

بسم الله الرحمن الرحيم.
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لقرية ثقافية في مدينة حلحول

فريق العمل :-

أنغام الزعاريير إيمان منصور دعاء حمدان

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج
التصميم الإنشائي لقرية ثقافية في مدينة حلحول

فريق العمل :-

أنغام الزعاريير إيمان منصور دعاء حمدان

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لقرية ثقافية في مدينة حلحول

أسماء الطلبة :-
أنغام الزعاريير إيمان منصور دعاء حمدان

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....

قال تعالى : (وَلَقَدْ آتَيْنَا لُقْمَانَ الْحِكْمَةَ أَنْ اشْكُرْ
لِلَّهِ وَمَنْ يَشْكُرْ فَإِنَّمَا يَشْكُرُ لِنَفْسِهِ) () ()

() . (:) يم

بدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وها نحن اليوم والحمد لله
نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع ، نسأل الله
تعالى أن يتقبل منا عملنا ويحفظه في ميزان حسناتنا .

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

منارة العلم والإمام المصطفى إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا
الكريم سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

أمي ، أبي ..

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

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب ،أساتذتنا الأفاضل

إلى الدكتور الفاضل ماهر عمرو

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

إلى الأحرار خلف القضبان..الأسرى البواسل الذين ضحوا بحريتهم من أجل الوطن

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

إلى الأعمام ومن اشتاقت لهم قلوبنا وذرفت من أجلمهم دموعنا وفرقتنا الأقدار

فريق العمل

الشكر والتقدير

والمنة لا تليق إلا لواهب

العقول و منير الدروب لله عز وجل .

مجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...

بوليت .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا .

إلى دائرة الهندسة المدنية

والمعمارية ... بطاقتها التدريسي

.

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية

...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

" .. فإن لم تستطع فكن

متعلما، فإن لم تستطع فأحب

العلماء، فإن لم تستطع فلا تبغضهم "

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور

. . . .

ساهم في إنجاز

.

فريق العمل

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لقرية ثقافية في مدينة لحول .

فريق العمل

دعاء حمدان

إيمان منصور

أنغام الزعاريير

إشراف

ماهر عمرو

تلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لقرية ثقافية المشروع عبارة عن قرية ثقافية تتوفر فيها كافة المتطلبات والفعاليات التي تعمل على توفير جو علمي ، ثقافي وترفيهي للزوار ، عن طريق توفير المختبرات وقاعات التدريس ومسجد ومسرح والقاعات الرياضية والمدرجات والمكتبات المتخصصة . بالإضافة إلى قسم خاص يهتم بخدمة الجمهور والعمل على تطوير مهاراتهم وأفكارهم العلمية والثقافية ، من خلال الاطلاع على بعض الابحاث السابقة في نطاق المشاريع الخدماتية كمشاريع مراكز ثقافية وتعليمية وترفيهية، كان من الواضح أن الحاجة الى المشروع تكمن في الخدمة التي سيعود بها على الافراد والمجتمع .

ويتكون المشروع من جزئيات تتمثل بداية في التحليل والتصميم الانشائي للمركز الثقافي والمسجد ، والتي تمثل المباني الرئيسية للقرية الثقافية . لقد تم التدقيق المعماري وتم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع .وبعد ذلك تم الانتقال الى مرحلة التصميم التي تقسم الى تصميم العناصر المختلفة باستخدام البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية .

والمشروع يتضمن العديد من الكتل المعمارية ومن ثم اختيار الكتل الرئيسية المتمثلة في المركز الثقافي والمسجد.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناء على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI_318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Atir , Office2007 , Autocad2007 وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة ، و سيتمضمّن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

٥

The Structural Design of the cultural village

WORKING TEAM:

Angham Elza'areer

Eman Mansour

Duaa Hamdan

SUPERVISOR:

DR .MAHER AMRO.

Project Abstract

The idea of this project is the structural design of a cultural center and mosque in the cultural village .The cultural village were designed architecturally from the team in year 2010 , through the provision of laboratories, classrooms, auditoriums and specialized libraries. In addition to a special section to serve the public interest and to develop their skills and scientific ideas in funny and entertainment ways.

All of scientific requirement are available in the cultural center that included laboratories ,classroom , entertainment and specialized libraries .The cultural village is included a mosque with an area 1300 m² .The architectural view of mosque is very special through the selection of several architectural elements .

The cultural center and mosque are the main units of cultural village that included four units such as ,closed sport hall ,resturant ,etc.

The structural analysis and design will be done in this project for the two main units of architectural village . The design will be based on (ACI_318) (design of reinforcement concrete) ,and on several software programs such as Autocad2007 ,Office2007 , Atir ,etc .For the determination of live loads the Jordanian code of loads was used .

The architectural drawing were first studied and the structural elements were selected without any conflict with the architectural requirement . Analysis and design of element were done to make the requirement drawing for construction .

فهرس المحتويات

٢	١-المقدمة
٢	٢-تعريف عام بالمشروع
٢	٣-اسباب اختيار المشروع
٣	٤-مشكلة البحث
٤	٥-اهداف المشروع
٤	٦-نطاق المشروع
٤	٧-محتويات المشروع

٥	٨-المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع
٧	١- لمحة عامة عن المشروع
٧	٢-دراسة معمارية لعناصر المشروع
٨	٢-١ مستويات المركز الثقافي وفعاليتها
١١	٢-٢ النواحي المعمارية
١٢	٣-٢ الواجهات
١٥	٣- دراسة معمارية لعناصر مشروع المسجد
١٥	٣-١ مستويات المسجد وفعالياته
١٨	٣-٢ نواحي معمارية
١٩	٣-٣ الواجهات
٢٤	١-المقدمة
٢٤	٢-هدف التصميم الانشائي
٢٤	٣-الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
٢٥	٣-١. الاحمال
٢٥	٣-١-١. الاحمال الميتة
٢٥	٣-١-٢. الاحمال الحية
٢٦	٣-١-٣. الاحمال البيئية
٢٦	٤- العناصر الانشائية
٢٧	٤-١ العقدات
٢٧	٤-١-١ العقدات المصمتة
٢٧	٤-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)
28	٤-٢ الجسور
٢٨	٤-٣ الأعمدة
٢٩	٤-٤ الجدران الخرسانية
٣٠	٤-٥ جدران التسوية والجدران الاستنادية
٣١	٤-٦ الأساسات
3١	٤-٧ الأدراج

33	Chapter Four
34	1- Introduction.
34	2- Factored Loads
35	3-Determination of thickness
35	4- Load Calculation
37	5- Design of Topping
38	6- Design of rib (2,03) in the ground floor slab
44	7- Design of Beam
61	8- Design of Slender Column
62	9- Design of short Column
63	10-Design of isolated footing
70	11-Design of strip footing
73	12- Design of Stairs
79	13- Design of Dome .
81	14-. Design of Basement wall
87	15-Design of Shear wall
94	16- Design of Truss

فهرس		
5	المخطط الزمني للمشروع الفصل الثاني	1-1
25	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة اعتمادا على الكود الاردني	3-1
36	Calculation of the total dead load for one way rib slab	4-1
93	Calculation of the total Fx.	4-2

فهرس		

8	<u>مخطط طابق التسوية</u>	2-2-1
9	<u>مخطط الطابق الارضي</u>	2-2-2
9	<u>مخطط الطابق الاول</u>	2-2-3
10	<u>مخطط الطابق الثاني</u>	2-2-4
11	<u>مخطط الطابق الثالث</u>	2-2-5
12	<u>الحركة خارج المبنى من خلال القاء نظرة على الموقع العام</u>	2-2-6
13	<u>الواجهة الجنوبية الشرقية</u>	2-2-7
13	<u>الواجهة الجنوبية الغربية</u>	2-2-8
14	<u>الواجهة الشمالية الشرقية</u>	2-2-9
14	<u>الواجهة الشمالية الغربية</u>	2-2-10
16	<u>مخطط طابق التسوية</u>	2-3-1
17	<u>مخطط الطابق الارضي</u>	2-3-2
18	<u>مخطط الطابق الاول</u>	2-3-3
20	<u>الواجهة الشمالية الشرقية</u>	2-3-5
21	<u>الواجهة الجنوبية الغربية</u>	2-3-6
21	<u>الواجهة الشمالية الغربية</u>	2-3-7
22	<u>الواجهة الجنوبية الشرقية</u>	2-3-8
27	<u>عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد</u>	3-1
28	<u>أشكال الجسور.</u>	3-2
29	<u>أحد أشكال الأعمدة.</u>	3-3
30	<u>جدار القص.</u>	3-4
30	<u>جدار استنادي</u>	3-5
31	<u>الاساسات</u>	3-6
32	<u>نمليح الأدرج</u>	3-7
36	One way rib slab	4-1
37	Topping of slab	4-2
38	Rib (2,03).	4-3
38	Spans length of rib (2,03).	4-4
39	Moment diagram for rib (2,03)-(KN.m).	4-5
39	Shear diagram for rib (2,03)-(KN).	4-6
44	Beam location	4-7
45	Support reactions of the rib 3.1	4-8
46	Spans length of Beam	4-9
47	Factored Load of Beam-(KN.m).	4-10
47	Moment diagram for Beam -(KN.m).	4-11
47	Shear diagram for Beam -(KN)	4-12

63	footing sections	4-13
73	Stairs plan	4-14
75	Loads on stairs	4-15
75	Shear Envelope	4-16
76	Moment Envelope	4-17
78	Stair Section	4-18
79	Dome Analysis	4-19
80	Loads on The Dome	4-20
81	Load on Basement Wall	4-21
82	Load diagram for basement	4-22
82	Shear & moment envelope diagram	4-23
84	Footing geometry	4-24
87	shear wall sample	4-25
89	Fx-Diagram on shear	4-26
89	Moment & Shear-Diagram for Shear Wall	4-27
95	for stairs purline (at the top)	4-28
97	for stairs purline (at the bottom)	4-29
99	Truss section	4-30

List of Abbreviations

- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.

- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- ***Ln*** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- ***M*** = bending moment.
- ***Mu*** = factored moment at section.
- ***Mn*** = nominal moment.
- **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.
- **Wu** = factored load per unit area.
- = strength reduction factor.

-
- .
 - تعريف عام بالمشروع .
 - أسباب اختيار المشروع .
 - أهداف المشروع.
 - . ()
 - . ()
 - محتويات المشروع .
 - .
-

منذ القدم والانسان يسعى الى تطوير نفسه وذلك لتوفير سبل الامن والراحة والرفاهية وقد ادى عمله الى تطوير محيطه وبيئته بما يتوافق مع احتياجاته ومتطلبات عصره .

العلمي السريع الذي نشهده في هذا الوقت اصبح تشييد المجتمعات الثقافية حاجه ملحه وهذا يتطلب ايجاد التصاميم المناسبة لقرى ومراكز ثقافية متكاملة تخدم هذا التطور .

تتطلب عملية التصميم عامة توفير جميع المتطلبات للمبنى المراد انشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها ، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لتشييد النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع المتطلبات المعمارية المختلفة.

المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما ي مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف

يتكون المشروع من عدة وحدات حيث تشكل وحدات المركز الثقافي والمسجد الوحدات الرئيسية لهذه القرية ، حيث تم اختيار هاتين الوحدتين للتصميم الإنشائي ، ولقد تم التصميم المعماري للمشروع من قبل : جمانه أبو ريان وحلا سواد ومحمد رجوب بإشراف الدكتور غسان دويك .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمركز ثقافي يتكون من طابق تسوية و أرضي و أول وثاني وثالث وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج وع متكامل وقابل للتنفيذ.

- تعريف عام بالمشروع :

ان من اهم المشاريع التي يتم تنفيذها هي مراكز ثقافية لما لها من اهمية كبيرة على المستوى العام حيث تشمل هذه المراكز العديد من الدوائر والهيئات وما تحويه في طياتها من خدمات ادارية واجتماعية .

- سباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي لمختلف العناصر في المباني وخاصة المباني المميزة كمشروع المركز الثقافي والمسجد الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة الإنشائية المتبعة في بلادنا وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجه فريق العمل بعد التخرج إن شاء الله .

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه قرية ثقافية، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

- التأكيد على القيمة الثقافية حيث تعد المعرفة الثقافية ركناً أساسياً من أركان المعرفة الإنسانية في ميادينها كافة كما يُعد أيضاً الحديث .

- الحاجة لتوفير بناء يمثل مدى اتساق القيم والمبادئ والتوجيهات والثقافة في جل مضامينها.
- توفير بناء يخدم البيئة المحيطة ويعمل على توفير جو ثقافي لجميع شرائح المجتمع وتنمية اهتماماتهم.

الأسباب الشخصية :-

- رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً .
- الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عملي المتانة و الاقتصاد .
- اكتساب الخبرة والمهارة في إعداد المخططات التنفيذية المختلفة مع مراعاة متطلبات السوق المحلي .

- () :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمركز ثقافي ومسجد كوحدة مكونة لقرية ثقافية حيث تم اعتمادها لتكون ميداناً لهذا البحث وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاد العناصر مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ المنصوص عليه في الكود الأمريكي (ACI_318) ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها لإخراج هذا المشروع من حيز الدراسة إلى حيز التنفيذ .

- أهداف المشروع :-

. أهداف معمارية :-

الناحية الجمالية والمعمارية للمبنى هي العلامة الاولى للفت انتباه المواطنين والزوار فالطابع المعماري الجميل يدل على تطور الذوق المعماري ومنه تطور المدينة وحضارتها من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات يقتصر هذا الذوق على المظهر الخارجي فقط ينعكس ايضا على الفراغات الداخلية من حيث التقسيم الداخلي للمنشأة مما يؤدي الى سهولة الحركة والاستعمال للمستخدم الى ذلك التمتع بالنواحي الجمالية التي يضيفها المهندس المعماري على المبنى من الداخل .

. أهداف إنشائية :-

. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على

. العمل على توظيف كافة المعلومات المكتسبة أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع

. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم تكتسب خلال الدراسة ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

- () :-

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة للعناصر الإنشائية المخت ومسجد كوحدة معمارية في قرية ثقافية ، بحيث تتوافق هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة

- محتويات المشروع :-

:

وهو عبارة عن مقدمة عن المشروع يحوي في طياته نظرة عامة عن المشروع والدوافع التي ساعدت على اختيار هذا

:
 ويعرض هذا الفصل وصفا معماريا عن الذي سيتم دراسته من حيث المساقط الافقية والراسية والمساحات والواجهات ...

:
 وسيتم في هذا الفصل عرض النظام الانشائي الذي سنتبعه في تصميم ويشمل الجسور

:
 يحتوي هذا الجزء على التحليل والتصميم لعناصر المبنى حيث يوضح هذا الفصل كيفية حساب الاحمال الواقعة على هذا الى تصميم ابعاد وحديد التسليح لهذه العناصر الانشائية بأنه سيتم اعتماد الكود الامريكي في تصميم العناصر الانشائية من الخرسانة ا

- :
 يبين (-)

الفعاليات	الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختبار																	
المعمارية																	
انشائيا																	
توزيع																	
التحليل																	
التصميم																	

الجدول (-) : المخطط الزمني للمشروع الفصل الثاني

- لمحہ عامہ عن المشروع.

- .

- النواحي المعمارية.

- الواجهات.

المشروع عبارة عن قرية ثقافية تعليمية لا منهجية تهدف إلى تحسين المستوى التعليمي والثقافي والمعرفي لجميع أفراد المجتمع من مختلف الأعمار وتتضمن القرية النشاط الثقافي بالإضافة إلى النشاط الترفيهي وتقوم على فكرة

وهذه القرية تحتوي على مباني ذات فعاليات معينة ومميزة لتقوم بالوظيفة الثقافية المراد تحقيقها لدى أفراد المجتمع الفلسطيني في فلسطين عامة ومنطقة الجنوب ومن هذه الفعاليات ، فعاليات ثقافية ، فعاليات رياضية داعمة لمفهوم الثقافة ، فعاليات ترفيهية ، فعاليات تعليمية وفعاليات دينية تعكس الثقافة الدينية الإسلامية في جنوب فلسطين.

وتشتمل القرية على عدة وحدات معمارية أهمها المركز الثقافي والمسجد :

يتكون المركز الثقافي من الأجزاء الرئيسية التالية:

- قاعات تدريبية .
- قاعة متعددة الأغراض مثل قاعات الموسيقى ومختبرات .
- كافيتيريا .

يتسع المسجد لحوالي شخص ويضم صالة الصلاة الرئيسية ودورات مياه

- دراسة معمارية لعناصر مشروع المركز الثقافي :

يتكون المركز الثقافي من الأجزاء الرئيسية التالية:

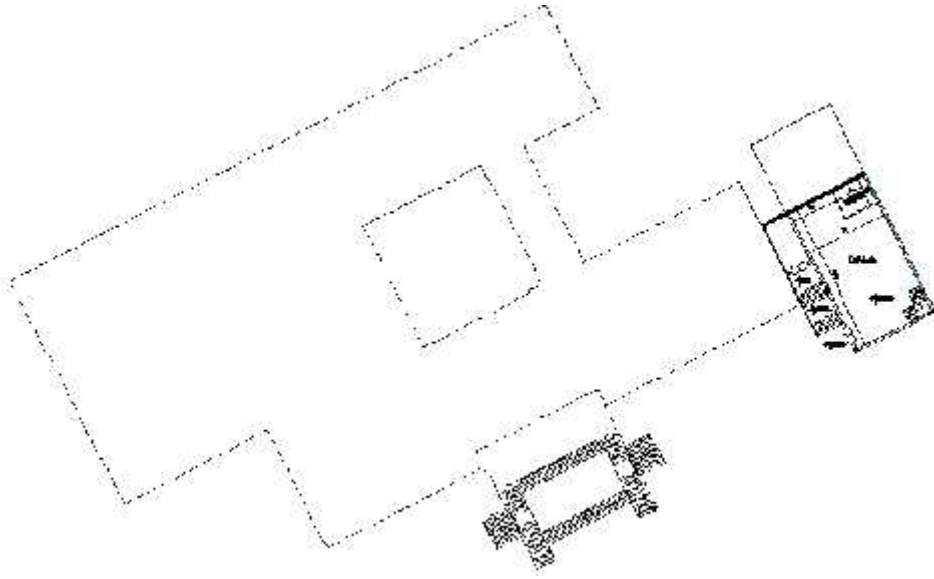
- ويخدم شخص ويراعى في تصميم المسرح استخدام العوازل الصوتية والتهوية.
- منها قاعة تخدم شخص وتستخدم لفعاليات مختلفة بحاجة لمساحة واسعة ويراعى في تصميم هذه القاعة المرونة بحيث تكون دون أثاث أو قواطع ومعالجتها من الناحية الصوتية . تشمل هذه القاعات قاعات تدريس وكمبيوتر وموسيقى .
- كافيتيريا: تخدم زوار وموظفين هذا المبنى.

