بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة المشروع

التصميم الإنشائي

لمركز ترفيهي ثقافي الفوار

فريق العمل

محمد الطرده عيسى رواشدة

عامر عوض

إشراف

د.ماهر عمرو

الخليل-فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة المشروع

التصميم الإنشائي
لمركز ترفيهي ثقافي الفوار

فريق العمل

محمد الطرده عيسى رواشدة

عامر عوض

إشراف

د.ماهر عمرو

الخليل-فلسطين

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

اسم المشروع
التصميم الإنشائي
لمركز ترفيهي ثقافي الفوار

أسماء الطلبة
محمد الطردة عيسى رواشدة

عامر عوض

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

توقيع المشرف

.....

توقيع رئيس الدائرة توقيع اللجنة الممتحنة

.....

.....

الإهـــداء

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

إلى ....من هم أحق منا بالحياة

إلى.......الشهداء .

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

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر

إلى.......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان

إلى.......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي

إلى.......إخوتي الأعزاء .

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

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

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

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي
.
إلى....من أحبني وأحببته.
نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا
.
نتقدم بجزيل **الشكر والامتنان**

إلى جامعتنا العزيزة **...جامعة**

بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية

والمعمارية ....بطاقمها التدريسي

و الادراي.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور

....ماهر عمرو .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث

امتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمركز ترفيهي ثقافي الفوار

فريق العمل:

محمد الطردة عيسى رواشدة

عامر عوض

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٣م

إشراف:

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمركز ترفيهي وثقافي والمقترح بناؤه على أرض في منطقة مخيم الفوار - محافظة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

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

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Autocad2007, Office2007,Safe,Etabs, Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of
Al-Fawar Cultural Center

WORKING TEAM:

Amer Awad **Mohammad Taradeh**
Essa Rawashdeh

Palestine Polytechnic University

2014-2013

SUPERVISOR:

DR.MAHER AMRE.

Project Abstract

The main aim of this graduation project is to make the structural design for all structural members of a cultural center in Al-Fawar , the center is included 2 floors and any architecturally designed from students in the department of civil and architectural engineering, the architecterd design is special from the aestetic side, it was designed functional and practical, the architecture design checked and corrected and computed,the structural system was checked to be stable against vertical and horizontal forces, primary all of structural members were analyzed and designed,according to the code ACI – 318 , the analysis were carried out by using of several software programs such as Atir…….to determine the magnitude of loads were determined according to the Jordanian codes.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	iii
الإهداء	iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
١.١ المقدمة	2
١.٢ مشكلة المشروع	3
١.٣ اسباب اختيار المشروع	4
١.٤ اهداف المشروع	5
١.٥ المسلمات	5
١.٦ خطوات المشروع	6
١.٧ نطاق المشروع	6
١.٨ حدود المشروع	7
- الجدول الزمني	7
١.٩ وصف المشروع	8
الفصل الثاني : الوصف المعماري	9
٢.١ مقدمة	10
٢.٢ لمحة عن المشروع	11
٢.٣ موقع المشروع	11
٢.٣.١ أهمية الموقع	12
٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح	12
٣.٣.٢ الرطوبة	13
٤.٢ وصف طوابق المشروع	13
٢.٤.١ الطابق الأرضي	13
٢.٤.٢ الطابق الثاني	14
٢.٥ وصف الواجهات	15
٢.٥.١ الواجهة الشمالية	15
٢.٥.٢ الواجهة الجنوبية	16

٢.٥.٣ الواجهة الشرقية 17
٢.٥.٤ الواجهة الغربية 18
٦.٢ وصف الحركة 19
٧.٢ الموقع العام 19
٨.٢ المداخل 19

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي 20
٣.١ مقدمة 21
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي 21
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى 22
٣.٣.١ الأحمال 22
٣.٣.٢ الأحمال الميتة 22
٣.٣.٣ الأحمال الحية 23
٣.٣.٤ الأحمال البيئية 24

٣.٣.٤.١ الرياح 24
٣.٣.٤.٢ الثلوج 24
٣.٣.٤.٣ الزلازل 25
٣.٤ الاختبارات العملية 26
٣.٥ العناصر الإنشائية 26
٣.٥.١ العقدات 27
٣.٥.١.١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 27
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين 28
٣.٥.١.٢ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 28
٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 29
٣.٥.٢ الجسور 29
٣.٥.٣ الأعمدة 30
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) 31
٣.٥.٥ الأساسات 33
٣.٥.٦ الأدراج 34
٣.٥.٧ الجدران الاستنادية. 35
٣.٦ فواصل التمدد 36

Chapter 4 : Structural Design & Analysis 37
4.1 Introduction 38
4.2 Factored Loads 39
4.3 Determination of Slab thickness 39

4.4 load calculation 40
4.4.1 Determination of dead load 40
4.4.2 Determination of live loads 41
4.5 Design of topping 41
4.6 Design of rib 1 42
4.6.1 Design of positive moment of rib 1 45

46 4.6.2 Design of negative moment of rib 1

47 4.6.3 Design of shear
48 4.7 Design of Beam(9(part3))
50 4.7.1 Design of negative Moment
51 4.7.2 Design of Positive moment
53 4.7.3 Design of shear

55 4.8 Design of Tow way Ribbed slab
55 4.8.1check thickness
57 4.8.2 Load calculation
57 4.8.3 Design of the slab
61 4.9Design of composite Beam (B14-C)
66 4.10 Design of truss
72 4.11 Design of Long Column C18
75 4.12 Design of Isolated Footing F6
80 4.13 Design of Stairs
89 4.14 Design of Shear wall

92 الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
93 ٥.١ مقدمة
93 ٥.٢ النتائج
94 ٥.٣ التوصيات

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٠\٢٠١١ 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 22
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 23
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 25

فهرس الأشكال

شكل (٢-٢) صورة جوية للموقع 9
شكل (٢-٣) حركة الشمس والرياح 10
شكل (٢-٤) مخطط الطابق التسويه 11
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الارضي 12
شكل (٢-٦) مخطط الطابق الاول 14
شكل (٢-٧) مخطط الطابق الثاني 15
شكل (٢-٨) الواجهة الغربيه 16
شكل (٢-٩) الواجهة الشماليه 17
شكل (٢-٩) الواجهة الشرقيه 17
شكل (٢-٩) الواجهة الجنوبيه 18
شكل (٢-٩) قطاعات الدرج 19
شكل (٣-١) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى 26
شكل (٣-٢) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 28
شكل (٣-٣) عقدة العصب ذات الاتجاهين 28
شكل (٣-٤): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. 29
شكل (٣-٥): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. 29
شكل (٣-٦) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة 30
شكل (٣-٧) احد أشكال الأعمدة 31
شكل (٣-٨) جدار القص 32
شكل (٣-٩) الأساس المنفرد 33
شكل (٣-١٠) الدرج 34
شكل (٣-١١) جدار استنادي 35
38 Figure (4-1): First Floor Slab.
39 Figure (4-2): two way rib slab.
44 Figure (4-3): Structural Plane.
44 Figure (4-4) : Rib 1 geometry.
44 Figure (4-5) : Rib Section
45 Figure (4-6) : loading of Rib 1.
45 Figure (4-7) : Moment Envelop of rib 1.
45 Figure (4-8) : Shear Envelop of rib 1.

49 Figure (4-9) : two way rib slab.
50 Figure (4-11): Beam (9) Geometry.
50 Figure (4-12): loading of Beam (9).
58 . Figure (4-13): Stairs plan.
61 Figure (4-14): Loads on stairs.
63
74 Figure (4-15): Shear Envelope.
76 Figure (4-15): Moment Envelope.
87 . Figure (4-16): Fx-Diagram.
90 Figure (4-17): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.
92 Figure (4-18): Stair Section

List of Abbreviations

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

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

١

١.١ المقدمة.

١.٢ مشكلة المشروع.

١.٣ اسباب اختيار المشروع.

١.٤ أهداف المشروع .

١.٥ المسلمات.

١.٦ خطوات المشروع.

١.٧ نطاق المشروع.

١.٨ حدود المشروع .

١.٩ وصف المشروع .

١-١ مقدمة:-

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها, حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة, أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه ، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا ، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، وقد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام, حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد, وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط, وبعده تم بناء المدارس والمراكز الترفيهيه والثقافيه و الأكاديميات التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعسكرية العليا .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمركز ترفيهي ثقافي تتكون من طابق أرضي و وطابق أول وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من القدات وانتهاء بالقواعد و الأسلست ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

١-٢مشكلة البحث (المشروع) :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة لمبنى المركز الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهي " المركز الترفيهي الثقافي المقترح بناءها في منطقة الفوار في مدينة الخليل "؛ وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور ...الخ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الترفيهي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٣ أسباب اختيار المشروع:-

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا, وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

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

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:-

١. إن الواقع السائد في مجتمعنا الفلسطيني وما يشهده من معيقات من قبل الاحتلال تكون على مستوى من القهر والتطور والترفيه ليدفع إلى العمل على التشجيع على إنشاء وبناء مثل هذا المركز التي تساعد في الارتقاء بالواقع السياسي للمنطقة وبالتالي التطور الناتج في جميع المجالات المختلفة للمجتمع ,ولذا جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى الترفيهي والثقافي وكان ذلك بالتصميم الإنشائي للمركز الترفيهي والثقافي .

الأسباب الشخصية:-

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا.
٢. **الرغبة في** اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروعوما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير ع**املي المتانة و الاقتصاد**.

١-٤ أهداف المشروع:-

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

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

١-٥ المسلمات :-

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-02) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, staad pro, safe, etabs)
٣. **برامج أخرى مثل** Microsoft office Word & Power Point.

١- ٦ خطوات المشروع :-

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني فيعمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف
٥) منها المنشأ.

١-٧ خطاق المشروع:-

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- عرض المشروع للمناقشة.

حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه
نشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

نشط:-

١-٩وصف المشروع :-

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي:-

١. الفصل الأول:-
يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.

٢. الفصل الثاني:-
يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق...الخ.

٣. الفصل الثالث: -
تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.

٤. الفصل الرابع:-
يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية المقترحة لمقدمة المشروع.

4.8 Design of Two way ribbed slab :-

4.8.1 Check Thickness of the slab:-

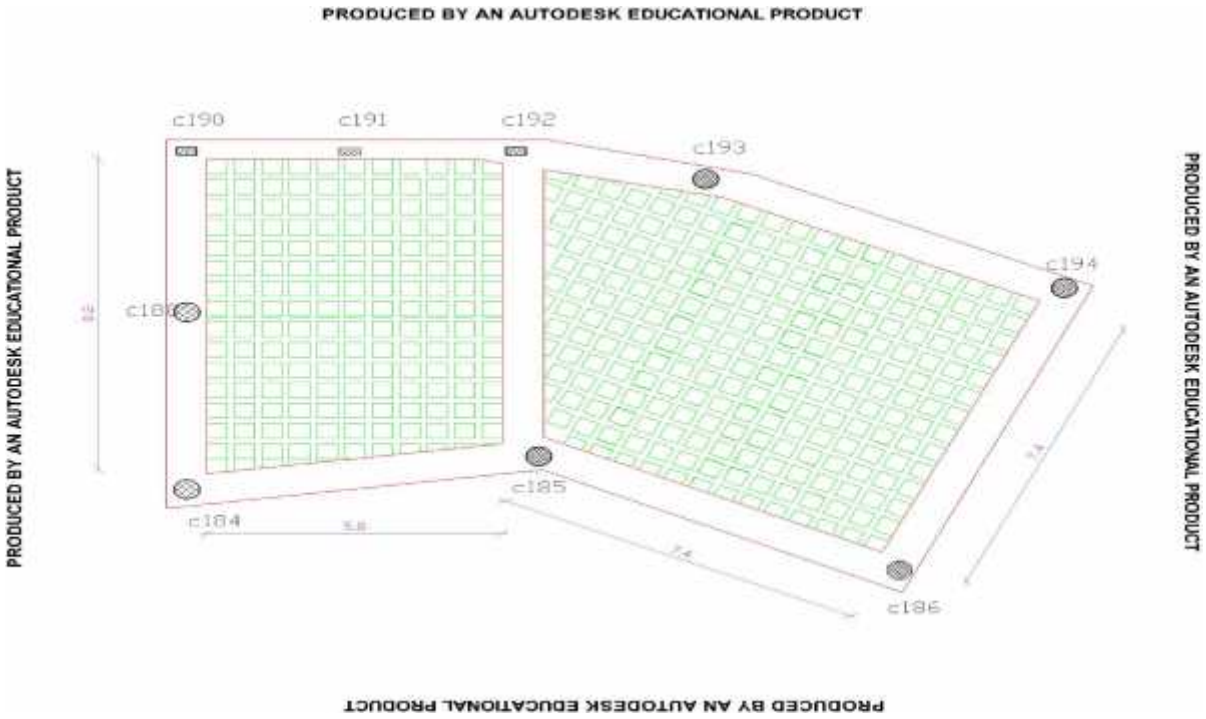


Figure (4-10): Two way ribbed slab

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

$$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab4}}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 50 * 60^{\ 3} = 900000 \text{ cm4}$$

$$I_{s4} = \frac{77682}{52} * \left(\frac{620}{2} + 25\right)^{3} = 500451 \text{ cm4}$$

$$\alpha_1 = 1.8$$

$$\alpha_2 = \frac{l\ beam}{l\ slab3}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 50 * 35^{\ 3} = 178646$$

$$I_{s3} = = \frac{77682}{52} * \left(\frac{620}{2} + 40\right)^{3} = 522859$$

$$\alpha_2 = 0.34$$

$\alpha_3 = \frac{I\ beam}{I\ slab1}$

$I_b = \frac{1}{12} * 40 * 35^{3} = 142917\ cm4$

$I_{s1} = = \frac{77682}{52} * \left(\frac{770}{2} + 50\right)^{2} = 649840\ cm4$

$\alpha_3 = 0.22$

$\alpha_4 == \frac{I\ beam}{I\ slab2}$

$I_b = \frac{1}{3} * 50 * 25.4^{3} + \frac{1}{3} * 25 * 9.6^{3} + \frac{1}{3} * 25 * 34.6^{3} = 379671$

$I_{s2} = I_{s1}$

$\alpha_4 = 0.585$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\alpha 4}{4} = \frac{1.8+0.22+.342+0.585}{4} = 0.72<2$

$h=\frac{7700\left(0.8+\frac{420}{1400}\right)}{36+5\frac{1.24}{5.6}*(0.72-0.2)} = 216 > 125\ 0k$

35cm > 21.6 cm

So select h = 35 cm

4.8.2 Load Calculation :-

4.8.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	0.03*0.54^2*22 = 0.192 KN/Rib .
2	Mortar	0.02*0.54^2*22 = 0.128 KN/Rib
3	Plaster	0.02*0.52^2*22 = 0.128KN/Rib .
4	Sand	0.07*0.54^2*16= 0.326KN/Rib
5	Topping	0.08*0.54^2*25 = 0.583 KN/Rib
6	Block	0.4^2*0.24*9 = 0.345 KN/Rib.
7	Rib	(0.54+0.4)*0.24*25*0.14= 0.789 KN/Rib
8	Partition	1.5*0.54^2 = 0.437 KN/Rib
		2.9 KN/Rib

Nominal Total Dead Load = 2.9 KN/Rib

2.9/(0.54^2) = 10 KN/m^2

Nominal Total li

4.8.2.2 Determi

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10 = 12KN/m^2.

