بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا .

فريق العمل:-

عبد الفتاح محمود شاور علي مصطفى الديب مهند نمر شكارنة

إشراف :-

د.ماهر عمرو.

الخليل- فلسطين

٢٠١٢م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا .

فريق العمل :-

عبد الفتاح محمود شاور علي مصطفى الديب مهند نمر شكارنة

إشراف :-

د.ماهر عمرو .

الخليل- فلسطين

٢٠١٢ م

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

على التصميم الإنشائي لمستشفى علم في مدينة دورا .

أسماء الطلبة :-

عبد الفتاح محمود شاور علي مصطفى الديب مهند نمر شكارنة

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 رئيس الدائرة
د.ماهر عمرو	د.غسان الدويك
.....	.....

الإهداء

(وقل اعملو فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون) صدق الله العظيم.[التوبة:١٠٥]

إلهي لا يطيب الليل الا بشكرك ولا يطيب النهار الا بطاعتك ... ولا تطيب اللحظات الا بذكرك... ولا تطيب الاخرة الا بعفوك ... ولا تطيب الجنة الا برؤيتك .

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

أمـــي

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا المشروع ..جامعة بوليتكنك فلسطين

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب ،أساتذتنا الأفاضل

إلى الدكتور الفاضل ماهر عمرو

إلى من هم أكرم منا جميعا .. الشهداء الذين ضحو بحياتهم من أجل هذا الوطن

إلى الاحرار خلف القضبان..الأسرى البواسل الذين ضحو بحريتهم من أجل الوطن

إلى رفاق الدرب والأصدقاء .. الذين تابعو هذا المشروع خطوة بخطوة

إلى الأعزاء ومن اشتاقت لهم قلوبنا وذرفت من أجلهم دموعنا وفرقتنا الاقدار

فريق العمل

كلمة الشكر

لا بد لنا ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود الى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدمو لنا الكثير باذلين بذلك جهوداً كبيرة في بناء جيل الغد لتبعث الأمة من جديد ...

وقبل أن نمضي وقبل أن نمضي نقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير والمحبة إلى الذين حملوا أقدس رسالة في الحياة ...

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية والعلم والمعرفة ...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

"كن عالما.. فإن لم تستطع فكن متعلما،فإن لم تستطع فأحب العلماء،فإن لم تستطع فلا تبغضهم"

أخص بالتقدير والشكر :

إلى جامعتنا العزيزة ..... جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كلية الهندسة والتكنلوجيا

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي والاداري

مشرفنا العزيز علينا ..... د.ماهر عمرو

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة دورا .

فريق العمل:

عبد الفتاح محمود شاور علي مصطفى الديب مهند نمر شكارنة

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٢م

إشراف:

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحدى المستشفيات العامة في مدينة دورا ,مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرح 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 ـ إن شاء الله ـ بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل ,Autocad2007 Atir , Office2007 وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وسيتضمن 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 Dura .

WORKING TEAM:

ali aldeeb **Mohanad shakarna** **.Abdelfattah shawar**

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR.MAHER AMRO.

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 optima 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 archeries 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
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	Xi
List of Abbreviations	Xiii
الفصل الأول : المقدمة	1
١.١ المقدمة	2
١.٢ أهداف المشروع	3
١.٣ مشكلة المشروع	3
١.٤ حدود مشكلة المشروع	3
١.٥ المسلمات	3
١.٦ فصول المشروع	4
١.٧ اجراءات المشروع	4
١.٨ الجدول الزمني	٥
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
٢.١ مقدمة	7
٢.٢ لمحة عن المشروع	8
٢.٣ دراسة عناصر المشروع	٩
٢.٣.١ وصف المساقط الأفقية	9
٢.٣.١.١طابق 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 الغربية 14
٢.٣.٢.٢ الواجهة الشمالية 15
٢.٣.٢.٣ الواجهة الشرقية 15
٢.٣.٢.٤ الواجهة الجنوبية 16
٢.٤ وصف الحركة 17

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي 20
٣.١ مقدمة 18
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي 19
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى 20
٣.٣.١ الأحمال 20
٣.٣.٢ الأحمال الميتة 20
٣.٣.٣ الأحمال الحية 21
٣.٣.٤ الأحمال البيئية 22
٣.٣.٤.١ الرياح 22
٣.٣.٤.٢ الثلوج 22
٣.٣.٤.٣ الزلازل 23
٣.٤ الاختبارات العملية 23
٣.٥ العناصر الإنشائية 24
٣.٥.١ العقدات 24
٣.٥.١.١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 25
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين 25
٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 26
٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 26
٣.٥.٢ الجسور 27
٣.٥.٣ الأعمدة 28
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) 29
٣.٥.٥ الأساسات 30
٣.٥.٦ الأدراج 31
٣.٥.٧ الجدران الإستنادية. 32
٣.٥.٨ فواصل التمدد 33

Chapter 4 : Structural Design & Analysis 34
35 4.1 Introduction
36 4.2 Determination of Slab thickness
40 4.3 Determination of load
42 4.4 Design of topping
44 4.5 Design of Rib
59 4.6 Design of tow way solid slab
62 4.7 Design of beams
75 4.8 Design of long column
79 4.9 Design of stair
86 4.10 Design of basement wall
91 4.11 Design of strip footing
94 4.12 Design of isolated footing
102 4.13 Design of shear wall
108 4.14 Design of mat foundation
111 4.15Design of steel roof

117 **الفصل الخامس :النتائج و التوصيات**
120 **الفصل السادس :الملاحق**

فهرس الجداول

5 جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١١\٢٠١٢
21 جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
22 جدول (٣-٢) الأحمال الحية
23 جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر
103 جدول (٤-١) Calculation of the total FX

فهرس الأشكال

شكل (٢-٣-١) مخطط الطابق التسوية 9
شكل (٢-٣-٢) مخطط الطابق الأرضي 10
شكل (٢-٣-٣) مخطط الطابق الأول 11
شكل (٢-٣-٤) مخطط الطابق الثاني 12
شكل (٢-٣-٥) مخطط الطابق الثالث 13
شكل (٢-٤-١) الواجهة الغربية 14
شكل (٢-٤-٢) الواجهة الشمالية 15
شكل (٢-٤-٣) الواجهة الشرقية 15
شكل (٢-٤-٤) الواجهة الجنوبية 16
شكل (٢-٥-١) الحركة 17
شكل (٣-١) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 25
شكل (٣-٢) عقدة العصب ذات الاتجاهين 25
شكل (٣-٣): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. 26
شكل (٣-٤): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. 26
شكل (٣-٥) إشكال الجسور المدلاة والمسحورة 27
شكل (٣-٦) أشكال الأعمدة 28
شكل (٣-٧) جدار القص 29
شكل (٣-٨) الأساس المنفرد 30
شكل (٣-٩) مقطع طولي في الأساس ٣١
شكل (٣-٩) الدرج 31
شكل (٣-١٠) جدار استنادي 32
Figure (4-1): Ground Floor Slab. 35
Figure (4-2): Rib 1 36
Figure (4-3): tow way slab 37
Figure (4-4) : Flat plate 39
Figure (4-5) : rib 1 geometry. 44
Figure (4-6) : loading of rib 1. 44
Figure (4-7) : moment envelop of rib 1 . 45
Figure (4-9) : shear envelop of rib 1. 45
Figure (4-10): location of tow way ribbed slab 51
Figure (4-11): flat plat moment 59
Figure (4-12) : location of beam 8 62
Figure (4-13) : beam 8 geometry 62
Figure (4-14): loading of beam 8 63
Figure (4-15) : moment envelop of beam 8. 63
Figure (4-16): shear envelop of beam 8 64
Figure (4-17) : location of Dropped beam 10 70
Figure (4-18) : Beam Geometry and section 70
Figure (4-19): loading of beam 70

71 Figure (4-20) : moment and shear envelop of beam
78 Figure (4-21): detail of long column
79 Figure (4-22):stair plan
81 Figure (4-23):loading stair
81 Figure (4-24):shear envelop
82 Figure (4-25): moment envelop
85 Figure (4-26): stair section
86 Figure (4-27):load of basement wall
87 Figure (4-28): loading of basement wall
87 Figure (4-29): shear/moment envelop of basement wall
90 Figure (4-30): strip footing
93 Figure (4-31): strip footing detail
97 Figure (4-32): isolated footing
101 Figure (4-33): isolated footing detail
102 Figure (4-34): geometry of shear wall
103 Figure (4-35): FX diagram
104 Figure (4-36): moment and shear diagram for shear wall
108 Figure (4-37): mat foundation
109 Figure (4-38): moment in x-direction for mat foundation
109 Figure (4-39): moment in y-direction for mat foundation
111 Figure (4-40): steel system
111 Figure (4-41): steel dead load
112 Figure (4-42): steel snow load
112 Figure (4-43): steel wind load
113 Figure (4-44): load combination 1
113 Figure (4-45): load combination 2
114 Figure (4-46): horizontal member system
114 Figure (4-47): biaxial bending
115 Figure (4-48): load combination in u-direction
115 Figure (4-49): load combination in v-direction
116 Figure (4-50): dome elevation

List of Abbreviations

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

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.

١.١ المقدمة

منذ أن وجد الإنسان قديما وهو في رحلة دائمة ومستمرة للبحث عن أسرار الطبيعة ومكنوناتها لتحقيق شيء واحد لم يدخر لأجله جهدا ووقتا 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 ، من خلال استعمال المواد الأولية 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.

احد 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.

١.٢ أهداف 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.

١.٣ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمستشفى دورا 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 .

١.٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١١-٢٠١٢من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى الطبي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة دورا .

١.٥ المسلمات

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

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على **خمسة** 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 أهدافالمشروع 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 والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

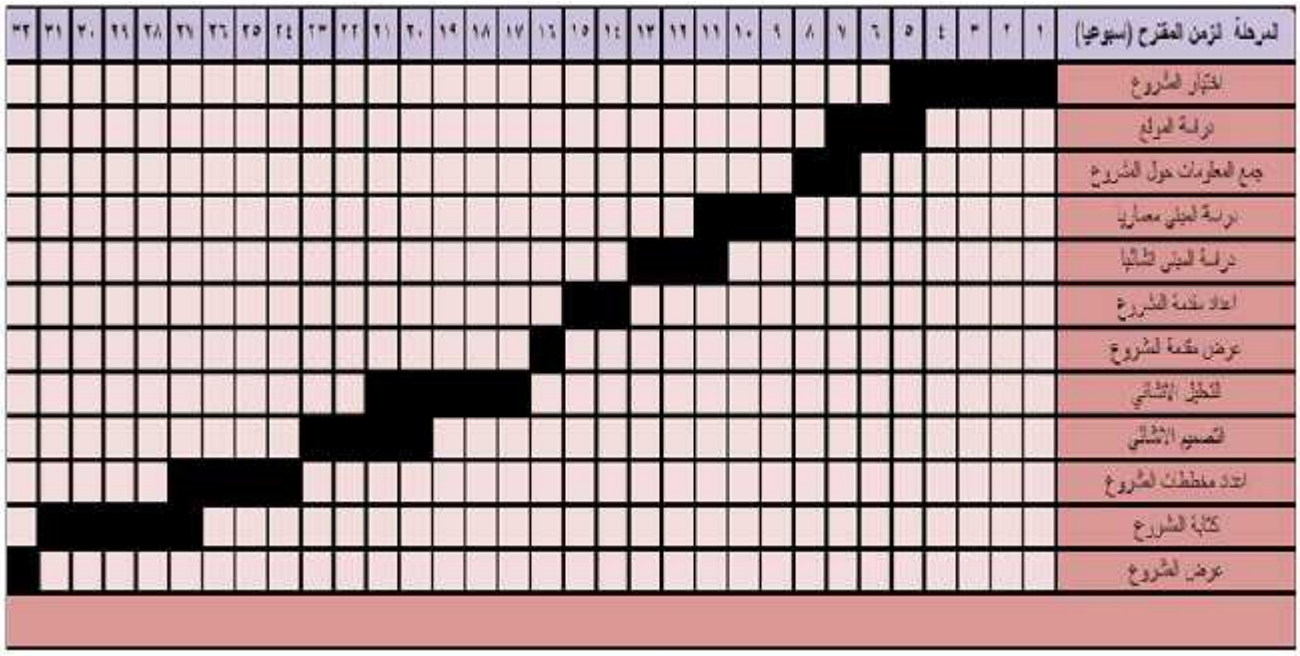
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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 (٢٠١٢/٢٠١١)



الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

٢-١ مقدمة.

٢-٢ لمحة عن المشروع.

٢-٣ وصف عناصر المشروع .

٢-٣-١ وصف المساقط الأفقية .

٢-٣-٢ وصف الواجهات.

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 **إبداع** البشرية المستمرة . وهذا ما يتمثل في 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 اذا 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 يتأتى 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 بوجود 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 حوالي**٤٣٥متر مربع إلى حوالي ٢٧٦٦** متر مربع تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة **المطلوبة** 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.

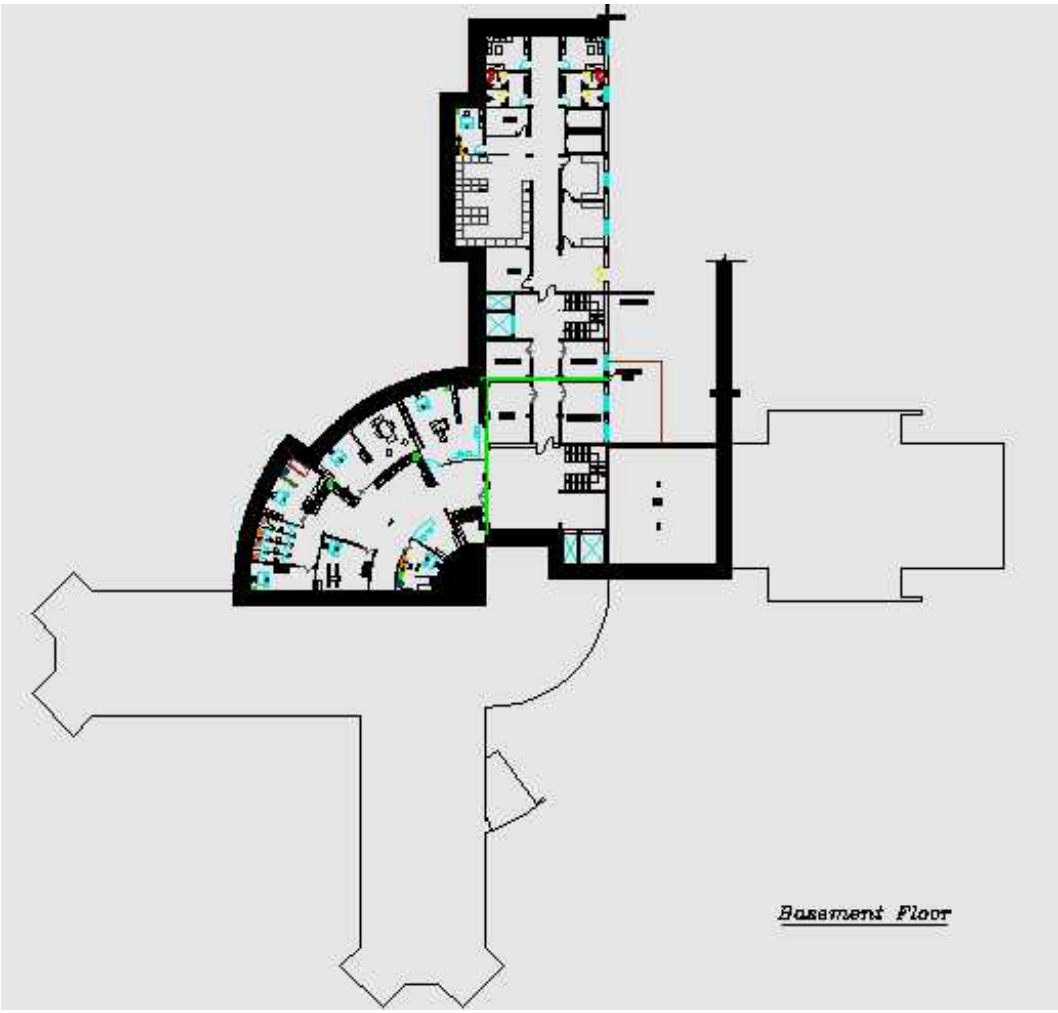
٢-٣دراسة عناصر المشروع :

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. قسم التعقيم.
٢. خدمات كهربائية و ميكانيكية .
٣. بئر ماء



شكل(١.٣.٢) :- مخطط طابق التسوية.

٢-١-٣-٢ الطابق الأرضي :-

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

١ / قسم الأشعة السينية و المختبرات.

٢/ قسم العيادة الخارجية .

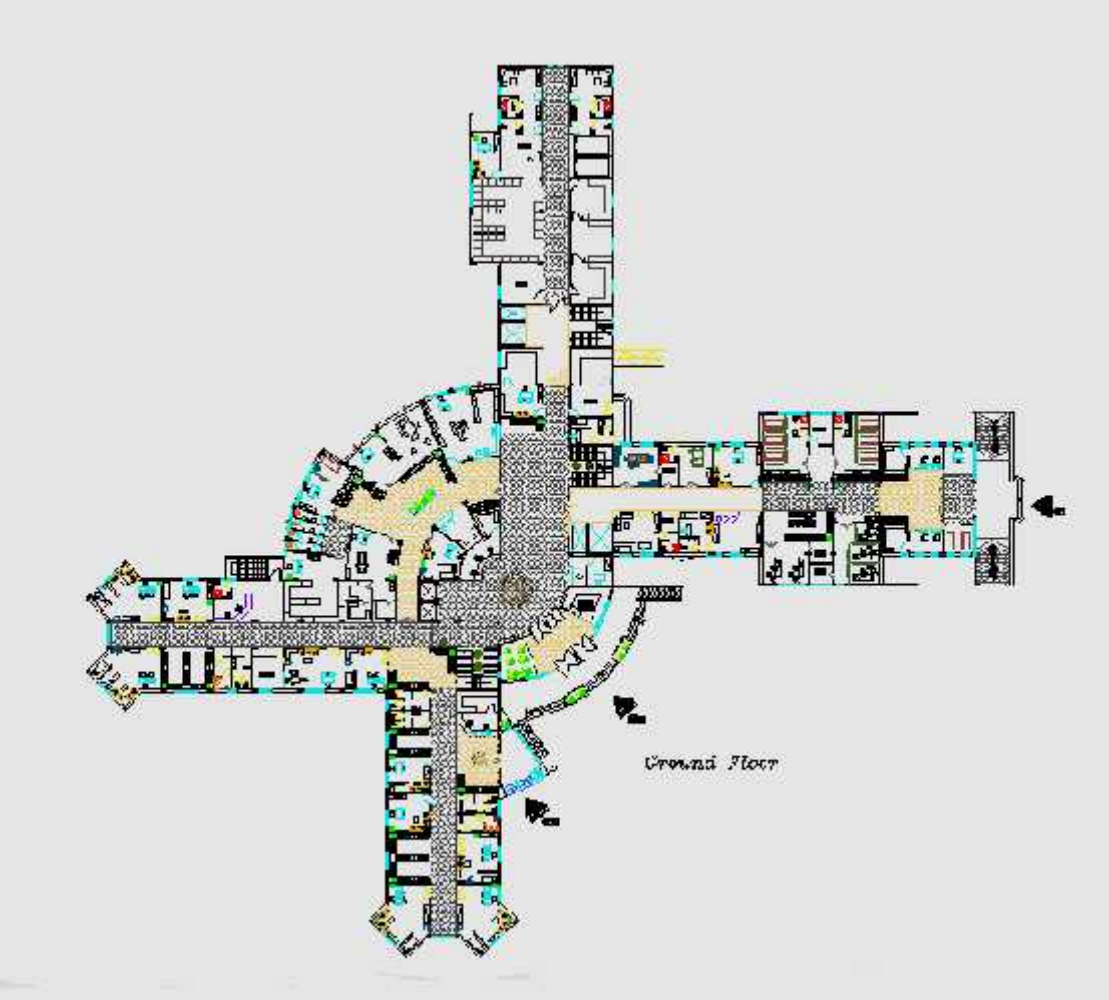
٣/قسم الطوارئ .

٤/ بنك الدم .

٥/ المشرحة .

٦/ الصيدلة .

٧/ المطبخ الرئيسي .

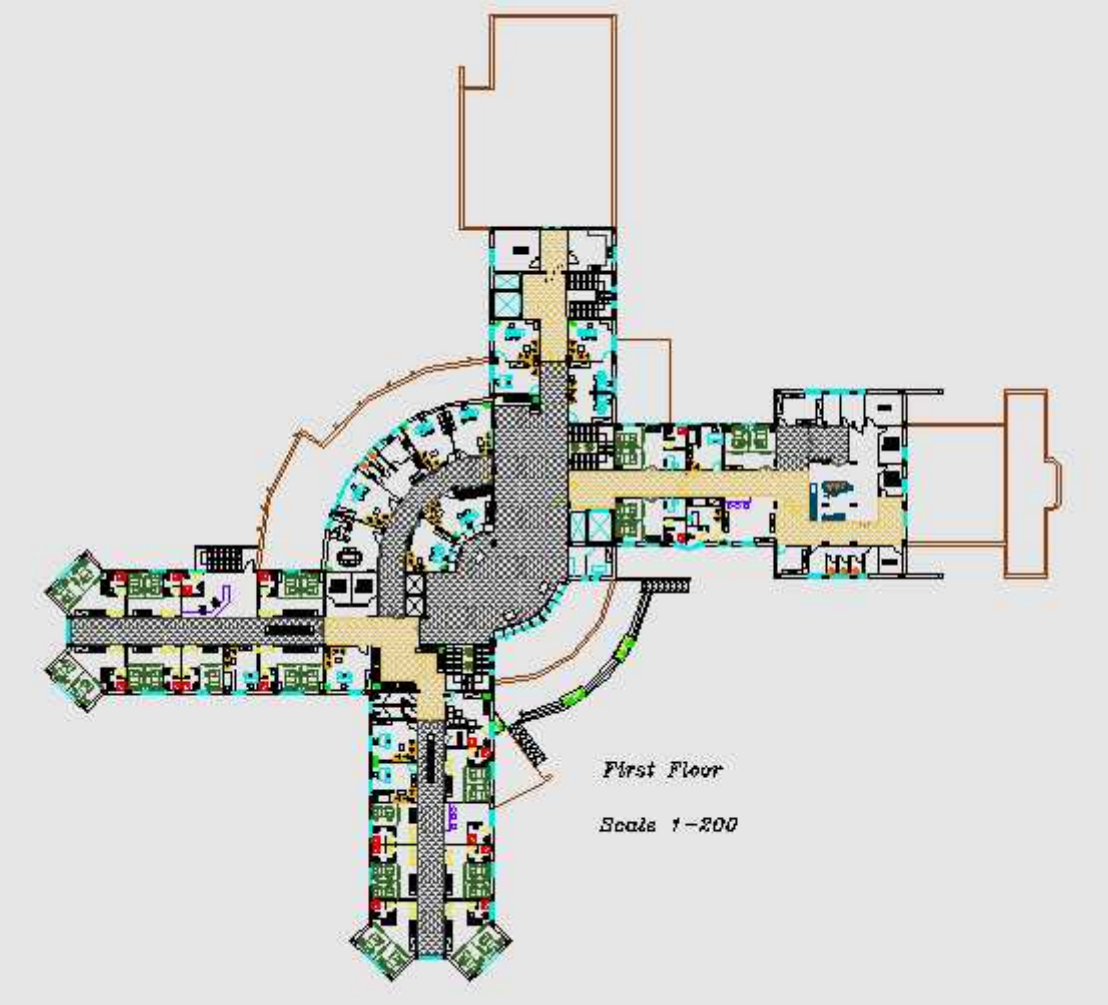


شكل(٢.٣.٢) :- مخطط الطابق الأرضي .

٢-٣-١-٣ الطابق الأول :-

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٣.٣.٢) أدناه .

١. وحدة العناية المركزة.
٢. قسم العمليات.
٣. وحدة العناية القلبية.
٤. قسم الإدارة.
٥. قسم الباطني.
٦. قسم الجراحة.
٧. خدمات.



شكل (٣.٣.٢) :- مخطط الطابق الأول.

