بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

محمود قواسمه حماد أبو زعنونة براء أيوب

إشراف

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

محمود قواسمه　　حماد أبو زعنونة　　براء أيوب

بناءً على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.هيثم عياد	**د . غسان دويك**
.....	**.....**

كانون أول - ٢٠١١

الإهداء

إلى كل من رضي بالله ربا....وبالإسلام دينا....ومحمد صلى الله عليه وسلم نبيا ورسولا.....

إلى شهدائنا الغوالي.....شهداء فلسطين وخليل الرحمن....

الى الآباء والأمهات الذين ربوا أبناءهم على مائدة القرآن الكريم....

إلى الباحثين عن المعرفة.....التواقين للحقيقة.....

إلى كل من ساهم في رقي مستوانا ورفع مدخراتنا المعرفية.....إلى كل أساتذتنا ومعلمينا

إلى كل من سالت من عينيه دمعة حسرة وألم مما يعانيه شعبنا من آلام وجراح....إلى كل هؤلاء....وإلى كل ابناء

فلسطين نهدي جهدنا

فريق العمل

الشكر والتقدير

إلى دوحة العلم التي أينعت فأضاءت ثمّ فاضت، إلى أساتذتي الأفاضل الذين زرعت ألسنتهم علماً غامراً، الذين حباهم الله بدقة الحس وسلامة الذوق، فأفرغوا على العلم حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول به وبنا نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، ولا ننسى أن نخص بالشكر كلاً من:

- **جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد.**

- **جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور هيثم عياد، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.**

- **مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم لنا في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.**

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل:

محمود قواسمه حماد أبو زعنونة براء أيوب

جامعة بوليتكنيك فلسطين- ٢٠١١م

إشراف:

د.هيثم عياد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد المباني التجارية في مدينة الخليل وهو عبارة عن مجمع تجاري (مول) والمقترح بناؤه على أرض في منطقة واد التفاح - مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل والعناصر الإنشائية اللازمة والمستخدمة في هذا المبنى.

يتكون المبنى من اربعة طوابق اضافة الى طابق التسوية والطابق الارضي، 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 ذات الاعصاب باتجاه واحد واتجاهين والبلاطات المصمتة وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir و Staad Pro وسيتم الإطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

The Structural Design of a commercial Building in Hebron

WORKING TEAM:

Mahmoud Qawasmah **Hammad Abu Za'nunah** **Bara' Ayoub**

Palestine Polytechnic University - 2011

SUPERVISOR:

DR. HAYTHAM AYYAD.

Project Abstract

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

This building consists of 4 floors in addition of basement floor and ground floor it serves and contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure, and it 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
شهادة تقييم مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
الفصل الأول : المقدمة	١
١.١ المقدمة	٢
٢.١ أهداف المشروع	٢
٣.١ مشكلة المشروع	٣
٤.١ حدود مشكلة المشروع	٣
٥.١ المسلمات	٣
٦.١ فصول المشروع	٣
٧.١ اجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
١.٢ مقدمة	٦
٢.٢ لمحة عن المشروع	٦
٣.٢ موقع المشروع	٦
٤.٢ وصف المساقط الأفقية	٩
١.طابق التسوية	٩
٢. الطابق الأرضي	١٠
٣.الطابق الأول	١١
٤.الطابق الثاني	١٢
٥.الطابق الثالث	١٣
٦.الطابق الرابع	١٤
٥.٢ وصف الواجهات	١٥
١.الواجهة الغربية الرئيسية	١٥
٢. الواجهة الشرقية	١٦
٣. الواجهة الشمالية	١٧
٤. الواجهة الجنوبية	١٨
٦.٢ وصف الحركة	١٩
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٢٠
١.٣ مقدمة	٢١
٢.٣ هدف التصميم الإنشائي	٢١
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢١
١.٣.٣ الأحمال	٢٢
٢.٣.٣ الأحمال الميتة	٢٢
٣.٣.٣ الأحمال الحية	٢٢
٤.٣.٣ الأحمال البيئية	٢٣
١. الرياح	٢٣
٢. الثلوج	٢٣

٢٤ ٣. الزلازل
٢٥ ٤.٣ العناصر الإنشائية
٢٥ ١.٤.٣ العقدات
٢٦ ١.١.٤.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
٢٦ ٢.١.٤.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
٢٧ ٣.١.٤.٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
٢٧ ٤.١.٤.٣ عقدات العصب ذات الإتجاهين
٢٨ ٢.٤.٣ الجسور
٢٩ ٣.٤.٣ الأعمدة
٣٠ ٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص)
٣١ ٥.٤.٣ الأساسات
٣٢ ٦.٤.٣ الأدراج
٣٣ ٧.٤.٣ جدار التسوية
٣٤ ٥.٣ فواصل التمدد

35 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
36 4.1 Introduction
36 4.2 Determination of Slab thickness
41 4.3 Determination of service load of rib
41 4.3.1 Determination of Service load of one way rib
42 4.3.2 Determination of service load of two way rib
43 4.4 Design of topping
45 4.5 Design of rib
45 4.5.1 Design of one way rib
47 4.5.1.1 Design of rib for Flexure
53 4.5.1.2 Design of rib for shear
55 4.5.2 Design of two way rib
55 4.5.2.1 Design of moments
61 4.5.2.2 Design of Shear
63 4.6 Design of Two way solid slab
63 4.6.1 Determination of Loads
64 4.6.2 Design of moments
66 4.6.3 Design of Shear
67 4.7 Design of one Way Solid Slab.
67 4.7.1 Determination of Slab Thickness.
67 4.7.2 Determination of Load.
69 4.7.3 Design of Shear.
69 4.7.4 Design of Flexure.
73 4.8 Design of Beam 61-65 (Hidden Beam)
75 4.8.1 Determination of Beam Thickness
75 4.8.2 Determination of Loads
75 4.8.3 Design of Positive moments
82 4.8.4 Design of negative moments
87 4.8.5 Design of Shear
93 4.9 Design of Beam 131-133 (Dropped Beam)
94 4.9.1 Determination of Beam Thickness

95 4.9.2Design of Positive moments
97 4.9.3 Design of negative moments
100 4.9.4 Design of Shear
104 4.10 Design of long Column C25
104 4.10.1Design of Longitudinal Reinforcement
104 4.10.2 Check Slenderness effect
106 4.10.3 Design of Tie Reinforcement
107 4.10.4 Detail of Column C25
108 4.11 Design of Stair
108 4.11.1 Determination of Slab Thickness
109 4.11.2 Load Calculation
111 4.11.3 Design of Shear
111 4.11.4 Design of Bending moments
113 4.11.5 Secondary Reinforcement
113 4.11.6 Section Details
114 4.12 Design of Basement Wall
114 4.12.1 Loading of Basement wall
116 4.12.2 Design of the vertical Reinforcement
116 4.12.3 Design of Horizontal Reinforcement
117 4.12.4 Check for Shear
118 4.13 Design of Strip Footing
118 4.13.1 Determination of Loads
119 4.13.2 Check one way shear
119 4.13.3 Design of Bending moment
121 4.13.4 Development Length of main Reinforcement
122 4.14 Design of Isolated Footing
122 4.14.1 Load of Footing
122 4.14.2 Determination of Footing Area
122 4.14.3 Determination of Footing Depth
125 4.14.4 Design for Bending moment
127 4.14.5 Development Length of main Reinforcement
128 4.14.6 Design of Dowels
129 4.14.7 Isolated footing Detail
130 4.15 Design of Truss
130 4.15.1 Load Calculation
131 4.15.2 Analysis
131 4.15.3 Design
136 4.15.4 Design of Fillet weld
137 4.15.5 Design of Purlines
138 4.16 Design of Shear wall
138 4.16.1 Calculation of Shear force on Shear wall
139 4.16.2 Design of the Horizontal reinforcement
142 4.16.3 Design of the Vertical reinforcement
142 4.16.4 Design of Bending moments

144 4.17 Design of mat foundation for well
144 4.17.1Design of Shear
144 4.17.2Design of Bending moments
147 4.18 Design of Dome

148 Chapter 5 : Appendix
149 5.1 Appendix A (Architectural Drawings)
150 5.2 Appendix B (Structural Drawings)
151 5.3 Sources and references

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١١ ٤
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة ٢٢
جدول (٣-٢) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر ٢٤
139 Table (4-1) :Calculation of the total Fx.
جدول (٥-١) تحديد سمك الجسور ١٥٢
جدول (٥-٢) الأحمال الحية للأرضيات والعقدات ١٥٣

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) الموقع العام والابنية المحيطة بالمشروع ٧
شكل (٢-٢) صورة جوية للموقع ٧
شكل (٢-٣) مخطط طابق التسوية ٩
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأرضي ١٠
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الاول ١١
شكل (٢-٦) مخطط الطابق الثاني ١٢
شكل (٢-٧) مخطط الطابق الثالث ١٣
شكل (٢-٨) مخطط الطابق الرابع ١٤
شكل (٢-٩) الواجهة الغربية ١٥
شكل(٢-١٠)الواجهة الشرقية ١٦
شكل(٢-١١)الواجهة الشمالية ١٧
شكل(٢-١٢)الواجهة الجنوبية ١٨
شكل(٢-١٣) قطاعات الدرج في عدة أماكن للمبنى ١٩
شكل (٣-١) عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد ٢٦
شكل (٣-٢) عقدات مصمتة باتجاهين ٢٦
شكل (٣-٣) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٧
شكل (٣-٤) عقدة العصب ذات الاتجاهين ٢٧
شكل (٣-٥) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة ٢٨
شكل (٣-٦) احد أشكال الأعمدة ٢٩
شكل (٣-٧) جدار القص ٣٠
شكل (٣-٨) الأساس المنفرد ٣١

شكل (٣-٩) الدرج ٣٢
شكل (٣-١٠) جدار التسوية ٣٣
شكل (٣-١١) فواصل التمدد بالمبنى ٣٤

36 Figure (4-1): one way slabs of two buildings.
37 Figure (4-2): one way slabs of building C.
38 Figure (4-3) : two way slab.
40 Figure (4-4) : Flat plate in Building A.
41 Figure (4-5): Typical Section in Ribbed Slab.
45 Figure (4-6): Basement Floor Slab.
45 Figure (4-7):Rib Geometry &Section.
46 Figure (4-8): Loading of Rib.
46 Figure (4-9): moment envelop of Rib.
46 Figure (4-10): Shear envelop of Rip.
55 Figure (4-11) : Location of two way Ribbed Slab.
64 Figure (4-12) : Two way Solid Slab.
67 Figure (4.13) : one way Solid Slab.
68 Figure (4-14) :Geometry of one Way Solid Slab.
68 Figure (4-15): Load of one way solid slab.
68 Figure (4-16):moment envelop of one way solid slab.
69 Figure (4-17):Shear envelop of one way solid slab.
73 Figure (4-18): Location of Beam (B61-65).
73 Figure (4-19): Beam Geometry and Section.
74 Figure (4-20):Loading of Beam.
74 Figure (4-21):moment envelop for Beam.
74 Figure (4-22):Shear envelop for Beam.
93 Figure(4-23): Location of Dropped Beam.
93 Figure (4-24) : Beam Geometry &Section.
93 Figure (4-25): Loading of Beam.
94 Figure (4-26):Moments envelop for Beam.
94 Figure (4-27): Shear envelop for Beam.
107 Figure (4-28):Long Column Detail .
108 Figure (4-29): Stair Plan.

110 Figure (4-30): Loading of Stair.
110 Figure (4-31): Shear Envelop.
111 Figure (4-32): Moment Envelop.
113 Figure (4-33): Stair Section.
114 Figure (4-34): Loads on Basement Wall.
115 Figure (4-35): Loading of Basement Wall.
115 Figure (4-36): Shear /Moment envelop for Basement Wall.
118 Figure (4-37): Strip Footing.
121 Figure (4-38): Strip Footing Detail.
125 Figure (4-39): Isolated Footing.
129 Figure (4-40): Isolated Footing Detail.
130 Figure (4-41):Truss Geometry.

138 Figure (4-42):Geometry of Shear wall
139 Figure (4-43): Fx- Diagram
140 Figure (4-44): moment and shear diagram for shear wall
144 Figure (4-45): mat footing
145 Figure (4-46): moment in X -direction
145 Figure (4-47): moment in Y -direction
147 Figure (4-48):Dome Elevation.

List of Abbreviations

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

- **Vn** = nominal shear strength.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (KN/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

١.١ المقدمة.

٢.١ أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١ المسلمات.

٦.١ فصول المشروع.

٧.١ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الانسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشات جديدة تلبي احتياجاته, ومن هذه المنشات المجمعات التجارية والتي توفر العديد من المرافق والوسائل التي يحتاجها الانسان في مكان واحد, مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والاحاطة بجميع الأمور المتعلقة بانشاء مثل هذه الأبنية.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد انشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالإعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلائم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مجمع تجاري يتكون من اربعة طوابق اضافة لطابقي التسوية والارضي وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

٢.١ أهداف المشروع

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

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

٣.١ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى **مجمع تجاري** ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من **البلاطات و الجسور والأعمدة والجسور المدلى** و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

٤.١ حدود مشكلة المشروع

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

حيث يقع **مبنى المجمع التجاري** الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

٥.١ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008)
٣. **برامج أخرى مثل** Microsoft office Word & Power Point.

٦.١ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

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

٧.١ إجراءات المشروع

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

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

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

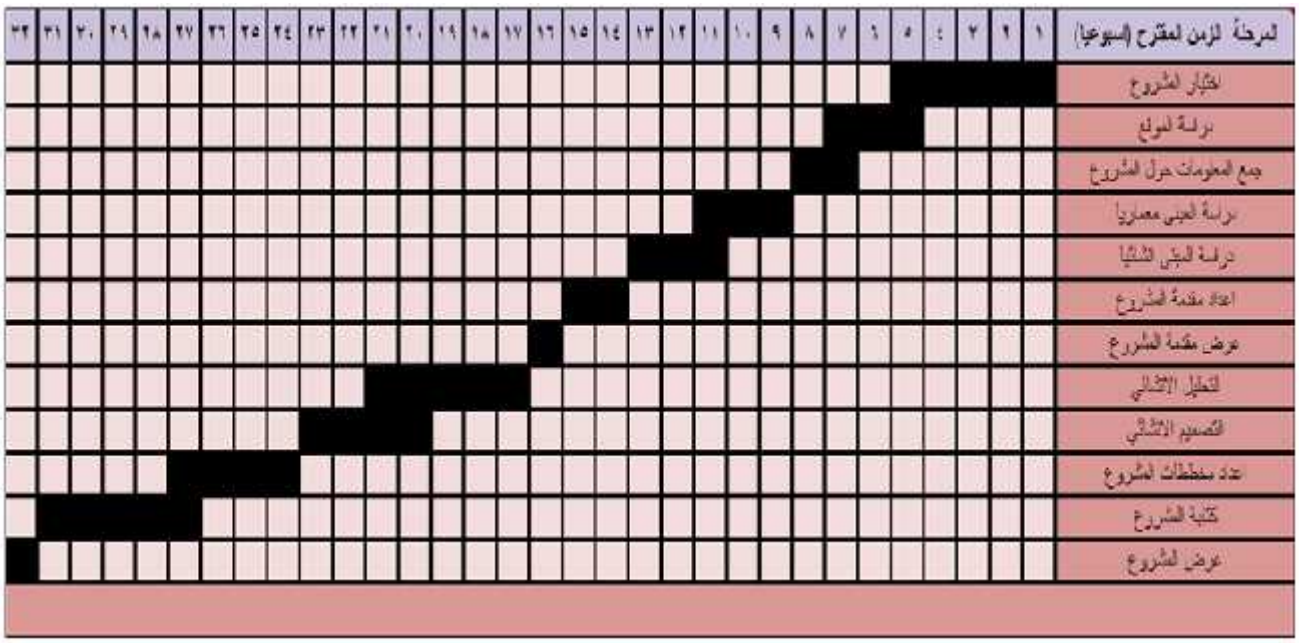
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) 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 (2011)



الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٥.٢ وصف الواجهات.

٦.٢ وصف الحركة.

١.٢ مقدمة

الأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولا التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته و الغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

٢.٢ لمحة عن المشروع

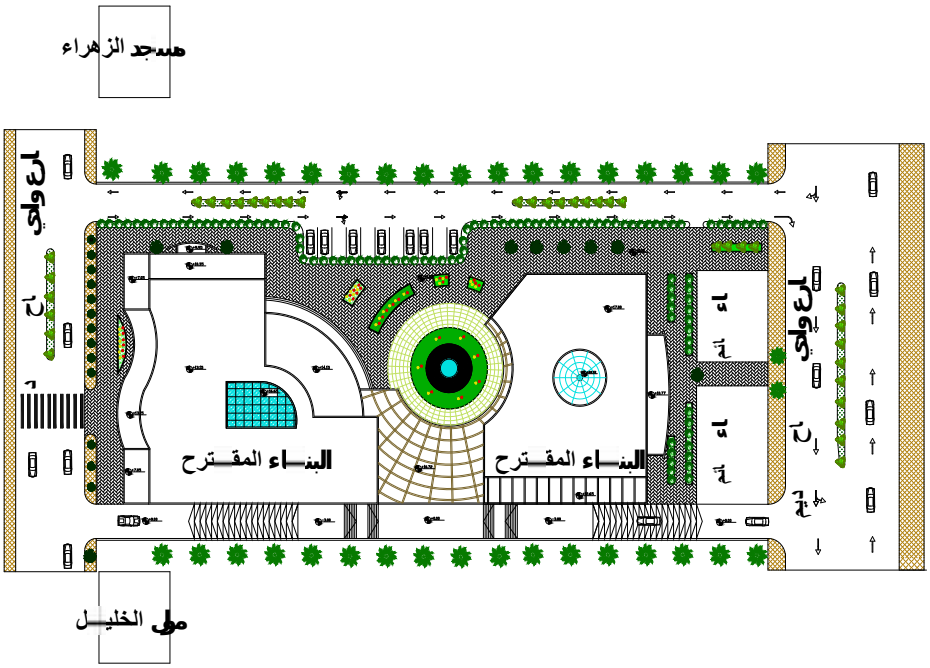
المشروع عبارة عن مبنى مجمع تجاري متعدد الاغراض من تصميم المهندستان "ايناس الهيموني" و "أسماء ابو شامة"، ويقوم المشروع على فكرة سهولة التواصل بين الداخل والخارج .

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

يتكون المبنى من ست طوابق من ضمنها طابق تسوية وارضي على قطعة أرض مساحتها ٦٧٩٠ متر مربع ، ومساحة اجمالية لطوابق البناء حوالي ١٤٠٠٠ متر مربع ، والمبنى عبارة عن قسمين منفصلين في كل من الجهتين الشمالية والجنوبية ،حيث ان القسم الجنوبي من البناء يتوقف عند الطابق الثالث، اما القسم الشمالي فهو يحتوي على الطابق الرابع، ويتم الاتصال بين قسمي البناء فقط في الطابقين الأرضي والأول والثاني من خلال مساحات مخصصة لجلسات الاستراحة.

٣.٢ موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – مابين شارع وادي التفاح الجديد والشارع الواصل من دوار المنارة الى مربعة سبتة "وادي التفاح القديم" على قطعة أرض مساحتها ٦٧٩٠ متر مربع تقع بالقرب من مول الخليل وبالقرب من مسجد الزهراء وسط مدينة الخليل ويبعد البناء عن شارع وادي التفاح الجديد حوالي ٧ امتار وعن شارع وادي التفاح القديم حوالي ٢٠ مترا.



شكل (2-1): الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع

شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حدود قطعة الأرض المقترحة).

٢.٣.١ أهمية الموقع

تقع قطعة الأرض بين شارعي وادي التفاح القديم والجديد ,والمبنى محاط بعدد من الأبنية متفاوتة الارتفاعات، والمسافات بين الأبنية تزيد عن ستة أمتار وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- تمت مراعاة إن يكون المجمع التجاري في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة تحتاج في الاصل الى هذا المشروع و الذي يقوم على خدمة المنطقة المحيطة.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.
- توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

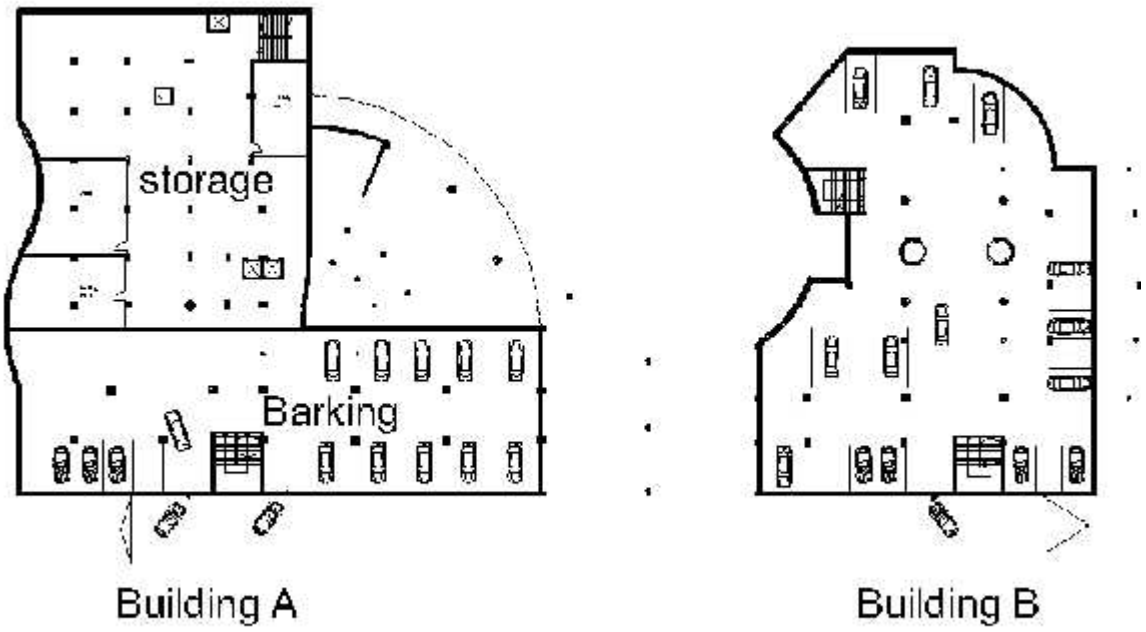
٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح

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.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

١. طابق التسوية

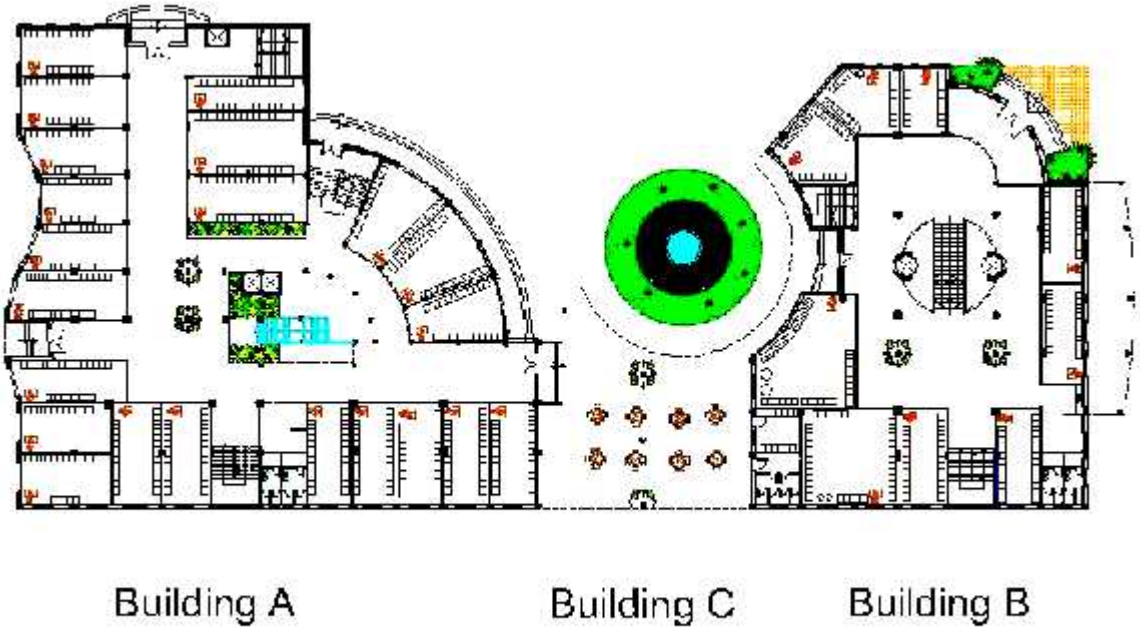
مساحة هذا الطابق هي ٢١٢٠ **متر مربع** ويقع مستوى هذا الطابق تحت مستوى سطح الارض بثلاثة **امتار**، ويحتوي على مدخلين في الجهة الشرقية للبناء، ويتم الوصول الى هذه المداخل عن طريق **المنحدرات** "Ramps"، ويستخدم هذا الطابق في مجمله لاغراض مواقف السيارت لاستيعاب جميع السيارات وتفادي حدوث أي تشويش في الشوارع المحيطة بالمبنى، اضافة لجزء من هذا الطابق خصص لاغراض التخزين، مع عمل بئر ماء اسفل الجزء الجنوبي من هذا الطابق، كما انه يحتوي على وسائل ايصال الى الطابق الارضي من خلال الادراج العادية والمصاعد الموزعة في انحاء هذا الطابق ,كما هو موضح في المخطط التالي:-



شكل (٢-٣): مخطط طابق التسوية.

٢.الطابق الأرضي :

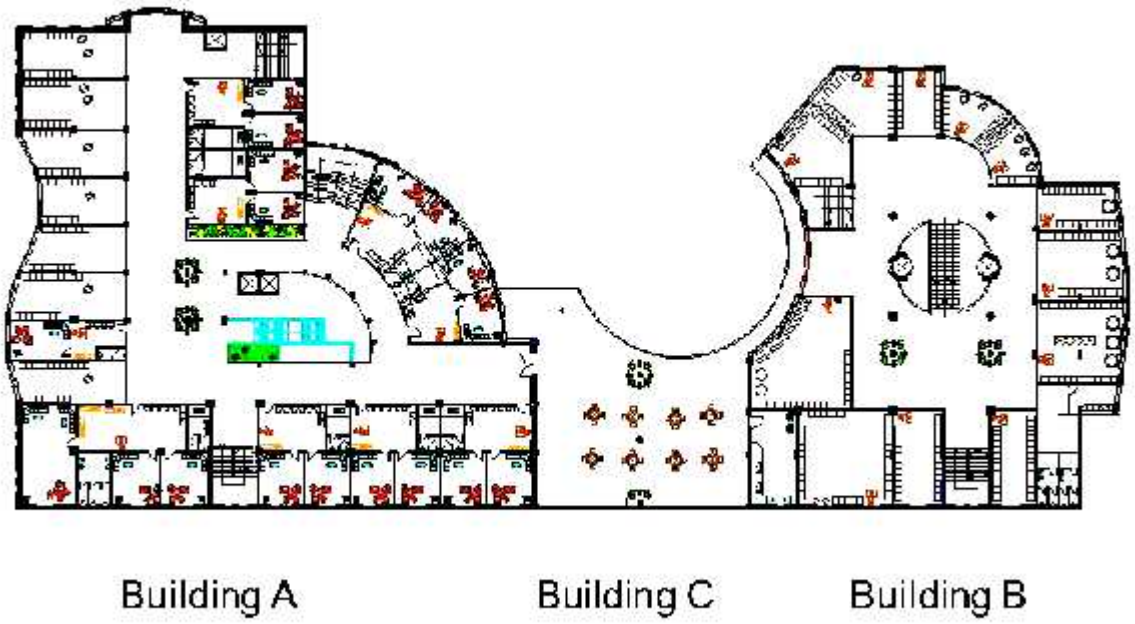
مساحة هذا الطابق هي ٢٦٢٠ متر مربع ويقع على منسوب يزيد عن**سطح الأرض بحوالي ٤٥سم** ويحتوي على المداخل الرئيسية للمبنى، حيث يوجد في القسم الشمالي مدخلين رئيسيين ويحتوي الجزء الجنوبي على أربعة مداخل، ويتم الوصول لداخل البناء من خلال ثلاثة درجات لكل مدخل ويتكون هذا الطابق في مجمله من عدد كبير من المحلات التجارية وبمساحات مختلفة وتوزيع فراغي يتناسب مع راحة المستخدمين، **مع وجود بعض المحلات التي تحتوي مدخلا مفردا من خارج البناء، بالإضافة** الى دورات المياه الموزعة في الطابق والتي تخدم كلا الجنسين، **كما** يبدأ في هذا الطابق استخدام الدرج الكهربائي الذي يصل بين **الطوابق الارضي و الاول والثاني فقط**.



شكل(٢-٤): مخطط الطابق الأرضي.

٣. الطابق الاول :

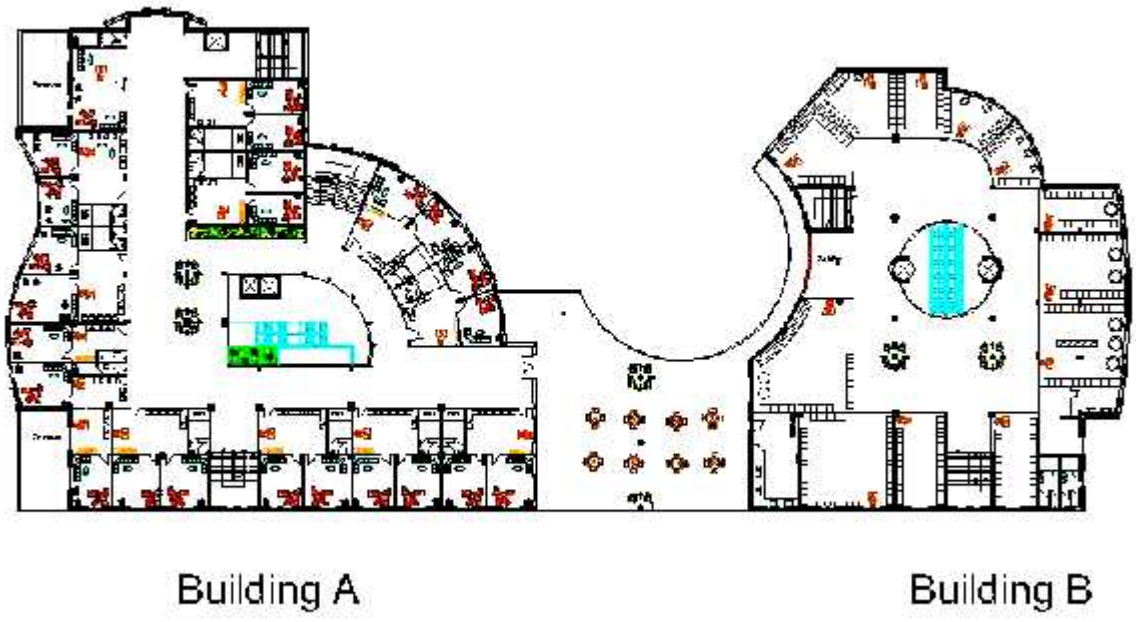
ومساحة هذا الطابق هي ٢٧٦٠ **متر مربع** ،ويحتوي على بروزات في جزئي المبنى والتي تزيد من مساحة الطابق وتستخدم لأغراض جمالية وكغطاء لمدخل الجزء الجنوبي للبناء، كما يتكون هذا الطابق من عدد كبير من المحلات التجارية والمكاتب مع غرف السكرتارية التابعة لها، **وبمساحات مختلفة ومناسبة** تخدم جميع أغراض الاستخدام ،بالاضافة لوجود دورات المياه، كما يحتوي على مداخل من قسمي المبنى تؤدي الى جلسات الاستراحة الواقعة بين قسمي المبنى.



