بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مسرح وسينما

فريق العمل

جابر علي شكارنه

منتصر محمد نادر مرقة

فتحي صالح أبو فارة

إشراف:

د. نصر عبّوشي.

فلسطين – الخليل

بسم الله الرحمن الرحيم

عمل التصاميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى السينما والمسرح

فريق العمل

جابر علي شكارنه

منتصر محمد نادر مرقة

فتحي صالح أبو فارة

إشراف :

د. نصر عبوشي

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

أيار –٢٠١٣م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى السينما والمسرح

فريق العمل

جابر علي شكارنه **منتصر محمد نادر مرقة**

فتحي صالح أبو فارة

بناء 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. نصر عبوشي **د. غسان الدويك**

أيار – ٢٠١٣

إهداء

وتهفو النفوس إلى أن تُـهدي ....
لتُودع فيما تُهدي قطعة منها....
وتحُس أنها متجهة إلى هناك....
إلى صمود الجِد .... وسمو الأمل ...
وإصـــــرار الإرادة الـتي لا تكـــل

إلى الأرض التي أحببناها .... الأرض التي باركها الله .... إلى مسرى خاتم الأنبياء عليه الصلاة والسلام .... إلى فلسطين الحبيبة.

إلى أولئك ...
وشعور الواجب المتدفق نحوهم ....
واشتياق الاتصال الدائم بهم ....
والحنين المحرق للالتقاء بهم ....
إلى من هم أكرم منا جميعا .... إلى الشهداء...
ثم هذا الجيل الصاعد...
إلى الشباب في ربوعه
حيث لزام الانتماء الأصيل
يشدنا أن نقف دوما معه.... بالتقدير والعرفان

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتنير الدرب للآخرين.

إلى النبع إلى الفيض إلى الدمع الصبّاب من عينيها.... إلى نورها المشع.... إلى الأم الحنون.

إلى من علمني النجاح والصبر ... إلى من علمني أن أثابر لأصل ... إلى الوالد الحاني

إلى الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر وعرفنا معهم معنى السعادة والاخوة ... إليكم أصدقائي وزملائي.

إلى الأحبة الذين علموني معنى التضحية والإيثار ... إليكم أخوتي .

إلى الإخوة .... إلى الأهل .... إلى الأحبة ....

إليكم جميعا أحبتنا نـهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً , كما يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه، إلى:

- 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 نصر عبوشي، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل الأنيق.

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

- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل **لمبنى مكون من مسرح** وسينما بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

. فريق العمل

جابر علي شكارنه منتصر محمدنادر
مرقة

فتحي صالح أبو فارة

جامعة بوليتكنك فلسطين-**٢٠١٣م**

إشراف الدكتور نصر عبوشي.

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى المسرح والسينما واللذي يتألف من ٣ طوابق والذي يقع في مدينة الخليل.

وهذا المشروع مكون من ثلاثة طوابق ويحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة، وقد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة والأمان، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة مرتادي هذه البناية.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية والأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع، و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details of Cinema and Theater

Project Team

Jabir Ali Jabir Shakarnah Montaser M.Nader Maraqa

Fathi Abo-Fara

Palestine Polytechnic University-2012

Supervisor

Dr. Nasr Younis Abboushi.

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for The Theater and cinema in the center of Hebron city.

This building consists of three Stores and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-08.

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

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	**i**
صفحة تقرير المشروع	**ii**
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	**iii**
صفحة الإهداء	**iv**
صفحة الشكر والتقدير	**v**
صفحة الملخص باللغة العربية	**vi**
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	**vii**
صفحة قائمة الاختصارات	viii

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	أهداف المشروع	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥	المسلمات	٣
١-٦	فصول المشروع	٣
١-٧	اجراءات المشروع	٤

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عن المشروع	٦

٢-٣	موقع المشروع	٦
٢-٤	وصف المساقط الأفقية	٨
٢-٤-١	طابق التسوية	٨
٢-٤-٢	الطابق الأرضي	٩
٢-٤-٣	الطابق الأول	١٠
٢-٤-٤	الطابق الثاني	١١
٢-٤-٥	الطابق الثالث	١٢
٢-٥	وصف الواجهات	١٣
٢-٥-١	الواجهة الجنوبية	١٣
٢-٥-٢	الواجهة الشمالية	١٤
٢-٥-٣	الواجهة الشرقية	١٥
٢-٥-٤	الواجهة الغربية	١٦

الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	١٧
٣-١	مقدمة	١٨
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣-٢	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٩
٣-٣-١	الأحمال	١٩
٣-٣-٢	الأحمال الميتة	١٩
٣-٣-٣	الأحمال الحية	٢٠
٣-٣-٤	الأحمال البيئية	٢١
٣-٣-٤-١	الرياح	٢١
٣-٣-٤-٢	الثلوج	٢١
٣-٣-٤-٣	الزلازل	٢٢
٣-٤	العناصر الإنشائية	٢٣
٣-٤-١	العقدات	٢٣
٣-٤-١-١	العقدات المصمتة والمسطحة	٢٢
٣-٤-١-٢	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
٣-٤-١-٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٤
٣-٤-٢	الجسور	٢٥
٣-٤-٣	الأعمدة	٢٦
٣-٤-٤	الجدران الحاملة (جدران القص)	٢٧

٣-٤-٥	الأساسات	٢٨
٣-٤-٦	الأدراج	٢٩
٣-٤-٧	الجدران الاستنادية	٣٠
٣-٤-٨	فواصل التمدد	٣١

32	**Structural Design & Analysis**	**Chapter 4**
33	**Introduction**	**4.1**
33	**Determination of Slab thickness**	**4.2**
33	**Determination of factored load**	**4.3**
34	**Determination of dead load**	**4.3.1**
34	**Determination of factored dead & live loads**	**4.3.2**
35	**Design of topping**	**4.4**
36	**Design of rib 4**	**4.5**
38	**Design of positive moment of rib 4**	**4.5.1.1**
38	**Design of negative moment of rib 4**	**4.5.1.2**
43	**Design of shear of rib 4**	**4.5.2**
47	**Design of beam 2-37**	**4.6**
51	**Design of flexure**	**4.6.1**
51	**Design of negative moment**	**4.6.1.1**
54	**Design of positive moment**	**4.6.1.2**
58	**Design of shear**	**4.6.2**
64	**Design Of two Way Rib Slab**	**4.7**
67	**Load Calculation**	**4-7.2**
67	**Determination of factored dead & live load**	**4-7.2.2**
68	**Design for moment**	**4-7.3**
75	**Design for shear**	**4.7.4**
76	**Design of one way solid slab**	**4 – 8**
76	**Determination of Loads:**	**4-8.1**
78	**Design of Shear**	**4-8.2**
79	**Design of Reinforcement**	**4-8.3**
82	**Design of Stairs**	**4-9**
82	**Load Determination:**	**4.9.1**
87	**Design of shear wall**	**4 -10**

88	**Design of shear**	**4 -10 - 1**
89	**Design of the Horizontal reinforcement:**	**4-10-1-1**
90	**Design for Vertical reinforcement**	**4 -10-1-2**
90	**Design of bending moment**	**4 -10-3**
93	**Design of column (C59)**	**4-11**
93	**Load Calculation**	**4-11.1**
93	**Check Slenderness Effect**	**4.11.2**
95	**Design of the Stirrups**	**4.11.3**
96	**Design of Isolated Footing (F4)**	**4.12**
96	**Determination of Loads**	**4.12.1**
96	**Determination of Footing Area**	**4.12.2**
97	**Check for two-way shear action (punching)**	**4.12.4**
97	**Design of Bending Moment:**	**4.12.5**
99	**Development Length of main Reinforcement for Mu1**	**4.12.6**
100	**Design Of Truss**	**4.13**
100	**Load calculation**	**4.13.1**
101	**Purlins design**	**4.13.2**
103	**internal forces calculation**	**4-13.3.1**
106	**Design of tension member**	**4-16.3.2**
106	**Design of compression member**	**4-13.3.4**
107	**Design of weld**	**4-13.4**

109	الملحقات	الفصل الخامس
110	**Appendix A: Architectural Drawings**	١.٥
111	**Appendix B: Structural Drawings**	٢.٥
112	النتائج	٣.٥
113	التوصيات	٤.٥
114	المصادر والمراجع	٥.٥

فهرس الجداول

جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٢/٢٠١٣	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	٢٠
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٠

جدول (٣-٤)	أحمال الثلوج	٢١
جدول (٤-١)	**Sheet metal for 1 spans**	١٠٠
جدول (٤-٢)	**Vertical member forces**	١٠٤
جدول (٤-٣)	**Top member forces**	١٠٤
جدول (٤-٤)	**Diagonal member forces**	١٠٥
جدول (٤-٥)	**Bottom member forces**	١٠٥

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	قطعة الأرض والبناء المقترح	٧
شكل (٢-٢)	مخطط طابق التسوية	٨
شكل (٢-٣)	مخطط الطابق الأرضي	٩
شكل (٢-٤)	مخطط الطابق الأول	١٠
شكل (٢-٥)	مخطط الطابق الثاني	١١
شكل (٢-٦)	مخطط الطابق الثالث	١٢
شكل (٢-٧)	الواجهة الجنوبية	١٣
شكل (٢-٨)	الواجهة الشمالية	١٤
شكل (٢-٩)	الواجهة الشرقية	١٥
شكل (٢-١٠)	الواجهة الغربية	١٦
شكل (٣- ١)	عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
شكل (٣-٢)	عقدة العصب ذات الاتجاهين	٢٤
شكل (٣-٣)	أشكال الجسور المدلاة والمسحورة	٢٥
شكل (٣-٤)	احدى أشكال الأعمدة	٢٦
شكل (٣-٥)	جدار القص	٢٧
شكل (٣-٦)	الأساس المنفرد	٢٨
شكل (٣-٧)	الدرج	٢٩
شكل (٣-٨)	جدار استنادي	٣٠
شكل (٣-٩)	فاصل التمدد بالمبنى	٣١
شكل (٤-١)	First Floor Slab	٣٣
شكل (٤-٢)	Rib4 geometry	٣٦
شكل (٤-٣)	loading of Rib	٣٧
شكل (٤-٤)	Moment Envelop of rib 4	٣٧
شكل (٤-٥)	Shear Envelop of rib 4	٣٧
شكل (٤-٦)	Beam Plan	٤٧

شكل (٤-٧)	Beam Geometry	٤٩
شكل (٤-٨)	Load of beam	٥٠
شكل (٤-٩)	Moment Envelop for Beam	٥٠
شكل (٤-١٠)	Shear Envelop for Beam	٥٠
شكل (٤-١١)	two-way rib slab	٦٤
شكل (٤-١٢)	Moment Slab	٦٨
شكل (٤-١٣)	one -way solid slab	٧٦
شكل (٤-١٤)	load Service	٧٧
شكل (٤-١٥)	Moment Envelope	٧٨
شكل (٤-١٦)	Shear Envelope	٧٨
شكل (٤-١٧)	Stair	٨٢
شكل (٤-١٨)	load Geometric	٨٣
شكل (٤-١٩)	Stairs Load	٨٤
شكل (٤-٢٠)	Shear Diagram	٨٤
شكل (٤-٢١)	Moment Envelope	٨٥
شكل (٤-٢٢)	Shear Wall W1	٨٧
شكل (٤-٢٣)	Etabs Shear wall	٨٧
شكل (٤-٢٤)	Moment and shear diagram	٨٨
شكل (٤-٢٥)	Shear Wall Details	٩٢
شكل (٤-٢٦)	Footing Detail	٩٩
شكل (٤-٢٧)	**Cross section of sheet metal**	١٠٠
شكل (٤-٢٨)	**static system for purlins**	١٠١
شكل (٤-٢٩)	**Moment envelope for purlins**	١٠٢
شكل (٤-٣٠)	**Shear envelop for purlins**	١٠٢
شكل (٤-٣١)	**Support reaction from purlins**	١٠٣
شكل (٤-٣٢)	**Truss system**	١٠٣

List of Abbreviations

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

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

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١.١ المقدمة.

٢.١ أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١المسلمات.

٦.١ فصول المشروع.

٧.١إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى الترفيه عن نفسهوتخفيف الضغط النفسي المتولد من الظروف المحيطة لدى الفرد الفلسطيني ،وإنطلاقاً من هذه الأهمية ، جاءت فكرة هذا المشروع اللذي يعني بدراسة مبنى السينما والمسرح كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام 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 بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مسرح وسينما يتكون من ٣طوابق وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم 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. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

١.٣ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مسرح وسينما متعدد الطوابق ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأسلس بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

١.٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأولوالثاني من السنة الدراسية ٢٠١٢-٢٠١٣من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

١.٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) والأحمال من الكود الأردني.
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Safe,Atir, STAAD pro. 2008)

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة 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.

٧.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

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

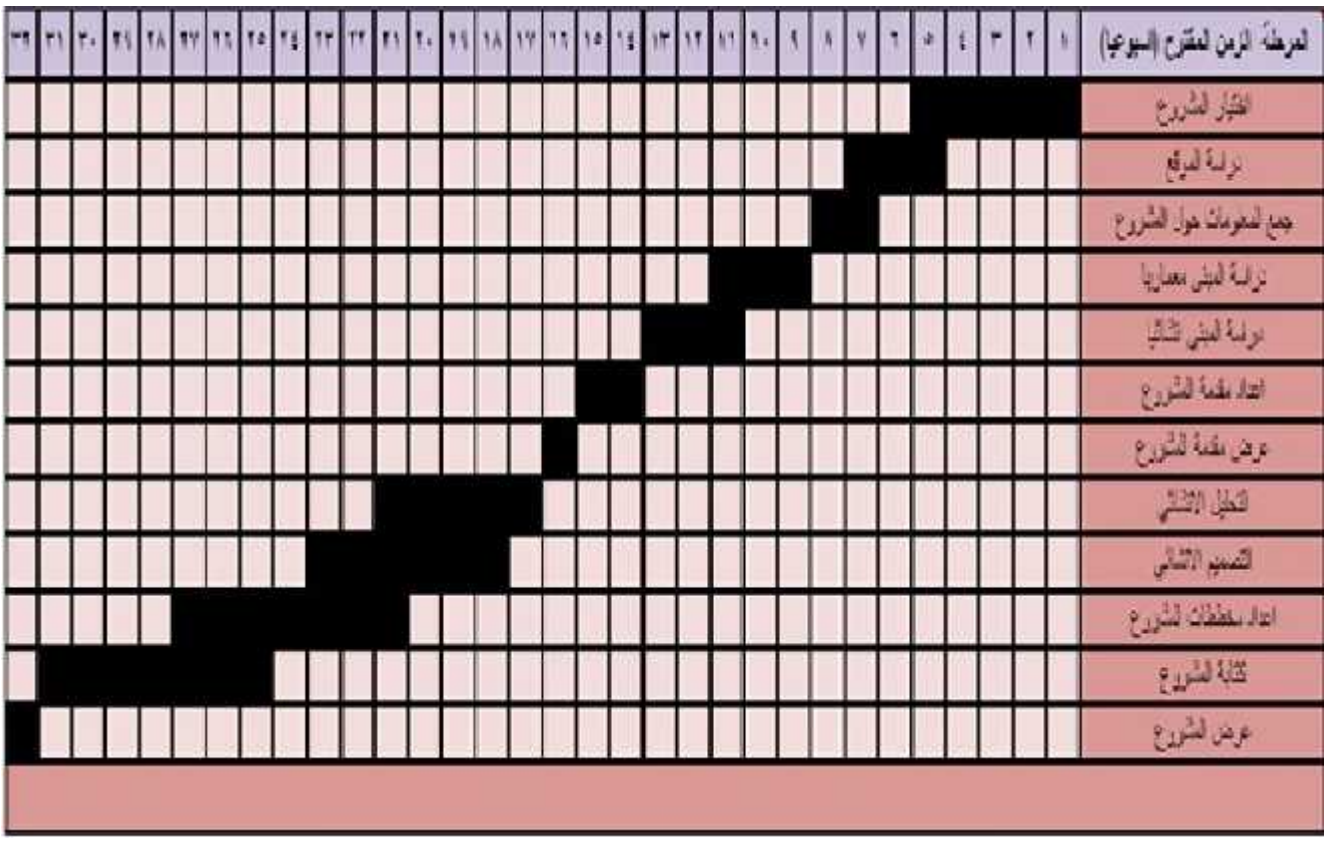
٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٢)-(٢٠١٣)



الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٥.٢ وصف الواجهات.

١.٢ مقدمة

لأداء 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 والغاية 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

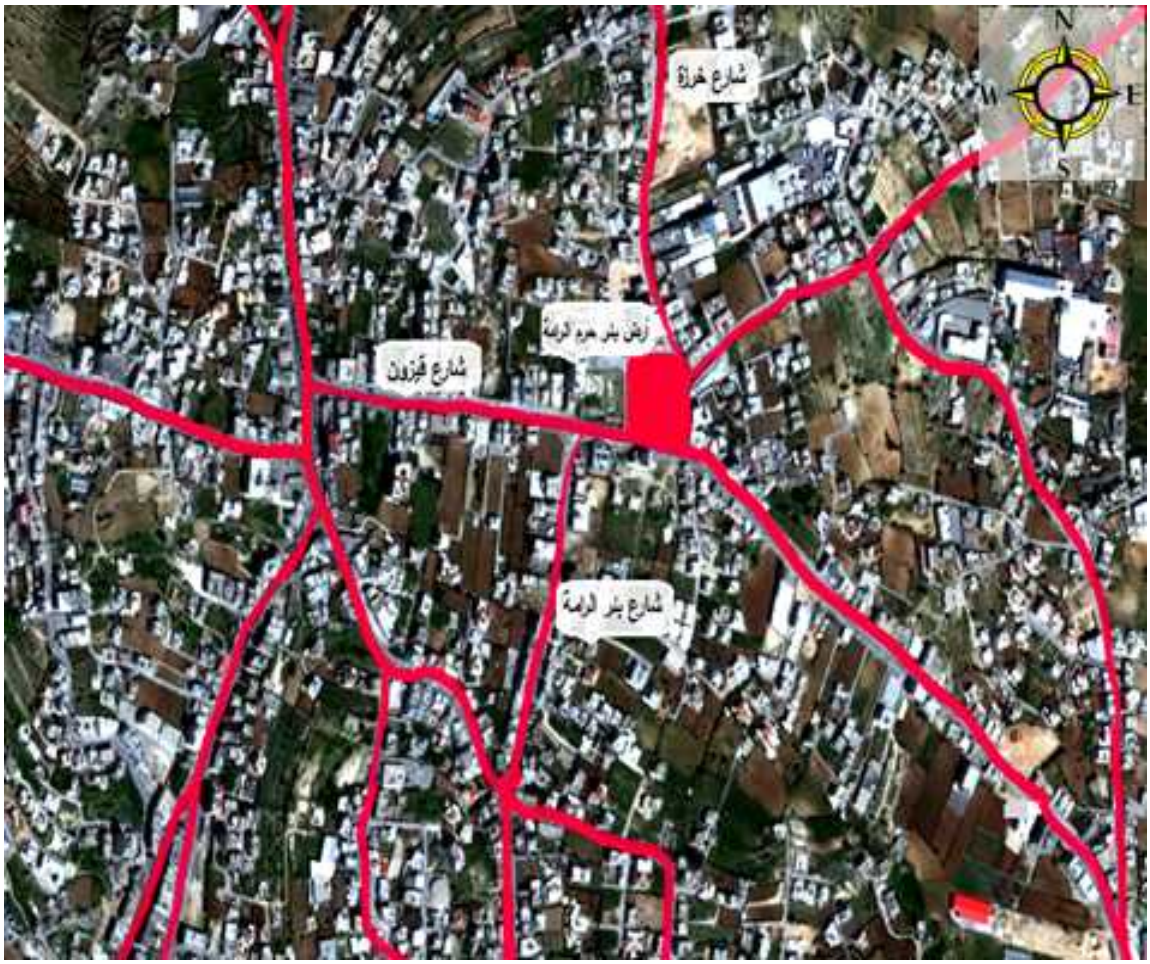
المشروع عبارة عن مبنى سينما ومسرحويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وكغيرها .

يتكون المبنى من طابق تسويةوآخر ارضي وطابق اول وطابق ثانيعلى جزء من قطعة أرض مساحتها ١٢ دونما، ومساحة البناء ٩١٤٠ متر مربع

٣.٢ موقع المشروع

قطعة أرض مساحتها (٩ دونم) تقريباً ، تقع شمال مدينة الخليل في منطقة بئر حرم الرامة، المنطقة تتصف بموقعها الخلاب، و يمتاز الموقع بأنه يقع بالقرب من مدخل المدينة الشمالي، إذ يسهل الوصول إليه من خلال الطرق المفتوحة على مدخل المدينة (منطقة رأس الجورة). تمتاز الأرض بوقوعها على شارعين رئيسيين في المنطقة، حيث يمكن الوصول إليها عبر شارع قيزون الممتد من طريق رأس الجورة، ويمكن الوصول إليها أيضا من الجهة الشرقية عبر شارع أبوخرزة، مما يكسبها ميزة الوصول إليها بسهولة من جميع المناطق. من حيث السكان نجد أن هذه القطعة بالقرب من تجمع سكني ،أما بالنسبة خدمات الماء والكهرباء فهي متوفرة في الموقع نفسه.