٤-١-٣-٢ الطابق الثاني :-

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٤.٣.٢) أدناه :-

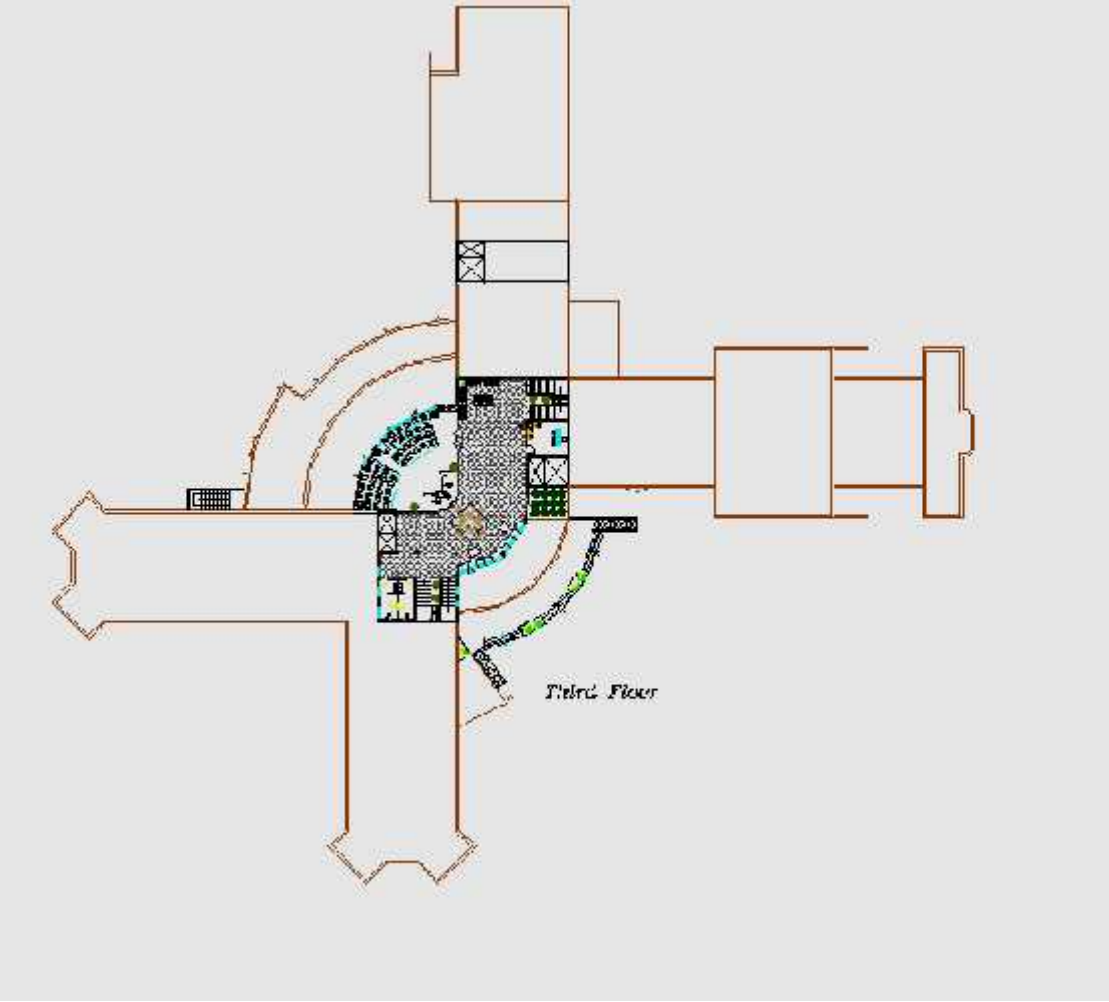
١. قسم الولادة
٢. قسم الأطفال.
٣. قسم النساء.
٤. قاعة طعام للموظفين.
٥. كافيتيريا .
٦. خدمات.

شكل(٤.٣.٢):- مخطط الطابق الثاني

٢-٣-١-٥ الطابق الثالث:-

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٥.٣.٢) أدناه .

١. قاعة اجتماعات .
٢. خدمات .



شكل(٥.٣.٢):- مخطط الطابق الثالث.

توزيع المساحات على الطوابق

الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني	الثالث
المساحة(م ٢)	١٢٠٧.٤	٢٧٦٦	٢٠٧٥.٥	١٦٨٢	٤٣٥

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(**المسمم**)، شريطة مناسبتها **لشروط مقاومة** الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال , حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين.

١-٢-٣-٢ الواجهة الشمالية :-

وهي الواجهة التي تقابل الحديقة , **وتطل على** موقف السيارات، ويظهر فيها **أربعة** مناسيب، **منسوب الطابق الأرضي و الأول و الثاني و الثالث**، كما يبين **للشكل** (١.٤.٢).

شكل (١.٤.٢)الواجهة الشمالية

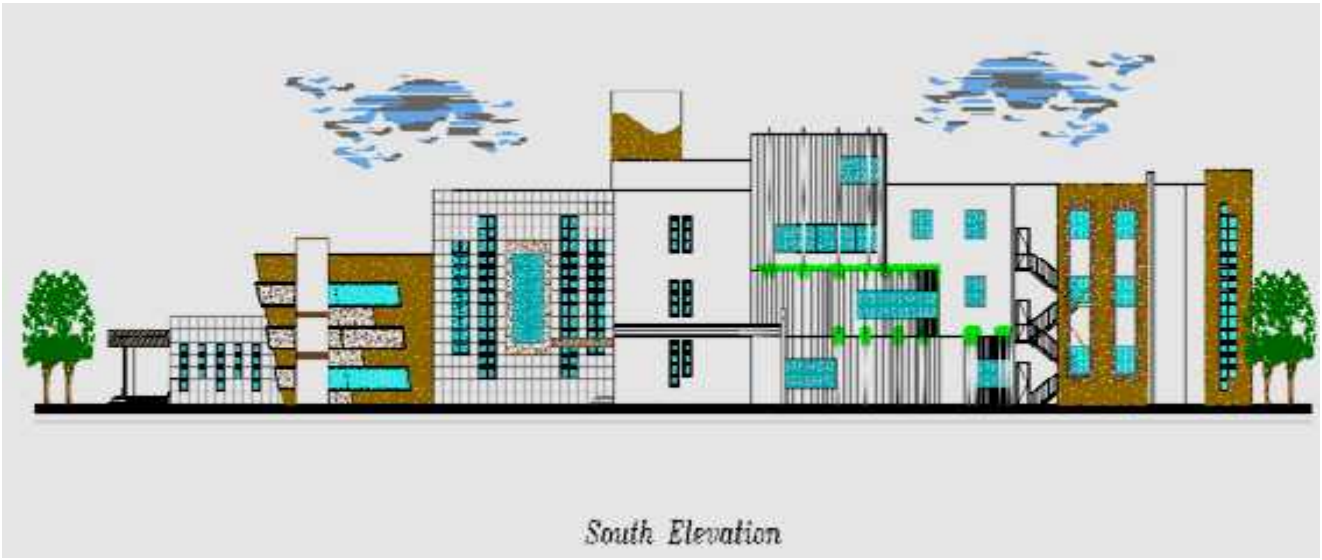
٢-٣-٢-٢ - الواجهة الشرقية :-

يظهر فيها ثلاثة مناسيب هم منسوب الطابق الأرضي و الثاني والثالث . وتتضمن بروزات معمارية جميلة تظهر في الطابق الثاني

شكل (٢.٤.٢)الواجهة الشرقية

٢-٣-٢-٣ - الواجهة الجنوبية :-

تحوي هذه الواجهة على مخرج الطوارئ ويظهر مناسيب الطوابق الأرضي و الأول والثاني و الثالث .



شكل (٢.٤.٣)الواجهة الجنوبية

٢-٣-٤ - الواجهة الغربية :-

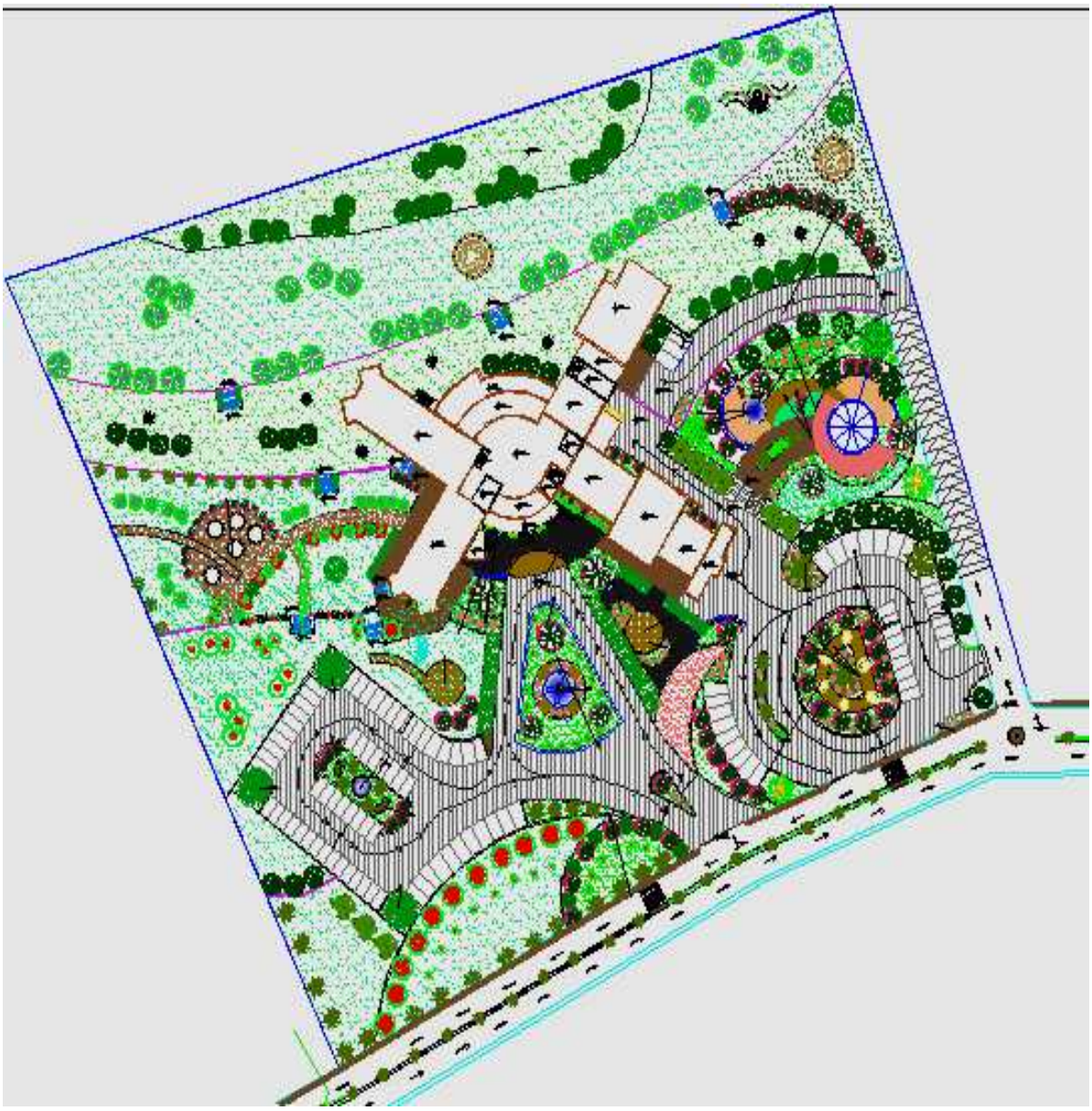
تحوي على مدخل الطوارئ و المدخل الرئيسي للمستشفى و يظهر فيها ثلاثة مستويات هم الطابق الأرضي و الثاني و الثالث و تحتوي بروزات معمارية في الطابقين الثاني و الثالث .

شكل (٢.٤.٣)الواجهة الغربية

٢.٤ الحركة :-

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

الشكل(١.٥.٢) يوضح لنا بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال **إلقاء نظرة على الموقع العام** .



شكل (٢-٥-١) الحركة في الموقع العام للمبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

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 الأسلست.

٣-٥-٦الأدراج.

٣-٥-٧ الجدران الإستنادية .

٣-٥-٨فواصل 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 تعتبر جزء لا يتجزأ منه . فبعد دراسة الجانب المعماري للمنشئ ، و التعرف على 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 كافة العناصر الإنشائية، و الكيفية التي تقاوم فيها الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافة هذه العناصر الإنشائية ، والتعرف عليها و على كيفية عملها ، و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها ، مع مراعاة الحفاظ على الروتق المعماري المصمم لها.

٣-٢هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف الأساسي 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 منسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد و تجنب التشققات التي تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الروتق 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 والأحمالالبيئية .

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

لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية فيعملية 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 للمنشأة **وهذه** الأحمال هي: ١)الأحمال الميتة،٢) الأحمال الحية، ٣)**الأحمال** البيئية.

٢.٣.٣الأحمال الميتة :-

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني 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

٣-٣-٣ الأحمال 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	المستشفيات	5.0

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٣-٣-٤ الأحمال 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.

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.

في هذا المشروع كان ارتفاع المبنى عن سطح البحر (٧٠٠م)و بالتالي فان قيمة احمال الثلوج لهذا المبنى تساوي ($0.75\ KN/M^2$)

٣- الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها **عزمالالتواء وعزم الاقلاب**، 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 بهاجميع 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.

٣-٥العناصر 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، 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 :-

- **عقدات مفرغة** في اتجاهين (Two Way Rib Slabs) .
- **عقدات مفرغة في اتجاه واحد** (One Way Rib Slabs) .
- **العقدات المصمتة** (Solid Slab) .

٣-٥-١-١ العقدات المفرغة (Ribbed Slabs):-

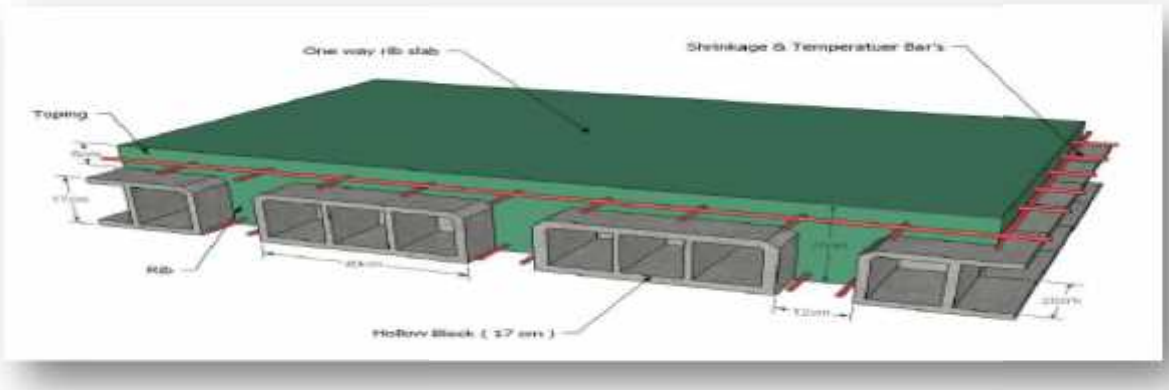
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

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

ب- عقدات عصب في اتجاهين(Tow Way Rib Slabs) .

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

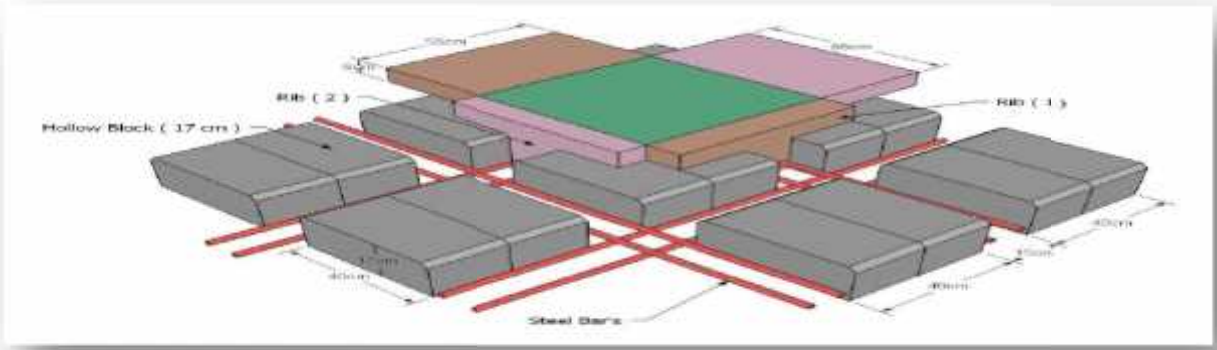
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ١) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

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

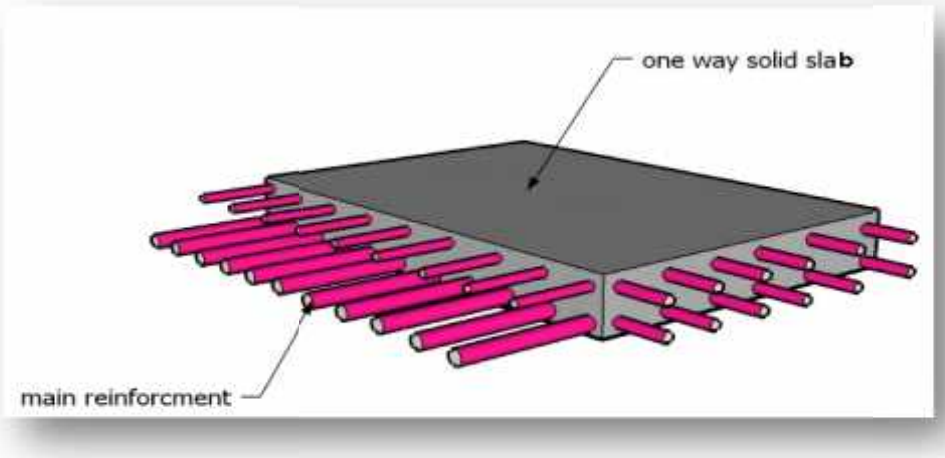


الشكل (٣ –٢) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٣-٥-١-٢ العقدات المصمتة (Solid Slabs):-

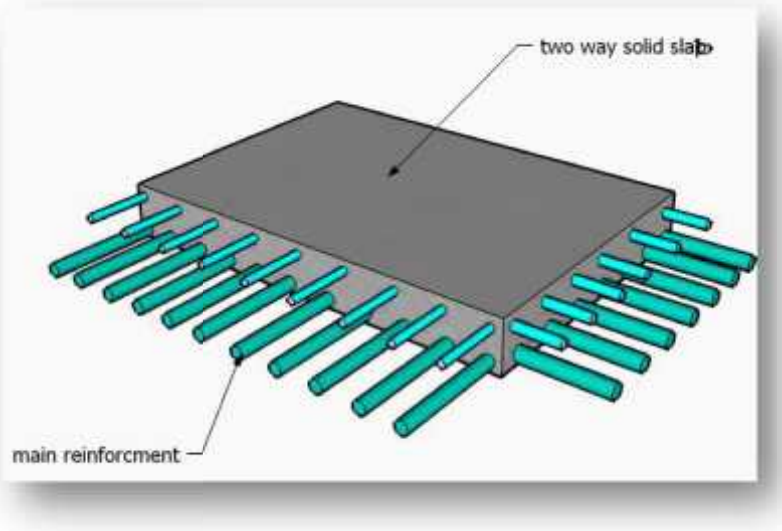
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

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



الشكل (٣- ٣) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين (Tow Way Solid Slabs).



الشكل (٣ - ٤) عقدة مصمتة باتجاهين .

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

٣-٥-٢الجسور :-

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

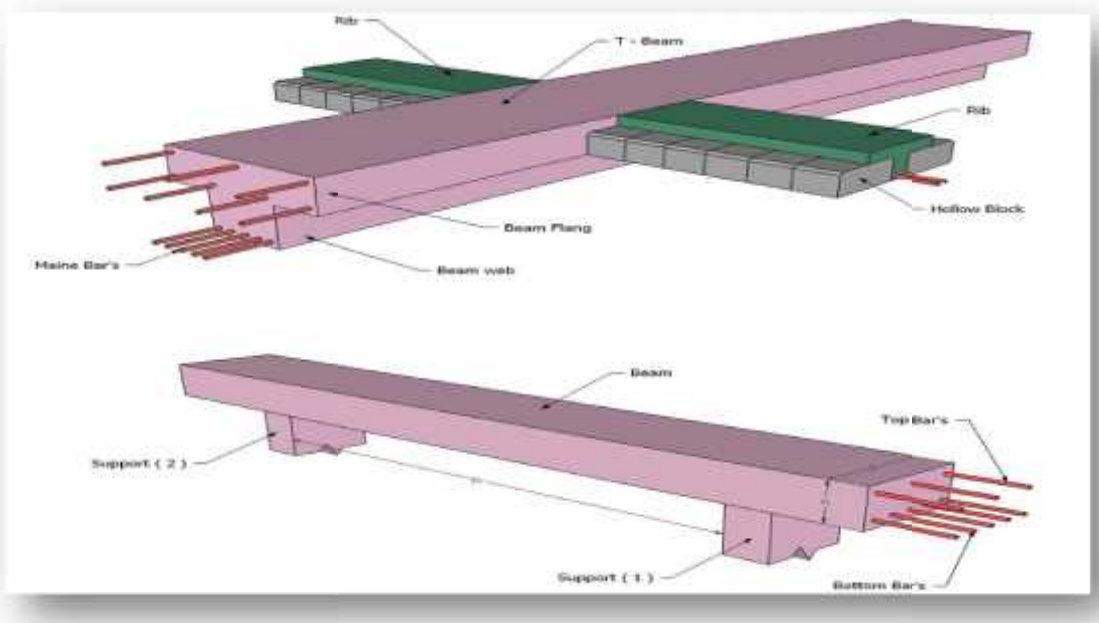
١. الجسور المحورة : -

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 (T-section, L-section).

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

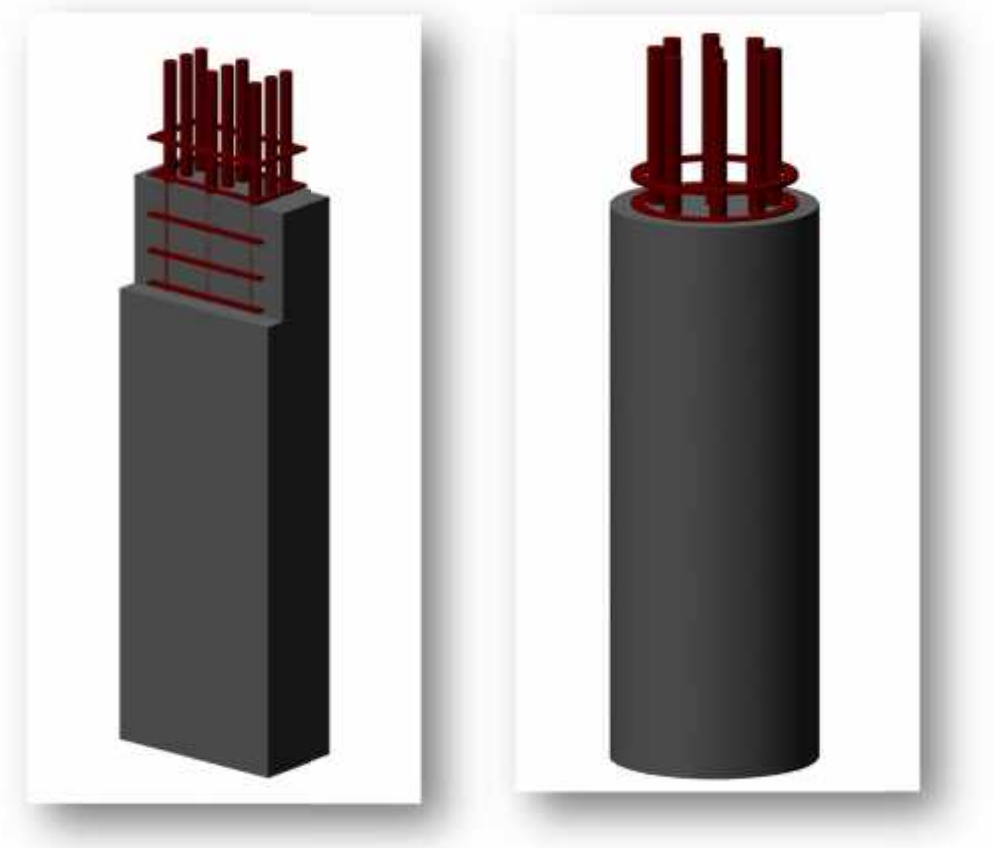


الشكل (٣- ٥) أشكال الجسور .

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 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 ، منها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



٣ -٦-أ عمود دائري

٣ -٦-ب عمود مستطيلي

الشكل (٣ –٦) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

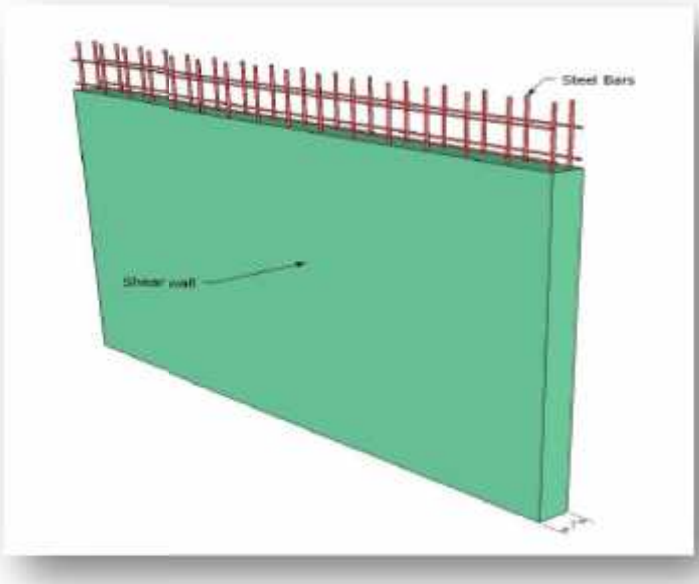
٣-٥-٤جدران القص (Shear Wall) :-

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 الفصل القادم ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، **وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى** .



الشكل (٣ - ٧) جدار القص

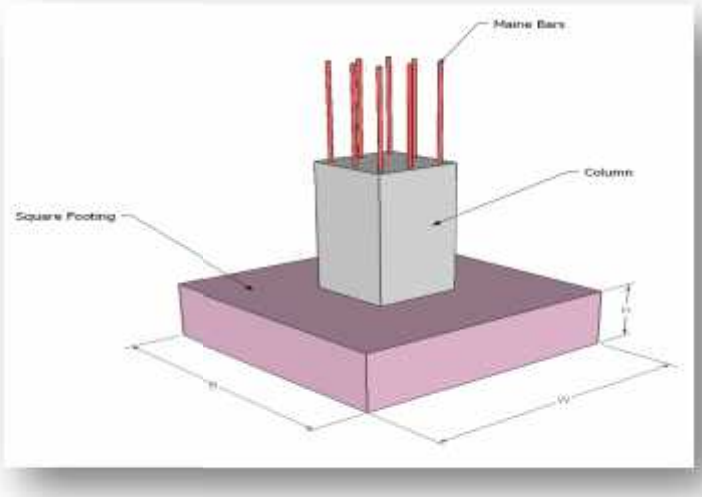
٣-٥-٥ الأساسات(Foundations) :-

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 .

