بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمقر الرئاسة الفلسطينية
في مدينة رام الله

فريق العمل

احمد اسماعيل الجبور **اياد محمد حلاحلة** **محمد خالد انعيم**

إشراف

د. ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

حزيران- ٢٠٠٩

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمجمع رام ا التجاري

في مدينة رام الله

فريق العمل

احمد اسماعيل الجبور اياد محمد حلاحلة محمد خالد انعيم

إشراف

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران- ٢٠٠٩

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمقر الرئاسة الفلسطينية

في مدينة رام الله

فريق العمل

احمد اسماعيل الجبور اياد محمد حلاحلة محمد خالد انعيم

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

توقيع المشرف
د.ماهر عمرو
.....

توقيع رئيس الدائرة
د.هيثم عياد
.....

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 أن الألف قبل الباء .....أساتذتي الكرام

إلى زملائـــي بكـل مراحل الدراســـة.
إلى من خاطب الجبال بالصمود..خير كثيرا فاختار الشهادة
إلى روح الشهيد القائد الرمز أبو عمار.
الى اولئك الذين تلفهم عتمة السجن القاتمة
الذين تتعفن أجسادهم بين الجدران الرطبة
إلى من ذهبوا في نشيد الحرية حتى صليل السلاسل
من هم اكثرنا جدارة بالحب والحرية والحياة
الى اسرانا البواسل في سجون الاحتلال

إلى من علمني أن ازرع بذرة التحدي في تربة المستقبل...
وعلمني أن غدا أجمل...أحبابي وأصدقائي

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 طالبات جامعة بوليتكنك فلسطين الطالبة رزان الشعراوي ،رهام عابدين،والطالبة ولاء ارفاعية الذين زودونا بالمخططات المعمارية للمشروع فلهم منا كل الشكر والاحترام ،إلى الأصدقاء والزملاء الكرام 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 لمقر الرئاسة الفلسطينية في مدينة رام الله

فريق المشروع

أحمد اسماعيل الجبور　　اياد محمد حلاحلة　　محمد خالد انعيم

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2007

إشراف
د.ماهر عمرو

هدف هذا المشروع هو التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الانشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجه الماسه اليه وذلك لقلة المراكز الملائمة لمنصب الرئيس في استقبال الوفود.

يتكون المشروع من ستة طوابق (٢٥٠٠م^{٢} للطابق تقريبا)، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات مثل المكاتب والمخازن غرف الاجتماعات، 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 النشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2002)، 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 Palestinian Residential

Project Team

Ahmad Jboor **Iyad Halahla** **Mohammad Inaem**

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 Palestinian Residential Building.

This building consists of 6 floors and it contains unlimited activities.
This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI-code-2002.

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

الاهداء	iv
الشكر والتقدير	v
خلاصة المشروع	vi
فهرس المحتويات	viii
فهرس الجداول	xi
فهرس الأشكال والرسومات	xii
List of Abbreviations	xiv

الفصل الأول

المقدمة

الصفحة

(1-1) المقدمة	١
(١-٢) مشكلة البحث	2
(3-1) نظرة عامة عن المشروع	٢
(4-1) الهدف من المشروع	٣
(١-٥) خطوات المشروع	٤
(6-1) الجدول الزمني	٤
(١-٦) أسباب إختيار المشروع	٥
(١-٧) نطاق المشروع	٥

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

(1-2) المقدمة	٨
(2-2) موقع المشروع	٨
(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع	٨
(4-2) الموقع العام	٩

(5-2) وصف الطوابق ١٠
(6-2) الواجهات ١٥
(٧-٢) العناصر المعمارية ١٧
(8-2) الحركة ١٨

الفصل الثالث

الدراسة الإنشائية

الصفحة

(1-3) المقدمة ١٩
(2-3) هدف التصميم الإنشائي ١٩
(3-3) الأحمال المؤثرة على المبنى ٢٠
(1-3-3) الأحمال الميتة ٢٠
(2-3-3) الأحمال الحية ٢١
(3-3-3) الأحمال البيئية ٢٢
(٤-٣-٣) أحمال الرياح ٢٢
(٥-٣-٣) أحمال الثلوج ٢٢
(6-3-3) أحمال الزلازل ٢٣
(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ٢٣
(1-4-3) العقدات ٢٣
(2-4-3) الأدراج ٢٥
(3-4-3) الجسور ٢٧
(4-4-3) الأعمدة ٢٨
(5-4-3) جدران القص ٢٨
(6-4-3) الأساسات ٢٩
(٧-٤-٣) الجدران الإستنادية ٣٠
(٨-٤-٣) فواصل التمدد ٣١
(5-3) برامج الحاسوب التي تم استخدامها ٣٢

Chapter Four

Page

(4.1) Introduction **٣٣**

(4.2) Factored load **٣٤**

(4.3) Slabs thickness calculation **٣٤**

(4.3.1)) Determinations of thickness for one way ribbed slab ٣٤

(4.4) Load calculation **٣٤**

(4.5) Design of topping **٣٧**

(4.6) Design of rib (11) **٣٨**

(4.6.1) Design for positive moment for rib (11) ٣٩

(4.6.2) Design for negative moment for rib (11) ٤١

(4.6.3) Design for shear for rib (11) ٤٢

(4.7) Design of beam (B02) **٤٤**

(4.7.1) Design for positive moment ٤٥

(4.7.2) Design for negative moment ٤٧

(4.7.3) Design shear of beam ٤٨

(4.8) Design Of One way solid slab **50**

4.8.1 Determination of thickness and load calculation 50

4.8.2 Design for positive moment 50

4.8.3 Check for Strain 51

4.8.4Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer 51

4.8.5Development length of the bars: 51

4.9Design of Two Way Solid Slab **51**

4.9.1 Determination of Thickness 51

4.9.2 Determination of Loads 52

4.9.3 Design of Shear 52

4.9.4 Design of Reinforcement 53

4.9.5 Check for Strain 53

4.9.6Development length of the bars 54

4.9.7Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top 54

(4.10) Design of Stairs 55

(4.10.1) loads of landing 55

(4.10.2) Design of shear 56

(4.10.3) Design Moment 56

(4.10.4) Design of secondary reinforcement 57

(4.10.5) Design of Landing 58

(4.11)Design of column: 59

4.11.1 Design of Short column (C03 - Ground Floor): 59

4.11.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement: 59

4.11.1.2 Design of the Tie Reinforcement 60

4.11.2 Design of long column(C 5): 61

4.11.2.1 Design Of Longitudinal Reinforcement: 61

4.11.2.2 Design of the Tie Reinforcement 63

4.12 Design of Basement wall 64

4.12.1 Load Calculation 64

4.12.2 Thickness Calculation 64

4.12.3 Wall Design 65

4.13 Design of strip footing 66

4.13.1 Depth of footing 66

4.13.2 Width of footing 66

4.13.3 Determine reinforcement for moment strength 66

4.13.4 Development length of main reinforcement 67

4.13.5 Design of dowels bars 67

4.13.6 Design for secondary reinforcement 68

4.14 Design of Isolated footing 69

4.14.1 Load Calculation 69

4.14.2 Design of Footing Area 69

4.14.3 Determine the depth of footing based on shear strength 70

4.14.4 Check transfer of load at base of column 71

4.14.5 Design for Bending Moment 72

4.14.6 Check for Strain 74

4.15 Design of combined footing **74**

4.15.1 Determination of the footing dimentions 74

4.15.2 Determination of the foundation depth 75

4.15.3 Design for Bending Moment 77

4.16 Design of Shear Wall: **79**

4.16.1 Calculation of Loads 79

4.16.2 Calculation of shear force on shear walls 79

4.16.3 1Design of shear wall 80

4.16.4 4.16.3.1 Design of the Horizontal reinforcement 80

4.16.5 4.16.3.2 Design of the Vertical reinforcement 82

4.16.6 4.16.3.3 Design of moment

4.17 **Design of Matt Foundatio**n **84**

4.17.1 Load calculations 84

4.17.2 Calculation Of The Required Area Of Footing 84

4.17.4 Design of shear 85

4.17.5 Design of bending moment 85

4.17.5.1 Design In X-directions 86

4.17.5.2 Design In Y-directions 87

الفصل الخامس.

الاستنتاجات و التوصيات

الصفحة

(5-1) الاستنتاجات 88

(5-2) التوصيات 88

الفصل السادس

الملاحق **٨٩**

المصادر والمراجع **٩٣**

فهرس الجداول

الجدول **رقم الصفحة**

جدول (1.3) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة ٢٠

جدول (2.3) يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى ٢١ ٢١

جدول (3.3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر ٢٢

List of Tables

الجدول **رقم الصفحة**

Table (4.1): calculation of the total dead load for one way rib slab ٣٥

Table (4.2): calculation of the total dead load for topping ٣٧

Table (4.3): Calculation of the total Fx ٣٩

Table (4.4): Moment & Shear Values ٤١

Table(4.3) Calculation of the total Fx 80

Table(4.3) moment &shear values 80

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل(١.١) يبين مراحل القيام المشروع	٤
الشكل(٢.١) يبين الجدول الزمني للمشروع	٦
الشكل (3.1) الواجهة الامامية	٧
الشكل(1.2) الموقع العام	٩
الشكل(2.2) طابق التسوية الاول	١٠
الشكل(3.2) طابق التسوية الثاني	١١
الشكل(4.2) الطابق الارضي	١٢
الشكل(5.2) الطابق الاول	١٣
الشكل (6.2)الطابق الثاني	١٤
الشكل (7.2) الطابق الثالث	١٥
الشكل (٨.٢)الواجهة الشمالية	١٥
الشكل(٩.٢) الواجهة الجنوبية	16
الشكل(١٠.٢)الواجهة الشرقية	16
الشكل (11.2)الواجهة الغربية	17
الشكل(١.٣)شكل عقدة الاعصاب	24
الشكل(٢.٣)شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد	24
الشكل(٣.٣)شكل عقدة مصمتة باتجاهين	25
الشكل(٤.٣)شكل الدرج	26
الشكل(٥.٣)شكل الجسر الخرساني	27
الشكل (٦.٣)شكل مقطع العمود	٢٨

الشكل (٧.٣)مقطع جدار المقاومة لقوى القص ٢٩

الشكل (٨.٣)شكل اساس منفرد ٣٠

الشكل(٩.٣)شكل يبين الجدران الاستنادية ٣١

List of Figures

Description	page
Figure (4.1): rib (١١) in the ground floor	٣٤
Figure (4.2): one way ribbed slab	٣٥
Figure (4.3): Rib location	٣٨
Figure (4.4): Spans length of rib (١١)	٣٨
Figure (4.5): Moment diagram of rib (١١)	٣٩
Figure (4.6): Shear diagram of rib (١١)	٣٩
Figure (4.7): Rib section	٤٣
Figure (4.8): Spans length of beam (B١٠)	٤٤
Figure (4.9): Moment diagram of beam (B١٠)	٤٤
Figure (4.10): Shear diagram of beam (B١٠)	٤٤
Figure (4.11): Beam section	٤٩
Fig (4.12) one way solid	51
Fig (4.13) tow way solid	51
Fig.(4.14): Details of Two Solid Slab	54
Fig.(4-15) loads of stairs	55
Fig.(4.16): Detail Of short Column	61
Fig.(4.17): Detail Of long Column	63
Fig.(4.18): Basement wall moment Diagram	64
Fig.(4.19) load calculation for strip footing	66
Fig.(4.20) Strip footing details	68
Fig.(4.21) isolated footing details	72
	73

Fig.(4.22) Isolated footing details
Fig.(4.23) combined footing details 77
Fig.(4.24) Combined footing details 78

Fig.(4.25): Details of shear wall 83
Fig.(4.26): Details of matt foundation 84
Fig.(4.29) Mat foundation details 87

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.

(١ - ١) المقدمة:

بسم الله الرحمن الرحيم

والصلاة والسلام على خير البشر وسيد المرسلين سيدنا محمد وعلى اله وصحبه اجمعين....

بداية لقد حثنا ديننا الحنيف دوما على ان تكون حياة المسلمين منظمة وتابعة لنظام واحد لتسيير شؤون الحياة بكل جوانبها الدينية والاقتصادية والاجتماعية والثقافية والسياسية ، ولكي تتحقق هذه الغاية كان لابد من وجود قانون ونظام يحكم هذه الجوانب ويراعي تطبيق القوانين الخاصة بها، ولسير هذه العملية دعانا الاسلام لتعيين من يقوم بهذه المسؤولية وان يكون على قدر هذه المسؤولية العظيمة، فقد قال رسول الله (صلى الله عليه وسلم) " اذا كنتم ثلاثة فأمروا احدكم ".

ان مسؤولية الحكم مسؤولية عظيمة وخطيرة جدا ولاتحتمل الاخطاء، لذا كان لابد من وجود من يعين هذا الرئيس ويساعده في انتقاء الخيارات الاصح والانسب للدولة كما قال تعالى" وأمرهم شورى بينهم ".لذا ظهرت وظائف الوزراء والمستشارين والاداريين الذين يلازمون الرئيس في مكان عمله للبقاء على اطلاع كامل بما يجري في انحاء بكل التفاصيل .ولتسهيل مهمتهم جميعا وجب وجودهم في مكان واحد ليسهل الاتصال بينهم وليسرع من سير العملية الادارية ، ومن الضروري توفر كل مايحتاجه الرئيس من مكاتب وقاعات اجتماع وساحات واماكن للقاء غيره من الرؤساء في نفس المكان الواحد . لذا ظهرت فكرة مايسمى بقصر الحكم او مقر الرئاسة.

في فلسطين يختلف الوضع قليلا عن باقي الدول نظرا لما عانته الدولة وتعانيه من احتلال يعقبه احتلال، لذا كان من الصعب على المسؤولين البقاء مجتمعين في مكان واحد طوال فترة الحكم ، فكانوا يتنقلون من مكان لاخر نظرا لعدم الاستقرار السياسي لفلسطين، ومن المعلوم ان القدس هي العاصمة الابدية لفلسطين ولكن الاحتلال يسيطر عليه بكل ماأوتي من قوة ويمنع الفلسطينيين من دخولها ، اذا كان من الصعب اقامة مقر الحكم هناك على اراضي عاصمتنا ، لذا ولتيسير عملية الحكم واستقراره لابد من اقامة مقر مؤقت للحكم حتى استعادة العاصمة.

ومن هنا ظهرت فكرة المشروع والذي هو المقر المؤقت للحكم والذي يجب ان يعكس قوتها وهيبتها ، ويحاول اعطاء صورة من الاستقرار للدولة لتقف بكل قوة وتنهض من بين مايحيطها من ركام الاحتلال . لذا نجد ان اهمية المشروع معنوية بقدر ماهي مادية فعلاوة على الصورة الجيدة التي سيعكسها المقر عن الدولة وعن الرجل الاول في هذه الدولة فهو سيكون مكانا لائقا للقيام بكل عمل يخص السيد الرئيس وموظفيه وجمع هذه الوظائف معا في مكان واحد يعكس صورة بعدم التشتت.

(١-٢) 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 والادراج والقبب..الخ ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها.

(١-٣)نظرة عامة عن المشروع:

يعتبر مبنى مكتب السيد الرئيس المبنى الرئيسي لاجتماعات الرئيس خصوصا مع مستشاريه ، ويضم مبنى السيد الرئيس عدة اجنحة وفراغات مختلفة الوظائف منها : جناح خاص للسيد الرئيس يضم مكتبة ومكتب السكرتاريا وغرفة اجتماعات خاصة به وقاعة طعام وصالونات رئاسية وغرفة الاتصالات ، ويحتوي المبنا على مكاتب للمستشارين مختلفة المساحات ومكاتب السكرتاريا الخاصة بهم ، وقاعات للاجتماعات المختلفة مع الوزراء او مع الصحافة او مع المستشارين ، وغيرها من الخدمات وغرف الامن والحراسة التي تؤدي لسير العمل داخل المبنى بطريقة سهلة وسلسة .

(١ - ٤)الهدف من المشروع:

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين:

١.أهداف معمارية:

- ايجاد مقر واحد يجمع بين عدة مباني تخدم الرئاسة الفلسطينية .

_ ايجاد موقع لائق بالرئاسة واستقبال الملوك والرؤساء وبالتالي تشجيع التواصل مع الدول المجاورة وغيرها مما يؤدي الى تحسين علاقاتها ومواردها واتصالاتها وبالتالي تحسين الوضع العام .

_ ايجاد مقر محمي امنيا ويراعي جميع المعايير التصميمية والتخطيطية لمبنى الرئاسة .

_ ايجاد مقر يعكس الصمود الفلسطيني وقوته وهيبته والامل بالعيش والبقاء.

_ اهمية المشروع معنوية بقدر هي مادية فعلاوة على الصورة الجيدة التي سيعكسها المقر عن الدولة وعن الرجل الاول في هذه الدولة فهو سيكون مكانا لائقا للقيام بكل عمل يخص السيد الرئيس وموظفيه وجمع هذه الوظائف معا بمكان واحد يعكس صورة بعدم التشتت وتكريس الاستقرار .

٢.أهداف إنشائية:

أ- التحليل والتصميم الإنشائي لمكتب الرئاسة الفلسطينية، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأساسات وادراج وقبب... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على حركة الموظفين داخل المبنى، ولا يؤثر على الطابع المعماري المصمم.

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

(١-٥)خطوات المشروع:

١-دراسة المخططات المعمارية لمكتب الرئاسة الفلسطينية 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)الجدول الزمني للمشروع:

عام(٢٠٠٨-٢٠٠٩)

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14
اختيار المشروع													
دراسة المخططات المعمارية													
توزيع الأعمدة													
دراسة المبنى إنشائياً													
التحليل الإنشائي													
التصميم الإنشائي													

الشكل(١.١)الجدول الزمني للمشروع

(١-٧)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.

(١-٨)نطاق المشروع :

يقع المشروع في قرية سردا الى الشمال من مدينة رام الله حيث تبعد القرية عن مدينة رام الله ٥ كم ،موقعها الاستراتيجي مكنها من القدرة على استيعاب العديد من المناطق السياحية والمنتجعات والاثار ويحدها من الشرق مخيم الجلزون وقرية جفنا ومن الغرب قرية ابو قش ومن الجنوب بلدة بيرزيت .

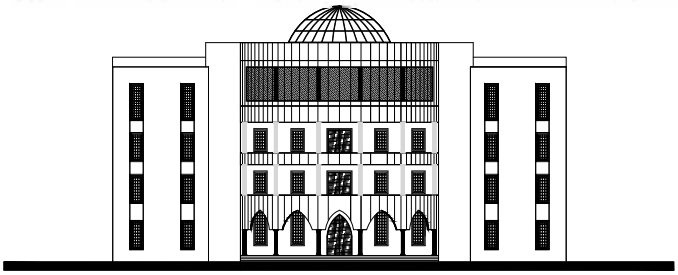
قطعة الارض المقترح بناء مقر الرئاسة عليها تقع في منطقة سردا على بعد ٢.٨٥ كم عن مقر المقاطعة وحوالي ٣.٣ كم عن دوار المنارة. تبلغ مساحة الارض المقترح عمل المشروع عليها حوالي ٢.٢١ دونم.

الشكل (1.2) الموقع العام

الواجهات:

١- الواجهة الجنوبية:

وهذه الواجهة مشابهة للواجهة الشمالية الرئيسية من حيث ترتيب الشبابيك والفتحات ونوع الحجر المستخدم. تتكـــون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة ، مما أضفى عليها جمالا ملحوظا، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة.



الشكل (١.٣) الواجهة الامامية

الفصل الثاني.....٢

الوصف المعماري للمشروع

(1-2) المقدمة

(2-2) موقع المشروع

(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع

(4-2) الموقع العام

(5-2) وصف الطوابق

(6-2) الواجهات

(7-2) العناصر المعمارية

(8-2) الحركة

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة:

كانت فكرة تصميم مقر الرئاسة في مدينه رام الله لما تتمتع به هذه المنطقة من موقع متوسط بالنسبة للضفة الغربية بشكل عام ، وذلك نتيجة لحاجة فلسطين لمثل هذا المقر الذي يسهل عمل الرئيس حيث انه ليس الا مقر مؤقت بسبب الاحتلال ومنعها من عمل المقر في مدينة القدس عاصمة فلسطين.

(٢-٢) موقع المشروع :

يقع المشروع في قرية سردا الى الشمال من مدينة رام الله حيث تبعد القرية عن مدينة رام الله ٥ كم ,موقعها الاستراتيجي مكنها من القدرة على استيعاب العديد من المناطق السياحية والمنتجعات والاثار ويحدها من الشرق مخيم الجلزون وقرية جفنا ومن الغرب قرية ابو قش ومن الجنوب بلدة بيرزيت .

قطعة الارض المقترح بناء مقر الرئاسة عليها تقع في منطقة سردا على بعد ٢.٨٥ كم عن مقر المقاطعة وحوالي ٣.٣ كم عن دوار المنارة. تبلغ مساحة الارض المقترح عمل المشروع عليها حوالي ٢.٢١ دونم.

(٢-٣) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

تأتي أهمية اختيار الموقع للأسباب التالية:

١. حاجة فلسطين إلى مثل هذا المشروع .
٢. توفر قطع أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣. الموقع غير محاط باي مباني وغير مكشوف من المباني المحيطة .
٤. سهولة الوصول إلى الموقع .

(٢- ٤)الموقع العام:

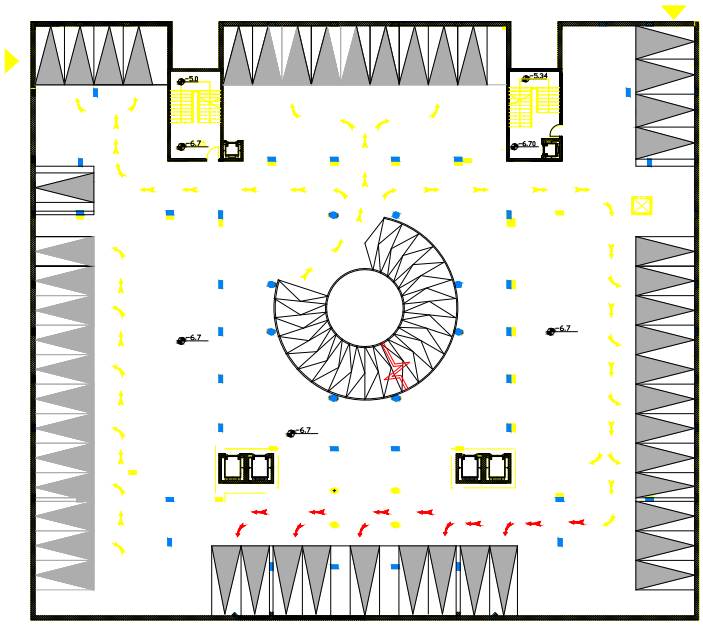
تم مراعاة الحركة حول المبنى كما هو ملحوظ من خلال الشكل الملحق، حيث صممت على اساس الوصول السهل لسيارات الزوار إلى مقر الرئاسة ، دون ان يحدث تقاطع بين هذه السيارات وتـم مراعـاة حركـة الشمس والرياح بالنسبة للمبنى.

