

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

**التصميم الإنشائي لبـ "مركز ثقافي شبابي" في مدينة الخليل**

فلسطين-الخليل

فريق العمل

منار سميح محمد مرعب

ساره حاتم ياقين نتشة

يزن اسماعيل محمد العملة

نورالدين اسامة خالد بحر

محمد عابد حمدان قراة

إشراف

الدكتور نافذ ناصر الدين

2018

1



## خلاصة المشروع

### التصميم الإنشائي لـ "مركز ثقافي شبابي" في مدينة الخليل.

#### فريق العمل

منار سميح محمد مرعب

ساره حاتم ياقين نتشة

يزن اسماعيل العملة

نور الدين اسامة بحر

محمد عايد حمدان قراجة

إشراف :

د. نافذ ناصر الدين .

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها من عقدات ، جسور، أعمدة ، أساسات ، جدران ، جمالونات ، وغيرها من العناصر الإنشائية.

بداية ، يتكون المشروع من مبنى خرساني ، و يتكون من ثلاثة طوابق ، حيث يحتوي المبنى على مرافق تتلام مع احتياجات الشباب وفق المتطلبات العصرية الملائمة ، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتميز بالتنوع و الشمول مما جعلنا أكثر معرفة في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية المختلفة .

بالإضافة إلى ما يحتويه المشروع من عدة مراحل ، تتمثل بـ التدقيق المعماري للمخططات ، من ثم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة ، جسور ، وعقدات. بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري للمشروع . يتبع ذلك مرحلة التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية باستخدام بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية أما في تحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ، بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI 318-08). لا بد من الإشارة إلى أنه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Office2010, Autocad2014, ETABS 2016 ، Atir12, وغيرها.

## Abstract

### The Structural Design of "Youth Center" in Hebron City

#### Team Work:

Sarah Hatem Natsheh  
Yazan Ismaeel Amle

Manar Sameh Moreb  
nooradden Osama Bahar

Mohammad Ayed karajeh

#### Supervisor:

Dr. Nafeth Naser Al-Deen

The aim of this project is to design the structural elements of all buildings. These buildings consist of concrete and steel works that contains slabs, beams, columns, foundations walls and trusses.

The project consists of concrete building. concrete building consists of three stories. The buildings contain facilities that is designed to suit the needs of the ministry according to the appropriate modern requirements.

Moreover, the designing of the project consists of many stages, which is represented by examining the architectural sketches, choosing different kinds of structural elements such as columns, beams and slabs that is not in contraction with the architectural design. After that comes the stage of designing the structural elements by using computer programs and then displaying the results as executive sketches.

There are many codes used in this project. Jordanian Building Code is used to determine live loads. Uniform Building Code (UBC-97) is used to determine seismic loads. In Addition, the American Concrete Institute's code (ACI 318-14) is used for structural analysis and designing sections.

The computer programs that has been used in designing the project are AutoCAD 2014, Atir 12, ETABS 2016, office 2010 and others.

Table of Contents

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية
I	تقرير مقدمة مشروع التخرج
II	تقرير مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	فهرس الجداول
XI	فهرس الأشكال
XI	List of Figures
XI	List of Abbreviations

رقم الصفحة	المقدمة	الفصل الأول
١	مقدمة	١-١
٢	وصف عام للمشروع	٢-١
٣	أسباب اختيار المشروع	٣-١
٤	أهداف المشروع	٤-١
٥	مشكلة المشروع	٥-١
٦	المستندات	٦-١
٧	فصول المشروع	٧-١
٨	الجدول الزمني للمشروع	٨-١

رقم الصفحة	الوصف المعماري	الفصل الثاني
٩	مقدمة	١-٢
١٠	لمحة عامة عن المشروع	٢-٢

٧	موقع المشروع	٢-٢
٨	أهمية الموقع	٢-٣-٢
٨	حركة الشمس والرياح	٢-٣-٢
٩	الرطوبة	٢-٣-٢
٩	العناصر المعمارية	٢-٣-٢
٩	وصف طوابق المشروع	٢-٤
١٠	طابق التسوية	٢-٤-٢
١٠	الطابق الأرضي	٢-٤-٢
١١	الطابق الأول	٢-٤-٢
١١	وصف واجهات المشروع	٥-٢
١٢	الواجهة الشمالية	١-٥-٢
١٢	الواجهة الجنوبية	٢-٥-٢
١٣	الواجهة الشرقية	٣-٥-٢
١٣	الواجهة الغربية	٤-٥-٢
١٤	وصف الحركة	٦-٢
١٤	مقاطع المبنى الأول	١-٦-٢
١٥	وصف المداخل	٧-٢

١٦	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
١٧	مقدمة	١-٣
١٧	الهدف من التصميم الإنشائي	٢-٣
١٧	مراحل التصميم الإنشائي	٣-٣
١٧	الأحمال	٤-٣
١٧	الأحمال الميتة	١-٤-٣
١٨	الأحمال الحية	٢-٤-٣
١٨	الأحمال البيئية	٣-٤-٣
١٨	أحمال الرياح	١-٣-٤-٣
١٩	أحمال الثلوج	٢-٣-٤-٣
٢٠	أحمال الزلازل	٣-٣-٤-٣
٢٠	الاختيارات العملية	٥-٣

٢٠	العناصر الإنشائية	٦-٣
٢٠	العقدات	١-٦-٣
٢١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	١-١-٦-٣
٢١	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢-١-٦-٣
٢٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣-١-٦-٣
٢٢	الأدراج	٢-٦-٣
٢٢	الجسور	٣-٦-٣
٢٣	الأعمدة	٤-٦-٣
٢٤	جدران القص	٥-٦-٣
٢٥	الأساسات	٦-٦-٣
٢٥	النظام الميكانيكي للمبنى	٧-٣
٢٦	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٨-٣

<b>Chapter 4</b>	<b>Structural Analysis and Design</b>	٢٨
4-1	Introduction	٢٨
4-2	Factored loads	٢٩
4-3	Slab thickness calculations	٣٠
4-4	Load calculation of Topping	٣١
4-5	Design of Topping	٣٢
4-6	Design of One Way Ribbed Slab	٣٢
4-7	Design of beam 30 in first floor slab	٤٨
4-8	Design of column in basement floor	٦٣
4-9	Design of Staircase	٦٨
4-10	Design of Isolated Footing	٧٨
4-11	Design of Basement Wall	٨٥

## فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
٥	الجدول الزمني للمشروع	جدول (١-١)
١٨	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (١-٢)
١٨	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (٢-٣)
١٩	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (٤-٣)
٣٠	Check of Minimum Thickness of Structural Member	جدول (١-٤)
٣١	Dead Load Calculation of Topping	جدول (٢-٤)
٣٥	Dead load calculation for rib	جدول (٣-٤)
٧٠	Dead Load calculations on Flight of stair	جدول (٤-٤)
٧١	shows Dead Load calculations on Landing of stair	جدول (٥-٤)

## فهرس الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
٨	الموقع العام لقطعة الأرض	الشكل (١-٢)
٩	حركة الشمس والرياح	الشكل (٢-٢)
١٠	المسقط الأفقي لطابق التسوية	الشكل (٣-٢)
١٠	مسقط الطابق الأرضي	الشكل (٤-٢)
١١	مسقط الطابق الأول	الشكل (٥-٢)
١٢	الواجهة الشمالية للمبنى	الشكل (٦-٢)
١٢	الواجهة الجنوبية للمبنى	الشكل (٧-٢)
١٣	الواجهة الشرقية للمبنى	الشكل (٨-٢)
١٣	الواجهة الغربية للمبنى	الشكل (٩-٢)
١٤	Section A-A المبنى	الشكل (١٠-٢)
١٤	Section B-B المبنى	الشكل (١١-٢)
٢٠	توزيع الأحمال في العناصر الإنشائية	الشكل (١-٣)
٢١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	الشكل (٢-٣)

٢١	عقدات العصب ذات الاتجاهين	الشكل (٣-٣)
٢٢	عقدات مصمته ذات الاتجاه واحد	الشكل (٤-٣)
٢٢	عقدات مصمته ذات الاتجاهين	الشكل (٥-٣)
٢٣	الادراج	الشكل (٦-٣)
٢٣	الجسور	الشكل (٧-٣)
٢٤	الأعمدة	الشكل (٨-٣)
٢٥	جدران القوس	الشكل (٩-٣)
٢٥	جدران التسوية	الشكل (١٠-٣)
٢٦	الاساسات	الشكل (١١-٣)
٢٦	فاصل تمدد	الشكل (١٢-٣)
٣١	Topping load and moment diagram	الشكل (١-٤)
٣٢	Topping of one way rib slab	الشكل (٢-٤)
٣٣	One way rib slab	الشكل (٣-٤)
٣٤	Rib I In First floor	الشكل (٤-٤)
٣٦	Dead load on the rib	الشكل (٥-٤)
٣٦	Dead load on the rib	الشكل (٥-٤)
٣٦	Live load on the rib	الشكل (٦-٤)
٣٧	Geometry of rib and its dimension	الشكل (٧-٤)
٣٨	Reactions of rib (live and dead).	الشكل (٨-٤)
٣٨	Shear diagram of rib	الشكل (٩-٤)
٤٨	Beam geometry	الشكل (١٠-٤)
٤٩	Loads on the beam	الشكل (١١-٤)
٥٠	Moment & Shear Diagram of beam	الشكل (١٢-٤)
٦٨	Stair Plan and structural system	الشكل (١٣-٤)
٧٠	Transformation of dead load into horizontal projection	الشكل (١٤-٤)
٧٢	Loads and reactions on statically system of flight	الشكل (١٥-٤)
٧٥	Loads and reactions on statically system of flight	الشكل (١٦-٤)
٧٨	Foundation Section	الشكل (١٧-٤)
٨٥	Foundation Section2	الشكل (١٨-٤)
٨٧	Basement Wall section	الشكل (١٩-٤)
٨٨	Shear and moment envelop diagram for basement wall	الشكل (٢٠-٤)

## List of Abbreviations

- $A_c$  = area of concrete section resisting shear transfer.
- $A_s$  = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_s'$  = area of non-prestressed compression reinforcement.
- $A_g$  = gross area of section.
- $A_v$  = area of shear reinforcement within a distance ( $S$ ).
- $A_t$  = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a ( $S$ ).
- $b$  = width of compression face of member.
- $b_w$  = 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.
- $E_c$  = modulus of elasticity of concrete.
- $f_c'$  = compression strength of concrete.
- $f_y$  = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- $h$  = overall thickness of member.
- $l_n$  = 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.
- $L_w$  = length of wall.
- $M$  = bending moment.
- $M_u$  = factored moment at section.
- $M_n$  = nominal moment.
- $P_n$  = nominal axial load.
- $P_u$  = factored axial load.
- $S$  = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_c$  = nominal shear strength provided by concrete.
- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete.
- $W$  = width of beam or rib.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.
- $\epsilon_c$  = compression strain of concrete = 0.003.
- $\epsilon_s$  = strain of tension steel.
- $\epsilon'_s$  = strain of compression steel.
- $\rho$  = ratio of steel area.

# الفصل الأول

---

## المقدمة

- ١-١ مقدمة.
- ٢-١ وصف عام للمشروع.
- ٣-١ أسباب اختيار المشروع.
- ٤-١ أهداف المشروع.
- ٥-١ مشكلة المشروع.
- ٦-١ المسلمات.
- ٧-١ فصول المشروع.
- ٨-١ الجدول الزمني للمشروع.

## ١-١ مقدمة

جاءت فكرة البناء من الانسان الذي حاول تطوير أساليب الحياة لديه للتكيف مع البيئة ، حيث قام باستغلال المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى .

اتجه الانسان لاستجابته متطلبات التطور والتقدم بالجوء إلى الأبنية المتخصصة في مجالات الحياة كافة ، فجعل لكل حاجة مبنى خاص بها يلاءم الوظيفة المرجوة من خلاله .

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الاقتصادي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى مركز ثقافي في مدينة دورا في الخليل .

## ٢-١ وصف عام للمشروع

المشروع عبارة عن مركز ثقافي شبابي واقع في مدينة دورا في الخليل، يتكون المركز من مبنى واقع على مساحة قطعة أرض ٣٢٠٠٠ متر مربع، ومساحة البناء الكلية لجميع الطوابق ٨٣٥٣ متر مربع، موزعة على كتلة مكونة من مبنى يتكون من ٣ طوابق على النحو التالي: -

طابق التسوية مساحته ٣٤١٠ م<sup>٢</sup> ، الطابق الأرضي ومساحته ١٢٥٠ م<sup>٢</sup> ، الطابق الأول ١٣٣٠ م<sup>٢</sup>

## ٣-١ 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.

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

## الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع: -

- ١ . عدم وجود مراكز مماثلة في هذه المنطقة .
- ٢ . حيوية المنطقة .
- ٣ . سهولة الوصول إلى الموقع .
- ٤ . احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع .

## الأسباب الشخصية: -

- ١ . رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً .
- ٢ . 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 عاملي المتانة والاقتصاد .

## ٤-١ أهداف المشروع

## ١- أهداف معمارية: -

مثل هذه المشاريع تلفت نظر وانتباه المواطنين وتشجعهم على زيارتها لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثاً تاريخياً من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات .

## أهداف إنشائية:-

- ١ . القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.
٤. وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

### ١-٥ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة له ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والجسور والأعمدة والجدران والاساسات .... الخ، وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

### ١-٦ المسلمات

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، وسوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI-318-08) والكود الأردني للأحمال الحية.

### ١-٧ فصول المشروع

يتكون المشروع من اربعة فصول على النحو التالي: -

- الفصل الأول: - المقدمة.
- الفصل الثاني: - الوصف المعماري.
- الفصل الثالث: - الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع: - التحليل والتصميم الإنشائي.

٨-١ الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال فصل دراسي.

مرحلة/الزمن المقترح	1	2	3	4	5	6	7	8
اختيار المشروع	■							
دراسة الموقع	■							
جمع معلومات حول المشروع	■							
دراسة المبنى معماریاً								
دراسة المبنى إنشائياً			■					
توزيع الأعمدة			■					
التحليل الإنشائي			■					
التصميم الإنشائي			■					
اعداد مخططات المشروع								
كتابة المشروع								
عرض المشروع								

جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع.

## الفصل الثاني

---

### الوصف المعماري

- ١-٢ المقدمة.
- ٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.
- ٣-٢ موقع المشروع.
- ٤-٢ وصف طوابق المشروع.
- ٥-٢ وصف واجهات المشروع.
- ٦-٢ وصف الحركة.
- ٧-٢ المداخل.

## ١-٢ مقدمة

إن الانسان يمتلك مواهب كثيرة ومن أهمها أنه قادراً وبشكل ليس له مثيل على استغلال الطبيعة ، فهو الذي أوجد العلوم الهندسية التي تتكون من علوم شتى وأجلها العمارة التي تعتبر هي الموضوع الأبرز ، كما أنه أوجد بيئة جديدة تحقق الرفاهية والانسجام .

إن المفهوم المعماري لا يهتم بشكل المبنى فحسب بل يتجاوز ذلك ليحقق الغرض المرجو منه ، حيث تتنوع المظاهر المعمارية وتتباين من مبنى لآخر ، فالمبنى المعماري أياً كان يجب أن يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً والتي تتمثل بالجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى إضافة إلى الوظيفة التي وُجد من أجلها .

يبدأ تصميم أي مبنى بمرحلة التصميم المعماري التي تتمثل في تحديد شكل المبنى، بأن يكون محققاً للوظائف والمتطلبات المراد تحقيقها ، حيث يتم القيام بتوزيع المرافق وتوزيع مواقع الأعمدة والمحاور ، إضافة إلى ذلك يتم دراسة أمور أخرى تشمل الإنارة ، التهوية ، الحركة، التنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

بعد أن يتم انهاء التصميم الخاص بالشكل الخارجي يتم الانتقال إلى تصميم العناصر الانشائية من أبعاد وتوزيع وحساب الأحمال المؤثرة من أعلى نقطة وصولاً إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة .

جاءت فكرة تصميم هذا المركز نظراً لافتقار منطقة دورا لمراكز مشابهة وازدياد الحاجة لمثل هذه المرافق وفقاً لتقدم التكنولوجيا و تزايد احتياجات الشباب الثقافية والرياضية ، حيث أن التصميم يراعي الشكل المعماري والوظيفة المرجو من أجلها .

