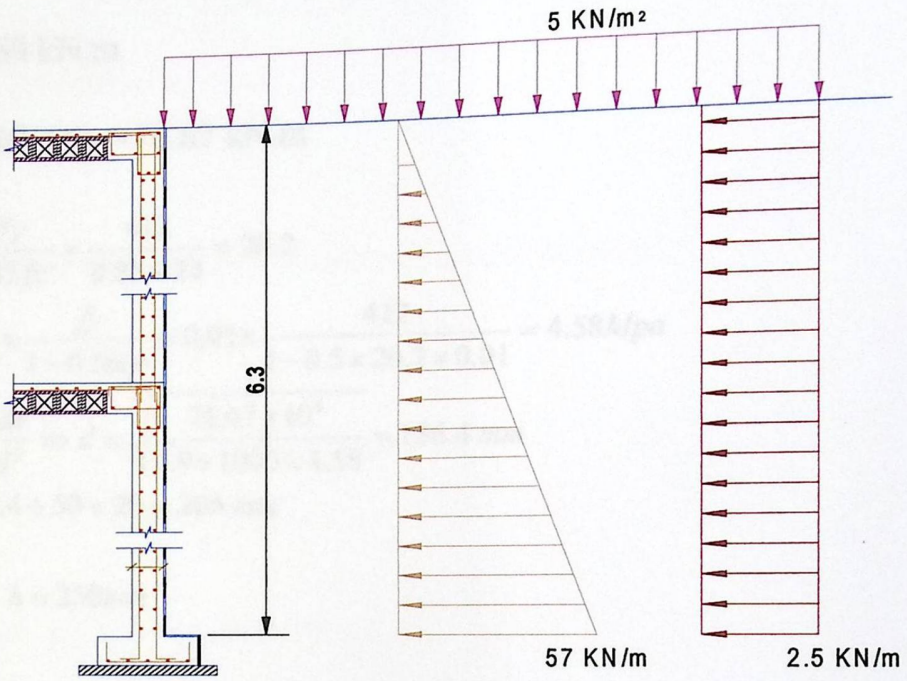


Fig. (4.25) Basement wall-Diagram

(4.10.1) Load Calculation :

$q_1 = \gamma \times h \times K_0$

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$\theta = 30^o$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 6.3 \times 0.5 = 57\ \text{KN/m}$

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\ \text{Kn/m}^2$

(4.10.2) Thickness Calculation :

Assume ρ =0.01

Mu =69 kN.m

Mn =69/ 0.9 =76.67 kN.m

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85\times 24} = 20.2$$

$$Kn = \rho \times \frac{fy}{1-0.5m\rho} = 0.01\times \frac{412}{1-0.5\times 20.2\times 0.01} = 4.58Mpa$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{76.67\times 10^6}{0.9\times 1000\times 4.58}} = 136.4\ mm$$

$$h = 136.4 + 50 + 20 = 206\ mm$$

$select \quad h = 250mm$

(4.10.3) Wall Design :

$$d = 250 - 50 - 12 = 188\ mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b*d^2} = \frac{76.67\times 10^6}{1000\times 188^2} = 2.17Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.2\times 2.17}{412}}) = 0.00558$$

$$As_{req} = 0.00558\times 1000\times 188 = 1049.4mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0012*1000*250 = 300mm^2 / m$$

$$As_{req} > As_{\min}$$

As_{req} ..... control

$$\#of\,bar\ in\ on\ meter = \frac{1049.4}{254} = 4.13$$

Select Φ18@20cm c/c

(4.10.4) Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002*1000*250 = 500mm^2\ /\ m$$

$$\#of\,bar\ in\ on\ meter = \frac{500}{113} = 4.65$$

Select ϕ12@20cm with As = 565mm^2/m

(4.10.5) Check for Shear :