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

Factored Total load =12+8=20 KN/M2

4.8.3 : Design of two way ribbed slab:**********

4.8.3.1 : Design for shear : -

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab which equals in this condition Wa =0.71

The total load on the panel = 8.2*5.8*20=951.2 KN

The load per rib at face of the long beam is : 0.71*951.2*0.54/(2*5.8) =31.4 KN

$Vud = 31.4 - 20 * 0.54 * 0.316 = 27.9KN$

$\text{¤}Vc = 1.1 * \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times .14 * 316 = 29.8KN > Vud$ ok

4.8.3.2 : Design for positive moment :

$L_a/L_b = 5.8/8.2 = 0.7$

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

Ma+ve=[0.056×12×5. 8^2 *0.54] +[0.056×8×5.8^2*.54]= 20.33 KN.m

Mb+ve=[0.023×12×8.2^2+0.023*×8*8.2^2]×0.54=30.9 KN.m

**design for Ma+ve= 20.33KN:

Assume Φ14 d = 320 – 20 – 8 –7 = 308 mm

Mn =Mu/Φ =20.33/0.9= 22.5 KN.m

Rn = Mn/(bd^2) =22.5*10^6 /540*308^2 =0.439 MPa

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.4623}{420}}\right) = 0.001186$$

$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.001186 * 520 * 315 = 194mm^2$

Use 2 Φ12

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

$$225.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 8.96mm$$

$$c = \frac{8.96}{0.85} = 10.5$$

**design for Ma+ve= 14.49 :

Assume Φ14 d = 350 – 20 – 8 –12-6 = 304 mm

Mn =Mu/Φ =14.49/.9= 16.1 KN.m

Rn = Mn/(bd^2) =16.1*10^6 /520*304^2 =0.335MPa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.335}{420}}\right) = 0.000804$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.000804 * 520 * 315 = 127.2mm^2$$

Use 2 Φ10

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 6.2mm$$

$$c = \frac{6.2}{0.85} = 7.3$$

$$\varepsilon_s = \frac{305 - 7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.12 > 0.005 ...ok$$

4.8.3.3 : Design for negative moment :

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

So use 2Φ10 at supports .

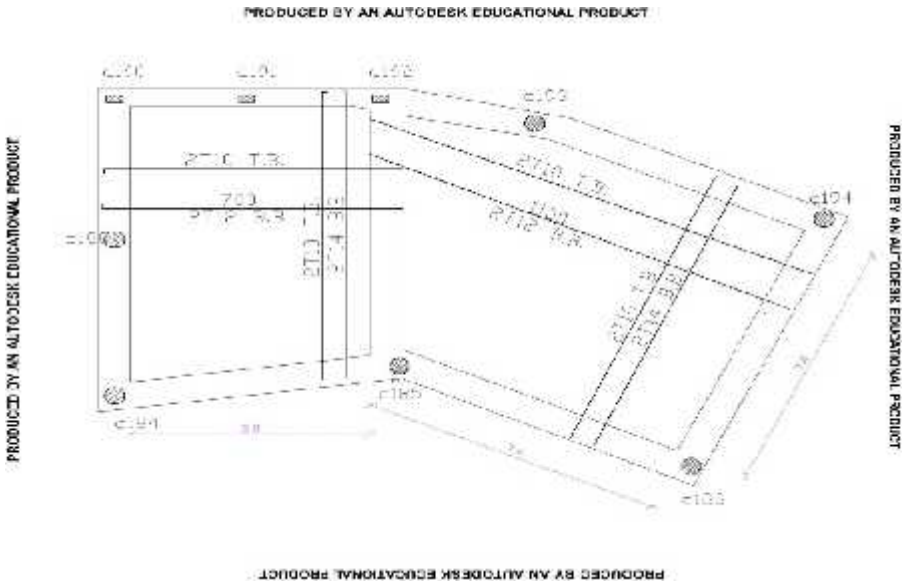


Figure (4-13): Two way ribbed slab reinforcement

٣

الفصل الثالث
الوصف الإنْشَائي

٣.١ المقدمة .

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي .

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى .

٣.٤ الاختبارات العملية .

٣.٥ العناصر الإنشائية .

٣.٦ فواصل التمدد .

٣.١ مقدمة

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

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي

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

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

٣.٣.١ الأحمال

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

٣.٣.٢ الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٢
2	المونة	٢٣
3	الخرسانة المسلحه	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٧

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

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

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المدارس	5.0
2	المستشفيات	5.0
3	الفنادق	2.5
4	المطاعم	5.0
5	المباني السكنية	2.5

٣.٣.٤ الأحمال البيئية

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

٣.٣.٤.١ الرياح

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

٣.٣.٤.٢ الثلوج

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

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

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

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

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

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

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

٣.٣.٤.٣ الزلازل

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

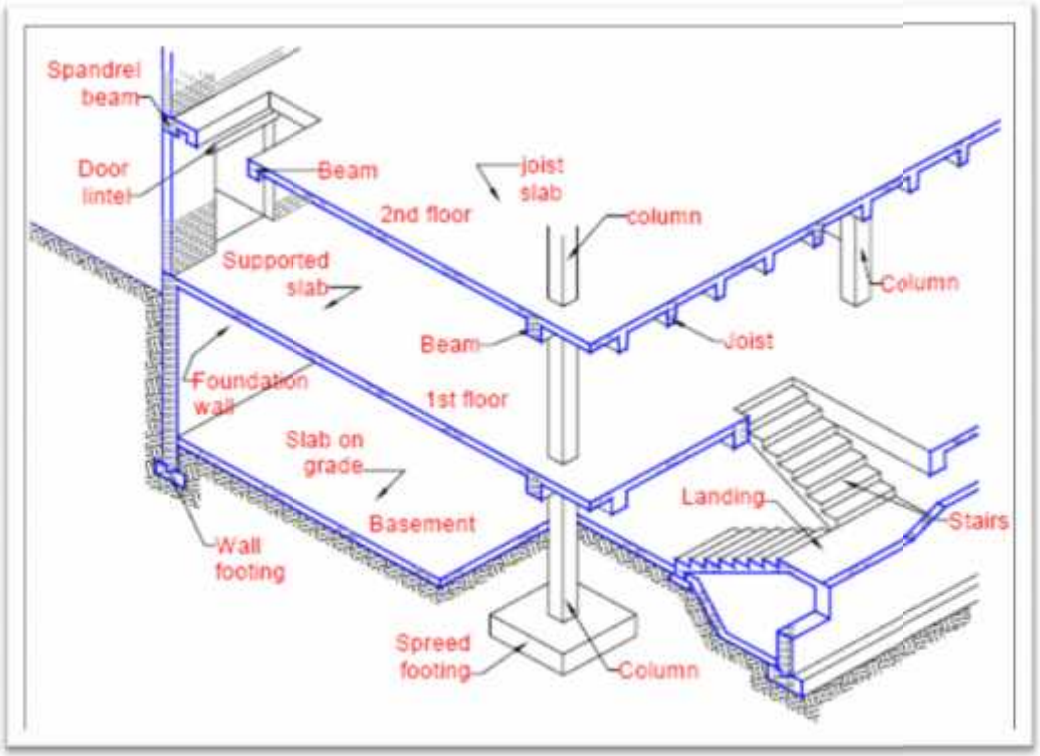
٣.٤ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربه للموقع تساوي ٤٠٠كيلو نيوتن لكل متر مربع.

٣.٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

الشكل (٣-٤) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى



و يحتوي المشروع العناصر التالية :

٣.٥.١ العقدات

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

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

١. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

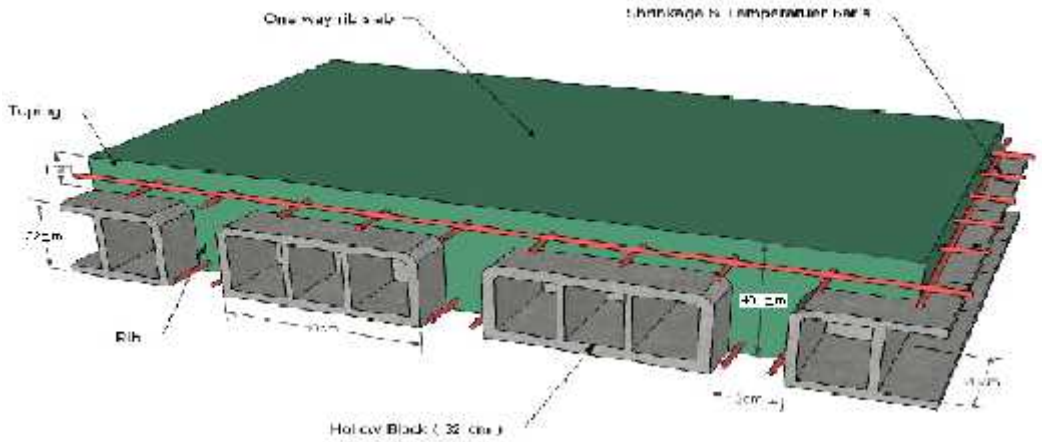
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٢. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

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

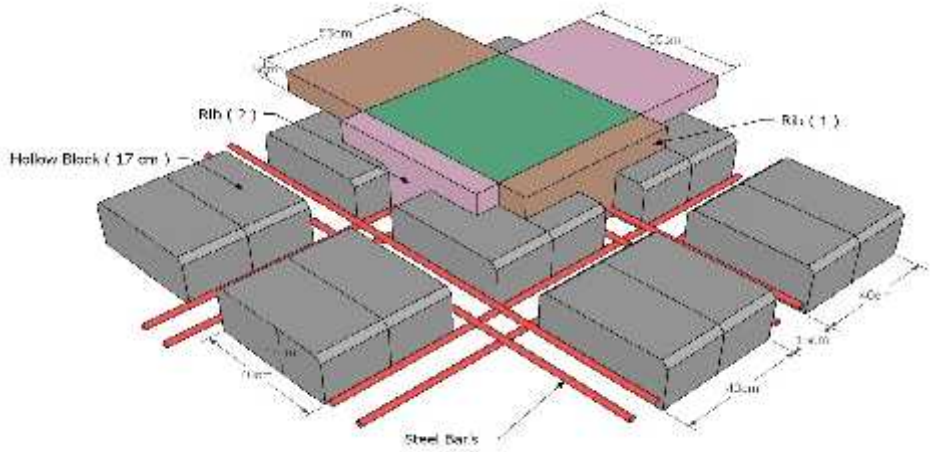
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٥): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

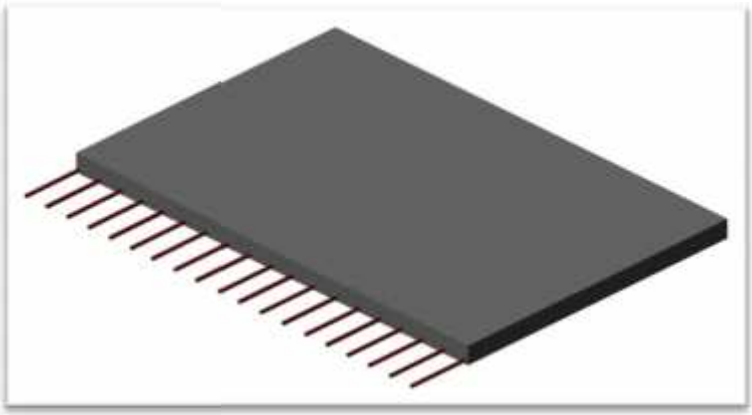
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٦):



الشكل (٣-٦): عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

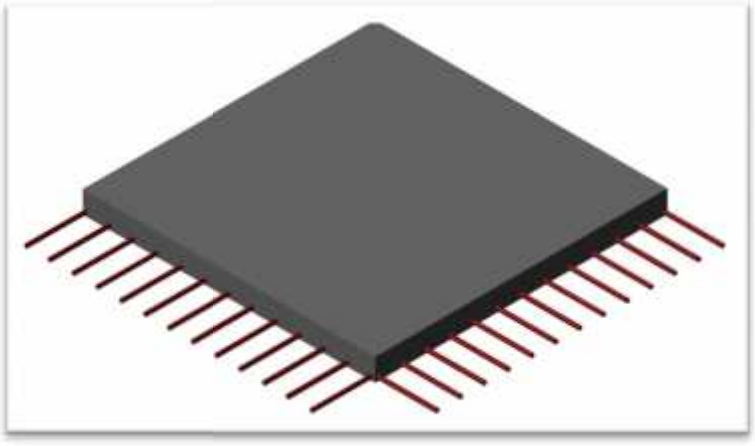
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتم استخدامها في عقده البير كما في الشكل (٣-٧) :