## ٢-٢ لمحة عامة عن المشروع

تتمثل فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمركز ثقافي شبابي الذي يقع في مدينة دورا في مدينة الخليل والذي يمتاز بشكل معماري جميل جداً. إضافة إلى ذلك أنه يحقق الهدف المراد تصميمه من أجله .

حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من طالبة كلية الهندسة -تخصص هندسة معمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، وذلك كي نقوم بأعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية والذي قام بإعداده الطالبان دعاء سويطي و بيان عادي تحت إشراف الدكتور " غسان الدويك " . تبلغ المساحة الإجمالية للمبنى حوالي ٨٣٠٤ متر مربع، موزعة على كتلة مكونة من مبنى على النحو التالي: -

طابق التسوية مساحته ٢٢٧٣ م٢ ، الطابق الأرضي ومساحته ٣٤٤٦ م٢ ، الطابق الأول ٢٥٨٥ م٢

تتنوع فيه الخدمات الوظيفية بشكل يتناسب مع الحاجة المرجوة من التصميم.

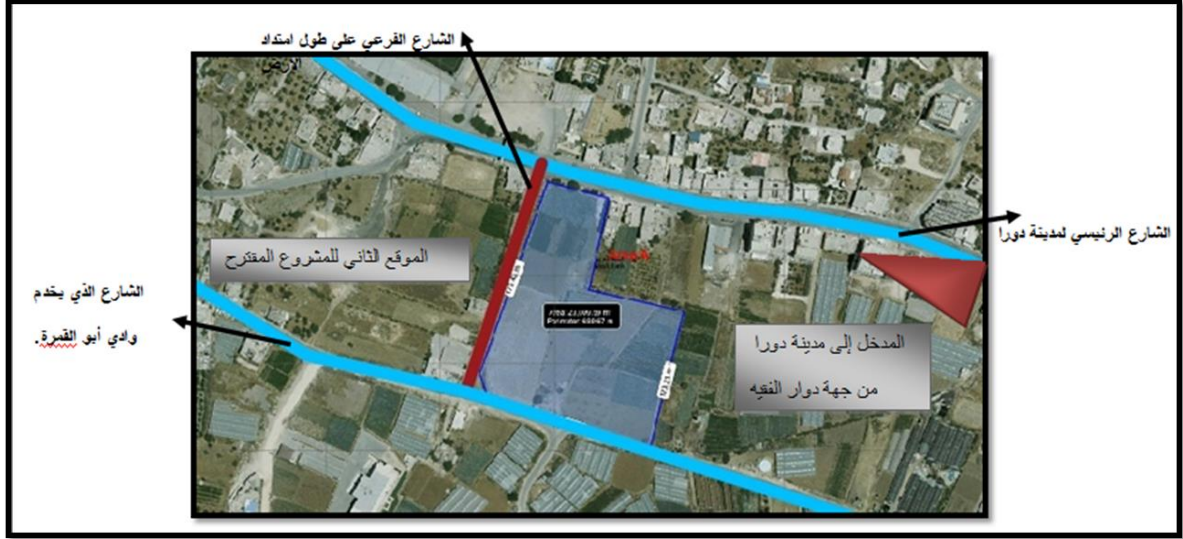
## ٣-٢ موقع المشروع

بدايةً ، حتى تتمكن من تصميم أي مشروع يجب أن يتم ملاحظة الموقع من كافة الجوانب ودراسة الموقع الجغرافي وما يؤثر عليه .

وعليه فإنه يجب الحديث عن موقع البناء المقترح من نواحي عدة ، توضيح مقاسات الأرض وعلاقتها بالمحيط بها من شوارع وخدمات ، بالإضافة إلى المباني المحيطة واتجاه الرياح ومسار الشمس .

يقع المشروع على أرض تقع في مدينة دورا الواقعة جنوب غرب مدينة الخليل و تبعد حوالي ١١ كم عن مركز محافظة الخليل كما هو موضح في الشكل (١-٢)، ترتفع حوالي ٨٩٨ متر عن سطح البحر في منطقة وادي أبو القمره إلى الجنوب من منتزه دورا على الشارع الرئيسي لمدينة دورا مقابل إستاد دورا بمساحة (٢٣٠٠٠) متر مربع.

تعتبر هذه المنطقة ملائمة للبناء باحتوائها على كافة المرافق ووصول الخدمات إليها من طرق ، كهرباء ، اتصالات وغيرها .



الشكل (٢-١): الموقع العام لقطعة الأرض.

### ١-٣-٢ أهمية الموقع: -

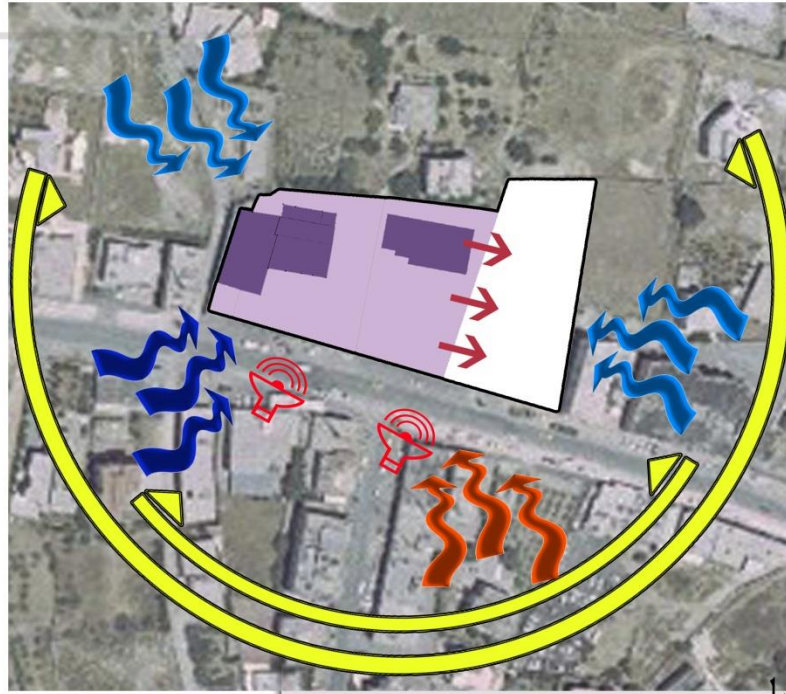
تقع قطعة الأرض المخصصة للمشروع إلى الشمال الشرقي من مركز المدينة وتعتبر وسطية بالنسبة لمدينة دورا محاطة بثلاثة شوارع، الأول يصل شريان المدينة الرئيسي بشكل مباشر وهو يحد الأرض من الجهة الشمالية الشرقية " الشارع الرئيسي لمدينة دورا"، أما الثاني فهو شارع فرعي رئيسي يمتد على طول امتداد الأرض ليصل بين الشارع الشرياني الرئيسي لمدينة دورا والشارع الرئيسي الثاني الذي يخدم وادي أبو القبرة مما يجعلها تمتاز بموقعها الجغرافي الذي يجعلها تعتبر مركزا اقتصاديا مزدهراً ، لذلك تحتاج المدينة لمنبى يلائم ازدياد حجم الاحتياجات الشبابية

### ٢-٣-٢ حركة الشمس والرياح: -

تقع فلسطين على دائرة عرض ٣٤ درجة وتتميز باعتدال مناخها ، فيحدها من الشرق صحراء الأردن ومن الجنوب صحراء سيناء ومن الغرب السواحل الغربية البحر الأبيض المتوسط فكان لكل هذه العوامل التأثير على المناخ فيها.

تعتبر مدينة الخليل من المناطق المرتفعة التي تتراكم عليها الثلوج وتنخفض درجة الحرارة شتاءً فهي تتعرض للرياح الشمالية الغربية الباردة والجافة ، أيضا تتمتع بتيارات هوائية دافئة صيفاً ، كما يحدث تصادم ما بين الرياح القادمة من الشرق مع تلك التي تأتي من الغرب ، فتصبح أكثر انسجاماً وتضفي مناخاً معتدلاً.

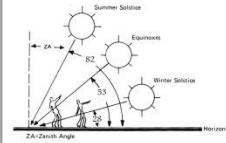
كل تصميم معماري يكون محكوماً بتأثير الشمس على المبنى واتجاهها واتجاه الرياح ، فالشمس تمتلك طاقة هائلة للتدفئة في أيام البرد ، الأمر الذي يخفف استخدام الطاقات الأخرى في التدفئة بل يقلل منها ، وعليه فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح في تصميم المبنى والشروط التي تتعلق بالتهوية والاضاءة الطبيعية .



أنواع الرياح

- الرياح الخماسينية المحملة بالغبار
- الرياح الغربية محملة المطار
- رياح الغربية الشمالية (الموسمية)
- رياح شرقية بارده

التوسع المستقبلي



موقع مدينتي الخليل

الشكل (٢-٢): حركة الشمس والرياح.

### ٣-٣-٢ الرطوبة: -

يمتاز مناخ مدينة الخليل بأنه معتدل فهو حار صيفاً وماطر شتاءً حيث تتفاوت كمية الأمطار سنوياً ما بين (٤٠٠-٦٠٠) ملم .

### ٤-٣-٢ العناصر المعمارية: -

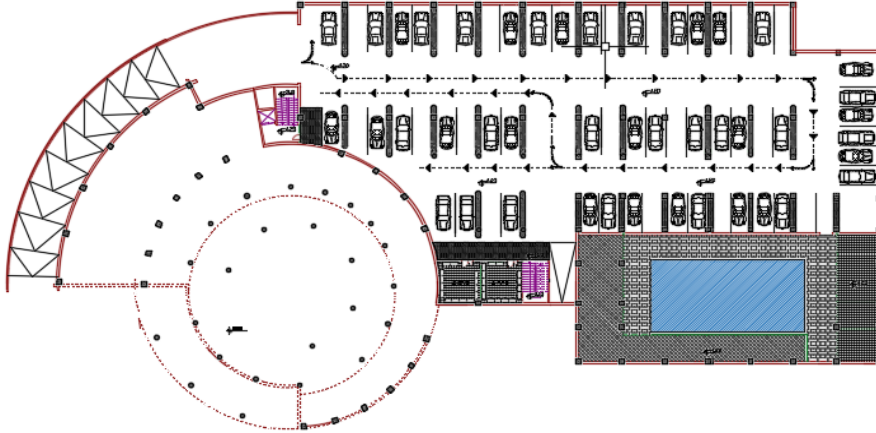
تتباين العناصر المعمارية المستخدمة في مدينة الخليل نظراً لاختلاف طبيعة التضاريس ، أيضاً نشاط المدينة الاقتصادي صناعياً وتجارياً الذي أدى إلى التنوع المعماري .

### ٤-٢ وصف طوابق المشروع

يتميز المبنى انه ذو أشكال منتظمة وأشكال هندسية مستقيمة وملائمة للوظيفة المرجوة منها ، أما معمارياً فالتصميم يجعل هناك تنوع في العناصر الانشائية .

٢-٤-١-١ طابق التسوية :-

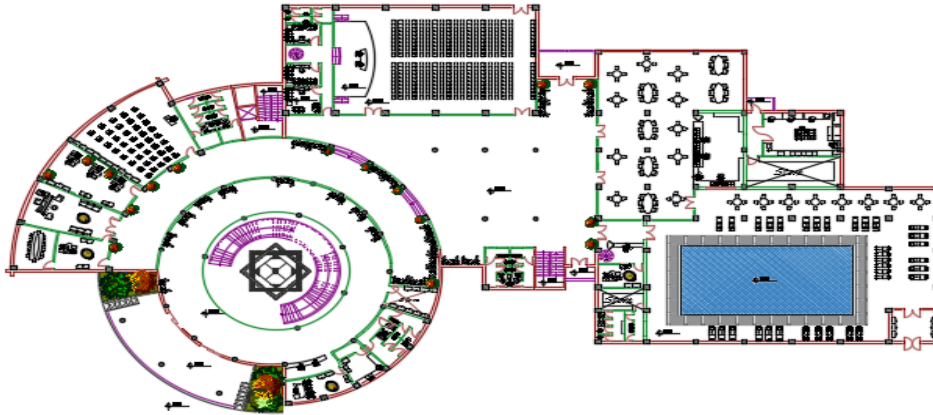
الذي تبلغ مساحته ٢٢٧٣ م<sup>٢</sup> ويستعمل كموقف للسيارات ، ويحتوي على مصعد وأدراج يتم الانتقال بها إلى داخل المبنى .



الشكل (٢-٣): المسقط الأفقي لطابق التسوية.

٢-٤-٢-١ طابق الأرضي :-

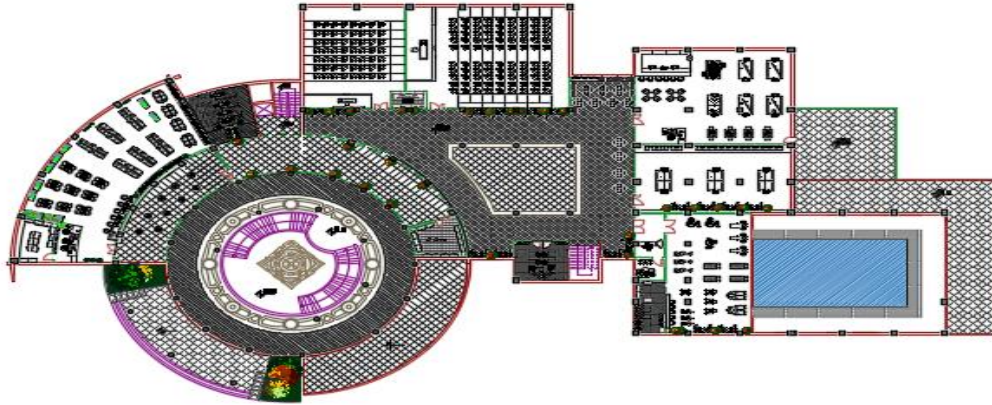
والذي يرتفع جزء منه عن منسوب سطح الأرض بمنسوب (٠,٦) والجزء الآخر مع منسوب سطح الأرض (٠,٠) البالغة مساحته ٣٤٤٦ م<sup>٢</sup> ، كما ويشكل هذا الطابق المدخل الرئيسي للمبنى و يوجد بداخله مكاتب خدماتية ، قاعة ندوات ، حوض سباحة ، حدائق صحية وغرف أخرى بالإضافة إلى المصعد والأدراج .



الشكل (٢-٤): مسقط الطابق الأرضي.

٢-٤-٣ الطابق الأول: -

يبلغ ارتفاعه ٤,٢٠ م ومساحته ٢٥٨٥ م<sup>٢</sup>.  
 هذا الطابق يشبه في تصميمه الطابق الأرضي والذي يحتوي على مكاتب خدمتية، قاعات تدريسية، نادي رياضة و  
 وحدات صحية.  
 أيضا يحتوي على المصعد والأدراج.



الشكل (٢-٥): مسقط الطابق الأول.

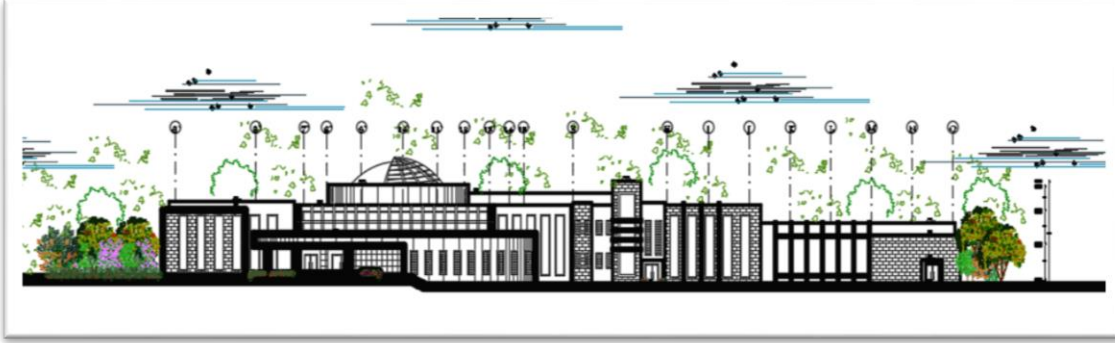
٢-٥ وصف واجهات المشروع

إنَّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً ، حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع  
 طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها،  
 توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

واجهات المبنى :

١-٥-٢ الواجهة الشمالية :

بدايةً يظهر في هذه الواجهة التراجعات واختلاف المناسيب ، بالإضافة إلى مجموعة من العناصر تظهر فيها بشكل متناسق ومتناسق لتبرز الجمال المعماري .



الشكل (٢-٦): الواجهة الشمالية.