الشكل(٢.١): الموقع العام

(٢-٥) وصف الطوابق:

١- موقف السيارات الطابق الاول(التسوية):

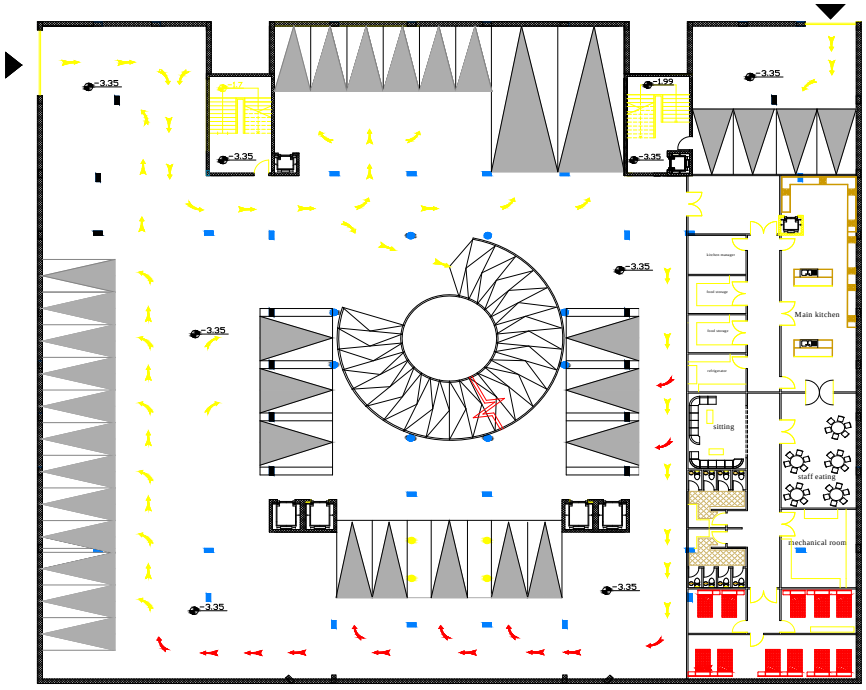
تبلغ مساحة هذا الطابق٢٨٨٢م^{٢} حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجاه حركة الـدخول والخروج.



الشكل(٢.٢) الطابق الأول(التسوية)

٢- موقف السيارات الطابق الثاني(التسوية):

تبلغ مساحة هذا الطابق٢٨٨٢م^{٢} حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجـاه حركـة الـدخول والخروج.

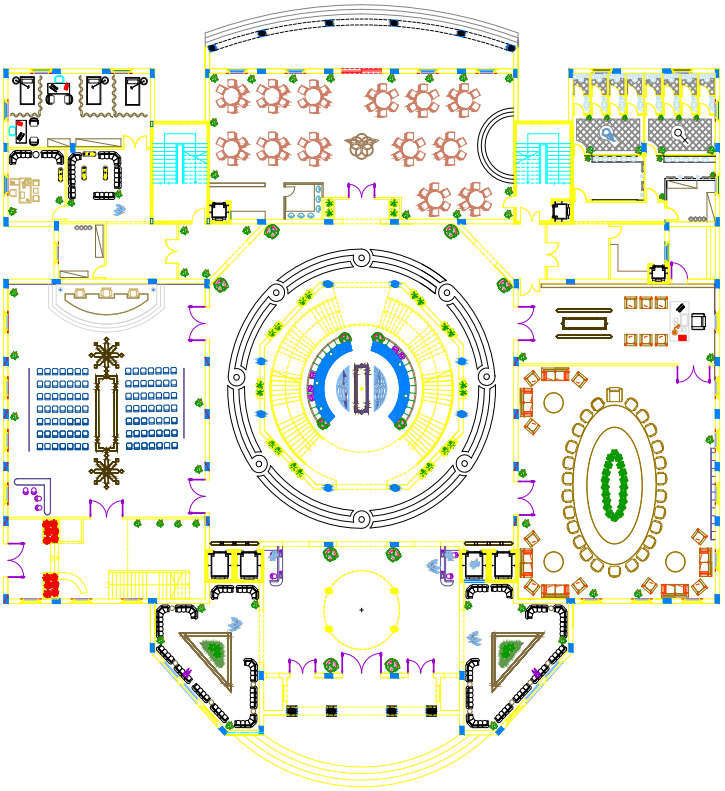


الشكل(٣.٢) الطابق الثاني(التسوية)

٤-الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٥٠٠ م^{٢} تقريبا ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تواجد البهو في البداية مما يسر الناظر الى منظر الادراج الجميلة في المقدمة وبعد ذلك وجدت قاعات متعددة منها قاعة المؤتمرات الصحفية وكذلك قاعة الاجتماعات وحجرة الطعام.

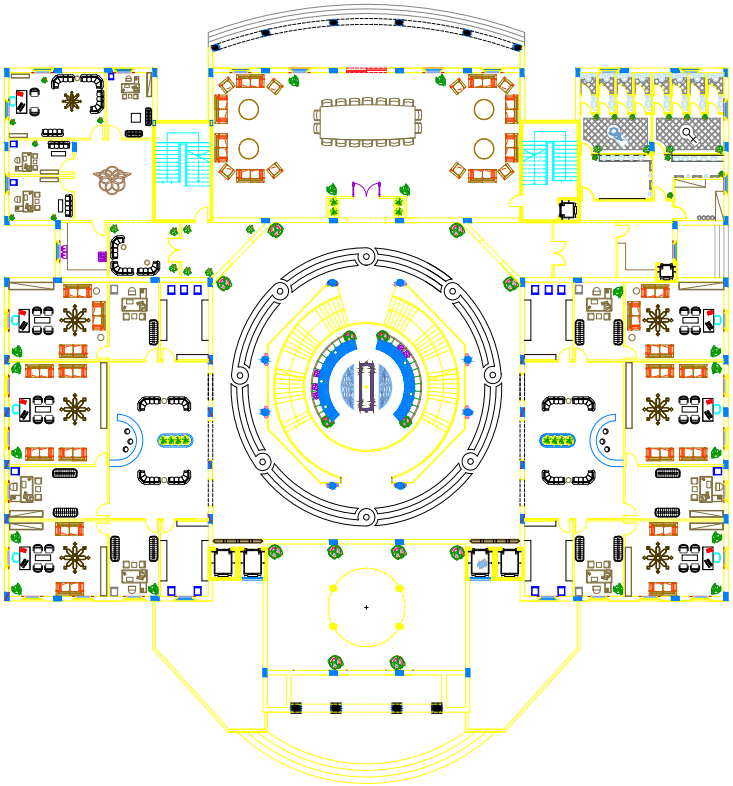
تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الاخرى بالاضافة الى وجود التماثل في جميع الطوابق



الشكل(٤.٢) الطابق الأرضي

٥- الطابق الاول:

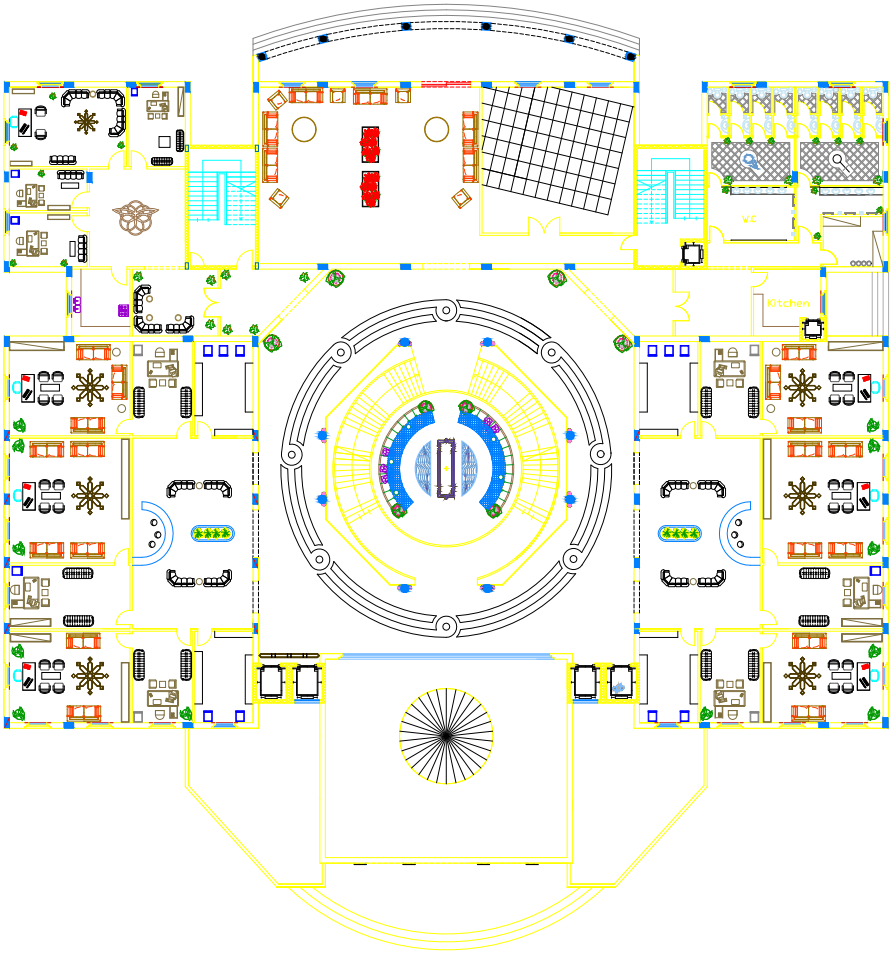
تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٥٠٠م^{٢} تقريبا، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للمبنى ومن أهم العناصر الرئيسية في هذا قاعة الاجتماعات ومكاتب استشاريين.



الشكل(٥.٢) الطابق الأول

٦- **الطابق الثاني:**

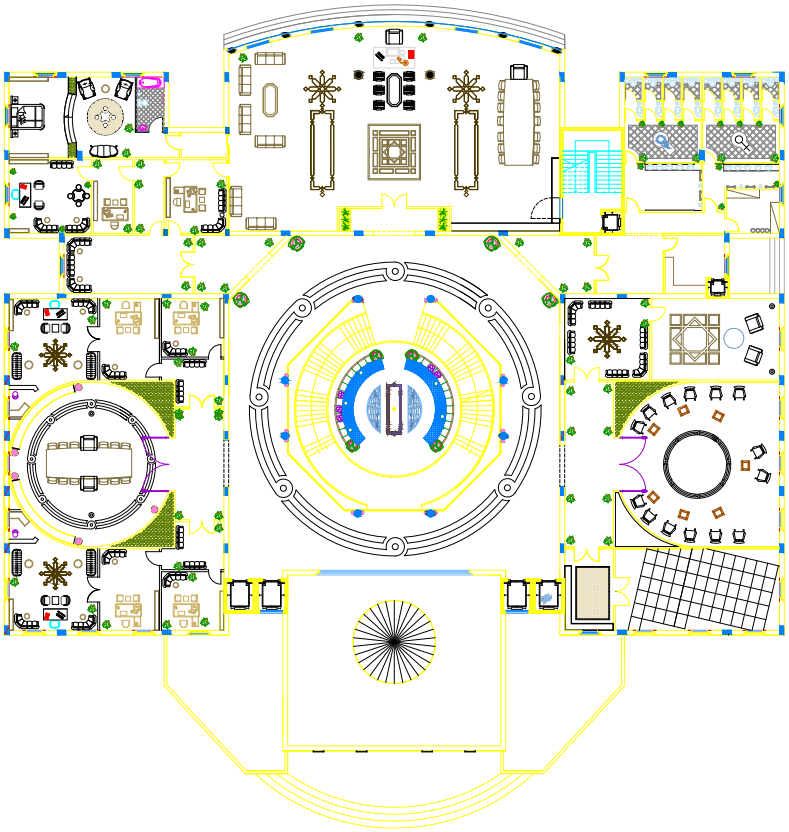
تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٥٠٠ م^{٢} تقريبا، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للمبنى ومن أهم العناصر الرئيسية في هذا الطابق هي مكاتب الاداريين ومصلى.



الشكل(٦.٢) الطابق الثاني

٧- الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٥٠٠ م^{٢} تقريبا، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للمبنى ومن أهم العناصر الرئيسية في هذا الطابق هي مكتب الرئيس.

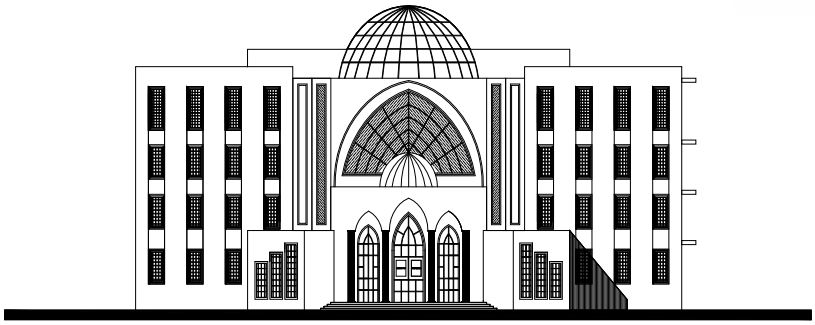


الشكل(٧.٢) الطابق الثالث

(٢-٦) الواجهات:

١- الواجهة الشمالية:

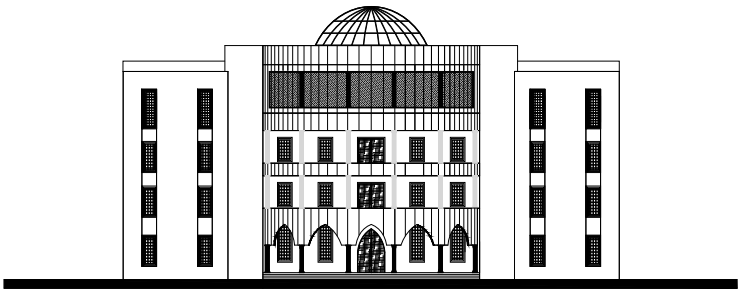
تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة ،مما أضفى عليها جمالا ملحوظا، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة وإعطائها نوعا من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى. تتكون الواجهة من أكثر من نوع من الاحجار المستخدمة.



الشكل (٨.٢): الواجهة الشمالية .

٢- **الواجهة الجنوبية**:

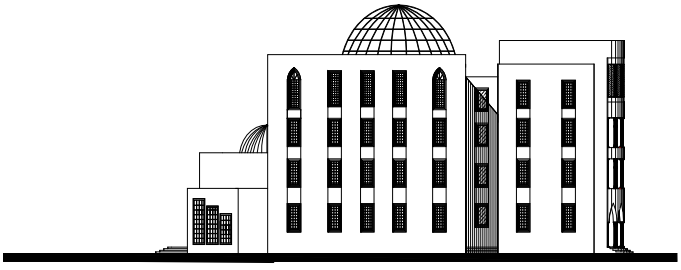
وهذه الواجهة مشابهة للواجهة الشمالية الرئيسية من حيث ترتيب الشبابيك والفتحات ونـــوع الحجـــر المستخدم. تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة ، مما أضفى عليها جمالا ملحوظا، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة.



الشكل(٩.٢): الواجهة الجنوبية.

٣- **الواجهة الشرقية**:

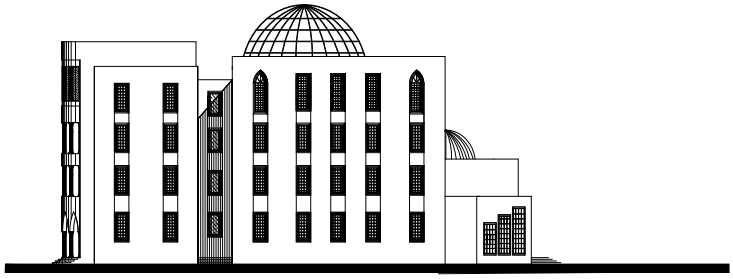
في هذه الواجهة يظهرجمال الواجهة بشكل جميل، واستخدم هنا ايضا نفس نوع الحجر المستخدم فـــي الواجهات الاخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.



الشكل(١٠.٢): الواجهة الشرقية.

٤- الواجهة الغربية:

في هذه الواجهة يظهر استمرارية الطوابق واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الاخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الاخرى.



الشكل(٢.١١): الواجهة الغربية

(٢-٧)العناصر المعمارية:

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

١- المكاتب:

يوجد في هذا المقر الكثير من المكاتب التي تتعدد استخداماتها حيث يمكن أن تكون هذه المكاتب موزعة وفقا لاغراض استخدامها.

٢- الأدراج:

لقد زود مبنى مقر الرئاسة بنوعين من الأدراج النوع الأول يقع في منتصف المبنى واحد أطرافه الذي يبدأ من الطابق الارضي ويمتد حتى الطابق الأخير علما بان هذا النوع من الأدراج مزود بمصاعد كهربائية أما النوع الأخر فهو درج كهربائي الذي يستخدم لنقل الحركة بين الطوابق.

٣- الممرات:

يتوفر في هذا المبنى الكثير من الممرات المتشابهة في الشكل وطريقة التوزيع ويميز هـذه الممـرات سهولة الوصول إليها بالإضافة إلى وسعها.

(٢-٨) الحركة:

١- الحركة خارج مقر الرئاسة:

هي حركة سيارات الزوار ، وهذه الحركة صممت على أساس تجنب أي تقـاطع قـد يحـدث بـين السيارات وذلك بالاعتماد على تصميم طريق باتجاه واحد حيث لا تضطر اي سيارة تـدخل الموقـع الـى الرجوع من نفس الطريق .

٢- الحركة داخل مقر الرئاسة:

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

أما الحركة العمودية فهي حركة الموظفين وعمال النظافة وعناصر الأمن بمصـاعد وأدراج خاصـة يمنع الزوار من استخدامها.

الفصل الثالث.....٣

الوصف الإنشائي للمبنى

(1-3) مقدمة.

(2-3) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الأحمال.

(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(5-3) البرامج المستخدمة.

الفصل الثالث

(1-3)المقدمة:

إن الغرض من عملية تصميم المنشات، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيهـا، م-ع 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 الإنشـائي الأكثـر 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.

(2-3) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر الإنشائية وتحديد قطاعاتها بحيث تكون هذه القطاعات آمنة واقتصادية ، وسيتم استخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع ، والحصـول على مبنى مقاوم لمختلف القوى المؤثرة عليه.

سوف تتم عملية التصميم الإنشائي للعناصر باستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، أما تحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C)، وسوف نستخدم الكود الأمريكي(ACI-٢٠٠٢) في تصميم العناصـر الخرسانية.

(3-3) الأحمال المؤثرة على المبنى:

وهي 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.

(1-3-3) الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة.

والجدول رقم (1.3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة[١]:

NO.	Material	Quality Density (KN/m^3)
1	Tiles	22
2	Sand	16
3	Reinforced concrete	25
4	Eitong block	6
5	Plaster	22
6	Mortar	٢٢

[١] _ داود جبحي ، حسن عكور ، كودة الأحمال والقوى الأردنية ، الطبعة الأولى ، ١٩٩٠م .

(2-3-3) الأحمال الحية:

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

أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ، شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأحمال العامل الديناميكي في حال وجوده.

الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشا عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتمادا على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى.

الجدول(2.3) التالي يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى([٢]).

NO.	Type of area	Live load (Kg/m²)
1	Parking	٥٠٠
2	Restaurants	٥٠٠
3	Roof	١٥٠
٤	Shops	٤٠٠
٥	Stairs	٤٠٠
٦	Offices	٢٥٠

[٢] _ داود جبجي ، حسن عكور ، كودة الأحمال والقوى الأردنية ، الطبعة الأولى ، ١٩٩٠م .

(3-3-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية ، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.

(4-3-3) أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتمادا على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتمادا على سرعة الرياح القصوى بقيمة (0.4 KN/m2) اعتمادا على الكود الأردني.

(5-3-3) أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر.

الجدول رقم (٣.٣) التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)	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 (٩٥٠م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

SL = (h-400) / 400

= (950 – 400)/ 400

= 1.38 KN /m²

(6-3-3) أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (ديناميكية) تؤثر على المنشأ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين وذلك لان هذه المنطقة تصنف على أنها نشطة زلزاليا حسب:

Uniform Building Code (U.B.C)

(4-3) 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.