$$\phi \times Vc \geq Vu$$

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 188$$

$$\phi.Vc = 115.1 > Vu = 109.5\ kN$$

$\therefore$ *No Shear Reiforcement Required*

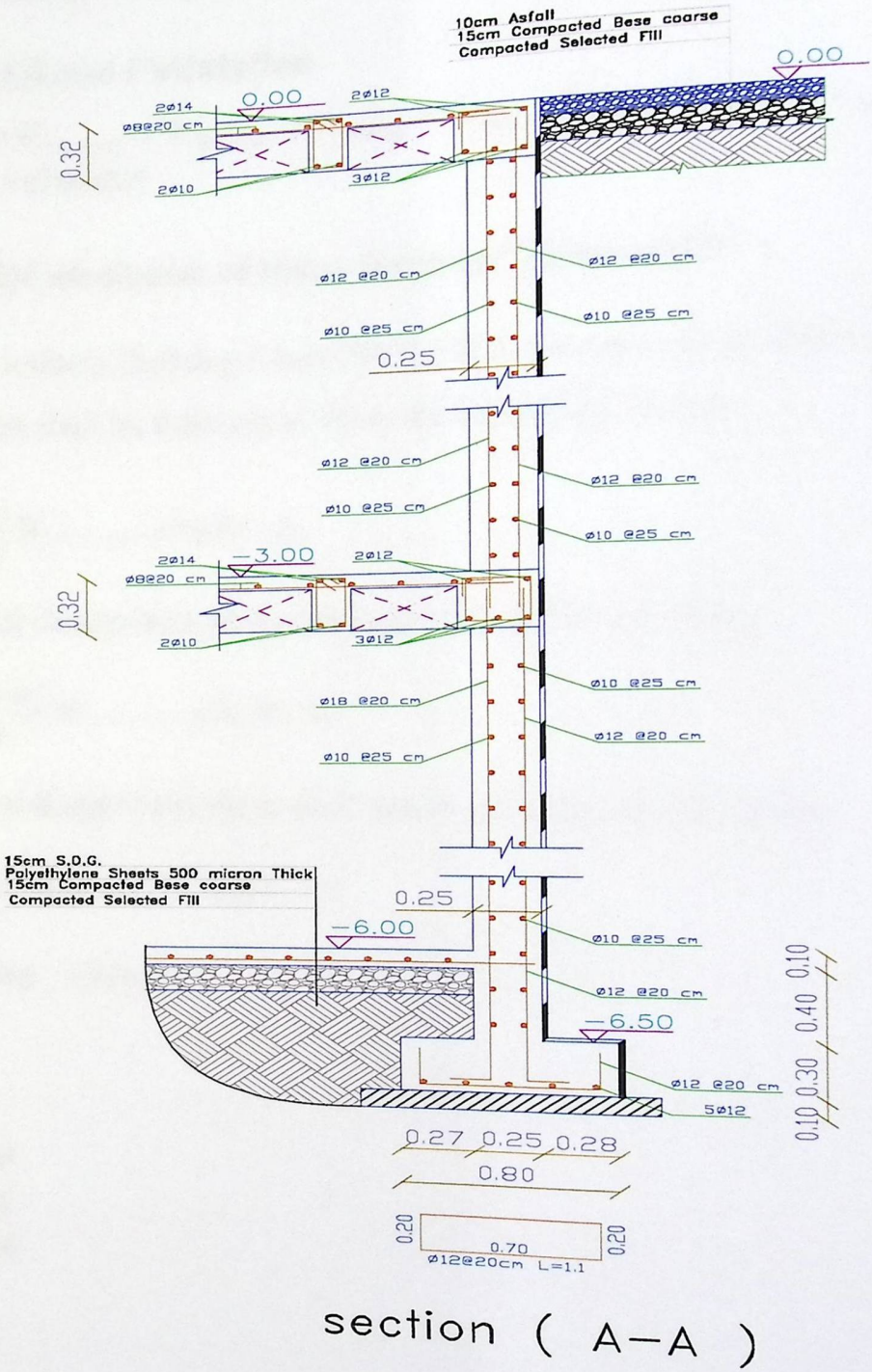


Fig. (4.26) Basement wall-Detail

(4.11)Design of Shear wall

(4.11.1)Load Calculation

$$W_{Total} = W_{Basement2} + W_{Basement1} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third} + W_{fourth} + W_{fifth}$$

$$W_{Total} = 67800\,KN$$

(4.11.2)Calculation of shear force on "shear walls" :