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية :

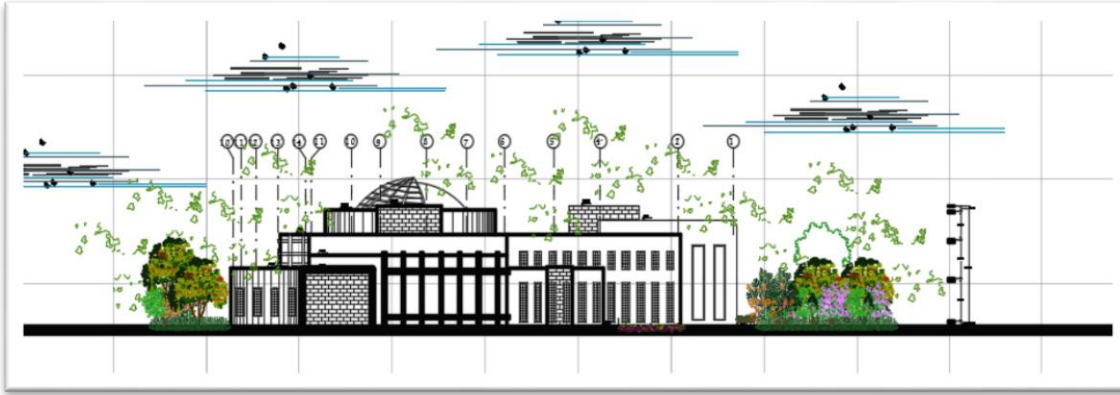
حيث يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى وجمالية توزيع الكتل المعمارية بالإضافة إلى أنها تعد الواجهة الرئيسية في المبنى ويظهر هنا الجمال المعماري و التنسيق في ترتيب الواجهات ، بالإضافة لوجود مداخل.



الشكل (٢-٧): الواجهة الجنوبية .

٢-٥-٣ الواجهة الشرقية :

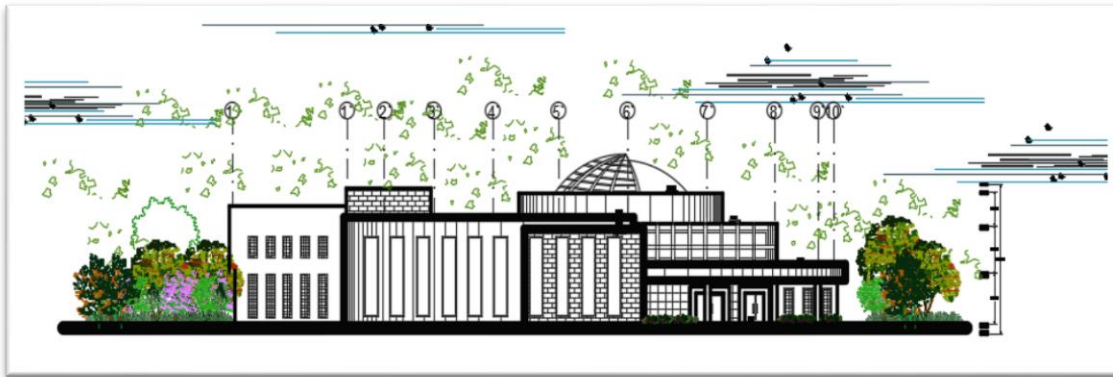
وهي الواجهة التي يظهر فيها المدخل الرئيسي للكراج ، إضافة إلى الجمال المعماري ومستوى الأرض المختلف بشكل أوضح .ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والتي أضفت بدورها طابعاً جمالياً وحبوباً للواجهة .



الشكل (٢-٨): الواجهة الشرقية.

٢-٥-٤ الواجهة الغربية :

تبرز هذه الواجهه التداخل و التغير في نوع المواد المستخدمة كما يظهر التنوع بين استخدام الحجارة و الزجاج.



الشكل (٢-٩): الواجهة الغربية .

٦-٢ وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالاً عدة، سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل أو الحركة داخل المبنى نفسها، فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق بين المنسوب الخارجي والداخلي، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة خطية وحركة رأسية، الحركة الخطية تكون في الممرات داخل الطوابق، على عكس الحركة الرأسية التي تكون بين الطوابق من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها

٦-٢-١ مقاطع المبنى:



الشكل (١٠-٢): Section A-A .



الشكل (١١-٢): Section B-B .

٧-٢ وصف المداخل

يحتوي المشروع على مدخل رئيسي ومدخل خاص بالسيارات، هما: -

١. المدخل في المبنى جنوبي باتجاه غربي.
٢. مدخل السيارات شمالي باتجاه غربي .

## الفصل الثالث الوصف الإنشائي

٣

- ١-٣ مقدمة .
- ٢-٣ الهدف من التصميم الإنشائي .
- ٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .
- ٤-٣ الأحمال.
- ٥-٣ الاختبارات العملية .
- ٦-٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
- 7-3 فواصل التمدد
- ٨\_٣ النظام الميكانيكي.
- ٩-٣ برامج الحاسوب.

**٣-١ مقدمة :-**

يتبع مرحلة الوصف المعماري الجانب الانشائي الذي يلبي كافة متطلبات المبنى من ناحية الأمان ومراعاة الجانب الاقتصادي .  
إن التصميم الانشائي لأي مبنى يتمثل باختيار العناصر الانشائية المناسبة والمراد انشاؤها ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث نحافظ على التصميم المعماري و على أمان المبنى .

**٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي**

الغاية من التصميم الانشائي لأي مبنى تتمثل في الحفاظ على المبنى آمناً ومقاوماً للتغيرات الطبيعية التي تحدث ، أيضاً مراعاة التكلفة الاقتصادية وتقليصها ، إضافة إلى ذلك الوصول إلى مبنى يضمن كفاءة الاستخدام والابتعاد عن أي خلل في المنشأ وهذا يتم بالحفاظ على التصميم المعماري أولاً .

**٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-**

مراحل التصميم الانشائي تتلخص بمرحلتين :

**١ . المرحلة الاولى :-**

وتتمثل في الرؤية الأولية للمشروع ودراسة طبيعته من حيث حجمه وتحديد ما سوف يتم استخدامه من مواد في المشروع ، أيضاً عمل التحاليل الانشائية اللازمة لهذا النظام .

**٢ . المرحلة الثانية:**

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

**٣-٤ الأحمال:-**

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

**٣-٤-١ الأحمال الميتة :-**

أحمال الوزن الذاتي للعناصر التي يتكون منها المنشأة ، وهي الأحمال الثابتة من حيث المقدار والاتجاه . الجدول (٣-١) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m <sup>3</sup> )
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	11
5	البلاط	23

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

أحمال القواطع (Partition)  $2,3 = \text{kN/m}^2$

### ٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، أو استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، شاملة لـ أوزان الأشخاص مستعملي المنشأ، الأحمال الديناميكية والأحمال الساكنة التي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر .

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m <sup>2</sup> )
1	المؤسسات الخدمائية	3
2	الأدراج والبسطات	3
3	أماكن التخزين	5
4	مواقف السيارات	5
5	القاعات والمداخل	5
6	الممرات	4
7	المكاتب	2.5

جدول (٣-٢) الأحمال الحية للمبنى.

### ٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

وهي النوع الثالث من الأحمال الذي يجب أخذه بعين الاعتبار فهي ناجمة عن المصادر الطبيعية ، وهي كما يلي :

#### ٣-٤-٣-١ أحمال 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

## ٣-٤-٢-٣ أحمال الثلوج :

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج ، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على ارتفاع المنشأة عن سطح البحر و ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج .

الجدول التالي يوضح أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

أحمال الثلوج (KN /M <sup>2</sup> )	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

## جدول ( ٣ - ٤ ) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (١٠٠٠ م) وتبعاً للبيد الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

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

$$s_L = \frac{1000 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.5(\text{KN}/\text{m}^2)$$

## ٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل:

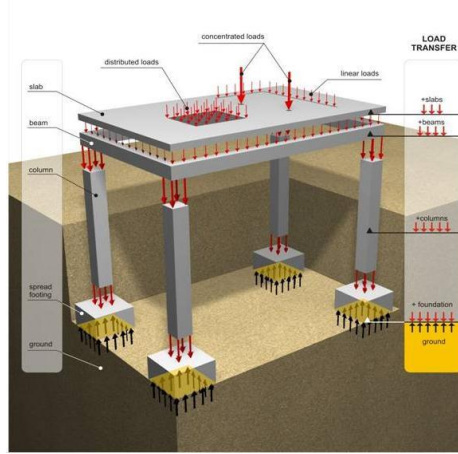
من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسلح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى (UBC) 1997.

## ٣-٥ الاختبارات العملية

وتشمل استكشاف الموقع ، دراسة التربة ، الصخور ، المياه الجوفية ، تحليل المعلومات و ترجمتها للتنبؤ بما تنصرف به التربة عند البناء عليها ، أيضا حساب قوة تحمل التربة .

### ٦-٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون المباني مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، الجسور، الأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيراً إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل (٣-١) : كيفية توزيع الأحمال في العناصر الإنشائية.

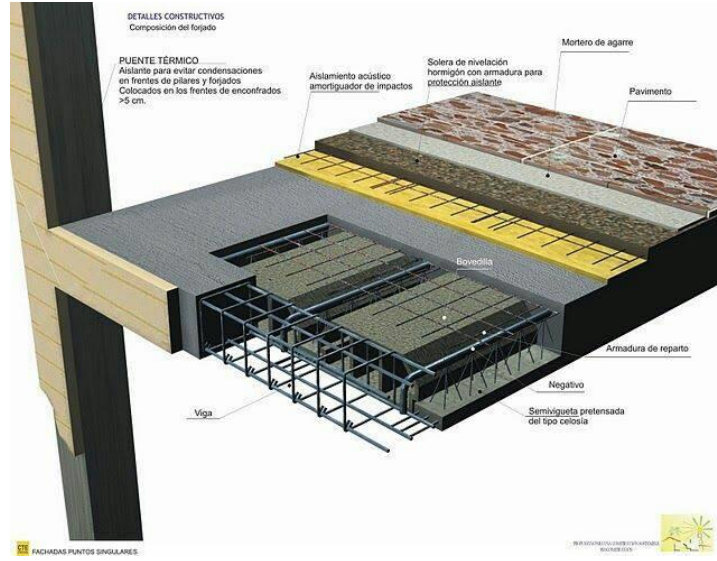
### ١-٦-٣ العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٢. عقدات البلاطات المسطحة (Flat Plate).

### ١-١-٦-٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

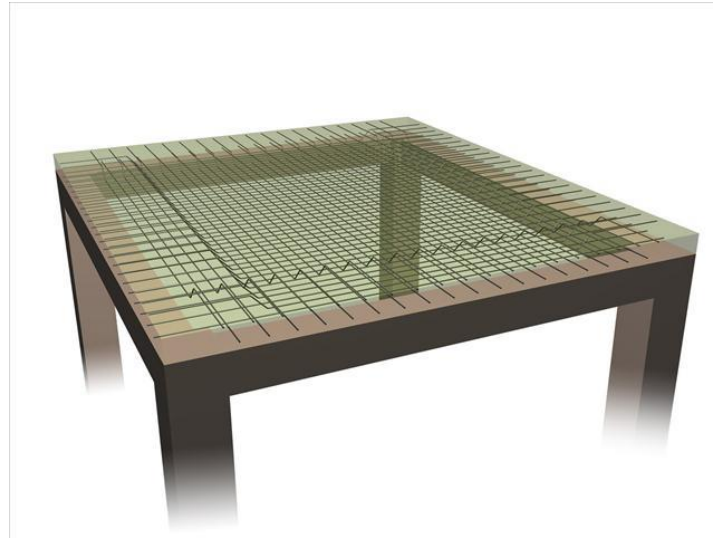
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد.



الشكل (٢-٣) : عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

### ٣-١-٦-٣٣ العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slab):

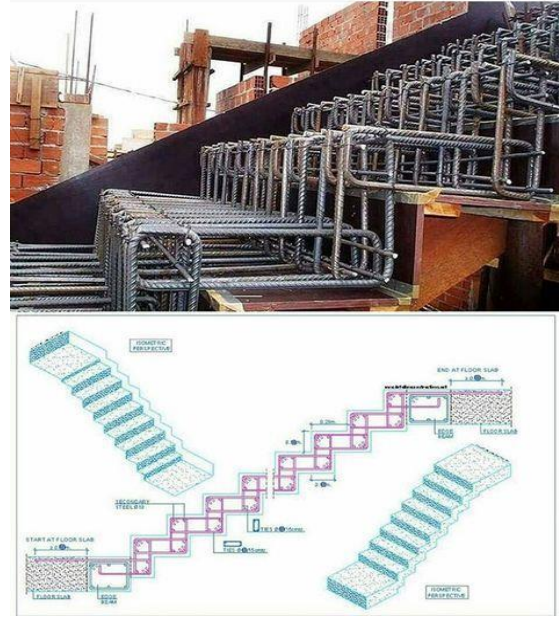
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (٣-٤):-



الشكل (٣ - ٤) العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد .

### ٢-٦-٣ الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد. وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



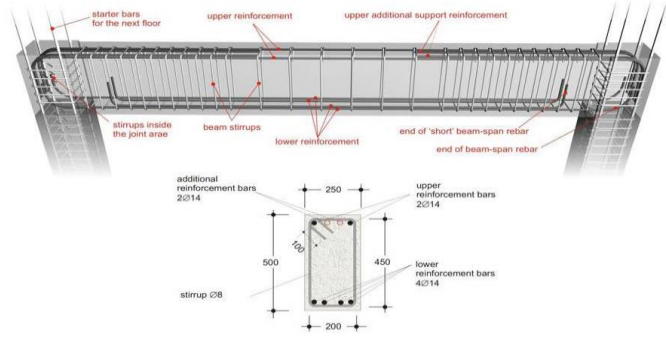
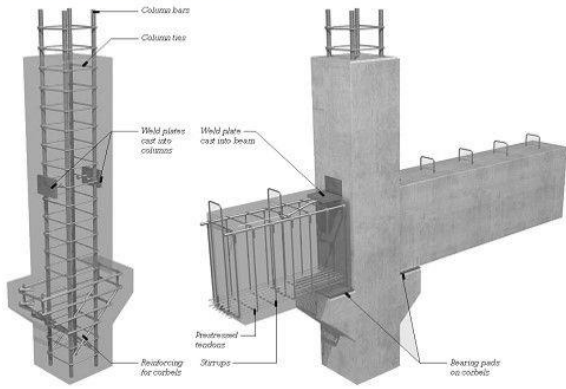
الشكل (٦-٣) : الأدرج.

### ٣-٦-٣ الجسور:-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين:-

١. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
٢. جسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section ، L-section .
٣. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمقاومة الهبوط المفاجئ.

BEAM TO COLUMN CONNECTION

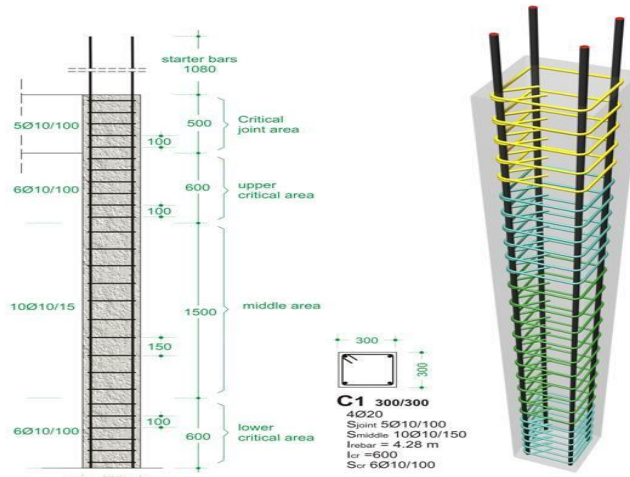


الشكل (٧-٣) : الجسور.

٣-٦-٤ الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي :

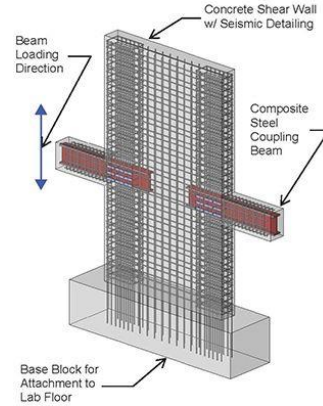
- ١- الأعمدة القصيرة (short column).
- ٢- الأعمدة الطويلة (long column).



الشكل (٨-٣) : الأعمدة.