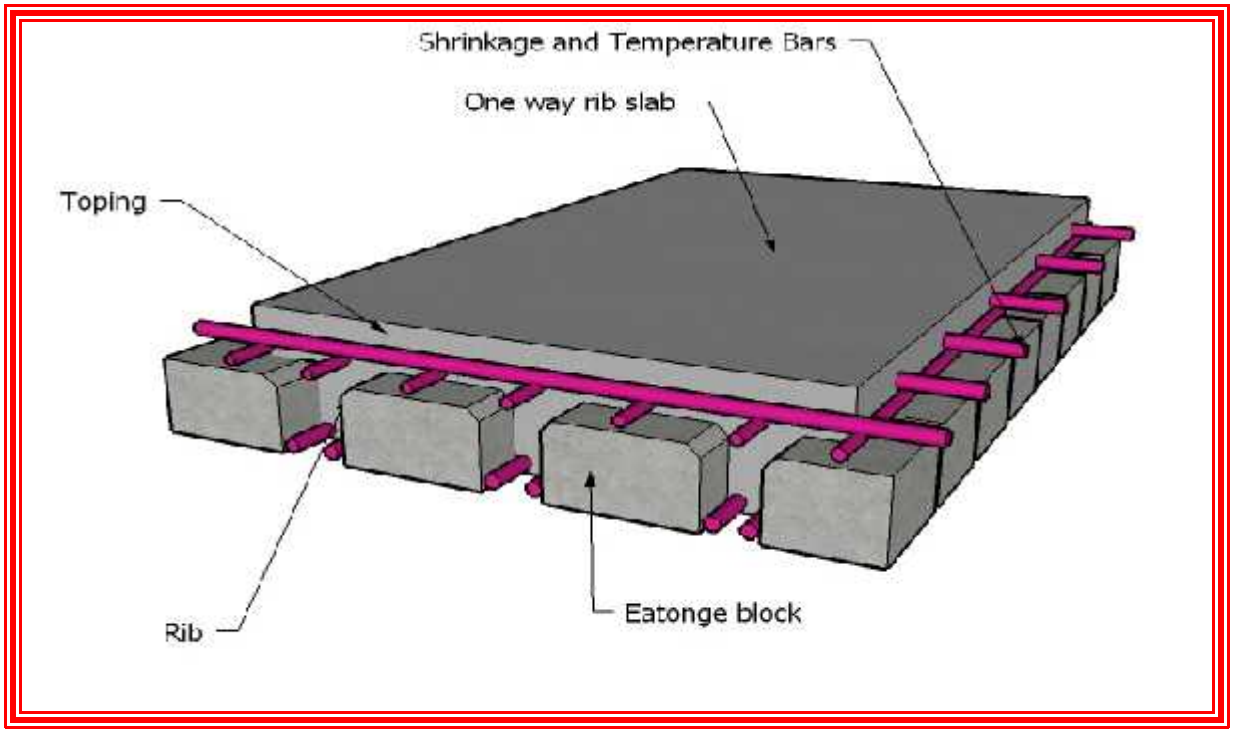
(1-4-3) العقدات:

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

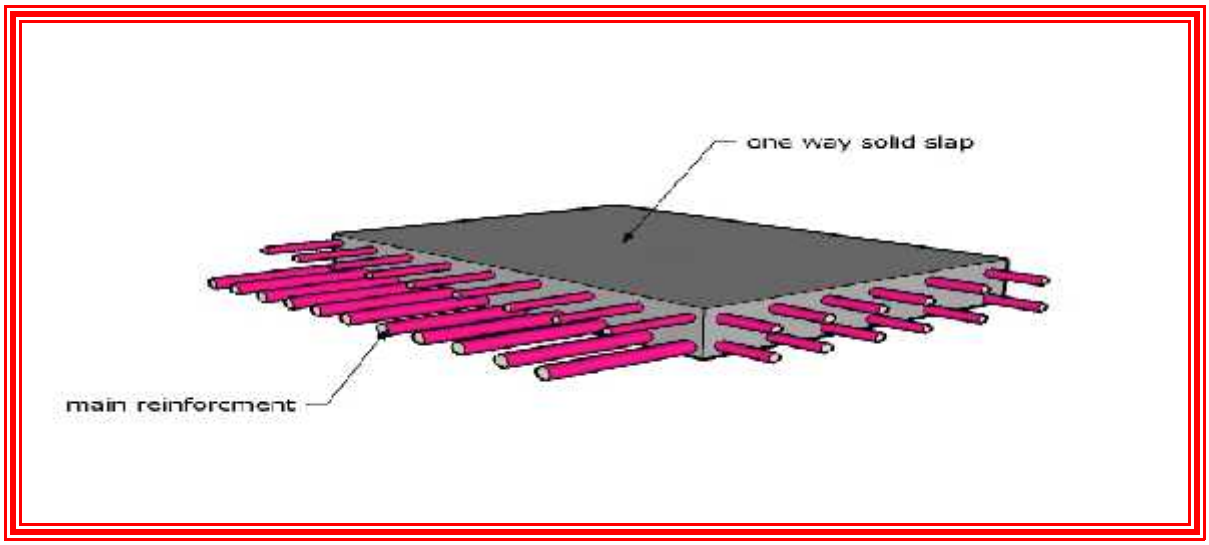
المشروع نوعين من العقدات كلا في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

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

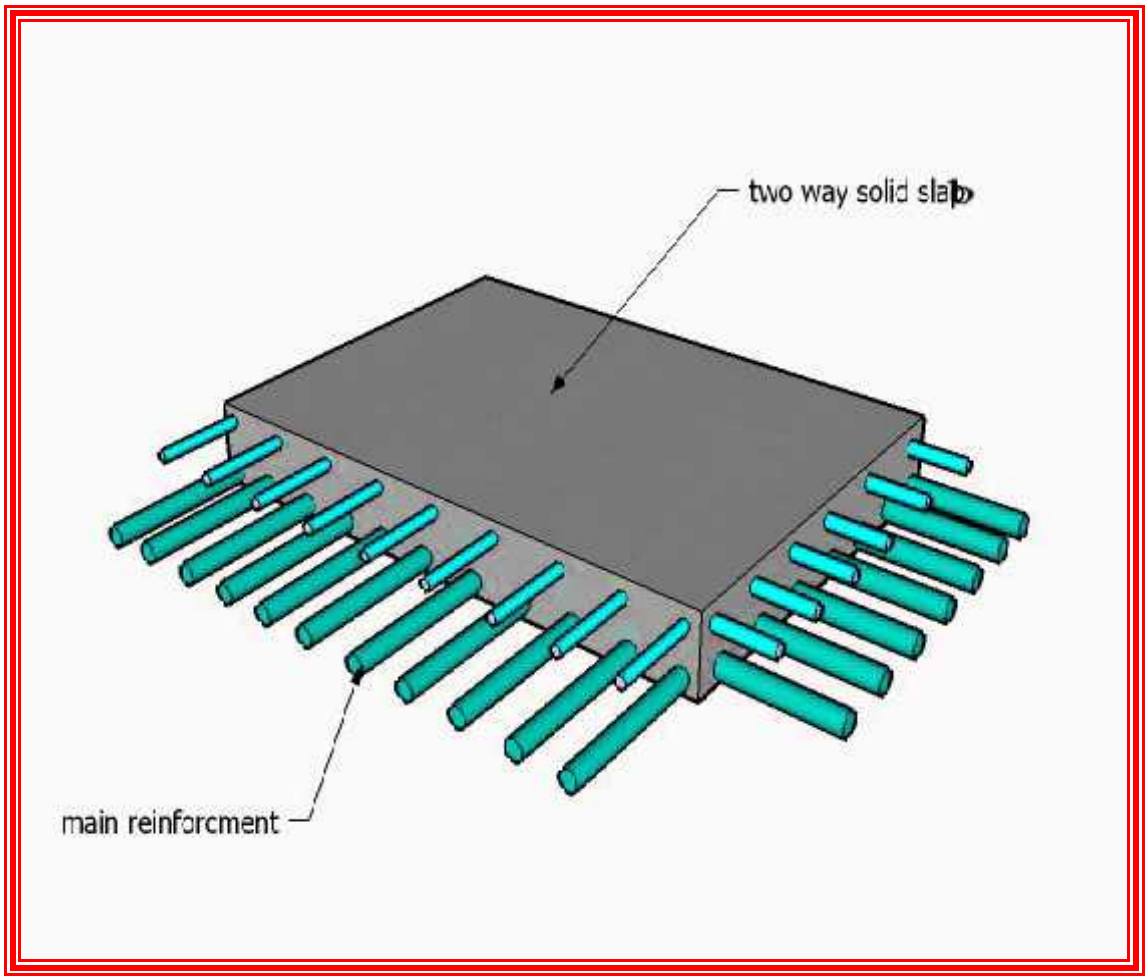
٢) عقدات مصمتة (One way solid slab).



شكل (١.٣) يبين شكل عقدة الأعصاب.



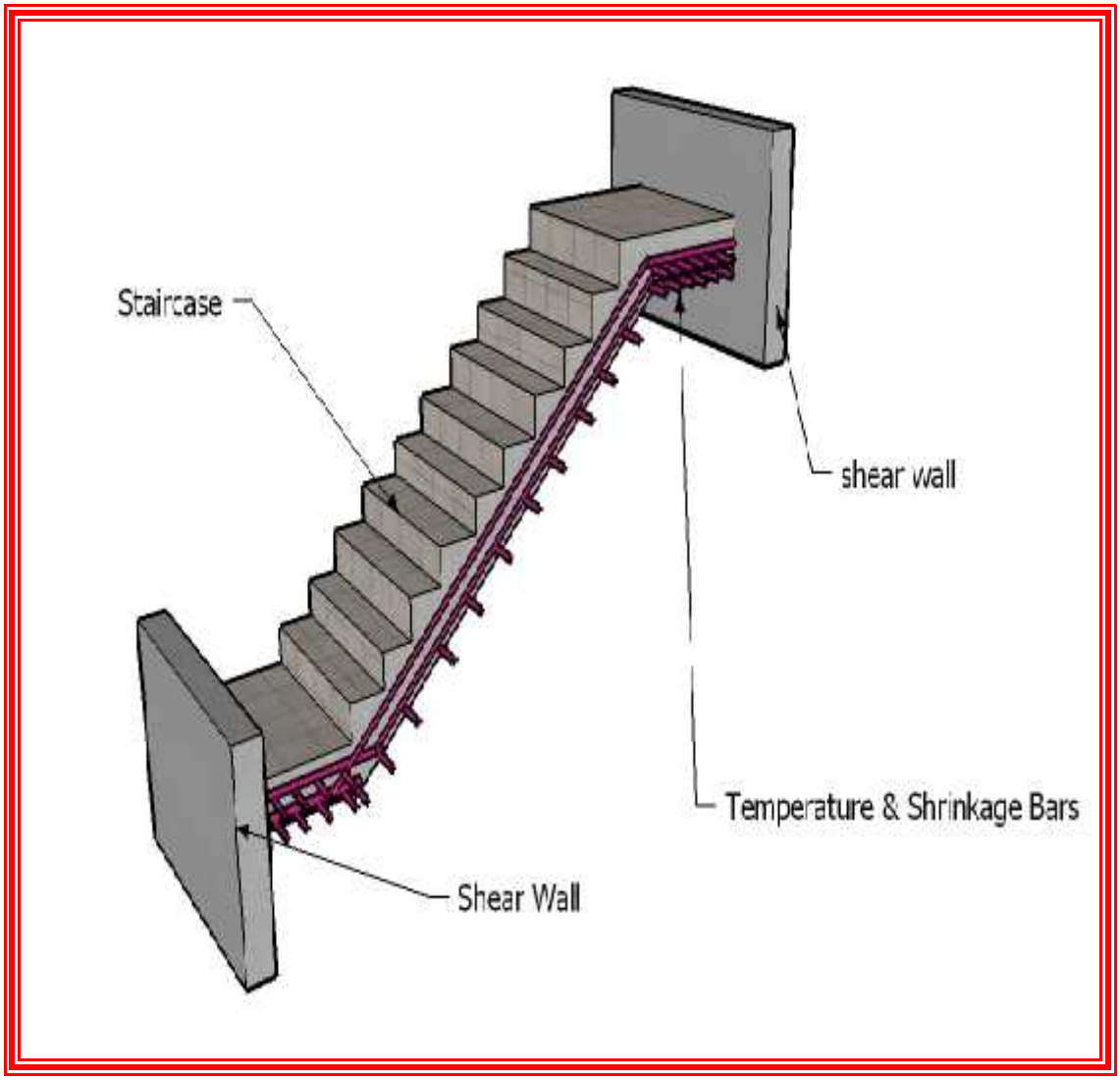
شكل (٢.٣) يبين شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد.



شكل (٣.٣) يبين شكل عقدة مصمتة باتجاهين.

(2-4-3) الأدراج:

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

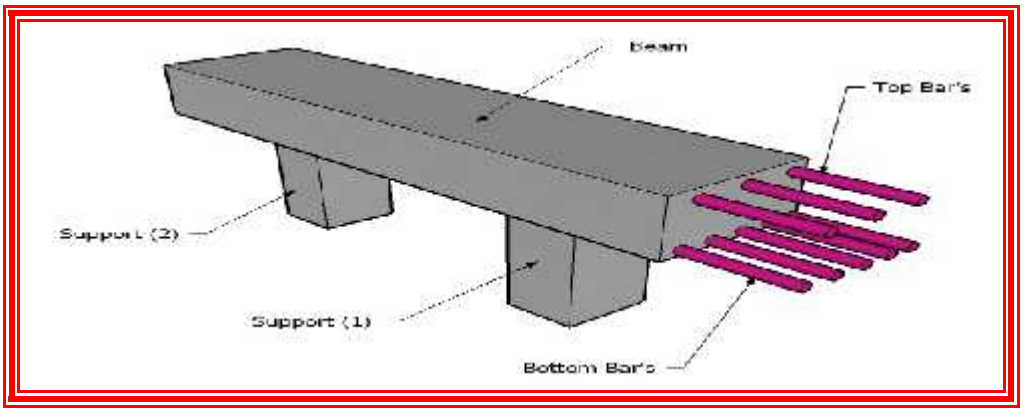


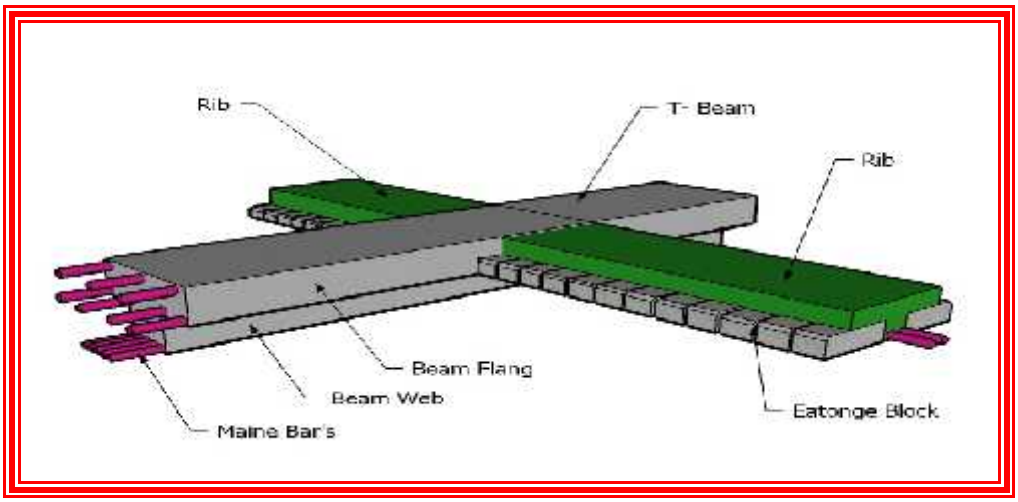
شكل رقم(٤.٣) يبين شكل الدرج

(3-4-3) الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في تنقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نـوعين : جسـور 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.

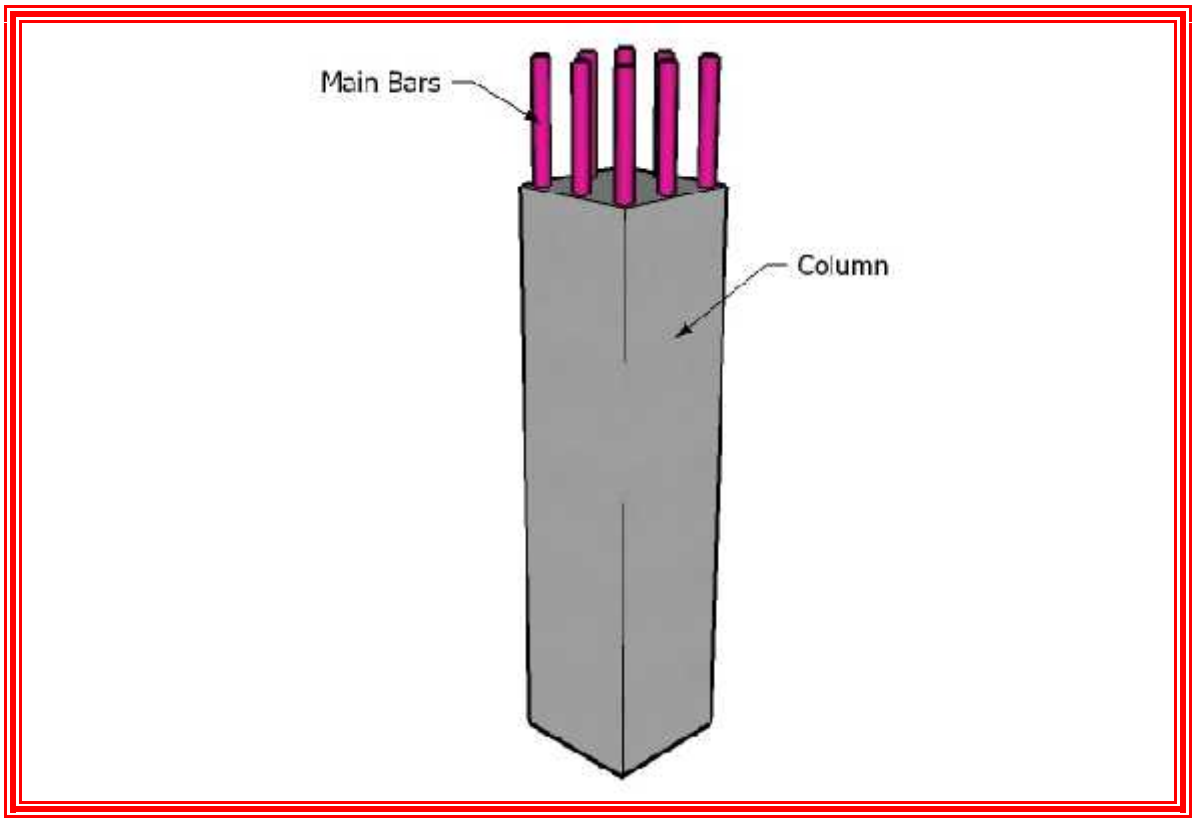




شكل رقم(٥.٣) يبين شكل الجسر الخرساني.

(4-4-3) الأعمدة:

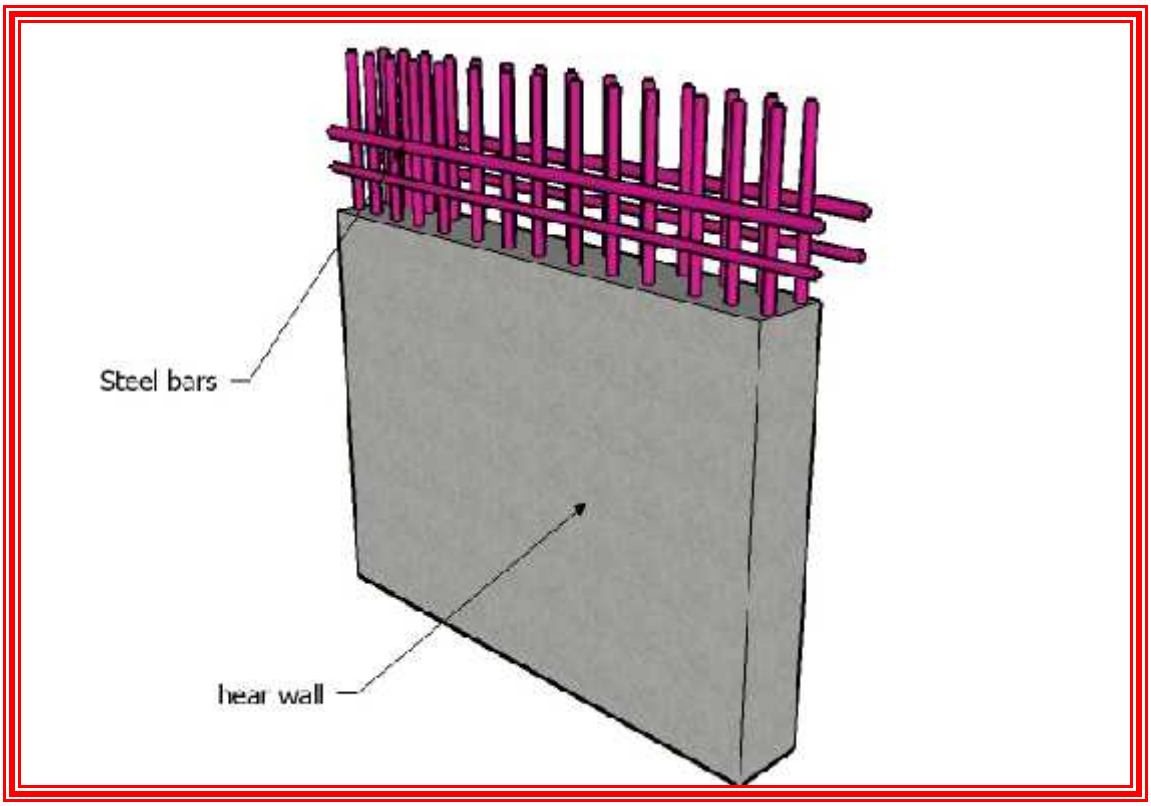
الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ، ولذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، و تم اختيار مقطعين مستطيل ودائري للأعمدة الخرسانية.



شكل رقم(٦.٣) يبين مقطع العامود.

(5-4-3) جدران القص:

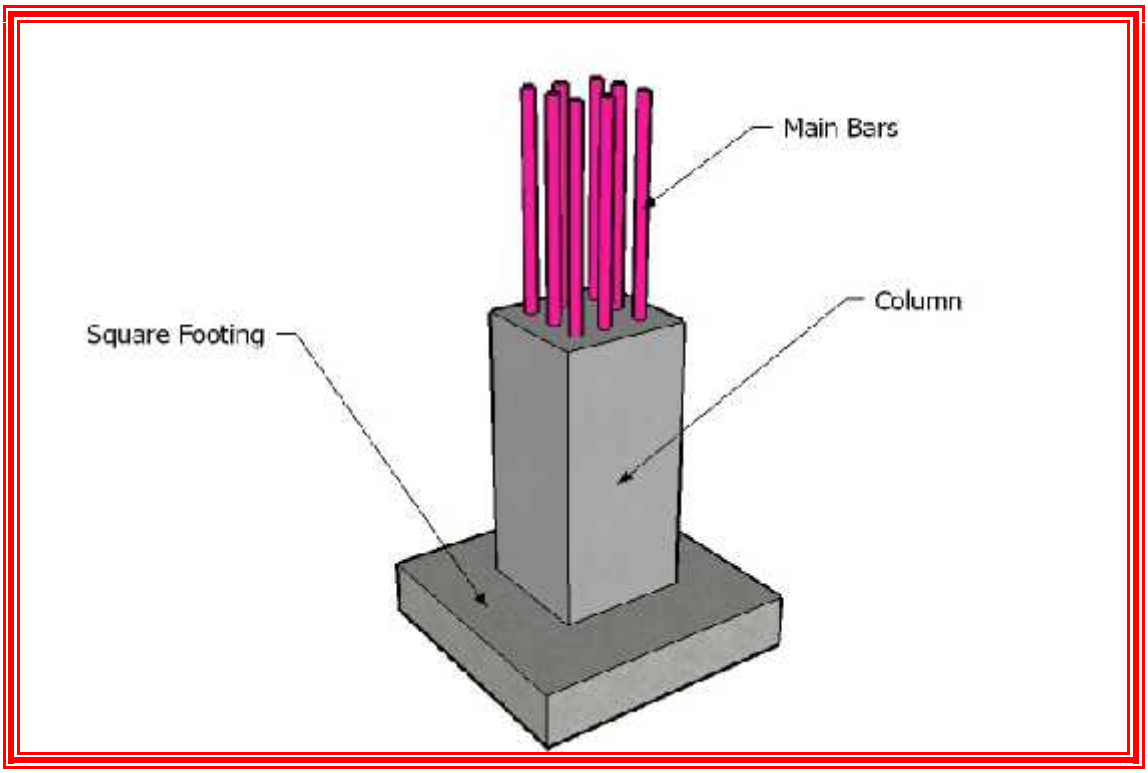
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) الا انها في هذا المشروع تكون فقط لمقاومة الاحمال الرأسية، وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصاعد، وجدران بيت الدرج، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها. يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس وغيرها المحمول على العقدة نفسها، ويمتد في كلتا الحالتين إلى الطوابق العلوية وتتمثل هذه الجدران في بيت الدرج والمصاعد.