ومن خلال دراسة المساحة لفرغات المركز الثقافي وليتماشى ارتفاع المبنى مع مستوى النظر في منطقة أرض المشروع المقترحة ولتوزيع المساحة والفرغات بشكل مناسب مع المساحة الكلية للمبنى من المتوقع أن يكون ارتفاعه أربعة طوابق طبقه تقديرية حوالي .

- - مستويات وفعاليتها :

❖ طابق التسوية :

تبلغ مساحة هذا الطابق تقريبا تم استغلال هذا الطابق كجزء من الكافتيريا ومطبخ ومطلع درج يصل بين هذه المنطقة وباقي المبنى في الطوابق العلوية .

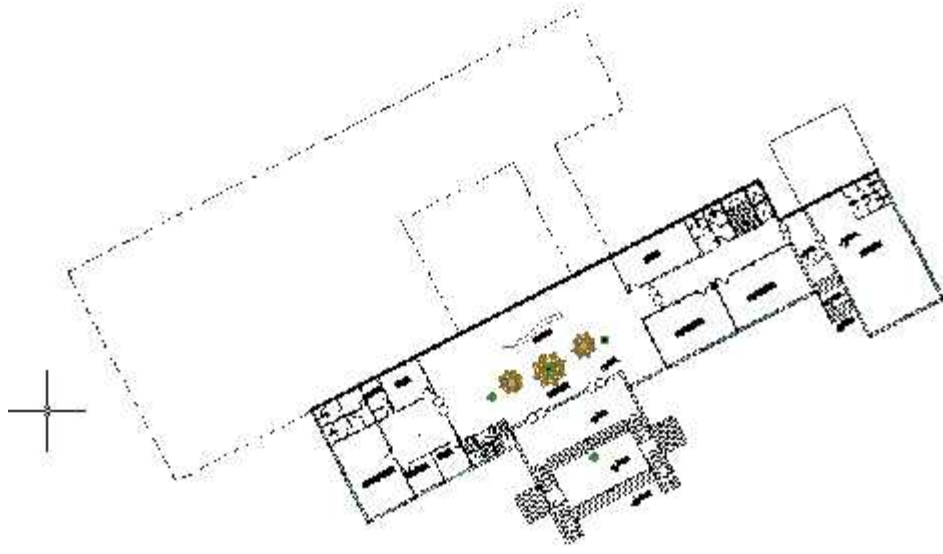


(- -) : طابق التسوية

❖ :

تقريبا .

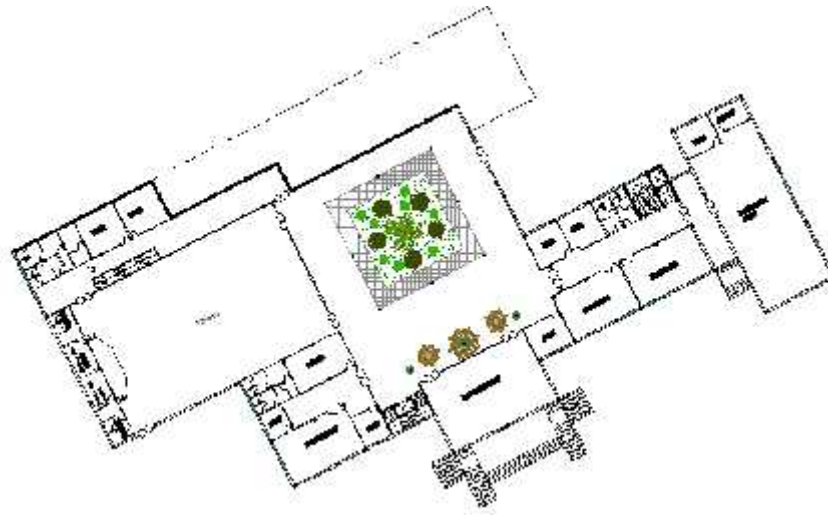
تتمثل فعاليات هذا الطابق بأنه تم استغلال مساحاته كقاعة استقبال، مكاتب كافتيريا دورات مياه وغيرها ، وقد تم تقسيم الفعاليات المختلفة بشكل مناسب من حيث نسبة الفراغات الى الوظيفة سهولة الحركة وحفظ الخصوصية



(- -)

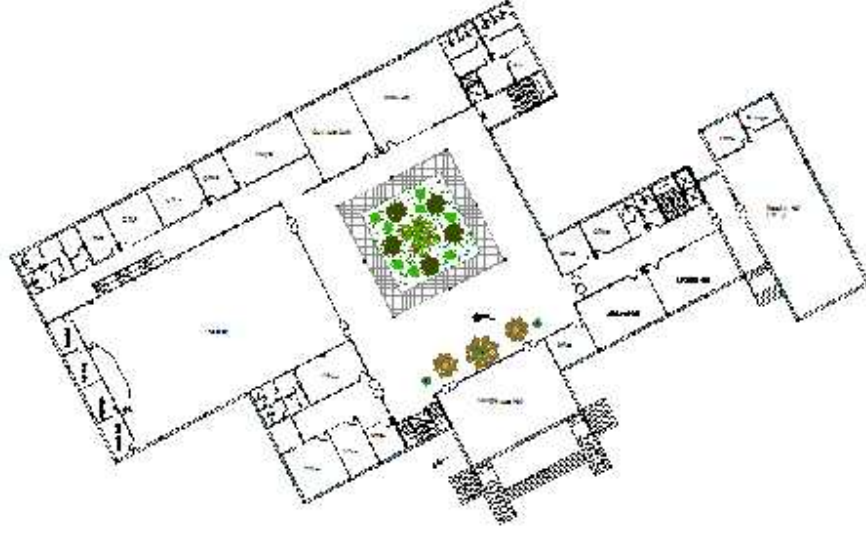
تقريبا، وتم استغلال مساحات هذا الطابق كقاعات متعددة الاغراض

وتبلغ مساحة هذا الطابق
وغيرها.



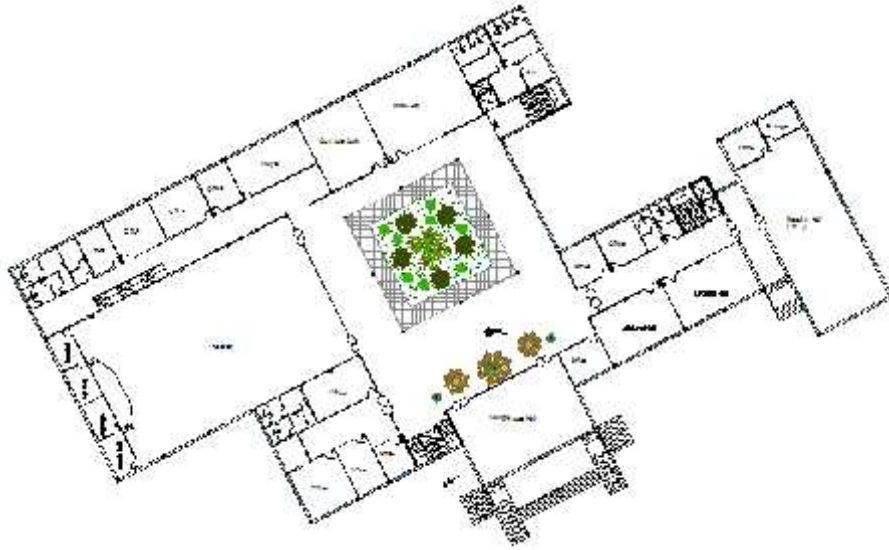
(- -)

❖ :
وتبلغ مساحة هذا الطابق تقريبا، وتم استغلال مساحات هذا الطابق كقاعات متعددة الاغراض
،قاعات تدريس وتدريب وغيرها



(- -)

❖ :
وتبلغ مساحة هذا الطابق تقريبا، وتم استغلال مساحات هذا الطابق كقاعات متعددة الاغراض
،قاعات تدريس وتدريب وغيرها



(- -)

- - المعمارية:

❖ :

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول الى المركز الثقافي و داخليا بالحركة الافقية والعمودية حيث ان الحركة الافقيه تتم من خلال ردهة تتفرع منها ممرات داخل على اهمية العلاقات بين الفراغات. اما الحركة العمودية في المبنى منفصلة حسب طبيعة هذا القسم وطبيعة الاشخاص العاملين فيه حيث يوجد اكثر من قسم ولكل قسم حركته العمودية المنفصلة حيث ان الادارة لها حركة الزائرين والطلاب والمدرسين والمدربين لهم حركتهم الـ وكذلك قسم الاستعلامات ناهيك عن وجود ثلاثة مصاعد لتسهيل الحركة العمودية في المبنى .



(- -) يوضح لنا بشكل مفصل كيفية الحركة خارج المبنى من خلال القاء نظرة على الموقع العام .

- - الواجهات:

ان من اهم الصور المعماريه التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصورة المعماريه للمبنى بالإضافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالوصف التالي :-

❖ الواجهة الجنوبية الشرقية :

عند النظر الى الواجهة الرئيسية (الجنوبية الشرقية) يظهر الابداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي اضافت طابع جمالي للواجهة .



(- -) : الواجهة الجنوبية الشرقية

وألوانها كما تحتوي الواجهة على كتلة دائرية التي تعطي نوع جديد من اشكال المباني.

❖ الواجهة الجنوبية الغربية:

عند النظر في الواجهة الجنوبية الغربية يظهر فيها الابداع المعماري الذي يتمثل في تنوع الحجر بالإضافة الى البروزات المعمارية المميزة.



(- -) الواجهة الجنوبية الغربية

❖ الواجهة الشمالية الشرقية :-

ويظهر في هذه الواجهة جليا الكتل واختلاف المناسيب مما اضفى رونقا جماليا على المظهر المعماري اضافة الى استعمال اكثر من نوع للحجر بالتنسيق مع لون الزجاج الظاهر في الواجهة.



(- -) الواجهة الشمالية الشرقية

❖ الواجهة الشمالية الغربية :

تظهر في هذه الواجهة احدى واجهات المسرح التي تميزت بالبروز المعماري الذي أضفى عليها منظرا مميزا اضافة الى استخدام انواع مختلفة من الحجر وبروز نظام الكتل والمناسيب المختلفة .



(- -) : الواجهة الشمالية الغربية

- دراسة معمارية لعناصر مشروع المسجد:

يتكون الم

من الأجزاء الرئيسية التالية:

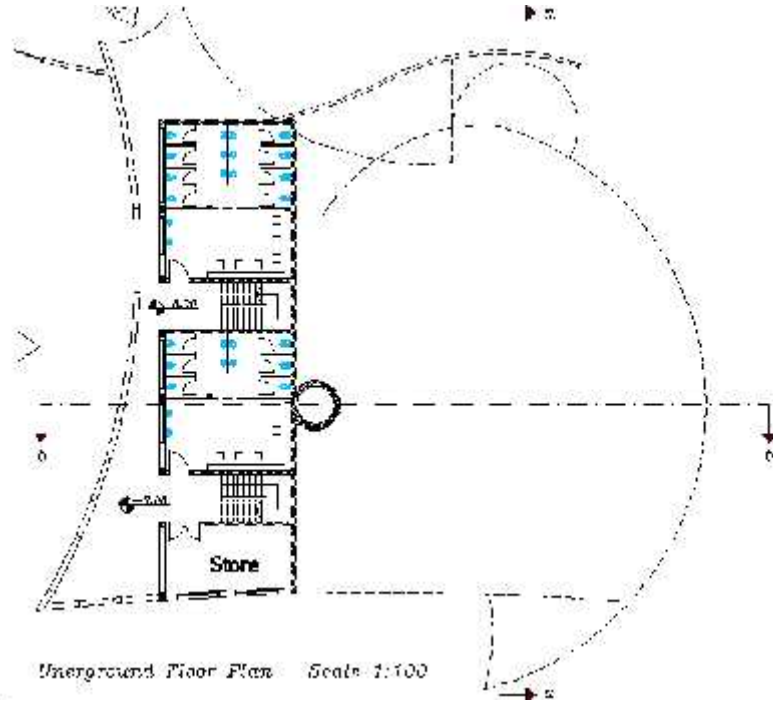
-
-
-

وليتماشى ارتفاع المبنى مع مستوى النظر في منطقة أرض المشروع المقترحة ولتوزيع المساحة والفراغات بشكل مناسب مع المساحة الكلية للمبنى من المتوقع أن يكون ارتفاعه طابقين مع طابق تسوية بمساحة إجمالية تبلغ .

- - مستويات المسجد وفعالياته :

❖ طابق التسوية :

تبلغ مساحة هذا الطابق تقريبا تم استغلال هذا الطابق كمتوضاً و دورات مياه لكلا الجنسين و مخزن يصل بين هذه المنطقة وباقي المبنى في الطوابق العلوية .

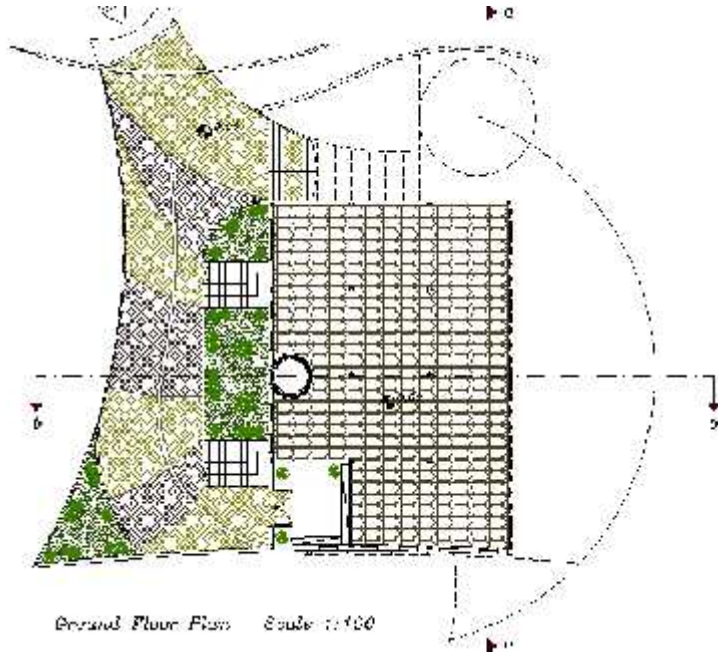


(- -) : طابق التسوية

❖ :

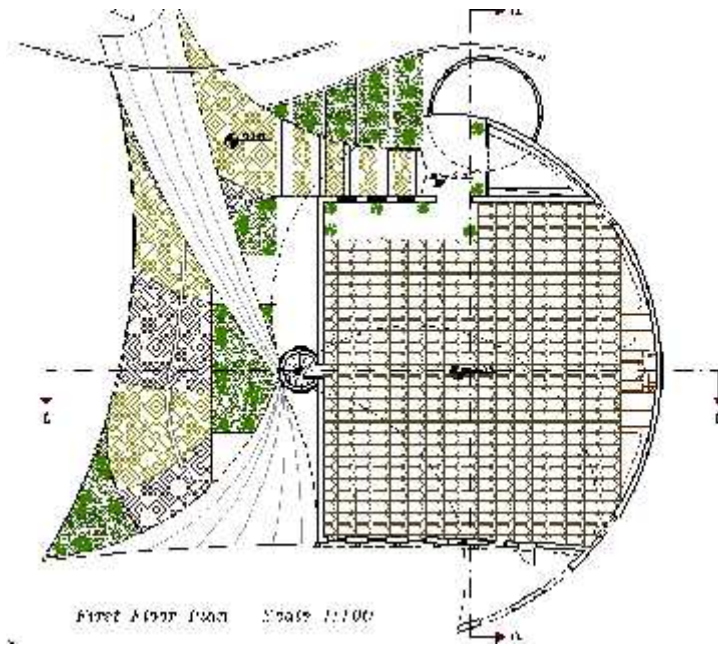
تقريبا . :

تتمثل فعاليات هذا الطابق بأنه تم استغلال مساحاته بتصميم بشكل مناسب من حيث نسبة الفراغات الى الوظيفة سهولة الحركة وحفظ الخصوصية .



(- -)

❖ :
 وتبلغ مساحة هذا الطابق تقريبا ، وتم استغلال مساحات هذا الطابق كمصلى للرجال يتصل بمدخل النساء وايضا يصل بسهولة بين المستوى الأرضي والمصلى.



(- -)

- - المعمارية:

❖ :

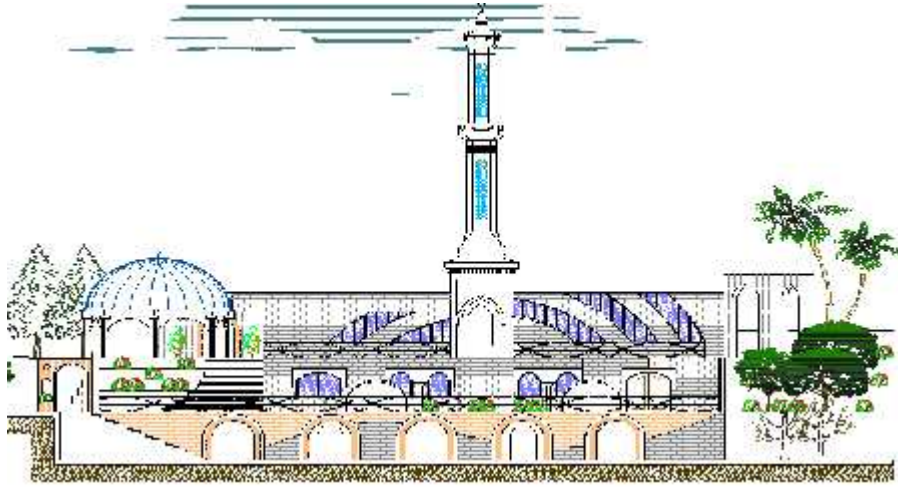
تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول الى و داخليا بالحركة العمودية التي تتمثل في التنقل بين المتوضأ والمصلى.

- - الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

❖ الواجهة الشمالية الشرقية :

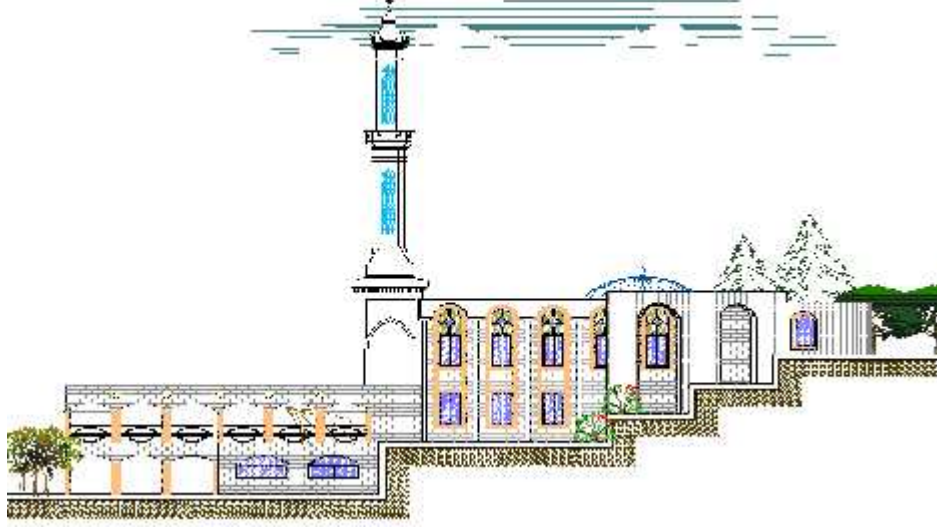
عند النظر الى الواجهة الرئيسية (شمالية الشرقية) يظهر الابداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي اضافت طابع جمالي للواجهة ، ايضا تتميز الواجهة بمظهر المئذنة المتصلة بسطح مائل ذو منظر مميز يضفي جمالا معماريا وألوانها أيضا تحتوي الواجهة على القبة ذات المنظر المعماري الجميل.