الشكل (٣-٧): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

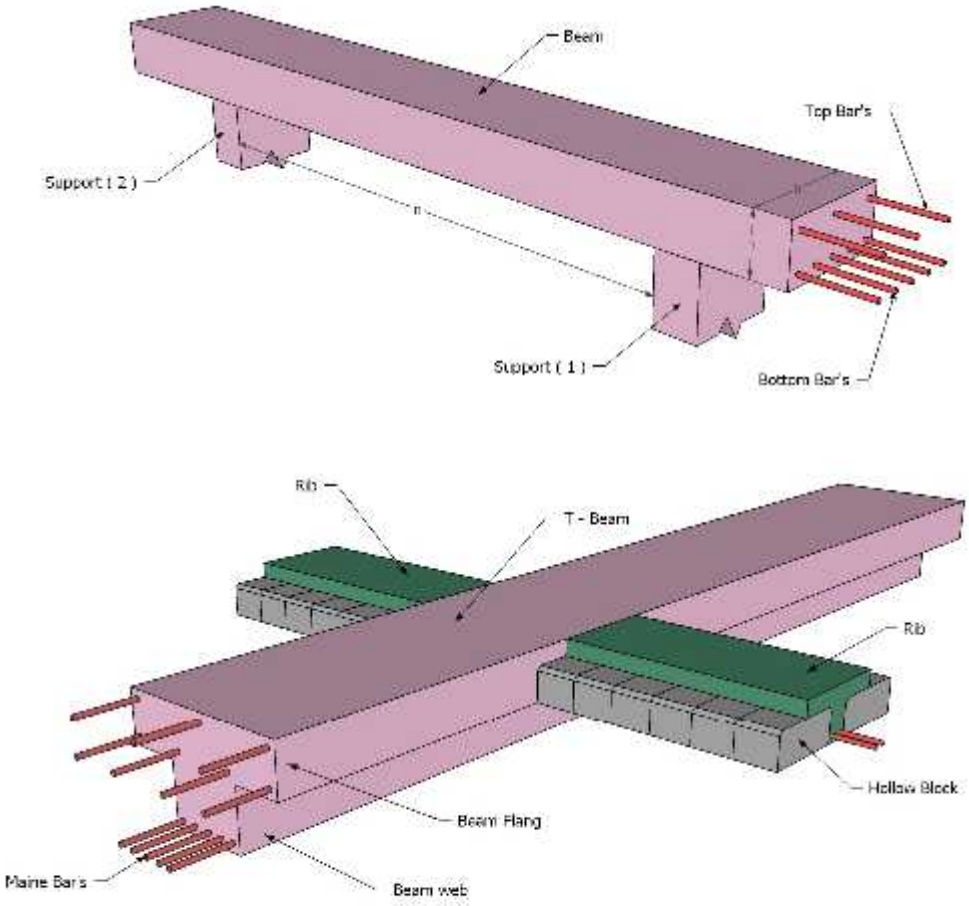
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٨): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣.٥.٢ الجسور:

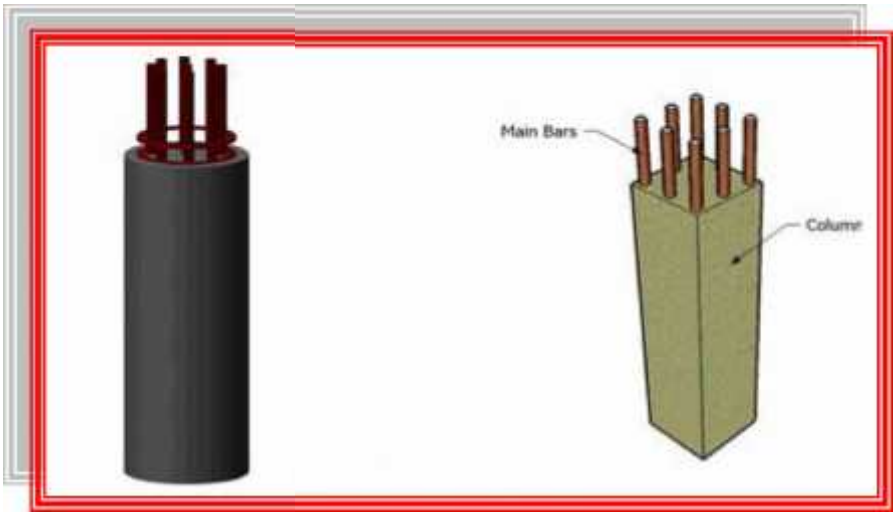
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Droped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، **ونظرا للمسافات** المختلفه بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال **الواقعة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



الشكل (٣-٩) أشكال الجسور المدلاة و المحورة.

٣.٥.٣ الأعمدة:

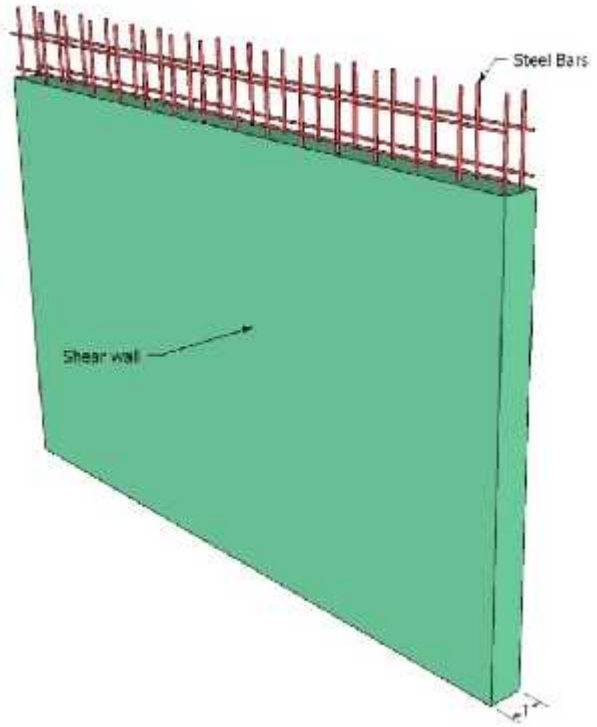
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-١٠): أحد أشكال الأعمدة.

٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

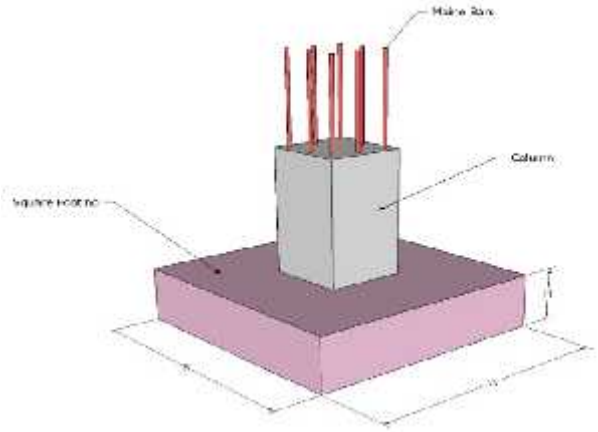
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل **وتسمى جدران القص** (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى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



الشكل (٣-١١): جدار القص.

٣.٥.٥ الأساسات:

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

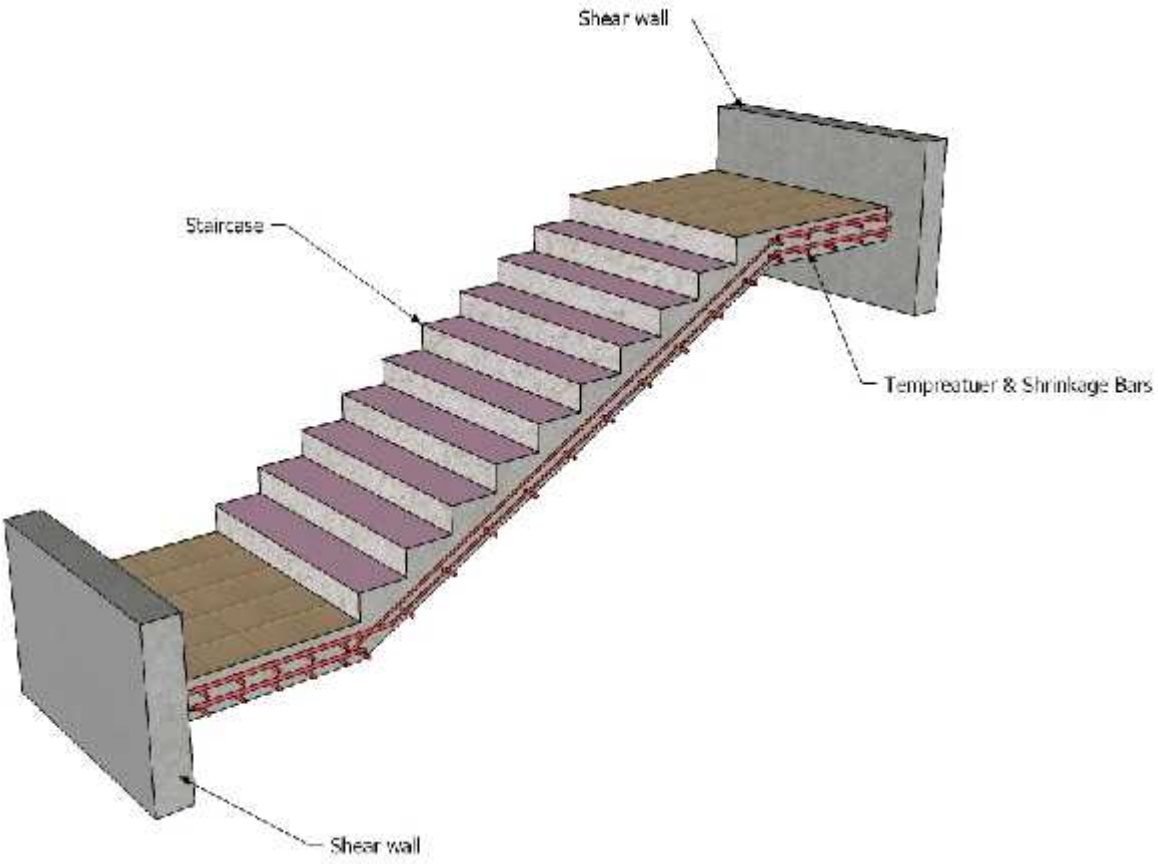


الشكل (٣-١٢) : الأساس المفرد

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

٣.٥.٦ الأدراج:

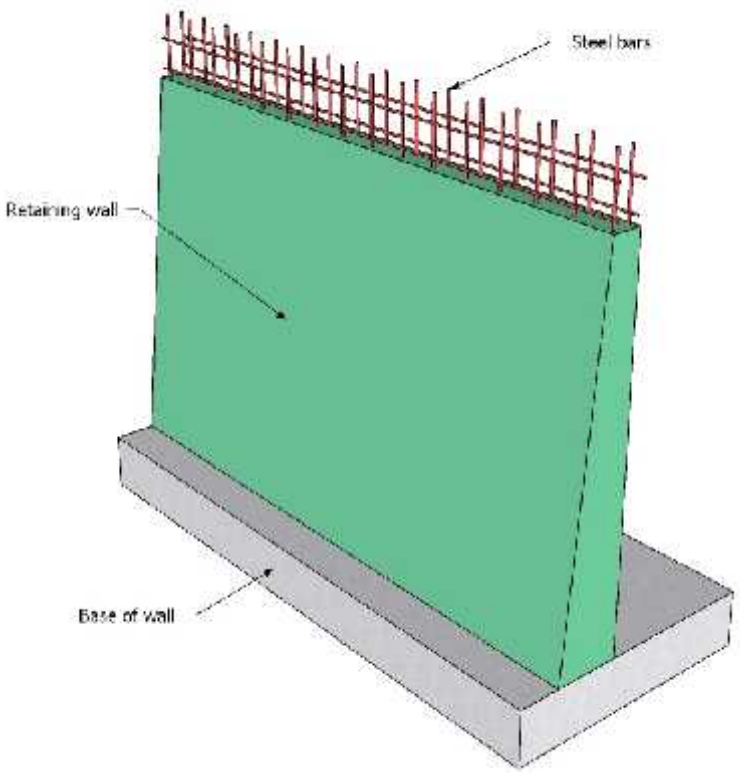
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-١٠) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-١٣): الدرج .

٣.٥.٧ الجدران الاستنادية:

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



الشكل (٣-١٤) جدار استنادي.

٣.٦فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

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

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4 -2 Factored Loads.

4 -3Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (1).

4-7 Design of Beam (B9).

4-8 Design of tow way ribbed slab

4-9Design of composite Beam

4-10 Design of truss

4-11Design of column

4-12 Design of isolated footing

4-13 Design of stair

4-14 Design of shear wall

4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are Three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and two way flat slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is 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 and assumptions of ACI- code.

NOTE:

- *B300…. $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads :-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4 -3Slabs Thickness calculation:-

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

For rib (R1), as shown in fig.

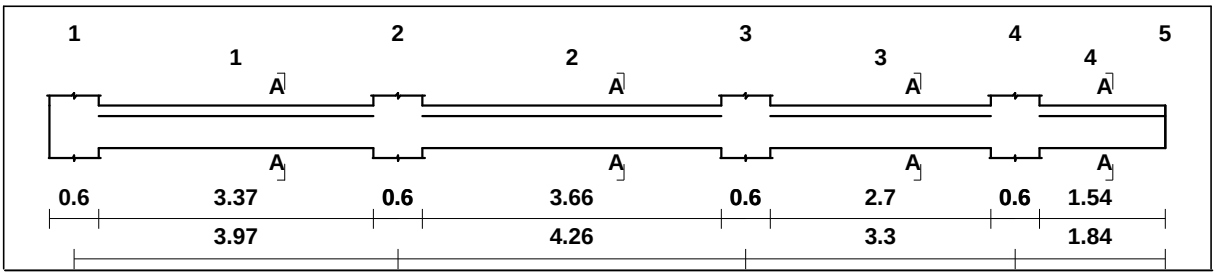


Fig.(4-1): Spans Length of Rib (R1).