From Uniform Building Code 1997)UBC(, the total design base shear in a given direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

The total design base shear shall not be less than the following :

$$V = 0.11Ca.I.W \text{.....(Eq.30-5)}$$

H Building $= 33\,m$

$Z = 3.0$

$R = 5.5$

$I = 1.0$

$Ca = 0.24$

$Ct = 0.02$

$Cv = 0.24$

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I .

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

16-p.

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

$$.T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \qquad (UBC)$$

$$T = 0.0488 * (33)^{3/4} = 0.67$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.67}\right) \times 67800 = 4415\, kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 67800 = 7396\, kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 67800 = 1790\, kN$$

V =4415 kN ----Control

$$Ft = 0.07 \text{ x T xV} = 0.07 \text{ x } 0.67 \text{ x } 4415 = 207 \text{ kN}$$

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{4415 - 207}{1126254}\right) \times W_i \times h_i = 0.0037 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
5th	7980	4415	33	207	263340	974.4	1181.4
4th	7800	4415	28.5	207	222300	822.5	2013.9
3th	8135	4415	24	207	195240	722.4	2732.4
2nd	7870	4415	19.5	207	153465	567.8	3294.6
1st	7870	4415	15	207	118050	436.8	3739.9
Ground	7870	4415	10.5	207	82635	305.7	4046.6
Basement 1	10138	4415	6	207	60810	225	4266.9
Basement 2	10138	4415	3	207	30414	112.5	4415
Σ	67800				1126254		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 11%

for fifth floor $F_x = \frac{11}{100} \times 1181 \ .4 = 130 \ KN$

for fourth floor $F_x = \frac{11}{100} * 2013 \ .9 = 221 \ .5 \ KN$

for third floor $F_x = \frac{11}{100} \times 2732 \ .4 = 300 \ .6 \ KN$

for sec ond floor $F_x = \frac{11}{100} \times 3294 \ .6 = 362 \ .4 \ KN$

for first floor $F_x = \frac{11}{100} * 3739 \ .9 = 411 \ .4 \ KN$

for ground floor $F_x = \frac{11}{100} * 4046 \ .6 = 445 \ .1 \ KN$

for basement 1 floor $F_x = \frac{11}{100} * 4266 \ .9 = 469 \ .4 \ KN$

for basement 2 floor $F_x = \frac{11}{100} * 4415 = 485 \ .7 \ KN$

Floor	∑FX	Vu	Mu
fifth	130	130	585
fourth	221.5	351.5	2751.8
third	300.6	652.1	6271.2
second	362.4	1014.5	17519.4
first	411.4	1425.9	33602.4
ground	445.1	1871	58104.9
Basement 1	469.4	2340.4	65788.2
Basement 2	485.7	2826.1	113295.6

Table (4.2) Moment & Shear Values

for fifth floor $F_x = \frac{11}{100} \times 1181 \ .4 = 130 \ KN$

for fourth floor $F_x = \frac{11}{100} * 2013 \ .9 = 221 \ .5 \ KN$

for third floor $F_x = \frac{11}{100} \times 2732 \ .4 = 300 \ .6 \ KN$

for sec ond floor $F_x = \frac{11}{100} \times 3294 \ .6 = 362 \ .4 \ KN$

for first floor $F_x = \frac{11}{100} * 3739 \ .9 = 411 \ .4 \ KN$

for ground floor $F_x = \frac{11}{100} * 4046 \ .6 = 445 \ .1 \ KN$

for basement 1 floor $F_x = \frac{11}{100} * 4266 \ .9 = 469 \ .4 \ KN$

for basement 2 floor $F_x = \frac{11}{100} * 4415 = 485 \ .7 \ KN$

Floor	∑FX	Vu	Mu
fifth	130	130	585
fourth	221.5	351.5	2751.8
third	300.6	652.1	6271.2
second	362.4	1014.5	17519.4
first	411.4	1425.9	33602.4
ground	445.1	1871	58104.9
Basement 1	469.4	2340.4	65788.2
Basement 2	485.7	2826.1	113295.6