(- -) : الواجهة الشمالية الشرقية

❖ الواجهة الجنوبية الغربية:

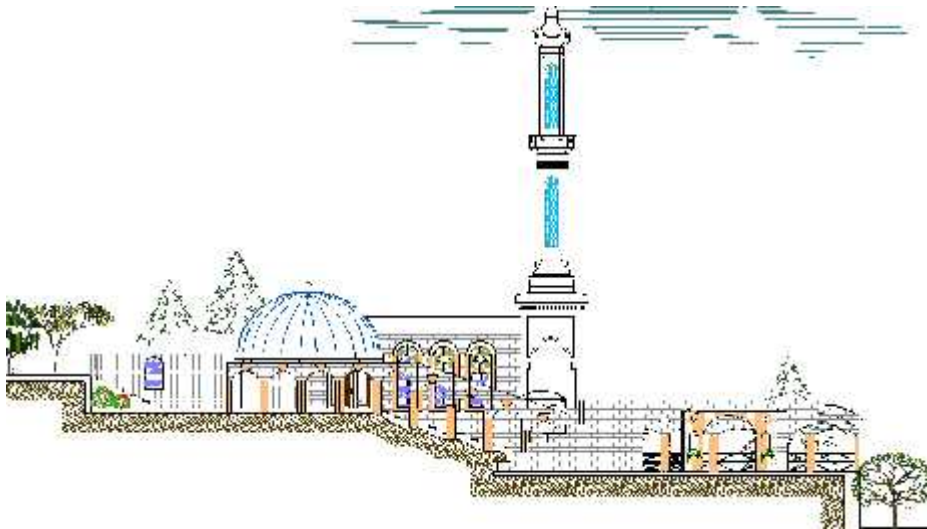
عند النظر في الواجهة الجنوبية الغربية يظهر فيها الابداع المعماري الذي يتمثل في تنوع الحجر بالإضافة الى البروزات المعمارية المميزة والأقواس الجميلة.



(- -) الواجهة الجنوبية الغربية

❖ الواجهة الشمالية الغربية:-

ويظهر في هذه الواجهة جليا الكتل واختلاف المناسيب مما اضفى رونقا جماليا على المظهر المعماري اضافة الى استعمال اكثر من نوع للحجر بالتنسيق مع لون الزجاج الظاهر في الواجهة.

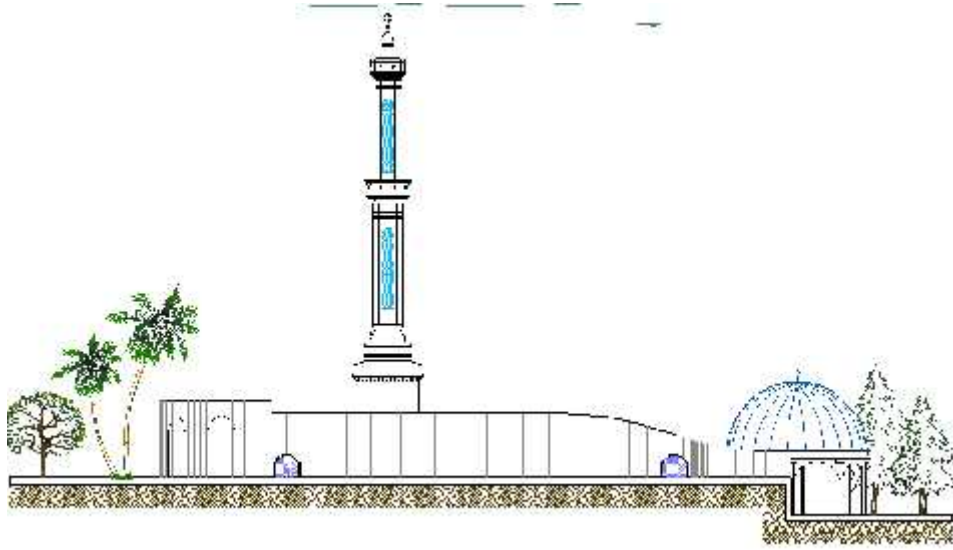


(- -) الواجهة الشمالية الغربية

❖ الواجهة الجنوبية الشرقية :

أضفى عليها منظرا مميزا.

تظهر في هذه الواجهة



(- -) : الواجهة الجنوبية الشرقية

الدراسات الإنشائية

-
- هدف التصميم الإنشائي
- الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

3d- 1

1-3-1-3 الأحمال الميتة

2-3-1-3 الأحمال الحية

-3-1- الأحمال البيئية

- العناصر الإنشائية المستخدمة

- -

- -

- -

() - -

الجدران الاستنادية - -

- -

- -

- :

بعد اتمام دراسة المشروع معماريا لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبي هذه الافكار والمتطلبات والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الامن فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافة العناصر الانشائية بحيث تقاوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الانشائية لهذا المشروع بالاضافة للحفاظ على الطابع المعماري وعدم تغييره .

2-3 هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط يلبي جميع نواحي الاستخدام والنواحي الهندسية والانشائية ومقاوم للمؤثرات الخارجية البيئية من زلازل ورياح وهبوط للتربة لذلك لابد من تحديد العناصر الانشائية ويكون ذلك بناءً على ما يلي:

- (Safety factor) : ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط (Deflection)
- لمثيرة لإزعاج المستخدمين. (Cracks)
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

- الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

- - :

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

- الاحمال الرئيسية () : وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال البيئية .
- الاحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبيًا على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي الي خسائر بشريه وماديه.

- - - الاحمال الميتة:

هي أحمال تتجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

(NN/m ³)		

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

- - - الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى ونقلها ومن هذه الاوزان:

. الأجهزة والمعدات.

. واهم ما يمثلها الا .

واعتمادا على الكود الاردني تم تحديد الحمل الحي ب 5 KN/m^2 .

- - - الأحمال البيئية:

وهذه الأحمال تتمثل في:-

1-الرياح: عبارة عن قوى افقية تؤثر على الواجهات الخارجية للمبنى وقوى عمودية تؤثر على اسقف المبنى

. تحدد أحمال الرياح اعتماداً

الرياح القسوى وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإ

والعديد من . احمال الزلازل اعلى من احمال الرياح ولذلك سوف يتم اخذ احمال الزلازل فقط بعين الاعتبار.

- : هي الأحمال التي يمكن ن يتعرض لها بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم لتالية:

• ميلان السطح المعرض لتساقط

لقد تم اعتماد حمل حي يبلغ 5 kN/m^2 للأسقف وهذه القيمة اعلى من قيمة الثلوج ولذلك سوف يتم اخذ الاحمال الحية فقط بعين

3- : أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى افقية وعمودية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم

يتم مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة و تسليح كافي تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه

الاحمال لذي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل.

- العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ ع سلامة المبنى وضمان

استمراريته ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.

- - :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى .

لقد تم اختيار نوعين مختلفين من البلاطات الخرسانية كما يلي :-

((Solid Slabs).

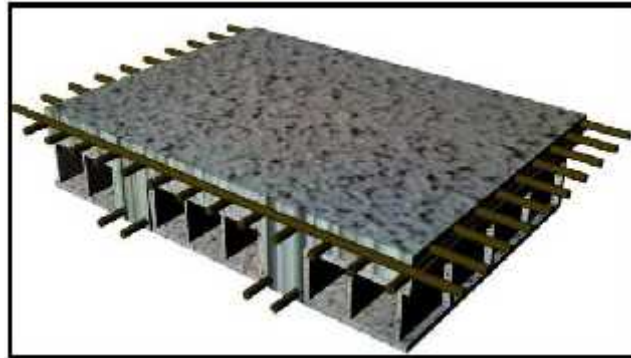
((One way ribbed slab) .

- - - : (Solid Slabs)

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقود بيت الدرج.

- - - : (One way ribbed slab)

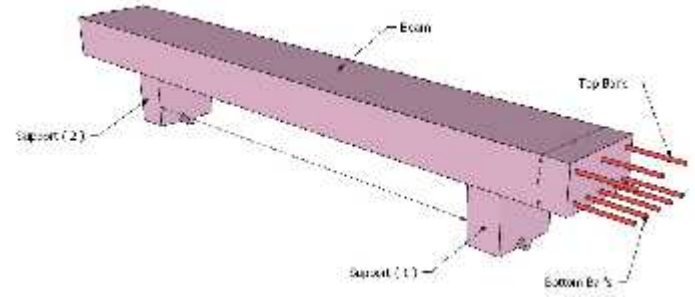
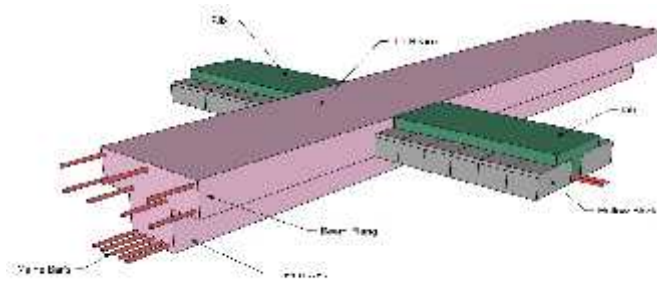
تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً .



الشكل رقم (-) : عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد

- - :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين _ أي مخفية داخل "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الكبيرة ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.

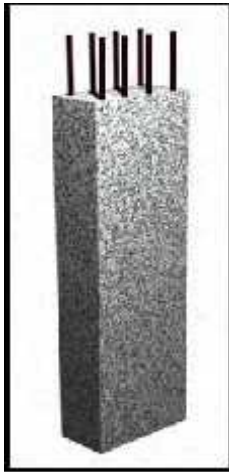


الشكل رقم (-) : أشكال

الجسور.

- - :

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل
لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،
المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة
وأخرى من الحجر ويبين الشكل (3-5)

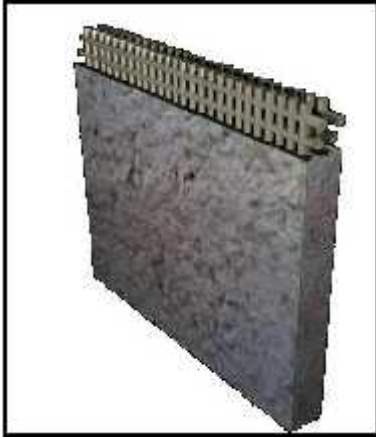


الشكل رقم (-) : أحد أشكال الأعمدة.

- - الجدران الخرسانية :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليه. حيث ان جدران القص (shear wall) لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل. وقد تم تحديد الجدران
بجدران بيت الدرج ، وجميع
ايضا على

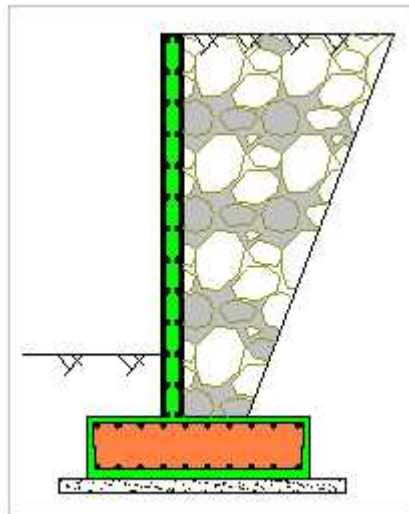
الرأسية المنقولة إليها .ويجب توفر في الاتجاهين بشكل يضمن أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي



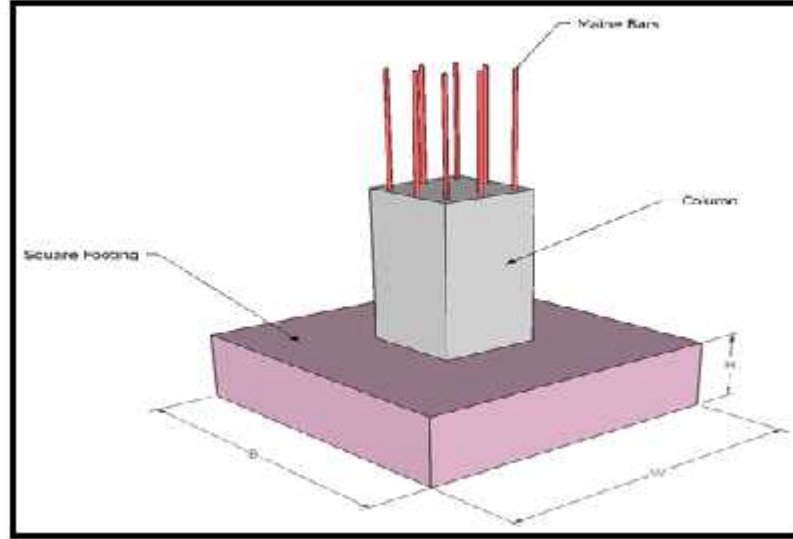
(-) :

- - جدران التسوية والجدران الاستنادية :

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع



(-) .



الشكل رقم (-)

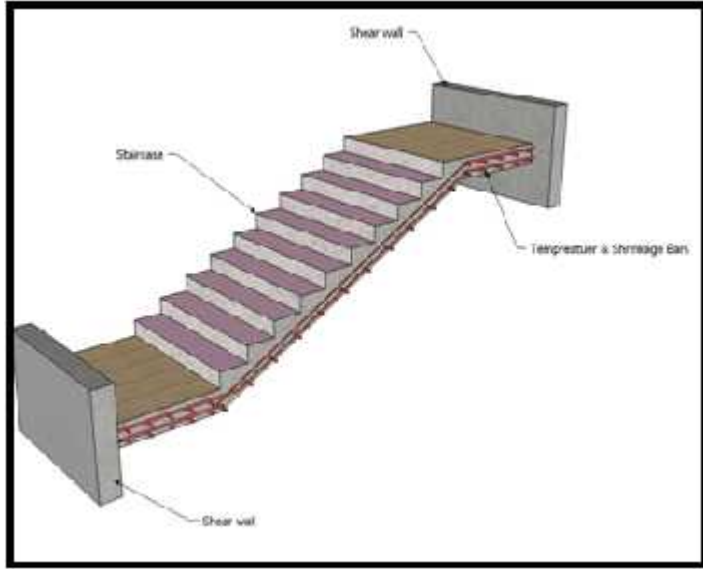
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من عملية تحليل كافة العناصر الإنشائية الأخرى.

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 يتم تحديد نوع الأساسات ونوعية التربة.

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسى بين المستويات المختلفة المناسب.

ويتم تصميمها كبلطات مصمتة .

وتم استخدامها في



الشكل رقم (-) : تسليح الأدرج

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

- 4 – 1 Introduction.**
- 4 _ 2 Factored Loads.**
- 4 _ 3 Determination of thickness.**
- 4 _ 4 Load Calculation.**
- 4 – 5 Design of Topping.**
- 4 – 6 Design of one way Ribbed slab.**
- 4 – 7 Design of Beam.**
- 4 – 8 Design of long column.**
- 4 _ 9 Design of short column.**
- 4_10 Design of Isolated Footing.**
- 4_11 Design of strip foundation.**
- 4_12 Design of Stair.**
- 4_13 Design of Dome.**
- 4_14 Design of basement wall.**
- 4_15 Design of Shear wall .**
- 4_16 Design of truss .**

4.1: Introduction

In This Project, there are two types of slabs: solid slabs, and one-way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, moment ,and deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required reinforcement area for selected members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements of (ACI_318) code .

4 .2 : Factored Loads.

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6LL \quad ACI - 318 - 05$$

DL: Dead Load .

LL: Live Load .

4.3 Determination of Thickness of Slabs:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

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

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.35}{18.5} = 0.34 \text{ m} \quad \text{ACI-318-05}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{7.5}{21} = 0.35 \text{ m}$$

Take $h = 35 \text{ cm}$.

4.4: Load Calculation:

One - way ribbed slab.

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

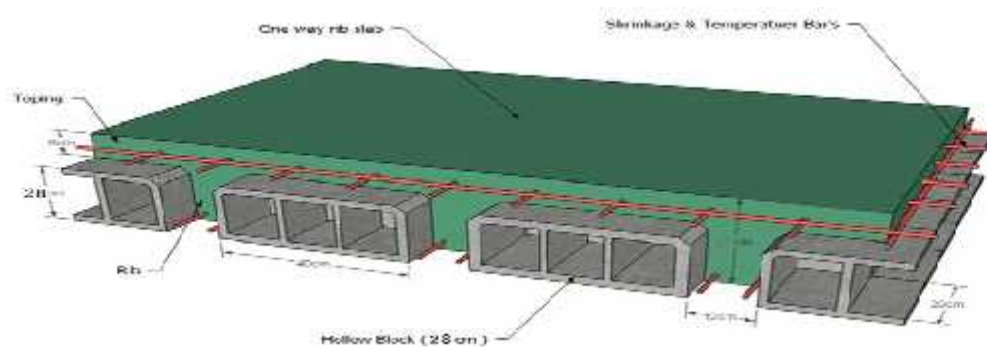


Fig. (4-1) One way rib slab

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

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	$0.14 \times 0.27 \times 25 =$	0.945 KN/m
2	Top Slab	$= 0.08 \times 0.54 \times 25$	1.08 KN/m
3	Plaster	$0.02 \times 0.54 \times 23 =$	0.248 KN/m
4	Block	$0.27 \times 0.4 \times 9.0 =$	0.972 KN/m
5	Sand Fill	$0.1 \times 0.54 \times 17 =$	0.918 KN/m
6	Tile +Mortar	$0.05 \times 0.54 \times 23 =$	0.62 KN/m
			4.78 KN/m

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Total Dead Load:

$$D.L._{total} = 0.945 + 1.08 + 0.248 + 0.972 + 0.918 + 0.621 = 4.78 \text{KN/m of rib}$$

For cultural center the live load is 5 kN/m^2

$$L.L._{total} = 5 * 0.54 = 2.7 \text{ KN/m of rib}$$

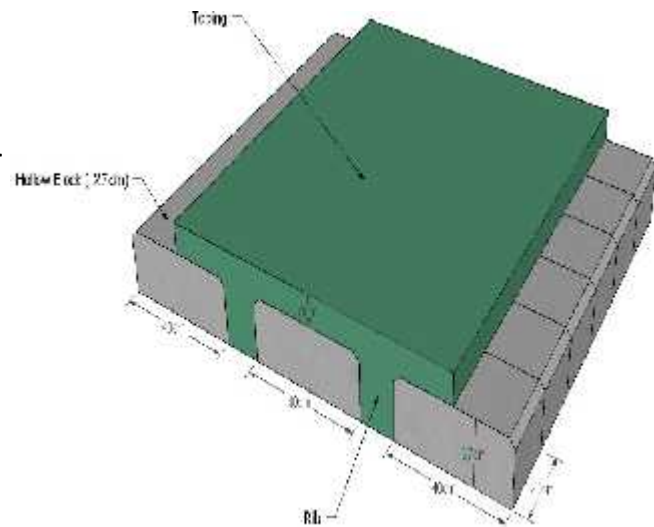
4.5 Design of Topping:

Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-

Dead load for topping =

$$\begin{aligned}
 & 0.03 \times 23 \times 1 \text{ (tiles)} \\
 + & 0.02 \times 23 \times 1 \text{ (mortar)} \\
 + & 0.10 \times 17 \times 1 \text{ (sand)} \\
 + & 0.08 \times 25 \times 1 \text{ (slab)} = 4.85 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Fig. (4-2) Topping of slab



Chapter Four

Live Load = $5 \times 1 = 5$ KN/m. (for Stores)

$$W_u = (1.2 * 4.85) + (1.6 * 5)$$

$$= 13.82 \text{ KN/m}$$

→ For a one meter strip $W_u = 13.82$ KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{13.82 * 0.4^2}{12} = 0.185 \text{ KN.m}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad \text{ACI-318-05}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{24} \text{ (MPa)} = 2.057 \text{ MPa} = 2.057 * 1000 = 2057.57 \text{ KN / m}^2$$

$$M_n = f_r * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_n = 2057.57 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.181 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 * 2.181 = 1.19956 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.19956 \text{ KN.m} > M_u = 0.185 \text{ KN.m}$$

The strength of plain concrete section > loaded section .