شكل رقم(٧.٣) يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص

(6-4-3) الأساسات:

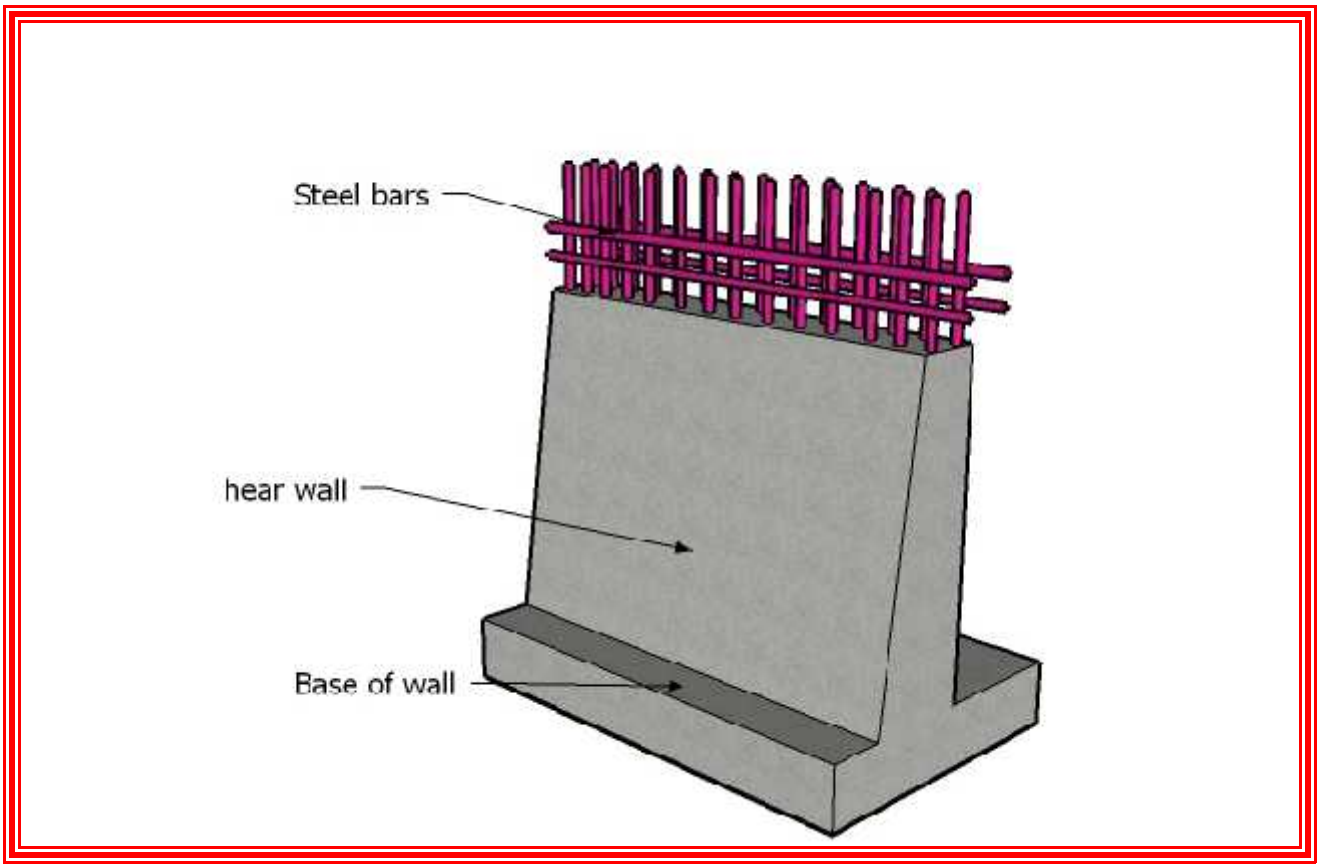
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها عند بناء المنشأ، إلا إن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.و هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة (5.0) كغم/سم^2 لمنطقة المشروع ، والأساسات عدة أنواع مختلفة. وسنستخدم Isolated Strip footing, combined footing footing.



شكل رقم(٨.٣) يبين شكل أساس منفرد.

(7-4-3) الجدران الاستنادية:

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



شكل رقم(٩.٣) شكل يبين الجدران الاستنادية.

(8-4-3) 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 المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال 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).

(5-3) برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في المشروع وهي :

١. AUTOCAD (2007).

٢. STAADPRO : وذلك لإجراء التحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

٣. ATIR : للتصميم والتحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

٤. Prokon : لتصميم بعض العناصر الإنشائية.

٥. (Office2007) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.

X Chapter Four Z.....4

E Design and Structural Analysis for Element F

(4.1) Introduction

(4.2) factored load

(4.3) slab thickness calculation

(4.4) load calculation

(4.5)design of topping

(4.6) Design of rib (11)

(4.6.1) Design for positive moment for rib (11)

(4.6.2) Design for negative moment for rib (12)

(4.6.3) Design for shear for rib (11)

(4.7) Design of beam (B10)

(4.7.1) Load calculation

(4.7.2) Design of positive moment

(4.7.3) Design of negative moment

(4.7.4) Design of shear

(4.8) Design of One-Way Solid Slab

(4.9) Design of Two Way Solid Slab

(4.10) Design of Stairs

(4.11) Design of columns

(4.11.1) Design of short column

(4.11.2) Design of long column

(4.12) Design of Basement wall

(4.13) Design of strip footing

(4.14) Design of Isolated footing

(4.15) Design of Combined footing

(4.16) Design of Shear Wall

(4.17) Design of Mat Foundation

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction:

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

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

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

So, in this project, there are two types of slabs: Two way solid slab, one way ribbed slab and one way solid slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2004" program to find the internal forces, deflections and moments for two way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

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

NOTE:

$fc' = 30MPa$ **For circular section but for rectangular (** $fc' = 30 * .8 = 24MPa$ **)**

4.2 Factored loads:

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

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$$

4.3 Slabs thickness calculation

4.3.1 Determinations of thickness for one way ribbed slab:-

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

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):
For rib (R11) in the ground floor as shown in figure (4.1).

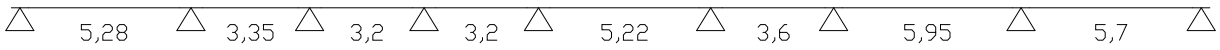


Fig (4.1): rib (11) in the ground floor.

Spans from left to right for one way rib slab:

L/18.5 = 629/18.5 =34cm. (Control) …….. ACI-318-02 (9.5.a)
L/21 = 595/21 = 28.3 cm.

4.4 load calculation:

One -way ribbed slab

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

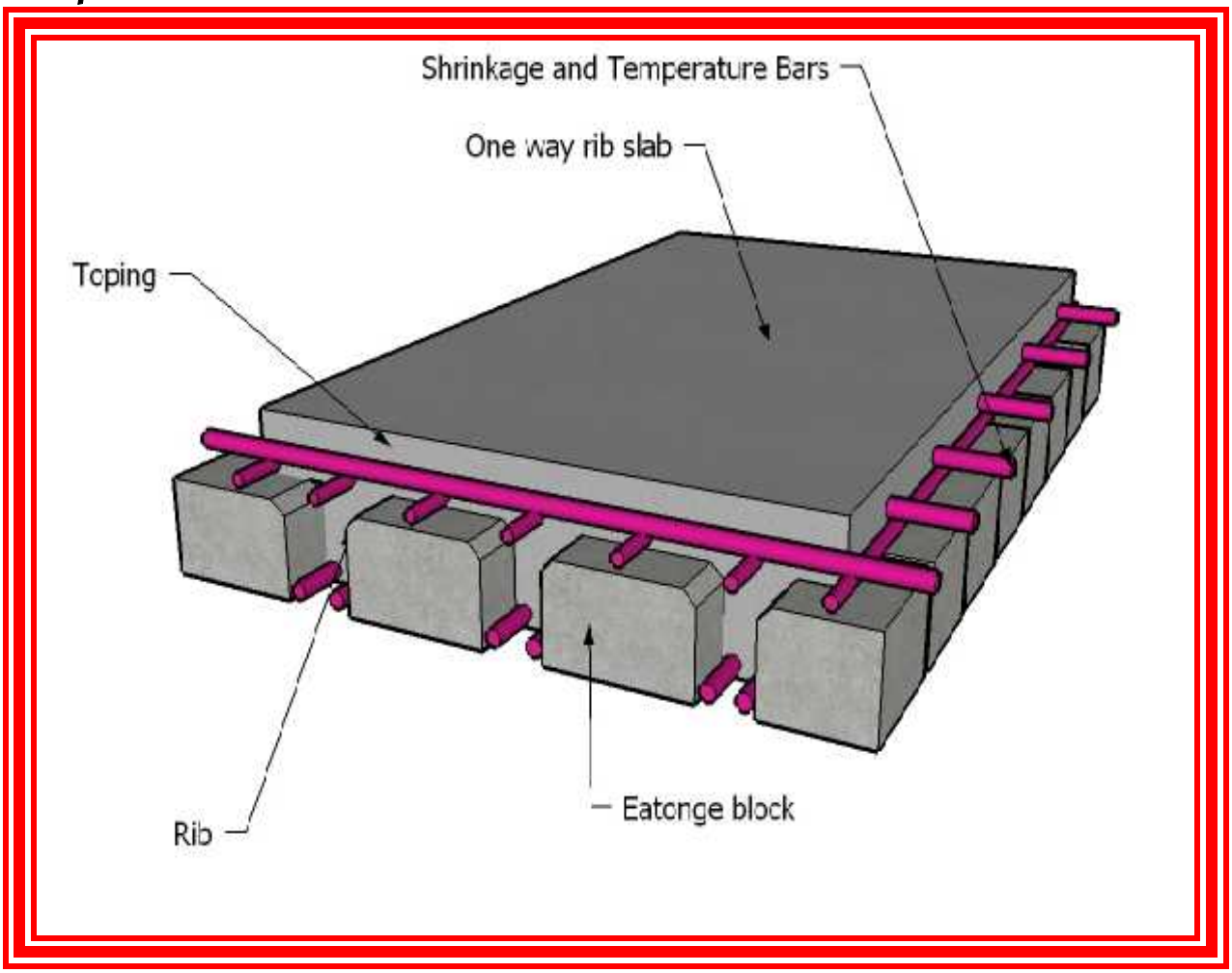


Fig. (4.2) one way ribbed slab

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

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Rib	0.12*..27*25	0.81	KN/m
2.	Top Slab	0.08*0.52*25	1.04	KN/m
3.	Plaster	0.03*0.52*22	0.343	KN/m
4.	Hollow Block	0.4*0.27*10	1.08	KN/m
5.	Sand Fill	0.07*0.52*17	0.62	KN/m
6.	Tile	0.03*0.52*22	0.343	KN/m
7.	morter	0.03*.52*22	0.343	KN/m
			4.60	KN/m

Table (4.1): calculation of the total dead load for one-way rib slab

Nominal Total Dead Load:

$D.L._{total} = 0.81+1.04+0.343+1.08+0.62+0.343+0.343 = 4.6$ KN/m of rib.

L.L = 5*0.52 = 2.6KN/m.

Factored D.L = 1.2*4.6 = 5.52 KN/m.

Factored L.L = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.5 Design of Topping:

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Topping	0.08*25	2	KN/m^2
2.	Plaster	0.03*22	0.66	KN/m^2
3.	Hollow Block	0.27*10	2.7	KN/m^2
4.	Tiles + Sand	2*1	2	KN/m^2
5.	Morter	.03*22	0.66	KN/m^2
			8.02	KN/m^2

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

qu = (1.2*8.02+1.6*5) = 17.62 KN/m^2.
For 1m strip qu = 16.62 KN/m.
Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 17.62 * 0.52^2 / 12$$
$$= 0.397 KN.m.$$

$$fc' = 0.8*30 = 24 Mpc$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000*80^2}{6} = 2.2 KN.m.$$

¤ $* Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$

¤ $* Mn = 1.21 > Mu = 0.397 KN.m.$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° $= 0.0018$

$As = ° * b * h = 0.0018*100*8 = 1.44 cm^2 / 1m.$

Use 1Φ10/25 cm (4Φ10/1m), with $As = 3.14 cm^2/1m$ both directions.

4.6 Design of Rib (11):

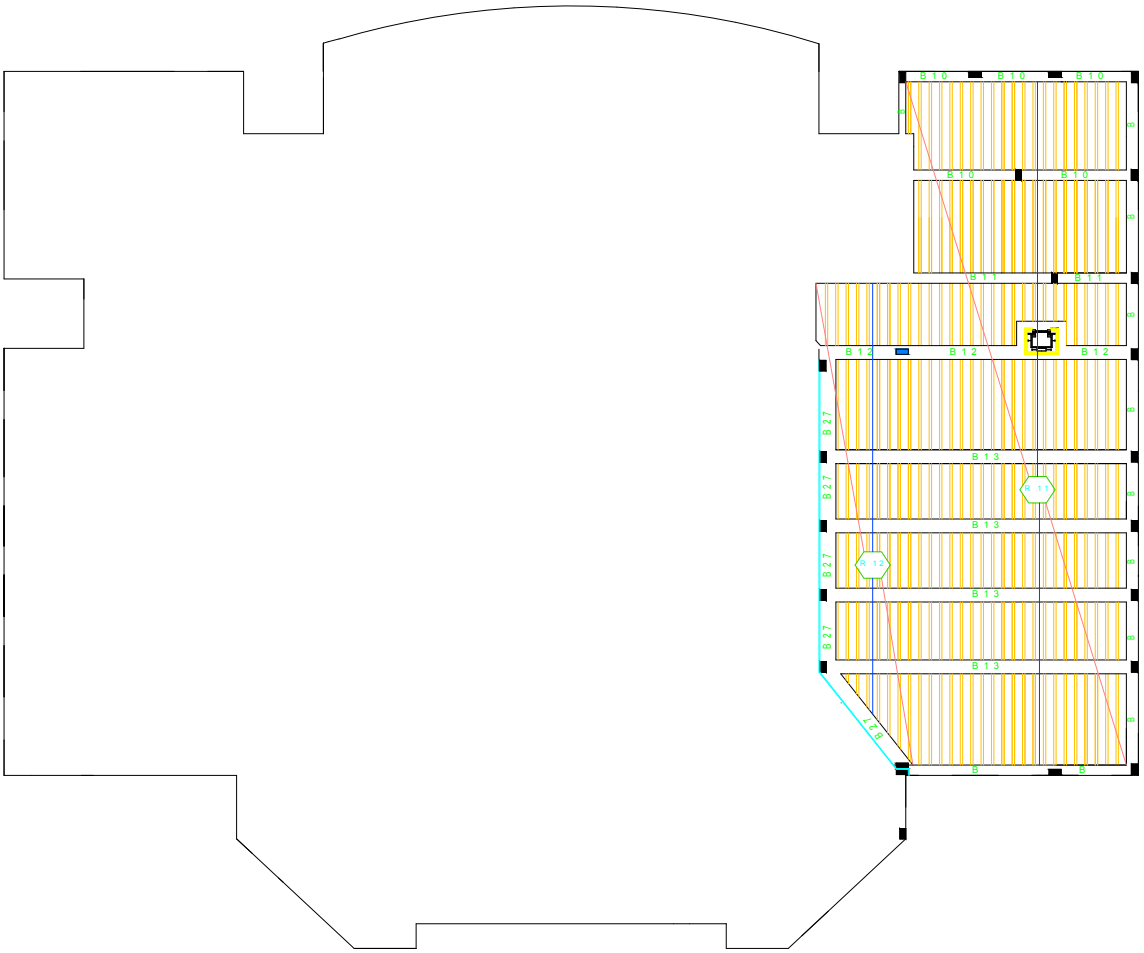


Fig. (4.3) Rib location.

By using ATIR program we get the envelope moment diagram as the Following values :-

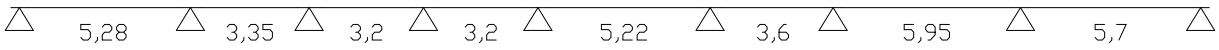


Fig. (4.4) spans length of rib (11).

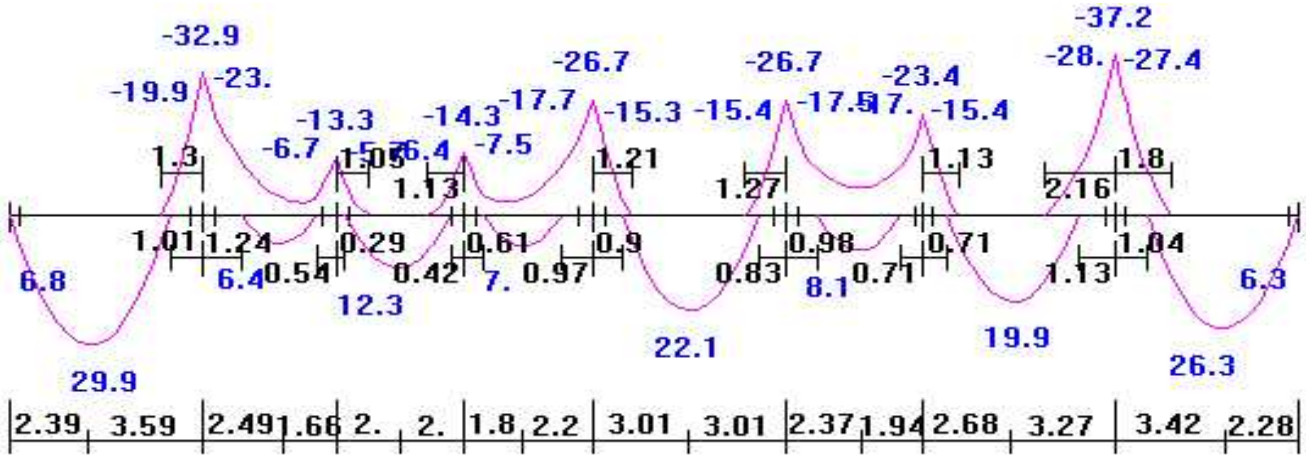


Fig. (4.5) Moment diagram of rib (11) (kN.m).

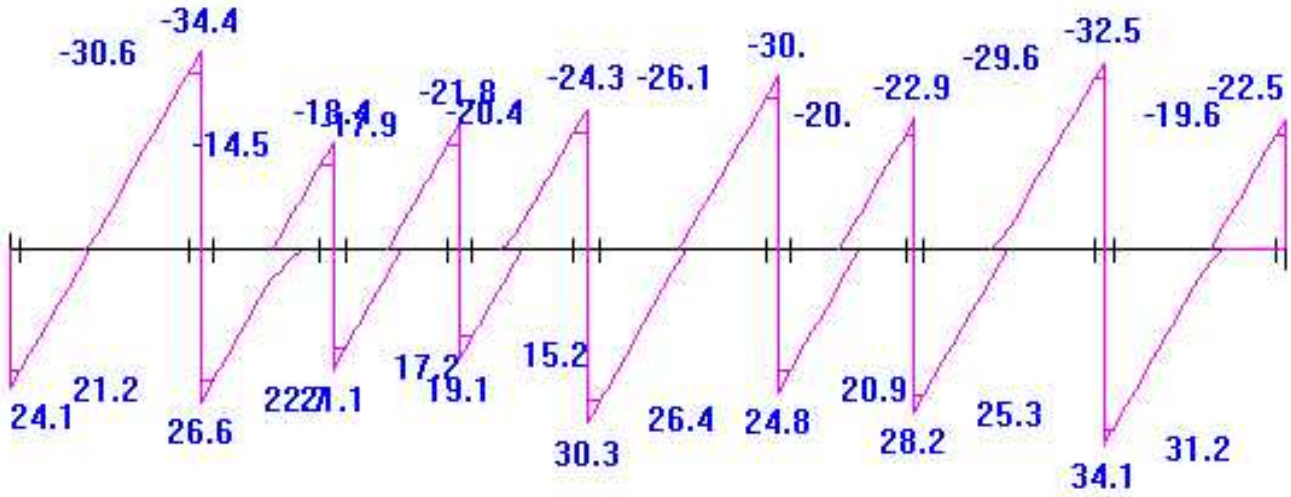


Fig. (4.6)Shear diagram of rib (11) (KN).

4.6.1 Design for positive moment for rib (11):

This design for 5.28 m spans,

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 = 5.28 / 4 = 132 cm

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

b_E = C / C spacing = 52 cm ……..control

>> use Mu max. Positive for all spans = 29.9 kN.m

Mn = 29.9 / 0.9 = 33.23 kN.m = 3.32 ton.m

>> determine whether the rib will act as rectangular or T-section:

For a = t = 8cm

C = 0.85 f_c * t * b_E

= 0.85 (24) (8) (52) = 848.64 KN

d = h – cover – Φ/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (32.4 – 0.5 (8))/100 = 241 KN.m

Mn $_{\text{available}}$ = 241 KN.m > Mn required = 33.23 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(12)(32.4) \geq \frac{1.4}{410}(12)(32.4)$$

$As_{\min} = 1.16 < 1.36$ …….the larger is control

$As_{\min} = 1.36 cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{33.23 * 10^6}{520 * (324.0)^2} = 0.61 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.61)}{410}}\right) = 0.0015$$

As = 0.0015 (52) (32.4) = 2.52 cm^2 > $As_{\min} = 1.52 cm^2$.

# of bars = As/ As $_{\text{bar}}$ = 2.52/2.0 = 1.3 * Note $A_{\Phi 16}$ = 2.0 cm²

Select bottom bars 2 Φ 16 mm. Total As= 4.00 cm^2.

- **Check for yielding**:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 2.0 * 10^{-4} * 410 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$

$a = 15.4mm$

$x = \frac{a}{_1} = \frac{15.4}{0.85} = 18.11mm$

$£_s = \frac{324 - 18.11}{18.11} X0.003 = 0.051$

$£_s = 0.051 > 0.005$

Ok

4.6.2 Design for negative moment for rib (11):

Maximum negative moment is $Mu =$ 37.2 kN.m

Mn = 37.2 / 0.9 = 41.33 kN.m

Design of T- section for negative moment as rectangular section with (b = b_w).

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

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(12)(32.4) \geq \frac{1.4}{410}(12)(32.4)$

$As_{\min} = 1.16 < 1.36$ …….the larger is control

$As_{\min} = 1.36cm^2$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{41.33 * 10^5}{12 * (32.4)^2} = 3.28$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(3.28)}{410}}) = 0.0087$

As = 0.0087 (12) (32.4) = $3.38\,cm^2$

$3.38\,cm^2 > As_{\min} = 1.36 cm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 3.38/2.0096 = 2 bars * Note $A_{\Phi 16}$ = 2.0096 cm²

Select 2 Φ 16 mm . Total As $_{provided}$ = 4.02 cm².

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4.02 * 10^{-4} * 410 = 0.85 * 24 * 0.12 * a$$

$$a = 67.3mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{67.3}{0.85} = 79.2mm$$

$$£_s = \frac{324 - 79.2}{79.2} X0.003$$

$$£_s = 0.0093 > 0.005$$

Ok

4.6.3 Design shear for Rib (rib11):

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120 * 324$$

= 23.81 KN

ΦV_{smin} = 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75*$(\frac{1}{3})$*12*32.4/10 = 9.7 KN.