➔from*ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ≥ :

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.97}{18.5} = 0.214\ m$$

$$\frac{L}{8} = \frac{1.84}{8} = 0.23\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{4.26}{21} = 0.203\ m$$

For Rib1 ,will use thickness of slab **32cm**

4 -4 Load Calculation:-

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

❖ 4.4.1 Calculation of Dead load :-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**3**
Sand	**16**	**7**
Topping slab	**25**	**8**
Hollow block	**10**	**24**
Rib	**25**	**24**
Plastering	**22**	**3**
partition	**1KN/m^2**	

Table (4-1) calculation of the total load for (R1)

Tile = 23*0.03*0.52=0.69 KN/m
Mortar = 22*0.03*0.52=0.3432 KN/m
Sand = 16*0.07*0.52=0.5824 KN/m
Topping = 25*0.08*0.52=1.04 KN/m
Block = 10*0.24*0.4=0.96 KN/m
Rib = 25*0.24*0.12=0.72KN/m
Plastering = 22*0.03*0.52=0.3432 KN/m
Partition =1*0.52=0.52 KN/m

➔Total dead load = 5.1988 KN/m/rib

❖ 4.4.2 Calculation of Live load:-

From Jordanian live loads table live load for hospital is 5 KN/m²

➔ Total live load = 5*0.52 = 2.6 KN/m/rib

4 -5 Design of Topping:-

❖ 4.5.1 Calculation of Dead load

Tile = 23*0.03*1=0.69KN/m
Mortar = 22*0.03*1=0.66KN/m
Sand =16*0.07*1=1.12 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition=1*1=1 KN/m

$D.L_{total}$ = 5.47 KN/m

❖ 4.5.2 Calculation of live load

$L.L_{total}$ = 5KN/m

➔Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*5.47 + 1.6*5 = 14.564KN/m

Check ΦMn>Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.564 * 0.4^2}{12} = 0.194 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

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

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$$¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 kN.m.$$

$$¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.194 KN.m.$$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

$As = \rho * b * h = 0.0018*1000*80 = 144 mm^2 / 1m.$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349mm

Check for max. Spacing

S=3h=3*80=240mm…… (Control)

S=450mm

S=380(280/f_s)-2.5C_c =380(280/.667*420)-2.5*20=330mm

S=300(280/fs)=300(280/0.667*420)=300mm

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (1):-

- Materials :-

  Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

  Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

- Design constant :-

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

  b_E =Ln/4= 3.3-0.6 / 4 =0.675 m

  b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

  b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

  Control ……. 52cm

- Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

  bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

  Select bw=12cm

  h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.13.2)

  Select h=32cm<3.5*12=42cm

  tf≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

  Select tf=8cm

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

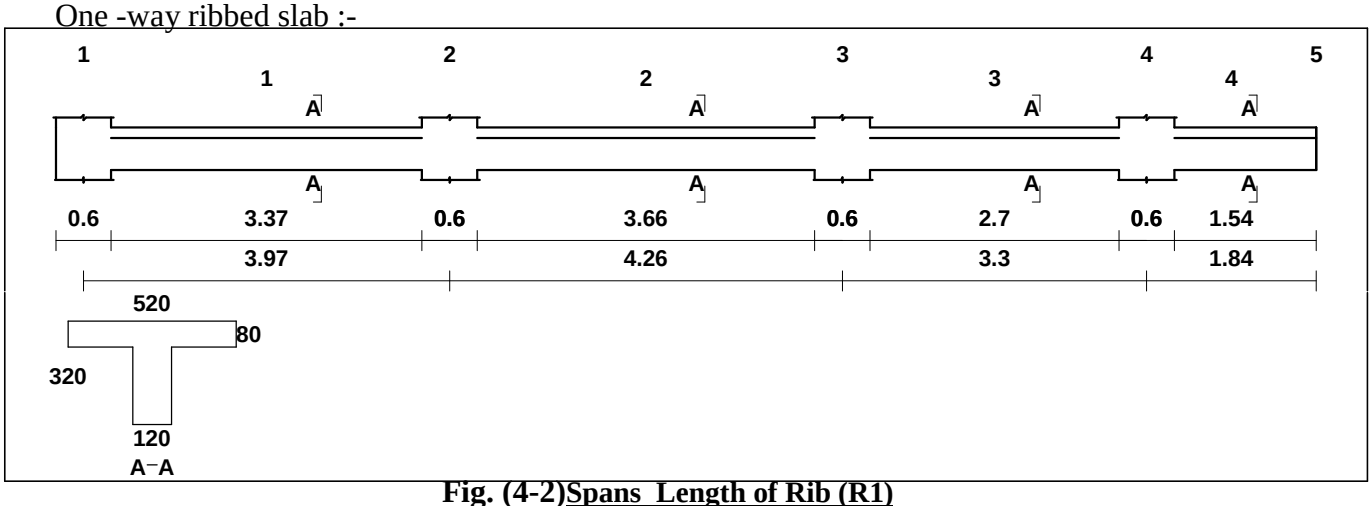
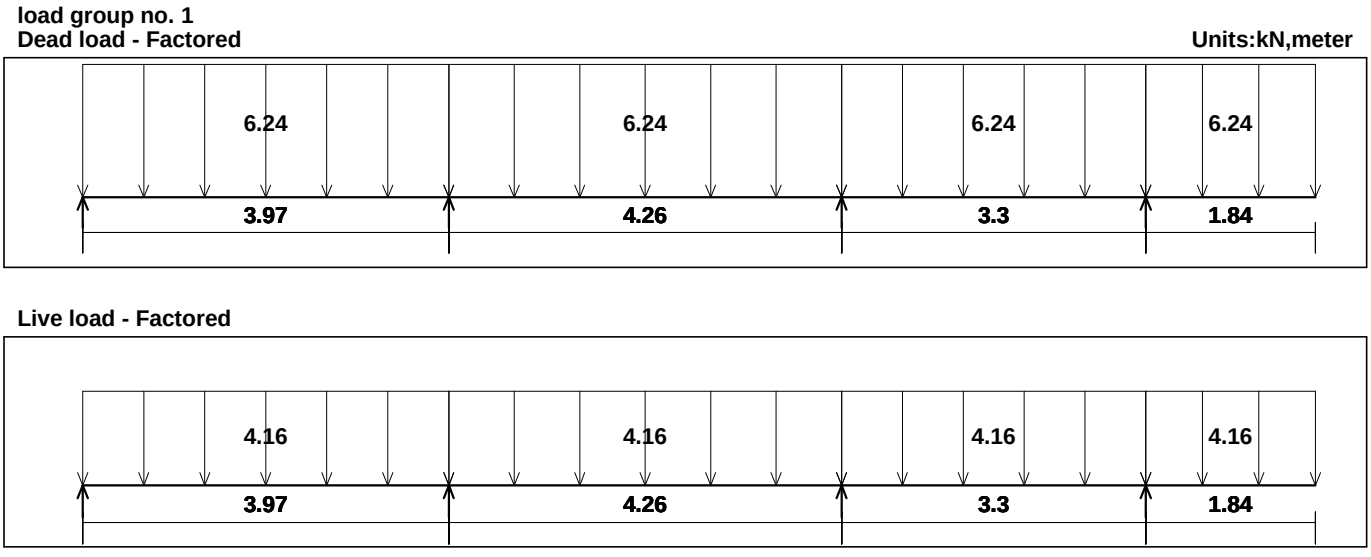


Fig. (4-2)Spans Length of Rib (R1)

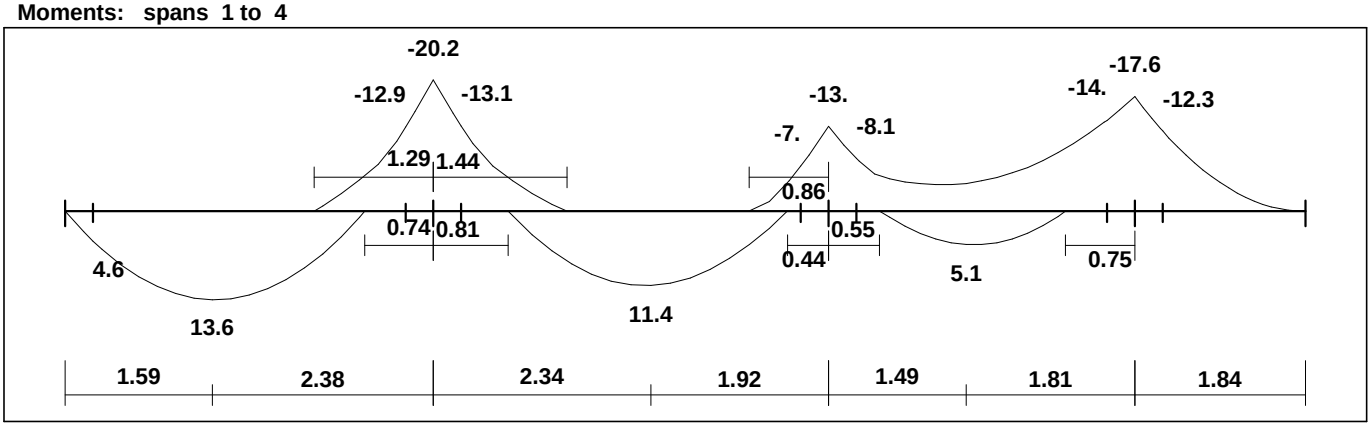
❖ Loading :-

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

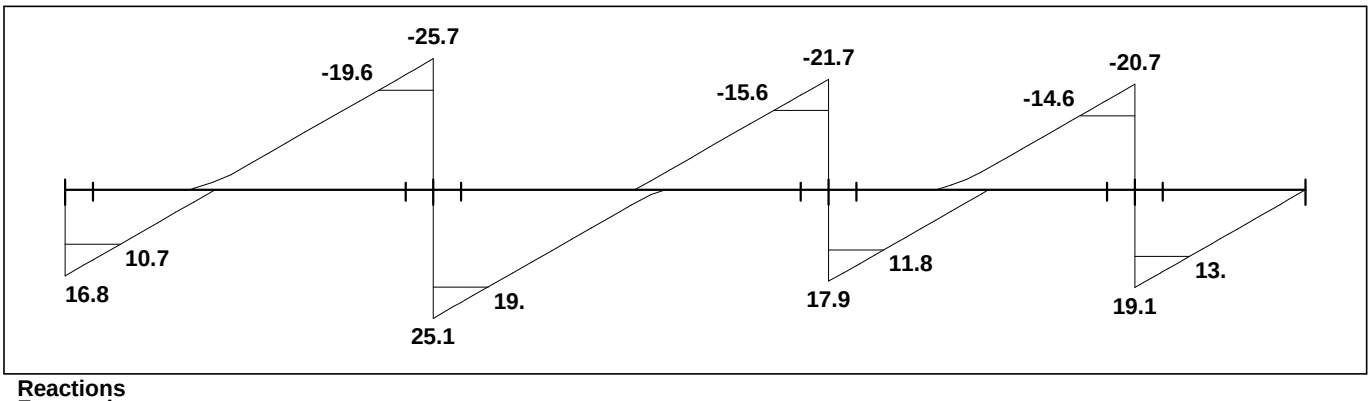
D.L $_{total}$ = 1.2*5.1988=6.24KN/m/ribL.L $_{total}$ = 1.6*2.6=4.16 KN/m/rib



Moments: spans 1 to 4



Shear



Reactions
Factored

DeadR	9.44	29.93	20.92	23.13
LiveR	7.36	20.92	18.72	16.71
MaxR	16.8	50.85	39.64	39.84
MinR	8.38	38.68	24.6	27.9

(4-3) Rib 1 envelope

Flexural Design : -

❖ Design for positive Moment for Rib (R1):-

Use Mu max. Positive for span ➔**Mu= 13.6KN.m** .

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For $a = t_f = 8cm$

$d = h - cover - dia.\ of\ stirrups - db/2 = 320 - 20 - 10 - 12/2 = 284\ mm.$

$\Phi.Mnf = 0.9*0.85\ f_c\ * t_f * b_E\ *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.284-0.08/2)*10^3$

➔Φ.Mnf = 186.354KN.m

ΦMnf =186.354 KN.m> Mu =13.6kN.m

➔ **Rectanglular section**

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.bE .d

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{13.6 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.284)^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.36}{420}}\right) = 0.000865$$

A_S = ρ.bE .d = (0.000865)* (520)* (284) = 127.7 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\min}$...(ACI- 318M-08–(10.5.1))**

$$A_{S\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 mm^2$$

$$A_{S\ \min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ10,As=157.1 mm2>114 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.22\ mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.317\ mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{285-7.317}{7.317} \times 0.003 = 0.1138$$

$$£_s = 0.1138 > 0.005$$

❖ Design for Negative Moment for Rib (R1):

Use Mu max. negative for support ➔**Mu=- 14KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{14 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.284)^2} = 1.61 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.61)}{420}}\right) = 0.003999$$

As = 0.003999 (120) (284) = 136 mm^2 .

➔ Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08–(10.5.1))

❖ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 mm^2$ (control)

A_s = 136mm²> A_s =114mm²

➔**$A_{s\ req}$= 136 mm²**

Select Top bars 2 Φ 10 mm. Total As= 157.1 mm^2 .