The plain concrete section is safe ,However, minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used .

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-05}$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Use $\Phi 8 @ 30 \text{ cm}$

4.6 Design of Rib (2,03):

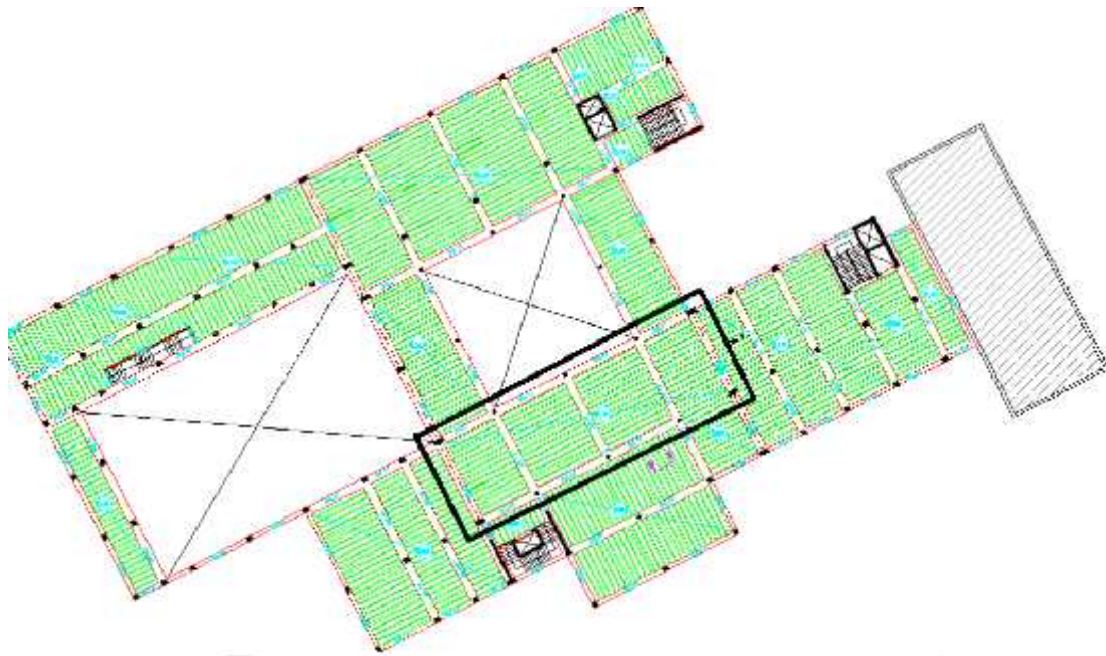


Fig. (4 - 3) rib (2,03).

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:-

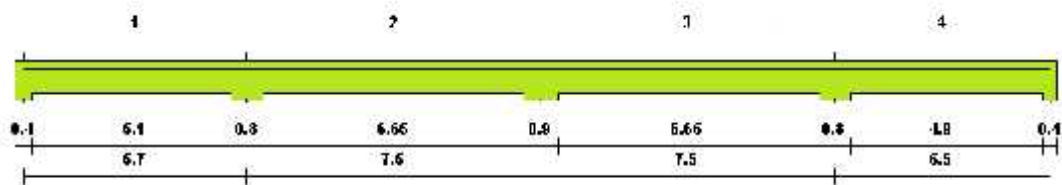


Fig. (4 - 4) Spans length of rib (2,03).

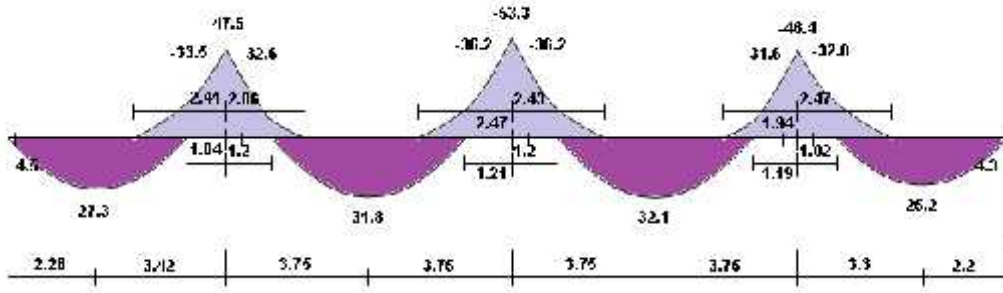


Fig. (4 - 5) Moment diagram for rib (2,03)-(KN.m).

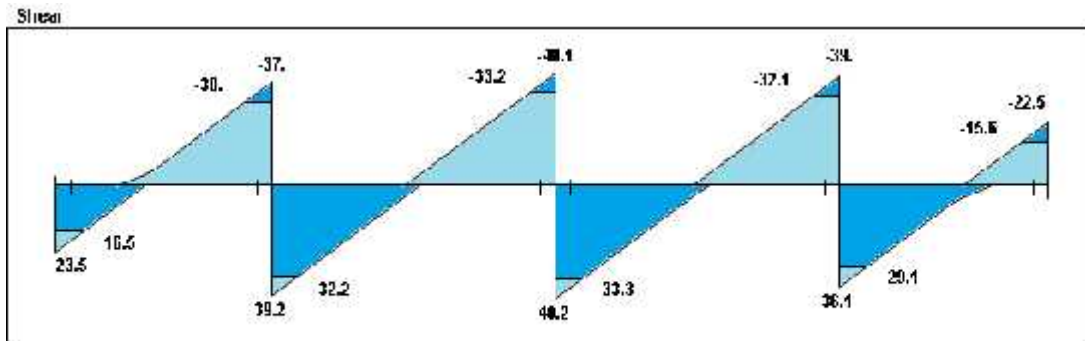


Fig. (4 - 6) Shear diagram for rib (2,03)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment :

Effective Flange width (b_E)

ACI-318-05

b_E For T- section is the smallest of the following:

$$b_E = 490 / 4 = 122.5 \text{ cm}$$

$$b_E = 14 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = 54 \text{ control}$$

» Use M_u max positive for span = 32.1 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $h_f = 0.08$ m

~ Assume bar diameter $\Phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = 350 - 30 - 10 - 7 = 303 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.54 * 0.08 * (0.303 - 0.08/2) = 208.599 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 208.599 \text{ KN.m} > M_u = 32.1 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with $b_E = 540$ mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (140)(303) = 123.699 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{412} (140)(303) = 141.4 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.588$$

$$kn = \frac{M_n}{\Phi b d^2} = \frac{32.1 * 10^6}{(0.9)(540)(303)^2} = 0.719 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.719}{412}} \right) = 0.00174$$

$$A_s = 0.00174(540)(303) = 285.219 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 141.4 \text{ mm}^2$$

Chapter Four

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 285.219 / 153.9 = 1.853$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ14

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 307.8 \text{ mm}^2 > 258.219 \text{ mm}^2$$

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ :

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$307.8 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 11.735 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{11.735}{0.85} = 13.806 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{0.305 - 0.013806}{0.013806} \times 0.003 = 0.2911$$

$$v_s = 0.2911 > 0.005$$

Ok.....

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 2,03):

The maximum negative moment from spans with support is

$$\mathbf{Mu = -36.2 \text{ kN.m}}$$

~ Assume bar diameter $\Phi 16$ for main positive reinforcement.

$$d = 350 - 30 - 10 - 8 = 302 \text{ mm}$$

$$m = 20.588$$

$$kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{36.2 * 10^6}{(0.9)(140)(302)^2} = 3.150 \text{ Mpa}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 mkn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.811}{412}} \right) = 0.00197$$

$$A_s = 0.00819(140)(302) = 346.273 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 141.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 346.273 / 201.1 = 1.72 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 16} = 201.1 \text{ mm}^2$$

Select bar 2 Φ 16

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 402.2 \text{ mm}^2$$

*** Check strain for the magnitude of under strength factor Φ :**

Tension = Compression

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

$$402.2 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$

$$a = 59.147 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{59.147}{0.85} = 69.585 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{0.302 - 0.0695}{0.0695} \times 0.003 = 0.01004$$

$$v_s = 0.01004 > 0.005$$

Ok.....

4.6.3 Design of shear for rib (2,03):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_u \text{ critical} = 33.3 \text{ KN}$$

Use Φ 8 with two legs

$$A_v = 2 \times 50.0 = 100 \text{ mm}^2$$

$$1- V_u \leq \frac{1}{2} \times \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = \Phi (1.1) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d = 28.575 \text{ kN}$$

$$33.3 < 28.575/2 = 14.288$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$2- \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = 0.75 (1.1) \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.14 \times 0.303 \times 1000 = 28.575 \text{ kN}$$

$$14.288 \leq 33.3 \geq 28.575$$

$$\Phi V_c < V_u \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$3- \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{smin}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times b_w \times d \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.14 \times 0.303 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.14 \times 0.303 \times 10^3$$

$$\Phi V_{smin} \geq 10.6 \geq 9.7 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{smin} = 10.6 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} = 28.575 + 10.6 = 39.2 \text{ kN}$$

$$28.575 \text{ kN} < 33.3 \text{ kN} < 39.2 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi V_s \dots \dots \text{control}$$

$$\Phi V_{sreq.} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{sreq.} = V_u - \Phi V_c = 33.3 - 28.575 = 4.725 \text{ kN}$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_{yt} \times d}{\Phi V s_{req.}} = \frac{0.75 \times 100 \times 412 \times 303}{4.725 \times 10^3} = 19.81 \text{ cm.}$$

$$S \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$S = 15.15 \text{ cm.}$$

Select $\Phi 8 @ 15.0 \text{ cm c/c}$.

4.7 : Design Of beam for flexure :-



Fig.(4-7) Beam location

Load calculations for Beam 3.03:

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **3.03** can be defined from the support reactions of the rib **3.1**.

Reactions				
Factored				
Dead R	14.28	36.81	19.51	8.75
Live R	11.19	28.1	19.59	7.59
Max R	25.46	63.9	39.2	16.45
Min R	13.04	43.45	24.17	7.60
Service				
Dead R	11.3	29.04	16.26	7.3
Live R	6.99	17.56	12.31	4.8
Max R	18.89	47.4	28.57	12.11
Min R	11.62	34.62	19.17	6.62

Fig.(4-8) support reactions of the rib 3.1

Dead Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for rib 3.1 upon beam 3.03 is 19.51 KN .

The distributed Dead Load from the Rib 3.1 on Beam 3.03:

$$W_{DL\ from\ rib\ 3.1} = \frac{19.51}{0.54} = 36.13\text{KN} / m$$

Assume the width of the beam = 0.8 m , then the own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated:

Dead load of beam and top layer :

$$\begin{aligned} & 0.03 \times 22 \times 0.8 \text{ (tiles)} \\ + & 0.02 \times 22 \times 0.8 \text{ (mortar)} \\ + & 0.07 \times 17 \times 0.8 \text{ (sand)} \\ + & 0.35 \times 25 \times 0.8 \text{ (RC beam)} \\ + & 0.02 \times 23 \times 0.8 \text{ (plaster)} \\ & = 9.2 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

The total factored Dead Load: $W_{DL} = 36.13 + 1.2 \times 9.2 = 47.17 \text{ KN/m}$

***Live Load calculations:**

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for rib **3.1** upon beam **3.03** is **19.69 KN** .
 The distributed Dead Load from the Rib **3.1** on Beam **3.03**:

$$W_{LL \text{ from rib110}} = \frac{19.69}{0.54} = 36.463 \text{ KN} / \text{m}$$

The Live Load within the beam width (**b=0.8 m**) can be calculated:

$$LL = 0.8 \times 5 = 4 \text{ KN/m}$$

The total factored Live Load: $W_{LL} = 36.463 + 1.6 \times 4 = 42.863 \text{ KN/m}$

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

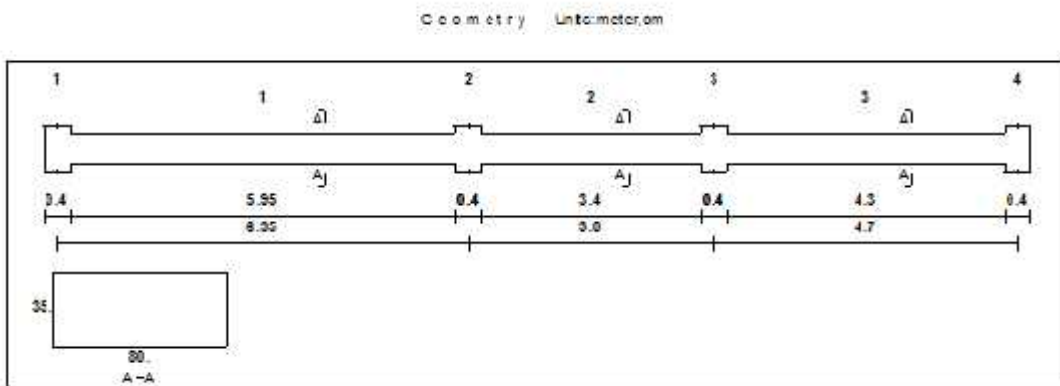


Fig. (4 - 9) Spans length of Beam

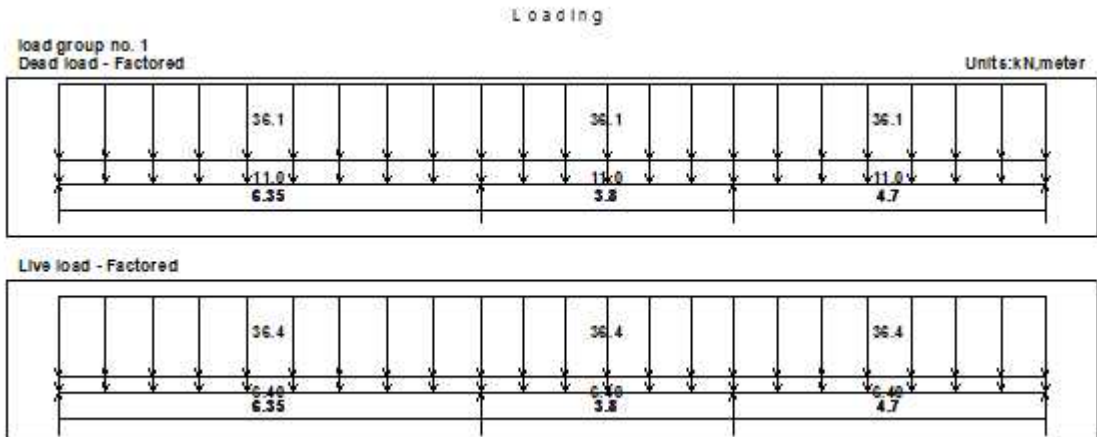


Fig. (4 – 10) Factored Load of Beam-(KN.m).

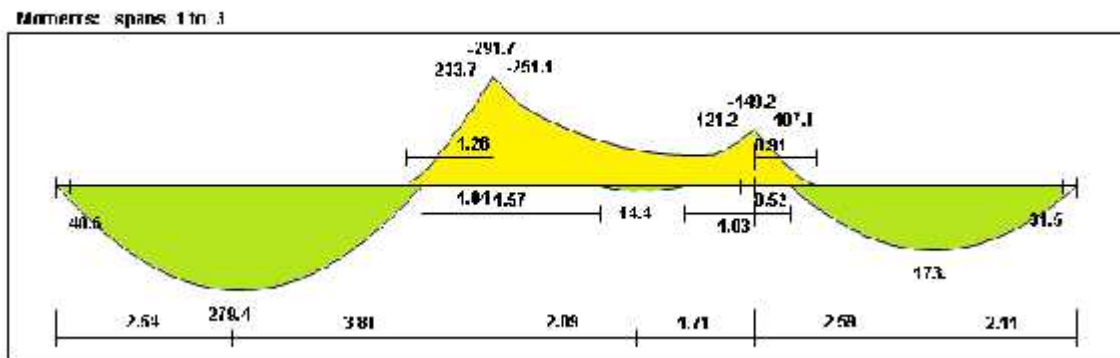


Fig. (4 - 11) Moment diagram for Beam -(KN.m).

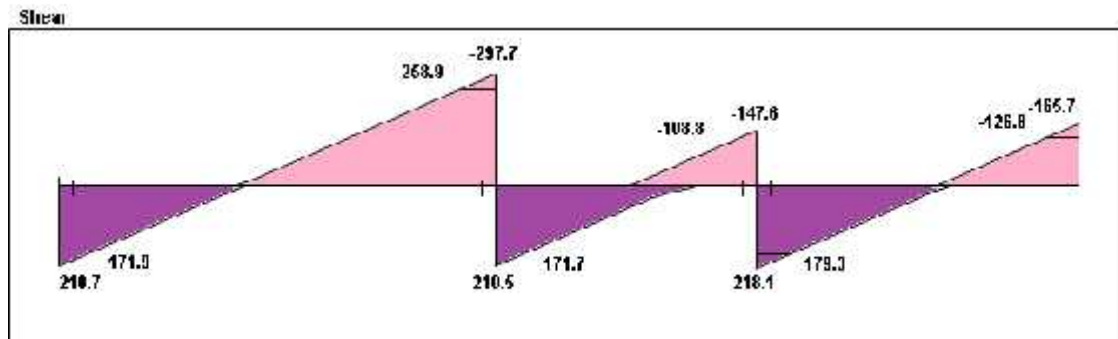


Fig. (4 - 12) Shear diagram for Beam -(KN)

Chapter Four

Assume bar diameter $\Phi 18$ for main reinforcement.