### ٣-٦-٥ جدران القص:

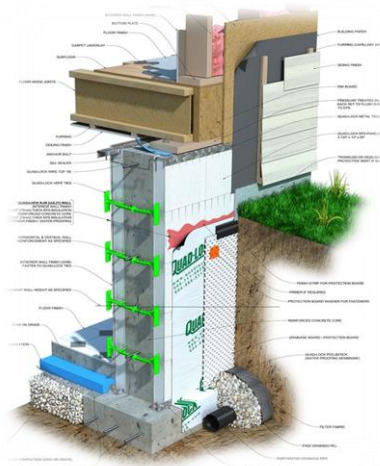
هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى.



الشكل (٣-٩) : جدران القص.

### ٣-٦-٦ جدران التسوية:

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



الشكل (٣-١٠) : جدران التسوية.

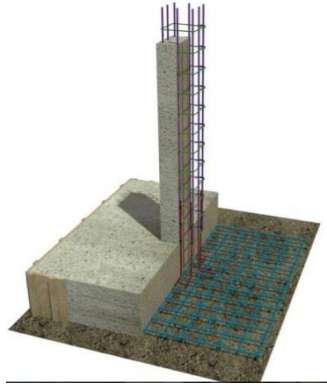
## ٣-٦-٧ الأساسات:

وهي العنصر الانشائي الأول الذي يتم تنفيذه ، لكنه يصمم بعد الانتهاء من كافة العناصر الانشائية ، حيث تنتقل الأحمال إلى التربة على شكل قوة ضغط مروراً بالأعمدة ثم الجدران الحاملة وصولاً إلى الأساسات .

و هي :-

- ١- أساسات منفصلة (Isolated footing)
- ٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
- ٣- أساسات شريطية (Strip footing)
- ٤- Mat footing

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها .



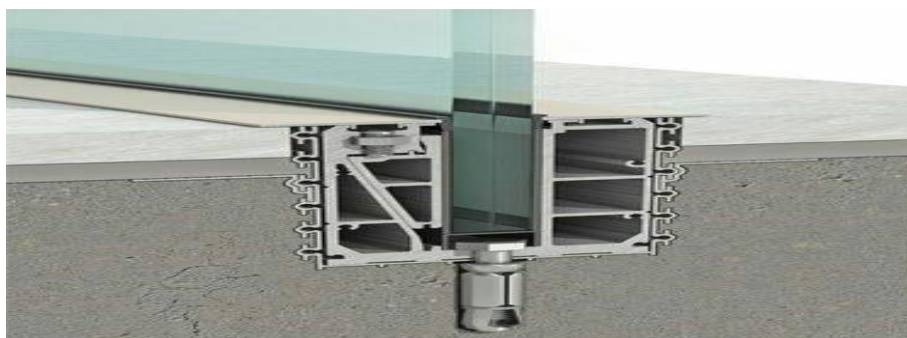
الشكل (٣-١١) : الأساسات.

## ٣-٧ فواصل التمدد

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

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

وتم استخدام فاصل تمدد واحد وذلك لان ابعاد المبنى تجاوزت الحد المسموح به بناء على الكود الأردني



الشكل (٣-١٢) : فاصل تمدد .

### ٨-٣ النظام الميكانيكي للمبنى

تم تزويد المبنى بفتحة تهوية (Duct) داخلية ، لأهداف عديدة منها :

- ١ . التهوية (Ventilation) .
- ٢ . نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المبنى .
- ٣ . التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Sheft).
- ٤ . الصرف الصحي (Drainage) .

### ٩-٣ برامج الحاسوب التي تم استخدامها

- ١ . AutoCAD (2007+2014+2017) for Drawings Structural and Architectural .
- ٢ . Microsoft Office (2010) For Text Edition .
- ٣ . Excel .
- ٤ . Atir 12 .
- ٥ . Etabs, Safe .
- ٦ . Google SketchUP 2015 .

# 4

## Chapter Four

---

### Structural Analysis and Design

**4-1 Introduction.**

**4-2 Factored Load**

**4-3 Slab Thickness Calculation**

**4-4 Load Calculation For Topping**

**4-5 Design Of Topping**

**4-6 Design Of One Way Ribbed Slab.**

**4-7 Design Of Beam**

**4-8 Design Of Column**

**4-9 Design Of Stairs**

**4-10 Design Of Isolated Footing**

**4-12 Design Of Basement Wall**

**4-1 INTRODUCTION:**

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Reinforced concrete behavior is still under studying, building codes and specifications that give design procedures change from time to time to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight about 1350 to 1850 kg/m<sup>3</sup>.
- Normal weight concrete with unit weight about 1800 to 2400 kg/m<sup>3</sup>.
- Heavyweight concrete with unit weight about 3200 to 5600 kg/m<sup>3</sup>.

**4-1-1 Design method and requirements:**

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI\_code (318\_14).

**4-1-2 Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following, Strength provided  $\geq$  strength required to carry factored loads.

**NOTE:**

For rectangular (  $f_c' = 30 * 0.8 = 24MPa$  )

## **4-2 FACTORED LOADS:**

Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shear.

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad (\text{ACI-code-318-14}(\text{Table 5.3.1Eq (5.3.1b)})$$

**NOTE:**

Use concrete B300

$$f_c' = 24 \text{ Mpa.}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$f_{yt} = 420 \text{ Mpa}$  , will be used at design and calculations.

**4-3 SLABS THICKNESS CALCULATION:**

According to ACI-Code-318-14(Table 9.3.1.1)

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

**Table (4.1):** Check of minimum thickness of structural members

The minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

**For rib:**

$h_{min}$  for one-end continuous =  $L/18.5$       longest one-end cont. is 6.1 m.

$h_{min} = 6.1/18.5 = 32.9\text{cm}$ .

$h_{min}$  two-end continuous =  $L/21$       longest two-end cont. is 5.46m.

$h_{min} = 5.46 / 21 = 26.00 \text{ cm}$ .

.Select Slab thickness  $h = 32\text{cm}$  with block 24 cm & Topping 8cm.

**For beam:**

$H_{min} = L/18.5 = 8.33/18.5 = 45 \text{ cm}$ ..... “One end continuous”

$H_{min} = L/21 = 8.33/21 = 39.6\text{cm}$  .....“Both ends continuous”

Select  $H = 32 \text{ cm}$  with no-drops beams (hidden beam).

**4-4 LOAD CALCULATION FOR TOPPING:**

- ✓ **Statically system for topping:**

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs

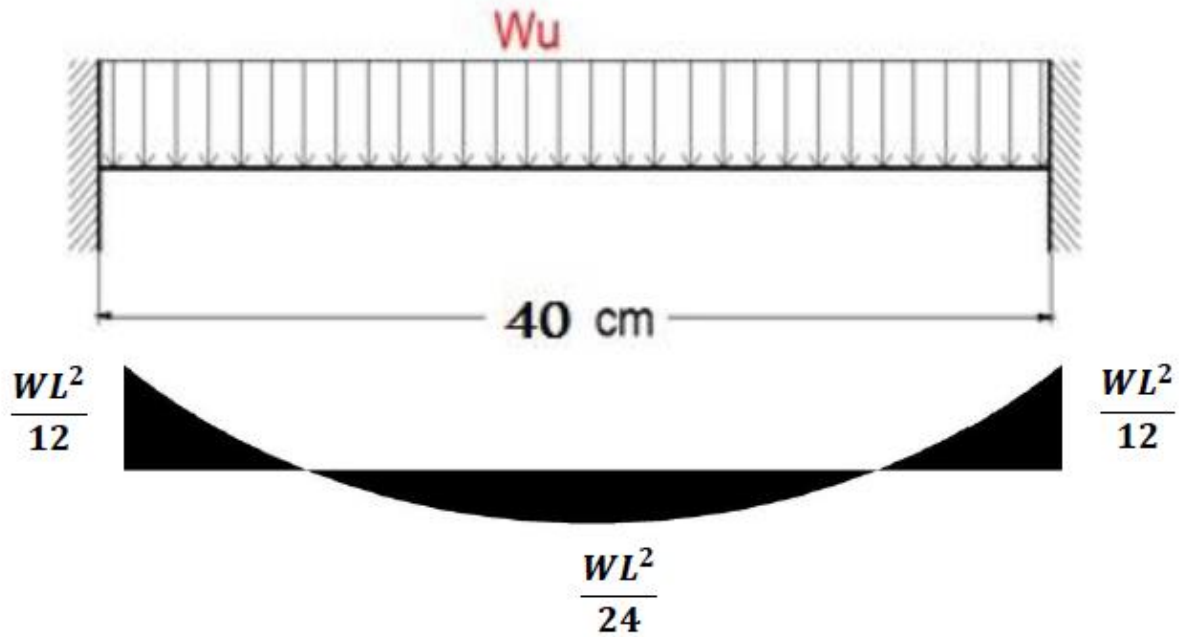


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4.2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Calculation
1	<b>Tiles</b>	0.03*22= 0.66 KN/m/rib
2	<b>Mortar</b>	0.02*22= 0.44 KN/m/rib
3	<b>Coarse Sand</b>	0.07*18= 1.26 KN/m/rib
4	<b>Topping</b>	0.08*25= 2 KN/m/rib
5	<b>Partitions</b>	1*1.98= 1.98KN/m/rib

Nominal total dead load =6.34KN/m<sup>2</sup>.

Nominal total live load = 4 KN/m<sup>2</sup>.

## 4-5 DESIGN OF TOPPING:

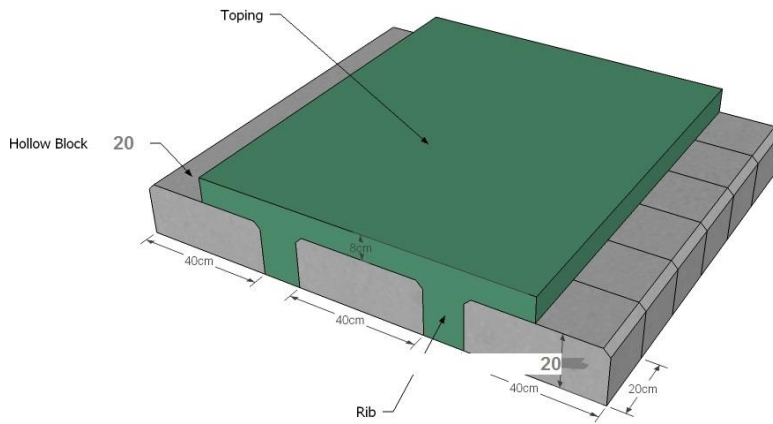


Fig. (4.2): Topping of one way rib slab.

$$Q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

$$Q_u = 14.008 \text{ KN/m. (Total factored load)}$$

$$M_u = \frac{W_u \cdot l^2}{12} = 0.186 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0.55 \cdot 0.42 \cdot \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot \frac{80^2}{6} \cdot 10^{-6} = 1.2071 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.2071 \text{ KN.m} > M_u = 0.186 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$$\rho = 0.0018$$

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

∴ Use  $\varnothing 8 @ 20 \text{ cm}$  in both directions.

Check of shear strength:

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.8 \text{ KN.m}$$

$$\varnothing * V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

$$49 > 2.8$$

∴ No shear reinforcement is required.

#### 4-6 DESIGN OF RIB 1 ( 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:

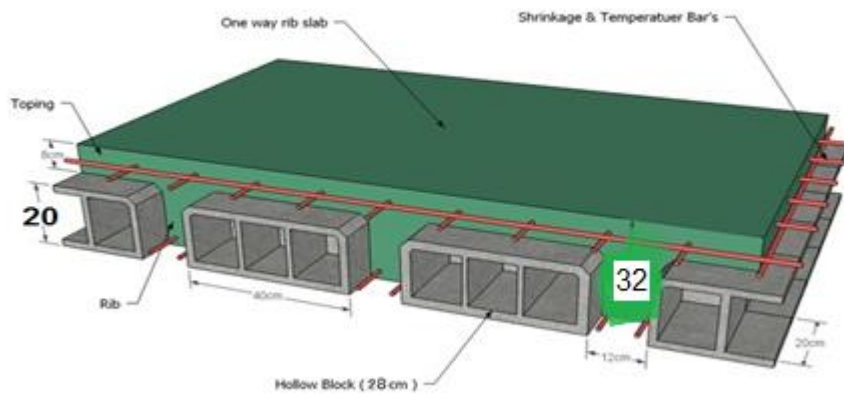


Fig. (4.3): One way rib slab.

4-6-1 PLAN OF RIB FR1:

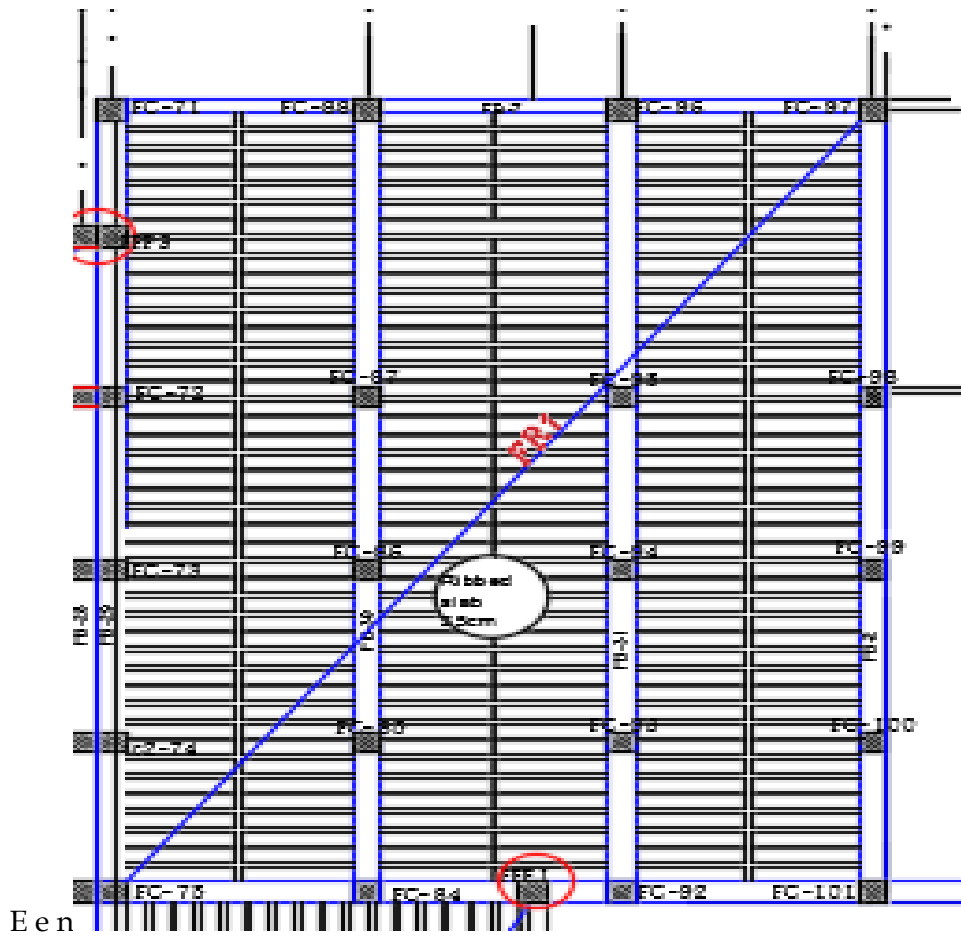


Fig. (4.4): Rib 1 In First floor.

## 4-6-2LOADS OF RIB:

Table (4.3) Dead load calculation for rib

N o.	Material	Quality Density KN/m <sup>3</sup>	Calculation
1	Topping	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	Rib	25	0.24×0.12×25 = 0.72
3	Sand	18	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	Mortar	22	0.52×0.02×22 =0.2288
5	Tile	22	0.52×0.03×22 =0.3432
6	Plaster	23	0.52×0.02×23 =0.2392
7	Block	10	0.4×0.24×10 = 0.96
8	Partitions	γ, ε	1.98*0.52=1.03
			∑ 5.185 KN/m/rib

$$LL = 4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m}$$

$$Qu = 1.2 \times D = 6.22 \text{ KN/m}$$

$$+ 1.6 \times L = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$Qu = 9.55 \text{ KN/m}$$

❖ Effective Flange Width ( $b_E$ ):- ACI-318-11 (8.10.2)

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

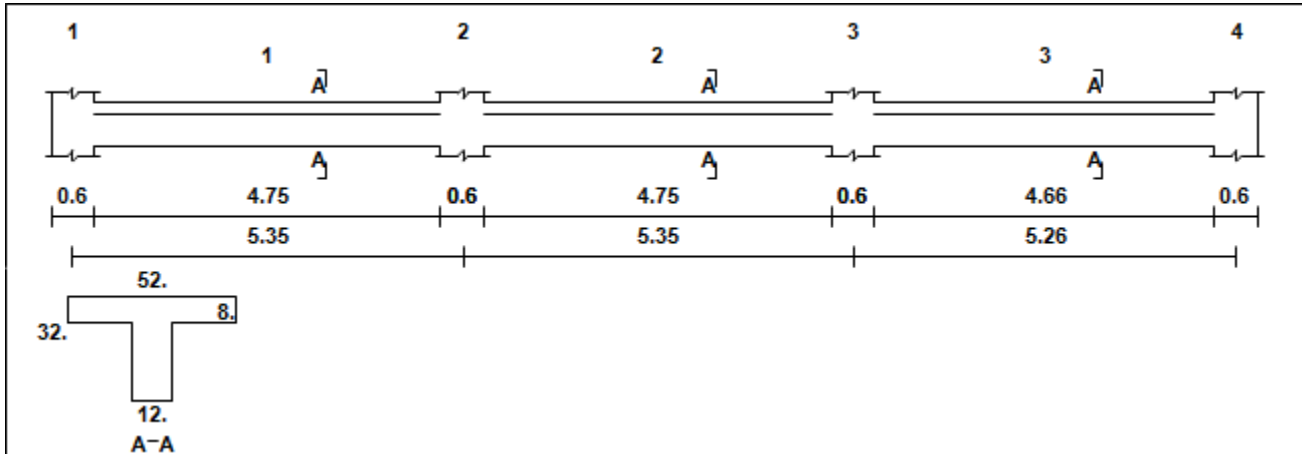
$$b_E = L (\text{smallest span}) / 4 = 530 / 4 = 132.5 \text{ cm}$$

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

$b_E = b_e \leq$  center to center spacing between adjacent beams = 52 cm.

*Control*

$b_E$  For T-section = 52cm.



load group no. 1  
Dead load - Service

Units:kN,meter

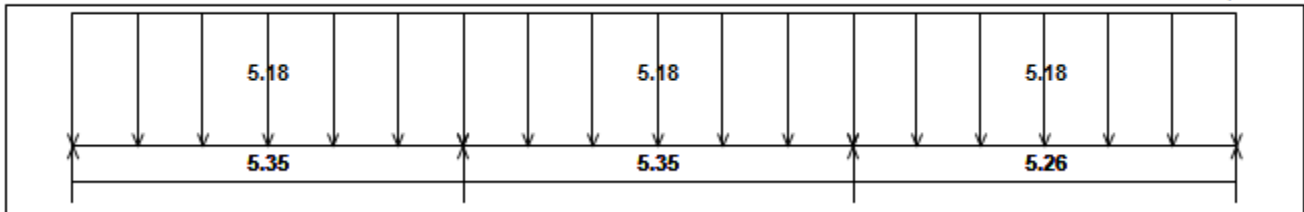


Fig 4.5: Dead load on the rib.

Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00

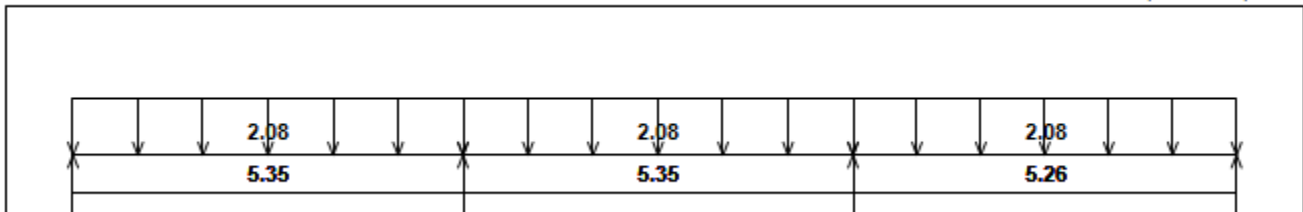


Fig 4.6 : Live load on the rib

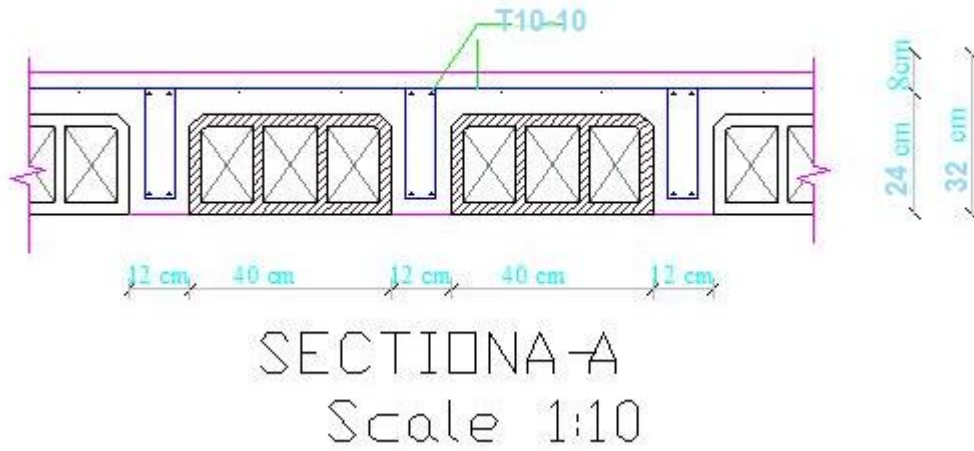


Fig 4.7: Geometry of rib and its dimension.

Reactions				
Factored				
DeadR	13.29	36.74	36.21	13.06
LiveR	8.	21.36	21.16	7.9
MaxR	21.29	58.1	57.37	20.96
MinR	12.41	44.81	44.24	12.15
Service				
DeadR	11.08	30.61	30.17	10.88
LiveR	5.	13.35	13.22	4.94
MaxR	16.08	43.96	43.4	15.82
MinR	10.52	35.66	35.2	10.31

Fig 4.8 : Reactions of rib (live and dead).

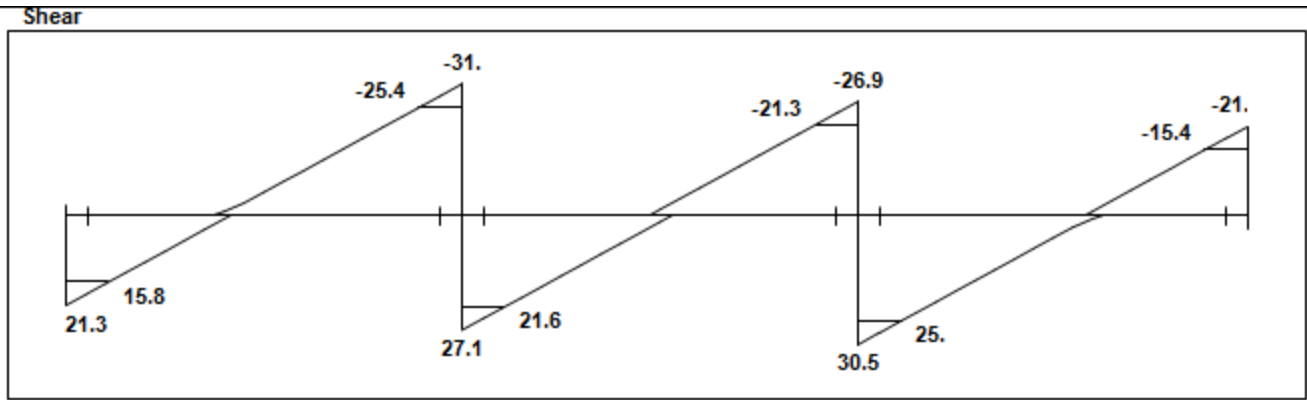


Fig 4.9 : Shear diagram of rib

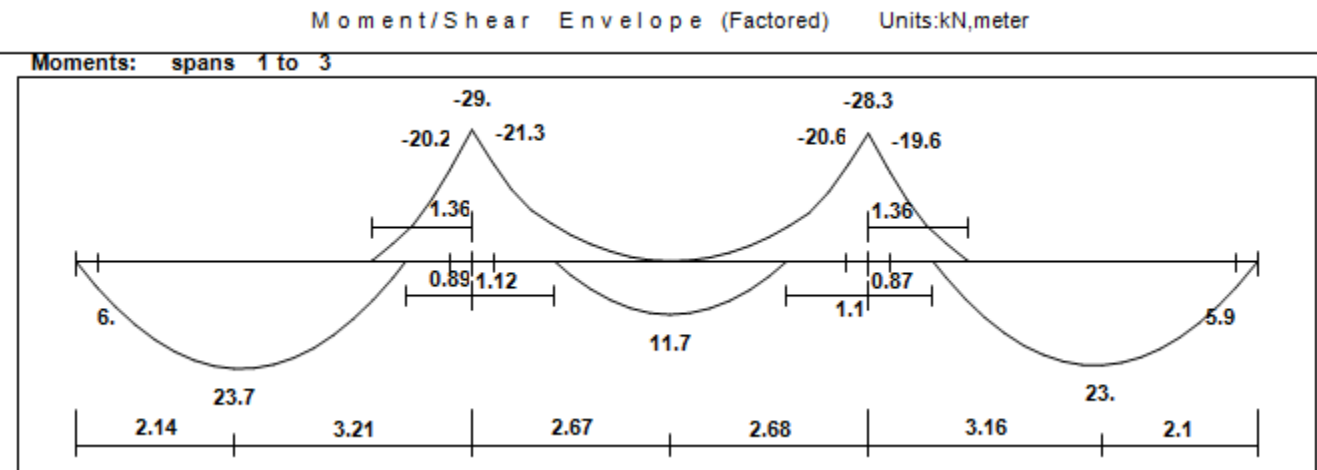


Fig 4.9 : Moment diagram of rib

### 4-6-3 DESIGN OF FLEXURE FOR RIB (1):

#### 4-6-3-1 DESIGN OF POSITIVE MOMENTS:

#### Design of Positive Moment for (Span1) :- (Mu=23.7 KN.m)

Assume bar diameter  $\phi$  12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{23.7 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.627 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.627}{420}} \right) = 0.001516$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.001516 \times 520 \times 284 = 223.96 \text{ mm}^2$$

**Check for As min:-**

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(284) = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(284) = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s_{req}} = 223.96 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Use } 2 \text{ } \phi 12, A_s, \text{ provided} = 226.19 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ required}} = 223.96 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$$

$$S = \frac{120 - 20 - 20 - 20 - (2 \times 12)}{1} = 36 \text{ mm} > d_b = 12 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.19 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.955 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{284 - 10.53}{10.53} \right) = 0.077 > 0.005 \quad \text{ok}$$

Design of Positive Moment for (Span2) :- ( $M_u = 11.7 \text{ KN.m}$ )

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{11.7 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.309 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.309}{420}} \right) = 0.000741$$

$$A_{s, \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.000741 \times 520 \times 284 = 109.48 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s$  min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 109.48 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

**Use 2  $\phi 10$ ,  $A_s$ , provided = 157.07 mm<sup>2</sup> >  $A_{s, \text{required}}$  = 109.48 mm<sup>2</sup> ... Ok**

$$S = \frac{120 - 20 - 20 - 20(2 \times 10)}{1} = 40 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.07 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.218 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.218}{0.85} = 7.316 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{284 - 7.316}{7.316} \right) = 0.1134 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

### Design of Positive Moment for (Span3) :- ( $M_u=23\text{KN.m}$ )

Assume bar diameter  $\phi$  12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{23 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.825 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.825}{420}} \right) = 0.002005$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002005 \times 520 \times 284 = 296.2 \text{ mm}^2$$

**Check for  $A_s$  min:-**

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(284) = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(284) = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s, \text{req}} = 296.2 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 113.6 \text{ mm}^2$$

**Use 2  $\phi$ 14,  $A_s$ , provided = 307.8 mm<sup>2</sup> >  $A_{s, \text{required}} = 296.2 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

$$S = \frac{120 - 20 - 20 - 20 - (2 \times 14)}{1} = 32 \text{ mm} > d_b = 14 > 25 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.8 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.17 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.17}{0.85} = 14.31 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{284 - 12.17}{12.17} \right) = 0.067 > 0.005 \quad \mathbf{OK}$$

#### 4-6-3-2 DESIGN OF NEGATIVE MOMENTS:

##### Design of Negative Moment for (Support1):- (Mu=-21.3KN.m)

Assume bar diameter  $\phi$  12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{21.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 284^2} = 3.307 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.36}{420}} \right) = 0.0086$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0086 \times 120 \times 284 = 293.088 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s$  min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 293.088 > A_{s \text{ min}} = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2  $\phi 14$ ,  $A_{s \text{ provided}} = 307.8 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ required}} = 293.088 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

$$S = \frac{120 - 20 - 20 - 10 - 10 - (2 \times 14)}{1} = 32 \text{ mm} > 25 \text{ mm} > d_b = 14 \quad \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.79 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.79}{0.85} = 62.10 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{284 - 62.10}{62.10} \right) = 0.0107 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

### Design of Negative Moment for (Support2) :- ( $M_u = -20.6 \text{ kN.m}$ )

Assume bar diameter  $\phi 12$  for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15.7 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 284^2} = 3.20 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.20}{420}} \right) = 0.00833$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00833 \times 120 \times 284 = 283.88 \text{ mm}^2$$

**Check for  $A_s$  min:-**

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(284) = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(284) = 113.6 \text{ mm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s, \text{req}} = 283.88 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} = 113.6 \text{ mm}^2$$

**Use 2  $\phi 14$ ,  $A_{s, \text{provided}} = 307.88 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 283.88 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

$$S = \frac{120-20-20-10-10-(2 \times 14)}{1} = 32 \text{ mm} > 25 \text{ mm} > d_b = 14 \quad \text{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.8 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.11 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{284 - 62.11}{62.11} \right) = 0.0107 > 0.005 \quad \text{OK}$$

#### 4-6-4 DESIGN OF SHEAR FOR RIB:

**$V_u$  at distance  $d$  from support (  $V_u$  max = 25.4 KN (for Span1))**

Shear strength  $V_c$ , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 284 \times 10^{-3} = 30.599 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 30.599 = 22.94 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 22.94 = 11.47 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left( \frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 1000 * 284 * 10^{-3} = 72.16 \text{ KN Controls}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{\sqrt{24}}{16} \right) * 1000 * 284 * 10^{-3} = 65.21 \text{KN}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi (V_c + V_{smin})$$

**127.86 < 141 ≤ 197.46..... satisfied**

**Case 1... is not suitable**

**Case 2 ... is not suitable**

**Case 3... satisfied**

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = 4.64 \text{KN}$$

Use 2 leg  $\Phi$  8 for  $b = 12 \text{ cm}$

$$A_{v min} = 100.53 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{v min}}{s} = \frac{v_{s min}}{d f_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v min}}{v_{s min}} d f_{yt}$$

**S=692.18mm**

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

**Use 2 leg  $\Phi$  10 @ 15 mm**

4-7 DESIGN OF BEAM 30 AT FIRST FLOOR SLAB:

Material:-

Concrete B300  $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

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

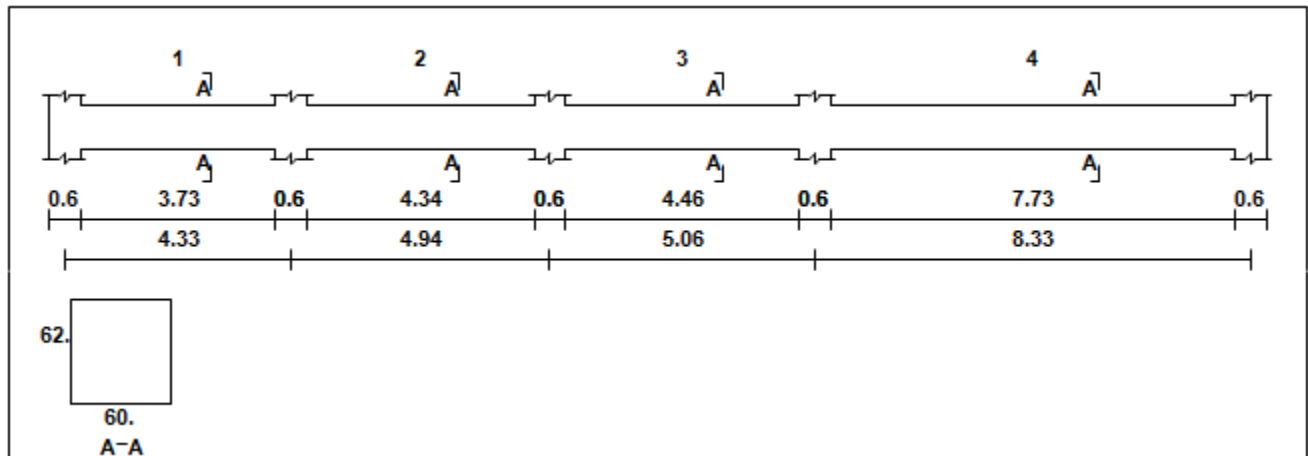
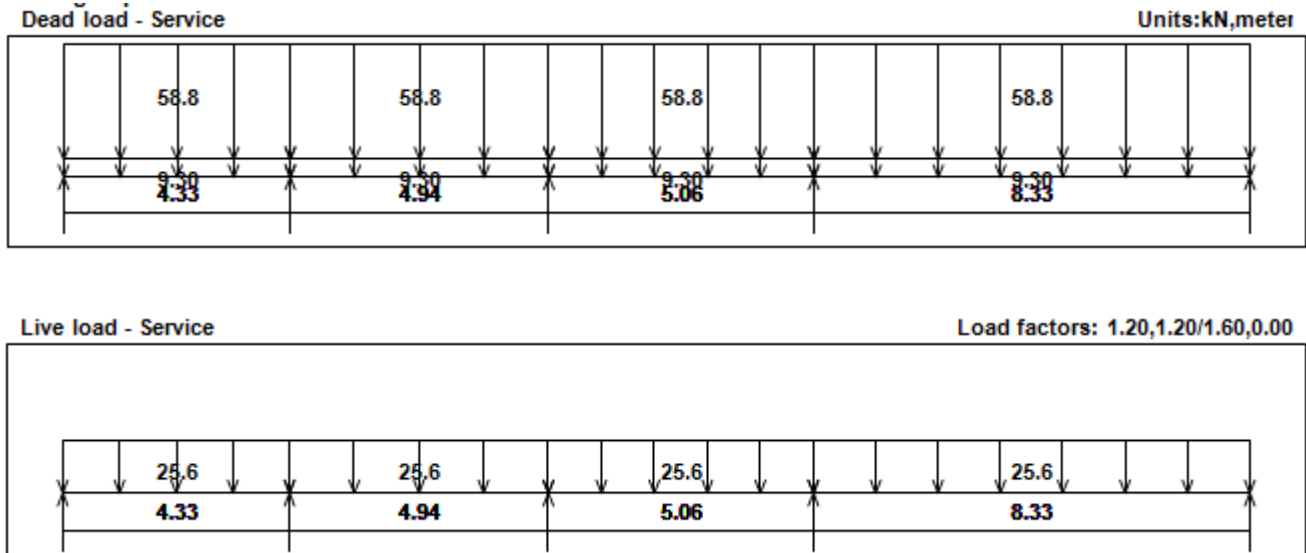


Fig. (4.11): Beam geometry.

**Loading of beam:-**

Load of this beam come from reaction of Rib1 following:



**Fig. (4.12):** Loads on the beam.

»Self-weight of beam =  $(0.62 \times 0.6) \times 25 = 9.3 \text{ KN/m}$

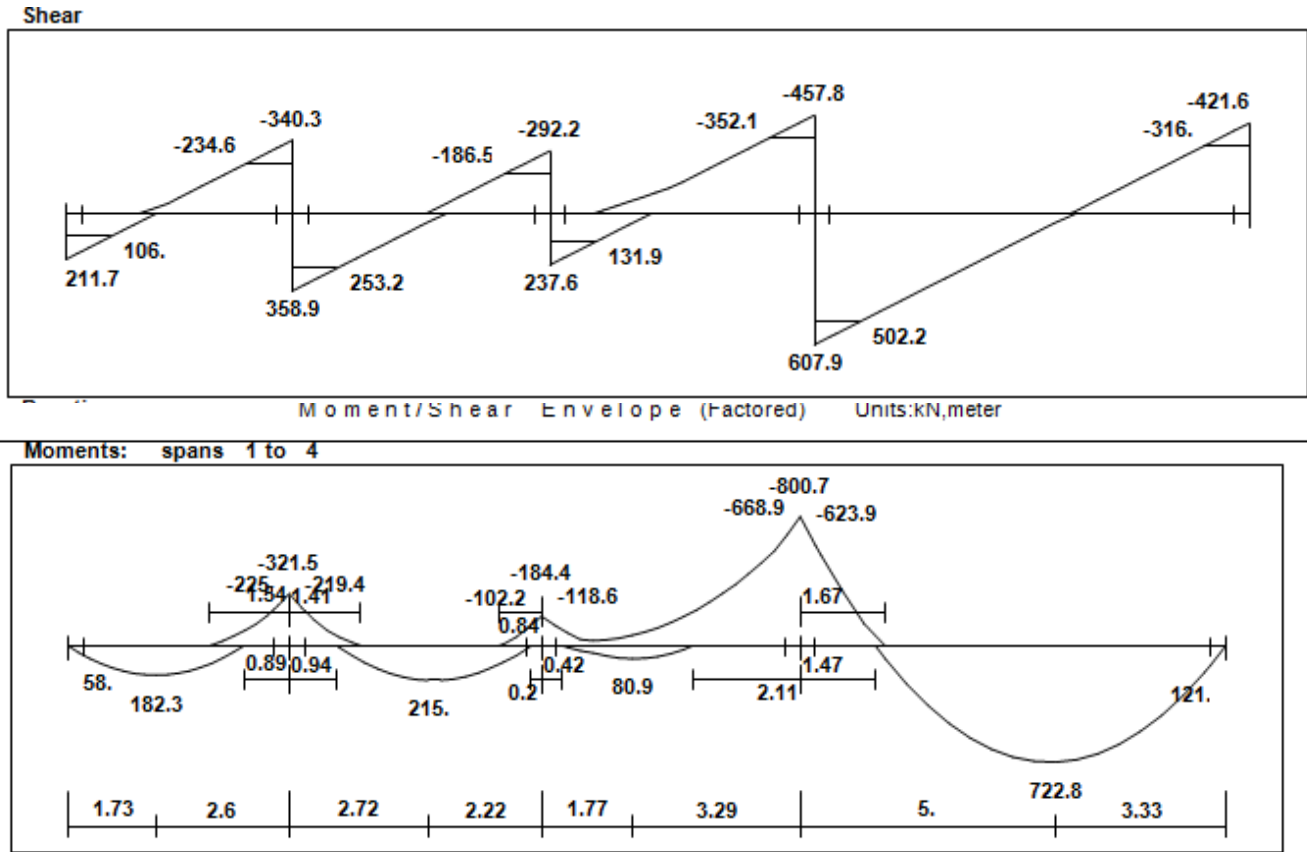


Figure (4.13): Moment& Shear Diagram of beam

**Load calculation:-**

**Dead Load Calculations for Beam (B30):-**

The distributed Dead and Live loads acting upon B30 can be defined from the support reactions of the R1.

**From Rib1**

The maximum support reaction from Dead Loads for R1 upon B30 is 30.61Kn.

$$DL = 30.61 / 0.52 = 58.8 \text{ KN/m}$$

**Live Load calculations for Beam (B 30):-****From Rib1**

$$LL = 13.35 / 0.52 = 25.7 \text{ KN/m.}$$

**4-7-1 DESIGN OF FLEXURE FOR BEAM:****4-7-1-1 DESIGN OF POSITIVE MOMENTS:****Flexural Design of Positive Moment for (Span1) :- (Mu=182.3KN.m)**

Determine of Mn, max

$$d = 620 - 40 - 10 - 20 \times 2 = 560 \text{ mm}$$

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \cdot 560 = 240 \text{ mm}$$

$$a = \beta \cdot x = 240 \cdot 0.85 = 204 \text{ mm}$$

$$Mn_{\max} = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \cdot 24 \cdot 204 \cdot 600 \cdot (560 - 204/2) \cdot 10^{-6} = 1143.6 \text{ KN.m}$$

$$\phi Mn_{\max} = 0.85 \cdot 1143.6 = 972.06 \text{ KN.m} > 182.3 \text{ KN.m.}$$

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{182.3 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 560^2} = 1.07 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.07}{420}} \right) = 0.00618$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.002618 \times 600 \times 560 = 879.65 \text{ mm}^2$$

**Check for  $A_{s, \min}$ :-**

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 600 * 560 = 979.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{Controls}$$

$$A_s = 879.65 \text{ mm}^2$$

**Use 4 $\phi$  18 Bottom,  $A_{s, \text{provided}} = 1017.8 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 879.65 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

**Check spacing:-**

$$S = \frac{600 - 40 * 2 - 20 - (4 * 18)}{3} = 142.6 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \text{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1017.8 * 420}{0.85 * 600 * 24} = 27.27 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.27}{0.85} = 32.08 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 32.08}{32.08} \right) = 0.049 > 0.005 \phi = \mathbf{0.9}$$

### Flexural Design of Positive Moment for (Span2) :- (Mu=215KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{215 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 650^2} = 1.33 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.33}{420}} \right) = 0.00327$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00327 \times 600 \times 560 = 1098.72 \text{ mm}^2.$$

**Check for  $A_{s, \min}$ :-**

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

$$A_s = 1098.72 \text{ mm}^2$$

**Use 4 $\phi$ 20 Bottom,  $A_{s, \text{provided}} = 1256.63 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 1098.72 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$**

**Check spacing:-**

$$S = \frac{600 - 40 * 2 - 20 - (4 * 20)}{3} = 140 \text{ mm} > d_b = 20 > 25 \text{ OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1256.63 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 43.119 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{43.11}{0.85} = 50.71 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 5071}{50.71} \right) = 0.03 > 0.005\phi = 0.9$$

### Flexural Design of Positive Moment for (Span3) :- (Mu=80.9KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{80.9 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 560} = .47 \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.47}{420}} \right) = 0.00113$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00113 \times 600 \times 560 = 380.43 \text{mm}^2$$

**Check for  $A_{s, \min}$ :-**

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{mm}^2 \text{Controls}$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 444 \text{mm}^2$$

**Use 4 $\phi$  12 Bottom,  $A_{s, \text{provided}} = 452.38 \text{mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 444 \text{mm}^2 \dots$  Ok**

Check spacing:-

$$S = \frac{600 - 40 \times 2 - 20 - (4 \times 12)}{3} = 150.67 \text{ mm} > d_b = 14 \text{ mm} > 25 \text{ mm OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{452.38 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 15.52 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.26 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 18.26}{18.26} \right) = 0.089 > 0.005 \phi = 0.9$$

Flexural Design of Positive Moment for (Span4) :- (Mu=722.8KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{722.8 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 560^2} = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.25}{420}} \right) = 0.0114$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0114 \times 600 \times 560 = 3830.4 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_{s, \min}$ :-

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

$$A_s = 3830.4 \text{ mm}^2$$

**Use 8ø 25 Bottom,  $A_{s, \text{provided}} = 3926.99 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 3830.4 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$**

**Check spacing:-**

$$S = \frac{600 - 40 \times 2 - 20 - (8 \times 25)}{7} = 42.8 \text{ mm} > d_b = 25 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{804.24 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 134.76 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.6}{0.85} = 158.54 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 134.76}{134.76} \right) = 0.0094 > 0.005 \phi = \mathbf{0.9}$$

#### 4-7-1-2 DESIGN OF NEGATIVE MOMENTS:

**Flexural Design of Negative Moment for (Support1) :- (Mu = -225 kN.m)**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{225 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 560^2} = 1.32 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.32}{420}} \right) = 0.00325$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00325 \times 600 \times 560 = 1092 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_{s,min}$ :-

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

$$A_s = 1092 \text{ mm}^2$$

Use 4 $\phi$  20,  $A_s$ , provided=1258 mm<sup>2</sup>> $A_{s, required}$ = 1092mm<sup>2</sup>... Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{600 - 40 * 2 - 20 - (4 * 20)}{3} = 140 \text{ mm} > d_b = 20 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1206.37 * 420}{0.85 * 600 * 24} = 43.16 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.16}{0.85} = 50.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 50.7}{50.7} \right) = 0.03 > 0.005 \quad \phi = 0.9$$

**Design of Negative Moment for (Support2) :- (Mu=-118.6KN.m)**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{118.6 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 560^2} = 0.7 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 7}{420}} \right) = 0.00169$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00169 \times 600 \times 560 = 567.84 \text{ mm}^2$$

**Check for  $A_{s, \min}$ :-**

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

$$A_s = 567.84 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

**Use 4 $\phi$  16,  $A_{s, \text{provided}} = 804.2 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 567.84 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

**Check spacing:-**

$$S = \frac{600 - 40 * 2 - 20 - (4 * 16)}{3} = 145.33 \text{ mm} > d_b = 16 > 25 \quad \text{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{804.2 * 420}{0.85 * 600 * 24} = 27.59 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{27.59}{0.85} = 32.45 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 32.45}{32.45} \right) = 0.048 > 0.005 \quad \phi = 0.9$$

**Design of Negative Moment for (Support 3) :- (  $M_u = -668.9 \text{ KN.m}$  )**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{668.9 * 10^6}{0.9 * 600 * 560^2} = 3.94 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.94}{420}} \right) = 0.0105$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0105 \times 600 \times 560 = 3528 \text{ mm}^2$$

**Check for  $A_{s, \min}$ :-**

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 600 * 560 = 979.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 560 = 1120 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

$$A_s = 3528 \text{ mm}^2 \text{ Controls}$$

**Use 8 $\phi$  25,  $A_{s, \text{provided}} = 3926.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 3528 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

**Check spacing:-**

$$S = \frac{600 - 40 * 2 - 20 - (8 * 25)}{7} = 42.85 \text{ mm} > d_b = 25 > 25 \quad \text{OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{452.38 * 420}{0.85 * 600 * 24} = 134.73 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{134.73}{0.85} = 158.51 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left( \frac{560 - 158.51}{158.51} \right) = 0.0076 > 0.005 \quad \phi = 0.9$$

## 4-7-2 DESIGN OF BEAM FOR SHEAR:

1. span(1) :  $V_u \text{ max} = 502.2\text{KN}$ 

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 600 * 560 / 1000 = 274.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 274.3 = 205.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s\text{min}} \geq 0.75 \left( \frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 84 \text{ KN Controls}$$

$$\Phi V_{s\text{min}} \geq 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{\sqrt{24}}{16} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 77.15 \text{ KN}$$

$$\Phi (V_c + V_{s\text{min}}) < V_u < \Phi (V_c + V_s')$$

$$205.7 < 502.2 \leq 548.6$$

$$v_s' = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} * b_w * d * 10^{-3} = 548.6 \text{ KN}$$

$$\Phi (V_c + V_{s\text{min}}) < V_u \quad \Phi (V_c + v_s')$$

Case 1... is not suitable

Case 2 ... is not suitable

Case 3 ... is not suitable

Case 4 is satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 395.3 \text{ KN}$$

Use 2 leg  $\Phi$  10 for  $b = 60 \text{ cm}$

$$A_{v \min} = 157.07 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{v \min}}{s} = \frac{v_{s \min}}{d f_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v \min}}{v_{s \min}} d f_{yt}$$

$$s = 329.84 \text{ mm}$$

$$s_{\max} \leq \frac{d}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm} \quad \text{or } s_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg  $\Phi$  10 @150 mm

### 2. span(2) : $V_u \text{ max} = -352.1 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 600 * 560 / 1000 = 274.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 274.3 = 205.72 \text{ KN}$$

$$\phi V_{s \min} \geq 0.75 \left( \frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 84 \text{ KN Controls}$$

$$\phi V_{s \min} \geq 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{\sqrt{24}}{16} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 77.15 \text{ KN}$$

$$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$$

$$205.7 < -352.1 \leq 289.7$$

$$v_s^{\lambda} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c^{\lambda}} \times b_w \times d \times 10^{-3} = 217.51 \text{ KN}$$

$$\Phi (V_c + V_{smin}) < V_u \quad \Phi (V_c + v_s^{\lambda})$$

**Case 1... is not suitable**

**Case 2 ... is not suitable**

**Case 3 ... is not suitable**

**Case 4 is satisfied**

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = 195.16 \text{ KN}$$

Use 2 leg  $\Phi$  10 for  $b = 60 \text{ cm}$

$$A_{v \min} = 157.07 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{v \min}}{s} = \frac{v_{s \min}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v \min}}{v_{s \min}} df_{yt}$$

$$s = 302.09 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

**Use 2 leg  $\Phi$  10 @150 mm**

### 3. span(3) : $V_u \text{ max} = 253.2\text{KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 600 * 560 / 1000 = 274.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 274.3 = 205.72 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left( \frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 84 \text{ KN Controls}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{\sqrt{24}}{16} \right) * 600 * 560 * 10^{-3} = 77.15 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi (V_c + V_{smin})$$

$$205.7 < 253.2 \leq 289.7$$

**Case 2 ... is not suitable**

**Case 3 ... is suitable**

Use 2 leg  $\Phi 10$  for  $b = 60 \text{ cm}$

$$A_{vmin} = 157.07 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{v_{smin}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{vmin}}{v_{smin}} df_{yt}$$

$$S = 659.733 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

**Use 2 leg  $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$**

## 4-8 DESIGN OF COLUMN IN BASEMENT FLOOR (GroupA+B)

### Material :-

⇒ concrete B300  $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ Load Calculation:- (From Column Group A)

### Service Load:-

Dead Load = 1200KN

Live Load = 472.5 KN

### Factored Load:-

$$P_U = 1.2 \times 1200 + 1.6 \times 472.5 = 2196 \text{ KN}$$

✓ Dimensions of Column:-

Assume  $\rho_g = 0.017$

$$\phi * P_n = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' (1 - \rho_g) + \rho_g * F_y\}$$

$$2196 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 24 (1 - 0.017) + 0.017 * 420\}$$

$$A_g = 15530 \text{ mm}^2$$

Use dimension 600\*400 with  $A_g = 240000 \text{ mm}^2 > A_g \text{ required}$

✓ **Check Slenderness Parameter:-**

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

R: radius of gyration =  $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3 h$  .....For rectangular section

Lu = 3.88m

M1/M2 = 1

K=1 for braced frame.

- **about X-axis**

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.88}{0.3 \times 0.4} = 32.33 > 22$$

Column Is Long About X-axis

- **about Y-axis**

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.88}{0.3 \times 0.6} = 22.5 < 22$$

Column Is short About Y-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

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

$$e = 0.027 \text{ m}$$

✓ Magnification Factor:-

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M1}{M2} \right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

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

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (1200)}{2196} = 0.655 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{600 \times 400^3}{12} = 3.2 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 3.2}{1 + 0.655} = 17808 \text{ KN.m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 17808}{(1 * 3.88)^2} = 11663 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2196}{0.75 * 11663}} = 1.33 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$$e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.027 \times 1.33 = 0.03591m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03591}{0.4} = 0.091$$

$$\gamma = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 25}{300} = 0.6$$

$$\frac{\phi * Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag} = \frac{2196 * 10^3}{600 * 400} * 0.145 = 1.33 KSI$$

$$\text{For } \gamma = 0.6 \text{ and } \frac{e}{h} = 0.091 \text{ and } \frac{\phi * Pn}{Ag} = 1.33$$

$$\rho = 0.0017$$

$$As = 0.0017 * 400 * 600 = 4.08cm^2$$

**USE 12  $\phi$  16 With  $As > As$  required**

✓ Design of the Stirrups:-

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 16 = 25.6cm$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 cm$$

$$\text{spacing} \leq \text{least dim} = 40 cm$$

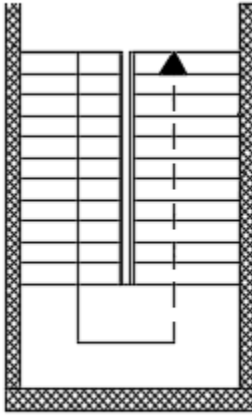
Use  $\phi 10 @ 20 cm$

**4-7 | Design of Staircase:**

live load of  $L_l = 4 \left( \frac{kN}{m^2} \right)$ , assuming rise of **175 mm**,  
and run of **300 mm**,  $f_{c'} = 24 \text{ Mpa}$ ,  $f_y = 420 \text{ Mpa}$ .

**4-7-1 plan and materials of stair:**

The following figure demonstrate the plan of stair that we consider to design it  
**figure (4-19) which is carries a uniform .**



**Figure (4-19): Stair Plan and structural system.**

**4-7-2 Structural system and minimum thickness:**

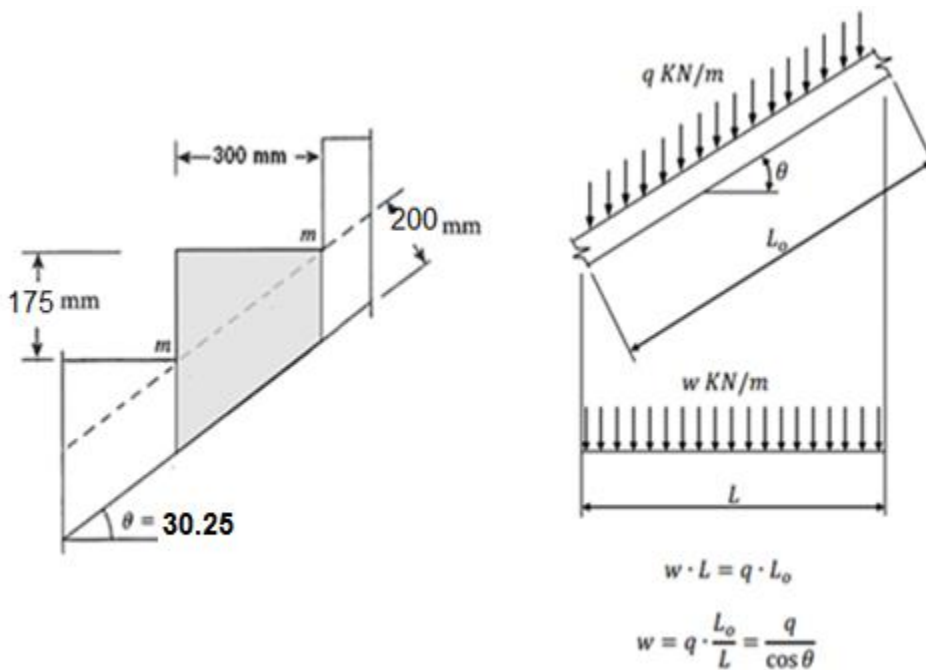
1. The structural system of this stair was taken as a simply supported (**one-way solid slab**) since that the flight of stair will be supported at the ends of upper and lower landings.
2. Minimum Slab thickness for deflection is (for simply supported one-way solid slab) is  $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{4.85}{20} = 24.25 \text{ cm}$ .

$$\text{Take } h_{min} = 25 \text{ cm}$$

#### 4-7-3 Loads and Reactions calculations:

The applied live loads are based on the plan area (horizontal projection), while the dead load is based on the sloped length. To transform the dead load into horizontal projection the figure below explains how **figure (4-20)**.

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{175}{300} \right) = 30.25^\circ$$



**Figure (4-20): Transformation of dead load into horizontal projection.**

- Flight Dead Load computation:

**Table (4-6)** shows Dead Load calculations on Flight of stair:

Dead Load Form	Unit weight $\gamma$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$w$ ( $\frac{kN}{m}$ )
<b>Tiles</b>	<b>23</b>	$23 \times \left( \frac{0.175 + 0.35}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1$ $= 1.2$
<b>Mortar</b>	<b>22</b>	$22 \times \left( \frac{0.175 + 0.30}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1$ $= 1.045$
<b>Stair steps</b>	<b>25</b>	$\frac{25}{0.3} \times \left( \frac{0.175 \times 0.3}{2} \right) \times 1 = 2.18$
<b>Reinforced concrete (solid slab)</b>	<b>25</b>	$\frac{25 \times 0.2 \times 1}{\cos 30.25} = 4.59$
<b>plaster</b>	<b>22</b>	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 29.5} = 0.758$
$\sum$ <i>Tota Dead loads kN/m</i>		<b>9.77</b>

**Table (4-6) Dead Load calculations on flight.**

- Landing Dead Load computation:

**Table (4-7)** shows Dead Load calculations on Landing of stair:

Dead Load Form	Unit weight $\gamma$ ( $\frac{kN}{m^3}$ )	$\gamma \times \delta \times 1$ ( $\frac{kN}{m}$ )
<b>Tiles</b>	<b>23</b>	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
<b>Mortar</b>	<b>22</b>	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
<b>Reinforced concrete (solid slab)</b>	<b>25</b>	$25 \times 0.2 \times 1 = 5$
<b>plaster</b>	<b>22</b>	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
$\sum$ <i>Tota Dead loads kN/m</i>		<b>7.01</b>

**Table (4-7) Dead Load calculations on Landing.**

- Live Load:  $L_l = 4$  ( $\frac{kN}{m^2}$ ).
- Total Factored Load:  $w = 1.2 D_L + 1.6 L_l$

For flight:  $w = 1.2 (9.77) + 1.6(4) = 18.124$  ( $\frac{kN}{m}$ ).

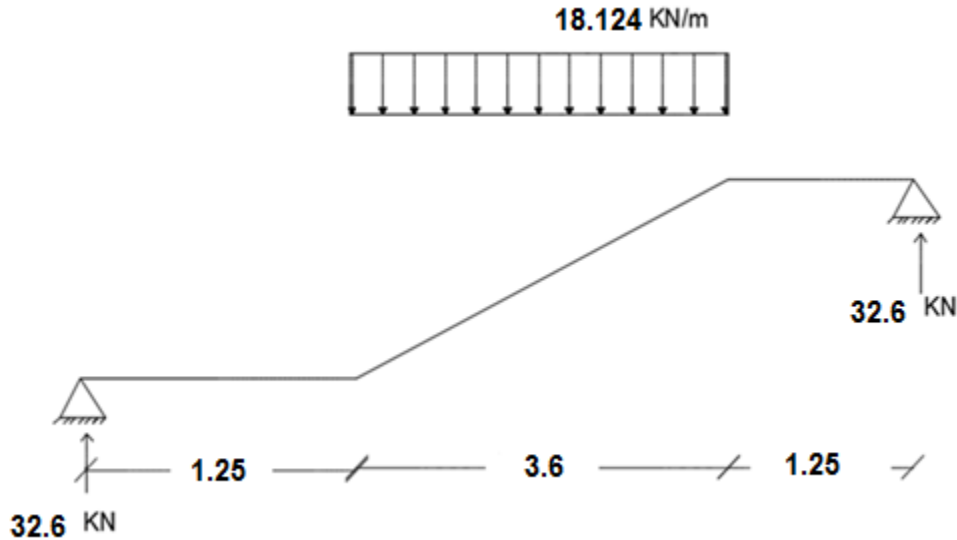
For Landing :  $w = 1.2 (7.01) + 1.6(4) = 14.812$  ( $\frac{kN}{m}$ ).

4-7-4 Design of flight 1:

The support reaction of flighting at Landing is:

The reaction at each end

$$R = WL/2 = (18.124 \times 3.6) / 2 = 32.62$$



**Figure (4-21): Loads and reactions on statically system of flight.**

Shear and moment calculations:

- Check for shear strength:

Assume bar diameter  $\varnothing 14$  for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$V_u = 32.62 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.1 \text{ kN} \text{ .. for 1 m strip}$$

$$\phi = 0.75 - \text{for shear}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.1 = 136.56 \text{ kN} \text{ .. for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 32.62 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.28 \text{ kN}$$

*∴ The thickness of the slab is adequate enough (h = 25cm)*

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$M_{u,max} = 32.62 \times (0.85 + 1.8) - 18.124 \times (1.8) \times \left(\frac{1.8}{2}\right) \\ = 57.08 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 57.08 \frac{1}{0.9} = 63.42$$

assume bar diameter  $\phi 14$  for main reinforcement with , d = 223 mm

$$R_n = \frac{M_n}{bd} = \frac{63.42 \times 10^6}{1000 \times 223^2} = 1.27 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00312$$

$$A_s = \rho b d = 0.00312 \times 1000 \times 223 = 695.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 b h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 695.7 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 360 \text{ mm}^2, \text{ use } \phi 14$$

$$\text{Use } 5\phi \frac{14}{m} \text{ with } A_{s,prov} = 769.6 \text{ mm}^2 > A_s = 695.7 \text{ mm}^2 \text{ (for (1m) strip)}$$

Check maximum step for main reinforcement(the smallest of):

1.  $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$

2.  $450 \text{ mm}$ .

3.  $S = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$

$$S_{max} = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 305.8 \text{ mm} - \text{controlled}$$

$$S = 200 \text{ mm} < S_{max} = 305 \text{ mm} - \text{OK}$$

- Temperature and shrinkage reinforcement:

$$A_s(\text{temperature and shrinkage}) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(250) \\ = 450 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 3\phi 14 / 1\text{m with } A_{s,prov} = 461.8 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2 \text{ for (1m) strip}$$

Check maximum step for temperature and shrinkage(the smallest of):

1.  $5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$

2.  $450 \text{ mm}$ . - *controlled*

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 45 \text{ cm} - \text{OK}$$

4-7-°Design of landing :

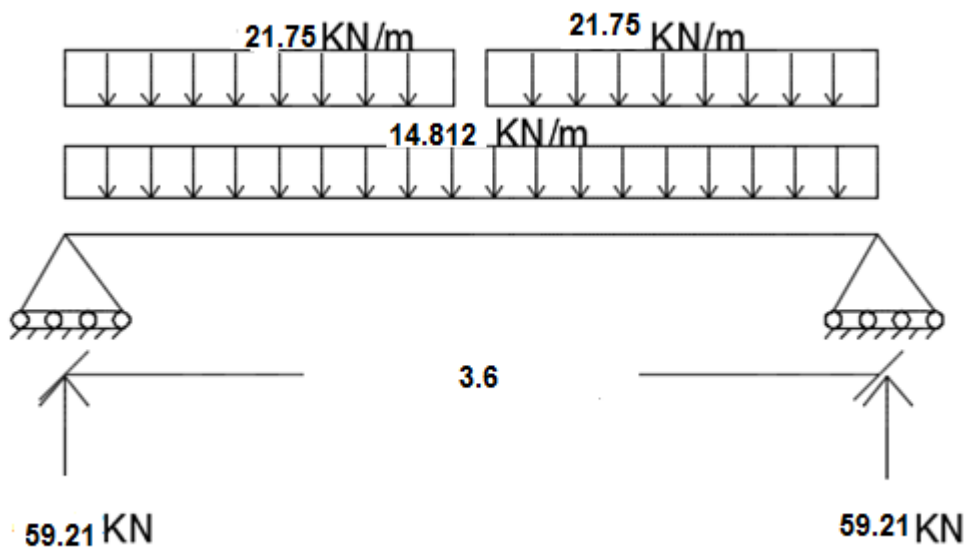
**The support reaction of landing is:**

Slab of landing is supported on the beams located on axis at the floor level. The reaction of the slab flight is applied at the centerline of the landing slab . Since the width of landing is 1.8m , the reaction will be distributed along this width. Thus the load per meter equals

$$W_r = \frac{R(\text{Flight})}{B} = \frac{32.62}{1.5} = 21.75 \text{ KN/m.}$$

$$WR=32.62*1.5/1.5*1.5=21.75 \text{ KN}$$

$$R=14.812*3.6/2+(21.7*1.5)=59.214\text{KN}$$



as shown in **figure (4-23)**.

**Figure (4-23): Loads and reactions on statically system of flight.****Shear and moment calculations:**

- Check for shear strength:

Assume bar diameter  $\phi 14$  for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$V_u = 59.214 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.1 \text{ kN} \text{ .. for 1 m strip}$$

$$\phi = 0.75 - \text{for shear}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.1 = 136.56 \text{ kN} \text{ .. for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 59.21 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.28 \text{ kN}$$

*∴ The thickness of the slab is adequate enough*

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$M_{u,max} = 49.38 \text{ kN.m / m}$$

$$M_u = 59.21 \times 2 - 14.812 \times 2^2 / 2 - 21.75 \times 1.5 \times (1.5/2 + 0.3) = 54.54$$

assume bar diameter  $\phi 14$  for main reinforcement with ,  $d = 223 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{56.56 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.2 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.2 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00294$$

$$A_s = \rho b d = 0.00294 \times 1000 \times 223 = 655.62 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = 655.62 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2, \text{ use } \mathbf{\phi 14}$$

$$\begin{aligned} \text{Use } \mathbf{5\phi 14@20 \text{ cm}} \text{ with } A_{s,prov} &= 769.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} \\ &= 450 \text{ mm}^2 \text{ for (1m) strip} \end{aligned}$$

Check maximum step for main reinforcement(the smallest of):

$$4. 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$5. 450 \text{ mm.}$$

$$6. S = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{controlled}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} - \text{OK}$$

- Temperature and shrinkage reinforcement:

$$\begin{aligned} A_s(\text{temperature and shrinkagr}) &= 0.0018bh = 0.0018 \cdot (1000)(250) \\ &= 450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } \mathbf{3\phi 14@30 \text{ cm}} \text{ with } A_{s,prov} = 461.7 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2 \text{ for (1m) strip}$$

Check maximum step for temperature and shrinkage(the smallest of):

3.  $5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$

4.  $450 \text{ mm}$ . – *controled*

$S = 30 \text{ cm} \leq S_{max} = 45 \text{ cm} - OK$

#### 4.11 DESIGN OF ISOLATED FOOTING ( Group F1 )

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300  $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ **Load Calculations :-**

Dead Load = 1200 KN , Live Load = 457.9 KN

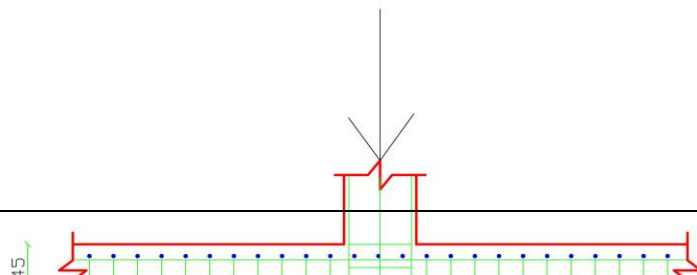
Total services load =  $1200 + 457.9 = 1657.9 \text{ KN}$

Total Factored load =  $1.2 \times 1200 + 1.6 \times 457.9 = 2172.64 \text{ KN}$

Column Dimensions (a\*b) =  $60 * 40 \text{ cm}$

Soil density =  $18 \text{ Kg/cm}^3$

Allowable Bearing Capacity =  $400 \text{ KN/m}^2$



**Fig 4.20 : Foundation Section.**

Assume  $h = 50 \text{ cm}$

$$q_{net-allow} = 400 - 25*0.5 - 18*0.5 - 25*0.45 - 5 = 267.25 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Area of Footing :-**

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1657.9}{367.25} = 4.514 \text{ m}^2$$

Assume **RECT Footing**

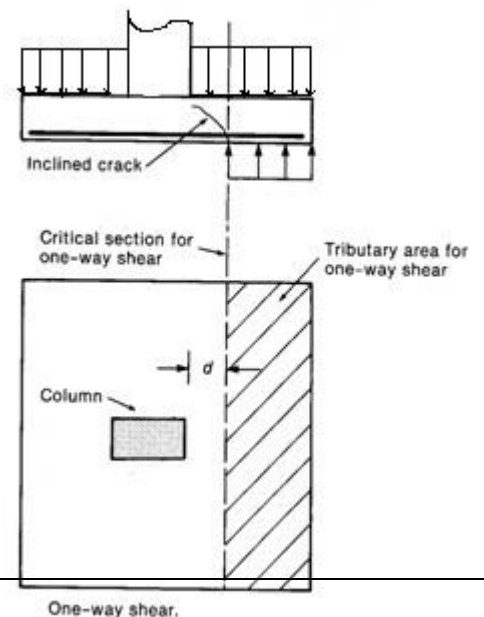
Select **L = 2.35 m**

Select **B = 2.15 m**

✓ **Bearing Pressure :-**

$$q_u = 2172.64 / 2.15 * 2.35 = 430.005 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Design of Footing :-**



### 1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 50 cm , bar diameter  $\phi$  14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

$$d = 500 - 75 - 14 = 411 \text{ mm}$$

$$V_u = q_u * \left( \frac{l-a}{2} - d \right) * b$$

$$V_u = 430 * \left( \frac{2.35-0.6}{2} - 0.411 \right) * 2.15 = 428.98 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2150 * 411 = 541.12 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = 541.12 \text{ N} > V_u = 428.98 \text{ KN}$$

$\therefore$  Safe

### 2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$V_u = P_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$V_u = 430 * [2.15 * 2.35 - (0.6 + 0.411) * (0.4 + 0.411)] = 1820 \text{ KN}$$

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

$$\phi.V_c = \phi * \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{600}{400} = 1.5$$

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

$$b_o = 2 * (41.1 + 60) + 2 * (41.1 + 40) = 364.4 \text{ cm}$$

$\alpha_s = 40$  for interior column

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{1.5} \right) * \sqrt{24} * 3644 * 411 = 2140 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{40 * 411}{3644} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3644 * 411 = 2986 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3644 * 411 = 1834.3 \text{ KN}$$

$\Phi V_c = 1834.3 \text{ KN} > V_u = 1820 \text{ KN}$  ... **Thickness is enough**

**H=500mm**

### 3-Design of Bending Moment in long direction :-

$$B=2.35 \quad h=500 \text{ mm} \quad d=500-75-14/2 = 418 \text{ mm}$$

Moment at face of column in x- direction

$$M_u = 430 * 2.35 * 0.875 * (0.875/2) = 386.8 \text{ KN}$$

$$d = 500 - 75 - 14/2 = 418 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{368.8 \times 10^6}{0.9 \times 2350 \times 418^2} = 0.99 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.99}{420}} \right) = 0.00241$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00241 \times 2350 \times 418 = 2282.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 \times 2350 \times 500 = 2115 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 2282.6 > A_{s, \text{min}} = 2115 \text{ mm}^2 \text{ ..... control}$$

**Check for Spacing :-**

$$S = 3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm ..... is control}$$

**Use 15Ø14 in long Direction,  $A_{s, \text{provided}} = 2309.07 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 2282.6 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$**

$$S = (2150 - 75 \times 2 - 15 \times 14) / 14 = 127.85 \text{ cm} < S \text{ max .... OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2309.07 \times 420}{0.85 \times 2350 \times 24} = 20.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.2}{0.85} = 23.76 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{418 - 23.76}{23.76} \right) = 0.049 > 0.005 \text{ ... .. Ok}$$

**3- Design of Bending Moment in short direction:-**

$$B = 2.15 \quad h = 500 \text{ mm} \quad d = 500 - 75 - 14 / 2 = 418 \text{ mm}$$

Moment at face of column in x- direction

$$M_u = 430 * 2.15 * 0.875 * (0.875/2) = 353.88 \text{ KN}$$

$$d = 500 - 75 - 14/2 = 418 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{353.88 \times 10^6}{0.9 \times 2150 \times 418^2} = 1.046 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.04}{420}} \right) = 0.00254$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00254 \times 2150 \times 418 = 2150.69 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 \times 2150 \times 500 = 1935 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 2150.69 > A_{s, \text{min}} = 1935 \text{ mm}^2 \text{ ..... control}$$

**Check for Spacing :-**

$$S = 3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm ..... is control}$$

**Use 14 $\phi$ 14 in long Direction,  $A_{s, \text{provided}} = 2155.13 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 2150.69 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$**

$$S = (2150 - 75 \times 2 - 14 \times 14) / 13 = 138.79 \text{ cm} < S \text{ max .... OK}$$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2155.13 \times 420}{0.85 \times 2350 \times 24} = 18.80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.80}{0.85} = 22.11 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{418 - 22.11}{22.11} \right) = 0.053 > 0.005 \dots \dots \mathbf{Ok}$$

#### 4- Design of Dowels :-

##### Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 60 * 40 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 235 * 215 = 5.05 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{5.05}{0.24}} = 4.58 > 2 \dots \dots \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = \{0.65 \times (0.85 \times 24 \times 240000 \times 2)\} / 1000 = 6364.8 \text{ KN}$$

$$\Phi Pn = 6364.8 > Pu = 2172.64 \dots \dots \dots \mathbf{ok}$$

##### No Need For Dowels

##### Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 240000) / 1000 = 3182.4 \text{ KN}$$

$$\Phi Pn = 3182.4 > Pu = 2172.64 \dots \dots \dots \mathbf{ok}$$

##### No Need For Dowels

$$A_{s, \text{min}} \text{ for dowels} = 0.005 * A_c = 0.005 * 400 * 600 = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{Use 12\phi 16, A_{s, \text{provided}} = 3182.4 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 1200 \text{ mm}^2 \dots \mathbf{Ok}}$$

#### 5- Development Length In Footing :-

##### Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0 \text{ (No stripes)} cb = 75 + \frac{14}{2} = 82mm \text{ Or } cb = \frac{178}{2} = 89 mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 82}{14} = 5.85 > 2.5$$

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

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67 mm > 300mm$$

$$Ld_{T available} = \frac{2350 - 600}{2} - 75 = 800 mm$$

$$Ld_{T available} = 800 mm > Ld_{req} = 345.67 mm \dots \dots \text{OK}$$

### Compression Development Length In Footing :-

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * F_y * dB}{\sqrt{24}} > 0.043 * F_y * dB > 200mm$$

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * 420 * 14}{\sqrt{24}} = 308.63 > 0.043 * 420 * 14 = 252.84mm$$

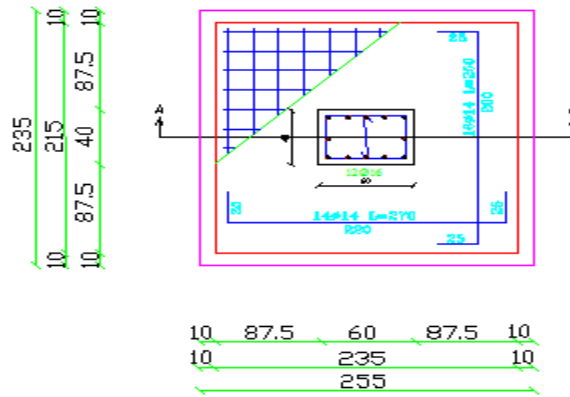
$$Ld_{Creq} = 308.63 mm$$

$$Ld_{cavailable} = 500 - 75 - 14 - 14 = 397 mm > Ld_{Creq} = 308.63 mm \dots \dots \text{Ok}$$

### Lap Splice of Dowels In Column :-

$$Lsc = 0.071 * f_y * db = 0.071 * 420 * 14 = 417.48 mm > 300 mm$$

$$\text{Select } Lsc = 500 mm$$



4.13 DESIGN THE BASEMENT WALL .

Note : Column Load On the Basement wall not included , we designed these columns

❖ Material :-

⇒ concrete B300  $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ Load Calculations :-

Soil density = 18 Kg/cm<sup>3</sup> , Surcharge = 5 KN/m<sup>2</sup>

angle of friction in soil  $\phi = 35^\circ$

the wall is Pinned-Pinned system

the backfill is dry ( No Water )

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.426$$

$$hs \text{ (due to surcharge)} = \omega s \omega = 5 / 18 = 0.278$$

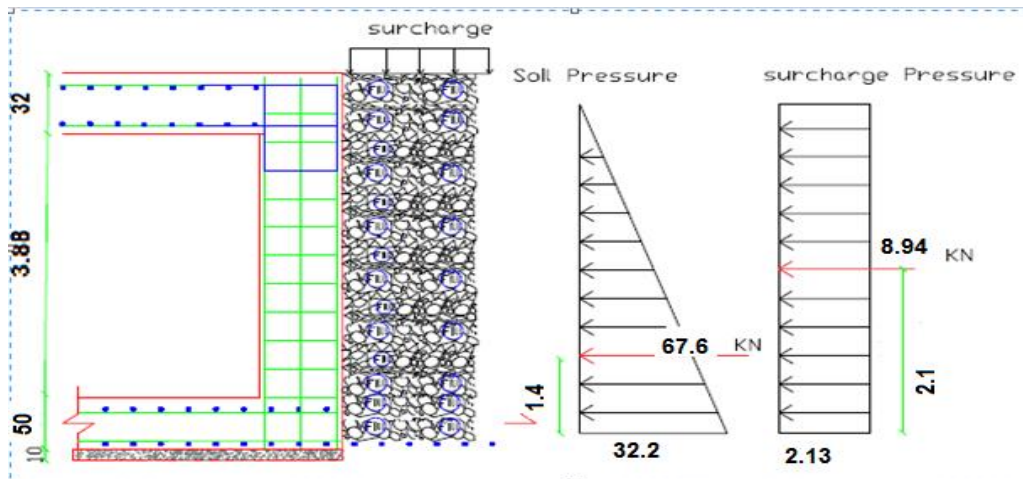
$$P_0 = K_0 \times \text{density} \times h \times b = 0.426 * 18 * 4.2 \times 1 = 32.2 \text{N/m ( Due to soil )}$$

$$P_s = K_0 \times q = 0.426 * 5 = 2.13 \text{ KN/m ( Due to surcharge )}$$

$$H_0 = 0.5 \times 4.2 \times 32.2 = 67.62 \text{ KN ( act at distance 1.4m from down )}$$

$$H_s = 2.13 \times 4.2 = 8.94 \text{ KN ( act at distance 2.1 m from down )}$$

$H_0$  is due to triangular loading, whereas  $H_s$  is due to uniform loading. Using moment coefficients of a propped beam subjected to triangular and uniform loads, or using structural analysis software we obtain the shear and moment diagrams



**Fig 4.20 : Basement Wall section**

*After enter these data to ATIR program*



Fig 4.21 : Shear and moment envelop diagram

✓ Design Of Basement Wall

### 1- Design of Shear:- (Vu= 73.1 KN)

Assume bar diameter  $\phi$  16 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 75 - \frac{16}{2} = 167 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 167 = 111.04 \text{ KN}$$

$$\Phi * V_c = 0.75 * 111.04 = 83.28 \text{ KN} > V_u = 73.1 \text{ KN} \dots \text{Thickness Is Enough}$$

### 2- Design of Bending Moment ( Mu=58.1KN/m ) :-

Assume bar diameter  $\phi$  16 for main reinforcement

$$M_u = 1.6 \times H_o L / 7.5 + 1.6 \times H_s L / 8$$

$$M_u = 1.6 * 67.62 * 4.2 / 7.5 + 1.6 * 8.94 * 4.2 / 8 = 58.09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 75 - \frac{16}{2} = 167 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{58.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 167^2} = 2.3 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.3}{420}} \right) = 0.00582$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00582 \times 1000 \times 16 = 971.94 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s, \text{min}}$$

$$\text{Vertical } A_{s, \text{min}} = 0.0012 b h = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

**Check for  $A_{s, \text{min}}$  (for flexure) :-**

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = 0.25 \times \sqrt{20} / 420 \times 1000 \times 167 = 486.9 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = 1.4 / 420 \times 1000 \times 167 = 556.67 \text{ mm}^2 / m \text{ Controls}$$

**Use  $\phi 16$  @ 200 mm ,  $A_{s, \text{provided}} = 1005.3 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 971.92 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

### 3- Design of Bending Moment ( $M_u = 27.2 \text{ KN/m}$ ) :-

Assume bar diameter  $\phi 12$  for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 75 - \frac{12}{2} = 169 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{27.2 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 169^2} = 1.05 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.05}{420}} \right) = 0.00256$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00256 \times 1000 \times 169 = 432.64 \text{ mm}^2 / m > A_{s, \text{min}}$$

$$\text{Vertical } A_{s, \text{min}} = 0.0012bh = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2 / m$$

**Check for  $A_{s, \text{min}}$  (for flexure) :-**

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = 0.25 \times \sqrt{20} / 420 \times 1000 \times 169 = 429.27 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = 1.4 / 420 \times 1000 \times 169 = 563.33 \text{ mm}^2 / m \text{ Controls}$$

**Use  $\phi 12$  @ 250 mm ,  $A_{s, \text{provided}} = 452.38 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 563.33 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

**4- Design of horizontal and minimum vertical**

$$A_{s,h} = \rho \cdot b \cdot h = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{For each side : } A_s = 300/2 = 150 \text{ mm}^2$$

**Use  $\phi 10$  @ 250 mm for each side ,  $A_{s,provided} = 316 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 150 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

$$A_{s,vmin} = \rho \cdot b \cdot h = 0.002 \times 1000 \times 250 = 500 \text{ mm}^2 \dots 250 \text{ mm}^2 \text{ for each side}$$

**Use  $\phi 10$  @ 250 mm for each side ,  $A_{s,provided} = 316 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 250 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

- ١-٥ مقدمة .
- ٢-٥ النتائج .
- ٣-٥ التوصيات .

## ١-٥ مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى المركز الثقافي الشبابي المقترح بناؤه في مدينة الخليل. وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

## ٢-٥ النتائج:

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحسوبة.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
٤. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي  $400\text{KN/m}^2$ .
٥. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعتها وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
٦. برامج الحاسوب المستخدمة:
  - a. هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
  - a. AUTOCAD (2007+2015) : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
  - b. ATIR : للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
  - c. Microsoft Office XP : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
  - d. Google SketchUp : تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للفندق.
٧. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
٨. 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 ومدرّس.

## ٣-٥ التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - 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 اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربيته 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.