➔ Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.95\,mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\,mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{285-31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

❖ **Design shear for Rib (R1):-**

Factored shear forces at d=0.285 m from support

Vu_{max} =19.6KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

ΦVc/2 < V_u <ΦV_c

$1.1\Phi Vc = 1.1 * \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 1.1 * 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.285 * 10^3 = 23.04$ kN

ΦVc =23.04 kN> Vu = 19.6kN

- No shear reinforced require for all Rib1

Use 2-leg Ø8 @200mm for practical purposes

4-7 Design of Beam (B5):-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

⇒ **Section :-**

⇒ Be=1000mm

⇒ Bw=500mm

⇒ Tf=320mm

⇒ h=650 mm

⇒ d=650-40-10-32/2=584 mm

⇒ Be=1000<4*Bw=4*500=2000mm

⇒ Tf=320>0.5*Bw=0.5*500=250mm

Loading :-

➔ **Reaction from Rib(R1) ,**

D.L =20.92/0.52

L.L =18.72/0.52

➔ **load on beam**

Tile = 23*0.03*1=0.69 KN/m

Mortar = 22*0.03*1=0.66 KN/m

Sand = 16*0.07*1=1.12 KN/m

Beam = 25*(0.32*1+0.33*0.5) =12.125KN/m

Plastering = 22*0.03*(1+0.33*2) =1.096 KN/m

Partition = 1*1=1 KN/m

∑=16.691KN/m

DL=16.691*1.2=20.03KN/m

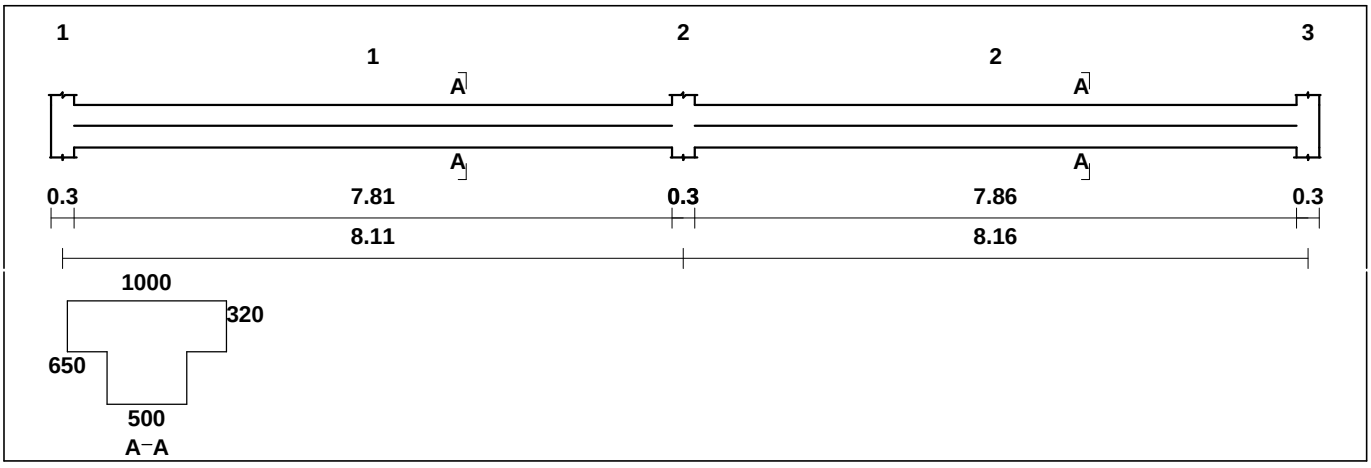
LL=5*1*1.6=8KN/m

➔ **Total load**

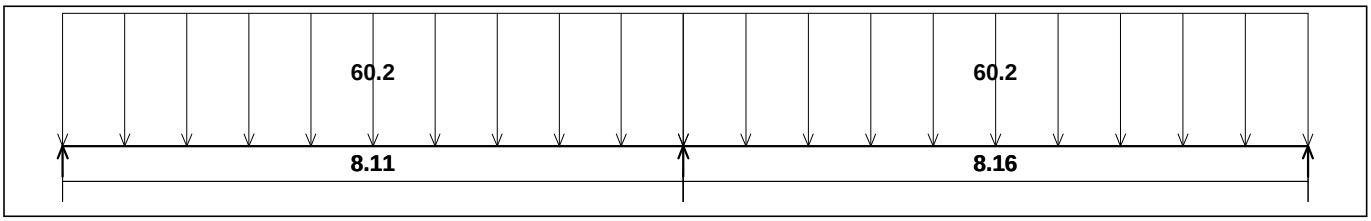
DL=20.03+ (20.92/0.52)=60.26KN/m

LL=8+ (18.72/0.52)=44KN/m

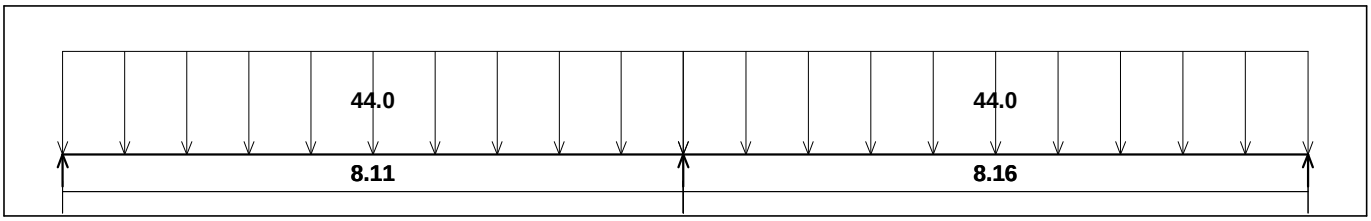
Using "Atir" software for the following values of moment and shear:-



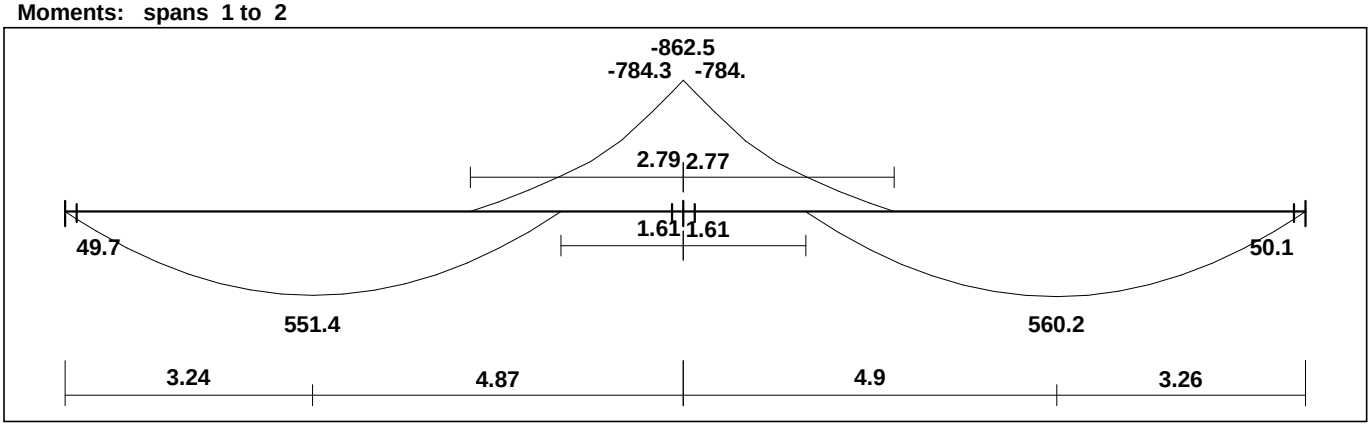
load group no. 1
Dead load - Factored Units:kN,meter



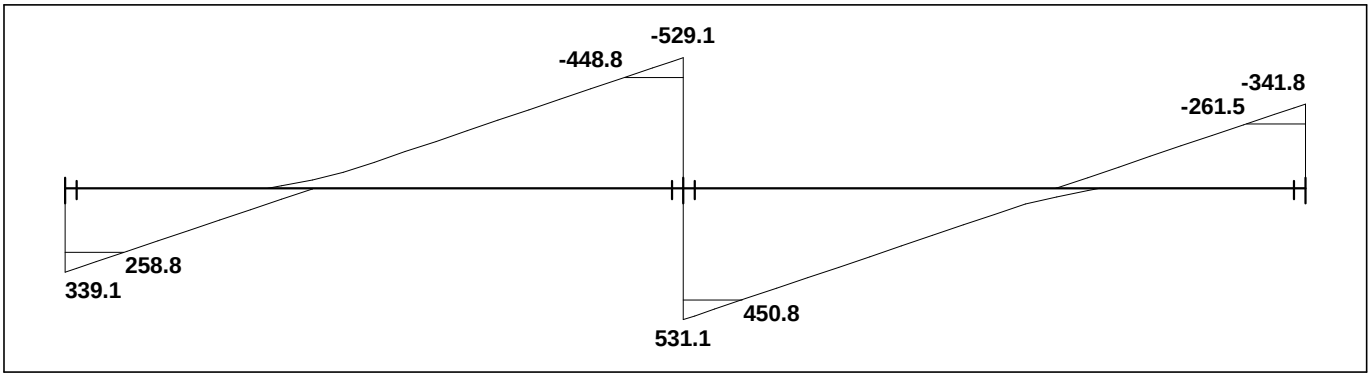
Live load - Factored



Moments: spans 1 to 2



Shear



Reactions
Factored

DeadR	182.89	612.77	184.77
LiveR	156.19	447.43	157.01
MaxR	339.07	1060.2	341.78
MinR	160.24	835.53	162.67

(4-4) Beam (5) envelope

Design of beam :

- **Design of Negative Moment for Beam:**
- **Mu =784.3**KN .m

$\Rightarrow$ Be=1000mm
$\Rightarrow$ Bw=500mm
$\Rightarrow$ Tf=320mm
$\Rightarrow$ d=584 mm
$\Rightarrow$ d'=60mm

$$C_{max} = \frac{3}{7} d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 584$$

$$c = 250.3 mm$$

$$a = {}_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 250.3 = 212.74 mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.82

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- (a_{max} /2))

= 0.85 (24) (0.5) (0.21274){(0.584-(0.21274/2)}*10^3

= 1036.43KN.m

➔ΦMnc =0.82*1036.43 =849.97KN.m>Mu=784.3KN.m

➔ The section must be design as singly section:

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

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{784.3 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.584)^2} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.56)}{420}}\right) = 0.006535$$

$As_{req}=\rho * b * d = 0.006535 * 1000 * 584 = 3816.44\ mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08–(10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

⇒ **Select 8Φ25As=3927 mm^2 .**

➔ **Check for strain**

$$a=\frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a=\frac{3217*420}{0.85*24*1000}=66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{584-77.9}{77.9}\times 0.003=0.01949$$

$$£_s=0.01949>0.005\Rightarrow ¤=0.9$$

➔ **<u>Design of Positive Moment for Beam:</u>**

<u>Mu = 560.2KN .m</u>

M_{nf} =0.85fc'*b_e*h_f(d-(h_f/2))

=0.85*24*1000*320(550-(320/2))*10-6=2545.92 KN.m

Mn=560.2/0.9=622.4KN.m<M_{nf}

➔ The section must be design as <u>rectangular</u> section:

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

$$Rn=\frac{Mu\ /¤}{b*d^2}$$

$$Rn=\frac{560.2*10^{-3}/0.9}{1*(0.584)^2}=1.825\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho=\frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.825)}{420}}\right)=0.004559$$

$As_{req}=\rho * b * d = 0.004559 * 1000 * 584 = 2662.6mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08–(10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$\Rightarrow$ Select 6Φ25As=2945 mm² .

➔ **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3217*420}{0.85*24*1000} = 66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{584-77.9}{77.9} \times 0.003 = 0.01949$$

$$£_s = 0.01949 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

➔ **<u>Design of Positive Moment for Beam:</u>**

<u>Mu = 551.4KN .m</u>

M_{nf} =0.85fc'*b_e*h_f(d-(h_f/2))

=0.85*24*1000*320(584-(320/2))*10-6=2767.872KN.m

Mn=551.4/0.9=612.67KN.m<M_{nf}

➔ The section must be design as <u>rectangular</u> section:

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

$$Rn = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{551.4 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.584)^2} = 1.796 \ N/mm^2 \ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.796)}{420}}\right) = 0.004483$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.004483 * 1000 * 584 = 2618.13\ mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08–(10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

➔ **Select 6Φ25As=2945 mm^2.**

➔ **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3217*420}{0.85*24*1000} = 66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{584 - 77.9}{77.9} \times 0.003 = 0.01949$$

$$£_s = 0.01949 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

4-8 Design for shear:

$$\Phi Vc=\frac{1}{6}*\Phi*\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{1}{6}*0.75\sqrt{24}*500*584/1000=178.8KN$$

Check if the dimensions are big enough:

$$Vs_{max}=\frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'}*b*d$$

$$=\frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*500*584/1000=715.25KN$$

Vu_{max}=715.25+178.8=894.05KN

=894.05KN >450.8 ,dimensions are big enough.

For Vu=450.8 KN

Case 1:

$$Vu<\frac{\Phi Vc}{2}$$

ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2}<Vu<\Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc<Vu<\Phi Vc+\Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{0.75}{16}\sqrt{24}*0.5*0.584*1000=67.05KN$$

$$.\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{3}bw*d=\frac{0.75}{3}*0.5*0.584*1000=73KN(control)$$

$$\therefore\Phi Vc+\Phi Vs_{min}=178.8+73=251.8.1KN$$

not case 3

Case 4:-

$$\emptyset Vs'=\frac{1}{3}*0.75\ \ \overline{fc'}*bw*d$$

$$\emptyset Vs'=\frac{1}{3}*0.75\sqrt{24}*0.5*.584*1000=357.6KN$$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc+\Phi Vs_{min}$ =251.8<450.8<ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

$\therefore Case\#4$

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(450.8/0.75)-238.42=362.65
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2
s=(Av*fyt*d)/Vs
s=(157.1*420*584)/(362.65*□10□^3)=106.25mm

Check for max. spacing
S_{max}=d/2=584/2=292mm……control
S_{max}=600mm
Use 2-leg ϕ 10@100mm

For Vu=261.5 KN
Case 1:
Vu<$\frac{\Phi Vc}{2}$
ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.
Case 2:
$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$
Not item 2.

Case 3:
$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$
$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 67.05KN$
$.\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 73KN(control)$
$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 178.8 + 73 = 251.8.1KN$

not case 3

Case 4:-

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{fc'} * bw * d$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.5 * .584 * 1000 = 357.6KN$$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =251.8<261.5<ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

$\therefore Case\#4$

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(261.5/0.75)-238.42=110.25KN
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2

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

s=(157.1*420*584)/(110.25*□10□^3)=349.5mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=584/2=292mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ 10@250mm

For Vu=258.8 KN

Case 1:

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 67.05KN$$

$$.\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 73KN(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 178.8 + 73 = 251.8.1KN$$

not case 3

Case 4:-

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.5 * .584 * 1000 = 357.6KN$$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =251.8<258.8<ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

$\therefore Case\#4$

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(258.8/0.75)-238.42=106.65 KN
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2

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

s=(157.1*420*584)/(106.65*□10□^3)=361.3 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=584/2=292mm……control
S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ 10@250mm

٥

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥.١ مقدمة.

٥.٢ النتائج .

٥.٣ التوصيات.

