بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

فريق العمل :-

رائد كامل العملة عرفات محمد الزهور محمد يوسف حروب

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

فريق العمل :-

رائد كامل العملة عرفات محمد الزهور محمد يوسف حروب

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

أسماء الطلبة :-
رائد كامل العملة عرفات محمد الزهور محمد يوسف حروب

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف
.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة
.....

الإهـــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان .....إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.....أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء .....أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.....أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي .....زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....هيثم عيّاد .

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

فريق العمل:

رائد كامل العملة عرفات محمد الزهور محمد يوسف حروب

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٢ م

إشراف:

د.هيثم عيّاد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحدى المستشفيات العامة في مدينة الخليل ,مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرحٍ طبي.

يتكون المبنى من خمسة طوابق، ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir, ETABS , SAFE,STAAD PRO وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاضطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a General Hospital in Hebron

WORKING TEAM:

Raed Al-Amleh Arafat Al-Zhour Mohammad Hourob

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR .HAYTHM AYYAD.

Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of a general hospital , consisting of all facilities that should be available in any optimum medical center .

This building is consisting of 5 floors with a nice elevation, which reflecting the medical face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of architecture one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI code.

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

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
نسخة عن صفحة العنوان	Ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Iii
الإهداء	Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
١-١ المقدمة	2
١-٢أهداف المشروع	3
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	4
١-٧إجراءات المشروع	4-5
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
٢-١المقدمة	7
٢-٢لمحة عن المشروع	8
٢-٢-١ حركة الشمس و الرياح	8
٢-٣ دراسة عناصر المشروع	9
٢-٣-١ المساقط الأفقية	9
٢-٣-١-١ طابق التسوية	9
٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي	10
٢-٣-١-٣ الطابق الأول	11
٢-٣-١-٤ الطابق الثاني	12
٢-٣-١-٥ الطابق الثالث	13
٢-٣-٢ وصف الواجهات	14
٢-٣-٢-١ الواجهة الشمالية	14
٢-٣-٢-٢ الواجهة الشرقية	15
٢-٣-٢-٣ الواجهة الجنوبية	15
٢-٣-٢-٤الواجهة الغربية	16
٢-٣-٣ وصف الحركة	17
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	18
٣-١ المقدمة	19
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	19
٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية	19
٣-٣-١ الأحمال	19-20
٣-٣-١-١ الأحمال الميتة	20
٣-٣-١-٢ الأحمال الحية	21
٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية	21

21 الرياح
22 الثلوج
22 الزلازل
23 ٣-٤ الاختبارات العملية
23 ٣-٥العناصر الإنشائية
23 ٣-٥-١ العقدات
24 ٣-٥-١-١-أ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
24 ٣-٥-١-١-ب العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
25 ٣-٥-١-٢-أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
26 ٣-٥-١-٢-ب عقدات العصب ذات الاتجاهين
26-27 ٣-٥-٢ الجسور
27 ٣-٥-٣الأعمدة
28 ٣-٥-٤الجدران الحاملة (جدران القص)
29-30 ٣-٥-٥ الأساسات
30-31 ٣-٥-٦ الأدراج
31-32 ٣-٥-٧ الجدران الاستنادية.
32 ٣-٥-٨ فواصل التمدد
33 **Chapter 4 : Structural Design & Analysis**
34 4.1 Introduction
34-35 4.2 Determination of Slab thickness
35 4.3 Determination of factored load
35 4.3.1 Determination of dead load
36 4.3.2 Determination of factored dead & live loads
36-37 4.4 Design of topping
38-39 4.5 Design of rib 1
39-40 4.5.1 Design of flexure
40-41 4.5.1.1 Design of negative moment of rib
41-44 4.5.1.2 Design of positive moment of rib
44-46 4.5.2Design of shear of rib
47-48 4.6 Design of beam
49 4.6.1 Design of flexure
49-54 4.6.1.1 Design of positive moment
55-59 4.6.1.2 Design of negative moment
59-64 4.6.2 Design of shear
65 4.7 Design of two way slab .
65 4.7.1 Check thickness of the slab .
66 4.7.2 Load Calculation .
67 4.7.3 Design of two way ribbed slab .
70 4.8 Design of Flat plate .
70 4.8.1 Determination Thickness for flat plate
71 4.8.2 Load Calculation .
72 4.8.3 Design Results .
74 4.8.4 Check Punching .
77 4.9 Design of Stair .
77 4.9.1 Lad Calculation & Design of stair.

79 4.9.2 Design of Landing .
81 4.10 Design of column .
81 4.10.1 Load Calculation .
82 4.10.2 Design of the tie reinforcement .
83 4.10.3 Check Slenderness effect .
85 4.10.4 Design of tie reinforcement .
86 4.11 Design of Basement wall .
86 4.11.1 Load Calculation .
88 4.11.2 Design of wall .
89 4.11.3 Design of Basement footing
93 4.12 Design of Shear wall .
93 4.12.1 Design of Shear wall By ETABS
95 4.12.2 Design of Shear wall By manual
99 4.13 Design of Isolated Footing . method.
99 4.13.1 Determination of loads .
99 4.13.2 Determination of footing area .
99 4.13.3 Determination of depth of footing .
100 4.13.4 Check for two way shear action
100 4.13.5 Design of bending moment .
101 4.13.6 Development length of main R.F. for M_u
103 4.14 Design of well .
103 4.14.1 Design of well by using STAAD PRO .
106 **الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .**
107 ٥-١ النتائج و التوصيات

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١١\٢٠١٢ 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 20
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 21
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 22
Table (4-1) Calculation of two way dead load. 66
Table (4-2) Calculation of flat plate dead load. 71

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) حركة الشمس والرياح 8
شكل (٢-٢) مخطط الطابق التسوية 9
شكل (٢-٣) مخطط الطابق الأرضي 10
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأول 11
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الثاني 12
شكل (٢-٦) مخطط الطابق الثالث 13
شكل (٢-٧) الواجهة الشمالية 14
شكل (٢-٨) الواجهة الشرقية 15
شكل (٢-٩) الواجهة الجنوبية 15
شكل (٢-١٠) الواجهة الغربية 16
شكل (٢-١١) الحركة 17
شكل (٣-١) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد 24
شكل (٣-٢) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين 24
شكل (٣-٣): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد. 25
شكل (٣-٤): عقده العصب ذات الاتجاهين. 26
شكل (٣-٥) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة 27
شكل (٣-٦) احد أشكال الأعمدة 27
شكل (٣-٧) جدار القص 28
شكل (٣-٨.أ.ب.جـ) الأساسات المنفرد 29-30
شكل (٣-٩) الدرج 31
شكل (٣-١٠) جدار استنادي 32
Figure (4-1): First Floor Slab. 34
Figure (4-2): Rib 1 geometry. 38
Figure (4-3) : Rib Section. 38
Figure (4-4) : loading of Rib 1 38
Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1. 39
Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1. 39
Figure (4-7) : Beam Geometry. 47
Figure (4-8) : loading of Beam. 47
Figure (4-9): Moment Envelop for Beam. 48
Figure (4-10): Shear Envelop for Beam 48
Figure (4-11) : Two Way Ribbed Slab . 65
Figure (4-12) : Reinforcement of Two way . 69
Figure (4-13) : Location of Flat Plate . 70
Figure (4-14) : Moment in Horizontal Direction . 72

72 Figure (4-15) : Moment in Vertical Direction .
73 Figure (4-16) : Detail of an additional Reinforcement .
74 Figure (4-17) : Column's Detail From Safe Program.
75 Figure (4-18) : Column Section .
76 Figure (4-19) : Punching Stirrups Detail .
77 Figure (4-20) : Stair Diagram .
78 Figure (4-21) : Load Diagram .
78 Figure (4-22) : Shear & Moment Envelope Diagrams .
80 Figure (4-23) : Shear Envelope Diagram
80 Figure (4-24) : Reinforcement of Stair .
81 Figure (4-25) : Location of Columns 88,89
83 Figure (4-26) : Reinforcement of Column 88 .
86 Figure (4-27) : Reinforcement of Column 89 .
87 Figure (4-28) : Load of Basement wall .
87 Figure (4-29) : Loads & shear / Moment Envelope of Basement wall .
90 Figure (4-30) : Footing Geometry .
92 Figure (4-31) : Reinforcement of Basement wall .
93 Figure (4-32) : Shear wall Plan From ETABS .
94 Figure (4-33) : Design of Shear wall From ETABS.
95 Figure (4-34) : Shear Force & Moment of the wall From ETABS .
98 Figure (4-35) : Shear wall Reinforcement .
102 Figure (4-36) : Isolated Footing Detail.
103 Figure (4-37) : Moment's Value From STAAD PRO .
103 Figure (4-38) : Footing Geometry .
104 Figure (4-39) : Well Plan .
105 Figure (4-40) : Well Reinforcement .
105 Figure (4-41) : Footing Reinforcement in the well .

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load

- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

1

المقدمة

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود مشكلة المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ إجراءات المشروع.

١ـ١ المقدمة:ـ

منذ أن وجد الإنسان قديما وهو في رحلة دائمة ومستمرة للبحث عن أسرار الطبيعة ومكنوناتها لتحقيق شيء واحد لم يدخر لأجله جهدا وقتا وكما أو حتى كيفا الوصول إليه ،كان مسعاه دائما الكمال والراحة الأبدية (أبدية الحياة الدنيا).

فكان من الطبيعي أن يفكر الإنسان بالمسكن الذي يأويه ، فبدأ حياته الأولية ليقي نفسه الأخطار المحيطة به ، خلال استعمال المواد الأولى كالأخشاب والحجارة وغيرها لتحقيق هذه الغاية . مع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الأمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

أحد الاحتياجات الضرورية للبشرية جمعاء "الرعاية الطبية" ، وهذه لا تتحقق إلا بتوفر المكان المناسب الذي يشمل الإضاءة والتهوية والمساحة المناسبة ، لذا ففريق العمل ارتئ أن يضع بين أيديكم دراسة إنشائية كاملة تشمل التحليل الإنشائي و تصميم العناصر المختلفة لنموذج يلبي هذه الحاجة وهو مستشفى.

١ـ ٢أهداف المشروع :-

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

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

١ـ٣ مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمستشفى الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١ـ٤ حدود مشكلة المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١١-٢٠١٢ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول. كما و يقع المبنى الطبي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

١ـ٥ المسلمات :-

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١-٦ فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....

٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٥- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

١-٧ إجراءات المشروع :-

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

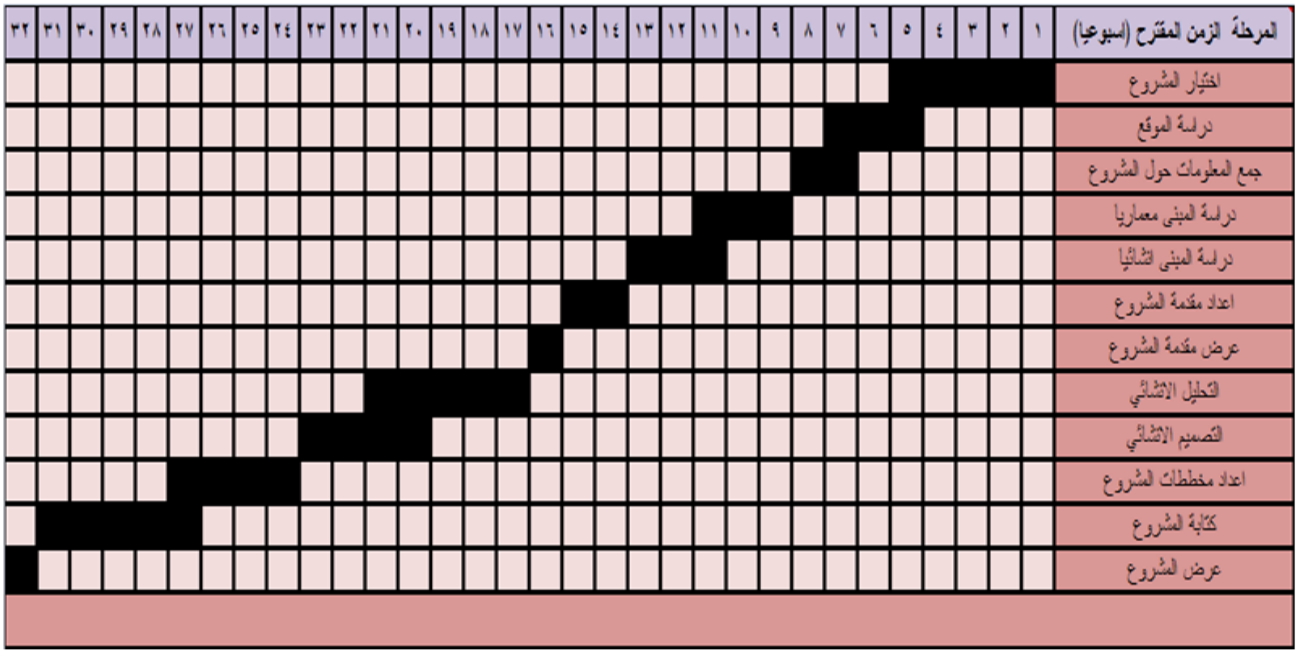
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١١\٢٠١٢)



الفصل الثاني

2 الوصف المعماري للمشروع

٢-١ مقدمة.

٢-٢ لمحة عن المشروع.

٢-٣ وصف عناصر المشروع .

٢-٣-١ وصف المساقط الأفقية .

٢-٣-١-١ طابق التسوية

٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي

٢-٣-١-٣ الطابق الأول

٢-٣-١-٤ الطابق الثاني

٢-٣-١-٥ الطابق الثالث

٢-٣-٢ وصف الواجهات.

٢-٣-٢-١ الواجهة الشمالية

٢-٣-٢-١ الواجهة الشرقية

٢-٣-٢-١ الواجهة الجنوبية

٢-٣-٢-١ الواجهة الغربية

٢-٣-٣ وصف الحركة.

٢-١ مقدمة :-

في النفس البشرية حاجة ماسة للإبداع – كانت ولا زالت – رفعت من خلالها حضارات وأطاحت بأخرى ،وكان سعي الإنسان لتحقيق هذه الغاية كبيرا ، ولم تكد تقضي أجيال حتى جاءت غيرها لتكمل مسيرة الإبداع البشرية المستمرة . وهذا ما يتمثل قي يومنا هذا وشاهدة للعيان ، فأبدع الفرعوني بأهراماته والإغريقي بتماثيله ومتاحفه ولحقهم الصيني بسوره العظيم وأكمل غيرهم المشوار.

ومن هنا تكمن أهمية التصميم لأي منشأ أو مبنى و الذي يمر بعدة مراحل ، بحيث تتمثل محطتها الأولى بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، ، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وأما كان التصميم من منظور طبي ،فيجب النظر إلى الحاجة المطلوبة منها بقدر الإمكان وعلى أكمل وجه، وهذه الحاجة تكمن في تقديم مستوى رعاية طبية ممتازة وهذا يتأتي من خلال التصميم المعماري الجيد للمبني مع الآخذ بكل الاعتبارات التصميمية الخاصة بالمباني الطبية التي تتمثل في توزيع الأقسام وربطها ببعضها، وفي نفس الوقت فصلها لعدم تأثير احدها على الأخر ،وتوفير المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغات الإنشائية، و توفير التهوية والإضاءة المناسبة والالتزام بالمواصفات والمقاييس الخاصة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ،ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .

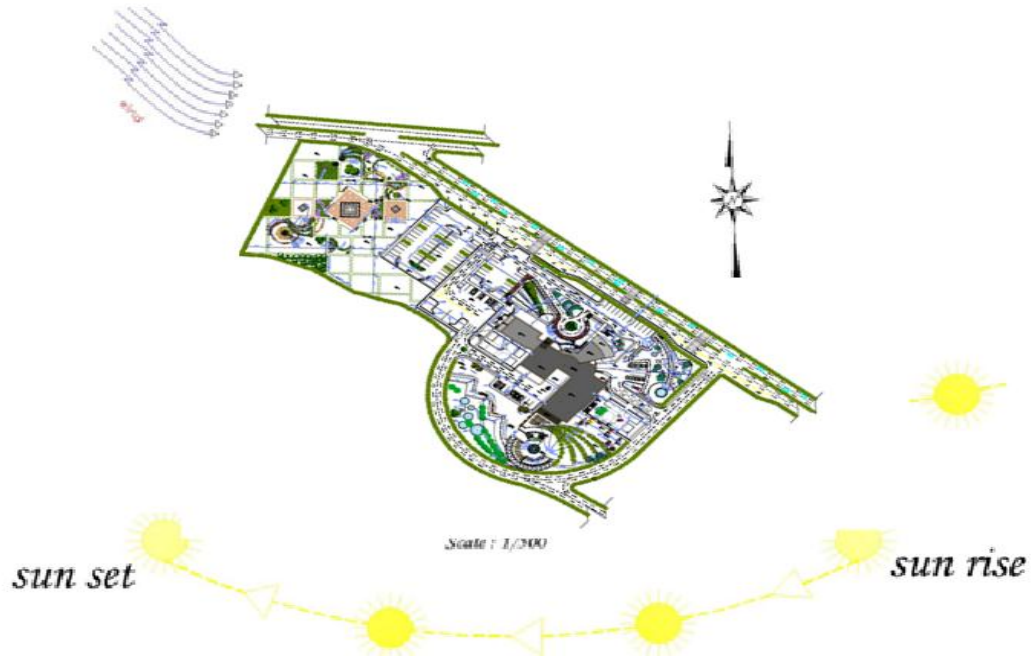
٢-٢ لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، و كشف الغطاء عن همومه ، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا ، نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد ، ويكون الحل وجود مستشفيات نموذجية ،تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة و السلامة العامة .

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى عام يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية حيث يتكون المشروع من أربعة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية ،تتدرج في المساحة من حوالي٦٥٠متر مربع إلى حوالي ١٦٠٠ متر مربع٠ تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

٢-٢-١ حركة الشمس والرياح :-

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية، و الشكل (٢-١) يوضح ذلك :-



الشكل(٢-١) توجيه المبنى

٢-٣دراسة عناصر المشروع :

٢-٣-١ المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على خمسة طوابق ، ذوات تنوع خدماتي في كل طابق موزعة وفق الآتي :

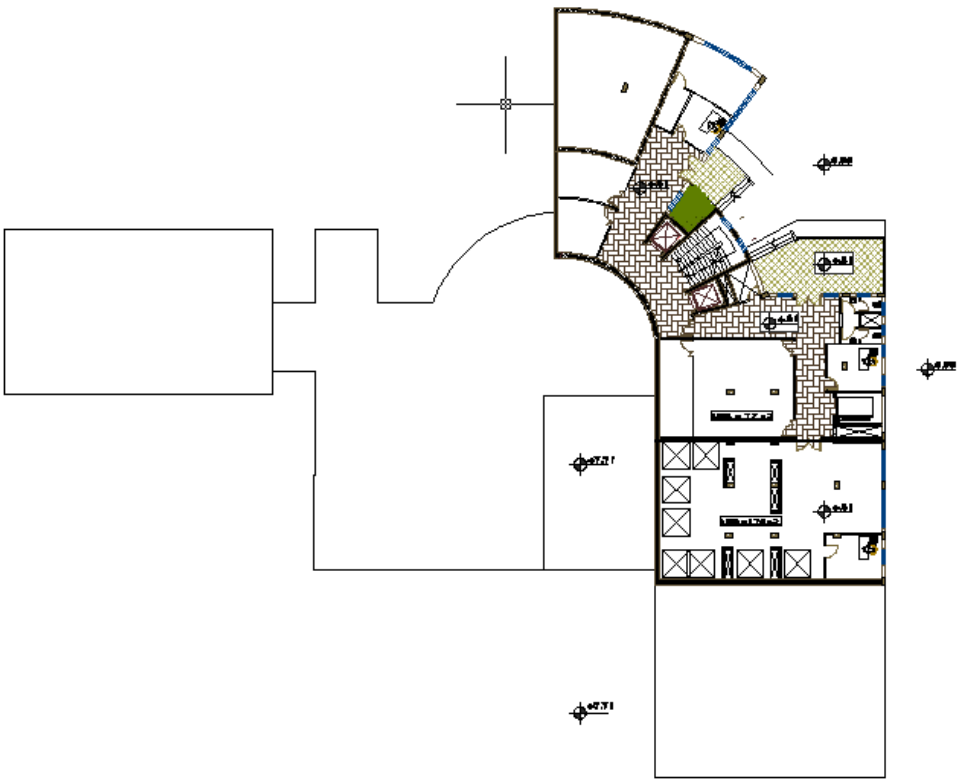
٢-٣-١-١ طابق التسوية :- ويشمل على (٤) أجزاء كما يوضحها الشكل ٢-٣-١ أدناه:

١ / مخزن للخدمات.

٢/ مخزن الخدمات الطبية .

٣/ بئر ماء حجمه ٣٠٠ م٣ .

٤/ منطقة خدمات .



شكل(٢-٢) :- مخطط طابق التسوية.

٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي :- ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم٢-٣-٢:-

١ / قسم الأشعة السينية .

٢/ قسم العيادة الصحية .

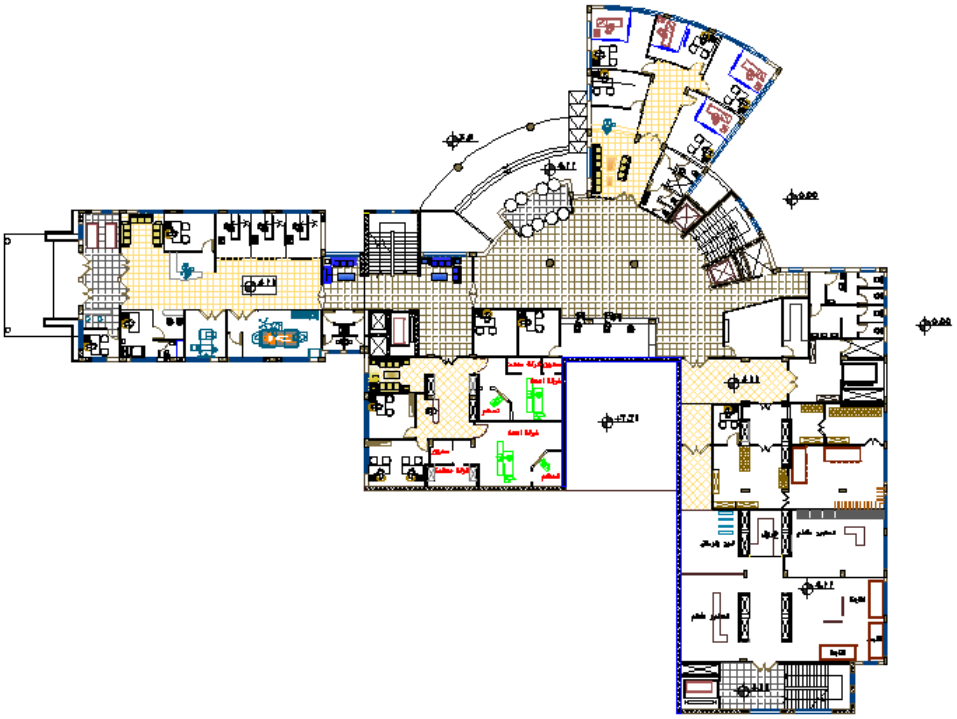
٣/ قسم الطوارئ .