Selected hidden beam

$$b_w = 80\text{cm}, h = 35\text{cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290\text{mm}$$

The width of the Beam **3.03** can be defined from the maximum factored moment.

The maximum factored moment in Beam **3.03** **Mu =279.4 KN.m** .

Take $\Phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section

Assume $\rho = 0.4 \rho_b$

Take $\beta = 0.85$ ($f_c' = 24$)

$$\rho_b = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} S_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.85 \times \frac{24}{412} \times 0.85 \left(\frac{600}{600 + 412} \right) = 0.02495$$

$$\rho = 0.4 \rho_b = 0.4 \times 0.02495 = 0.0099811$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

$$k_n = \rho \times f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2} \right) = 0.009981116 \times 412 \left(1 - \frac{0.0099811 \times 20.196}{2} \right) = 3.697\text{MPa}$$

$$b d^2 = \frac{M_u}{\phi k_n} = \frac{291.7 \times 10^6}{0.9 \times 3.697} = b \times 290^2$$

$$b = 1042.4337\text{mm}$$

Take **b=80cm** and no need to recalculate the loads acting on the beam.

Note that the factored moments of other supports and spans may be satisfied by the section width of **80 cm** as a singly reinforced beam sections, but the support section with **Mu = -279.4 KN.m** may be designed as doubly reinforced section.

bused = 80 cm < b required = 104.24 cm .

*** Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :**

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 290 = 124.3 \text{ mm} .$$

$$a = \beta \times c = 0.85 \times 124.3 = 105.64 \text{ mm} .$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.10564 \times 0.8 \times (0.290 - 0.10564/2) = 408.9 \text{ KN} .\text{m}$$

$$\Phi M_n = 0.82 \times 408.9 = 335.31 \text{ kN} .\text{m}$$

$$\Phi M_n = 335.31 \text{ KN.m} > M_u = 279.4 \text{ KN.m}$$

*** Design of beam as singly reinforcement concrete :**

4.7.1 : Design of Beam of negative moment :

Take Mu = - 251.1 kN.m at support (2).

$$\Phi M_n = 335.31 \text{ KN.m} > M_u = 251.1 \text{ KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{251.1 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.290)^2} = 4.147 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (800)(290) \geq \frac{1.4}{412} (800)(290)$$

$$A_{s_{\min}} = 689.66 < 788.35 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 788.35$$

$$A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.196)(4.147)}{412}} \right) = 0.01137$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.01137(800) (290) = 2638.015 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{2638.015}{254.5} = 10.36$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$

Select Top bars 11Φ18

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 2799.159 \text{ mm}^2$$

*** Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$2799.159 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 70.665 \text{ mm}$$

Chapter Four

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{70.665}{0.85} = 83.135 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{290 - 83.135}{83.135} \times 0.003 = 0.00746$$

$$V_s = 0.00746 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

***Check for bar distance :**

$$V_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 11 \times 18}{10} = 50.2 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

***Take Mu = 121.2 kN.m** at support (3).

$$\Phi Mn = 335.31 \text{ kN.m} > Mu = 121.2 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{121.2 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.290)^2} = 2.0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (800)(290) \geq \frac{1.4}{412} (800)(290)$$

$$As_{\min} = 689.66 < 788.35 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 788.35$$

$$As_{\min} = 788.35 \text{ mm}^2$$

Chapter Four

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.196)(2.0)}{412}} \right) = 0.0051189$$

$$A_s = 0.0051189 (800) (290) = 1187.60 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 788.35 \text{ mm}^2 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \text{ bar}}} = \frac{1187.60}{254.5} = 4.66$$

$$\text{Note } A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$$

Select top bars 5Φ18

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 1272.34 \text{ mm}^2$$

The bars 5Φ18 will be extended to cover the negative moment in span (2) (see moment envelop).

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$1272.34 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 32.120 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{32.120}{0.85} = 37.788 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{290 - 37.788}{37.788} \times 0.003 = 0.02$$

$$V_s = 0.02 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Chapter Four

***Check for bar distance :**

$$V_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 18}{4} = 152.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.7.2 : Design of positive moment :

***Take Mu = 279.4 kN.m** at span (1).

$$\Phi M_n = 335.31 \text{ KN.m} > M_u = 279.4 \text{ 2KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{279.4 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.290)^2} = 4.614 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (800)(290) \geq \frac{1.4}{412} (800)(290)$$

$$A_{s_{\min}} = 689.66 < 788.35 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 788.35$$

$$A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.196)(4.6)}{412}} \right) = 0.01287$$

$$A_s = 0.01287(800)(290) = 2986.35 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{2986.35}{254.5} = 11.7$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$

Select bottom bars 12 Φ 18 mm.

Chapter Four

Total $A_s = 3053.63 \text{ mm}^2 > 2986.35 \dots \dots \dots \text{ok}$

***Check strain for Φ :**

Tension = Compression

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

$$3053.63 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 77.089 \text{ mm}$$

$$B = 0.85 - 0.007(f_c' - 28) \leq 0.85$$

$$= 0.85 - 0.007(24 - 28) = 0.822 \dots \dots \dots \text{take } B = 0.85$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{77.089}{0.85} = 90.69 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{290 - 90.69}{90.69} \times 0.003 = 0.00659$$

$$V_s = 0.00659 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

***Check for bar distance :**

$$V_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 12 \times 18}{11} = 44 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

***Take $M_u = 14.4 \text{ kN.m}$ from Atir program**

$\Phi M_n = 335.31 \text{ kN.m} > M_u = 14.4 \text{ kN.m}$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{14.4 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.290)^2} = 0.2378 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.196)(0.2378)}{412}} \right) = 0.0058$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (800)(290) \geq \frac{1.4}{412} (800)(290)$$

$$A_{s_{\min}} = 689.66 < 788.35 \longrightarrow \text{The largest is control.} \quad = 788.35$$

$$A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.0058(800)(290) = 134.696 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2.$$

Take $A_s = 788.35 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{788.35}{254.5} = 3.0498$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$

Select bottom bars 4Φ18

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 1017.876 \text{ mm}^2$$

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

Chapter Four

$$1017.87 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 25.696 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{25.696}{0.85} = 30.23 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{290 - 30.23}{30.23} \times 0.003 = 0.025779$$

$$V_s = 0.025779 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

***Check for bar distance :**

$$V_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 18}{3} = 209.33 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

***Take Mu = 173 kN.m** at span (3).

$$\Phi Mn = 335.31 \text{ kN.m} > Mu = 173 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{173 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.290)^2} = 2.857 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.196$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(412)} (800)(290) \geq \frac{1.4}{412} (800)(290)$$

Chapter Four

$$A_{s_{\min}} = 689.66 < 788.35 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 788.35$$

$$A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.196)(2.857)}{412}} \right) = 0.007503$$

$$A_s = 0.007503 (800) (290) = 1740.677 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 788.35 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{1740.677}{254.5} = 6.840$$

$$\text{Note } A_{\Phi 18} = 254.5 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 7 Φ 18

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 1781.28 \text{ mm}^2$$

***Check strain for Φ :**

Tension = Compression

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

$$1781.283 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 44.968 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{44.968}{0.85} = 52.90 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{290 - 52.90}{52.90} \times 0.003 = 0.01344$$

$$v_s = 0.01344 \gg \gg 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

***Check for bar distance :**

$$V_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 7 \times 18}{6} = 95.67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.7.3 : Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_u \text{ critical} = 258.9 \text{ KN}$$

Use $\Phi 10$ with four legs

1-
$$V_u \leq \frac{1}{2} \times \Phi V_c$$

$$\frac{wV_c}{2} = 0.75 \times \frac{1}{2} \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 290 \times 10^{-3} = 71.035 \text{ KN}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

2-
$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$wV_c = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 303 \times 10^{-3} = 142.070 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \text{not control}$$

3-
$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s \min}$$

$$\Phi V_{s \min} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) \times bw \times d \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.8 \times 0.290 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.8 \times 0.290 \times 10^3$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 58 \geq 53.276 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 58 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 142.070 + 58 = 200.07 \text{ KN}$$

$V_u > \Phi V_c + \Phi V_s$not control

$$4- \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b w \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.8 \times 0.290 \times 1000 = 284.141 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b w \times d = 142.070 + 284.141 = 426.211 \text{ KN} > V_u = 2258.9 \text{ KN}$$

All V_{ud} Are within item 4

$$\Phi V_{s_{req.}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = V_u - \Phi V_c = 258.9 - 142.070 = 116.83 \text{ kN}$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_{yt} \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 314.159 \times 412 \times 290}{116.83 \times 10^3} = 25.048 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{2} \leq S \leq 600$$

$$\frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \text{ cm.}$$

Select $\Phi 10 @ 10 \text{ cm c/c}$ (4 leg)

4.8- Design of long column.

4.8.1 (P1.C01) : Column in first floor .

❖ Loading :-

Try 30*50 cm with $A_g = 1500 \text{ cm}^2$

$$P_u = (1.2 * 312.26 + 1.6 * 161.02) * 4 = 2529.40 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1.2 * 4 * 0.4 * 0.5 * 25 * 3.65 = 87.60 \text{ KN}$$

$$P_n = 2529.40 + 87.60 = 2617.0 \text{ KN.}$$

*Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$M_1 \& M_2 = 1.0$ - (braced fram with M_{min}).

$K = 1.0$ - (for columns in nonsway frames).

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 * 1.0 = 22 < 40$$

$L_u = 3.3 \text{ m.}$

$$r_x = 0.3 \text{ h} = 0.3 * 0.3 = 0.09.$$

$$r_y = 0.3 * b = 0.3 * 0.5 = 0.15.$$

$$\frac{klu}{r_x} = 36.7 > 22.0 \text{ Slender coloumn for bending about } x_axis.$$

$$\frac{klu}{r_y} = 22.0 = 22.0 \text{ Short coloumn for bending about } y_axis.$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + S_d}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.20 \text{ Mpa}$$

$$S_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2(385.26)}{2617.0} = 0.177.$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.5 * 0.4^3}{12} = 2.67 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23025.20 * 2.67}{1 + 0.177} = 20893.0 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{f^2 EI}{(KL_u)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 20893.0}{(1.0 * 3.3)^2} = 18935.30 \text{ KN}.$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_m = 1$$

$$u_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \geq 1.0$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - (2617.0 / 0.75 * 18935.3)} = 1.23 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27.0 \text{ mm} = 0.027 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} * u_{ns} = 27.0 * 1.23 = 33.21 \text{ mm} = .03321 \text{ m}.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{33.21}{400} = 0.083$$

From Interaction Diagram

$$\frac{w P_n}{A_g} = \frac{2617.0 * 10^3}{400 * 500} * \frac{145}{1000} = 1.90 \text{ ksi}$$

$$\chi = \frac{400 - 2 * 30 - 2 * 10 - 20}{400} = 0.75$$

$$\dots_g = 0.01$$

$$A_s = \dots * A_g = 0.01 * 500 * 400 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 10W16 \Rightarrow A_{s_{\text{Provided}}} = 2010.6 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req.}}} = 2000 \text{ mm}^2$$

***Design of the Tie Reinforcement:-**

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

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

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 400 \text{ mm}$$

∴ Use W10 @ 250mm

4.9- Design of Short Column :-

4.9.1 (P1.C02) : Column in first floor .

Try 60*60 cm with $A_g = 3600 \text{ cm}^2$.

❖ **Loading :-**

$$P_u = 1.2 \times 654.33 + 1.6 \times 277.76 = 1229.62 \text{ KN}$$

$$P_u = 1229.62 \times 4 = 4918.40 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 \times 4 \times 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.65 = 157.68 \text{ KN}$$

$$P_n = 4918.40 + 157.68 = 5076.16.$$

$$P_u = 5076.16 / (0.65) = 7809.50 \text{ KN.}$$

$$P_n = 0.8 * A_g \{ 0.85 * f_c' + \dots g (f_y - 0.85 f_c') \}$$

$$7809.50 * 10^{-3} = 0.8 * 0.36 [0.85 * 24 (1 - \dots g) + \dots g * 400]$$

$$\dots g = 0.0177$$

* Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots \dots \dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$M_1 \& M_2 = 1.0$ - (braced fram with Mmin).

Chapter Four

$K=1.0$ - (for columns in nonsway frames)

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 * 1.0 = 22 < 40$$

$Lu=3.3\text{m}$.

$r_x=0.3 h=0.3*0.6=0.18$.

$r_y=0.3*b=0.3*0.6=0.18$.

$$\frac{klu}{r_x} = 18.33 < 22.0 \text{ Short column for bending about x_axis.}$$

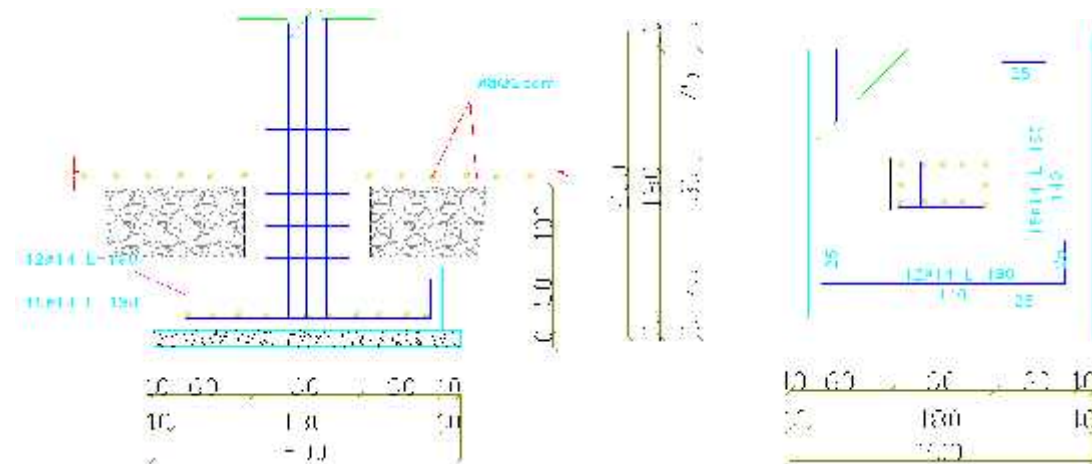
$$\frac{klu}{r_y} = 22.0 = 22.0 \text{ Short column for bending about y_axis.}$$

\therefore short Column

$$A_s = \dots * A_g = 0.0177 * 3600 = 63.72\text{cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 14W25 \Rightarrow A_{s_{\text{Provided}}} = 68.72\text{cm}^2 > A_{s_{\text{req.}}} = 63.72\text{cm}^2$$

4.10 Design of Isolated Footing



(4-13) footing sections

Chapter Four

4.10.1 Load Calculation :

Total factored load = 1770 KN.

Total services load = 1300 KN.

Column Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm³.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m².

Assume footing to be about (40 cm) thick.

live load = 5 KN/m².

$$q_{allow} = 400 - 5 - 1 \cdot 18 - 0.4 \cdot 25 = 364.5 \text{ kN/m}^2$$

4.12.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1300}{364.5} = 3.56 \text{ m}^2$$

→ L = 1.85 ≈ 2m

Try 2* 2m with area = 4m² > A_{req} = 3.56m²

4.10.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 50 cmd = 500-75-20 = 405 mm

- **Check For One Way Action:-**

For X- direction

$$V_u = \left(\frac{L - a}{2} - d \right) \times q_u \times W$$

$$V_u = \left(\frac{2.00 - 0.6}{2} - 0.405 \right) \times 496.35 \times 2.00$$

$$V_u = 292.84 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 2.00 \times 0.405 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 496.00 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots\dots\dots O.K$$

For Y- direction

$$V_u = \left(\frac{L - a}{2} - d \right) \times q_u \times W$$

$$V_u = \left(\frac{2.00 - 0.3}{2} - 0.405 \right) \times 496.35 \times 2.00$$

$$V_u = 441.75 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 496.00 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots\dots\dots O.K$$

- **Check for Two Way Action :-**

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{S_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

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

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

Where:

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

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

$$= 2 \times \{(a+d) + (b+d)\} = 2 \times \{(0.60+0.405) + (0.30+0.405)\} = 3.42 \text{ m.}$$

$\Gamma_s = 40$ for interior column

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{2} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 0.405}{3.42} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.56 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \text{Control}$$

$$V_u = 496.35 \times ((2.0 \times 2.0) - (1.005 \times 1.005)) = 987.736 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{24} \times 3.42 \times 0.405 \times 10^3$$

$$V_c = 2259.596 \text{ kN} \dots \dots w = 0.75$$

$$wV_c = 0.75 \times 2259.596 = 1694.697 \text{ kN}$$

$wV_c > V_u \dots \dots \text{OK.}$

4.10.4 Design for Bending Moment:

At X- Direction

$$M_u = 496.35 \times 2.00 \times 0.7 \times \frac{0.7}{2} = 243.21 \text{ kN.m} \quad (2.00-0.6)/2=0.7$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{243.21}{0.9} = 270.23 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{270.23}{2.00 \times (0.405)^2} = 0.8237 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.8237}{420}} \right) = 0.002$$

$$As_{Req.} = \dots \times b \times d = 0.002 \times 2000 \times 405 = 1620 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage(min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 500 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 1800 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{select } 12W14 \text{ with } As = 1848 \text{ mm}^2 > As_{req.} = 1800 \text{ mm}^2$$

At Y- Direction

$$Mu = 496.35 \times 2.00 \times 0.85 \times \frac{0.85}{2} = 358.61 \text{ kN.m} \quad // (2.00 - 0.3) / 2 = 0.85$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{358.61}{0.9} = 398.46 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{398.46}{2.00 \times (0.405)^2} = 1.2146 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.2146}{420}} \right) = 0.003$$

$$As_{Req.} = \dots \times b \times d = 0.003 \times 2000 \times 405 = 2430 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage(min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 405 = 1458 \text{ mm}^2$$

$$Asreq = 2430 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{select } 16W14 \text{ with } As = 2464 \text{ mm}^2 > Asreq. = 2429.96 \text{ mm}^2$$

4.10.5 Check for Strain:

At Y- Direction

Tension = Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$2464 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 25.364 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.364}{0.85} = 29.84 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{0.405 - 0.02984}{0.02984} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0377 > 0.005 \quad \dots \dots \dots \text{OK}$$

At X- Direction

Tension = Compression

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

$$1848 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 19.023 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s1} = \frac{19.023}{0.85} = 22.38 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{0.405 - 0.02238}{0.02238} \times 0.003$$

$$v_s = 0.051 > 0.005 \quad \text{.....OK}$$

4.10.6 Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.65(0.85)(24)(0.3 * 0.6) * 10^3 = 2386.8 \text{ kN} > 1770 \text{ kN.}$$

Since $\Phi P_n > P_u$.

\therefore Dowels are not required for load transfer

4.10.7 Development Length (L_d):-

$$L_{db} = \frac{f_y}{4\sqrt{f_c'}} \times d_b$$

$$L_{db} = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 16 = 385.8 \text{ mm control}$$

But not less than:

$$L_{db} = 0.04(f_y) d_b = 0.04(420) * 16 = 268.8 \text{ mm}$$

$$\text{Available } L_d = h - \text{cover} - d_b = 500 - 75 - 16 = 409 \text{ mm} > 385.8 \quad \text{..... OK}$$

$$L_s = 0.071 * f_y * d_b = 0.071 * 420 * 16 = 0.477 \text{ m use lap splices length 50 cm}$$

4. 11 Design of strip Footing:

4.11.1 Determination of load:

From slab and Wight wall

Total factored load = 219.87 kN/m.