٥-١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمدرسه للذكور المقترح بناءها في مدينه الخليل .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية **البناء**، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يذوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع .
3. ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع .
4. ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ٤ [illegible]/[illegible]^{٢} .
5. [illegible]تم استخدام نظام [illegible] (One-Way Ribbed Slab) ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وشكل المنشأ. تم استخدام نظام[illegible] (Two-Way Ribbed Slab) وشكل المنشأ وشكل المنشأ ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع (Solid Slab) ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع ها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع .
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

b) 3D studio Max & Sketch up5 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.

c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.

d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

e) Prokon: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.

f) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

g) Sap : لتحليل وتصميم الترس.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٣ التوصيات :

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

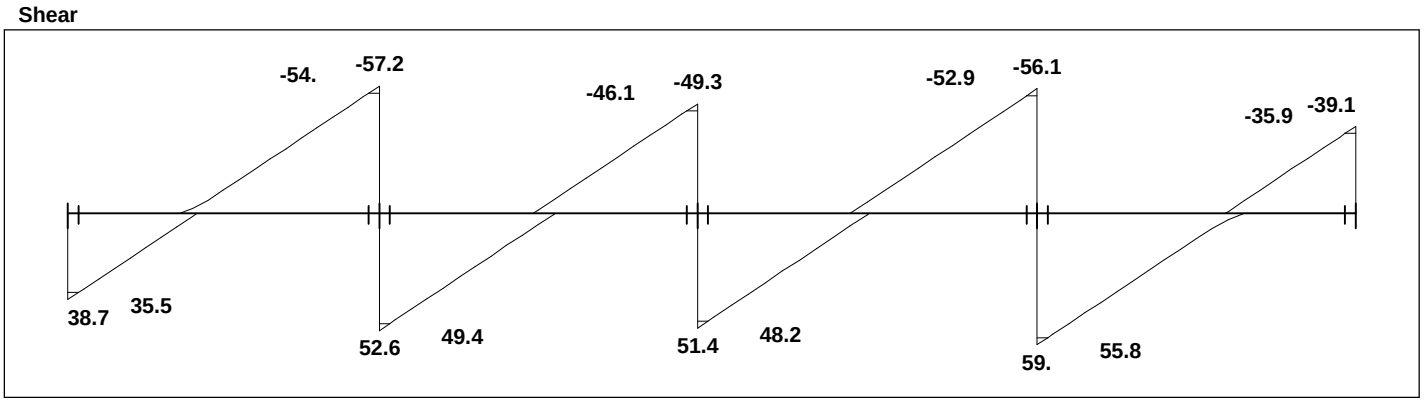
ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق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

4.9 Design of composite Beam (B14-C) :-

Figure (4-14): Composite Slab

Figure (4-15): Composite Geometry

Reaction from slab



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Reactions

Factored

DeadR	**22.84**	**66.25**	**58.21**	**69.9**	**22.97**
LiveR	**15.85**	**43.55**	**42.45**	**45.0**	**16.14**
Max R	**38.69**	**109.8**	**100.67**	**115.04**	**39.11**
Min R	**20.83**	**82.64**	**71.31**	**88.37**	**20.76**
Service					
DeadR	**19.03**	**55.21**	**48.51**	**58.3**	**19.14**
LiveR	**9.91**	**27.22**	**26.53**	**28.18**	**10.09**
Max R	**28.94**	**82.43**	**75.04**	**86.48**	**29.23**
Min R	**17.78**	**65.45**	**56.69**	**69.81**	**17.76**

$DL_{(slab)}$ =69.9 KN/m

$DL_{(beam\ concrete)}$=0.25*0.8*25*1.2=6KN/m

Total Dead load = 70+6 =76 KN/m

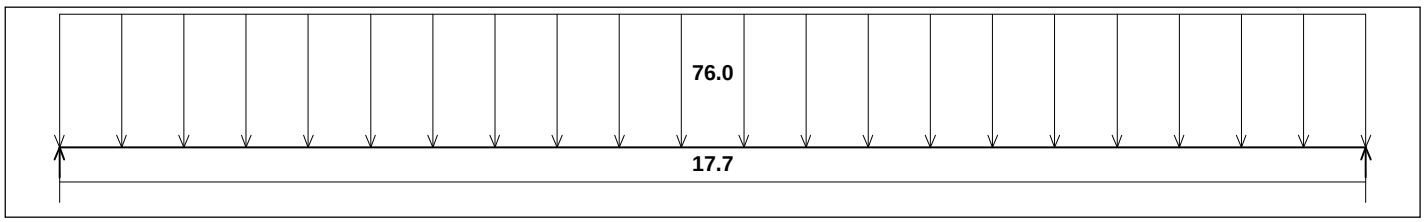
Total Live load = 45KN/m..

L o a d i n g

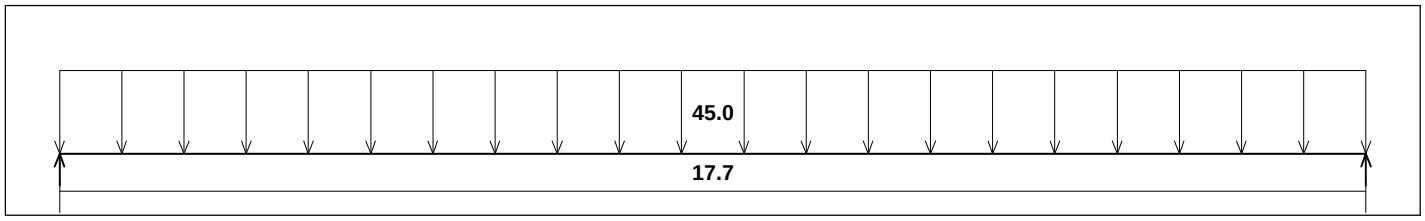
load group no. 1

Dead load - Factored

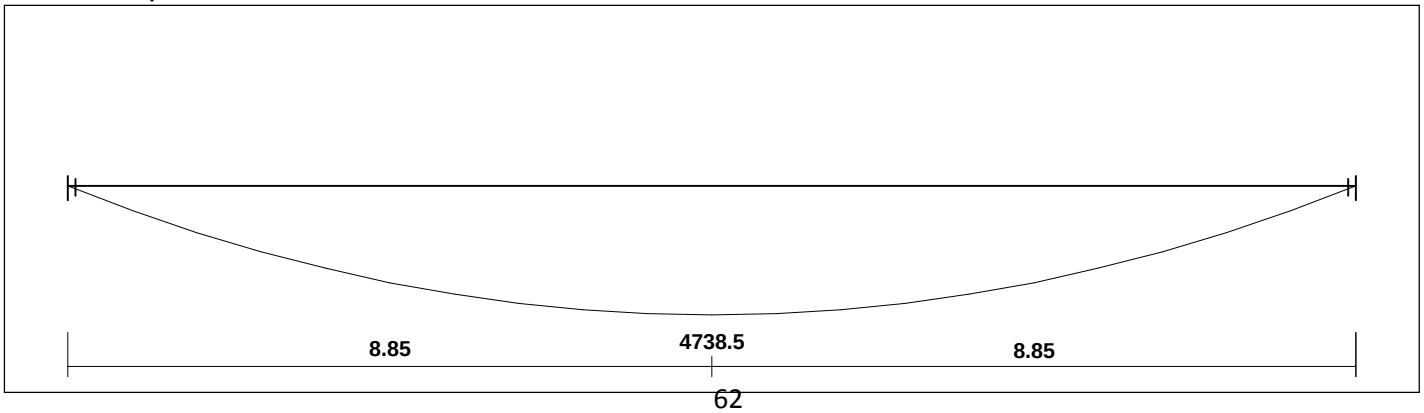
Units:kN,meter



Live load - Factored



Moments: spans 1 to 1



Determination width of flange(effective width):

Be=L/4=17.7/4=4.425m

Be=4.6m

Determination of beam section (As):

Take be=4.6m ts=25cm Mu=4738.5KN/m

a=250mm

d=525.78/2+250 = 513 mm

Mn = As * Fy * (d-a/2)

4738.5/0.9 = As * 345 * (513-250/2)

As_{req} =61 in^2=0.03933 m^2

Select W18*211 (A572 Grade 50)

A = 62.1 in^2 = 0.04 m^2

d = 20.7 in = 525.78 mm

t_w = 1.06 in = 26.92 mm

b_f = 11.6 in = 294.6 mm

t_f = 1.91in = 48.5 mm

Fy = 50 Ksi = 345MPa

T = C

As * Fy = 0.85 fc *be*a

0.04*345 = 0.85*40*4.6*a

a = 88.23mm

so the neutral axis in the slab

Cc = 0.85 fc *be*a

Cc = 0.85*40*4600*88.23= 13799.2KN

Ts = As * Fy

Ts = 0.04*345 =13800 KN

Mn = Ts (d/2+ts-a/2)

= 13800(525.78/2+250-88.23/2)

=6469.1 KN.m

ØMn = 0.9*6469.1= 5822.2KN.m > Mu = 4738.5 KN.m >>> Ok

Connector design :

Select MC8*21.8

A = 6.7 in^2 = 4322.6 mm^2

d = 8 in = 203.2 mm

t_w = 0.427 in = 10.85 mm

b_f = 3.5 in = 88.9 mm

t_f = 0.525 in = 13.3mm

Qn = 0.3(t_f +0.5t_w)Lc $\sqrt{fc * Ec}$

Ec = 4700 $\sqrt{fc}$ = 4700$\sqrt{40}$ = 29725.4 MPa

Assume Lc = 300 mm

Qn = 0.3(13.3 +0.5*10.85)*300*$\sqrt{40 * 29725.4}$

Qn = 1837.6 KN

C_{max} = 0.85fc*be*ts

= 0.85*40*2600*250

= 22100 KN

T_{max} = As* Fy

= 0.04*345

= 13800 KN

N = $\frac{Cmax}{Qn} = \frac{Tmax}{Qn}$ which smaller

N= 13800/1837.6=7.5

Use 12 channel per half span

$Qn_{\text{per one channel}}$ = 13800/12 = 1150 KN

Welding Calculation :

Type of welding is fillet welding

Select a = 10 mm

te = 0.707a

= 0.707*10 = 7.07 mm

Shear action :

$ØR_{nw}$ = 0.75*te*0.6 * F_{uw}

F_{uw} = 70Ksi = 483 MPa

$ØR_{nw}$ = 0.75*7.07*0.6 * 483

= 1.53kN/mm

L = Qn/ $ØR_{nw}$ = 1150/ 1.53 = 751.63mm

Permeter of channel = 2*300 + 2*88.9 = 778mm

The welding is for all perimeter .

٢

الفصل الثاني

الوصف المعمَـاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٤ وصف طوابق المشروع .

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل .

٢-٧ الموقع العام .

٢- ٨ المداخل.

٢-١ مقدمة :

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

المشروع عبارة عن مركز ثقافي ترفيهي في مخيم الفوار جنوب شرق الخليل ، تجمع بين الأقسام الثقافية المختلفة، بالإضافة إلى كونها قادرة على إحياء المخيم ثقافيا والعمل على زيادة الاتصال والترابط بين أهالي المخيم والخارج.
الفكرة مستوحاة من فلسفة الألم الممزوج بالأمل، لابد لفت أنظار العالم اجمع إلى قضية اللاجئين وحق العودة .
ومن هنا تأتي أهمية وجود مثل هذه المراكز الثقافية في مخيماتنا الفلسطينية .

٢-٣ موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع في مخيم الفوار التابع لمحافظة الخليل ،حيث تقع هذه القطعة على مدخل الفوار الشمالي بعيدة عن الشارع الرئيسي الإقليمي الذي يربط الخليل بالجنوب وحتى نبتعد عن الضجيج والمخاطر الموجودة على الشارع الرئيسي .

٢-٣-١ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مركز ثقافي وترفيهي لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل بأنها تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمركز ثقافي وترفيهي :

جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

شبكه المواصلات : بالإضافة لابد من تعدد الطرق المؤدية للموقع يجب تواجد طرق فرعية تحيط بالأرض.

الغطاء النباتي :- هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاريه ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

يتعرض مخيم الفوار إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا(جافة) واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة ،ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

٢-٣-٣ الرطوبة :-

يتراوح معدل الرطوبة في المدينة ٦٤-٨٤% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر

٢-٤ وصف طواق المشروع :-

يتكون المشروع من طابقين ذات تنوع خدماتي موزعة وفق التالي :-

٢-٤-١ طابق ارضي :-

(منسوب +٠.٦) بمساحة تقدر ب٥٧٤٥ م٢.

يتكون طابق التسوية من صالة بولينغ ، مسبح ، مكاتب ادارة موظفين، قاعات متعددة الاغراض ، غرف دراسية وغرف لعب للاطفال وغرف للرسم ومكاتب معلمين ،

كما هو موضح في الشكل

الشكل (٢-١) مسقط طابق الارضي .

٢-٤-٢ **الطابق الثاني** :

عند هذا الطابق ينتهي الجزء الشرقي والغربي و تنتهي كافة التكتلات المضافة في الطابق الأول لتصبح مساحة الطابق

٢٥٤٩ م^{٢}و منسوب (+٦.١) .

الشكل (٢-٢) الطابق الثاني

٢-٥ الواجهات :-

٢-٥-١ الواجهة الشمالية :

و يظهر فيها مدخل رئيسي و تتضح التكتلات في المبنى الذي يظهر الطابع المعماري .

الشكل (٢-٣) الواجهة الشمالية.

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية :

و يظهر فيها التكتلات بشكل أوضح وتدرجها بطابع معماري جميل.

الشكل (٢-٤) الوجهة الجنوبية.

٢-٥-٣الواجهة الشرقية :

و يظهر فيها مدخل الرئيسي وتظهر تغطية زجاجيه لإعطاء إضاءة جيده للمبنى .

الشكل(٢-٥) الواجهة الشرقية.

٢-٥-٤الواجهة الغربية :

و يظهر فيها مدخل آخر للمشروع و تظهر التكتلات بشكل أوضح.

الشكل (٢-٦) الواجهة الغربية.

٦-٢ وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المحمية بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاءالمبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجد إلRamp في وسط المبنى لتسهل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع فراغات المحمية مما يوفر راحة في التنقل .

٧-٢الموقع العام :-

تمييز الموقع العام بمساحاته الخضراء ذات الميل المناسب لتنقل ذوي الاحتياجات الخاصة مع توفر ممرات للكرسي المتحرك ، و يحتوي الموقع على كراج للسيارات و ملاعب و مجموعه من البرك المائية لتضيف عنصر جمالي للموقع.