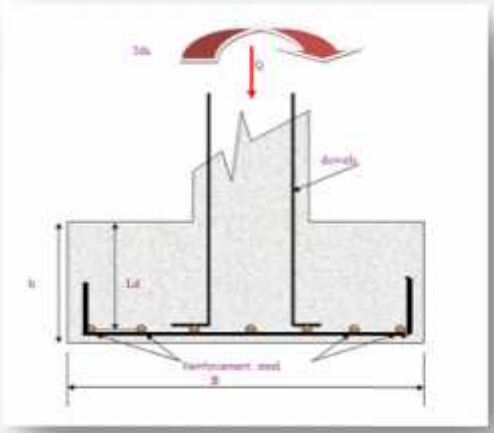
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، **ولمعرفة** الأوزان والأحمال الواقعة عليها **،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وبعدها إلى الأساسات ومن ثم إلى** التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأ**حمال** 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** (ShallowFoundation) 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) :شكل الأساس المفرد .

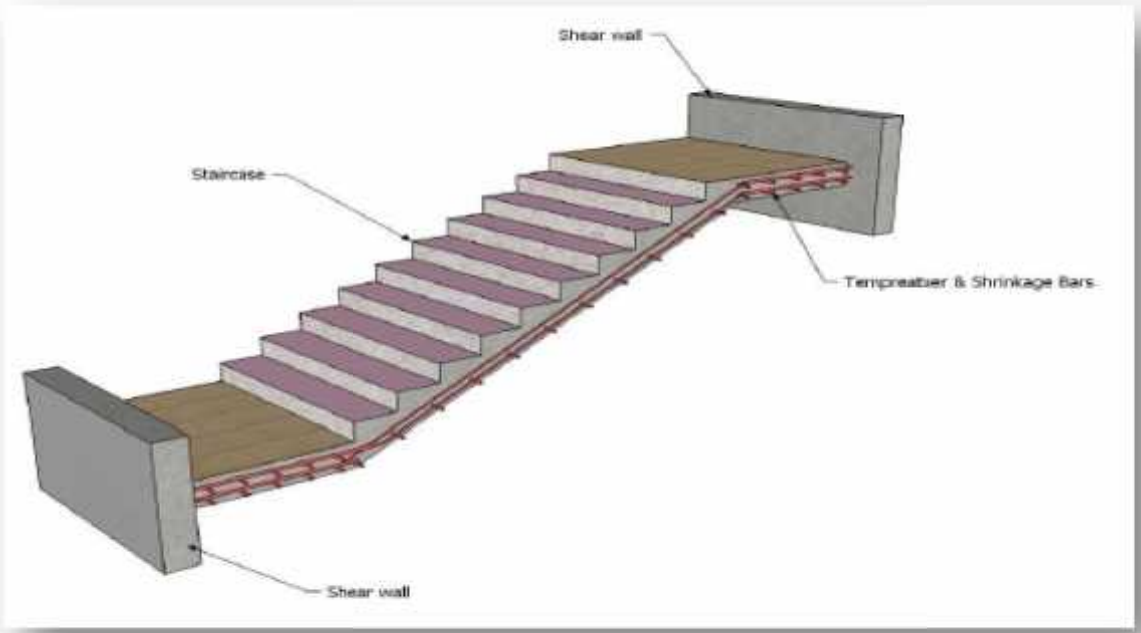


في الشكل (٣- ٩) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق **العمود** ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

الشكل رقم (٣-٩)مقطع طولي في الأساس

٣-٥-٦ الأدراج (Stairs) :

الأدراج عبارة عن عنصر 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 الأخذ** في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



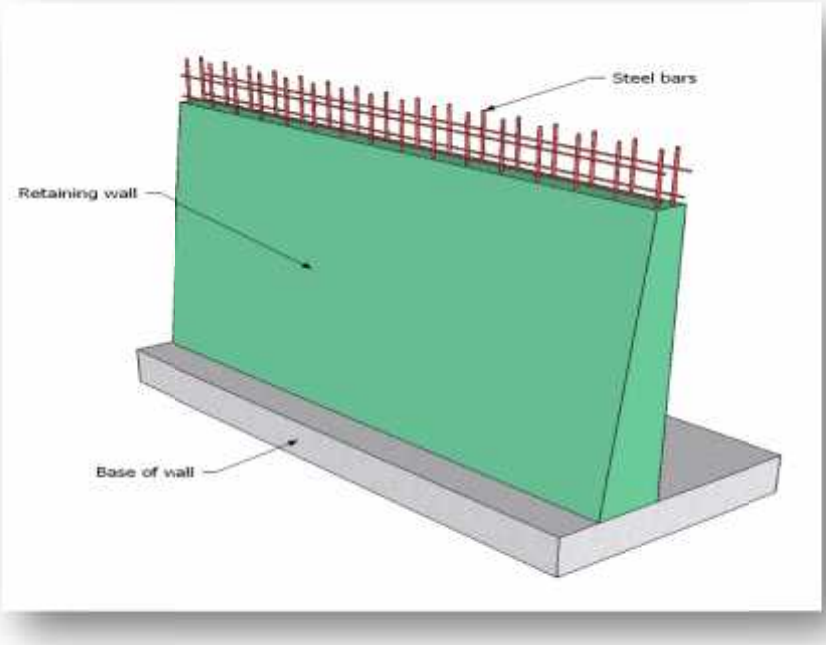
الشكل (٣ - ١٠) مقطع توضيحي في الدرج .

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** (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- **جدران** (cantilever walls) .
- **جدران** (braced walls).



الشكل (٣ - ١١) 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 Design & Analysis

4

4.1 introductions.

4.2 Determination of Slab Thickness.

4.3 Determination of Services Load.

4.4 Design of Topping.

4.5 Design of rib.

4.6 Design of two way solid slab.

4.7 Design of Beam .

4.8 Design of Long column C74.

4.9 Design of Stair.

4.10 Design of Basement wall.

4.11 Design of strip S1.

4.12 Design of Isolated Footing F10.

4.13 Design of Shear wall.

4.14 Design of Mat Foundation.

4.15 Design of Dome.

4.1 Introduction

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

Figure (4-1): Ground Floor Slab.

4.2 Determination of Slab Thickness:

4.2 .1Determination of Slab Thickness of one way slab

Figure (4-2): Rib 1.

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

= 317 /18.5 = 17.2 cm.

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

= 366/21 = 17.4cm

The controller slab thickness is 17.4 cm.

Select Slab thickness **h= 25cm** with block 17cm & Topping 8cm.

4.2.2 Determination of Slab Thickness of two way slabs

Fig (4-3):-two way slab.

Assume h=35cm and fy=420 Mpa .

$$\bar{y} = \frac{40*8*4+14*35*17.5}{40*8+14*35} = 12.167cm$$

$$I_{rib} = \frac{0.54*0.12167^3}{3} - \frac{0.4*004167^3}{3} + \frac{0.14*0.22833^3}{3}$$

$$I_{rib} = 8.7*10^{-4} m^4$$

$$I_b = \frac{0.8 * 0.6^3}{12} = 144 * 10^{-4} m^4$$

$$I_1 = \frac{8.7}{0.54}(\frac{11.3}{2} + 0.6) = 100.7 * 10^{-4} m$$

$$I_2 = \frac{8.7}{0.54}(\frac{9.43}{2} + \frac{8.98}{2} + 1) = 164.41 * 10^{-4} m$$

$$I_3 = \frac{8.7}{0.54}(\frac{11.3}{2} + 0.6) = 100.7 * 10^{-4} m$$

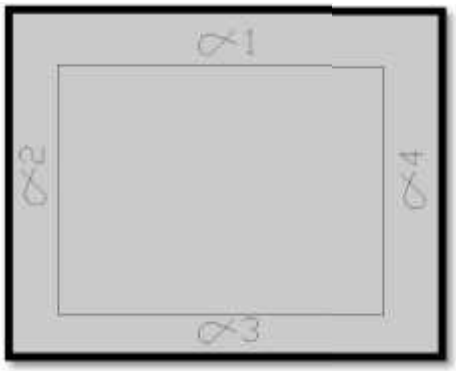
$$I_4 = \frac{8.7}{0.54}(\frac{19.43}{2} + 1) = 92 * 10^{-4} m$$

$$\sim_1 = \frac{144}{100.7} = 1.3$$

$$\sim_2 = \frac{144}{164.41} = 0.875$$

$$\sim_3 = \frac{144}{100.7} = 1.3$$

$$\sim_4 = \frac{144}{92} = 1.565$$



$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1 + \sim_2 + \sim_3 + \sim_4}{4} = \frac{1.3 + 0.875 + 1.3 + 1.565}{4} = 1.20 < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln * (0.8 + f_y/1400)}{36 + 9} = \frac{11.3 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * (\frac{11.3}{9.43})} = 29.6cm < 35cm$$

Select Slab thickness h= 35cm with block 27cm & Topping 8cm.

4.2.3 Determination of Slab Thickness of flat plate

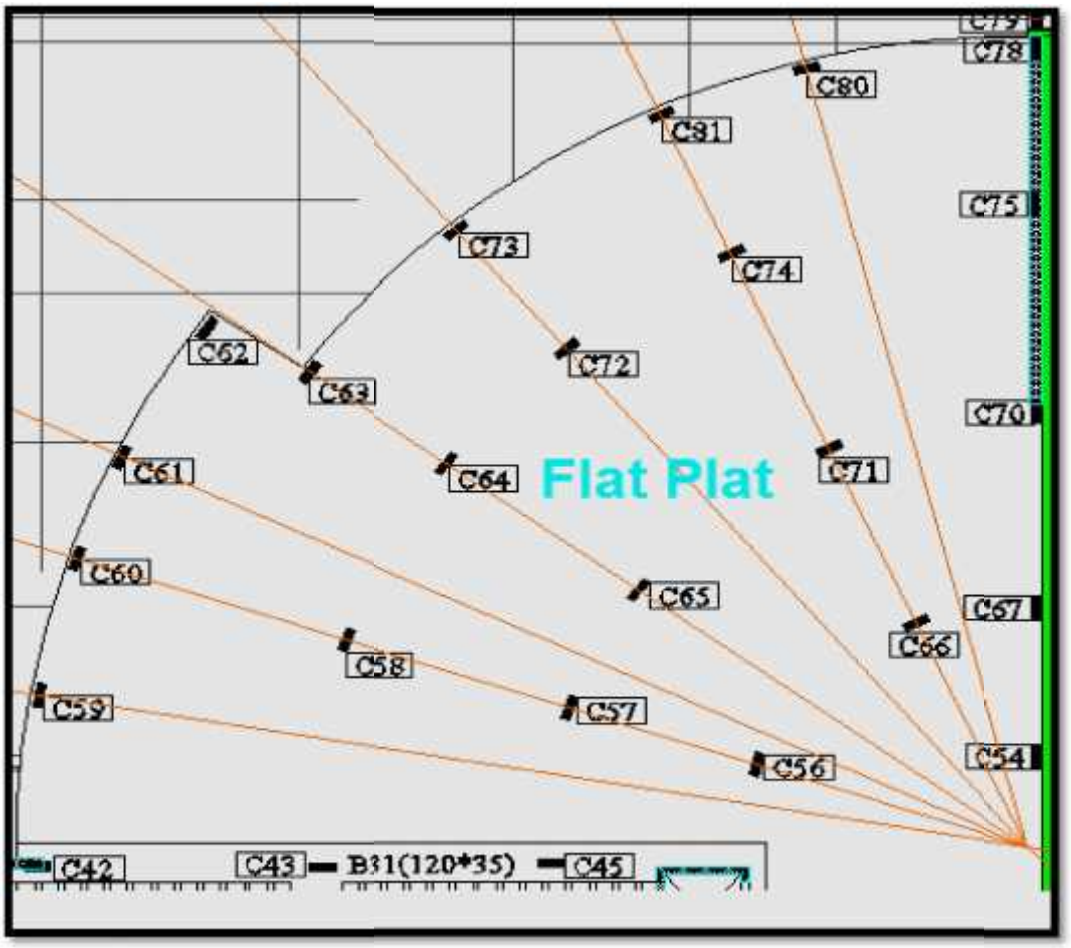


Fig (4-4):-Flat Plate

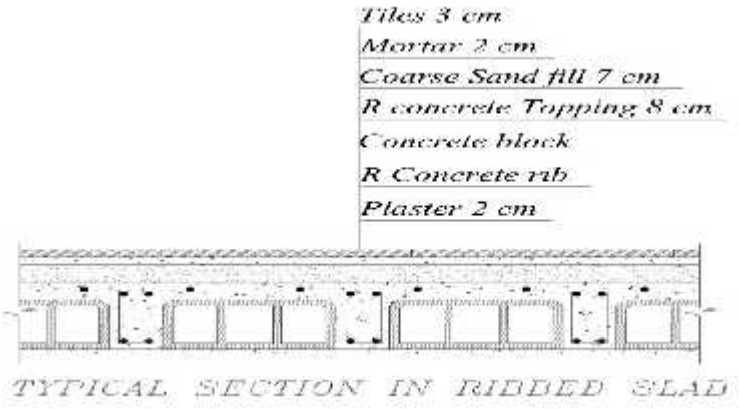
Ln=6.70m

Minimum Slab Thickness=6.70/33=20.3 cm

Select Slab Thickness 30 cm.

4.3 Determination of Load

4.3.1 Determination of Services Load of one way



Tiles → 0.03*0.54*23 = 0.3726 KN/m.

Mortar → 0.02*0.54*22 = 0.2376 KN/m.

Sand Fill →0.14*0.54*16= 1.21KN/m.

Topping → 0.08*0.54*25 = 1.08 KN/m.

Block → 0.4*0.17*9 = 0.612 KN/m.

Plaster → 0.02*0.54*22 = 0.2376 KN/m.

Partition→ 1.5*0.54= 0.81 KN/m.

Rib→0.14*0.17*25= 0.595KN/m.

Nominal Total Dead Load = 5.155kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.54 = 2.7kN/m of rib

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.155 = 6.186 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.32 KN/m.

4.3.2 Determination of Services Load of two way rib

Determination of Dead Load

Tiles=0.03*0.54*0.54*23=0.2012 KN

Mortar=0.02*0.54*0.54*22=0.1283 KN

Sand=0.07*0.54*0.54*16=0.3266KN

Topping=0.08*0.54*0.54*25=0.5832 KN

Rib=0.14*0.27*(0.54+0.4)*25=0.8883 KN

Block=0.27*0.4*0.4*9=0.3888 KN

Plaster=0.02*0.54*0.54*22=0.1283 KN

Partition=1.5*0.54*0.54=0.4374 KN

Total Dead Load (service) = 3.08

Dead load =3.08 /(0.54*0.54)=10.56KN/m^2

Determination of Live Load

Total live load (service) = 5 KN/m^2

4.4 Design of Topping:

Dead load of topping =

0.03 * 23 (tiles)

\+ 0.02 * 22 (mortar)

\+ 0.14 * 16 (sand)

\+ 0.08 * 25 (slab)

\+ 1.00 * 1.5 (partitions') = 6.87 KN/m2.

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

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.87 + 1.6 * 5 = 16.244 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 16.244 * 0.4^2 / 12$$

$$= 0.216 KN.m.$$

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

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.12 KN.m\,.$$

→ ¤ * $Mn = 0.55 * 2.12 = 1.166 KN.m.$

¤ * $Mn = 1.166 > Mu = 0.21 KN.m.$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018

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

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions

4.5 Design of Rib

4.5.1 Design of one way Rib

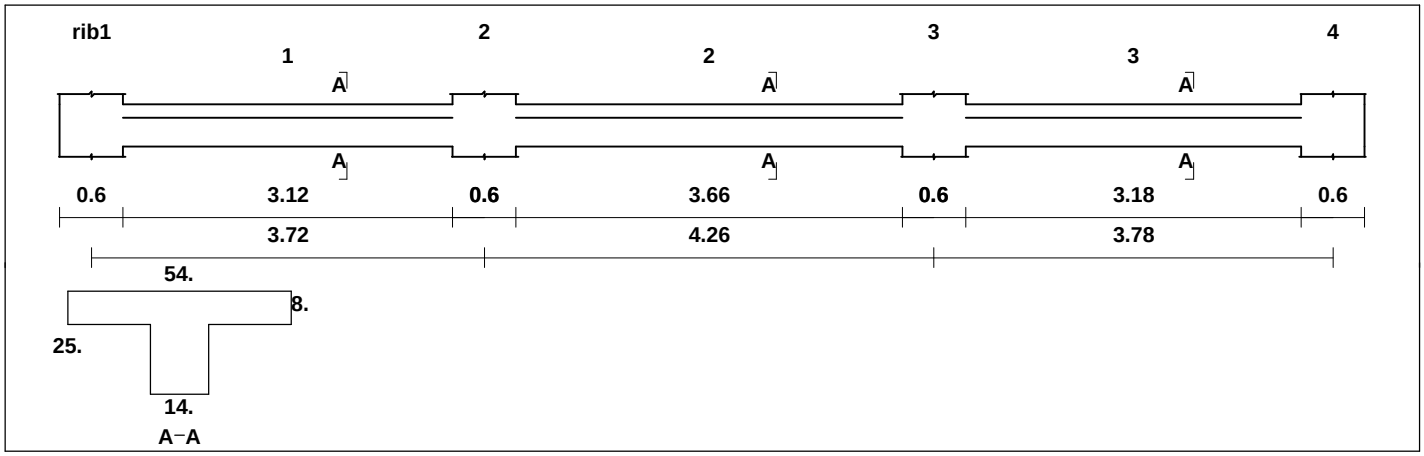


Figure (4-5): Rib 1 geometry.

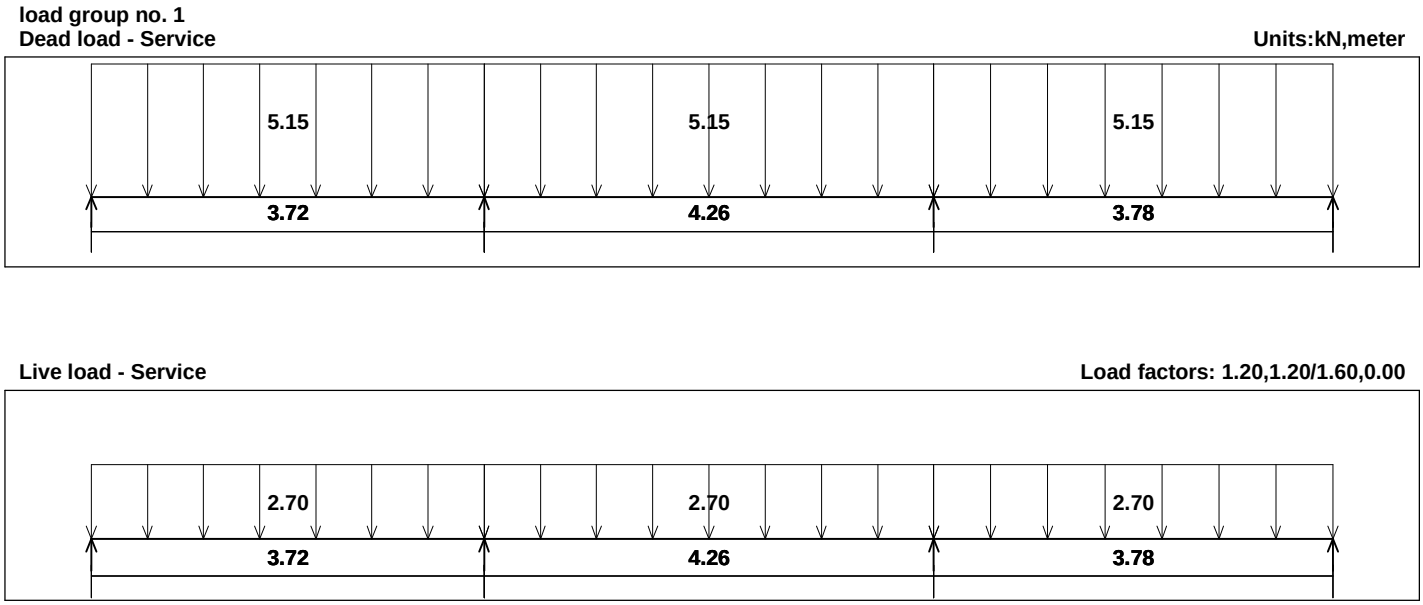


Figure (4-6) : loading of Rib 1

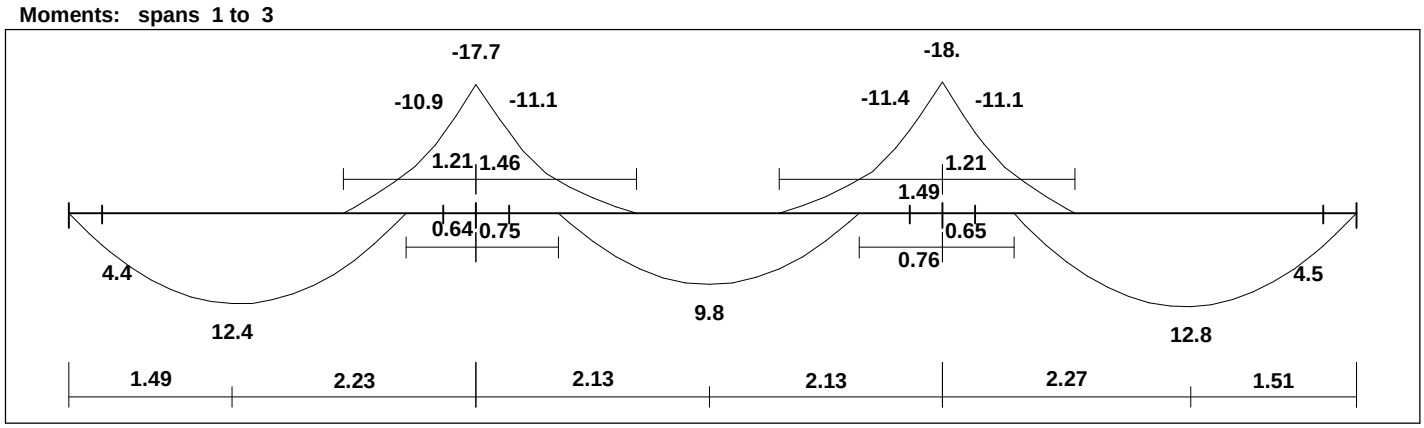


Figure (4-7) : Moment Envelop of rib 1.

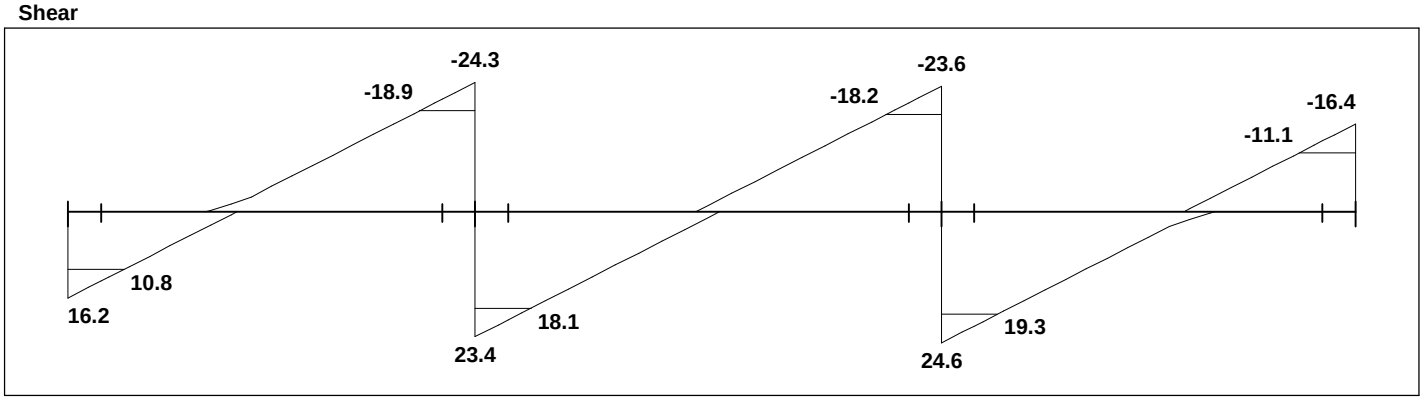


Figure (4-8) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1.1 Design of flexure :-

d= 250-20-8-6= 216 mm.

Mu(+) = 12.8kN.m

beff<= 540 mm. (**control)**

<= 3.12*1000 \4 = 780 mm.

<= 16 * 80 +140 = 1420mm.

→beff = 540 mm.

$¤ * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.54 * (0.216 - 0.08 \setminus 2) = 145.4 KN.m.$

$¤ * Mn > mu$

$145.4 > 12.8$

→rectangular section.

4.5.1.2Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment Mu= 11.4kN.m

Mn = 11.4/ 0.9 = 12.67kN.m

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

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{11.4 * 10^{-3}}{0.14 * (0.216)^2} = 1.745\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.745)}{420}}\right) = 0.00435$$

As = 0.00435 (140) (216) = 132 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(216) \geq \frac{1.4}{420}(140)(216))$$

$As_{\min} = 89 < 100.8$ ……the larger is control

$As_{\min} = 100.8 mm^2$

132 $mm^2 > As_{\min} = 100.8 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 132/ 79=2bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select 2 Φ 10mm .