شكل (٢-٥): مخطط الطابق الأول .

٤. الطابق الثاني :

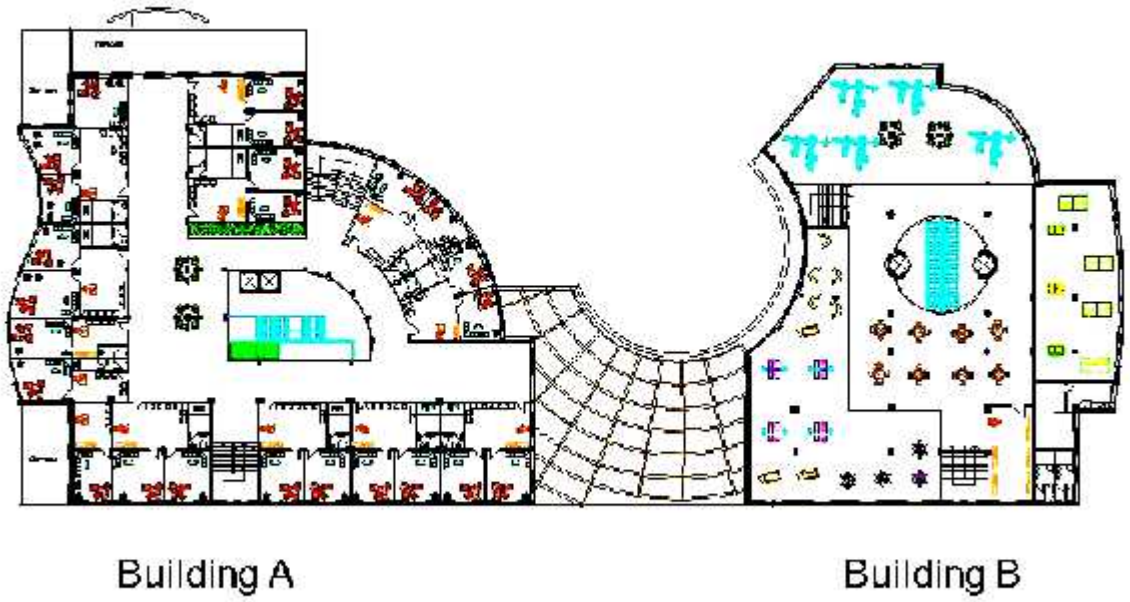
ومساحة هذا الطابق هي ٢٧٦٠ متر مربع ،ويحتوي على بعض التراجعات في الجزء الجنوبي للبناء والتي تستخدم كشرفات مكشوفة "Terrace"، ويتكون هذا الطابق كما في الطابق الأول من عدد كبير من المحلات التجارية والمكاتب مع غرف السكرتارية التابعة لها، وبمساحات مختلفة ومناسبة،بالاضافة لوجود دورات المياه، كما يحتوي على مداخل من قسمي المبنى تؤدي الى جلسات الاستراحة الواقعة بين قسمي المبنى:



شكل (٢-6): مخطط الطابق الثاني .

٥. الطابق الثالث :

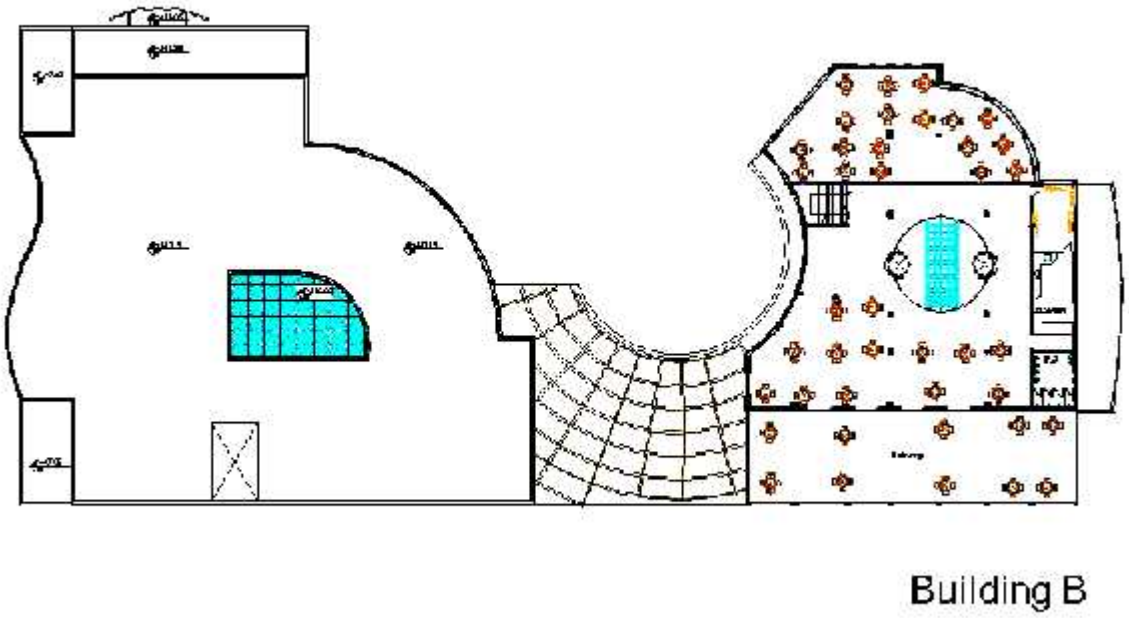
ومساحة هذا الطابق هي **٢٣٦٥ متر مربع** ،ويتكون من عدد من المكاتب ومساحات كبيرة لملاهي الأطفال وعدد من دورات المياه والمطابخ و**المخازن لخدمة اغراض متعددة في المبنى**،كما يوجد غطاء خشبي محمول على أعمدة ارضية بين جزئي البناء لتغطية اماكن الاستراحة في الطابقين الاول والثاني، ويحتوي **الجزء الجنوبي على تراجعات** اضافية كشرفات مكشوفة.



شكل (٢-7): مخطط الطابق الثالث .

٦. الطابق الرابع :

ومساحة هذا الطابق هي ٨٩٠ متر مربع ، حيث أن هذا الطابق يوجد فقط في الجزء الشمالي للمبنى،أما الجزء الجنوبي فهو يتوقف عند الطابق الثالث، ويحتوي هذا الطابق على خدمات متعددة مثل المقاهي والمطاعم والمطابخ وغرف الملابس ودورات المياه والمخازن ،مع وجود تراجع جديد في الجزء الشرقي لهذا الطابق والذي تم تغطيته باستخدام جمالون معدني.



شكل (٢-8): مخطط الطابق الرابع .

٥.٢ وصف الواجهات :

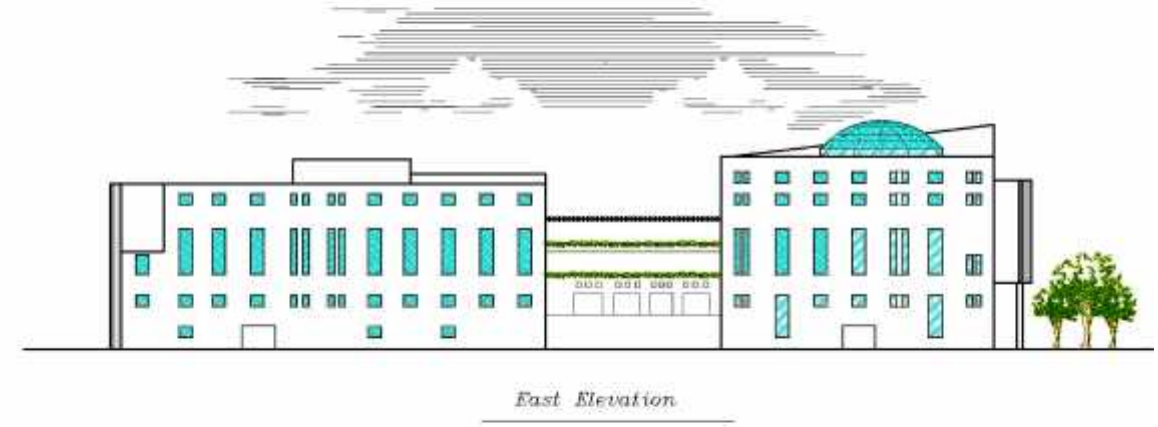
١. الواجهة الغربية :

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى، والتي تظهر أغلب المداخل المؤدية الى داخل المبنى، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما ، ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى تجاري ،كما يظهر من خلال هذه الواجهة منطق الاستراحة بين قسمي المبنى والمكونة من جلسات مع حدائق مزروعة، كمان أن هذه الواجهة تظهر على شكل كتلتين منفصلتين للمبنى تعطي مظهرا جماليا اخرا، ويظهر ايضا استخدام مواد مختلفة لانشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمسم لاطارات الشبابيك،كما يظهر في الشكل التالي:

شكل(٢-٩) الواجهة الغربية

٢. الواجهة الشرقية :

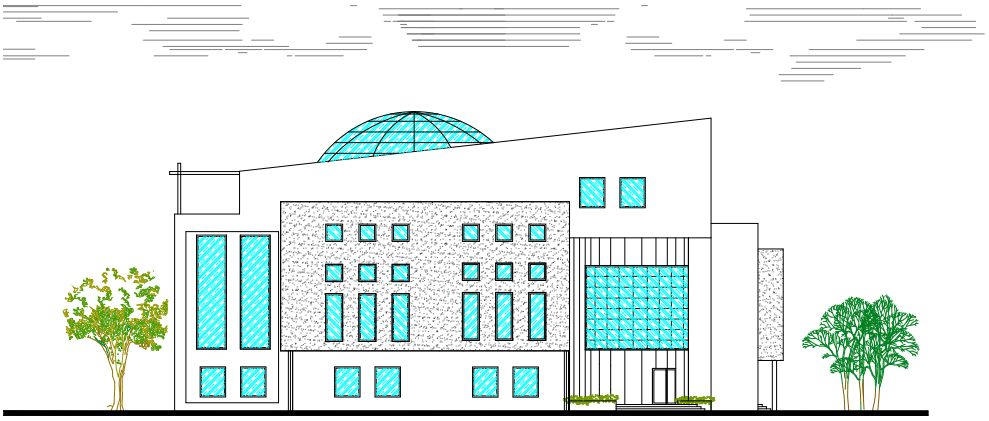
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء ، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري على شكل كتلتين منفصلتين **لجزئي البناء** ،وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة والقبة الزجاجية التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة ،كما يظهر تنوع استخدام المواد الانشائية في الواجهة كالحجر المسمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(٢-١٠): الواجهة الشرقية

٣. الواجهة الشمالية :

تتكون هذه الواجهة من كتلة معمارية واحدة تعطي مظهرا جماليا ومعماريا للمبنى ، كما تتميز **بلا طلال** على الشارع الرئيسي ،ويظهر من خلالها **بروزات المبنى على شكل كتلة ضخمة استخدمت** في انشائها مادة خرسانية مع استخدام الحجر المسمسم لاطارات الشبابيك ، مع ظهور الشبابيك الطويلة والتي تضيف جمالا معماريا للبناء، كما يظهر في الشكل التالي:



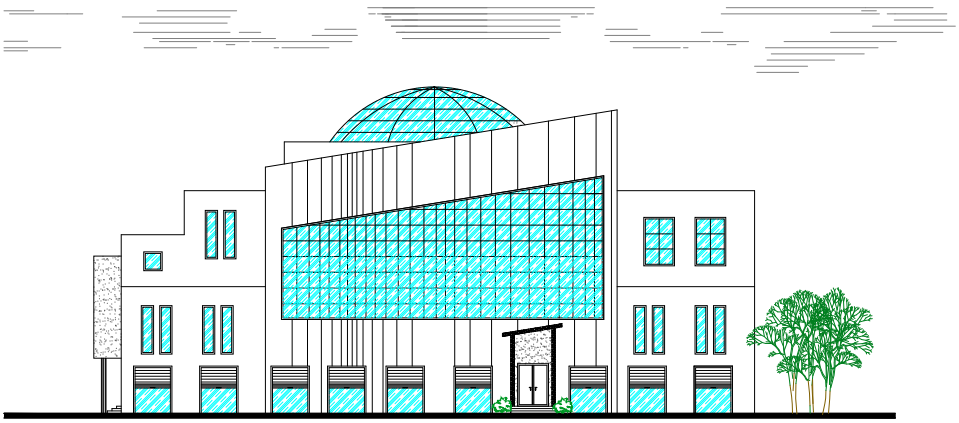
North Elevation

Scale1/200

شكل(٢-١١) : الواجهة الشمالية

٤. الواجهة الجنوبية :

تعتبر هذه الواجهة مماثلة في شكلها نوعا ما للواجهة الشمالية ، حيث يظهر التصميم المعماري على شكل كتلة واحدة ، وتتميز بإطلالتها على الشارع الرئيسي من الجهة المقابلة، كما أنه يغلب على هذه الواجهة النافذة الزجاجية الضخمة والتي تعطي مظهرا جماليا لهذه الواجهة من المبنى ،مع احتواء هذه الواجهة على مدخل فرعي للجزء الجنوبي للمبنى ، وتظهر من خلالها القبة الزجاجية بشكل واضح بمظهرها المعماري الجميل، كما في الشكل التالي:



South Elevation

Scale1/200

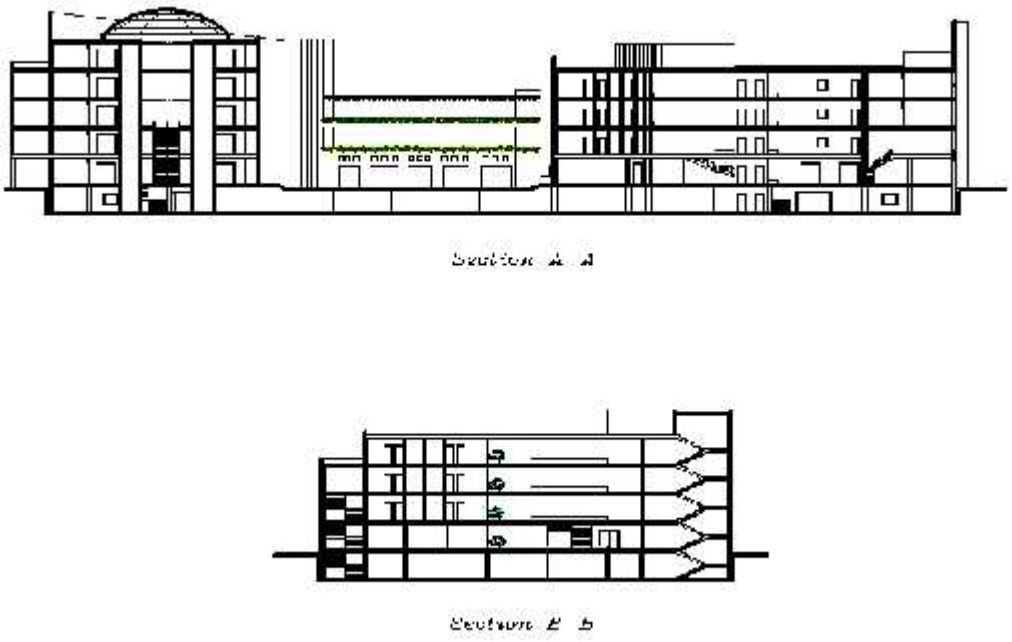
شكل(٢-١٢): الواجهة الجنوبية

6.2 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المجمع نفسه؛ فالحركة من خارج المجمع إلى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من أربع مداخل للقسم الجنوبي ومدخلين للقسم الشمالي وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية وداخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد لمحلات تجارية. وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها . وهذا ما يوضحه الشكل (٢-١٣) .



الشكل(٢-١٣) قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ الاختبارات العملية.

٥.٣ العناصر الإنشائية.

٦.٣ فواصل التمدد

١.٣ مقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

١.٣.٣ الأحمال

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

٢.٣.٣ الأحمال 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 في هذا المشروع فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

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.

وفي هذا المشروع تم اعتماد قيمة للأحمال الحية تساوي **0 KN/m2** .

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

عبارة عن قوى افقية 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 مبانيسواء كانت مرتفعة أو منخفضة**.

٢. الثلوج

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

- **ارتفاع المنشأة عنسطح البحر**.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال **الثلوج حسب الارتفاع عنسطح البحر حسب الكود الأردني**.

الجدول (٣-٢): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٧٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_l = \frac{970 - 400}{400} = 1.43kN / m2$$

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التى 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.

٤.٣ العناصر الإنشائية

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

١.٤.٣ العقدات

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

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

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs)) وتقسم إلى :

- عقدات البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way Solid slab) .

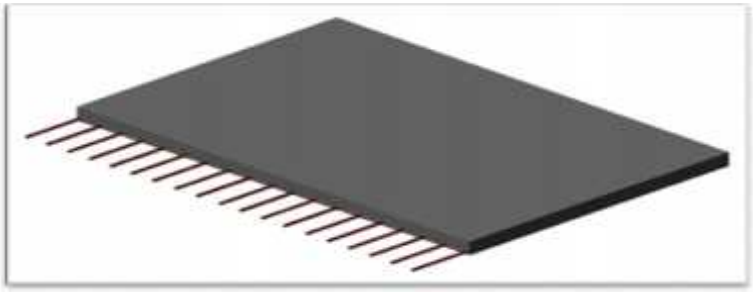
٢. عقدات البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

٣. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

١.١.٤.٣ عقدات البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (one way Solid Slabs) :

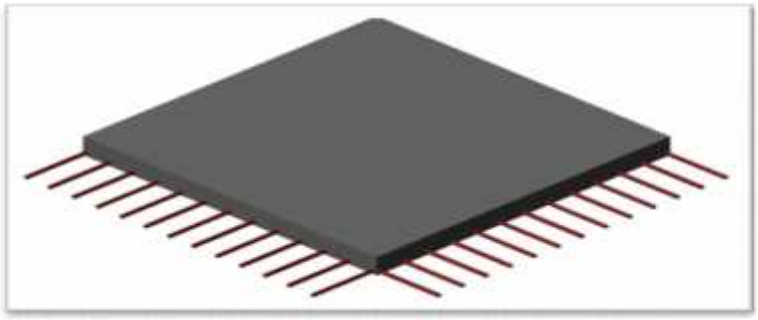
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتم استخدامها في عقده البير .وتم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في عقدة جزء ربع دائري في الجزء الجنوبي للبناء على شكل "Flat Plate" وأيضا في سقف البئر .



الشكل (٣-١): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٢.١.٤.٣ عقدات البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين (two way Solid Slabs) :

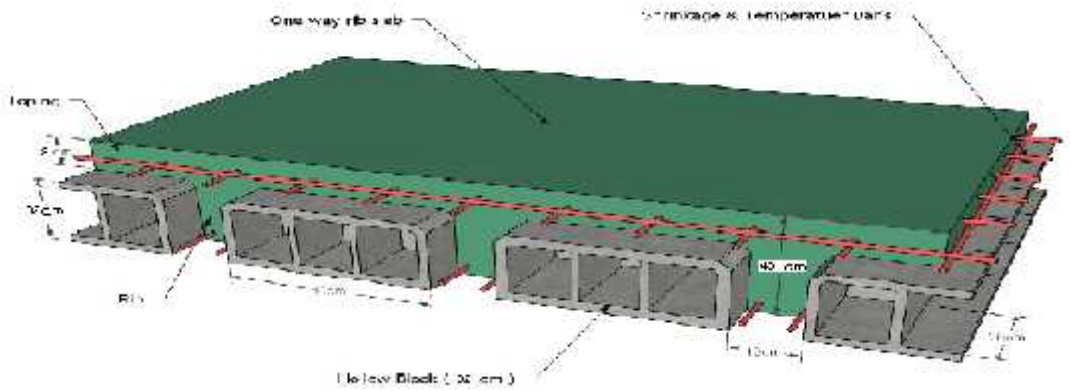
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين .وتم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاهين في عقدة بيت الدرج للمبنى.



الشكل (٣-٢): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣.١.٤.٣عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

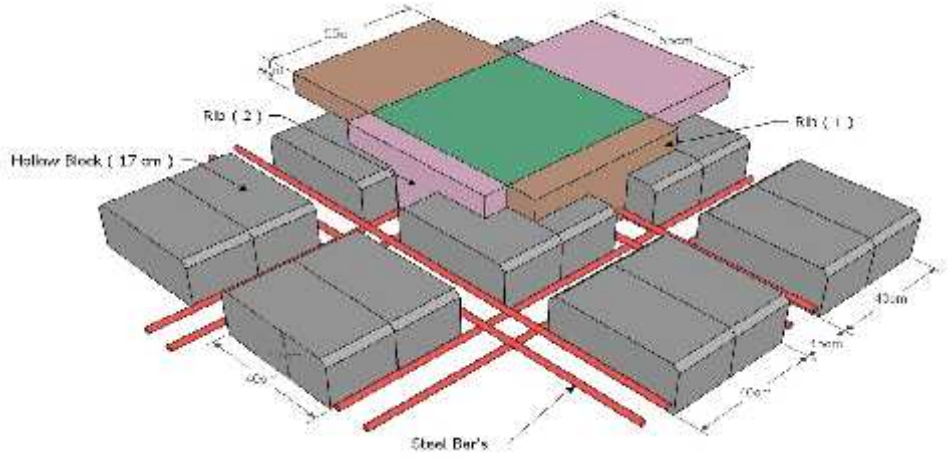
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة ذات ابعاد غير كبيرة نوعا ما بين الاعمدة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



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

٤.١.٤.٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

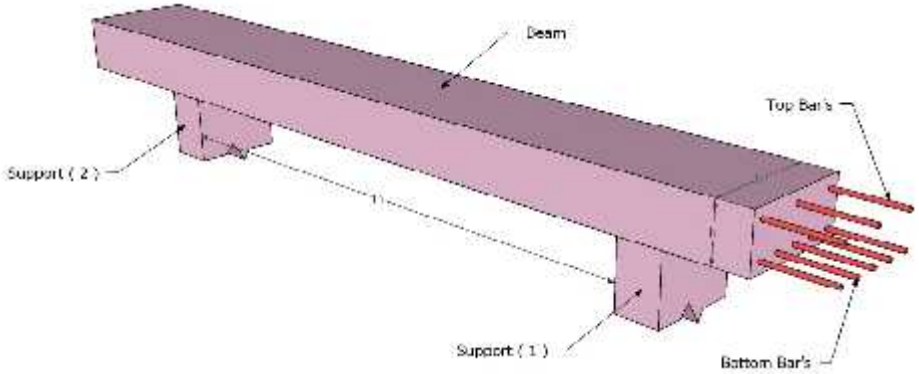


الشكل (٣-٤): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

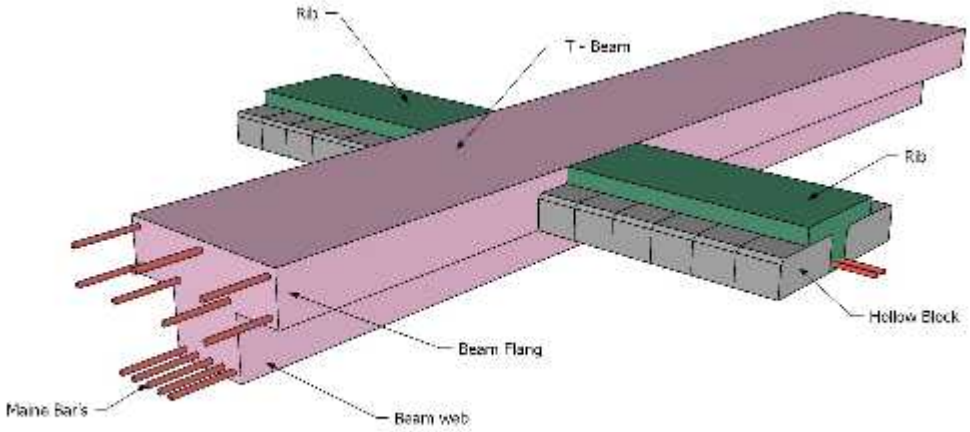
2.4.3 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مستورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، **ونظرا للمسافات المتقاربة** بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال **الواقعة فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مستورة** في اغلبها تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

١- الجسور المستورة:-



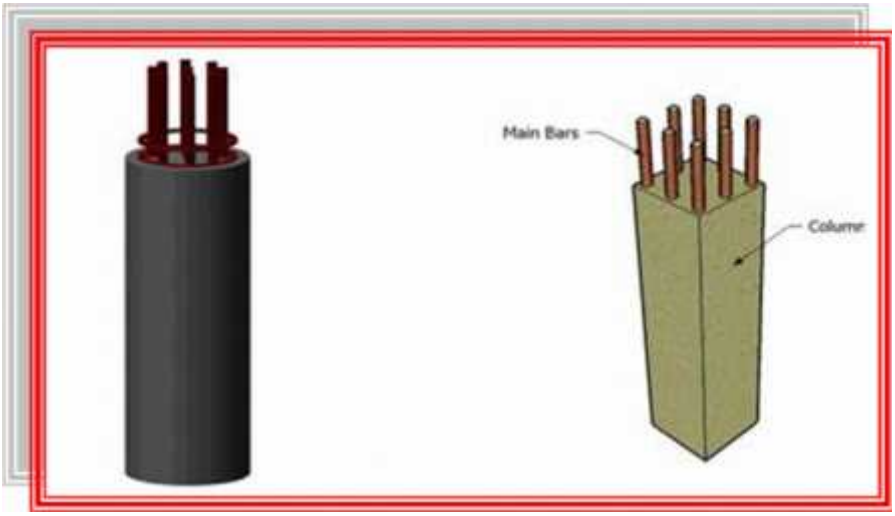
٢-الجسور المدلية:-



الشكل (٣-٥) أشكال الجسور المدلاة و المستورة.

٣.٤.٣ الأعمدة:

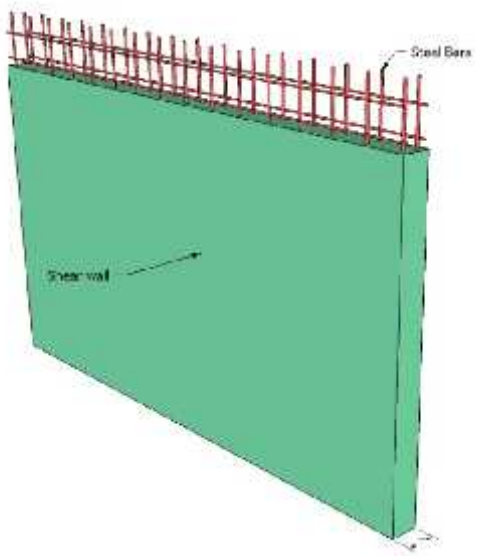
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٦): أحد أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

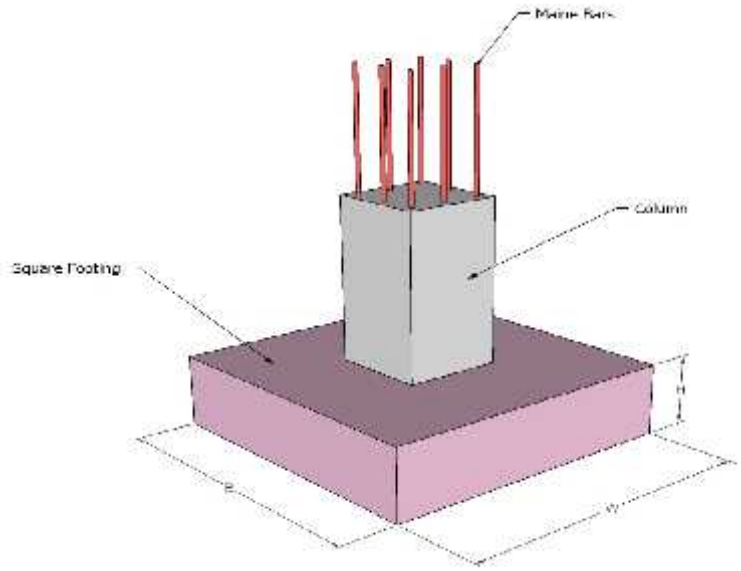
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى **جدران القص** (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها ،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



الشكل (٣-٧): جدار القص.

٥.٤.٣ الأساسات:

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

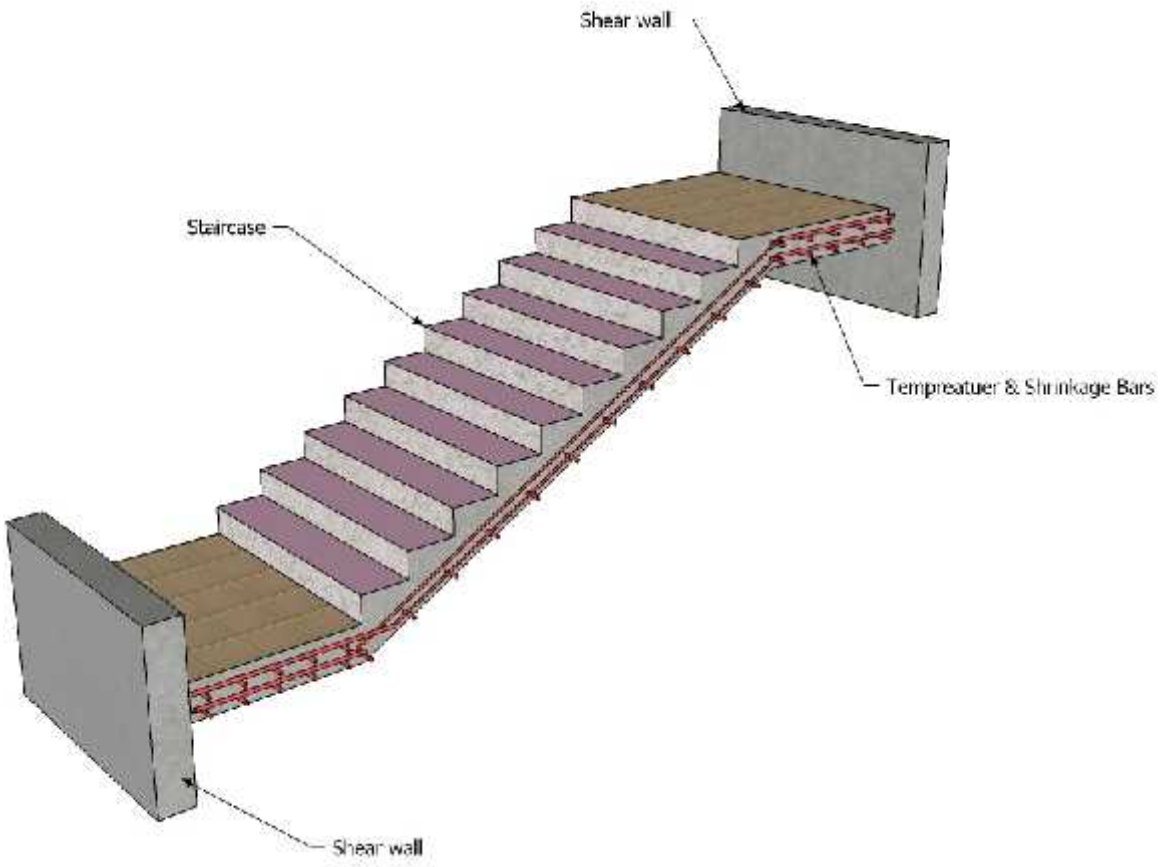


الشكل (٣-٨) : الأساس المفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٦.٤.٣ الأدراج:

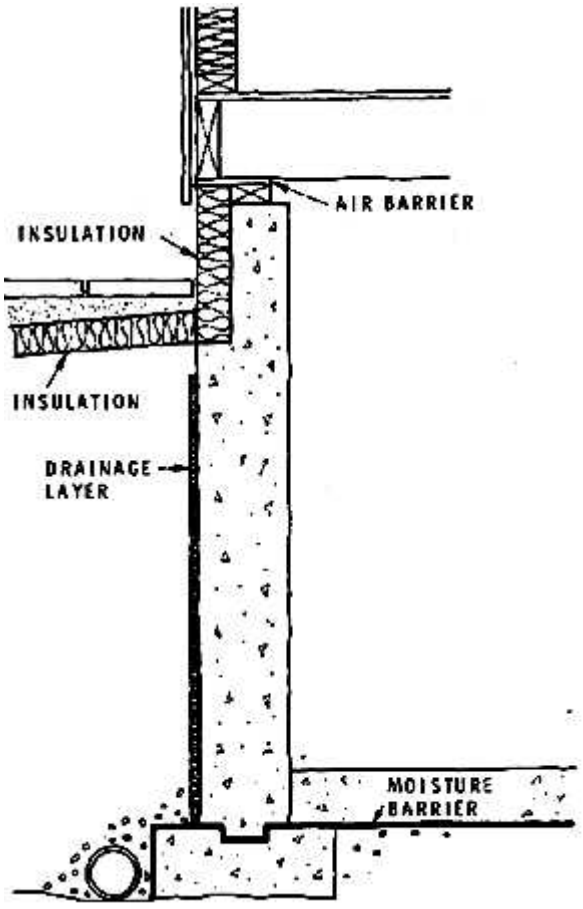
عبارة عن عناصر معمارية ذات اشكال مختلفة تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٩) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٩): الدرج .

٧.٤.٣ جدران التسوية:

هي عبارة عن جدران مسلحة بطبقتين من الحديد عادة واساس مستمر في اسفلها ,ويدعم هذا الجدار في احد جانبيه قوة افقية مثل احمال التربة واعلاه يكون مدعوم من خلال العقدة مثلا , وقد تم استخدام مثل هذا الجدار في المشروع بسبب وقوع طابق التسوية اسفل سطح الارض بثلاثة امتار ,والشكل التالي يوضح نموذج لجدران التسوية.



الشكل (٣-١٠) جدار تسوية.

0.3فواصل التمدد (Expansion Joints)

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

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلين تمدد في هذا المشروع ،حيث يبين الشكل التالي مواقع هذه الفواصل:

الشكل (٣-١١)فواصل التمدد بالمبنى.

Chapter 4

Structural Design & Analysis 4

4.1 introduction.

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 one way Solid Slab.

4.8 Design of hidden Beam 61-65 .

4.9 Design of Dropped Beam 131-132-133.

4.10 Design of Long column C25.

4.11 Design of Stair.

4.12 Design of Basement wall.

4.13 Design of strip S1.

4.14 Design of Isolated Footing F14.

4.15 Design of Truss.

4.16 Design of Shear wall.

4.17 Design of Mat Foundation.

4.18 Design of Dome.

4.1 Introduction

This chapter shows the steps of the analysis and the design for the some of the structural members of the building, they would be analyzed and designed, by using the finite element method of design, depending on the computer aided analysis & design, such as ATIR- Software; to find the internal forces and the deflection of the one way ribbed slabs, then other steps of calculations would be made; to find the required reinforcement for the all members.

4.2 Determination of Slab Thickness

4.2.1 Determination of Slab Thickness of one way slabs

4.2.1.1 Determination of Slab Thickness of one way slabs of two building

The structure may be exposed to different loads such as dead loads and live loads. The values of these loads depend on the structure type and the intended use.

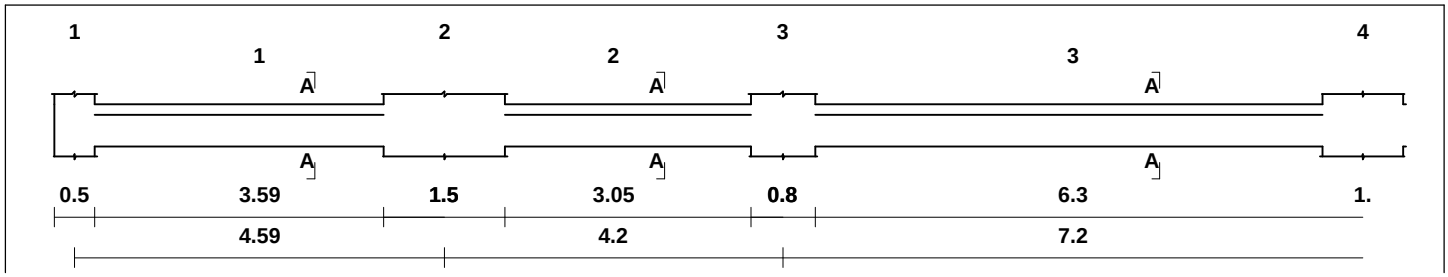


Fig (4-1) :- one way slabs of two buildings.

The overall depth can be obtained according to the minimum thicknesses of non pre-stressed beams or one way slabs given in the ACI318M-05 (Sec. 9.5.2.1- table 9.5.a), as follows:

$h > \frac{Ln}{21} = \frac{6.3}{21} = 0.30\ m$ (Both end continuous).

$h > \frac{Ln}{18.5} = \frac{3.59}{18.5} = 0.194\ m$ (one end continuous).

The controller one way slab thickness is 32 cm.

4.2.1.2 Determination of Slab Thickness of one way slabs of area between two buildings

Fig (4-2) :- one way slabs of building C.

The required thickness of slab of the area between tow building (rest area) is:-

$h > \frac{Ln}{18.5} = \frac{6.8}{18.5} = 0.368\ m$ (one end continuous).

Select thickness h=32 cm with brick 24 cm and Topping 8 cm.

4.2.2 Determination of Slab Thickness of two way slabs

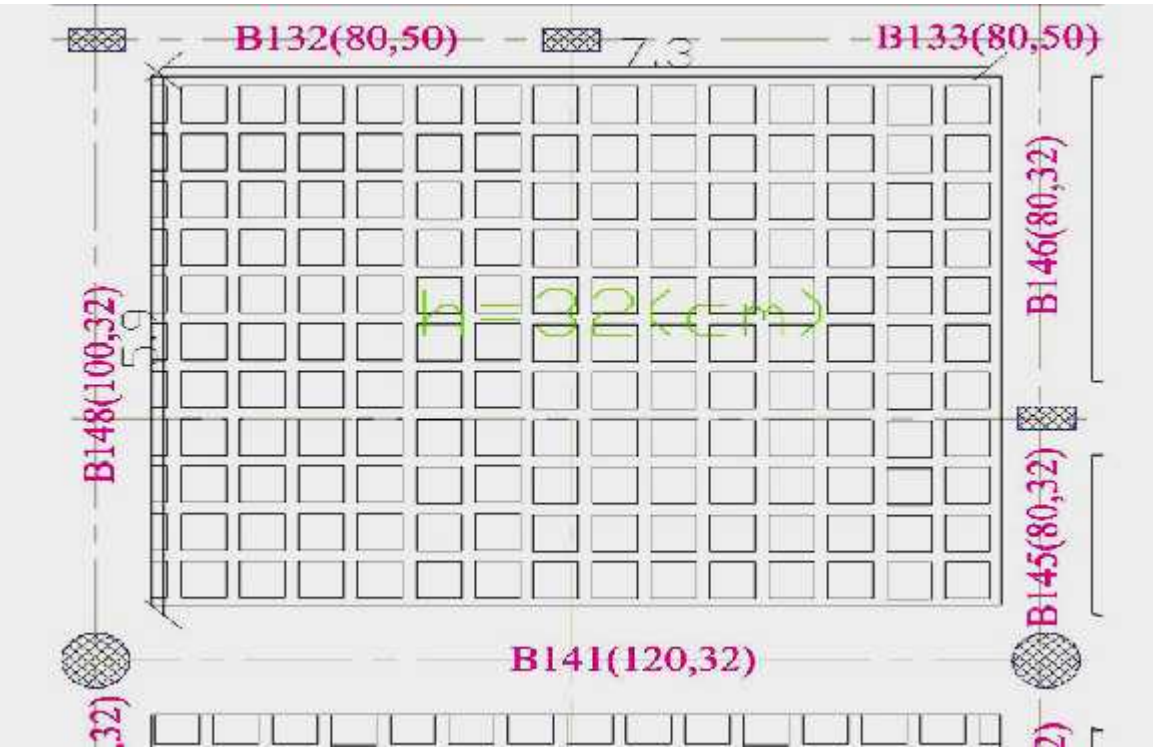
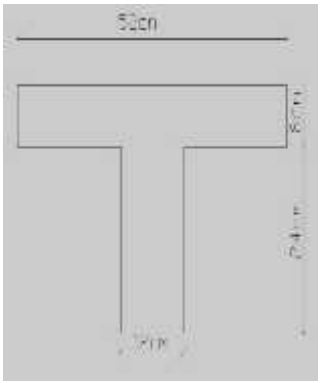


Fig (4-3):-two way slab in Basement floor in Building B.



Assume h=32cm and fy=420 Mpa .

$$\bar{y} = \frac{52*8*28+12*24*12}{52*8+12*24} = 21.45cm$$

$$I_{rib} = \frac{0.52*0.1055^3}{3} - \frac{0.4*0.0255^3}{3} + \frac{0.12*0.2145^3}{3}$$

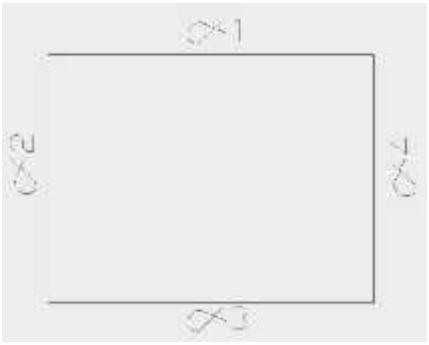
$$I_{rib} = 5.961*10^{-4} m^4$$

$$I_{b132-133} = \frac{0.8 * 0.5^3}{12} = 83.33 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{b148} = \frac{1.0 * 0.32^3}{12} = 27.31 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{b141} = \frac{1.2 * 0.32^3}{12} = 32.77 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{b145-146} = \frac{0.8 * 0.32^3}{12} = 21.85 * 10^{-4} m^4$$



$$L_{b132-133} = 2.55 + 0.8 + \frac{5.9}{2} = 6.30m$$

$$I_{s1} = I_{rib} * \frac{L_{b132-133}}{0.52} = 5.961 * 10^{-4} * \frac{6.30}{0.52} = 72.22 * 10^{-4} m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{83.33}{72.22} = 1.154$$

$$L_{b148} = 1.4 + 0.8 + \frac{7.3}{2} = 5.85m$$

$$I_{s2} = 5.961 * 10^{-4} * \frac{5.85}{0.52} = 67.06 * 10^{-4} m^4$$

$$\sim_2 = \frac{27.31}{67.06} = 0.407$$

$$L_3 = 0.8 + \frac{5.9}{2} = 3.75m$$

$$I_{s3} = 5.961 * 10^{-4} * \frac{3.75}{0.52} = 42.988 * 10^{-4} m^4$$

$$\sim_3 = \frac{32.77}{42.988} = 0.762$$

$$L_4 = 0.8 + \frac{7.3}{2} = 4.45m$$

$$I_{s4} = 5.961 * 10^{-4} * \frac{4.45}{0.52} = 51.01 * 10^{-4}$$

$$\sim_4 = \frac{21.85}{51.01} = 0.428$$

$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1 + \sim_2 + \sim_3 + \sim_4}{4} = \frac{1.154 + 0.407 + 0.762 + 0.428}{4} = 0.688 < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln*(0.8 + f_y/1400)}{36 + 5\left(\sim_{fm} - 0.2\right)} = \frac{7.3*(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5*(\frac{7.3}{5..9})*(0.688 - 0.2)} = 20.58cm < 32cm$$

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

4.2.3 Determination of Slab Thickness of flat plate

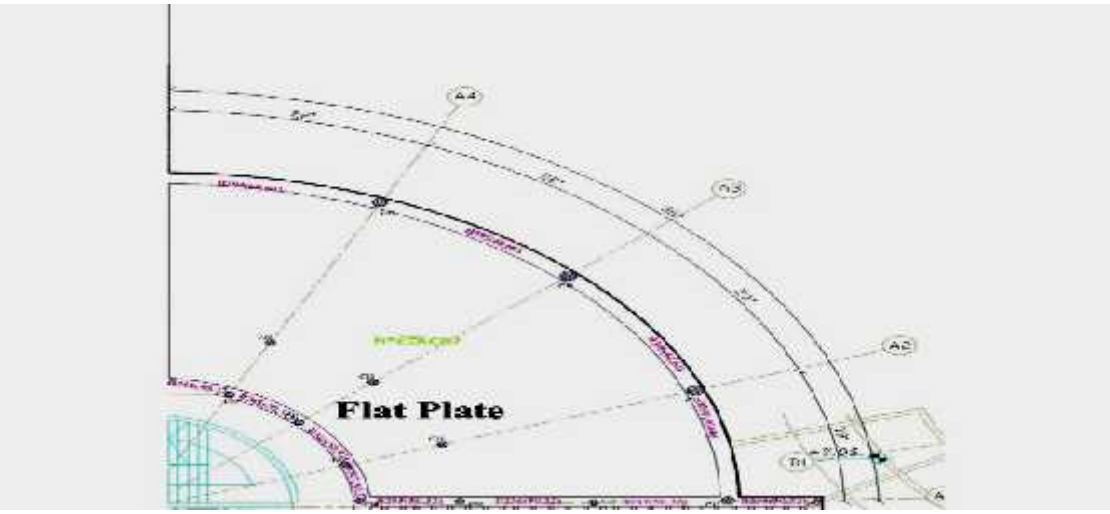


Fig (4-4):-Flat Plate in Building A.

Ln=3.65m

Minimum Slab Thickness=3.65/33=11 cm

Select Slab Thickness 20 cm.

4.3 Determination of Services Load of rib

$f_y = 420Mpa$

$f_c^{'} = 24Mpa$

$L.L = 5\,KN/m^2$

$partition = 1.5\,KN/m^2$

4.3.1 Determination of Services Load of one way rib

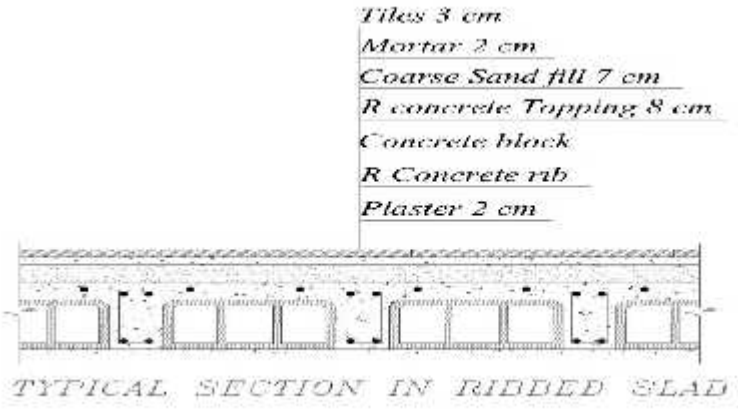


Fig (4-5) Typical Section in Ribbed Slab

4.3.1.1 Determination of Dead load

Tiles → 0.03*0.52*23 = 0.3588 KN/m.

Mortar → 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m

Sand → 0.07*0.52*16 = 0.5824 KN/m.

Rib → 0.12*0.24*25 = 0.72 KN/m.

Topping → 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.

Block → 0.24*0.40*9 = 0.864KN/m.

Plaster → 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN/m.

Partition→ 1.5*0.52 = 0.78 KN/m.

Nominal Total Dead Load (service) =

0.3588+0.2288+0.5824+0.72+1.04+0.864+0.2288+0.78 = 4.803 kN/m of rib

4.3.1.2 Determination of Live Load

Total live load (service) = 5 * 0.52 = 2.6 kN/m of rib

4.3.2 Determination of Services Load of two way rib

4.3.2.1 Determination of Dead Load

Tiles=0.03*0.52*0.52*23=0.1866 KN

Mortar=0.02*0.52*0.52*22=0.1190 KN

Sand=0.07*0.52*0.52*16=0.3028 KN

Topping=0.08*0.52*0.52*25=0.5410 KN

Rib=0.12*0.24*(0.52+0.4)*25=0.6624 KN

Block=0.24*0.4*0.4*9=0.3456 KN

Plaster=0.02*0.52*0.52*22=0.1190 KN

Partition=1.5*0.52*0.52=0.4056 KN

Total Dead Load (service) =

0.1866+0.1190+0.3028+0.5410+0.6624+0.3456+0.1190+0.4056 = 2.682 kN

Dead load =2.682/(0.52*0.52)=9.92 KN/m^2

4.3.2.2 Determination of Live Load

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

4.4 Design of Topping:

Tiles → 0.03*23 = 0.69 KN/m^2

Mortar → 0.02*22 = 0.44 KN/m^2

Sand → 0.07*16 = 1.12 KN/m^2

Topping → 0.08*25 = 2 KN/m^2

Partition→ 1.5 KN/m^2

Dead load (service)=0.69+0.44+1.12+2+1.5=5.75 KN/m^2

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

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.75 + 1.6 * 5 = 14.9 KN/m^2. (Total Factored Load)

→ $Mu = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{14.9 * 0.4^2}{12} = 0.2KN.m$

$\text{¤}M_n = \text{¤} * (0.42\sqrt{f_c'}) * \frac{b * h^2}{6} = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 1000 = 1.21KN.m$

$\text{¤}M_n = 1.21 > 0.2 \Rightarrow ok$

No structural reinforcement are required. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

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

Use Φ8=50 mm^2

Spacing<50/144=0.35m.

<3h=3*0.08=0.24

Select s =20cm.

Use 1Φ8@20 cm c/c in both directions.

4.5 Design of Rib

4.5.1 Design of one way Rib

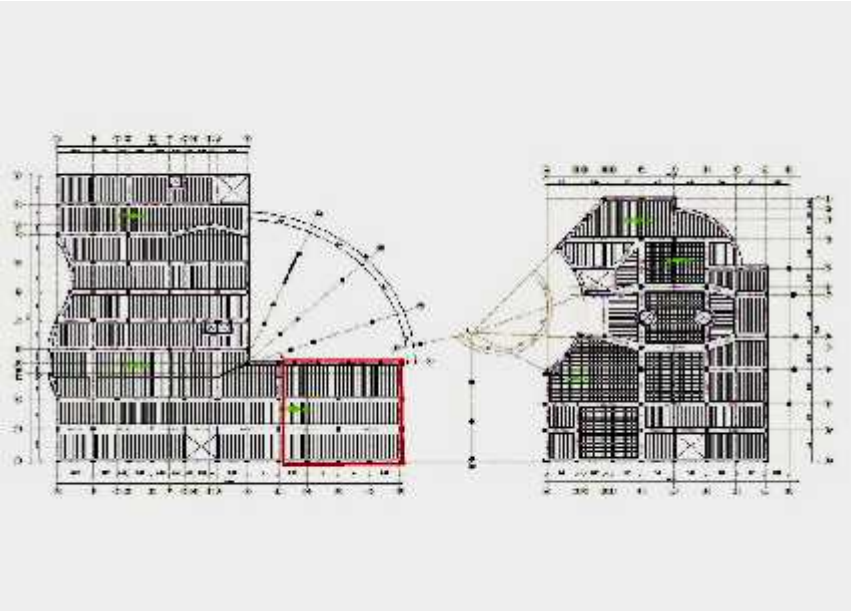


Figure (4-6): Basement Floor Slab.

Using "Atir" software for the following values of the envelope moment and shear diagram

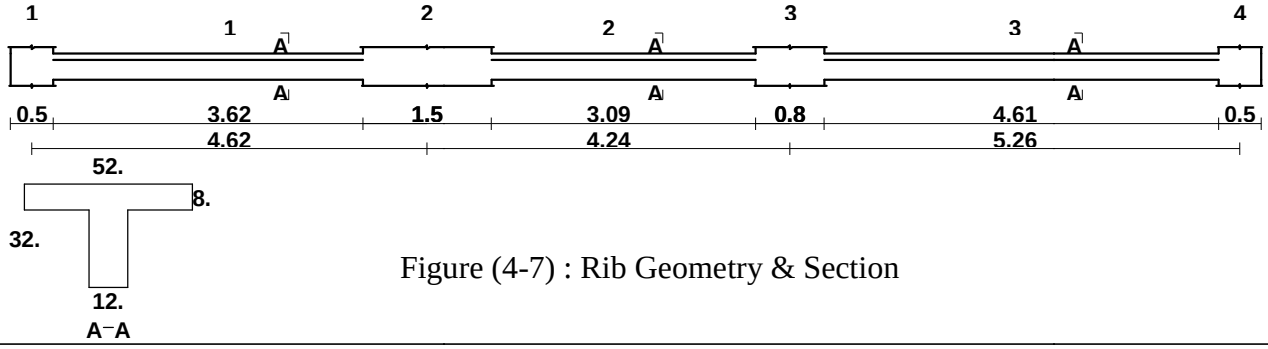


Figure (4-7) : Rib Geometry & Section

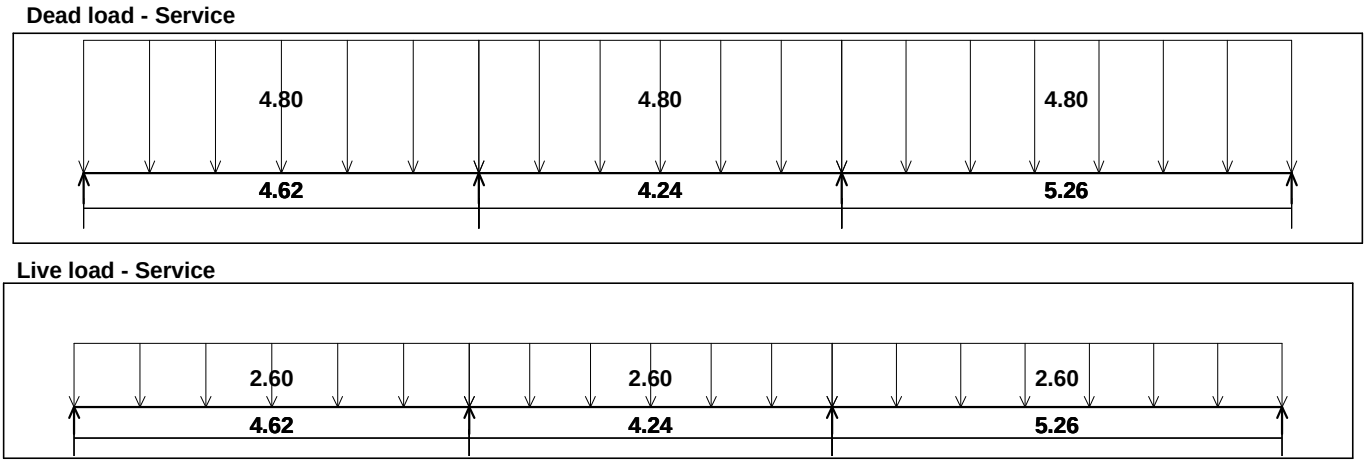


Figure (4-8) : loading of Rib

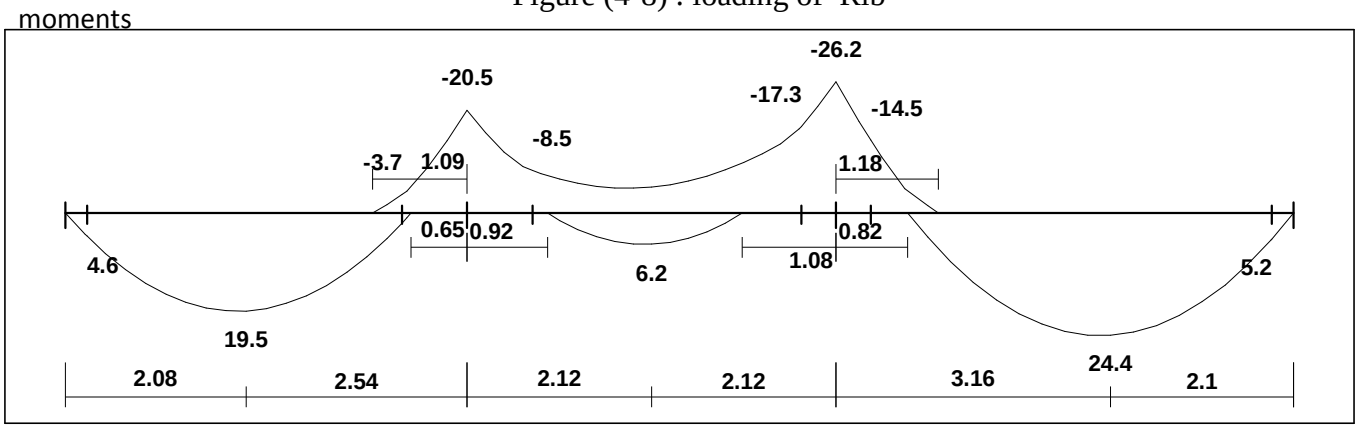


Figure (4-9) : Moment Envelop of rib

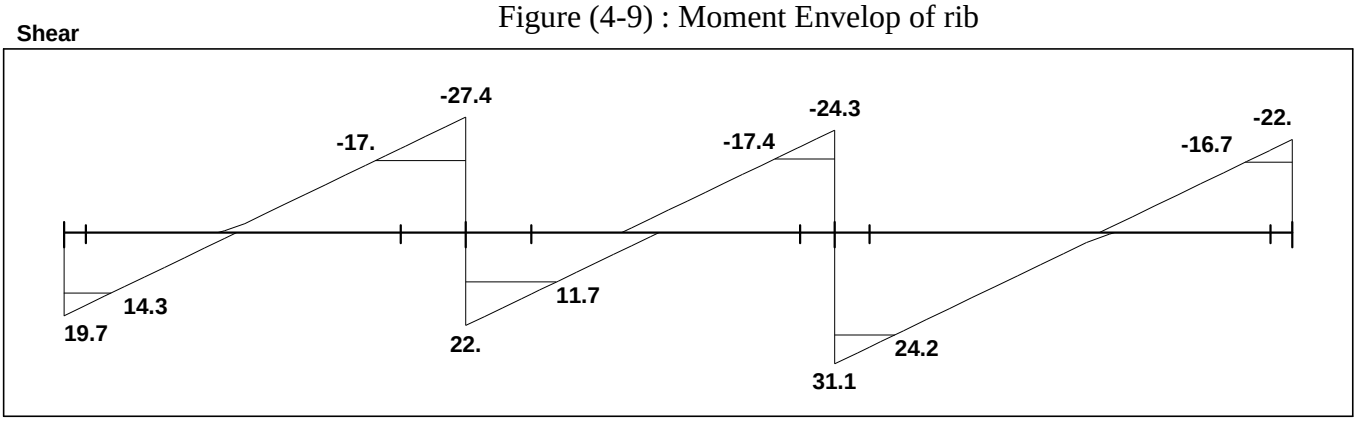


Figure (4-10) : Shear Envelop of rib

4.5.1.1 Design rib for flexure

$$b_E \le \frac{span}{4} = \frac{3100}{4} = 775mm$$

$$\le 16 * t_f + b_w = 16 * 80 + 120 = 1400mm$$

$\le$ center to center spacing between ribs=520mm. **Control**

$$bw = 12cm, h = 32cm, ¤ = 0.9$$

$$d = 320 - 20 - 8 - 7 = 285mm$$

$$M_{nf} = 0.85 * f\ c * bf * tf * (d - tf/2)$$

Mu_{max} = 24.4 KN .m

$$¤m_{nf} = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.286 - \frac{0.08}{2}) * 10^3 = 187.9KN.m$$

$¤m_{nf}$ =187.9 >Mu=24.4 $\Rightarrow$ **rectangle.**

4.5.1.1.1 Design of positive moments of Rib

Span 1:-

Mu = 19.5 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{19.5}{0.9} = 21.67 \text{ KN .m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{21.67}{0.52 * 0.285^2} = 0.513 \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K_n * m}{f_y}}\right] = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.513 * 20.59}{420}}\right] = 0.00124$$

$$A_s = ° * b * d = 0.00124 * 520 * 285 = 183.8mm^2$$

$$A_{s\min} \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 285 = 99.7 mm^2$$

As=183.8> $A_{s\min}$ =114

Use 2 Φ12=226 mm^2

Check for yielding:-

$A_s = 2¤12 = 226 mm^2$

$T = C$

$226 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a \Rightarrow a = 8.95 mm$

$$c = \frac{8.95}{0.85} = 10.5 mm$$

$£_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{285-10.5}{10.5} * 0.003 = 0.0784 \geq 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 226 * 10^{-6} * 420 * (0.285 - \frac{0.00895}{2}) * 10^3 = 24.53 KN.m \geq 19.5 KN.m \Rightarrow ok$

Use 2 Φ12

Span 2:-

Mu = 6.2 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{6.2}{0.9} = 6.89 \text{ KN .m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{6.89}{0.52 * 0.285^2} = 0.163 \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K_n * m}{f_y}}\right] = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.163 * 20.59}{420}}\right] = 0.00039$$

$A_s = ° * b * d = 0.00039 * 520 * 285 = 57.8 mm^2$

$$A_{s\min} \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 285 = 99.7 mm^2$$

As min= 114>As req=57.8

Use 2 Φ10=158 mm^2

Check for yielding:-

$A_s = 2¤10 = 158 mm^2$

$T = C$

$158 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a \Rightarrow a = 6.26 mm$

$$c = \frac{6.26}{0.85} = 7.36 mm$$

$£_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{285 - 7.36}{7.36} * 0.003 = 0.113 \geq 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 158 * 10^{-6} * 420 * (0.285 - \frac{0.00626}{2}) * 10^3 = 16.83 KN.m \geq 6.2 KN.m \Rightarrow ok$

Span 3:-

Mu = 24.4 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{24.4}{0.9} = 27.11 \text{ KN .m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{27.11}{0.52 * 0.285^2} = 0.642 \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K_n * m}{f_y}}\right] = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.642 * 20.59}{420}}\right] = 0.00155$$

$A_s = ° * b * d = 0.00155 * 520 * 285 = 225.71 mm^2$

$$A_{s\min} \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 285 = 99.7 mm^2$$

As min= 114<As req=225.71

Use 2 Φ12=226 mm^2

Check for yielding:-

$A_s = 2¤12 = 226 mm^2$

$T = C$

$226 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a \Rightarrow a = 8.95 mm$

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

$$£_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{285-10.53}{10.53} * 0.003 = 0.0782 \geq 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9 * 226 * 10^{-6} * 420 * (0.285 - \frac{0.00895}{2}) * 10^3 = 24.53 KN.m \geq 24.4 KN.m \Rightarrow ok$$

4.5.1.1.2 Design of negative moments of Rib

Support 2:-

Mu = 8.5 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{8.5}{0.9} = 9.44 \text{ KN .m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{9.44}{0.12 * 0.285^2} = 0.969 \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K_n * m}{f_y}}\right] = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.969 * 20.59}{420}}\right] = 0.00236$$

$A_s = ° * b * d = 0.00236 * 120 * 285 = 80.71 mm^2$

$$A_{s\min} \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 285 = 99.7 mm^2$$

As min= 114>As req=80.71

Use 2 Φ10=158 mm^2

Check for yielding:-

$A_s = 2¤10 = 158 mm^2$

$T = C$

$158 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a \Rightarrow a = 27.1 mm$

$$c = \frac{27.1}{0.85} = 31.88 mm$$

$£_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{285-31.88}{31.88} * 0.003 = 0.0239 \geq 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 158 * 10^{-6} * 420 * (0.285 - \frac{0.0271}{2}) * 10^3 = 16.21 KN.m \geq 8.5 KN.m \Rightarrow ok$

Support 3:-

Mu = 17.3 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{17.3}{0.9}$ = 19.22 KN .m

$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{19.22}{0.12 * 0.285^2} = 1.972 \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$

$° = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K_n * m}{f_y}}\right] = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.972 * 20.59}{420}}\right] = 0.00495$

$A_s = ° * b * d = 0.00495 * 120 * 285 = 169.3 mm^2$

$$A_{s\min} \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 285 = 99.7 mm^2$$

As min= 114<As req=169.3

Use 2 Φ14=308 mm^2

Check for yielding:-

$A_s = 2¤14 = 308 mm^2$

$T = C$

$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a \Rightarrow a = 52.8 mm$

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

$£_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{285-62.12}{62.12} * 0.003 = 0.0108 \geq 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 308 * 10^{-6} * 420 * (0.285 - \frac{0.0528}{2}) * 10^3 = 30.1 KN.m \geq 17.3 KN.m \Rightarrow ok$

4.5.1.2 Design of rib for shear

Vu=24.2 KN. (from fig 4-6).

Use 2 leg of Φ8

$$Av = 2\times 50 = 100\,mm^2$$

$$1.1¤V_c = 1.1*¤*\frac{\sqrt{fc'}}{6}*b_w*d = 1.1*\frac{0.75}{6}*\sqrt{24}*0.12*0.285*10^3 = 23.037KN$$

ACI – 318 – Categories for shear design:

1. $Item1:\frac{1.1}{2}\Phi Vc \geq Vu$

Since $\frac{1.1}{2}\Phi Vc \leq Vu$ Not control

2. Item 2:- $\frac{1.1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq 1.1\Phi Vc$

Not control

3. Item 3

$1.1\Phi Vc \leq Vu \leq 1.1\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3}\times bw\times d = 0.75(\frac{1}{3})\times 0.12\times 0.285\times 10^3 = 8.55kN$$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{1}{16}\times\sqrt{fc'}\times bw\times d = \frac{1}{16}\times\sqrt{24}\times 0.12\times 0.285\times 10^3 = 10.47KN \quad control$$

$$1.1\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 10.47 + 23.037 = 33.51kN$$

$Vu = 24.2kN < 1.1\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 33.51kN$ control

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 50 \times 10^{-6} \times 420}{0.12} = 1.05m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 50 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{30} \times .12} = 1.143m$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{\max} = \frac{285}{2} = 142.5mm$$

Then Select $S = 12.5\text{cm} < \frac{d}{2}$.....*ok*

Select 2 leg Φ 8 @ 12.5 cm c/c

4.5.2 Design of two way Rib

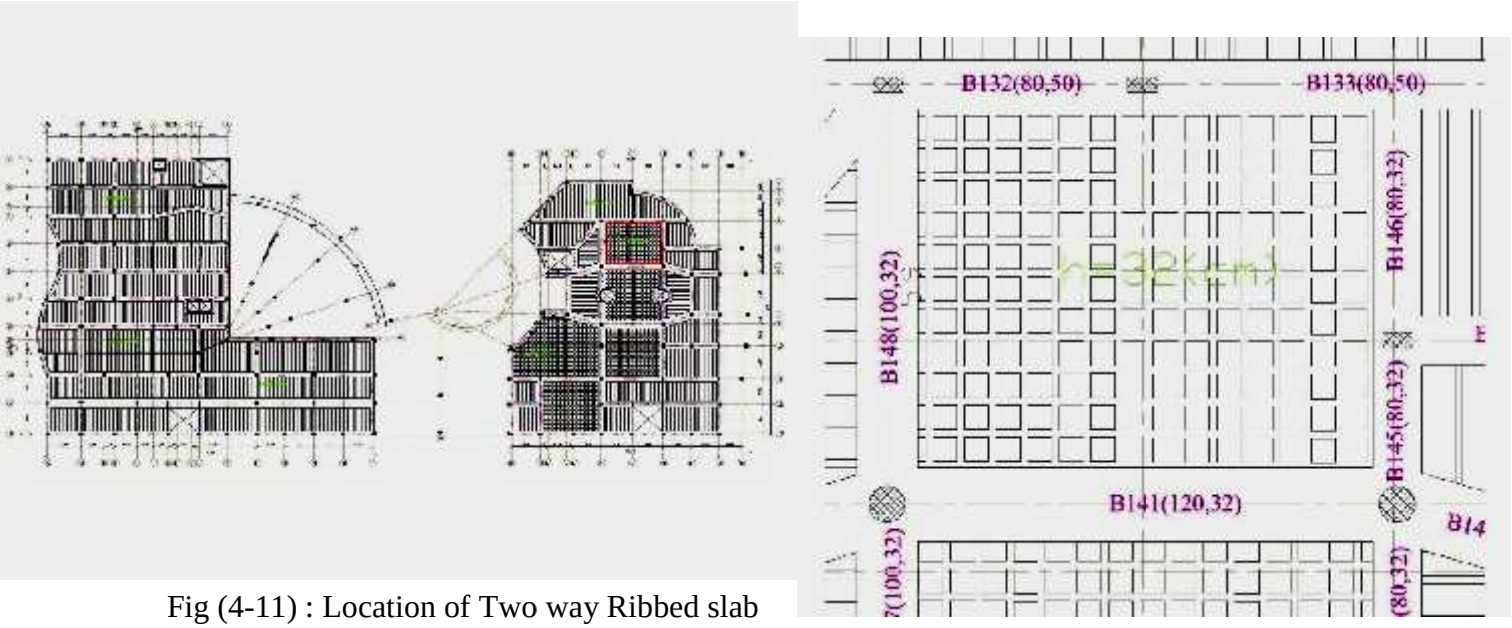


Fig (4-11) : Location of Two way Ribbed slab

q_{uD} =1.2 D =9.9*1.2=11.88/m^2

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

q_u =19.88 KN/m^2

$bw = 12cm, h = 32cm$

$d = 320 - 20 - 8 - 12 = 280mm$

4.5.2.1 Design of moments

⇒ **Design of negative moment:**

La/ Lb = 5.9/7.5 = 0.78

From table (12-3)

Assume Case (6)

$C_{a,neg}=0.0865$

$M_{a,neg} = C_{a,neg} * wu * (La)^2 * 0.52$

$M_{a,neg}=0.0865*19.88*5.9^2*0.52=23.23$ KN .m

Design as a rectangular with b_w = 12 cm

$Mn = \frac{M_{a,neg}}{\Phi} = \frac{23.23}{0.9} = 25.81$KN .m

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(280) \geq \frac{1.4}{420}(120)(280)$

$As_{min} = 98 < 112$ ……the larger is control

$As_{min} = 112mm^2$

$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{25.81*10^{-3}}{0.12*(0.280)^2} = 2.744Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}) = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(2.744)}{420}}) = 0.007$

A req = ρ * b * d = 0.007 * 120 * 280 = 235 cm²

$236\ mm^2 > As_{min} = 112mm^2$

Use Φ 14 >> # of bar = $\frac{235}{154}$ = 2

Then we select (2) bars Φ 14 $A_s\ provided = 2*154 = 308mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$308*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 52.84mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{52.84}{0.85} = 62.17mm$

$£_s = \frac{280-62.17}{62.17} X0.003 = 0.011 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_{nf} = 0.9*308*10^{-6}*420*(280-\frac{52.8}{2})*10^3 = 29.53KN.m$

Use 2 Φ 14 mm , A s = 308 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 = 5.8/7.4 = 0.78

From table (12-4)

Assume Case (6)

$C_{a,dL}$ =0.05

$C_{b,dL}$ =0.02

$C_{a,LL}$ =0.056

$C_{b,LL}$ =0.025

$M_{a,pos} = (qu_d * Ca_{dl} + qu_{ll} * Ca_{ll}) * La^2 * 0.52 = (11.88 * 0.05 + 0.056 * 8) * 5.9^2 * 0.52 = 18.86 KN.m$

$M_{b,pos} = (qu_d * Cb_{dl} + qu_{ll} * Cb_{ll}) * Lb^2 * 0.52 = (11.88 * 0.02 + 0.025 * 8) * 7.5^2 * 0.52 = 12.8 KN.m$

$M_{b,pos} = (M_{b,dL} + M_{b,LL}) * 0.52 =$

$\{(0.015 * 11.88 * (7.4)^2) + (0.019 * 8 * (7.4)^2)\} * 0.52 = 9.4$ KN.m / rib

$M_{a,pos} = 18.86$ KN .m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{18.86}{0.9} = 21 \text{KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(280) \geq \frac{1.4}{420}(120)(280)$$

$As_{min} = 98 < 112$ ……the larger is control

$As_{min} = 112 mm^2$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{21 * 10^{-3}}{0.52 * (0.280)^2} = 0.515 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.515)}{420}}\right) = 1.242 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = 1.242 * 10^{-3} * 520 * 280 = 181 mm²

181 $mm^2 > As_{\min} = 112mm^2$

Use Φ 12 >> # of bar = $\frac{181}{113}$ = 2 * Note $A_{\Phi 14}$ = 113mm²

Then we select (2) bars Φ 12 $A_s\ provided = 2*113 = 226mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$226*420 = 0.85*24*520*a$$
$$a = 8.95mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53mm$$
$$£_s = \frac{280-10.53}{10.53} X0.003 = 0.0768 > 0.005$$

$$¤M_{nf} = 0.9*226*10^{-6}*420*(280-\frac{8.95}{2})*10^3 = 23.54KN.m$$

Use 2 Φ 12 mm , A s = 226 mm^2 in y direction (Bottom Bar)

$M_{b,pos}$ = 12.8 KN .m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{12.8}{0.9} = 14.22KN.m$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(280) \geq \frac{1.4}{420}(120)(280)$$

$As_{\min} = 98 < 112$ ……the larger is control

$As_{\min} = 112 mm^2$

Kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14.22*10^{-3}}{0.52*(0.280)^2}$ = 0.349 Mpa

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

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}) = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.349)}{420}}) = 83.82 * 10^{-5}$

A req = ρ * b * d = $83.82 * 10^{-5}$ * 520 * 280 = 122 mm²

$122\ mm^2 > As_{\min} = 112 mm^2$

Use Φ 10 >> # of bar = $\frac{122}{79}$ = 2 * Note $A_{\Phi 10}$ = 79mm²

Then we select (2) bars Φ 16 $A_s\ provided = 2*201 = 402 mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$158*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 6.26mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{6.26}{0.85} = 7.36mm$$

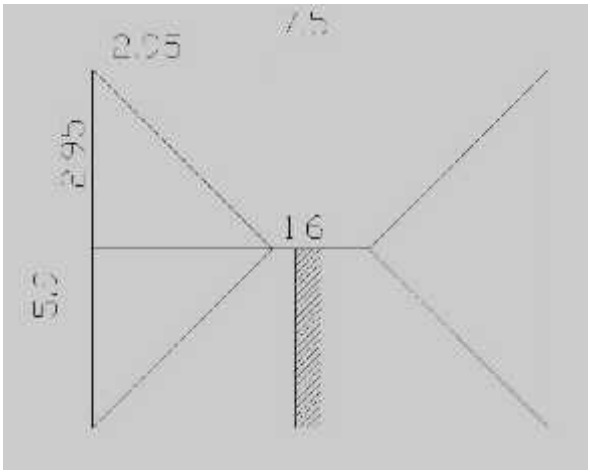
$$£_s = \frac{280-7.36}{7.36} \text{X} 0.003 = 0.111 > 0.005$$

$$¤M_{nf} = 0.9*158*10^{-6}*420*(280-\frac{7.36}{2})*10^3 = 16.5KN.m$$

Use 2 Φ 10 mm , A s = 158mm^2 in X direction (Bottom Bar)

4.5.2.2 Design of shear:

$$1.1\Phi \text{ Vc} = \frac{0.75*\sqrt{24}*0.12*0.28*10^3}{6} = 22.63KN$$



$$Vu_d = (2.95-0.280)*19.88*0.52 = 27.6KN$$

$$Vu = (2.95-1)*19.88*0.52 = 20.16KN$$

$$¤V_{s\min} = \frac{0.75}{3}*0.12*0.28*1000 = 8.4KN control$$

$$\geq \frac{0.75}{16}*\sqrt{24}*0.12*280 = 7.72KN$$

$$1.1¤V_c + ¤V_{s\min} = 22.63+8.4 = 31 \quad \text{item 3}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{Av}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} = \frac{1}{3}*\frac{0.12}{420} = 9.5*10^{-5} control$$

$$\frac{Av}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw = \frac{1}{16}*\frac{\sqrt{24}}{420}*0.12 = 8.75*10^{-5}$$

$$S = \frac{2*50*10^{-6}}{9.5*10^{-5}} = 1.05$$

$$S < 600$$

$$S < \frac{d}{2} = \frac{280}{2} = 140mm$$

Use 2leg Φ 8 @ 12.5 cm c/c

1m from face of support Use 2leg Φ 8 @ 20 cm c/c to the middle space.

4.6 Design of Tow way Solid slab:

4.6.1 Determination of Loads :

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

Slab = 0.15* 25 = 3.75 kN/m^2

$D.L = 4.21 kN/m^2$

$From\ TANK\ \ L.L = 10\ kN/m^2$

q_{uD} =1.2 D.L =1.2*4.21= 5 kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L.L = 1.6*10 =16 KN/m^2

$qu = 21 KN/m^2$

$For\ \ 1m\ \ Strip\ \ in\ \ X\ \&\ Y\ \ direction\ \ qu = 21\ \ KN/m$

$Lb = 4.87m$

$La = 4.2m$

$\frac{Lb}{La} = \frac{4.87}{4.2} = 1.2 < 2.0$

$\therefore\ Tow\ way$

h_{min} = 125 mm

select h = 150 mm > h_{min} = 125 mm

$b = 100cm, h = 15cm$

$d = 150 - 20 - 12 = 118mm$

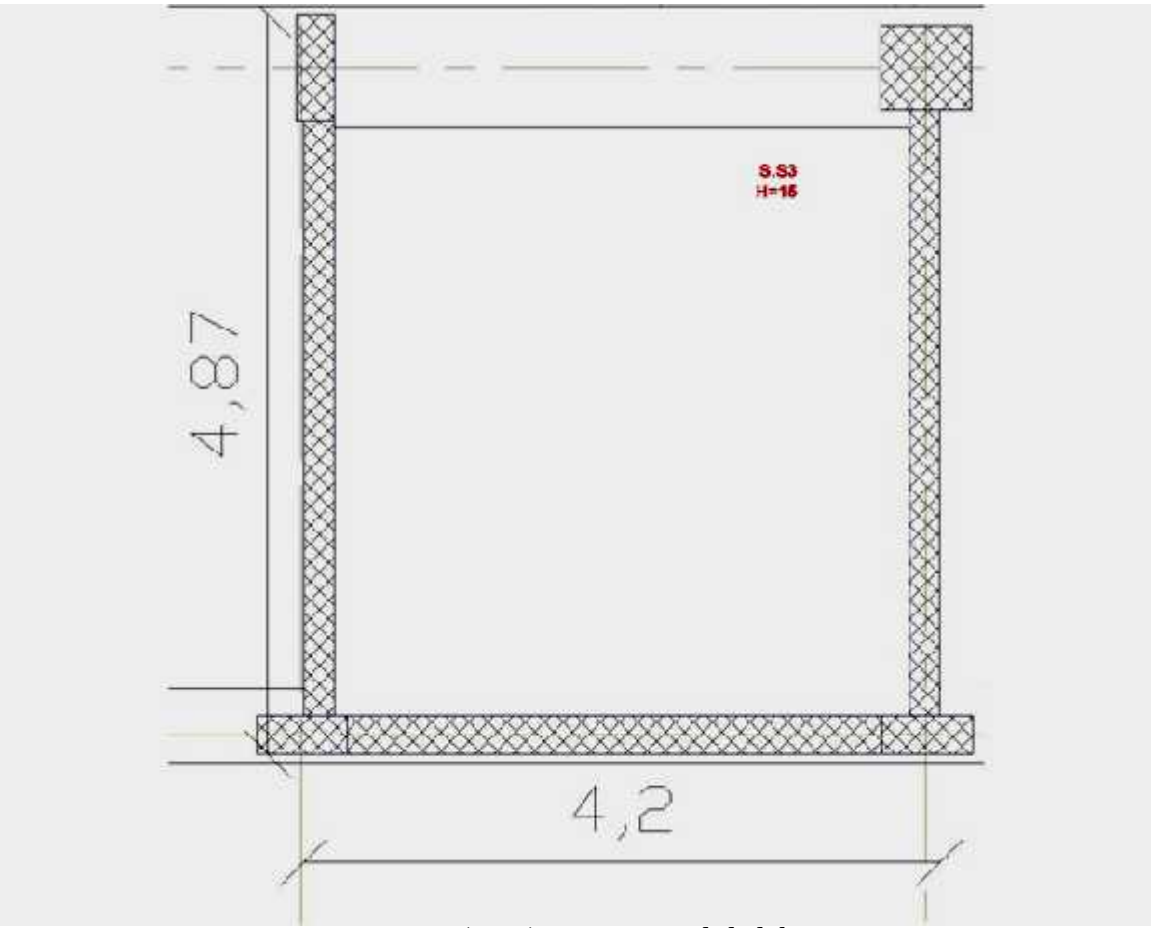


Figure (4-12): two way solid slab.

4.6.2 Design of moments

⇒ **Design of positive moment:**

La/ Lb = 4.2/4.87 = 0.85

From table (12-4) ⇒ Case (1)

$C_{a,dL}$ =0.05 & $C_{b,dL}$ =0.026

From table (12-5) ⇒ Case (1)

$C_{a,LL}$ =0.05 & $C_{b,LL}$ =0.025

$$M_{a,pos} = (0.05*21*4.2^2) = 18.522 KN.m$$

$$M_{b,pos} = (0.026*5 + 0.025*16)*4.87^2 = 12.57 KN.m$$

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{18.522}{0.9} = 20.58 \text{ KN .m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(118) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(118)$$

$As_{\min} = 344 < 393$ …….the largest is control

$As_{\min} = 393 mm^2$

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

$$\text{Kn} = \frac{20.58 * 10^{-3}}{1 * (0.118)^2} = 1.48 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.48)}{420}}\right) = 3.662 * 10^{-3}$$

As req = ρ * b * d = $3.662 * 10^{-3}$ * 1000 * 118 = 433 mm²

$433 mm^2 > As_{\min} = 393 mm^2$

Use Φ 12 >>> 433/113 = 3.83 * Note $A_{\Phi 12} = 113 mm^2$

Use 1Φ 12 @ 25 cm c/c …….. with As =(100 / 25)*113 = 452 mm².

As provided 452 > As req.……..**OK.**

- **Check for strain**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$452*420 = 0.85*24*1000*a$$
$$a = 9.31mm$$
$$x = \frac{a}{_1} = \frac{9.31}{0.85} = 10.95mm$$
$$£_s = \frac{118-10.95}{10.95} X 0.003 = 0.0293 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Use 1Φ 12 @ 25 cm c/c …….. in x direction

Use 1Φ 10 @ 17.5 cm c/c …….. in y direction

$\Rightarrow$ **Design of negative moment:**

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270mm^2$$

Use 1Φ8 @ 17.5 cm …….. With As = (100 / 17.5)*50 = 286 mm².

4.6.3 Design of shear:

$$d = 118mm \Rightarrow V_{ud} = (2.1 - 0.118)*21 = 41.62KN$$

Φ Vc = Φ $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ b * d= $0.75*\frac{\sqrt{24}}{6}*1000*0.118 = 72.26KN$

¤$V_c > V_{ud} \Rightarrow O.K.$

∴ No Shear Reiforcemant Required

4.7 Design of one way Solid slab:

4.7.1 Determination of Slab Thickness :

$$h_{min} = \frac{4.43}{24} = 0.185 \text{ one end}$$

$$h_{min} = \frac{3.70}{28} = 0.132 \text{ Two end}$$

Use h=25cm

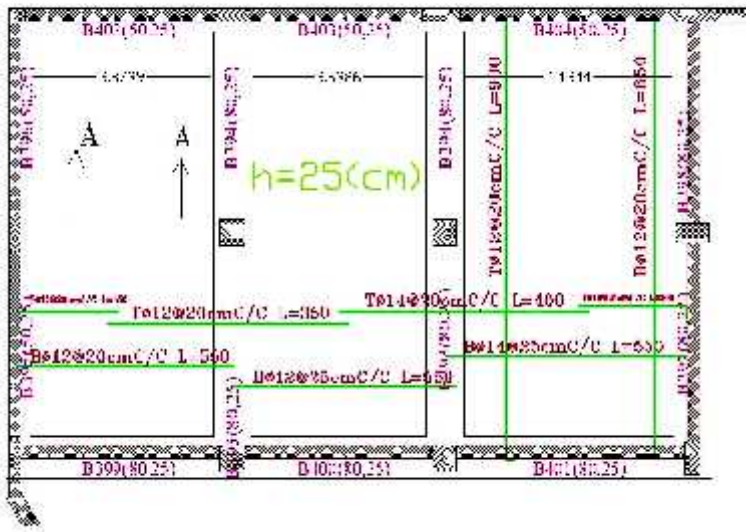


Figure (4-13): one way solid slab.

4.7.2 Determination of Loads :

Tile=0.03*23=0.69 KN\m^2

Mortar=0.02*22=0.44 KN\m^2

Sand=0.07*16=1.12 KN\m^2

Solid Slab=0.25*25=6.25 KN\m^2

Plastering=0.02*22=0.44 KN\m^2

Partition=1.5 KN\m^2

D.L=0.69+0.44+1.12+6.25+0.44+1.5=10.44 KN\m^2

L.L=5.00 KN\m^2

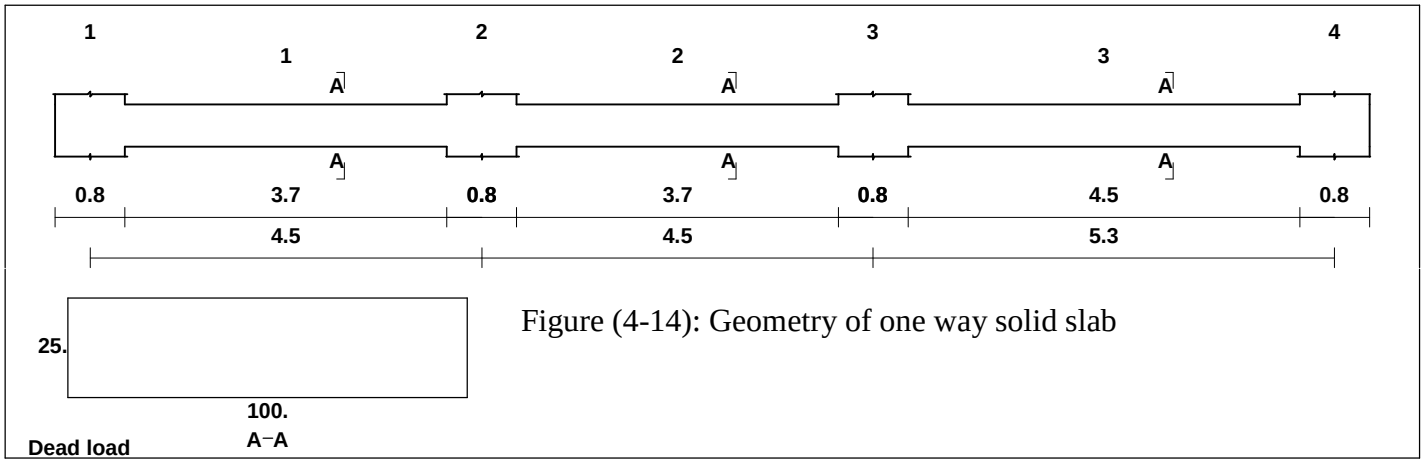
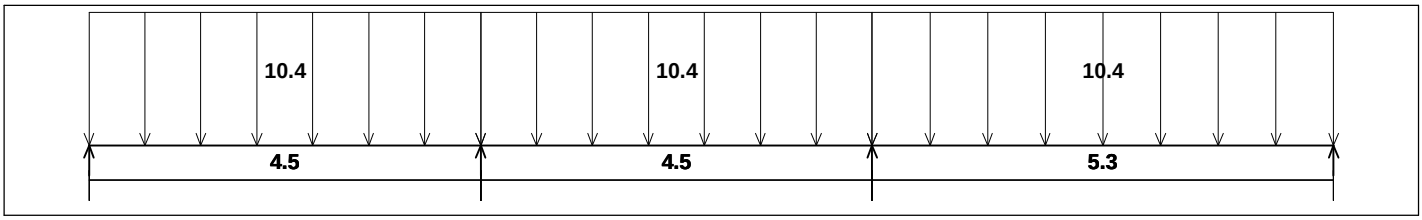


Figure (4-14): Geometry of one way solid slab



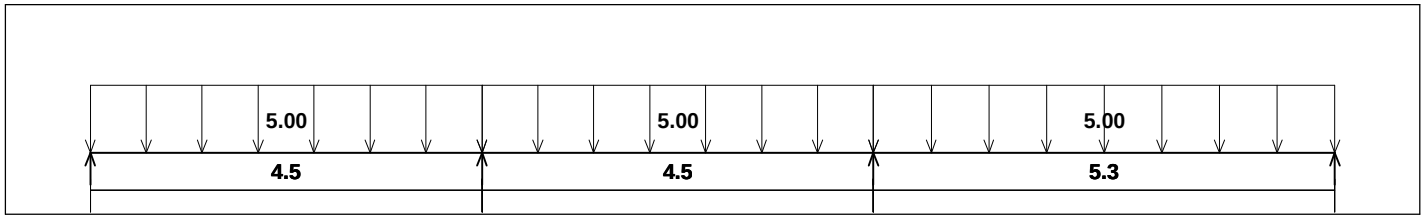


Figure (4-15): Load of one way solid slab.

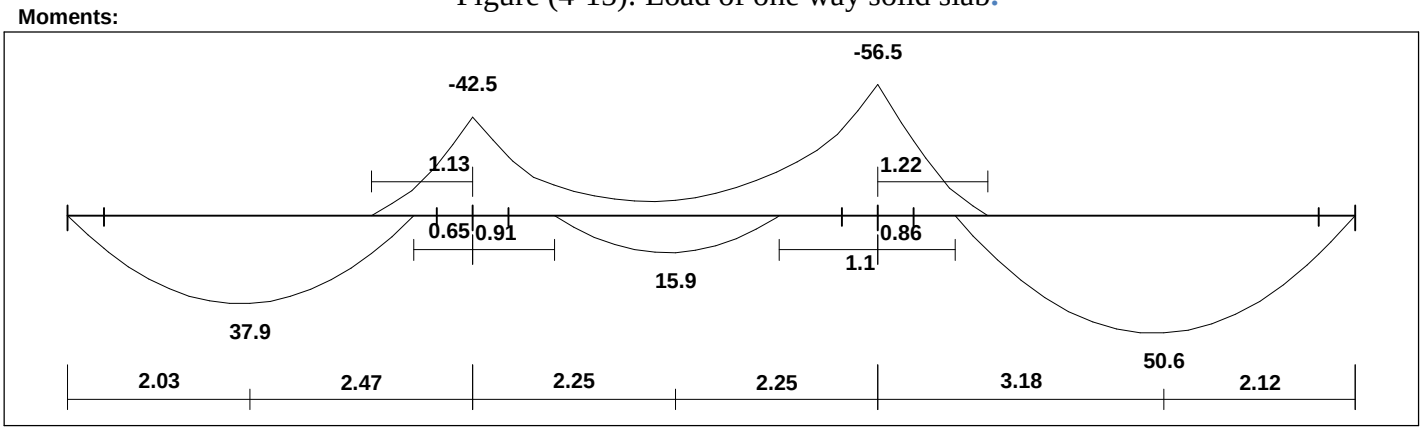


Figure (4-16): Moment envelop of one way solid slab.

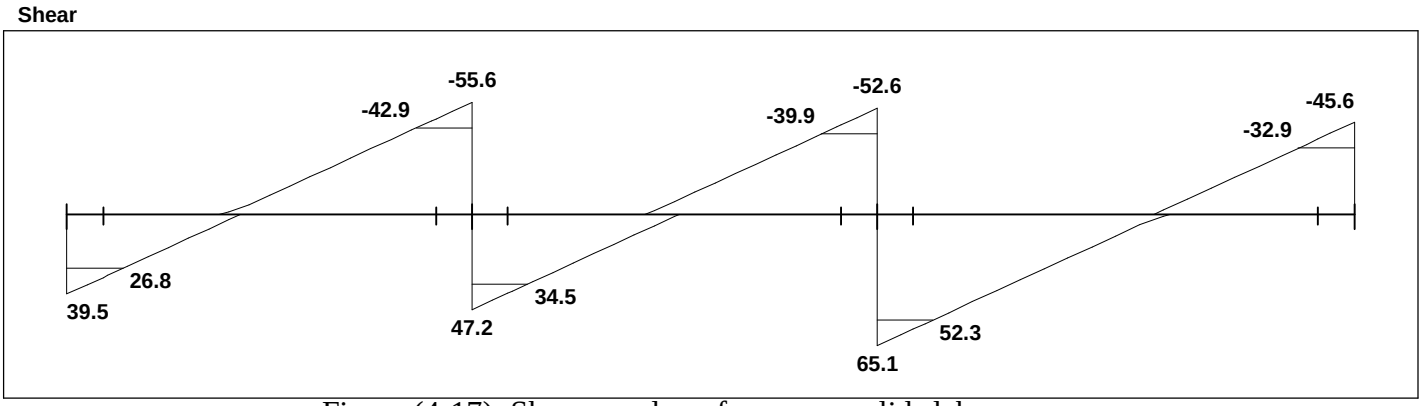


Figure (4-17): Shear envelop of one way solid slab.

4.7.3 Design of Shear :

$$\text{¤}V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d$$

$$d = 250 - 20 - 12\backslash 2 = 224 mm$$

$$\text{¤}V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 224 = 137.17 KN > 52.3 KN$$

4.7.4 Design of flexure :

Span1:

$$K_n = \frac{37.9/0.9}{1.0 * 0.224^2} * 10^{-3} = 0.839$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.839 * 20.6}{420}}) = 0.00204($$

$$A_s = 0.002040 * 1000 * 224 = 457 mm^2$$

$$A_{s\min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$$

Use ¤ 12@20cmC/C=565 mm^2

Check strain

565*420=0.85*24*1000*a

a=11.6 c=13.65mm

$$£ = \frac{224-13.65}{13.65} * 0.003 = 0.04 > 0.005$$

Span2:

$$K_n = \frac{15.9/0.9}{1.0 * 0.224^2} * 10^{-3} = 0.352$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.352 * 20.6}{420}}) = 0.00085$$

$$A_s = 0.00085 * 1000 * 224 = 191 mm^2$$

$$A_{s\min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$$

Use As=450 mm^2

Use ¤ 12@25cmC/C=452 mm^2

Check strain

452*420=0.85*24*1000*a

a=9.3 c=11mm

$$£ = \frac{224-11}{11} * 0.003 = 0.058 > 0.005$$

Span3:

$$K_n = \frac{50.6/0.9}{1.0 * 0.224^2} * 10^{-3} = 1.12$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.12 * 20.6}{420}}) = 0.002744$$

$$A_s = 0.002744 * 1000 * 224 = 615 mm^2$$

$$A_{s\min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$$

Use ¤ 14@25cmC/C=616 mm^2

Check strain

616*420=0.85*24*1000*a

a=12.7 c=15mm

$£ = \frac{224-15}{15} * 0.003 = 0.04 > 0.005$

Support 1:

$K_n = \frac{42.5/0.9}{1.0 * 0.224^2} * 10^{-3} = 0.941$

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

$° = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.941 * 20.6}{420}}) = 0.0023$

$A_s = 0.0023 * 1000 * 224 = 515 mm^2$

$A_{s\min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$

Use ¤ 12@20cmC/C=565 mm^2

Check strain

565*420=0.85*24*1000*a

a=11.6 c=13.7mm

$£ = \frac{224-13.7}{13.7} * 0.003 = 0.046 > 0.005$

Support 2:

$$K_n = \frac{56.5/0.9}{1.0*0.224^2} * 10^{-3} = 1.251$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.251*20.6}{420}}) = 0.00308$$

$$A_s = 0.00308*1000*224 = 690 mm^2$$

$$A_{s\,min} = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2$$

Use ¤ 14@20cmC/C=770 mm^2

Check strain

770*420=0.85*24*1000*a

a=15.9 c=19mm

$$£ = \frac{224-19}{19} * 0.003 = 0.03 > 0.005$$

For Secondary Reinforcement Use ¤ 12@20cmC/C=565 mm^2

4.8 Design of Beam (B61-65) (The hidden Beam) :

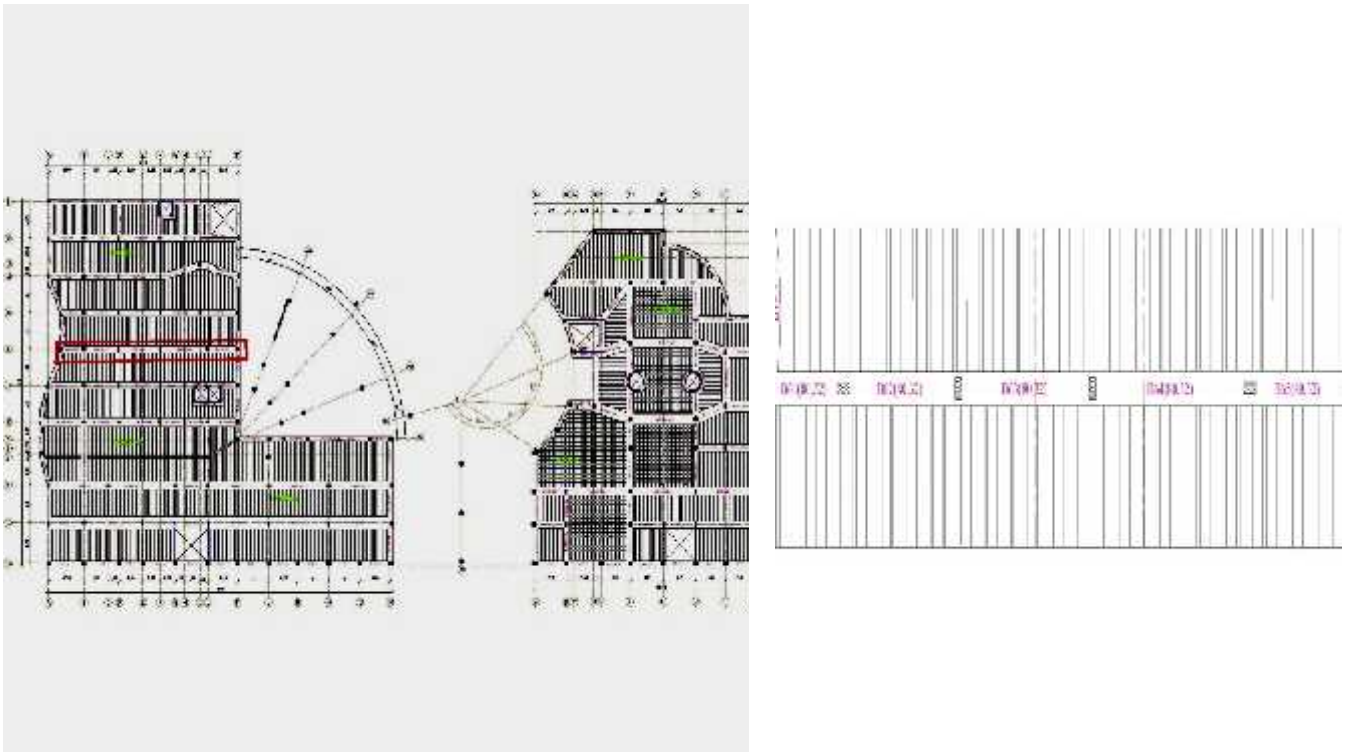


Figure (4-18): Location of beam B61-65.

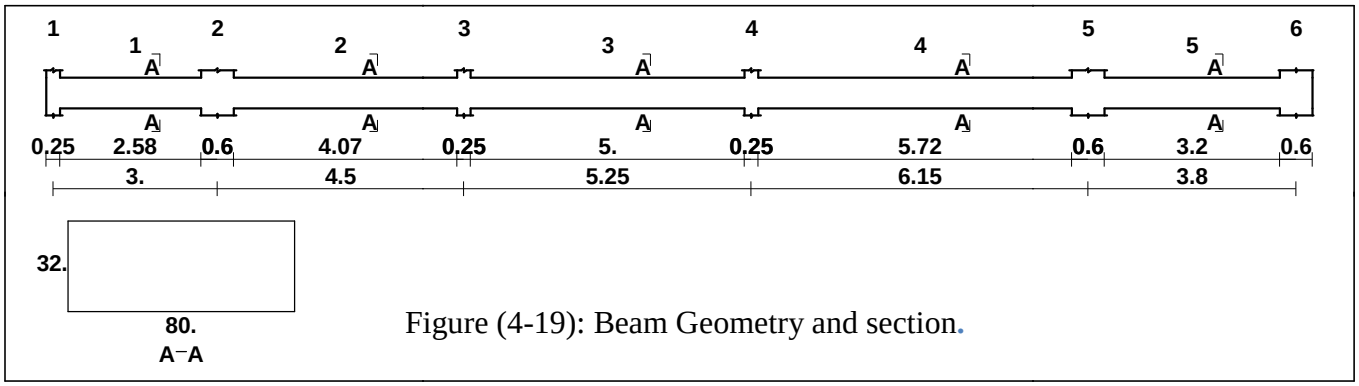


Figure (4-19): Beam Geometry and section.

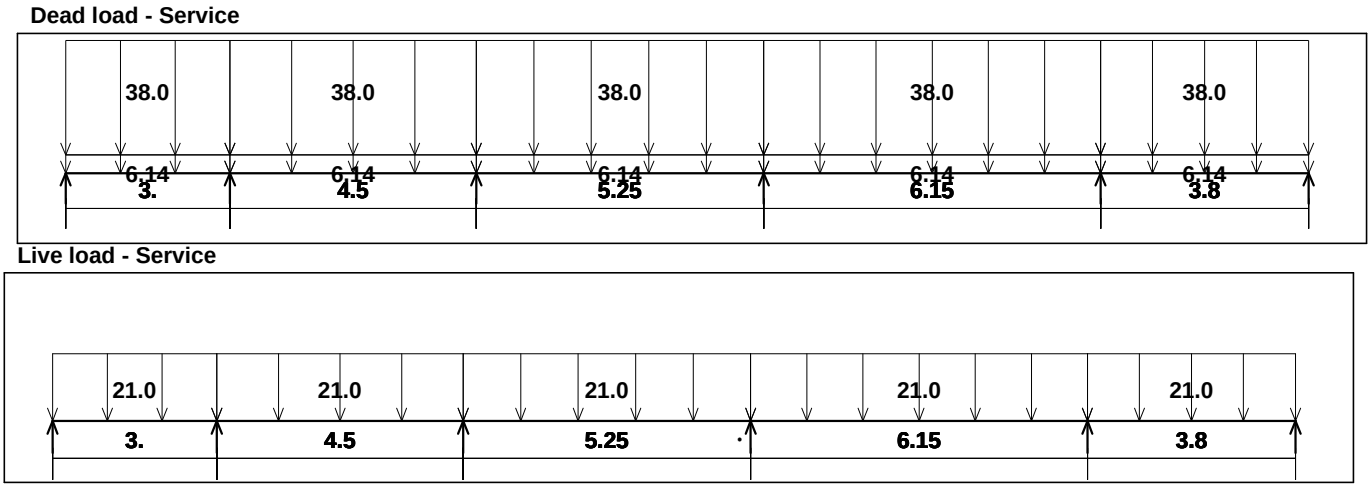


Figure (4-20): Loading of Beam.

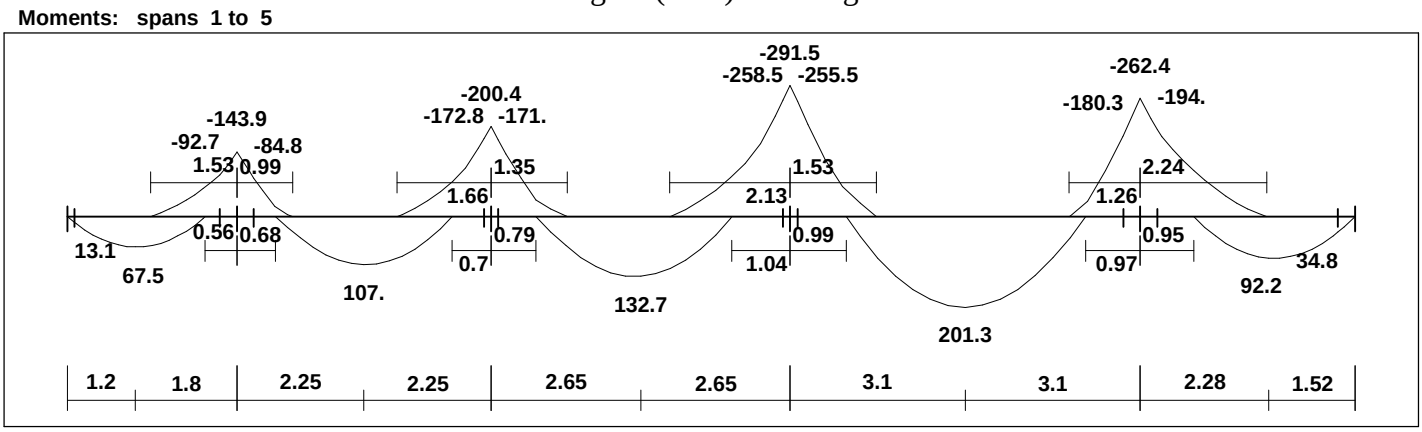


Figure (4-21) : Moment Envelop for Beam.

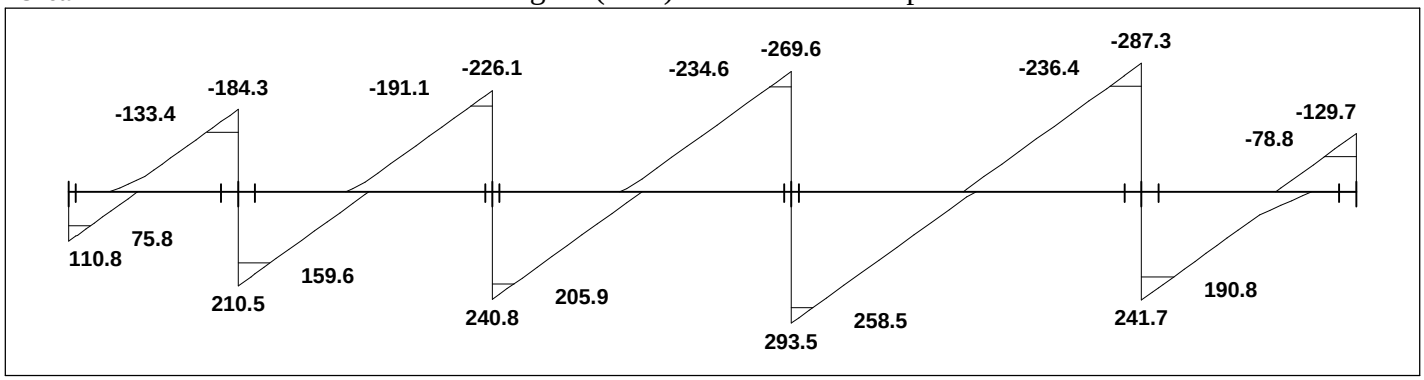


Figure (4-22) : Shear Envelop for Beam.

4.8.1 Determination of beam thickness:-

1- $h_{\min} = \frac{3.2}{18.5} = 0.173 < 0.32 \Rightarrow ok$ (Hidden Beam) h=32 cm

$h_{\min} = \frac{5.72}{21} = 0.272 < 0.32 \Rightarrow ok$ (Hidden Beam) h= 32 cm

4.8.2 Determination of Dead & Live load of Beam:-

Dead Load of beam:-

$$D.L = \frac{4.1}{0.52} * 4.803 + 0.8 * 0.32 * 25 = 44.27 KN/m$$

$$L.L = 4.1 * 5 = 20.5 KN/m$$

$$d = 320 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 260 mm$$

$$c_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 260 = 111.43 mm \Rightarrow a_{\max} = 0.85 * 111.43 = 95 mm.$$

$$¤M_{nc} = 0.82 * 0.85 * 24 * 0.8 * 0.095 * (0.260 - \frac{0.095}{2}) * 10^3 = 270.16 KN.m$$

Mu max=258.5 KN.m< $¤M_{nc} = 270.16 \Rightarrow \sin gly$

4.8.3 Design of Positive moments of Beam

Span 1:-

a)Mu=67.5KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{67.5/0.9}{0.8 * 0.260^2} = 1.387$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.387 * 20.59}{420}}\right] = 0.00342$$

$$A_s = 0.00342 * 800 * 260 = 712 mm^2$$

Use Φ16=201 mm^2

No. of bars= $\frac{712}{201} = 4 \Rightarrow 4¤16 = 804mm^2$

$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 260 = 693.33mm^2$

$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$

Check for yielding:-

$Tension = compression$

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

$804 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 20.69mm \Rightarrow c = \frac{20.69}{0.85} = 24.34mm$

$£_s = \frac{260 - 24.34}{24.34} * 0.003 = 0.029 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 804 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.02069}{2}) * 10^3$

$¤M_n = 75.9 > Mu = 67.5N.m$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ16 .

Check for spacing between bar:-

$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*16}{3}$

$S = 199\,mm \geq \frac{4}{3}$ M.A.S= $\frac{4}{3}$ *20=27

$\geq 25\,mm$

$\geq db = 16\,mm$

Span 2:-

a)Mu=107KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{107/0.9}{0.8*0.260^2} = 2.2$$

$$° = \frac{1}{20.59}*\left[1-\sqrt{1-\frac{2*2.2*20.59}{420}}\right] = 0.00556$$

$$A_s = 0.00556*800*260 = 1157mm^2$$

Use Φ20=314 mm^2

No. of bars= $\frac{1157}{314} = 4 \Rightarrow 4¤20 = 1256mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*260 = 693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension = compression$$

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

$$1256*420 = 0.85*24*800*a \Rightarrow a = 32.32mm \Rightarrow c = \frac{32.32}{0.85} = 38mm$$

$$£_s = \frac{260-38}{38}*0.003 = 0.018 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9*1256*10^{-6}*420*(0.26-\frac{0.03232}{2})*10^3$$

$$¤M_n = 115.77 > Mu = 107N.m$$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ20 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*20}{3}$$

$$S = 193.3\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3}*20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 20\,mm$$

Span 3:-

a)Mu=132.7KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{132.7/0.9}{0.8*0.260^2} = 2.726$$

$$\circ = \frac{1}{20.59}*\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.387*20.59}{420}}\right] = 0.007$$

$$A_s = 0.007*800*260 = 1455mm^2$$

Use Φ22=380 mm^2

No. of bars= $\frac{1455}{380} = 4 \Rightarrow 4¤22 = 1520mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*260 = 693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension = compression$$

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

$$1520 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 39.12mm \Rightarrow c = \frac{39.12}{0.85} = 46mm$$

$$£_s = \frac{260-46}{46} * 0.003 = 0.014 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9 * 1520 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.03912}{2}) * 10^3$$

$$¤M_n = 138.15 > Mu = 132.7N.m$$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ22 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*22}{3}$$

$$S = 191\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3} * 20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq db = 22\,mm$$

Span 4:-

a)Mu=201.3KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{201.3/0.9}{0.8 * 0.260^2} = 4.14$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.14 * 20.59}{420}}\right] = 0.0111$$

$$A_s = 0.00342 * 800 * 260 = 2310mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{2310}{491} = 5 \Rightarrow 5¤25 = 2455mm^2$

$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 260 = 693.33mm^2$

$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$

Check for yielding:-

$Tension = compression$

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

$2455 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 63.18mm \Rightarrow c = \frac{63.18}{0.85} = 74.33mm$

$£_s = \frac{260 - 74.33}{74.33} * 0.003 = 0.0075 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 2455 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.06318}{2}) * 10^3$

$¤M_n = 212 > Mu = 201.3N.m$

$\Rightarrow$ Use 5 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 5*25}{4}$

$S = 134\,mm \geq \frac{4}{3}$ M.A.S= $\frac{4}{3} * 20 = 27$

$\geq 25\,mm$

$\geq db = 25\,mm$

Span 5:-

a)Mu=92.2KN.m.

$$m=\frac{420}{0.85*24}=20.59\Rightarrow K_n=\frac{92.2/0.9}{0.8*0.260^2}=1.894$$

$$°=\frac{1}{20.59}*\left[1-\sqrt{1-\frac{2*1.894*20.59}{420}}\right]=0.00474$$

$$A_s=0.00474*800*260=986mm^2$$

Use Φ18=254 mm^2

No. of bars= $\frac{986}{254}=4\Rightarrow 4¤18=1016mm^2$

$$As_{\min}\geq\frac{1.4}{420}*800*260=693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260=607mm^2\Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension=compression$$

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

$$986*420=0.85*24*800*a\Rightarrow a=25.74mm\Rightarrow c=\frac{25.74}{0.85}=30.28mm$$

$$£_s=\frac{260-30.28}{30.28}*0.003=0.023>0.005\Rightarrow ¤=0.9$$

$$¤M_n=0.9*986*10^{-6}*420*(0.26-\frac{0.02574}{2})*10^3$$

$$¤M_n=92.2=Mu=92.2N.m$$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ18 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*18}{3}$$

$$S = 196\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3}*20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 18\,mm$$

4.8.4 Design of negative moments of Beam

Support 2:-

a)Mu=92.7KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{92.7/0.9}{0.8*0.260^2} = 1.905$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}*\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.905*20.59}{420}}\right] = 0.00477$$

$$A_s = 0.00477*800*260 = 993mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{993}{491} = 2 \Rightarrow 2¤25 = 982mm^2$

Select 4 ¤25 =1964

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*260 = 693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension = compression$$

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

$$1964 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 50.54mm \Rightarrow c = \frac{50.54}{0.85} = 59.5mm$$

$$£_s = \frac{260 - 59.5}{59.5} * 0.003 = 0.01 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9 * 1964 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.05054}{2}) * 10^3$$

$$¤M_n = 174.26 = Mu = 92.7KN.m$$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*25}{3}$$

$$S = 187\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3} * 20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 25\,mm$$

Support 3:-

a)Mu=172.8KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{172.8/0.9}{0.8 * 0.260^2} = 3.55$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.55 * 20.59}{420}}\right] = 0.00935$$

$$A_s = 0.00935 * 800 * 260 = 1954mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{1945}{491} = 4 \Rightarrow 4¤25 = 1964mm^2$

$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 260 = 693.33mm^2$

$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$

Check for yielding:-

$Tension = compression$

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

$1964 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 50.54mm \Rightarrow c = \frac{50.54}{0.85} = 59.5mm$

$£_s = \frac{260 - 59.5}{59.5} * 0.003 = 0.01 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 1964 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.05054}{2}) * 10^3$

$¤M_n = 174.26 = Mu = 172.8KN.m$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*25}{3}$

$S = 187\,mm \geq \frac{4}{3}$ M.A.S= $\frac{4}{3}$ *20=27

$\geq 25\,mm$

$\geq db = 25\,mm$

Support 4:-

a)Mu=258.5KN.m.

$$m=\frac{420}{0.85*24}=20.59\Rightarrow K_n=\frac{258.5/0.9}{0.8*0.260^2}=5.311$$

$$°=\frac{1}{20.59}*\left[1-\sqrt{1-\frac{2*5.311*20.59}{420}}\right]=0.01494$$

$$A_s=0.01494*800*260=3110mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{3110}{491}=7\Rightarrow 7¤25=3437mm^2$

$$As_{\min}\geq\frac{1.4}{420}*800*260=693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260=607mm^2\Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension=compression$$

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

$$3437*420=0.85*24*800*a\Rightarrow a=88.45mm\Rightarrow c=\frac{88.45}{0.85}=104.10mm$$

$$£_s=\frac{260-104.1}{104.10}*0.003=0.0045<0.005$$

$$¤=0.65+\frac{250}{3}*(0.0045-0.002)=0.86$$

$$¤M_n=0.86*3437*10^{-6}*420*(0.26-\frac{0.08845}{2})*10^3$$

$$¤M_n=267.87=Mu=258.5KN.m$$

$\Rightarrow$ Use 7 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 7*25}{6}$$

$$S = 81\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3}*20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq db = 25\,mm$$

Support 5:-

a)Mu=194KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{194/0.9}{0.8*0.260^2} = 3.986$$

$$\circ = \frac{1}{20.59}*\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.986*20.59}{420}}\right] = 0.01066$$

$$A_s = 0.01066*800*260 = 2218mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

$$\text{No. of bars} = \frac{2218}{491} = 5 \Rightarrow 5¤25 = 2455mm^2$$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*800*260 = 693.33mm^2$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*800*260 = 607mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension = compression$$

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

$$2455 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 63.18mm \Rightarrow c = \frac{63.18}{0.85} = 74.33mm$$

$$£_s = \frac{260 - 74.33}{74.33} * 0.003 = 0.0075 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9 * 2455 * 10^{-6} * 420 * (0.26 - \frac{0.06318}{2}) * 10^3$$

$$¤M_n = 212 = Mu = 194KN.m$$

$\Rightarrow$ Use 4 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*25}{3}$$

$$S = 187\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3} * 20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 25\,mm$$

4.8.5 Design of Beam for Shear:-

Span 1:-

$$Vu_d = 133.4KN$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$$

$$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$$

$$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 637 > V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$$\phi Vs_{\min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN. \quad \text{(Control).}$$

$$\geq \frac{\phi}{16} * \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.77KN$$

$$\phi V_c + \phi V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN.$$

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

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{fy_t} = \frac{1}{3} * \frac{0.8}{420} = 6.35 * 10^{-4} \Rightarrow control$$

$$\geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c^{'}} * b_w}{fy_t} = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24} * 0.8}{420} = 5.83 * 10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$\frac{4 * 50 * 10^{-6}}{6.35 * 10^{-4}} = 0.31m$$

$$s \leq 600mm$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$$

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c

Span 2:-

$$Vu_d = 191.1KN$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$$

$$\phi V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$$

$$\phi V_c + \frac{2}{3} \phi \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 637 > V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

$V_u > \phi V_c$ Not item 1 and Not item 2.

$$\phi Vs_{\min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN. \quad \text{(Control).}$$

$$\geq \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.77KN$$

$¤V_c + ¤V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN.$ Not item 3

$$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = 127.37 + \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 382.1 > V_u$$ item4

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{191.1}{0.75} - 169.83 = 84.97$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{84.97 * 10^{-3}}{420 * 0.26} = 7.78 * 10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4 * 50 * 10^{-6}}{7.78 * 10^{-4}} = 0.257m$$

$s \leq 600mm$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$$

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c

Span 3:-

$Vu_d = 234.6KN$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$$

$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$

$$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 637 > V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$$¤Vs_{\min} \geq \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN.$$ (Control).

$$\geq \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c^{'}} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.77KN$$

$¤V_c + ¤V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN.$ Not item 3

$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 382.1 > V_u$ item4

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{234.6}{0.75} - 169.83 = 143$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{143 * 10^{-3}}{420 * 0.26} = 13.1 * 10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4 * 50 * 10^{-6}}{13.1 * 10^{-4}} = 0.153m$$

$s \le 600mm$

$$s \le \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$$

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c

Span 4:-

$Vu_d = 258.5KN$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$$

$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$

$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 637 > V_u$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$¤Vs_{\min} \ge \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN.$ (Control).

$$\ge \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.77KN$$

$¤V_c + ¤V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN.$ Not item 3

$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 382.1 > V_u$ item4

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{258.5}{0.75} - 169.83 = 174.84$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{174.84 * 10^{-3}}{420 * 0.26} = 16.0 * 10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4 * 50 * 10^{-6}}{16 * 10^{-4}} = 0.125m$$

$s \le 600mm$

$$s \le \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$$

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c

Span 5:-

$Vu_d = 190.8KN$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$$

$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$

$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 637 > V_u$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$¤Vs_{\min} \ge \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN.$ (Control).

$$\ge \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.77KN$$

$¤V_c + ¤V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN$. Not item 3

$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 382.1 > V_u$ item4

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{190.8}{0.75} - 169.83 = 84.57$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{84.57 * 10^{-3}}{420 * 0.26} = 7.74 * 10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

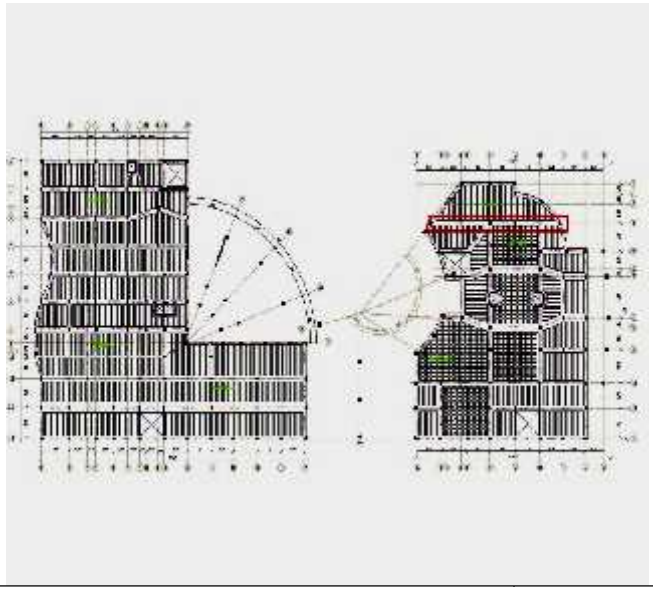
$$S = \frac{4 * 50 * 10^{-6}}{7.74 * 10^{-4}} = 0.258m$$

$s \le 600mm$

$$s \le \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130mm$$

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c.

4.9 Design of Beam (B131-133) (Dropped Beam) :



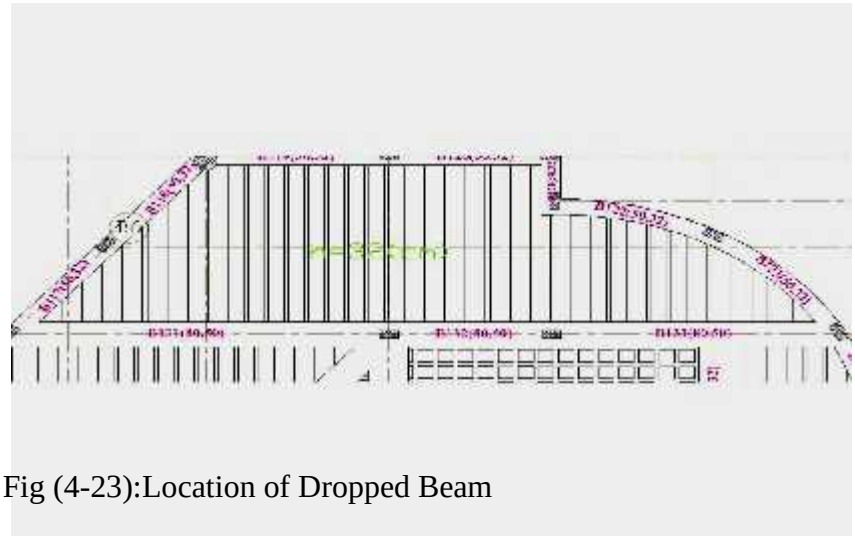


Fig (4-23):Location of Dropped Beam

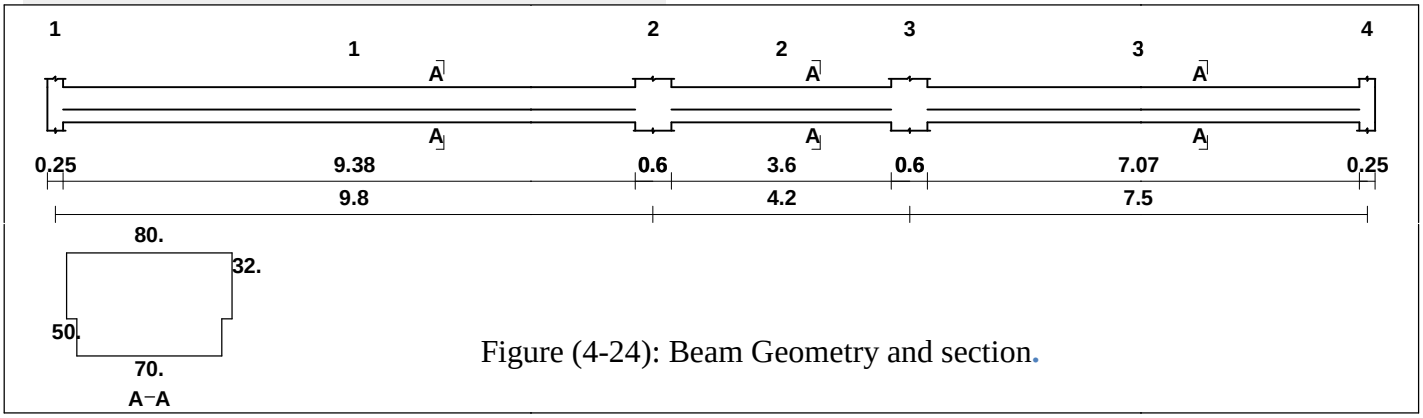


Figure (4-24): Beam Geometry and section.

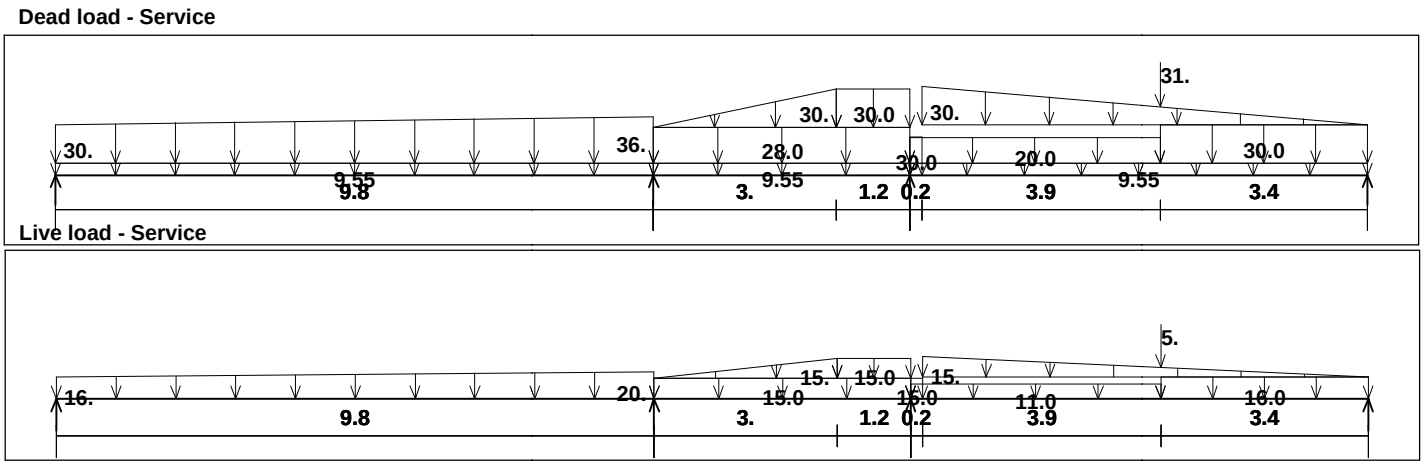


Figure (4-25): Loading of Beam.

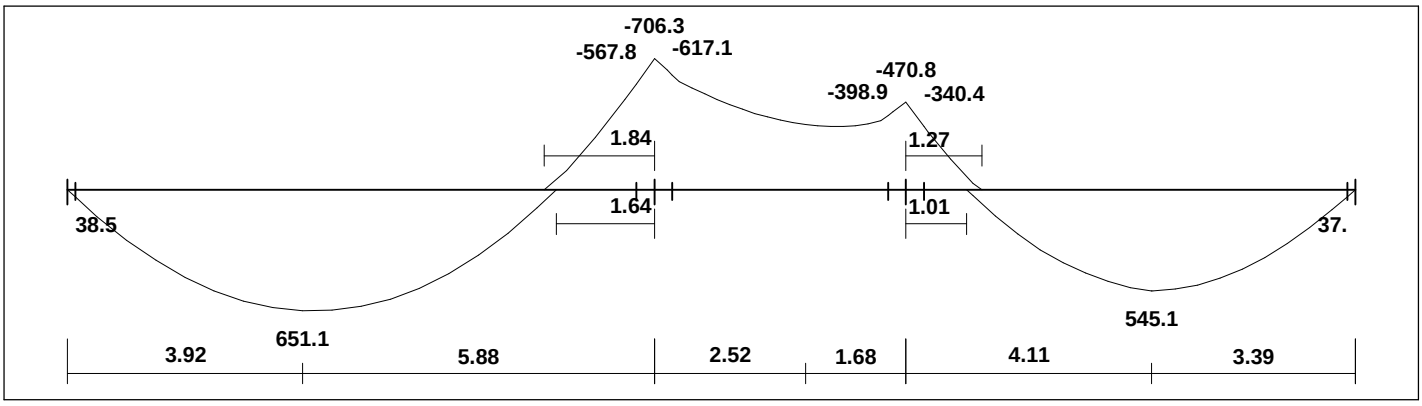


Figure (4-26) : Moment Envelop for Beam.

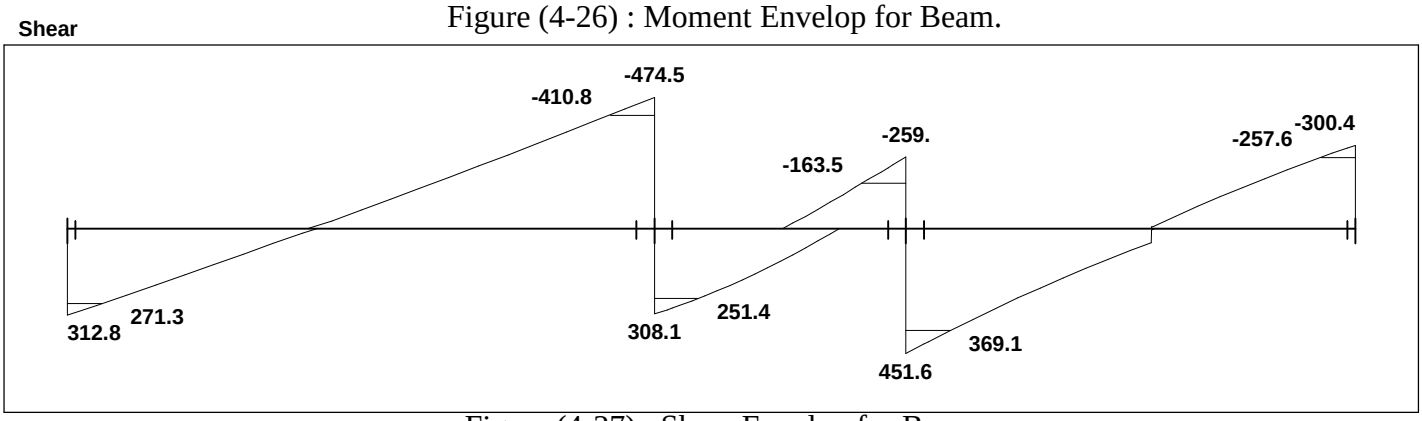


Figure (4-27) : Shear Envelop for Beam.

4.9.1 Determination of beam thickness:-

2- $h_{\min} = \frac{9.38}{18.5} = 0.50 < 0.32 \Rightarrow ok$

$h_{\min} = \frac{3.6}{21} = 0.171 < 0.32 \Rightarrow ok$

(Dropped Beam) h=50 cm

Check if rectangle or T-Section

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

$\text{¤}M_f = 0.9*0.85*24*0.8*0.32*(0.440 - \frac{0.32}{2})*10^3 = 1316KN.m$

Mu max=651.1 KN.m< $\text{¤}M_f = 1316 \Rightarrow rec\tan gle$

4.9.2 Design of Positive moments of Beam

Span 1:-

a)Mu=651.1KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{651.1/0.9}{0.8 * 0.440^2} = 4.671$$

$$\circ = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.671 * 20.59}{420}}\right] = 0.0128$$

$$A_s = 0.0128 * 800 * 440 = 4506\, mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{4506}{491} = 10 \Rightarrow 10¤25 = 4910 mm^2$

$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 700 * 440 = 1026.67 mm^2$ control

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 700 * 440 = 898.15 mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$Tension = compression$

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

$4910 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 126.36mm \Rightarrow c = \frac{126.36}{0.85} = 148.66mm$

$£_s = \frac{440 - 148.66}{148.66} * 0.003 = 0.0059 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 4910 * 10^{-6} * 420 * (0.44 - \frac{0.12636}{2}) * 10^3$

$¤M_n = 699.37 > Mu = 651.1KN.m$

$\Rightarrow$ Use 10 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{700 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 10*25}{9}$$

$$S = 34.44\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3}*20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq \text{db} = 25\,mm$$

Span 3:-

a)Mu=545.1KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{545.1/0.9}{0.8*0.440^2} = 3.911$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}*\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.911*20.59}{420}}\right] = 0.0104$$

$$A_s = 0.0104*800*440 = 3661 mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{3661}{491} = 8 \Rightarrow 8¤25 = 3928 mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420}*700*440 = 1026.67 mm^2 \text{ control}$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*700*440 = 898.15 mm^2 \Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension = compression$$

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

$$3661 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 94.22mm \Rightarrow c = \frac{94.22}{0.85} = 110.85mm$$

$$£_s = \frac{440 - 110.85}{110.85} * 0.003 = 0.0089 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$$¤M_n = 0.9 * 3661 * 10^{-6} * 420 * (0.44 - \frac{0.09422}{2}) * 10^3$$

$$¤M_n = 543.7 > Mu = 545.1kN.m$$

$\Rightarrow$ Use 8 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S = \frac{700 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 8*25}{7}$$

$$S = 51.43\,mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S} = \frac{4}{3} * 20 = 27$$

$$\geq 25\,mm$$

$$\geq db = 25\,mm$$

Span 2:- use 4 Φ12 (as minimum reinforcement).

4.9.3 Design of negative moments of Beam

Support 2:-

a)Mu=617.1KN.m.

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{617.1/0.9}{0.7 * 0.440^2} = 5.06$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.06 * 20.59}{420}}\right] = 0.0141$$

$$A_s = 0.0141 * 700 * 440 = 4343mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{4343}{491} = 9 \Rightarrow 9¤25 = 4419mm^2$

$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 700 * 440 = 1026.67mm^2$ control

$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 700 * 440 = 898.15mm^2 \Rightarrow ok$

Check for yielding:-

$Tension = compression$

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

$4419 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a \Rightarrow a = 130mm \Rightarrow c = \frac{130}{0.85} = 152.94mm$

$£_s = \frac{440 - 152.94}{152.94} * 0.003 = 0.0056 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$¤M_n = 0.9 * 4419 * 10^{-6} * 420 * (0.44 - \frac{0.130}{2}) * 10^3$

$¤M_n = 626.39 > Mu = 617.1KN.m$

$\Rightarrow$ Use 9 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

S = $\frac{700 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 9*25}{8}$

S = 41.88 $mm \geq \frac{4}{3}$ M.A.S= $\frac{4}{3}$ *20=27

$\geq 25\,mm$

$\geq$ db = 25 mm

Support 3:-

a)Mu=398.9KN.m.

$$m=\frac{420}{0.85*24}=20.59\Rightarrow K_n=\frac{398.9/0.9}{0.7*0.440^2}=3.271$$

$$°=\frac{1}{20.59}*\left[1-\sqrt{1-\frac{2*3.271*20.59}{420}}\right]=0.00854$$

$$A_s=0.00854*700*440=2630mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{2630}{491}=6\Rightarrow 6¤25=2946mm^2$

$$As_{\min}\geq\frac{1.4}{420}*700*440=1026.67mm^2 \text{ control}$$

$$\geq 0.25*\frac{\sqrt{24}}{420}*700*440=898.15mm^2\Rightarrow ok$$

Check for yielding:-

$$Tension=compression$$

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

$$2946*420=0.85*24*700*a\Rightarrow a=86.65mm\Rightarrow c=\frac{130}{0.85}=102mm$$

$$£_s=\frac{440-102}{102}*0.003=0.00994>0.005\Rightarrow ¤=0.9$$

$$¤M_n=0.9*2946*10^{-6}*420*(0.44-\frac{0.08665}{2})*10^3$$

$$¤M_n=441.73>Mu=398.9KN.m$$

$\Rightarrow$ Use 6 Φ25 .

Check for spacing between bar:-

$$S=\frac{700-2*40-2*10-2*20-6*25}{5}$$

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

$\geq 25\,mm$

$\geq$ db = $25\,mm$

4.9.4 Design of Beam for Shear:-

Span 1:-

$Vu_d = 410.8KN$

$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.7 * 0.44 * 1000 = 251.5KN$

$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 188.61KN.$

$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 188.61 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.7 * 0.44 * 1000 = 943.05 > V_u$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$¤Vs_{\min} \geq \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.7 * 0.44 * 10^3 = 77KN.$ (Control).

$\geq \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.7 * 0.440 * 10^3 = 70.73KN$

$¤V_c + ¤V_s = 188.62 + 77 = 265.62KN.$ Not item 3

$¤V_c < V_u \leq ¤V_c + ¤V_s$

$¤V_c + \frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 188.62 + \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.7 * 0.44 * 1000 = 565.84 > V_u$ item4

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d} \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{¤} - V_C = \frac{410.8}{0.75} - 251.5 = 296.23$

$\frac{A_v}{s} = \frac{296.23}{420 * 0.44} = 16.0 * 10^{-4}$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4*50*10^{-6}}{16*10^{-4}} = 0.125m$$

$$s \le 600mm$$

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

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 12.5cm c/c

Span 2:-

$$Vu_d = 251.4KN$$

$$V_c = \frac{1}{6}*\sqrt{24}*0.7*0.44*1000 = 251.5KN$$

$$¤V_c = 0.75*169.83 = 188.61KN.$$

$$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c^{'}}*b_w*d = 188.61 + \frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*0.7*0.44*1000 = 943.05 > V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

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

$$¤Vs_{\min} \ge \frac{¤}{3}*b_w*d = \frac{0.75}{3}0.7*0.44*10^3 = 77KN. \quad \text{(Control).}$$

$$\ge \frac{¤}{16}*\sqrt{f_c^{'}}*b_w*d = \frac{0.75}{16}*\sqrt{24}*0.7*0.440*10^3 = 70.73KN$$

$$¤V_c + ¤V_s = 188.62 + 77 = 265.62KN.$$

$$¤V_c < V_u \le ¤V_c + ¤V_s$$ tem 3

$$\frac{A_v}{s} \ge \frac{1}{3}*\frac{b_w}{fy_t} = \frac{1}{3}*\frac{0.7}{420} = 5.56*10^{-4} \Rightarrow control$$

$$\ge \frac{1}{16}\frac{\sqrt{f_c^{'}}*b_w}{fy_t} = \frac{1}{16}*\frac{\sqrt{24}*0.7}{420} = 5.10*10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$\frac{4*50*10^{-6}}{5.56*10^{-4}}=0.36m$$

$$s\le 600mm$$

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

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 15cm c/c

Span 3:-

$$Vu_d=369.1KN$$

$$V_c=\frac{1}{6}*\sqrt{24}*0.7*0.44*1000=251.5KN$$

$$¤V_c=0.75*169.83=188.61KN.$$

$$¤V_c+\frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'}*b_w*d=188.61+\frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*0.7*0.44*1000=943.05>V_u$$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

$V_u>¤V_c$ Not item 1 and Not item 2.

$$¤Vs_{\min}\ge\frac{¤}{3}*b_w*d=\frac{0.75}{3}0.7*0.44*10^3=77KN.\quad\text{(Control).}$$

$$\ge\frac{¤}{16}*\sqrt{f_c'}*b_w*d=\frac{0.75}{16}*\sqrt{24}*0.7*0.440*10^3=70.73KN$$

$$¤V_c+¤V_s=188.62+77=265.62KN.$$

$$¤V_c<V_u\le¤V_c+¤V_s$$ Not item 3

$$¤V_c+\frac{1}{3}¤\sqrt{f_c'}*b_w*d=188.62+\frac{1}{3}*0.75*\sqrt{24}*0.7*0.44*1000=565.84>V_u$$ item4

$$\frac{A_v}{s}=\frac{V_s}{f_{yt}*d}\Rightarrow V_s=\frac{V_u}{¤}-V_C=\frac{369.1}{0.75}-251.5=241$$

$$\frac{A_v}{s}=\frac{241}{420*0.44}=13*10^{-4}$$

Use 4 leg Φ8

$$S = \frac{4*50*10^{-6}}{13*10^{-4}} = 0.154m$$

$$s \le 600mm$$

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

$\Rightarrow$ Use 4 leg Φ8 @ 15cm c/c

4.10 Design of Long Column (C25) :

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C25) for design

Pu = 2535KN

Pn = 2535/(0.65) = 3900 KN

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

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

$$3900 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.185 m^2$$

$$X = \sqrt{0.185} = 0.43\,m$$

Use 45*45cm with Ag = 2025cm² > Ag_{req} = 1850 cm²

4.10.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3 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.

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

$$\frac{1 * 3}{0.3 * 0.45} = 22.22 > 22$$

$\therefore$ *Long Coloumn*

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1756.86}{2535} = 0.693$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.45*0.45^3}{12} = 3.42*10^{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.152*3.42*10^{-3}}{1+0.693} = 18.8MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*18.8}{(1.0*3)^2} = 20.6MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(2535/0.75*20.6*10^3)} = 1.196 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285\ *1.196 = 0.03408\ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03408}{0.45} = 0.0757$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{2535}{0.45*0.45}*\frac{145}{1000} = 1815\ \ Psi$$

$$°_g = 0.01$$

$A_s = \rho * Ag = 0.01*45*45 = 2025\ mm^2$

Use Φ 16 $>>$ $\#\ of\ bar = \frac{2025}{201.1} = 10.1$

Use 12 Φ 16 with As = 2413.2 mm² >As $_{req}$ = 2413.2 mm²

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{450 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 3*16}{3}$$

$$S = 87.33\ mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S}$$

$$\geq 40\,mm$$

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

4.10.3 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.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 16 = 256mm.$

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

$Spacing \leq Least.\text{dim}ension = 450mm$

$\therefore$ *Use* 2¤10@25*cm*

4.10.4 Detail of column C25:

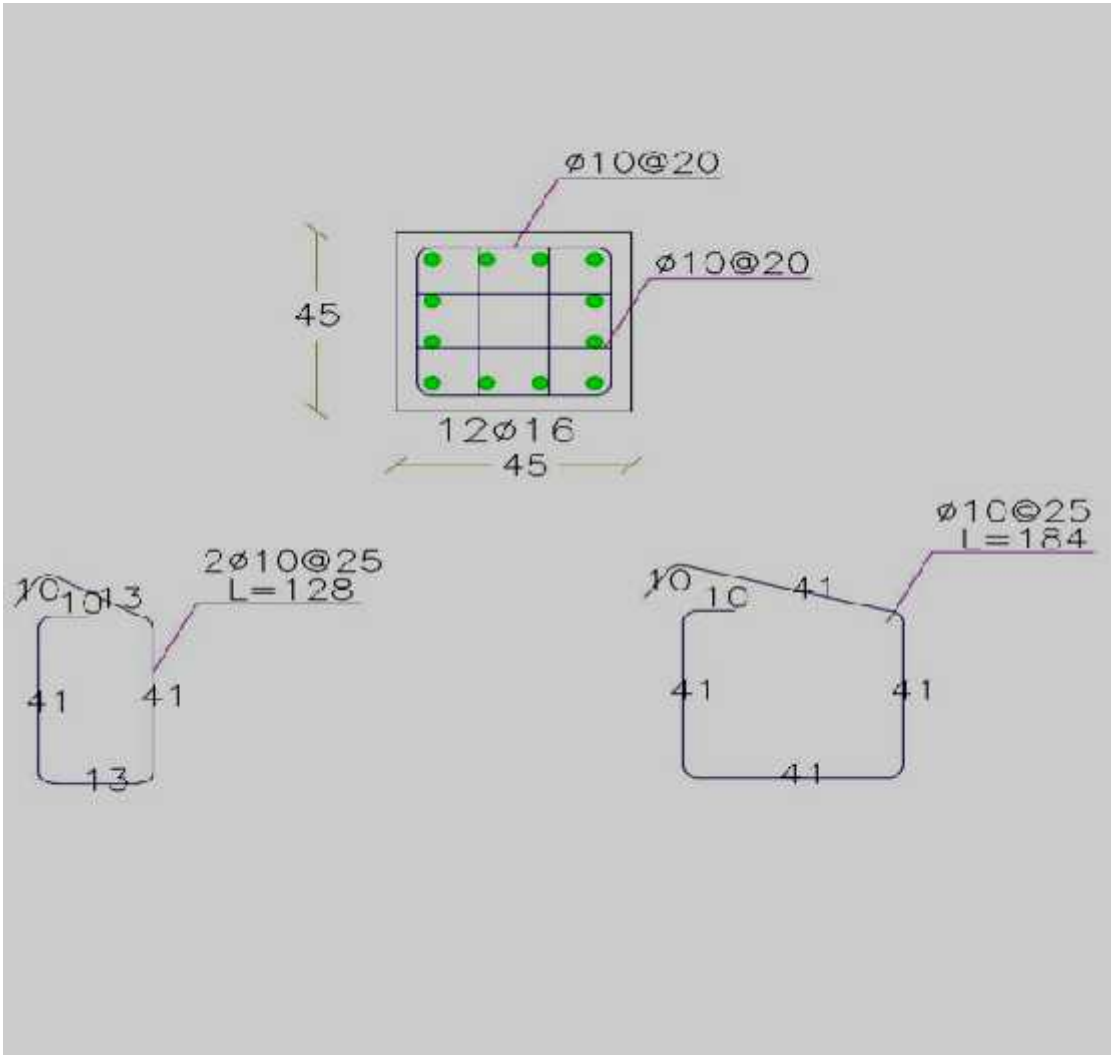


Figure (4-28) : Long Column Detail.

4.11 Design of Stair :

4.11.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.8+2.4 +0.65 = 3.85 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 385 / 20 = 19.25 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

⇒ **Height of each step=3**.3/18=0.184

θ = $\tan^{-1}$(1.66 / 2.4) = 34.6

Cos θ = 0.82

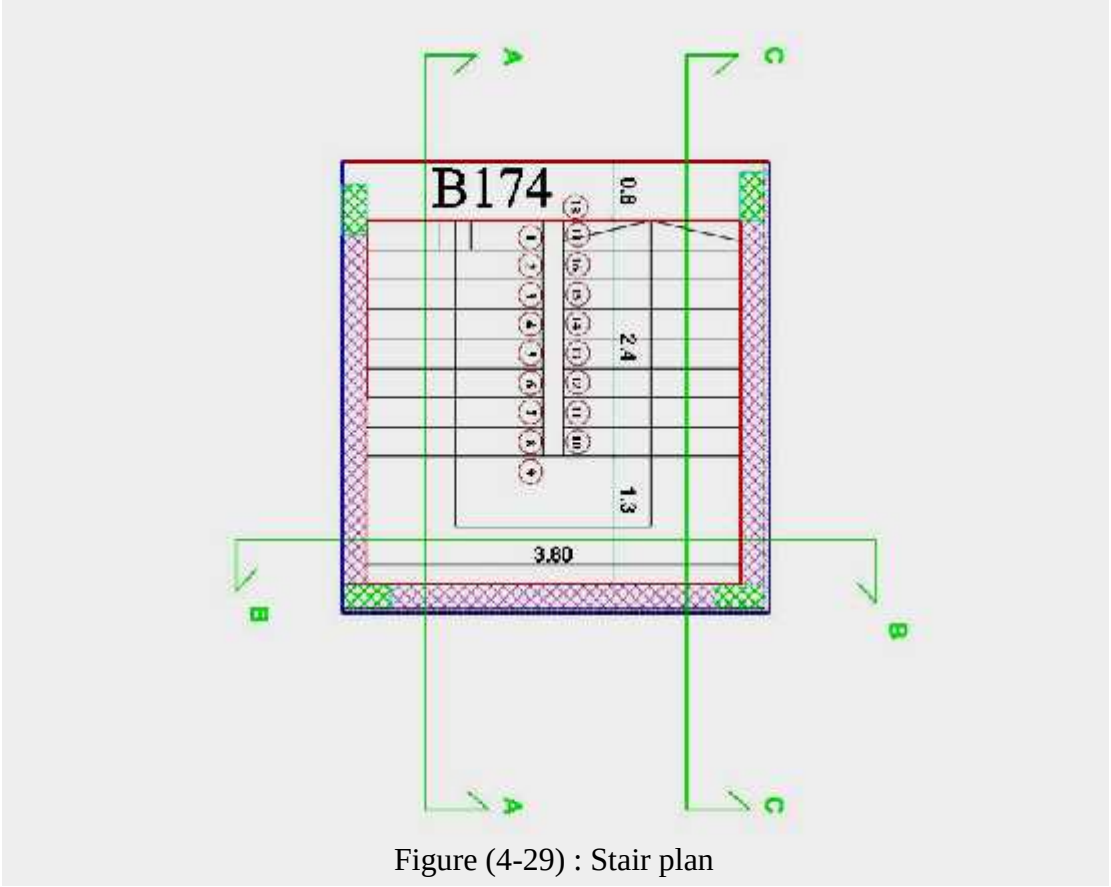


Figure (4-29) : Stair plan

4.11.2 Load Calculations at section (A-A):

4.11.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.3+0.184)/0.30) = **1.307 KN/m**.

mortar = 0.02*22 *((0.3+0.184)/0.3) = **0.71 KN/ m**.

Plaster = (0.02*22)/ (Cos 34.6) = **0.535KN/ m**.

Steps = ((0.184*0.3)/2) * 25/0.3 = **2.3 KN / m**.

Slab = 0.2 *25/ Cos 34.6 = **6.074 KN/ m**.

Total dead load = **10.93 KN/ m**.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*10.93 + 1.6*5 = 21.12 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 21.12 KN/ m .

4.11.2.2 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 stairs = 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 .

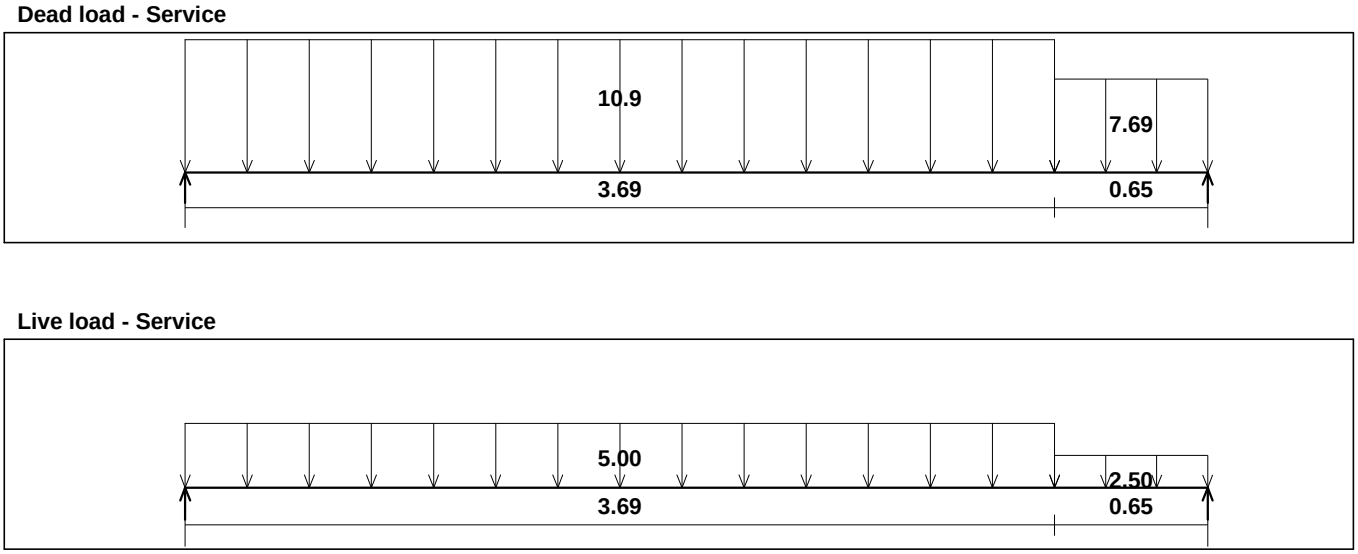


Figure (4-30) : Loads on stair

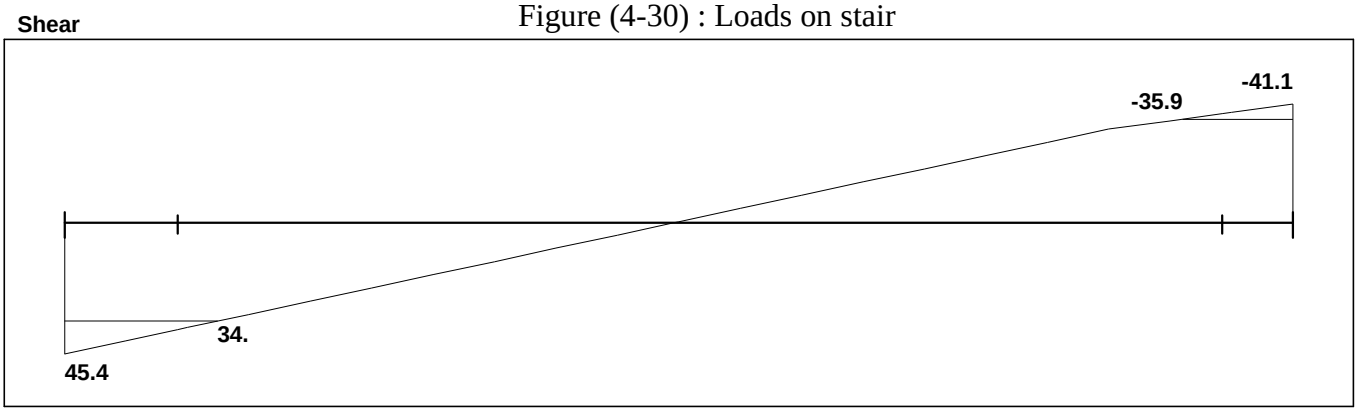


Figure (4-31) : Shear Envelope

4.11.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

Vu = 45.4 KN .

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

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

Vu = 45.4 KN < ¤*Vc* = 102.88 KN .

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

4.11.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

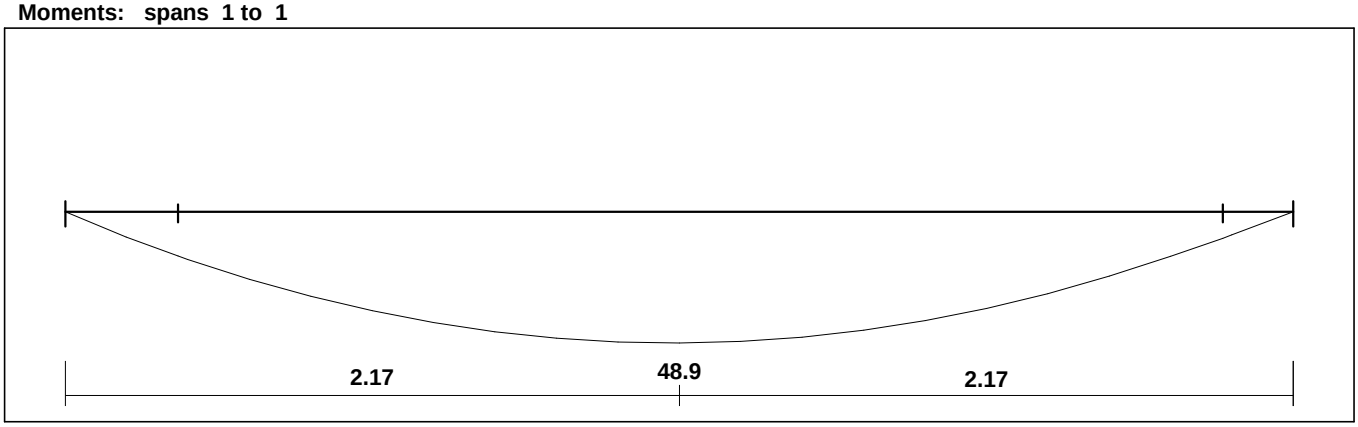


Figure (4-32) : Moment Envelope

Mu = 48.9 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 48.9 / 0.9 = 54.33 KN.m.

d = 168 mm.

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

$$K_n = \frac{54.33 * 10^6}{1000 * 168^2} = 1.92MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.588*1.92}{420}}\right) = 4.81*10^{-3}$$

$As_{req} = 4.81*10^{-3}*1000*168 = 808.1\ mm^{2.}$

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

$As_{\min} = 360\ mm^2 \leq As_{req} = 808.1\ mm^2$

Use Φ 14 >>> 808.1/154 = 5.24

Use 1Φ 14 @ 17.5 cm c/c …….. with As =(1000 / 175)*154 = 880 mm².

As provided 880 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$880 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 18.12mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{18.12}{0.85} = 21.32mm$

$£_s = \frac{168 - 21.32}{21.32} * 0.003$

$£_s = 0.02 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.11.5 Secondary reinforcement:

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

Use Φ10 @ 15 cm …….. With As = (1000 / 150)*79 = 526.7mm².

4.11.6 Stair at section (A-A) Details:

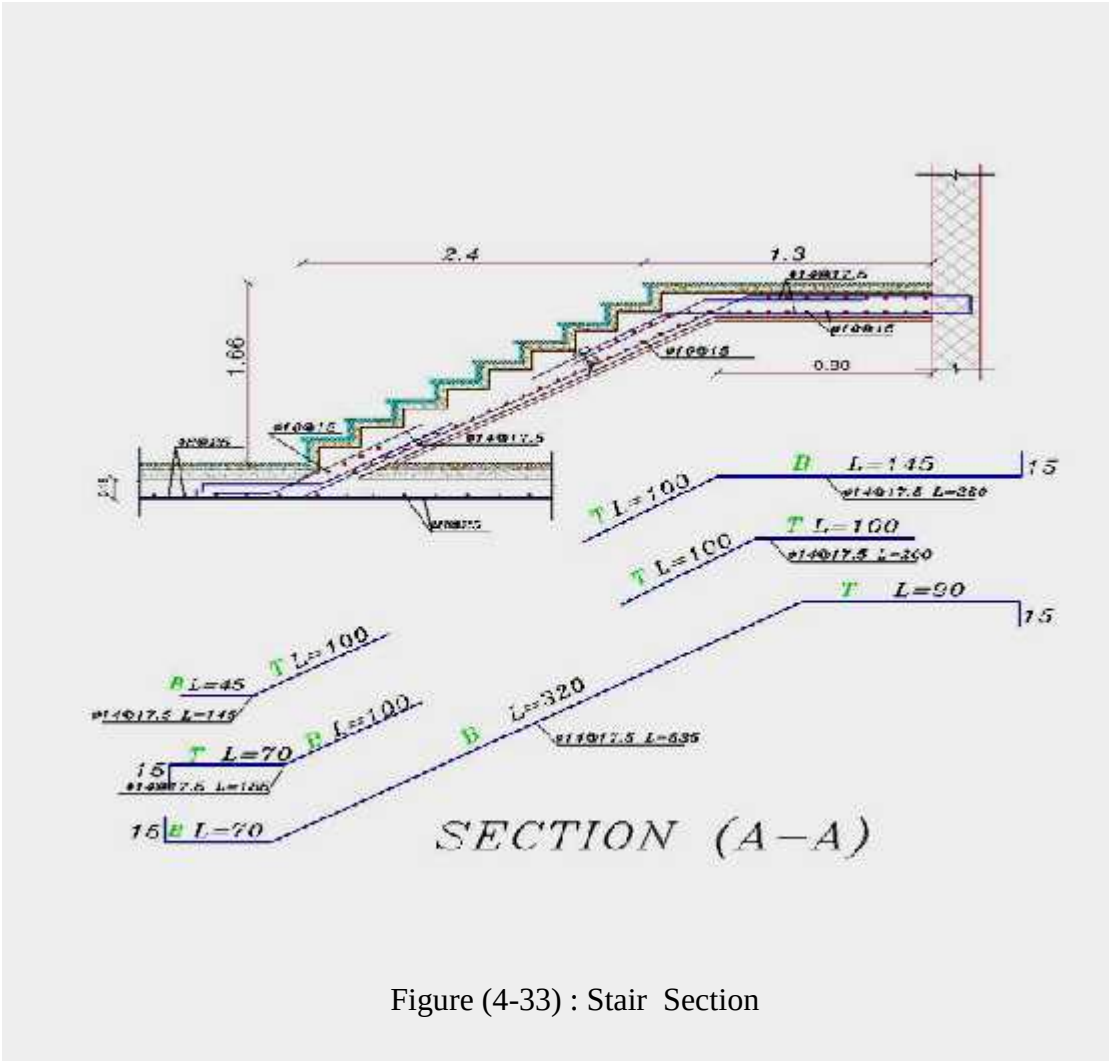


Figure (4-33) : Stair Section

4.12 Design of Basement Wall :

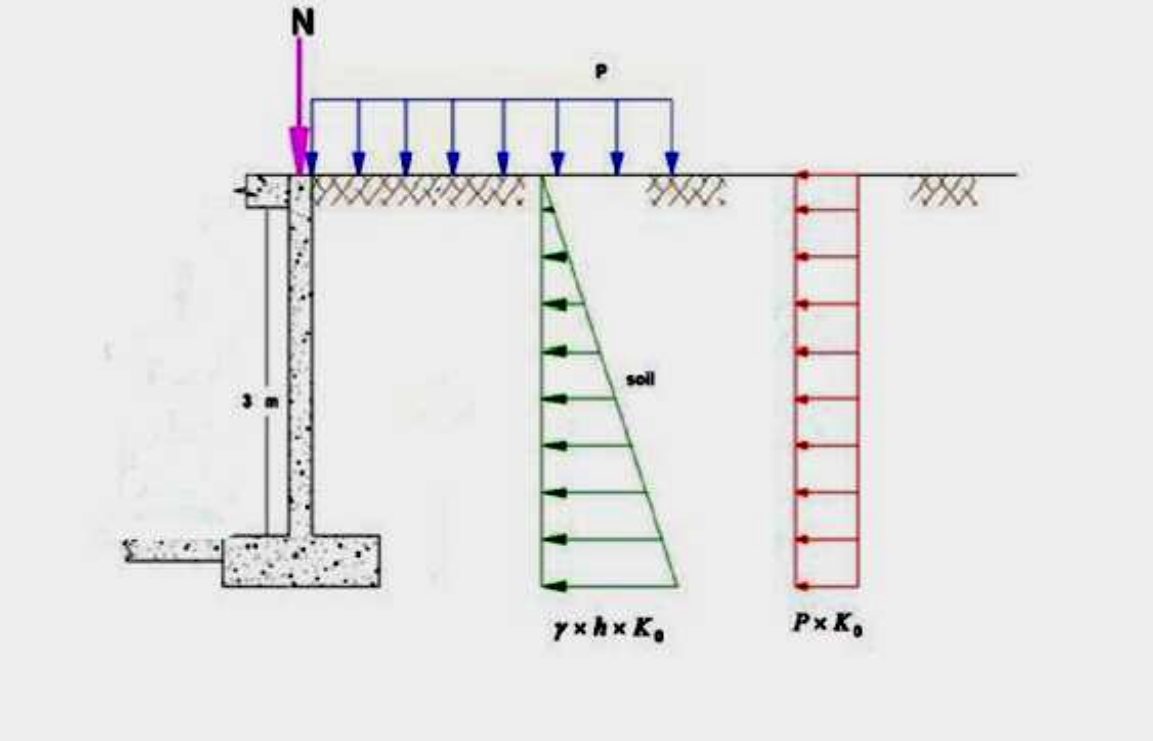


Figure (4-34) : Loads on Basement Wall

⇒ 4.12.1 Loading of Basement wall :

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 1 - \sin ¯ = 1 - \sin 30 = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.41 \times 0.5 = 30.69\ \text{KN/m}^2$

- **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 + 30.69= 33.19 kN/m
$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4 kN/m
$W_{max(factored)}$ = 1.6*33.19= 53.104 kN/m

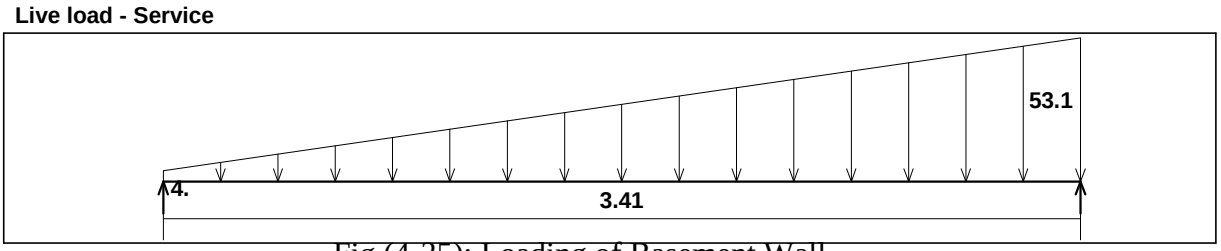
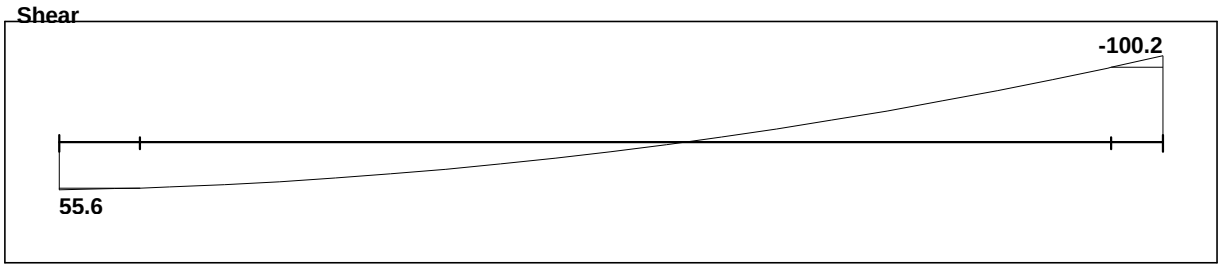


Fig (4-35): Loading of Basement Wall.



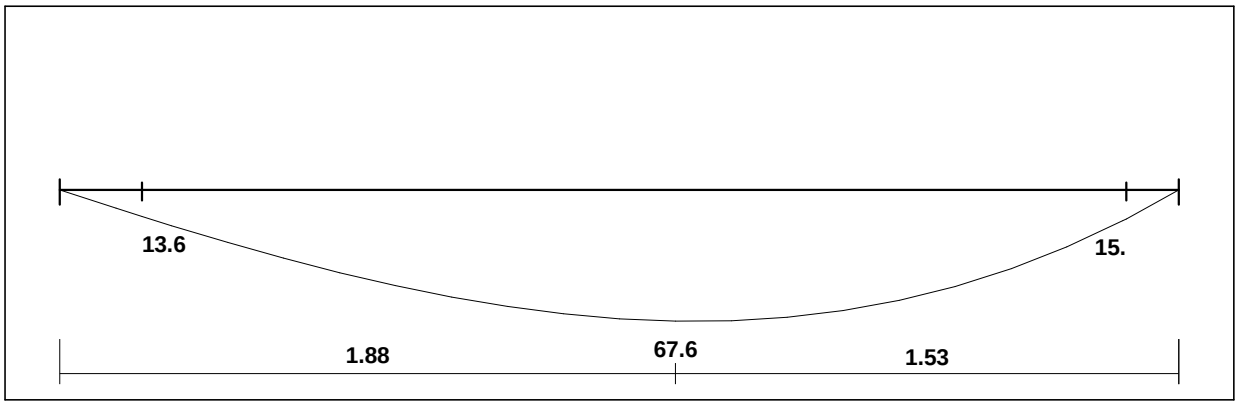


Figure (4-36) : Shear/Moment envelope for basement wall

4.12.2 Design of the Vertical reinforcement:

Assume h=25cm

Mu =67.6 kN.m

Mn =67.6 /0.9 =75.1 kN.m

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

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

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow K_n = \frac{75.1}{1 * 0.223^2} = 1.51Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.51}{420}}\right) = 3.739 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 3.739 \times 10^{-3} \times 1000 \times 223 = 834\ mm^2 / m$$

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

$$As_{\min} = 300mm^2 / m < As_{req} = 834mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ one\ meter = \frac{834}{154} = 6$$

Select Φ14@15cm c/c

4.12.3Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

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

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

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

4.12.4 Check for Shear :

$$Slope = \frac{53.1-4}{3.41} = 14.4$$

$$q_u = 53.1 - 14.4 * (0.15 + 0.223) = 47.7$$

$$Vu = 100.2 - \frac{(53.1+47.7)}{2} \times (0.15+0.223) = 81.4 KN.m$$

$$\text{¤} \times Vc \geq Vu$$

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

$$\text{¤}.Vc = 136.56 >> Vu = 81.4kN$$

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

4.13 Design of strip Footing:

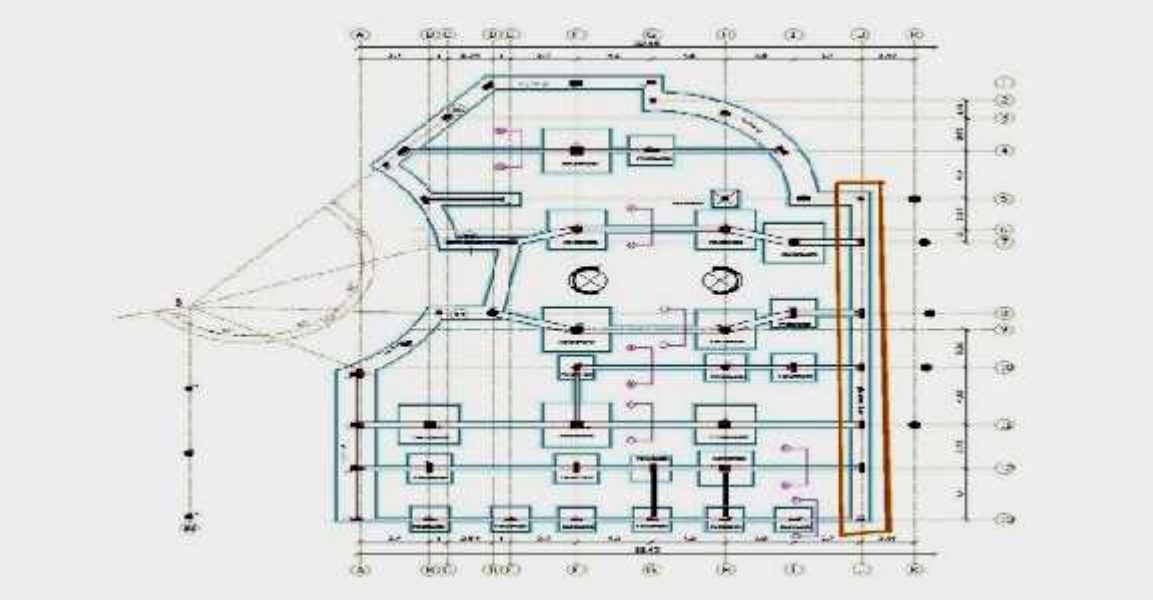


Figure (4-37): strip footing

4.13.1 Determination of load:

From slab and Wight wall

Total factored load = 459.2 KN/m.

Total service load = 360 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

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{360}{348} = 1.05\ m^2$$

L=1m, B = 1.20 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 459.2/ 1.2 *1 = 382.667 kN/m^2.

4.13.2 Check of One Way Shear:

Vu = $\frac{1.2-0.3}{2} - 0.205 * 382.667 = 93.75$ kN

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

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

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.13.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 382.667*0.45^2/2 = 38.75 kN.m

$$Mn = \frac{38.75}{0.9} = 43.06 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.06*10^{-3}}{1*0.205^2} = 1.025 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.025}{420}}\right) = 2.51*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.51*10^{-3} * 205 * 1000 = 515\ mm^2$$

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

$$As_{Req.} = 515 < As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use ¤ 14

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

¤ 14 at 25 cm c/c=616 mm^2 \m.

Check of strain:

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 * 1100* 300 = 594 mm^2

Use ¤ 12

No. = 432/113 = 5.3 , Use 6 bars

Use 6¤ 12

4.13.4 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 $_{available}$ = 450 - 75= 375mm

Ld $_{available}$= 375 mm > $ld_{req} = 346mm$

Use Using hook $\geq 16*¤$

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

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

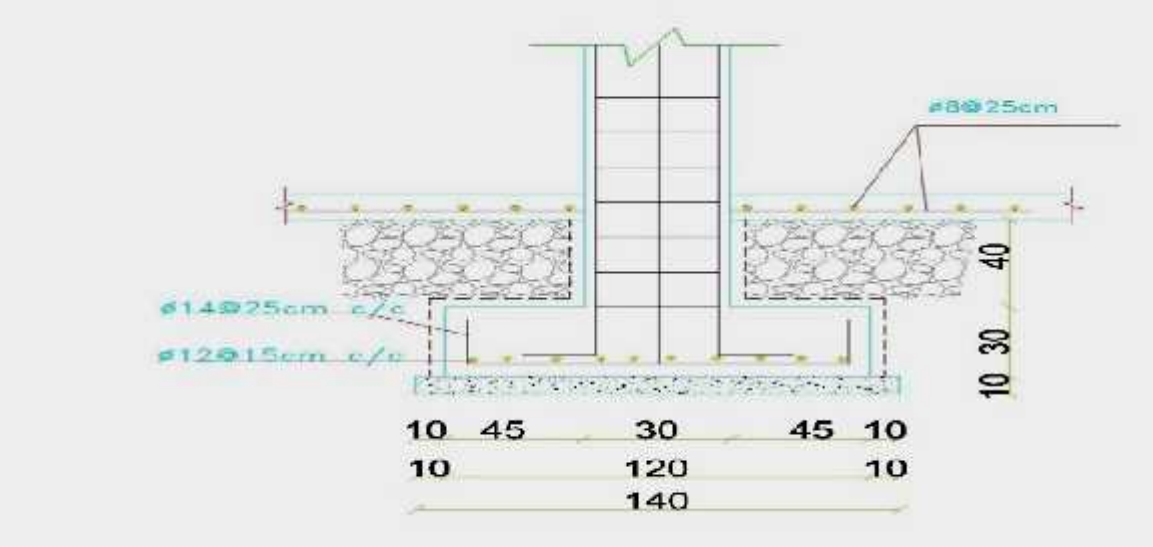


Figure (4-38) Strip Footing Detail

4.14 Design of Isolated Footing (F14) :

4.14.1 Load Calculation :

Total factored load = 6700 KN.

Total services load =5170KN.

Column Dimensions = 70*70 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (90 cm) thick.

live load =5 KN/m2s.

$q_{allow.net}$ =400 - 5 - 0.45*18 - 0.90*25 = 365 kN/m^2

4.14.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{5170}{365} = 14\ m^2$$

➔ **L= 3.74 m**

Try 3.75 * 3.75 m with area = 14.1m^2 > A $_{req}$ = 14m^2

Determinate q_u = 6700/14.1= 475.2 KN/m^2

4.14.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 90 cm ….. d = 900-75-20 = 805 mm

- **Check for one way shear strength**

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

$V_u = q_u * (\frac{3.75-0.7}{2} - d)$

$Vu = 475.2 * (\frac{3.75-0.7}{2} - 0.805) * 3.75 = 1283KN$

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

$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 3750 * 0.805 = 1848.6KN$

$\text{¤}.Vc = 1848.6KN > Vu = 1283KN$

$\therefore\ \ Safe$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{70}{70} = 1$$

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

$b_o = 4(d+a) = 4(80.5+70) = 602cm$

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

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*6020*0.805 = 8903KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.805}{6.02}+2\right)*\sqrt{24}*6020*0.805 = 10904.3KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*6020*0.805 = 5935.2KN$$

$¤.V_C = 5935.2KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 6700 - [475.2*(0.7+0.805)*(0.7+0.805)] = 5623.6KN$

$¤.Vc = 5935.2KN > Vu_C = 5623.6KN$..... *satisfied*

4.14.4 Design for Bending Moment:

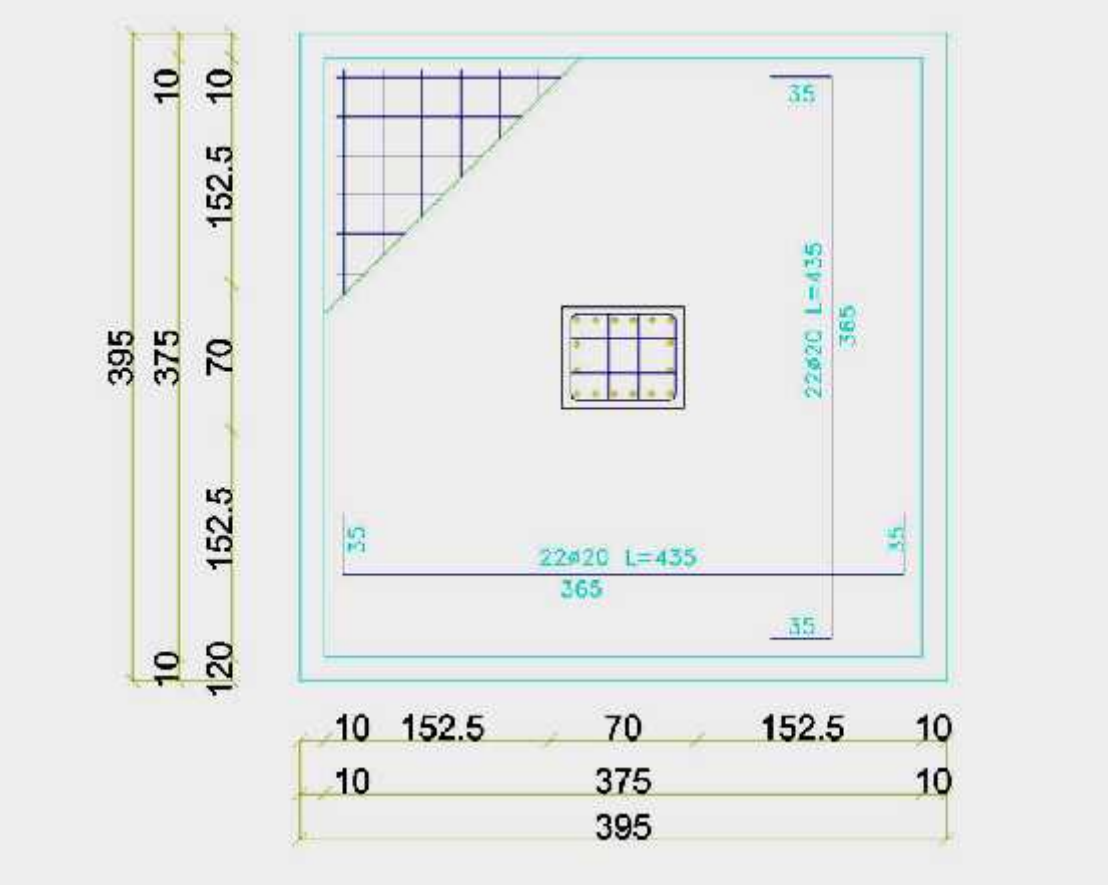


Figure (4-39): Isolated Footing

$$Mu = 475.2 * 3.75 * \frac{1.525^2}{2} = 2072 KN.m$$

Mu =2072 KN.m for both side

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{2072}{0.9} = 2302.4 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2302.4 \times 10^{-3}}{3.75 \times 0.805^2} = 0.947 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.947}{420}}\right) = 2.31 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.31 * 10^{-3} * 3750 * 805 = 6972.4 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3750 * 900 = 6075 cm^2$$

$$As_{Req.} = 6972.48 > As_{Shrinkage} = 6075 cm^2$$

$$Select \ \ 24¤20 .... As_{Provided} = 7536 mm^2 > 6972.4 mm^2 ..... ok$$

Use 24 ¤ 20 in both Direction

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$7536 * 420 = 0.85 * 24 * 3750 * a$$

$$a = 41.37 mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.37}{0.85} = 48.67 mm$$

$$£_s = \frac{805 - 48.67}{48.67} X0.003$$

$$£_s = 0.0466 > 0.005$$

$$\Rightarrow \text{OK}$$

4.14.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

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

$Ktr = 0 \quad No\ stripes$ $cb = 75 + 10 = 85cm$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 85}{20} = 4.25 > 2.5$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 20 = 494\ mm$$

Ld $_{available}$ = 1525-75= 1450mm

Ld $_{available}$= 1450 mm > $ld_{req} = 494mm$

- not required hook

Development length of column

$$L_d = 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} db = 0.24 * \frac{420}{\sqrt{24}} * 20 = 411.51mmControl$$

$$> 0.043 * f_y * db = 0.043 * 420 * 20 = 361.2mm$$

$$L_d available = 900 - 75 - 2 * 20 = 785mm$$

$$L_d available > L_d req = 411.5$$

Using hook $\geq 16 * ¤$

Required length of hook $\geq 16 * ¤ \geq 16 * 2 = 32$cm

Use Hooks= 35cm > 32cm

Lap splice of column

$$L_s = 0.071 * f_y * db = 0.071 * 420 * 20 = 596.4mm$$

4.14.6 Design of dowels :

P_u = 6700 KN

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(0.70*0.70)]*1000 = 6498KN$$

$$But\ \ Pu = 6700 > ¤.Pn = 6498KN$$

Dowels are required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*700*700 = 2450mm^2$$

$$As_{P\,rovided} = 2450^2 > As_{\mathrm{Re}q.} = 732mm^2$$

$$As_{req} = \frac{Pu/\Phi - Pn}{fy} = \frac{6.7/0.65 - 10}{420} = 732mm^2$$

$use 8\Phi 20$

In footing

$$P_{nb} = ¤0.85*f_c^{'}*A_1*\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.75*3.75}{0.7*0.7}} = 5.357 > 2\ \ use\ \ 2$$

$$= 0.65*0.85*24*0.7*0.7*2 = 13MN > 6.7$$

Use As=2450 mm^2 or use $8\Phi 20$

4.14.7 Isolated Footing Detail:

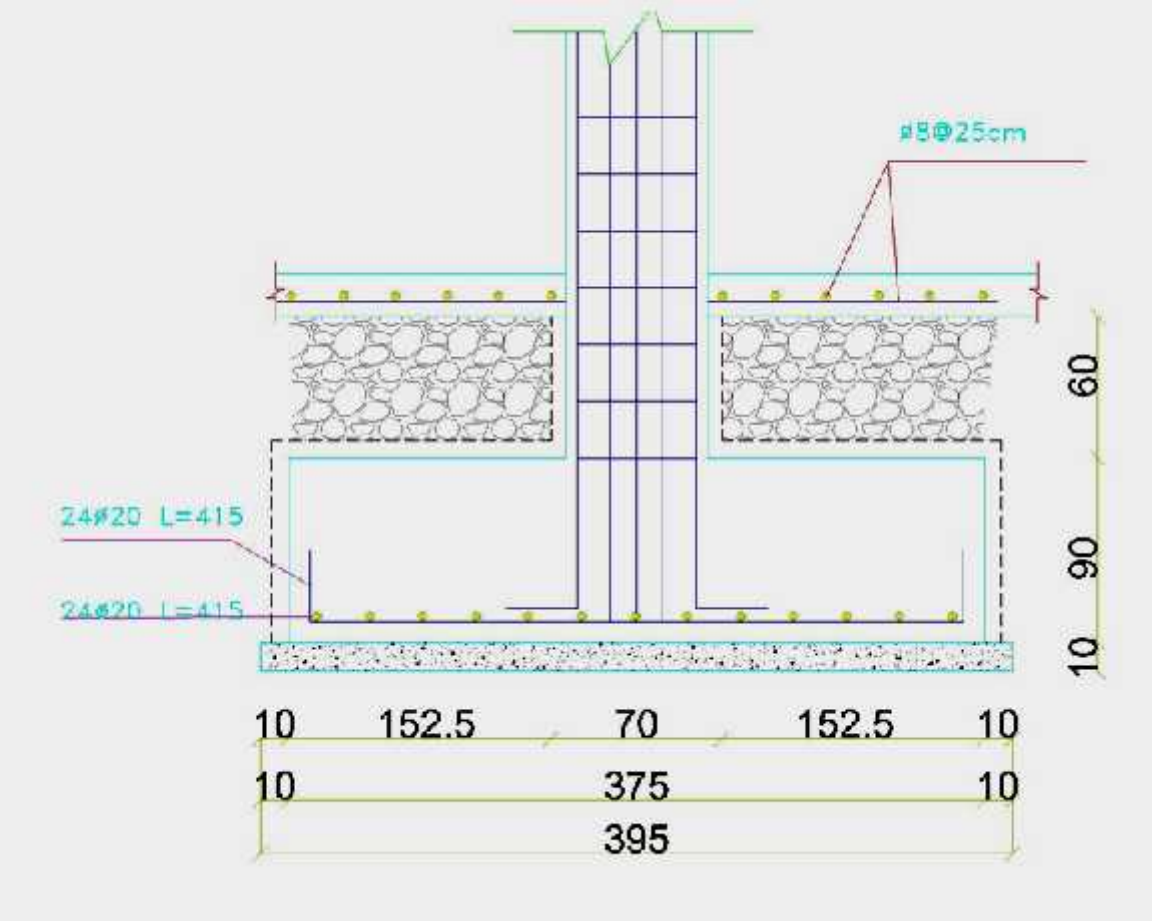


Figure (4-40):Isolated Footing Detail.

4.15 Design of truss:

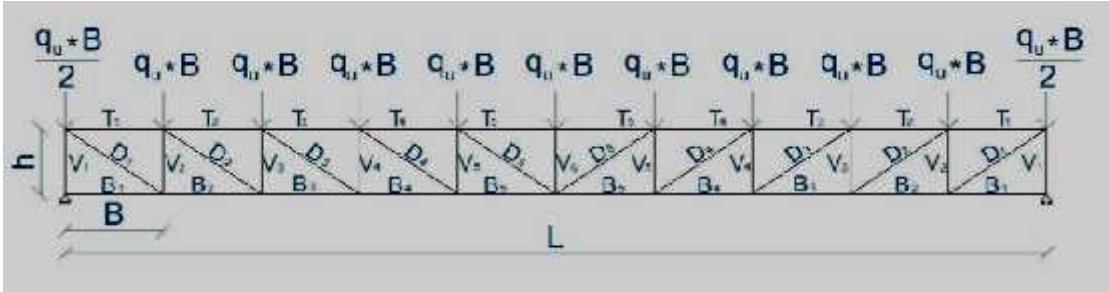


Figure (4-41) : Truss Geometry

Maximum Space between truss and anther = 4.3 m

L =8m

B = 1.0m

h = 1.0 m

4.15.1 Load Calculations:

1. Dead load :

dead load of corrugate sheets = 0.15 KN/m^2.

dead load of parlins = 0.25 KN/m^2.

dead load of installation = 0.1 KN/m^2.

dead load of truss = 1.5 KN/m.

D.L =0.5 * 4.3 +1.5 = 3.65KN/m .

D.L = 3.65 *0.06852 * 10^3 =250.1 Ib/ft.

2. Wind load :

W.L = C_e *C_q * q_s * I_w

C_e = 1.54

C_q = 0.7 ……..outward

q_s =20.8 Psf

I_w = 1

W.L = 1.54 *0.7 * 20.8 * 1= 22.4224 Psf

W.L = 22.4224*4.3*3.281 = 317 Ib/ft.

3. Snow load :

S.L = 1.50 KN/m^2 = 31.32 Psf.

S.L =31.32 *4.3 * 3.281=441.87 Ib/ft.

q_u =1.2D.L+1.6S.L+0.8W.L

q_u =1.2 * 250.1+1.6 * 441.87+0.8*(-317) = 753.5 Ib/ft =11.00 KN/m.

4.15.2 Analysis:

D_1 =55.9 KN

V_1 = -44 KN

T_5 = -103 KN

B_5 = 103 KN

4.15.3 Design:

The Diagonal and vertical member the same section .

The top and bottom member the same section .

Use A_{36} steel.

4.15.3.1 Design of Diagonal member:

- D_1 =55.9KN =12.57Kip

Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 12.57$

Ag_{reg} =0.388 in^2

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.4m =4.6ft

$\frac{4.6*12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.184in$

From Ag_{req} =0.388 in^2 and r =0.184in

Select tube $1\frac{1}{2}$ x$1\frac{1}{2}$ x$\frac{3}{16}$

Ag = 0.894 in^2 r = 0.521 in

Check local plate buckling

$$b = 1.5 - 4*\frac{3}{16} = 0.75$$

Use A36 fy = 36 KSi ,K=1

$$\frac{b}{t} = \frac{0.75}{3/16} = 4 < 39.7$$

No local plate buckling

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1*1.4*3.281*12}{0.521} = 105.8$$

$$a_c = 105.8*\sqrt{\frac{36}{\Pi^2 * 29000}} = 1.19 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{1.19^2} * 36 = 20KSi$$

$$¤ * F_{cr} * A_g = 0.85*20*0.894 = 15.2 > 12.57$$

4.15.3.2 Design of Vertical member:

V_1 = -44 KN = 9.9 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1*3.281*12=39.37 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 9.90$

Ag_{req} =0.53 in^2

Select tube $1\frac{1}{2}$ x$1\frac{1}{2}$ x$\frac{3}{16}$

Ag = 0.894 in^2 r = 0.521 in

As Diagonal no Local plate buckling.

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{39.37}{0.521} = 75.57$$

$$a_c = 75.57 * \sqrt{\frac{36}{\Pi^2 * 29000}} = 0.85 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.85^2} * 36 = 27 KSi$$

$$¤ * F_{cr} * A_g = 0.85 * 27 * 0.894 = 20.5 > 12.57$$

Select tube $1\frac{1}{2}$ x1 $\frac{1}{2}$ x $\frac{3}{16}$ for the Diagonal and vertical member.

4.15.3.3 Design of Top and Bottom member:

T_5 = -103 KN = 23.15 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.0*3.281*12 =39.37 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 23.15$

Ag_{req} =1.24 in^2

Select tube 2x2x $\frac{3}{16}$

Ag = 1.27 in^2 r = 0.726 in

Check local plate buckling

b=2-4* $\frac{3}{16}$ =1.25 in

use A36 Fy=36 Ksi.

$\frac{b}{t} = \frac{1.25}{3/16} = 6.67 < 39.7$ No local Plate Buckling.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{39.37}{0.726} = 54.22$$

$$\text{a}_c = 54.22 * \sqrt{\frac{36}{\Pi^2 * 29000}} = 0.6 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.60^2} * 36 = 31 KSi$$

$$¤ * F_{cr} * A_g = 0.85 * 31 * 1.27 = 33.46 > 23.15$$

Smaller profile must be select

Select tube 2x2x$\frac{1}{8}$

Ag = 0.897 in^2 r = 0.756 in

Check local plate buckling

b=2-4*$\frac{1}{8}$=1.5 in

use A36 Fy=36 KSi.

$$\frac{b}{t} = \frac{1.50}{1/8} = 12 < 39.7$$ No Local Plate Buckling.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{39.37}{0.756} = 52.08$$

$$\text{a}_c = 52.08 * \sqrt{\frac{36}{\Pi^2 * 29000}} = 0.584 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.584^2} * 36 = 31 KSi$$

$$¤ * F_{cr} * A_g = 0.85 * 31 * 0.897 = 23.64 > 23.15$$

4.15.4 Design of fillet weld :

Use (SMAW) …….. Fu= 60 Ksi

Tu =55.9 KN = 12.57 Kip

$a_{min} = \frac{1"}{8}$ from table 5.11.1

$a_{max} = \frac{3"}{16}$ …… select a = $\frac{3"}{16}$

$a = \frac{3"}{16} \leq \frac{3"}{8}$ so $t_e = a = \frac{3"}{16}$

Shear fracture of base metal :

$$\varphi R_{nw} \geq Ru$$

$$0.75 * t * 0.6 * Fu \geq Ru$$

$0.75 * \frac{3"}{16} * 0.6 * 58 = 4.894$ Kip/in ……..Control

Shear fracture of weld metal :

$$\varphi R_{nw} \geq Ru$$

$$0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw} \geq Ru$$

$0.75 * \frac{3"}{16} * 0.6 * 60 = 5.06$ Kip/in

$$Lw_{req} = \frac{Tu}{\varphi R_{nw}} = \frac{12.57}{4.894} = 2.57 \text{ in}$$

$Lw_{min} = 4 * a = 0.75$ in

Use L = 4*2 = 8 in > 2.57 in

4.15.5 Design of purlines :

$q_u = \frac{11.00 - 1.2*1.5}{4.3} *1.0 =$ 2.14 KN/m .

Mu_{max} = 17.12 KN.m = 12.63 Kip. Ft = 151.53 Kip. in

Vu_{max} = 8.56 KN = 1.924 Kip

Design of bending moment :

$\varphi * Mn \geq Mu$

$0.9 * Fy * Zx_{req} \geq Mu$

$Zx_{req} = \frac{151.53}{0.9*36} = 4.68 in^3$

Select tube 4x4x$\frac{1}{4}$

$Zx = 4.97\ in^3 > Zx_{req}$

$\Rightarrow$ Ok

Design of shear force :

$\varphi . V_n \geq V_u$

$0.9 * Fy * t_w * d * 0.6 \geq V_u$

$0.9*36*0.1875*4*0.6 \geq V_u$

$14.58 \geq 1.924$

$\Rightarrow$ Ok

4.16 Design of Shear wall

4.16.1 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 =13.5 12.2

Ct = 0.0488

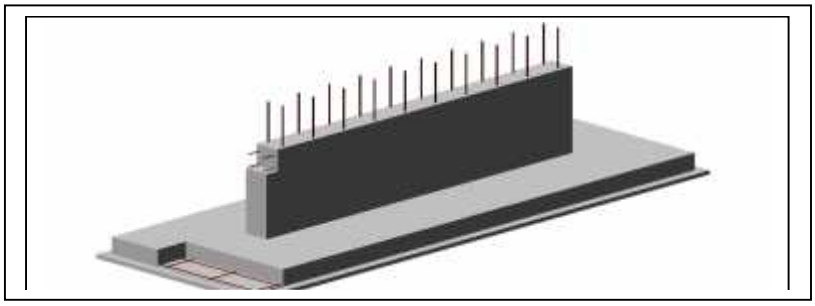


Figure (4-42): Geometry of Shear wall

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)

$T = 0.0488(15)^{3/4} = 0.37$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24*1}{5.5*0.33} * w = 0.137w$

W=25817kN

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

$V \ge 0.03 * WKN$

$V = 0.11 * w = kn$

$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.37 * 2840 = 68.15KN$

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

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	∑FX
Third	5180	2840	15	73.5	2766.5	77700	991.176	991.176
Secand	5180	2840	12	73.5	2766.5	62160	734.1	1725.27
First	5336	2840	9	73.5	2766.5	48024	567.15	2292.4
Ground	5336	2840	6	73.5	2766.5	32016	378.10	2670.5
basment	4785	2840	3	73.5	2766.5	14355	169.53	2840
∑	25817					243255		

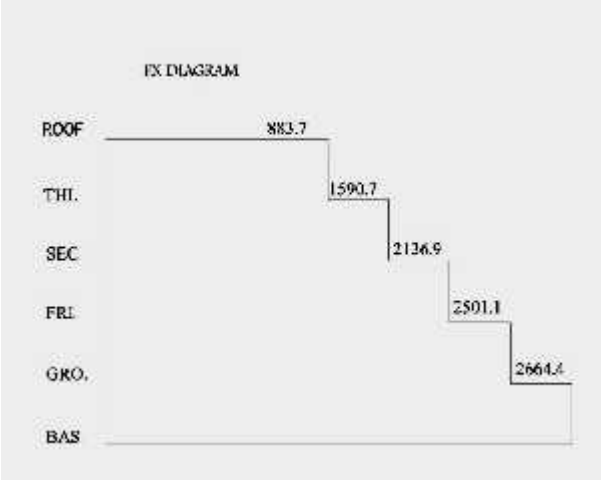


Figure (4-43) : Fx-Diagram

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

Figure (4-44) : Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

Shear Wall Design Parameters:

fc' =24 MPa

fy =420 MPa.

h=20 cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.2m. shear wall width

Hw=16.25 m. Story height.

4.16.2 Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 217KN$$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{16.25}{2} = 8.125m$$

$$Mu = 1780KN$$

$Vu = 217\ KN$

$Vn = Vu / 0.75 = 290\ KN$

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.2 = 3.36 m$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.20 * 3.36 = 548.7 KN$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.20 * 3.36}{4} + \frac{1 * 3.36}{4 * 4.2} = 1020\ KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{10} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.2\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{4.2 * 0.20}\right)}{\frac{1780}{6.1} - \frac{4.2}{2}} \right) * \frac{0.20 * 3.36}{10} = 175.1 KN\ (Control)$$

$Vs = Vn - Vc3$

$Vs = 290 - 175.1 = 114.9 KN$

$$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{114.9 * 10^{-3}}{420 * 3.36} = 0.0815 * 10^{-3} m$$

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

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 4200 / 5 = 840\ mm$$

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

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

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

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

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

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

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

Select 2Φ 8 / 20cm. In tow layer

4.16.3 Design of the Vertical reinforcement:

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

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16.25}{4.2} = 3.87 > 2.5$$

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

$$S_1 = \frac{1}{3}L_w = \frac{1}{3} \times 4.2 = 1400mm$$

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

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

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

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

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

$$S = 20cm$$

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

Select 2Φ 8 / 20cm. In tow layer

4.16.4 Design of bending moment:

Mu = 1780 KN.m

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

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{4.2}{600 * 0.007}$$

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

$$C_w = 1 - 0.1 \times 4.2 = 0.58m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1}{2.0} = 0.5m$$

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

$$As_{t} = \frac{Lw}{s1} \times As_{v} \longrightarrow = \frac{4.2}{0.20} \times 100.5 = 2110 mm^{2}$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 4.2 \times 0.20)/(2110 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.054$$

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

$$0.9 * 420 * 0.5 * 2110 \times 10^{-3} \times 4.2 * (1 - \frac{0.054}{2}) = 1630 \; kN.m$$

$$Mu_{\text{Design}} = 2235 - 1630 = 605 \, kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{605 \times 10^{6}/0.9}{420 \times (4200 - 650)} = 450.1 mm^{2}$$

$$As = 450.1 + (4 \times 50..25) = 651.1 mm^{2}$$

$$\therefore Use ¤12 \longrightarrow Select \; 6¤12 \quad \rightarrow As = 678 mm^{2}$$

4.17 Design of Mat Foundation:

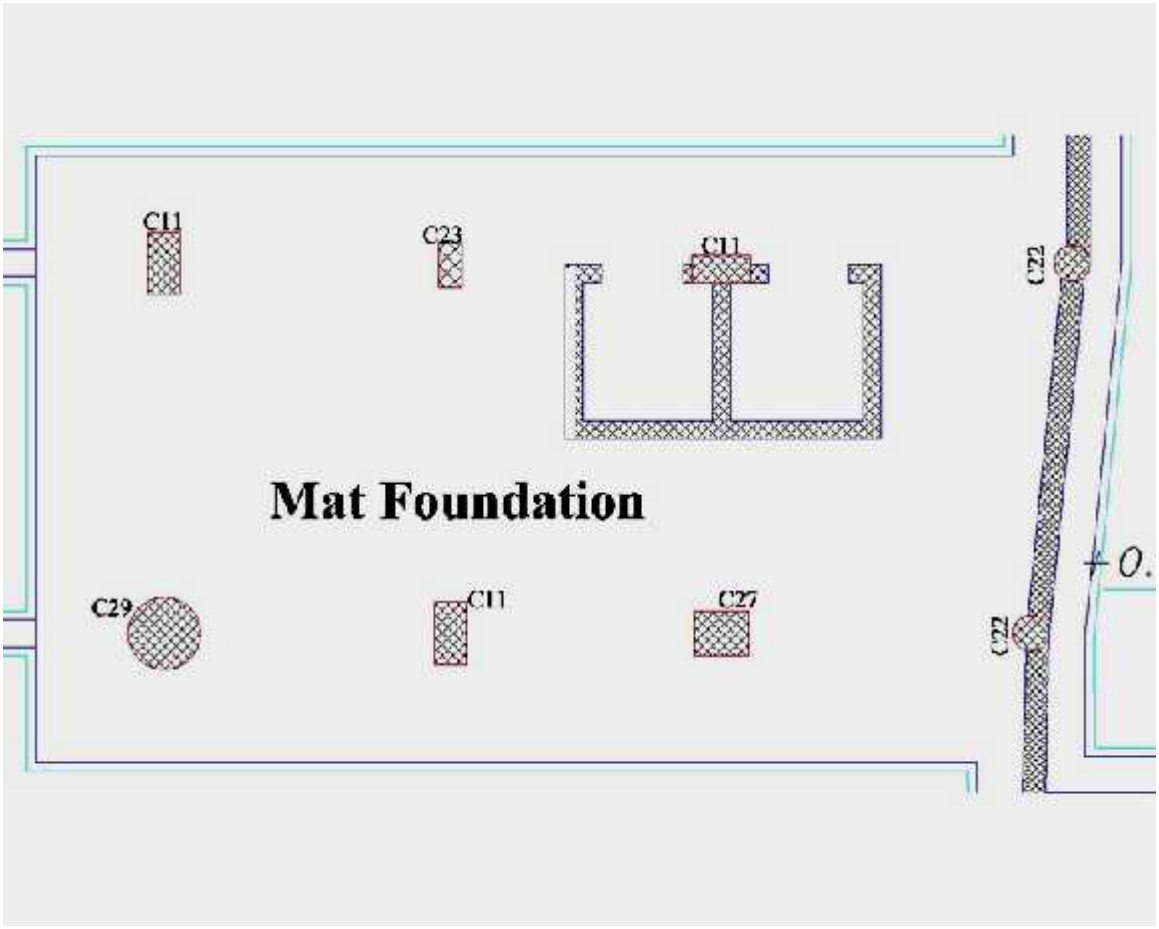


Figure (4-45) Mat footing

4.17.1Design of shear :

$d = 800 - 75 - 25 = 700\ mm$

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

$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 605 * 10^{-3} = 370.5\,KN$

$Pu_{max} = 280\ KN / m = 280\ x1 = 280\ KN$

$\phi Vc = 370.5\,KN > Pu = 280\ KN$ ..... OK

4.17.2Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

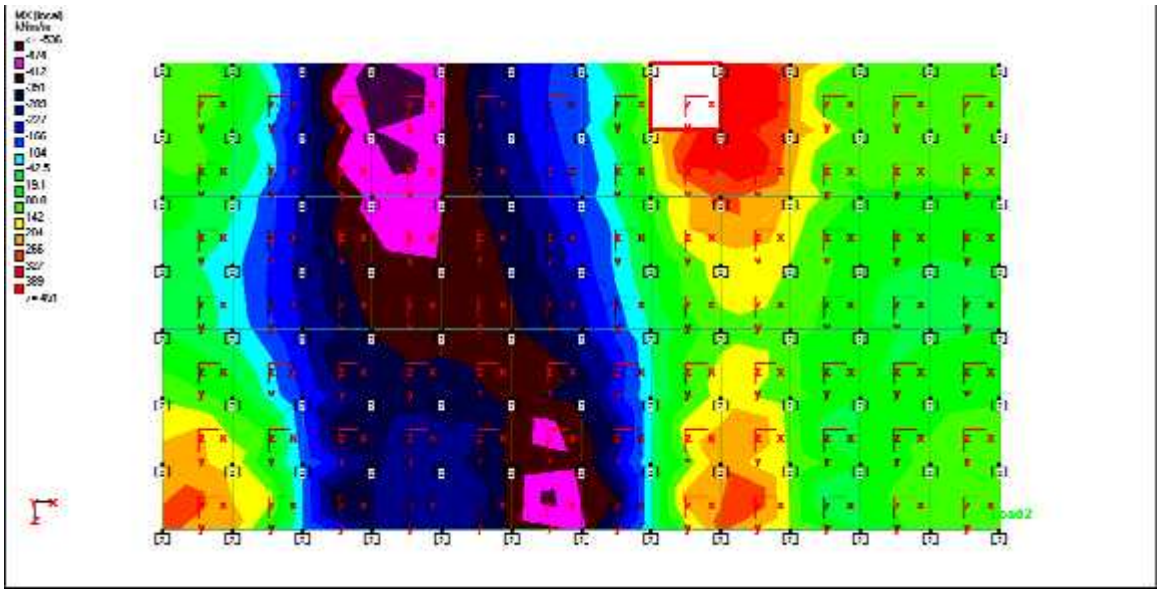
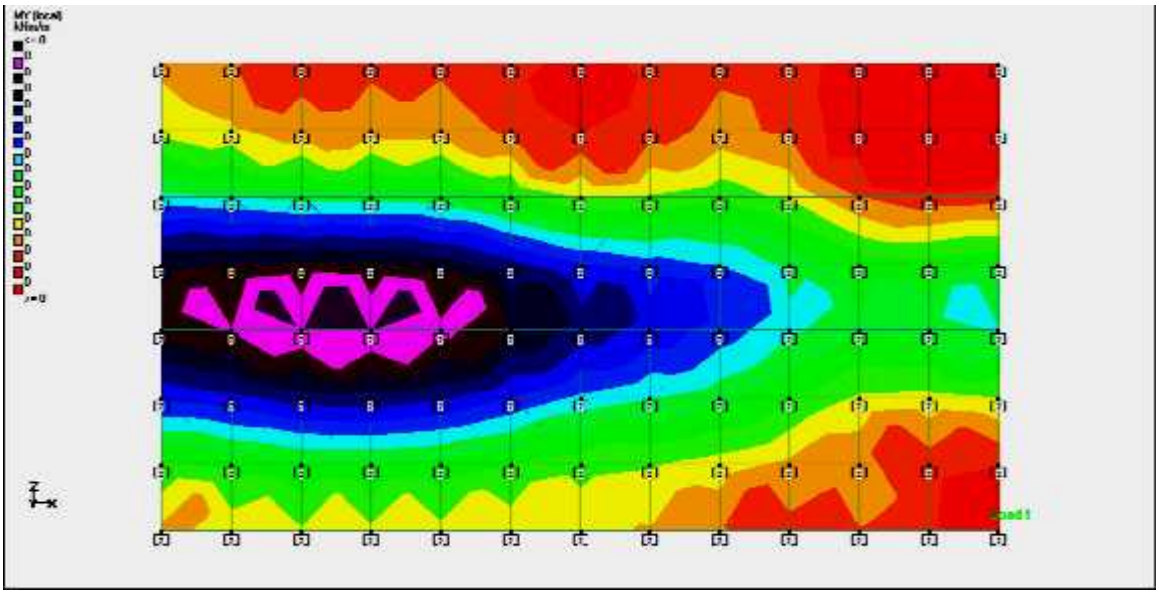


Figure (4-46) Moment in X-direction



Figure(4-47) Moment in Y-direction

Design In X-directions:

h = 80 cm

$d = 80 - 75 - 25 = 700mm$.

Fy = 420 Mpa.

Fc' = 24 Mpa

Design of Negative Moment

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 800 = 1440mm^2$$

$$Mu = 405KN.m \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{405/0.9}{1 * 0.7^2} = 0.918$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.918 * 20.6}{420}}) = 2.237 * 10^{-3}$$

$$A_s = 2.237 * 10^{-3} * 1000 * 700 = 1568mm^2$$

$$Select¤18@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 18^2}{4} \right) = 1694mm^2 > As_{\min} = 1440mm^2$$

Design of Positive moment

$$Select¤18@17.5cm \Rightarrow As = \frac{100}{17.5} * \left(\frac{® * 18^2}{4} \right) = 1452mm^2 > As_{\min} = 1440cm^2$$

Design In Y-directions:

Design of negative moment

$$Select¤18@17.5cm \Rightarrow As = \frac{100}{17.5} * \left(\frac{® * 18^2}{4} \right) = 1452mm^2 > As_{\min} = 1440mm^2$$

Design of positive moment

$$Select¤18@17.5cm \Rightarrow As = \frac{100}{17.5} * \left(\frac{® * 18^2}{4} \right) = 1452mm^2 > As_{\min} = 1440mm^2$$

4.13 Design of Dome 1:

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 4X2 X0.125

as Vertical HSS 4 X 2 X 0.125

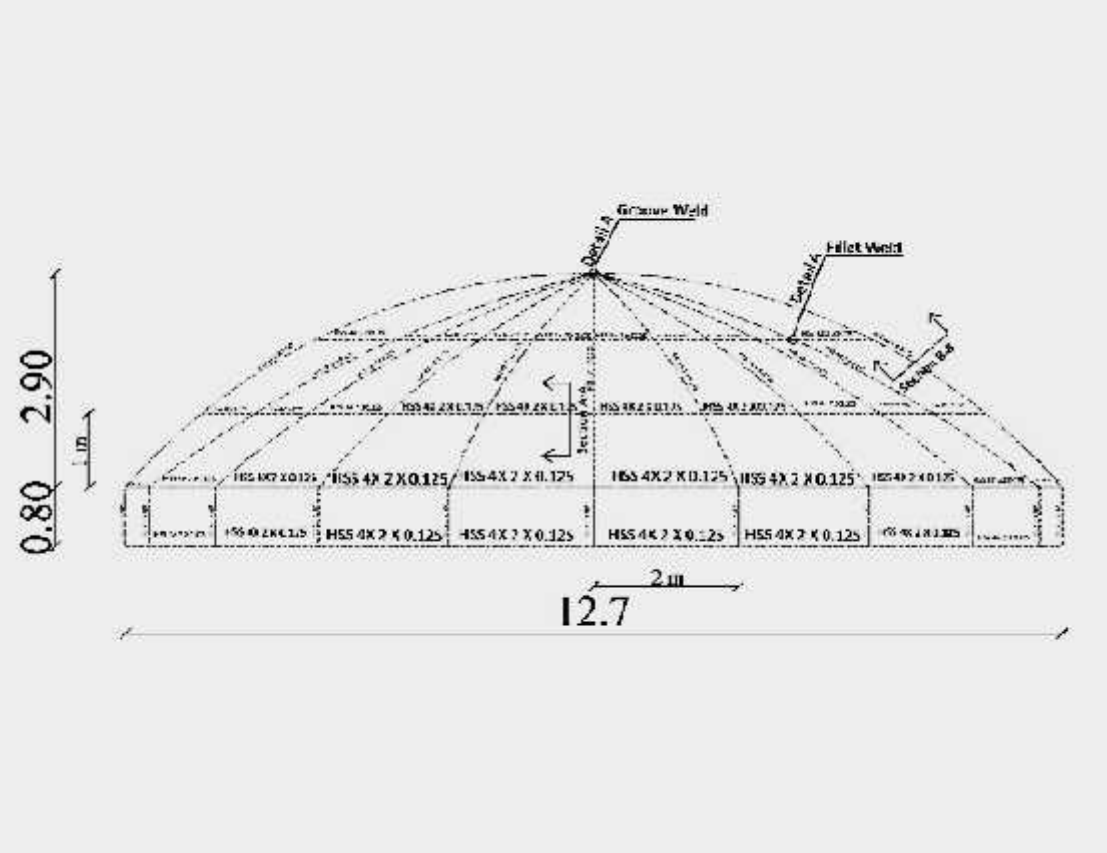


Figure (4-48) : Dome 1 Elevation

Design of Groove Weld

$\sqrt{(T^2+V^2)} = T = L_w * ¤ R_{nw} = L_w * 0.75 * a * t_{\min} * F_u = L_w * 0.75 *$ 0.1875*0.125*60=Lw*1.05=2.625

Lw=2.5 in=63.5mm

Chapter five

Appendix

5

5.1 Appendix A : Architectural Drawing
5.2 Appendix B :Structural Drawings
5.3 Sources and References.

5.1 APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

5.2 APPENDIX (B)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

5.3 Sources And References

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-05).

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

٣. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات ، " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٩م.

٤. تلخيص الأستاذ المشرف.

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

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

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

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

الجدول (0-١) : تحديد سمك الجسور

الجدول (٥-٢)
الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

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

- تم بحمد الله -