٨-٢ المداخل :-

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:

١. المدخل الشرقي و هو للاستخدام المعتاد بحيث يوجد بقربه موقف سيارات .
٢. المدخل الغربي و هو للاستخدامات الخاصة بحيث يؤدي الى طابق الارضي مباشره .

4.12 Design of Isolated Footing (F4) :-

4.13.1 Determination of Loads :

Total factored load = 1716 KN.

Total services load = 1240 KN

Column Dimensions =30*50 cm.

Soil density = 18 Kn/cm3.

Service surcharge= 5Kn/cm2.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = $25 \times 0.5 = 12.5$ KN/m2.

Soil weight above the footing = $0.5 \times 18 = 9$KN/m2.

q_{allow} =400 – 9– 12.5 = 378.5KN/m^2

4.15.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1240}{378.5} = 3.3\ m^2$$

Try 2 *1.8 m with area = 3.6m^2 > A_{req} =.3.3m^2

determinate q_u = 1716/3.6= 476.7 KN/m^2

4.13.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 50 cm ….. d = 500-75-20 = 405 mm

***Check for one way shear strength**

$$Vu = 476.7 * (\frac{2.}{2} - 0.5/2 - 0.405) * 1.8 = 296.1KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1800 * 405 = 446.42KN$$

$$¤.Vc = 446.42KN > Vu = 296.1KN$$

$$\therefore \quad Safe$$

4.13.4 Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{50}{30} = 1.67$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(0.605 + 0.5) + 2(0.605 + 0.5) = 4.42m$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * (1 + 1.2) * \sqrt{24} * 4.42 * 0.405 = 2411.7Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.405}{4.42} + 2\right) * \sqrt{24} * 4.42 * 0.405 = 3105.1Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4.42 * 0.405 = 2192.4Kn$$

¤.$V_C = 2192.4Kn$ .... *Control*

$Vu = 476.7*\{(1.8*2)-(0.5+0.405)*(0.5+0.405)\} = 1715.94kN$

¤.$Vc = 2192.4Kn > Vu_C = 1715.94Kn$..... *satisfied*

4.13.5 Design of Bending Moment:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(476.7 \times 1.8 \times \left(\frac{2}{2} - \frac{0.5}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{2}{2} - \frac{0.5}{2}\right) = 241.33 \text{ KN.m}$$

Mn = 241.33/0.9 = 268.14KN.m

$$d = 500 - 75 - 20 = 405\,mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{268.14 \times 10^6}{1800 \times 605^2} = 0.41Mpa$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.41}{420}}\right) = 0.000986$$

$$As_{req} = 0.000986 \times 1800 \times 405 = 718.95\,mm^2/m$$

$$As_{\min} = 0.0018*1800*500 = 1620mm^2/m$$

$$As_{\min} = 1620mm^2/m < As_{req} = 718.95mm^2/m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{1620}{201.1} = 8.1$$

Select 10Φ16 with As = 2011mm² >As_{req} = 1620mm²

Check of strain :

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

$$2011 * 420 = 0.85 * 24 * 1800 * a$$

$$a = 23$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{23}{0.85} = 27.1mm$$

$$£_s = \frac{405 - 27.1}{27.1} * 0.003 = 0.042$$

$$£_s = 0.042 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.13.6 Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} * 1.6 = 32.92cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.6 = 29.6cm$

$Ld_{(1)req} = 32.92cm > Ld_{(2)req} = 29.6cm$ ➔ control

Available Ld = (500 – 75 – 2 *18) = 389 mm.

Available Ld = 38.9 cm > $Ld_{(1)req}$=32.92cm

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 395.1\,mm$$

$Ld_{available}$ = 500-75= 425mm

$Ld_{available}$= 425 mm > $ld_{req} = 395.1mm$

Use the column bars as a dowels

4.13.7 Design the column – footing joint :

Total factored load =1716KN.

<u>The allowable bearing on the base of the column is :</u>

$¤(0.85\,fcA1) = 0.65*0.85*24*300*500 = 2340Kn$

The allowable bearing on the footing is :

$¤(0.85\,fcA1)\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.65*0.85*24*300*500*2 = 3978Kn$

Total factored load = 1716Kn <2340Kn

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*300*500 = 750mm^2/m$

A dowels= $\frac{Pu - ¤Pnb}{¤Fy} > 0.005Ag$

Use 5 ¤ 16 ,or use the same reinforcement as in the column if larger .

4-10 : Truss Design:-

Analysis and design of purlins

❖ Load calculation

1. Dead Load:-

-Surface layer of steel sheet with thickness of 6 mm=0.2 KN/m^{2*}1.035=0.21KN/m
-Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.2 KN/m^2 1.035=0.21KN/m
-Dead load of purlins =0.25 KN/m
-**D.L**=0.21+0.21+0.25=0.67 KN/m

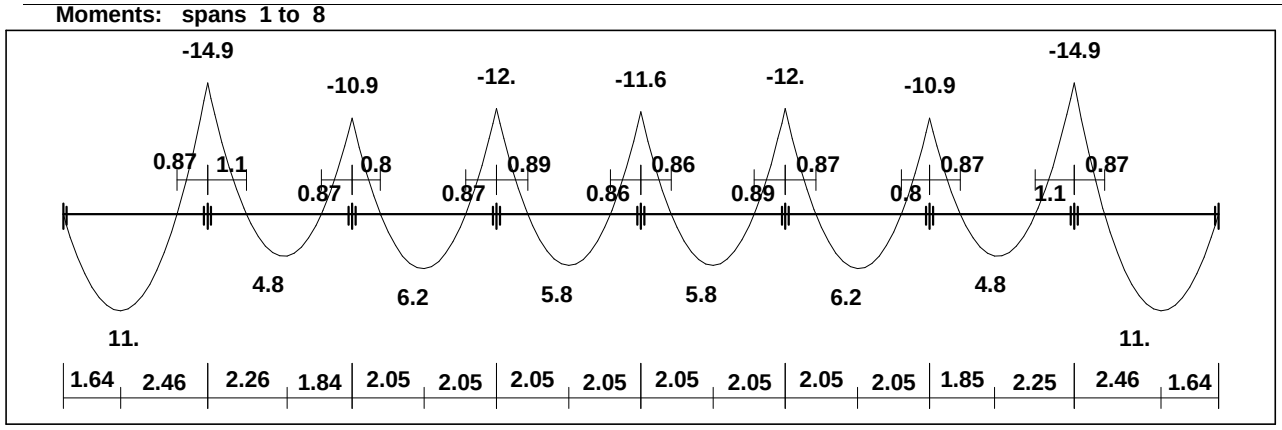
2. Snow load

1 KN/m2 *1.035=1.035

3. Wind load

0.8*-0.6*1.035=-0.5 KN/m

❖ Purlins design



- **Design of Moment Max. Mu = 14.9 KN/m.**

Mu (max) = (14.9/4.448)×(1000/25.4) = 131.8 kip.in

Note: the members are A36 (F_Y=36ksi and F_u=58ksi)

Mp≥ Mu

0.9*36*Zx=131.8 → Zx= 4 .01 in^3

Select HSS 4*3 *5/16 → Zx= 4.51 in^3

b/t=7.31, h/t=10.7

- **Check Compact :**

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

  ʎ r=1.4√ (E/Fy) =1.4√ (28000/36) = 39.73

  b/t and b/t < ʎ p so Compact section

- **Design of shear stress Max.=20.9 KN**

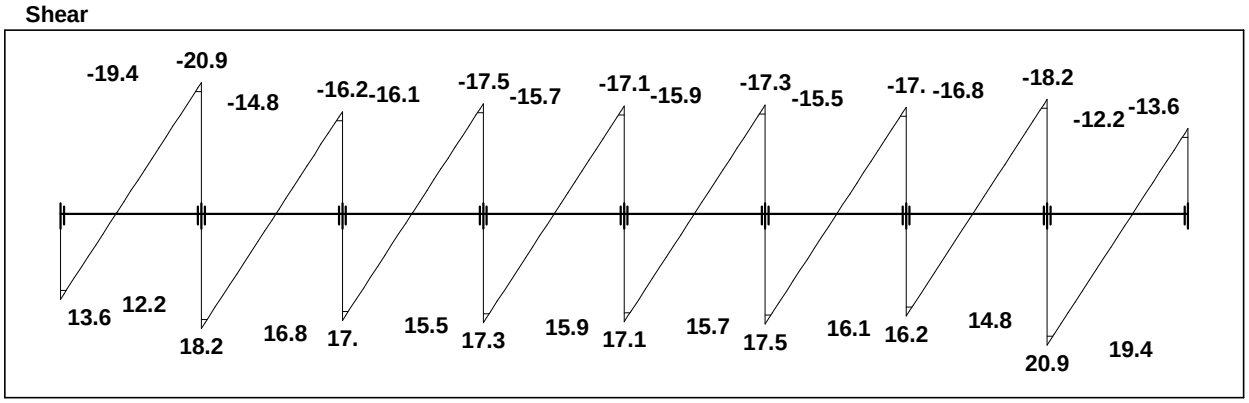


Fig Shear envelop for purlins

Vu = $\frac{20.9}{4.448}$ = 4.698 kip

Vp≥ Vu

0.9*0.6*Fy*d*t_w ≥ 4.698

0.9*0.6*36*4*$\frac{5}{16}$ = 24.3 kip >4.698 …….**Ok**

❖ Truss design

❖ Internals forces calculation :

Max support from purlins =32.5 KN

- **The truss consists of four types of member**

1- The TOP member(V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	60.95	13.7
T2	89.46	20.1
T3	116.06	26.08
T4	139.01	31.25
T5	154.05	34.6
T6	161.48	36.3
T7	176.1	39.6
T8	164.49	36.9
T9	185.3	41.59
T10	203.1	45.6
T11	177.2	39.8
T12	184.13	41.39
T13	186.02	41.8

Table -Top member forces

2- The vertical member (T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	71.42	16.05
V2	67.48	15.03
V3	71.6	16
V4	68.13	15.3
V5	65.2	14.6
V6	74.04	16.6
V7	63.03	14.17
V8	60.47	13.59
V9	47.25	10.6
V10	40.61	9.1
V11	39.47	8.87
V12	24.36	5.48
V13	12.56	2.82
V14	7.48	1.68

Table - Vertical member forces

3- The diagonal member(D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	121.8	27.38
D2	115.26	25.9
D3	94.04	21.14
D4	86	19.3
D5	74.04	16.6
D6	75.81	17.04
D7	79.59	17.8
D8	63.61	14.3
D9	54.4	12.2
D10	22.35	5.02
D11	8.86	1.9
D12	5.77	1.3
D13	5.6	1.2

Table - diagonal member forces

4- The bottom member(B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	39.58	8.89
B2	65.29	14.6
B3	126.65	28.47
B4	156	35.07
B5	173.23	38.9
B6	193.56	43.5
B7	188.76	42.43
B8	200.4	45
B9	208.8	46.9
B10	188.34	42.1
B11	204.95	46.07
B12	218	49
B13	227.98	51.25

Table bottom member forces

- ## Design of tension member :
  - ✓ **BOTTOM member Max. tension = 227.98= 51.25 Kip**
    - **Tensile yielding**

      $Pu=\Phi*F_Y*Ag$

      $Ag=51.25 /0.9*36= 1.58\ in^2$

      Try HSS*5*3(1/2)*2/8 =1.71 in^2

    - **Tensile rupture**

      $\Phi Pn=\Phi*F_u*(U*Ag) =0.75*58*(1*1.71)= 74.38$ Kip > 41.8 Kip……**Ok**

✓ **TOP member Max. tension = 186.02 KN= 41.8 Kip**

- **Tensile yielding**

  $Pu=\Phi*F_Y*Ag$

  $Ag=41.8/0.9*36= 1.3\ in^2$

  Try HSS*4*3*3/16 =1.71 in^2

- **Tensile rupture**

  $\Phi Pn=\Phi*F_u*(U*Ag) =0.75*58*(1*1.71)= 74.38\ Kip > 41.8\ Kip$……**Ok**

✓ **Diagonal member Max. tension = 121.8 KN= 27.38 Kip**

- **Tensile yielding**

  $Pu=\Phi*F_Y*Ag$

  $Ag=27.38/0.9*36= 0.85\ in^2$

  Try HSS 3(1/2)*2(1/2)*1/8 with Ag=1.3 in^2

- **Tensile rupture**

  $\Phi Pn=\Phi*Fu*(U*Ag) =0.75*58*0.85*1.3 = 48.06\ Kip > 27.38\ Kip$……**Ok**

▪ Design of compression member

✓ **Vertical member Max. compression = 74.04 KN= 16.6 Kip**

- **Take section member HSS 3(1/2)*2(1/2)*1/8**

  Section property: A=1.3 in^2, r_x =1.31 in, r_y =1.01 in

  L=1.8m=5.9ft

- **Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":**

$$\lambda = \frac{b}{t} = 9$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.45\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} = 9 \rightarrow Q = Qs = 1$$

$$\frac{L}{rx} = \frac{5.9*12}{1.31} = 54.04$$

$$0 < \frac{L}{rx} < 80$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{rx} = 72 + 0.75*\frac{5.9*12}{1.31} = 112.53$$