Soil density = 18 Kg/cm³.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

live load = 5 kN/m²

$$q_{\text{net}} = 350 - 1.2 \cdot 18 - 0.3 \cdot 25 = 320.90 \text{ kN/m}^2$$

⇒ For one meter strip

$$A = \frac{219.87}{320.9} = 0.7 \text{ m}^2$$

$$B = 0.7 \text{ m}, h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 75 - 20/2 = 115 \text{ mm}$$

$$P_u = 1.2 \cdot 185.85 + 1.6 \cdot 34.02 = 277.46 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{ult}} = 277.46 / 0.7 \cdot 1 = 396.37 \text{ kN/m}^2.$$

4.11.2 Check of One Way Shear:

$$V_u = 1 \cdot (0.35 - 0.15 - d) \cdot 396.37$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \bar{f}_c \cdot d \cdot b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \cdot 24 \cdot 1000 \cdot 1 = 125.5 \text{ kN}$$

$$1 \cdot (0.35 - 0.15 - d) \cdot 396.37 = 0.125 \cdot 24 \cdot 1000 \cdot 1$$

$$\Rightarrow d = 0.079 \text{ m}$$

$$L = 79.31 + 75 + 20/2 = 164.31 \text{ mm}$$

$$\text{Take } L = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

4.11.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

$$M_u = 396.37 \cdot 0.2 + 0.2/2 = 7.93 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{7.93}{0.9} = 8.81 \text{ kN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{8.81 \cdot 10^{-3}}{1000 \cdot 115^2} = 0.667 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * K_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{20.196} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 0.667}{412}} \right) = 0.00164$$

$$A_{s_{Req.}} = \dots * b * d = 0.00164 * 115 * 1000 = 189.04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 115 * 1000 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Req.}} = 189.04 < A_{s_{Shrinkage}} = 360 \text{ mm}^2$$

Use W 14

$$\text{No.} = 360/154 = 2.33 \quad , \text{ Use 3 bars}$$

W 14 at 40 cm c/c

Check of strain:

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$360 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 7.27 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s_1} = \frac{7.27}{0.85} = 8.55 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{115 - 8.55}{8.55} * 0.003$$

$$V_s = 0.037 > 0.005$$

In transverse direction:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * B * h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 800 * 300 = 432 \text{ mm}^2$$

Use W 12

$$\text{No.} = 432/113 = 3.82 \quad , \text{ Use 4 bars}$$

Use 4W 12

4.11.4 Development Length of main Reinforcement

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda f_c} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{kt_r + cb}{db}} * db$$

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * 24} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346 \text{ mm}$$

$$L_{d_{available}} = 400 - (250/2) - 75 = 200 \text{ mm}$$

$$L_{d_{available}} = 200 \text{ mm} < l_{d_{req}} = 346 \text{ mm}$$

Use Using hook $\geq 16 * W$

$$\text{Required length of hook} \geq 16 * W \geq 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$$

$$\text{Use Hooksel.} = 25 \text{ cm} > \text{Hookreq} = 22.4 \text{ cm}$$

4.12 Design of Stairs :

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

$$L = 8.0 + 3.3 + 1.0 = 12.3 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20$$

$$h_{\text{req}} = 450 / 20 = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{take } h = 25 \text{ cm.}$$

⇒ **Use h = 25cm.**

$$\theta.^{\wedge} \tan^{-1}(1/ 3.3) = 28.1^{\circ}$$

$$\text{Cos } \theta = 0.88$$

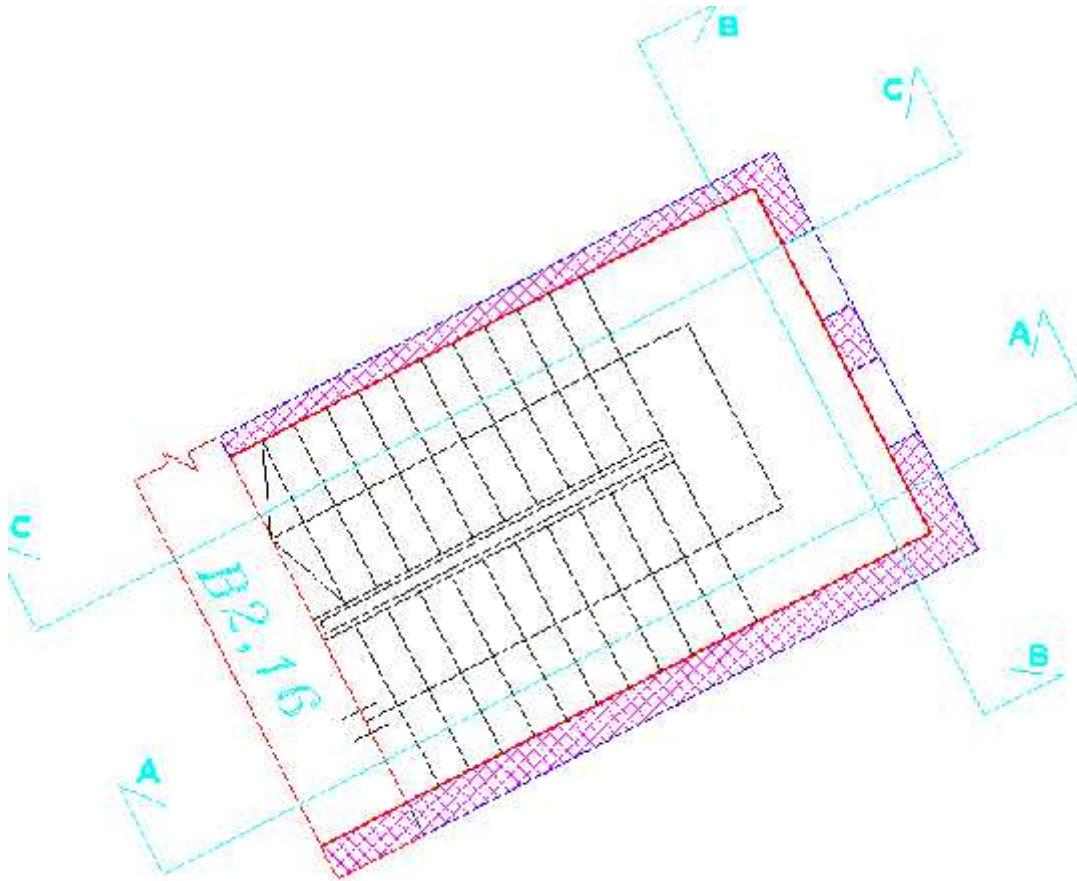


Figure (4-14) Stairs plan

4.12.2 Load Calculations at section (A-A):

4.12.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 22 * ((0.33 + 0.16) / 0.30) = \mathbf{1.078 \text{ KN/m.}}$$

$$\text{mortar} = 0.02 * 23 * ((0.16 + 0.33) / 0.3) = \mathbf{0.751 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Plaster} = (0.03 * 23) / (\text{Cos } 28.1) = \mathbf{0.782 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Steps} = ((0.16 * 0.3) / 2) * 25 / 0.3 = \mathbf{2 \text{ KN / m.}}$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 / \text{Cos } 28.1 = \mathbf{7.085 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Total dead load} = \mathbf{11.7 \text{ KN/ m.}}$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

Factored load

$$qu = 1.2 * 11.696 + 1.6 * 5 = 22 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $qu = 22 \text{ KN/ m.}$

4.12.2.2 Load on landing :

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 22 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mortar} = 0.02 * 23 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Plaster} = 0.03 * 23 = 0.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = \mathbf{8.03 \text{ KN/m}^2}.$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

Factored load

$$qu = 1.2 * 8.03 + 1.6 * 5 = 17.64 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $qu = 17.64 \text{ KN/ m.}$

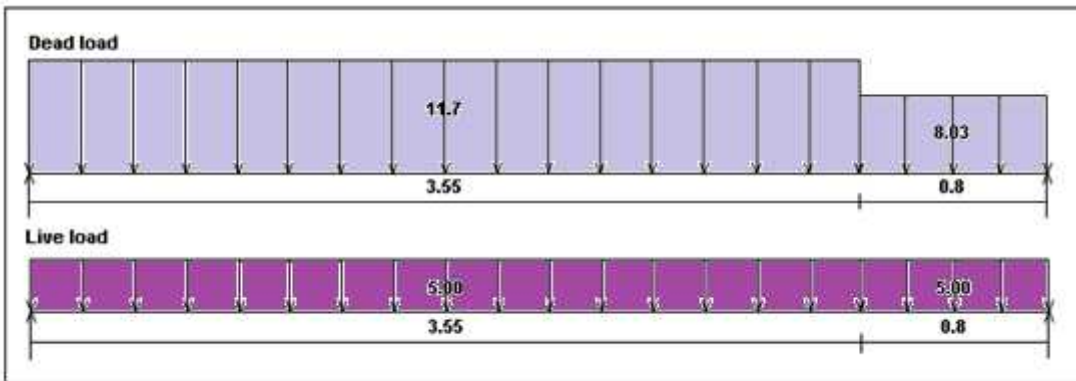


Figure (4-15) : Loads on stairs

4.12.3 Design of Shear :

- Assume $\emptyset 12$ for main reinforcement:-

So, $d = 250 - 20 - 12 = 218 \text{ mm} = 21.8 \text{ cm}$

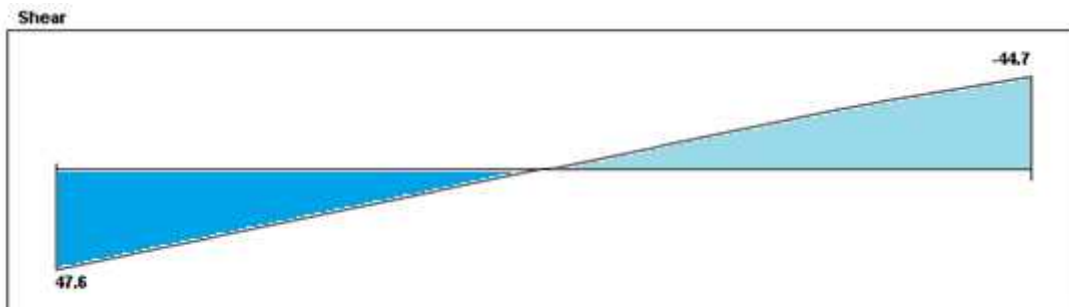


Figure (4-16) : Shear Envelope

$V_u = 42.9 \text{ KN}$.

$$wV_c = \frac{w\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 218}{6} = 133.5 \text{ KN}$$

$V_u = 42.9 \text{ KN} < wV_c = 133.5 \text{ KN}$.

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

4.12.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

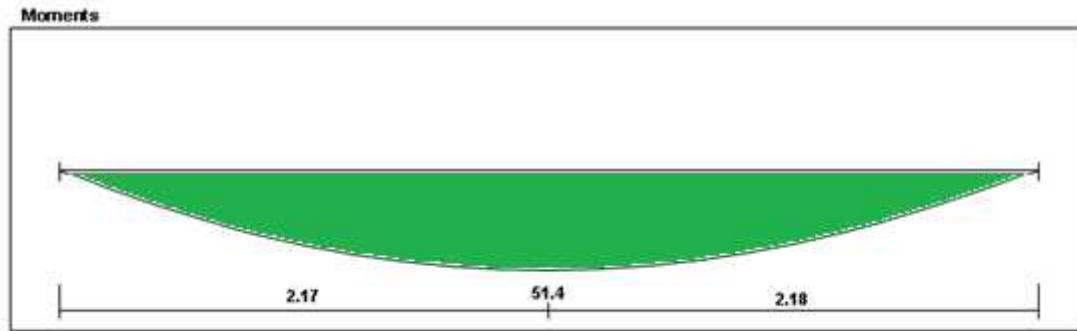


Figure (4-17) : Moment Envelope

$$M_u = 51.4 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 51.4 / 0.9 = 57.1 \text{ KN.m.}$$

$$d = 21.8 \text{ cm.}$$

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

$$K_n = \frac{57.1 * 10^6}{1000 * 218^2} = 1.2 \text{ MPa .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.2}{420}} \right) = 2.947 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 2.947 * 10^{-3} * 100 * 21.8 = 6.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 12 \gg \gg 640/113 = 5.66$

Use $1\Phi 12 @ 17.5 \text{ cm c/c} \dots\dots\dots$ with $A_s = (100 / 17.5) * 1.13 = 6.46 \text{ cm}^2.$

As provided = 6.46 > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$646 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 13.3mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6mm$$

$$v_s = \frac{218 - 15.6}{15.6} * 0.003$$

$$v_s = 0.0389 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.5 Secondary reinforcement:

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use $\Phi 10$ @ 15 cm With $A_s = (100 / 15) * 0.79 = 5.27 cm^2$

4.16.6 Stairs at section (A-A) Details:

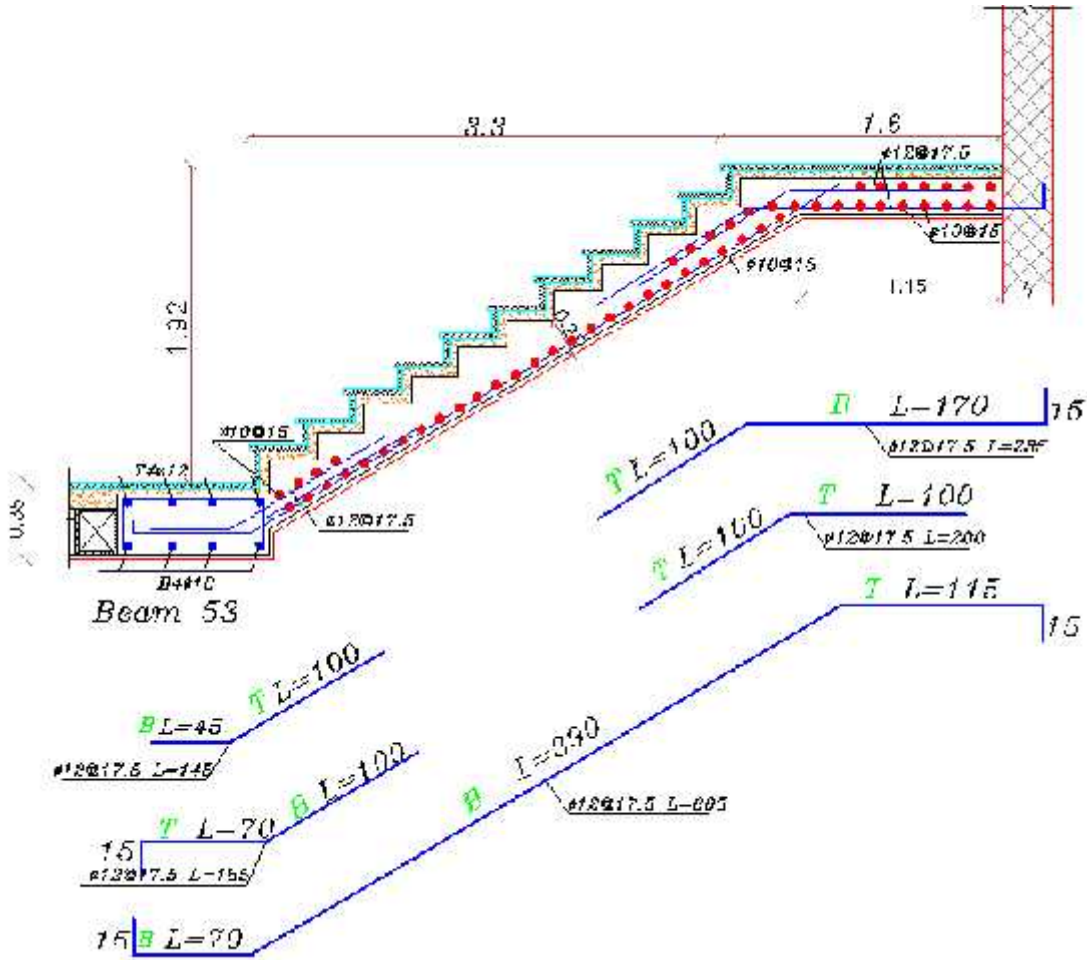


Figure (4-18) : Stair Section

4-13 Design of Dome :

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

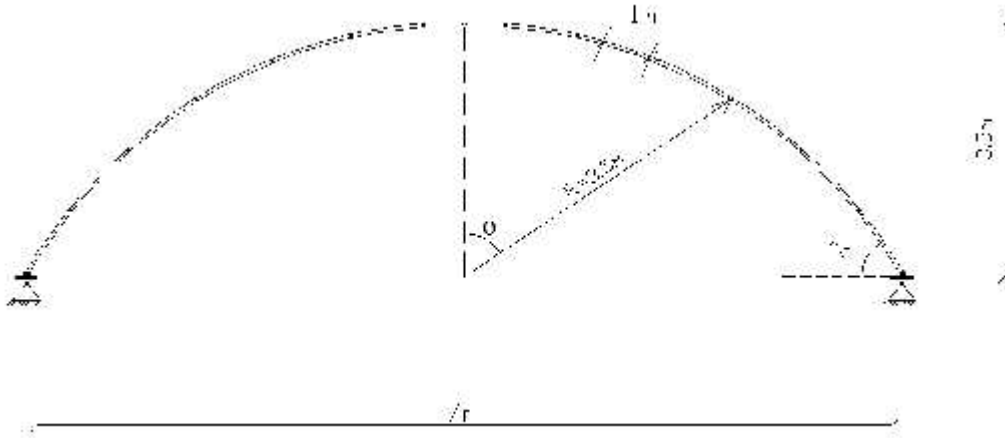


Figure (4-19) Dome Analysis

Under full dead load, the centerline of a circular arch deviates from the parabolic pressure line causing bending moment.

The geometric equation of the circular arch can be represented as:

$$y = R (1 - \cos \theta_x)$$

Where

R = radius of curvature of the arch geometry

θ_x = Angle represented in Figure 1 .

Before location of maximum moment is determine, some general geometrical relationships are derived where the origin of the coordinates is located at the crown.

$$\cos \theta_x = \frac{R - h}{R}$$

$$h = R(1 - \cos \theta_x)$$

$$\sin \theta_x = \frac{x}{R} \quad \text{or} \quad x = R \sin \theta_x \quad \text{and} \quad \sin \theta_x = \frac{L}{2R} \quad \text{or} \quad \frac{L}{2} = R \sin \theta_x$$

The maximum moment at $\cos \theta = 1 - \frac{h}{2R}$, for $\cos \theta = 1 - \frac{h}{R}$, is $M_{\max} = -\frac{Wh^2}{8}$

The maximum shear acts at the reactions (node A) since it is zero at the crown due to symmetry of loading is:

$$V_{\max} = V_A \cos \theta - H \sin \theta$$

The maximum axial force also appear at the reactions and are equal to:

$$N_{\max} = N_A = N_B = V_A \sin \theta + H \cos \theta$$

Loads on the dome :

Loads = Dead + Wind + Snow

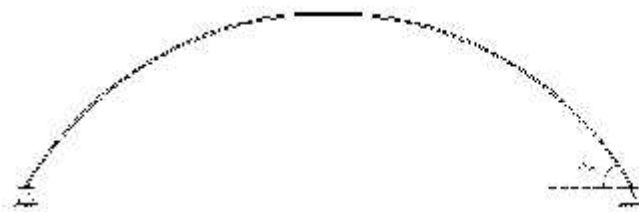
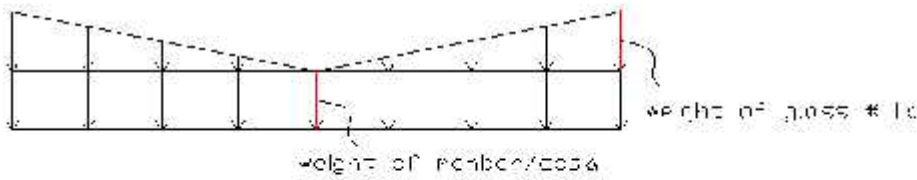
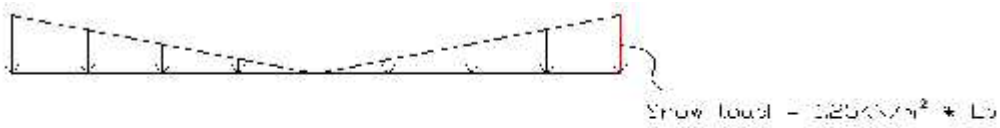


Figure (4-20) Loads on The Dome

After Design We get the profile as Horizontal is HSS 40X40 X6
as Vertical HSS 30X 30 X 6

4.14 Design of Basement Wall :

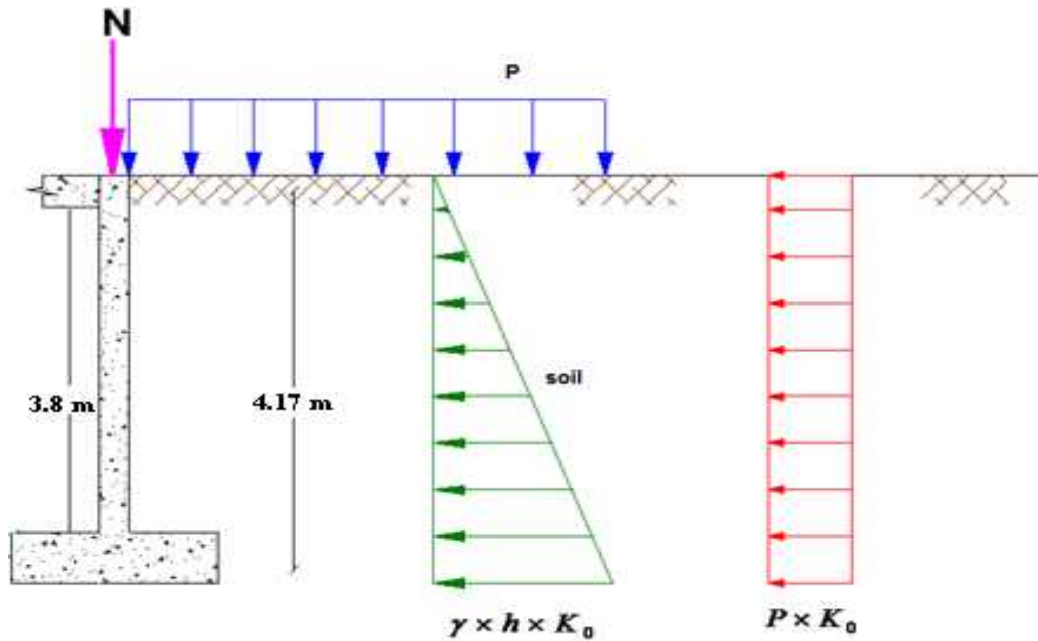


Figure (4-21) : Load on Basement Wall

4.14.1: Load on Basement Wall :-

- **Self weight of earth :**

$$q_1 = \gamma \times h \times K_0$$

Assume that :

$$\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\mu = 30^\circ$$

$$K = 0.5$$

$$q_1 = 18 \times 4.17 \times 0.5 = 37.53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{1(\text{factored})} = 1.6 \times 37.53 = 60.05 \text{ KN/m}$$

- **Load from live load:**

$$q_2 = P \times K_0$$

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

$$q_{2(\text{factored})} = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ N/m}$$

- **Normal Load :**

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

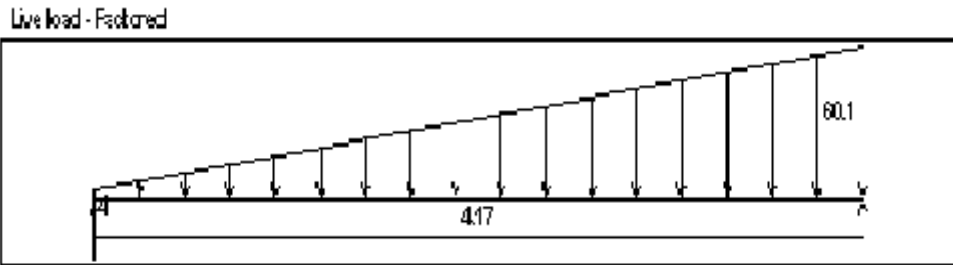


Figure (4-22): Load diagram

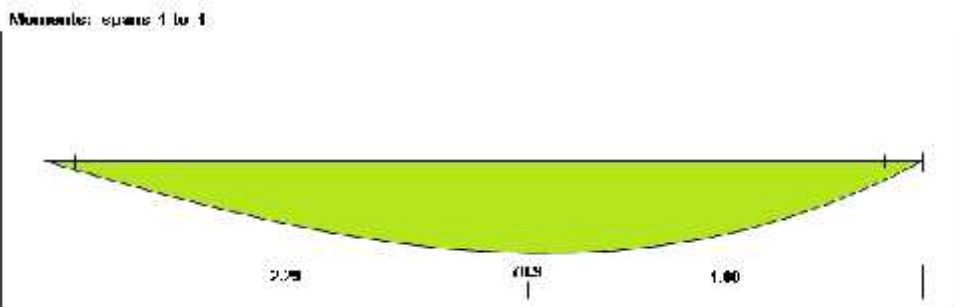


Figure (4-23): Shear & moment envelope diagram

4.14.2: Design of the Vertical reinforcement:

Assume $h = 300 \text{ mm}$

$$Mn = \frac{70.9}{0.9} = 78.8 \text{ KN.m}$$

$$d = 300 - 20 - 14/2 = 273 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{78.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.273^2} = 1.06 \text{ Mpa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.06}{412}} \right) = 0.0026$$

$$As_{req} = 0.0026 \times 1000 \times 273 = 709.8 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$As_{min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 360 \text{mm}^2 / \text{m} < A_{s_{\text{req}}} = 709.8 \text{mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{709.8}{154} = 5$$

Select $\Phi 14 @ 20 \text{cm c/c}$

IN OTHER SIDE

$$A_s = \frac{1}{2} \times 709.8 = 355 \text{mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{355}{79} = 5$$

Select $\Phi 10 @ 20 \text{cm c/c}$

4.14.3: Design of the Horizontal reinforcement:

$$A_{s_{\text{horizontal}}} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{600}{50.24} = 12$$

Select $\Phi 8 @ 15 \text{cm c/c}$, In tow layer

Check for Shear :

$$V_{u_d} = 61.2 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \bar{f}_c * d * b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \bar{24} * 0.273 * 1000 = 870.79 \text{ kN}$$

$\phi V_c \gg \gg V_u$... No Shear Reinforcement is Required.

4.14.4: Design of Basement Footing:-

Total factored load in basement = $1.2 \times (25 \times 3.8 \times 0.3) = 34.2 \text{ KN/m}$

Soil density = 18 Kg/cm^3 .

Allowable soil Pressure = 350 KN/m^2 .

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.3) = 9 \text{ KN/m}^2$.

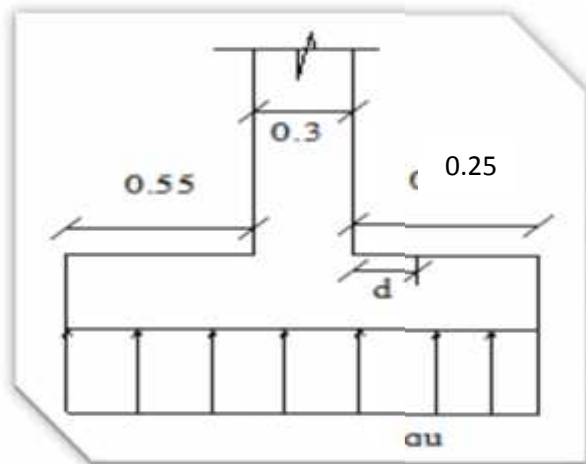
Soil weight above the footing = $1.6 \times (3.44) \times 18 = 99.072 \text{ KN/m}^2$.

live load = 5 KN/m^2

$q_{\text{allow}} = 350 - 5 - 9 - 99.072 = 236.93 \text{ KN/m}^2$

Assume $b = 1 \text{ m}$, $h = 30 \text{ cm}$

$d = 300 - 75 - 14 = 211 \text{ mm}$, $q_{\text{ult}} = 34.2/1 \times 0.8 = 42.75 \text{ KN/m}^2$



Figure(4-24): Footing geometry

4.14.5: Check of One Way Shear:-

$V_u = 1 \times (0.25 - 0.211) \times 42.75 = 1.67 \text{ KN}$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c} \times d \times b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \times 24 \times 0.211 \times 1 \times 1000 = 129.2 \text{ KN}$$

$\phi V_c > V_u \dots \dots$ No shear R. F is required

4.14.6: Design of Bending Moment:-

$$M_u = 42.75 \times 0.25^2 / 2 = 1.34 \text{ KN/m}$$

$$M_n = \frac{1.34}{0.9} = 1.49 \text{ KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.211^2} = 0.034 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * k_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.034}{412}} \right) = 0.000081$$

$$A_{s_{Req.}} = \dots * b * d = 0.000081 * 211 * 1000 = 17.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 \text{ mm}^2$$

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

Use A_{smin}

Use W 14

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

Use hook $\geq 16 * W$

Required length of hook $\geq 16 * W \geq 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

Use $\square 14 @ 25 \text{ cm c/c}$

In the other Direction:-

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

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

Use W 14

$$\text{No.} = 540/154 = 3.51 \quad , \text{ Use 4 bars}$$

Use \square 14 @ 25 cm c/c

$$l_{dreq} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda f_c} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{ktr+cb} * db$$

$$l_{dreq} = \frac{9}{10} * \frac{412}{1 * 24} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.7 \text{ mm}$$

$$L_{d \text{ available}} = 250 - 75 = 175 \text{ mm}$$

$$L_{d \text{ available}} = 475 \text{ mm} > l_{dreq} = 296.3 \text{ mm}$$

.15 Design of Shear wall:

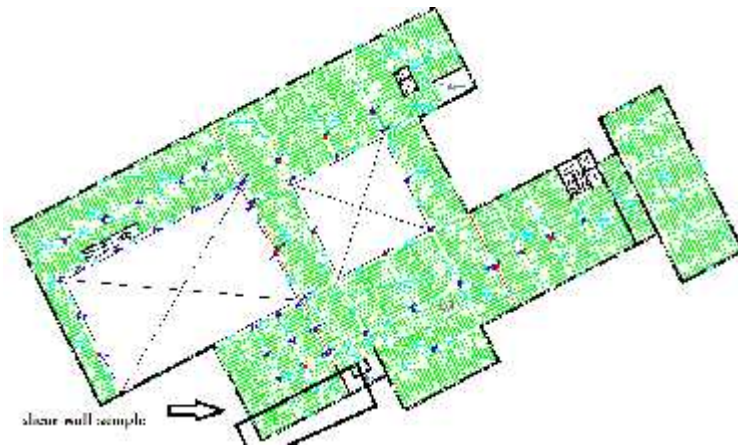


Figure (4-25) : shear wall sample

Calculation of loads:

$$W_{\text{Ground Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls}) = 2000 \text{KN}$$

$$W_{\text{First Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 3399.79 \text{ KN}$$

$$W_{\text{second Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 3400 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Third Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 3400 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Ground}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}} + W_{\text{third}}$$

$$W_{\text{Total}} = 12199.79 \text{ KN}$$

Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

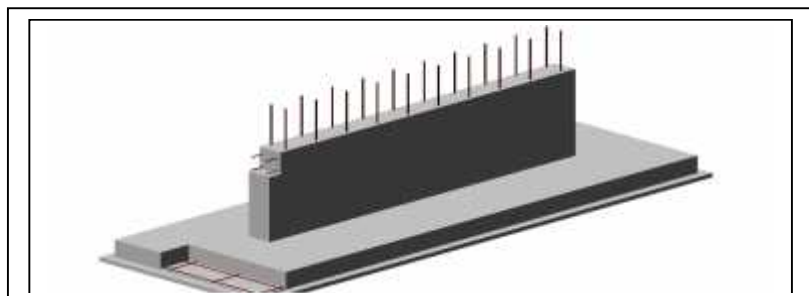
$Z=0.3$ zone "3"

$R= 5.5$

$I=1$

$Ca = 0.24$

$Cv = 0.24$



Chapter Four

$$h_n = 16$$

$$C_t = 0.0488$$

Where:

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

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

I= importance factor given in table 16-K.

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

C_t = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

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

h_i, h_n, h_x = height in feet (m) above the base to level *i*, *n* or *x*, respectively

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{Eq.... 30-8 (UBC)}$$

$$T = 0.0488(12.2)^{3/4} = 0.39$$

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.33} * w = 0.11188w$$

$$V \leq 0.11 * WKN \dots \text{control}$$

$$V \geq 0.0264 * WKN$$

$$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.39 * 1341.97 = 36.636KN$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Third		1341.97		36.636	1305.34		581.202	581.202
Second		1341.97		36.636	1305.34		408.424	989.626
First	3399.79	1341.97		36.636	1305.34	27198.32	272.266	1261.892
Ground	2000	1341.97		36.636	1305.34	8000	80.083	1341.97
Σ	12199.79					130398.32		

Table (4 – 2) Calculation of the total Fx.

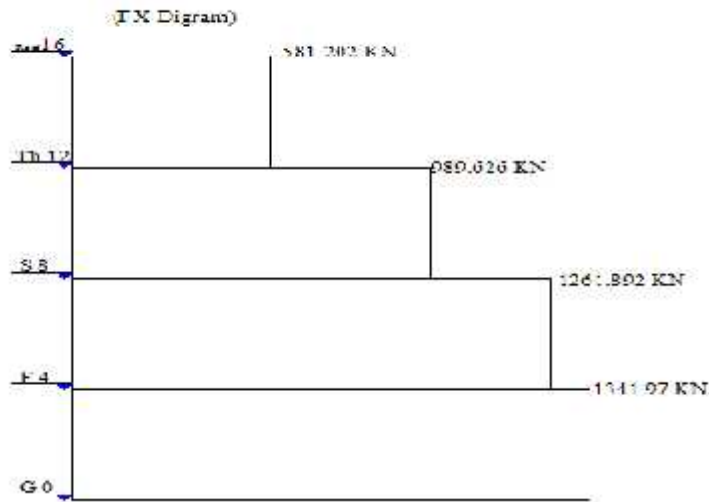


Figure (4-26) : Fx-Diagram

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

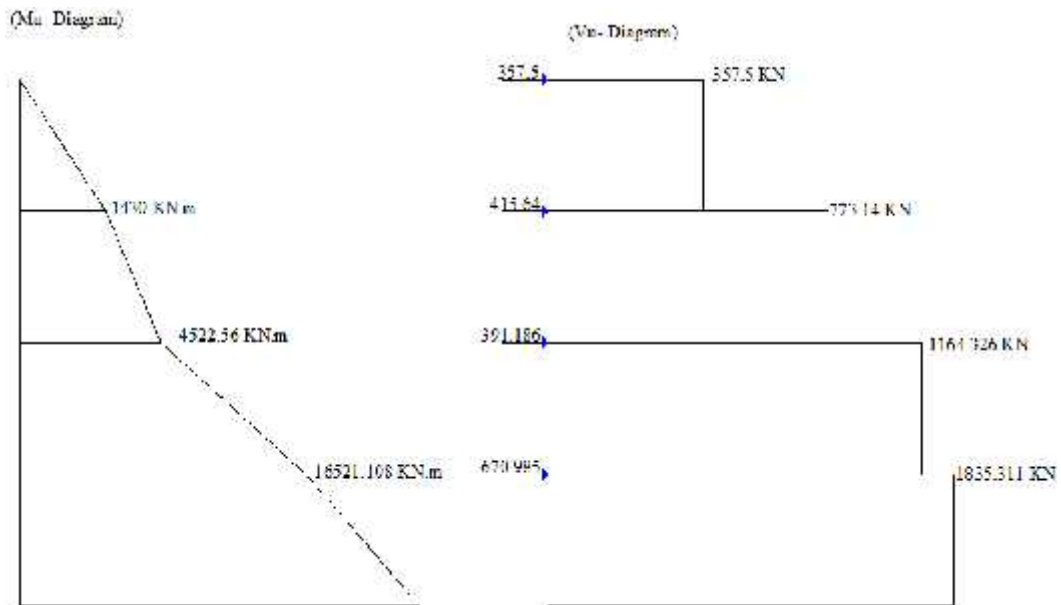


Figure (4-27) : Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

Shear Wall Design Parameters:

$$f_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$f_y = 412 \text{ MPa.}$$

$h = 25 \text{ cm}$. Shear wall thickness.

$L_w = 14.10 \text{ m}$. shear wall width

$H_w = 16 \text{ m}$. Story height.

Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum F_x = V_u = 1835.311 \text{ KN}$$

Critical Section

$$\frac{L_w}{2} = \frac{14.10}{2} = 7.05 \text{ m}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ m}$$

$$\text{story height} = 4 \text{ m (control)}$$

$$M_u = 9179.86 \text{ KN}$$

Design it by using Reinforced concrete:

$$V_u = 1835.311 \text{ KN}$$

$$V_n = V_u / 0.75 = 2447.08 \text{ KN}$$

Design of shear

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 14.10 = 11.28m$$

$$V_{c1} = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * h * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.25 * 11.28 = 2302.52KN(\text{Control})$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.25 * 11.28}{4} + \frac{1 * 11.28}{4 * 14.10} = 3730.28KN$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$V_s = 2447.08 - 2302.52 = 144.56KN$$

$$\left(\frac{A_{v_h}}{S2} \right) = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{144 * 10^{-3}}{412 * 11.28} = 0.0311 * 10^{-3}m$$

$$\left(\frac{A_{v_{h_{min}}}}{S2} \right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.25 = 0.625 * 10^{-3}m(\text{Control})$$

$$S2 = \frac{L_w}{5} = 14100 / 5 = 2820mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 250 = 750mm$$

$$S2 = 450mm(\text{control})$$

$$\text{select} \longrightarrow 2W10 \longrightarrow A_s = 1.58cm^2$$

$$\frac{A_v}{S2} = 0.625mm$$

$$\frac{158}{S2} = 0.625 \rightarrow S2 = 252.8mm(\text{Control})$$

$$\text{Select} \dots S2 = 25cm < S_{req.} = 25.28cm$$

$$S2_{selected} = 25cm < 45cm < 40cm$$

$$\text{use} \dots 2W10 @ 25cm(c/c) \text{ in } 2 \text{ layer}$$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

$$\dots_{\min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2h} - 0.0025))S_1h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16}{14.10} = 1.135 < 2.5$$

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

$$S_1 = \frac{1}{3}L_w = \frac{1}{3} \times 14.10 = 4700mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$S1 = 450mm(\text{control})$$

Select 2W10 With area $As = 158mm^2$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 250$$

$$\therefore S_1 = 252.8mm(\text{Control})$$

Select $S_1 = 25cm < 25.28cm$

$$S = 25cm$$

→ Select 2W10 / 25cm c / c

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of bending moment:

$$Mu = 16521.108 \text{ KN.m}$$

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

Assume $S_n/h_w = 0.007$

$$C \geq \frac{14.10}{600 * 0.007} = 3.357m$$

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

$$C_w = 0.65 - 0.1 \times 14.10 = 1.95m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{3.357}{2.0} = 1.678m$$

Select The boundary element = 200cm > 195cm

$$A_{s_t} = \frac{Lw}{s1} \times A_{s_v} \longrightarrow = \frac{14.10}{0.25} \times 158 = 8911.2 \text{mm}^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 * S * f_c * Lw * h) / (A_{s_t} * F_y)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 14.10 \times 0.25) / (8911.2 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.058$$

$$wMn = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_{s_t} \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2 \right) \right) =$$

$$0.9 * 412 * 0.5 * 8911.2 \times 10^{-3} \times 14.10 * \left(1 - \frac{0.058}{2} \right) = 22619.56 \text{ kN.m} > Mu = 16521.108 \text{ kN.m}$$

The vertical uniformly distributed bar's at the end within the boundary Zones are enough, so no need for additional steel area.

Design OF Truss : 4.16

4.16.1: Load calculation :

Dead load: 1.

dead load of corrugate sheet = 0.15 kN/m².

dead load of purline = 0.25 kN/m².

dead load of insulation = 0.25 kN/m

dead load of truss = 1.5 kN/m.

dead load of gypsum plates double layer = 1.25 kN/m.

2. Wind load = -0.4 kN/m².

3. Snow load = 1 kN/m².

Design of purline (at the top): 4.16.2:

load calculation :

dead load of corrugate sheet = 0.15 * 1.33 = 0.2 kN/m. - dead load of purline = 0.25 kN/m.

= 0.45 kN/m. Σ

Snow load = 1 * 1.33 = 1.33 kN/m.

Wind load = 0.8 * -0.5 * 1.33 = -0.532 kN/m.

load combination:

$q_u = 1.2D.L + 1.6S.L.$

= 1.2(0.45) + 1.6(1.33) = 2.7 kN/m.....control.

$q_u = 0.9D.L + 1.6W.L.$

= 0.9(0.45) + 1.6(-0.532) = -0.45 kN/m.

$q_u = 2.7 * 0.06852 = 185.0 \text{ lb/ft}$

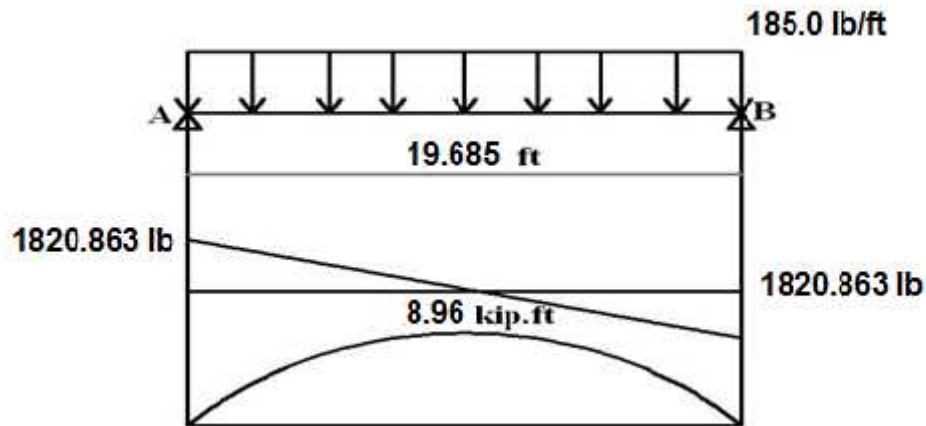


Figure (4-28) purline (at the top)

$$A_y = \frac{185.0 * 19.685}{2} = 1820.863 \text{ KN}$$

$$M_u . \text{max} = \frac{1820.863 * (19.685 / 2)}{2} = 8.96 \text{ Kips} . \text{ft}$$

Design of bending moment:

Assum compact section.

$$\phi * M_n > M_u$$

$$0.9 * F_y * Z_{x_{req}} > M_u$$

$$Z_{x_{rea}} = \frac{8.96 * 12}{0.9 * 36} = 3.32 \text{ in}^3$$

Select tube 4-1/2x4-1/2x1/2

$$Z_x = 10.2 \text{ in}^3 > Z_{req} = 3.32 > I_x = 18.1 \text{ in}^4$$

Check of local plat buking :-

$$\lambda_t = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_{pf} = 10.8$$

$$\lambda_t = \frac{6.68}{2} = 3.34 \leq 10.8$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} \leq \lambda_{pw} = 107$$

$$\lambda_w = 6.68 \leq 107$$

The assumption is correct (compact section).

Design of shear:

$$\phi_v * V_n \geq V_u$$

$$0.9 * 0.6 * 36 * 4.37 * 0.5 \geq V_u$$

$$38.0 > 18.2 \text{O.K.}$$

$$\lambda_w = 6.68 \leq \lambda_r = 68.6 \text{O.K.}$$

Limitation of deflection :

$$F_{allow} = \frac{L}{360} = \frac{19.685 * 12}{360} = 0.66$$

$$F = \frac{5}{384} * \frac{1.33 * 0.06852}{12} * \frac{(19.68 * 12)^4}{29000 * 18.1} = 0.58$$

$$F = 0.58 < F_{allow} = 0.66 \text{O.K}$$

Design of purline at bottom :

Load calculations :

dead load of purline = 0.25

dead load of gypsum = $2 * 1.33 * 1.25 = 3.325$

dead load of insulation = $0.25 * 1.33 = 0.3325$

$\Sigma 4 \text{KN/m}$

load combination :

$$q_{u1} = 1.4D.L$$

$$q_{u1} = 1.4 * 4 = 5.6 \text{ KN/m.}$$

$$q_{u1} = 5.6 * .06852 = 383.7 \text{ lb/ft.}$$

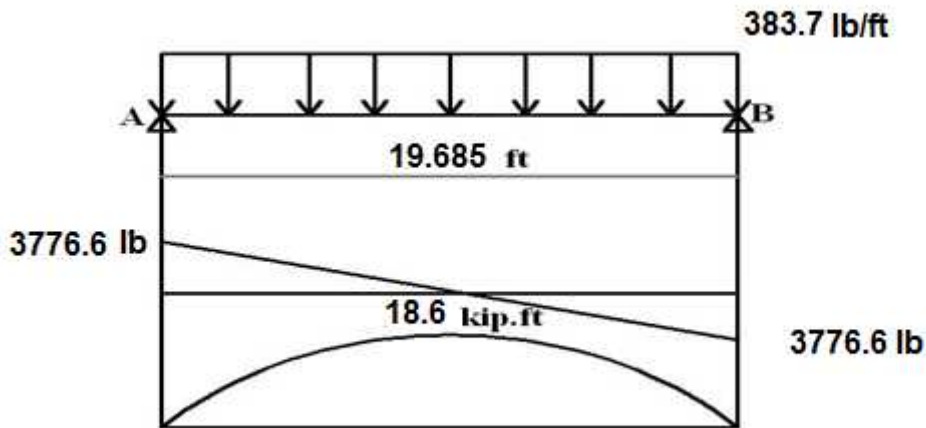


Figure (4-29) purline (at the bottom)

$$A_y = \frac{383.7 * 19.685}{2} = 3776.6 \text{KN}$$

$$M_{u,max} = \frac{3776.6 * (19.685 / 2)}{2} = 18.6 \text{Kips.ft}$$

Design of bending moment:

Assum compact section.

$$\phi * Mn > Mu$$

$$0.9 * Fy * Z_{x_{req}} > Mu$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{18.6 * 12}{0.9 * 36} = 6.9 \text{ in}^3$$

Select tube 8x3x1/2

$$Z_x = 20.0 \text{ in}^3 > Z_{req} = 6.9 \text{ in}^3 > I_x = 20.0 \text{ in}^4$$

Check of local plat bukling :

$$\lambda_t = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_{pf} = 10.8$$

$$\lambda_t = \frac{3.45}{2} = 1.73 \leq 10.8$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} \leq \lambda_{pw} = 107$$

$$\lambda_w = 9.9 \leq 107$$

The assumption is correct (compact section).

Design of shear:

$$\phi_v * V_n \geq V_u$$

$$0.9 * 0.6 * 36 * 5.5 * 0.5 \geq V_u$$

$$48.6 > 37.8 \dots\dots \text{O.K.}$$

$$\lambda_w = 14.2 \leq \lambda_r = 68.6 \dots\dots \text{O.K.}$$

Limitation of deflection :

$$F_{allow} = \frac{L}{360} = \frac{19.685 * 12}{360} = 0.66$$

$$F = \frac{5}{384} * \frac{4 * 0.06852}{12} * \frac{(19.68 * 12)^4}{29000 * 58.6} = 0.58$$

= 0.66O.K. F=0.54 <

Design of truss:-

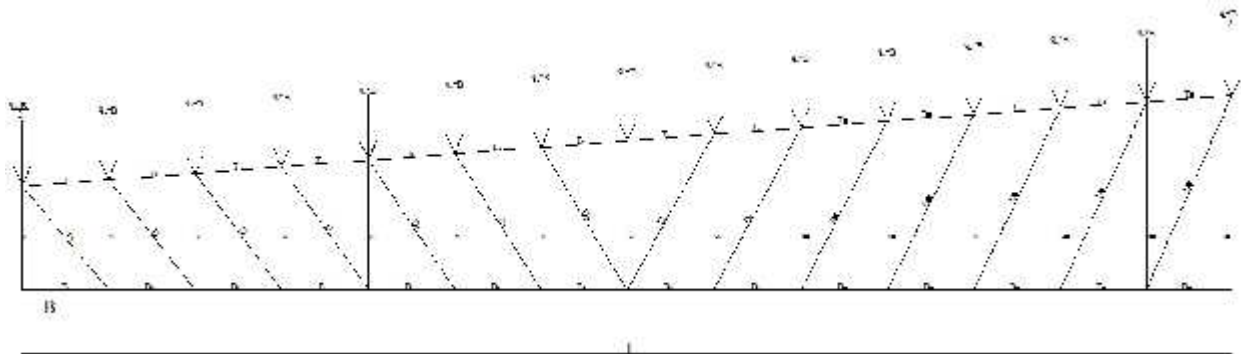


Figure (4-30) Truss section

Space between truss and anther = 6.0m

L =18.6 m

B=1.33 m

H=3.0 m

Load calculation :-

Dead load of truss =1.5 KN/m

Dead load of purlines = 0.25*6/1.33 = 1.127 KN/m

Dead load of corrugate sheet = 0.15*6=0.9 KN/m

 Σ 3.5 KN/m

Wind load =-0.4*6= -2.4 KN/m

Snow load = 1*6=6 KN/m

Load combination:-

$$q_{u1} =1.2D.L+1.6S.$$

$$q_{u1} =1.2 \times 3.5+1.6 \times 6= 13.8 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Control}$$

Chapter Four

$$q_{u2} = 0.9D.L + 1.6W.L$$

$$q_{u2} = 0.9 \times 3.5 + 1.6 \times -2.4 = -0.69 \text{ KN/m.}$$

Analysis:-

$$D_1 = 142.5 \text{ KN}$$

$$V_1 = -128.4 \text{ KN}$$

$$T_5 = -244.65 \text{ KN}$$

$$B_5 = 243.9 \text{ KN}$$

Design of diagonal member :-

$$D_1 = 142.5 \text{ KN} = 32.04 \text{ Kip}$$

Yielding limit state :

$$\phi T_n = T_u$$

$$\phi * F_y * A_g = T_u$$

$$0.9 * 36 * A_g = 32.04$$

$$A_g = 0.988 \text{ in}^2$$

Stiffness limit state:-

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$\frac{6.85 * 12}{r} \leq 300$$

$$0.274 \text{ in } r \geq$$

$$L = 2.08 \text{ m} = 6.85 \text{ ft}$$

Select tube 2-1/2x1x3/16

$$r = 0.796 \text{ in} > 0.274 \text{ in}$$

$$A_g = 1.02 \text{ in}^2 > 0.988 \text{ in}^2$$

Design of vertical member:-

$$V_1 = -128.4 \text{ KN} = 28.87 \text{ Kip}$$

Effective length :-

For buckling about x-x and y-y

$$K_x = K_y = 1$$

$$L_x = L_y = 1 * 5.25 * 12 = 63 \text{ in}$$

...

Chapter Four

Critical stress F_{cr}

Assume of middle value of $\frac{K_x L_x}{r_x} = 100$

From curve of A₃₆ steel $F_{cr}=22\text{Ksi}$

-required area:-

$$\phi_c * P_{cr} \geq P_u$$

$$\phi_c * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

$$0.85 * 22 * A_g \geq 28.87$$

$$A_{g \text{ req}} = 1.54 \text{ in}^2$$

Select tube 2x2x1/4

$$A_g = 1.51 \text{ in}^2 \quad r = 0.704 \text{ in}$$

Effective length ratio

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{63}{0.704} = 89.5$$

from curve of A₃₆ steel $F_{cr}=24\text{Ksi}$

Design strength :-

$$\phi_c * P_{cr} \geq P_u$$

$$\phi_c * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

$$\text{.....O.K} \quad 0.85 * 24 * 1.51 = 30.8 \geq 28.87$$

Design of top member

$$T_1 = -244.65 \text{ KN} = 55. \text{ Kip}$$

Effective length :-

For buckling about x-x and y-y

$$K_x = K_y = 1$$

Chapter Four

$$L_x = L_y = 1 * 5.25 * 12 = 63 \text{ in}$$

Critical stress F_{cr}

Assume of middle value of $\frac{K_x L_x}{r_x} = 100$

From curve of A₃₆ steel $F_{cr} = 22 \text{ Ksi}$

-required area:-

$$\phi_c * P_{cr} \geq P_u$$

$$\phi_c * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

$$0.85 * 22 * A_g \geq 55.0$$

$$A_{g \text{ req}} = 2.94 \text{ in}^2$$

Select tube 3X3X5/16

$$A_g = 2.94 \text{ in}^2 \quad r = 1.08 \text{ in}$$

Effective length ratio

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{52.4}{1.08} = 48.5$$

From curve of A₃₆ steel $F_{cr} = 32 \text{ Ksi}$.

Design strength :-

$$\phi_c * P_{cr} \geq P_u$$

$$\phi_c * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

$$\text{.....O.K} \quad 0.85 * 32 * 2.94 = 80.0 \geq 55.0$$

Design of bottom member:-

$$B_1 = 243.9 \text{ KN} = 54.8 \text{ Kip}$$

Yielding limit state :

$$\phi T_n > T_u$$

$$\phi * F_y * A_g > T_u$$

$$0.9 * 36 * A_g > 54.8$$

$$A_g = 1.69 \text{ in}^2$$

Stiffness limit state:-

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$L = 1.33 \text{ m} = 4.36 \text{ ft}$$

$$\frac{4.36 * 12}{r} \leq 300$$

$$r \geq 0.1744$$

select tube 2-1/4x2-1/4x1/4 $A_g = 1.74 \text{ in}^2$ $r = 0.806 \text{ in}$

design of filled welded to connect diagonal member :-

use (SAW) $T_u = 60 \text{ Ksi}$

$$T_u = 142.5 \text{ KN} = 32.04 \text{ Kip}$$

From table 5.11.1 $a_{\min} = \frac{3}{16}$

a_{\max} T_{joint} no max size

select $\frac{4}{16}$

so $t_e = a = \frac{4}{16} \leq \frac{3}{8}$ $a = \frac{4}{16}$

shear fracture of base metal

$$\phi R_{nw} \geq R_u$$

$$0.75 * t * 0.6 * F_u \geq \frac{T_u}{L_w}$$

$$0.6 * 60 = 6.75 \text{ Kip/in} * 0.75 * \frac{4}{16}$$

2. shear yielding of base metal :-

$$\phi R_{nw} \geq R_u$$

$$0.75 * t * 0.6 * F_y \geq \frac{T_u}{L_w}$$

Chapter Four

$$0.6 \cdot 36 = 5.4 \text{ Kip/in} \cdot 1 \cdot \frac{4}{16}$$

3. shear fracture of weld metal:-

$$\phi R_{nw} \geq R_u$$

$$0.75 \cdot t_e \cdot 0.6 \cdot F_{uw} \geq \frac{T_u}{L_w}$$

$$0.6 \cdot 60 = 6.75 \text{ Kip/in} \cdot 0.75 \cdot \frac{4}{16}$$

$$L_{w \text{ req}} = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{32.04}{5.4} = 5.93 \text{ in}$$

$$L_{w \text{ min}} = 4 \cdot a = 4 \cdot \left(\frac{4}{16}\right) = 1$$

Use $L = 4 \cdot 2 = 8 \text{ in} > 5.93 \text{ in}$

النتائج والتوصيات

- المقدمة
-
- التوصيات

النتائج و التوصيات

- المقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور .
دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للقريه
الثقافية المقترح بناءها في مدينه حلحول .
وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء ويقدم هذا
التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

-

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

- التوصيات

- . يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائياً ومعمارياً.
- . يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- . ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- . إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

{

}

قائمة المصادر والمراجع

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

. تلخيص الأستاذ المشرف.

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



APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project





APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project



APPENDIX (C)

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

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

Notes:

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

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

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

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

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الأحمال الحية للأرضيات و العقود

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

الحمل المركب البدلي	الحمل الموزع	الاستعمال	نوع المبنى	
			عام	خاص
2.7	3.0	غرف التدريس.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	تابع المباني التعليمية وماشائها.
4.5	2.5	غرف المطالعة دون مستودع كتب.		
4.5	4.0	غرف المطالعة بمستودع كتب.		
1.8	2.0	قاعات المعدات.		
4.5	2.0	غرف الأشعة والعمليات والخدمات.		
1.8	2.0	غرف تبادل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.		
-	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	المقتضيات.		
كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.		غرف المراحل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والمعمرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبياردو.	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	المباني التعليمية وماشائها
كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.		