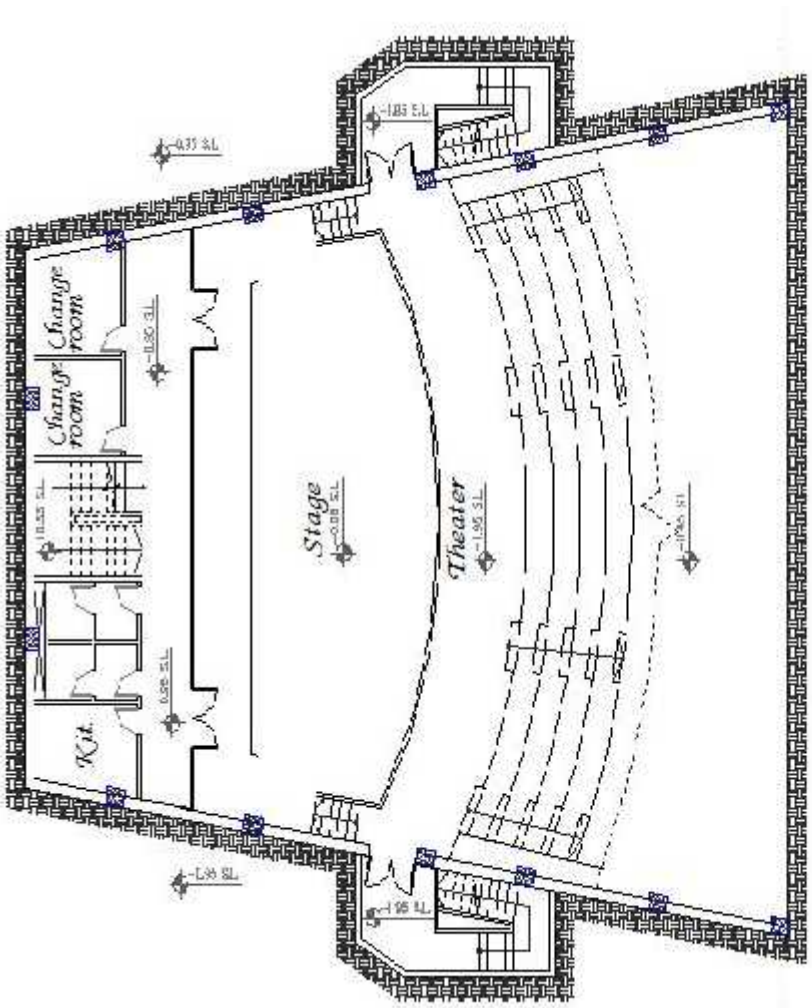


شكل(٢-١) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "منطقة بئر حرم الرامة– الخليل"

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

١. طابق التسوية

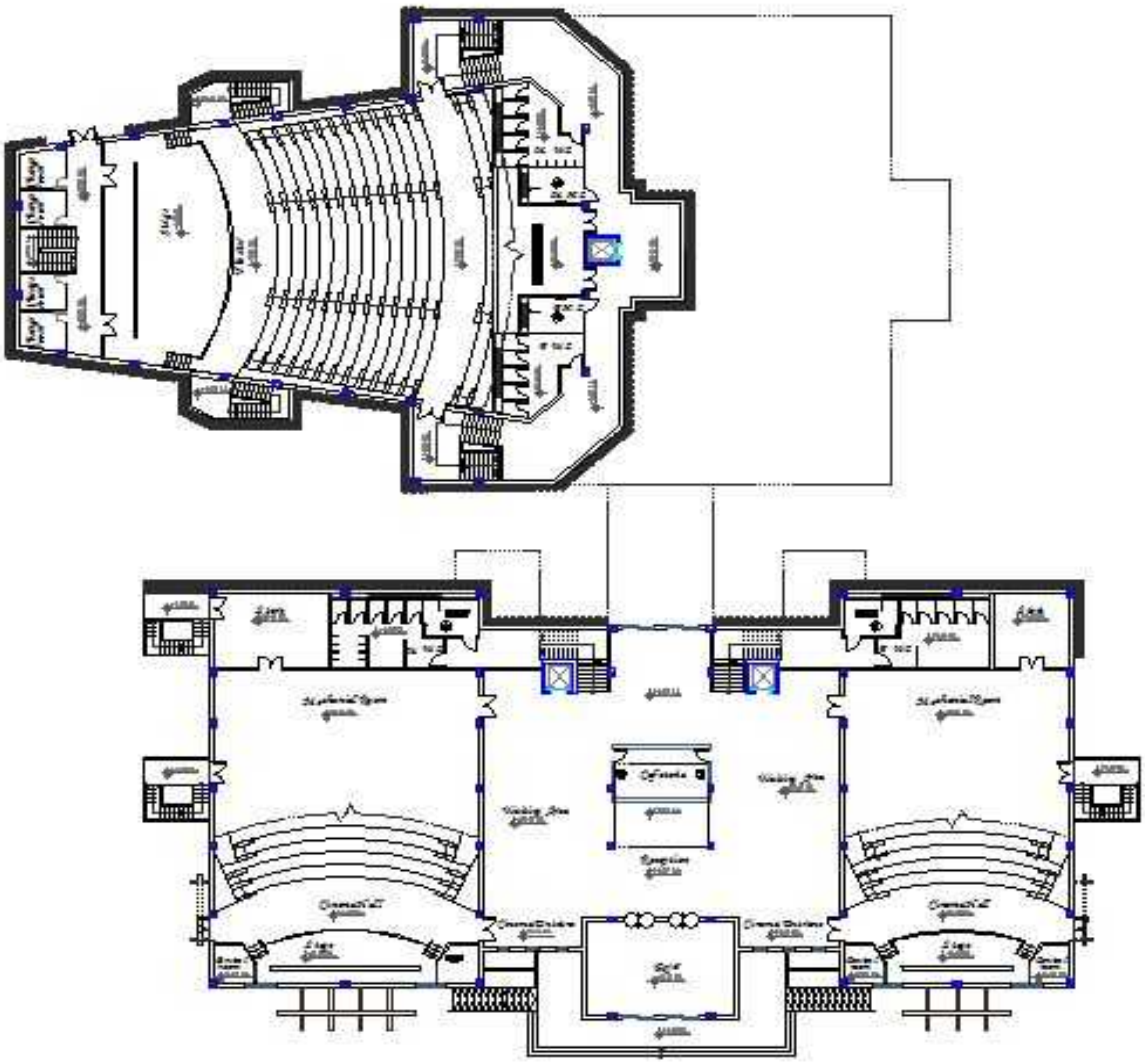
مساحة هذا الطابق هي ٤٧٢ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريقدرجين من منسوب الأرض واستخدامات هذا الطابق هي غرفتي غيار ملابسومطبخ ومسرحبالإضافةإلىدرج للوصول الى المستوى التالي وهو مستمر حتى الطابق الاول.



شكل (٢-٢): مخطط طابق التسوية.

٢. الطابق الأرضي:

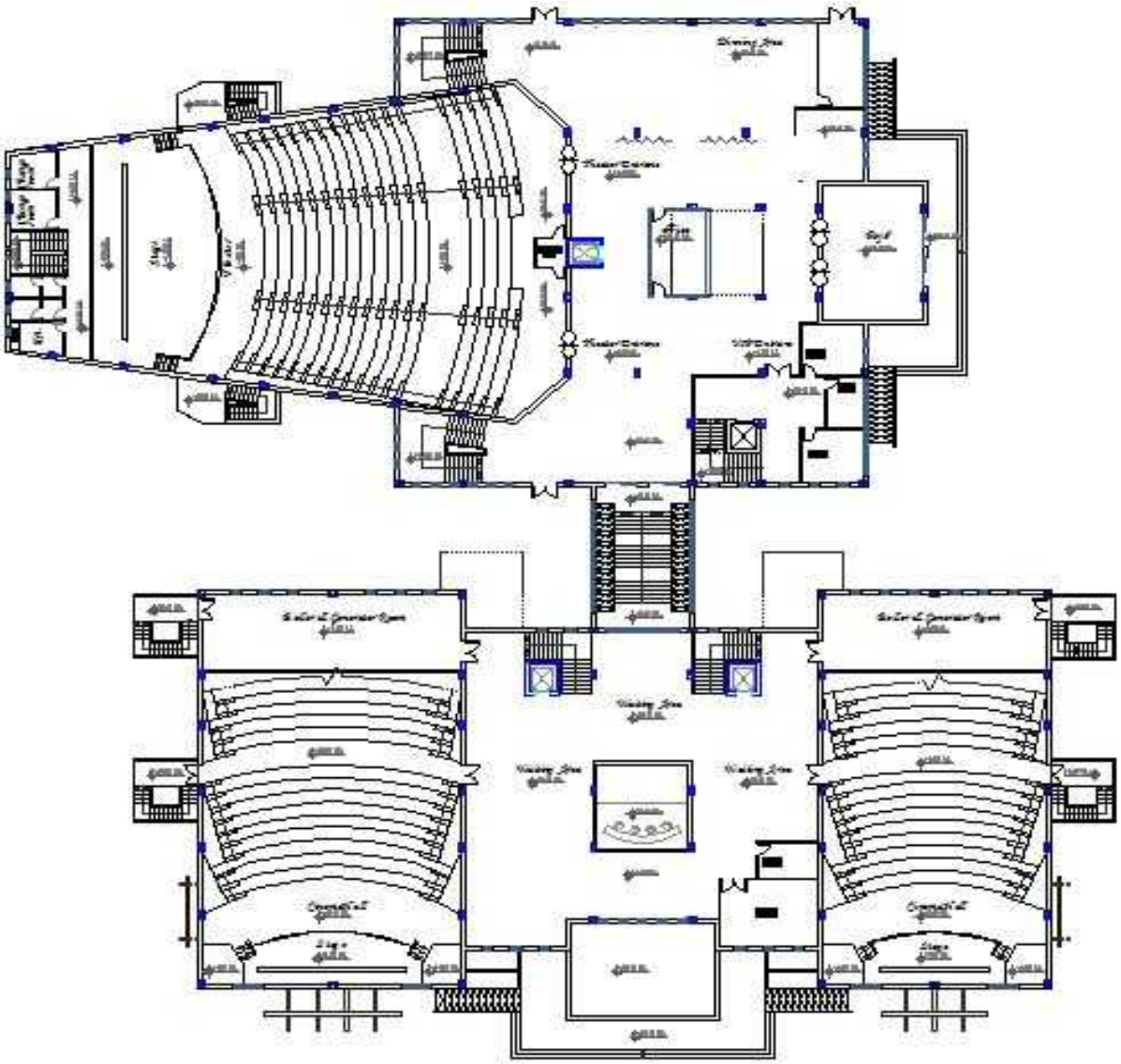
يتكون هذا الطابق من قسمين القسم الاول يتم الوصول اليه عن طريق٣ درجات عن منسوب الارض ويحتوي هذا القسم على المدخل الرئيسي وقاعة الاستقبال وكفيتيريا ومساحات انتظار ومسرحين وغرفتي ميكانيك ومخزنين ومصعدين ودرجين مستمرين لاخر المبنى ،والقسم الثاني يتم الوصول اليه عن طريق درجين من منسوب الارض ويحتوي هذا القسم علىمسرح وغرفة ميكانيك ، وتبلغ مساحة القسم الاول ١٢٩١متر مربع ومساحة القسم الثاني ١٥٢٣ متر مربع ومساحة الطابق ككل هي ٢٨١٤ متر مربع .



شكل(٢-٣): مخطط الطابق الأرضي.

٣. الطابق الاول:

يتكون هذا الطابق من قسمين ، القسم الاول يتم الوصول اليه عن طريق درجين من الطابق الارضي ويحتوي على مساحات انتظار ومكاتب ومسرحين وغرفتي بويلر ودرجين ومصعدين مستمرين لاخر المبنى ومساحة هذا القسم ١٤٥٣ متر مربع.القسم الثاني يتم الوصول اليه عن طريق ٣ درجات من منسوب الارض ويتكون هذا القسم من مدخل VIP ومدخل مسرح ومنطقة طعام ومكاتبومصعد ودرج مستمر لاخر المبنىومساحة هذا القسم ١٤٧٤ متر مربع ،مساحة الطابق ككل ٢٩٢٧ متر مربع.

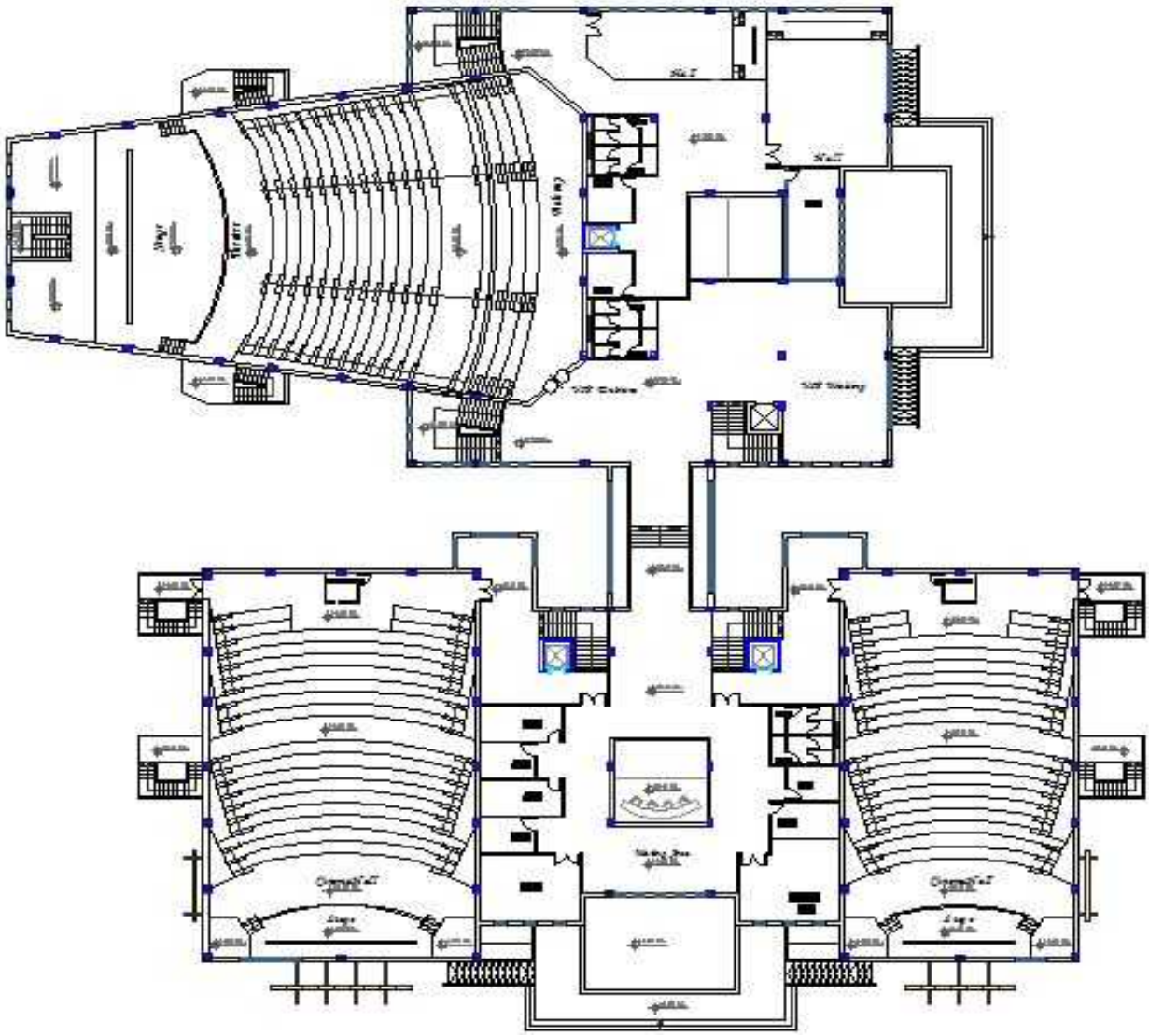


.

شكل (٢-٤): مخطط الطابق الأول.

٤. الطابق الثاني:

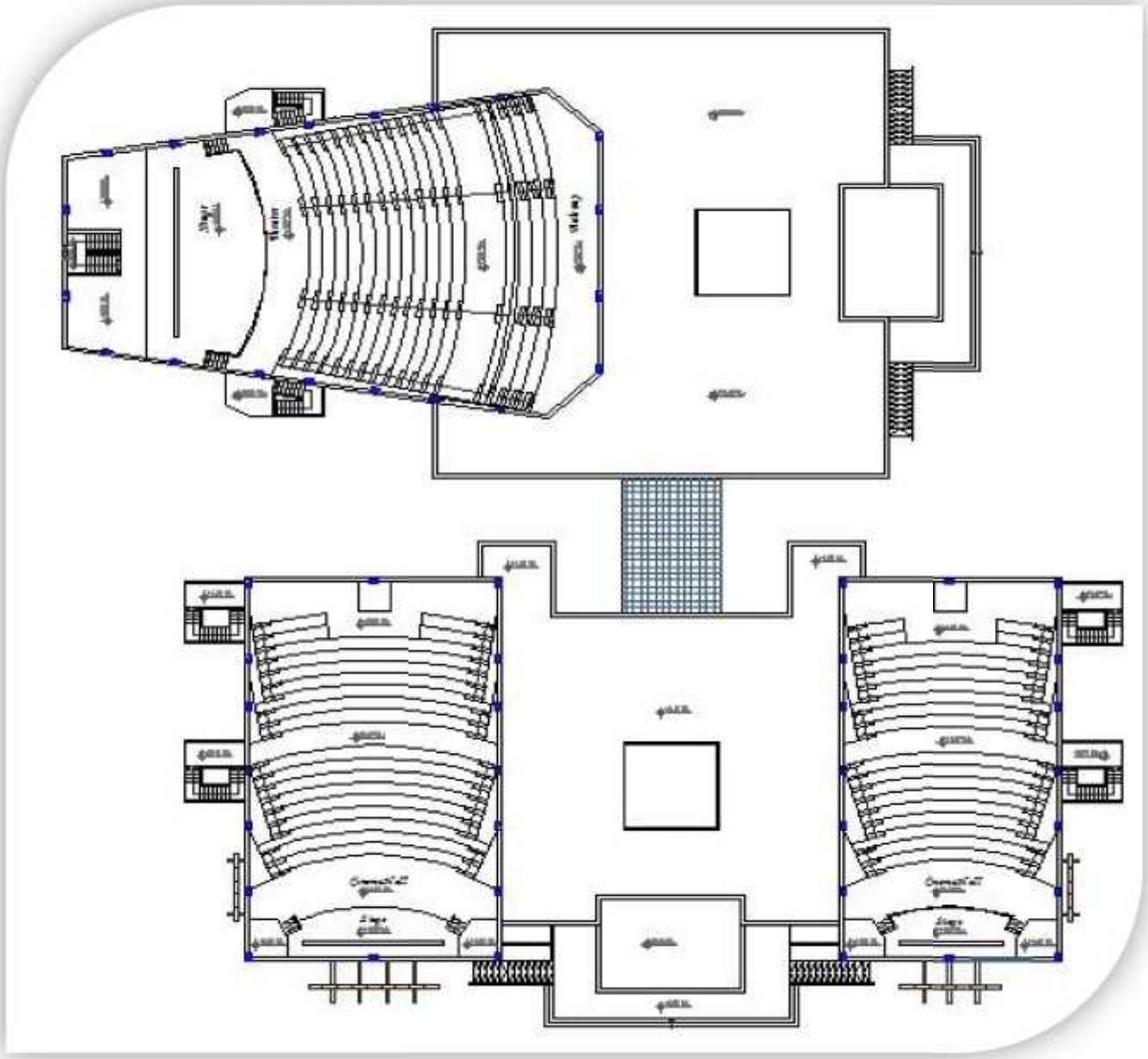
يتكون هذا الطابق من قسمين ، القسم الاول يتم الوصول اليه عن طريق درجين من الطابق الاول ويحتوي على مكتب المدير ومكاتب اخرى ويحتوي مطبخ ومساحات انتظار ومساحة هذا القسم ١٤٥٣ متر مربع ، القسم الثاني يتم الوصول اليه عن طريق درج من الطابق الاول وجسر من القسم الثاني ويحتوي هذا القسم على مدخل VIP للمسرح ومساحات انتظار VIP ومكاتب وقاعتين وتبلغ مساحة الطابق ككل ٢٩٢٧ متر مربع .



شكل (٢-٥): مخطط الطابق الثاني .

٥. الطابق الثالث :

وهو إستمرار للمسرح والسينما ويظهر فيه بلكونة VIP **بالإضافة إلى سطح الطابق** الثاني من كلا القسمين.

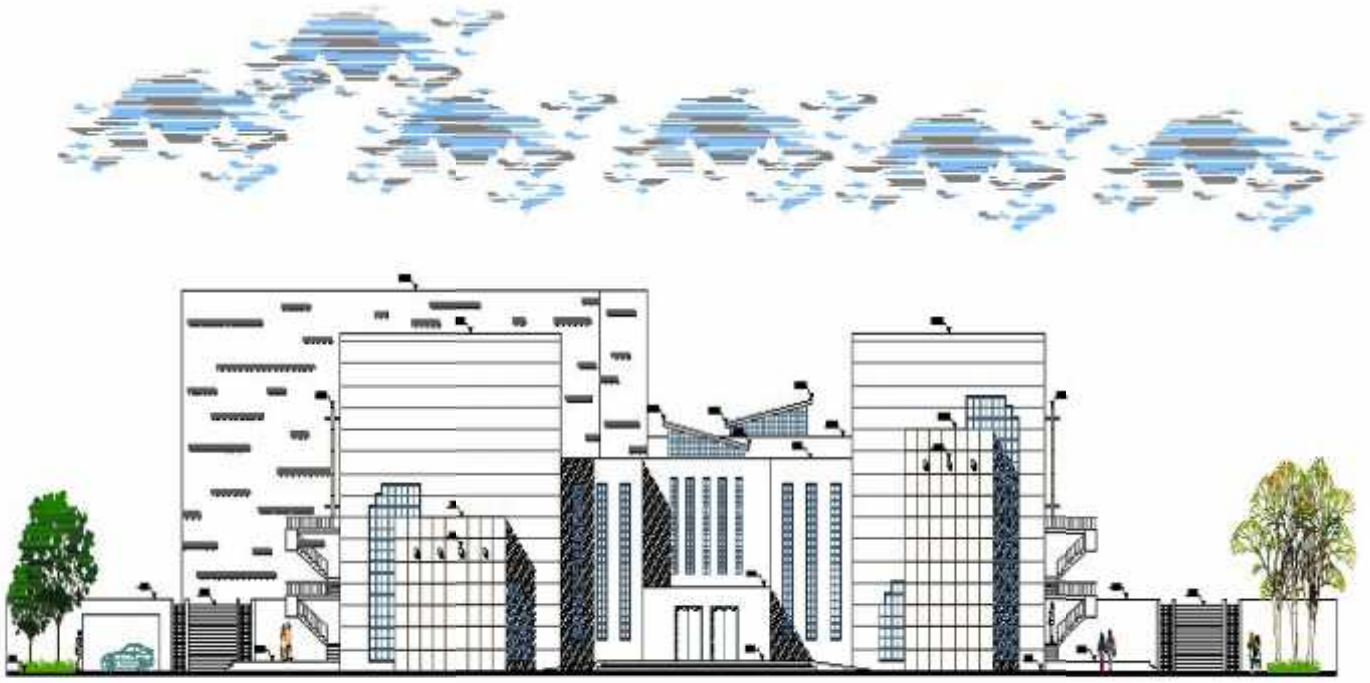


شكل (٢-٦): مخطط الطابق الثالث .

٥.٢ وصف الواجهات :

١. الواجهة الجنوبية:

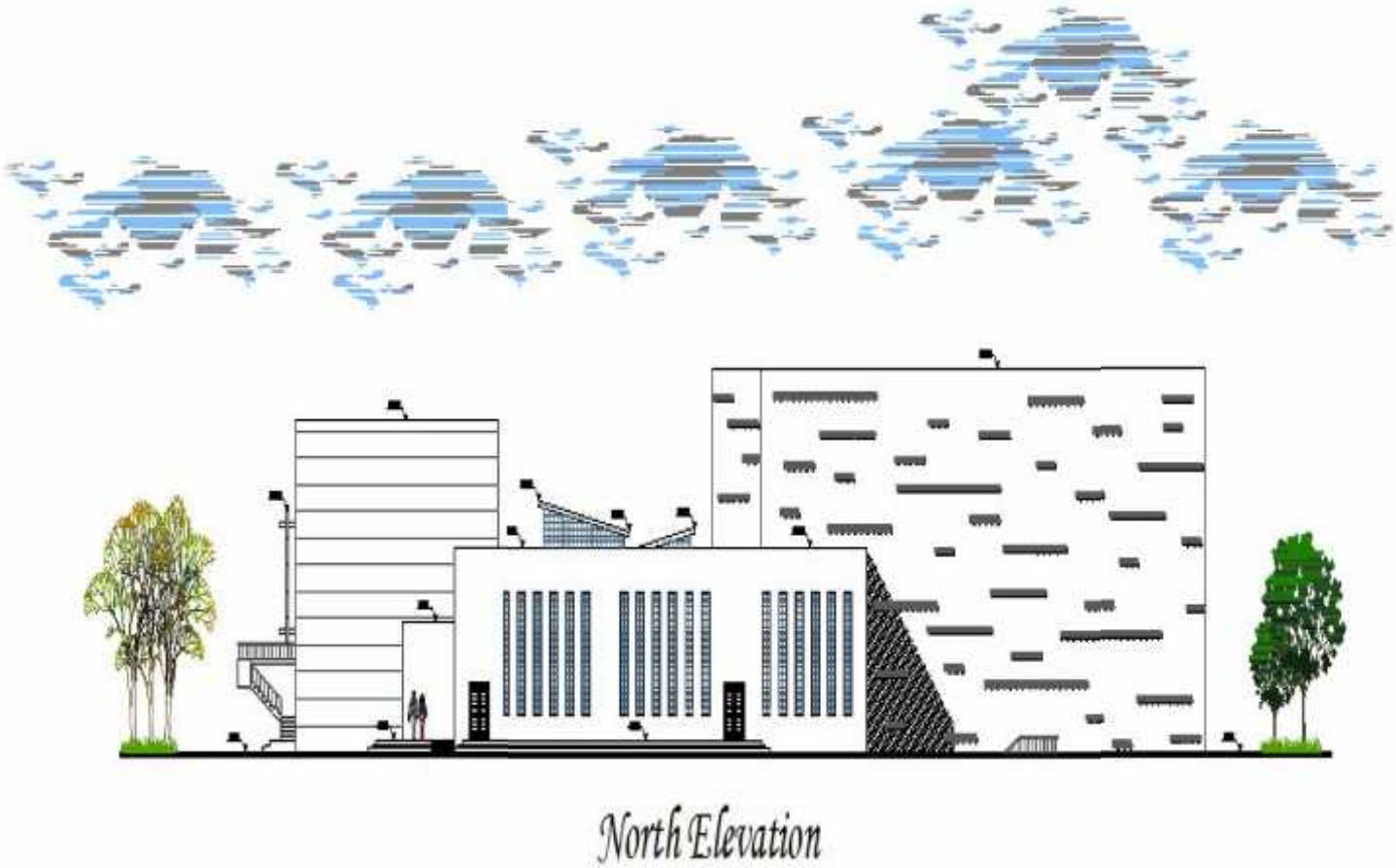
الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية **والحجر المستخدم من الرخام البني**، تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس **روتق المبنى**.