Table (4.2) Moment & Shear Values

(4.12.3) Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$
$fy = 412\ Mpa$
$h = 25cm$ *shear wall thickness*
$lw = 5.45m$ *shear wall width*
$hw = 33m$ *building height*

(4.12.4) Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.45}{2} = 2.725m \text{.....} control$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{33}{2} = 16.5m$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 2.725 = 2.18m$$
$$V_u = 2826.1\ KN$$
$$M_u = 105811.2\ KN.m$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$
$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 2.18 = 445\ KN \quad \dots \quad control$$
$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$
Assume $N_u = 0.0$
$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 2.18}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 667.5\ KN$$
$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$
$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 34.7$$
$$\therefore V_{c3} = 23156.9KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2826.1}{0.9} - 445 = 2695.1 \quad KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{2695.1 \times 10^3}{412 \times 2180} = 3mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{h_w}{5} = \frac{33}{5} = 6600\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 7500\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253m$$

$\therefore$ *Use*ϕ10@25*cm* *c/c* *For* the reinforcement in two layers (*horezental*)

(4.12.5) Design of Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{33}{5.45}\right)\left(\frac{2 \times 79}{250 \times 250} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 0.253\ m = 25\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{h}{3} = \frac{33}{3} = 11000\ mm$$

$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 750\ mm$$

$\therefore$ *Use*ϕ10@25*cm* *c/c* *For* the reinforcement in two layers (*Vertical*)

(4.12.6) Shear Wall Detail:

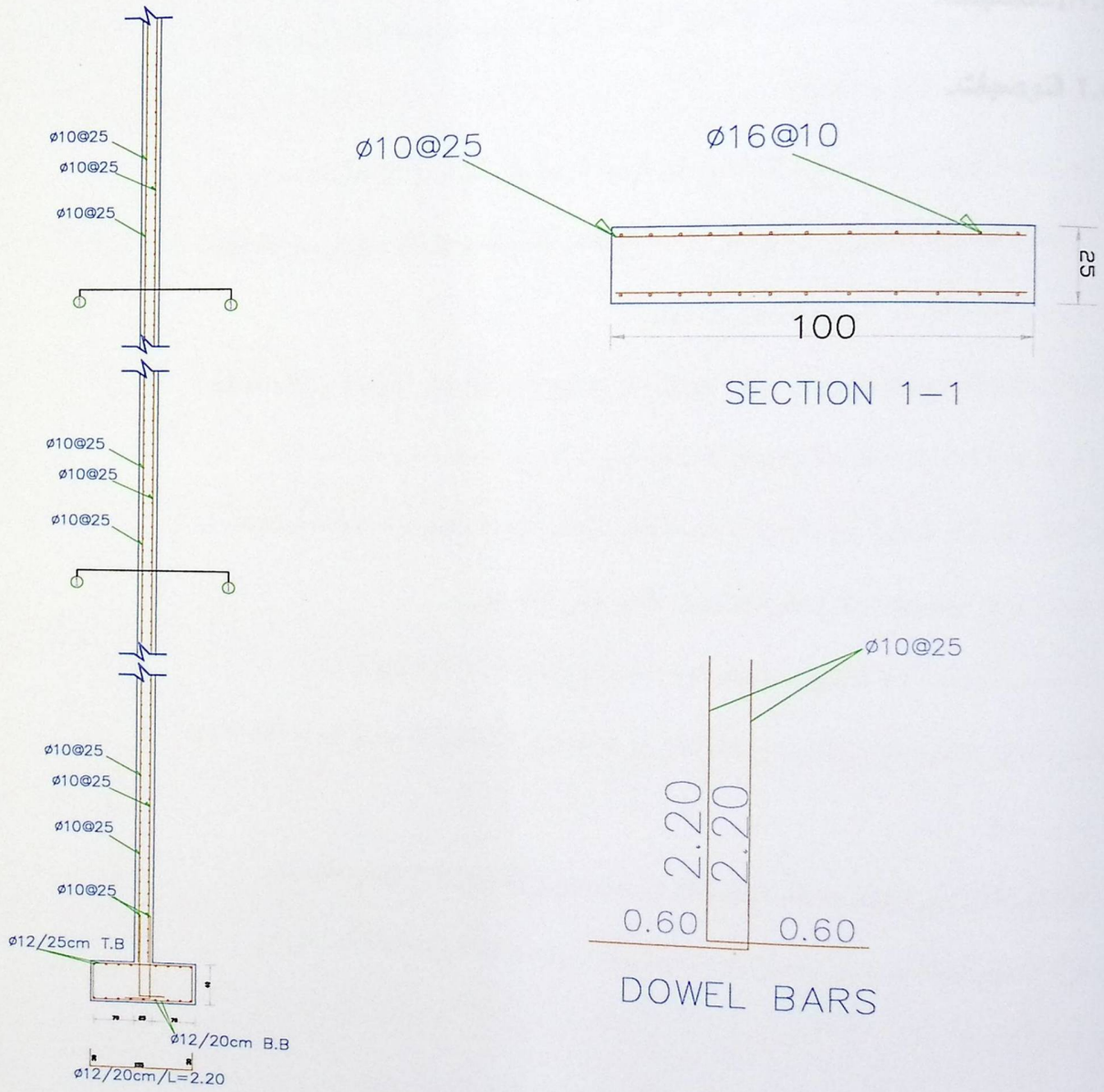


Fig. (4-27) Shear Wall Detail

CHAPTER

٥

الاستنتاجات والتوصيات

١.٥الاستنتاجات.

٢.٥ التوصيات.

الفصل الخامس
الاستنتاجات والتوصيات

٥.١الاستنتاجات.

١.يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليه.

٣. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع اخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

٤.تم استخدام نظام (One- way ribbed slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد وعقدة مواقف السيارات لأنها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل الأحمال المركزة، كما تم استخدام جسور من نوع(T – Beam) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

٥. تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل التربة مقدارها($٥Kg/cm^3$).

وبالتالي اختيار الشكل النهائي للأساس بناء على نوع العنصر الإنشائي المحمول سواء كان عمود أو جدار....الخ.

٦. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATIR) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويا، وكانت النتائج متطابقة كما هي في الأمثلة الموضحة.

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

(٢.٥) التوصيات.

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بان تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بان يختار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم اختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى، مع انه وفي غير الأحيان في بلادنا يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك إن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولابد في هذه المرحلة أن يتوفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضا للتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم اوشبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

يجب أن يتم تنفيذ المشروع تحت إشراف لجنة هندسية مختصة.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

١- حساب الأحمال بنوعيها الحية والميتة والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة.

٢- تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج .....الخ.

٣- تصميم العناصر الرئيسية من أعمدة وجدران.

٤- تصميم الجدران الاستنادية"Basement Walls" .

٥- تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة.

٦- المراجعة النهائية للتفاصيل الإنشائية، والتأكد من التوافق التام بينها وبين المخططات والتفاصيل المعمارية.

٧- مراجعة كفاءة جدران القص ، مع العلم بأنه يفضل بان تكون هذه الجدران موزعة بانتظام في أجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة ، وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردنـــي، عمـــان، الأردن، ١٩٩٠م.

٣. بلال أبو رجب، خالد العملة "التصميم الإنشائي لمجمع تجاري" مشروع تخرج، جامعة بوليتيكنـــك فلسطين، الخليل، فلسطين، ٢٠٠٧.

٤. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.

٥. Uniform Building Code (UBC-97)