ΦV_{smin} = 9.7

Vu =34.4 KN (From shear Envelope)

$$\Phi Vc + \Phi V_{smin} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} bw * d$$

33.51< 34.4 ≤ (47.62)

So categories (4) satisfy:

Minimum shear reinforcement required, so;

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

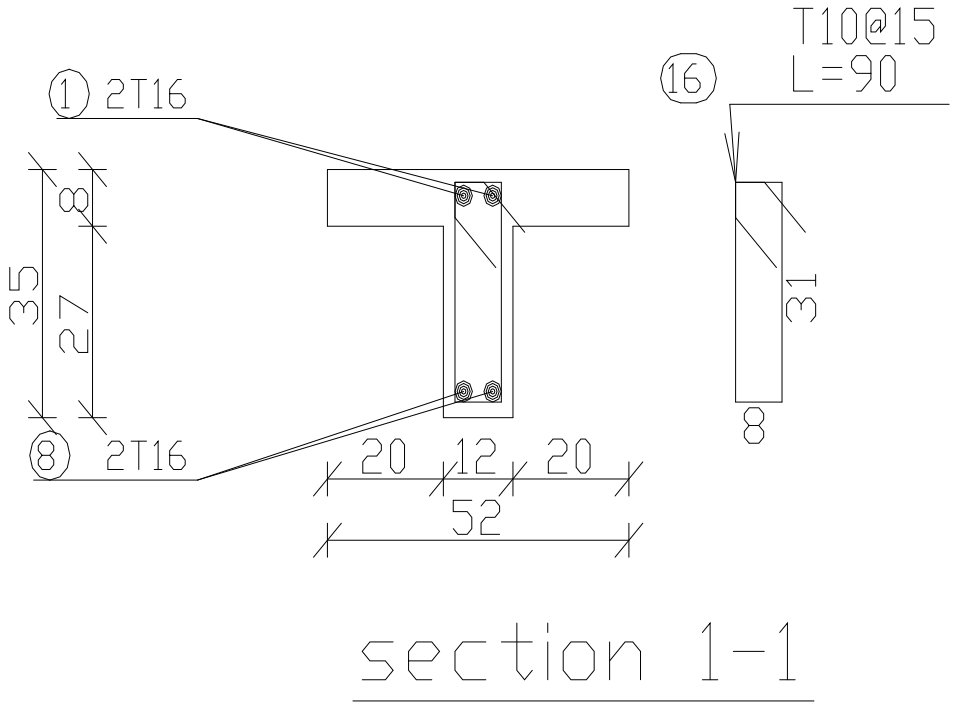
$$= \frac{0.75*1.57*410*324}{9.7*10^3} = 161.25 \text{ cm}$$

S = d/2 = 32.4/2 = 16.2 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 15 cm

Then use Φ 10 @ 15 cm.



Fig(4.7) Rib section

4.7 Design of Beam (B١٠):

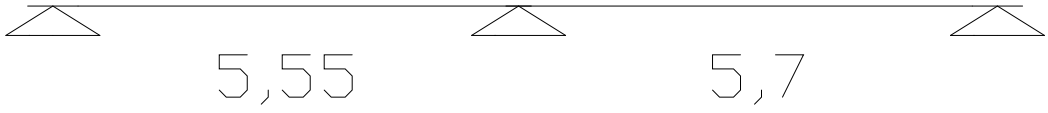


Fig. (4.8) spans length of Beam (١٠).

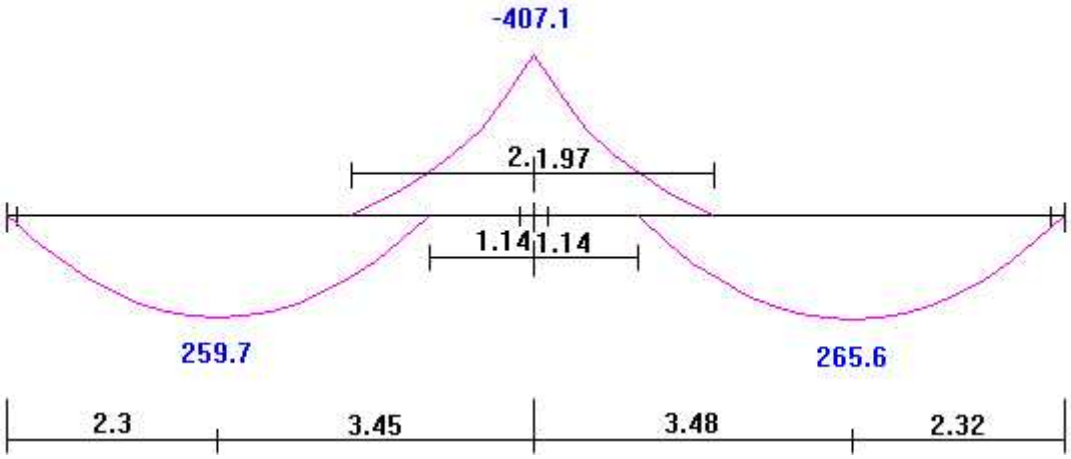


Fig. (4.9) Moment diagram of Beam (١٠) (kN.m).

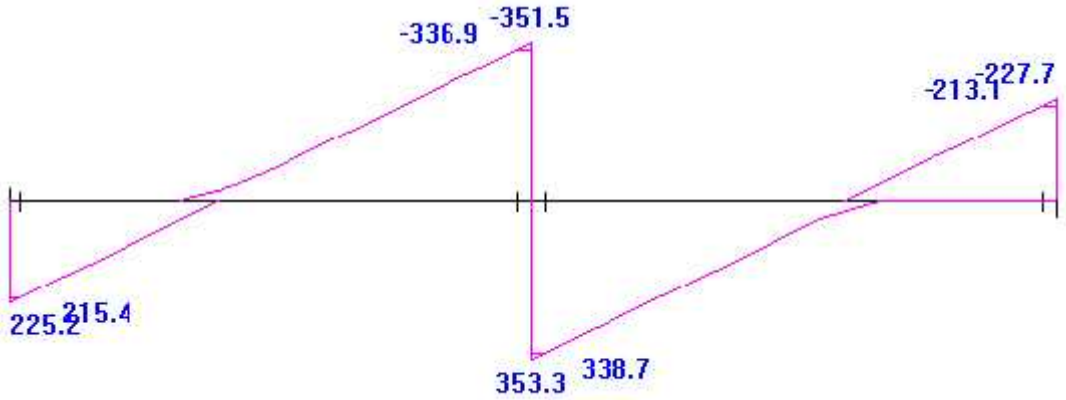


Fig. (4.10)Shear diagram of Beam (١٠) (KN).

4.7.1 Design for positive moment:

$b_f = 60cm, b_w = 30cm, h = 60cm, T_f = 35cm$

$d = 60 - 4 - 1 - 1 - \frac{2.5}{2} = 52.75cm$

$Mu = 265$ KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{265}{0.9} = 294.4$ KN .m

Assume that $T_f = a$

$Mn_f = 0.85 * f_c * b_f * h_f (d - f_h / 2)$

$= 0.85*24*0.6*0.30\ (0.5٢٧٥\text{-}0.1٧5) * 10^{-3}$

$= ١٥١٠.١١$ KN.m

$\frac{Mu}{\Phi} < Mn_f$

>> Section behaves as a rectangular.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{294.4 * 10^{+6}}{600 * (527.5)^2} = 1.76$ Mpa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = ٢٠.١$

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

$\rho = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.76)}{410}}) = 0.0045$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.00٤5 * 60 * ٥٢.٧٥ = 14.2cm^2$

Use Φ 20 >> # of bar $= \frac{14.2}{3.14} = 4.5$

Then we select (5) bar Φ 20 $A_s\ provided = 5 * 3.14 = 15.7cm^2$

- **Check for yielding in bottom**

Tension = Compression**:**

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

$5 * 314 * 410 = 0.85 * 24 * 600 * a$

$a = 0.0525m = 52.58mm$

$x = \frac{a}{_1} = \frac{52.58}{0.85} = 61.85mm$

$£_s = \frac{527.5 - 61.85}{61.85} * 0.003$

$£_s = 0.022 > 0.005 \longrightarrow ok$

And not least than 0.004 >>> singly reinforcement.

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) < \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI - 10.5.1)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(300)(527.5) < \frac{1.4}{410}(300)(527.5)$

$As_{\min} = 5.4cm^2 \geq 4.72cm^2.....the \quad l\arg er \quad is \quad control$

$As_{\min} = 5.4cm^2$

$As_{required} = 14.5cm^2 > As_{\min} = 5.4cm^2 \longrightarrow ok$

4.7.2 Design for negative moment:

$b_f = 60cm, b_w = 30cm, h = 60cm, T_f = 35cm$

$d = 60 - 4 - 1 - 1\frac{2.5}{2} = 52.75cm$

Mu = 407.1KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{407.1}{0.9}$ = 452.33 KN .m

$\frac{Mu}{\Phi} < Mn_f$

>> Section behaves as a rectangular.

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2}$

$$Rn = \frac{452.33*10^{+6}}{300*(527.5)^2} = 5.41 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{410}{0.85*24} = ٢٠.١$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.1)(5.41)}{410}}) = 0.015$$

A req = ρ * b * d = 0.015 *30*5٢.75 = 23.70cm²

Use Φ ٣٢ >> # of bar = $\frac{23.7}{8.03}$ = ٢.9

Then we select (٣) bar Φ ٣٢ $A_s\ provided = 3*8.03 = 24.09cm^2$

- **Check for yielding in topping:**

Tension = Compression

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

$3*803*410 = 0.85*24*300*a$

$a = 0.1613m = 161.3mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{161.3}{0.85} = 189.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{527.5-189.7}{189.7}*0.003$

$\varepsilon_s = 0.0053 > 0.005 \longrightarrow ok$

And not least than 0.004 >>> singly reinforcement.

4.7.3 Design shear of Beam:

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 30 * ٥٢.75*100/1000

= ٩٧ KN

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*30*52.75/10 =$ ٣٩.٥٦ KN.

$\Phi Vsmin = \frac{1}{16} * bw * d == \frac{1}{16} * 52.75 * 30 = 98.9KN$

$\Phi Vsmin =$ ٣٩.٥٦ (control)

$\Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3}$ bw * d=97+193.8=290.8KN

$\Phi Vc + 2\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3}$ bw * d=97+387.6=484.6KN

Vu = 338 KN (From shear Envelope)

$\Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3}$ bw * d ≤ Vu ≤ $\Phi Vc + \Phi * 2 \frac{\sqrt{fc'}}{3}$ bw * d

290.8< 338 ≤ 484.6

So categories (5) satisfy:

Req. ΦVs = Vu- Φ Vc

Req. ΦVs =338-97

Req. ΦVs =241KN

Use 2. Φ10 with area of steel=157mm2

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

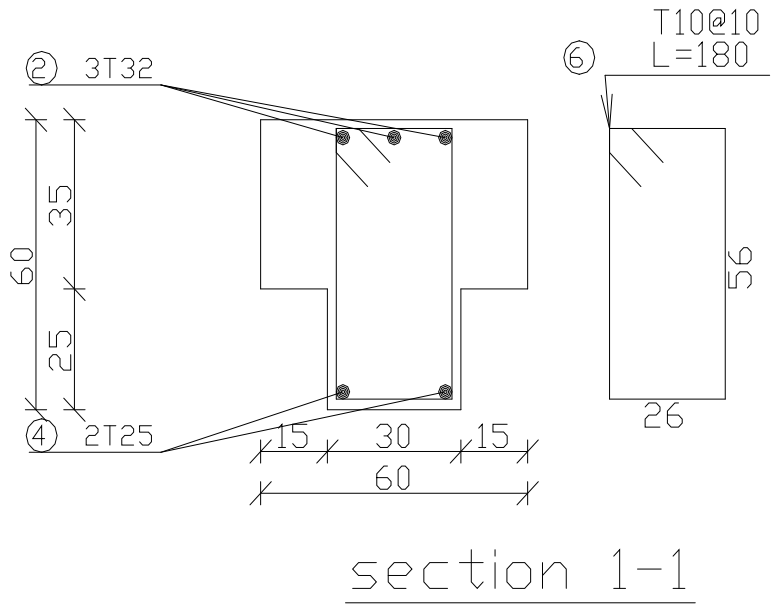
$= \frac{0.75*157*410*527.5}{241*10^3} =$ 10.56 cm

S = d/4 = 52.75/4 = 13.18 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then we use Φ 10 @ 10 cm.



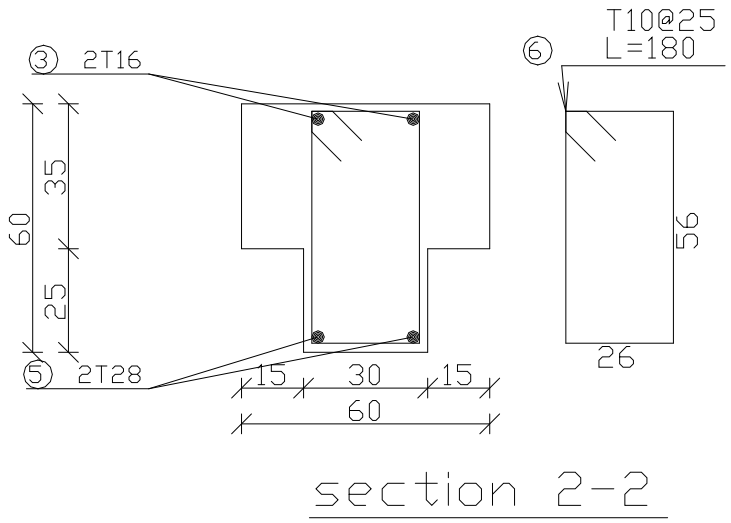


Fig (4.11) Beam section

4.8 Design of One-way solid slab:

4.8.1 Determination of thickness and load calculation:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26cm$$

$$Select\ h = 35cm$$

Load Calculation

$$D.L = 25 * 0.35 = 8.75KN / m^2$$

$$L.L = 5.0KN / m^2$$

$$qu = 1.2 * 8.75 + 1.6 * 5.0 = 18.5KN / m^2$$

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{18.5 * 5.2^2}{8} = 62.5KN.m$$

4.8.2 Design for positive moment:

d=35-4-1=30cm.

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{62.5}{0.9} = 69.5KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{69.5}{(1000)(300)^2} = 0.77Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.2}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(0.551)}{412}}) = 0.0019$$

A req = ρ * b * d = 0.0019 *100*30 =5.7cm²/m

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3cm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 300}{412} = 10.2cm^2 / m$$

Not Less than

$$As_{\min.} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 300}{412} = 9.0cm^2 / m$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 5.7 = 7.41cm^2 / m$$

$$Select\ 1¤12@10cm \Rightarrow As = 11.3cm^2 / m \quad .....OK$$

4.8.3 Check for Strain:

Tension = Compression

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

$11.2 * 412 = 0.85 * 24 * 100 * a$

$a = 2.26cm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{2.26}{0.85} = 2.6cm$

$£_s = \frac{30 - 2.6}{2.6} * 0.003$

$£_s = 0.031 > 0.005$ .....*ok*

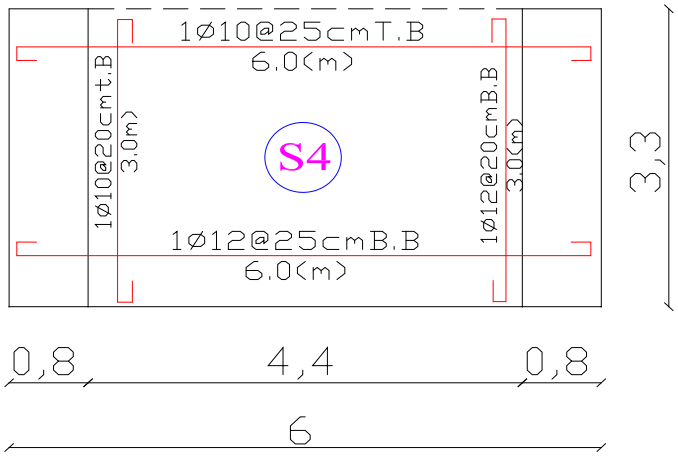


Fig (4.12) one way solid

4.8.4 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$As = 0.0018 * b * h$

$As = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3cm^2 / m$

Select 1¤10@10*cm* $\Rightarrow As_{\text{Provided}} = 7.85cm^2 / m$ .....*OK*

4.8.5Development length of the bars:

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

$L_d = \frac{412}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.0 = 42.0cm.$ Use: L_d =50cm.

4.9 Design of Two Way Solid Slab:

4.9.1 Determination of Thickness:

$Ly = 7.8m$

$Lx = 4.35m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{7.8}{4.35} = 1.8 < 2.0$

$\therefore$ *Tow way*

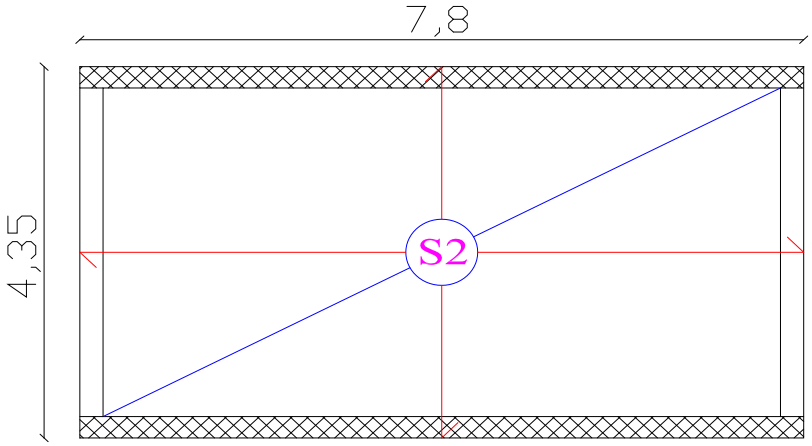


Fig (4.13) tow way solid

From Table (9-5(C)) in ACI318-2008 code, the minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$$h_{\min} = \frac{Ln}{33}$$

$Not\ less\ than\ 5in$

$Ln = 7.8 - 0.2 - 0.2 = 7.4m$

$$h = \frac{7.4}{33} = 0.224m$$

$Select\ h = 25cm$

$25cm > 5in = 12.55cm.....ok$

Where Ln is the length of clear span in the long direction.

4.9.2 Determination of Loads:

$D.L = 0.2 * 25 = 5kN/m^2$

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

$qu = 1.2 * 5 + 1.6 * 1.0$

$qu = 7.6KN/m^2$

$For\ 1m\ Strip\ in\ X\ \&\ Y\ direction\ qu = 7.6\ KN/m$

$From\ Table....\frac{Ly}{Lx} = 1.8\quad then:$

$Kfx = 24.4$

$Kfy = 77$

$KAx = 1.94$

$KAy = 2.97$

$¢_x = 1.05$

$¢_y = 1.03$

$$Mux = \frac{qu * lx^2}{Kfx} * ¢_x = \frac{7.6 * 4.35^2}{24.4} * 1.05 = 6.2KN.m/1m\ strip$$

$$Muy = \frac{qu * lx^2}{Kfy} * ¢_y = \frac{7.6 * 4.35^2}{77} * = 1.93KN.m/1m\ strip$$

$$Ay = \frac{qu * lx}{KAy} = \frac{7.6 * 4.35}{2.97} = 11.15KN/m$$

$$Ax = \frac{qu * lx}{KAx} = \frac{7.6 * 4.35}{1.94} = 17.05KN/m$$

4.9.3 Design of Shear:

$¤ * Vc \geq Vn$

$$¤ * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 160$$

$¤.Vc = 98.0 >> Vu = 17.05$

$\therefore No\ \ Shear\ \ \text{Re}\ iforcement\ \ \text{Re}\ quired$

4.9.4 Design of Reinforcement:

d=25-3-1.0=21 cm.

Mux = 6.2 KN.m

Muy = 1.93 KN.m

In x-direction.

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

$$Mnx = \frac{6.2}{0.9} = 6.9 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{6.9 * 10^6}{1000 * 210^2} = 0.156 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.156}{400}}) = 0.0004)$$

$$As_{req} = 0.0004 * 100 * 21 = 0.83 cm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 210}{400} = 6.4 cm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * bw * d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{400} = 7.35 cm^2 / m$$

$$1.3 * As_{req.} = 1.3 * 0.83 = 1.1 cm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2 / m$$

$$Select \ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = \frac{100 * 1.1304}{20} = 5.652 cm^2 / m$$

In y-direction.

$$Select \ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = 5.652 cm^2 / m$$

4.9.5 Check for Strain:

Tension = Compression

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

$5.652 * 412 = 0.85 * 24 * 100 * a$

$a = 1.11cm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{1.11}{0.85} = 1.31cm$

$£_s = \frac{21.0 - 1.31}{1.31} * 0.003$

$£_s = 0.0451 > 0.005 \longrightarrow Steel\ \ yields$

4.9.6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{412}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

$$\therefore \quad Ld = 50cm$$

4.9.7Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top :

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5cm^2 / m$

$Select \quad 1¤12@25cm \Rightarrow As_{provided} = 4.52cm^2$

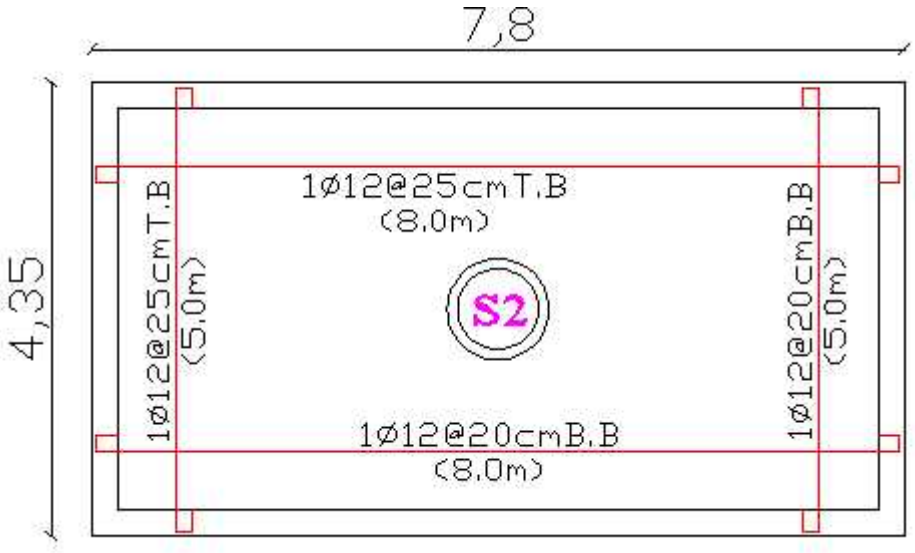


Fig.(4.14): Details of Two Solid Slab

(4.10) Design of Stairs:

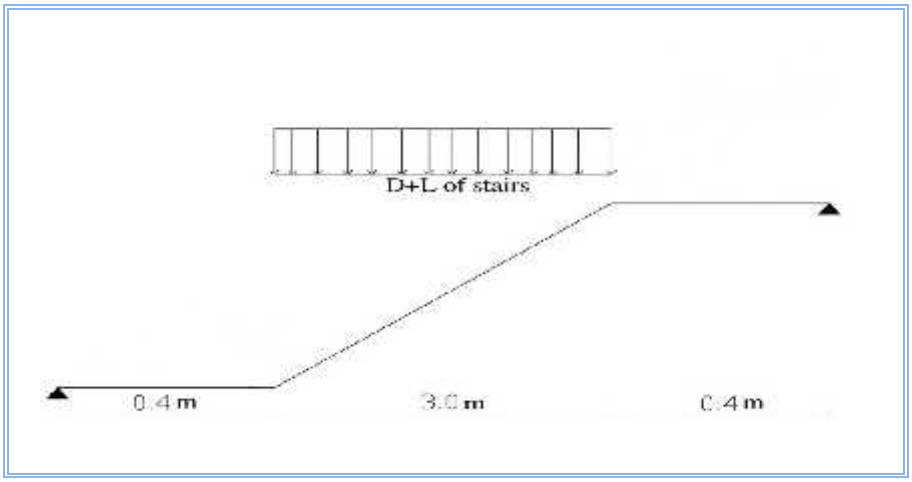


Fig.(4-15) loads of stairs

(4.10.1) loads of landing :

1. H- plate = (0.04) (22) (23/30 = 0.675 kN/m^2
2. V- plate = (0.03) (22) (17.5/30) = 0.385 kN/m^2
3. Concrete plat = (0.15) (25) / cos(30.3) = 4.34 kN/m^2
4. Steps = (0.175/2) (25) = 2.188 kN/m^2
5. H- mortar = (0.03) (25) = 0.75 kN/m^2
6. V-mortar = (0.03) (25)(17.5/30) = 0.44 KN/m^2
7. Plaster = (0.03) (22) /cos(30.3) = 0.764 kN/m^2

D= 9.54 KN/m^2

L = 5 KN/ m^2

Factored load:

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (9.54) + 1.6 (5) = 19.5 KN/ m.

q_u = 19.5KN/m

for 1m strip:

q_u = 19.5KN/m

$$A = B = \frac{q \times L}{2}$$

$$A = B = \frac{19.5 \times 3}{2} = 29.25KN$$

Mu $_{max}$= 29.25(0.4+1.5)-19.5*1.5*(1.5/2)

Mu $_{max}$ = 33.64 KN.m

d= 15-2-1=12 cm

(4.10.2) Design of shear :

φ.Vc≥ Vu

φ.Vc =0.75*(1/6)*√fc'*b*d

= 0.75*(1/6)* √24*1000*120

= 73.5KN

φ.Vc≥ Vu

73.5> 25.25

No shear reinforcement is required.