شكل(٢-٧) الواجهة الجنوبية

٢-الواجهةالشمالية:

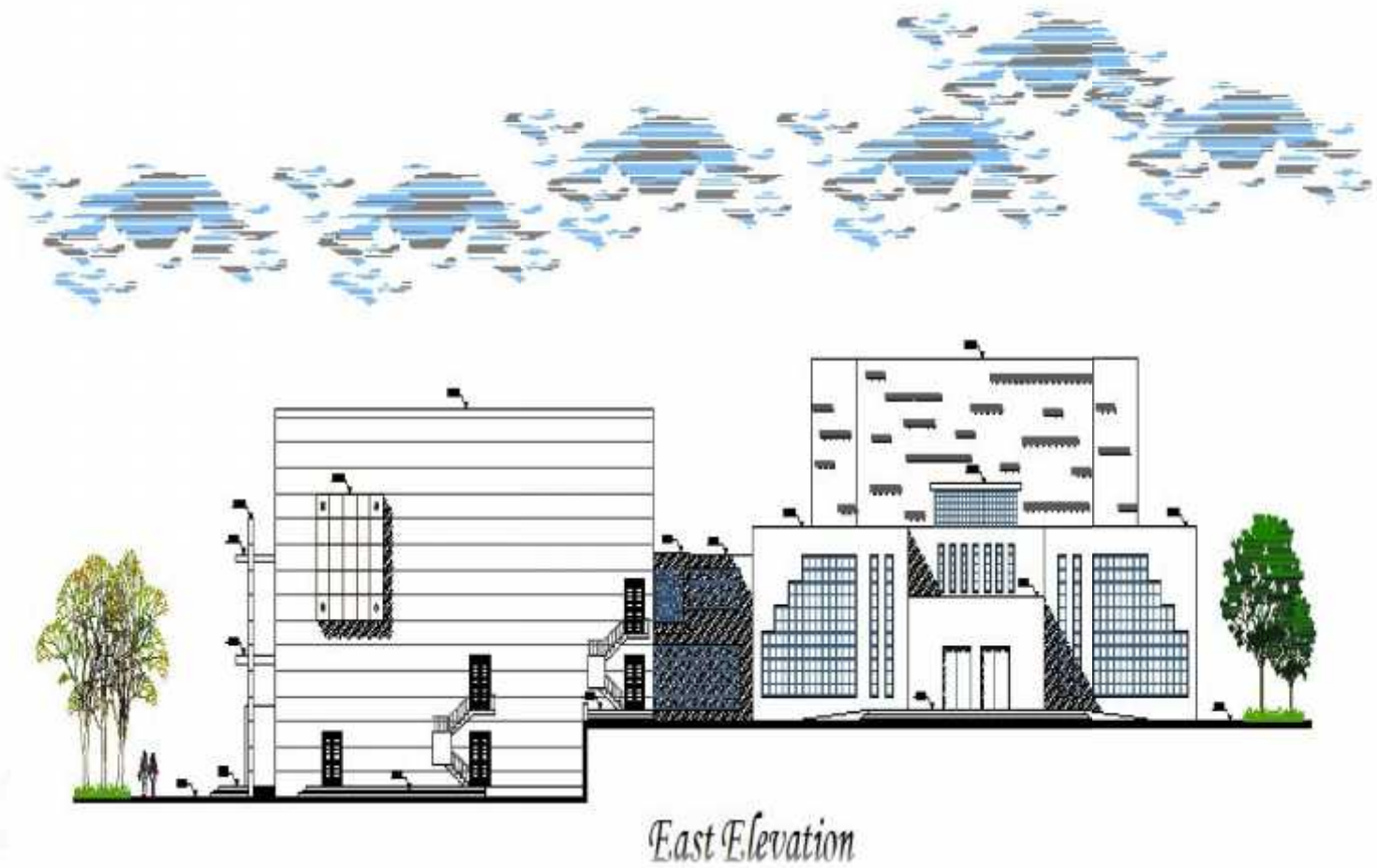
تشبه هذه الواجهة الواجهة الجنوبية بشكل كبير ، **النوافذ** كبيرة **ومستمرة**وفيها شرفات و الواجهة زجاجية وحجرية **كما في الشكل التالي:**



شكل(٢-٨): الواجهة الشمالية.

٣-الواجهة الشرقية :

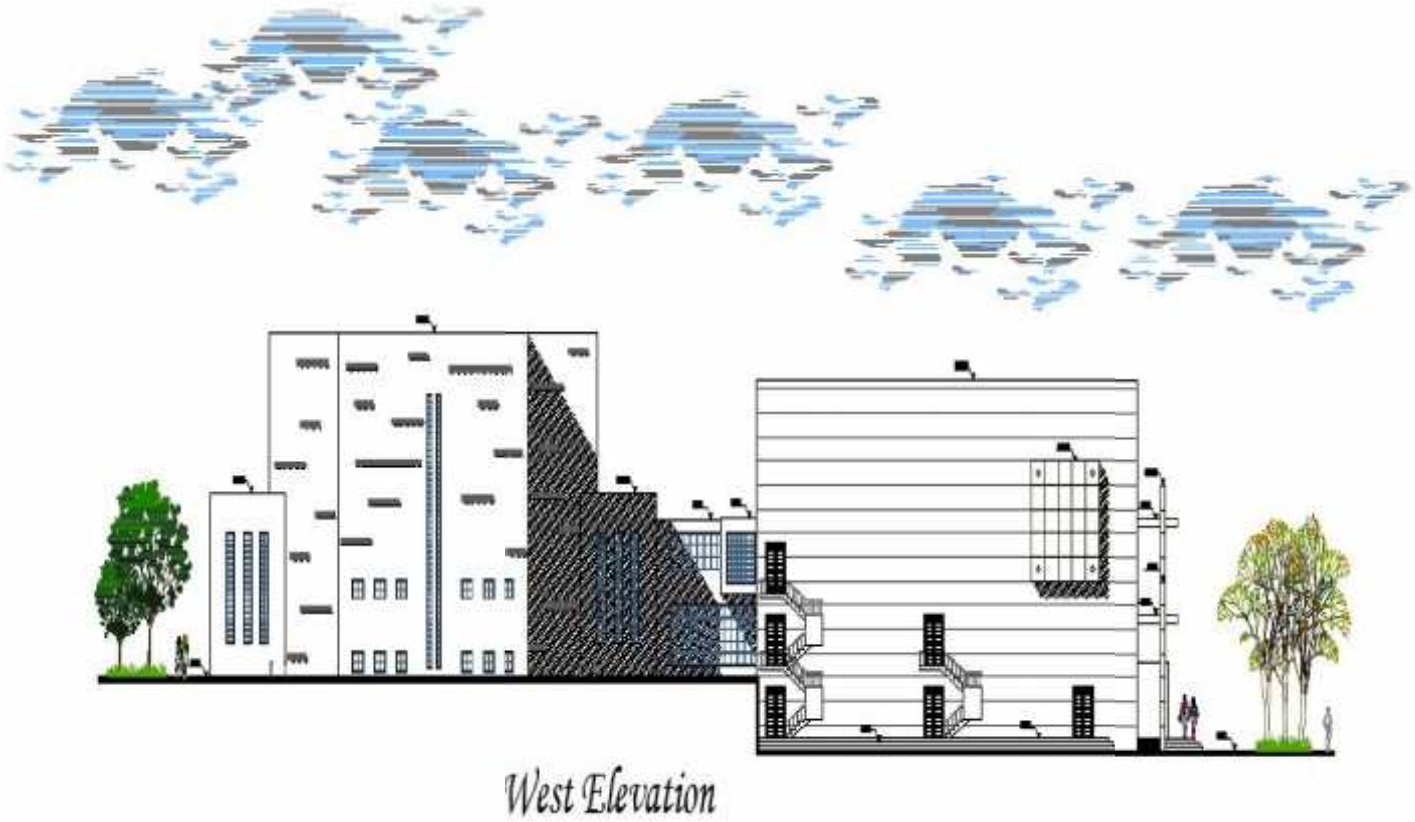
تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث ان الكتلة الاولى تحتوي على شبابيك طويلة والكتلة الثانية هي كتلة حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى المسرح والسينما.



شكل(٢- ٩) : الواجهة الشرقية

٤- الواجهة الغربية:

تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث ان الكتلة الاولى تحتوي على شبابيك طويلة والكتلة الثانية هي كتلة حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى مسرح وسينما.



شكل(٢- ١٠): الواجهة الغربية.

الفصـــــل الثالث

الوصف الانشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى.

٤.٣العناصر الإنشائية.

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 الإنشائية 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 إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. 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 الإنشائيةفي 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.

١.٣.٣الأحمل

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

٢.٣.٣الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

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

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم وصالات	5.0
٥	المباني السكنية	2.5
٦	منصات المسرح	7.5
٧	قاعات المعدات	2
٨	مكاتب الإستعلام	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

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 أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء 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 عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

الجدول (٣-٣): 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

الجدول (٣-٤) : أحمال الثلوج

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

٣.٤ العناصر الإنشائية

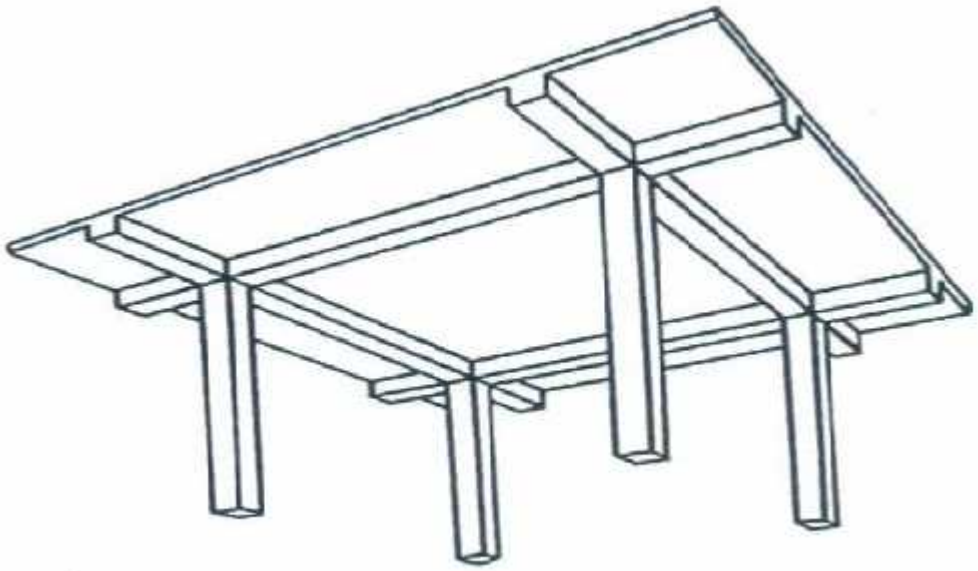
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، **العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأسلس** وغيرها.

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) ومنها ما هو **باتجاه واحد** وأخرىباتجاهين.

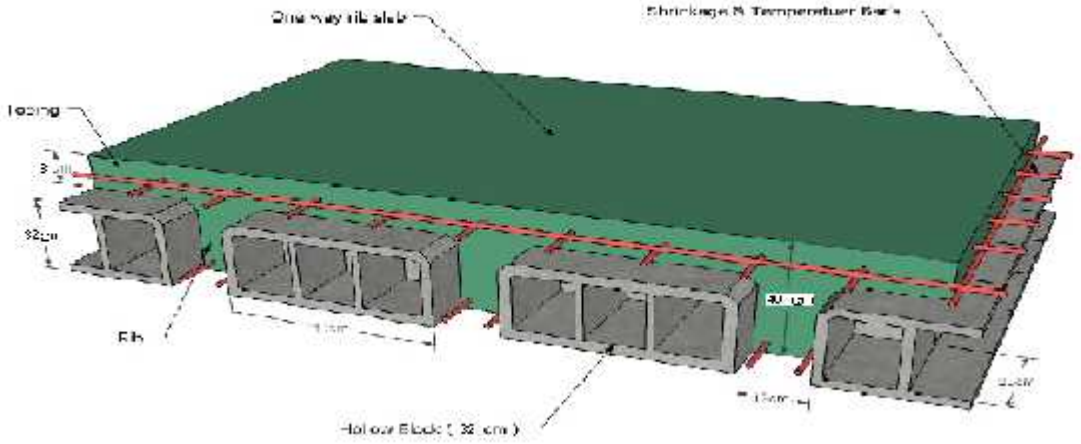


٢. **البلاطات المفرغة** (Ribbed Slabs) **وتقسم إلى** :

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

٣.١.٤.٢عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

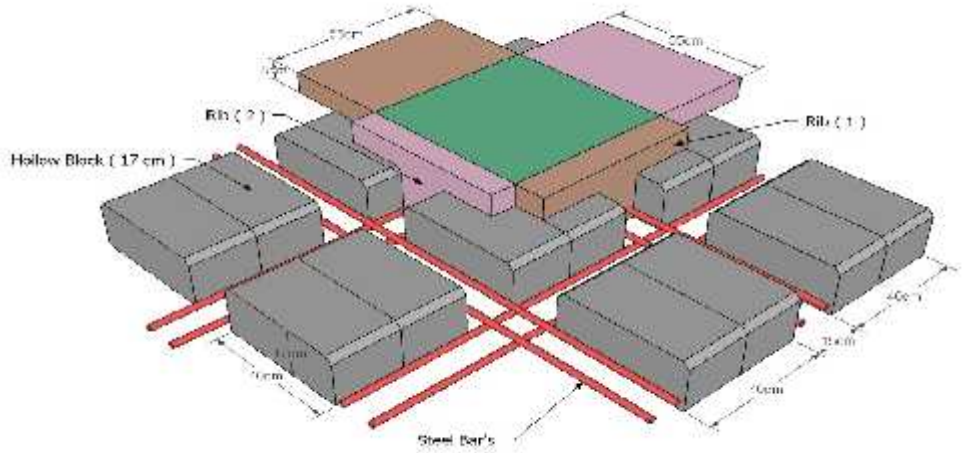
تتميزبخفة وزنها و فعاليتها.



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

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

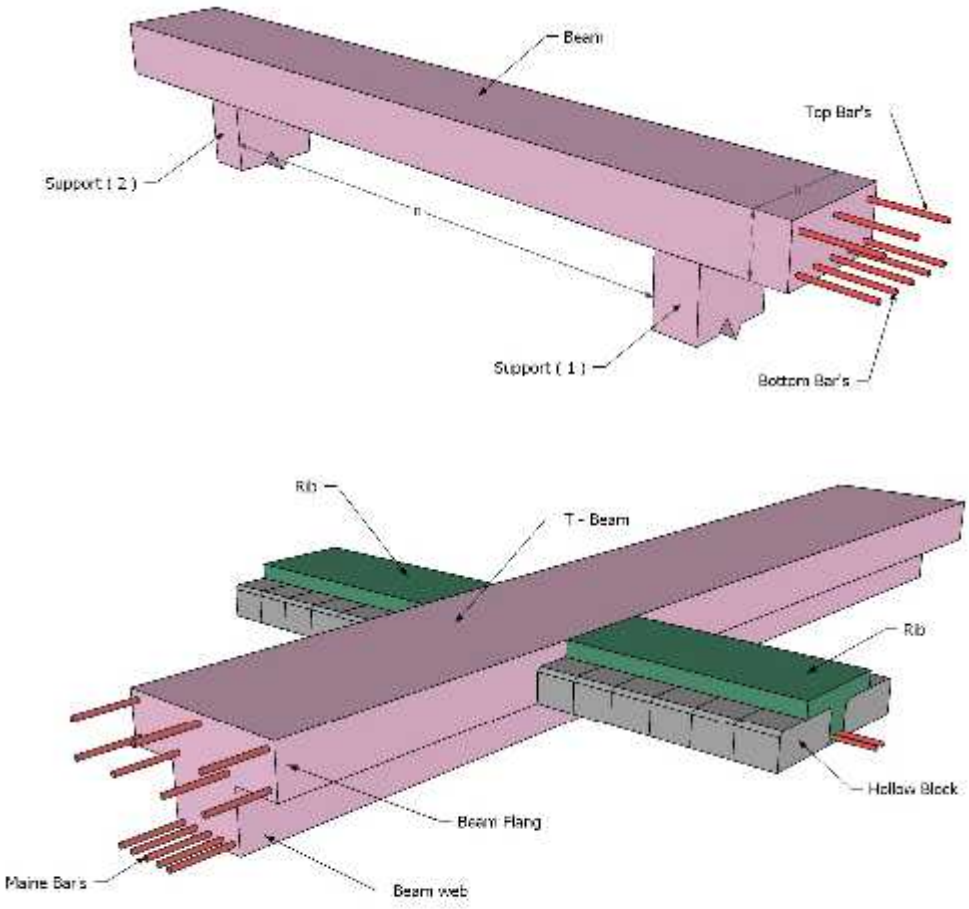
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٢.٤.٣ الجسور:

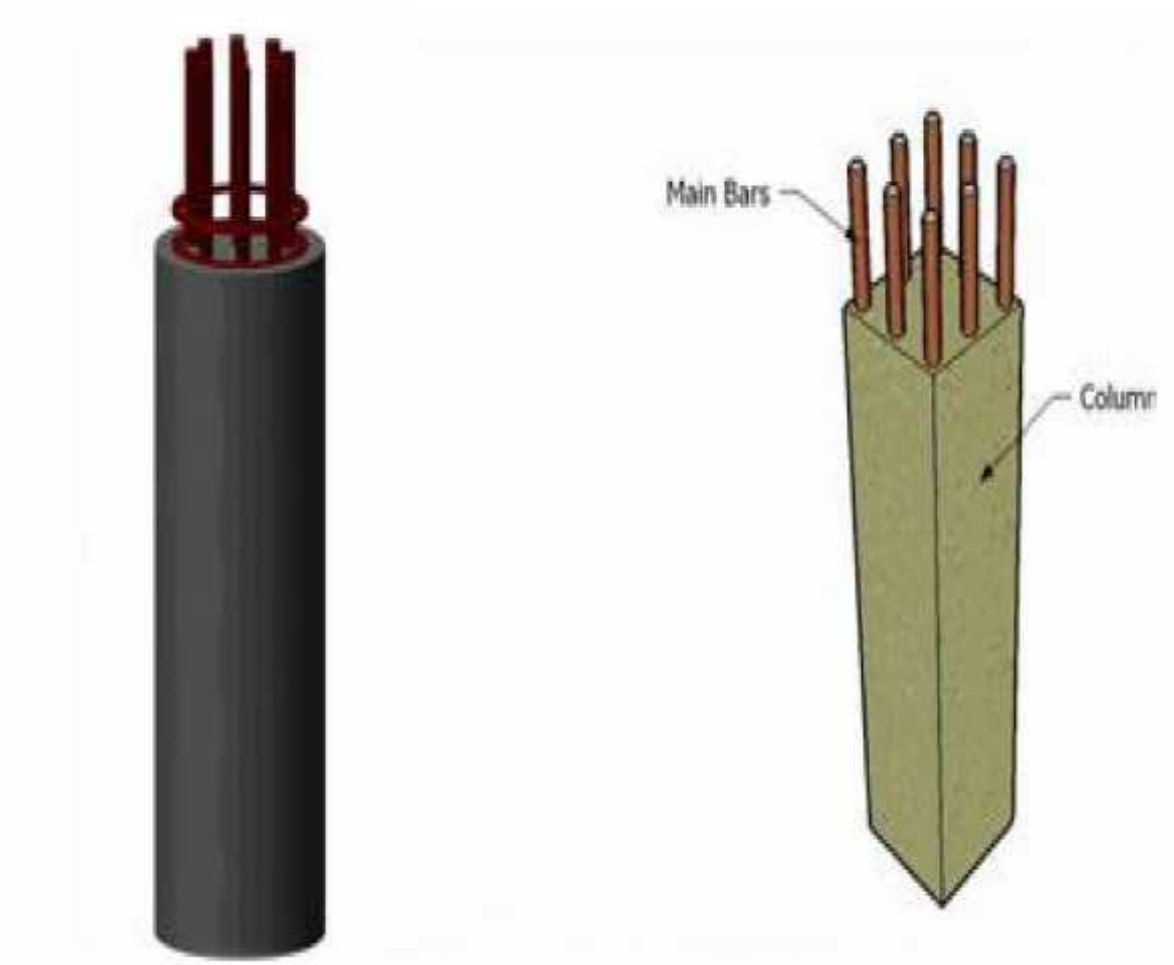
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (٣-٣) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

٣.٤.٣ الأعمدة:

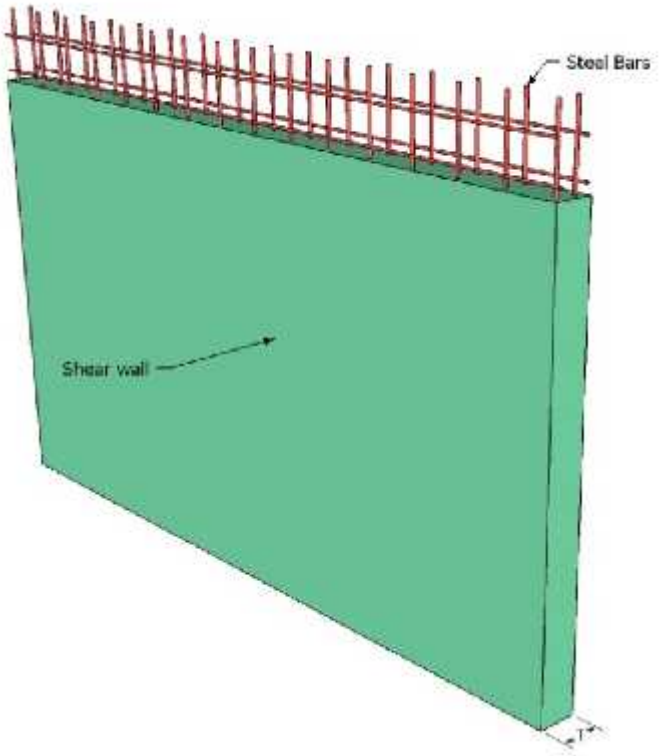
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٤): احدى أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

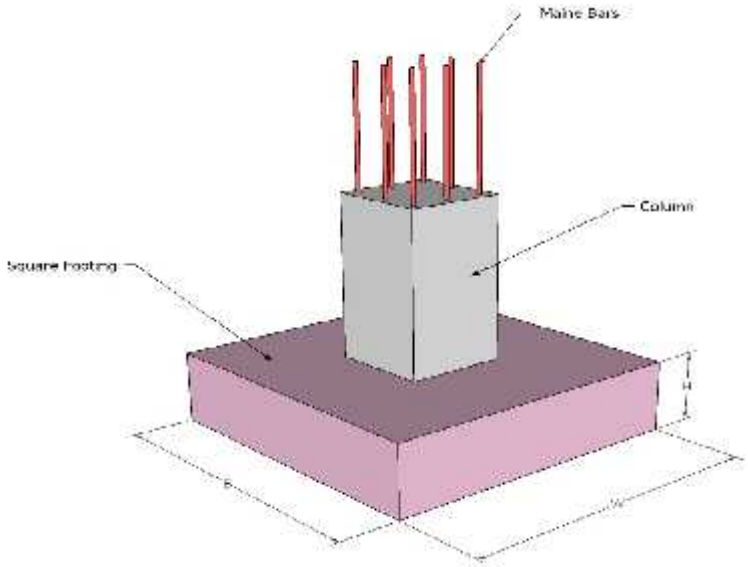
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، 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 (٣-٥): 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.