٤/ قسم الغسيل .

٥/ قسم الخدمات .

٦/ قسم الصيدلة .

٧/ قسم الاستقبال .



شكل(٢-٣) :- مخطط الطابق الأرضي .

٢-٣-١-٣الطابق الأول :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٣.٣.٢) أدناه .

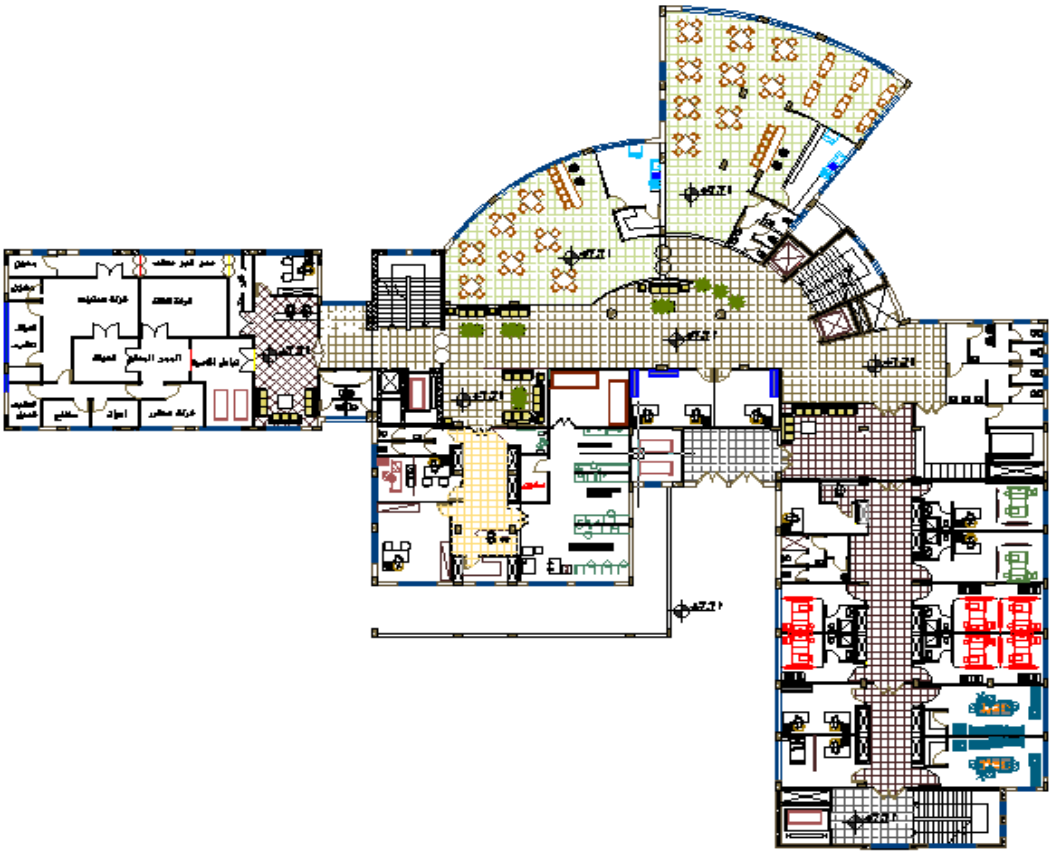
١/ قسم فحص المختبرات.

٢/ قسم العمليات.

٣/ قسم الولادة.

٤/ منطقة خدمات.

٥/ كافيتيريا.



شكل (٢-٤) :- مخطط الطابق الأول.

٢-٣-١-٤الطابق الثاني :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٤.٣.٢) أدناه :-

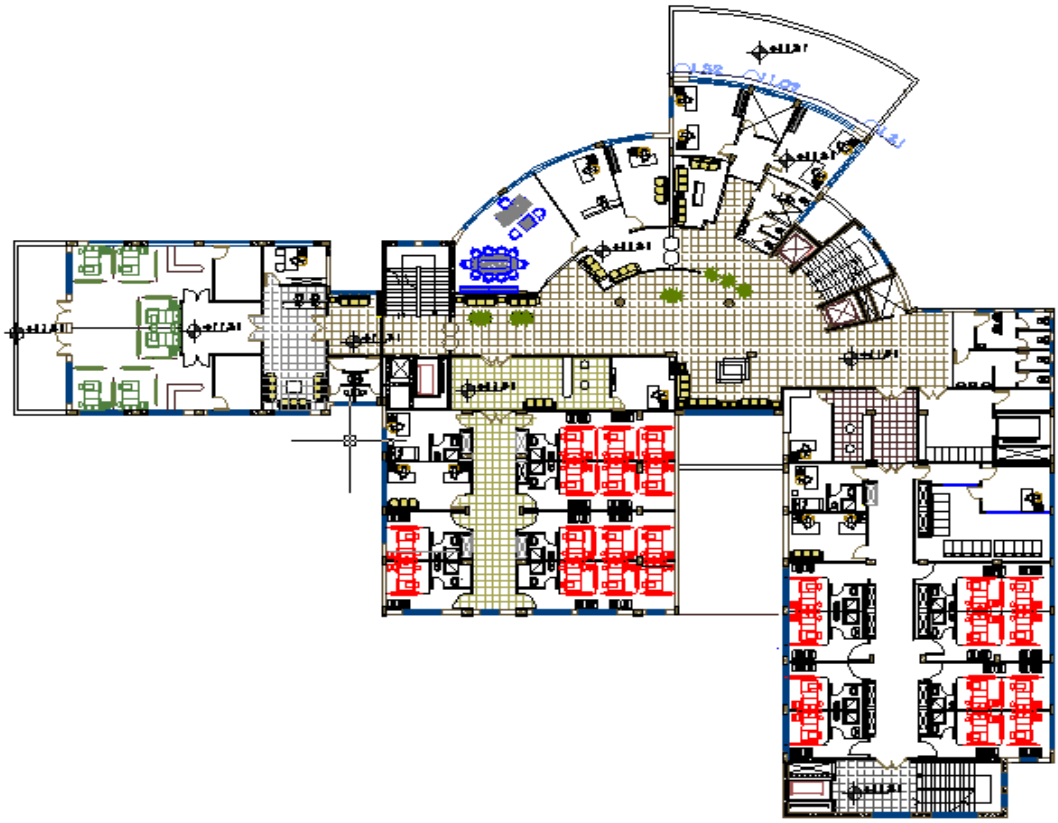
١/ قسم الجراحة.

٢/ وحدة العناية المركزة.

٣/ وحدة الإنعاش.

٤/ الإدارة.

٥/ منطقة خدمات.



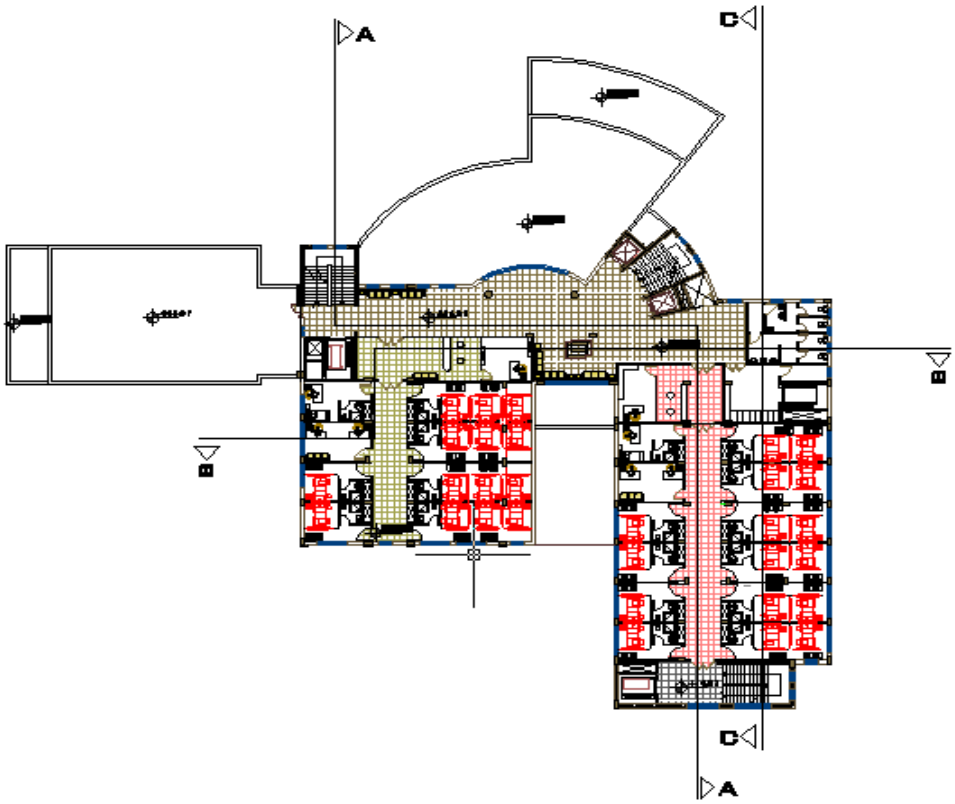
شكل(٢-٥):- مخطط الطابق الثاني.

٢-٣-١-٥الطابق الثالث:- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٥.٣.٢) أدناه .

١/ قسم الأطفال.

٢/ إدارة داخلية(رجال).

٣/ منطقة خدمات.



شكل(٢-٦):- مخطط الطابق الثالث.

***- توزيع المساحات على الطوابق**

الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني	الثالث
المساحة (م ٢)	٦٣٠	١٦٠٠	١٧١٠	١٦٣٥	١١٥٠

٢-٣-٢ وصف الواجهات :-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمسم)، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال ، حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين.

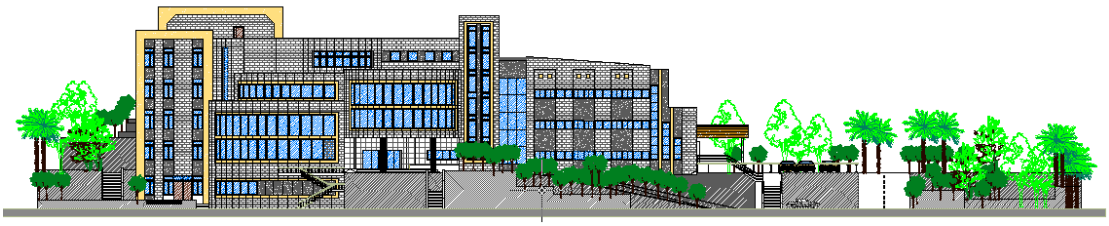
٢-٣-٢-١الواجهة الشمالية :-

وهي الواجهة التي تقابل الحديقة ، وتطل على موقف السيارات، ويظهر فيها ثلاثة مناسيب، المنسوب الأول منسوب طابق الاول، و المنسوب الثاني منسوب الطابق الثاني ، و المنسوب الثالث منسوب الطابق الثالث حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة .تحتوي هذه الواجهة على مدخل الطوارئ العام للمستشفى ، كما يبين الشكل (٢.٤.١).

شكل (٢-٧)

٢-٣-٢-٢ الواجهة الشرقية :-

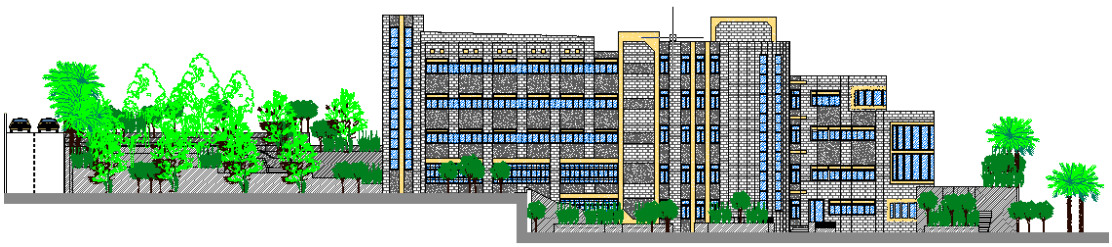
تحوي هذه على المدخل الرئيس للمستشفى وتحوي على منسوبين هما منسوب الطابق الثاني والثالث تتضمن بروزات معمارية جميلة تظهر في الطابقين الأول والثاني.



شكل (٢-٨)

٢-٣-٢-٣ الواجهة الجنوبية :-

تحوي هذه الواجهة على مدخل فرعي يصل طابق التسوية ويظهر منسوب الطابق الأول والثاني والثالث.



شكل (٢-٩)

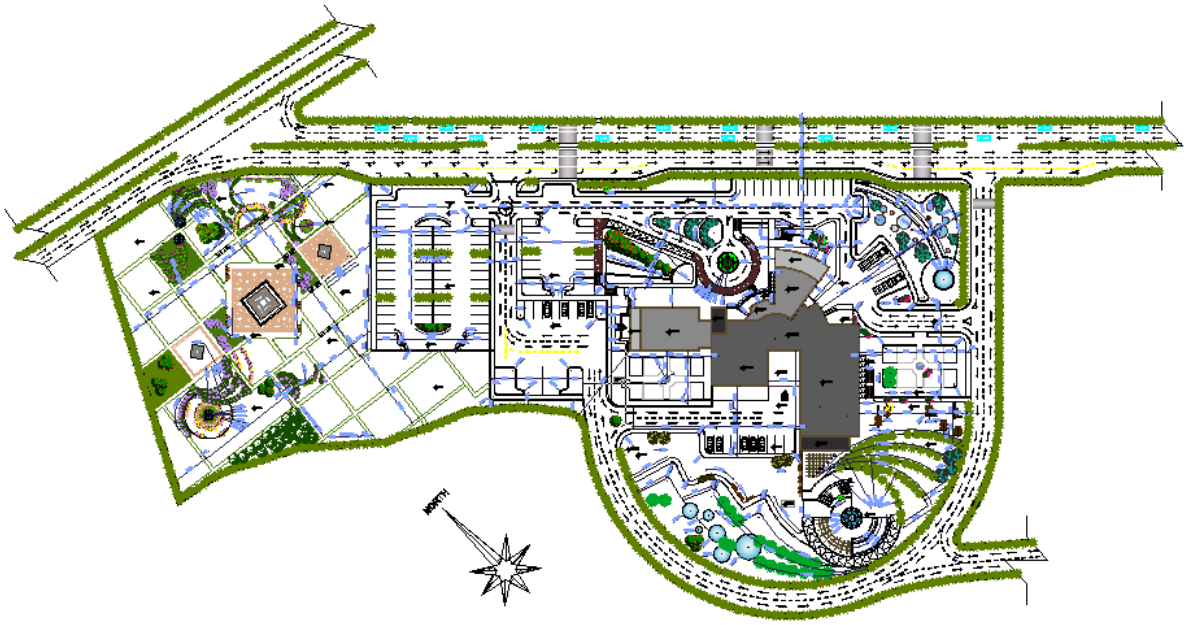
٢-٣-٢-٤ الواجهة الغربية :-

تحوي على مدخل فرعي يصل الطابق الأول مباشرة وتحوي على من منسوب الطابق الأول والثاني والثالث.

شكل (٢-١٠)

٢-٣-٣ الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المستشفى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه.



الشكل(٢-١١) يوضح بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام .

الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

المحتويـــــــــات

٣-١مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية.

٣-٣-١ الأحمال و تصنيفها .

٣-٣-١-١الأحمال الميتة.

٣-٣-١-٢ الأحمال الحية.

٣-٣-١-٣الأحمال البيئية .

٣-٤ الإختبارات العملية

٣-٥ العناصر الإنشائية المستخدمة

٣-٥-١العقدات .

٣-٥-٢الجسور .

٣-٥-٣الأعمدة.

٣-٥-٤الجدران الحاملة (جدران القص).

٣-٥-٥ الأساسات.

٣-٥-٦الأدراج.

٣-٥-٧ الجدران الإستنادية .

٣-٥-٨ فواصل التمدد .

٣-١ مقدمة :-

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فعبد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمشفى ، و التعرف عليه مقتضياته الجمالية ، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة السلامة و الأمان .

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية ، و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية ، و التعرف عليها و على ماهية عملها ، و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها ، مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ، يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب، في المكان المناسب ، القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد)(Deflection و تجنب التشققات Cracks) تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي ، تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها ، لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية ، و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

٣-٣-١ الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها في المنشأ إلى :-

١- الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

٢- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق ، فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة وهذه الأحمال هي: ١)الأحمال الميتة،٢) الأحمال الحية، ٣)الأحمال البيئية.

٣-٣-١-١الأحمال الميتة :-

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
١	البلاط	٢٣
٢	المونة	٢٢
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

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

٣-٣-١-٢الأحمال الحية :-

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

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	مواقف السيارات	5.0
٢	مستشفيات	5.0
٣	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المباني السكنية	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية حسب الكود الأردني

٣-٣-١-٣الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادر من المصادر الطبيعية و هي :-

١) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح حسب الكود الموحد (UBC -97).

٢) الثلوج

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

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

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

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

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

٣) الزلازل

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

٣-٤ الاختبارات العملية :-

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى والفصل القادم إن شاء الله سوف يتم فحص التربة.

٣-٥ العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض ، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة ، منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

٣-٥-١ العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

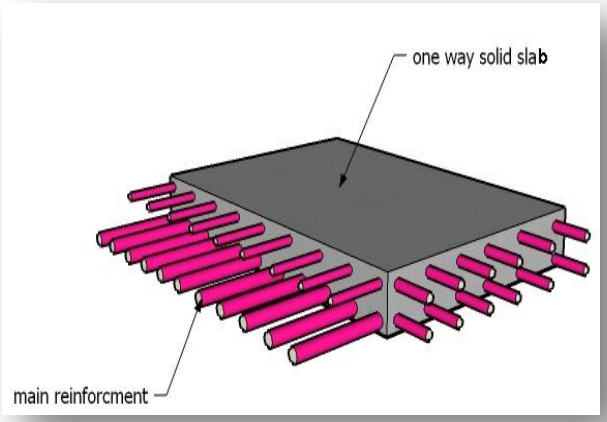
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المركبة والمكونة من المعدن والخرسانة composite slabs
- عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
- العقدات المصمتة solid slabs

٣-٥-١-١ العقدات المصمتة Solid Slabs:-

وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

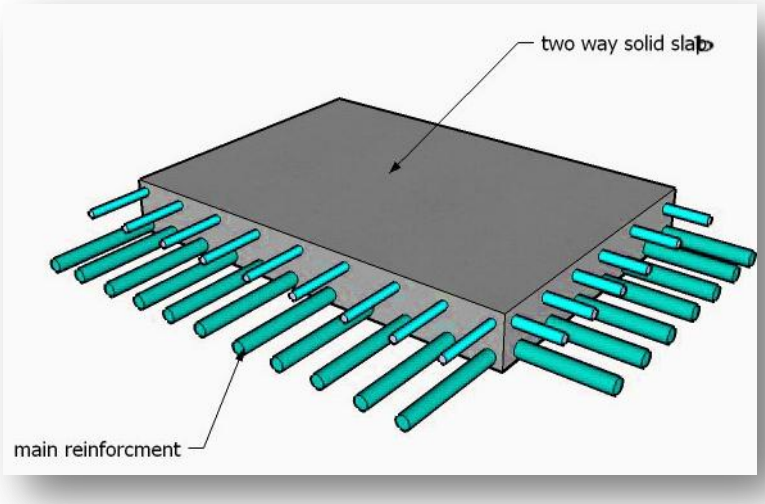
أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ١) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .



الشكل (٣ - ٢) عقدة مصمتة باتجاهين .

٣-٥-١-٢ العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

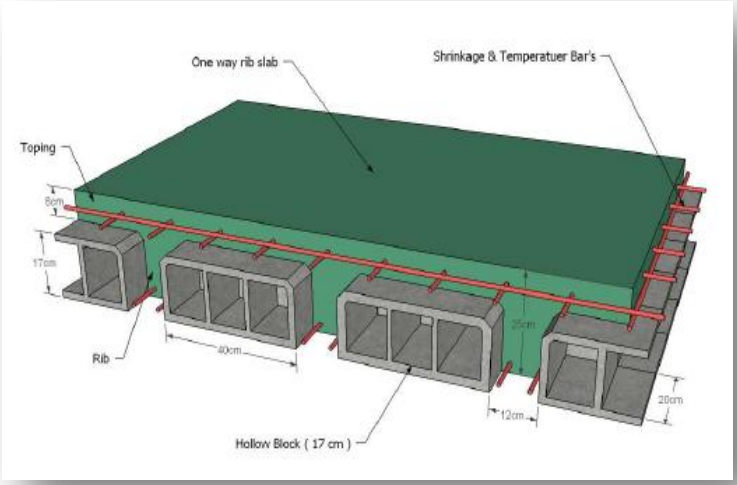
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

٣- ٥-١- ٢ - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

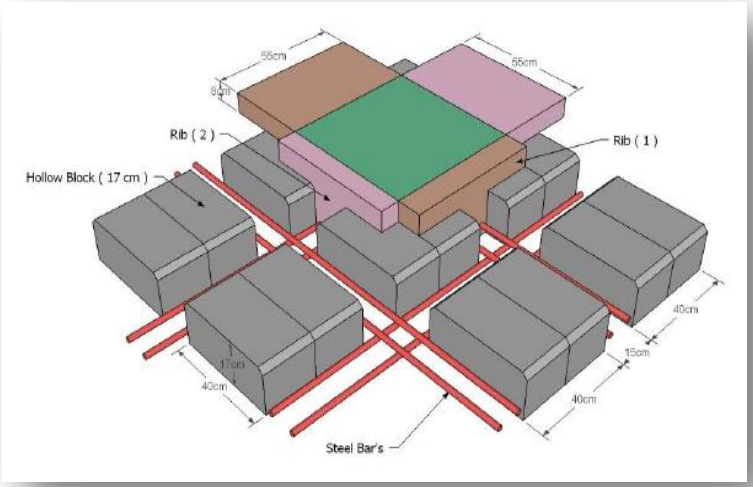
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



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

٣- ٥-١- ٢ - ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م .