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$158 * 420 = 0.85 * 140 * 24 * a$$
$$a = 23.23 mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{23.23}{0.85} = 27.33 mm$$
$$£_s = \frac{216 - 27.33}{27.33} X0.003$$
$$£_s = 0.0207 > 0.005$$

OK

4.5.1.3 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moments Mu = 12.8kN.m

Mn = 12.8 / 0.9 = 14.22kN.m

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

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{12.8*10^{-3}}{0.54*(0.216)^2} = 0.508\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.508)(20.6)}{420}}\right) = 0.0012$$

As = 0.0026 (540) (216) = 143 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(216) \geq \frac{1.4}{420}(140)(216))$$

$$As_{\min} = 88.2 < 100.8$$

$$As_{\min} = 100.8mm^2$$

$143\,mm^2 > As_{\min} = 100.8mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 143/79 = 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select 2 Φ 10mm

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 f_c * * b * a

  $158*420 = 0.85*540*24*a$

  $a = 6.02mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{6.02}{0.85} = 7.09mm$

  $£_s = \frac{216-7.09}{7.09} X0.003$

  $£_s = 0.088 > 0.005$

ok

4.5.1.4 Design of shear of rib 1 :

Vu=19.3 KN

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.14 * 0.216*1000$

= 18.52 KN

1.1* Φ Vc = 1.1*18.52 = 20.37 KN.

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2

19.3 ≤ 10.18 (X)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

10.18 ≤19.3 ≤ 20.37 (X)

So category # (2) satisfy.

No shear reinforcement is required according to the exceptions of ACI-318, however min. shear reinforcement will be selected to increase the shear strength of ribs.

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50

Av/ s = Vs/fy * d

2*50/ s = 17.6 /286*420 → s = 683 mm

Use Φ 8 @ 25 cm c/c

4.5.2 Design of two way Rib

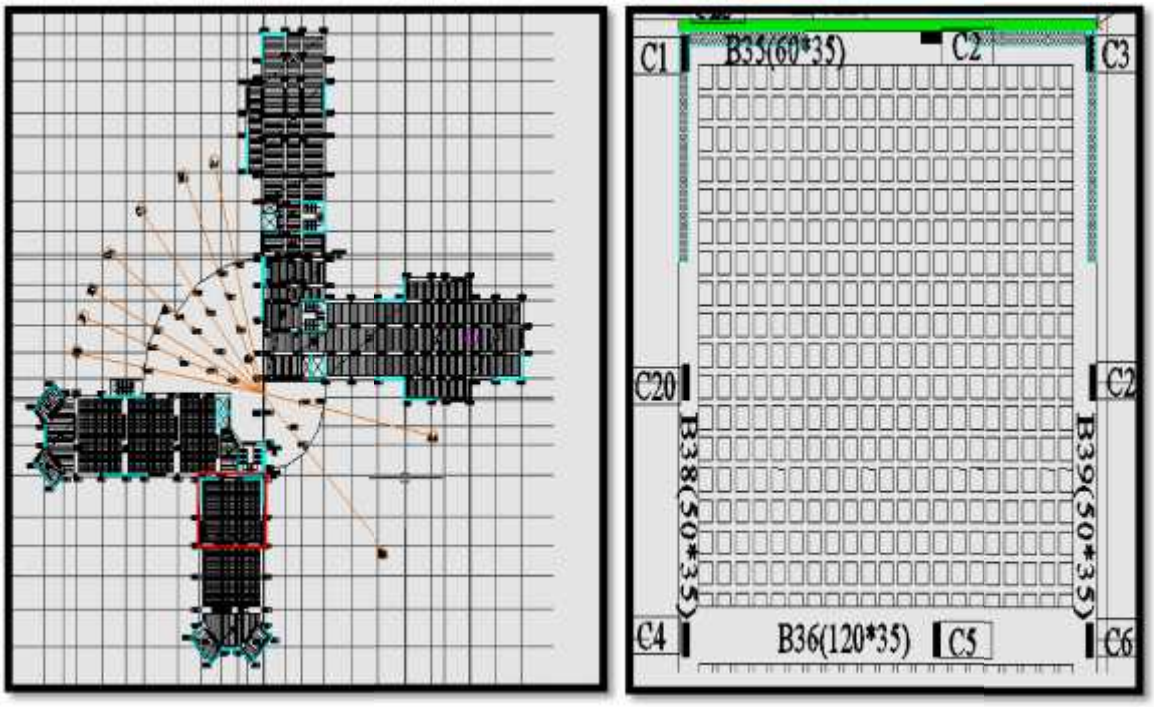


Fig (4-10) : Location of Two way Ribbed slab

q_{uD} =1.2 D =10.57*1.2=12.68/m^2

q_{uL} = 1.6 L = 5*1.6=8 KN/m^2

q_u =20.68 KN/m^2

$bw = 14cm, h = 35cm$

$d = 350 - 20 - 8 - 12 = 310mm$

4.5.2.1 Design of moments

⇒ **Design of negative moment:**

La/ Lb = 9/11.3 = 0.8

From table (12-3)

Assume Case (6)

$C_{a,neg}$ =0.086

$M_{a,neg} = C_{a,neg} * wu * (La)^2 * 0.54$

$M_{a,neg}$=0.086*20.68*9^2*0.54=77.8 KN .m

Design as a rectangular with b_w = 14 cm

$Mn = \frac{M_{a,neg}}{\Phi} = \frac{77.8}{0.9} = 86.4 KN .m$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(310) \geq \frac{1.4}{420}(140)(310)$

$As_{min} = 127 < 145$ ……the larger is control

$As_{min} = 145 mm^2$

Kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{86.4*10^{-3}}{0.14*(0.310)^2} = 6.42 Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(6.42)}{420}}\right) = 0.019$$

A req = ρ * b * d = 0.019* 140 * 310 = 825 mm²

788 $mm^2 > As_{\min} = 145mm^2$

Use Φ 14 >> # of bar = $\frac{825}{491} = 2$

Then we select (2) bars Φ 25

$A_s provided = 2*491 = 982mm^2$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$982*420 = 0.85*24*140*a$$
$$a = 144.4mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{144.4}{0.85} = 170mm$$
$$£_s = \frac{310-170}{170} X0.003 = 0.025 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$
$$¤M_{nf} = 0.9*308*10^{-6}*420*(280-\frac{52.8}{2})*10^3 = 29.53KN.m$$

Use 2 Φ 25mm , A_s = 982 mm^2 in y direction (Top Bar)

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 158 mm^2 in x direction (Top Bar)

⇒ Design of positive moment:

La/ Lb = 9/11.3 = 0. 8

From table (12-4)

Assume Case (6)

$C_{a,dL}$ =0.045

$C_{b,dL}$ =0.015

$C_{a,LL}$ =0.051

$C_{b,LL}$ =0.019

$$M_{a,pos} = (qu_d * Ca_{dl} + qu_{ll} * Ca_{ll}) * La^2 * 0.54 = (12.68 * 0.045 + 0.051 * 8) * 9^2 * 0.54 = 42.8 KN.m$$

$M_{b,pos}$ =

$$(qu_d * Cb_{dl} + qu_{ll} * Cb_{ll}) * Lb^2 * 0.52 = (12.68 * 0.015 + 0.019 * 8) * 11.3^2 * 0.54 = 23.6 KN.m$$

Design as a rectangular with b_E = 54 cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{42.8}{0.9} = 47.5 \text{KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(310) \geq \frac{1.4}{420}(140)(310)$$

$As_{min} = 127 < 145$ ……the larger is control

$As_{min} = 145 mm^2$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{47.5*10^{-3}}{0.54*(0.310)^2} = 0.915 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}) = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.915)}{420}}) = 2.23 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $1.223 * 10^{-3} * 540 * 310 = 374$ mm²

$374\ mm^2 > As_{\min} = 145mm^2$

Use Φ 16 >> # of bar = $\frac{374}{201} = 2$ * Note

$A_{\Phi 16} = 201mm^2$

Then we select (2) bars Φ 16

$A_s provided = 2*201 = 402mm^2$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402*420 = 0.85*24*540*a$$
$$a = 15.3mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.3}{0.85} = 18mm$$
$$£_s = \frac{310-18}{18} X 0.003 = 0.048 > 0.005$$

$$¤M_{nf} = 0.9*402*10^{-6}*420*(310-\frac{15.3}{2})*10^3 = 45.94KN.m$$

Use 2 Φ 16 mm , A_s = 402 mm^2 in y direction (Bottom Bar)

$M_{b,pos}$ = 23.6 KN .m

Design as a rectangular with b_E = 54 cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{23.6}{0.9} = 26.22 \text{KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(310) \geq \frac{1.4}{420}(140)(310)$$

$As_{min} = 127 < 145$ ……the larger is control

$As_{min} = 145 mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{26.22 * 10^{-3}}{0.54 * (0.310)^2} = 0.505 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.505)}{420}}\right) = 1.218 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $1.218 * 10^{-3}$ * 540 * 310 = 204 mm²

204 $mm^2 > As_{min} = 145 mm^2$

Use Φ 12 >> # of bar = $\frac{204}{113}$ = 2 * Note

$A_{\Phi 12}$ = 113mm²

Then we select (2) bars Φ 12

$A_s provided = 2 * 113 = 226 mm^2$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$226*420 = 0.85*24*540*a$$
$$a = 8.6mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{8.6}{0.85} = 10.1mm$$
$$£_s = \frac{310-10.1}{10.1} X 0.003 = 0.09 > 0.005$$

$$¤M_{nf} = 0.9*226*10^{-6}*420*(310-\frac{8.6}{2})*10^3 = 26.12KN.m$$

Use 2 Φ 12 mm , A_s = 226mm² in X direction (Bottom Bar)

4.5.2.2 Design of shear:

Wa=0.86

Wb=0.14

$$Vu = \frac{0.86*9*11.3*20.68*0.54}{2*11.3} = 43.2KN/m/rib$$

$$Vu = \frac{0.14*9*11.3*20.68*0.54}{2*9} = 8.83KN/m/rib$$

$$1.1¤Vc = 1.1*0.75*\sqrt{24}*0.14*0.31*1000/6 = 29.23KN$$

$$¤Vs\min = \frac{¤*bw*d}{3} = \frac{0.75*0.14*0.31*10^3}{3} = 10.85KNcontrol$$
$$\geq \frac{0.75*\sqrt{24}*0.14*0.31*10^3}{16} = 9.97KN$$

$$1.1¤Vc + ¤Vs\min = 40KN$$

$$1.1¤Vc + \frac{¤ * \sqrt{fc'} * bw * d * 10^3}{3} = 29.23 + 53.15 = 82.4KN$$

Item 4 :

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d}$$

$$Vs = \frac{Vu}{¤} - Vc$$

$$Vs = \frac{43.2}{0.75} - 39 = 18.6KN$$

$$\frac{Av}{s} = 1.43 * 10^{-4}$$

Use Φ 8 tow leg :

$$\frac{2 * 50 * 10^{-6}}{s} = 1.43 * 10^{-4}$$

$$S = 0.7m$$

S<d/2<600 mm

Use Φ 8 Tow leg@15cm c/c for 1 m from the face of the support and Φ 8 tow leg@20cm c/c in the middle span

4.6 Design of Tow way Solid slab:

4.6.1 Determination of Loads :

Tiles = .03*23 = 0.69 kN/m^2

Mortar = .03*22 = 0.66 kN/m^2

Sand = .07*16 = 1.12 kN/m^2

Slab = 0.3* 25 = 7.5 kN/m^2

Plaster = 0.02* 22 = 0.44 kN/m^2

$D.L = 10.4 kN/m^2$

$L.L = 5\ kN/m^2$

q_{uD} =1.2 D.L =1.2*10.4= 12.5 kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L.L = 1.6*5 =8 KN/m^2

$qu = 20.5 KN/m^2$

Using Safe software we got the moment diagram :

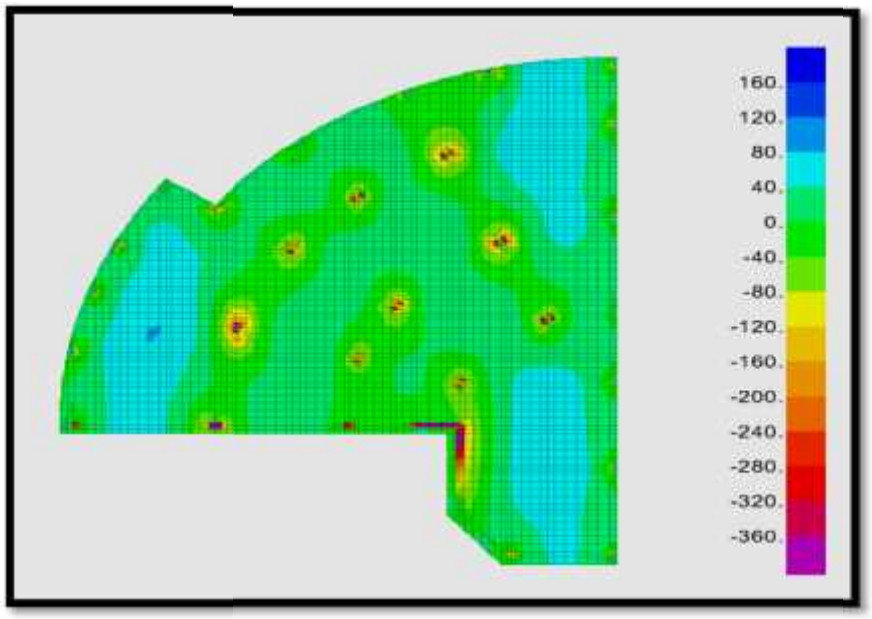


Fig (4-11):-Flat Plate moment.

Max moment = 67 KN.m/m

$$Mn = \frac{M}{\Phi} = \frac{67}{0.9} = 74.5 \text{ KN .m}$$

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

$$Kn = \frac{74.5 * 10^{-3}}{1 * (0.266)^2} = 1.053 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.053)}{420}}\right) = 2.575 * 10^{-3}$$

As req = ρ * b * d = $2.575 * 10^{-3} * 1000 * 266 = 685$ mm²

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

Use Φ 14 >>> 685/154 = 4.45 * Note $A_{\Phi 14} = 154$mm²

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c …….. with As =(100 / 20)*154 = 770 mm².

As provided > As req……..**OK.**

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$770*420=0.85*24*1000*a$$
$$a=15.85mm$$
$$x=\frac{a}{_1}=\frac{15.85}{0.85}=18.65mm$$
$$£_s=\frac{266-18.65}{18.65}X0.003=0.0398>0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c …….. in both direction

4.6.3 Design of shear:

`using safe software we have got the shear diagram :

Vu $_{max}$= 58KN/m

$$\Phi Vc=\Phi\ \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ b*d=0.75*\frac{\sqrt{24}}{6}*1000*0.266=162.9KN$$

$¤V_c>V_{ud}\Rightarrow O.K.$

∴ No Shear Reiforcemɒnt Required

4.7 Design of Beams:

4.7.1 Design of hidden Beam 8 :

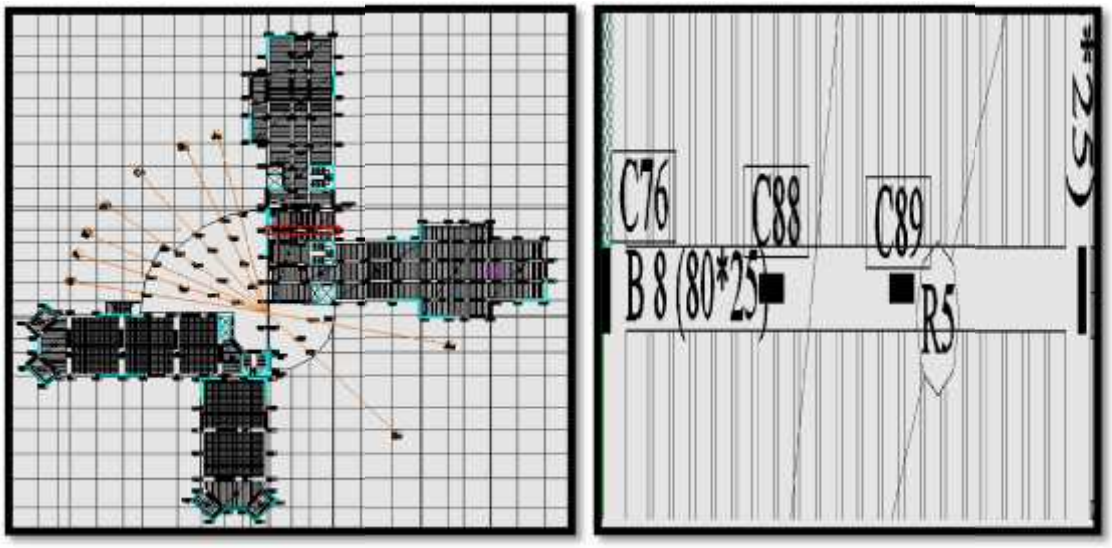


Fig (4-12) : Location of beam 8.

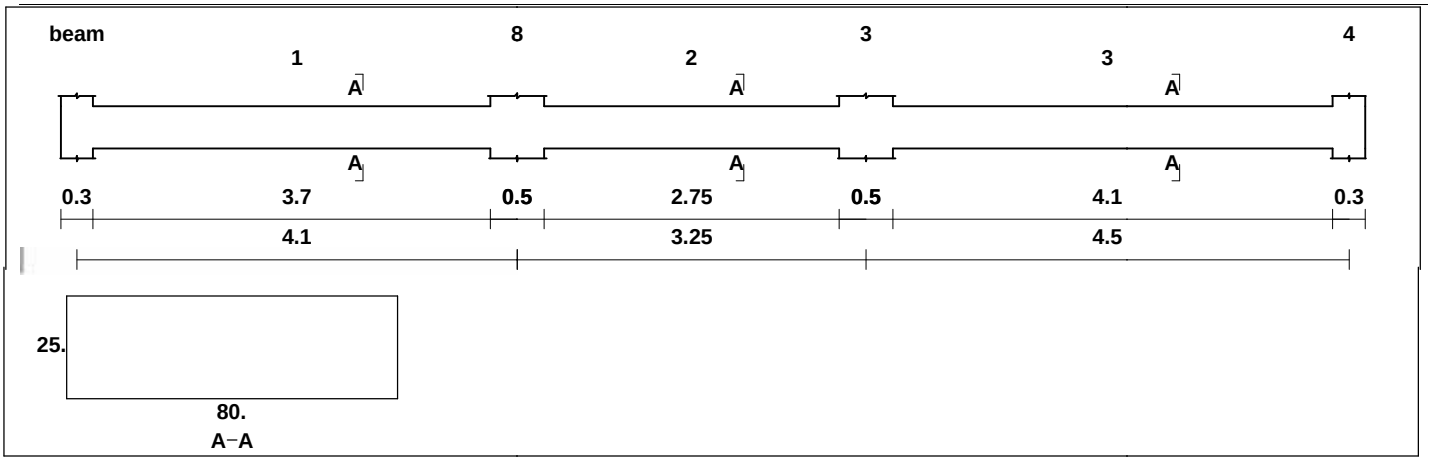


Figure (4-13) : Beam 8 Geometry.

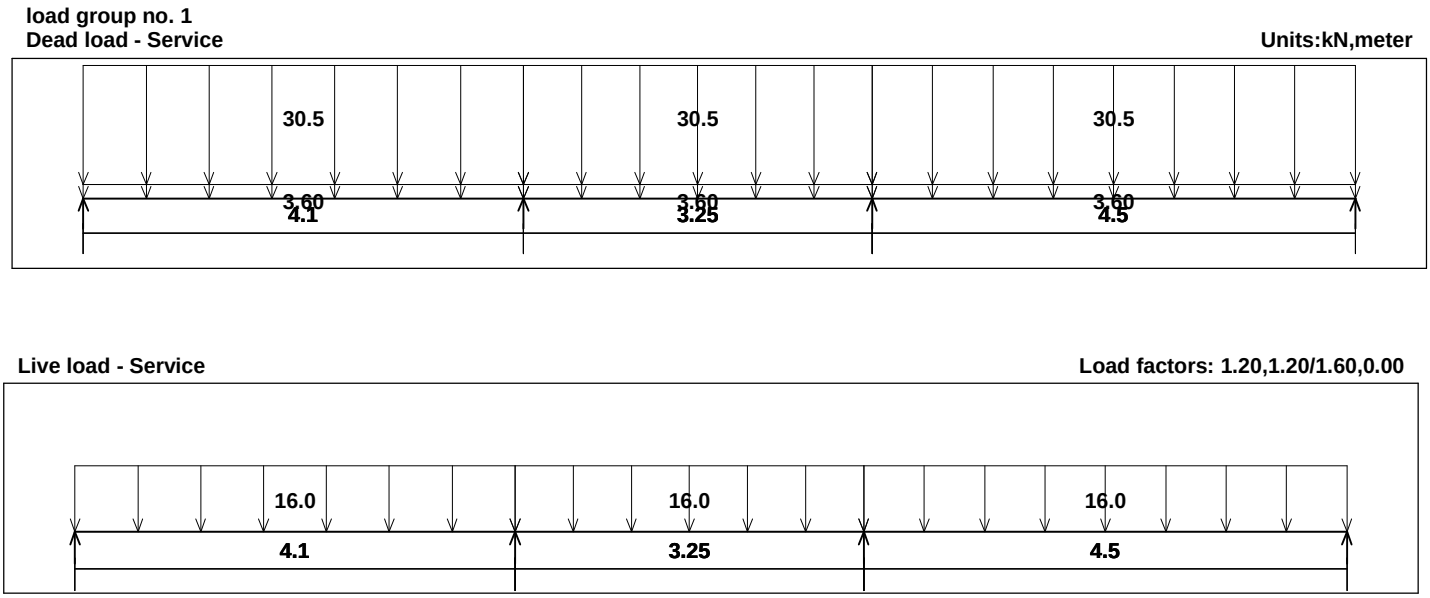


Figure (4-14) :L o a d i n g of beam 8

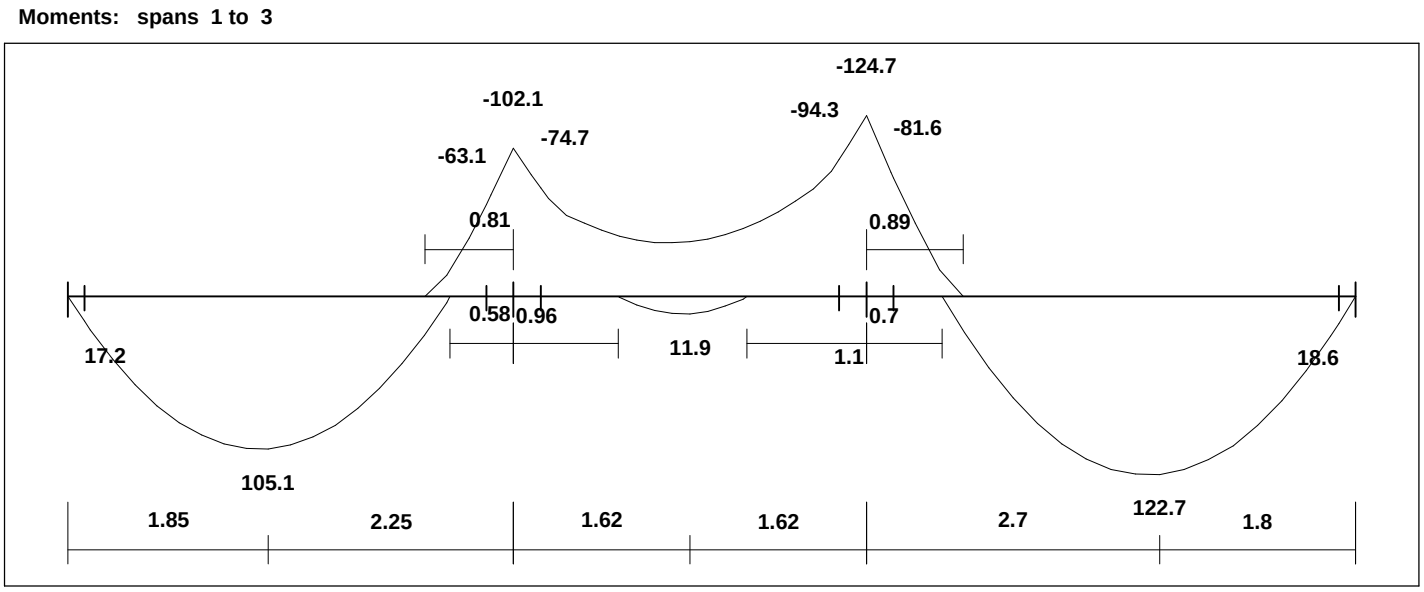


Figure (4-15) : Moment Envelop for Beam 8.

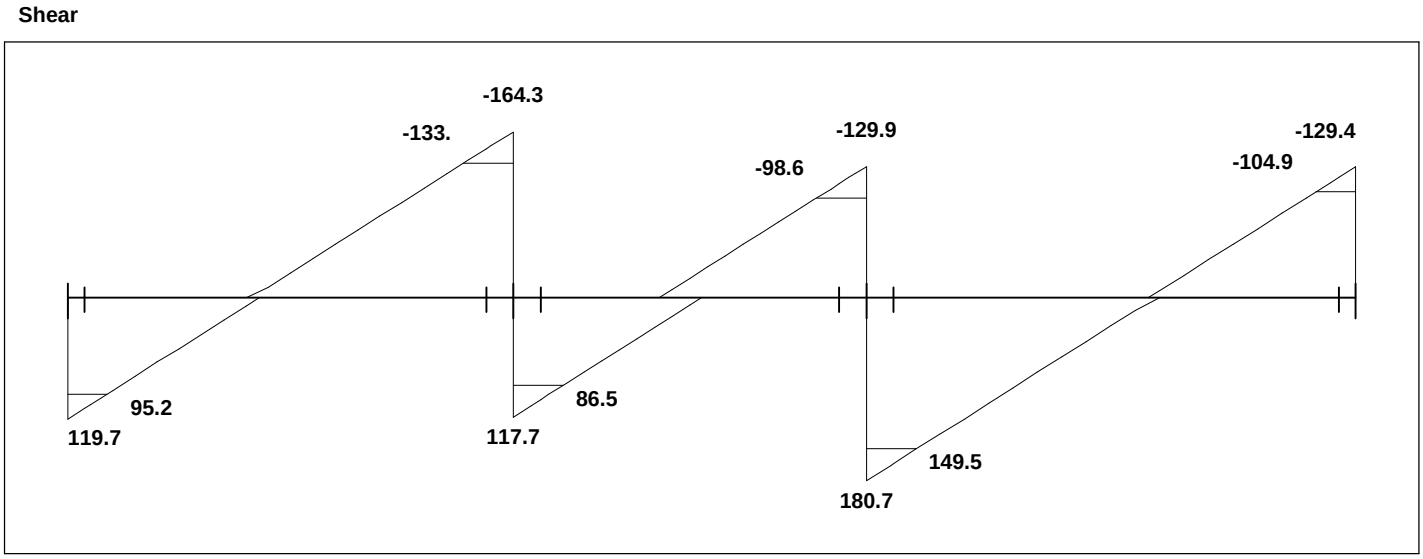


Figure (4-16) : Shear Envelop for Beam 8.