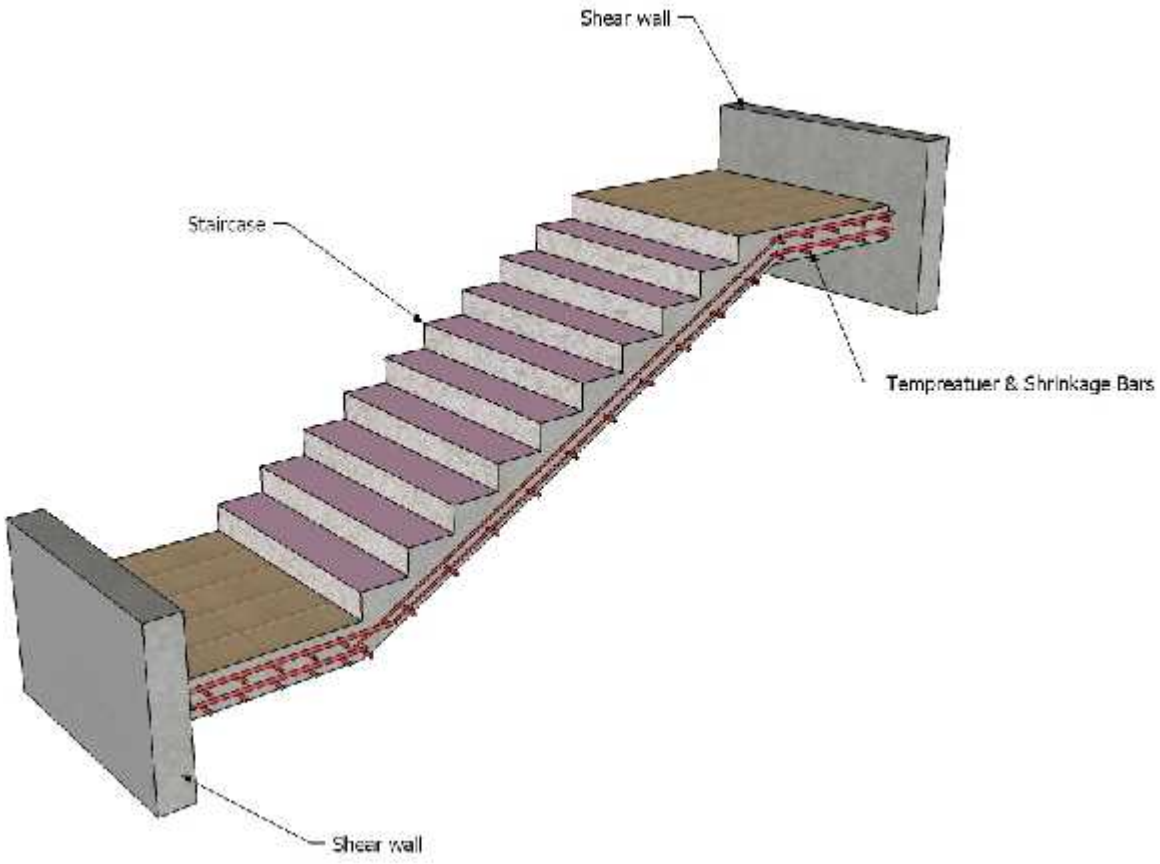


الشكل (٣-٦) : الأساس المفرد

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:

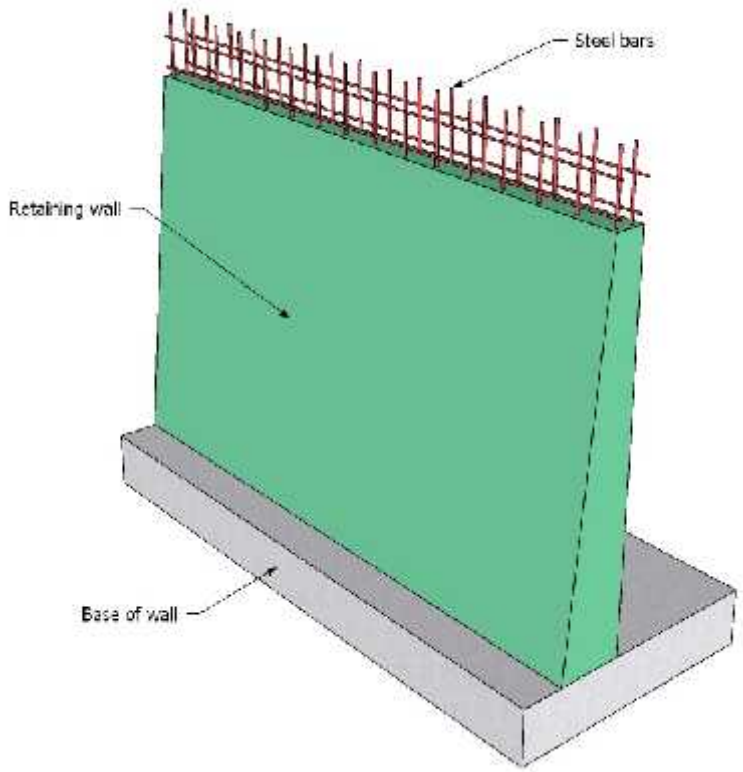
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٧): الدرج .

٧.٤.٣ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



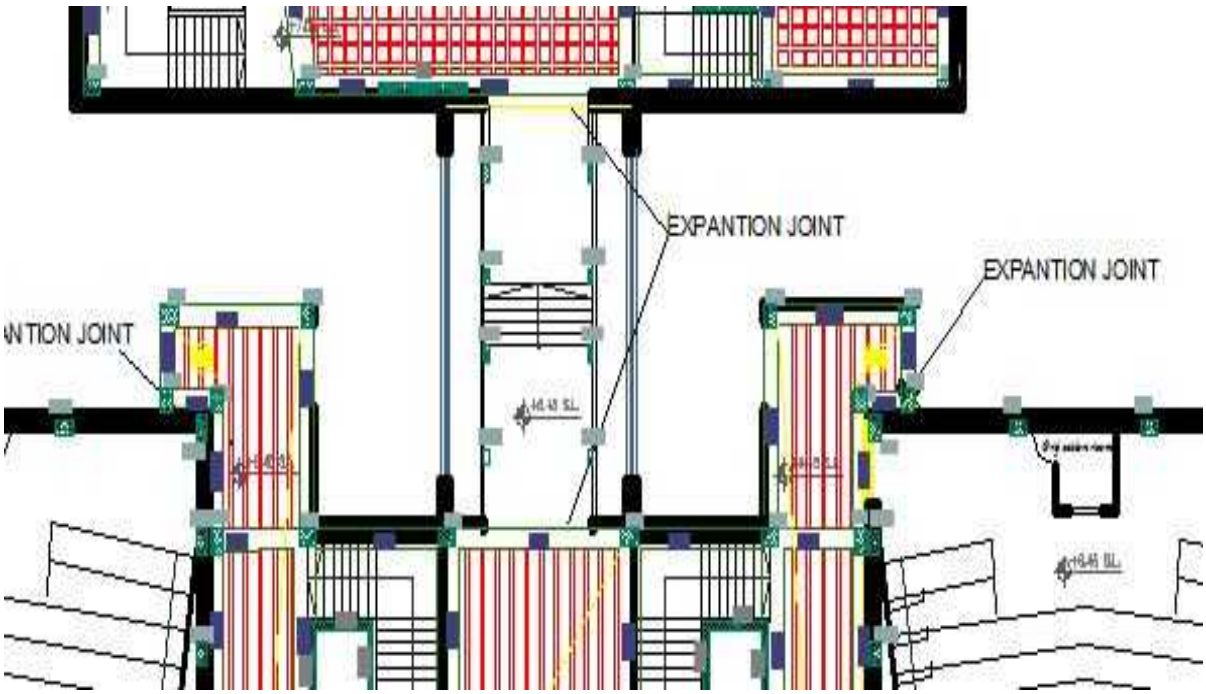
الشكل (٣-٨) جدار استنادي.

٣.٤.٨ فواصل التمدد (Expansions 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 ثلاث فواصل تمدد في هذا المشروع .



الشكل (٣-٩) فاصل التمدد بالمبنى.

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load of ribs

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of Two way Rib Slab.

4-8 Design of one Way solid Slab.

4-9 Design of Stair.

4-10 Design of Shear Wall.

4-11 Design of column (C59).

4-12 Design of Isolated footing.

4-13 Design of Truss.

4.1 Introduction:-

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

4.2 Determination of Slab Thickness:-

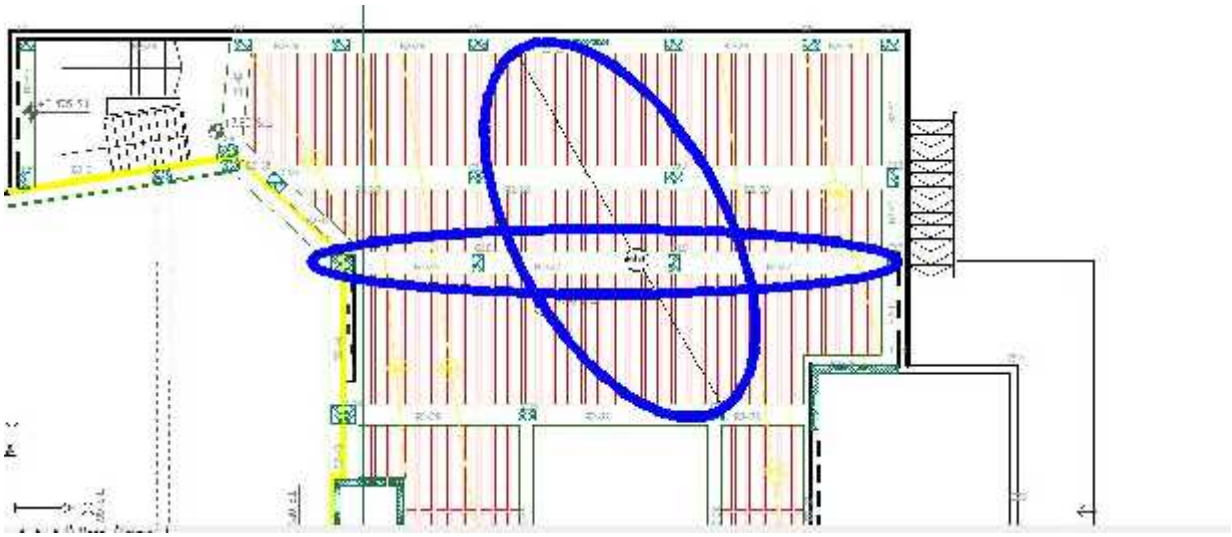


Figure (4-1): First Floor Slab.

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

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

= 526/18.5 = 28.43 cm.

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

= 670/21 = 31.9 cm

h_{min} for simply supported = L/16

= 526/16 = 32.87 cm

The controller slab thickness is 32.87 cm.

But by deflection checked it was controlled at 32 cm thickness.

so

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

4.3 Determination of Loadsof ribs :-

4.3.1 Determination of Dead load:-

Type	b h	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.359
Mortar	0.02*0.52*22	0.229
Sand	0.07*0.52*16	0.5824
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*9	0.864
Plaster	0.02*0.52*22	0.229
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Partitions	2.38*0.52	1.238
Sum		**5.26**

4.3.1 Determination of live load:-

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

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.26 = 6.312 KN/m.

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

4.4Design of Topping:-

Determination of dead load of topping

Type	b h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*16*1	1.12
Topping	0.08*1*25	2
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		**6.63**

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

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.63+ 1.6 * 5 = 15.96 KN/m. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.96 * 0.4^2 / 12$$
$$= 0.213 KN.m.$$

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

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

$$\rightarrow \begin{matrix} ¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN.m. \\ ¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.213 KN.m. \end{matrix}$$ OK!

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

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

n=As/100=144/50= 3 bars

S=1000/3 =300 mm

S= 3 h = 3*80 =240 mm(control)

S=450 mm

S=300*280/fs-2.5Cc = 300*280*3/2*420 -2.5*20 = 250 mm

S= 300*280/fs =300*280*3/2*420 = 300 mm

Use S =200 mm < S max = 240 mm

Use Φ8 @ 20cm c\c in both directions.

4.5 Design of Rib4 :-

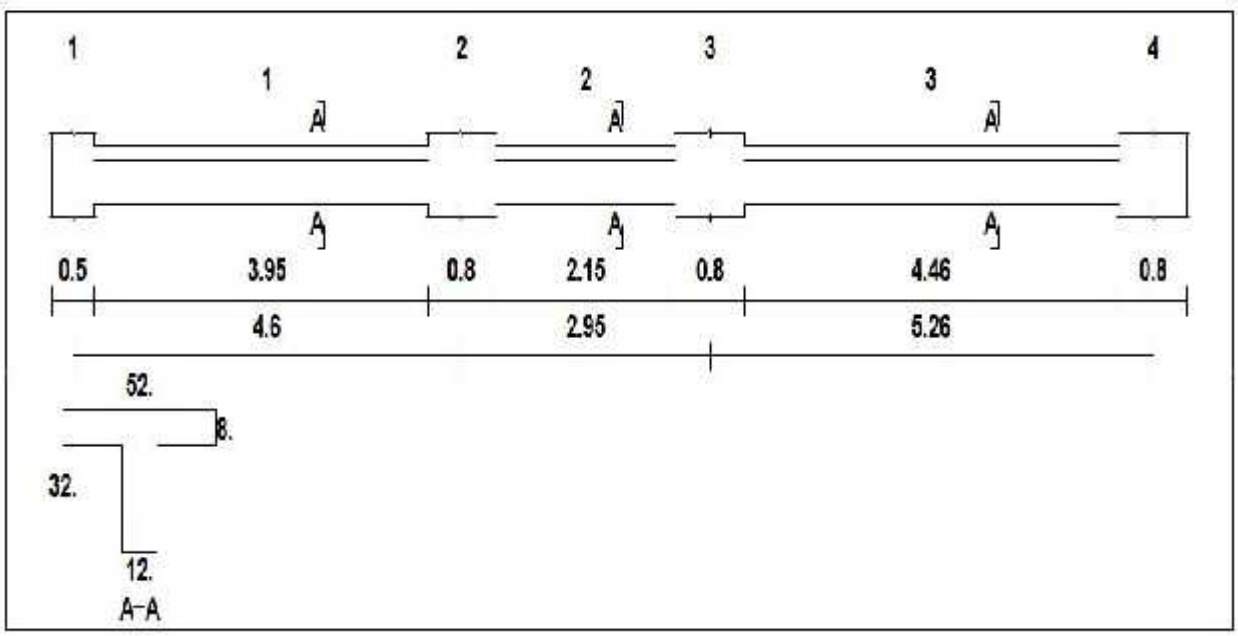


Figure (4-2): Rib4 geometry.

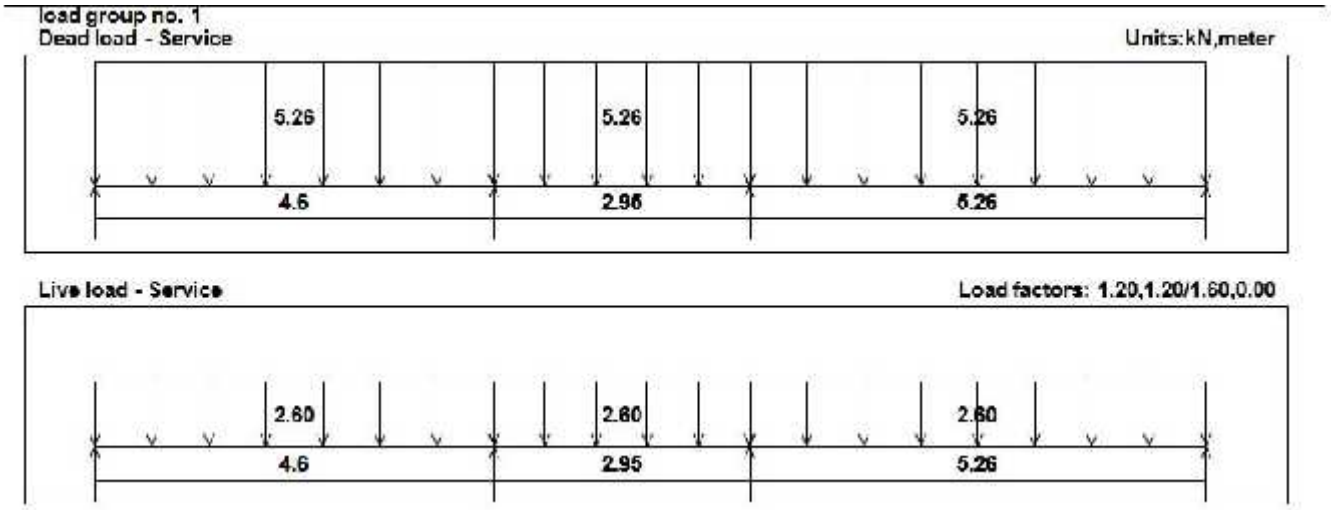


Figure (4-3) : loading of Rib 4

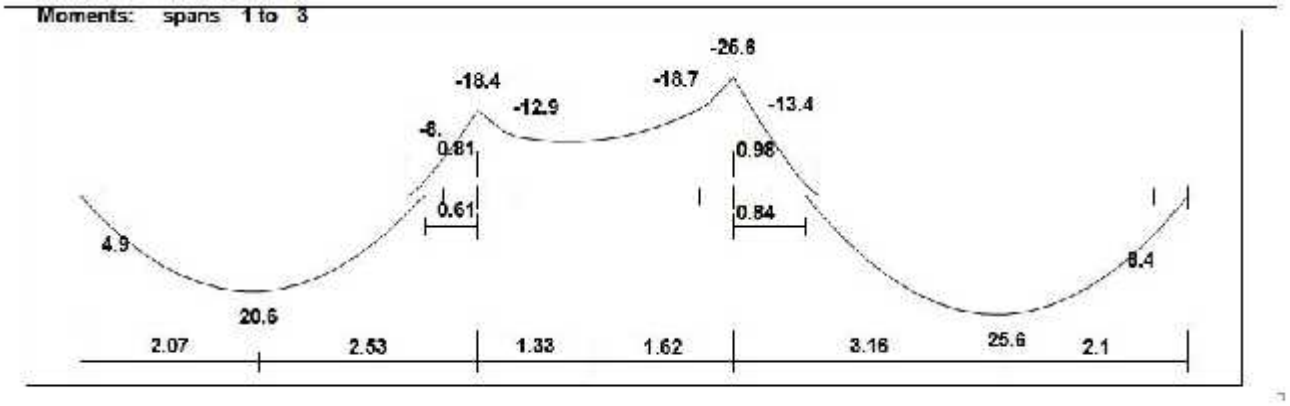


Figure (4-4) : Moment Envelop of rib 4.

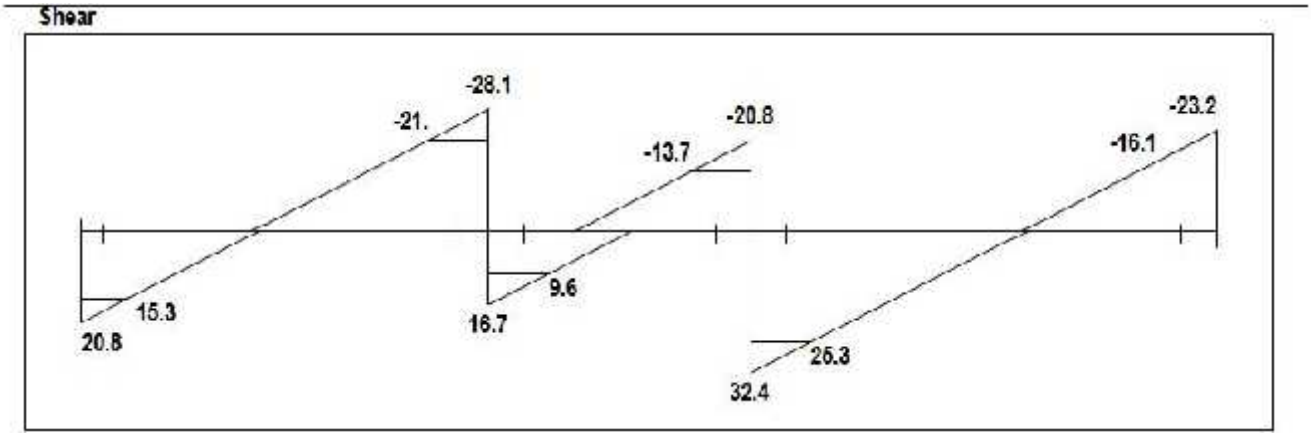


Figure (4-5) : Shear Envelop of rib 4.

4.5.1 Design of flexure:-

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib 4:-

Assume bars diameter of 12mm

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

b_{eff} <= 520 mm. (**Control)**

<= 5260 \4 = 1315mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→b_{eff} = 520 mm.

$¤ * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.286 - 0.08 \ 2) * 1000 = 187.9 KN.m.$

$¤ * Mn > mu$

187.9 > 25.6

→Rectangular section.

Maximum positive moments Mu = 25.6kN.m→Span (3)

Mn = 25.6 / 0.9 = 28.44kN.m

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{28.44 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.669 \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.669)(20.6)}{420}}\right) = 0.001619$$

$$As = 0.001619(520)(286) = 240.8\, mm^2$$

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

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

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

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

$240.8\, mm^2 > As_{\min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 240.8/153.86= 2 bars * Note $A_{\Phi 14}$= 153.86mm²

Select 2 Φ 14mm.

- Chick for strain :

  Tension = compression

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

  $307.7 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 12.18 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33 mm$

  $£_s = \frac{286 - 14.33}{14.33} X0.003$

  $£_s = 0.057 > 0.005$ OK

2) Positive moment $Mu =$ 20.6kN.m→Span (1)

Mn = 20.6/ 0.9 = 22.89kN.m

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{22.89 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.538 MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.538)(20.6)}{420}}\right) = 0.0013$$

As = 0.0011 (520) (286) = 193.09 mm^2

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

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

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

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

193.09 $mm^2 > As_{\min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} =193.09/113 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113 mm²

Select 2 Φ 12mm .

- Chick for strain :

  Tension = compression

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

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

  $a = 8.95 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 mm$

  $£_s = \frac{286 - 10.53}{10.53} X 0.003$

  $£_s = 0.078 > 0.005$ OK

4.5.1.2Design of Negative moment of rib 4:

1) Maximum negative moment $Mu =$ 18.7kN.m→Span (2)

Mn= 18.7/ 0.9 = 20.78kN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{20.78 * 10\text{^}6}{120 * (286)^2} = 2.12\text{MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.12)(20.6)}{420}}\right) = 0.00533$$

As = 0.00505 (120) (286) = 183.05 mm^2

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

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

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

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

183.05 $mm^2 > As_{\min} = 114.4 mm^2$

# of bars = $As_{\min}$ / As $_{bar}$ = 183.05/113.1 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113.097 mm²

Select 2 Φ 12 mm .

- Chick for strain :

  Tension = compression

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

  $226.2 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 38.81mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{38.81}{0.85} = 45.66mm$

  $£_s = \frac{286 - 45.66}{45.66}$ X0.003

  $£_s = 0.0158 > 0.005$ OK

2)Negative moment $Mu =$ 12.9KN.m→Span (2)

Mn=12.9/ 0.9 = 14.33kN.m

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

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{14.33 * 10\text{^}6}{120 * (286)^2} = 1.46MPa$

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.46)(20.6)}{420}}) = 0.00361$

As = 0.00361 (120) (286) = $123.93\,mm^2$

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

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

$As_{min} = 100.08 < 114.4$

$As_{min} = 114.4 mm^2$

$123.93\, mm^2 > As_{min} = 114.4 mm^2$

# of bars = As / As $_{bar}$ = 123.93/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.54 mm²

Select 2 Φ 10mm .

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $157.08 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 26.95 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7 mm$

  $£_s = \frac{286 - 31.7}{31.7} X 0.003$

  $£_s = 0.024 > 0.005$ OK

4.5.2 Design of shear of rib 4 :

1) Vud = 25.3 KN→at Support 3

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120 * 0.286$

= 21.02 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21.02 = 23.12 KN.

ΦVnmax =5 ΦVc = 105.1> Vu = 25.3The Section is large enough

Check for items:-

1/ $Vu \leq \Phi Vc/2$

25.3>10.51 (not ok)

2/ $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$

10.51<25.3 >21.02 (not ok)

Vs=Vn-Vc= (25.3/.75) - 28.03 = 5.303KN

3/ $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*120*0.286=$ **8.58 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} *0.286*120= 7.88KN$

$\Phi Vsmin$ = 8.58 KN.

$\Phi Vc = 21.02 \leq Vu = 25.3 < (\Phi Vc + \Phi Vsmin) = 29.6$ Ok

Soitem, 3 satisfy

S = d/2 = 286/2 = 143 mm (control)

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50 = 100 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

2*50/ s = 5.303*1000/(286*420) → s = 2265 mm

Take S = 150 mm

Use 2 Φ8 @ 15 cm c/c.

2) Vud = 21 KN→at Support 2

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120*0.286$

= 21.02 KN

1.1* Φ Vc = 1.1*21.02 = 23.12 KN.

ΦVnmax =5ΦVc = 105.1> Vu = 21 the section is large enough

Check for items:-

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

21>10.51 (not ok)

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

$10.51 \leq 21 < 21.02$ (ok)

So minimumshear reinforcement is required for joist construction according to ACI code

S = d/2 = 286/2 = 143 mm (control)

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50 = 100 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

2*50/ s = 5.303*1000/(286*420) → s = 2265 mm

Take S = 150 mm

Use 2 Φ 8 @ 15 cm c/c .

3) Vu = 16.1 KN→at Support 4

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120*0.286$

$= 21.02$ KN

$1.1* \Phi Vc = 1.1*21.02 = 23.12$KN.

$\Phi Vn_{max} = \Phi 5Vc = 105.1 > Vu = 16.1$ the section is large enough

Check for items:-

1/ $V_U \leq \Phi Vc/2$

16.1>10.51 (not ok)

2/ $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$

$10.51 \leq 16.1 < 21.02$ (ok)

So minimum shear reinforcement is required for joist construction according to ACI code

Use Φ 8 @ 15 cm c/c

4) Vu = 15.3 KN

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120*0.286$

$= 21.02$ KN

$1.1* \Phi Vc = 1.1*21.02 = 23.12$KN.

$\Phi Vn_{max} = \Phi 5Vc = 105.1 > Vu = 16.1$ the section is large enough

Check for items:-

1/ $V_U \leq \Phi Vc/2$

15. 3> 10.51 (not ok)

2/ $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$

10.51≤ 15.3 < 21.02 (ok)

So minimum shear reinforcement is required for joist construction according to ACI code

Use Φ 8 @ 15 cm c/c

4.6 Design of Beam:→Beam (2-37)

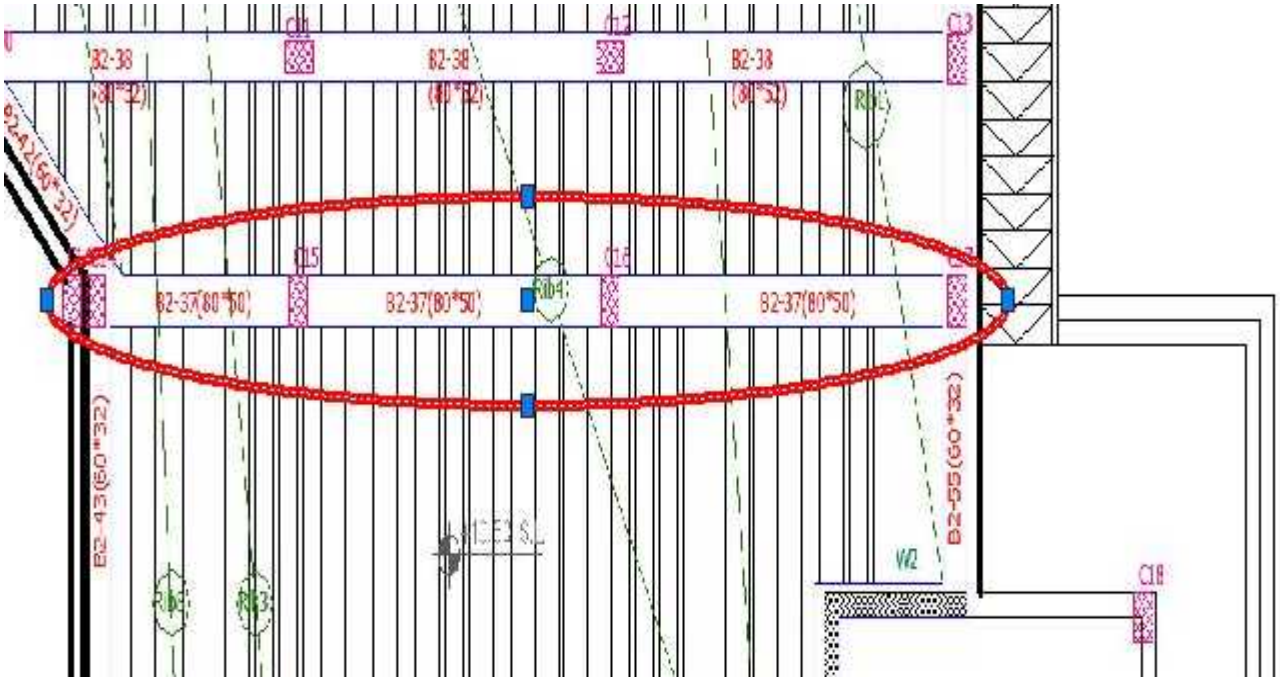


Figure (4-6) : Beam Plan

Determination of Dead load of beam:-

Type	b h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*1*16	1.12
Reinforcement concrete	25* 1*0.40	10
Plaster	0.02*1*22	0.44
Partitions	2.38*1	2.38
From rib 4		48.52
Sum		**63.15**

Determination of live load of beam:-

Nominal live load : 5*1 =5kN /m

From rib 4 = 14.36/0.52= 27.62 KN/m

Determination offactoreddead&liveload:-

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*63.15=75.78KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*32.62= 52.19 KN/m

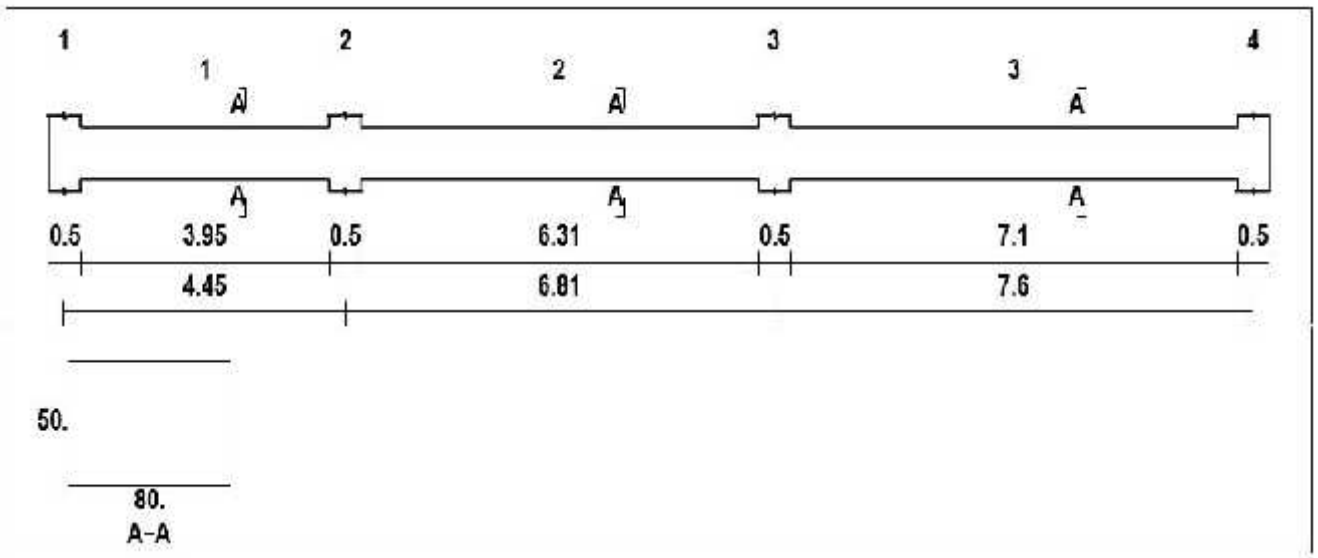


Figure (4-٧) : Beam Geometry

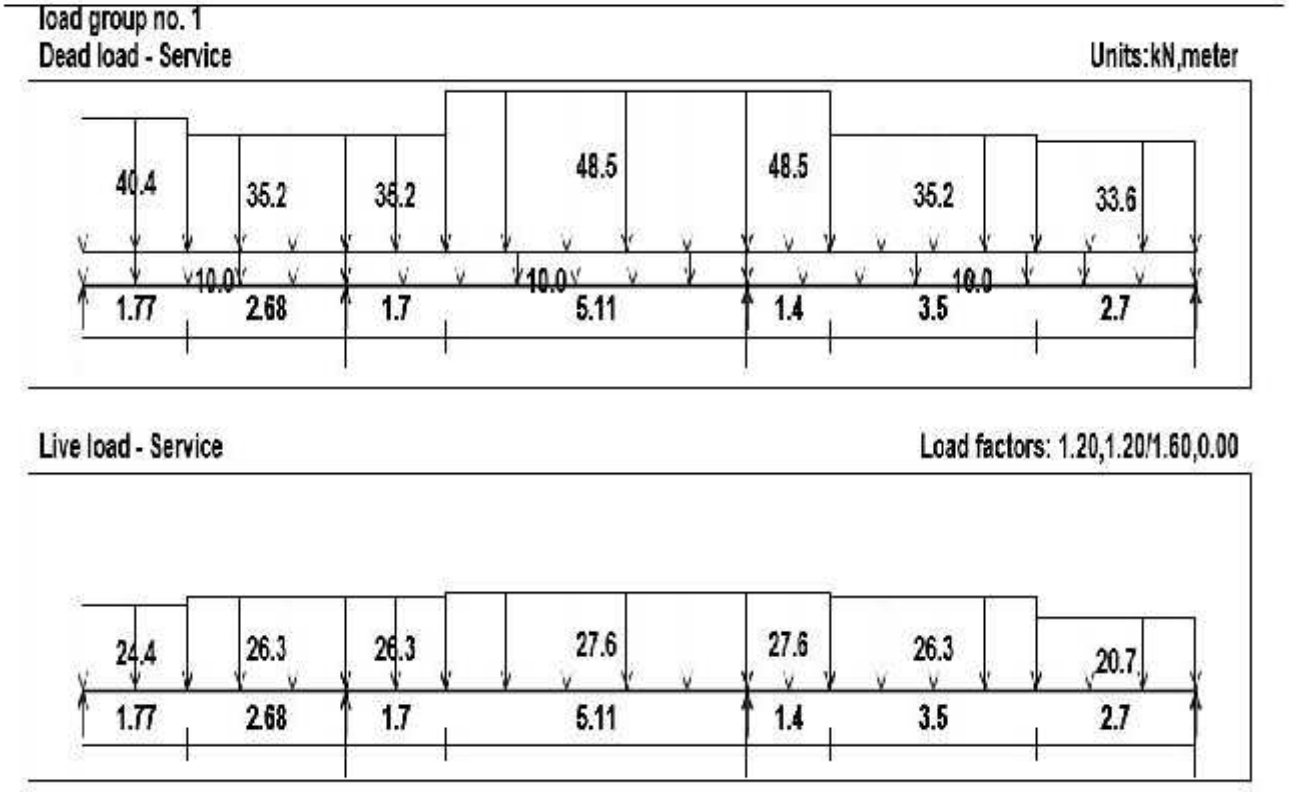


Figure (4-8) : Load of beam

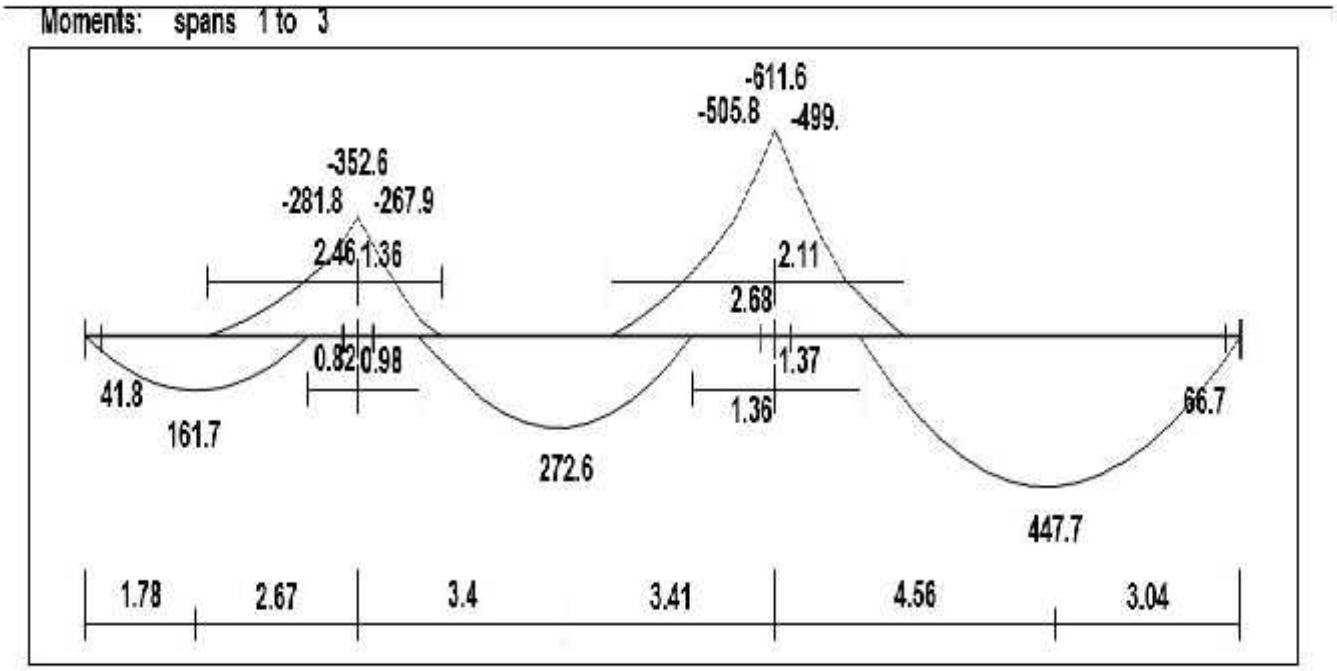


Figure (4-9): Moment Envelop for Beam

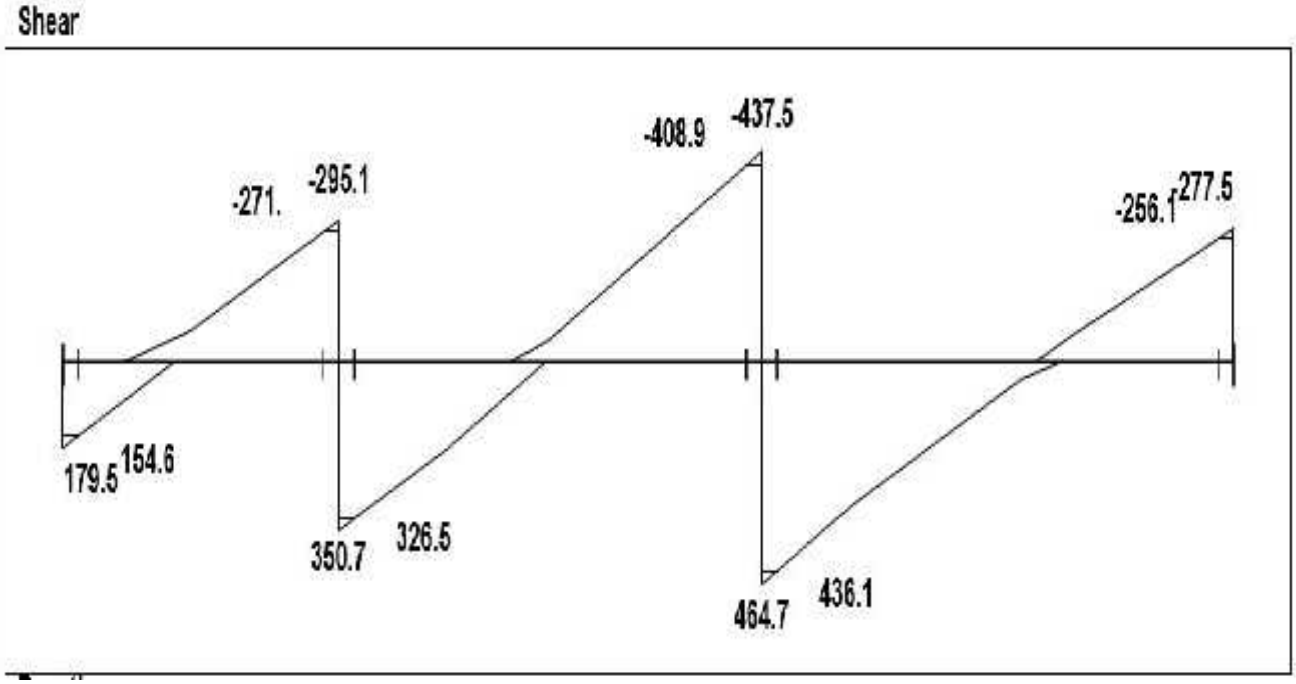


Figure (4-10) : Shear Envelop for Beam

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.1 Design of Negative moment:-

Assume bars of Φ 25

bw=80cm h= 50 cm

d=500 -40-10-12.5 =437.5 mm

1) Mu =505.8 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*437.5 /7=187.5 mm a=0.85 C= 0.85*187.5= 159.4 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*159.4*800*(437.5-159.4/2)*10^-6=763.24KN.m>Mu =505.8KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 505.8/0.9 = 562 KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{562*10^{\wedge}6}{800*(437.5)^2}$ = 3.67 Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.67)(20.6)}{420}})$ =0.0097

As = 0.0097(800) (437.5) =3398.37 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(437.5))$$

$As_{min} = 1166.67 mm^2$

$3398.37\, mm^2 > As_{min} = 1166.67 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 3398.37/380.13 = 9 bars * Note $A_{\Phi 22}$=380.13mm²

Select9 Φ 22mm with As=3436.12>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

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

  $3436.12 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 88.43 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{88.43}{0.85} = 104.04 mm$

  $£_s = \frac{437.5 - 104.04}{104.04} X 0.003$

  $£_s = 0.0096 > 0.005$ ok

  check for bars spacing:

S = (800 - 40*2 - 2*10 -7*25) / 6 =87.5mm > 25 mm Ok

2) Mu **=281.8 KN .m**

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 281.8/0.9 = 313.11KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{313.11*10\text{^}6}{800*(437.5)^2}$ = 2.05Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.88)(20.6)}{420}}\right) = 0.0051$$

As = 0.0051 (800) (337.5) =1799.27 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(437.5))$$

$$As_{\min} = 1166.7 mm^2$$

$1799.27\, mm^2 > As_{\min} = 1166.7 mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1799.27 /380.13 = 5bars * Note $A_{\Phi 22}$=380.13mm²

Select 5 Φ 22 mm with As=1963.5>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

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

  $1963.5 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 50.53m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.45mm$

  $£_s = \frac{437.5 - 59.45}{59.45} X0.003$

  $£_s = 0.0191 > 0.005$ ok

Check for spacing

S = (800 - 40*2 - 2*10 -4*25) /3=200 mm > 25 mm Ok

4.6.1.2 Design of positive moment :

1) Maximum positive moment **Mu = 447.7KN.m**

Mn= Mu/0.9= 447.7/0.9 = 497.44KN m

Assume bars of Φ 25

$be = 80cm, h = 50cm$

$d = 500 - 10 - 12.5 = 437.5mm$

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{497.44*10\text{^}6}{800*(437.5)^2}$ = 3.25 Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.36)(20.6)}{420}}) = 0.0085$

As = 0.0085 (800) (437.5) = 2966.054 mm^2

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

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(437.5))$

$As_{\min} = 1166.7mm^2$

2966.054 $mm^2 > As_{\min} = 1166.7mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 2966.054/380.13 = 8 bars * Note $A_{\Phi 22}$=380.13mm²

Select 8 Φ 22 mm with As = 2945.22>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

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

$2945.22 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

$a = 75.8m$

$c = \frac{a}{1} = \frac{75.8}{0.85} = 89.17mm$

$£_s = \frac{437.5 - 89.17}{89.17} X0.003$

$£_s = 0.012 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*10 -6*25) /5 =110mm >25mm Ok

2) Mu = 272.6KNm

$be = 100cm, h = 40cm$

$d = 500 - 40 - 10 - 12.5 = 437.5mm$

Mn= Mu/0.9= 272.6 /0.9 = 302.88 KN m

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{302.88 * 10\text{^}6}{800 * (437.5)^2}$ = 1.98Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(1.98)(20.6)}{420}}$) = 0.00496

As = 0.00496 (800) (437.5) = 1737.13 mm^2

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

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(437.5))$

$As_{\min} = 1166.7mm^2$

$1737.13\,mm^2 > As_{\min} = 1166.7mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1737.13/380.13 = 5 bars * Note $A_{\Phi 22}$=380.13mm²

Select 5 Φ 22 mm with As = 1963.5>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

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

  $1963.5*420 = 0.85*800*24*a$

  $a = 50.53m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.45mm$

  $£_s = \frac{437.5 - 59.45}{59.45} X0.003$

  $£_s = 0.019 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*10 -4*25) /3= 200 mm >25 mm Ok

3) Mu = 161.7KN.m

$be = 800cm, h = 50cm$

$d = 500 - 40 - 10 - 12.5 = 437.5mm$

Mn= Mu/0.9= 161.7 /0.9 = 179.67 KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{179.67*10\text{^}6}{800*(437.5)^2}$ = 1.17Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.17)(20.6)}{420}})$ = 0.00288

As = 0.00288 (800) (437.5) = $1007.68\,mm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(437.5))$$

$$As_{\min} = 1166.7 mm^2$$

$1007.68\, mm^2 > As_{\min} = 1166.7 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1007.68/ 314.16 = 4bars * Note $A_{\Phi 20}$=314.16 mm²

Select 4 Φ 20mm with As = 1256.64>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

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

  $1256.64 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 32.3m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{32.3}{0.85} = 38.05mm$

  $£_s = \frac{437.5 - 38.05}{38.05} X0.003$

  $£_s = 0.0315 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*10 -4*20) /3 =206.67 mm >20 mm Ok

4.6.2 Design of shear

1) Vu = 436.1KN→ support (3)

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800* 437.5*10^{-3} = 214.33$ KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 5\Phi Vc = 1071.65$ KN > Vu=436.1 KN

→The dimension is big enough.

Vs =Vn – Vc =514.56 – 285.77= 228.786 KN

Check for items:-

1) $Vu \leq \Phi Vc/2$ =>436.1 >107.165 not ok

2) $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$ =>107.165<436.1>214.3 not ok

$\Phi Vs_{min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d$

$= 0.75*(\frac{1}{3})*800 *437.5 *10^{-3}$= **87.5 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 437.5 * 10^{-3} = 80.37$KN.

$\Phi Vsmin = 87.5$ KN

3) $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

214.3<436.1>301.8 => not ok

4)Φ Vc + Φ Vsmin≤ Vu <Φ Vc + $\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3}$ * bw * d

301.8 ≤436.1≤730.5 ok S max =d/2 =437.5/2 =218.75 mm <600 ok

So item, (4) satisfy

Take Av = 2Φ10 = 2* 78.5 =157 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

157/ s = 228.76 /437.5*420 → s = 195.46mm

S=195.46 < d/2 =218.75 mm ≤ 600 mm.

Select S= 15 cm

Use Φ10 (2legs) @ 15 c/c for 140cm after the critical section and Φ10 (2legs) at

(20) cm c/c at the mid.

---

2) Vu = 326.5 KN →support (2).

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 800* 437.5*10^-3 = 214.33 KN

Φ Vc + (2/3) Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d = 5ΦVc = 1071.65 KN > Vu=326.5 KN

→ The dimension is big enough.

Vs =Vn – Vc =362.78 – 285.77 = 77.01 KN

Check for items:-

1) Vu ≤ Φ Vc/2 =>326.5 > 107.165 not ok
2) Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 107.165 <326.5 >214.3 not ok

$\Phi\ Vs_{min} \geq 0.75\ (\frac{1}{3})\ *\ b_w\ *\ d$

$= 0.75*(\frac{1}{3})*800*437.5*10^{-3}=$ **87.5 KN.** **(control)**

$\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{24}}{16}\ *\ b_w\ *\ d$

$= 0.75\ *\ \frac{\sqrt{24}}{16}\ *\ 800\ *\ 437.5\ *\ 10^{-3} = 80.37$ KN.

$\Phi Vsmin = 87.5$ KN

3) $\Phi\ Vc \leq Vu \leq \Phi\ Vc + \Phi\ Vsmin$

$214.3 < 326.5 > 301.8$ => not ok

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

$301.8 \leq 436.1 \leq 730.5$ ok S max =d/2 =437.5/2 =218.75 mm < 600 ok

So item, (4) satisfy

Take Av = 2Φ 10 = 2* 78.5 =157 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

157/ s = 77.01 /437.5*420 → s = 195.46mm

S=374.6> d/2 =218.75 mm≤ 600 mm.

Select S= 20 cm

Use Φ 10 (2legs) @ 20 c/c for all the distance.

3) Vu = 256.1 KN →support (4).

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800* 437.5*10^{-3} = 214.33$ KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 5\Phi Vc = 1071.65$ KN> Vu=256.1KN

→ The dimension is big enough.

Vs =Vn – Vc =285– 285.77 = 0.77 KN

Check for items:-

1) $Vu \leq \Phi Vc/2$ =>256.1> 107.165 not ok

2) $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$ => 107.165 <256.1>214.3 not ok

$\Phi Vs_{min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d$

$= 0.75*(\frac{1}{3})*800 *437.5 *10^{-3}=$ **87.5 KN.** **(Control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 437.5 * 10^{-3} = 80.37$ KN.

$\Phi Vsmin = 87.5$ KN

3) $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

214.3 <256.1< 301.8 => ok

So item, (3) satisfy

Take Av_{min} = 2Φ 10 = 2* 78.5 =157 mm^2

Av_{min}/ s = Vs_{min}/fy * d

157/ s = 87.5 /437.5*420 → s = 195.46mm

S=329.7< d/2 =218.75 mm ≤ 600 mm.

Select S= 20 cm

Use Φ 10 (2legs) @ 20 c/c for All distance.

4) Vu = 154.6 KN → support(4).

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800* 437.5*10^{-3} = 214.33 \text{ KN}$$

$$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 5\Phi Vc = 1071.65 \text{ KN} > Vu=256.1\text{KN}$$

→ The dimension is big enough.

Check for items:-

1) Vu ≤ Φ Vc/2 =>154.6> 107.165 not ok

2) Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 107.165 <154.6< 214.3 ok

So item, (2)satisfy

Minimum shear required ($A_{v,min}$)

$$\frac{A_{v,min}}{s} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w}{f_{yt}} \geq \frac{1}{16} \sqrt{f_c}\frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} \geq \frac{1}{3} \times \frac{800}{420} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times \frac{800}{420}$$

$$\frac{157}{s} \geq 0.635 \geq 0.583$$

S= 247.25 mm >d/2=218.75< 600

Select S= 20 cm

Use Φ 10 (2legs) @ 15 c/c All distance.

4-7 Design of Two Way Rib Slab:

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

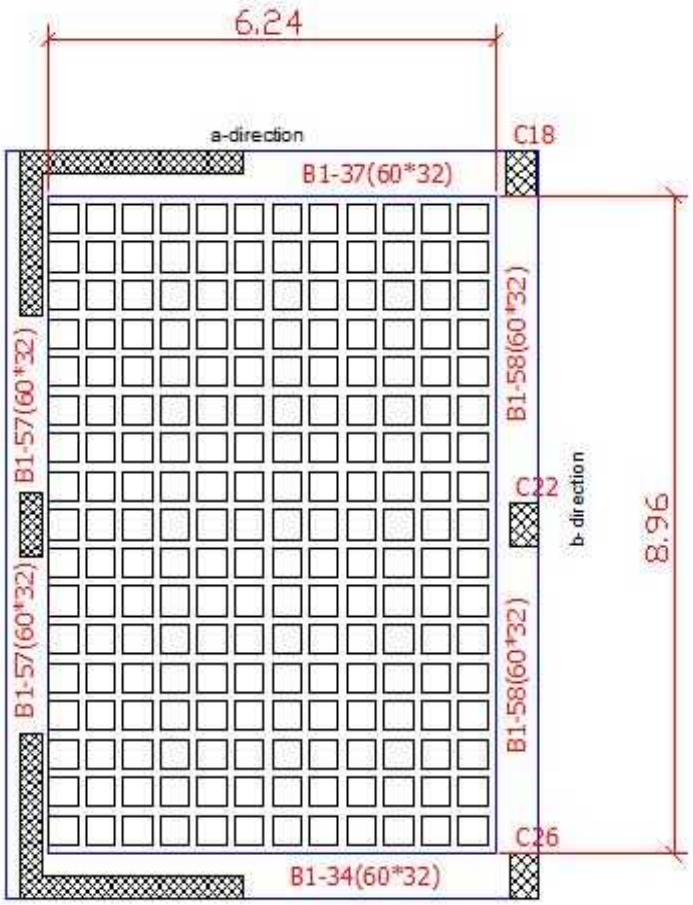
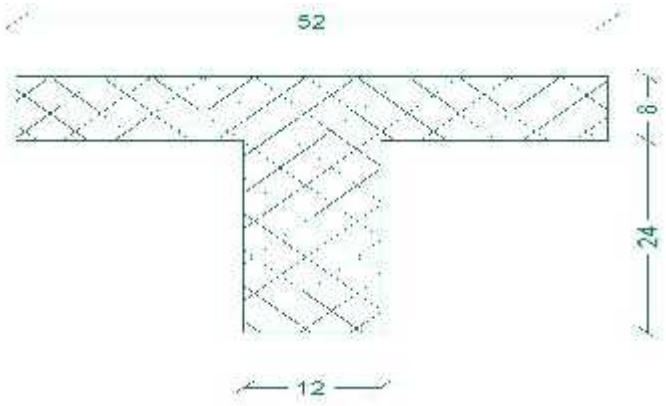


Figure (4-11): two-way rib slab.



$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y} = \frac{40*8*4 + 32*12*16}{40*8 + 32*12} = 10.55cm$$

$$I_{rib} = \frac{52 \times (10.55)^3}{3} - \frac{(40) \times 2.55^3}{3} + \frac{12 \times (21.45)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 59609cm^4$$

$$I_{b1-53} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 60 * (32)^3 = 163840cm^4 = I_{b1-51}$$

$$I_{b1-34} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 60 * (32)^3 = 163840cm^4 = I_{b1-30}$$

The direction = 8.96 m = 896cm

The exterior beam :(beam 1-57,1-58)

$$I_{s1} = (59609 \times (\frac{896}{2} + 60)) / 52 = 582334.08cm^4$$

The direction = 6.24 m = 624cm

$$I_{S2} = (59609 \times (\frac{624}{2} + 60)) / 52 = 426433.62cm^4$$

The exterior beam :(beam 1-34,1-37)

$$\sim_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{163840}{582334.08} = 0.28135$$

$$\sim_2 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{163840}{426433.62} = 0.3842$$

$$\sim_3 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{163840}{582334.08} = 0.28135$$

$$\sim_4 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{163840}{426433.62} = 0.3842$$

$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1 + \sim_2 + \sim_3 + \sim_4}{4} = \frac{0.28135 + 0.3842 + 0.28135 + 0.3842}{4} = 0.3328$$

$$0.2 < \sim < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.3328 < 2$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{l(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ (\sim_{fm} - 0.2)}$$

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{896}{624} = 1.44$$

$$h_m = \frac{8960 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 5 * 1.44 * (0.3328 - 0.2)} = 266.7mm$$

266.7 mm > 125 mm …ok

First trial thickness h=320mm>266.7 mm –ok

Take slab thickness h=320 , 80mm – topping , 240mm concrete block.

4-7.2 Load Calculation:-

4-7.2.1 Determination of Dead load:-

Type	b h	KN/Rib
Tiles	0.03*0.52²*23	0.187
Mortar	0.02*0.52²*22	0.119
Sand	0.07*0.52²*16	0.303
Topping	0.08*0.52²*25	0.541
Hollow block	0.4²*0.24*9	0.346
Plaster	0.02*0.52²*22	0.119
R.C rib	0.12*0.24*25*(0.52+0.4)	0.662
Partitions	2.38*0.52²	0.643
Sum		**2.92**

Nominal Total Dead Load = 2.92KN/Rib

$2.92/(0.52^2) = 10.8$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4-7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.8 = 12.96 KN/m^2.

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

4-7.3Design for moment:

- **The slab is discontinuous from all sides , so it will be assumed as :**

(case 1 in analysis for moments)

- **The moment at discontinuous egdes will be taken as{ (1/3)*M+ve in each direction.**

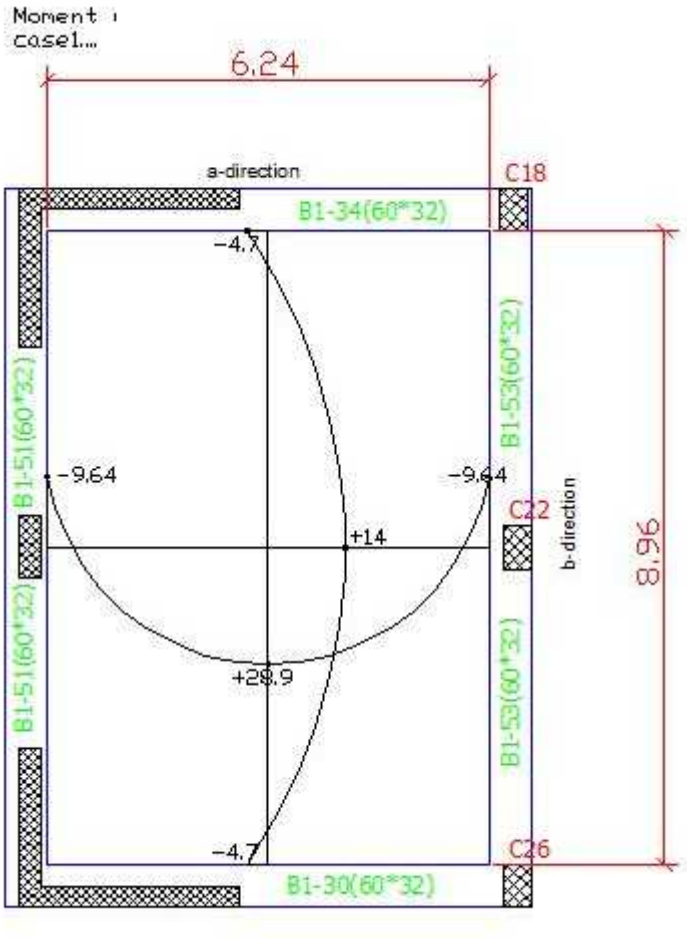


Figure (4-12): Moment Slab.

Short – direction (a)

Assume **Φ 14**

d = 320 – 20 – 10 –14/2= 283 mm

L_a/L_b = 6.24/8.96 = 0.7 …….Case 1

$Ca_{pos/dl}$= 0.068

$Ca_{pos/ll}$=0.068

$Ma_{(+ve)}$= (Ca_{dl}*W_{dl}*La^2*0.52)+(Ca_{ll} *W_{ll}*La^2*0.52)

= (0.068*12.96*6.24^2*0.52)+(0.068*8*6.24^2*0.52)= 28.9 KN.m/Rib

Positive moment for a-direction = +28.9 KN.m/Rib.

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(28.9/0.9) * 10^6}{520 * (283)^2} = 0.770 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.770)(20.6)}{420}}\right) = 0.0018692$$

As = 0.0018692*520*283= 275.1 mm^2

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(283) \geq \frac{1.4}{420}(120)(283)$$

$As_{min} = 99.03 < 113.2$

So: $As_{min} = 1132\ mm^2$

$As_{min} < As = 275.1 mm^2$

select (2) bars Φ 14 with area = 307.9 mm^2

Check forstrain:

Tension = Compression

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

$$307.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.19\,mm$$

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

$$\pounds_s = \frac{283 - 14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.0562 > 0.005 ...ok$$

The negative moment fora-direction = (1/3)*Ma (+ve) = (1/3)* 28.9 = -9.64 KN.m/Rib.

Assume **Φ 12**

d = 320 – 20 – 10 –12/2= 284 mm

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(9.64/0.9) * 10^6}{120 * (284)^2} = 1.107\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.107)(20.6)}{420}}\right) = 0.00271$$

$$As = 0.00271 * 120 * 284 = 92.4\,mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) \geq \frac{1.4}{420}(120)(284)$$

$$As_{\min} = 99.4 < 113.6$$

$$As_{\min} = 1136 \text{ mm}^2\text{–cont}$$

$$As_{\min} = 113.6 > \text{As= 92.4 mm}$$

Select (2) bars Φ10 with area =157.1mm

Check forstrain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.95\,mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 31.71$$

$$\varepsilon_s = \frac{284 - 31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.0239 > 0.005 \ldots ok$$

Long -direction:(case1)

Assume **Φ 12**

d = 320 – 20 – 10 – (14) –12/2= 270 mm

L_a/L_b = 6.24/8.96 = 0.7

$Cb_{pos/dl}$= 0.016

$Cb_{pos/ll}$=0.016

$Mb_{(+ve)}$= (Cb_{dl}*W_{dl}*Lb^2*0.52)+(Cb_{ll} *W_{ll}*Lb^2*0.52)

= (0.016*12.96*8.69^2*0.52)+(0.016*8*8.69^2*0.52)= 14.0 KN.m/Rib

Positive moment for b-direction = + 14.0 KN.m/Rib.

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(14{,}0 / 0.9) * 10^6}{520 * (270)^2} = 0.4104 \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.4104)(20.6)}{420}}\right) = 0.000987$$

As = 0.000987*520*270 = 138.6 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(270) \geq \frac{1.4}{420}(120)(270)$$

$As_{\min} = 94.5 < 108$

$As_{\min} = 108$ mm^2–cont

$As_{\min} = 108 <$ As= 138.6 mm

Select (2) bars Φ10 with area =157.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.22\,mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 7.32$$

$$\varepsilon_s = \frac{284 - 7.32}{7.32} \times 0.003 = 0.1134 > 0.005 \ldots ok$$

The negative moment forb-direction = (1/3)*14.0 = -4.7 KN.m/Rib

Assume **Φ 12**

d = 320 – 20 – 10– (10) –12/2= 274mm

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(4.7/0.9) * 10^6}{120 * (274)^2} = 0.58\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.58)(20.6)}{420}}\right) = 0.0014$$

$$As = 0.0014 * 120 * 274 = 46.1\,mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(274) \geq \frac{1.4}{420}(120)(274)$$

$$As_{\min} = 95.6 < 109.6$$

$$As_{\min} = 1096 \text{ mm}^2\text{–cont}$$

$$As_{\min} = 109.6 > \text{As} = 44.4 \text{ mm}$$

select (2) bars Φ 10 with area =157.1mm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.95\,mm$$

$$c = \frac{26.95}{0.85} = 31.71$$

$$£_s = \frac{284 - 31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.0239 > 0.005 \ldots ok$$

4.7.4 Design for shear:

The shear in the slab calculated by using tributary area for shear:

wu = 1.2 DL+1.6LL = 1.2 * 12.96 + 1.6* 5 = 20.96 KN/m^2

$$Vud = wu \times bf(\ln/2 - d)$$
$$Vud = 20.96 \times 0.52 \times (6.24/2 - 0.284) = 30.91KN$$
$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{fc} \times bw \times d$$
$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 284 * 10\text{^}{-3} = 30.61KN$$
$$¤Vc = 0.75 * 33.84 = 22.96$$

$¤Vc$ =22.96 < Vud =30.91

$$Vs\min = \frac{1}{3}bw \times d \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$
$$Vs\min = \frac{1}{3} \times 120 \times 284 \times 10\text{^}{-3} = 11.36$$
$$\geq \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 284 \times 10\text{^}{-3} = 10.43$$
$item : 3$
$$¤Vc = 22.96 < Vu = 30.91 \leq ¤(Vc + Vs\min) = 31.48$$

Provide minimum shear reinforcement… use 2 Φ 8 for stirrups A_v =2*50=100mm^2

$$\frac{A_{v(\min)}}{s} = \frac{b_w}{3Fyt} = \frac{1}{3} * \frac{120}{420} = 0.09523$$
$$\frac{100}{s} = 0.09523\ ,,,,,s = 1050\ mm$$

S ≤ d/2 =284/2=142 mm -cont

≤ 600 mm.

Use 2Φ 8 @ 125 mm. For adistance 1m from the face of beam.

4 – 8:Design of one way solid slab.

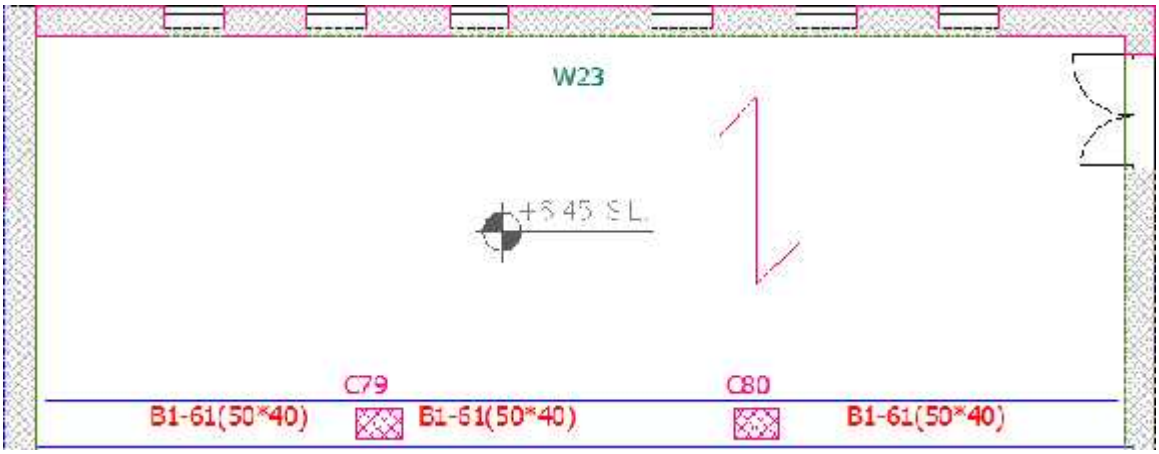


Figure (4-13): one -way solid slab.

4-8.1 Determination of Loads:

h_{min} for one way solid slab = L/24

h_{min} = 5.2/20 = 0.26m .

Take h= 30 cm.

DL :

Tiles 0.03× 22 = 0.66kN/m2

Mortar 0.02× 23 = 0.46kN/m2

Coarse Sand Fill 0.07× 16 = 1.12kN/m2

Reinforced 0.15× 25=3.75kn/m2

Plaster 0.02× 22 = 0.44kN/m2

Partitions= 2kN/m2

Nominal Total Dead Load =

$0.66+ 0.46+ 0.44+ 1.19+ 3.75 + 2= 8.5$ kn/m^2

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

$qu = 1.2*8.5+1.6*5 = 18.2KN/m^2$

For 1*m Strip in Y direction* $(qu) = 18.2KN/m$

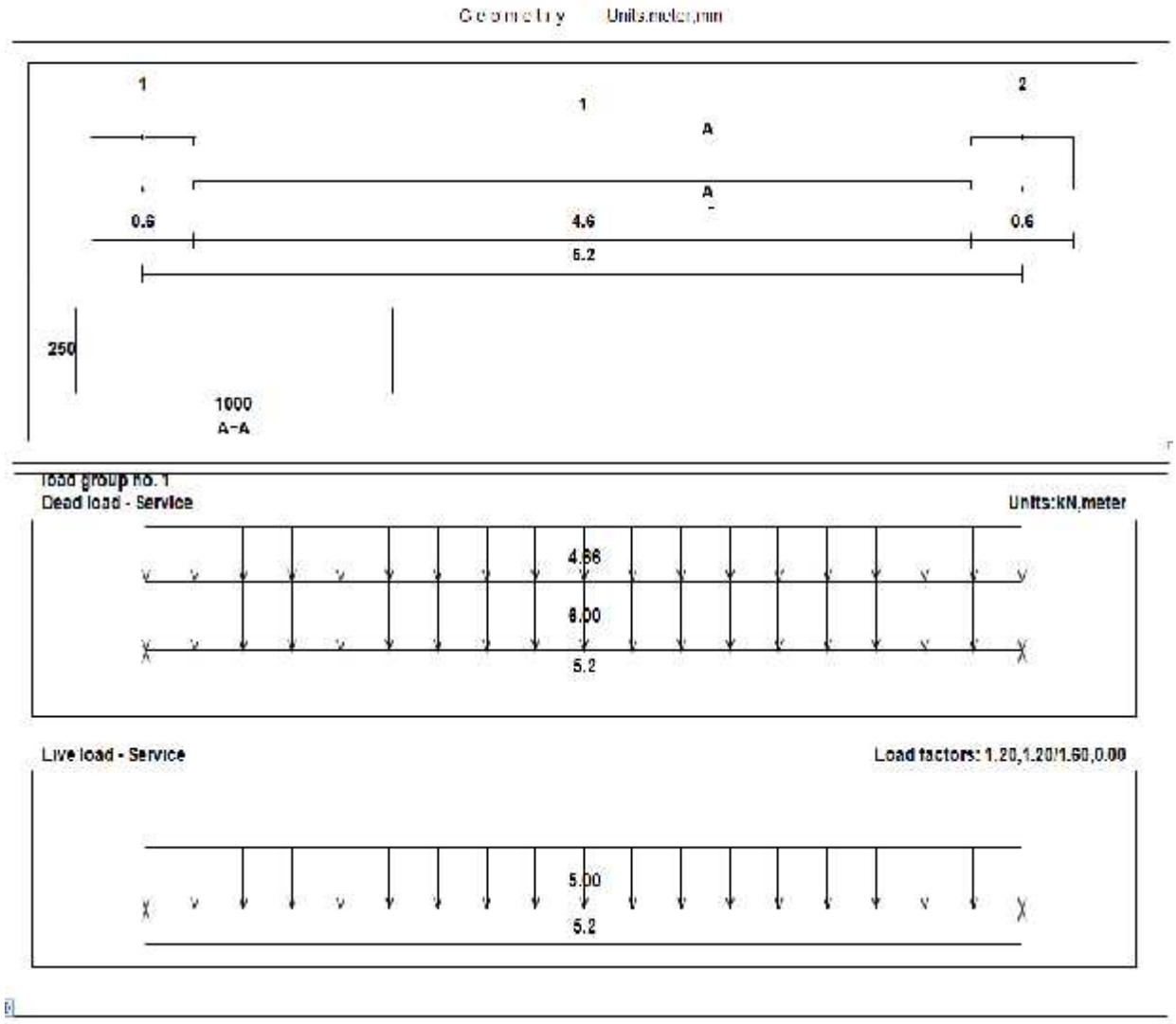


Figure (4-14): load Service.

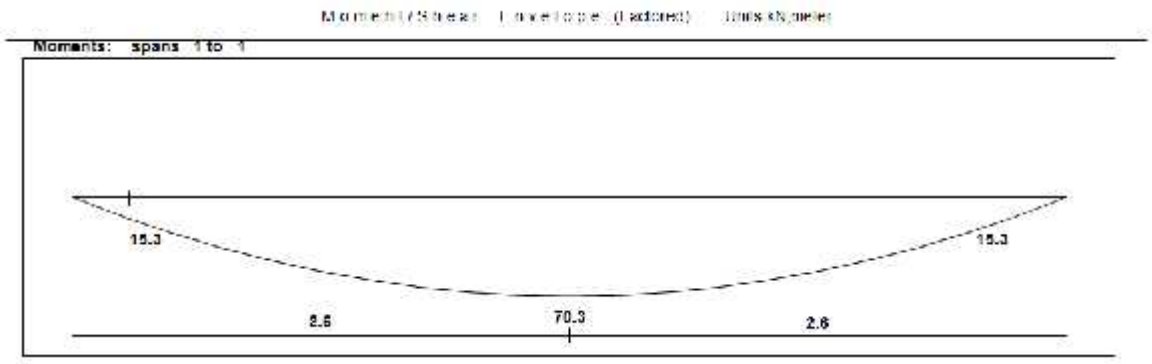


Figure (4-15): Moment Envelope

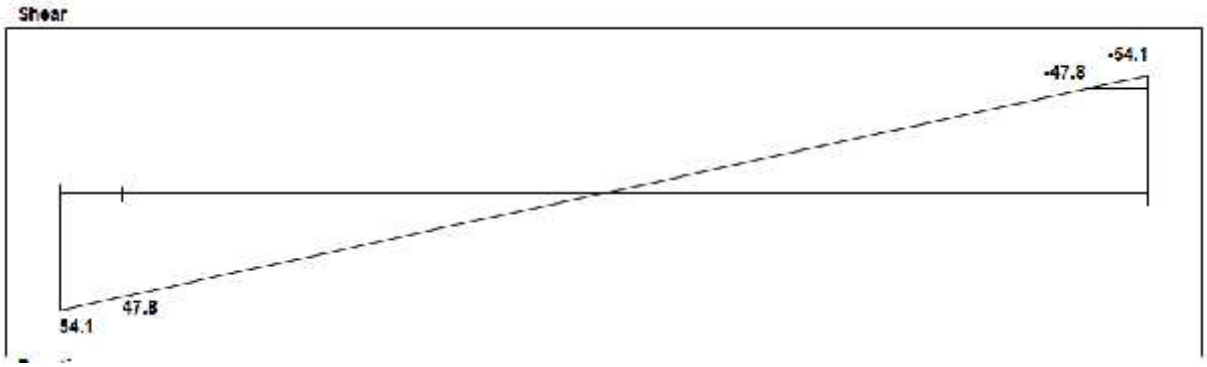


Figure (4-16): Shear Envelope

4-8.2 Design of Shear:

d = 300– 20 – 16/2 =272 mm

$Vu(\max) = 47.8KN$

¤ $*Vc \geq Vn$

¤ $*Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.272 * 1000 = 166.56$

¤ $.Vc = 166.56 >> Vu = 47.8KN$

∴ The Thickness is Adequate enough.

4-8.3 Design of Reinforcement:

Design for positive moment:

Mu = 70.3KN.m

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

$$Mn = \frac{70.3}{0.9} = 78.11 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{78.11 * 10^6}{1000 * 272^2} = 1.056 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.056}{420}}) = .0026$$

$$As_{req} = 0.0026 * 1000 * 272 = 707.2 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm^2 / m$$

$As_{reg} < As_{min}$

$$number\ of\ bar's = \frac{707.2}{153.86} = 4.59$$

$$spacing = \frac{1000}{4.59} = 217.9\ mm$$

Check for spacing

3h=3*300=900 mm $s = 380\ \frac{280}{fs} - 2.5Cc$

$$= 380\ \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} - 2.5 * 20 = 330\ mm$$

$$s = 300\ \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} = 300 \ldots\ldots\ldots\ldots control$$

Select Φ 10 @ 200mm

Shrinkage and temperature reinforcement:

$As = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm^2 / m$

Number of bar's=540/78.5=6.88

Spacing=10006.88=145.37mm

Check for spacing

S=5h=5*300=1500mm

S=450mm-control

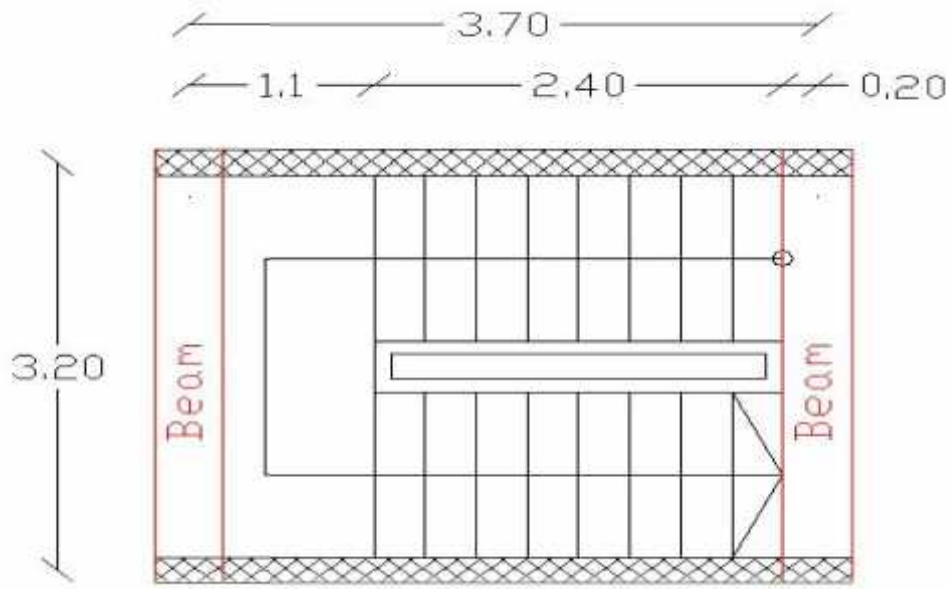
Use Φ10@100mm

4-9 Design of Stairs :

Minimum slab thickness for deflection is (for asimply supported one-way solid slab).

Min h = (L/20) =3.7/20=0.185m= 18.5 cm

Take Min h =20 mm.



Figure(4-17) : Stair

Load Determination:

Flight dead load computation:

$\alpha = \tan^{-1}(\text{rise/run}) = \tan^{-1}(150/300) = 26.56$

Concrete= (25*0.20*1)/cos26.56 = 5.59KN/m

Plastering = (22*0.03*1)/cos26.56 = 0.738KN/m

Stair steps = (25/0.3)*((0.15*0.3)/2) =1.875 KN/m

Mortar = 22*((0.15+0.3)/0.3)*0.02*1= 0.66 KN/m

Tiles = 27*((0.15+0.35)/0.3)*0.03*1 = 1.35KN/m

Total Dead Load = 10.213KN/m

Landing Dead load computation:

Concrete = (25*0.20*1) = 5 KN/m

Plastering = (0.03*22*1) = 0.66KN/m^2

Mortar = 0.02*22*1 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*22*1 = 0.66KN/m^2

Total Dead Load = 6.76 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*D+1.6L

Live load = 5 KN/m.

For flight: w= 1.2*10.213+ 1.6 *4*1 =18.66 kn/m

For landing : w= 1.2*6.76 + 1.6 *4*1 =14.51kn/m

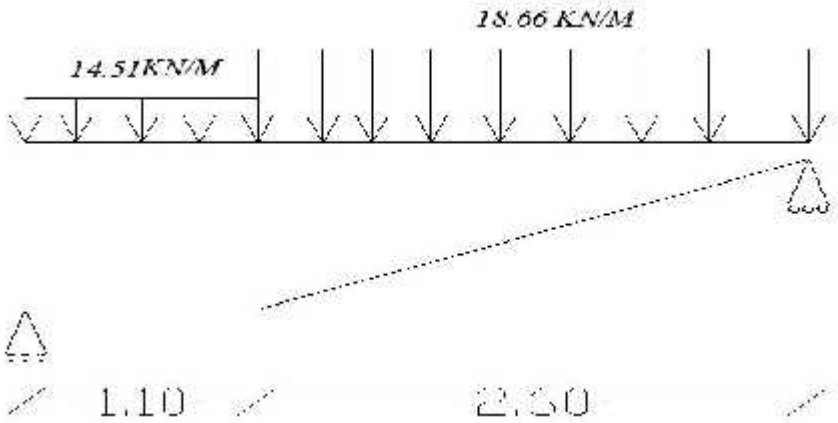


Figure (4-18): load Geometric.

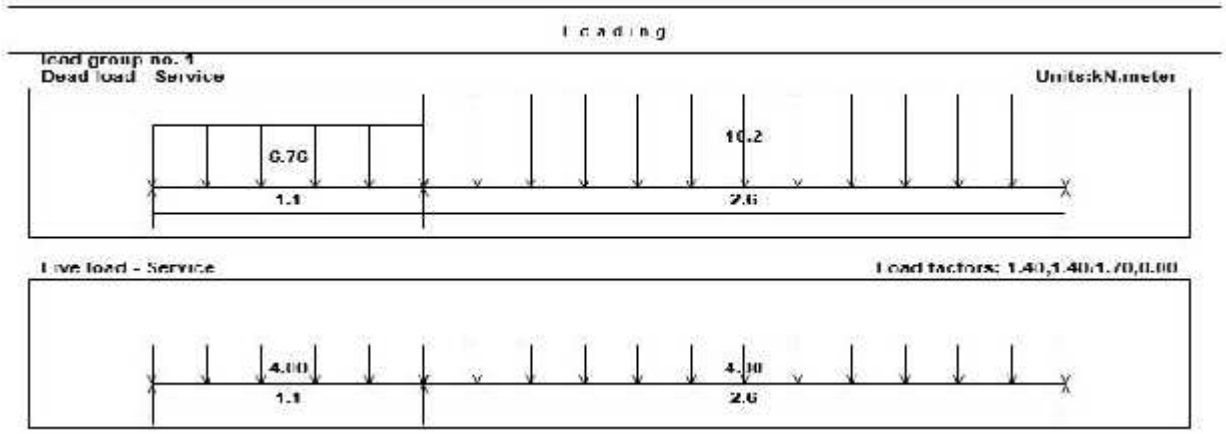


Figure (4-19):Stairs Loading

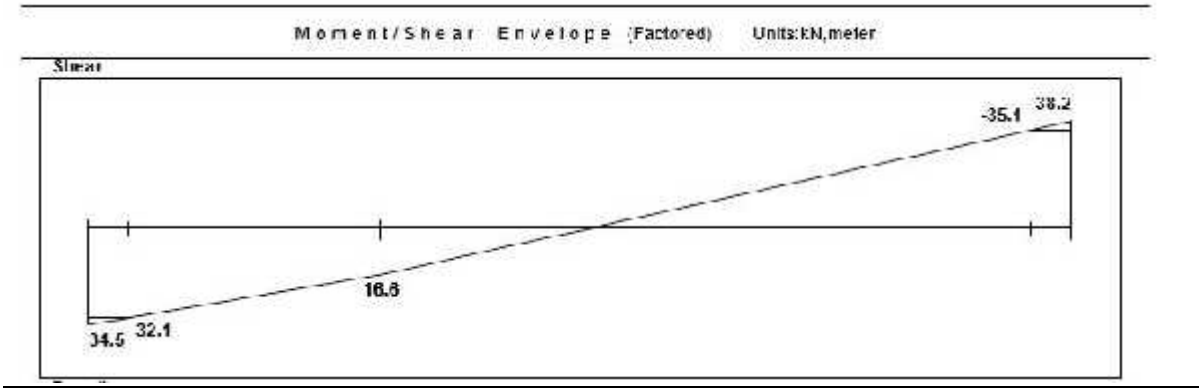


Figure (4-20): Shear Diagram

Cheek for shear strength:

Assume bar diameter Φ14 for main reinforcement

d= h -20-db/2=200-20-14/2=173 mm

Assume beam width 50 cm

Vu = 35.1kn

Take the maximum shear at distance d from the face of the support Vu =35.1kn

$$Vc == \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 173 * 1000 * 10\text{^}{-3} = 141.25kn$$

¤ $= 0.75$

¤ $*Vc = 0.75 * 141.25 = 105.94kn$

¤.$Vc = 105.94 >> Vu = 35.1KN$

The thickness of the slab is enough.

Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

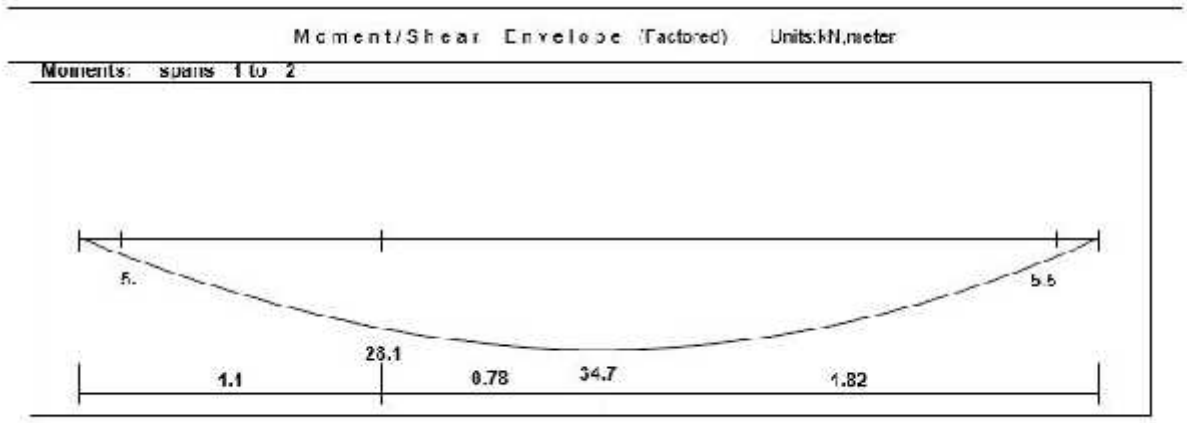


Figure (4-21): Moment Envelope.

Mu = 34.7 Kn.m

Mn = Mu/0.9 = 34.7 /0.9 =38.56 kn.m

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{38.56 * 10 \wedge 6}{1000 * 173^2} = 1.288 \ mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.288)}{420}}\right) = 0.0032$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0032 * 1000 * 173 = 548.533\ mm^2/m$

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$

Use $As_{req} = 548.533\ mm^2$.

Use5Φ 12 with or Φ 12@200 mm

Steps (s) is the smallest of

1. 3h=3*200=600 mm

$$s = 380\ \frac{280}{fs} - 2.5Cc$$

$$= 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}\times 420} - 2.5 * 20 = 330\ mm$$

$$s = 300\ \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3}\times 420} = 300 \ldots\ldots\ldots\ldots control$$

3. 450mm

SelectΦ 12@200mm

Shrinkage and temperature reinfoecment:

$As = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2 / m$

Number of bar's=360/153.9= 2.34

Spacing=1/2.34 =0.428 m

Check for spacing

S=5h=5*200=1000mm

S=450mm-control

Use Φ14@300mm

4 -10: Design of shear wall:-

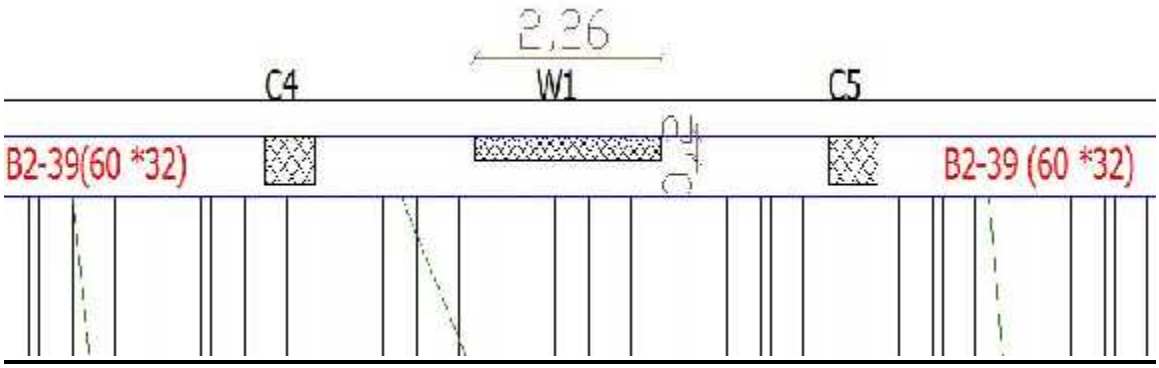


Figure (4-22): Shear Wall W1.

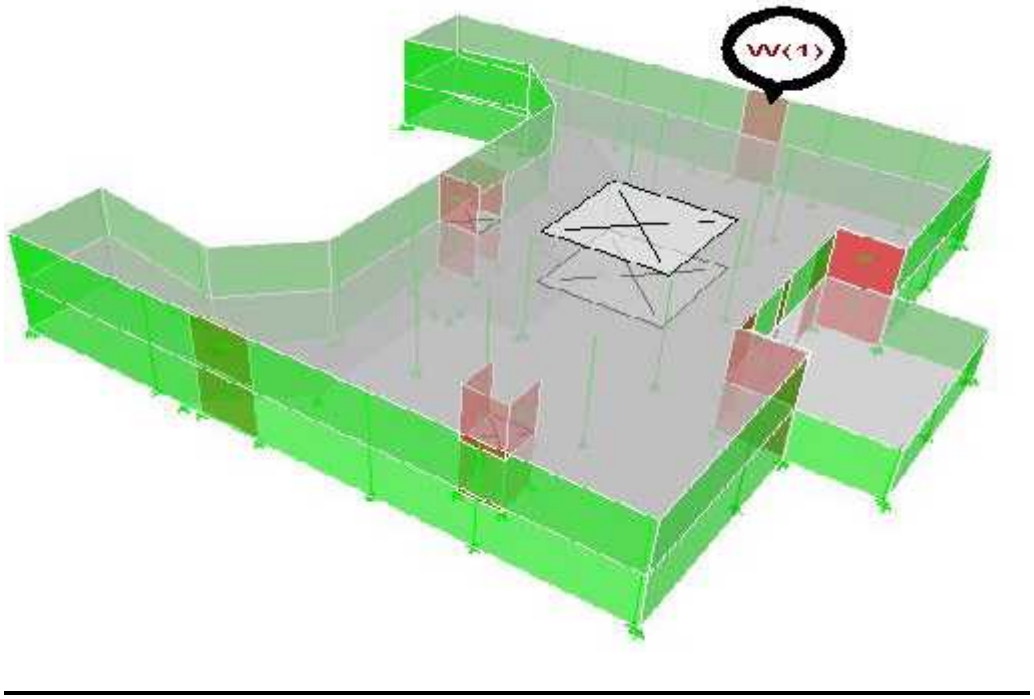


Figure (4-23): Etabs Shear wall

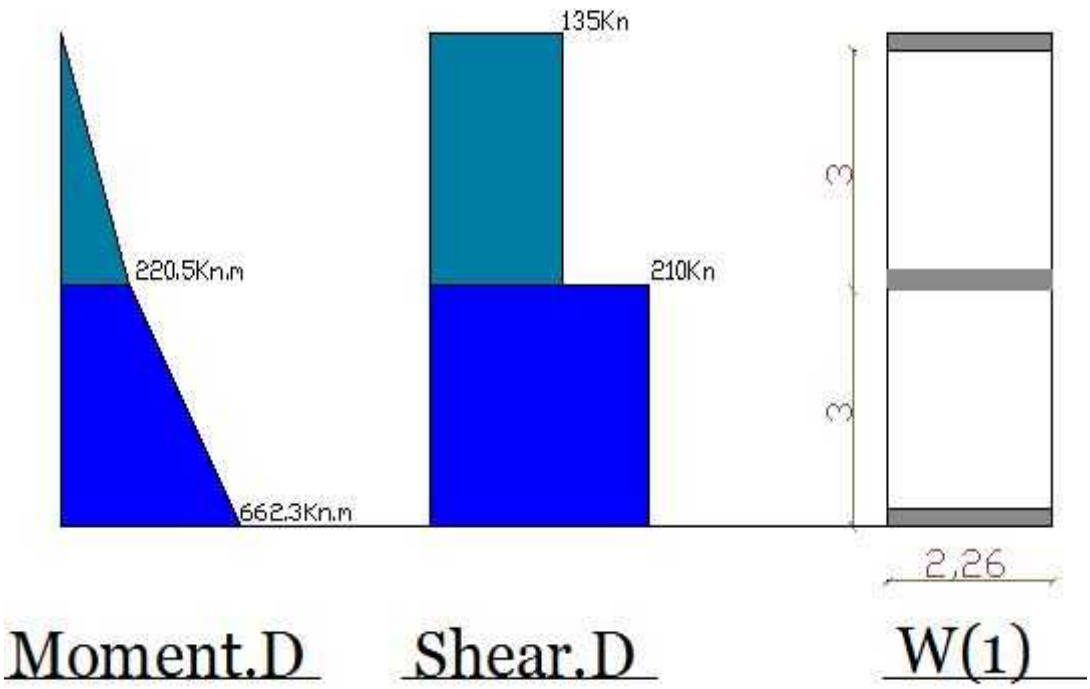


Fig. (4-24) Moment and shear diagram

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=20 cm .shear wall thickness

Lw = 2.26 m .shear wall width

Hw for one wall = 3 m story height

4 -10 - 1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 210KN$$

4-10-1-1: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{2.26}{2} = 1.13\,m \ldots\ldots$ *control*

$\frac{hw}{2} = \frac{6}{2} = 3m$

storyheigh $t = 3m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 2.26 = 1.808\ m$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 200 * 1808 = 1102.74KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 1808 * 10^{-3} = 295.3KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{24} * 200 * 1808 + 0 = 478.3KN$$

$$\frac{662.3 - 220.5}{3} = \frac{M_u - 220.5}{3 - 1.13} \Rightarrow M_u = 495.9KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{495.9}{210} - \frac{2.26}{2} = 1.23$$

$$V_c = 0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} hd = 0.05\sqrt{24} + \frac{2.26 \left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{1.23} 200 * 1808$$

$$= 414.06KN$$

$Vs = Vn - Vc$

$= (210 / 0.75) - 295.3 = 15.3KN$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{15.3 * 10^3}{420 * 1808} = 0.0201 mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0201}{200} = 0.000101 < 0.0025$$

Use □10 As=78.5 mm^2

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 200} = 0.0025 \Rightarrow S = 314mm$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{2.26}{5} = 452mm$$

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

450 mm……cont.

Use □10@300mm in two layer

$$\rho t = \frac{A_{vh}}{s_2 * h} = \frac{2 * 78.54}{300 * 200} = 0.00262$$

4 -10-1-2: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{6}{2.26} = 2.65$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \ \ 2.5 - \frac{h_w}{l} \ \ \rho_t - 0.0025 \ \ > 0.0025$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \ \ 2.5 - 2.65 \ \ \ 0.00262 - 0.0025 \ \ > 0.0025$$

For this wall with: $\frac{h_w}{L_w} = \frac{6}{2.26} = 2.65 > 2.5$

$$\rho l = 0.0025$$

So:

Select Φ 10 @300mm. In two layer

4 -10-3: Design of bending moment:

$$A_{st} = \frac{2260}{300} * 2 * 78.5 = 1182.73mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c'} = \frac{1182.73}{2260 * 200} \frac{420}{24} = 0.0458$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.0458+0}{2*0.0458+0.85*0.85} = 0.0563$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \ \ 0.5A_{st}f_y l_w(1+\frac{P_u}{A_{st}f_y})(1-\frac{c}{l_w}$$

$$= 0.9 \ 0.5*1182.73*420*2260(1+0)(1-0.0563) \ = 476.8KN.m < Mu$$

Try □12@300 mm

$$A_{st} = \ \frac{2260}{300} \ *2*113.1 = 1704.04mm^2$$

$$w = \ \frac{A_{st}}{L_w h} \ \frac{f_y}{f_c'} = \ \frac{1704.04}{2260*200} \ \frac{420}{24} = 0.066$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.066+0}{2*0.066+0.85*0.85} = 0.077$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \ \ 0.5A_{st}f_y l_w(1+\frac{P_u}{A_{st}f_y})(1-\frac{c}{l_w}$$

$$= 0.9 \ 0.5*1704.04*420*2260(1+0)(1-0.077) \ = 671.6KN.m > Mu = 662.3$$

→use □12@300 mm for vertical reinforcement

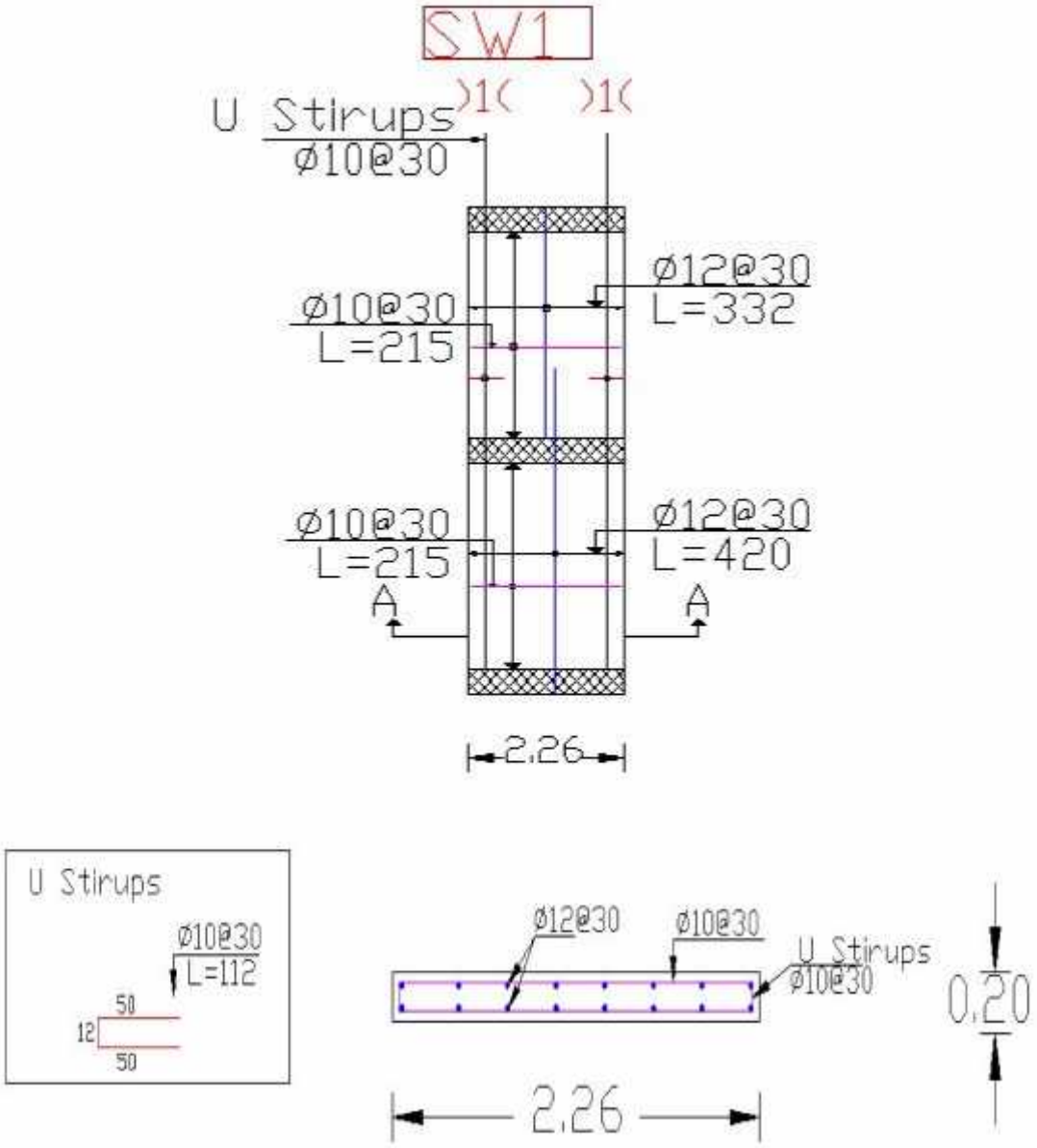


Fig. (4-25) Shear Wall Details

4-11: Design of column (C59):-

4-11.1 Load Calculation:

DL=1090.95KN LL=540.0KN …From Load Table

$$p_u = 1.2 \times 1128.45 + 1.6 \times 549 = 2173KN$$

Pn = 2173 /(0.65) =3343.1 KN

$°g = 0.015$ …...Assumed

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85fc')\}$$
$$3343.1 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015(420 - 0.85 * 24)]$$
$$Ag = 0.158m^2$$

Try 0.4*0.4m with Ag = 0.16m^2

4.11.2 Check Slenderness Effect:

Lu = 3.0m

M1&M2 =1

K=1

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... ..... } ACI - (10.12.2)$$
$$\frac{1 * 3}{0.3 * 0.4} = 25 > 22$$
$$\therefore \text{ long Coloumn}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....[ACI 318-05 (Eq. 10-15)]}$$

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(1090.95)}{2173} = 0.602 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.4\times 0.4^3}{12} = 0.002133\, m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.002133}{1+0.602} = 12.4 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....ACI 318-05 (Eq. 10-13)}$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 12.4}{(1.0\times 3.0)^2} = 13.6 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318-05 (Eq.10-16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318-05 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318-05 (Eq. 10-12)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{2173}{0.75\times 13600}} = 1.27 > 1$$

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

$$e = e_{\min}\times\delta_{ns} = 0.027\times 1.27 = 0.0343m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0343}{0.4} = 0.08575 < 0.1$$

Because e/h<0.1 we well design as concentrically loaded column:

$$P_{n(\max)} = 0.8\times Ag\{0.85 fc' + \rho_g(f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$3343.1 = 0.8\times 1600\{0.85\times 24 + \rho_g(420 - 0.85\times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.01431 > \rho\min = 1\% - ok$$

$$A_s = 0.01431 * 400 * 400$$

$A_s = 2289.6 mm^2$

$$\text{Use } \Phi 16 \gg \#\ of\ bar = \frac{2289.6}{201} = 11.4$$

Use 12 Φ 16 with As = 2412.7mm² >As_{req} = 2289.6mm²

4.11.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6\ cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \le least.\dim. = 40\ cm$$

Use ¤10 @ 25 *cm*

4.12Design of Isolated Footing (F4) :

4.12.1Determination of Loads:

Total service load = 2030 KN

Total factored load = 2440 KN.

Column Dimensions = 50*50 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 240 KN/m2.

Assume footing to be about (60 cm) thick.

Footing weight = 25×0.6 = 15 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.4×18 = 7.2 KN/m2.

q_{allow} =240 – 7.2 – 15 = 217.8 KN/m^2

4.12.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{2030}{217.8} = 9.3\ m^2$$

Try 3.1 * 3.1 m with area = 9.61 m2 < Areq = 9.33 m2

determinate q_u = 2440/9.61 = 253.9 KN/m^2

4.12.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 60 cm ….. d = 600-75-20 = 505 mm

***Check for one-way shear strength**

$$Vu = 253.9 * (\frac{3.1}{2} - 0.75/2 - 0.505) * 3.1 = 527.35.KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 3100 * 505 = 958.67KN$$

$$¤.Vc = 958.67KN > Vu = 527.35KN$$

$$\therefore OK$$

The thick isadequate enough

4.12.4 Check for two-way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

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

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.505+0.75)+2(0..505+0.75) = 5.02m$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1}\right)*\sqrt{24}*5020*505 = 4657.28Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*505}{5020}+2\right)*\sqrt{24}*5020*505 = 4675.83Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*5020*505 = 3104.85Kn$$

$¤.V_C = 4657.28Kn$ .... *Control*

$Vu = 253.9*\{(3.1*3.1)-(0.75+0.505)*(0.75+0.505)\} = 2040.1kN$

$¤.Vc = 4657.28Kn > Vu_C = 2040Kn$..... *satisfied*

4.12.5 Design of Bending Moment:

$Mu1 = 253.9*3.1*1.3^2/2 = 665.1kN.m$

Mu =665.1 kn.m

$$d = 600 - 75 - 20 = 505\ mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{665.1/0.9 \times 10^6}{3800 \times 805^2} = 0.935 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.935}{420}}\right) = 0.0023$$

$$As_{req} = 0.0023 \times 3100 \times 505 = 3567.91\, mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 3100 * 600 = 3348 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 3348 mm^2 / m < As_{req} = 3567.91 mm^2 / m$$

$$\#\ of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{3567.91}{254.5} = 14.02$$

Select 14Φ18 with As = 3563 mm²

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

$$3563 * 420 = 0.85 * 24 * 3100 * a$$

$$a = 23.66$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{23.66}{0.85} = 27.84 mm$$

Check Strain »»»»»»

$$£_s = \frac{505 - 27.84}{27.84} * 0.003 = 0.0514$$

$$£_s = 0.0514 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.6 Development Length of main Reinforcement for M_u1:

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}\,db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.8 = 37.04\text{cm}$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.8 = 33.26\text{cm}$

$Ld_{(1)req} = 37.04\text{cm} > Ld_{(2)req} = 33.26\text{cm}$ ➔ control

Available Ld = (600 – 75 – 2 *18) = 489 mm.

Available Ld = 48.9 cm > $Ld_{(1)req}$=37.04cm

Using hook ≥ 18*¤

Required length of hook ≥ 18*¤ ≥ 18*1.4= 25.2 cm

Use $Hook_{sel.}$ = 30 cm > $Hook_{req}$ = 25.2cm

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 18 = 443.6\,mm$$

$Ld_{available}$ = 600-75= 525mm

$Ld_{available}$= 525 mm > $ld_{req} = 443.6mm$

Use the column bars as a dowels

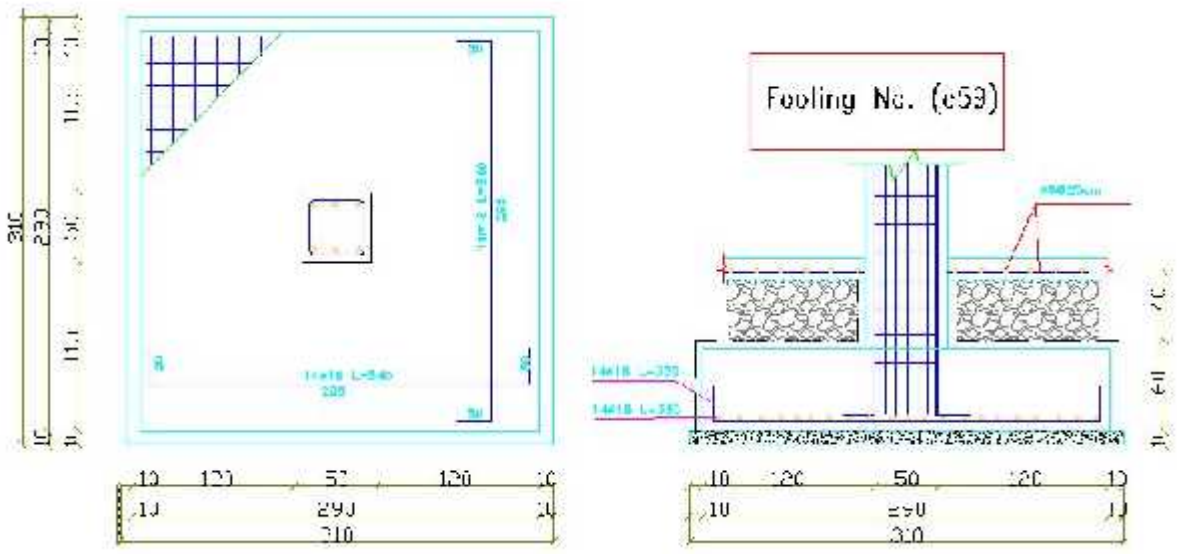


Figure (4-26):Footing's Detail

4.13:- Design Of Truss

4.13.1:- Load calculation

1. Dead Load:-

Surface layer of steel sheet with thickness of 0.6mm=0.05KN/m2

Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.1 KN/m2

Sheet metal with thickness of 0.75mm =0.078 KN/m2

D.L=0.05+0.1+0.078=0.228KN/m^2

2. Snow load

S=h-400/400

=940-400/440=1.35KN/m^2

Qt=1.35+0.228=1.638 KN/m^2

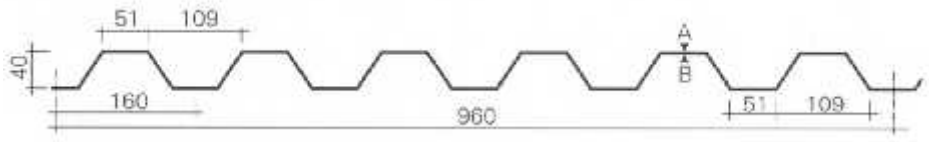


Fig.(4-27) Cross section of sheet metal

Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Eigengewicht kN/m²	I_{ef} cm⁴/m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung q kN/m² bei einer Stützweite L in m (inkl. Eigengewicht)														
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75
0,63	0,066	16,6	1	8,95	5,73	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,84	0,72	0,62	0,54	0,47	0,41	0,36
			2	8,95	5,73	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,84	0,72	0,62	0,54	0,47	0,41	0,36
			3	8,95	5,73	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,84	0,72	0,62	0,54	0,47	0,41	0,36
0,75	0,078	20,8	1	11,52	7,44	5,16	3,79	2,90	2,29	1,85	1,53	1,28	1,08	0,93	0,80	0,70	0,61	0,54	0,48
			2	11,52	7,44	5,16	3,79	2,90	2,29	1,85	1,53	1,28	1,08	0,93	0,80	0,70	0,61	0,54	0,48
			3	11,52	7,44	5,16	3,79	2,90	2,29	1,85	1,53	1,28	1,08	0,93	0,80	0,70	0,61	0,54	0,48
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,25	1,92	1,65	1,40	1,20	1,04	0,91	0,80	0,71
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,51	1,98	1,58	1,28	1,04	0,86	0,72	0,61	0,53	0,46
			3	14,75	9,44	6,65	4,90	3,87	3,29	2,67	2,20	1,84	1,56	1,34	1,16	1,01	0,89	0,78	0,69
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	3,29	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,82	11,41	8,15	5,75	3,86	2,71	1,98	1,43	1,14	0,90	0,72	0,59	0,48	0,40	0,34	0,28
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,95	5,58	4,50	3,84	3,35	2,93	2,42	2,14	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,86	2,85	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,60	15,19	11,55	9,06	7,28	5,98	4,91	4,09	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,60	15,19	11,55	9,04	6,85	4,83	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			3	31,80	20,60	14,28	9,00	6,05	4,23	3,09	2,32	1,78	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Table(4-1) sheet metal for 1 spans

From the table above the bearing load of sheet metal is 3.96 KN/m^2

Qu=3.96KN/m2>Qt=1.638KN/m2……Ok

Note:- the members are A36 (Fy=36ksi and Fu=58ksi)

3. Wind load

From the normal force method

- ✓ Wind word wall

$$C_e = 1.4 C_q = 0.8$$

For wind speed=70(mph) $q_s = 12.6 KN/m2$

$$I_w = 1.0$$

$$P_{ww} = C_e C_q q_s I_w$$

$P_{ww} = 0.8 * 1.4 * 12.6 * 1 = 14.1 psf = 0.68\ KN/m2$

- ✓ Wind lee word wall

$$C_e = 1.4 C_q = 0.5$$

For wind speed=70(mph) $q_s = 12.6 KN/m2$

$$I_w = 1.0$$

$$P_{lw} = C_e C_q q_s I_w$$

$P_{lw} = 0.5 * 1.4 * 12.6 * 1 = 8.82 psf = 0.42\ KN/m2$

4.13.2:- Purlins design

Qu=1.75(1.4*0.228)=0..56

Qu=1.75(1.2*0.228+1.6*1.35)=4.68KN/m…….control .

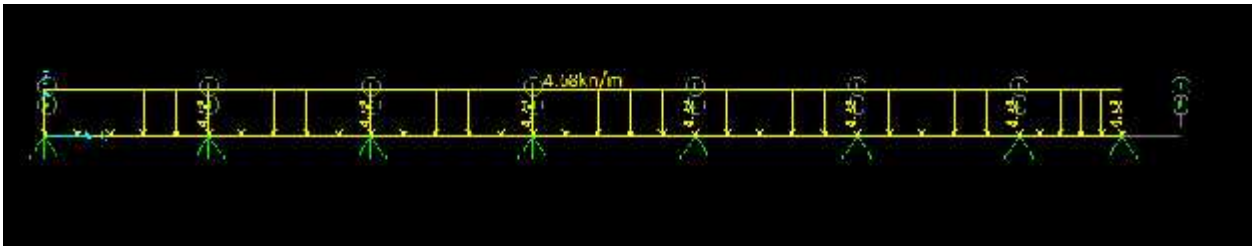


Fig.(4-28) static system for purlins

1- Moment

Max moment=-9.21 KN.m

Fig.(4-29) Moment envelope for purlins

⇨Design of moment:-

Mu (max) = 9.2KN.m = 9.2/4.448×1000×1/25.4 = 82.7 kip.in

Mp≥ Mu

0.9*36*Zx=82.7 → Zx=2.55

Select HSS 3.0*3*5/16 → Zx= 2.90

b/t=7.31 , h/t=7.31

⇨Check Compact:

□p=1.12√(E/Fy) =1.12√(28000/36) = 31.8

□r=1.4√(E/Fy) =1.4√(28000/36) = 39.73

b/t and h/t < □p so Compact section

2- shear stress

Max shear =8.2KN

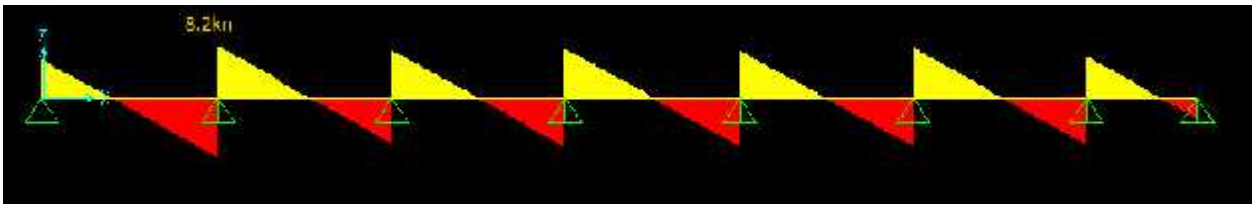


Fig.(4-30)Shear envelop for purlins

⇨Design of Shear :-

Vu (max)= 8.2 kn = $\frac{8.2}{4.448}$ = 1.84 kip

Vp≥ Vu

0.9*0.6*Fy*d*tw 1.84

0.9*0.6*36*3*$\frac{5}{16}$ = 18.22kip > 2.10 …….ok

4.16.3:-Truss design

4-13.3.1:- internal forces calculation

Max support from purlins =17.5KN

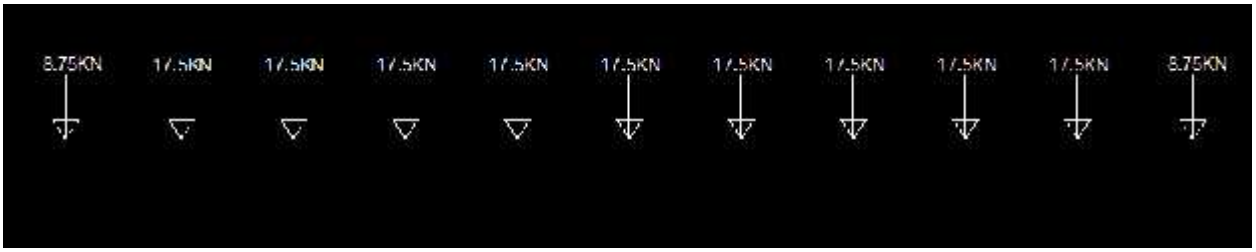


Fig.(4-31) Support reaction from purlins

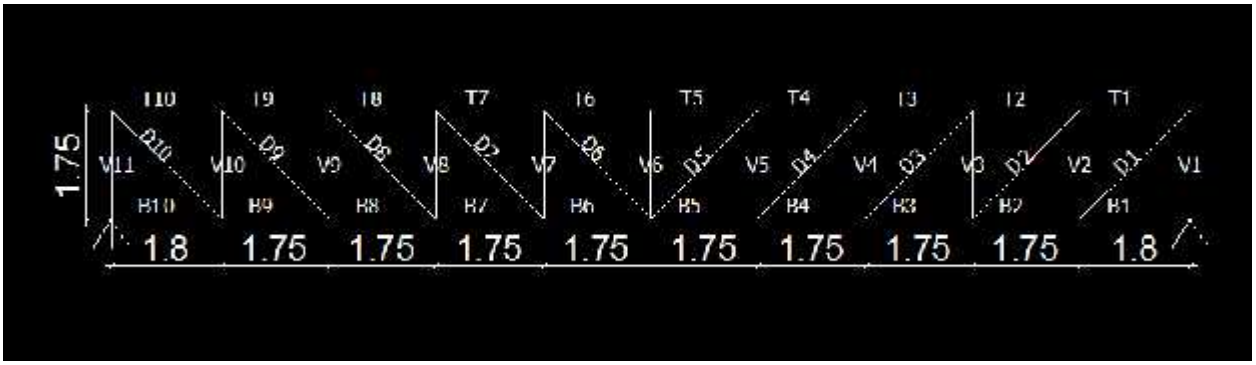


Fig.(4-32) Truss system

⇨The truss consists of four types of member

1- The vertical member(V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	87.5	19.7
V2	78.8	17.7
V3	61.3	13.8
V4	43.8	9.9
V5	26.3	5.9
V6	17.5	3.9
V7	26.3	5.9
V8	43.8	9.9
V9	61.3	13.8
V10	78.8	17.7
V11	87.5	19.7

Table (4-2) vertical member forces

2- The top member (T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	81.6	18.4
T2	142.9	32.2
T3	186.7	42
T4	213	47.9
T5	221.8	49.9
T6	221.8	49.9
T7	213	47.9
T8	186.7	42
T9	142.9	32.2
T10	81.6	18.4

Table (4-3) Top member forces

3-The diagonal member(D)

NO. of member	Value of Tension force	
	KN	Kip
D1	113.4	25.5
D2	61.3	13.8
D3	62	14
D4	37.2	8.4
D5	12.45	2.8
D6	12.45	2.8
D7	37.2	8.4
D8	62	14
D9	61.3	13.8
D10	113.4	25.5

Table (4-4) diagonal member forces

1- The bottom member(B)

NO. of member	Value of Tension force	
	KN	Kip
B1	0.0	0.0
B2	81.6	18.4
B3	142.9	32.2
B4	187.6	42.2
B5	213	47.9
B6	213	47.9
B7	187.6	42.2
B8	142.9	32.2
B9	81.6	18.4
B10	0.0	0.0

Table (4-5) bottom member forces

4-16.3.2:-Design of tension member

⇨Bottom member

Max.Value of tension =213KN=48Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=48/0.9*36=1.48in2

Try HSS 6*3*1/8 …….A=2in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*(1*1.74)=75.7Kip>48Kip……ok

4-16.3.3:- Diagonal member

Max.Value of tension =113.4KN=25.5Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=25.5/0.9*36=0.79in2

Try Try HSS 3*1*1/8 …….A=0.84in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*(1*1.30)=36.5Kip>25.5Kip……ok

4-13.3.4:- Design of compression member

⇨Vertical member

Max.Value of compression =81.6KN=19.7Kip

Assume $\frac{Kl}{r} = 75$

$4.71\sqrt{\frac{29*10^3}{36}} = 133.68$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29 * 10^3}{75^2} = 50.88$$

$$Fcr = 0.658^{\frac{Fy}{Fe}} * Fy = 0.658^{\frac{36}{50.88}} * 36 = 26.77Kip$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 * 12 * 9.84}{r} = 75 \Rightarrow r = 1.57$$

$$Ag = \frac{Pu}{\emptyset Fcr} = \frac{19.7}{0.9 * 26.77} = 0.817in^2$$

∴ Use HSS 3*1*1/8 …….A=.840in2

⇨Top member

Max value of compression =221.8KN=49.9Kip

Assume $\frac{Kl}{r} = 75$

$4.71\sqrt{\frac{29*10^3}{36}} = 133.68$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29 * 10^3}{75^2} = 50.88$$

$$Fcr = 0.658^{\frac{Fy}{Fe}} * Fy = 0.658^{\frac{36}{50.88}} * 36 = 26.77Kip$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 * 12 * 9.5}{r} = 75 \Rightarrow r = 1.52$$

$$Ag = \frac{Pu}{\emptyset Fcr} = \frac{49.9}{0.9 * 26.77} = 2.07in^2$$

∴ Use HSS 3*2*5/16 …….A=2.35in2

4-13.4:- Design of weld:-

The calculations of weld based on the following:

1). Fillet Weld is used.

2). The plates are A36 (Fy = 36 ksi, Fu = 58 ksi).

3). The electrodes having FExx = 70 ksi.

4). the shielded metal arc welding (SMAW) is used.

A. (1st)- Design of weld between the vertical member and the bottom member of the truss:-
The section of the vertical member is tube $(\text{HSS } 3 * 1 * 1/8)$

Member property…… Ag = 1.78 in2, y = 0.860

The value of Max. Compression in the vertical member is Vu= 19.7 kips.

$\therefore$ Use weld size (a) = $\frac{1}{2} in.$

⇨Design strength of weld:-

$$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$$

$$\emptyset Rnw = 0.75 \times \ 0.707 \times \frac{1}{2} \times 0.6 \times 70 = 11.13 \ kips.$$

⇨

$$Lw = \frac{19.78.92}{11.13} = 1.8 in \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots take\ 2 in$$

B. Design of weld between the diagonal member and the bottom member:-
The section of the diagonal member is angel $\text{HSS } 3 * 1 * 1/8$.

The value if Max.Tension in the diagonal member is Tu = 25.5 kips.

**For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

Use weld size (a) = $\frac{1}{4} in.$

⇨Design strength of weld:-

$$\emptyset \text{Rnw} = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times \ 0.707 \times \frac{1}{2} \times 0.6 \times 70 = 11.13 \text{ kips.}$$

$$Lw = \frac{F}{\emptyset Rnw} = \frac{25.5}{11.13} = 2.3 \ in \ \ \therefore use\ 2.5 \ in.$$

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥

١.٥ Appendix A: Architectural Drawings.

٢.٥ Appendix B : Structural Drawings.

٣.٥ النتائج

٤.٥ التوصيات

٥.٥المصادر و المراجع.

5.1 Appendix A: Architectural Drawings

5.2 Appendix B: Structural Drawings

٣.٥ النتائج :-

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 250KN/m2.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ.كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab)في مناطق بيت الدرج وعقدة بئر الماء، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥.٤ التوصيات:-

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع **إنشائي**.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام **الإنشائي للمبنى**. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

5.0المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

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 ، ٢٠١٢م.