(4.10.3) Design Moment :

Mu= 33.64KN.m

Mn= 33.64/0.9=37.38KN.m

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

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{37.38 \times 10^6}{1000 * (120)^2} = 2.6Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\circ = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.6)}{400}}) = 0.007$$

As = $\circ \times b \times d$

As = $0.007 \times 100 \times 12 = 8.4\,cm^2/m$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(120)}{400} \geq \frac{1.4(1000)(120)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$As_{min} = 3.67 < 4.2$……..the larger control

$As_{min} = 4.2cm^2$

As > As_{min}…….ok

So select Φ12/15 cm

$As_{provided}$ = 9.04cm².

(4.10.4) Design of secondary reinforcement :

As required for shrinkage and temperature:

As = 0.0018*100*15= 2.7 cm^2/m

Check for As= (1/5)*8.4=1.68 cm^2/m

As required=2.7 cm^2/m

So select Φ8/15 cm

(4.10.5) Design of Landing :

- **Loading :**

DL slab=25*0.15=3.75 KN/m^2

DL tiles=0.04*22=0.88KN/m^2

DL plaster = 0.03*22 =0.66 KN/m^2

DL= 5.3KN/m^2

For 1m strip DL = 5.3 KN/m+9.54KN/m

DL =14.84KN/m

LL = 5 KN/m

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (14.84) + 1.6 (5) = 30.8 KN/ m.

q_u = 30.8 KN/m

- **Design of shear :**

φ.Vc≥ Vu

φ.Vc =0.75*(1/6)*√fc-*b*d

= 0.75*(1/6)* √24*1000*120

= 73.5KN

φ.Vc≥ Vu

73.5 KN> 61.6 KN

No shear reinforcement is required.

- **Design Moment :**

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{30.8 \times 4^2}{8} = 61.6 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{61.6}{0.9} = 68.44 KN.m$$

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

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{68.44 \times 10^6}{1000 * (120)^2} = 4.75 Mpa$$

$$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$° = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(4.75)}{400}}) = 0.014$$

As = $° \times b \times d$

As = $0.014 \times 100 \times 12 = 16.8 \text{cm}^2/\text{m}$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(120)}{400} \geq \frac{1.4(1000)(120)}{400} .....(ACI - 10.5.1)$$

$As_{\min} = 3.67 < 4.2$…..the larger control

$As_{\min} = 4.2 cm^2$ As > As_{min}…….ok

So select Φ16/15 cm

$As_{provided}$ = 17cm².

- **Design of secondary reinforcement:**

As required for shrinkage and temperature:

As = 0.0018*100*15= 2.7 cm^2/m

Check for As= (1/5)*16.8=3.36 cm^2/m

As required=3.36 cm^2/m

So select Φ8/15 cm

Additional 4 Φ 16 must be added at the edge of landing.

(4.11)Design of column:

4.11.1 Design of Short column (C03 - Ground Floor):

4.11.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C03) in the ground floor for design.

$p_u = 1800KN$

$p_{n\,req} = \frac{1800}{0.65} = 2769.2KN$

$Use° = °g = 3\%$

$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$

$2769.2 \times 10^{+3} = 0.8 * Ag * [0.85 * 24 + 0.03 * (412 - 0.85 * 24)]$

$Ag_{req.} = 1088.9cm^2.$

$Use 30cm \times 40cm \Rightarrow Ag = 1200cm^2 > 1088.9cm^2 ..ok$

$30cm > \min imum \ \dim. = 25cm.....ok$

To find ρ required for Ag = 1200 cm^2

The same equation can be applied as follows:

$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$

$2769.2 \times 10^{+3} = 0.8 * 1200 * [0.85 * 24 + ° * (412 - 0.85 * 24)]$

$° = 0.0223$

$As_{req.} = 0.0223 * 1200 = 26.7cm^2$

$Select \quad 6¤25 ... As_{Prov.} = 29.44cm^2 > As_{req.} = 26.7cm^2 ....ok$

Check if the column is short or long

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

L_u : *Actualun sup ported (unbraced) length*

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

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

I: Moment of inertia

A: Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} .... for\ rec\tan gular\ \sec tion$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12*b*h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3*h$$

$$r = 0.3*0.4 = 0.12m^2$$

$$k = 1.0$$

$$Lu = 3.0m$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1*3.5}{0.120} = 25 < 34$$

$\therefore$ *Short Column*

4.11.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$$

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

$$Spacing \le Least.\dim ension = 40cm$$

$$use\ \Phi 10@20cm$$

But the spacing between ties must be reduced by the factor of 0.67 in above and below the slab by a length which must be grater than the long dimension of the column as follows:

Long diminution for the column = 40 cm

Spacing between ties = 0.67 * 20 = 13.4 cm

So, 50 cm below the slab and 50 cm above the slab must the ties be every 10 cm

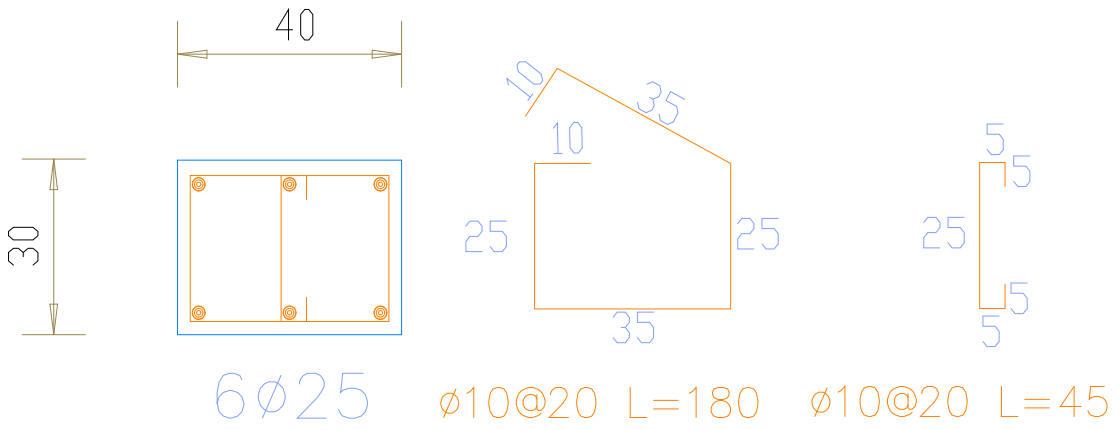


Fig.(4.16): Detail Of Column.

4.11.2 Design of long column(C 5):

4.11.2.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C05) for design.

Pu = 1800 KN

Pn = 1800/(0..65) = 2769 KN

$°g = 1.5\ \%$

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

$2769 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015 * (400 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 1326cm^2$

$Select\ \ 40X\,40cm \Rightarrow Ag_{\Pr ovided} = 1600cm^2$

Lu = 7.0m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2008 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*7}{0.3*0.4} = 58.33 > 22$$

$\therefore long\ \ Coloumn$

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 58.33 < 100$$

Slenderness limit not exceeded.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad \text{..... .....[} ACI\ 318-2008\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1000)}{1800} = 0.67$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.4*0.4^3}{12} = 2.13*10^{-3}\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*2.13*10^{-3}}{1+0.64} = 11.88\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2008\ (Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 12.1}{(1.0*7)^2} = 2.39\,MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \text{ ....} ACI\ 318-2008\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According\ \ to\ \ ACI\ 318-2008\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu\ /\ 0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2008\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1800\ /\ 0.75*2390)} = 5.9 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*400 = 27\,mm = 0.027\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027*5.9 = 0.16$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.16}{0.4} = 0.4$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1800}{0.4*0.4} * \frac{145}{1000} = 1.631\ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° * A_g = 0.025*40*40 = 40\ \ cm^2$$

Check $\phi.P_n > P_u$

$$\phi Pn_{\max} = \phi.\left[0.8*\left\{0.85*fc'(A_g - A_{st}) + f_y A_{St}\right\}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI\,318-2008(Eq.10-2)$$

$$= 0.65\left[0.8*\left\{0.85*24(160000-4000)*10^{-6}) + 400*4200*10^{-6}\right\}\right]$$

$$= 2486.85\ \ KN > 1800\ \ KN \qquad Ok$$

$\therefore$ *Select* $10\phi 25 \Rightarrow As_{\Pr ovided} = 49.06cm^2 > As_{req.} = 40cm^2$

4.11.2.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

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

$Spacing \le Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* $1\phi 10@20cm$

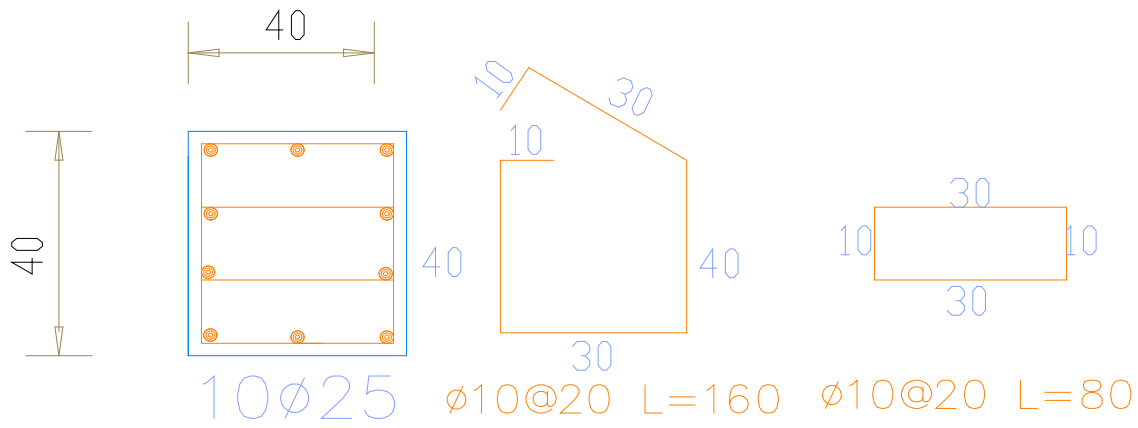


Fig.(4.17): Detail Of long Column.

4.12 Design of Basement wall:

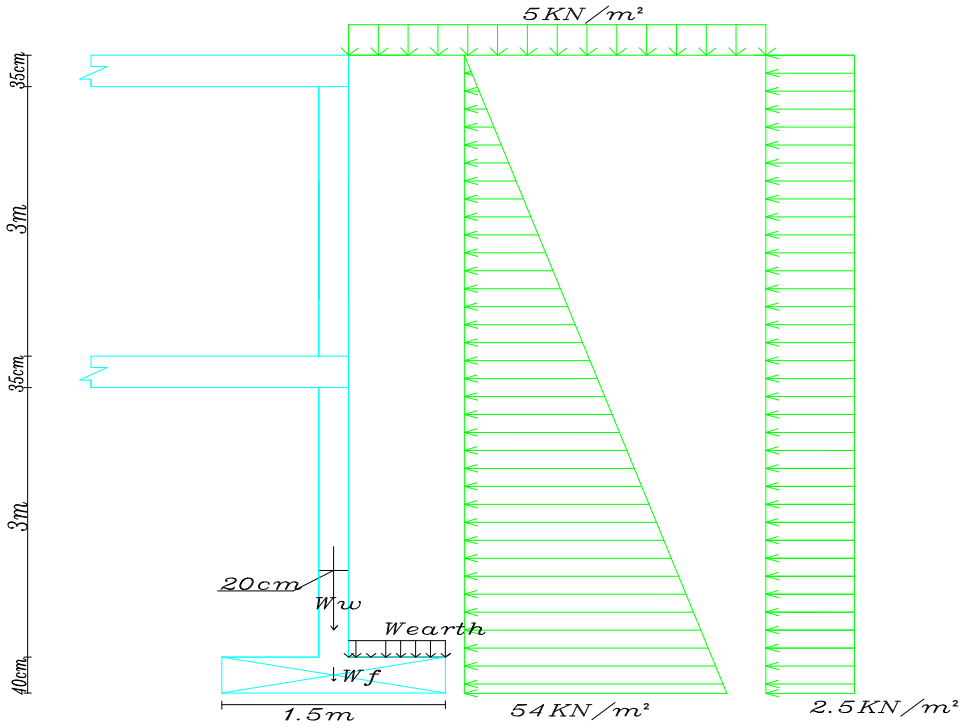


Fig.(4.18): Basement wall moment Diagram

4.12.1 Load Calculation:

When Φ= 30, γ = 18KN/m^3 & K= 0.5

e_0 = K* γ*H

= 0.5*18*6.0 = 54 KN/m^2

e_{0p}= K*P

=0.5*5=2.5KN/m^2

4.12.2 Thickness Calculation:

M $_{max}$ = 44 KN.m

Assume ° = 0.5 ° max = 0.01

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

$$Rn = \circ * fy(1-0.5m\circ) = 0.01*412*(1-0.5*20.2*0.01) = 3.70Mpa$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{44*10^6}{0.9*1000*3.70}} = 115mm$$

$$h = 115+30+10 = 155mm$$

$$select \quad h = 20cm$$

4.12.3 Wall Design:

Positive moment:

Mu= 44 KN.m

$$Rn = \frac{44*10^{+6}}{0.9*1000*(160)^2} = 1.9Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*Rn*m}{fy}}\right] = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*1.9*20.2}{412}}\right) = 0.005$$

$$A_s req = 0.005*100*16 = 8cm^2/1m$$

$$Use\ \ 1¤14@20cm \rightarrow As_{Prov.} = \frac{100}{20}*\frac{®*1.6^2}{4} = 10cm^2 > As_{req.}$$

Check for minimum As

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(100)(16) \geq \frac{1.4}{412}(100)(16)$$

$$As_{\min} = 5.57 \geq 5.4$$

$$\rightarrow As_{\min} = 5.6cm^2 .....Control$$

$$As_{req.} = 8.0cm^2 > As_{\min} = 5.6cm^2$$

For horizontal reinforcement

Use shrinkage and temperature reinforcement

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*20 = 3.6cm^2/m$$

$$Use¤10@20cm \rightarrow As_{Prov.} = \frac{100}{20}*\frac{®*1.0^2}{4} = 3.925cm^2/m > As_{req.} = 3.6cm^2/m$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$10*412 = 0.85*24*100*a$$

$$a = 2.02cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{2.02}{0.85} = 2.37cm$$

$$£_s = \frac{16-2.37}{2.37}*0.003$$

$$£_s = 0.017 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.13 Design of strip footing:

4.13.1 Depth of footing.

hp=(0.1 to 0.2)*H

hp= 0.1*6.7=67cm……..select hp=70cm

4.13.2 Width of footing.

ea=k_a*γ*H

=0.5*18*6.7=60.3KN/m^2

eap= **k_a***p

=0.7*5=3.5KN/m^2

Wwall=0.2*6.7*25=33.5KN/m

Wfooting=0.4*L*25

Wearth=γ*h*(L/2-0.1)

Over turning moment:

M_0=30KN.m

Standing Moment:

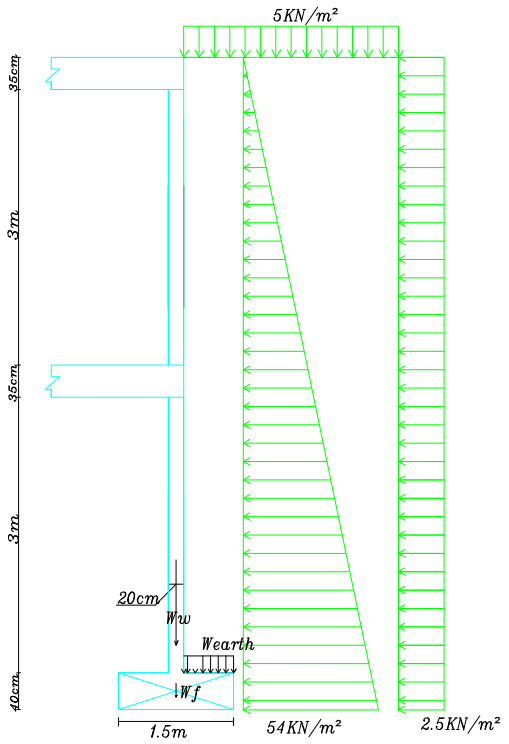


Fig.(4.19) load calculation for strip footing

Ms=Ww*L/2+Wf*L/2+Wearth*((L/2-0.1)*0.5+0.1+L/2)

Ms/ $M_0 \geq 2$

Select L=1.5m

So….Wf=15KN/m……Wearth=78.12KN/m

4.13.3 Determine reinforcement for moment strength:

Pnet=1.2(15+15.5)+1.6*(78.12)

=162Kn/m

$$Mu = (Pnet)\left(\frac{footing\ \ width - wall\ \ width}{2}\right) *\left(\frac{footing\ \ width - wall\ \ width}{4}\right)$$

= 162(0.65)*(0.325)

= 34.22 KN.m

$$\text{Required Rn} = \frac{M_u * 10^6}{¤ * b * d^2}$$

$$\text{Required Rn} = \frac{34.22 * 10^6}{0.9 * 1000 * 340^2} = 0.329$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.2)(0.329)}{412}}\right) = 0.0000805$$

Areq = ρ * b * d = 0.000805 * 100 * 67 = 5.4 cm²

$$Amin = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{412} * 1000 * 670 = 20.32 cm^2$$

Not Less than

1.3*Asreq=1.3*5.4=7.0

As=7.0

As(shrinkage & temperature)=0.0018*70*100=7.2cm^2

As=7.2cm^2

Use ¤ 14 @20 cm As provided = 7.7 cm^2

4.13.4 Development length of main reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\, a. \quad ¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.4$$

$$Ld = 57.15 \geq 30cm$$

Available Ld = 30 ≤ Required Ld = 57.15 cm.

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

4.13.5 Design of dowels bars:

As min_{req} = 0.0012 * 100 * 34 = 4.08cm^2

Use ¤ 12@25 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad .¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

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

$$Ld = 48.99 \geq 30cm$$

$\therefore$ *OK*

4.13.6 Design for secondary reinforcement:

As min = 0.0018 * 100* 40 = 7.2cm^2

Use ¤ 14@20cm

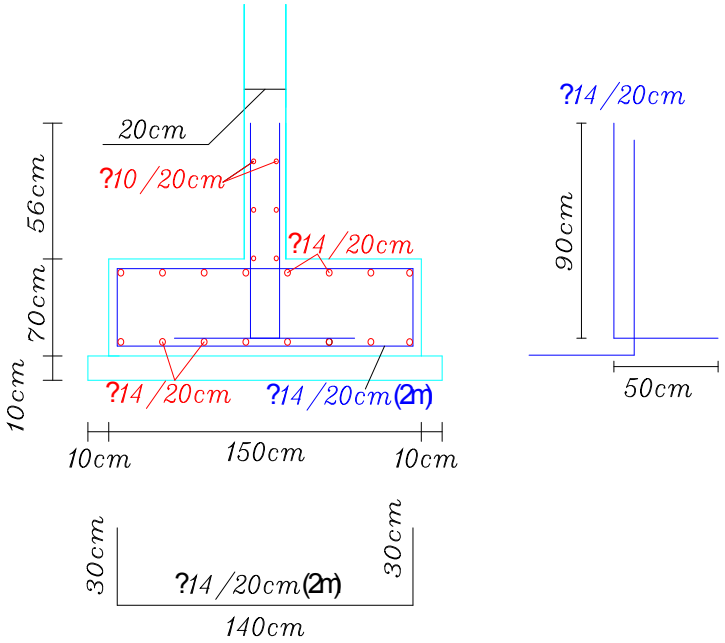
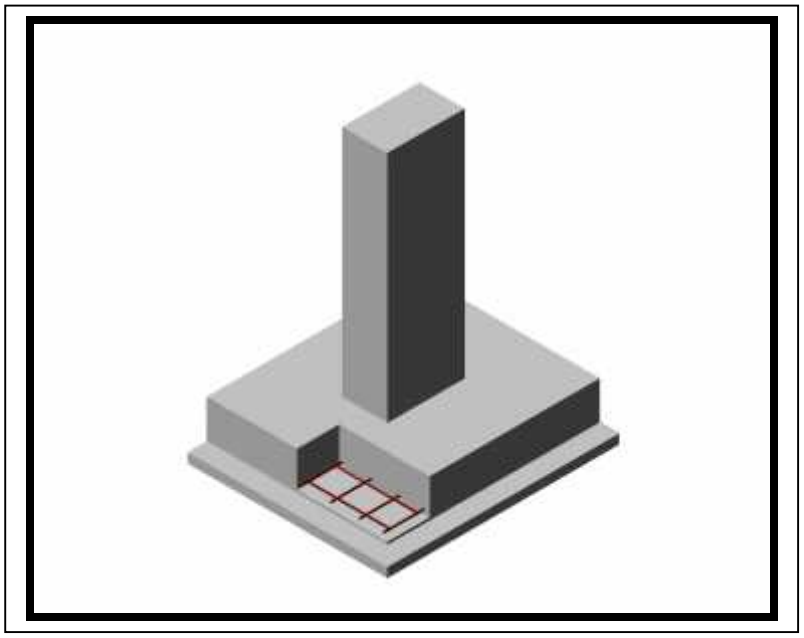


Fig.(4.20) Strip footing details

4.14 Design of Isolated footing:

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed.