4.7.1.1 Determination of beam thickness:-

Assume $^{\circ} = (0.4 - 0.6)^{\circ}$

$$^{\circ}b = 0.85 \frac{fc}{fy} \quad \frac{600}{600 + fy}$$

$$^{\circ}b = 0.85 \frac{24}{420} 0.85 \frac{600}{600 + 420} = 0.025$$

$$^{\circ} = 0.55 * 0.025 = 0.01375$$

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

$$Kn = °.fy(1-\frac{°.m}{2})$$

$$Kn = 0.01375*420(1-\frac{0.01375*20.6}{2}) = 4.96$$

$$Mn = Kn.b.d^2$$

$$= 4.96*800*.192^2$$

$$= 146.27 kn.m$$

$$¤.Mn = 0.9*146.27 = 131.65 kn.m$$

$$¤.Mn = 131.65 > Mu = 122.7$$

$$OK$$

4.7.1.2 Determination of Dead& Live load of Beam:-

Dead Load of beam:-

$$D.L = \frac{3.2}{0.54}*5.155 + 0.8*0.25*25 = 35.55 KN/m$$

$$L.L = 3.2*5 = 16 KN/m$$

$$d = 250-40-10-\frac{20}{2} = 190 mm$$

$$c_{\max} = \frac{3}{7}*d = \frac{3}{7}*190 = 81.43 mm \Rightarrow a_{\max} = 0.85*81.43 = 69.3 mm.$$

$$¤M_{nc} = 0.82*0.85*24*0.8*0.0693*(0.190-\frac{0.0693}{2})*10^3 = 144.07 KN.m$$

Mu=122.7KN.m<$¤M_{nc} = 144.07 \Rightarrow \sin gly$

4.7.1.3 Design of Beam for Flexure

a)Mu=122.7 KN.m.

$$m = 20.6 \Rightarrow K_n = \frac{122.7/0.9}{0.8*0.190^2} = 4.72$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}*\left[1-\sqrt{1-\frac{2*4.75*20.6}{420}}\right] = 0.013$$

$$A_s = 0.013*800*190 = 1976mm^2$$

Use Φ22=380 mm^2

No. of bars=$\frac{1976}{380} = 5.2 \Rightarrow 6¤22 = 2280mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*190 = 506.6mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*190 = 443.25mm^2 \Rightarrow ok$$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

$Tension = compression$

$$A_s * f_y = 0.85* f_c^{'} *b*a$$

$$2280*420 = 0.85*24*800*a \Rightarrow a = 55.4mm \Rightarrow c = 65.2mm$$

$$£_s = \frac{190-65.2}{65.2}*0.003 = 0.0058 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9*2280*10^{-6}*420*(0.19-\frac{0.0554}{2})*10^3$$

$$¤M_n = 139.9 > Mu = 122.7N.m$$

⇒ Use 6 Φ22 for all moments around Mu=122.7(positive or negative).

b)Mu=105.1KN.m

$$K_n = \frac{105.1/0.9}{0.8*0.190^2} = 4.05 \Rightarrow m = 20.60$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*4.05*20.6}{420}}\right] = 0.0108$$

$$A_s = 0.0108*800*190 = 1650mm^2$$

Use Φ20=314 mm^2

No. of bar=$\frac{1650}{314} = 5.25 \Rightarrow 6¤20 = 1900mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*190 = 506.6mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*190 = 443.25mm^2 \Rightarrow ok$$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c^{'} * b * a$$

$$1884*420 = 0.85*24*800*a \Rightarrow a = 48.9mm \Rightarrow c = 57.5mm$$

$$£_s = \frac{190-57.5}{57.5}*0.003 = 0.0069 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9*1900*10^{-6}*420*(0.19-\frac{0.0489}{2})*10^3$$

$$¤M_n = 118.9 > Mu = 105.1N.m$$

⇒ Use 6 Φ20 for all moments around Mu=105.1(positive or negative).

C)Mu=11.9KN.m

$$K_n = \frac{11.9/0.9}{0.8*0.190^2} = 0.46 \Rightarrow m = 20.60$$

$$° = \frac{1}{20.6}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*0.46*20.6}{420}}\right] = 0.0011$$

$$A_s = 0.0011*800*190 = 168.4mm^2$$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*190 = 506.6mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*190 = 443.25mm^2 \Rightarrow ok$$

Use Φ12=113 mm^2

No. of bar= $\frac{506.6}{113} = 4.48 \Rightarrow 6¤12 = 616mm^2$

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

$Tension = compression$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c^{'} * b * a$$

$$616*420 = 0.85*24*800*a \Rightarrow a = 15.85mm \Rightarrow c = 18.65mm$$

$$£_s = \frac{190-18.65}{18.65}*0.003 = 0.0275 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9*616*10^{-6}*420*(0.19-\frac{0.01585}{2})*10^3$$

$$¤M_n = 42.4 > Mu = 11.9KN.m$$

⇒ Use 6 Φ12 for all moments around Mu=11.9(positive or negative).

4.7.1.4 Design of Beam for Shear:-

$Vu_d = 149.5KN$

$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.19 * 1000 = 124.10$

$¤V_c = 0.75 * 124.10 = 93KN.$

$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = 93 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.19 * 1000 = 465.32 > V_u$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

$V_u > ¤V_c$ Not item 1 and Not item 2.

$¤Vs_{\min} \geq \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.19 * 10^3 = 38KN.$ (Control).

$\geq \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.19 * 10^3 = 34.9KN$

$¤V_c + ¤V_{s\min} = 93 + 38 = 131KN.$

$¤V_c < V_u \leq ¤V_c + ¤V_s \Rightarrow item3$

$¤.Vc + ¤\frac{1}{3}\sqrt{fc}.b.d = 93 + 0.75 * \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.19 * 1000 = 279.15KN$

$¤.Vc + ¤.V_{s\min} = 131 < Vu = 149.5 < ¤.Vc + ¤\frac{1}{3}\sqrt{fc}.b.d = 279.15$

$\Rightarrow Item4$

$¤.Vsreq = Vu - ¤.Vc = 149.5 - 93 = 56.5KN$

$Av = \frac{4 * ® * 8^2}{4} = 201mm^2$

$¤.Vsreq = \frac{¤.Av.fy.d}{s}$

$56.5 = \frac{.75 * 201 * 420 * 190}{s}$

$Sreq = 213mm \leq \frac{d}{2} = \frac{190}{2} = 95mm \leq 600mm$

$\Rightarrow select \mapsto S = 95mm$

Use 4 leg Φ8

$\Rightarrow$ Use 4 legΦ8 @ 10cm c/c

4. 7.2 Design of Beam (10) (Dropped Beam) :

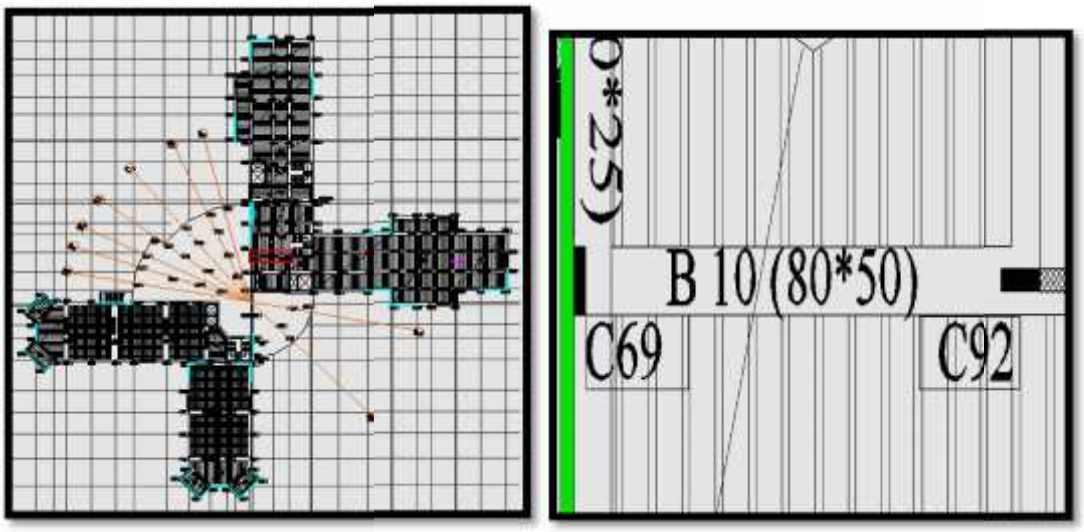


Fig (4-17):Location of Dropped Beam

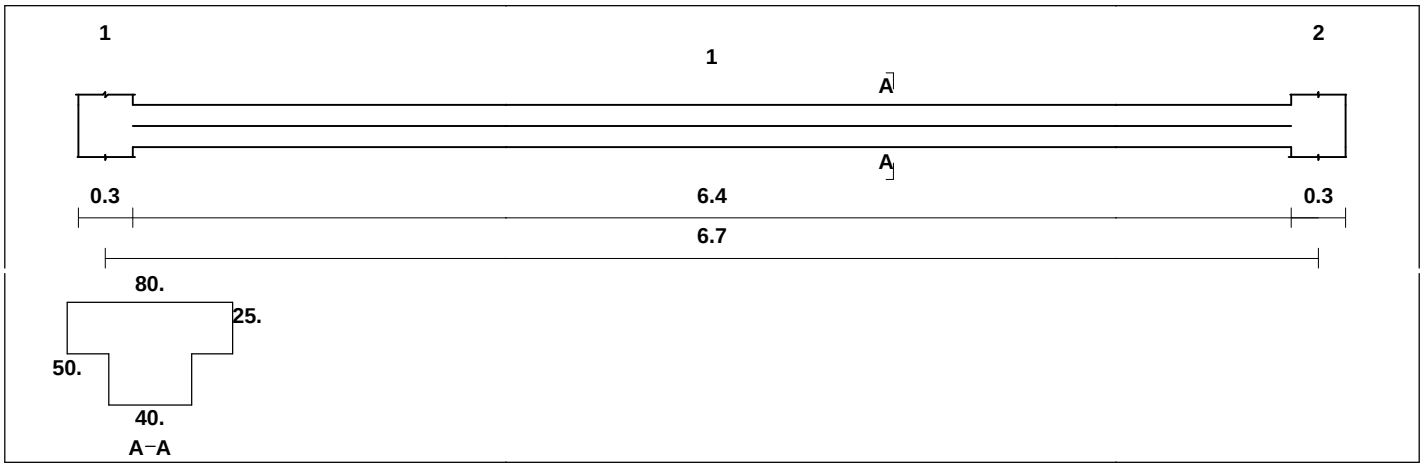


Figure (4-18): Beam Geometry and section.

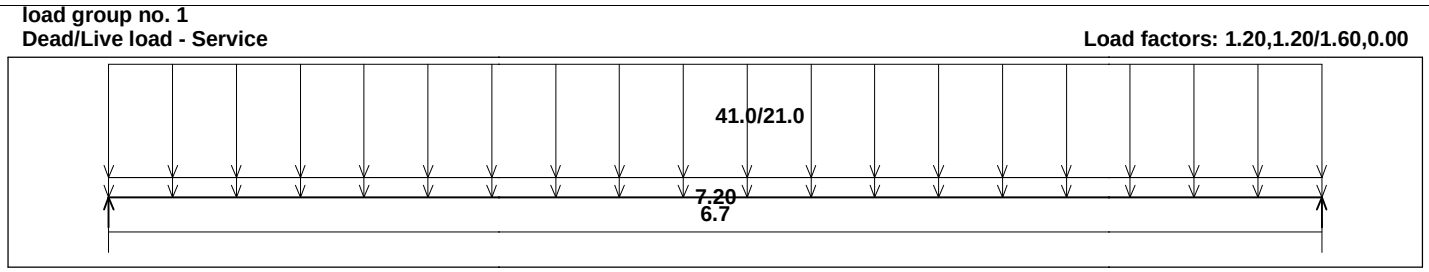


Figure (4-19): Loading of Beam.

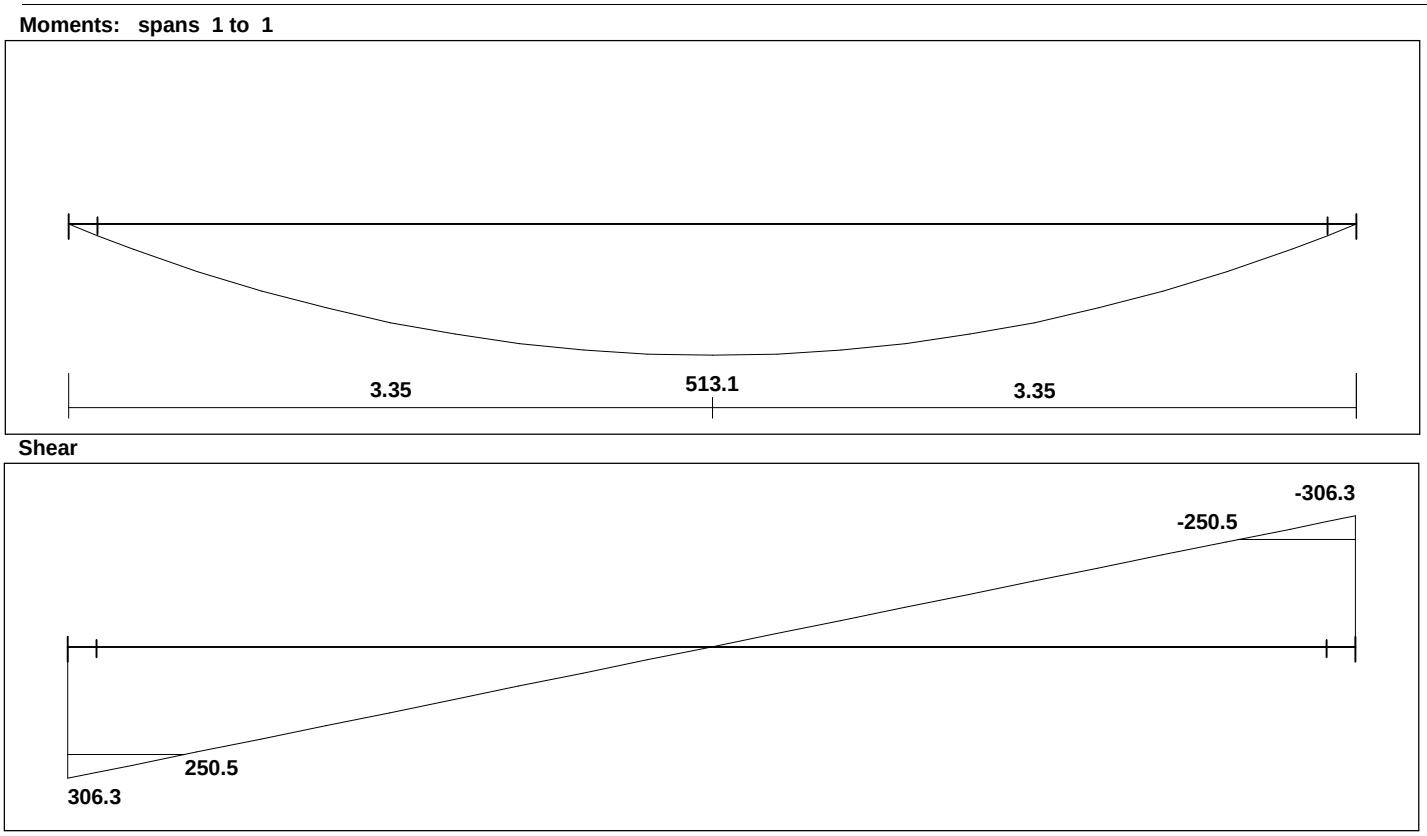


Figure (4-20) : Moment and Shear Envelop for Beam.

4.7.2.1 Determination of beam thickness:-

1- $h_{\min} = \frac{6.3}{16} = 0.4 > 0.25 \Rightarrow$

(Dropped Beam) h=50 cm

Check if rectangle or T-Section

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 440mm$$

$$\text{¤}M_f = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.8 * 0.25 * (0.440 - \frac{0.25}{2}) * 10^3 = 1156.7 KN.m$$

Mu max= 513.1 KN.m<$\text{¤}M_f = 1156.7 \Rightarrow rec\tan gle$

4.7.2.2 Design of Positive moments of Beam

a)Mu=513.1KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{513.1/0.9}{0.8*0.440^2} = 3.68$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.68*20.59}{420}}\right] = 0.00974$$

$$A_s = 0.00974*800*440 = 3430mm^2$$

Use Φ32=803 mm^2

No. of bars= $\frac{3430}{803} = 4.27 \Rightarrow 5¤32 = 4015mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 440 = 587mm^2 \text{ control}$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 400 * 440 = 514mm^2 \Rightarrow ok$$

Check strain for the magnitude of Φ:

$$Tension = compression$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c^{'} * b * a$$

$$4015*420 = 0.85*24*800*a \Rightarrow a = 103.3mm \Rightarrow c = \frac{103.3}{0.85} = 121.56mm$$

$$£_s = \frac{440 - 121.56}{121.56} * 0.003 = 0.007 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9*4015*10^{-6}*420*(0.44 - \frac{0.1033}{2})*10^3$$

$$¤M_n = 589.4 > Mu = 513.1KN.m$$

⇒ Use 5 Φ32 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{400 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 3*32}{4}$$

$$S = 82\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3}*20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 32\,mm$$

4.7.2.3 Design of Beam for Shear:-

$$Vu_d = 250.5KN$$

$$V_c = \frac{1}{6}*\sqrt{24}*0.4*0.44*1000 = 143.7KN$$

$$¤V_c = 0.75*143.7 = 107.8KN.$$

$$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'}*b_w*d = 107.8 + \frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*0.4*0.44*1000 = 538.9 > V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

$V_u > ¤V_c$ Not item 1 and Not item 2.

$$¤Vs_{\min} \geq \frac{¤}{3}*b_w*d = \frac{0.75}{3}0.4*0.44*10^3 = 44KN. \quad \text{(Control).}$$

$$\geq \frac{¤}{16}*\sqrt{f_c'}*b_w*d = \frac{0.75}{16}*\sqrt{24}*0.4*0.440*10^3 = 40.4KN$$

$$¤V_c + ¤V_s = 107.8 + 44 = 151.8KN.$$

$$¤V_c < V_u \leq ¤V_c + ¤V_s$$ Not item 3

$$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'}*b_w*d = 107.8 + \frac{1}{3}*0.75*\sqrt{24}*0.4*0.44*1000 = 323.36 > V_u$$ item4

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{250.5}{0.75} - 143.7 = 190.3$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{190.3/1000}{420 * 0.44} = 1.03 * 10^{-3}$$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4 * 50 * 10^{-6}}{1.03 * 10^{-3}} = 0.194m$$

$$s \le 600mm$$

$$s \le \frac{d}{2} = \frac{440}{2} = 220mm$$

⇒ Use 4 leg Φ8 @ 17.5 cm c/c

4.8 Design of Long Column (C74) :

4.8.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C74) for design

Pu = 2142KN

Pn = 2142/(0.65) = 3296 KN

Assume $^{\circ}g = 1.5\%$

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

$$3296 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.156 m^2$$

Use 45*35cm with Ag = 1575cm² > Ag_{req} = 1560 cm²

4.8.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.65 m

M1&M2 =1

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

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \text{.....} \quad \text{ACI 10-12-2}$$

$$\frac{1 * 3.65}{0.3 * 0.45} = 27 > 22$$

$\therefore$ *Long Coloumn*

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI318-2002\ (Eq.10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.152Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1542}{2142} = 0.72$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.35*0.45^3}{12} = 2.65*10^{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.152*2.65*10^{-3}}{1+0.72} = 14.4MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*14.4}{(1.0*3.65)^2} = 10.66MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) .....ACI318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 .....According\ to\ ACI318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0 \quad .....ACI318-2002(Eq.10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(2142/0.75*10.66*10^3)} = 1.366 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*450 = 28.5mm = 0.0285\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285*1.36 = 0.03876\ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03876}{0.45} = 0.0861$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{2142}{0.35*0.45}*\frac{145}{1000} = 1972\ Psi$$

$$°_g = 0.015$$

$A_s = \rho * Ag = 0.015*45*35 = 2363mm^2$

$$\text{Use } \Phi\ 18 >> \#ofbar = \frac{2363}{254} = 9.3$$

Use 10 Φ 18 with As = 2540 mm² >As_{req}= 2363 mm²

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{450 - 2*40 - 2*10 - 5*18}{4}$$

$$S = 65\ mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S}$$

$$\geq 40\,mm$$

$$\geq 1.5\text{db} = 27\,mm$$

4.8.3 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 18 = 288mm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 10 = 480mm.$

$Spacing \leq Least.\dim ension = 350mm$

$\therefore$ *Use* ¤10@25*cm*

4.8.4Detail of column C74:

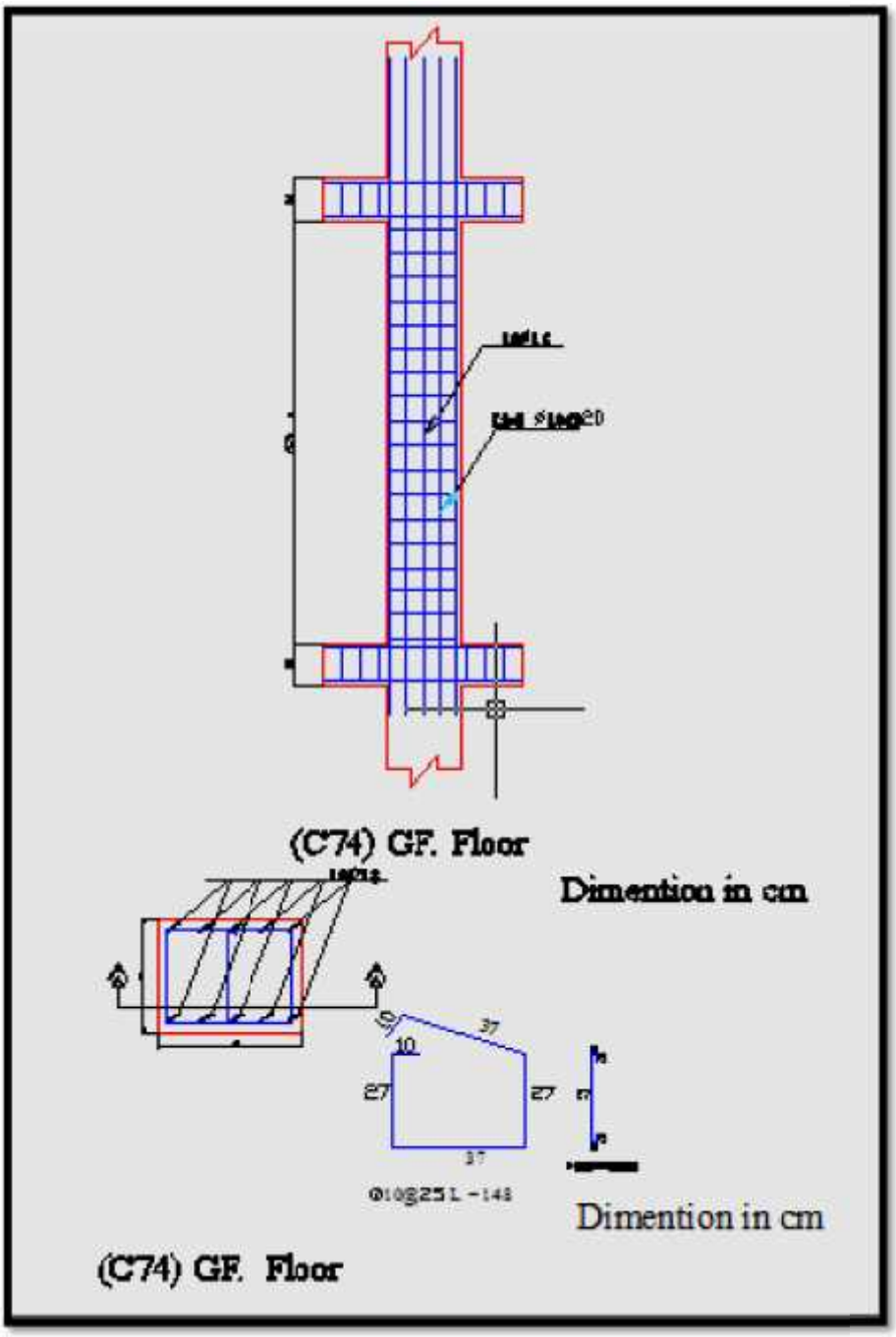


Figure (4-21) : Long Column Detail.

4.9 Design of Stair :

4.9.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.4+2.4 +0. 4 = 3.2m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 3.2/ 20 = 16 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

⇒ **Height of each step=4**/23=0.173

θ = $\tan^{-1}$(1.55 / 2.4) = 33

Cos θ = 0.84

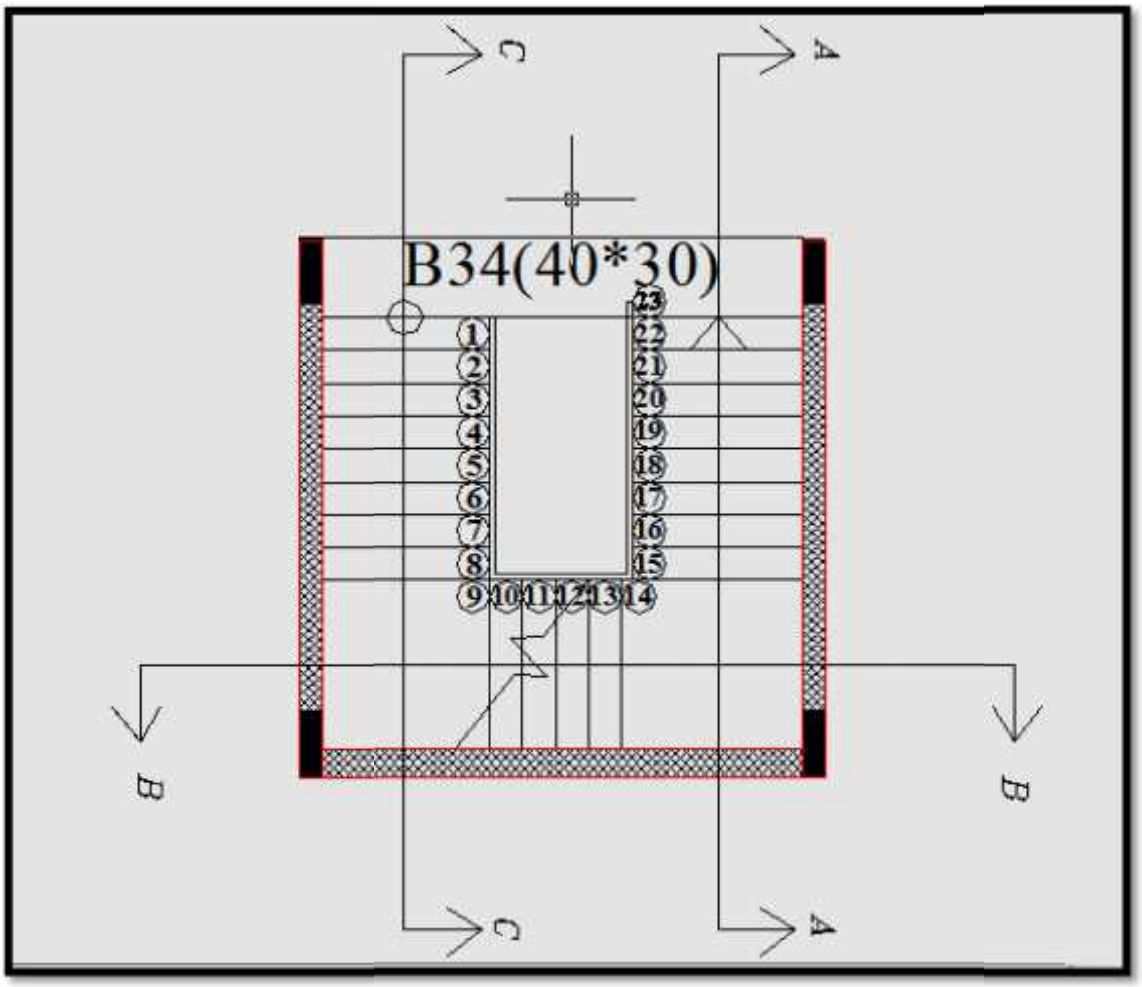


Figure (4-22) : Stair plan

4.9.2 Load Calculations at section (A-A):

4.9.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*23*((0.3+0.173)/0.30) = **1.10 KN/m**.

mortar = 0.02*22 *((0.3+0.173)/0.3) = **0.70 KN/ m**.

Plaster = (0.02*22)/ (Cos 33) = **0.524KN/ m**.

Steps = ((0.173*0.3)/2) * 25/0.3 = **2.16 KN / m**.

Slab = 0.2 *25/ Cos 34.6 = **5.95 KN/ m**.

Total dead load = 10.4 KN/ m.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*10.4 + 1.6*5 = 20.48 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 20.48 KN/ m .

4.9.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*23 = 0.69 kN/m^2

Mortar =0.02*22 = 0.44 kN/m^2

Slab = 0.2*25 = 5 KN/m^2.

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

Sand = 0.07*16 = 1.12 KN/m^2.

Total dead load = 7.69 KN/m^2.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*7.69+ 1.6 *5 = 17.23KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 17.23 KN/ m .

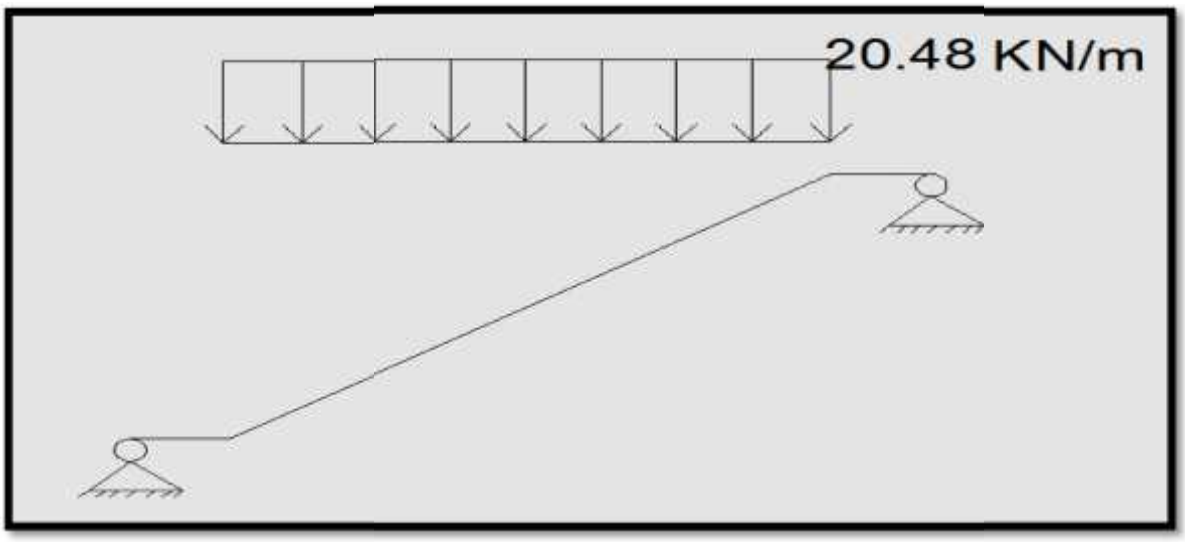


Figure (4-23) : Loads on stair

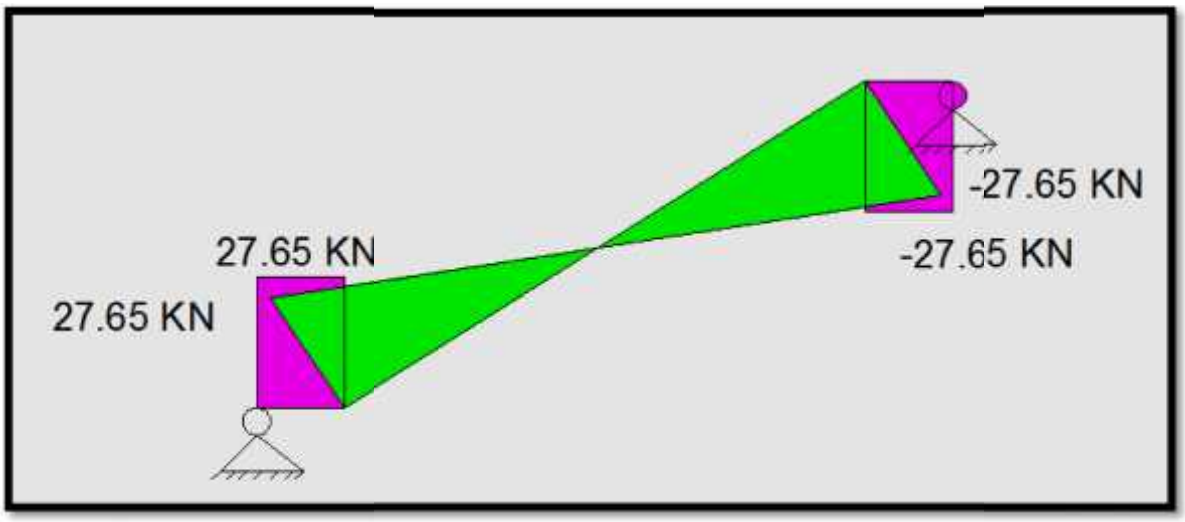


Figure (4-24) : Shear Envelope

4.9.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -12 = 168 mm = 16.8 cm

Vu = 32.4 KN .

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 168}{6} = 102.88 KN$$

Vu =32.4 KN < ¤*Vc* = 102.88 KN .

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

4.9.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

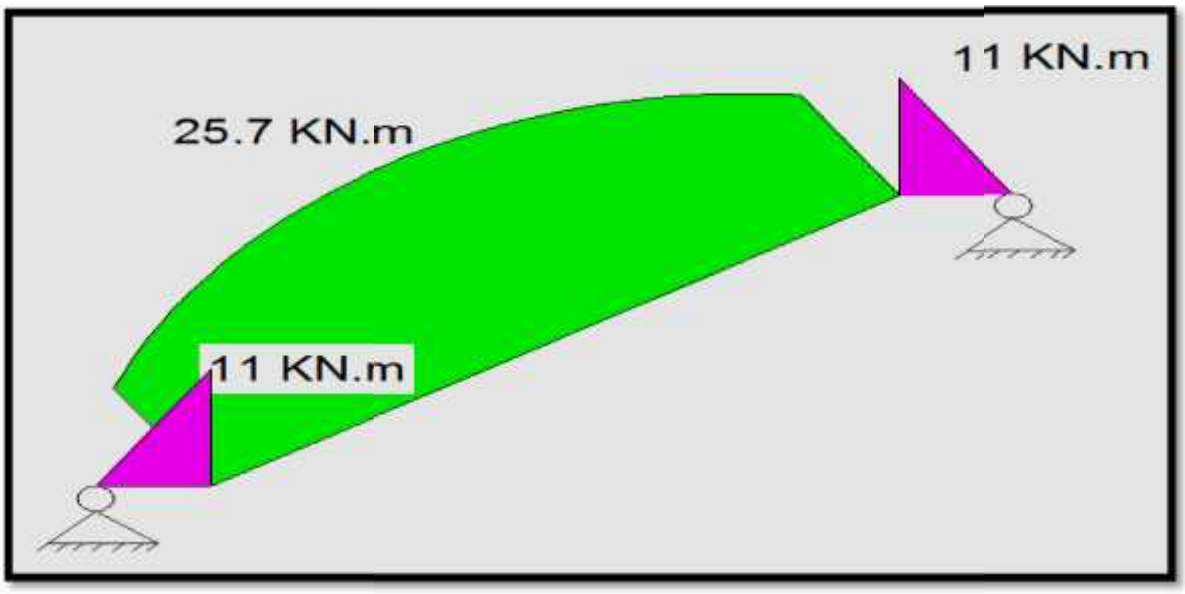


Figure (4-25) : Moment Envelope

Mu = 25.7 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 25.7 / 0.9 = 28.55 KN.m.

d = 168 mm.

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

$$K_n = \frac{28.55 * 10^6}{1000 * 168^2} = 1.011 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.011}{420}}\right) = 2.47 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.47 * 10^{-3} * 1000 * 168$ = 415.18 $mm^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$$

$As_{\min}$ = 360 $mm^2 \leq As_{req}$ = 415.18 mm^2

Use Φ 12 >>> 415.18/113 = 3.674

Use 1Φ 12 @ 20 cm c/c …….. with As =(1000 / 200)*113 = 565 mm².

As provided 565 > As req.……..**OK.**

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 11.64mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{11.64}{0.85} = 13.69mm$$
$$£_s = \frac{168 - 13.69}{13.69} * 0.003$$
$$£_s = 0.03 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.9.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360mm^2$$

Use Φ10 @ 20 cm …….. With As = (1000 / 200)*79 = 395mm².

4.9.6 Stair at section (C-C) Details:

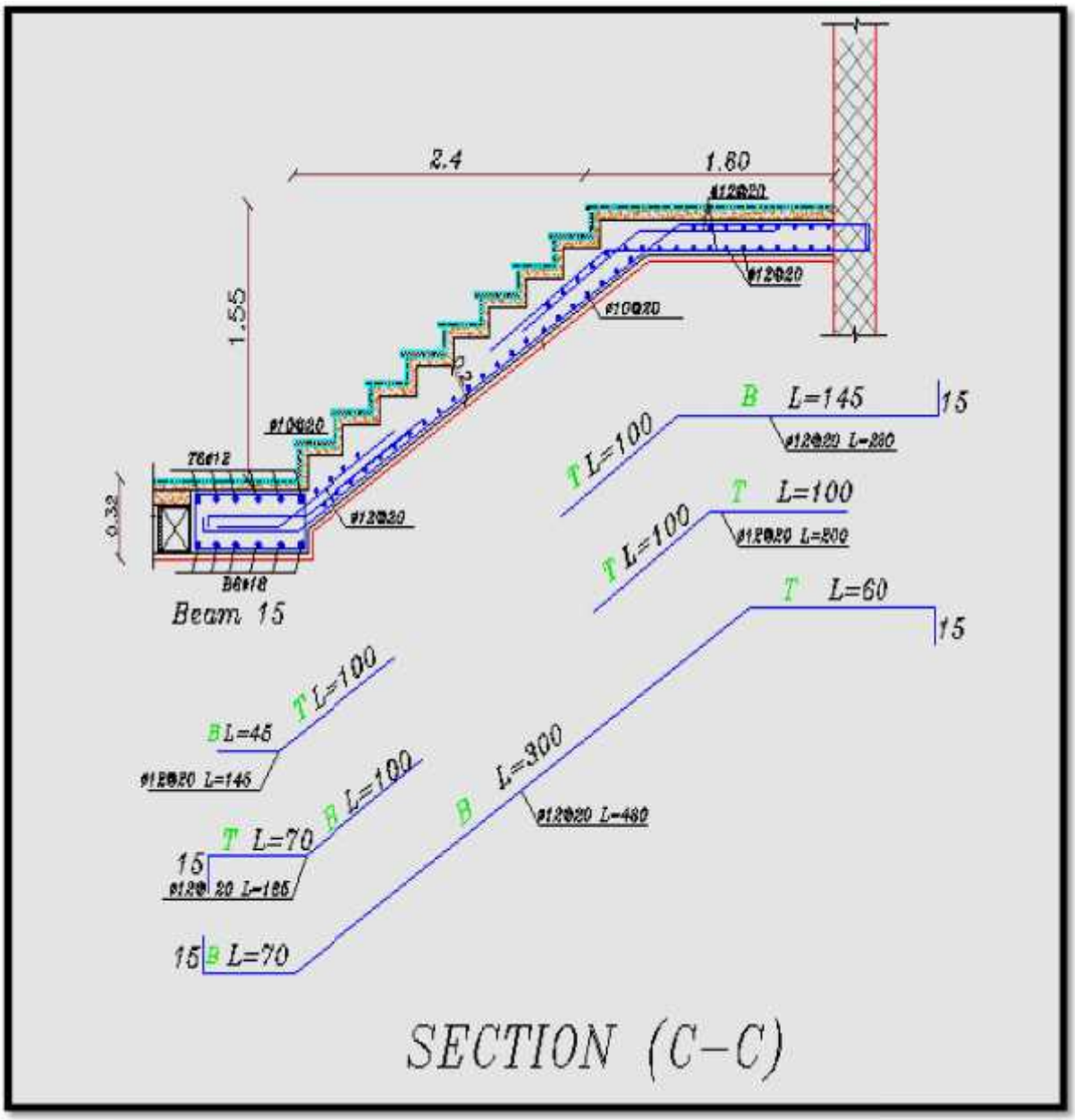


Figure (4-26) : Stair Section

4.10 Design of Basement Wall :

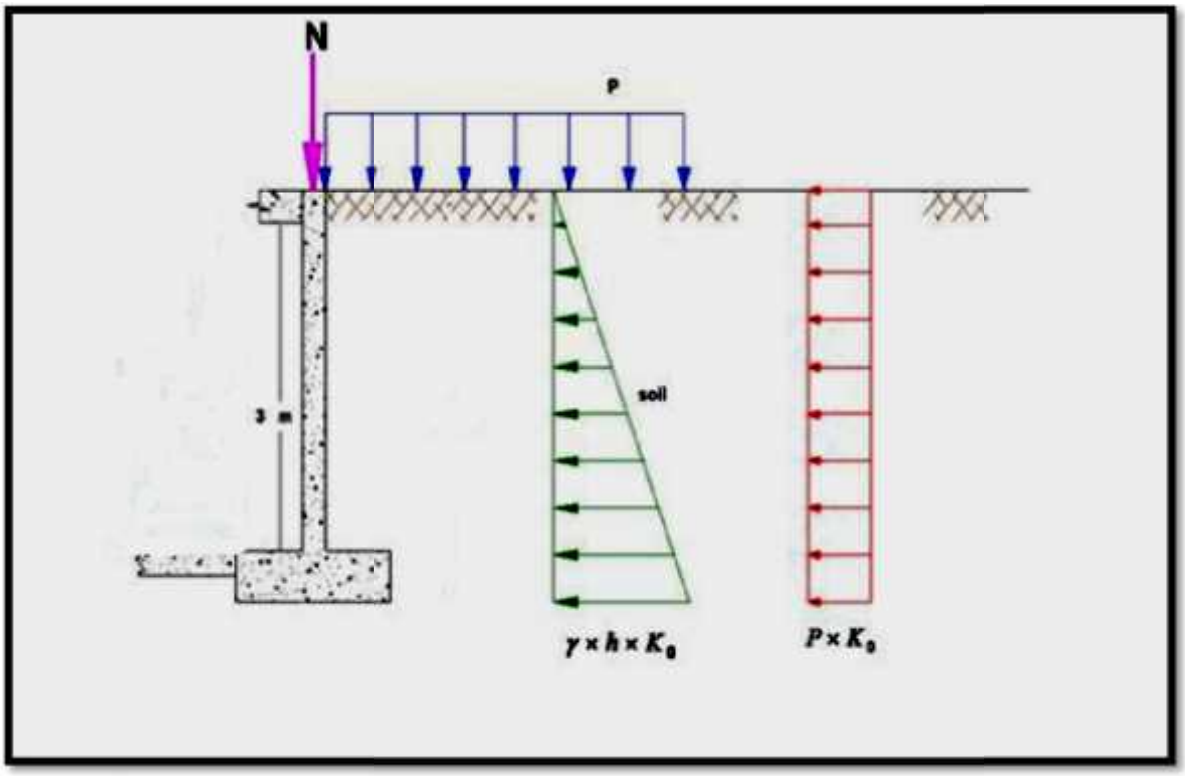


Figure (4-27) : Loads on Basement Wall

⇒ 4.10.1 Loading of Basement wall:

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 1 - \sin ¯ = 1 - \sin 30 = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.28 \times 0.5 = 29.52\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

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

- **Normal Load :**

Is very small , it will be neglected (safe side) .

W_{min}= 2.5*1= 2.5 kN/m

W_{max}= 2.5*1 + 29.52= 32.02kN/m

$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4 kN/m

$W_{max(factored)}$ = 1.6*32.02= 51.23kN/m

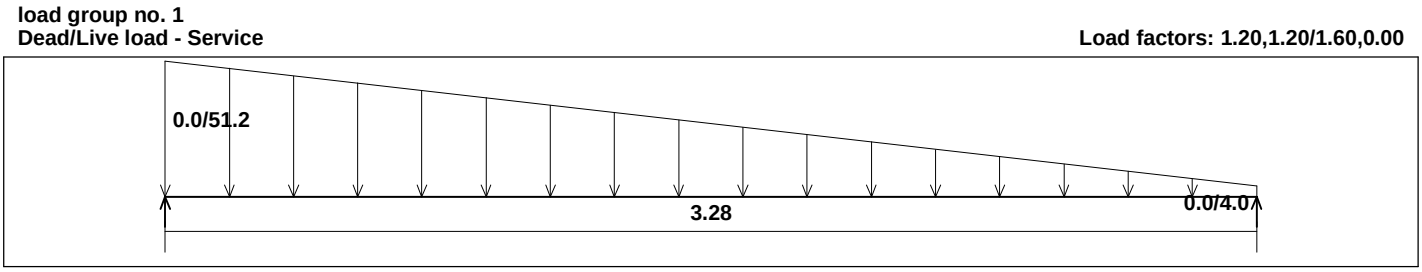


Fig (4-28): Loading of Basement Wall.

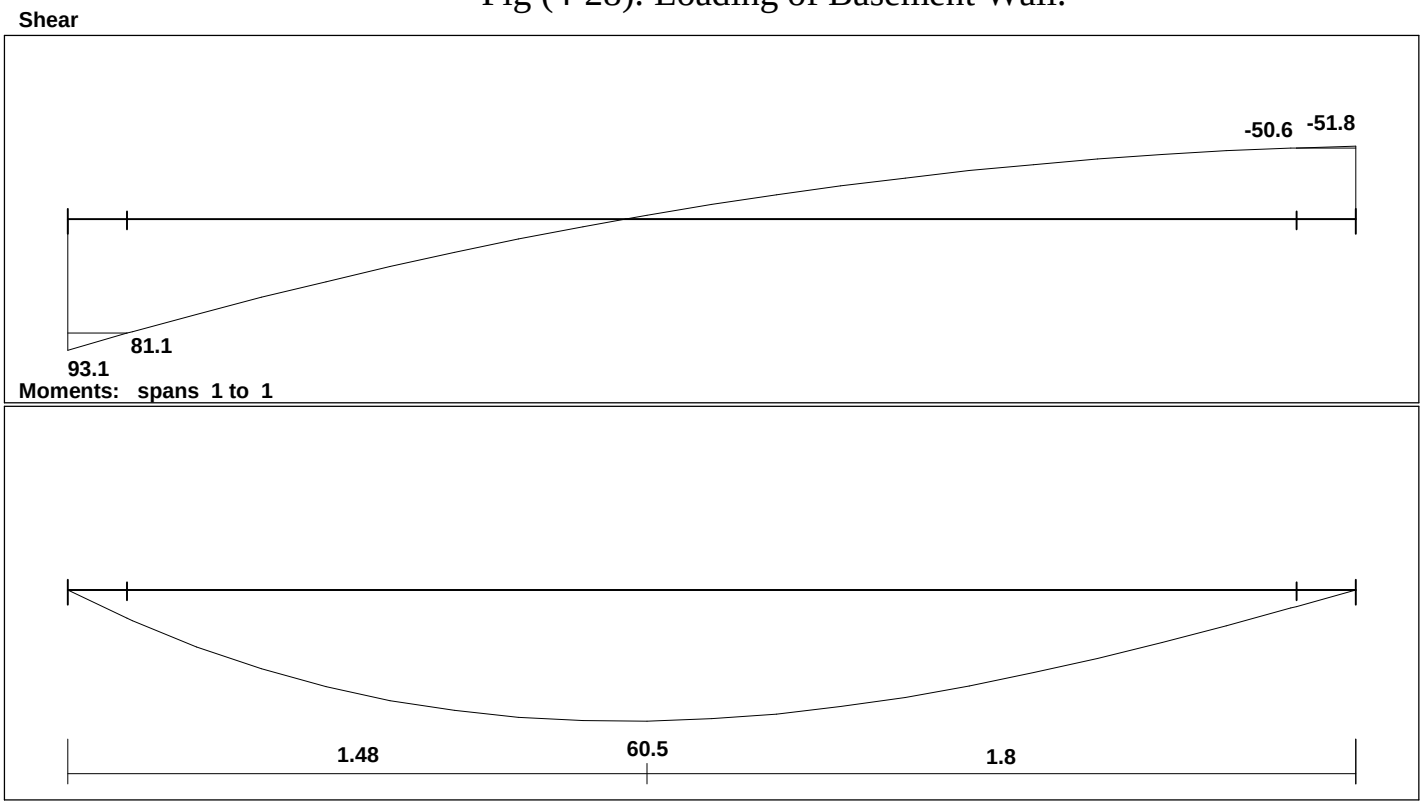


Figure (4-29) : Shear/Moment envelope for basement wall

4.10.2 Design of the Vertical reinforcement:

Assume h=25cm
Mu =60.5kN.m

Mn =60.5/0.9 =67.2kN.m

$$d = 250 - 20 - 7 = 223mm$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588 \qquad select \quad h = 250\,mm$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow K_n = \frac{67.2}{1*0.223^2} = 1.35Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.35}{420}}\right) = 3.328 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 3.328 \times 10^{-3} \times 1000 \times 223 = 743\ mm^2 / m$$

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

$$As_{\min} = 300mm^2 / m < As_{req} = 743mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ one\ meter = \frac{743}{154} = 5$$

Select Φ14@20cm c/c

4.10.3 Design of the Horizontal reinforcement:

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

$$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{500}{50.24} = 9.95$$

Select two layer Φ8@20cm c/c , In two layer

4.10.4 Check for Shear :

$$Slope = \frac{51.2 - 4}{3.28} = 14.4$$

$$q_u = 51.2 - 14.4 * (0.125 + 0.223) = 46.2$$

$$Vu = 81.1 - \frac{(51.2 + 46.2)}{2} \times (0.125 + 0.223) = 64.15 KN.m$$

$$¤ \times Vc \geq Vu$$

$$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 223$$

$$¤.Vc = 136.56 >> Vu = 64.15 kN$$

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

4.11 Design of strip Footing:

Figure (4-30): strip footing

4.11.1 Determination of load:

From slab and Wight wall

Total factored load = 305 KN/m.

Total service load = 260 KN/m

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

live load =5 kN/m^2

$q_{allow\ net}$ =400 - 5- 2.5*18 – 0.3*25 = 348kN/m^2

⇒ For one meter strip

$$A = \frac{260}{348} = 0.75\ m^2$$

L=1m, B = 1.0 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 305/ 1.0 *1.0 = 305kN/m^2.

4.11.2 Check of One Way Shear:

$$Vu = \frac{1.0-0.25}{2} - 0.205 * 305 = 51.9\ kN$$

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.205 * 1 = 125.5\ kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.11.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 305*0.375^2/2 = 21.5 kN.m

$$Mn = \frac{21.5}{0.9} = 23.9KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{23.9*10^{-3}}{1*0.205^2} = 0.57Mpa$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.57}{420}}\right)=1.377*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 1.377*10^{-3}*205*1000 = 283\ mm^2$$

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

$$As_{Req.} = 283 < As_{Shrinkage} = 540mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 540/154 = 3.6 , Use 4 bars

¤ 14 at 25 cm c/c=616 mm^2\m.

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$616*420 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 12.68mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{12.68}{0.85} = 14.92mm$$

$$£_s = \frac{205-14.92}{14.92}X0.003$$

$$£_s = 0.038 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * B * h

A_{smin} = 0.0018 * 1000* 300 = 540 mm^2

Use ¤ 12

No. = 540/113 = 4.7 , Use 5 bars

Use 5¤ 12

4.11.4 Development Length of main Reinforcement

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

$K_{tr} = 0 \ \ and \ \ cb = 75 + \frac{14}{2} = 82mm$

$\frac{K_{tr} + c_b}{d_b} > 2.5 \ \ Select \frac{K_{tr} + c_b}{d_b} = 2.5$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

Ld $_{available}$ = 375 - 75= 300mm

Ld $_{available}$= 300 mm < $ld_{req} = 346mm$

Using hook ≥16*¤

Required length of hook≥16*¤ ≥16*1.4 = 22.4 cm

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

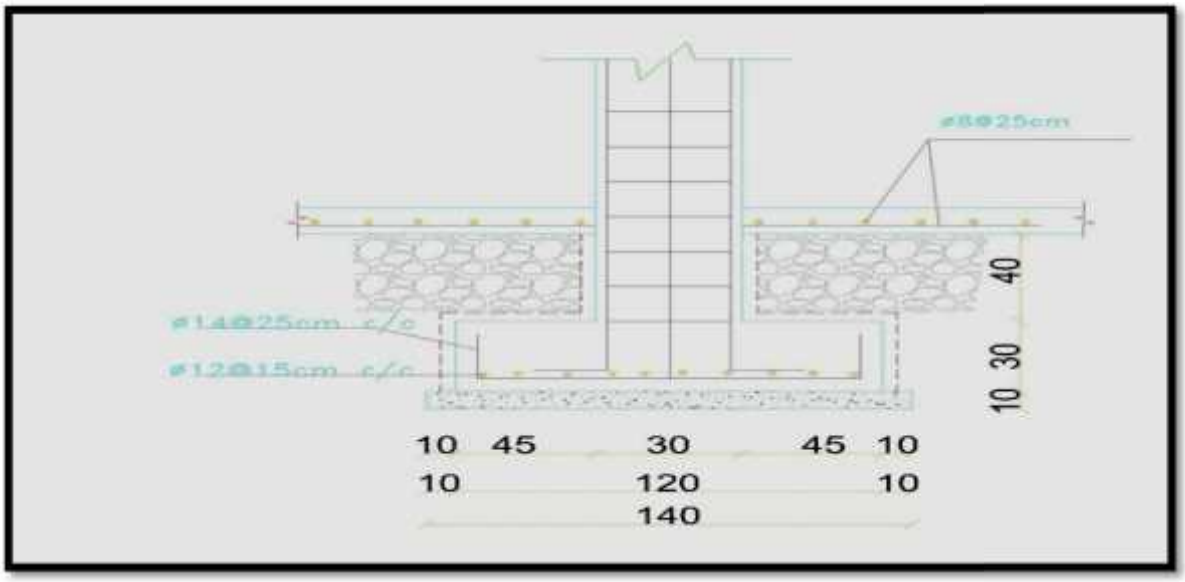


Figure (4-31) Strip Footing Detail

4.12 Design of Isolated Footing (F10) :

4.12.1 Load Calculation :

Total factored load = 4312 KN.

Total services load =3170KN.

Column Dimensions = 50*50 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (80 cm) thick.

live load =5 KN/m2s.

$q_{allow.net}$ =400 - 5 - 0.4*18 - 0.80*25 = 372.8 kN/m^2

4.12.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{3170}{372.8} = 8.5\ m^2$$

➔ **L= 2.92 m**

Try 3.0 * 3.0 m with area = 9m^2 > A_{req} = 8.5m^2

Determinate q_u = 4312/9= 479.1 KN/m^2

4.12.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 80 cm ….. d = 800-75-20 = 705 mm

- **Check for one way shear strength**

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

$V_u = q_u * (\frac{3.0-0.5}{2} - d)$

$Vu = 479.1 * (\frac{3.0-0.5}{2} - 0.705) * 3.0 = 784KN$

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

$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 3000 * 0.705 = 1295KN$

$¤.Vc > Vu$

$\therefore\ \ OK$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{50} = 1$$

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

$b_o = 4(d+a) = 4(70.5+50) = 482cm$

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

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*4820*0.705 = 6243KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.705}{4.82}+2\right)*\sqrt{24}*4280*0.705 = 7253KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4280*0.705 = 3695.5KN$$

$¤.V_C = 3695.5KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 4312 - [479.1*(0.5+0.705)*(0.5+0.705)] = 3616.33KN$

$¤.Vc > Vu_C$.....

OK

4.12.4 Design for Bending Moment:

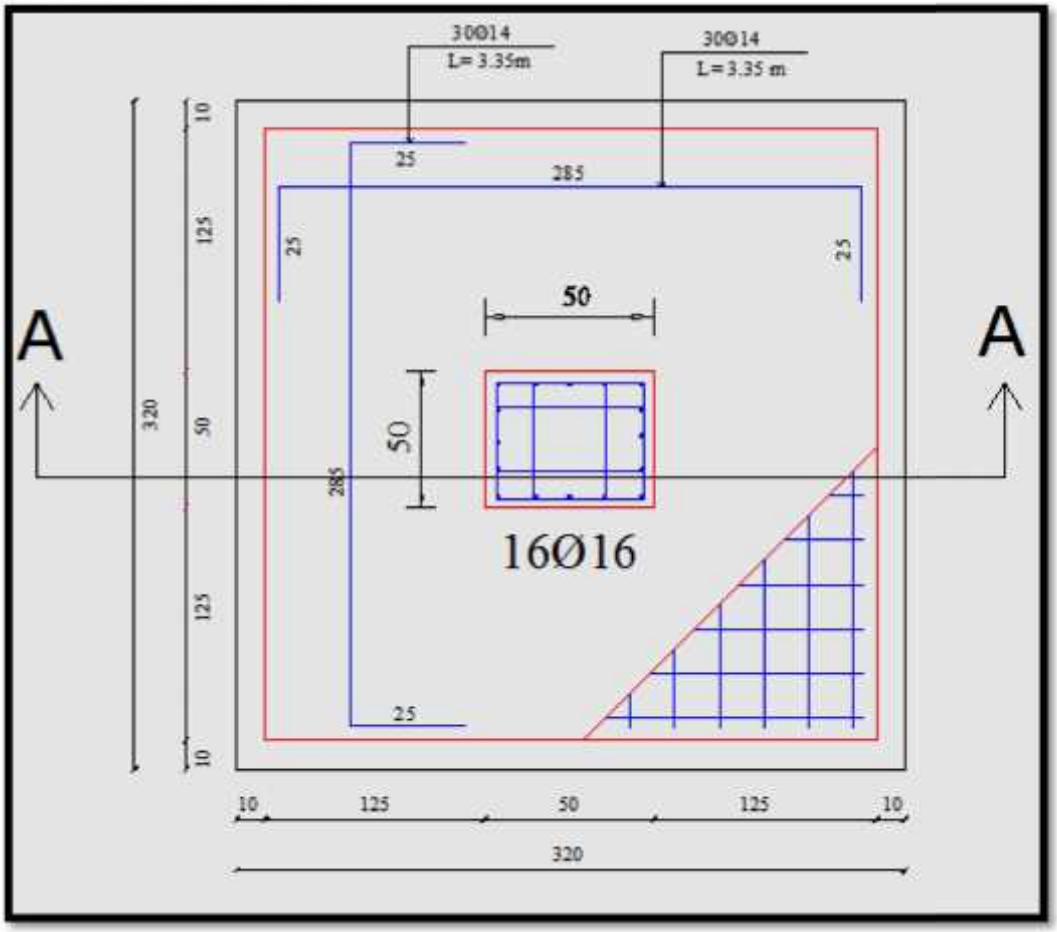


Figure (4-32): Isolated Footing

$$Mu = 479.1 * 3.0 * \frac{1.25^2}{2} = 1123 KN.m$$

Mu =1123 KN.m for both side

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{1123}{0.9} = 1247.78 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1247.78 \times 10^{-3}}{3.0 \times 0.705^2} = 0.837 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.837}{420}}\right) = 2.036 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.036 * 10^{-3} * 3000 * 705 = 4306 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3000 * 800 = 432 mcm^2$$

$$As_{SHRINKAGE.} = 4320 > As_{Req} = 430 mcm^2$$

$$Select \ 30¤14 .... As_{Provided} = 4620 mm^2 > 4320 mm^2 ..... ok$$

Use 30 ¤ 14 in both Direction

- **Check strain for the magnitude of Φ:**

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4620 * 420 = 0.85 * 24 * 3000 * a$$

$$a = 31.7 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.3 mm$$

$$£_s = \frac{705 - 37.3}{37.3} X0.003$$

$$£_s = 0.0537 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

4.12.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

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

$Ktr = 0 \quad No\ stripes$ $\qquad\qquad$ $cb = 75 + 7 = 82mm$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+82}{14} = 5.8 > 2.5$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = 2.5$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

Ld $_{available}$ = 1250-75= 1175mm

Ld $_{available} > ld_{req}$

Development length of column

$$L_d = 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} db = 0.24 * \frac{420}{\sqrt{24}} 14 = 301mmControl$$

$$> 0.043 * f_y * db = 0.043 * 420 * 14 = 253mm$$

$$L_d available = 800 - 75 - 2 * 14 = 697mm$$

$$L_d available > L_d req$$

Lap splice of column

$$L_s = 0.071 * f_y * db = 0.071 * 420 * 14 = 418mm$$

4.12.6 Design of dowels :

$P_u = 4312$ KN

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc' Ag)$$
$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(0.50*0.50)]*1000 = 3315KN$$
$$But\ \ Pu = 4312 > ¤.Pn = 3315KN$$

Dowels are required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005* Ag = 0.005*500*500 = 1250mm^2$$
$use 5\Phi 18$

In footing

$$P_{nb} = ¤\,0.85* f_c^{'} * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$
$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.0*3.0}{0.5*0.5}} = 6 > 2\ \ use\ \ 2$$
$$= 0.65*0.85*24*0.5*0.5*2 = 6.63MN > 4.312$$

use $5\Phi 18$

4.12.7 Isolated Footing Detail:

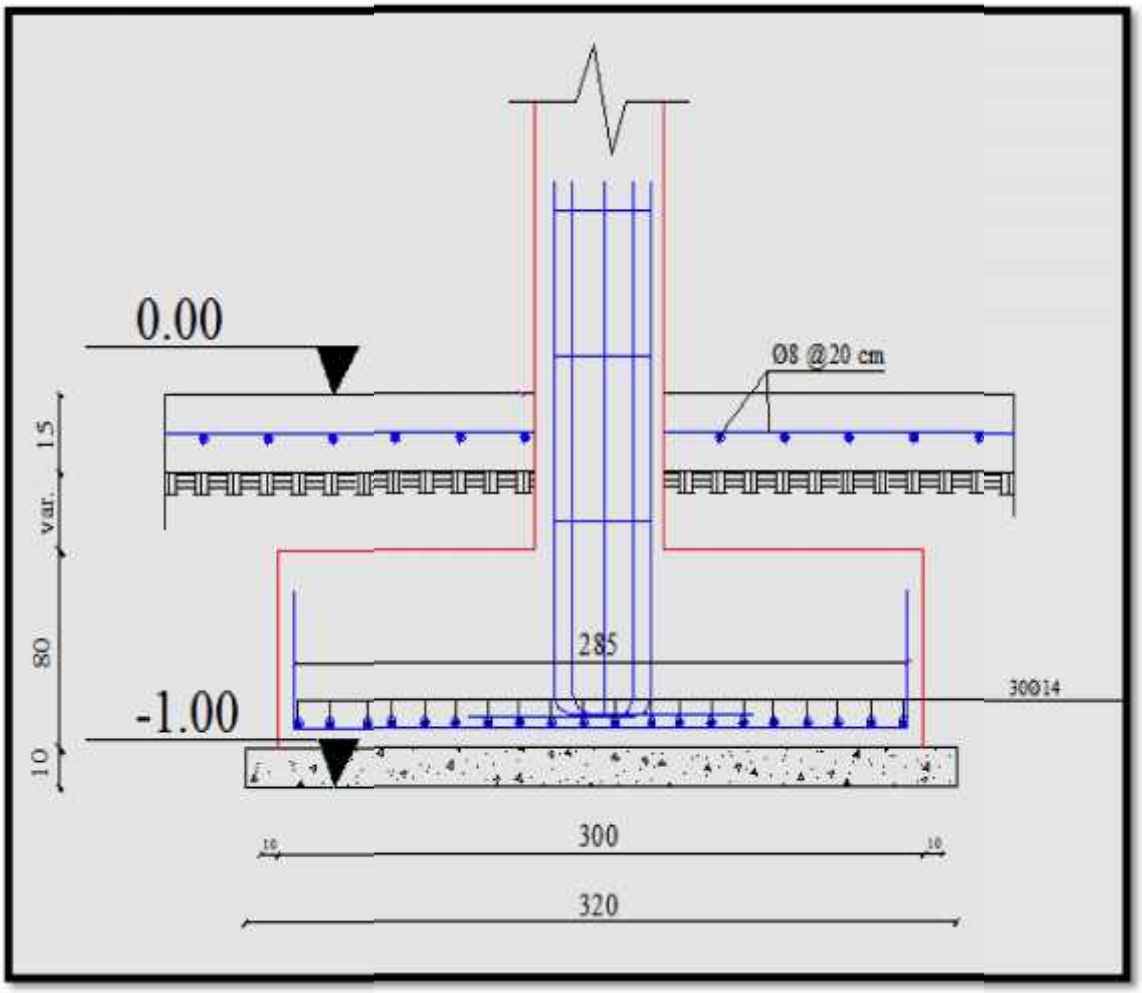


Figure (4-33):Isolated Footing Detail.

4.13 Design of Shear wall

4.13.1 Calculation of Shear force on Shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n =16

Ct = 0.0488

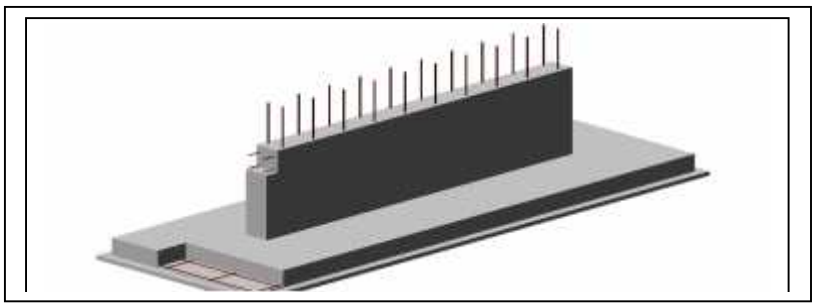


Figure (4-34): Geometry of Shear wall

Where:

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

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

I= importance factor given in table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

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

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

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ Eq…. 30-8 (UBC)

$T = 0.0488(16)^{3/4} = 0.39$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24*1}{5.5*0.39} * w = 0.1118w$

W=12960kN

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

$V \ge 0.03 * WKN$

$V = 0.11 * w = kn$

$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.39 * 1425.6 = 38.92 KN$

Table (4 – 1) Calculation of the total Fx.

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	∑FX
Secand	1680	1425.6	16	38.9	1386.7	26880	395	395
First	1680	1425.6	12	38.9	1386.7	20160	267.1	662.1
Ground	4802	1425.6	8	38.9	1386.7	38416	509	1171.1
basment	4802	1425.6	4	38.9	1386.7	19208	254.5	1425.6
∑	12960					104664		

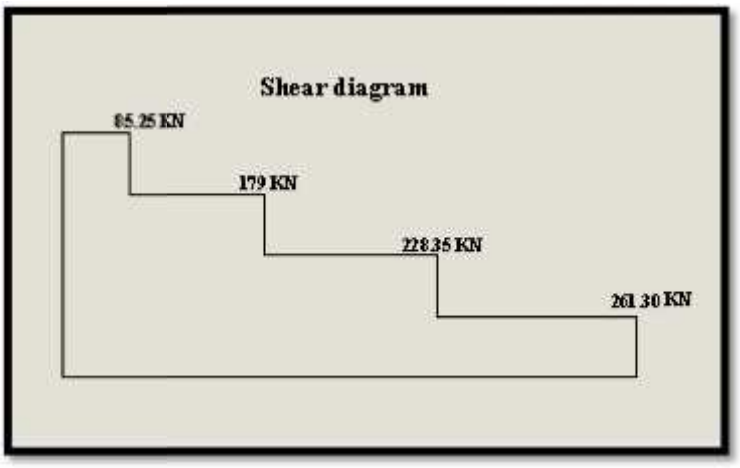


Figure (4-35) : Fx-Diagram

By using the software (Etabs.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:

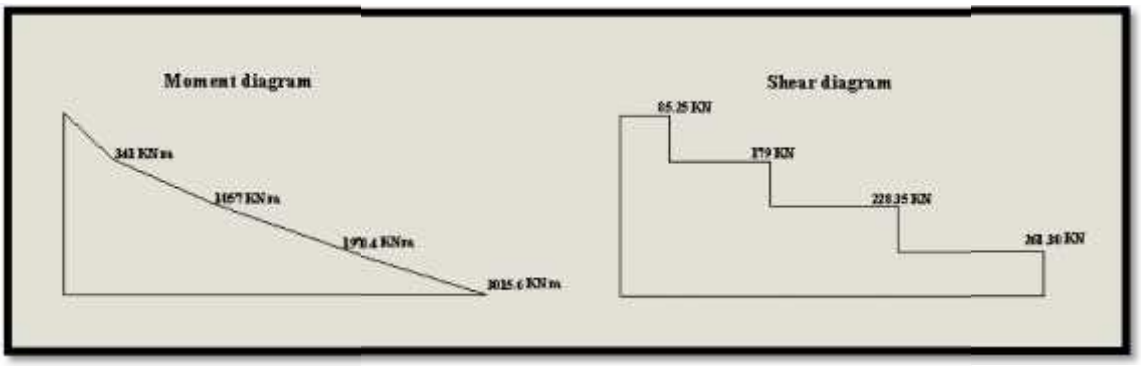


Figure (4-36) : Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

Shear Wall Design Parameters:

fc' =24 MPa

fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.0m. shear wall width

Hw=16 m. Story height.

4.13.2 Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$\sum Fx = Vu = 261.3KN$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{4.55}{2} = 2.275m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{16}{2} = 8.0m$$

$Mu = 3015.6KN$

$$Vu = 261.3KN$$

$$Vn = Vu / 0.75 = 348.4KN$$

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.55 = 3.64m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.2 * 3.64 = 594\,KN$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.2 * 3.64}{4} + \frac{1 * 3.64}{4 * 4.55} = 1091\,KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{10} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.55\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{4.55 * 0.20}\right)}{\frac{3015.6o}{85.25} - \frac{4.55}{2}} \right) * \frac{0.20 * 3.64}{10} = 174\,KN\,(Control$$

$$Vs = Vn - Vc3$$

$$Vs = 348.4 - 174 = 174.4KN$$

$$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{174.4 * 10^{-3}}{420 * 3.64} = 0.114 * 10^{-3}m$$

$$\left(\frac{Av_{h\,min}}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.20 = 0.5 * 10^{-3}m(Control\ )$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 4550 / 5 = 900\,mm$$

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

$$select \longrightarrow 2¤8 \longrightarrow As = 1.0cm2$$

$$\frac{Av}{S2} = 0.50\,mm$$

$$\frac{100}{S2} = 0.50 \rightarrow S2 = 210\,mm(Control\ )$$

$$Select .....S2 = 20cm < Sreq. = 21cm$$

$$S2 selected = 25cm < 75cm < 70cm$$

$$use....2¤10\,@\,25cm(c/c) in\ 2layer$$

Select 2Φ 8 / 20cm. In tow layer

4.13.3 Design of the Vertical reinforcement:

$$°_{min} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16.0}{4.55} = 3.5 > 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 4.55 = 1516mm$$

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

$$Select\ 2¤10\ With\ area\ As = 158mm^2$$

$$100 = 0.0025 \times S_1 \times 200$$

$$\therefore S_1 = 210mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 20cm < 21cm$$

$$S = 20cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2¤8 / 20cm\ c/c$$

Select 2Φ 8 / 20cm. In tow layer

4.13.4 Design of bending moment:

Mu = 3015.6 KN.m

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

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{4.55}{600 * 0.00}$$

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

$$C_w = 1.08 - 0.1 \times 4.55 = 0.625m$$

$$C_w = \frac{1.08}{2.0} = \frac{1.08}{2.0} = 0.54m$$

Select The boundary element $= 65cm > 58cm$

$$As_{t} = \frac{Lw}{s1} \times As_{v} \longrightarrow = \frac{4.55}{0.20} \times 100.5 = 2287mm^{2}$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 4.55 \times 0.20) / (2287 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.054$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As_{t} \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2\right)\right) =$$

$$0.9 * 420 * 0.5 * 2287 \times 10^{-3} \times 4.55 * (1 - \frac{0.054}{2}) = 1913.6\,kN.m$$

$$Mu_{\text{Design}} = 3015.6 - 1913.6 = 1102\,kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu / ¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{1102 \times 10^{6} / 0.9}{420 \times (4550 - 650)} = 748mm^{2}$$

$$As = 748 + (4 \times 50.25) = 949mm^{2}$$

$$\therefore Use ¤14 \longrightarrow Select\ 8¤14 \quad \rightarrow As = 1232mm^{2}$$

4.14 Design of Mat Foundation:

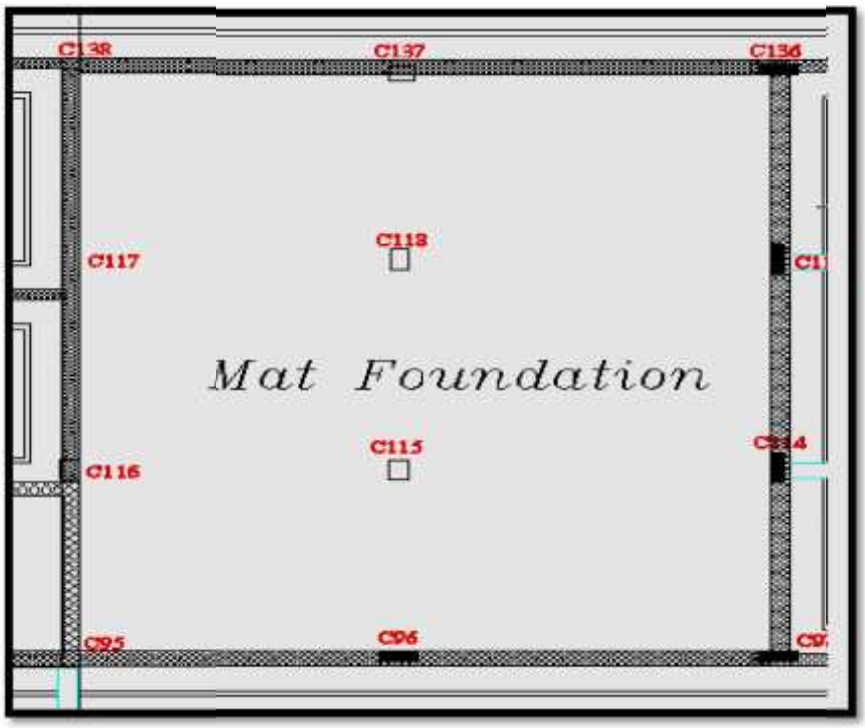


Figure (4-37) Mat footing

4.14.1Design of shear :

$d = 500 - 75 - 25 = 400mm$

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

$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 400 * 10^{-3} = 245KN$

$Pu_{\max} = 165KN / m = 165x1 = 165KN$

$\text{¤}.Vc > Pu.....OK$

4.14.2Design of bending moment

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

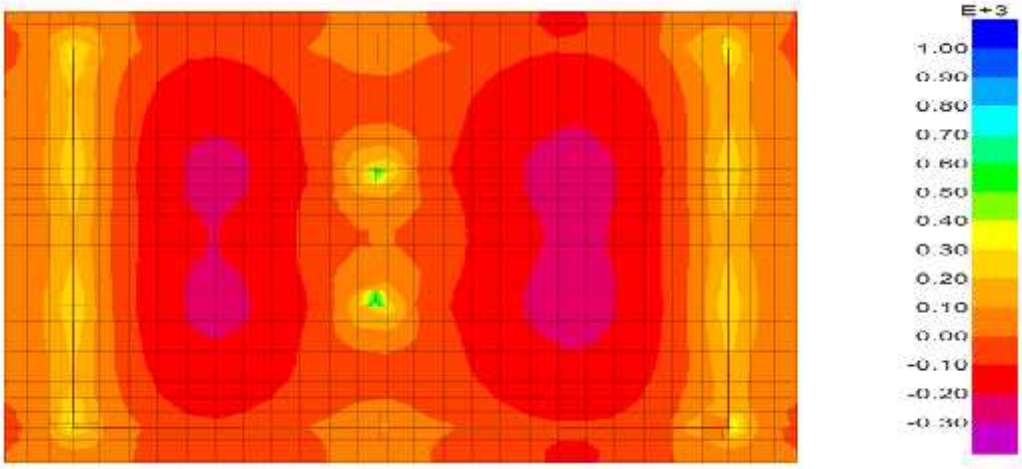
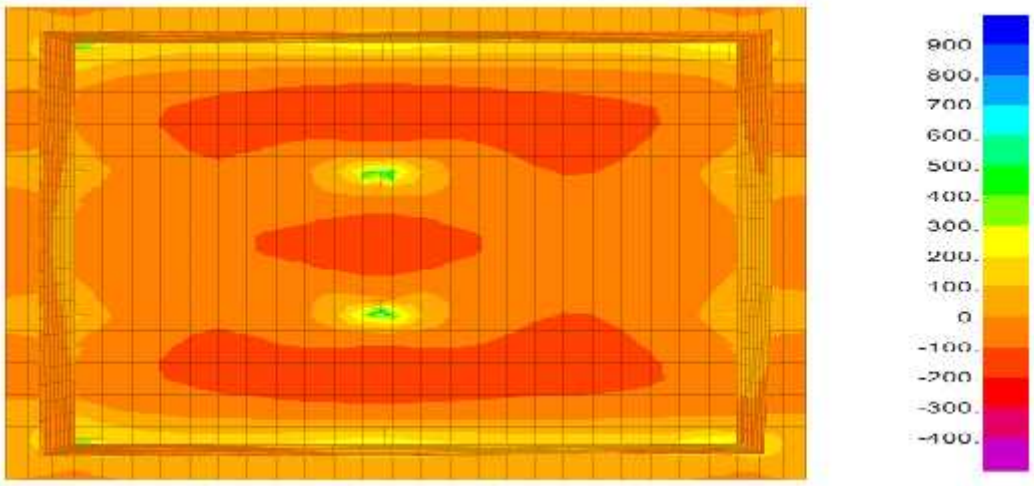


Figure (4-38) Moment in X-direction



Figure(4-39) Moment in Y-direction

Design In X-directions:

h = 50 cm

$d = 500 - 75 - 16 = 409mm$.

Fy = 420 Mpa.

Fc' = 24 Mpa

Design of Negative Moment

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 500 = 900mm^2$$

$$Mu = KN.m \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{197/0.9}{1 * 0.409^2} = 1.3$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.3 * 20.6}{420}}\right) = 3.22 * 10^{-3}$$

$$A_s = 2.22 * 10^{-3} * 1000 * 409 = 1318mm^2$$

$$Select¤16@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 16^2}{4}\right) = 1340mm^2 > As_{\min} = 900mm^2$$

Design of Positive moment

$$Select¤16@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 16^2}{4}\right) = 1340mm^2 > As_{\min} = 900cm^2$$

Design In Y-directions:

Design of negative moment

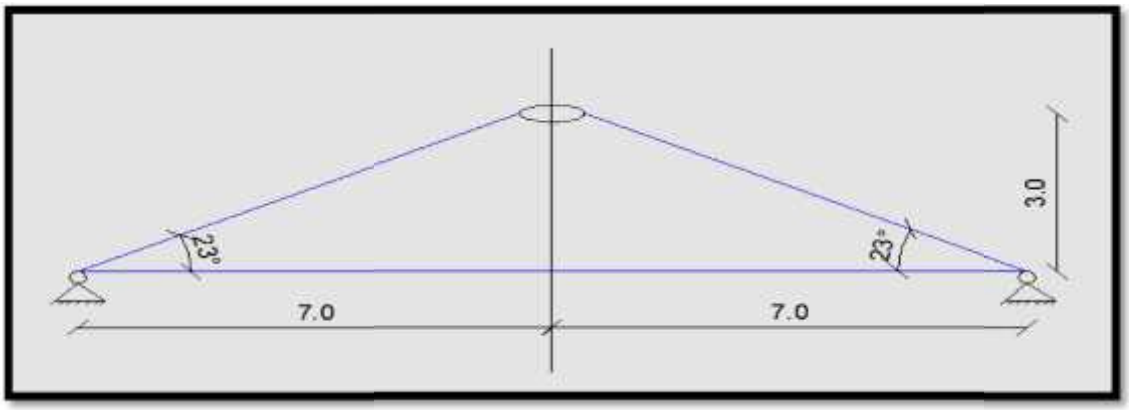
$$Select¤16@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{17.5} * \left(\frac{® * 16^2}{4}\right) = 1340mm^2 > As_{\min} = 900mm^2$$

Design of positive moment

$$Select¤16@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{17.5} * \left(\frac{® * 16^2}{4}\right) = 1340mm^2 > As_{\min} = 900mm^2$$

4.15 Design of Steel roof of cafeteria:

4.15.1 System and loads:



Figure(4-40) : Steel system .

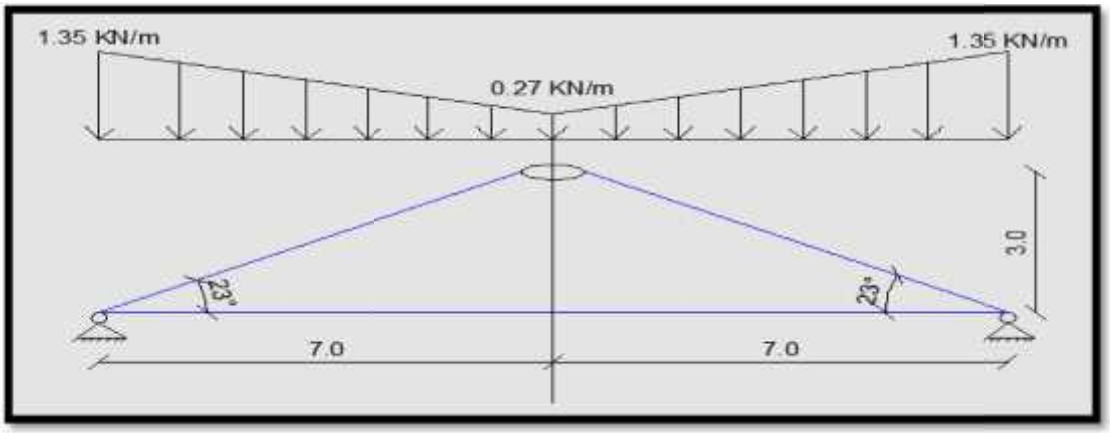
Distance of frame at the bottom < 2m

Dead loads :-

Dead loads of frame member < (0.25 KN/m /cos 23)=0.27 KN/m

Dead loads of glass < (2*0.008*25)*2 /(cos 23)=0.87 KN/m

Dead loads of horizontal member < (0.1*2 /cos 23)=0.217 KN/m

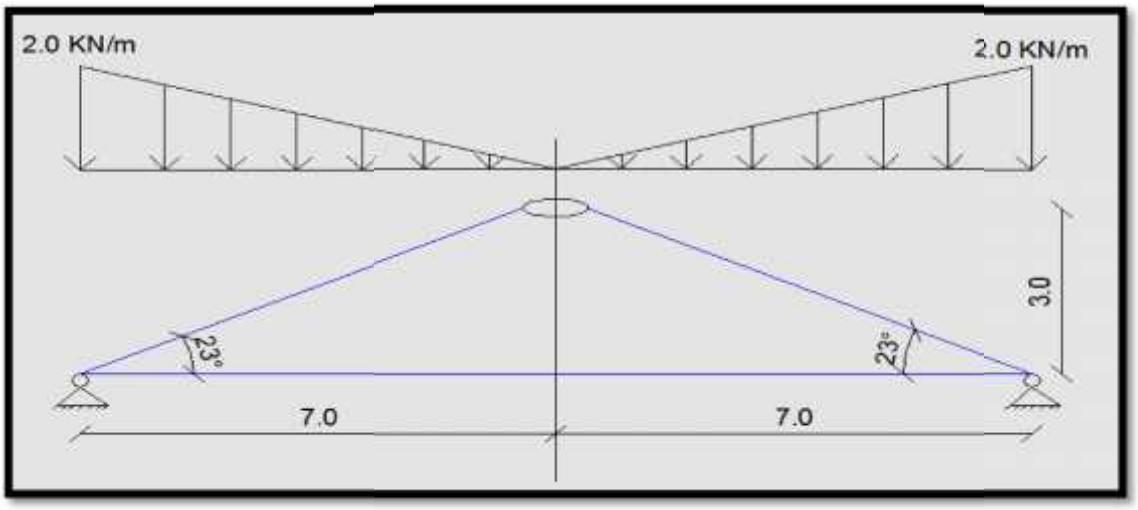


Figure(4-41) : dead load.

➔Snow loads:-

S =1 KN/m^2/ground area

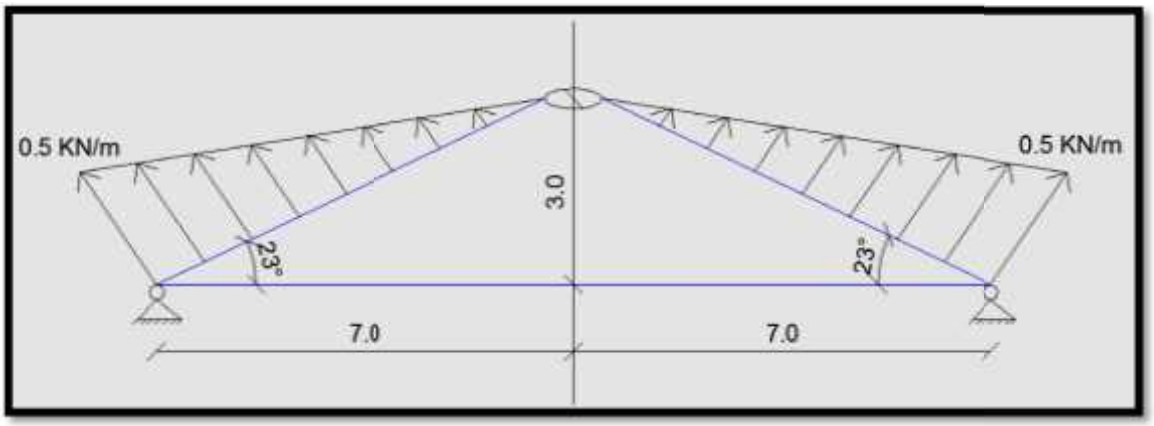
Qs =1*2 =2 KN/m



Figure(4-42) : Snow load .

➔ Wind loads :-

Qw =-0.5*0.5*2 =-0.5 KN/m

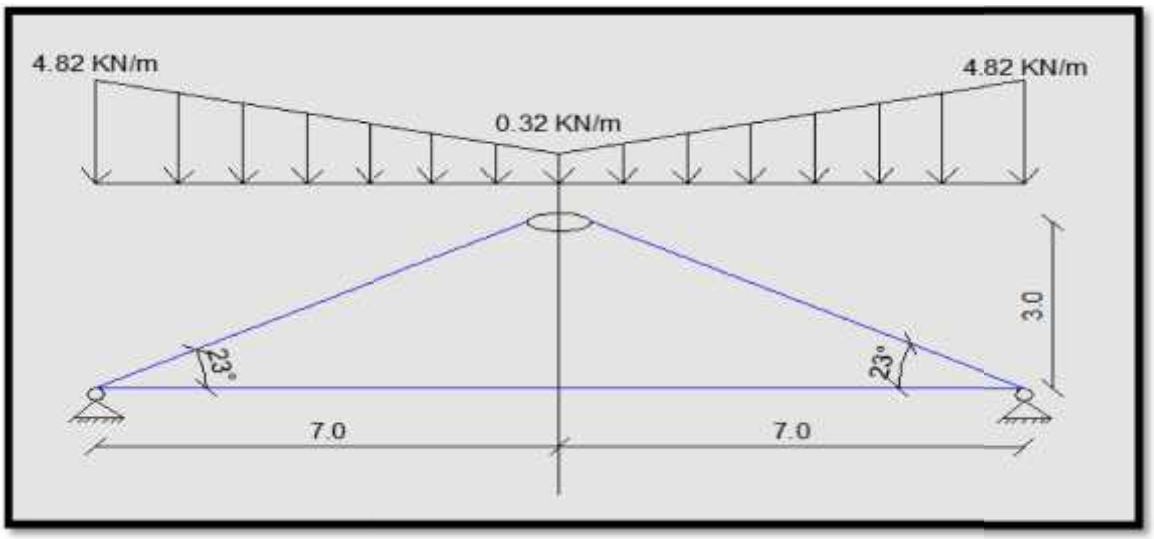


Figure(4-43) : Wind load .

➔Load combination:-

Qu1 =1.2*D+1.6*S

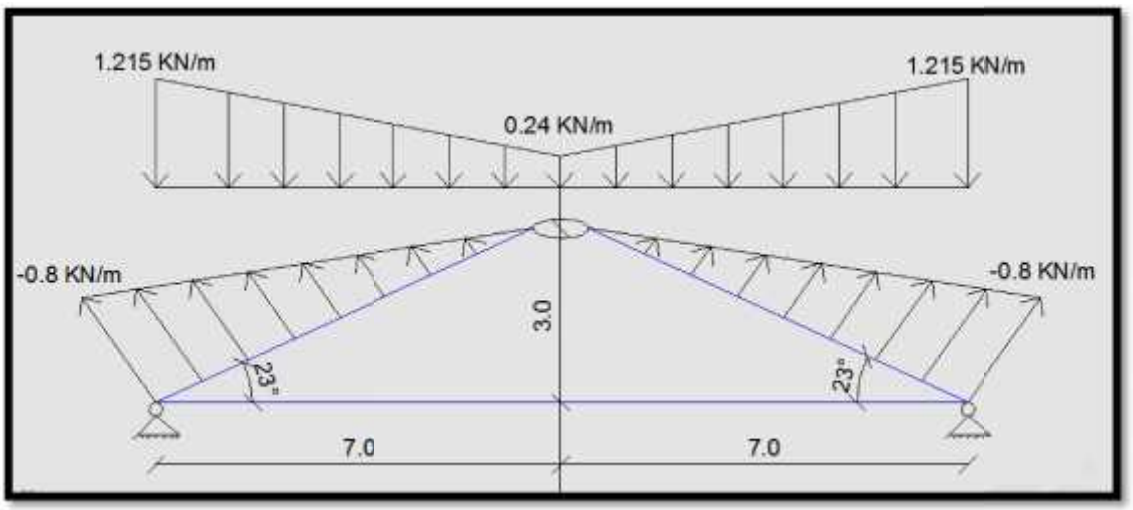
=1.2*1.35+1.6*2 = 4.82 KN/m



Figure(4-44) : load combination 1 .

Qu2 =0.9*D+1.6*W

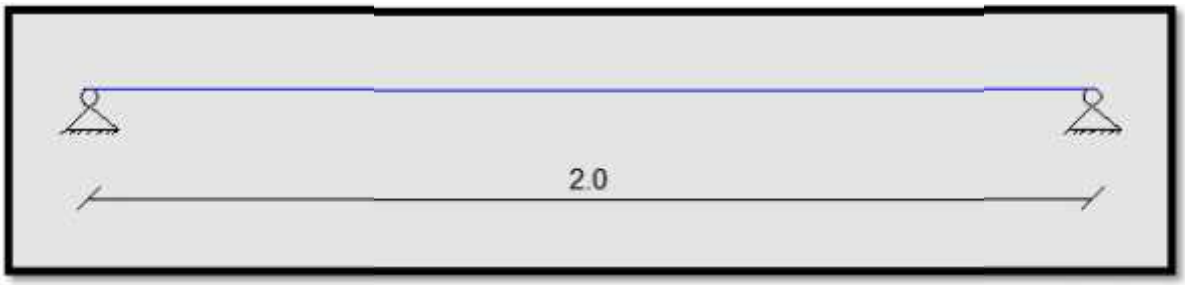
=0.9*1.35+1.6*-0.5



Figure(4-45) : load combination 2.

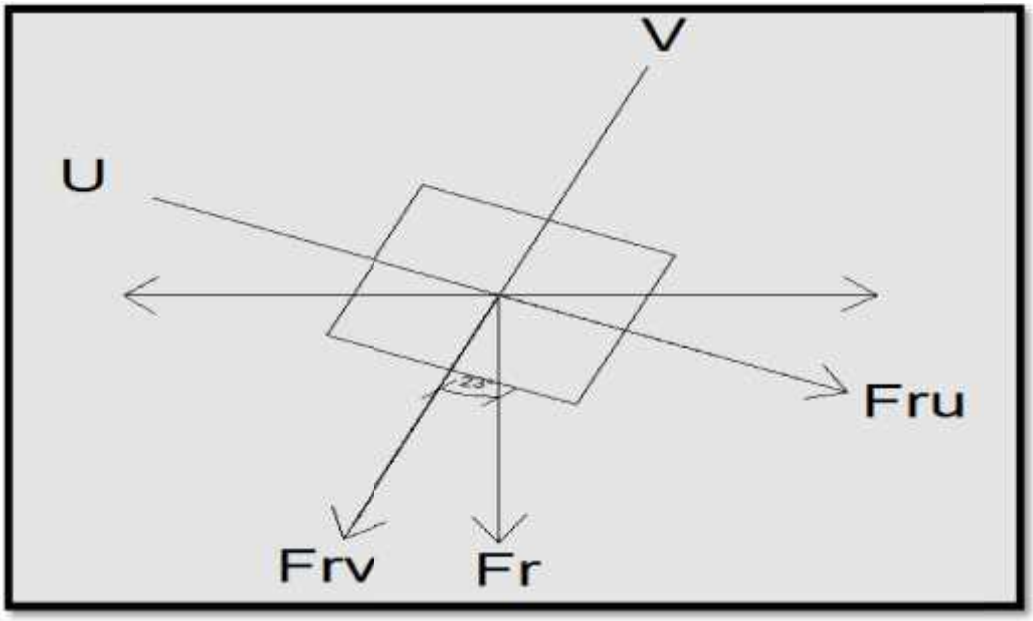
Horizontal member :-

4.15.2 System and loads :



Figure(4-46) : Horizontal member system .

Biaxial bending :-



Figure(4-47) :biaxial bending.

➔Loads:-

Dead load of profile < 0.25 KN/m

Dead load of glass < 2*0.008*25*1 =0.4 KN/m

D= 0.65 KN/m

Snow load ➔S=1*1 =1 KN/m

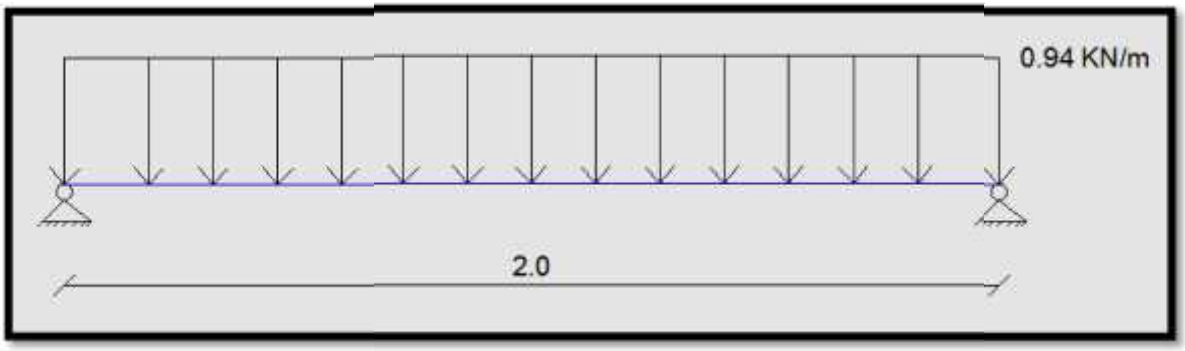
Wind load ➔W=-0.5*0.05*1=-0.25 KN/m (unloading effect)

Load combination:-

Qu =1.2*D + 1.6*S

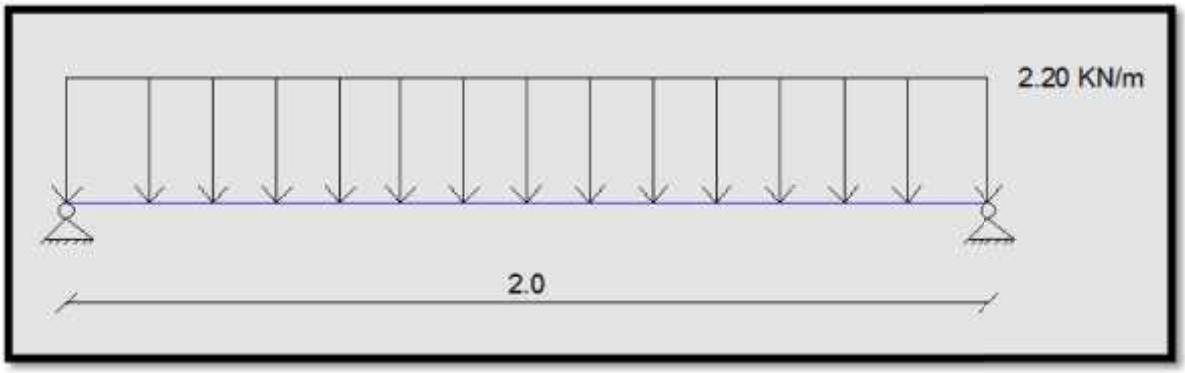
=1.2*0.65 + 1.6*1 =2.4 KN/m

➔Fru =qu * sin23 =0.94 KN/m



Figure(4-48) : load combination in u-direction.

➔Frv =qu * cos23 =2.20 KN/m



Figure(4-49) : load combination in v-direction.

The Analysis & Design was done by Using Software (Sap2000),The Results as the following :-

Loads = Dead + Wind + Snow

After Design We get the profile as Horizontal is HSS 2X1 X0.125

as Vertical HSS 2 X 2 X 0.125

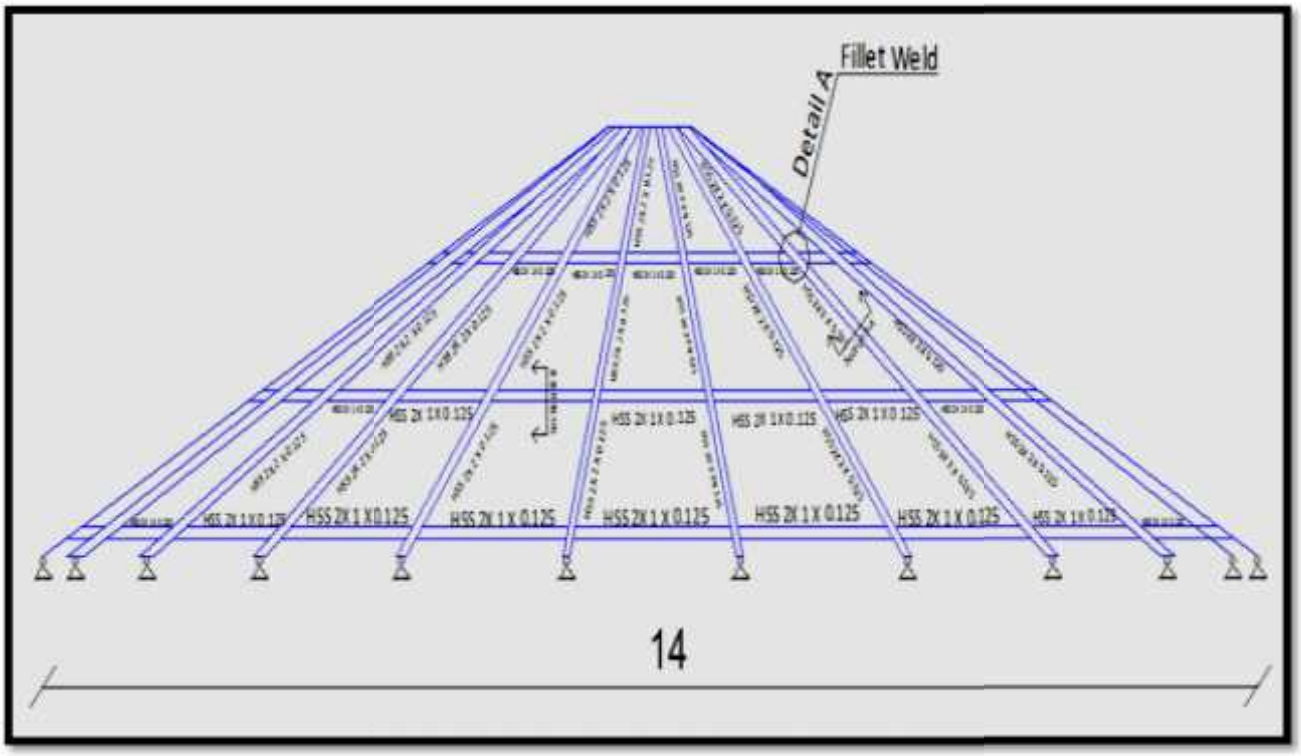


Figure (4-50): Dome Elevation

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥

٥-١ النتائج

٥-٢ التوصيات

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

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

٥-٢ التوصيات

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

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

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

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

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

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

2. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-05) .***

3. **Uniform Building Code (UBC-97) .**

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

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

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

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

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥

٥-١ النتائج

٥-٢ التوصيات

٥-١ النتائج

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

٥-٢ التوصيات

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

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

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

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

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

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

2. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-05) .***

3. **Uniform Building Code (UBC-97) .**

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures aretaken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

د

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