ا

الشكل (٣ – ٤) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

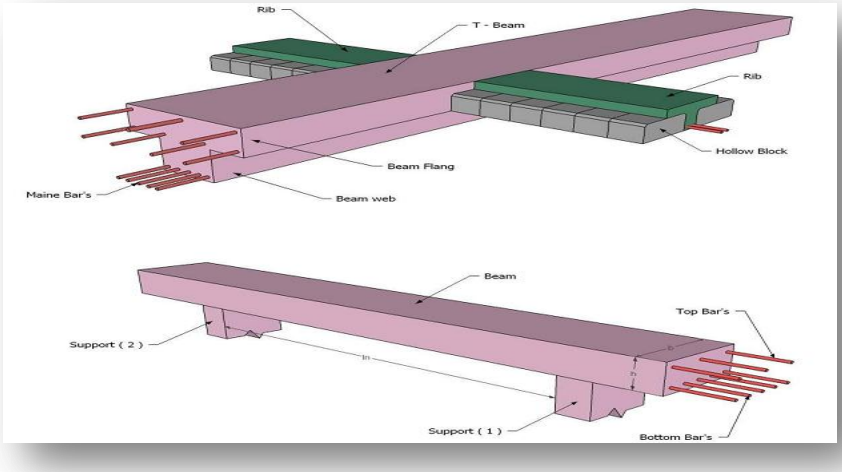
٣-٥-٢الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية ، تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة لتقوم بنقلها إلى الأعمدة، و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

١. الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
٢. الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T-section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).

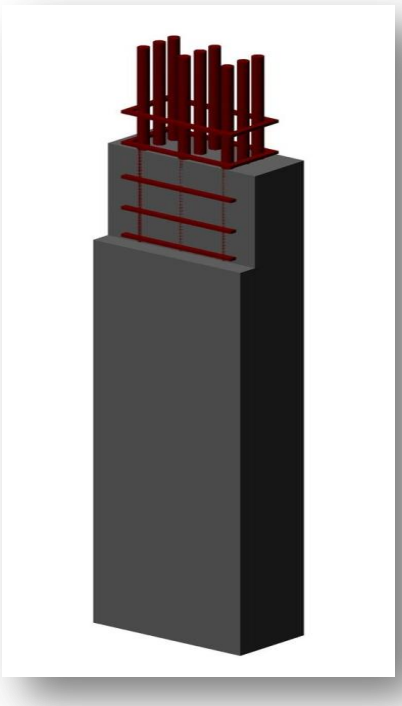


الشكل (٣- ٥) أشكال الجسور .

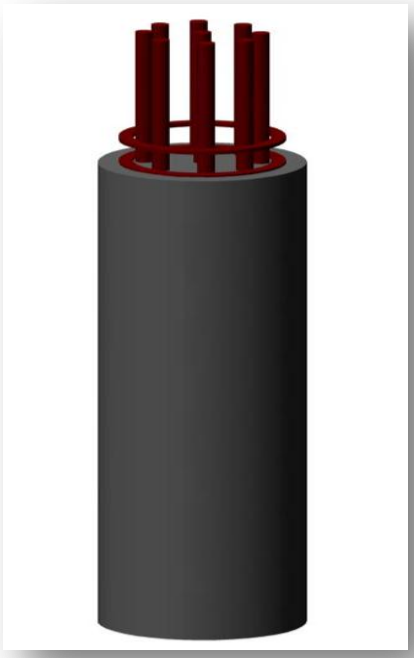
٣-٥-٣ الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



٣ -٦-ب عمود مستطيلي



٣ -٦-أ عمود دائري

الشكل(٣ –٦) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

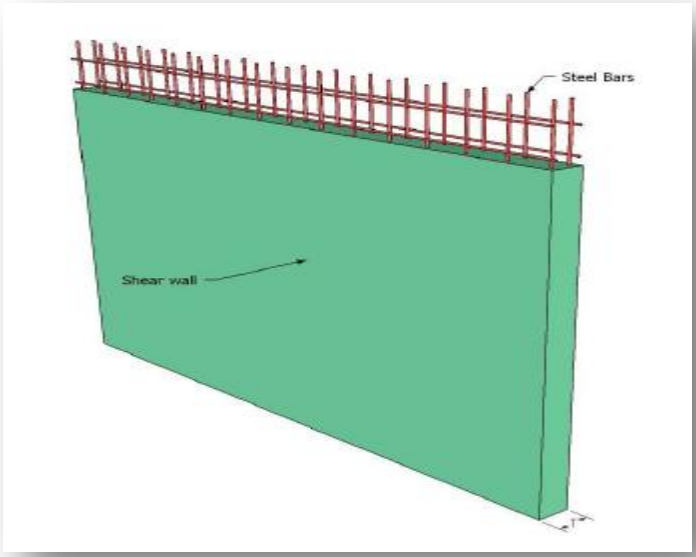
٣-٥-٤جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ٧) جدار القص

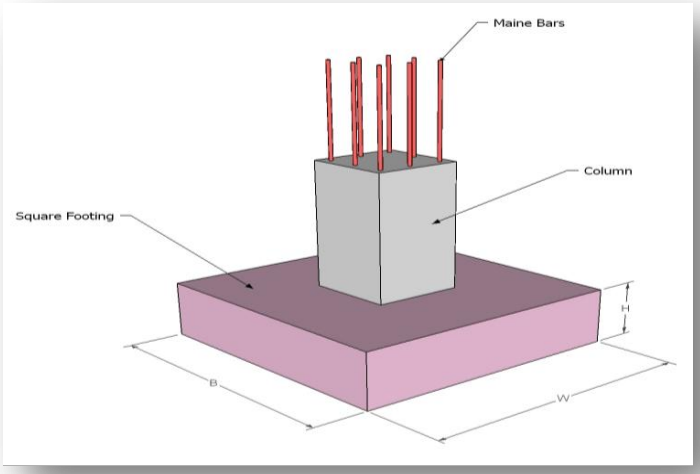
٣-٥-٥ الأساسات (Foundations) :-

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

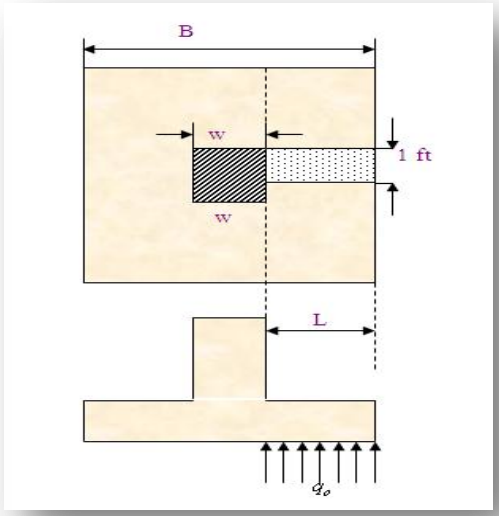
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

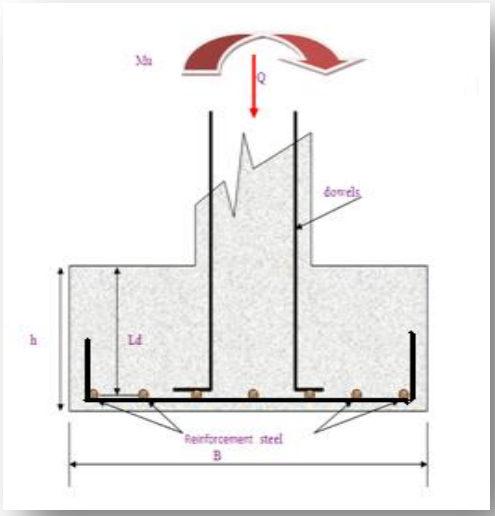
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(**Deep Foundation**).



الشكل (٣-٨.أ) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل رقم (٣-٨.ب) مسقط أفقي للأساسات

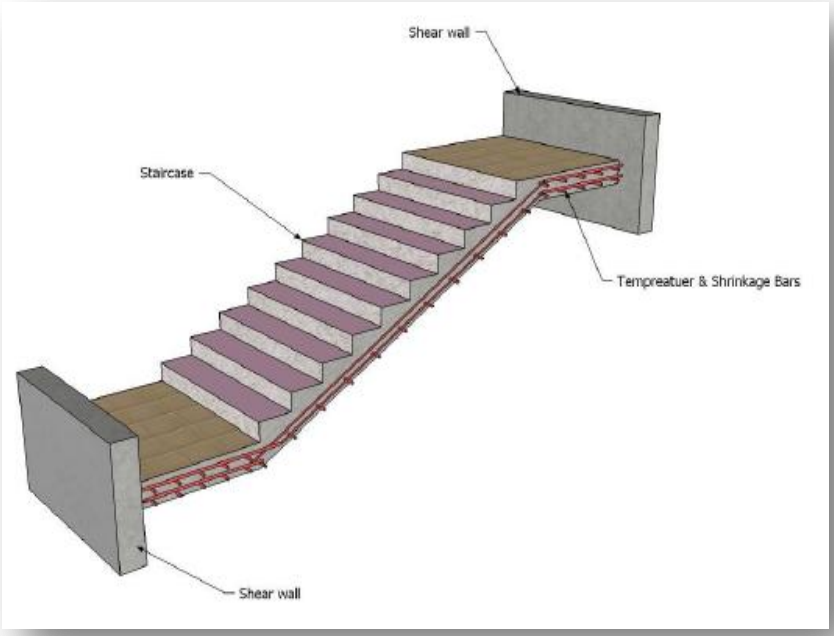


الشكل رقم (٣-٨.جـ)مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (٣ – ٨.ب)، (٣-٨.جـ) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

٣-٥-٦ الأدراج(Stairs) :

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



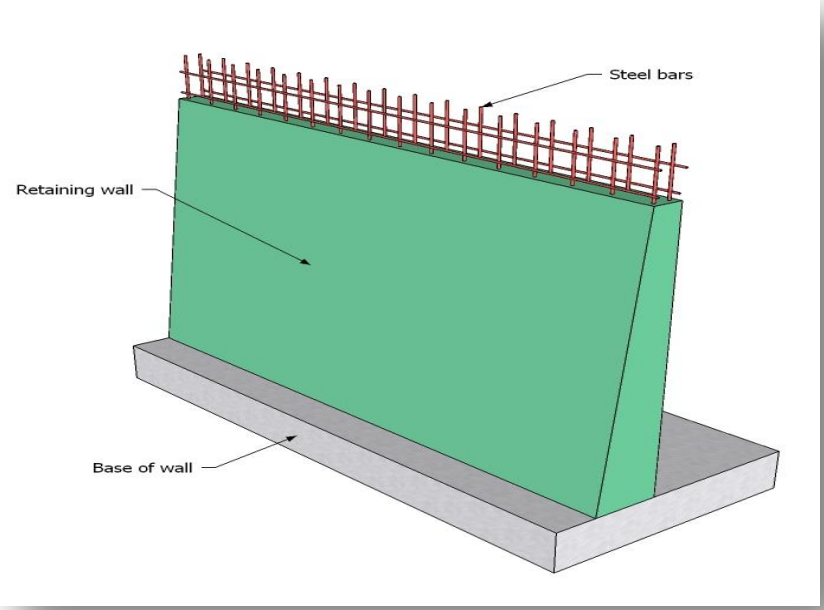
الشكل (٣ - ٩) مقطع توضيحي في الدرج .

٣-٥-٧الجدران الإستنادية (Retaining Walls):-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣ - ١٠) جدار استنادي

٣-٥-٨ فواصل التمدد(Expansion Joints):-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (٣٥-٤٠) متر ، و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات . وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً 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. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

Chapter 4

Structural Analysis & Design 4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of Two Way Ribbed Slab .

4-8 Design of flat plate .

4-9 Design of stair .

4-10 Design of column.

4-11Design of basement wall.

4-12 Design of shear wall .

4-13 Design of Isolated footing

4-14 Design of well .

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “STAADpro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

4.2 Determination of Slab Thickness :-

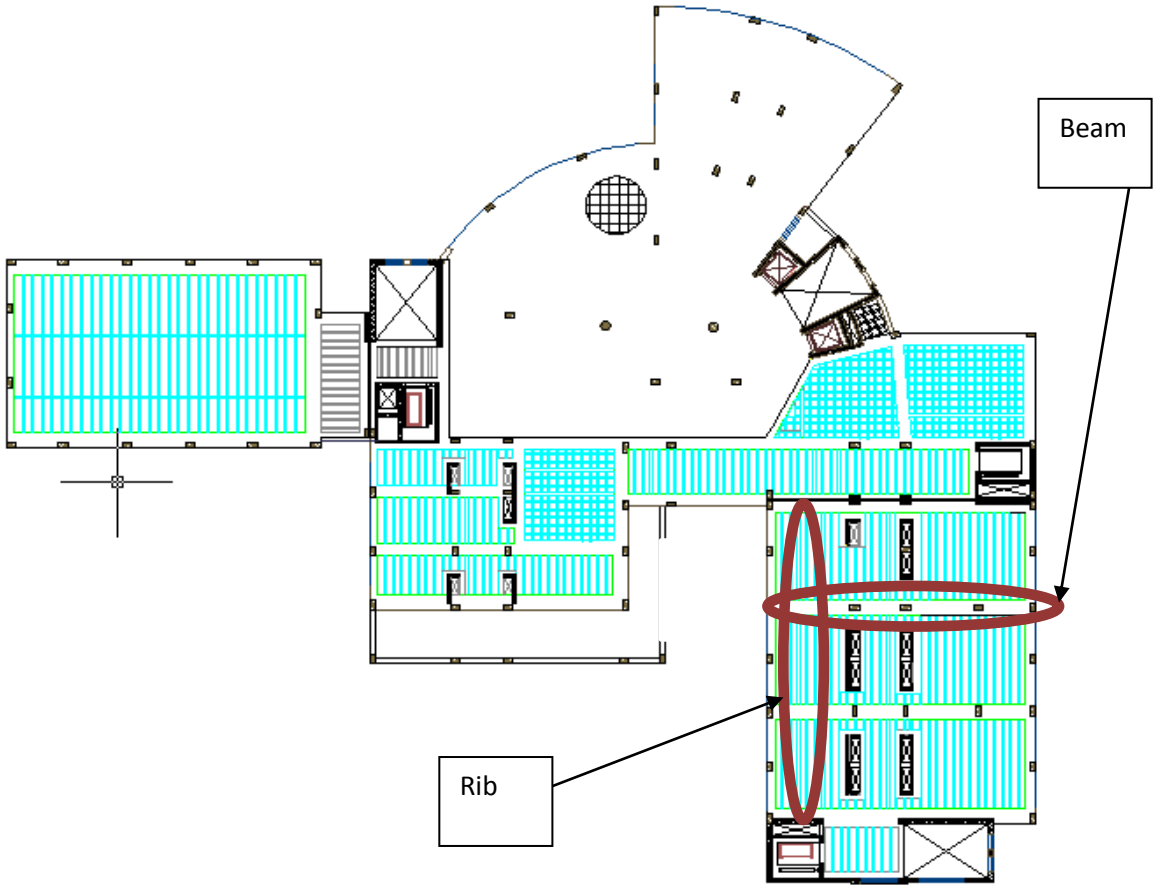


Figure (4-1): First Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 581 /18.5 = 31.5 cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 580/21 = 28 cm

The controller slab thickness is 31.5 cm.

Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24 cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of factored Load :-

4.3.1 Determination of Dead load:-

Tiles → 0.03*0.52*23 = 0.359 KN/m.

Mortar → 0.02*0.52*22 = 0.229 KN/m.

Sand Fill →0.12*0.52*16= 0.998KN/m.

Topping → 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.

Block → 0.4*0.24*9 = 0.864 KN/m.

Plaster → 0.02*0.52*22 = 0.229 KN/m.

Partition→ 1.5*0.52 = 0.78 KN/m.

Rib→0.12*0.24*25= 0.72KN/m.

Nominal Total Dead Load =

5.24kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.52 = 2.6kN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.24 = 6.29 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.4Design of Topping:-

Dead load of topping =

0.03 * 23 (tiles)

\+ 0.02 * 22 (mortar)

\+ 0.12 * 16 (sand)

\+ 0.08 * 25 (slab)

\+ 1.00 * 1.5 (partitions') = 6.55 KN/m2.

Live Load = 5 KN/m^2. (for Stores)

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.55 + 1.6 * 5 = 15.86 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.86 * 0.4^2 / 12$$
$$= 0.21 KN.m.$$

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

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19KN.m\,.$$

$$\rightarrow \begin{matrix} \phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2KN.m. \\ \phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.21KN.m. \end{matrix}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

$$As\ = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144mm^2.$$

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.5 Design of Rib :-

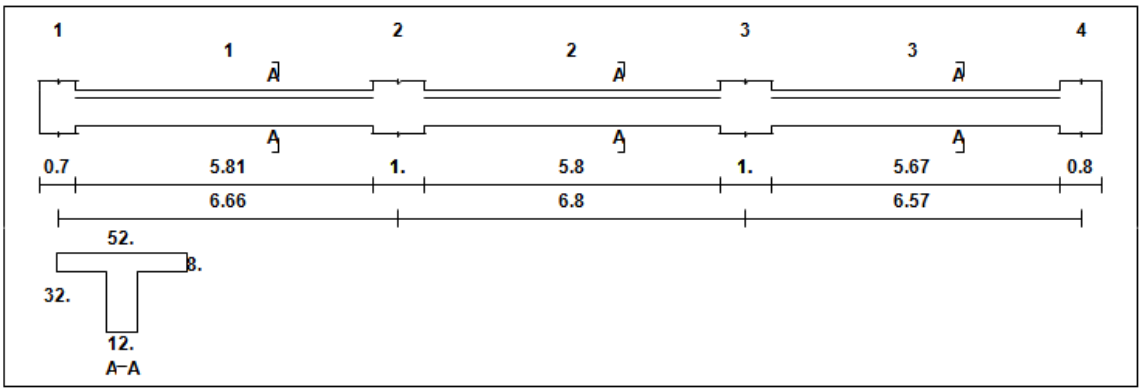


Figure (4-2): Rib geometry.

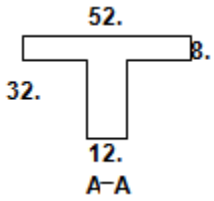


Figure (4-3) : Rib Section

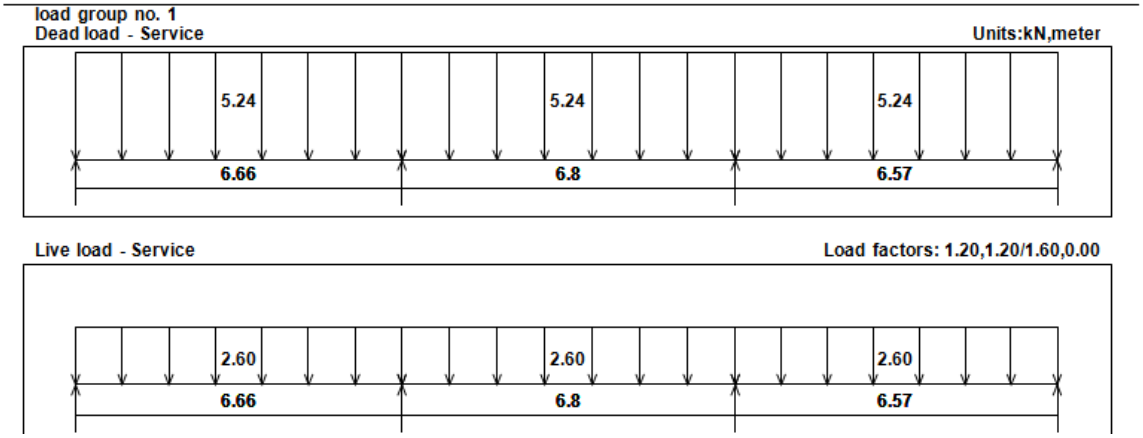


Figure (4-4) : loading of Rib 1

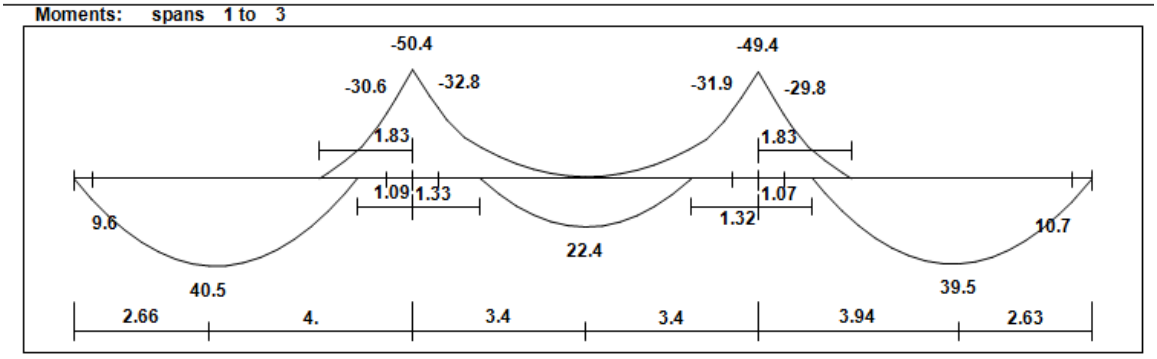


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1.

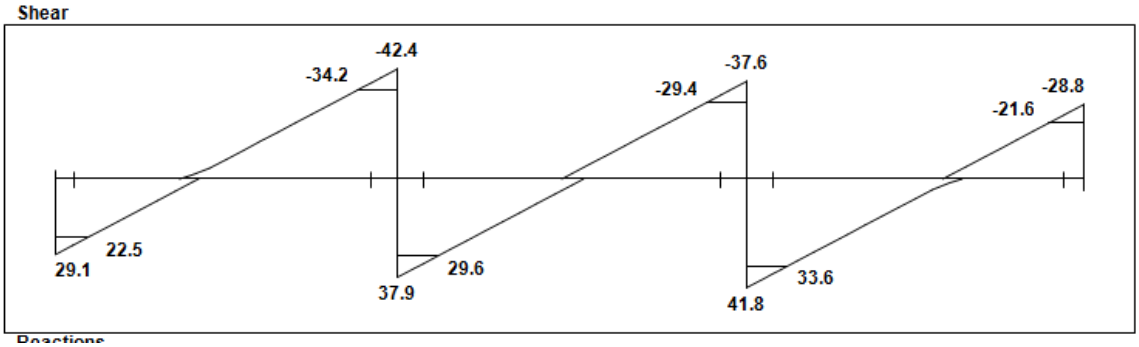


Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1 Design of flexure :-

d= 320-20-8-6= 286 mm.

Mu(+) = 40.5kN.m

beff<= 520 mm. (**control)**

<= 5.67*1000 \4 = 1417.5 mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→beff = 520 mm.

$\phi * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.286 - 0.08 \setminus 2) = 187.9 KN.m.$

$\phi * Mn > mu$

$187.9 > 40.5$

→rectangular section.

4.5.1.1Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment $Mu =$ 32.8kN.m

Mn = 32.8/ 0.9 = 36.45kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{36.45 * 10^{-3}}{0.12 * (0.286)^2} = 3.71\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.71)}{420}}\right) = 0.00983$$

As = 0.03098 (120) (286) = 337.3 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$As_{\min} = 100 < 114.4$ ……the larger is control

$As_{\min} = 114.4 mm^2$

$387\,mm^2 > As_{\min} = 114.4mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 387/ 200=2bars * Note $A_{\Phi 16}$ = 200 mm²

Select 2 Φ 16mm .