The following subsections describe the analysis and design of footing (F 3) :



4.14.1 Load Calculation:

From Column :

Service dead load (D.L) = 600 KN

Service live load (L.L) = 300 KN.

Total service load = 600 + 300 = 900 KN

Factored load = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L

= 1.2*300 + 1.6* 600

= 1200 KN

Soil weight = 18 KN/m^3

Soil depth = 1.0 m

Column geometry 30*40 cm

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

$Pu = 1200Kn$

$Cw = 25*0.3*0.4*24 = 72Kn$

$Sw = 18*3*1 = 54.0Kn$

$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$

$Pu_T = 1200 + 1.2*72 + 1.2*54 = 1351.2Kn$

Total service load = 900+ 72 + 54 =1026 KN

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

4.14.2 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Area (A) = Total service load / Soil Pressure

= 1026 KN / 400 KN/m²

= 2.56 m^2

Try 1.60m * 1.60m Area = 2.56m^2 > Required Area = 2.56 m^2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu = 1200 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{1200}{2.56} = 468.75KN/m^2 < 1.4*400 = 560KN/m^2 .....OK$$

4.14.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = h_{min} = 40 cm ….. d = 40-7-1 = 32 cm

- **Check for one way shear strength**

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

$$\frac{a}{2}+d = \frac{0.4}{2}+0.32 = 0.52m$$

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

$$Vu = 468.75*(\frac{1.6}{2} - 0.52)*1.6 = 210KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1600*320 = 313Kn$$

$$¤.Vc = 313KN < Vu = 360KN$$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 50 cm ….d = 42 cm

Check for one way shear

$$\frac{a}{2}+d = \frac{0.4}{2}+0.42 = 0.62m$$

$$Vu = 468.75*(\frac{1.6}{2} - 0.62)*1.6 = 135KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1600*420 = 411.5Kn$$

$$¤.Vc = 411.5Kn > Vu = 135Kn$$

$\therefore$ *Safe*

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

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{40}{30} = 1.33$$

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

$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.42 + 2*0.4 + 2*0.3 = 3.08m$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*3080*420 = 2021Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{3.08}\right)*\sqrt{24}*3080*420 = 3014Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3080*420 = 1617Kn$$

$¤.V_C = 1617Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu_C = 1360 - [400*(0.3+0.42)*(0.4+0.42)] = 1123KN$

$¤.Vc = 1617Kn > Vu_C = 1123Kn.....$ *satisfied*

4.14.4 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(300*400)]/1000 = 1591.2Kn$

But $Pu = 1123 < ¤.Pn = 1591.2$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*30*40 = 6cm^2$

Select 6Φ12

$As_{Provided} = 6.78cm^2 > As_{Req.}$

4.14.5 Design for Bending Moment:

At section A-A

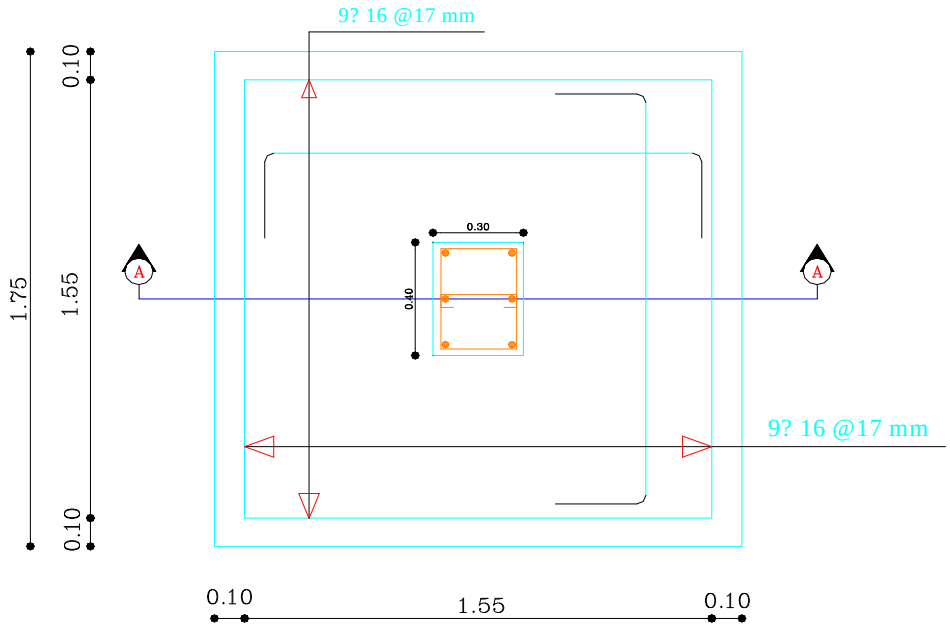


Fig.(4.21) isolated footing details

$Mu = 563.4 * (0.6 * 1.6) * 0.3 = 162.2 Kn.m$

Try to design it by Plain concrete

- $Mn \geq Mu$
- $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{1600 * (500)^2}{6}$
- $Mn = 75.44 \ \ KN.m$

$162.2 > 75.44$ .....*Not Satisfied*

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{162.2}{0.9} = 180.2 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{180.0 \times 10^6}{1600 \times 420^2} = 0.637 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 0.637}{412}}\right) = 0.00157$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00157 * 160 * 42 = 10.55 \ cm^2$$

Check As_{min}

$$As_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1600 * 420}{412} = 19.97 cm^2$$

Not less than

$$As_{min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1600 * 420}{412} = 22.8 cm^2$$

$As_{req} < As_{min}$

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 10.55 = 13.71 cm^2 < As_{min} = 22.8 cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 160 * 50 = 14.4 cm^2$

$\therefore As = 1.3 * As_{req.} = 13.71 cm^2$

Select 9¤16....$As_{Provided} = 18 cm^2 > 14.4 cm^2$.....*ok*

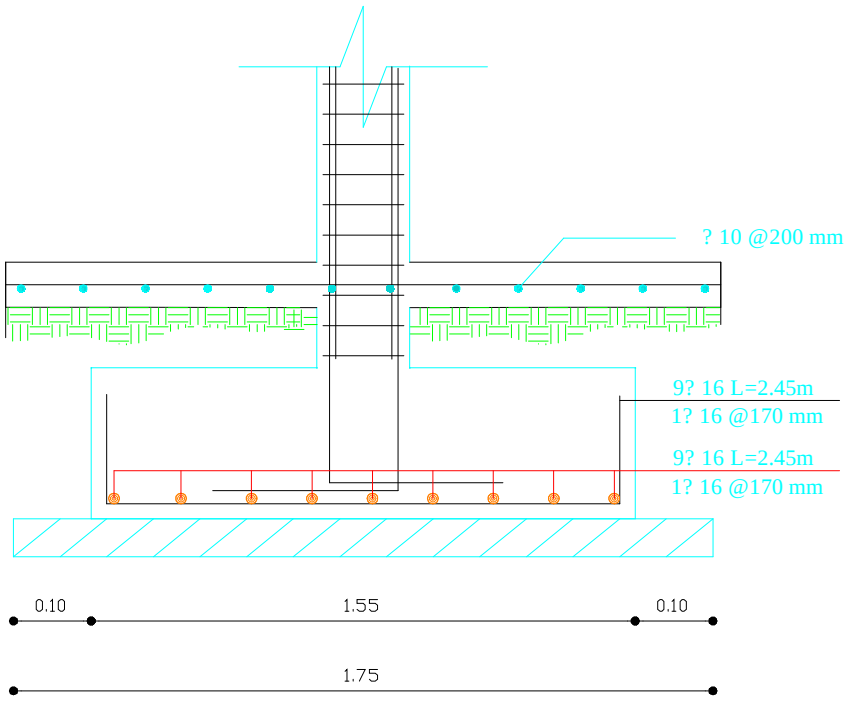


Fig.(4.22) Isolated footing details

4.14.6 Check for Strain:

Tension = Compression

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

$2010 * 412 = 0.85 * 24 * 1600 * a$

$a = 25.3mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{25.3}{0.85} = 29.7$

$£_s = \frac{420 - 29.7}{29.7} * 0.003$

$£_s = 0.039 > 0.005 \quad .....OK$

4.15 Design of combined footing

Footing for the column C11 & C11

C11 : 75*60 ……D.L = 4000 KN , L.L = 2000 KN

Pu =1.2*4000+1.6*2000 = 8000 KN

C11 : 75*60 ……D.L = 4000 KN , L.L = 2000 KN

Pu = 1.2*4000+1.6*2000 = 8000KN

4.15.1 Determination of the footing dimentions

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

$Pu = 8000 + 8000 = 16000Kn$

$Cw = 25 * 15 * (.75 * 0.60 + 0.75 * 0.6) = 337.5Kn$

$Sw = 18 * 10 * 1 = 180Kn$

$Pu_T = Pu + 1.2 * Cw + 1.2 * Sw$

$Pu_T = 16000 + 1.2 * 337.5 + 1.2 * 180 = 16621Kn$

Total service load = 4000+2000+4000+2000 + 337.5+180 = 12517.5 KN

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

Distance between the two columns is 4.0 m center to center

$FR = 8000 + 8000 = 16000Kn$

FR Position

$16000 * X = 8000 * 4.0$

$\Rightarrow X = 2.0m \ \ from\ C11\ center$

$A_{req.} = \dfrac{FR}{\pm} = \dfrac{16000}{500} = 32m^2$

$Foun._{Length} > 2*(2.0 + .2) = 4.4$

$\therefore select\ \ Ag = 8 \times 4.0 = 32m^2$

$\pm = \dfrac{16000}{32} = 500Kn/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$

4.15.2 Determination of the foundation depth

Assume h = 70 cm ….. d = 70-7-1 =62 cm

- **Check for one way shear strength**

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

$\dfrac{a}{2} + d = \dfrac{0.6}{2} + 0.62 = 0.92m$

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

$Vu = 500*(1.9 - 0.92)*4.0 = 1960KN$

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

$\text{¤}.Vc = 0.75 * \dfrac{1}{6} * \sqrt{24} * 4000 * 620 = 1518.7Kn$

$\text{¤}.Vc = 1518.6KN < Vu = 1960KN$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 95 cm ….d = 87 cm

Check for one way shear

$\dfrac{a}{2} + d = \dfrac{0.6}{2} + 0.87 = 1.17m$

$Vu = 500*(1.9 - 1.17)*4.0 = 1460KN$

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

$\text{¤}.Vc = 0.75 * \dfrac{1}{6} * \sqrt{24} * 4000 * 870 = 2131.0Kn$

$\text{¤}.Vc = 2131Kn > Vu = 1460Kn$

$\therefore\ \ Safe$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{75}{60} = 1.2$$

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

$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.87 + 2*0.75 + 2*0.6 = 6.18m$

$\sim_s = 40$ ……. for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.2}\right)*\sqrt{24}*6180*870 = 8780Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{75*0.87}{7.1}\right)*\sqrt{24}*6180*870 = 15129Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*6180*870 = 6585Kn$$

$¤.V_C = 6585Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 8000 - [500*(0.6+0.87)*(0.6+0.87)] = 6530KN$

$¤.Vc = 6585 > Vu_C = 6530Kn$..... *satisfied*

4.15.3 Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**

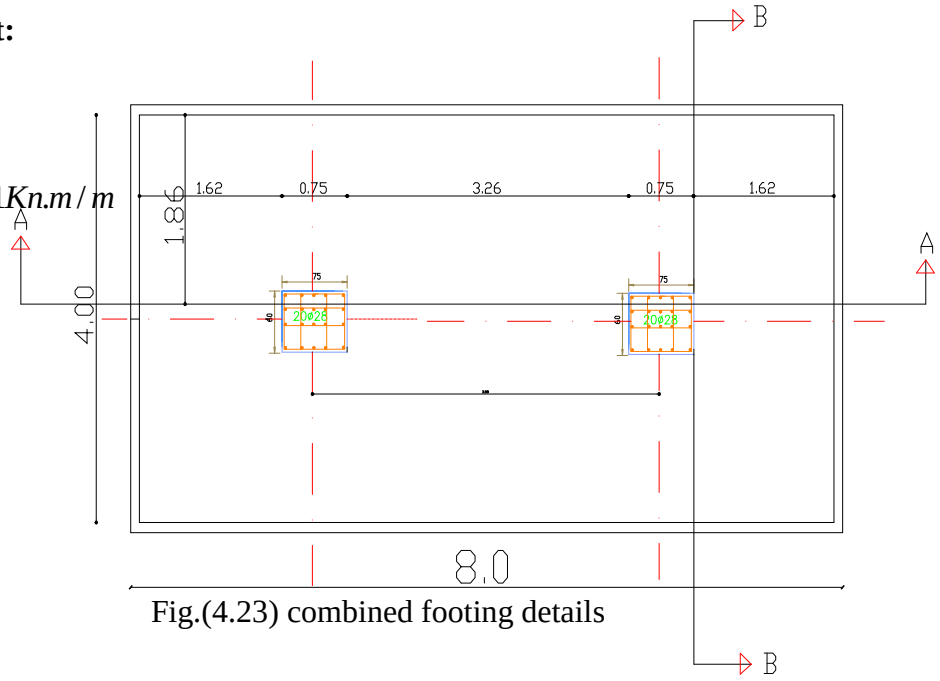


Fig.(4.23) combined footing details

At section A-A

$$Mu = 745*(1.86*1.0)*0.55 = 762.1Kn.m/m$$

$$Mn = \frac{762.1}{0.9} = 846.8KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{846.8\times10^6}{1000\times900^2} = 1.02Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.2\times1.02}{412}}\right) = 0.0025$$

$$As_{Req.} = \rho*b*d = 0.0025*100*90 = 23.1cm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{24}*100*90}{412} = 27cm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*900}{412} = 31cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3*As_{req} = 1.3*23.1 = 30cm^2 < As_{\min} = 31cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*90 = 16.2cm^2$$

$$\therefore As = 16cm^2/m$$

$$Select\ \text{ø}20/10cm....As_{Provided} = 31.4cm^2/m > 30cm^2/m.....ok$$

Use $\text{ø}10/15cm$ for shrinkage

In Short length

$$As = As_{Shrinkage} = 0.0018*100*80 = 14.4cm^2$$

$$Select\ \text{ø}20@20cm.....As_{prov.} = \frac{100*3.14}{20} = 15.7cm^2/m$$

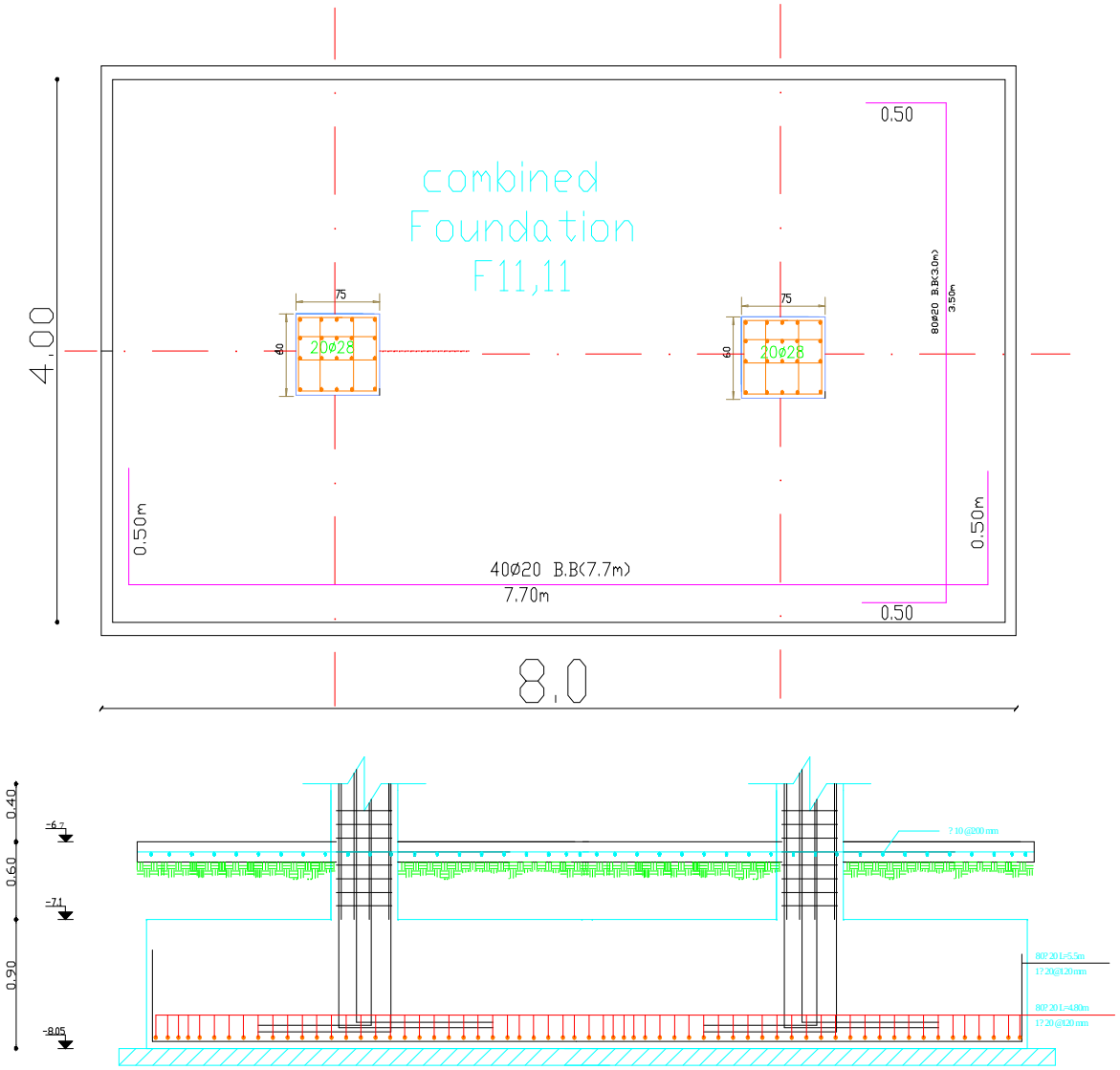


Fig.(4.24) Combined footing details

4.16 Design of Shear Wall:

4.16.1 Calculation of Loads:

$W_{for\ one\ floor} = Dl * Area + Ll * Area * 0.25$

$W_{forbasementfloor(-2)} = 0.35 * 8.84 * 3000 + (4.7 * 8.7) * 0.3 * 25 * 2 + 131 * 75 = 19656.9KN$

$W_{for\ basementfloor(-1)} = 19656.9$

$W_{forgroundfloor} = 0.35 * 8.84 * 3000 + 549.9 + 136 * 5 * 25 = 25284.9KN$

$W_{forfirstfloor} = 25284.9KN$

$W_{for\ second floor} = 21884.9KN$

$W_{forthiedfloor} = 25284.9KN$

$W_{forroof} = 366.6KN$

4.16.2 Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

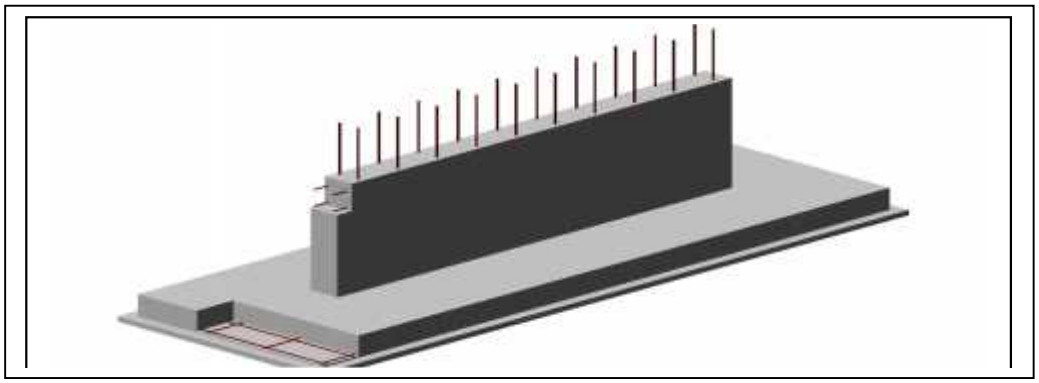
I=1

Ca = 0.3

Cv = 0.3

hn=27.6

Ct = 0.02



Where:

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

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

I= importance factor given in table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

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

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

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ Eq…. 30-8 (UBC)

$T = 0.0488(27.25)^{3/4} = 0.58$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24*1}{5.5*0.58} * W = 0.07W$ .....*Control*

$V = 0.07 * W = 0.07 * 137420 = 9619$ *KN* ....*Control*

$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.58 * 9619.4 = 390.5KN$

Floor	W(KN)	V(KN)	H(M)	Ft(KN)	(V-Ft)	(W*H)	Fx
Roof	366.9	9619.4	27.25	390.5	9228.9	9998.0	36
Third	25284.9	9619.4	25.0	390.5	9228.9	632122.5	2277.4
Second	21884.9	9619.4	20	390.5	9228.9	437698	1576.9
First	25284.9	9619.4	16	390.5	9228.9	404558.4	1457.6
Ground	25284.9	9619.4	11	390.5	9228.9	278133.9	1002.1
Basement(-1)	19656.9	9619.4	6	390.5	9228.9	117941.4	424.9
Basement(-2)	19656.9	9619.4	3	390.5	9228.9	58970.7	212.4
	137420					2561547.4	

Table(4.3) Calculation of the total Fx.