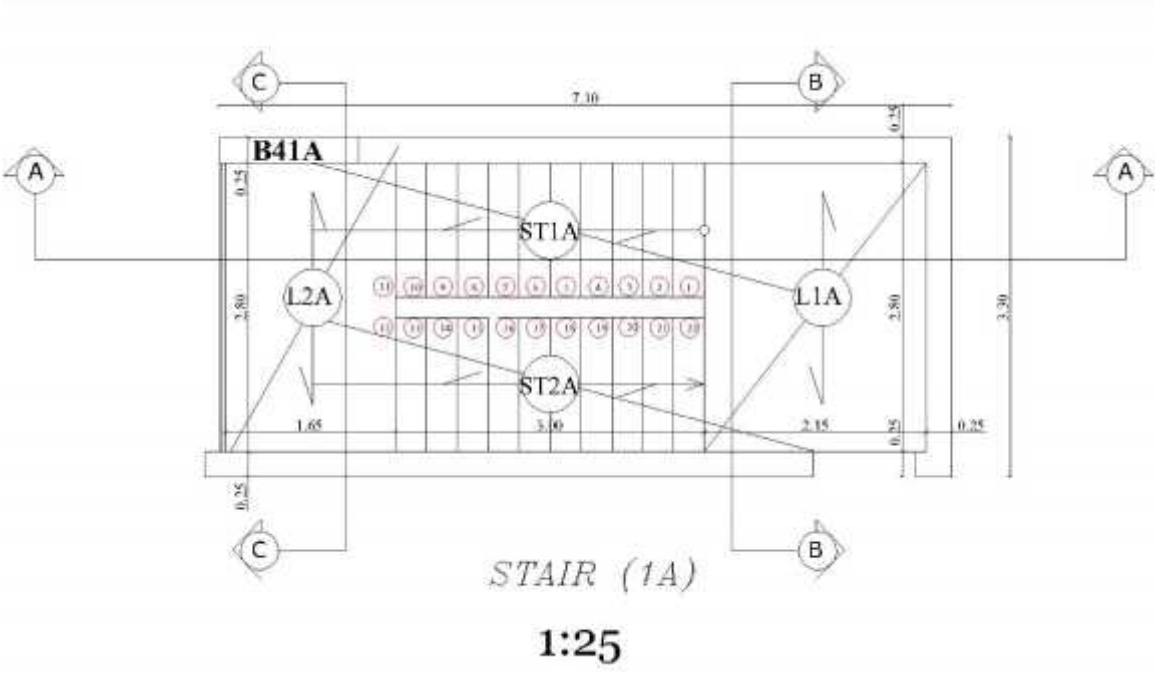
$$4.71\sqrt{\frac{E}{Qs*Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{1*36}} = 133.68 > 112.53$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{112.53^2} = 22.57$$

$$\Longrightarrow Fcr = 0.658^{\frac{Qs*Fy}{Fe}} * Fy = 0.658^{\frac{1*36}{22.57}} * 36 = 18.5$$

ΦPn=Φ*F_{cr}*Ag=0.9*18.8*1.3= 21.6 Kip > Pu=١٦.٦ Kip…….. **Ok**

4-13 Design of Stairs



- **Determination of Thickness:**

height = 5.8 m

Rise = 5.8/34 = 18 cm

height	**rise**	**run**	**LL**	*fc*'	fy
5.8m	18cm	30 cm	3 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

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

h,min = L/ 20

h,min =5.8 / 20 = 290 cm

h,min =L/28

h,min =5.8/28=210 ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(18 / 30) = 30.96^{o}$

h,min (cm)	θ
25	30.69^{o}

- **Load Calculations**

Load calculations of Flight

material	gama	Run	Rise	t(m)	KN/m
tiles	27	0.18	0.35	0.03	1.3
mortar	23	0.18	0.3	0.02	0.74
str.stp	25	0.18	0.3	0.3	2.25
R C	25	0.25	Θ=28.8		7.29
Plaster	22	0.03	Θ=28.8	0.03	0.77
total load(DL) KN/m					**12.35**

Load calculations of Landing

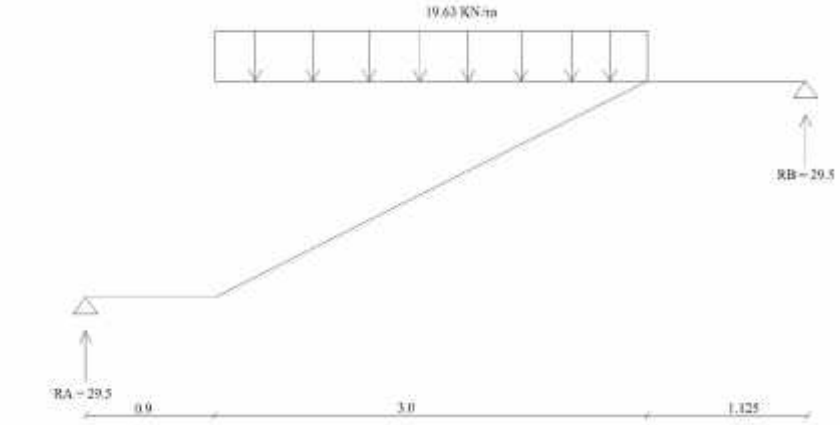
material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
tiles	23	0.03	1	0.69
mortar	23	0.02	1	0.46
R C	25	0.25	1	6.25
plaster	22	0.03	1	0.66
			total load (DL)	**8.1**

Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*12.35+ 1.6*3 = 19.63 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*8.1+ 1.6*3 = 14.52 KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
19.63	14.52



- **Check for shear strength(ST2A):**

- Assume Ø 16 for main reinforcement:-
- d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 16/2 = 222 mm
- By = (19.63*4.8*2.4)/5.8 =38.97 KN
- Ay = (19.63*4.8)- 38.97 = 55.23 KN
- $Vu = 55.23 \text{KN}$
- $¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 222}{6} = 135.96 KN / m$
- Vu = 55.23 KN < $¤Vc$ = 135.96 KN .

>>>> **Thickness is adequate enough**

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	$¤Vc$ (KN)
Ø 16	250	222	55.23	135.96

- **Design of Flexure**

- Design for ST2A:

Mu = 55.23*(2.9) – 19.63*2.9* $\frac{2.9}{2}$ =77.37 KN.m

Mn = Mu / 0.9 = 77.37/ 0.9 =85.97 KN.m.

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 16/2 = 222 mm

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

$$R_n = \frac{85.97 * 10^6}{1000 * 222^2} = 1.74 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.74}{420}}\right) = 0.0043$$

As_{req} = 0.0043*1000*222 = 954.6 mm^2/m> $As_{\min}$ = $450 mm^2$ **….** OK

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$$

Use Φ 16 then,

n = 954.6/201 = 4.75 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.75} = 0.211$

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As_{req}(mm^2)	As_{min}(mm^2)	S(mm)
55.23	20.6	1.74Mpa	0.0043	954.6	450	250

Take 5 Φ16/m with As = 954.6 mm^2/m strip OR

Use 1Φ 16 @ 20 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}$) – 2.5* 20 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3} 420}$) – 2.5 * 20 = 330mm

$\leq$ 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) = 300 mm … (control)

- **Check for strain:**

Tension = Compression

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

$954.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 19.65mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{19.65}{0.85} = 23.12mm$

$£_s = \frac{222 - 23.12}{23.12} * 0.003$

$£_s = 0.026 > 0.005 \longrightarrow ok$

As (mm^2)	a (mm)	c (mm)	$£_s$
954.6	19.65	23.12	0.026

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n}$ = $\frac{1}{2.92}$ = 0.34m

Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm^2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

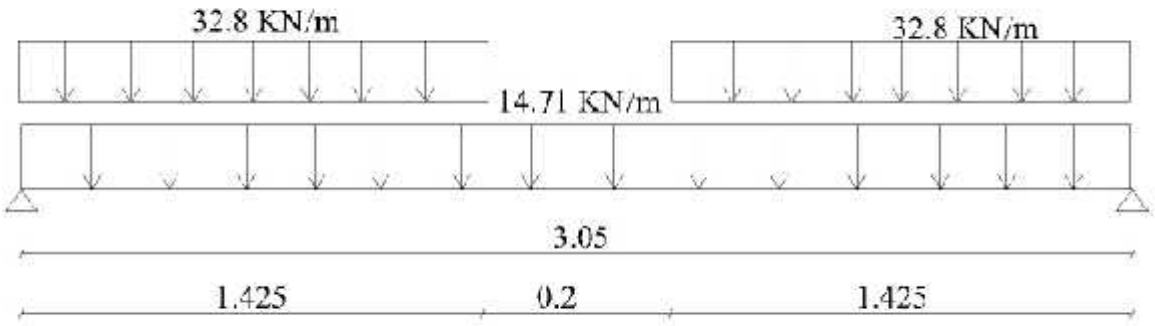
1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}$ (mm^2)	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

$WRA = \frac{29.5}{0.9} = 32.8$ KN/m , $WRB = \frac{29.5}{1.125} = 26.22$ KN/m

- Design for landing(L2A):



R= By =Vu = $\frac{14.52*2}{2}$ +38.97*0.9= 49.593 KN/m

- **Check for shear strength(L2A)):**

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-
- d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm
- assume beam width 50 cm
- ¤$Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*223}{6} = 136.56 KN/m$
- Vu = 49.593 KN < ¤Vc = 136.56 KN .

>>>> Thickness is adequate enough

- **Calculate the maximum bending moment:**

Mu = 49.593*1 – 14.52* $\frac{1\text{^}2}{2}$ - 38.97*0.9*($\frac{0.9}{2}$ +0.1)

= 49.593 – 7.26 – 19.3 = 23.04 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

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

$$R_n = \frac{23.04 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.46MPa \ .$$

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

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

- $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.46}{420}}\right) = 0.00111$

$As_{req} = 0.00111 * 1000 * 223 = 247.53 \text{ mm}^2 < As_{\min} = 450mm^2$

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2/\text{m}$

Use $As_{req} = As_{\min} = 450mm^2$

Use Φ 14 then,

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34$

Take 3 Φ14/m with As = 450 mm^2/m strip OR

Use 1Φ 14@ 30 cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
23.04	20.6	0.46Mpa	0.00111	247.53	450	300

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}$) – 2.5* 20 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3} 420}$) – 2.5 * 20 = 330mm

$\leq$ 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) = 300 mm (control)

- **Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$450 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 9.26mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{9.26}{0.85} = 10.8mm$$
$$£_s = \frac{223 - 10.8}{10.8} * 0.003$$
$$£_s = 0.0589 > 0.005 \longrightarrow ok$$

As (mm^2)	a (mm)	c (mm)	$£_s$
450	9.26	10.8	0.0589

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n}$ = $\frac{1}{2.92}$ = 0.34m

Take 3 Φ14/m with As = 462 mm^2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}$ (mm^2)	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

	m	Rn	ρ	$As_{req(}\ mm^2)$	$As_{min}(\ mm^2)$	
	20.6	0.98Mpa	0.0023860	532.1	Xxxxxxxxxxxxxxxxxx انساك من هاي الصفحة عامر	

- Step (s) is the smallest of :	a (mm)	c (mm)	$£_s$
615.6	12.67	14.9	0.04189

	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

4.11 Design of Columns:-

4.11.1 Load Calculation :-

**For (C18):

*Check Slenderness Effect:-

****In 0.5m-Direction

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 5.5m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2008 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 5.5}{0.3\times 0.5} = 36.7 > 22$$

$$\therefore long \;\; Coloumn \;\; in \;\; 0.5 direction$$

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

$$\frac{1\times 5.5}{0.3\times 0.3} = 61.1 > 22$$

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

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700*\sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(710)}{1419} = 0.6$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.5^3}{12} = 3.125*10\text{^}9mm^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.2*3.125}{1+0.6} = 17988KN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 *17988}{(1.0*5.5)^2} = 5862.96KN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1419/0.75*12612)} = 1.2 > 1\ \ ok.$$

e_{min} =15+.03*500 = 30mm

e= 30*1.2 =36 mm e/h =36/500 =0.072

M1=M2 =M_{min} =Pu*e =1419*.036 = 51 KNM

From Interaction Diagram for fc = 3.4

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1419}{0.3*0.5}*\frac{145}{1000} = 1372\ \ Psi$$

$$°_g = °\ \min = 0.01$$

A_s= ρ * Ag = 0.01*500*300 = 15 cm^2

Use Φ 18 $>>$ $\#\ of\ bar\ = \frac{1500}{254} = 5.91$

Use 6 Φ 18with As = 1526.4mm² >As_{req} = 1500mm²

4.11.2 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 14 = 224mm.$

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

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

$\therefore$ *Use* 1¤10@20*cm*

4.14 Design of shear wall :-

Figure (4-16) : Shear Walls in Building

Fig (4-19)shear and moment digram of wall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=25cm . wall thickness

Lw = 6.9 m . wall width

Hw for one wall = 6.1 m first story

Hw for one wall = 5 m second story

$$\sum Fx = Vu = 461.4KN$$

4.14.1 Design of the Horizontal reinforcement :

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{6.9}{2} = 3.45\,m \ldots\ldots$ *control*

$\frac{hw}{2} = \frac{11.1}{2} = 5.55\,m$

storyheigh $t = 5.55\,m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6.9 = 5.52\,m$

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

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 5520 * 10^{-3} = 4208.8KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 5520 * 10^{-3} = 1126.7KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 5520 * 10^{-3} + 0 = 1825.4KN$$

$$\frac{2814.5 - 1486.5}{6.1} = \frac{M_u - 1486.5}{6.1 - 5.5} \Longrightarrow M_u = 1617.2KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{1617.2}{461.4} - \frac{6.9}{2} = 0.055$$

$$V_c = 0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} hd$$

$$= 0.05\sqrt{24} + \frac{6.9\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{0.055} 200 * 5520 * 10^{-3} = 4346.8KN$$

$Vs = Vn - Vc$

$= (461.4 / 0.75) - 1126.7 = -511.5KN$

also ...

¤ $.Vc = 0.75 * 1126.7 = 845.1 > Vu = 461.4$

So we take minimum reinforcement ….

Use ϕ 10 As=78.5 mm^2

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 250} = 0.0025 \Longrightarrow S = 251mm$$

Max. Spacing

Lw/ 5 = 6.9/5=1.38m

$3h = 3 * 250 = 0.75m$

450 mm……cont.

Use ϕ 10@250mm in two layer

4.14.2 Design for Vertical reinforcement :

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.1}{6.9} = 1.61$$

$\rho_{vmin} > 0.0025 +$

Select Φ 10 @250mm. In two layer

4.14.3 Design of bending moment :

$$A_{st} = \frac{6900}{250} * 2 * 78.5 = 4333.2mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h}\frac{f_y}{f_c'} = \frac{4333.2}{6900 * 250}\frac{420}{24} = 0.044$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.054$$

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

$$= 0.9\ 0.5 * 4333.2 * 420 * 6900(1 + 0)(1 - 0.054) = 5345.8 > Mu$$
$$= 2814.4\ ..ok$$

→use ϕ 10@250 mm for vertical reinforcement