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402*420 = 0.85*120*24*a$$
$$a = 68.97mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.97}{0.85} = 81.14mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{286-81.14}{81.14}\text{X}0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0076 > 0.005$$

OK

4.5.1.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is Mu = 40.5kN.m

Mn = 40.5 / 0.9 = 45kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{45*10^{-3}}{0.52*(0.286)^2} = 1.06\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.06)(20.6)}{420}}\right) = 0.0026$$

As = 0.0026 (520) (286) = 387 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

387 $mm^2 > As_{\min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 387/200 = 2 bars * Note $A_{\Phi 16}$ = 200 mm²

Select 2 Φ 16mm .

- Chick for yielding

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $402 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 15.92 mm$

  $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73 mm$

  $\varepsilon_s = \frac{286 - 18.73}{18.73} X 0.003$

  $\varepsilon_s = 0.043 > 0.005$

ok

4.5.4 Design of Positive moment of rib 1

positive moment = 22.4kN.m

Mn = 22.4 / 0.9 = 24.9kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{24.9 * 10^{-3}}{0.52 * (0.286)^2} = 0.60\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.6)(20.6)}{420}}\right) = 0.001447$$

As = 0.001447 (520) (286) = 215.2 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

215.2 mm^2 > $As_{\min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 215.5/113 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

Select 2 Φ 12 mm =226 mm

- Chick for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$226 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$$

$$a = 8.95mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{226 - 10.53}{10.53} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.080 > 0.005$$

ok

4.5.2 Design of shear of rib 1

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.286 * 1000$$

= 21 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21 = 23.2 KN.

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2

34.2 ≤ 11.55 (X)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

11.55 ≤ 34.2 ≤ 23.2 (X)

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

23.2 ≤ 34.2 ≤ 31.8 (X)

Φ Vsmin $\geq$ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d = 0 .75*($\frac{1}{3}$)*0.12 *0.286 *1000= **8.6 KN. (control)**

$\geq$ 0.75 ($\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 0.12 * 0.286 * 1000 = 7.9 kn.

Φ Vsmin = 8.6 KN.

4/ Φ Vc + Φ Vsmin $\leq$ Vu $\leq$ Φ Vc + Φ $\frac{\sqrt{fc''}}{3}$ * bw * d

31.8 $\leq$ 34.2 $\leq$ 65 (√)

So item(4) satisfy

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50

Av/ s = Vs/fy * d

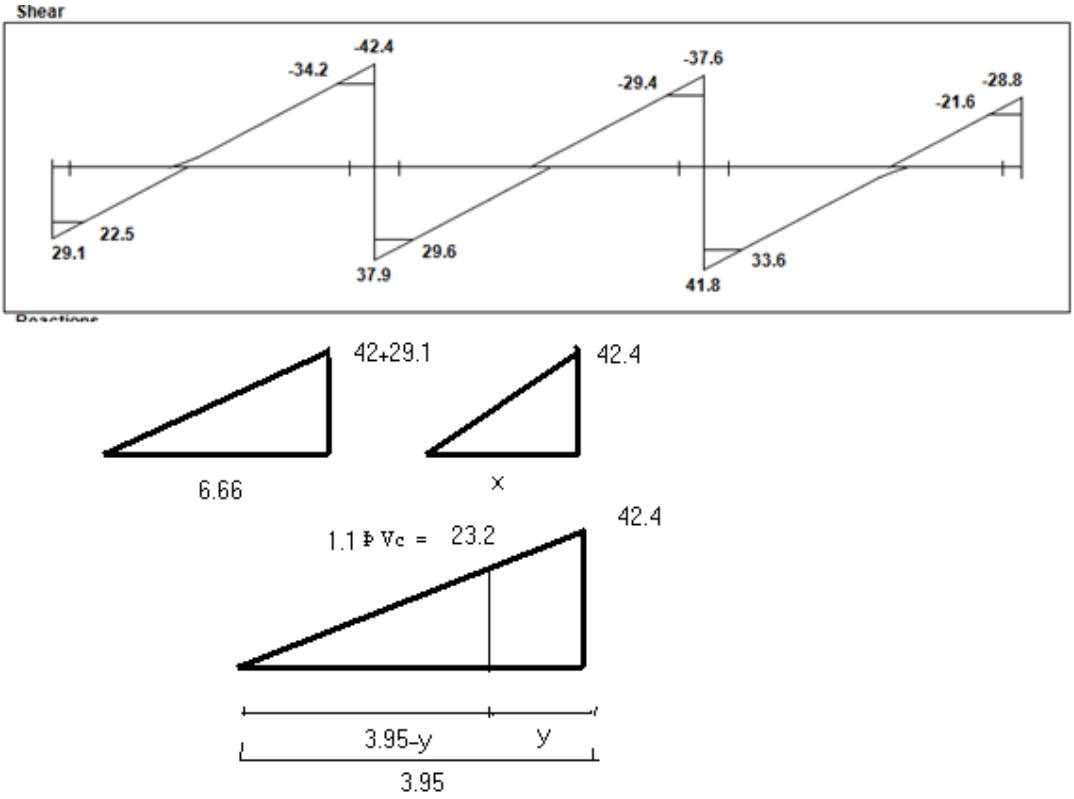
2*50/ s = 17.6 /286*420 → s = 683 mm

S $\leq$ d/2 143 mm

$\leq$ 600 m.

Use Φ 8 @ 12.5 cm c/c for **100 cm** after the critical section and Φ 8 @ 30 cm c/c at the mid. .

Calculation for 100 cm from the critical section.



Y = 1.8 m (from triangle similarity).

→ s = 1.8 – 0.5 -0.286 = 1 m = **100 cm .**

4.6 Design of Beam :-

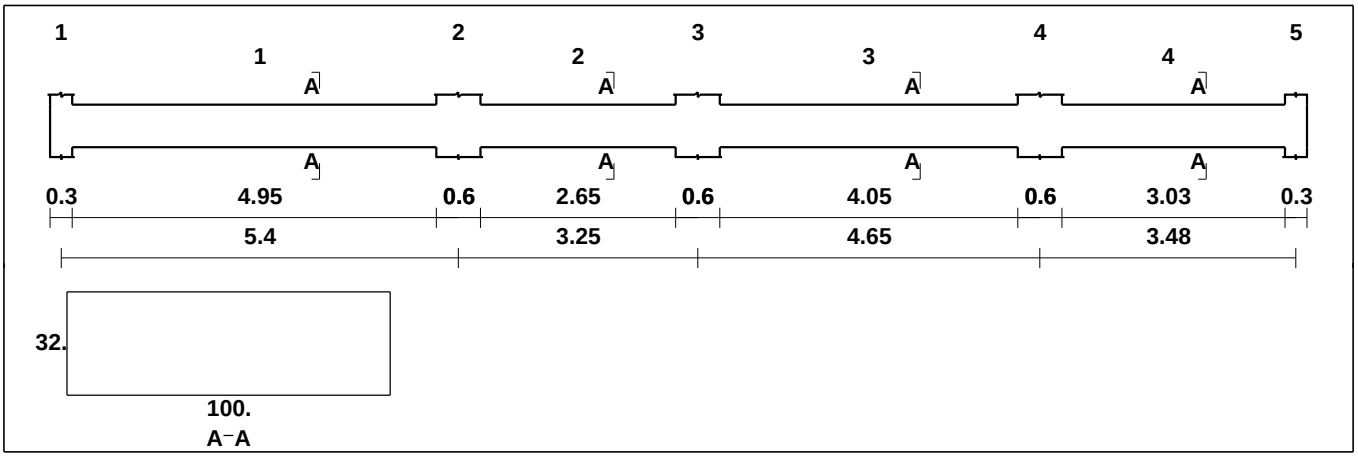


Figure (4-7) : Beam Geometry

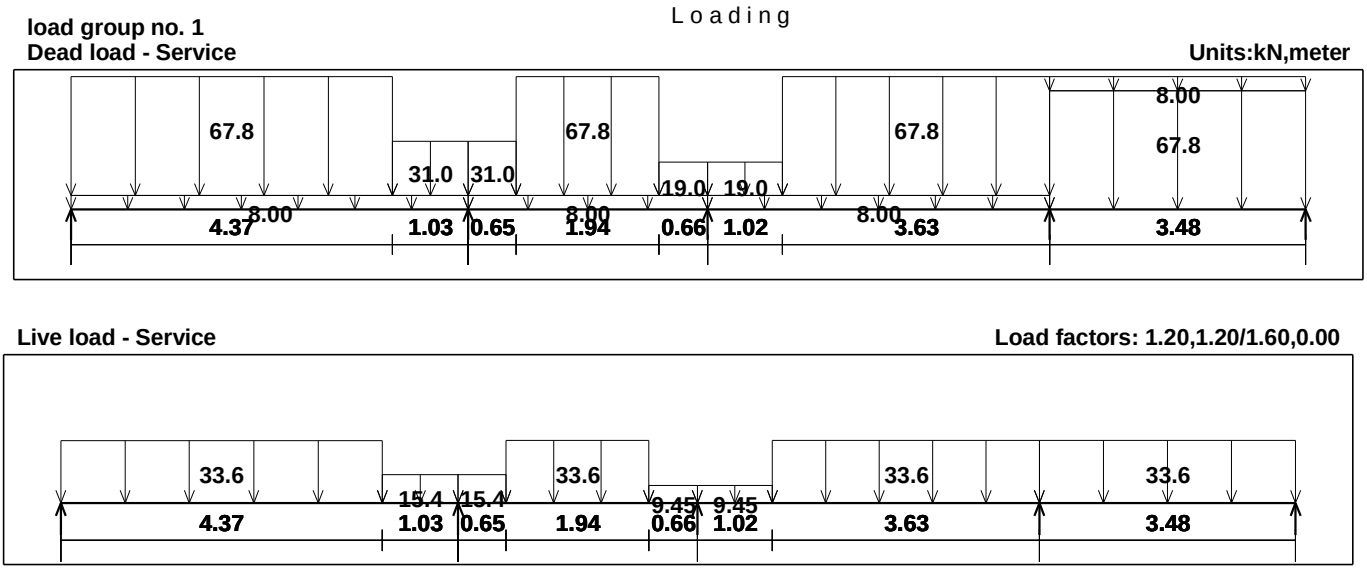


Figure (4-8) : Load of beam

.

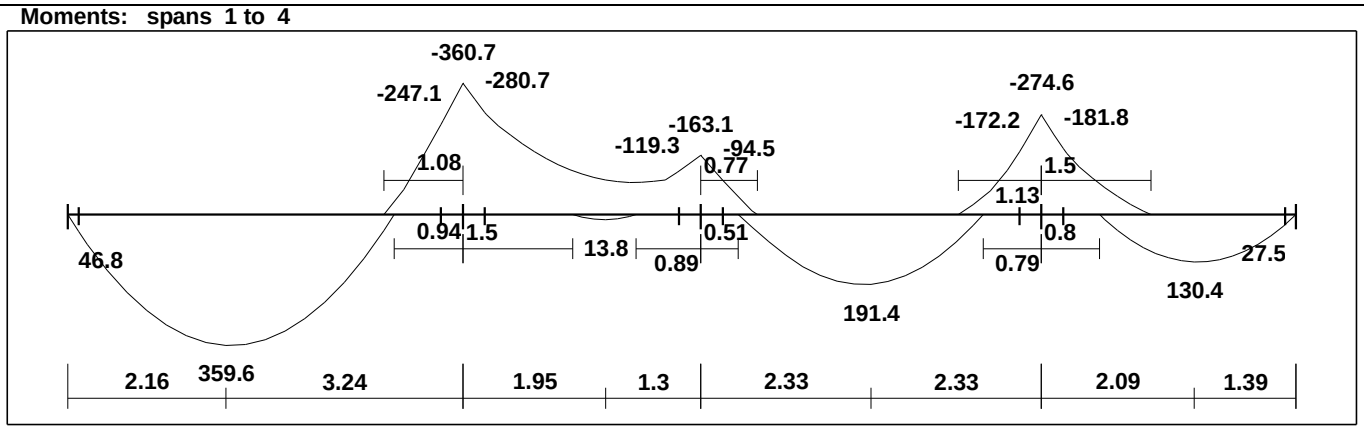


Figure (4-9) : Moment Envelop for Beam

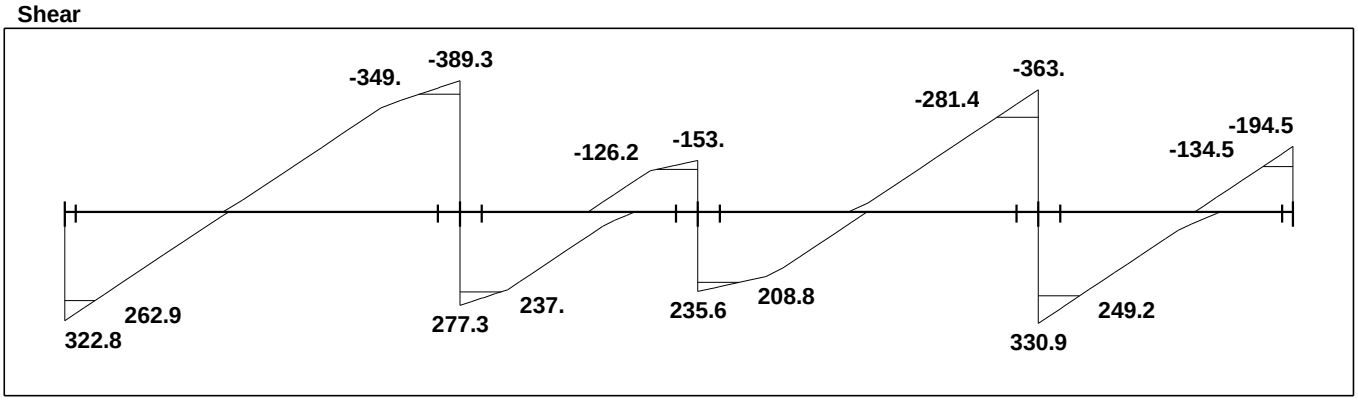


Figure (4-10) : Shear Envelop for Beam

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.1 Design of Positive moment:-

$b_w = 100cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 8 - 8 = 264mm$

Mu = **359.6 KN .m**

C = $\frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7}$ * 264 = 113 mm .

a = B *c = 0.85 * 113 = 96 mm .

Mn max = 0.85* fc * a * b * (d- a/2)

= 0.85 * 24 * 0.096 * 1 * (0.264 – 0.096/2) = 423 kn.m

Φ Mn = 0.82 *423 = 346.86 kn .m

Φ Mn ≤ 359.6 kn.m

The section is doubly

Mn s = (Mn\ Φ) – Mnc

= (359.6\ 0.82) – 423 = 15.54 kn.m

d ' = 6 0 mm

Ts ' = 15.56 /(0.264-0.06) = 76.27kn .

Fs' = $\frac{113-60}{113}$ 600 = 281.42 < fy …. Ok

As' = $\frac{Ts'}{fs'-0.85\,fc'}$ = $\frac{76.27}{281.42-0.85*24}$ *1000 = 292.2 mm2.

.

.

.

.

Select 8Φ 12 mm =904 mm

T =Cc + Cs

= 0.85 * fc' * a *b + Cs

= 0.85 * 24 * 1 * 0.096 * +76.27 = 2034.7 kn

As = (2034.7 /420)*1000 = 4844.52 mm^2

o f bars = 18.99 ≈ 19 .. … As = 19* 255 = 4845 mm^2

Use 19Φ 18

Mu **= 191.4KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 191.4 ……. Design as singly

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(191.4/0.82)*10^{-3}}{1*(0.264)^2} = 3.35\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.35)(20.6)}{420}}\right) = 0.000877$$

As = 0.000877 (1000) (246) = 2157 mm^2

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

$$As_{\min} = 769 \geq 880$$

$$As_{\min} = 880 mm^2$$

$2157\, mm^2 > As_{\min} = 880 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2157/254 = 9 bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select 9Φ 18 mm =2286 mm

- Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$2286 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$$

$$a = 47mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47}{0.85} = 55.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{264 - 55.4}{55.4} \text{X} 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.011 > 0.005$$

ok

Mu **= 130.4KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 130.4 ……. Design as singly

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(130.4/0.82) * 10^{-3}}{1 * (0.264)^2} = 2.28\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.28)(20.6)}{420}}\right) = 0.0067$$

As = 0.00577 (1000) (246) = 1419.8 mm^2

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

$$As_{\min} = 769 \geq 880$$

$$As_{\min} = 880 mm^2$$

1419.8 $mm^2 > As_{\min} = 880 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 1419.8/201 = 7 bars * Note $A_{\Phi 16}$ = 201 mm²

Select 7Φ 16mm =1809 mm^2

- Chick for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$1419.8 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$

$a = 29.23mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.23}{0.85} = 34.39mm$

$\varepsilon_s = \frac{264 - 34.39}{34.39}$ X0.003

$\varepsilon_s = 0.020 > 0.005$

Ok

Mu **= 13.8KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 13.8 ……. Design as singly

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

Kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(13.8/0.82) * 10^{-3}}{1 * (0.264)^2} = 0.24$Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.24)(20.6)}{420}}) = 0.00575$

As = 0.00575 (1000) (246) = $151.8\,mm^2$

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

$As_{\min} = 769 \geq 880$

$As_{\min} = 880mm^2$

$151.8\,mm^2 < As_{min} = 880mm^2$ (design on minimum)

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 880/113 = 8 bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

Select 8Φ 12 mm =904 mm

•Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$904 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$$

$$a = 18.61mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.61}{0.85} = 21.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{264 - 21.9}{21.9} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0330 > 0.005$$

Ok

4.6.1.2 Design of negative moment

Mu **= 280.7KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 280.7 ……. Design as singly

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(280.7/0.82) * 10^{-3}}{1 * (0.264)^2} = 4.91\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.91)(20.6)}{420}}\right) = 0.0136$$

$As = 0.0136(1000)\ (246) = 3345.4\ mm^2$

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

$$As_{\min} = 769 \geq 880$$

$$As_{\min} = 880 mm^2$$

$3345.4\ mm^2 > As_{\min} = 880 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 3345.4/255= 13 bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 255 mm²

Select 13Φ 18mm =3825 mm^2

- Chick for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$3345.4 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$

$a = 68.86mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.86}{0.85} = 81mm$

$\varepsilon_s = \frac{264-81}{81}$ X0.003

$\varepsilon_s = 0.0068 > 0.005$

Ok

Mu **= 119.3KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 119.3 ……. Design as singly

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

Kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(119.3/0.82) * 10^{-3}}{1 * (0.264)^2} = 2.09$Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.09)(20.6)}{420}}) = 0.00526$

As = 0.00526(1000) (246) = 1389 mm^2

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

$As_{\min} = 769 \geq 880$

$As_{\min} = 880mm^2$

$1389\,mm^2 > As_{min} = 880mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1389/254= 6bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254mm²

Select 5Φ 18mm =1389 mm^2

- Chick for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$1389*420 = 0.85*1000*24*a$

$a = 28.6mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28.6}{0.85} = 33.64mm$

$\varepsilon_s = \frac{264-3.64}{33.64}$ X0.003

$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005$

Ok

Mu **= 181.8KN .m**

Φ Mn > Mu

346.86 > 181.8……. Design as singly

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

Kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(181.8/0.82)*10^{-3}}{1*(0.264)^2} = 3.2$Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.2)(20.6)}{420}}\right) = 0.00833$$

As = 0.00833(1000) (246) = 2200.32 mm^2

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

$$As_{\min} = 769 \geq 880$$

$$As_{\min} = 880 mm^2$$

2200.32 $mm^2 > As_{\min} = 880 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 2200.32/255= 9 bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 255mm²

Select 9Φ 18mm =2295 mm^2

- Chick for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$2295 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$$

$$a = 47.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.3}{0.85} = 59mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{264 - 59}{59} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005$$

Ok

4.6.2 Design of shear

Vu = 349KN

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1 * 0.264 * 1000$

$= 161.67 KN$

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 161.67 + 646.67 = 808.33 KN .$

$808.33 > vu = 349 KN.$ → the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ $Vu \leq \Phi Vc/2$ (X)

2/ $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$ (X)

3/ $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$ (X)

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 12 * 0.264 * 1000 =$ **66 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 1 * 0.264 * 1000 = 60.62 kn.$

$\Phi Vsmin = 66 KN.$

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3} * bw * d$

$227.67 \leq 349 \leq 485$ (√)

So item (4) satisfy

Take Av = 4 Φ 8 = 4* 50

Av/ s = Vs/fy * d

4*50/ s = 250 /264*420 → s = 88.7mm

S ≤ d/2 =132 mm

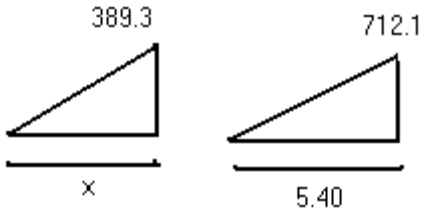
≤ 600 mm.

Select S= 7.5 cm

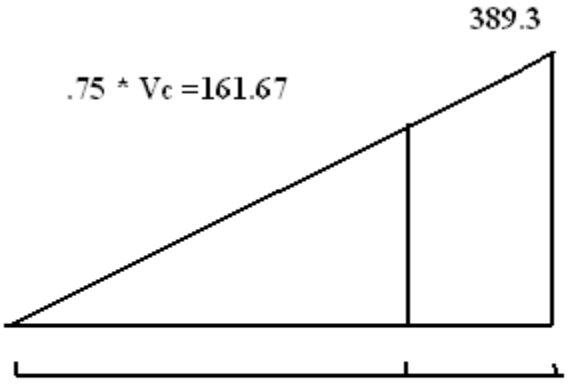
Use Φ 8 (4legs) @ 7.5cm c/c for 115cm after the critical section and Φ 8 (4legs) at

(12.5) cm c/c at the mid .

Calculation s for the 115 cm from the critical section.



from triangels similiraty
x = 2.95 m



from triangels similiraty

y = 1.72 m

S = 1.72 – 0.3 -0.264 = 0.956 m = 115 cm.

Vu = 237 KN

808.33 > vu= 237 KN. → the dimension is big enough .

Check for item 4 :-

227.67<237<485

So item (4) satisfy

Take Av = 4 Φ 8 = 4* 50

Av/ s = Vs/fy * d

4*50/ s = 100.44 /264*420 → s = 220.8mm

S ≤ d/2 =132 mm

≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use Φ 8 @ 12.5cm c/c .

Vu = 281.4 KN

808.33 > vu= 281.4 KN. → the dimension is big enough .

Check for item 4 :-

227.67<281.4<485

So item (4) satisfy

Take Av = 4 Φ 8 =4* 50

Av/ s = Vs/fy * d

4*50/ s = 159.64 /264*420 → s = 139mm

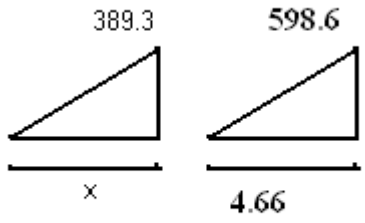
S ≤ d/2 =132 mm (control)

≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

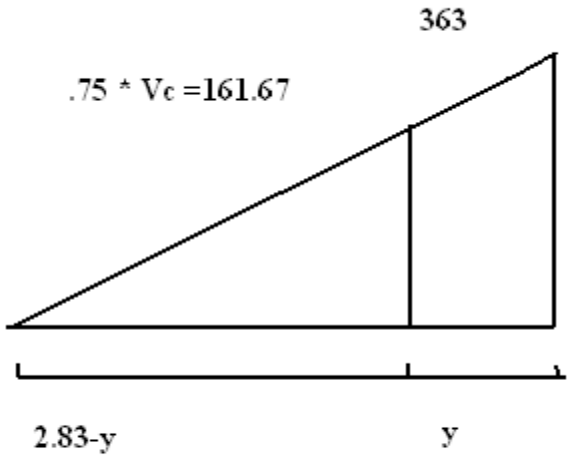
Use Φ 8 @ 12.5c/c for 1.05m from the critical section .

Calculations for the 1.05m from the critical section.



from triangels similiraty

x = 2.83



from triangels similiraty

y = 1.6 m

S = 1.60 – 0.3 -0.264 = 0.84 m =1.05m

Vu = 249.2KN

808.33 > vu= 249.2 KN. → the dimension is big enough .

Check for item 4 :-

227.67<249.2<485

So item (4) satisfy

Take Av = 4 Φ 8 =4* 50

Av/ s = Vs/fy * d

4*50/ s = 116.7 /264*420 → s = 190mm

S ≤ d/2 =132 mm (control)

≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use Φ 8 @ 12.5c/c.

4.7 Design of Two way ribbed slab :-

4.7.1 Check Thickness of the slab:-

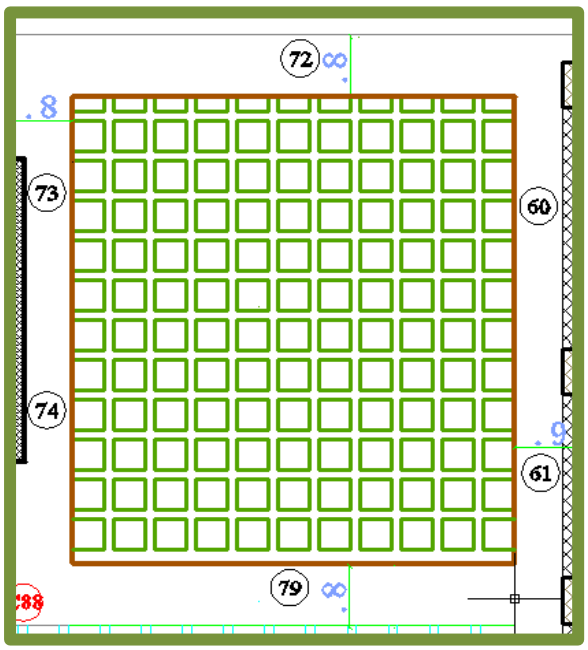


Figure (4-11): Two way ribbed slab

** Check the thickness for 72-60-61-79-74-73 slab :-

$$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab1}}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.32)^3 = 22 * 10^{-4}$$

$$I_{s1} = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \left(\frac{6.11}{2} + 0.8\right) = 44.1 * 10^{-4}$$

$$\alpha_1 = 0.5$$

$$\alpha_2 = \frac{I\ beam}{I\ slab2}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.32)^3 = 22 * 10^{-4}$$

$$I_{s2} = = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \left(\frac{5.6}{2} + 0.8\right) = 41.3 * 10^{-4}$$

$$\alpha_2 = \frac{22}{41.3} = 0.533$$

$$\alpha_3 = \alpha_1 = 0.5$$

$$\alpha_4 == \frac{I\ beam}{I\ slab3}$$

$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.32)^3 = 22 * 10^{-4}$

$I_{s4} = \frac{5.96*10^{-4}}{0.52} * \left(\frac{5.6}{2} + 0.9\right) = 42.4 * 10^{-4}$

$I_{b4} = \frac{1}{12} * 0.9 * (0.32)^3 = 24.6 * 10^{-4}$

$\alpha_4 = \frac{24.6}{42.4} = 0.58$

$\alpha_{fm} = \frac{\propto 1+\propto 2+\propto 3+\propto 4}{4} = \frac{0.5*2+0.58+0.533}{4} = 0.53$

$h = \frac{6.11\ (0.8+\frac{420}{1400}}{36+5\left(\frac{6.11}{5.6}\right)*(0.53-0.2)} = 0.18$ m

32cm > 18 cm

So select h = 32 cm

4.7.2 Load Calculation :-

4.7.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	0.03*0.52^2*23 = 0.187 KN/Rib .
2	Mortar	0.02*0.52^2*22 = 0.119 KN/Rib
3	Plaster	0.02*0.52^2*22 = 0.119 KN/Rib .
4	Sand	0.12*0.52^2*16= 0.519 KN/Rib
5	Topping	0.08*0.52^2*25 = 0.541 KN/Rib
6	Block	0.4^2*0.24*9 = 0.346 KN/Rib.
7	Rib	(0.52+0.4)*0.24*25*0.12= 0.662 KN/Rib
8	Partition	1.5*0.52^2 = 0.406 KN/Rib
		2.847 KN/Rib

Table (4-1): Calculation of two way dead load

Nominal Total Dead Load = 2.847 KN/Rib

$2.847/(0.52^2) = 10.53$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4.7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.53 = 12.64 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

4.7.3 : Design of two way ripped slab:

4.7.3.1 : find Vu on rib : -

$$Vud = (2.8 - 0.278) \times (12.636 + 8) \times 0.52 = 27.06 KN / rib$$
$$Vu = (2.8 - 1) \times (12.636 + 8) \times 0.52 = 19.32 KN / rib$$
$$\phi Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.320 \times 1000 = 23.52 KN$$

$$1.1\phi \text{Vc} = 25.87 \text{ KN}$$

$$\phi Vs \min = \frac{\phi}{3} bw \times d \geq \frac{\phi}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$
$$\phi Vs \min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .278 \times 1000 = 8.34$$
$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.278 \times 1000 = 7.66$$
$$item : 3$$
$$\phi Vc < Vu \leq \phi Vc + \phi Vs \min$$
$$25.87 < 27.06 \leq 25.87 + 8.34$$
$$25.87 < 27.06 \leq 34.21$$

$$s \le 600 \le d/2 \cdots 278/2 = 139mm$$

$$\frac{Av}{s} \ge \frac{1 \times bw}{3 \times fyt}$$

$$\frac{Av}{s} \ge \frac{1 \times 0.12}{3 \times 420} \ge \frac{\sqrt{24}}{16 \times 420} \times 0.12$$

$$\frac{Av}{s} \ge 0.0000952 \ge 0.0000875$$

$$\frac{Av}{s} = 0.0000952$$

$$s = \frac{2 \times 50 * 10^{-6}}{s} = 0.0000952$$

Then use 2 Φ 8 @ 12.5 cm c/c for 1m from the face of the support & Φ 8 @20 cm for middle space .

4.7.3.2 : Design for positive moment :

L_a/L_b = 5.60/6.11 = 0.902

Ma+ve=[Cadl.W.La^2]

Ma+ve=[0.045×12.636×5.6 ^{2}+0.045×8×5.6^2]×0.52= 15.14 KN.m

Ma+ve=[0.029×12.636×6.11 ^{2}+0.029×8×6.11^2]×0.52=11.62 KN.m

Maximum moment is Ma+ve=15.14 KN.m

**Check 2 Φ 14 for positive moment:

d = 320 – 20 – 8 – 14 = 278 mm

Tension = Compression

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

$$308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.19mm$$

$$c = \frac{12.19}{0.85} = 14.34$$

$$\varepsilon_s = \frac{278 - 14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.055 > 0.005...ok$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

= 0.9*2* 154 * 10^{-6} *420 *(0.278 – 0.0122/2) *1000=22.14 KN.m

Φ Mn = 31.66 > Mu = 15.14

Ok …

By using the table in ACI …. The value of negative moment at case 1 = 0

So use 2Φ10 at supports .

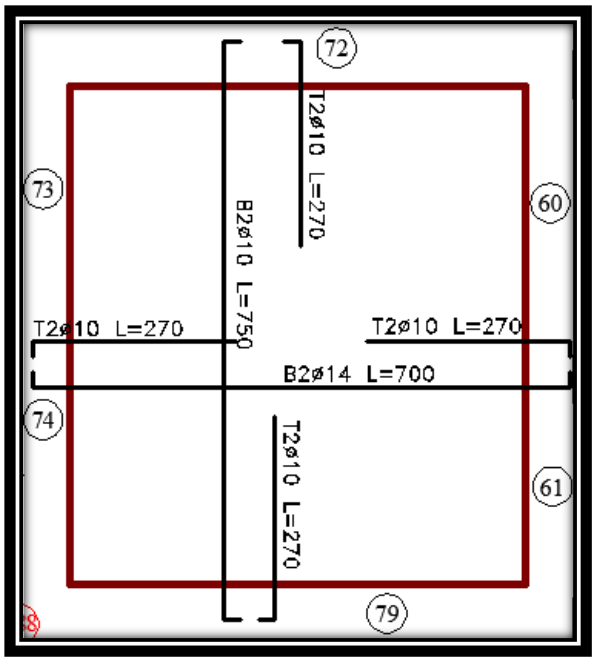


Figure (4-12): Reinforcement of two way

4.8 Design of flat plate:-

4.8.1 Determination Thickness for flat plate:-

As shown in the figure below, which show the location of the flat plate on the plan ,so before starting design , we shall calculate the thickness of the slab according to the equation For flat plate without drop panels with no edge beams, minimum slab thickness equal:

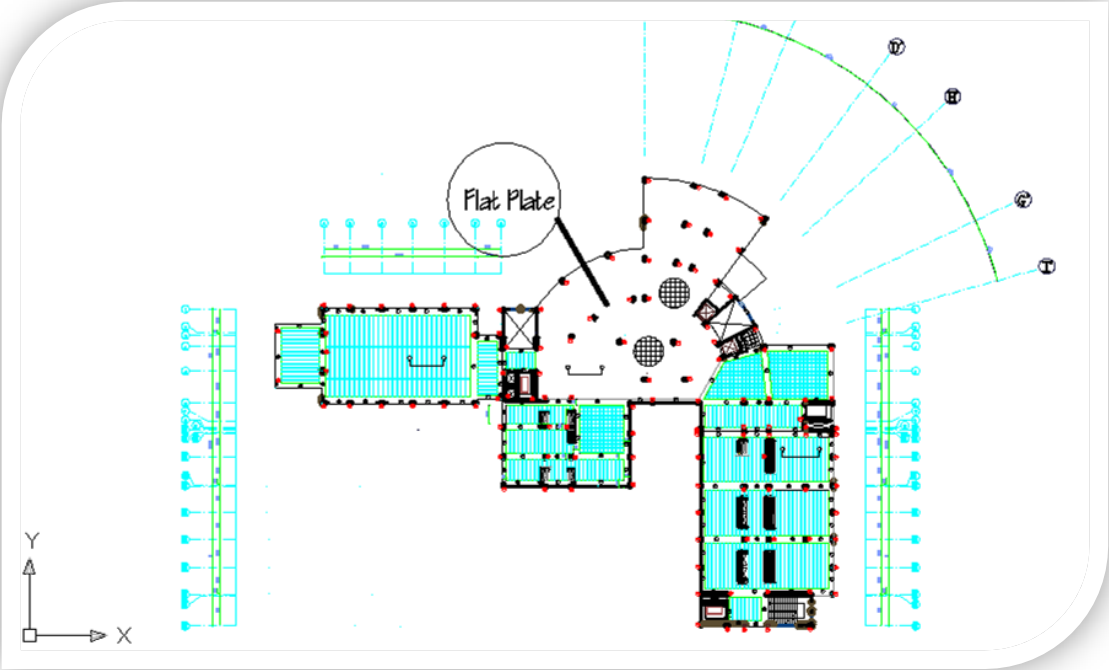


Figure (4-13): Location of flat plate

$h_{min} = Ln /33 = 7.7/33 = 0.243$ m

So use h=25 cm

4.8.2 Load Calculation:

Calculation of the total dead load for flat plate slab is shown in the following table (4-2)

No.	Parts of slab	Calculation
1	**Tiles**	**0.03*1*1*23 = 0.69 KN/ m^2.**
2	**Mortar**	**0.02*1*1*22 = 0.44 KN/ m^2.**
3	**Plaster**	**0.02*1*1*22= 0.44 KN/ m^2.**
4	**Sand**	**0.12*1*1*16 =** 1.92 **KN/ m^2.**
5	**Slab**	**0.25*1*1*25 =** 6.25 **KN/ m^2.**
6	**Partition**	**1.5KN/ m^2.**
		11.24 **KN/ m^2.**

Table (4-2): Calculation of flat plate dead load

Load calculation:-

D.L. $_{total}$ = 11.24 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2.

Factored dead Load = 1.2* 11.24 = 13.49 KN/m^2.

Factored live Load = 1.6 * 5 = 8 KN/m^2.

4.8.3 Design Results :-

By using Safe Program for design , we get the Results as follow:-

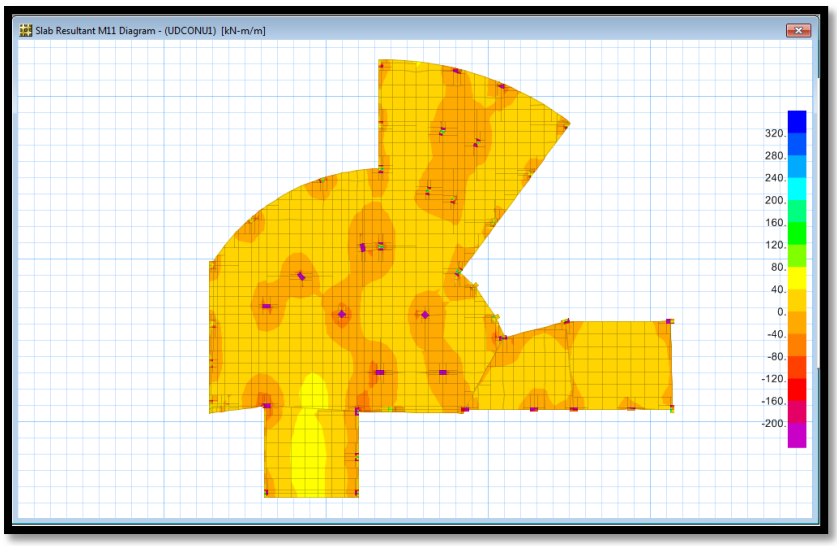


Figure (4-14) Moment in (Horizontal Direction)

Using Φ14@15cm at top & bottom .

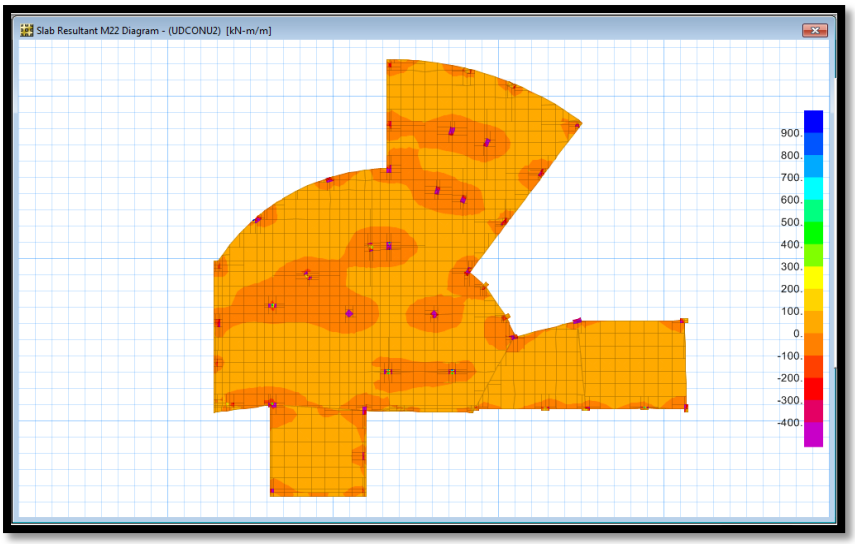


Figure (4-15) Moment in(Vertical Direction)

Using φ14@15cm at top& bottom .

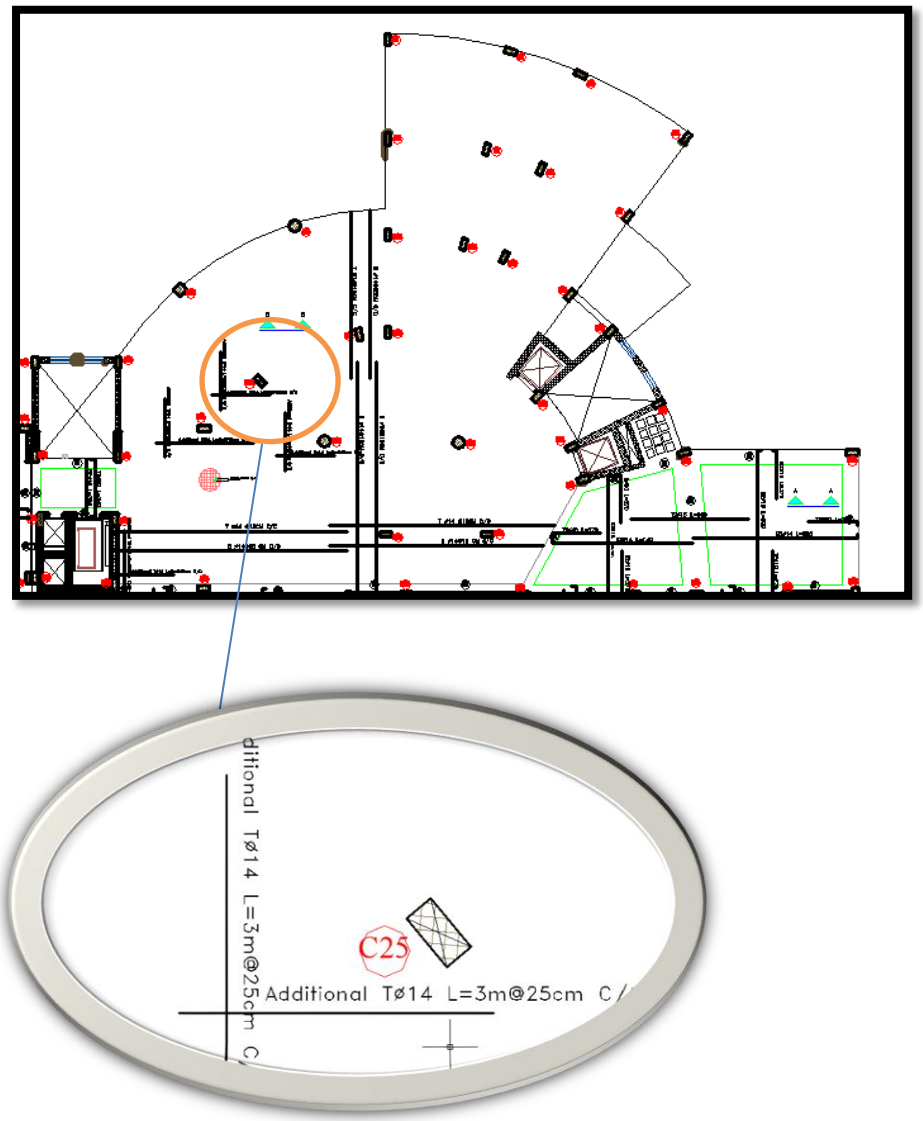


Figure (4-16): Detail of an additional Reinforcement

For more economical … we add additional bars above 4 columns as shown.

4.8.4 Check punching :-

The value of Punching from safe program on the slab as follow:-

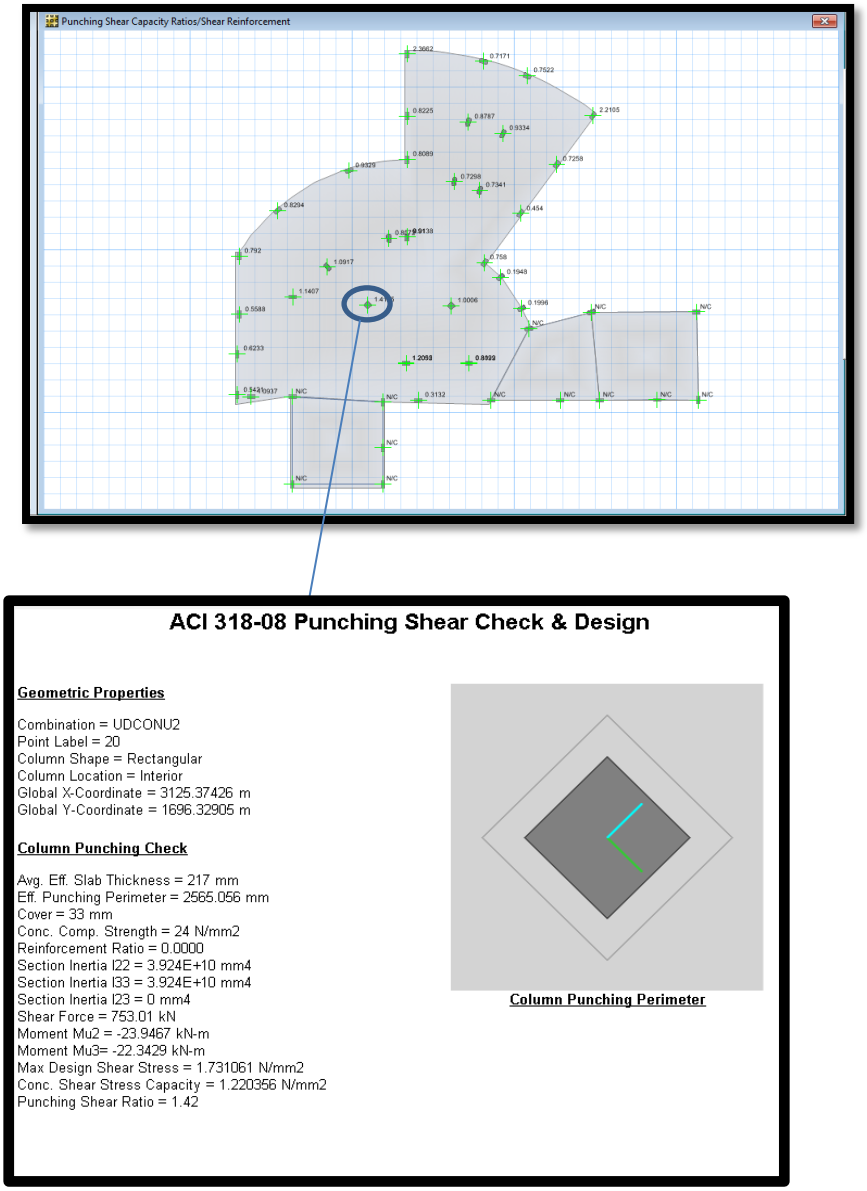


Figure (4-17): Column's detail from safe program

The value of shear force(V_u)=753 KN .

We Have :

1- Col 26 “internal Column”
2- Slab thickness 25cm
3- V_u=753 ……..d=250-20-14=217 mm

The punching shear strength is the smallest value

of the following equations:

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

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

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

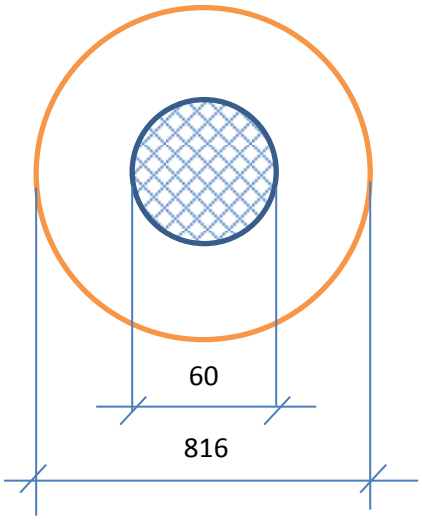


Figure (4-18): Column section

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} .....For.Radial.Column = 1$$

b_o = Perimeter of critical section

= π (φ +d)= π(600+216)= π(816) = 2563.5mm=2.5635m

α_s = 40 for interior column

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{1}\right)\sqrt{f_{c'}}.b_o.d = 0.5\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{40\times 0.216}{2.5635}+2\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.447\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{f_c'}.b_o.d.....Control$$

φV_c =0.75*0.333$\sqrt{24}$ *2.5635*0.216*10^3= 677.5KN

$\varphi V_c < V_u$ ……. Use Shear Reinforcement :

d=216>150

>16*10=160 mm …… ok

$V_{n\,max}$=(0.75/2)√24*2.5635*.216*10^3= 1017.24KN >V_u

Av/s={(Vu/Φ)-Vc}/(Fy*d)

Vc=(1/6)√24*2.5635*.216*10^3= 452.1 KN

Try8 Φ10

8*79*10^-6/s={(775.4/0.75)- 452.1 }*10^{-3}/(420*.216)

S=0.01m < d/2

Use 8 Φ10 @10cm c/c

Finding The Critical Section :

ΦVc= (0.75/6)*4(a+√2 + 0.6)*.29*10^3 =775.4

a =0.61 m

…. Use 1m

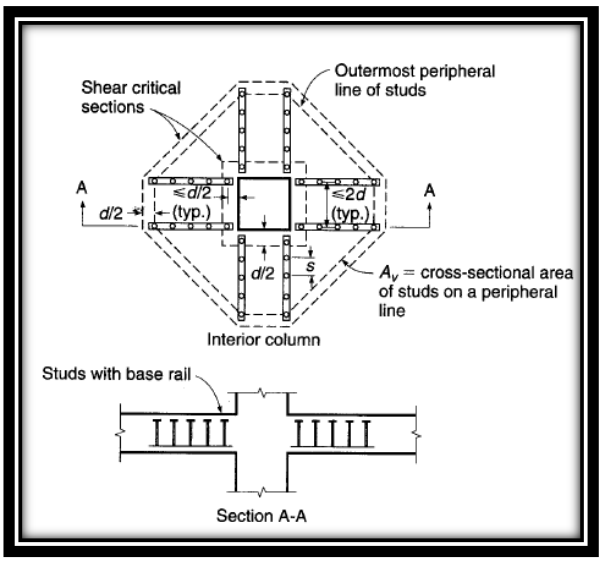


Figure (4-19): Punching stirrups detail

4.9 Design of Stair:-

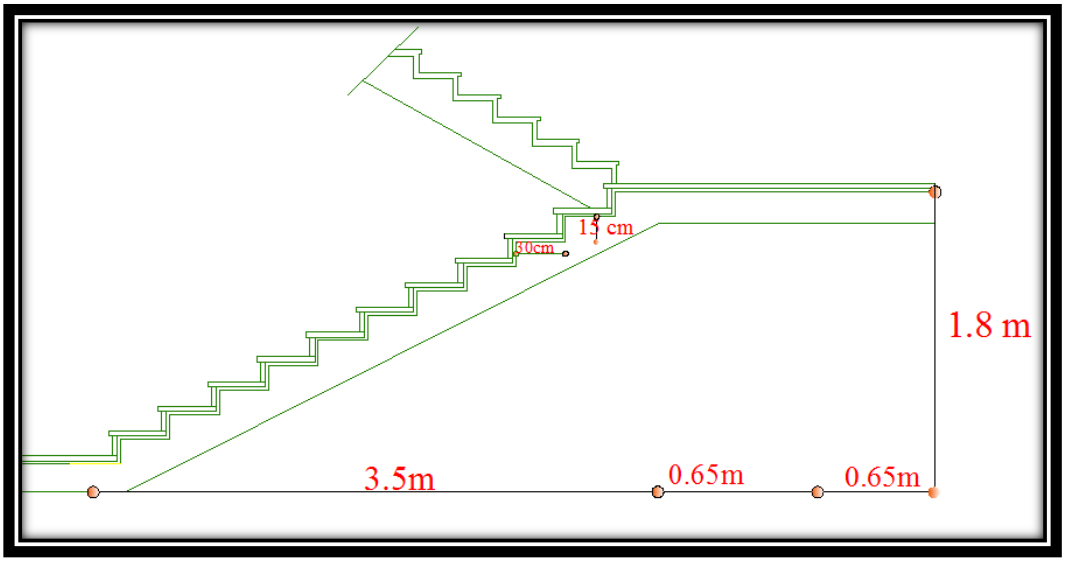


Figure (4-20): Stair diagram

Slope of the stair = $\tan^{-1}$ 1.8/3.5 = 28.61^{o}

4.9.1 Load Calculation & Design of stair :-

The structural system & dead load calculation :-

Plastering =(0.02*22*1)/(cos 28.6) = 0.5

Concrete slab = (0.22*25*1)/(cos 28.6) = 6.26

Mortor = (0.3+0.15)*0.02*22/(0.3) = 0.66

Stair = 0.15*0.3*0.5*1*25/(0.3) = 1.875

Tiles = (0.33+0.15)* 0.03*27/(0.3) = 1.296

Total load = 10.6 KN/m

Dead load = 10.6 & 5.3 KN/m , Live load = 5& 2.5 KN/m

By using atir program :-

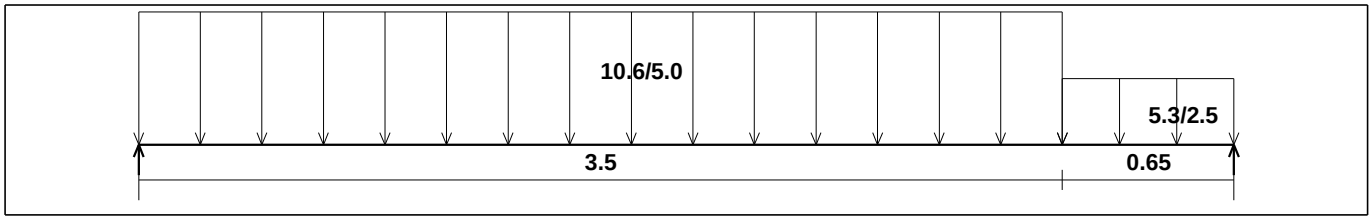
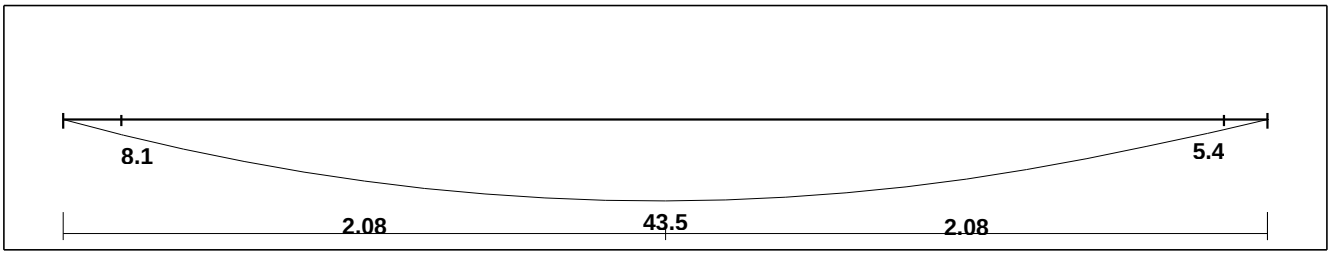


Figure (4-21): Load diagram

h= (3.5+0.65) / 20 = 0.217 …….. select h = 22 cm .

**Shear & Moment Envelope :-



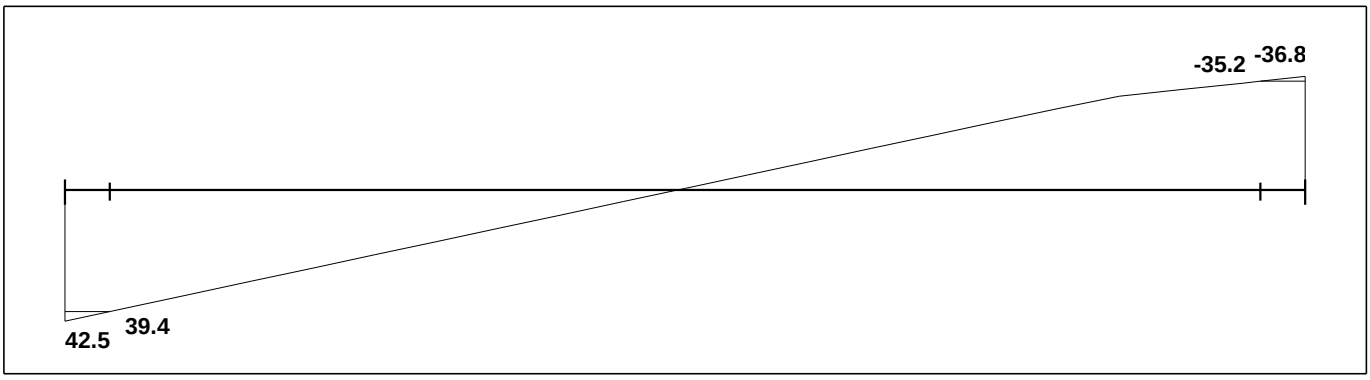


Figure (4-22): Shear & Moment envelope diagrams

The value of V_u at the center of support = 39.4 KN .

d= 220-20-7 = 193 mm .

$\varnothing v_c = (0.75/6) * \sqrt{24} * 1*0.193*10^3 = 118.2$ KN > 39.4 KN ……ok .

4.9.1.1 Design for flexure :-

M_u = 43.5 KN.m , k_n= (43.5 /0.9)*10^{-3} / (1*0.193^2) = 1.3 MPa

m= 420/(0.85 *24) = 20.58 .

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.3*20.58}{420}}\right) = 0.0032$$

A.S = 0.0032 * 1000* 193 = 617.6 mm^2

Use ⌀ 14 @ 25 cm c/c

**For secondary:-

$A.S_{min}$ = 0.0018*1000*220 = 396 mm^2 /m

Use ⌀ 10 @ 20 cm c/c

4.9.2 Design of landing:-

Thickness of landing = 3.6 /20 = 0.18 m ….. use 22 cm

4.9.2.1Calculation of dead load :-

Tiles = 0.03*22 = 0.66

Mortor = 0.02*22 = 0.44

Sand =0.12*16 = 1.92

Concrete = 0.2*25 = 5

Plastering = 0.02*22 = 0.44

Total dead load = 8.16 KN/m & Live load= 5 KN/m

** By using atir program :-

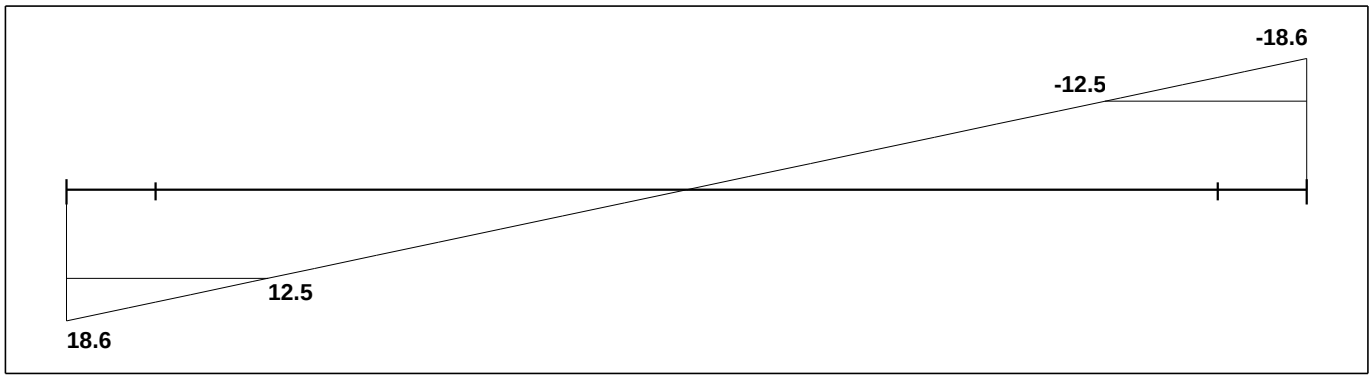


Figure (4-23): Shear envelope diagram

The value of V_{ud} = 12.5 KN < ∅v_c = 118.2 KN

So …. No shear RF. is required

**R.F. of landing from atir :-

5∅14 per 1m for bottom bars & 4∅10 per 1m for top bars .

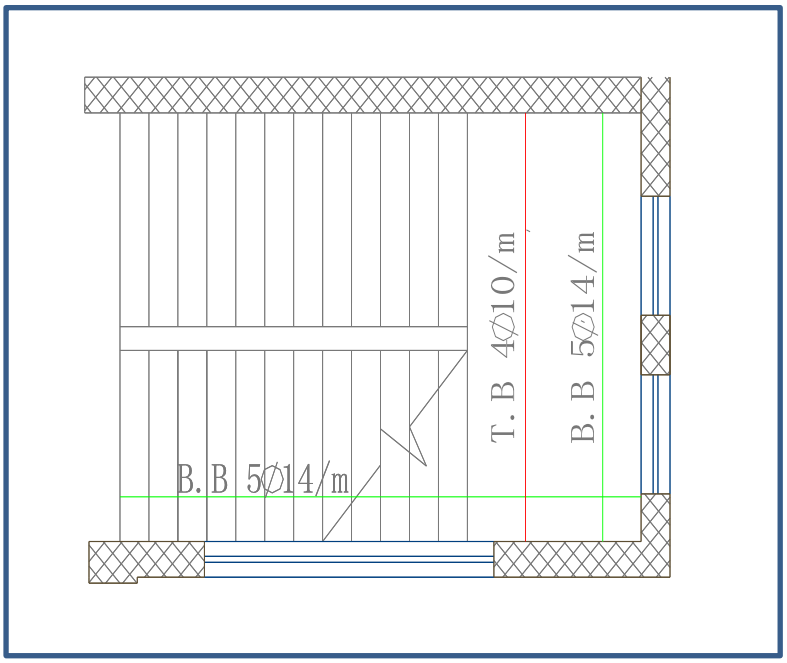


Figure (4-24): Reinforcement of stair

4.10 Design of Columns:-

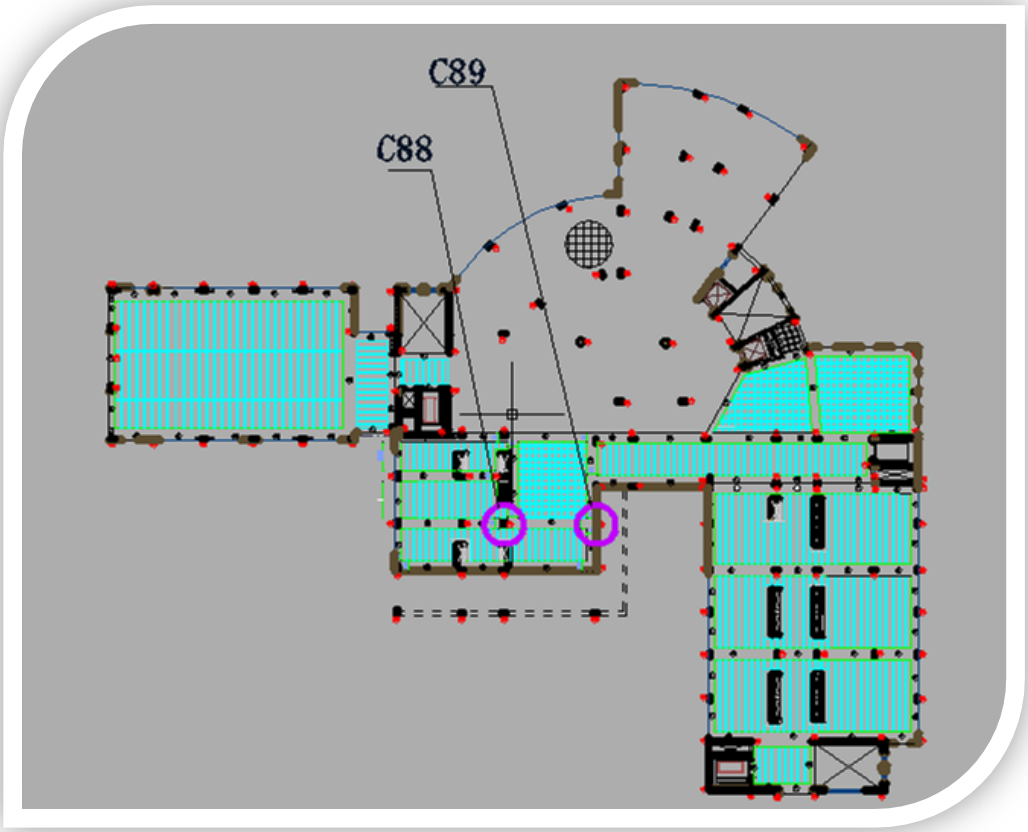


Figure (4-25): Location of columns 88 - 89

4.10.1 Load Calculation :-

**For (C88):

*Check Slenderness Effect:-

****In 0.6 m-Direction

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.35 m

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.

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

$$\frac{1\times 3.35}{0.3\times 0.6} = 18.6 < 22$$

$$\therefore short\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ Both..Direction$$

$$p_u = 4910KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{4910}{0.65} = 7554KN$$

$$Use\rho = \rho g = 1.6\%$$

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

$$7.554 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.352m^2$$

Use 0.6×0.6 cm with Ag = 0.36m² > Agreq = 0.352m²

$$A.S = 0.016*600*600 = 5760mm^2$$

$$Try\ \phi 20\ ,\ \#of\ bars = \frac{5760}{314} = 18$$

Use 18 Φ 20 with As = 5760mm²

4.10.2 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \le$ Least dimension.

$$Spacing \le 16\times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16\times 2.0 = 32cm.$$

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

$$Spacing \le Least.\dim ension = 60cm$$

$$\therefore\ \ Use\ 1\phi 10@25cm$$

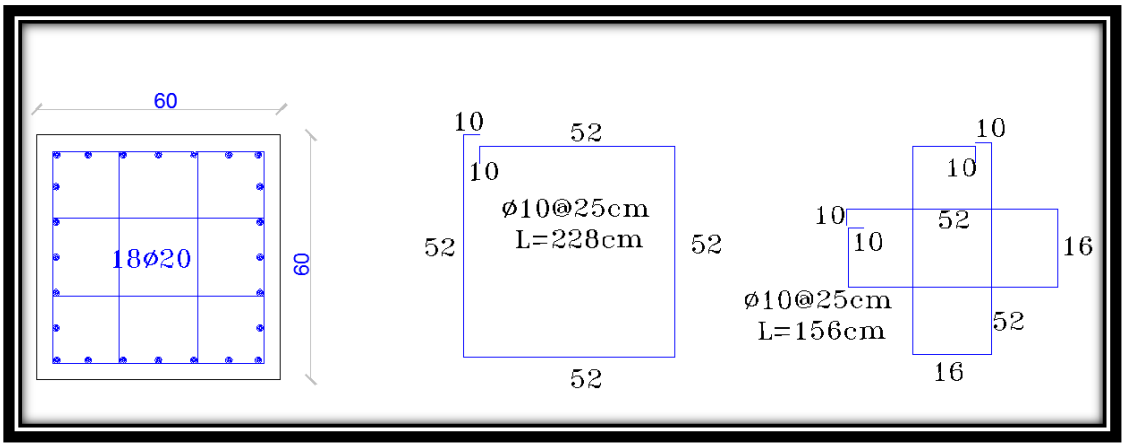


Figure (4-26): Reinforcement of column 88

**For (C89) :-

$p_u = 2370KN$

$p_{n\,req} = \dfrac{2370}{0.65} = 3646KN$

$Use\rho = \rho g = 1.8\%$

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

$3.646 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.018 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.165m^2$

Use 0.3×0.6 cm with Ag = 0.18m² > Agreq = 0.165m²

4.10.3 Check Slenderness Effect:

**In 0.6 m-Dirction

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

$\dfrac{1 \times 3.35}{0.3 \times 0.6} = 18.6 < 22$

$\therefore short\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.6.Direction$

**In 0.3 m-Dirction

Lu = 3.35 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1\times 3.35}{0.3\times 0.3} = 37.2 < 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in \quad 0.3.Direction$$

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

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1200)}{2370} = 0.61$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.3^3}{12} = 0.00135m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.00135}{1+0.61} = 7.8MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*7.8}{(1.0*3.35)^2} = 6.85MN.$$

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

$$Cm = 1 \quad .....According\ \ to\ \ ACI\,318-2002(10.10.6.4)$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2370/0.75*6.85*10^{3})} = 1.86 > 1 \ \ ok.$$

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

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024*1.86 = 0.045$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.045}{0.3} = 0.15$$

$$From\ \ Interaction\ \ Diagram$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2370}{0.3*0.6} * \frac{145}{1000} = 1909 \ \ Psi$$

$$\rho_g = 0.017$$

$A_s = \rho * Ag = 0.017*600*300 = 39\ cm^2$

Use Φ 16 >> $\#\ of\ bar = \frac{3095}{201} = 15.4$

Use 16 Φ 16 with As = 3216mm² >As_{req} = 3095mm²

4.10.4 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

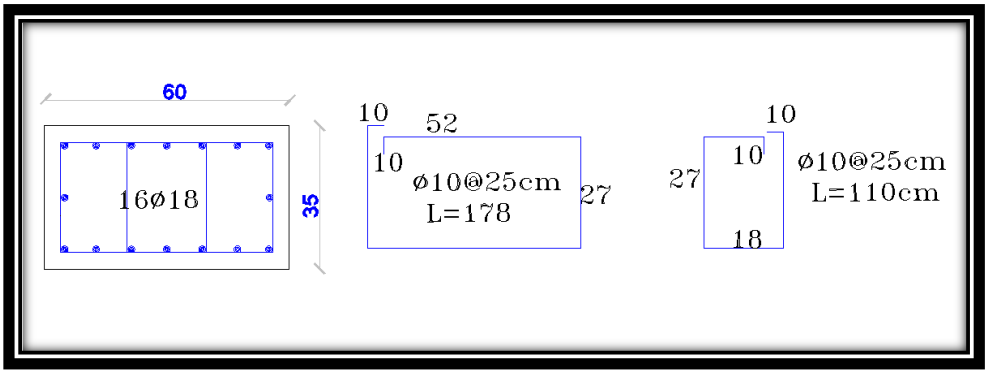


Figure (4-27): Reinforcement of column 89

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.6 = 25.6cm.$

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

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

$\therefore \ Use\ 1\phi 10@25cm$

4.11 Design of Basement Wall:-

4.11.1 Load Calculation:-

ϕ = 30

Soil density = 18 Kg/cm3

k_o= 1-sin ϕ

k_o= 1- sin 30 = 0.5

q_1= 0.5*5 = 2.5 KN

q_2= 0.5*5+18*3.8*0.5 = 36.7 KN/m

$qu_{1(factored)}$ =1.6*2.5= 4 KN/m

$qu_{2(factored)}$ = 1.6*36.7= 58.72kN/m

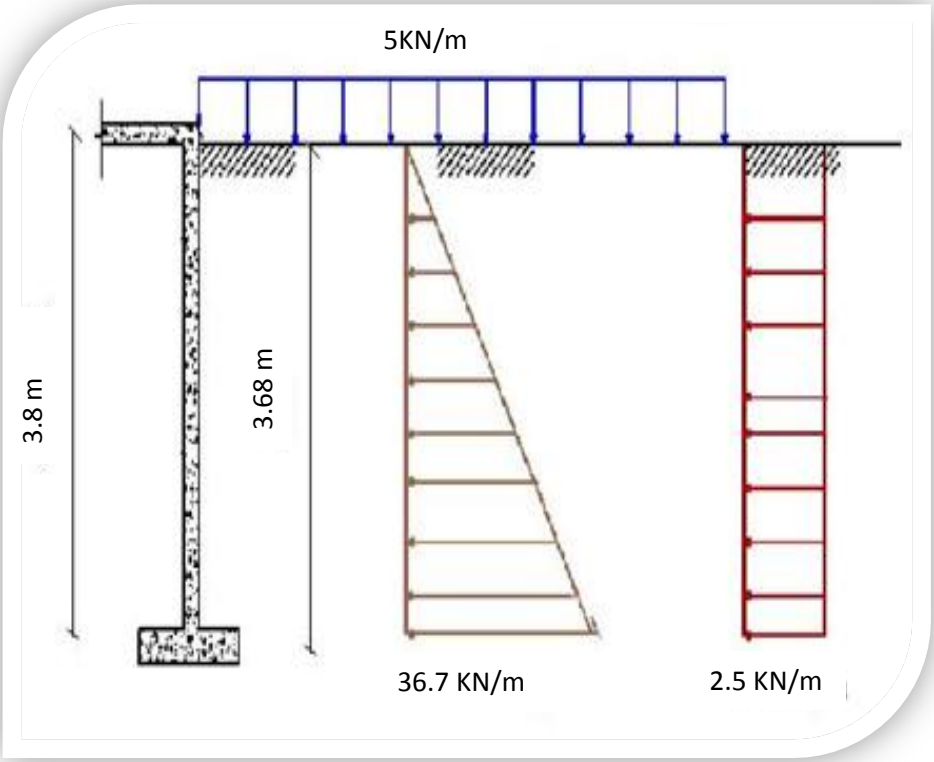


Figure (4-28) : Load on Basement Wall

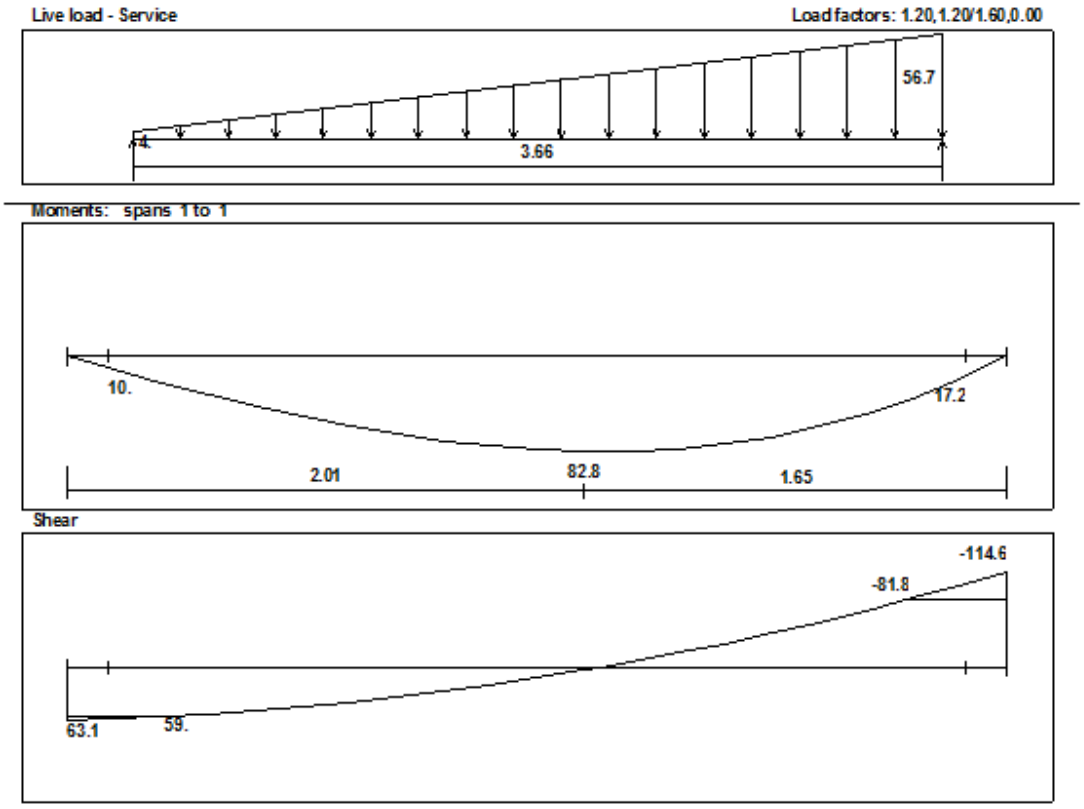


Figure (4-29): Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

4.11.2 Design of Wall:-

Assume h = 250 mm

d =250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu_d= 81.8 KN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.223 * 1 = 136.56\ kN$$

$\emptyset Vc > Vu$ … No Shear Reinforcement is Required.

**For Horizontal Reinforcement, Use As_{min}

As_{min}= 0.002 * b * h

As_{min}= 0.002 * 1000 * 250 = 500mm^2/m = 50 cm^2/m

Use ϕ10

500 /79 = 6.33 ….. use 7 bars

Use ϕ10 at 15 cm c/c

4.11.2.1 Design for Bending Moment:-

Mu_{max} = 82.8 KN/m

$$Mn = \frac{82.8}{0.9} = 92 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.092}{1*0.223^2} = 1.85 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.85}{420}}\right) = 0.00463$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00463 * 223 * 1000 = 1032.5 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 mm^2$$

$$As_{Req.} = 1032.5 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$$

Use ϕ 14

No. = 1032.5/154 = 6.7 , Use 7 bars

Use ϕ14 at 12.5 cm

1/2 * 1032.5 = 516.25 mm^2

Use ϕ10

No. = 516.25/79 = 6.53 , Use 7 Bars

Use ϕ10 at 15 cm c/c

4.11.3 Design of Basement Footing:-

Total factored load = 75.6 KN

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.3)$ = 9 KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (3.7) \times 18$ = 106.56 KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-9-106.56=279.44 KN/m^2

Assume b = 1 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 14 = 211 mm, q_{ult} = 45.6/1 *0.75= 60.8 KN/m^2

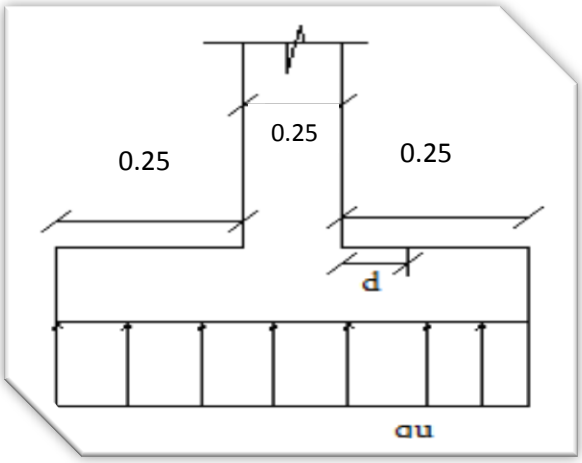


Figure (4-30): Footing geometry

4.11.3.1 Check of One Way Shear:-

Vu = 1*(0.25-0.211)* 60.8 = 2.371 KN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.211 * 1 = 129.2\ KN$$

$$\emptyset Vc > Vu \ldots\ldots No\ shear\ R.F\ is\ required$$

4.11.3.2 Design of Bending Moment:-

Mu = 60.8*0.55^2/2 = 9.196 KN/m

$$Mn = \frac{9.196}{0.9} = 10.22 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10.22}{1*0.211^2} = 0..23 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.23}{420}}\right) = 0.00055$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.00055 * 211 * 1000 = 116.2\ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$$

$$As_{\text{Req.}} = 1162 < As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use A_{smin}

Use ϕ 14

No. = 540/154 = 3.51 , Use 4 bars

Use Using hook $\geq 16*\phi$

Required length of hook $\geq 16*\phi \geq 16*1.4$ = 22.4 cm

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

Use ϕ14 at 25 cm c/c

In the other Direction:-

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1000* 30 = 540 mm^2

Use ϕ 14

No. = 540/154= 3.51 , Use 4 bars

Use 4ϕ 14@ 25 cm c/c

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 345.7\ mm$$

Ld $_{available}$ =250-75= 175mm

Ld $_{available}$= 475 mm > $ld_{req} = 296.3mm$

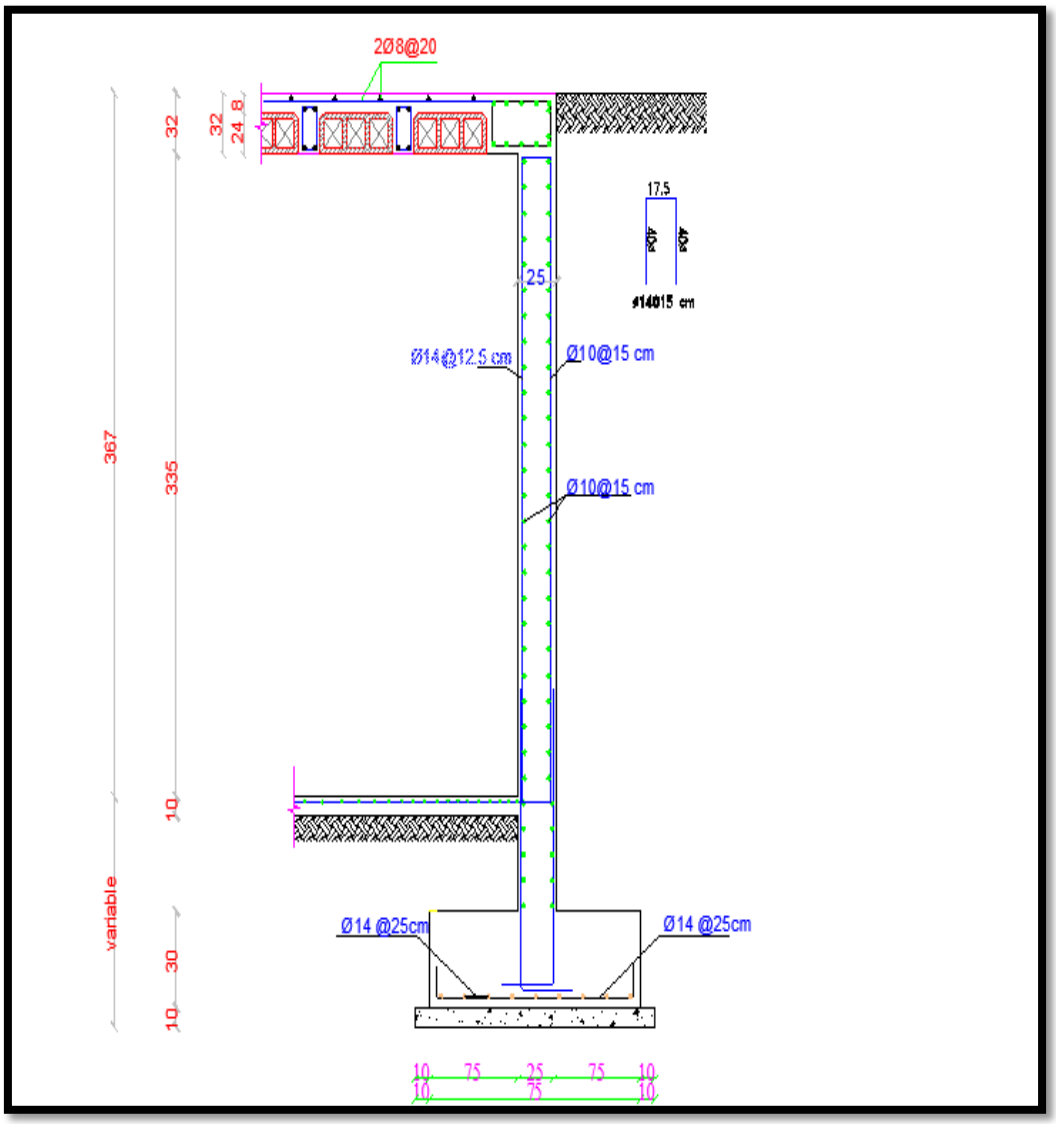


Figure (4-31): Reinforcement of basement wall

4.12 Design of shear wall :-

4.12.1 Design of shear wall by ETABS program:-

Design philosophy in ETABS based mainly on transform loads from slabs to walls directly .

shear wall has been loaded by two kinds of forces :

1) Axial loads (Dead + Live)

2) Lateral "seismic loads, wind pressure"

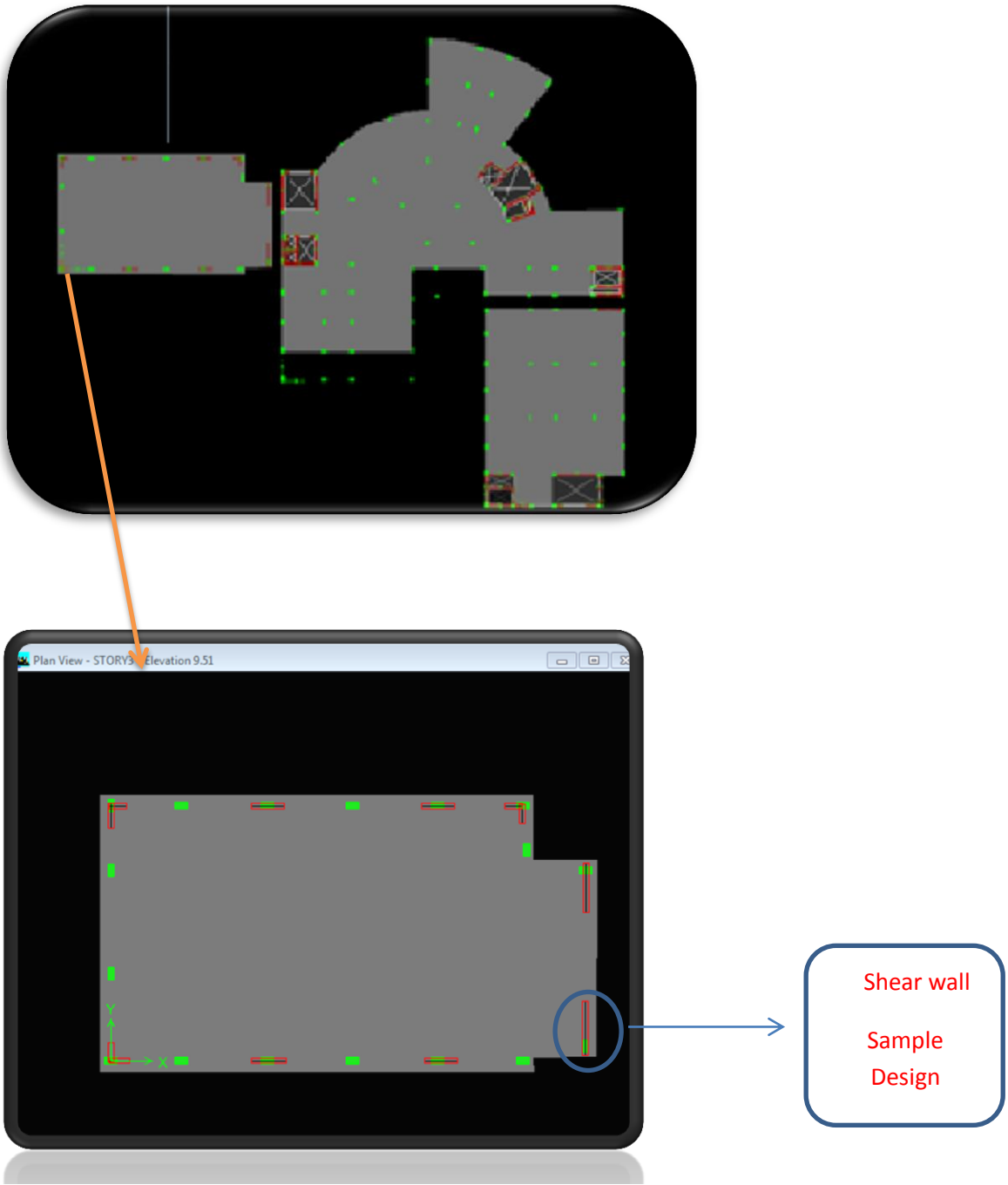


Figure (4-32): Shear wall plan from ETABS

**By using Etab program for analysis we get:-

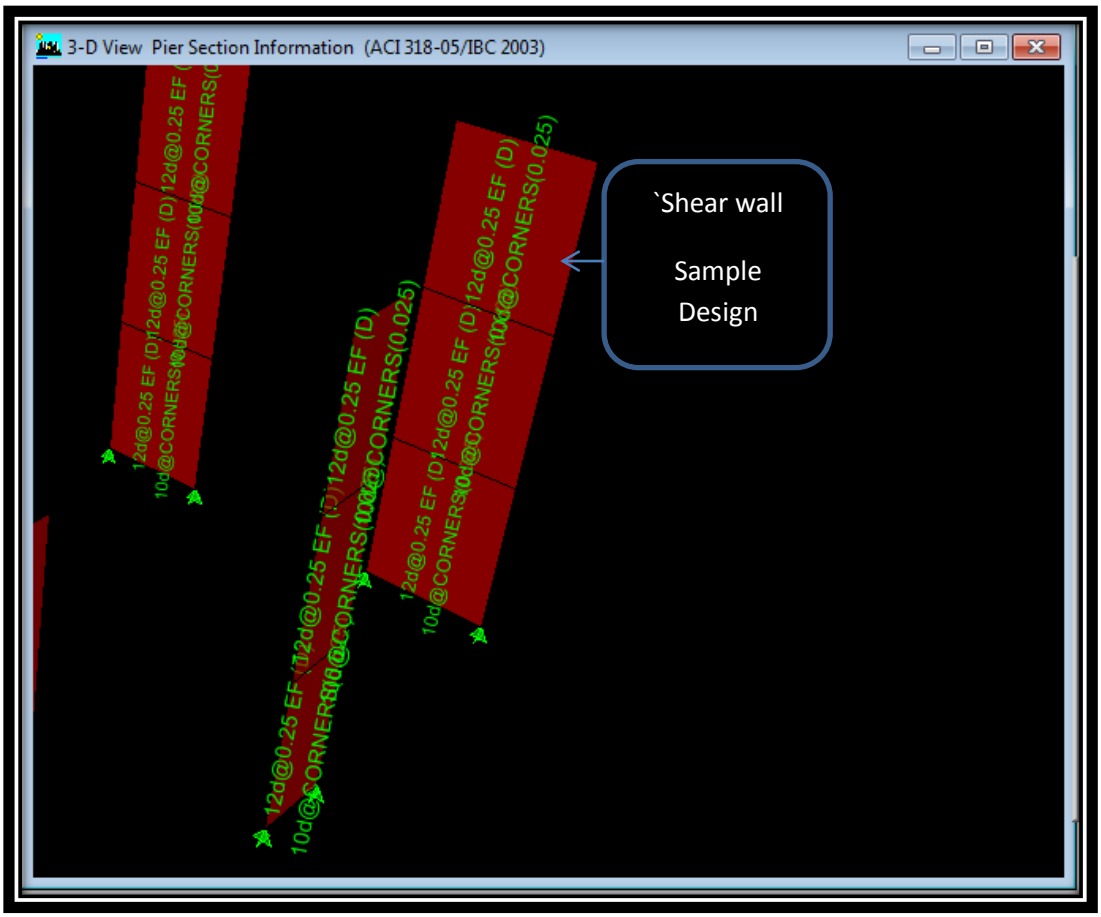


Figure (4-33): Design of shear wall from ETABS

4.12.2 Design of shear wall by manual method:-

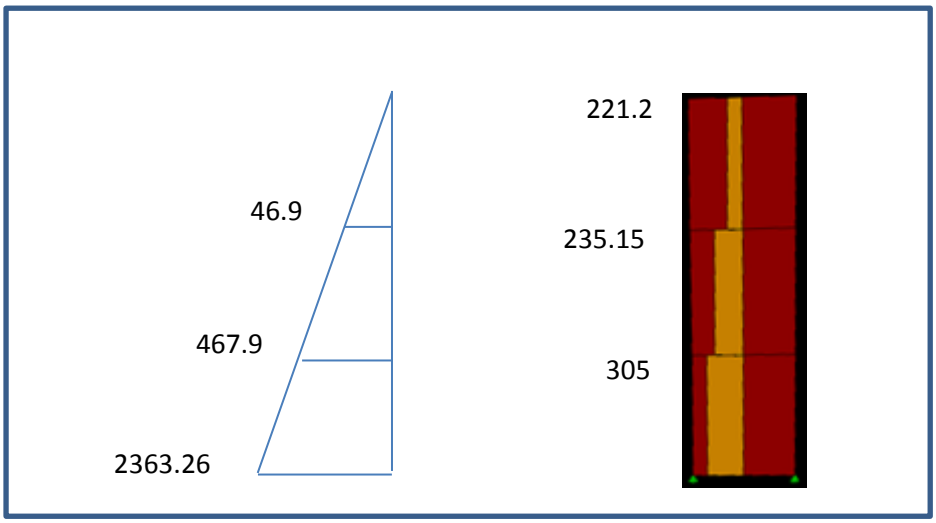


Figure (4-34): Shear force & moment on the wall from ETABS

Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = **0.0488**
Cv = 0.24

Where:
Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-p**.**
I = importance factor given in Table 16-K.
Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

4.12.2.1 Design of Wall:

By Using Software (ETABS 9.5), We Get the shear wall Analysis Results as shown in the following Diagram:-

Fc =24 MPa

fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 2.45 m. shear wall width

H_w=10.05m. Building height

Lw/2 = 2.45/2 = 1.225 m ……..(control)

hw/2 = 10.05/2 = 5.025 m

d= 0.8 * Lw = 0.8 * 2.45 = 1.96 m

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

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 1.96 = 400.1kN$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c} * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} * 0.25 * 1.96}{4} + 0.0 = 600.12kN$$

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c} + \frac{2 * N_u}{L_w * b} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{b * d}{10}$$

Mu = 467.9 + 305(3.35 – 1.225) = 1116.03 kN.m

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{2.45\left(\sqrt{24} + 0\right)}{\frac{1116.03}{305} - \frac{2.45}{2}} \right) * \frac{0.25 * 1.96}{10} = 361.64kN \ldots\ldots\ldots Control$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

$$Vs = \frac{305}{0.75} - 361.64 = 45.03\ kN$$

$$\frac{Av.h}{s_2} = \frac{Vs}{Fy.d} = \frac{0.04503}{420 * 1.96} = 0.00005$$

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.0025 * b = 0.0025 * 0.25 = 0.00063$$

S ≤(l_w / 5) = 2450/5 = 490 mm …… Control

$S_2 \leq 3 * b = 3 * 250 = 750$ mm

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.00063$$

Try Ø12

$$\left(\frac{2 * 113 * 10^{-6}}{s}\right) = 0.00063$$

S = 0.34 m

Use Ø12 @ 35 cm c/c For Horizontal R.F.

**For Vertical Shear Reinforcement :-

$$A_{vn} = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) * \left(\frac{A_{vh}}{s_2 * h} - 0.0025\right)\right\} * s * h$$

$$A_{vn} = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{10.05}{2.45}\right) * \left(\frac{2 * 79}{350 * 250} - 0.0025\right)\right\} * s * h$$

$$A_{vn} = 0.0031 * s * h$$

$\left(\frac{2*79*10^{-6}}{s}\right) = 0.00078$ …… s = 0.20 m

S ≤ L_w/3 =2450 /3 = 816.7mm

≤ 450mm

≤ 3 * h = 3*250= 750 mm

Use Φ 10 @ 20 cm c/c

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n/h_w)}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$C \geq \frac{2.45}{600*0.007} = 0.583$ …… , C≥0.583

boundary element length = C – 0.1 * l_w

= 0.583 – 0.1* 2.45 = 0.338 m

≥ 0.583 /2 = 0.292 m

The boundary element length = 35 cm

Ast = 2.45/0.2 * 2 * 79 = 1935.5 mm^2

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 2.45 * 0.25}{1935.5 * 10^{-6} * 420}} = 0.066$$

$M_n = 0.9*(0.5 *Ast*F_y*l_w* (1-Z/l_w))$

$M_n = 0.9*(0.5 *1935.5*10^{-6}*420*2.45* (1-0.066))$

$M_n = 0.837$ MN.m

$M_u = 2363.25 – 837 = 1526.25$ KN.m

$$Ast = \frac{M_u/\emptyset}{420 * (2.45 - 0.35)} = 1922.7\ mm^2$$

As= 1922.7 +6*79 = 2396.7mm^2

Use Φ 20

Use 8 Φ 20 …… $A_s = 2512mm^2$

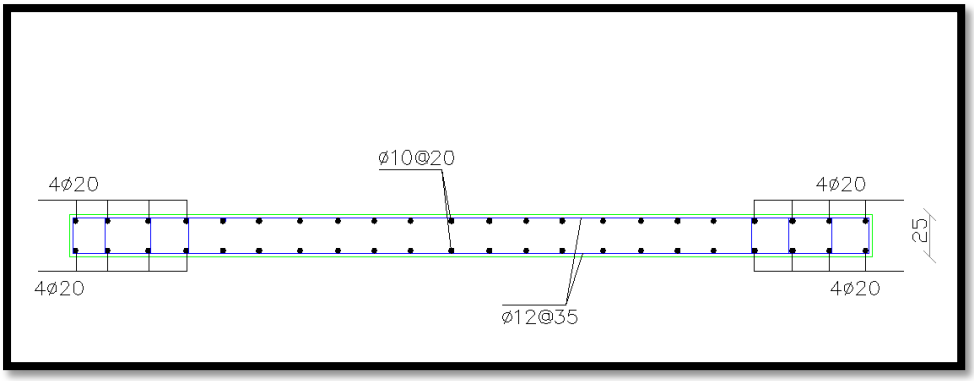


Figure (4-35) : Shear Wall Reinforcement

4.13 Design of Isolated Footing:

4.13.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1495 KN.

Total services load = 1290 KN

Column Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.4)$ = 12 KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.6) \times 18$ = 17.28 KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-17.28-12=365.7 KN/m^2

4.13.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1290}{365.7} = 3.53\ m^2$$

** L= 1.9 m

Try 2 * 2 m with area = 4 m^2 > A_{req} = 3.53 m^2

determinate q_u = 1495/4 = 374 KN/m^2

4.13.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm ….. d = 400-75-20 = 305 mm

**Check for one way shear strength

$$Vu = 374 * (\frac{2 - 0.6}{2} - 0.305) * 2 = 295.5KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2000 * 305 = 373.55KN$$

$$\phi.Vc = 373.55KN > Vu = 295.5KN$$

$\therefore$ *Safe*

4.13.4 Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(600+305)+2(300+305) = 3020mm$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*3020*305 = 1128.1KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.305}{3.02}+2\right)*\sqrt{24}*3020*305 = 1703.4KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3020*305 = 1128.1KN$$

$\phi.V_C = 1128.1KN$ .... *Control*

$Vu = 374*\{(2*2)-(0.6+0.305)*(0.3+0.305)\} = 1119KN$

$\phi.Vc = 1128.1KN > Vu_C = 1119KN$..... *satisfied*

4.13.5 Design of Bending Moment:

$Mu = 374**0.85^2/2 = 144.6kN.m$

Mu =144.6 KN.m

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.1446/0.9}{2\times 0.305^2} = 0.863Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.863}{420}}\right) = 0.0021$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0021 * 2000 * 305 = 1281\ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2000 * 400 = 1440 mm^2$$

$$use As = 1440 mm^2$$

$$Select\ \phi 14$$

$$\frac{1440}{154} = 9.4 \rightarrow use 10 bars.$$

$$...As_{Provided} = 1540 mm^2 > 1440 mm^2 .....ok$$

**Check for strain :-

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

$$1540 * 420 = 0.85 * 24 * 2000 * a$$

$$a = 15.86 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.86}{0.85} = 18.66 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{305 - 18.66}{18.66} * 0.003 = 0.046$$

$$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.13.6 Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\, fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} 1.6 = 32.9$cm .

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.4 = 25.87$cm

$Ld_{(2)req} = 29.56$cm $< Ld_{(1)req} = 32.9$cm ➔ control

Available Ld $= (400 - 75 - 2 * 14) = 297$ mm.

Using hook $\geq 16 * \phi$

Required length of hook $\geq 16 * \phi \geq 16 * 1.6 = 25.6$ cm use 30 cm

Total Length = 59.56…. use 60cm > Ld_{req} = 32.9 cm … ok

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

Ld $_{available}$ = 700-75= 625mm

Ld $_{available}$= 625 mm > $ld_{req} = 345.67mm$

4.13.7 Check transfer of load at base of column:

$\phi.Pn = \phi.(0.85\, fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*300)]/1000 = 2246.4KN$

But $Pu = 1495 < \phi.Pn = 2246.4KN$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*600*300 = 900cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ12

$As_{Provided}$ = 904 mm^2 > $As_{Req.}$ = 900 mm^2

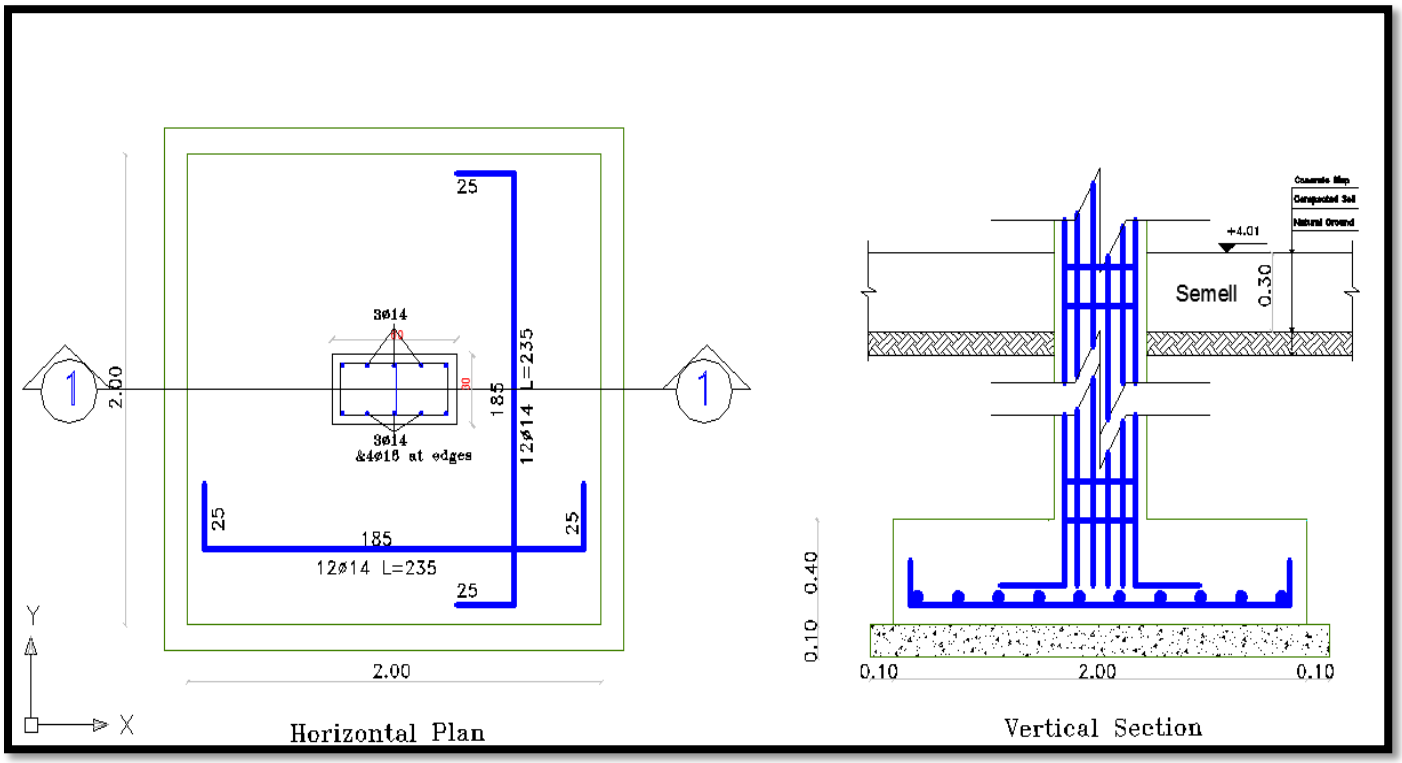


Figure (4-36): Isolated Footing detail

4.14 Design of Well :-

4.14.1 Design of well by using STAAD PRO program:-

By Using Staad Pro programe for anylses we get :-

** The critcal case was (Self weight + Soil(Lateral Load))

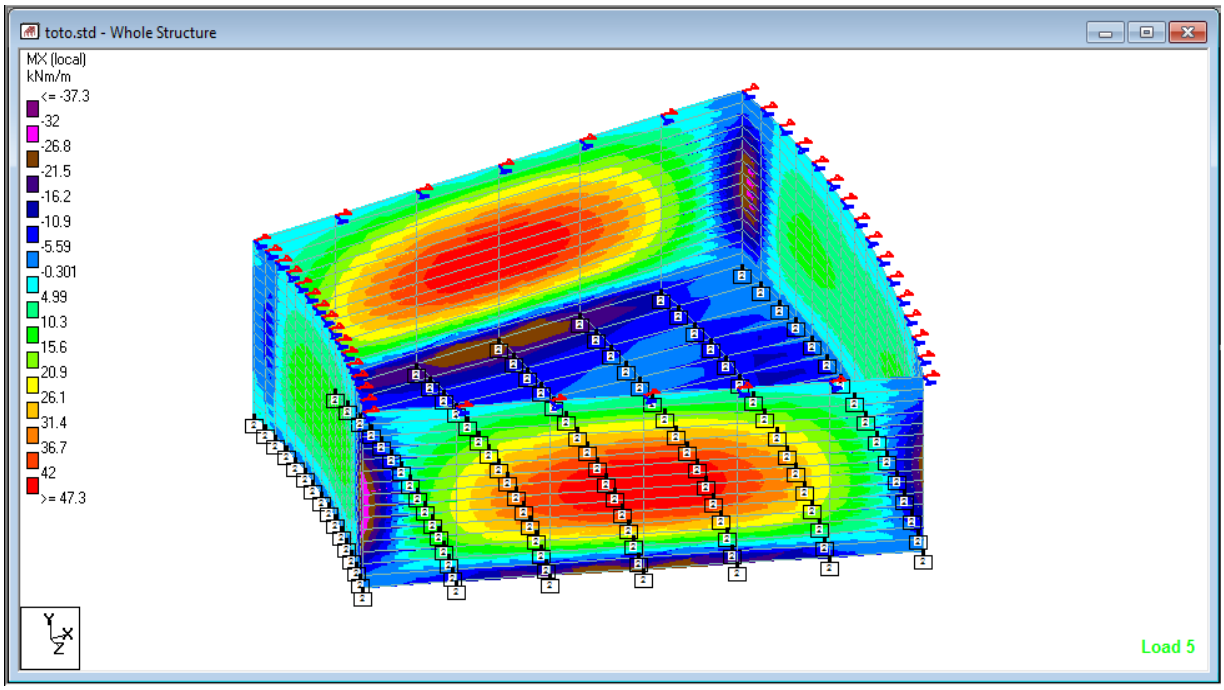


Figure (4-37): Moment's value from STAAD PRO

Max. value of moment is 47.3 KN.m in Y Direction &43.2KN.m in X Direction .

4.14.1.1 Cheacking one way for punching of a column located in the center of the well :-

Column Dimension: 30x60 cm
Footing Dimension: 3.6*3.6 m
P_u = 3100 KN .

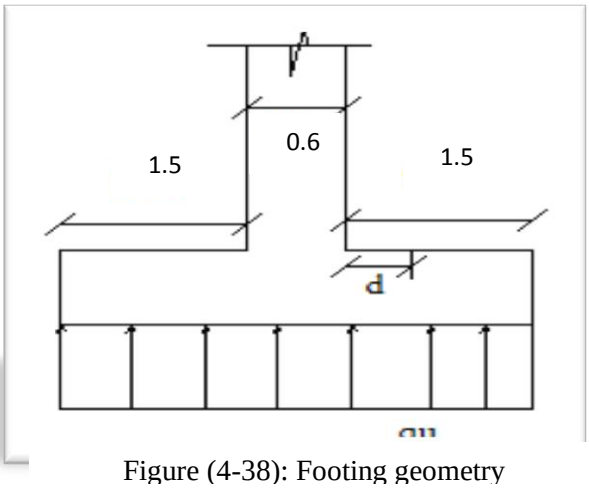


Figure (4-38): Footing geometry

$q_u = P_u / A_s = 3100/3.6^2 = 239 KN/m^2$

d= 650-75-20 = 555 mm

**In 0.6 direction :-

$$Vu = 239 * (\frac{3.6 - 0.6}{2} - 0.555) = 225.86 KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.555 * 3.6 = 1220 KN$$

$$\phi.Vc = 1220 KN > Vu = 225.86 KN$$

$\therefore$ *Safe*

** In 0.3 direction :-

$$Vu = 239 * (\frac{3.6 - 0.6}{2} - 0.555) = 225.86 KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.555 * 3.6 = 1220 KN$$

$$\phi.Vc = 1220 KN > Vu = 225.86 KN$$

$\therefore$ *Safe*

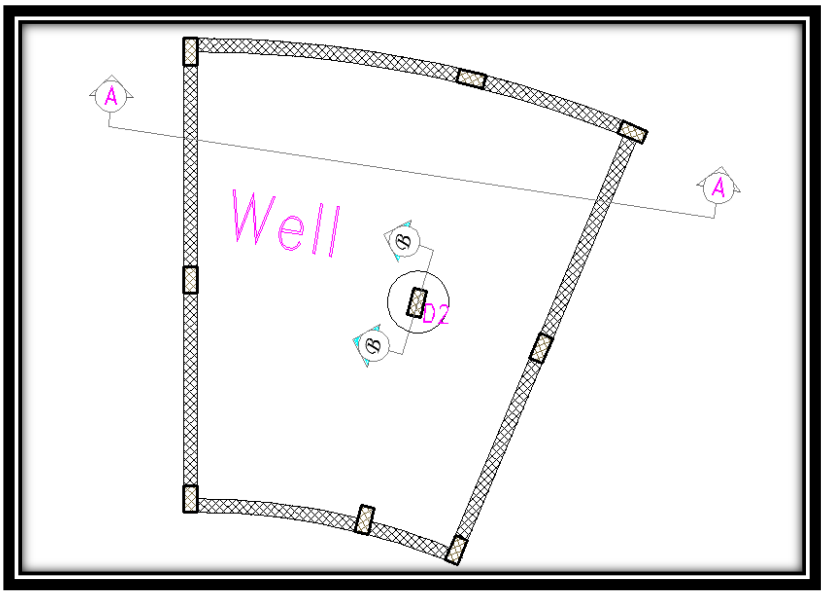


Figure (4-39): Well plan

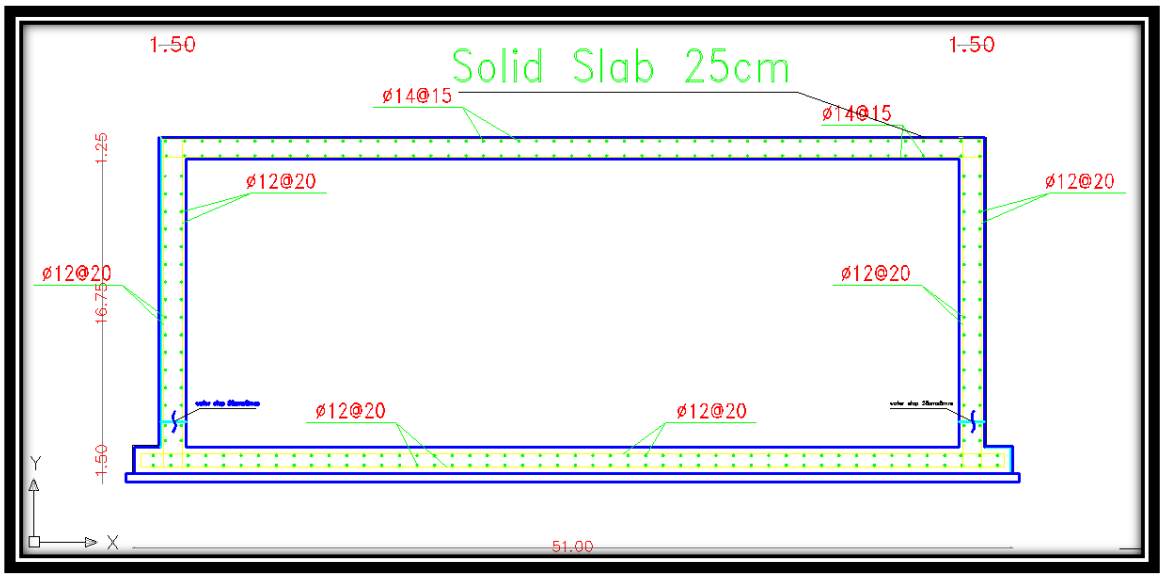


Figure (4-40): Well Reinforcement

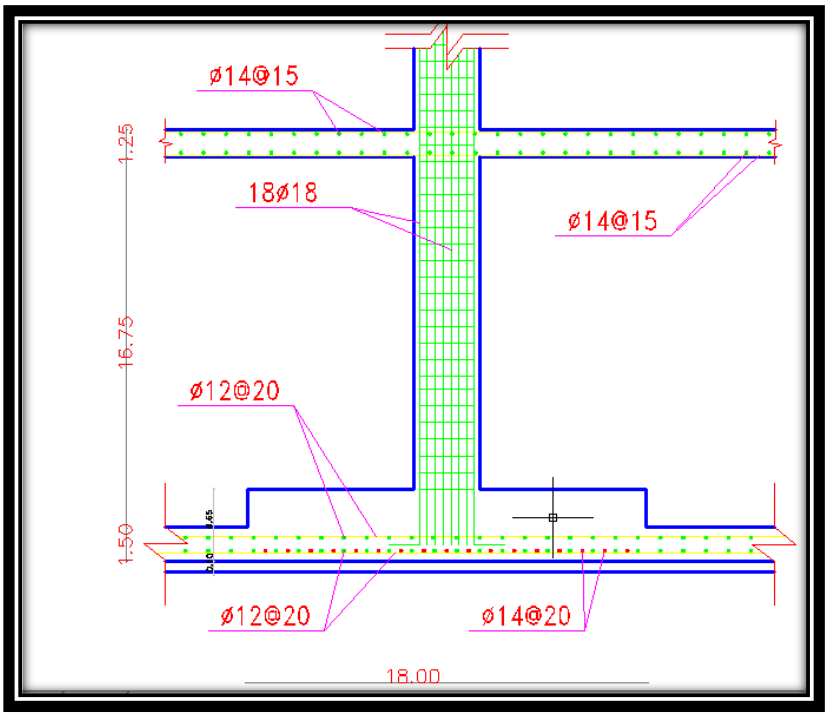


Figure (4-41): Footing Reinforcement in the well

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

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

٢. تلخيص المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

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

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

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

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

جدول (١)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات وفقا للكود الأردني

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل ومـا شـابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب مع مستودع كتب	2.500 4.000	4.500 4.500