$Vu = Fx * 9\%$

$Vugr. = 212.4 * 0.09 = 515$

Floor	Fx	Vu	Mu
Roof	36	38.38	86.35
Third	2277.4	243.35	1303.1
Second	1576.9	385.3	2844.3
First	1457.6	516.4	5426.3
Ground	1002.1	606.64	8460.3
Basement(-1)	424.9	644.88	10780.4
Basement(-2)	212.4	664.0	13172.4

Table (4.4) Moment & Shear Values

4.16.3 Design of shear wall:

Fc = 25.5 MPa

Fy = 410 MPa

t=20 cm .shear wall thickness

Lw = 4.8 m .shear wall width

hw=28.45m.story height

4.16.3.1 Design of the Horizontal reinforcement:

- internal forces & moments:

$\sum Fx = Vu = 40815KN$

Design it by using Reinforced concrete

$Vu = 664.0KN$

$Vn = Vu / 0.75 = 885.3KN$

Design of shear

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.8 = 3.84m$

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{25.5} * 200 * 3840 = 646.37KN$

$Vs = Vn - Vc1$

$\therefore = 885.3 - 646.37 = 238.9KN$

$\left(\frac{Av}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{238.9 * 10^{+3}}{410 * 3840} = 0.15m$

$\left(\frac{Avh}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 200 = 0.5mm$

$S2 = \frac{Lw}{5} = 4800 / 5 = 960mm$

$S2 = 3 * h = 3 * 200 = 600mm$

$select.....2¤12....with >>> As = 2.26cm2$

$\frac{Av}{S2} = 0.5mm > 0.15$

$\frac{226}{S2} = 0.5 \rightarrow S2 = 452mm$

$Select.....S2 = 40cm < Sreq. = 45.2$

$S2selected = 40cm < 60cm < 96cm$

$use....2¤12@40cm(c/c)in,,2layers$

4.16.3.2 Design of the Vertical reinforcement:

$$\rho_{min} = 0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_h = (2 * 0.785 * \frac{100}{15}) / 100 * 20 = 5.92$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{30}{700})(3.48 * 10^{-3} - 0.0025)$$

$$\rho_{min} 2.0$$

$$As_{req} = \rho * b * h = 0.00592 * 20 * 100 = 45.20 cm^2 \quad At \quad 2 - side$$

Select 2Φ 12 @ 40cm. in tow layer

4.16.3.3 Design of moment:

Mn = 10780.4 KN.m

$$C > \left(\frac{Lw}{4.5}\right) = \frac{4.8}{4.5} = 1.067m$$

Cw=C-0.1*Lw=1.067-0.1*4.8=0.587m

Cw= $\frac{C}{2.0} = \frac{0.587}{2.0}$ =0.293m

Select Cw=0.60m>0,293m

Asv= $\frac{Lw}{s1}$ *Asv= $\frac{4.8}{0.4}$ *2.26=27.12cm2

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \quad * fc * Lw * h * (As * Fy)} = 0.06$$

$$Mu = 0.9 * Fy * 0.5 * As * Lw * (1 - z\frac{1}{Lw})$$

$$= 0.9 * 410 * 0.5 * 2712 * 4800 * (1 - 0.06) = 2257.6$$

$Mudesign$ =10780.4-2257.6=8523KN.m

Ast=Mn/((fy*(Lw-Cw))=8523*10^6 /4200*410=5499.4mm2

Astmax.=0.08*20*60=96cm2>54.99cm2

Φ25=4.91cm2

Select14 Φ25 with As=68.74>54.99

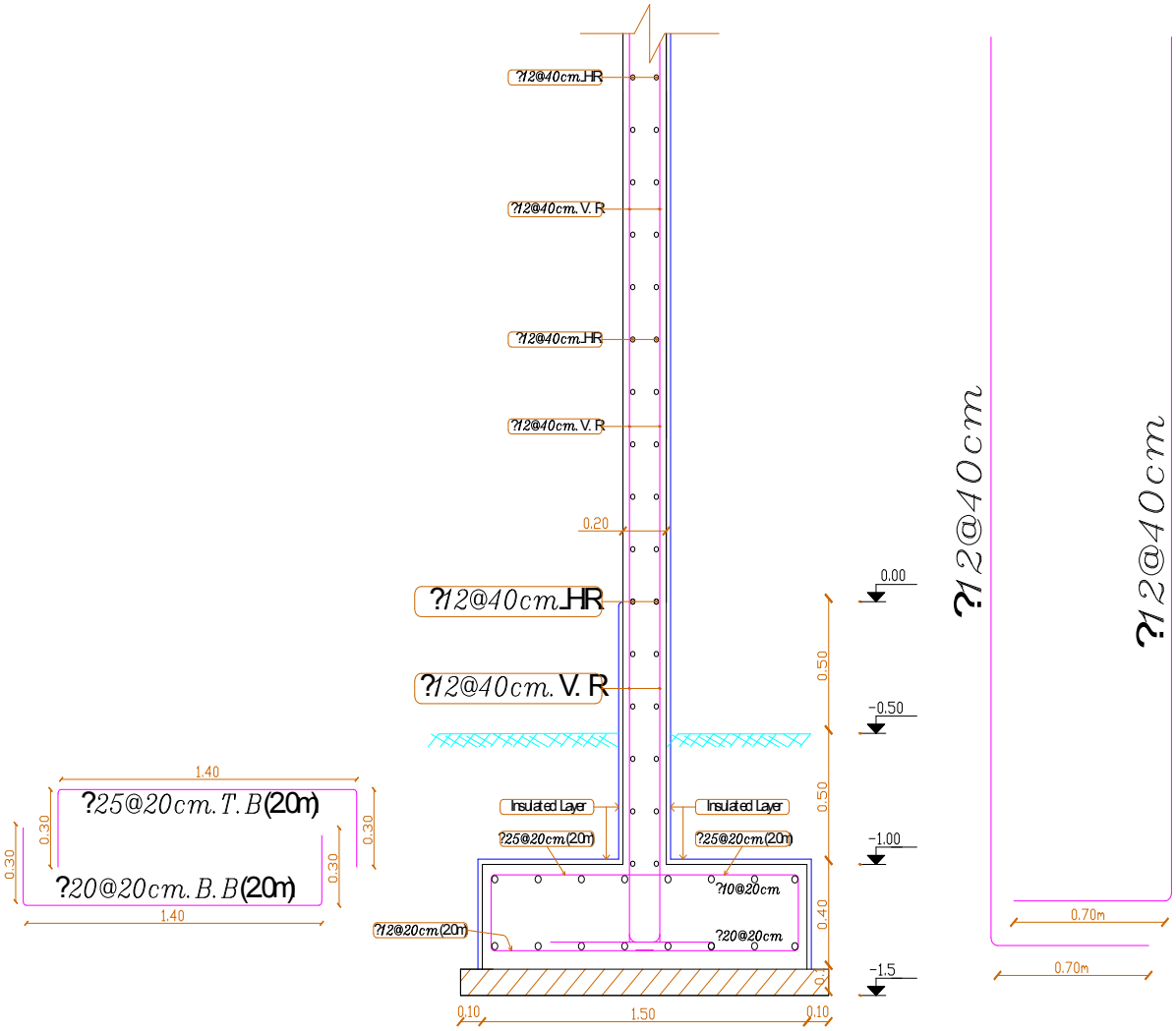


Fig.(4.25): Details of shear wall

4.17 Design of Matt Foundation:

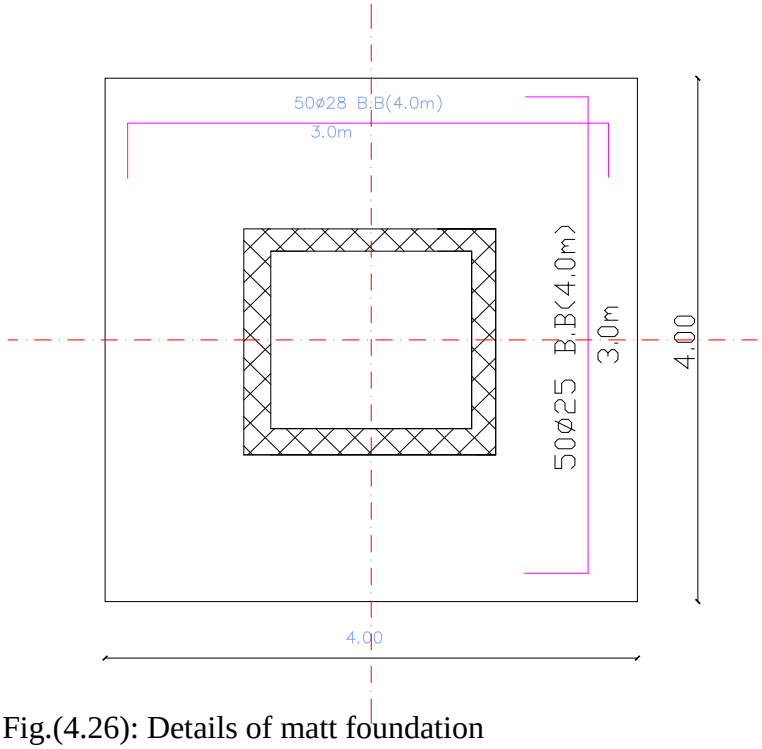


Fig.(4.26): Details of matt foundation

4.17.1 Load calculations:

D_{wal}=0.2*25*25*1.0 = 125 KN/m

Elevator = 40 KN

Shear.

Dead load from ribbed slab = 40 KN/m

Live load from ribbed slab = 20 KN/m

qu = 1.2 *(40+70+40) + 1.6 * 20 = 212 KN/m

Pu = 212 * 7.7 = 1633 KN

4.17.2 Calculation Of The Required Area Of Footing (Approximate Solution):

P_{uR} = 5093 KN.

$$\frac{Pu}{Areq} \le 1.4 * 400$$

$$\frac{5093}{Areq} \le 1.4 * 400 \ldots\ldots\ldots \ldots Areq \ge 7.3 m^2$$

$$select \ldots Area = 4 * 4 = 16 m^2 \ge 7.3 m^2 \ldots\ldots\ldots ok$$

4.17.4 Design of shear

$d = 50 - 7.5 - 1 - 1 = 40.5cm$

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

$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 5000 * 405 = 1240\ KN$

$Pu_{max} = 1240\ KN / m$

$\phi.Vc = 1240\ KN > Pu = 348\ KN$ ..... .OK

4.17.5 Design of bending moment

By using the StaadPro.2006 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

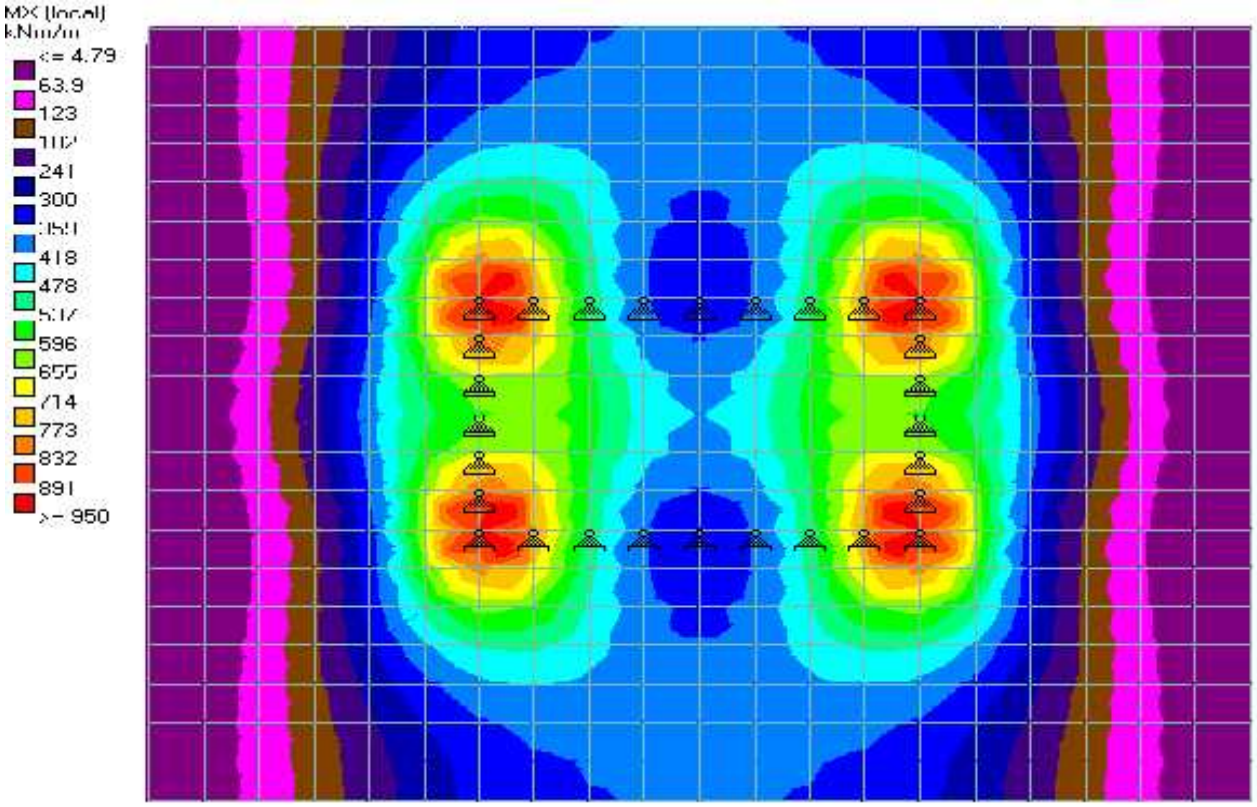


Fig.(4.27) Moment in X-direction

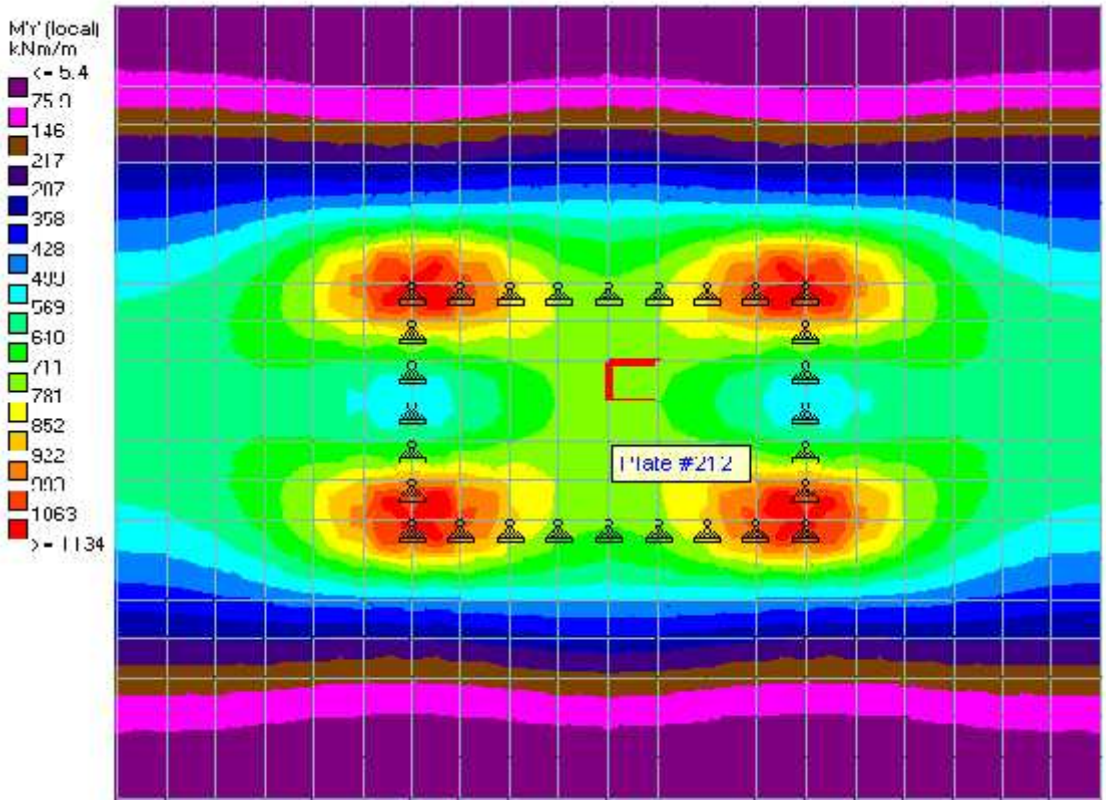


Fig.(4.28) Moment in Y-direction

4.17.5.1 Design In X-directions:

h = 50 cm

d= 50 – 7.5 – 1 - 1 = 40.5cm.

Fy = 412 Mpa.

fc' = 24 Mpa

Design of positive moment

$+ ve \quad Mu_{x} = 950\ KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{950}{0.9} = 1055.5 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{1055.5 * 10^{6}}{1000 * 405^{2}} = 6.43 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.1 * 6.43}{412}}\right) = .01$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.01 * 100 * 31 = 63.5 cm^{2}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 40.5}{412} = 12.4 \ \ cm^{2}$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * 1000 * 405}{412} = 13.7 \ \ cm^{2}$$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \ \ cm^{2}$$

$As = 12.4 cm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤16 @ 15 cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.6^{2}}{4}\right) = 13.4 cm^{2} > As_{req} = 12.4 cm^{2}$$

4.17.5.2 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \quad Mu = 1134 \ KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{1134}{0.9} = 1260 \ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{1260 * 10^6}{1000 * 405^2} = 7.68 \ Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \ fc'} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.1 * 7.68}{412}}\right) = 0.024$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.024 * 100 * 31 = 74.4 \ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 405}{412} = 12 \ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4 * 1000 * 405}{412} = 13.67 \ cm^2$$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \ cm^2$

$As = 12.m^2 ..... Control$

$$Select \ ¤25 @ 10 cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 24.5 cm^2 > As_{req} = 12.4 cm^2$$

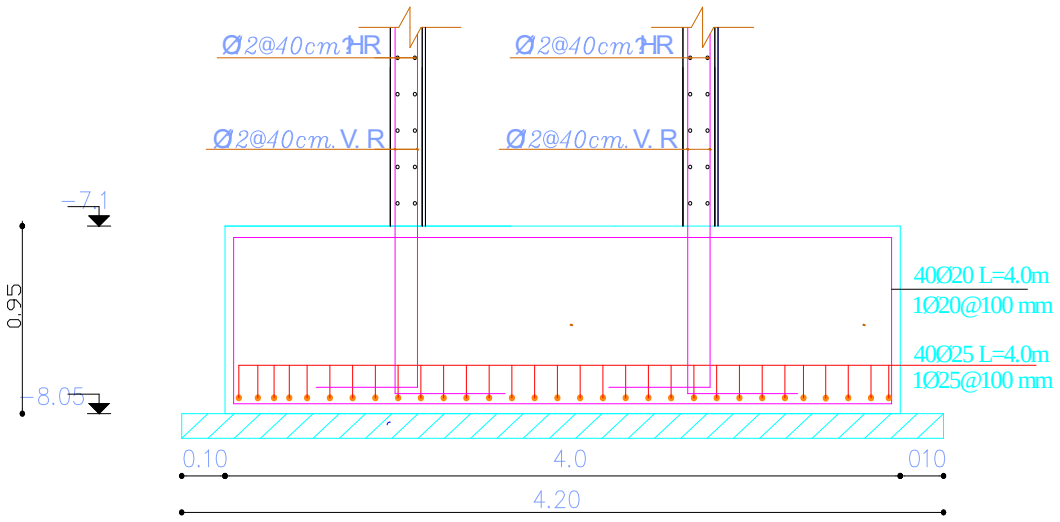


Fig.(4.29) Mat foundation details

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

(٥-١) مقدمة:

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

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

(٥-٢)النتائج و التوصيات:

هناك بعض التوصيات التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند تنفيذ هذا المشروع :

١. يجب تنفيذ المبنى حسب المخططات والتصاميم التي تم تجهيزها باقل عدد ممكن من التغيرات حتى لا يتغير المظهر المعماري او حصول أي خطأ أثناء تنفيذ التفصيلات الانشائية.
٢. اذا تم اكتشاف ان قيم فحوصات التربة في الموقع تختلف عن القيم التي تم اعتمادها وخاصة بعد اعمال الحفر يجب ان تتم عملية اعادة تصميم الاساسات بشكل يتناسب مع القيم الجديدة للتربة.
٣. تصميم المبنى من حيث الانارة والتمديدات الكهربائية.
٤. تصميم المبنى من ناحية ميكانيكية تشمل التمديدات الصحية.
٥. تحديد تكلفة المبنى بشكل تقديري.

Chapter 6

Appendix A

Project Drawings

ARCHTECTURAL

LIST OF DRAWINGS	
A00	APPENDIX (A)
A01	SITE PLAN
A02	Basement Floor Plan (-2) (DIMENSION)
A03	Basement Floor Plan (-1) (DIMENSION)
A04	GROUND FLOOR (DIMENSION)
A05	FIRST FLOOR (DIMENSION)
A06	SECOND FLOOR (DIMENSION)
A07	THIRD FLOOR (DIMENSION)
A08	Basement Floor Plan (-2) (FURNITURE)
A09	Basement Floor Plan(-1) (FURNITURE)
A10	GROUND FLOOR (FURNITURE)
A11	FIRST FLOOR (FURNITURE)

ARCHTECTURAL

LIST OF DRAWINGS	
A12	SECOND FLOOR (FURNITURE)
A13	THIRD FLOOR (FURNITURE)
A14	WESTERN ELEVATION
A15	NORTHERN ELEVATION
A16	EASTERN ELEVATION
A17	SOUTHERN ELEVATION
A18	SECTION A-A
A19	SECTION B-B

Appendix B

Project Drawings

Structural

LIST OF DRAWINGS	
S0	GENERAL NOTES
S01	FOOTINGS PLAN
S02	FOOTINGS DETAILS
S03	FOOTINGS DETAILS
S04	FOOTINGS DETAILS
S05	FOOTINGS DETAILS
S06	FOOTINGS DETAILS
S07	FOOTINGS DETAILS
S08	FOOTINGS DETAILS
S09	FOOTINGS DETAILS
S10	COLUMNS DETAILS
S11	COLUMNS DETAILS
S12	COLUMNS DETAILS
S13	SHEAR WALL DETAIL
S14	BASMENT WALL

Structural

LIST OF DRAWINGS	
S15	STAIRS DETAILS
S16	STAIRS DETAILS
S17	BASMENT(-2)RIB DETAIL
S18	BASMENT(-2)RIB RAINFORCMENT
S19	BASMENT(-1)RIB DETAIL
S20	BASMENT(-1)RIB RAINFORCMENT
S21	GROUND RIB DETAIL
S22	GROUND RIB RAINFORCMENT
S23	FIRST RIB DETAIL
S24	FIRST RIB RAINFORCMENT
S25	SECOND RIB DETAIL
S26	SECOUND RIB RAINFORCMENT
S27	THIRD RIB DETAIL
S28	THIRD RIB RAINFORCMENT
S29	ONE WAY SOLID SLAB DETAIL

Structural

LIST OF DRAWINGS	
S30	ONE WAY SOLID SLAB DETAIL
S31	TWO WAY SOLID SLAB DETAIL
S32	BEAMS DETAILS
S33	BEAMS DETAILS
S34	BEAMS DETAILS
S35	BEAMS DETAILS
S36	BEAMS DETAILS
S37	BEAMS DETAILS
S38	BEAMS DETAILS
S39	BEAMS DETAILS
S40	BEAMS DETAILS
S41	BEAMS DETAILS
S42	BEAMS DETAILS
S43	BEAMS DETAILS
S44	BEAMS DETAILS

المصادر والمراجع: