بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية طولكرم

فريق العمل :

عرفات الرجبي حاتم شويكي

محمد اعبيدو عيد الهيموني

إشراف :

د. نافذ ناصر الدين

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية طولكرم

فـريــق الـعـمـل

عرفات الرجبي حاتم شويكي
محمد اعبيدو عيد الهيموني

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدالله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى.......الشهداء .

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

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى.......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى.......إخوتي الأعزاء .

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

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

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

إلى....منهل العلم إلى.......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

عرفات الرجبي حاتم شويكي

محمد اعبيدو عيد الهيموني

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان إلى بانية الجيل الواعد **...جامعة** بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث **الدكتور نافذ** ناصر الدين.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث امتواضع .

ملخص المشروع :

يمكن تحديد اهداف المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من العقدات والجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية المختلفة .

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى " **البلدية في مدينة طولكرم** " المشروع عبارة عن مبنى بمساحة إجمالية كلية ٤٦٣٥ مترا مربعا، وهو مبنى بلدية طولكرم تابع لمؤسسة حكومية والذي سوف يقام على قطعة ارض تبلغ مساحتها حوالي ٢.٥ دونماً في وسط مدينة طولكرم.

ويمثل المشروع دوراً مهما في خدمة المواطنين والمجتمع في المدينة والمنطقة التي سوف يقام فيها، وسوف يكون عليه إقبال من كثير من سكان المنطقة خاصة والمدينة عامه، وحيث لا يوجد أي تدرج في منسوب الارض التي تم التأسيس عليها.

المشروع عبارة عن خمس ابنية متلاصقة، وعدد الطوابق تختلف من مبنى الى اخر، اجمالي مساحة الطابق الأرضي لجميع الابنية ١١٧٤ مترا مربعا ويتألف من قاعة للمؤتمرات وكافتيريا ومعرض وخدمات عامة واقسام لخدمة الجمهور. واجمالي مساحة الطابق الأول لجميع الابنية ١٥٥٠ مترا مربعا ويتألف من قاعة اجتماعات لأعضاء البلدية واقسام لخدمة الجمهور ودائرة مالية وخدمات عامة، واجمالي مساحة الطابق الثاني لجميع الابنية ٨٠٨ مترا مربعا ويتألف من قسم الابنية والاراضي وخدمات عامة للجمهور والمالية والتدقيق وقسم العلاقات العامة ،واجمالي مساحة الطابق الثالث ٧٦١ مترا مربعا ويتألف من مكتب رئيس البلدية ومكاتب الهيئة الادارية.

وسيتم الاعتماد في التصميم على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI-318) ، وسيتم استخدام بعض برامج التصميم الانشائية وبرامج الرسم مثل: /ATIR/اوتوكاد وغيرها من البرامج. وسوف نقوم بالإطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، والاستفادة من الخبرات السابقة من المشرف والمدرسين ، وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الانشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الانشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الانشائية التي تكون الهياكل الانشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

Project Abstract

Structural design is the most important design of the building after the necessary of architectural design, the distribution of columns, loads, offer durability, the best prices and the highest degree of safety are the responsibility of the structural designer. In this project we will do the structural design of "**integration project tulkarem municipality** ". The project consists of five adjacent buildings and the number of floors varies from one building to another. The total area of the ground floor of all buildings is 1174 square meters and consists of a conference hall, cafeteria, gallery, public services and public service sections. The total area of the first floor of all buildings is 1550 square meters. It consists of a meeting room for the members of the municipality, public service departments, financial department and public services. The total area of the second floor of all buildings is 808 square meters and consists of the buildings and land section and public services for the public, financial, auditing and public relations department, and the total area of the third floor 761 square meters and consists of the office of the mayor and the offices of the administrative body.

This project was selected because of the importance to know how to design these buildings, which have a design requirements higher than other projects with long spans and big theaters and diversity in the form of the building by the architectural design .

It is important mentioning that we will use the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes, for the analysis of the structural and design sections we will use the US Code (ACI_318_11), it must be noted that we will be relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe, Office2007, Atir, and others.

After completion of the project we expect to be able to provide structural design of all the structural elements of the project accordance to the requirements of the code.

Allah grants success

.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii

الاهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
الفصل الأول : المقدمة	4-1
١-١ المقدمة	2
١- ٢أهداف المشروع	2
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	3
١-٧إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	17 -5
2-1المقدمة	6
2-2لمحة عن المشروع	6
2-3موقع المشروع	6-8
2-4 وصف طوابق المشروع	٩-١١
2-4-1 التسوية.	10
2-4-2 الطابق الارضي.	10
2-4-3 الطابق الاول.	11
2-5 وصف الواجهات	12 -15
2-5-1 الواجهة الشمالية	12
2-5-2 الواجهة الجنوبية	13
2-2-3 الواجهة الشرقية	14
2-5-4الواجهة الغربية	15
2-6 وصف الحركة	16
٢-٧ المداخل	١٧
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	١٨-٣٣
٣-١ المقدمة	١٧
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	١٧
٣-٣ مراحل المشروع	١٨ - ١٩

٣ـ٤ الأحمال	١٩ـ٢٣
٣ـ٤ـ١ الأحمال الميتة	٢٠
٣ـ٤ـ٢ الأحمال الحية	٢٠
٣ـ٤ـ٣ الأحمال البيئية	٢١ ـ ٢٣
٣ـ٥ الاختبارات العملية	٢٣
٣ـ٦ العناصر الإنشائية	٢٤ ـ ٣٢
٣ـ٦ العقدات	٢٥ ـ ٢٧
٣ـ٦ـ١ـ١ العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٥
٣ـ٦ـ١ـ٢ العقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٦
٣ـ٦ـ١ـ٣ عقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٦
٣ـ٦ـ١ـ٤ عقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٧
٣ـ٦ـ٢ الادراج	٢٧
٣ـ٦ـ٣ الجسور	٢٨
٣ـ٦ـ٤ الاعمدة	٢٩
٣ـ٦ـ٥ جدران القص	٣٠
٣ـ٦ـ٦ الاساسات	٣٠ـ٣٢
٣ـ٧ فواصل التمدد	٣٢
Chapter 4 : Structural Design & Analysis	٣٤ـ٧٩
4.1 Introduction	٣٤ـ٣٧
4.2 Check of Minimum Thickness of Structural Member	٣٨ـ٣٩
4.3 Design of Topping.	٣٩ـ٤١
4.4 Design of One Way Rib Slab.	٤١ـ٤٧
4.5 Design of Beam.	٤٧ـ٥٨
4.5.A Design of one way solid slab.	٥٨ـ٦١
4.6 Design of Column .	٦١ـ٦٣
4.7 Design of Staircase.	٦٣ـ٦٩
4.8 Design of Shear Wall case.	٦٩ـ٧٤
4.9 Design of isolated Footing.	٧٤ـ٧٩
الفصل الخامس : النتائج و التوصيات	**٨٠-٨٧**
٥ـ١ مقدمة	٨٠
٥ـ٢ النتائج	٨٠

٥-٣ التوصيات وقائمة المصادر والمراجع.	٨١
٥-٤ الملحقات	٨٢-٨٧
فهرس الجداول	
جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٦-٢٠١٧	4
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	18
جدول (٣-٢) الأحمال الحية	19
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	20
Table (4-1) Calculation of one way rib - dead load.	30
Table (4-2) Calculation of 2way rib slab - dead load	31
Calculation of topping - dead load. .	32
فهرس الأشكال	
الفصل الثاني	
شكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا.	6
شكل (٢-٢) الموقع العام للمشروع	8
شكل (٢-٣) مخطط التسوية	9
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الارضي	10
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الاول	12
شكل (٢-٦) الواجهة الشمالية	12
شكل (٢-٧الواجهة الجنوبية	13
شكل (٢-٨) الواجهة الشرقية	14
شكل (٢-٩) الواجهة الغربية	15
الفصل الثالث	
الشكل (٣-١) :مسار نقل الأحمال	19
الشكل (٣-٢) :تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع	21
الشكل (٣-٤) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	22
الشكل (٣-٥): توضيح لبعض العناصر الإنشائيةللمبنى	24
الشكل(٣-٦) : عقدات العصب ذاتالاتجاه الواحد	25
الشكل(٣-٧) : عقدات العصب ذات الاتجاهين	26
الشكل (٣-٨) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد	26
الشكل (٣-٩) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	27
الشكل (٣-١٠): الدرج	27

28	الشكل (٣-١١) المقاطع المختلفة للجسور في العقدات
28	الشكل (٣-١٢) التسليح في الجسور
29	الشكل (٣-١٣) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع
30	الشكل (٣-١٤) : جدار قص
32	الشكل (٣-15):أساسات منفرد
Chapter 4	
37	Figure (4-1):Thickness of beams
38	Figure (4-2) :one way ribbed slab.
41	Figure (4-3): Rib Geometry .
41	Figure (4-4): **)** Moment & Shear Envelope of rib(R1) .
42	Figure (4-5) : Beam (B3). Geometry.
48	Figure (4-6) : Dead load of beam .
48	Figure (4-7) : live load of beam .
48-49	Figure (4-8) : Moment & Shear Envelope of beam
58	Figure (4-9): Solid slap geometry .
41	Figure (4-11): Typical Section in Ribbed slab.
63	Figure (4-14): Column section and reinforcement.
64	Figure (4-15): Transformation of dead load into horizontal projection
66	Figure (4-16): Loads and reactions on statically system of flight
69	Figure (4-17): Detailing of stair
75	Figure (4-18): location of shear wall on key plan
75	Figure (4-19): Section and Top View of footing

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.

- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.

- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

١

الفصل الأول

المُقَدِمَة

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود مشكلة المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ الجدول الزمني للمشروع.

١-١ المقدمة :

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشآت الجديدة لتلبي احتياجاته، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

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

يتضمن المشروع تصميم الانظام الإنشائي لمبنى بلدية طولكرم حيث يتكون من عدة مباني متلاصقة مختلفة في عدد الطوابق حيث تحتوي على عدة اقسام تخدم الجمهور.

١- ٢ أهداف المشروع :

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

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

١-٣ مشكلة المشروع :

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى بلدية طولكرم، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

١-٤ حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الاول والثاني من السنة الدراسية 2019-2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

١-٥ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe2016, Etabs 2016)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD 2014

١- ٦ فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
٢- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

١.٧ إجراءات المشروع

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

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل يتوافق مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

١-٧ الجدول الزمني للمشروع :

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع التخرج في الفصل الدرلسي الثاني والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات \ الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
توزيع النظام الإنشائي																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (١-١): الجدول الزمني لمقدمة مشروع التخرج.

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال مشروع التخرج في الفصل الدرلسي الثاني والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات \ الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8
التصميم الانشائي للمشروع لجميع العناصر الإنشائية للمشروع								
اعداد المخططات الإنشائية								
كتابة المشروع								
عرض المشروع								

جدول (1-١): الجدول الزمني لإنجاز مشروع التخرج.

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَـاري

٢-١ مقدمة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات.

٢-٦ وصف الحركة والمداخل.

٢-٧ المداخل.

٢-١ مقدمة:

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع:

تقدم بلدية طولكرم خدماتها للمواطنين في مجال البنية التحتية والتطوير والتنظيم العمراني والصحة والبيئة والثقافة وغيرها، ويدير شؤونها مجلس بلدي مكون من رئيس البلدية وعدد من الاعضاءالمنتخبين ويوجد بها عدد من الدوائر والوحدات والأقسام التنفيذية تحتوي على عدد من الموظفين المختصين.

وتتطلع بلدية طولكرم وتبذل الجهود كافة للارتقاء بمدينة طولكرم والوصول بها إلى المستوى الحضاري واللائق بمشهدها العام وقدراتها المادية والتنموية وتميز خدماتها.

٢-٣ موقع المشروع:

يقع المشروع علىشارع حلمي حنونبجانب مستشفى الزكاة.

الشكل (٢-١)خارطة الموقع الجغرافيلموقع البلدية

٢-٣-١ أهمية الموقع:

الشروط العامةلاختيار الموقع:

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

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

٢.شبكه المواصلات:هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

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

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

٢-٣-٢ حركة الشمس والرياح:

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

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

٢-٣-٣ الرطوبة: -

المناخ السائد في مدينة طولكرم هو مناخ البحر الأبيض المُتوسِّط (بوجود تأثيرات مَحلِّية بفِعل اختلاف الموقع، والتضاريس)، حيث يتنوّع بين المناخ الساحليّ، والداخليّ، إلّا أنّه يميل إلى المناخ الساحليّ أكثر منه إلى المناخ الداخليّ؛ بسبب قُرب المدينة من البحر، وتأثُّرها بأجواء البحر مباشرة؛ نتيجة لعدم وجود الحواجز الطبيعيّة (الجبال)، وبذلك يظهر فصلا الصيف، والشتاء بوضوح، كما يكون فصلا الربيع، والخريف قصيرَين، ويصلُ مُعدّل درجة الحرارة خلال شهر آب/أغسطس إلى نحو ٣٠°،

صورة للموقع العام للمشروع :

الشكل (٢-٢) الموقع العام للمشروع.

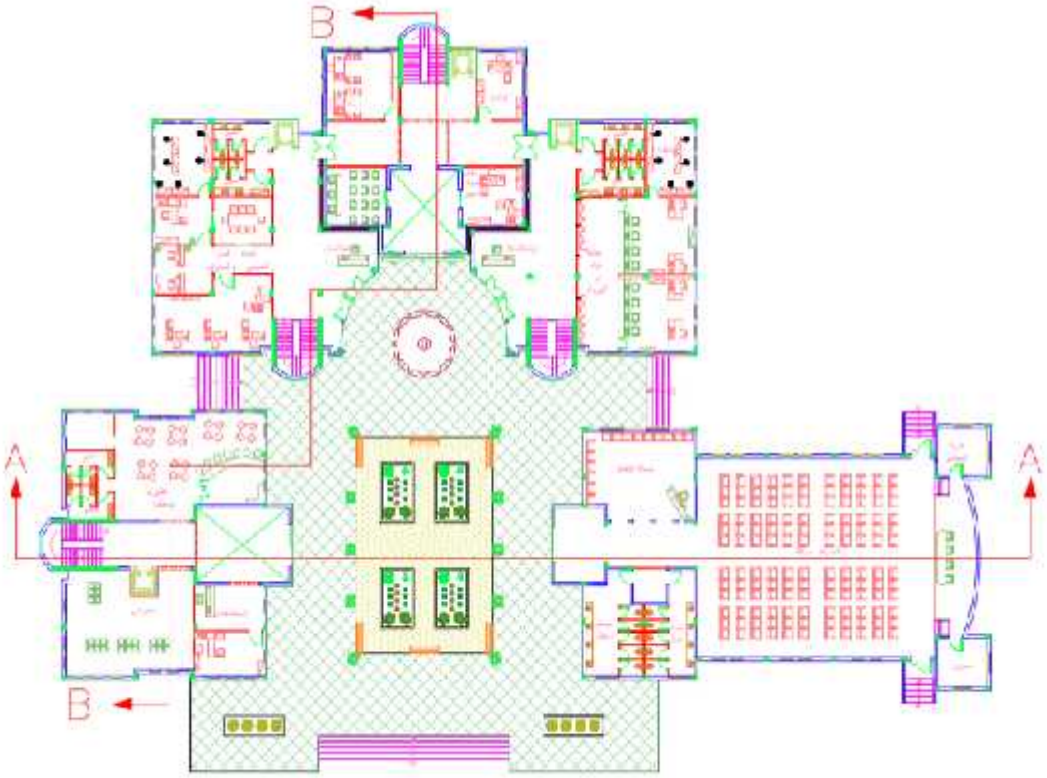
٢-٤وصف طوابق المشروع:

يتكون المشروع منخمس ابنيةمتلاصقة ويختلف كل بناء عن الاخر بعدد الطوابق والخدمات التي يتم توفيرها للمواطنين.

٢-٤-1طابق الارضي: -

اجمالي مساحة الطابق الأرضي لجميع الأبنية1174م٢.

يتكون طابق الأرضيويتألف من قاعة للمؤتمرات وكافتيريا ومعرض وخدمات عامة واقسام لخدمة الجمهور.

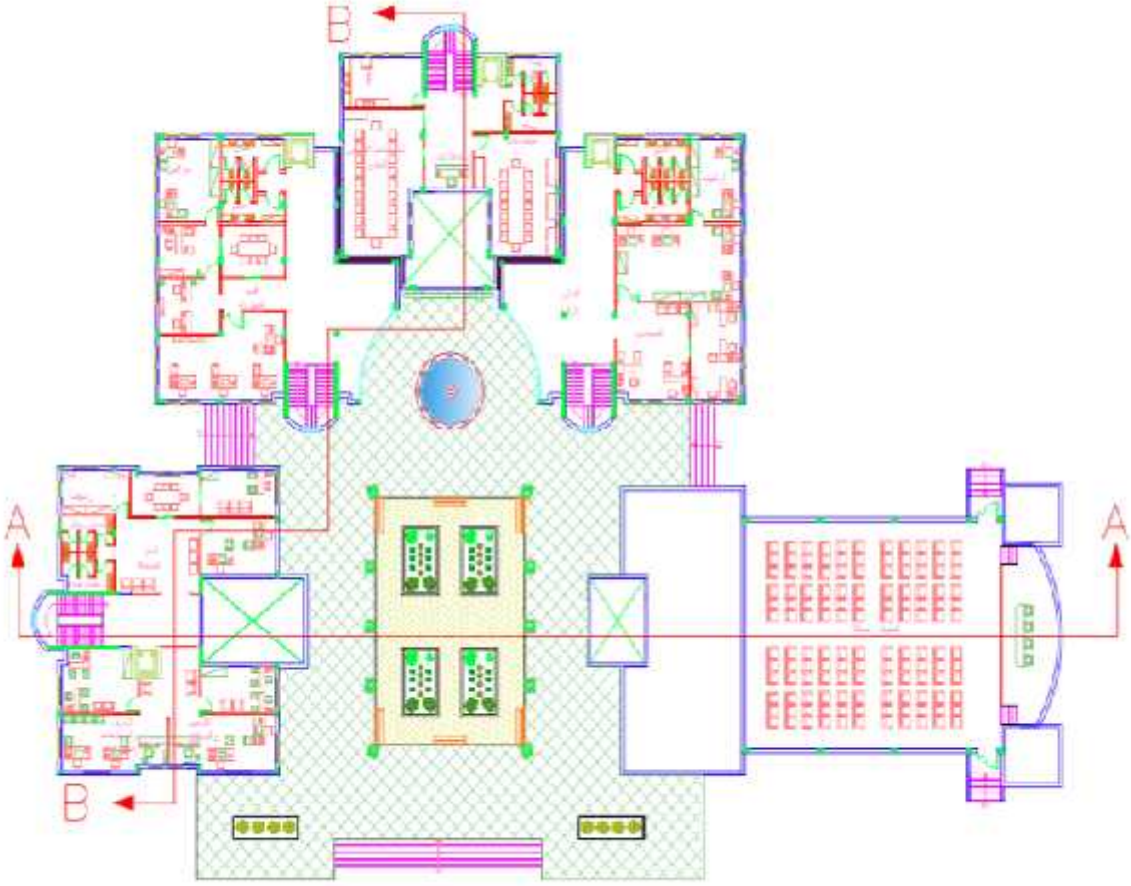


الشكل(٢-٣)المسقط الأفقي للطابق الارضي.

٢-٤-2الطابق الأول:-

اجمالي مساحة الطابق الأول لجميع الأبنية 1550م٢.

يتكون الطابق الأول ويتألف من قاعة اجتماعات لأعضاء البلدية واقسام لخدمة الجمهور ودائرة مالية وخدمات عامة.

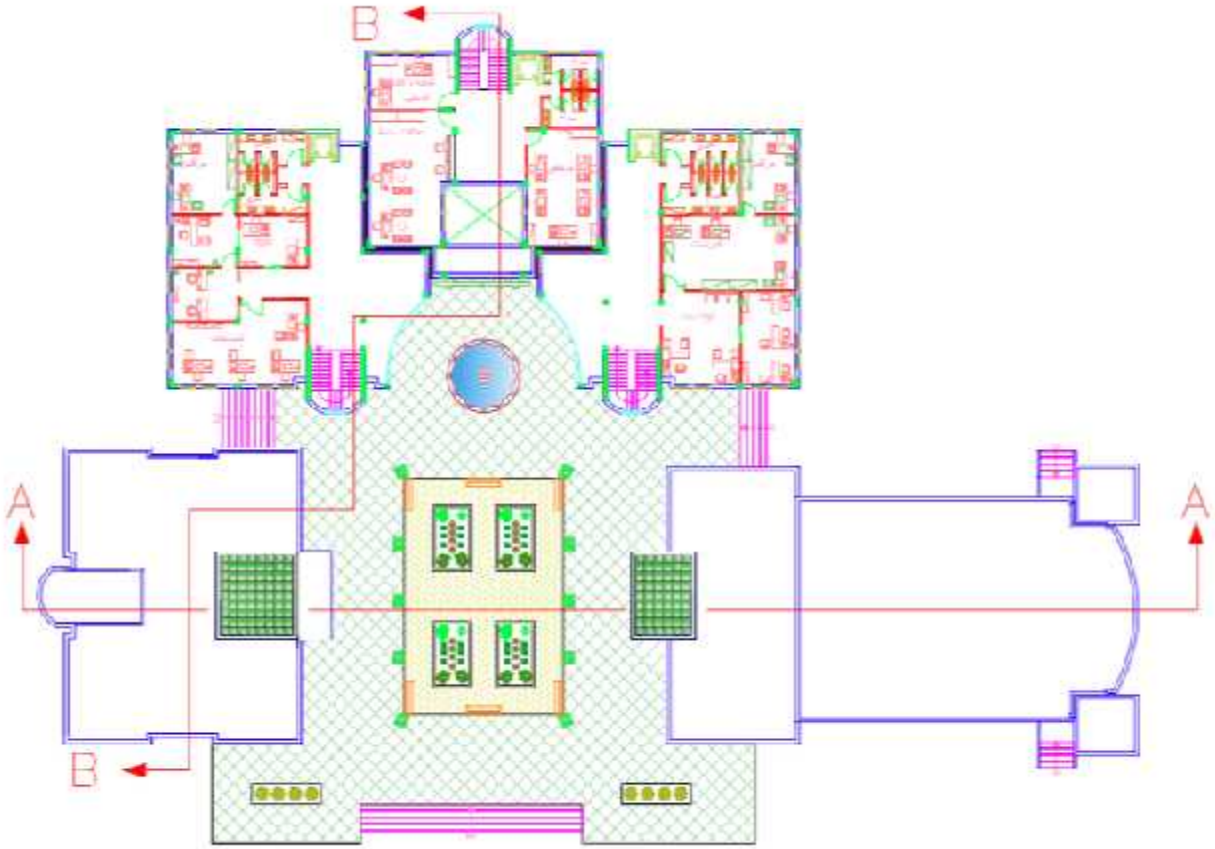


الشكل (٢-٤) المسقط الأفقي للطابق الاول.

٢-٤-3 الطابق الثاني: -

اجمالي مساحة الطابق الثاني لجميع الأبنية 808م^2.

يتكون الطابق الثانيويتألف من قسم الابنية والاراضي وخدمات عامة للجمهور والمالية والتدقيق وقسم العلاقات العامة.

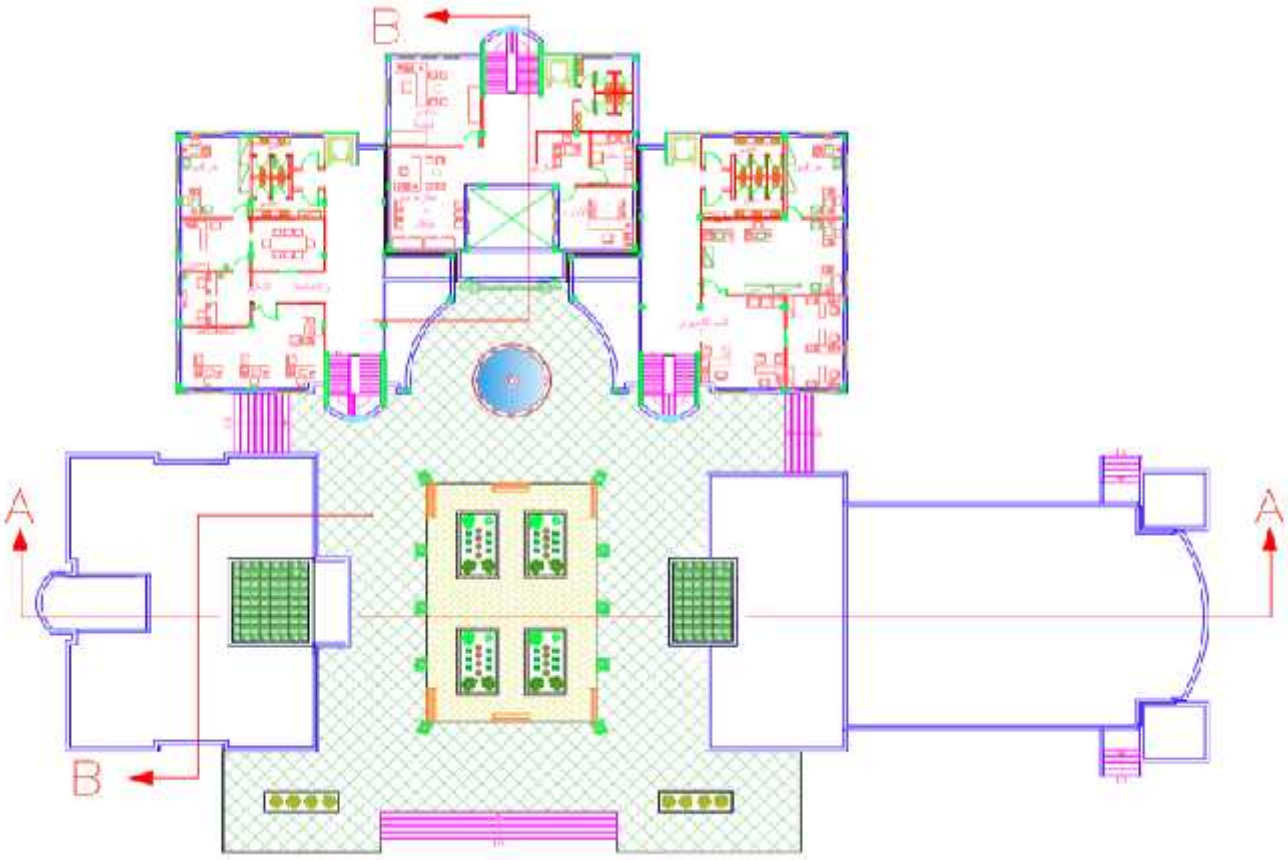


الشكل(٢-٥)المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٤-4الطابق الثالث: -

اجمالي مساحة الطابق الثاني لجميع الأبنية 808م^{٢}.

يتكون **الطابق الثالث** ويتألف من مكتب رئيس البلدية ومكاتب الهيئة الادارية.



الشكل(٢-6)المسقط الأفقي للطابق الثالث.

٢-٥الواجهات: -

٢-٥-١الواجهة الشرقية:

وهي عبارة عن الواجهة الجانبية اليمنى **للمبنى**، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما، ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى **الفنون**، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في **المبنى**، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر **السمسم لإطارات النوافذ، كما** يظهر في **الشكل التالي:**

الشكل(٢-7) الواجهة الشرقية .

٢-٥-٢الواجهة الشمالية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الخلفيةللبناء، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية ذات المساحة الصغيرة والكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى، وايضا يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر للسمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

الشكل (٢-8) الواجهة الشمالية .

٢-٥-٤الواجهة الجنوبية:

تعد هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمبنى وفيها تظهر التراجعات المعمارية ومدخل المبنى الرئيسي وتظهر أيضا توزيع الأبنية الخمس وحيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية ذات المساحة الصغيرة الكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر السمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

الشكل(٢-9) الواجهة الجنوبية .

٢-٥-٤الواجهة الغربية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الجانبية اليسرى للبناء، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية ذات المساحةالكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى،وأيضا يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر السمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

الشكل(٢-10) الواجهة الغربية .

٦-٢ وصف الحركة والمداخل: -

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء الأبنية الخمس و طوابقهم من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاءالمباني والادراج لتسهل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٧-٢المداخل: -

يحتوي المشروع علىعدة مداخل للأبنية الخمس ومواقف اصطفاف خارجية:

١.المدخلالجنوبيوهو المدخل الرئيسيومنه يتم التفرع الى جميع المداخل الرئيسيةللأبنية.

٢.المدخلالشرقي وهو مدخل للطوارئ.

٣.اما بالنسبة لمواقف السيارات فهية متواجدة في المنطقة الجنوبية الشرقية.

٣

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

٣ـ١ مقدمة .

٣ـ٢ الهدف من التصميم الإنشائي.

٣ـ٣ مراحل التصميم الإنشائي.

٣ـ٤ الأحمال.

٣ـ٥الاختبارات العملية.

٣ـ٦ العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣ـ٧فواصلالتمدد.

٣ـ٨برامج الحاسوب.

٣ـ١| مقدمة

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

٣ـ٢| الهدف من التصميم الانشائي

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

- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائيةقادرة على تحمل القوى المسلطة على المبنى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية(Economical): -يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء والمقاطع الإنشائيةالمناسبة في مرحلة التصميم تضمن متطلبات الأمان وبأقل تكلفة اقتصادية و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): -تجنب أي خلل في المنشأمثل الهبوط الزائد (Deflection) وظهور التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري وتبعد ظروف الراحة المطلوبة في المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة وفقا للكود الأمريكي (ACI318-11) (American Concrete Institute)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدامالكود(UBC97) واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

٣ـ٣ | مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

١. المرحلة الأولى:

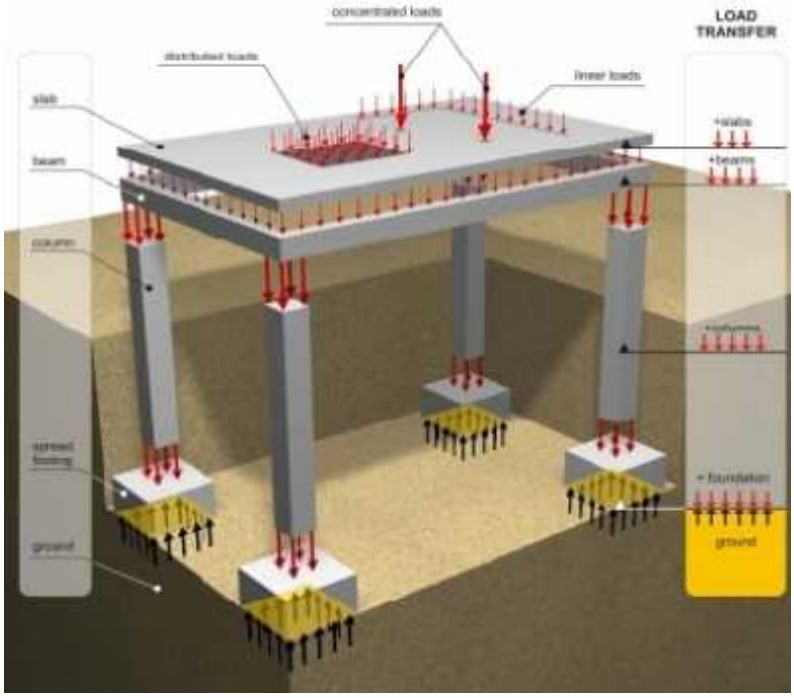
وتشمل الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، واختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع من توزيع للأعمدة والجسور واختيار انواع العقدات المناسبة وتوزيع جدران القص واختيار الأبعاد الاولية للمقاطع تمهيداً لدراستها وتصميمها بشكل دقيق في المرحلة الثانية في التصميم الإنشائي.

٢. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل دقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره ودراسة المشروع باستخدام البرامج الهندسية ونمذجة العناصر ونقل الأحمال إليها ودراسة سلوكها وتصميمها ضمن محددات الكود المستخدم واستخراج المخططات الإنشائية اللازمة لها من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح في كل عنصر من هذه العناصر ، تمهيداً لتنفيذها على أرض الواقع ضمن حدود الجدول الزمني للمشروع بشكل عام.

٣ـ ٤ الأحمال

هي مجموعة القوى المؤثرة علىالمبنى وتقسم لعدة أنواع من الأحمال لابد من حسابها بشكل دقيق من أجل دراسة وتصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال وتكون وظيفة النظام الإنشائي الذي تم اختياره ، نقل جميع الأحمال الرأسية أو الأفقية التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان وفق مسار الأحمال حيث يتم نقل الأحمال من العقدات إلى الجسور ومن الجسور إلى الأعمدة ومن الاعمدة إلى الأساسات بمختلف أنواعها والتي بدورها تنقل الأحمال إلى الأرض ، والشكل التالي يوضح مسار نقل الأحمال:



الشكل (٣ـ ١): مسار نقل الأحمال Load path from structure to the ground

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

٣-٤-١ الأحمال الميتة:

وتشمل الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة الإسمنتية	22
5	الرمل	١٧

جدول (٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

(Partition load) =kN/m^{2}1

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث القيمة والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة،والمعدات واحمالالتنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وتحددها كودات البناء المعمول بها في كل بلدوالجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المباني السكنية	٢
٢	الدكاكين والمحلات التجارية	٢.٤
٣	الكراجات (سكني)	٢.٥
٤	الممرات و المادخل و الأدراج و الشرفات	3

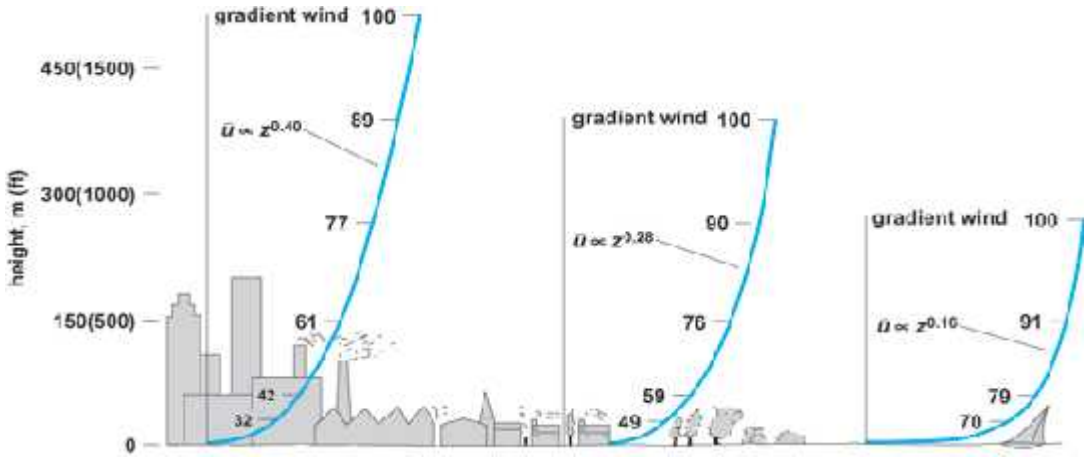
جدول (٣-٢) : الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقاً للكود الأردني .

٣-٤-٣ الأحمال البيئية :-

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات في الظروف الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث القيمة والاتجاه من منطقة لأخرى، ويمكناعتبارهاجزامنا الأحمال الحية وهي كما يلي: -

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى والشكل التالي يوضح تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع:



الشكل (٣-٢): تباين سرعة الرياح بالنسبة للارتفاعvariation of wind velocity with height

ولتحديد حمل الرياح سوف يتم استخدام(UBC-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

$$p = c_e . c_q . q_s . l_w$$

Where:

p: design wind pressure (psf or $\mathbf{kN/m2}$)

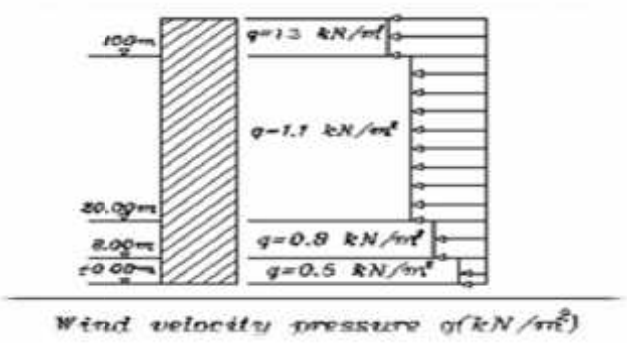
c_e: combined height (ft or m)

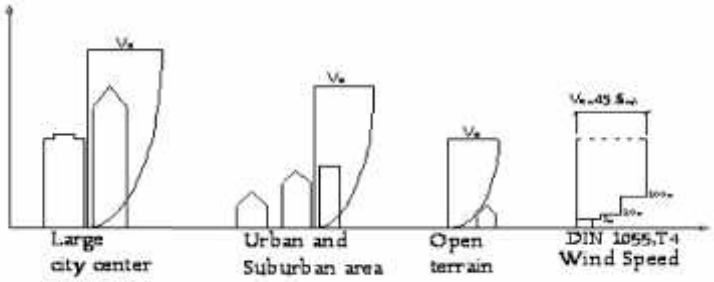
c_q: pressure coefficient of structure.

q_s: The pressure manifesting on the surface of a building due to a mass of air with density , moving at a velocity is given by Bernoulli's equation $q_s = \frac{1}{2}\rho v^2$ ..... $(\frac{kN}{m2})$

l_w: Importanc

ويبين الشكل (٣-٣) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.





الشكل (٣-٤) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

٣-٤-٣-٢أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف ، ويتم تحديدها باستخدامكوداتالبناء المختلفة ، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر وزاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر وفقاً للكود الأردني.

الارتفاع عن سطح "h"(المتر)	احمال الثلوج(KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

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

٣-٤-٣-٣أحمال الزلازل:

تنشأ الزلازل بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض المختلفة في الظروف الجيولوجية وينتج عن هذه الحركة اهتزازات أفقية ورأسية ،تسبب قوى قصو عزوم واجهادات تؤثرعلى المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند تصميم العناصر الإنشائية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوثها .

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بحيث لا تقل عن ٣ جدران و تماشياً مع الظروف المعمارية الموجودة ومطابقة مركز كتلة المبنى مع مركز الصلابة قدر الإمكان أثناء عملية التصميم.

٣-٤-٣-٤ أحمال التمدد والانكماش:

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٣ـ٥ الاختبارات العملية

قبل البدء بالدراسة الإنشائية للمبنى ، لا بد من عمل الدراسات الجي تقنية للموقع وتشمل استكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفيةوإجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات ، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها ، ومن هذه الفحوصات:

- Unconfined Compression test
- Triaxial test.
- Unconfined Shear test.

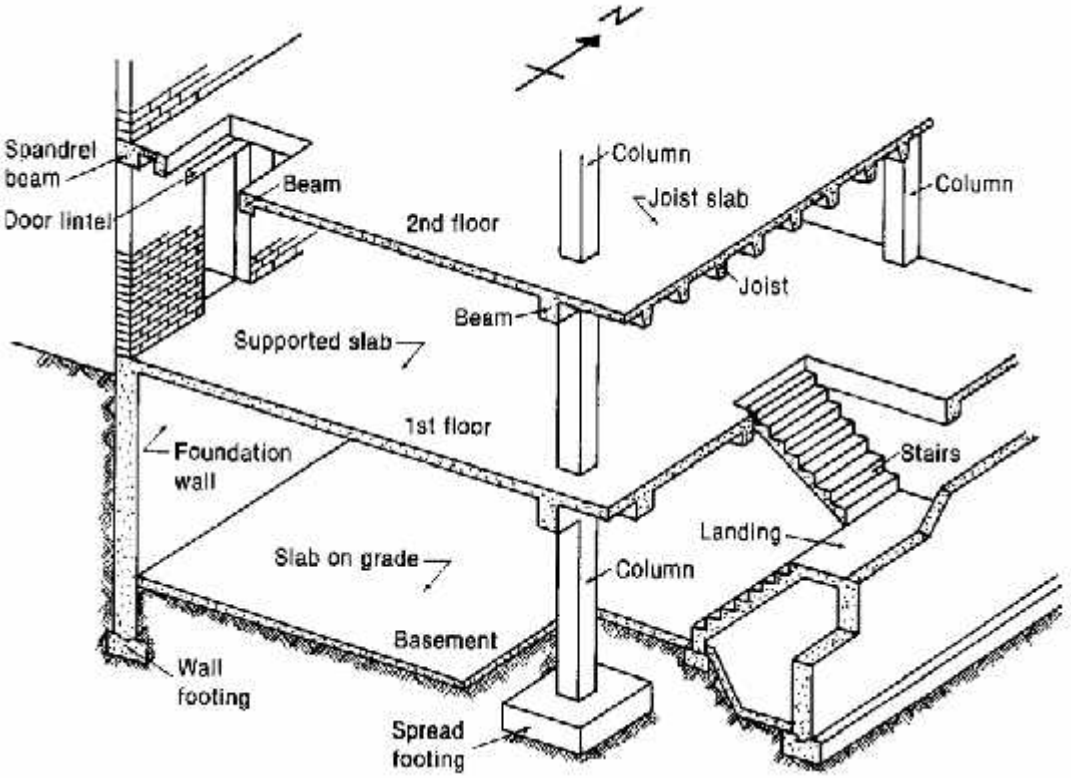
لاستخراج نتائج وقيم قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإسنادية والذي يعتمد على نوع التربة وذلك لاختيار أنواع الأساسات وطريقة تنفيذها التي تحقق المطلوب في عملية نقل الأحمال.

٣ـ٦العناصر الإنشائية

تتكون المباني من مجموعة عناصر إنشائية التي تعمل معاً بشكل متكامل لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتجعل منه منبى قائماً يؤدي وظيفته التي صمم من اجلها وتشمل:-

١) الأساسات Foundation.
٢) الأعمدة Columns.
٣) الجسور Beams.
٤) العقدات Slabs.
٥) جدران القص Shearwalls.
٦) الأدراج Stairs .
٧) جدران استناديه Retaining Walls.
٨) جدران حاملة Bearing Walls.
٩) فواصل إنشائيةJoint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى:



الشكل (٣ـ٥): توضيح لبعض العناصر الإنشائيةللمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

٣-٦-١ العقدات: -

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

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

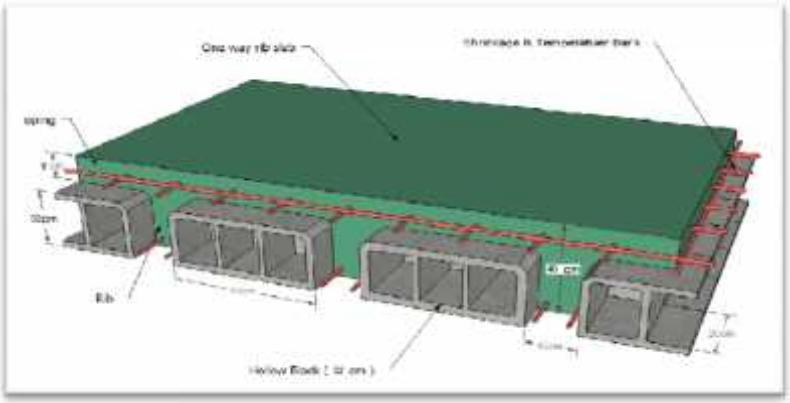
١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) المستخدمة في مكرر بيت الدرج وتقسمإلى:-
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى: -
   - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
   - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من ٥ الى ٦ متر ، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الانشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

٣-٦-١-١عقداتالعصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

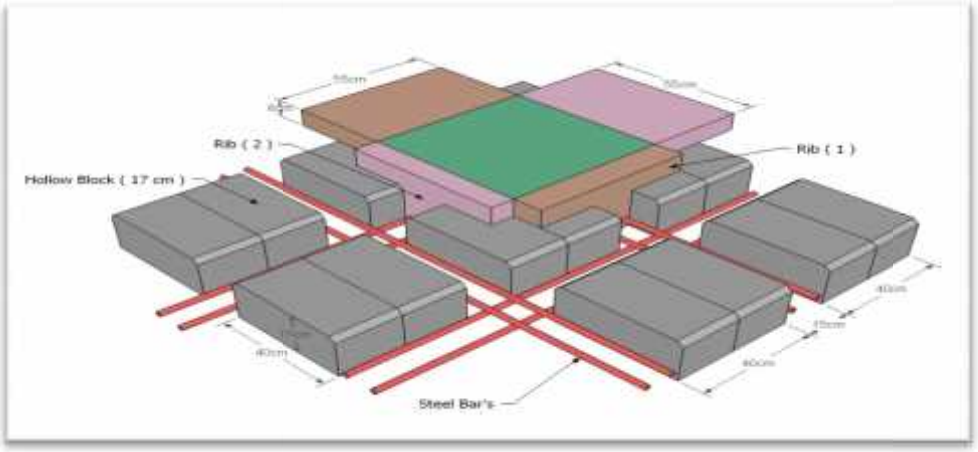
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٦).



الشكل (٣-٦) : عقداتالعصب ذاتالاتجاه الواحد.

٣-٦-١-٢عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) :

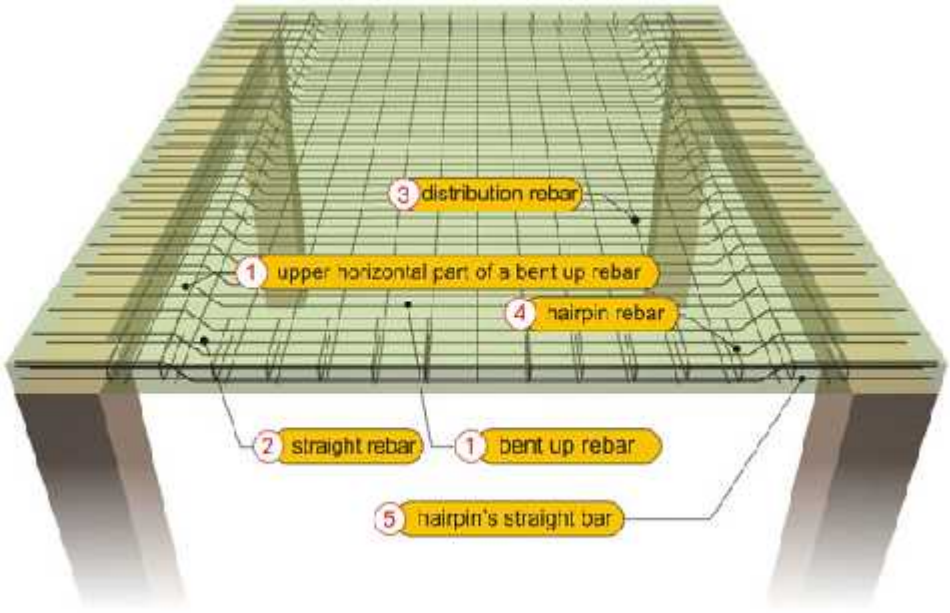
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث تقاطع الأعصاب في الاتجاهين وكون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٧).



الشكل (٣-٧) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slabs):

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات الكراجات والأدراج ويلعب شكل توزيع الجسور في العقدات المصمتة و النسبة بين ابعادها الدور الأساسي في تحديد ما إذا كانت العقدة المصمته في اتحاه واحد أو اتجاهين ، و الشكل (٣-٨) يوضح One way solid slab.



الشكل (٣-٨):العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد One way solid slab.

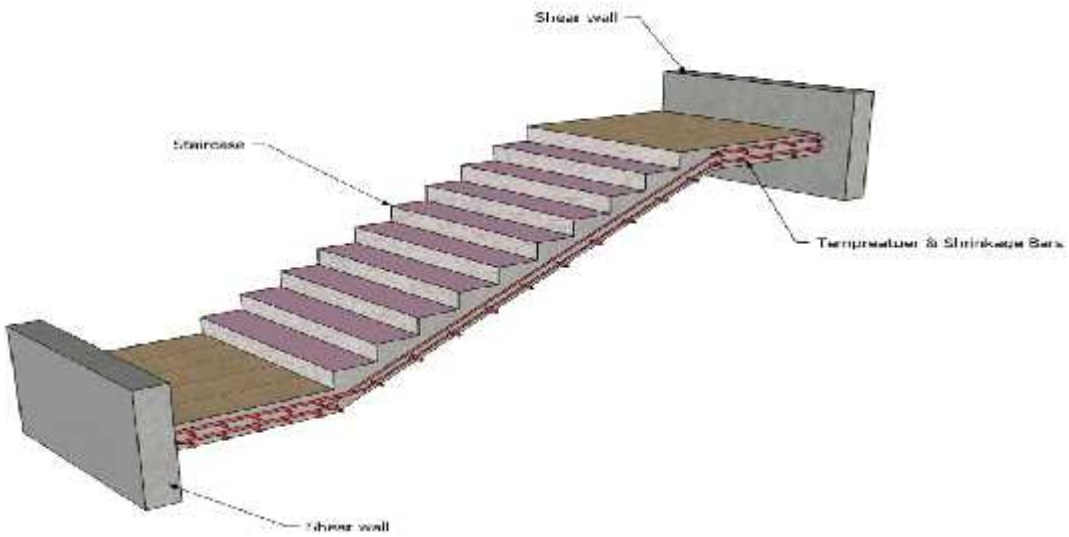
٣-٦-١-٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs):

تستخدم في حال النسبة ما بين الإتجاه الطويل إلى الإتجاه القصير للعقدة أقل من ٢ ويتم هنا نقل الحمل الواقع عليها في الإتجاهاين وتستخدم في الفضاءات الكبيرة نسبياً ويكون التسليح الرئيسي فيها flexural reinforcementبالإتجاهين كما هو موضح في الشكل (٣-٩).

الشكل (٣-٩): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٦-٢الأدراج:-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (٣-٧).



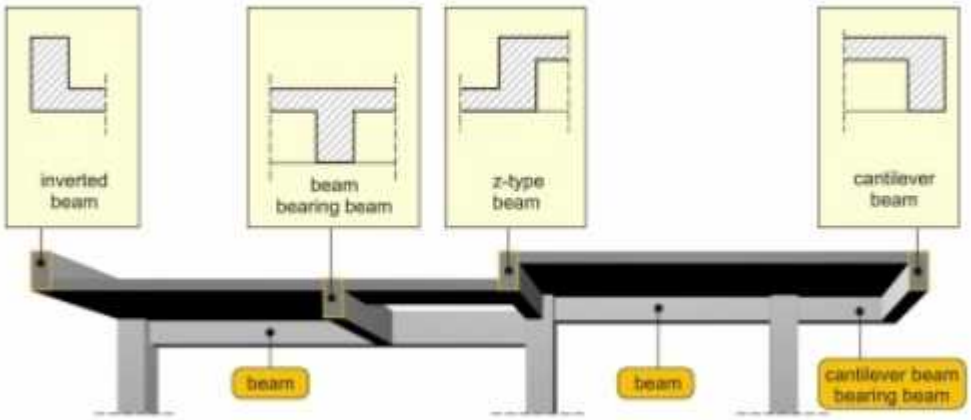
الشكل (٣-١٠): الدرج.

٣-٦-٣الجسور :-

وهي العناصرالإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من مختلف الأنواع من العقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم الى:-

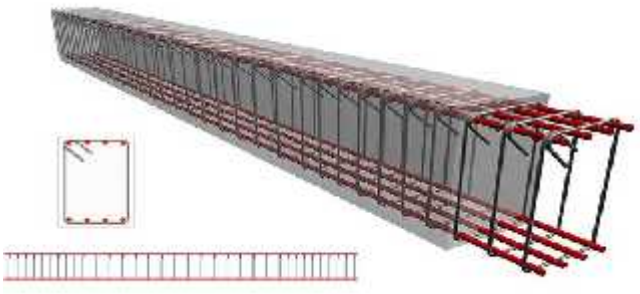
١- جسور مسحورة (Hidden Beam):وهي الجسور التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

٢- جسوربارزة (Dropped Beam).: وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمىL-sectionأوT-section. و الشكل (٣-١١) يوضح عدة أنواع منها مع مقاطعها المختلفة في العقدات.



الشكل (٣-١١) المقاطع المختلفة للجسور في العقدات.

يتم تسليح الجسور وفقاً لمتطلبات flexural reinforcement لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص كما هو موضح **بالشكل(٣-١٢)**.

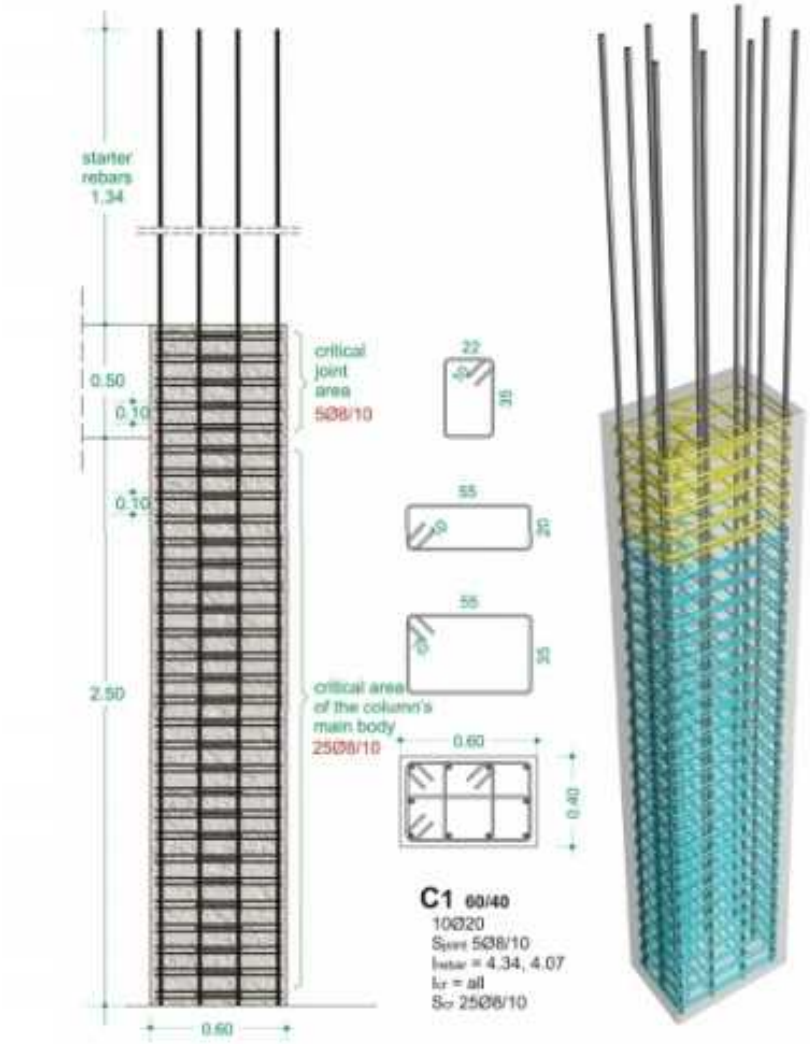


الشكل (٣-١٢) التسليح في الجسور.

٣-٦-٤الأعمدة: -

هي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من الجسور إلى الأساسات لذلك لابد من تصميمها بشكل دقيق لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة من ناحية انشائية نوعين الأعمدة القصيرة (short column)والأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل ،لمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة، فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية والشكل (٣-١٣) يوضح غالبية الأعمدة المستخدمة في المشروع وهي الأعمدة المستطيلة.



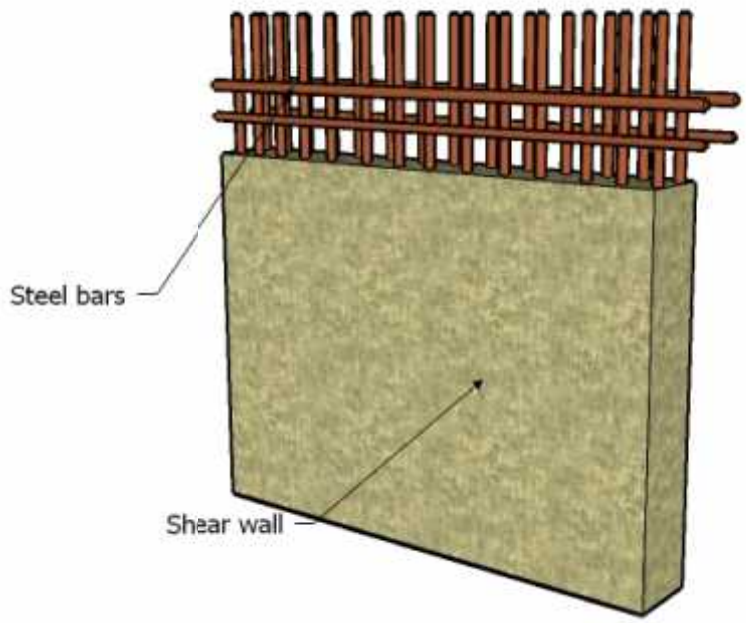
الشكل (٣-١٣) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

٣-٦-٥جدران القص: -

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة (center of rigidity) الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى(center of mass) أقل ما يمكن .

وأن تكون هذه الجدران بالأبعاد التصميمية المطلوبة لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، والشكل(٣-١٤)يوضح جدار قص وشكل التسليح فيه.



الشكل (٣-١٤) : جدار قص.

٣-٦-٦الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط،والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة أشكال كأن يكون

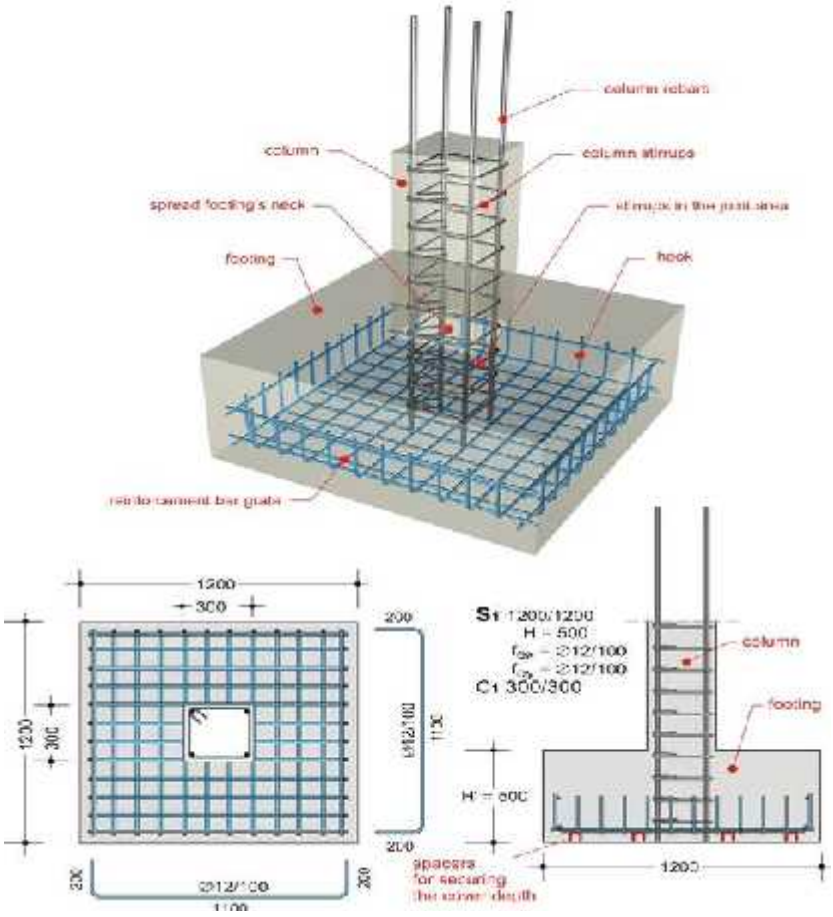
أساسات لقواعد شريطية(strip footing)،أو أساسات لقواعد منفصلة (isolated footing)،أو أساسات حصيرة (mat foundation).

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق ((Deep Foundation حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية(piles foundation).

وفيما يلي بعض انواع الأساسات :

١- أساسات منفردة (Isolated Foundation).
٢- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
٣- أساسات شريطية(Strip Foundation).
٤- أساسات حصيرة(Mat Foundation) .

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها ، الشكل (3-15) يوضح شكل الأساس المنفصل وتفاصيل التسليح فيه.



الشكل (٣-15): أساسات منفردة (Isolated Foundation).

٣ـ٧ فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

١) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m)في المناطق الجافة.

كما يجبألا يقل عرض الفاصل عن (٣ سم)

٣ـ ٨برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2016) For Text Editing.
٣. Microsoft Excel2016.
٤. Atir 12.
٥. Etabs 2016 .
٦. Safe 2016 .

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Check of Minimum Thickness of Structural Member

4-3 Design of Topping

4-4 Design of one-Way Ribbed Slab

4-5 Design of Beam

4-6 Design of Column

4-7 Design of Stair case

4-8 Design of Shear Wall Case

4-9Design of Isolated Footing

4-1 | **Introduction**

Reinforced concrete (RC) is a versatile composite and one of the most widely used materials in modern construction. Concrete is a relatively brittle material that is strong under compression but less so in tension. Plain, unreinforced concrete is unsuitable for many structures as it is relatively poor at withstanding stresses induced by vibrations, wind loading and so on.

To increase its overall strength, steel rods, wires, mesh or cables can be embedded in concrete before it sets. This reinforcement, often known as rebar, resists tensile forces. By forming a strong bond together, the two materials are able to resist a variety of applied forces, effectively acting as a single structural element.

Reinforced concrete can be precast or cast-in-place (in situ) concrete, and is used in a wide range of applications such as; slab, wall, beam, column, foundation, and frame construction.

4-1-1 Concrete and its Classifications:

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures**, Structural concrete can be classified into:**

- Lightweight concrete with a unit weight from about $1350 \text{ to } 1850 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from aggregates of expanded shale, clay, slate, and slag.
- Normal-weight concrete with a unit weight from about $1800 \text{ to } 2400 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from the most commonly used aggregates— sand, gravel, crushed stone.
- Heavyweight concrete with a unit weight from about $3200 \text{ to } 5600 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from such materials such as barite, limonite, magnetite, ilmenite, hematite, iron, and steel punching or shot. It is used for shielding against radiations in nuclear reactor containers and other structures.

4-1-2 Compressive strength of concrete:

The strength of concrete is controlled by the proportioning of cement, coarse and fine aggregates, water, and various admixtures. The most important variable is (w/c) ratio.

Concrete strength (f_c') – uniaxial compressive strength measured by a compression test of a standard test cylinder ($150\ mm\ diameter\ \ by\ 300\ mm\ high$) on the 28th day–ASTM C31, C39. In many countries, the standard test unit is the cube ($200\ x\ 200\ x\ 200\ mm$).

The concrete strength depends on the size and shape of the test specimen and the manner of testing. For this reason the cylinder ($\emptyset\ 150mm\ by\ 300\ mm\ high$) strength is$80\%$ of the $150\ mm$ cube strength and $83\%$of the $150\ mm$ cube strength, **figure (4-1)** demonstrate relation between cylinder and cube concrete test.

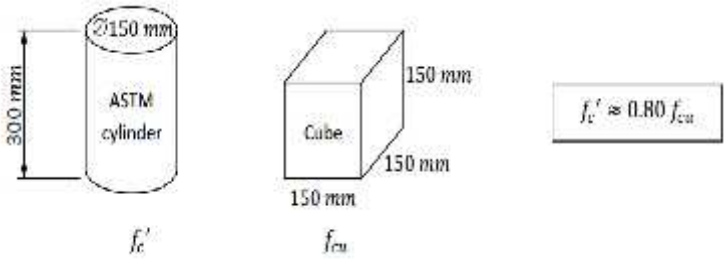


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

The modulus of elasticity of concrete varies, unlike that of steel, with strength. A typical stress-strain curve for concrete in compression is shown. The initial modulus (tangent at origin), the tangent modulus (at $0.5\ f_c'$), and the secant modulus are noted. Usually the secant modulus at from $25\ to\ 50\%$of the compressive strength $f_c'$is considered to be the modulus of elasticity. For normal weight concrete, shall be permitted to be taken as $E_c = 4700\ \sqrt{f_c'}$(Map), **figure (4-2)** demonstrate stress-strain curve of concrete.

4-1-4 Strength Design method (Ultimate strength method):

In the strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be “imminently”. This load is called the factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when the factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.The strength design method may be expressed by the following:

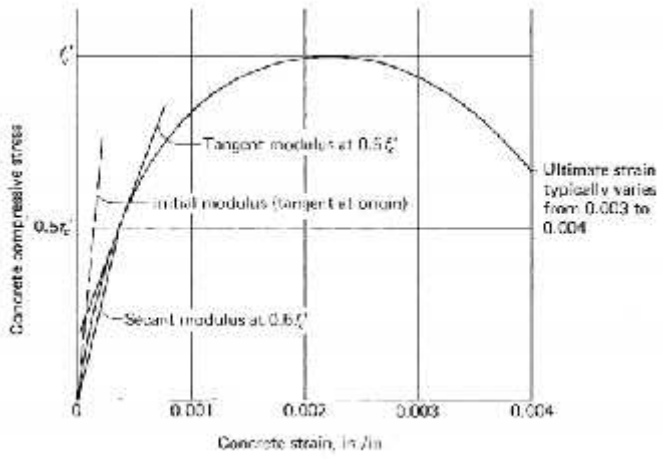


Figure (4-2) stress-strain curve of concrete.

Strength provided ≥ [strength required to carry factored loads]

Where the "strength provided" (such as moment strength) is computed in accordance with the provisions of a building code, and the "strength required" is that obtained by performing a structural analysis using factored loads.

4-1-5Load Factors U and strength reduction Factor ∅:

According to (ACI 318-11 9.2.1) the factor U for overload is given:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\,(L_r or S or R)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\,(L_r or S or R)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0\,L + 0.5(L_r\ or\ S\ or\ R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0\,L + 0.2\,S$$

$$U = 0.9D + 1.0W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Where:

D : $deadload$.

L : $liveload$.

L_r : *roofliveload.*

S : *snowload.*

R : *rainload.*

W : *Windload.*

E : *Earthquake load.*

The factor Ø (under strength factor) **according to ACI demonstrated in figure (4-3).**

Strength Condition	ϕ Factors
1. Flexure (with or without axial force)	
Tension-controlled sections	0.90
Compression-controlled sections	
Spirally reinforced	0.75
Others	0.65
2. Shear and torsion	0.75
3. Bearing on concrete	0.65
4. Post-tensioned anchorage zones	0.85
5. Struts, ties, nodal zones, and bearing areas in strut-and-tie models	0.75

Figure (4-3) values of understrength factors related to strength condition.

4-1-6 General considerations:

1- **ACI 318-11 Building code will be used in this project.**

2- **UBC-97 code will be used for lateral loads.**

3- **Ultimate strength design method will be used during the analysis and design of this project.**

4- **The compressive strength of concrete for all structural elements is B300 which equals to** $f_c' = 24\ Mpa$.

5- **Yield strength of reinforcing rebar's** $f_y = 420\ Mpa$.

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

Member	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c, in the range of 1440 to 1840 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

4-2 | Check of Minimum Thickness of Structural Member:

It will be determined according to (ACI 318-11) to achieve deflection requirements, Figure (4-4) provided minimum thickness from code.

(4.4)Load Calculations:

(4.4.1) 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:

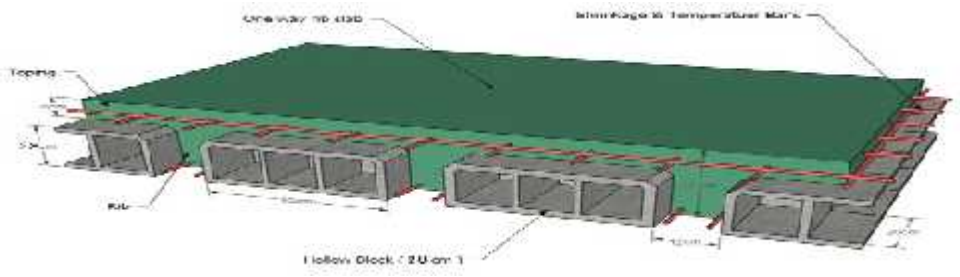


Fig. (4-2) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.24*25*0.12= 0.72KN/m		
2	Top Slab	0.06*25*0.52 = 0.78KN/m.		
3	Plaster	0.02*22*0.52 = 0.23KN/m.		
4	Block	0.24*9*0. 4 = 0.864 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*17*0.52=0.62KN/m		
6	Tiles	0.03*23*0.52=0.36 KN/m		
7	Mortar	0.02*22*0.52=0.23KN/m		
8	partition	2.0*0.52 =1.04 KN/m		
			4.85	KN/m

Nominal Total Dead load = 4.85 KN/m / Rib (service)

Nominal Total live load =5 KN/m * 0.52 = 2.6 KN/m / Rib (service)

wu = (1.2*4.85) + (2.6*1.6) = 9.98 KN/m/Rib

(4.4.2) Two way ribbed slab:

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

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.24*25*0.15*(0.55+0.4)= 0.855KN		
2	Top Slab	0.08*25*0.55*0.55 = 0.605KN		
3	Plaster	0.02*22*0.55*0.55 = 0.1331KN		
4	Block	0.24*9*0. 4*0. 4 =0.3456 KN		
5	Sand Fill	0.07*17*0.55*0.55 =0.360 KN		
6	Tiles	0.03*23*0.55*0.55 =0.2088KN		
7	Mortar	0.02*22*0.55*0.55 =0.1331KN		
8	partition	2.0*0.55*0.55 =0.605 KN		
			3.25	KN

Nominal Total Dead Load=3.25 KN (service)

D.L=3.25/(0.55*0.55) = 10.75 KN/m^2 (service)

WuD.L=1.2 D.L=(1.2* 10.75=12.9 KN/m^2) (factored)

WuL.L=1.6L.L=(1.6* 5 = 8 KN/m^2) (factored)

Wu = (12.9 + 8 = 20.9 KN/m^2)

(4.3)Design of Topping:

Dead load of topping :

Tiles .03*23*1 = 0.69 KN/m

Mortar 0.02*22*1 = 0.44 KN/m

Sand 0.07*17*1=1.19 KN/m

Topping 0.06*25*1 = 1.5 KN/m

Partitions 2.00 *1 = 2KN/m.

Dead Load = **5.82 KN/m**

Live Load = **5 KN/m**

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

=1.2 * 5.82+ 1.6 * 5 = **14.98KN/m**. (Total Factored Load)

$\phi M_n = 0.5$

$\phi = 0.55$

$\phi M_n = 0.5$

$\phi M_n = 0.6$

No structural reinforcement needed

shrinkage and temperature reinforcement must be provided

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho min = 0.0$

$A_s = \rho * b$

0f Φ8/20 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{108}{50}$ = 2.16

→ Spacing(S) = $\frac{1}{2.16}$ = 0.46m = 460 mm.

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c ≤ 380 ($\frac{280}{fs}$)

= 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) – 2.5* 20 ≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$)

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

= 330 mm. ≤ 380mm.

≤ 3 * h = 3* 60 = 180 mm……..controlled.

≤ 450 mm.

∴Use Φ8 @ 15 Cm C/C in both directions.

(4.4) Design of Rib (R1)

Material :-

concrete B300 → Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

b =12cm bf=52 cm

h =30cmTf=6 cm

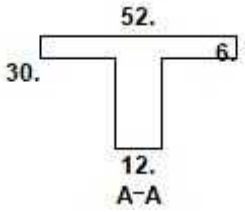
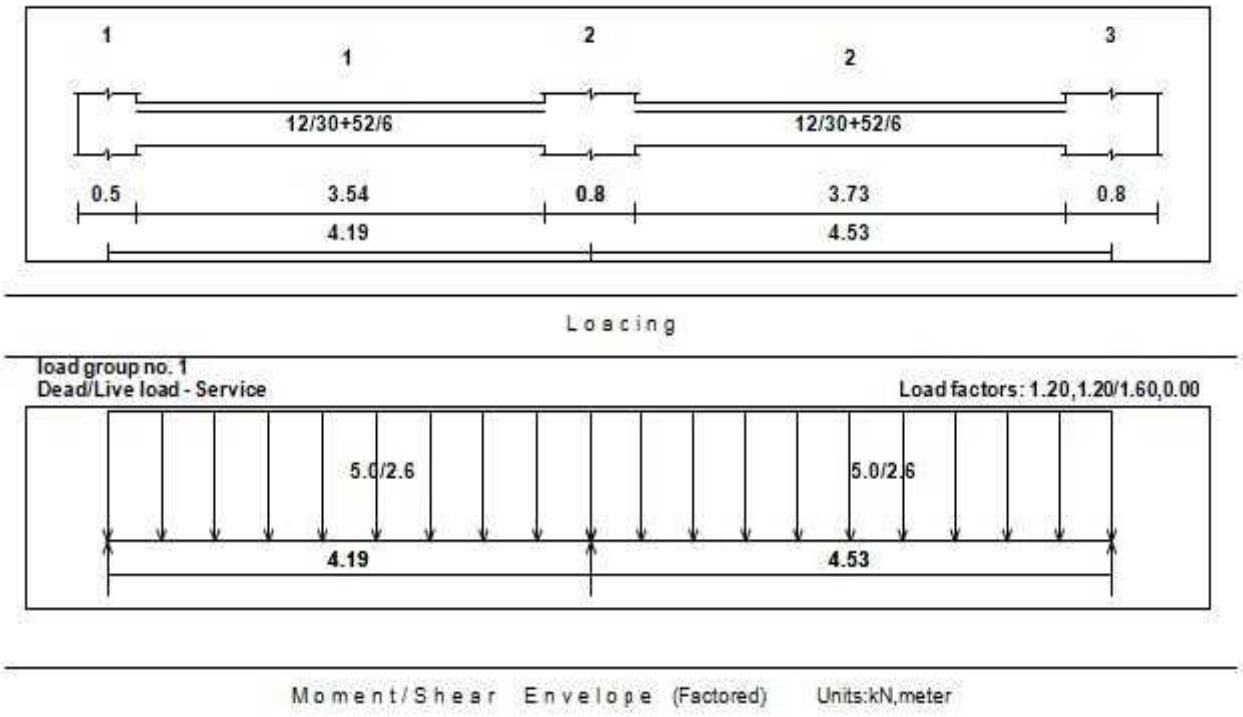


fig 4.3 (System : rib geometry)



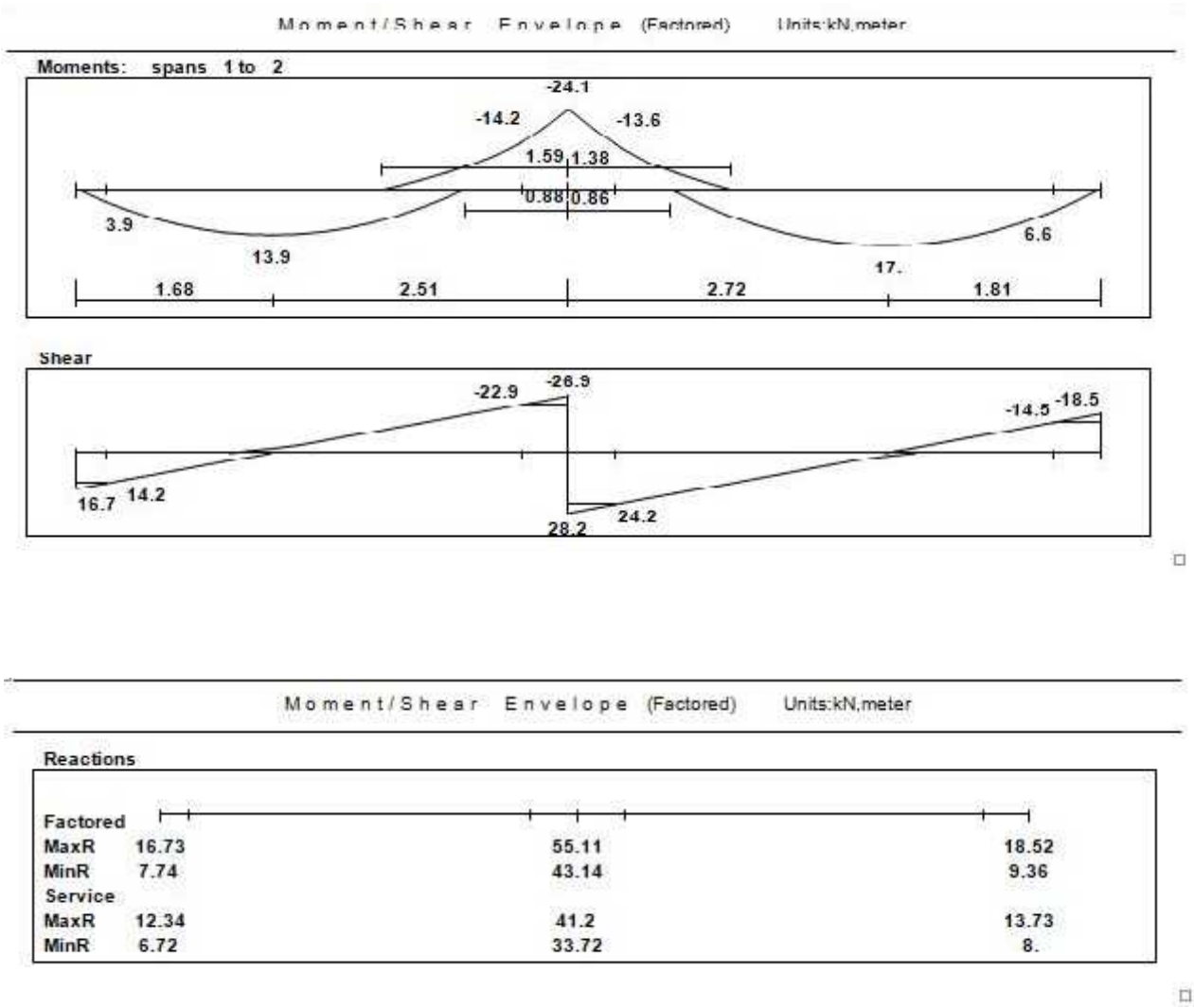


fig 4.4 (Loading, moment, envelops)

1) Maximum positive moment span (1) $Mu^{(+)}$ **= 17 K N.m**

Mn = Mu / ϕ = 17/ 0.9 = 18.8KN.m.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{18.8*10^6}{520*(261)^2} = 0.53\text{MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.53*20.6}{420}}\right) = 0.001279$$

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.001279 * 520 * 261 = 173..5\ mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 261 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 261$$

$=91\ mm^2 <$ **mm^2** ……..Large value is controlled($Asmin=141.0\ mm^2$)

($Asreq = 228.74mm^2$) >($Asmin=104.4mm^2$)

∴ $Asreq = 173.5mm^2$

n = Asreq/(As Φ14) = 173.5/153.86 =1.12

(2 Φ14 = 307.72 mm^2)>($As_{req} = 173.5mm^2$). OK.

∴ Use 2 Φ14

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$307.72 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

a = 12.18mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33$ mm * Note: $f_c' = 24MPa \leq 28$ MPa → $\beta_1 = 0.85$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * \varepsilon_c$$

$= \frac{261-14.33}{14.33} * 0.003 = 0.0516 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

2) Positive moment span (2)

$Mu^{(+)} =$ **13.9KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 13.9 / 0.9 = 15.44KN.m.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{15.44*10^6}{520*(261)^2}$ = 0.436MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.436*20.6}{420}}$ = 0.001049

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.001049 * 520 * 281 = 142.5\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 261 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 261$

$=91mm^2 <$ **$104.4mm^2$** ……..Large value is controlled($Asmin=104.4\ mm^2$)

($As = 142.5m^2$)

n = Asreq/(As Φ12) = 142.5/113=1.26

(2 Φ12 = 226 mm^2)>(As_{req}142.5 mm^2). OK.

∴ Use 2 Φ12

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

226* 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a =8.94mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.94}{0.85}$ = 10.5mm * Note: f_c' = 24MPa≤ 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * \varepsilon_s$

$= \frac{261-10.5}{10.5} * 0.003 = 0.07 > 0.005 \therefore \phi = 0.9$ OK

(4.4.1.1) Design of Negative moment of rib (R1)

1) Maximum negative moment at support (2)& $Mu^{(-)}$ =24.1 KN.m.

Mn = Mu /ϕ = 24.1/ 0.9= 26.78KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{26.78*10^6}{120*(261)^2} = 3.28\text{MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.28*20.6}{420}}\right) = 0.00833.$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00833* 120 *261 = 260.9mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 261 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 261$$

$=91mm^2$<**$104.4\ mm^2$** ……..Large value is controlled(Asmin=104.4 mm^2)

→ As_{req} =260..9mm^2>As_{min} = 104.4mm^2.

∴ As = 260.9mm^2

n = Asreq/(As Φ14) = 260.9/153.57=1.69

2 Φ14=307mm^2>As_{req} = 260.9mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ14

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

307* 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 52.67mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.67}{0.85}$ =61.97mm. * Note: f'_c = 27 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_S = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{261-61.97}{61.97} * 0.003 = 0.78 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

(4.6.2) Design of shear of rib (R1)

d = 300 – 20 – 10 – 18/2 = 261 mm

1) Vu = 24.2KN

$\phi V_c = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 261 = 19.17$ KN.

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 19.17 = 21.1$ KN.

→Check for Cases:-

1- Case 1 : $Vu \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$24.2 \leq (\frac{21.1}{2} = 10.55)$…....Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < Vu \leq \phi Vc$

$10.55 \leq 24.2 \leq 21.1$……NOT satisfy

3- Case 3 : ϕ Vc< Vu ≤ ϕ Vc + min ϕ Vs

min ϕ Vs = $\frac{1}{3}\phi bw * d = 0.333 * 0.75 * 120 * 261 = 7.82$KN

$10.89 \leq 24.2 \leq 28.91$. …… satisfy

Select ϕ10 – 2 legs Av=$2\frac{\pi}{4}10^2 = 157.08mm^2$

S rey =$\frac{\phi * Av * fy * d}{\phi * vs}$

$$S=\frac{0.75*157.08*420*261}{7.82*10^3}$$

S= 1651mm

S<d/2 =130.5mm

S<600mm

Use s =100mm

∴ Use 2 Leg Φ10 @ 10 Cm C/C

4.5 Design of Beam(B3)

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

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

=5.12/18.5 = 0.277 m = 28cm

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

=5.25/21 = 0.25 cm.=25cm

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

=4.25/18.5 = 0.25 m = 25cm

→Select Total depth of beam **h= 40cm. (drop beam).**

Loads calculations:

→Dead Load from Rib1=(25.168/0.52) = 48.4KN/m

→Live Load from Rib1=(14.54/0.52) = 28KN/m

→Dead Load from Rib2=(24.52/0.52) = 47.15KN/m

→Live Load from Rib2=(13.5/0.52) = 25.96 KN/m

→Beam self weight =25 *0.8*0.52= 10.4KN/m

Layers on Beam→

Layer	Calculation		
Plaster	0.02*22*0.80 = 0.352KN/m.		
Sand Fill	0.07*17*0.80=0.952 KN/m		
Tiles	0.03*23*0.80=0.552 KN/m		
Mortar	0.02*22*0.80=0.352KN/m.		
partition	2.0*0.80 =1.60 KN/m		
		3.8	KN/m

(service)D.L(O.Wof Beam + Layers)=3.8+10.4=14.2KN/m

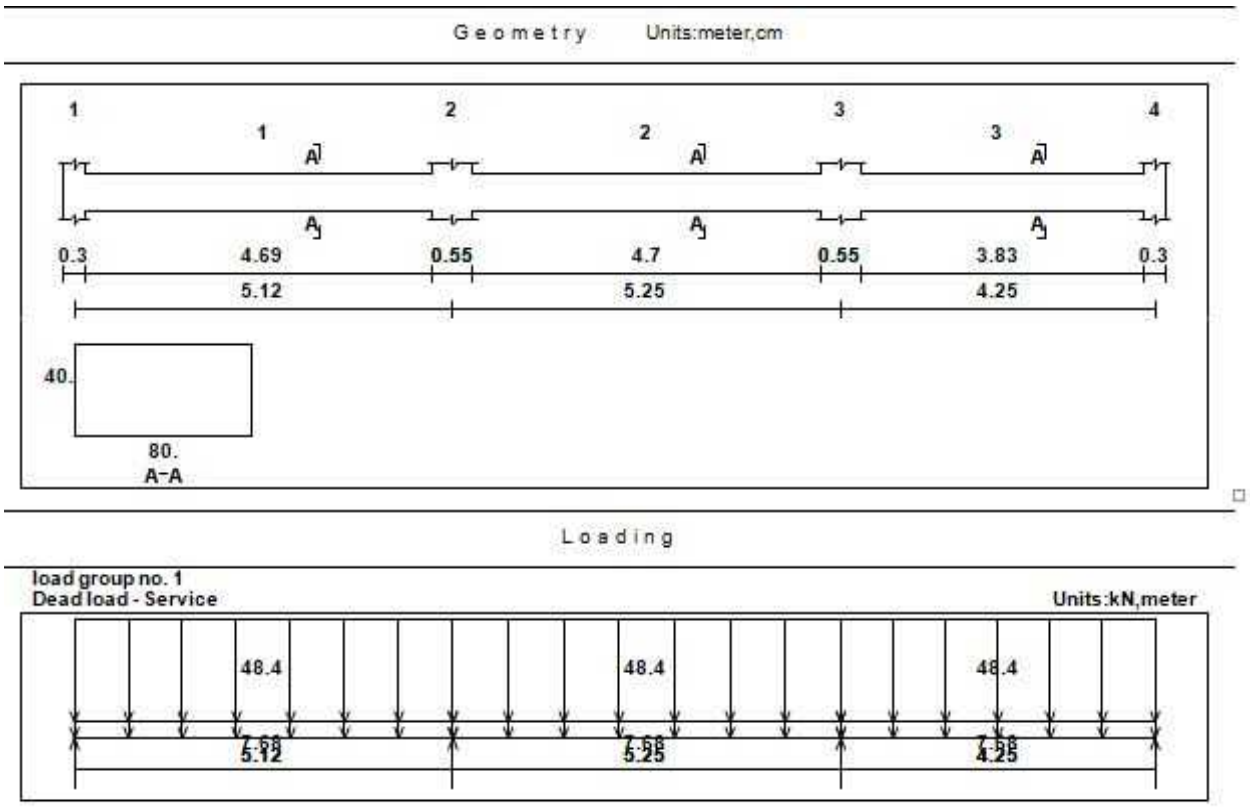
(factored)D.L=(1.2*14.2)=17.04 KN/m

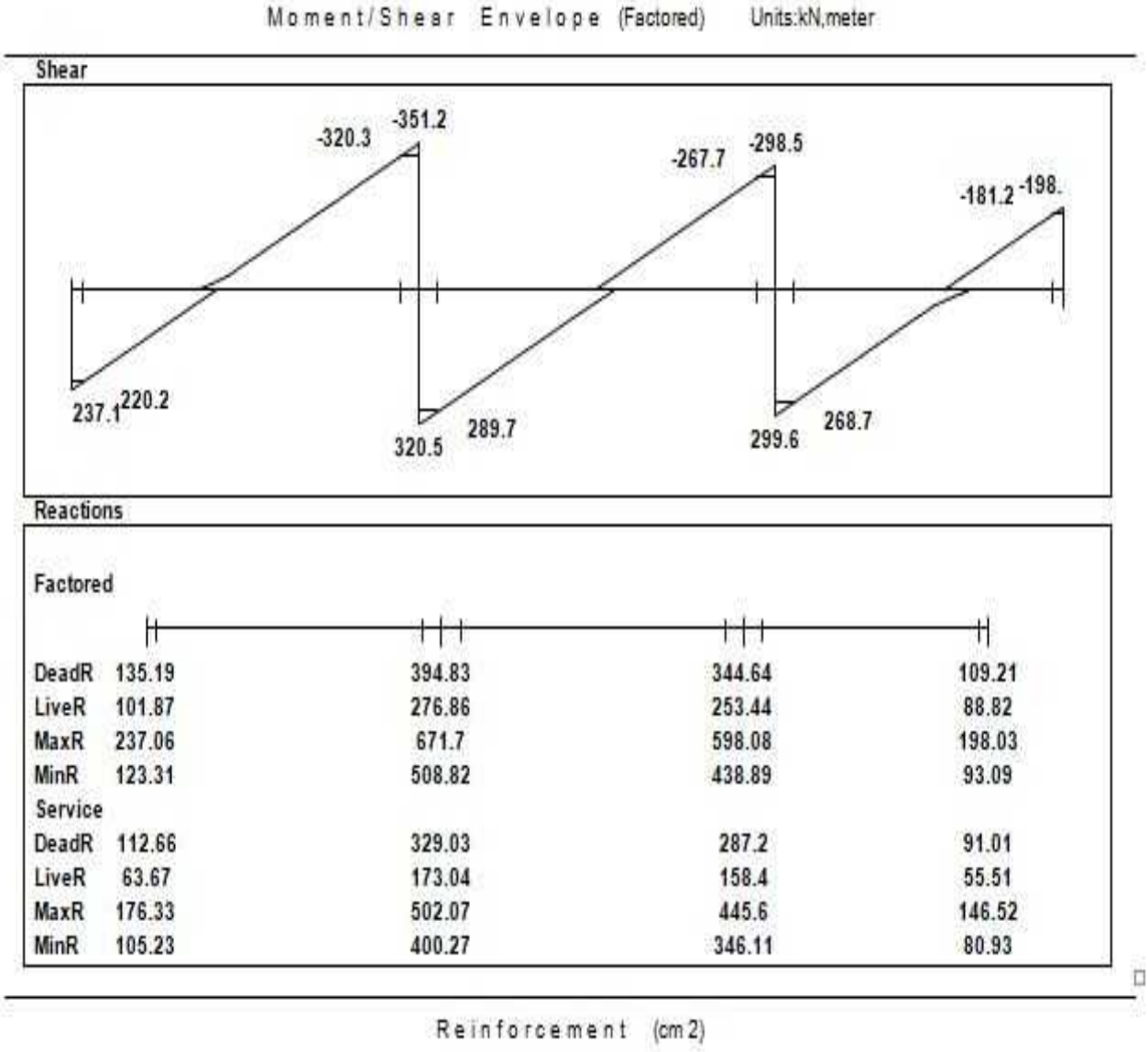
→Total D.L from Rib1=48.4+17.04=65.44 KN/m

→Total L.L from Rib1=28+(1.6*0.8*5)=34.4 KN/m

→Total D.L from Rib2=47.15+17.04=64.19 KN/m

Total L.L from Rib2=25.96+(1.6*0.8*5)=32.36 KN/m





DeadR	135.19	394.83	344.64	109.21
LiveR	101.87	276.86	253.44	88.82
MaxR	237.06	671.7	598.08	198.03
MinR	123.31	508.82	438.89	93.09
Service				
DeadR	112.66	329.03	287.2	91.01
LiveR	63.67	173.04	158.4	55.51
MaxR	176.33	502.07	445.6	146.52
MinR	105.23	400.27	346.11	80.93

4.5.1 Design of flexure:

4.5.1.1 Design of Positive moment:-

$\rightarrow Mu_{max}$ =250.4KN.m .

b_w = 0.80 m. , h =0. 40 m.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 400– 40 –10 –$\frac{20}{2}$= 340mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} *340 = 145.71mm.$

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 145.71 = 123.85mm.$ *Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa $\rightarrow \beta_1 = 0.85$

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

= 0.85 * 24* 123.85* 800* (340 – $\frac{123.85}{2}$) * 10^{-6}

= 562.1KN.m .

ϕ= 0.9

→ϕMn_{max} = 0.82 * 562.1= 460.92KN.m . * Note: ϵ_s = 0.004 → ϕ = 0.82

→ϕMn_{max} = 934KN.m> 250.4KN.m .

∴ *Design as* singly reinforced concrete section.

Design for positive moment :

1) maximum positive moment span (1) $Mu^{(+)}$ = 250.4**KN.m .**

Mn = Mu /ϕ= 250.4 / 0.9 = 278.22KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{278.22*10^6}{800*(340)^2}$ = 3MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3*20.6}{420}}\right)$ = 0.00776

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.00776 * 800 *340 = 2111 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 340 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 340$

= 793mm^2<**906.67mm^2**…… Larger value is control.

→(As_{req} = 2111 mm^2) >(As_{min} = 906.67 mm^2)

∴ As = 2111 mm^2.

n= Ast/As(Φ18)

=2111/254=8.29

∴ **Use 9 Φ 18 → As = 2286mm^2**

→ **Astotal = 2286mm**^{2}

Check for spacing:

S= (800 – 2*40 -2*10-9*18)/8

=67.8mm

S > 25 mm , S >db**……O.K**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

2286* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 117.66mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{117.66}{0.85}$ = 138.42mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{340-138.42}{138.42}$ * 0.003 = 0.0051> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

Tension – controlled section

2) positive moment span (3) $Mu^{(+)}$ = 174.7**KN.m**

Mn = Mu /ϕ= 174.7 / 0.9= 193.3KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{193.3*10^6}{800*(340)^2}$ = 2.1MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.1*20.6}{420}}\right)$ = 0.005288

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.005288 * 800 * 340 = 1438.34mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 340 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 340$$

= $793mm^2$<**$906.67mm^2$**……. Larger value is control.

→($As_{req} = 1438.34mm^2$) >($As_{min} = 906.67\ mm^2$)

∴ As = 1438.34 mm^2.

n= Ast/As(Φ16)

=1438/201.06=7.15

∴ **Use 8 Φ 16 → As = 1608.05 mm^2**

→ **Astotal = 1608.05mm^2**

Check for spacing:

S= (800 – 2*40 -2*10-8*16)/7

=81.71mm

S > 25 mm , S >db**……O.K**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

1608.05* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 41.39mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.39}{0.85}$ = 48.69mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{340-48.69}{48.69} * 0.003 = 0.0179 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

3) positive moment span (2) $Mu^{(+)}$ = 154.8**KN.m .**

Mn = Mu /ϕ= 154.8 / 0.9= 172KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{172*10^6}{800*(172)^2} = 1.85\text{MPa}.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.85*20.6}{420}}\right) = 0.004625$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.004625 * 800 * 340 = 1258\text{mm}^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 340 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 340$

= 793mm^2<**906.67mm^2**……. Larger value is control.

→(As_{req} = 1258mm^2) >(As_{min} = 906.67 mm^2)

∴ As = 1258 mm^2.

n= Ast/As(Φ16)

=1258/201.06=6.25

∴ **Use 7 Φ 16 → As = 1407.42 mm^2**

Check for spacing:

S= (800 – 2*40 -2*10-7*16)/4

=104mm

S > 25 mm , S >db**……O.K**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

1407.42* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 36.2mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.2}{0.85}$ = 42.5mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{340-42.5}{42.5} * 0.003 = 0.021 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

Tension – controlled section

(4.5.1.1) Design of negative moment

3) negative moment support (2) Mu **(-) = 244.7KN.m**

Mn = Mu /ϕ= 244.7/ 0.9 = 271.89KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{271.89*10^6}{800*(340)^2}$ = 2.93MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*2.93}{420}}$ = 0.007566

→ $A_s = \rho * b_w * d$ = 0.007566* 800 *340= 2057.89 mm^2

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 340 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 340$

= 793mm^2<**906.67mm²**……. Larger value is control.

→ (As_{req} = 2057.89mm^2) >(As_{min} = 906.67 mm^2)

∴ As = 2057 mm^2

n = Ast/As(Φ18)

= 2057/254=8.1

∴ Use 9 Φ 18 → As = 2286mm^2

Check for spacing:

S= (800 – 2*40 -2*10-9*18)/8

=72mm

S > 25 mm , S >db**……O.K**

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

2286* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 58.8mm.

c = a/β_1 = 58.8/0.85=69.17mm

= $\frac{340-69.17}{69.17}$ * 0.003 = 0.0117> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

Tension – controlled section

Negative moment on support(3) $Mu^{(-)}$ **=182.9KN.m**

Mn = Mu /ϕ = 182.9/ 0.9 =203.2 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{203.2*10^6}{800*(340)^2}$ =2.19MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.19*20.6}{420}}\right)$ =0.005529

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.005529 * 800 * 340 = 1504\ mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 340 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 340$$

= $793mm^2$<**$906.67mm^2$**……. Larger value is control.

→ ($As_{req} = 1504mm^2$) >($As_{min} = 906.67\ mm^2$)

∴ As = $1504\ mm^2$.

n= Ast/As(Φ16)

=41504/201.06=7.47

∴ **Use 8 Φ 16 → As = $1608.48mm^2$**

Check for spacing:

S= (800 – 2*40 -2*10-8*16)/7

=81mm

S > 25 mm , S >db**……O.K**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

1608.48* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 41.4 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85}$ = 48.7 mm. * Note: f'_c = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{340-48.7}{48.7} * 0.003 = 0.0179 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

Tension – controlled section

(4.5.2) Design of shear for beam:-

1) Vu = 320.3KN .

$\phi Vc = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 340 * 10^{-3} = 166.5$ KN.

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 166.5 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 340 * 10^{-3})$

= 166.5+666.2= 832.7 KN > Vu = **320.3** KN.

∴ Dimension is big enough.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$320.3 \leq \frac{166.5}{2}$= 83.25…....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

83.25< 320.3 ≤ 166.5…….Not satisfy.

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 800 * 340 * 10^{-3} = 62.46$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 800 * 340 * 10^{-3} = 68$ KN…….Control.

∴ϕVs_{min} = 68KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min}$ =166.5+ 68= 234.5 KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

166.5< 320.3≤ 234.5 ……. Not satisfy.

4-Case 4 :$\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$

$= 166.5 + 68 < 558.8 \leq 166.5 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800 * 340 * 10^{-3})$

$234.5 < 320.3 \leq 499.6$……. Satisfy.

$Vs = Vu/\phi - Vc = 320.3/0.75 - 166.5/0.75 = 153.5$ KN

$\rightarrow (\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$

Use Φ10 4legs ,Av = 314 mm^2.

S =(Av*Fyt*d)/Vs = (314*420*340)/(153.5*1000)

S = 292 mm

Smax ≤ $\frac{d}{2} = \frac{340}{2}$ = 170 mm.

≤ 600 mm.

∴ take(s = 120 mm) < (s_{max} = 170 mm)

anduse Stirrups **Φ10 4legs** @ 170 mm.

4.5.A Design of one way Solid Slab

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

=5.95/18.5 = 0.29 m = 29cm

Fig. (4. 9) One way solid slab

Minimum thickn deflection (Simply Supported)

$$h_{min} = \frac{l}{20} =$$

Take$h = 20\ cm$

Assume bar diameter Ø18 for main reinforcement.

Table (4.3) Calculation of the total dead load for one way solid slab

No.	Material	W = quality density * h
1	Reinforced concrete solid slab	
2	Plaster	
		$KN\ m^2$

Dead load = 5.66 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

Dead load for 1 m strip of slab $DL = 5.66 \times 1 = 5.66\ KN/m$

Live load for 1 m strip of slab $LL = 5 \times 1 = 5\ KN/m$

Design of reinforcement:

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 5.66 + 1.6 * 5 = 14.79\ KN/m$

Design of shear

$$V_{u\,max} = \frac{W_t}{}$$

$$V_c = 0.75 *$$

$= 0.75$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 31.58\ KN < \frac{1}{2} * \phi * V_c = 52.35\ KN\ \ -OK$$

Design of moment -

$$M_u = \frac{W_u *$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu /$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, f$$

$$R_n = \frac{M_u}{b * d^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\ \ 1 - \ \ \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\ \ = \frac{1}{20.6}\ \ 1 - \ \ \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.28}{420}}\ \ = 0.0031198$$

$$A_{s,req} = \rho *$$

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

$$A_{s,req} = 53$$

$$\therefore As = 538$$

$$Use\ \emptyset 12$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\,\emptyset 12}} = \frac{538.5}{113} = 4.7$$

$$\therefore \textbf{Take 5 } \emptyset$$

or Ø12@

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

$3h = 3 * 200 = 600\ mm$.١

$450\ mm$.٢

$s = 380\ \frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5 * 20 = 330\ mm \ldots\ but$.٣

$S\ max > 30$

$s = 200\ mm$

Temperature and shrinkage reinforcement for 1 m strip: -

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

∴ Take 4 Ø

or Ø12@

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

$3h = 3 * 200 = 600\ mm$.١

$450\ mm$ - control .٢

$s = 200mm < Smax = 450\ mm - Ok$

(4.6)Design of column (C22):

The total live and dead load

P_{uTotal}= 1025 KN(factored)

(4.4.1) Check the slenderness effect:

K= 1

$\frac{M_1}{M_2} = 1 \quad breced frame with$ M min

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

$r_y = \frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.4 = 0.12$

$r_x = \frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.2 = 0.06$

$L_u = 3.65$ m

$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 * 3.60}{0.12} = 30 < 40$ So the column is short at y axis

$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 \times 3.60}{0.06} = 60 > 40 = 22$ So the column is long at x axis

Check for the X-axis "short column"

$pn, max = \emptyset * 0.8 \ 0.85 fc \ Ag - Ast \ + Ast * fy$

$\emptyset = 0.65 \ its \ tide$

1577*10^3 =0.65*0.8 (0.85*24(200*400-Ast) + Ast * 420)

Ast=3505.23 mm^2

$\rho = Ast \backslash Ag = 3505.23 \backslash (200 * 400) =$

$0.0438 > 0.01 \ ok$

Use 14Ø18 with As= 3556.mm^2>Ast=3505.23,,,OK.

(4.4.5) Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- 16× d_b = 16×18 =288 mm control.
- 48×d_s =48 ×10 =480 mm
- Least diminution of the column = 200 mm

Use ϕ 10@200mm.

(4.4.6) Check for code requirements:

clear spacing between longitudinal bars = $\frac{400-40\times2-10\times2-6*18}{5} = 38.4mm$

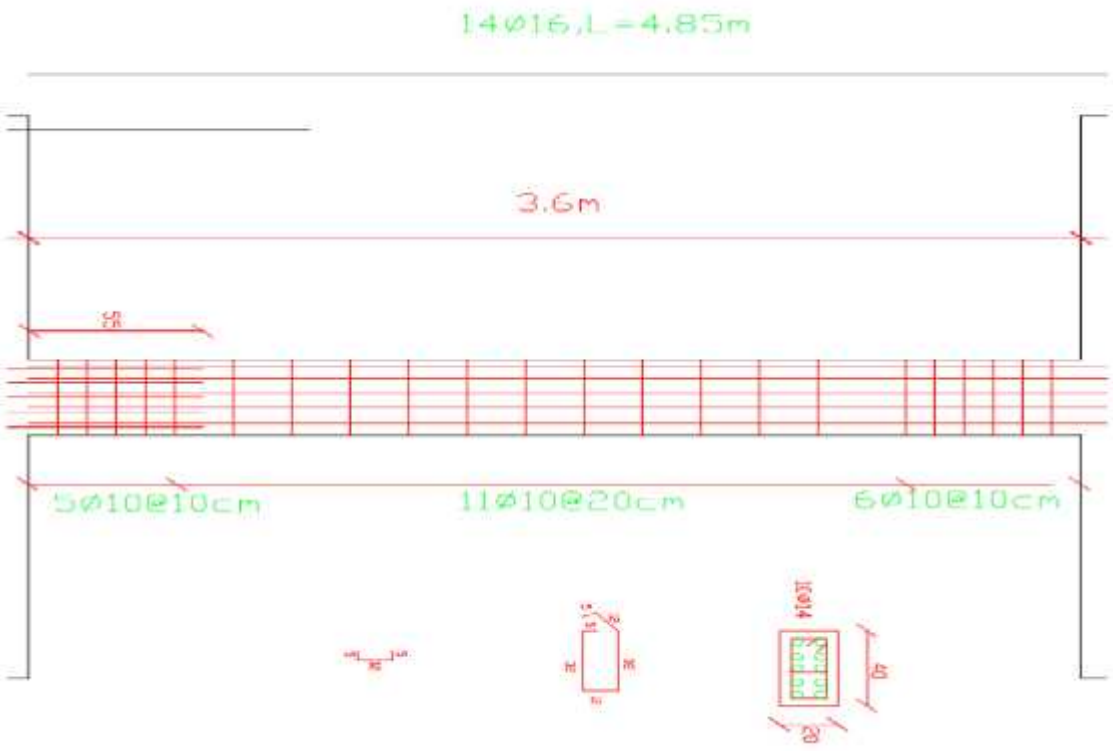
38.4 mm > 40mm

>1.5 d_b= 27 mm

- gross reinforcement ratio = 0.01560.01 ≤ 0.0438<0.04 ok

- NO of bars = 20> 4 bars for square columns.

- min ties diameter : ϕ 10 for ϕ 32 longitudinal bars and smaller.



Fig(4-14) :Column section and reinforcement.

4-7 Design of Stair Case

4-7-1Structural system and minimum thickness:

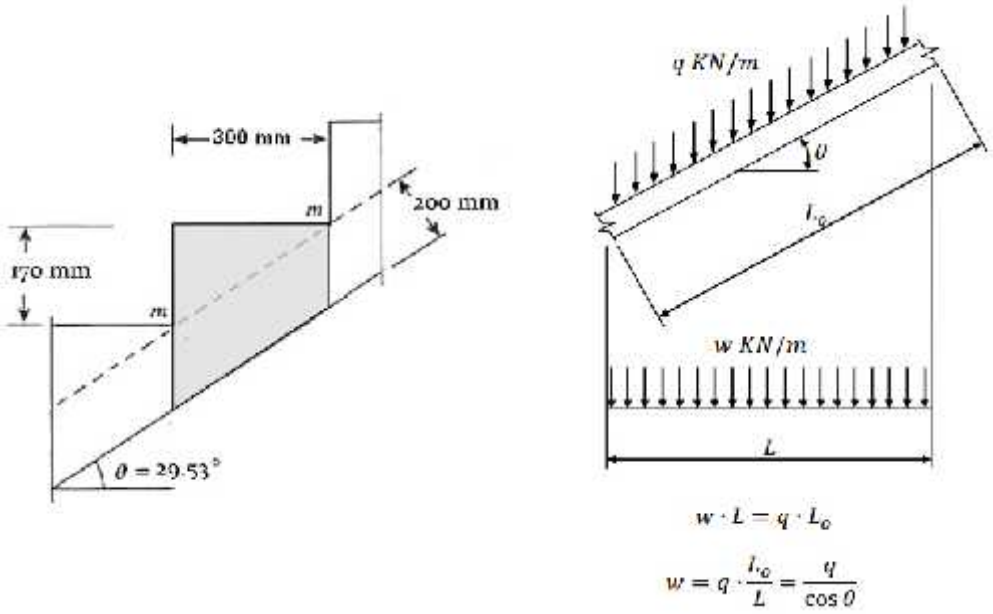
1. **The structural system of this stair was taken as a simply supported (one-way solid slab) since that the flight of stair will be supported at the ends of upper and lower landings.**

2. **Minimum Slab thickness for deflection is (for simply supported one-way solid slab) is** $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{595}{20} = 29.75\ cm$**, but in this case presented here where the slab ends are cast white the supporting beams and additional negative reinforcement is provided , minimum thickness can be assumed to be** $h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{595}{28} = 21.25\ cm$.

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

4-7-2 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 howfigure (4-30).$\theta = tan^{-1}\ \frac{rise}{run} = tan^{-1}\ \frac{170}{300} = 29.53^{\circ}$



$$w \cdot L = q \cdot L_o$$

$$w = q \cdot \frac{L_o}{L} = \frac{q}{\cos\theta}$$

Figure (4-15): Transformation of dead load into horizontal projection.

- ## Flight Dead Load computation:

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

Dead Load Form	Unit weight γ $(\frac{kN}{m^3})$	w $(\frac{kN}{m})$
Tiles	**23**	$23 \times \frac{0.170 + 0.35}{0.3} \times 0.03 \times 1 = 1.196$
Mortar	**22**	$22 \times \frac{0.170 + 0.3}{0.3} \times 0.02 \times 1 = 0.689$

Stair steps	**25**	$\frac{0.25}{0.3} \times \frac{0.170 \times 0.3}{2} \times 1 = 2.125$
Reinforced concrete (solid slab)	**25**	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 29.53} = 7.18$
plaster	**22**	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 29.53} = 0.7585$
$Tota\,Dead\,loads\ kN/m$		11.94

Table (4-7) DeadLoad calculations on flight.

- **Landing Dead Load computation:**

Table (4-8) shows Dead Load calculations on Landing of stair:

Dead Load Form	Unit weightγ $(\frac{kN}{m^3})$	$\gamma \times \delta \times 1$ $(\frac{kN}{m})$
Tiles	**23**	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
Mortar	**22**	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Reinforced concrete (solid slab)	**25**	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
plaster	**22**	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
$Tota\,Dead\,loads\ kN/m$		8.26

Table (4-8) DeadLoad calculations on Landing.

- **Live Load:** $L_l = 3 \ \frac{kN}{m^2}$.
- **Total Factored Load:** $w = 1.2\,D_L + 1.6\,L_l$

For flight: $w = 1.2\ \ 11.94\ + 1.6\ 5\ = 22.33\ \ \frac{kN}{m}$.

For Landing : $w = 1.2\ \ 8.26\ + 1.6\ 5\ = 17.91\ \ \frac{kN}{m}$.

4-7-3 Design of flight:

Because the load on the landing is carried into two directions, only half the load will be considered in each direction $\frac{17.91}{2} = 8.2\ \ \frac{kN}{m}$ **.as shown in figure (4-31).**

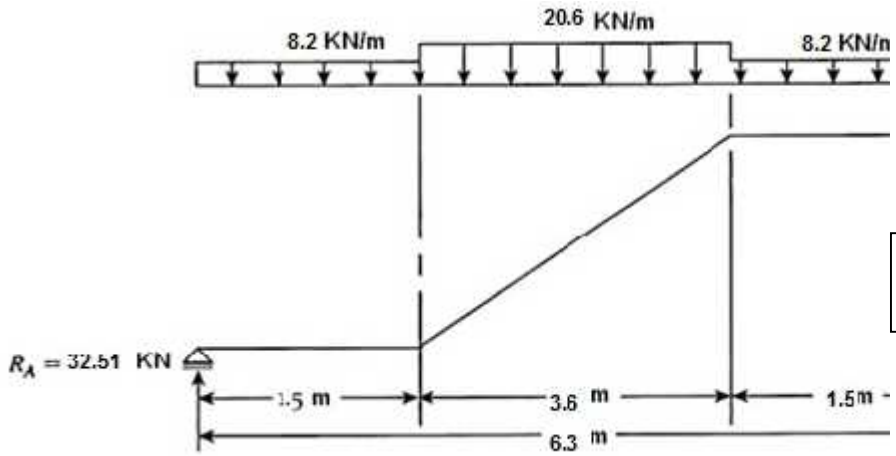


fig (4-14) : load of flight

Figure (4-16): Loads and reactions on statically system of flight.

(4.7.4) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -14\2 = 223 mm

Shear

Support reaction at B&A = 49.38

Vu = 49.38KN .

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

ØVC = 0.7

Vu = 49.38KN < $0.5¤Vc$ = 68.28 KN .

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

(4.7.5) Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu = 76.28kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 76.28 / 0.9 = 84.76KN.m.

d = 223mm.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6} \quad 1 - \quad \overline{1 - \frac{2*1.7*20.6}{420}} = 0.00423$$

→ $A_s = \rho$ * b *d = 0.00432*1000 *223= 943 mm^2

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

As_{min} = 450mm≤ As_{req} = 943cm^2

Use 5 Φ 16 / 1m

As provided =1608 > As req

5 - Secondary reinforcement:

→ A_s = 0.0018 $* h = b$ = 0.0018* 1000 *223= 450 mm^2

Use Φ12 @ 25 cm

(4.7.6) Design of landing

WR = 25.42

WL = 16.41

R = 75.13

(4.7.7) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -7 = 223 mm.

Support reaction at B&A = 17.5

Vu = 17.5

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

ØVC = 0.7

Vu = 17.5KN < $¤Vc$ = 136.55 KN .

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

(4.7.8) Design of Bending Moment :

Mu =(1.25*0.5*1.25*16.1)+(27.1*1.2*0.65)-(51.9*1.25)=57.95kN.m

Mu = 64.39.

= Mu / 0.9 = 73.1 / 0.9 = KN.m.

d = 172mm.

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

$$K_n = \frac{64.39 * 10^6}{1000 * 172^2} = 2.17MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.17}{420}}\right) = 0.0055$$

As_{req} = 0.0055*1000*172 =944.76 mm.

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2$$

$As_{\min}$ = 360mm2 ≤ As_{req} = 944.2mm2

Use Φ 14 \15cm

10.27cm^2/m> As req.……..**OK.**

Cheek spacing :

3h =2*200=600mm

= 450

=380(280\(2\3)*420)-2.5*20=330

= 300(280\(2\3)*420=300……..control

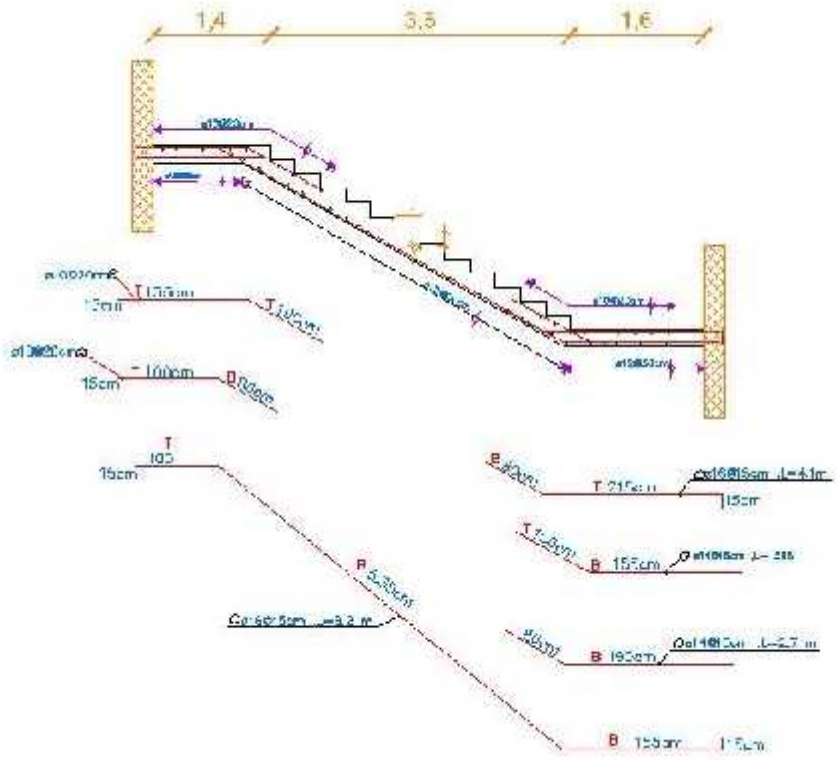


fig (4-17) : Detailing of stair

4-8 |Design of Shear Wall case.: SW 1

4-8-1 plan and materials of Shear wall:

The following figuredemonstrate the location of shear wall that we consider to design it on key plan figure (4-34), with materials of $f_{c'} = 24\ Mpa$, $f_y = 420\ Mpa$ .and height of $h_w = 22.10\ m$ and thickness $b = 300\ mm$ with width $L_w = 8.30\ m$and ratio of displacement over height $\frac{\Delta h}{h_w} = 0.0135$, vertical load $N_u or\ p_u = 1000kN$

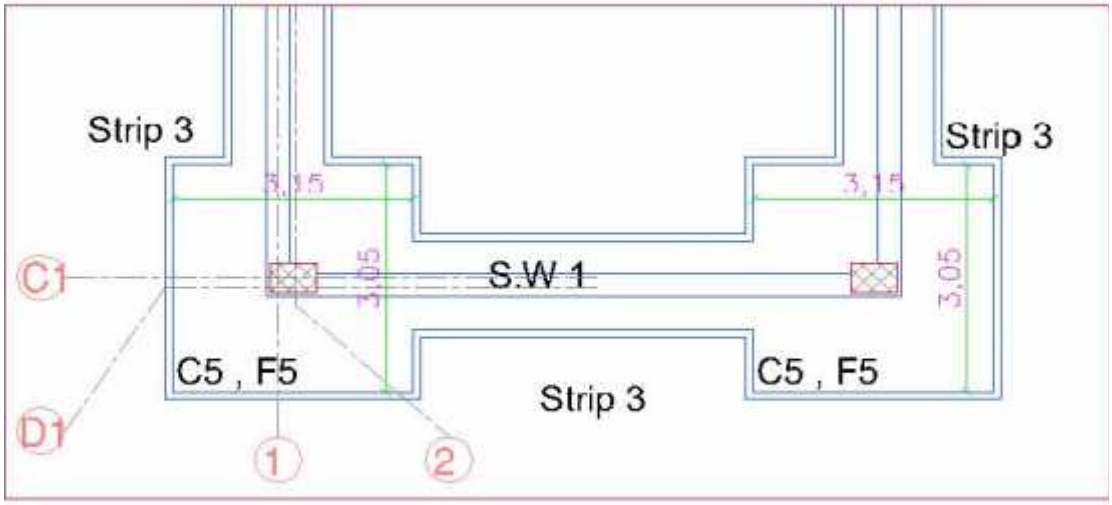


Figure (4-18): location of shear wall on key plan.

4-8-2 Elevation and internal Forces:

The following figuredemonstrate the elevation and internal forces shear force of shear wall that we consider to design figure (4-35):

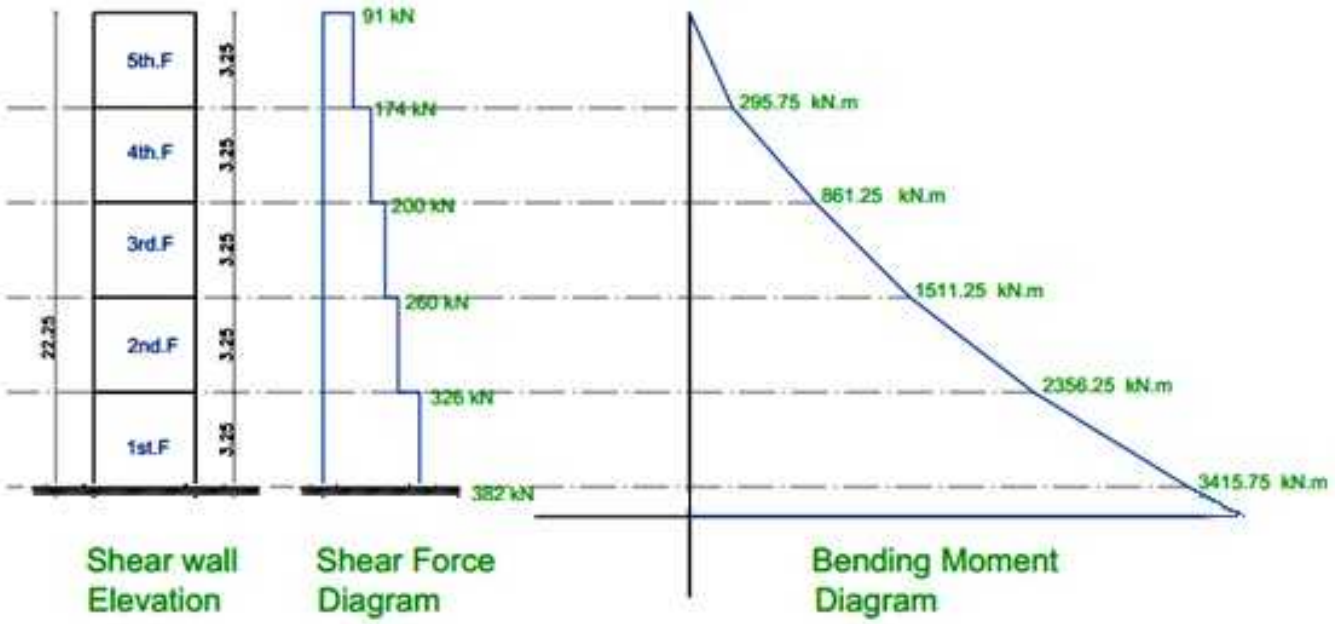


Figure (4-19): Elevation and internal forces of shear wall.

4-8-3 Design:

- **Moment M_u at critical section, (z_c)is the smallest of:**

$$z_c = \frac{L_w}{2} = \frac{8.3}{2} = 4.15\,m \quad -Controlled$$

$$z_c = \frac{h_w}{2} = \frac{22.1}{2} = 11.05\,m$$

$M_u = 3415.75\,kN$ **at critical section** z_c

Design as a rectangular section with $L_w = 830\,cm$, $b = 30cm$.

- **Calculation of effective depth (d) , the smallest of :**

$$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 8300 = 6640\,mm - controlled$$

$$d = 0.8 \times h_w = 0.8 \times 22150 = 17720\,mm$$

- **Design of shear force (Horizontal reinforcement A_{vh}) :**

$$max\,V_u = 382\,kN$$

Shear strength of concreteV_C is the smallest of :

1. $V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{f_c'}\ h\,d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 6640 * 10^{-3} = 1626kN\ -Controlled$

2. $V_c = 0.25\ \sqrt{f_c'}bd + \frac{N_u d}{4l_w}$

$$= 0.25\sqrt{24} \times 300 \times 6640 + \frac{1000 \times 10^3 \times 6640}{4 \times 8300} = 2639\ kN$$

3. $V_c = \ 0.5\ \sqrt{f_c} + \frac{l_w\ \ \sqrt{f_c'}+2\frac{N_u}{l_w h}}{\frac{M_{u1}}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\ \ \frac{b\,d}{10}$

$$V_c = \ 0.5\ \sqrt{24} + \frac{8300\ \sqrt{24} + 5.45}{\frac{3415\,x\,10^6}{382\,x\,10^3} - \frac{8300}{2}}\ \ \frac{300\,x\,6640}{10} = 3008\ kN$$

$V_c = 1626\ kN$

$\emptyset V_c + \emptyset V_s = V_u$

$\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{382}{0.75} - 261.08 = 248.25\ kN$$

$$\frac{Av_h}{s_h} = \frac{Vs}{f_y\,d} = \frac{248.25 \times 10^3}{420 \times 6640} = 0.09$$

$$min\ \ \frac{Av_h}{s_h}\ = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625 > 0.09\ -OK$$

Select $\emptyset 10$, *Two layers*

- **Max steps (** s_{max}**) in (Horizontal reinforcement** A_{vh}**) is the smallest of:**

$$\frac{L_w}{5} = \frac{8300}{5} = 1660\ mm$$

$$3\ h\ or\ b\ = 3 \times 300 = 900\ mm$$

$450\ mm\ -controlled$

$$Av_h = 2 \times 79 = 158\ mm^2\ , \frac{158}{s_h} = 0.625\ \ , s_h = \frac{158}{0.625} = 252.8\ mm$$

Select $s_h = 250\ mm\ \leq\ s_{max} = 450\ mm$

- **<u>Design of uniform vertical reinforcement</u>** A_{vv} **<u>:</u>**

$$A_{vv} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hw}{lw}\right) x \left(\frac{Avh}{sh\,x\,b} - 0.0025\right)\right] \times h \times S_v$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{22.25}{3}\right) \times \left(\frac{158}{250 \times 250} - 0.0025\right)\right] \times 250$$

$$= 0.68$$

Select $\emptyset 10$, *Two layers*

- **Max steps (s_{max}) in (vertical reinforcement A_{vv}) is the smallest of:**

$$\frac{L_w}{5} = \frac{3000}{3} = 1000\,mm$$

$$3\ h\ or\ b\ = 3 \times 250 = 750\,mm$$

$$450\,mm - controlled$$

$$A_{vv} = 2 \times 79 = 158\,mm^2\ , \frac{158}{s_v} = 0.68\ , s_h = \frac{158}{0.68} = 232.35\,mm$$

Select $s_h = 250\,mm \leq s_{max} = 450\,mm$

- **<u>Design of vertical steel in boundary A_{vB}:</u>**

In this part of design part of moment will be resisted from uniform distributed vertical steel and the other part of moment will be resisted from vertical steel of boundary.

$$M_u = M_{uv} + M_{uB}$$

Part of M_{uv} :

$$A_{sv} = 158 \times \frac{830}{25} = 5245.6\,mm^2\ (value\ of\ A_{sv}\ in\ all\ section)$$

$$\frac{z}{L_w} = \frac{1}{\left(2 + \frac{0.85 \times \beta_1 \times fc' \times lw \times h}{Asv \times fy}\right)}$$

$$= \frac{1}{\left(2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 8300 \times 300}{5245 \times 420}\right)} = 0.046$$

$$M_{uv} = 0.9 \times [0.5 \cdot A_{sv} \cdot fy \cdot lw\ \left(1 - \frac{z}{2 \times L_w}\right)]$$

$$= 0.9 \times \ 0.5 \times 5245 \times 420 \times 8300 \ \ 1 - \frac{0.0465}{2} \ \ = 8009.02\ kN$$

$$M_{uB} = M_{u,max} - M_{uv} = 3415.7 - 8009.02 = -4593.3\ kN$$

Use Min

=0.0018 * b * h = 0.0018 *1000*300 =540 mm.

$$\emptyset 12\ , Two\ layers$$

Select $s_h = 250\,mm \ \leq \ s_{max} = 450\,mm$

We also did design shear wall by using **Etabs** program.

Vertical Steel Asmin=0.0012*100*30= 3.6cm^2/m

Horizontal Steel Asmin= 0.002*100*30= 6cm^2/m **both sides**

Vertical Reinforcement: select Φ 14 \20cm at each side

Horizontal Reinforcement: select Φ 10 \20cm at each side

U-hook Φ 12 \20cm

(4.9) Design of Isolated Footing (F5):-

(4.9.1) Determination of Loads:

fc= 24Mpa fy=420Mpa

Total factored load = 1025 KN.

Total services load = 815KN

Column Dimensions = 40 * 20 cm

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure =400 KN/m^2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = 25×0.5= 12.5 KN/m^2.

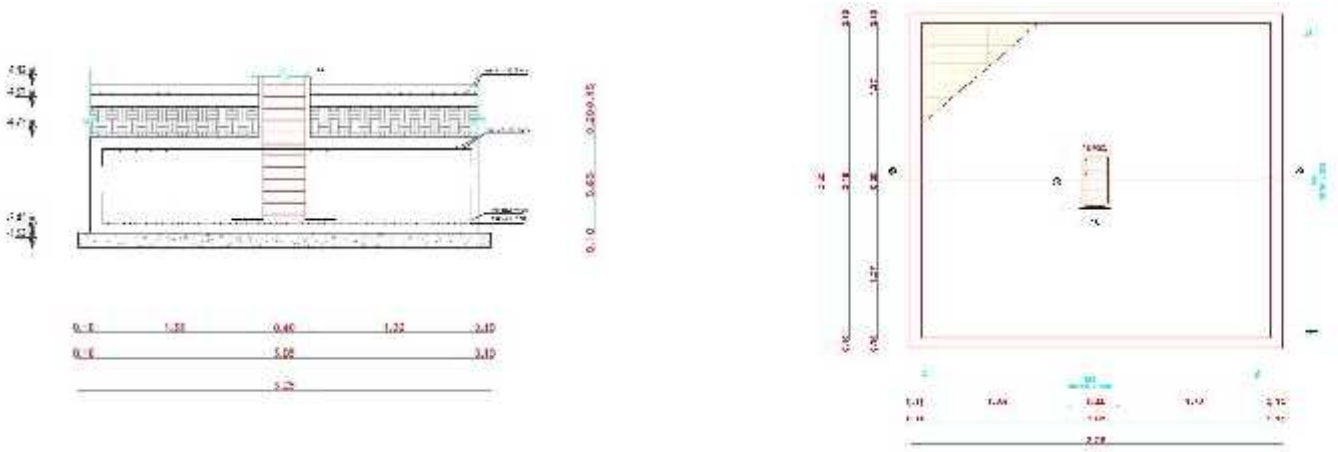


Fig (4-20) :Top Plan and section of footing.

Soil weight above the footing = 0.3× 18 = 5.4 KN/m2.

q_{allow} =400 – 5.4– 12.5 = 382.1 KN/m^2

(4.9.2) Determination of Footing Area:

$$A = \frac{815}{382.1} = 2.13m2$$

Try 1.5 * 1.5 m with area 2.72 m^2 ≥ Areq 2.72 m^2,,,,,OK.

Take l = 1.5 m.

Pu=1025 KN.

q_u= 1025 / 1.5 * 1.5= 455.56KN/m2

(4.9.3) Check for one-way shear strength:-

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}$$

$$V_u = \frac{455.56}{1000000} \times 1500 \times (335 - d)$$

$V_u = \emptyset V_C$

$d = 33.6$

(4.9.4) Determination the depth of footing based on shear strength:-

Assume, ϕ =16mm , cover=75mm

H=336+75+16+8=435mm

Take H= 50

d= 50-75-16=41.5mm

$V_u = q_u \times$

$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}$

$\emptyset V_C = 419.3$

- **Design of Tow-way shear strength:**

$V_u = p_u - FR_b$

$FR_b = q_u \times$ area of critical section

$V_u = 376.8 - 296 \times \quad 0.4 + 0.415 \quad \times \quad 0.2 + 0.415 \quad = 228.43 \text{kN}$

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

1. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \quad 1 + \frac{2}{\beta_c} \quad \times \quad \overline{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
2. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2\right) \times \quad \overline{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
3. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \quad \overline{f_{c'}} \times b_\circ \times d$

Where:

$\beta_c = \frac{\text{column}}{\text{colum}}$

$b_\circ =$ Perimeter of critical section taken at $(d/2)$ from the loaded area.

$= 2 \times \ 41.5$

$\alpha_s = 40$ fo

Substitutingvalues in equations:

$\emptyset V_C = 0.7$

$\emptyset V_C = 0.7$

$\emptyset V_C = 0.7$

$\emptyset V_C = 11$

(4.9.6) Design of Bending Moment:

1) At long dimension column "40cm"

Assume, ϕ =18mm , cover=75mm

H= 500mm

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

Mu = 455

Mn = 19/0.9 = 21.11 KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.11*10^6}{1500*(415)^2} = 0.08\text{MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.08*20.6}{420}} = 0.00019$$

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.00019 * 1500 * 415 = 118\ mm^2$.

$$As_{\min} = 0.0018*3100*650 = 3627mm^2$$

$$As_{\min} = 3627mm^2 \le As_{req} = 4737mm^2,,,OK.$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ on\ meter\ = \frac{4737}{255} = 19$$

Use 19Ø18 with As =5227.82 mm2 ≥As req =5227 ,,,,, OK.

check for spacing :

$$s = \frac{3100 -$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*650=1950mm

S=153.6<450 ,,,,, o k.

2) At short damnation column "40cm"

Assume, ϕ =18mm , cover=75mm

Take H = 650mm.

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times B \times \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)$$

$$= \left(381 \times 3.1 \times \left(\frac{3.1}{2} - \frac{0.4}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{3.1}{2} - \frac{0.4}{2}\right) = 1195.86\text{KN.m}$$

Mn = 1195.27/0.9 = 1328.1KN.m

$$d = 650 - 75 - 18/2 = 566mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{1195 \times 10^6}{3100 \times 566^2} = 1.44Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.44}{420}}\right) = 0.0035$$

$$As_{req} = 0.0035 \times 3100 \times 566 = 6141\ mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 3100 * 650 = 3627 mm^2$$

$$As_{\min} = 3627^2 < As_{req} = 6141 mm^2$$

$$\#\ of\ bar\ \ in\ on\ meter\ = \frac{6141}{255} = 24$$

Use 24Ø18 with As = 6225mm^2 ≥As req = 6141 mm^2,,,,OK .

check for spacing :

$$s = \frac{3100 -$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*800=2400mm

S=109.5<450 ,,,, o k.

٥ الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

١.٥ النتائج.

٢.٥ التوصيات.

٣.٥ المراجع.

4.5 الملحقات.

١.٥النتائج: -

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته وجوانبه ، تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي: -

١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
٣) التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان والقوةالإنشائية.

٢.٥التوصيات :-

١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣) يجب بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤) يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

5.3قائمة المصادر والمراجع: -

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. ACI Committee 318 (2011), ***ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

٤.٥ الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (S)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمـــل المـــوزع	الحمل المركز البديل
عـــام	خاص	الاشغـــال	كن/م^2	كن
تابع المبانـــي التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب علـــى عربـــات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخـــزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركـــــة المركبـــــات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها مـــن أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممـــــرات والمـــــداخل والأدراج و بـــــسطات الأدراج الثانويـــة.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.