بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سفارة فلسطين في السعودية

فريق العمل :-

محمد كامل أبوعرام صفوان خمايسة

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

٢٠١٥م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سفارة فلسطين بالسعودية

فريق العمل :-

محمد كامل أبوعرام صفوان خمايسة

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

٢٠١٥ م

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمبنى سفارة فلسطين بالسعودية

أسماء الطلبة :-
محمد كامل أبوعرام صفوان خمايسة

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
.....

٢٠١٥ م

الاهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

الى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب ، أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى من علمني أول حرف.....أساتذتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

الى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

كذلك نشكر كل من ساعد على إتمام هذا البحث وقدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة وزودنا بالمعلومات اللازمة لإتمام هذا البحث.....

الذين كانوا عونا لنا في بحثنا هذا ونورا يضيء الظلمة التي كانت تقف أحيانا في طريقنا.....

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنلوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدأ بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم العمارة، وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الانشائي لمبنى " السفارة الفلسطينية في السعودية "

فريق العمل :

صفوان عبد المهدي الخمايسه محمد كامل أبوعرام

جامعة بوليتكنك فلسطين -٢٠١٥ م

إشراف :

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع :

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى **"السفارة الفلسطينية في السعودية "** ، المشروع عبارة عن مبنى مكون من ثلاثة طوابق بمساحة إجمالية ٤٧٧٢ متر مربع تقريبا، يمثل مرآه حقيقية تنقل للزائرين من أجانب أو مواطنين مغتربين ما وصلت اليه بلادنا من تقدم في مجال التشييد و البناء، حيث يحاكي المبنى المشهد العمراني المحلي في فلسطين و مواكبته للتطور، وتم زيادة مساحة الفراغات داخل السفارة لاستيعاب التزايد الملحوظ في أعداد الرعايا الفلسطينيين في السعودية و تلبية احتياجات المراجعين و تسهيل معاملاتهم، وتم مراعاة المناخ الصحراوي للملكة العربية السعودية في التصميم و وضع الحل الأمثل لمواجهة ذلك .

وتم الاعتماد في التصميم على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI-318)، وتم استخدام بعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل : Autocad /E-tabs /safe /ATIR/ وغيرها من البرامج. ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، وتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة ، وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى .

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design Of "Palestinian Embassy In KSA"

WORKING TEAM:

Safwan Khamaiseh Mohammed Abu Iram

Palestine Polytechnic University – 2015

Supervisor:

Dr. Maher Amro

Project abstract

The idea of this project is summarized in the structural design of " Palestinian Embassy in KSA ". The project consists of three storeys that have a gross area equal to 4772 m^2, It represents a real mirror of development and progress in erection and construction. The area of spaces increased inside embassy to accommodate the increment of Palestinian who live in KSA, helps them, and facilitates their dealings. Furthermore, we are highly considerate for the desert climate of KSA in the design and find optimum solution for it.

The structural design will be according to ACI-318 code, and to the Jordanian code of life loads, this project contains structural loads analysis for vertical and horizontal loads, structural design and details for each member in the building.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
شهادة تقييم مشروع التخرج	Ii
الإهداء	Iii
الشكر و التقدير	Iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
الفصل الأول : المقدمة	1
١-١ المقدمة	2
١-٢أهداف المشروع	3
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦فصول المشروع	4
١-٧إجراءات المشروع	4
١-٨ الجدول الزمني للمشروع	5
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
٢-١المقدمة	7
٢-٢المحة عن المشروع	8
٢-٣ موقع المشروع	8
٢-٤ أسباب اختيار الموقع	9
٢-٥ وصف المساقط الأفقية للمشروع	9
٢-٥-١ الطابق الأرضي	9
٢-٥-٢ الطابق الأول	10
٢-٥-٣ الطابق الثاني	11
٢-٦ وصف واجهات المشروع	12
٢-٦-١ الواجهة الشمالية	12
٢-٦-٢ الواجهة الجنوبية	12
٢-٦-٣ الواجهة الشرقية	13
٢-٦-٤ الواجهة الغربية	13
٢-٧ وصف الحركة في المبنى	14
٢-٨ حركة الشمس والرياح	14
٢-٩ المقاطع في المبنى	15
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	16
٣-١ المقدمة	17
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	17
٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية	18
٣-٤ الاختبارات العلمية	18
٣-٥ الأحمال	19
٣-٥- ١ الأحمال الرئيسية	19
٣-٥-٢ الاحمال الثانوية	20

٣-٥-2-١ الأحمال الميتة 20
٣-٥-2-٢ الأحمال الحية 21
٣-٥-2-٣ الأحمال البيئية 22
أحمال الثلوج 22
أحمال الرياح 22-23
أحمال الزلازل 24
٣-٥-2-4 أحمال الانكماش والتمدد 24
٣-٦العناصر الإنشائية ٢٤
٣-٦-١ العقدات ٢٥
٣-٦-١-١العقدات المصمتة ٢٦
٣-٦-١-٢العقدات المفرغة ٢٧
٣-٦-١-٢-١ العقدات المفرغة في اتجاه واحد ٢٧
٣-٦-١-٢-٢ العقدات المفرغة في اتجاهين ٢٨
٣-٦-٢ الجسور ٢٨-٢٩
٣-٦-٣الأعمدة ٣٠
٣-٦-٤ جدران القص ٣١
٣-٦-٥ فواصل التمدد ٣٢
٣-٦-٦ الأسلس ٣٢-٣٣
٣-٦-٧ الأدراج ٣٤
٣-٦-٨ الجدران الاستنادية ٣٥
٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة ٣٦

37 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
38 4.1 Introduction
39 4.2 factored loads
39 4.3 slabs thickness calculations
39 4.3.1 thickness for one way ribbed
39 4.4 load calculations
39-40 4.4.1 one way ribbed slab
40-41 4.5Design of topping
42 4.6 design of rib
43 4.6.1 Design of flexure
43-44 4.6.1.1 Design of negative moment of rib1
45-47 4.6.1.2 Design of positive moment of rib 1
48-49 4.6.2Design of shear of rib
50 4.7 Design of beam
51 4.7.1 Design of flexure
51-56 4.7.1.1 Design of positive moment
57-60 4.7.1.2 Design of negative moment
61-65 4.7.2 Design of shear
67 4.8 design of tow way ribbed slab
67-70 4.8.1 design for positive moment
70-73 4.8.2 design for negative moment
73-76 4.9 design of column
77 4.10 design of isolated footing
77 4.10.1 load calculation

77 4.10.2 design of footing area
78 4.10.3 determine the depth of footing
79 4.10.4 design of bending moment in long direction
79-80 4.10.5 design of bending moment in short direction
81 4.11 stairs design
81 4.11.1 load calculation
81 4.11.2 design of shear
82 4.11.3 design of bending of flight
84-85 4.11.4 design of bending of landing
86-90 4.12 design of shear wall

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات 91
٥-١ النتائج 92
٥-٢ التوصيات 92

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 20
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 21
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 32

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) الموقع المقترح للمشروع 8
شكل (٢-2) مخطط الطابق الأرضي 9
شكل (٢-3) مخطط الطابق الأول 10
شكل (٢-4) مخطط الطابق الثاني 11
شكل (٢-٥) الواجهة الشمالية ١٢
شكل (٢-٦) الواجهة الجنوبية ١٢
شكل (٢-٧) الواجهة الشرقية ١٣
شكل (٢-٨) الواجهة الغربية ١٣
شكل (٢-٩) حركة الرياح على قطعة الارض ١٤
شكل(٢-١٠) حركة الشمس خلال فصلي الشتاء والصيف ١٥
شكل (٢-١١) مقطع A-A ١٦
شكل (٢-١٢) مقطع B-B 16
شكل (٣-١) انتقل الأحمال ١٩
شكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على الضغط الواقع على المبنى ٢٣
شكل (٣-٣): تأثير اتجاه الرياح على الضغط الواقع على المبنى. ٢٣
شكل (٣-٤): رسم توضيحي للعناصر الانشائية. ٢٥
شكل (٣-٥) عقدات مصمتة باتجاه واحد ٢٦
شكل (٣-٦) عقدة مصمته باتجاهين ٢٦
شكل(٣-٧)العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد ٢٧

شكل(٣-٨)العقدات المفرغة ذات الاتجاهين ٢٨
شكل (٣-٩) أشكال الجسور ٢٩
شكل (٣-١٠) أنواع الاعمدة المستخدمة ٣٠
شكل (٣-١١) جدار القص ٣١
شكل (٣-١٢)شكل الأساس المفرد ٣٣
شكل(٣-١٣)مقطع طولي في الأساس ٣٣
شكل(٣-١٤)توزيع الحديد بالأساس ٣٣
شكل(٣-١٥)مقطع توضيحي في الدرج ٣٤
شكل(٣-١٦)جدار استنادي ٣٥

39 Figure (4-1): one way ribbed slab.

43 Figure (4-2) : rib geometry.
43 Figure (4-3) : loading of rib B0-R2
44 Figure (4-4) : moment envelop of rib B0-R2.
44 Figure (4-5) : shear envelop of rib B0-R2
51 Figure (4-6) : beam geometry.
51 Figure (4-7): load of Beam B0-B7 .
52 Figure (4-8): moment envelop of beam B0-B7.
52 Figure (4-9): shear envelop of beam B0-B7.
67 Figure (4-10): tow way ribbed slab.
77 Figure (4-11): geometry of footing (f2)
82 Figure (4-12): envelop shear and moment diagram of Flight for stairs.
84 Figure (4-13): envelop shear and moment diagram of Landing of stairs.
86 Figure (4-14): Load from earth of Shear wall
89 Figure (4-15): Moment and Shear Diagram of shear wall.

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.
- L= length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = 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.
- V_u = 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 .

Chapter 1

المقدمة

١-١ المقدمة.

٢-١ أهداف المشروع.

٣-١ مشكلة المشروع.

٤-١ حدود المشروع.

٥-١ المسلمات.

٦-١ فصول المشروع.

٧-١ إجراءات المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع .

(١-١) المقدمة:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة, وأكثرها لزوما على مر العصور, ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة, كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

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

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك, بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى سفارة فلسطين بالسعودية .

(١-٢)أهداف المشروع :-

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

١) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

(١-٣) مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للسفارة الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

(١-٤) حدود المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الصيفي والأول من السنة الدراسية ٢٠١٥ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الصيفي و مشروع التخرج في الفصل الأول.

(١-٥) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) .
٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir)،(Safe)(etabs) وغيرها.

(١-٦)فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

(١-٧) إجراءات المشروع :-

1) 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.

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

(١-٨) الجدول الزمني للمشروع :-

المرحلة	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤
اختيار المشروع	*																							
دراسةالمخططات المعمارية	*	*																						
توزيع الاعمدة		*																						
دراسة المبنى انشائيا			*	*	*	*																		
تحليل انشائي					*	*	*	*	*	*	*													
تصميم انشائي								*	*	*	*	*	*	*	*	*	*							
اعداد المخططات												*	*	*	*	*	*	*	*	*				
كتابة المشروع																					*	*		
عرض المشروع																							*	*

(١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥)

Chapter ٢

الوصف المعماري

2-1 المقدمـــــــــــــــــة

2-2 لمحة عن المشروع

2-3 موقع المشروع

2-4 وصف المساقط الأفقية للمبنى

2-5 وصف الواجهات

2-6 وصف الحركة في المبنى

2-7 أسباب اختيار الموقع

2-8 حركة الشمس والرياح

2-9 القطاع في المبنى

(٢-١) مقدمة :-

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

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

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة **العمل المعماري**، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، **فالمبنى** مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معماريا، لان المفهوم المعماري لا **يقتصر على الشكل** فحسب كما يظن البعض؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

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

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

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

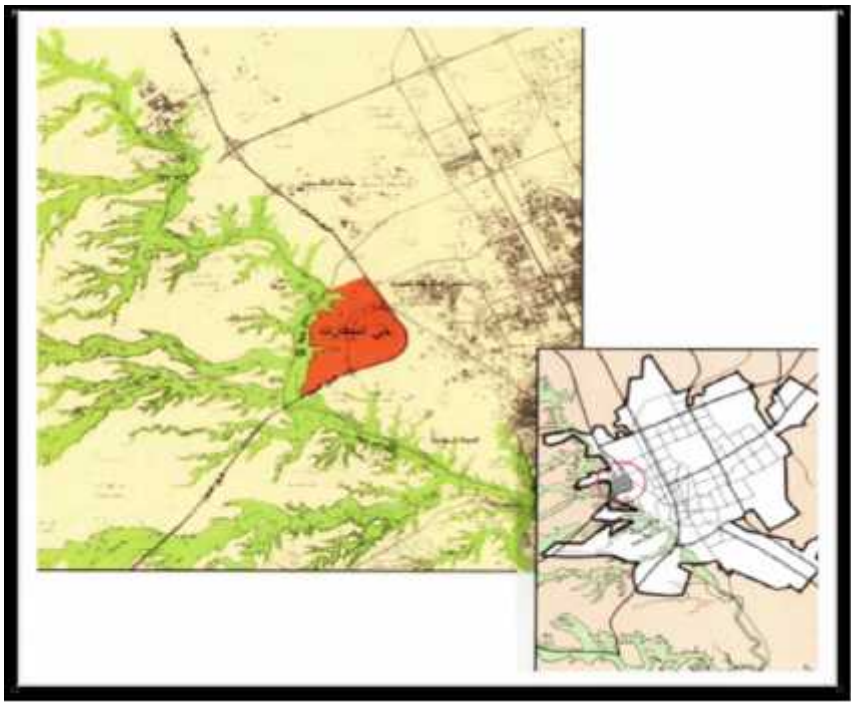
2-2 لمحة عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى لسفارة فلسطين بمدينة الرياض بالسعودية، يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها، والمشروع من إعداد المهندسة آلاء السويطي.

يتكون المبنى من ثلاثة طوابق على قطعة أرض مساحتها 8155 متر مربع، ومساحة البناء 4700 متر مربع.

2 - 3موقع المشروع :

يقع موقع المشروع المقترح في حي السفارات شمال غرب مدينة الرياض والتي تقع بوسط المملكة السعودية والتي تقع على خط عرض (38.24)شمالا وخط طول (43.46) درجة شرقا ويحيط بالموقع وادي حنيفة من جهة الغرب وكل من طريقي صلبوخ ومكة السريعين من جهتي الغرب والجنوب على التوالي. تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(٢-١).



شكل(٢-١) موقع حي السفارات بالنسبة لمدينة الرياض

2-٤ أسباب اختيار الموقع :

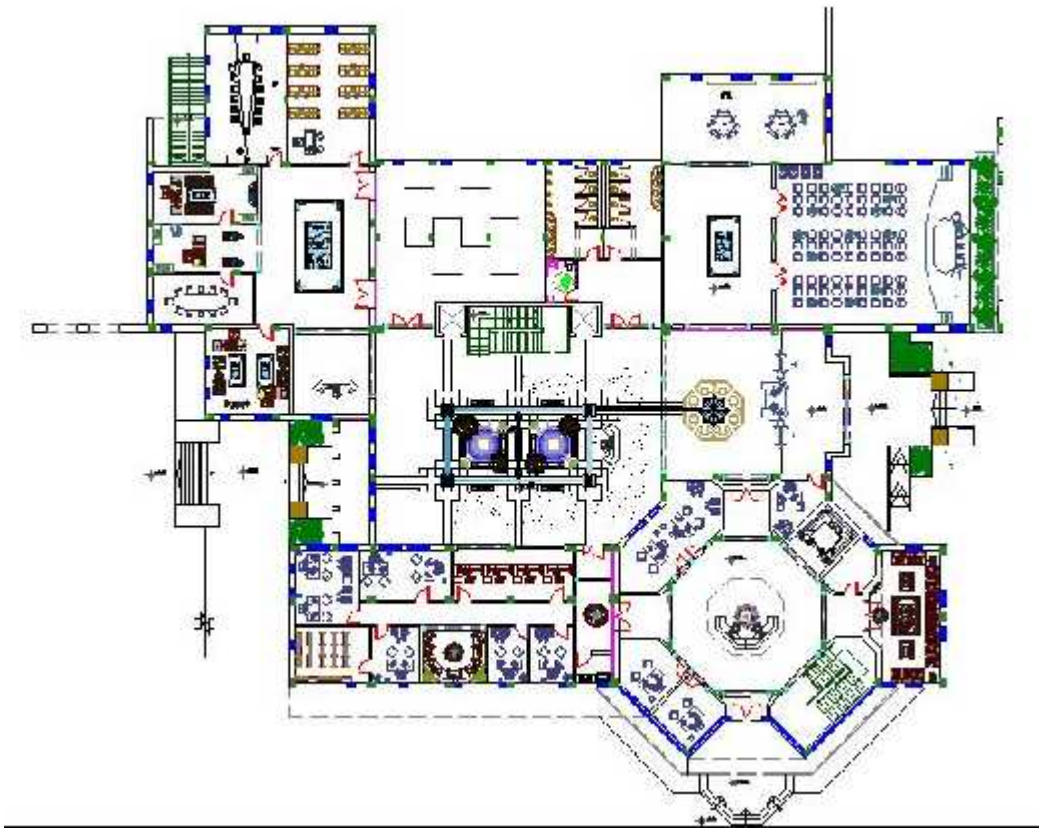
يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :
1- سهولة الوصول إليه بسهولة من خلال شوارع تمر بمحاذاته من جميع الاتجاهات.
2- تتميز بأنها أرض مستوية فنسبة الميلان فيها قليلة جداً.
3- قربها من مركز المدينة، حيث يسهل الوصول إليها مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.

2-0 وصف المساقط الأفقية للمشروع :

2-0-1 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحته 2045 متر مربع، ومنسوبه 0. 0+ فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- المدخل ومنطقة الاستقبال حيث تحتوي على قاعة استقبال VIP ومنطقة تفتيش امني.
- مكاتب القنصلية.
- ملحقيه ثقافية .
- معرض
- ويحتوي الطابق الأرضي على قاعة متعددة الأغراض على ارتفاع طابقين .

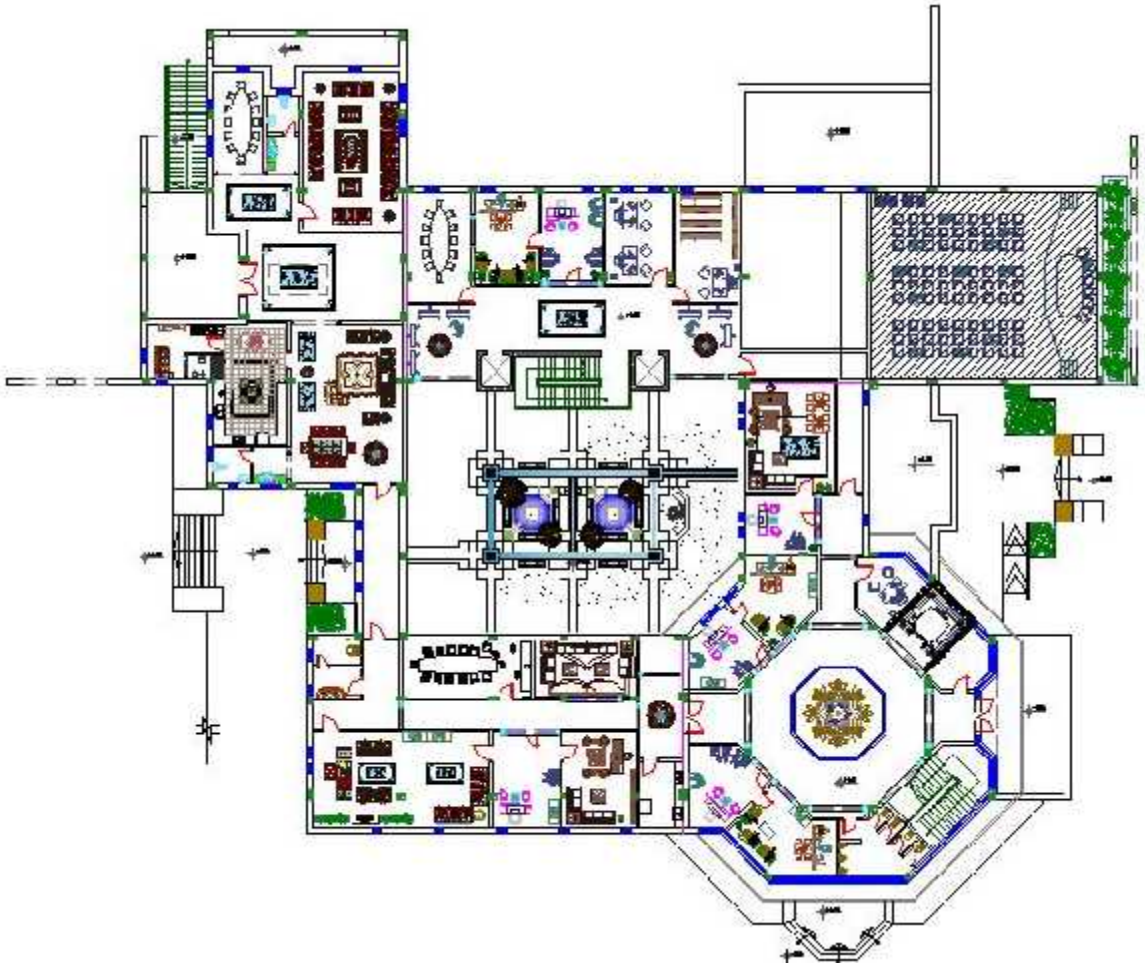


2-2مخطط الطابق الأرضي

2-0-2 الطابق الأول :

تبلغ مساحته 1876 متر مربع، ومنسوبه 4.0+ فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- ملحقية تجارية.
- جناح السفير.
- جناح القنصل.

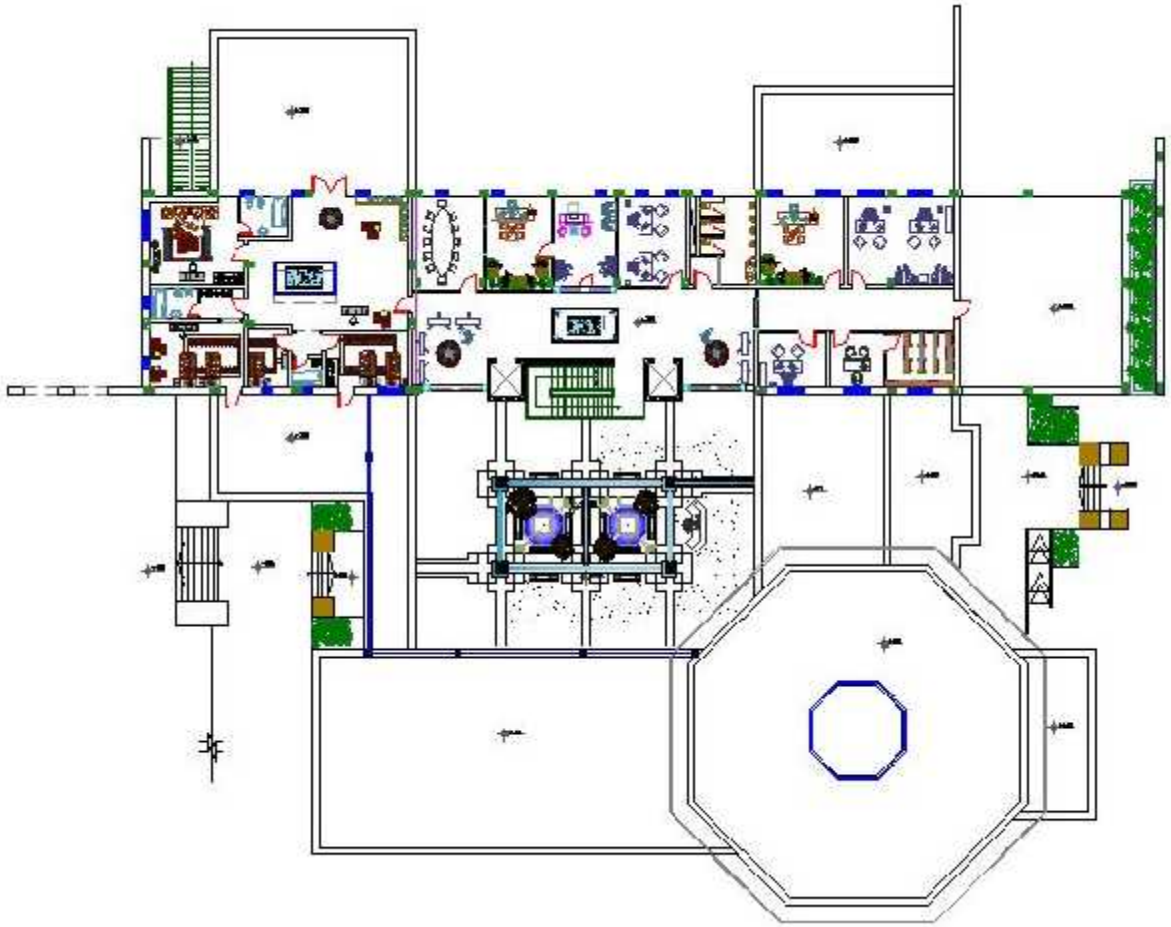


3-2مخطط الطابق الأول

2-0-3 الطابق الثاني :

تبلغ مساحته 700 متر مربع، ومنسوبه 7.8 + فوق مستوى سطح الأرض، حيث تتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:

- جناح السفير .
- ملحق عسكري .
- ملحق سياسي .



2-4مخطط الطابق الثاني

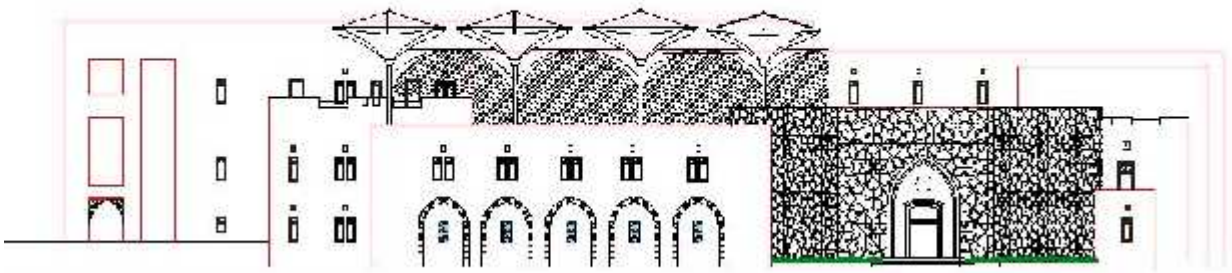
2-٦ وصف الواجهات :

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال

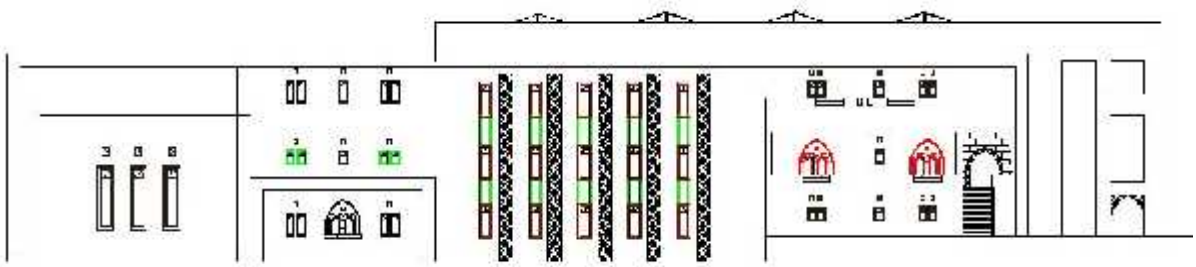
2-٦-1 الواجهة الشمالية :

هي الواجهة الرئيسية للسفارة، حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى، وتطل على الشارع الرئيسي وعلى موقف السيارات وتتميز بأنها تحتوي على تشكيلات معمارية زجاجية ذات طابع تراثي فلسطيني.



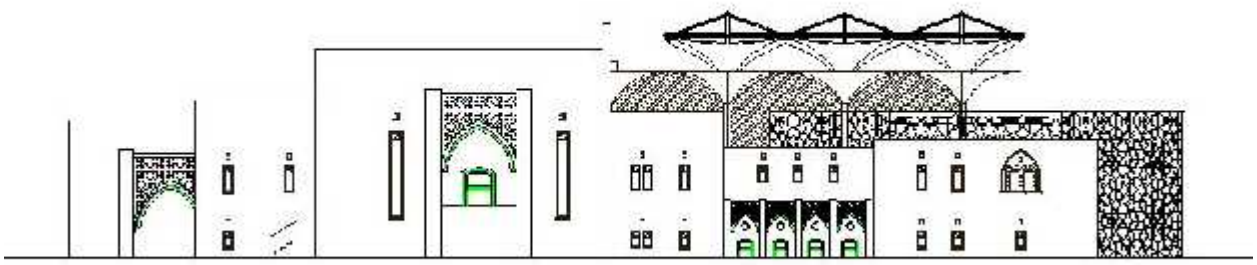
5-2 الواجهة الشمالية

2-٦-2 الواجهة الجنوبية :



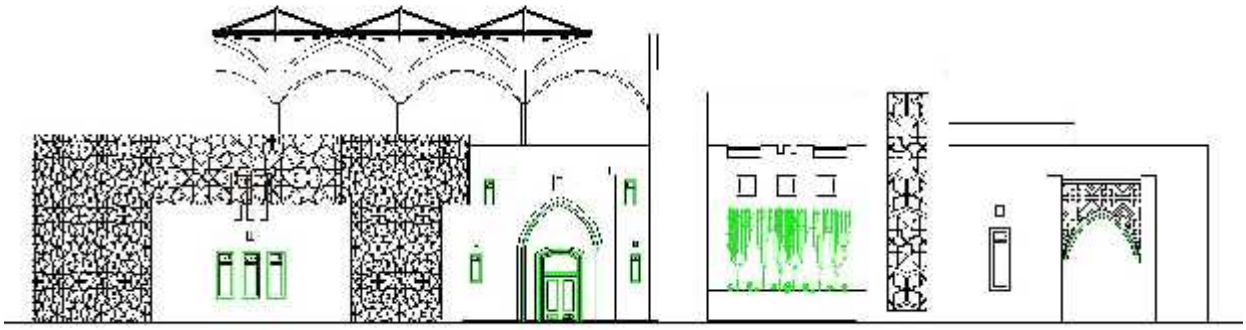
6-2 الواجهة الجنوبية

2-٦-3 الواجهة الشرقية :



7-2 الواجهة الشرقية

2-٦-4 الواجهة الغربية :



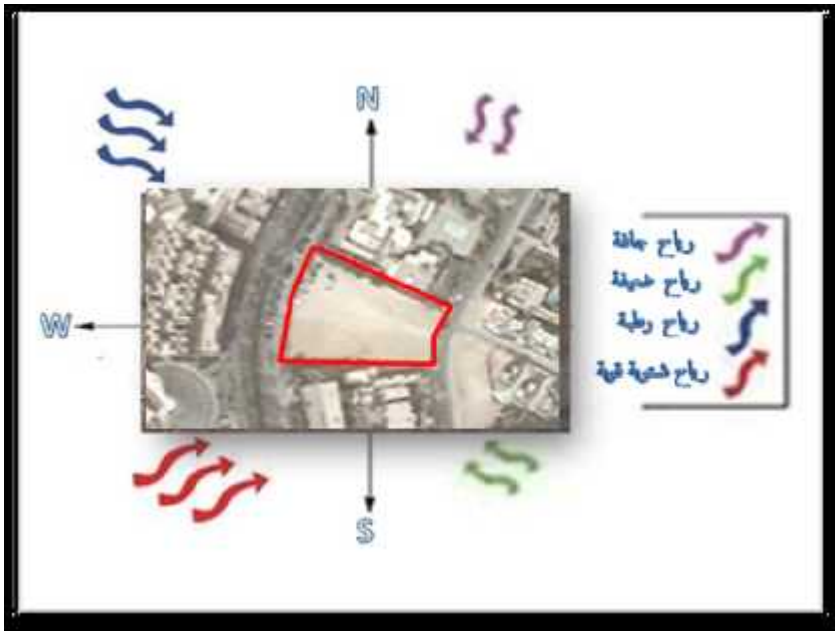
8-2 الواجهة الغربية

2-7 وصف الحركةفي المبنى :

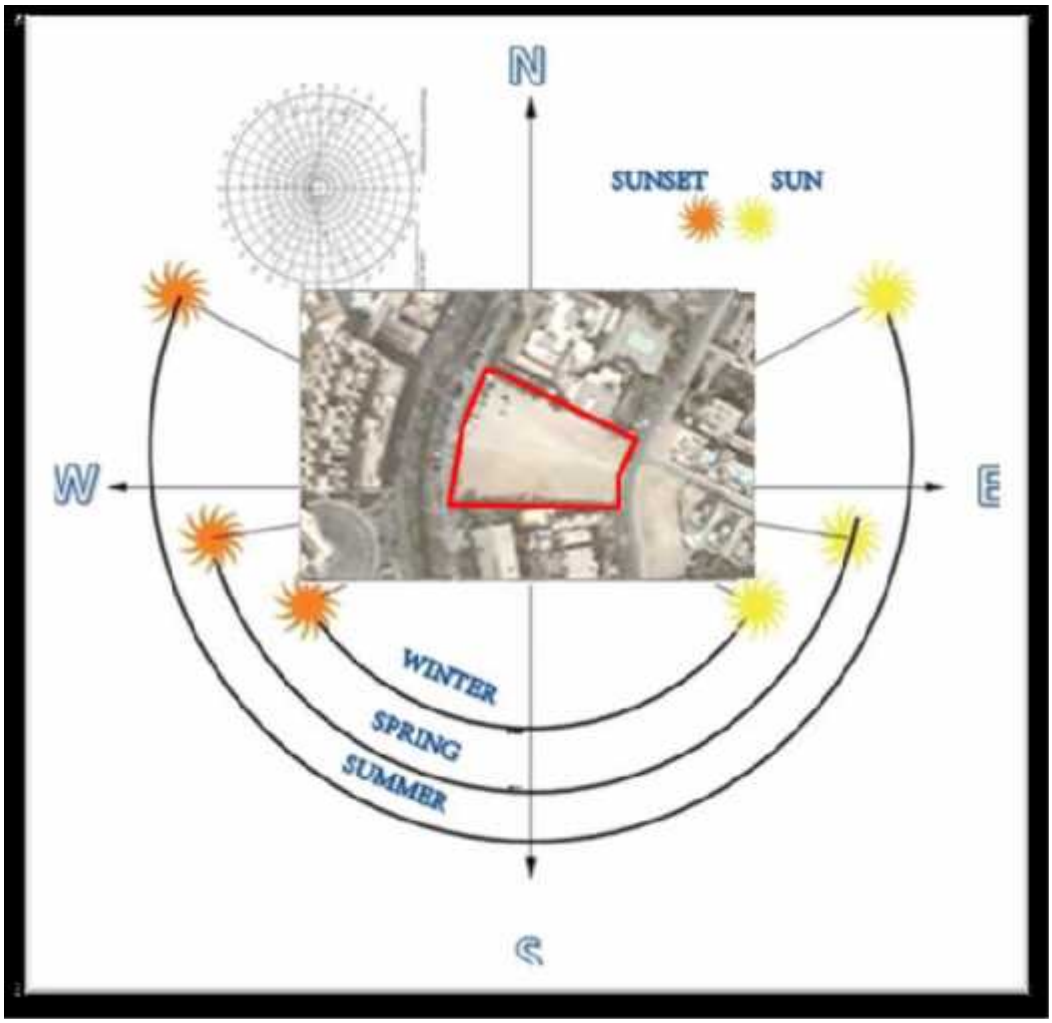
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل السفارة إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع طوابق السفارة على مستويات **مختلفة فوق مستوى سطح الأرض**، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات **الفارغة**، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات **الطوابق المختلفة**.

2-8 حركة الشمس والرياح :

تعتبر دراسة حركة الرياح والشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل منهما على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي، بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإنارة الطبيعية.

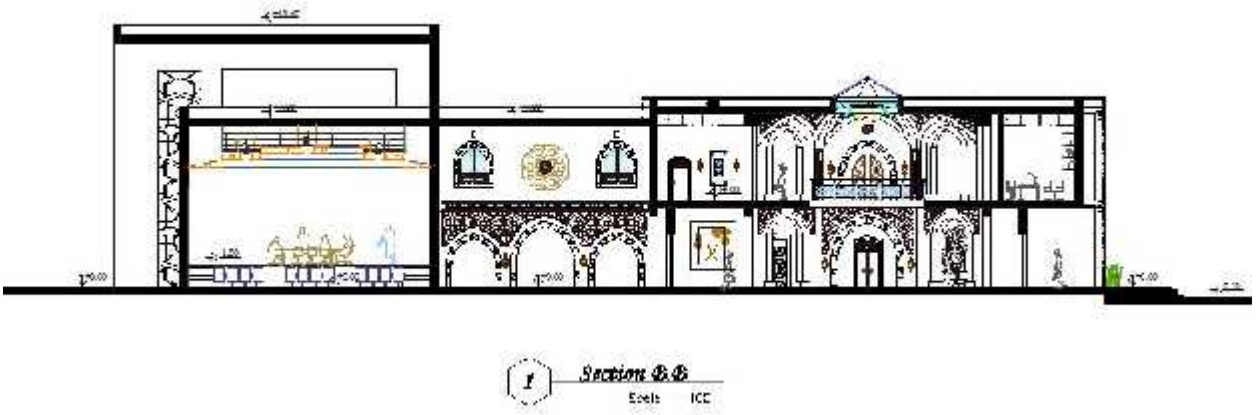


شكل 2-9 يوضح حركة الرياح على قطعة الأرض

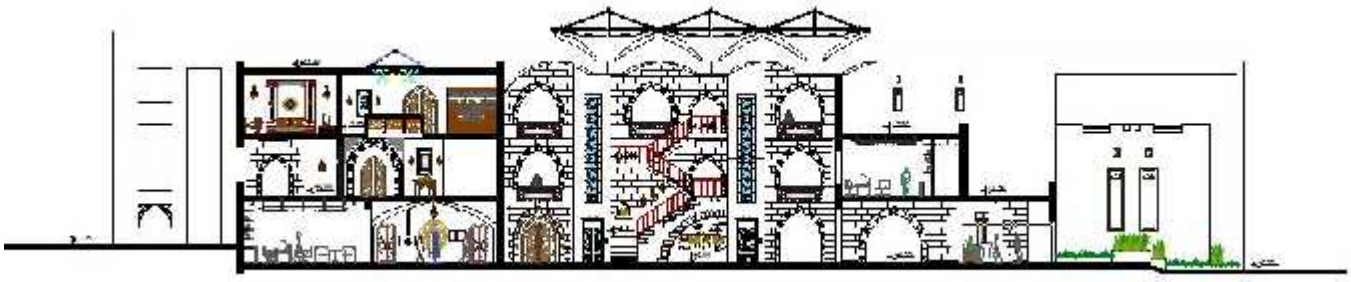


شكل 2-10 توضح حركة الشمس خلال فصلي الشتاء والصيف

9-2 المقاطع في المبنى



شكل 2-11 مقطع A-A



شكل 2-12 مقطع B-B

Chapter ٣

الوصف الإنشائي للمشروع

٣-١ مقدمـــــــــــــــــة

٣-٢ هدف التصميم الإنشـــــائي

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٤ الاختبارات العمـــــــــلية

٣-٥ الأحمـــــــــــــــل

٣-٦ العناصر الإنشـــــــــــانية

٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة

(٣-١)مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(٣-٢)هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ,ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American concrete institue)(ACI 318-08M)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ,واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وبلستخدام مجموعة من البرامج المعنية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

١) **عامل الأمان** (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية

قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

٢) **التكلفة** (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

٣) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) **و تجنب التشققات** (Cracks) **التي تؤثرسلباً على المظر المعماري المطلوب**.

٤) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(٣-٣)الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

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

(٣-٤) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية **المناسبة لوضع الأساسات**، ويتم ذلك بعمل ثقوب **لستكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة**، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع **لعمل فحوصات التربة اللازمة** عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

(٣-٥)الأحمال :-

الأحمال هي **مجموعة القوى التي تؤثر على** المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية **المختلفة**، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

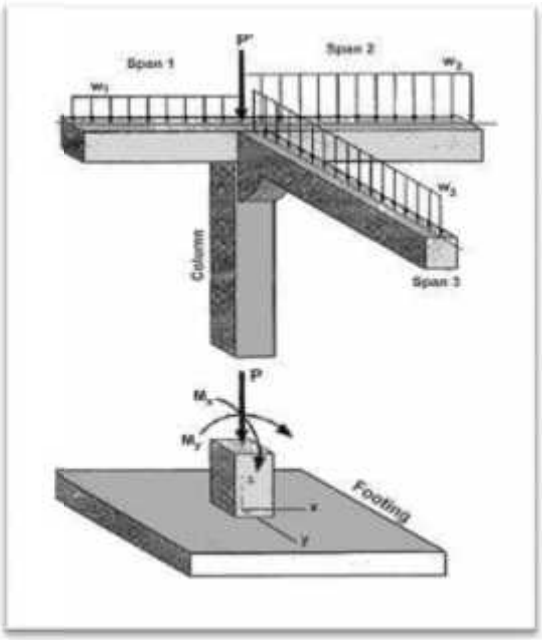
(٣-٥-١)الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

١-الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

٢-الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

٣-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣-١) انتقل الأحمال .

(٣-٥-٢)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل.

(٣- ٥-٢- ١)الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية ، و أعمال الأرضيات ،ومواد العزل، و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القصارة و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة. والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

رقم البند	المادة(Material)	الكثافة النوعية S. Weight (KN/m^3)
1	البلاط(Tile)	24
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block)	15
6	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطم) (Backfill)	20

جدول (٣- ١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

(٣- ٥-٢- ٢)الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، **بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي** .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

١) أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
٢) **الأحمال الساكنة** : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت، **والقواطع**، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير **المثبتة، و المواد المخزنة.**
٣) **أحمال الأشخاص:** وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة ، **مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.**
٤) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية **والرافعات.**

ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال **والقوى الأردني**

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحية **القصوى في المبنى**: :-

مباني حكومية	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	قاعات المعدات،غرف السفارة والخدمات	2.0
٢	الممرات والمداخل المعرضة للحركة	٣.٠
٣	الأدراج وسطات الادراج	3.0

(٣- ٥-٢- ٣) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، **وتشمل أحمل الثلوج وأحمال** الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال **تعتبر أحمالا متغيرة** من ناحية المقدار و الموقع. **وأحمال** الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، **وتعتمد على وحدة المساحة التي** تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، **والارتفاع للمبنى، وموقعه** بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة **بالموضوع** .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١) **أحمل الثلوج** :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر **و باستخدام الجدول رقم** (٣- ٣) **حسب كود الأحمال والقوى الأردني** :-

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

رقم البند	**أحمل الثلوج (Snow Loads)(KN/m^2)**	**ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)**
1	0	**250>h**
2	(h-250) /1000	**500 > h > 250**
3	(h-400) / 400	**1500 > h > 500**
4	(h – 812.5)/ 250	**2500 > h > 1500**

٢) 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 و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

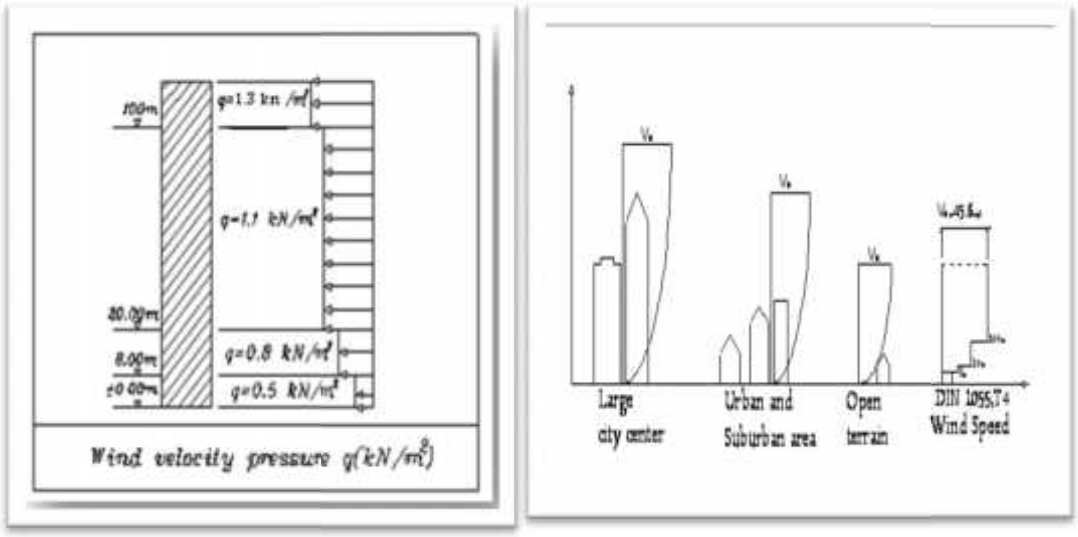
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce:combind height.

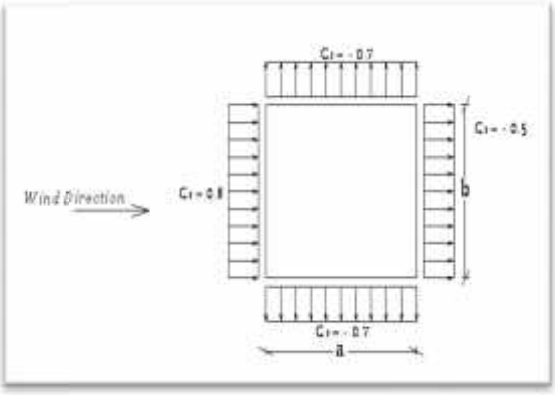
Cq:pressure coefficient of structure.

Iw:importance factor.

P:design wind pressure.



الشكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط **الواقع على المبنى**



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

٣) أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم **المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي**، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ **بجدران القص الموجودة في المنشأ**، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل, ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً.

(٣- ٥-٢-٤)أحمال الانكماش والتمدد :-

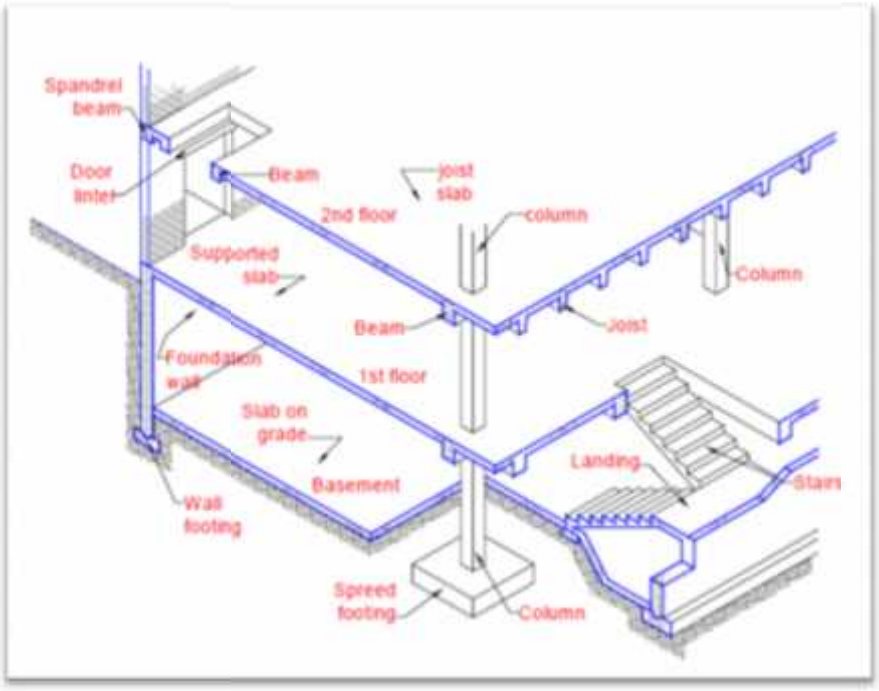
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

(٣-٦) العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته **للاستخدام البشري**، ومن أهم هذه العناصر: -

١) الأساسات Foundation .
٢) الأعمدة Columns .
٣) الجسور Beams .
٤) العقدات Slabs .
٥) جدران القص Shear walls .
٦) الأدراج Stairs .
٧) جدران استنادية Retaining Walls .
٨) جدران حاملة Bearing Walls .
٩) فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (٣ - ٤) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(٣-٦-١) العقدات (البلاطات) :-

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

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

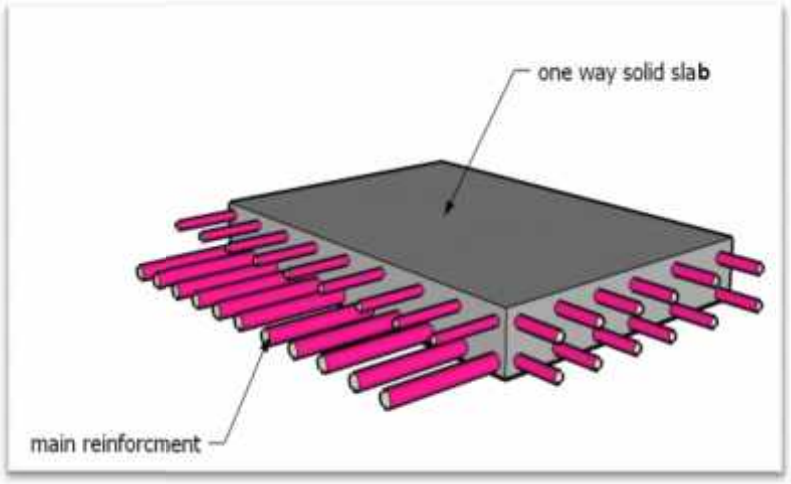
١)العقدات المصمتة solid slabs

٢)العقدات المفرغة(المعصبة) Ribbed Slabs .

(٣-٦-١-١) العقدات المصمتة Solid Slabs :-

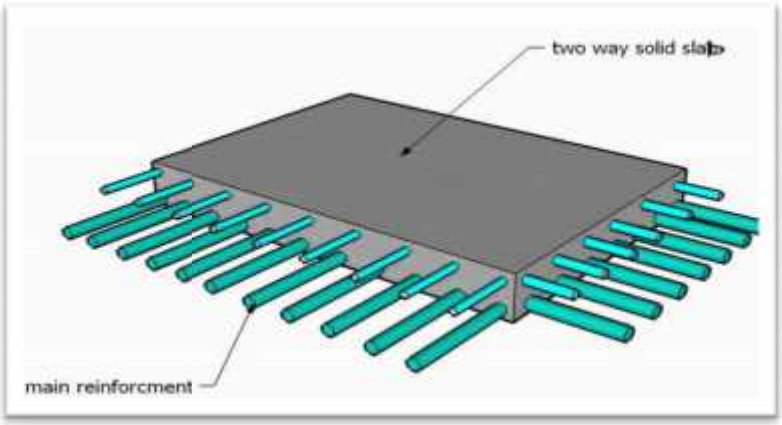
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

١) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ٥) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

٢) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs .



الشكل (٣ - ٦) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج **وكذلك في مطالع الدرج** .

(٣-٦-١-٢) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

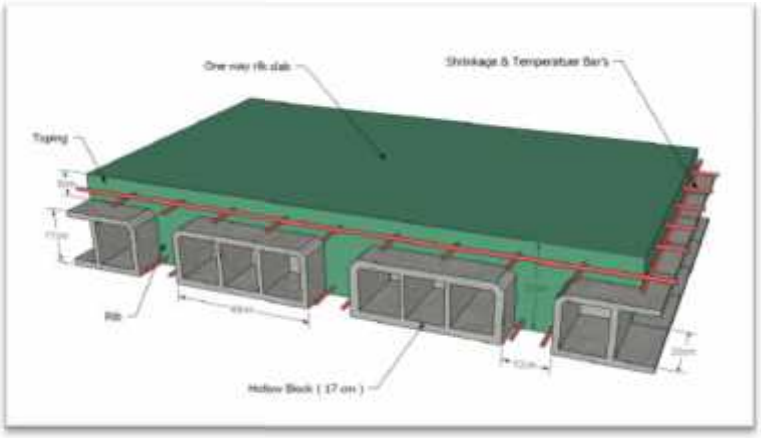
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

١) **العقدات المفرغة في اتجاه واحد** One Way Ribbed Slabs .

٢) **العقدات** المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

(٣-٦-١-٢-١) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):-

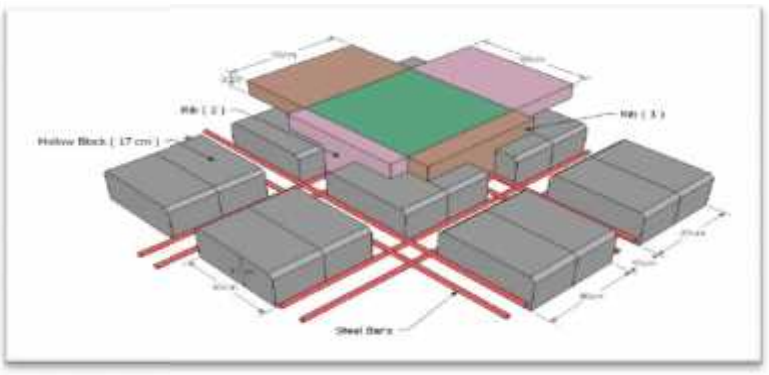
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة، وتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا **المشروع**، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٧) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(٣-٦-١-٢-٢)العقدات المفرغة في اتجاهين (Tow Way Ribbed Slabs) :-

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (٣ – ٨) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(٣-٦-٢)الجسور :-

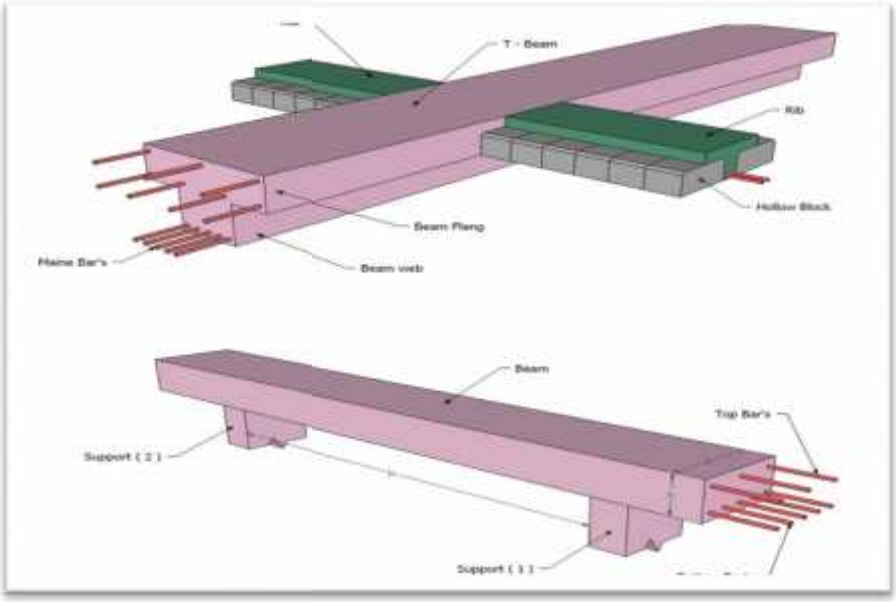
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة، وهي نوعان، خرسانية ومعدنية، اما الخرسانية فهي:-

١) الجسور المستورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T- section.

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل القوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



للشكل (٣- ٩) أشكال الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

١) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.

٢) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.

٣) تقليل طول الانبعاج للأعمدة.

٤) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

٥) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).

بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

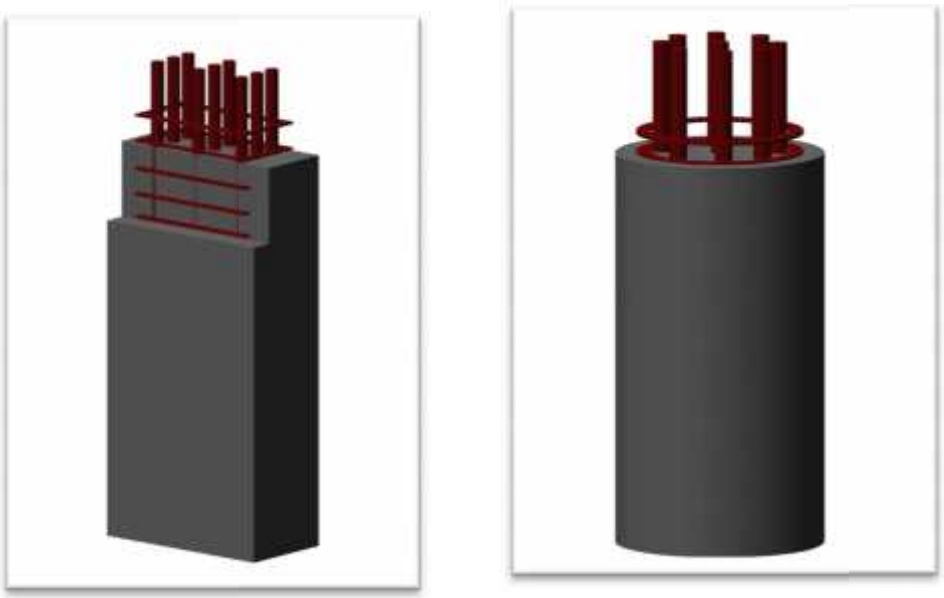
(٣-٦-٣) الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر **إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى** . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين:

الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة . ولمقاطع 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 .

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث **الطول** ، فهناك الأعمدة الطويلة، **بالإضافة** إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (٣-١٠) **عدد من مقاطع الأعمدة**:



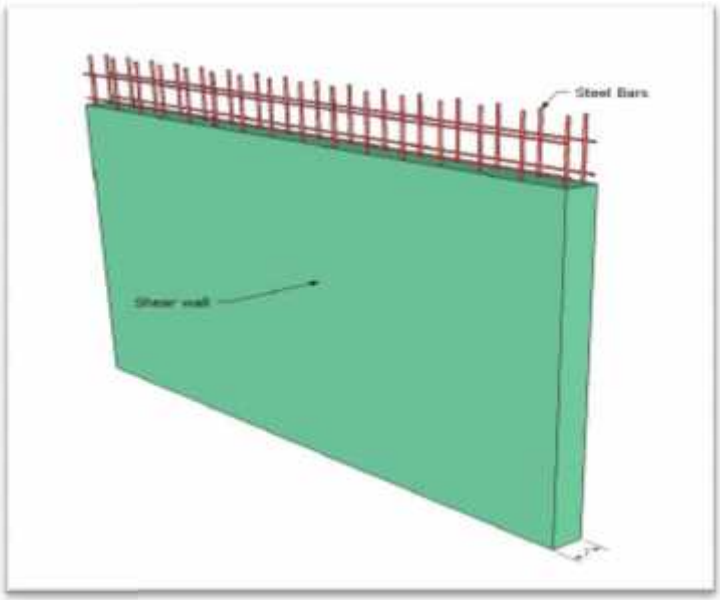
الشكل (٣ – ١٠) يبين أنواع **الأعمدة المستخدمة** .

(٣-٦-٤)جدران القص (Shear Wall) :-

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 الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ١١) جدار القص

(٣-٦-٥)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 حيث ينبغي 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 يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

(٣-٦-٦)الأساسات :-

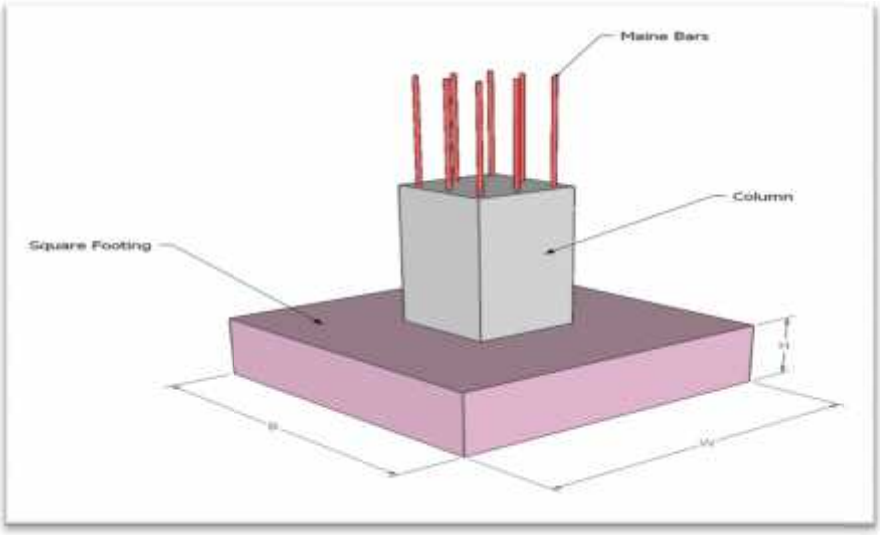
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

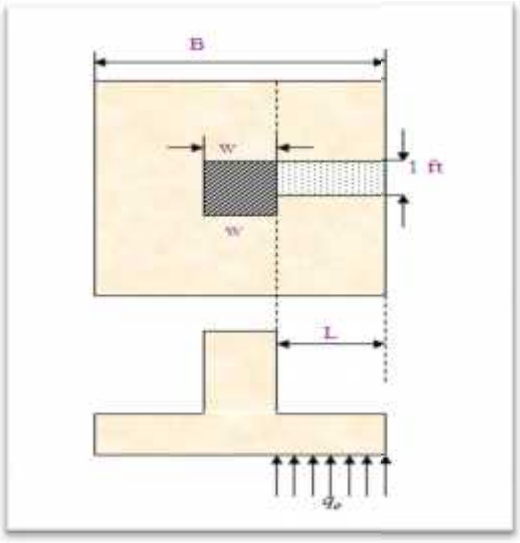
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية،أو اساسات لقواعد منفصلة،أو اساسات لبشة او حصيرة.

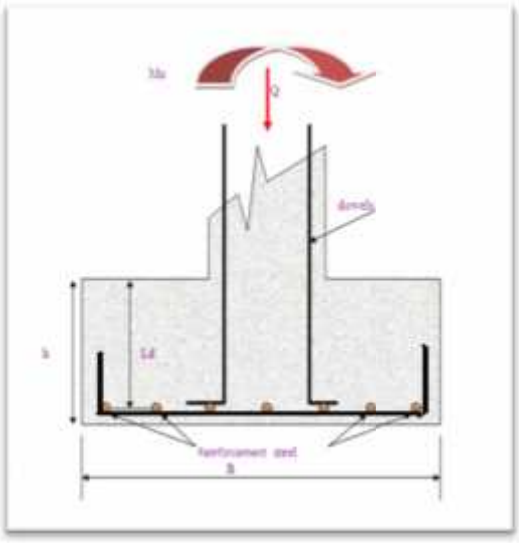
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول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



الشكل (٣- ١٢) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (٣-١٣) مقطع طولي في الأساس



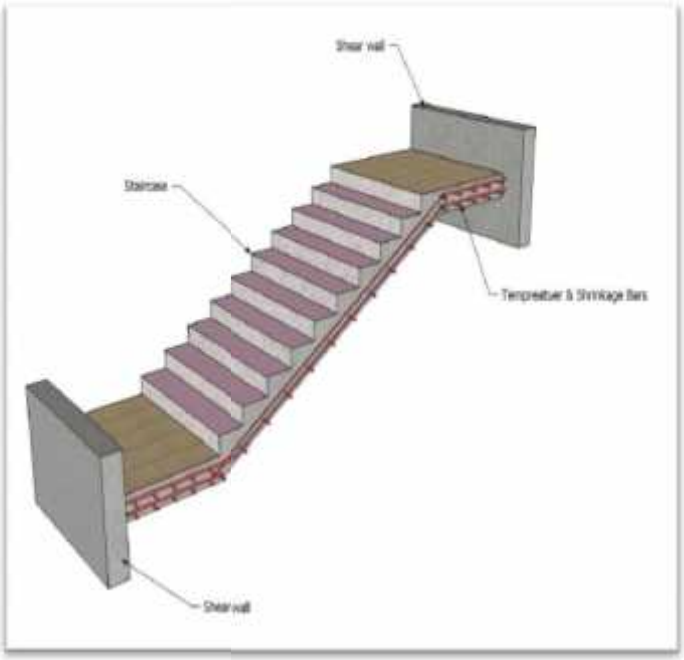
الشكل(٣-١٤)توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (٣ - ١٣)، (٣- ١٤) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس.

(٣-٦-٧)الأدراج :

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

والشكل (٣- ١٥) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



للشكل (٣ - ١٥) مقطع توضيحي في الدرج .

(٣-٦-٨)الجدران الإستنادية :-

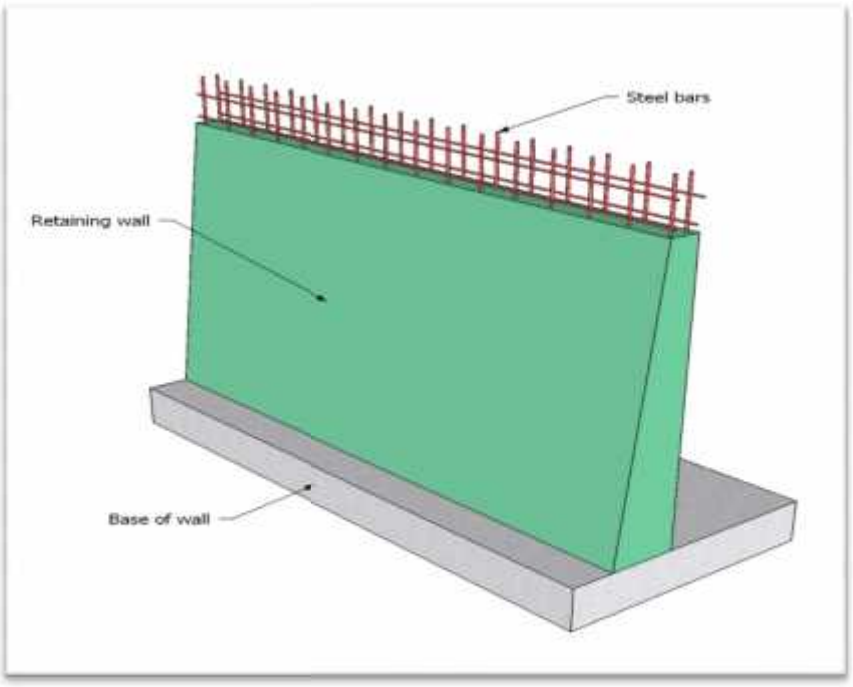
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .

الجدران الكابولية (cantilever walls) .

جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣ - ١٦) جدار استنادي

(٣-٧)البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

١) Autocad 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢) Atir : للتصميم الإنشائي.

٣) Etabs

٤) Safe

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 factored load.

4-3 Slabs thickness calculation

4-4 load calculations.

4-5 Design of Topping.

4-6 design of rib (B0-R2).

4-7 design of beam (B0-B7).

4-8 Design of tow way ribbed slap(RS1).

4-9 Design column .

4-10 Design of Isolated footing.

4-11 design of stairs.

4-12 design of shear wall(B-Sh14).

(4 .1) Introduction:-

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

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

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

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

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-08 code.

NOTE:

$fc' = 30\,N/mm^2\,(MPa)$ **For circular section but for rectangular**

($fc' = 30 * .8 = 24MPa$) .

(4 .2) Factored loads:

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

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L\ .$$

(4.3) Slabs thickness calculation:

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

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

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

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

=630 /18.5 = 33.0cm

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

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

= 530/21 = 25.0cm

Select Slab thickness **h= 35cm** with block 27 cm & Topping 8cm

(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:

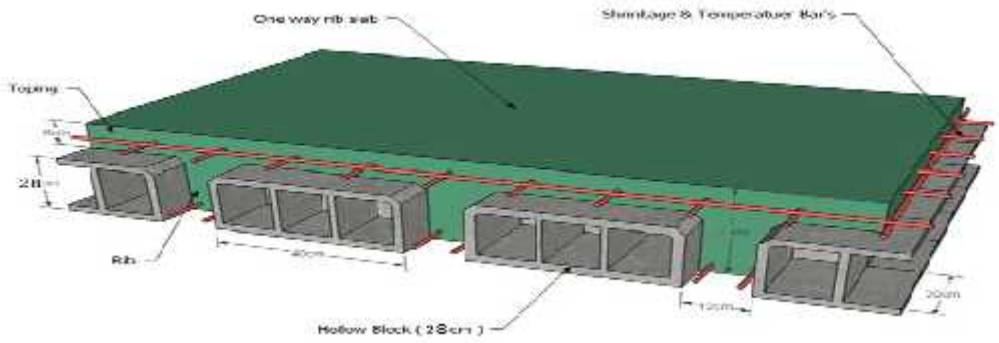


Fig. (4-1) One way rib slab

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**	**0.12*0.27*25= 0.81 KN/m**	
2	**Top Slab**	**0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.**	
3	**Plaster**	**0.02*0.52*22 = 0.23 KN/m.**	
4	**Block**	**0.4*0.27*15 = 0.97 KN/m**	
5	**Sand Fill**	**0.07*0.52*17= 0.61 KN/m**	
6	**Tile**	**0.03*0.52*24 = 0.37 KN/m**	
7	**Mortar**	**0.02*0.52*22 = 0.23 KN/m.**	
8	**partition**	**2.3*0.52 =1.2 KN/m**	
		5.46	**KN/m**

Nominal Total Dead load = 5.46 KN/m of rib
Nominal Total live load =3*0.52=1.56 KN/m of rib

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.

Dead load:

Tiles	**0.03*0.52*0.52*24**	**0.1947 KN**
Mortar	**0.02*0.52*0.52*22**	**0.1189 KN**
Coarse Sand fill	**0.07*0.52*0.52*17**	**0.3217 KN**
Topping	**0.08*0.52*0.52*25**	**0.5408 KN**
Concrete Rib	**0.27*0.12*(0.52+0.4)*25**	**0.7452 KN**
Block	**0.27*0.4*0.4*15**	**0.432 KN**
Plaster	**0.02*0.52*0.52*22**	**0.119 KN**
partition	**2.3*0.52*0.52**	**0.6219 KN**

Nominal Total Dead Load = 3.0942 KN

DL=3.0942/0.52*0.52 =11.44 kN/m^2

WuD=1.2×11.44=13.73 kN/m^2

WuL =1.6 × 3 = 4.8 kN/m^2

Wu=13.73+4.8=18.53 kN/m^2

(4. 5) Design of Topping:

Dead load of topping

Tiles	0.03 * 24=0.72	KN/m^2
Mortar	0.02 * 22=0.44	KN/m^2
Sand	0.07 * 17=1.19	KN/m^2
Slab	0.08 * 25=2	KN/m^2
Partitions	1.00 * 2.3= 2.3	KN/m^2.

Dead Load = 6.65 KN/m^2. (for Stores)

Live Load = 3 KN/m^2. (for Stores)

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.65 + 1.6 * 3 = 12.78 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{12.78 * 0.4^2}{12} = 0.1704\ KN.m$$

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42\ \sqrt{f_c'} * \frac{b h^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.24\ KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55 *$$

$$\phi M_n = 1.232$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h$$

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.88} = 0.347m = 347$ mm.

$$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c \leq 380\left(\frac{280}{fs}\right)$$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right)$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right)$

= 330 mm. ≤ 380mm.

≤ 3 * h = 3* 80 = 240 mm……..controlled.

≤ 450 mm.

∴Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.

(4.6)Design of Rib (B0-R2)

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

b =12 cm bf=52 cm

h =35 cm Tf=8 cm

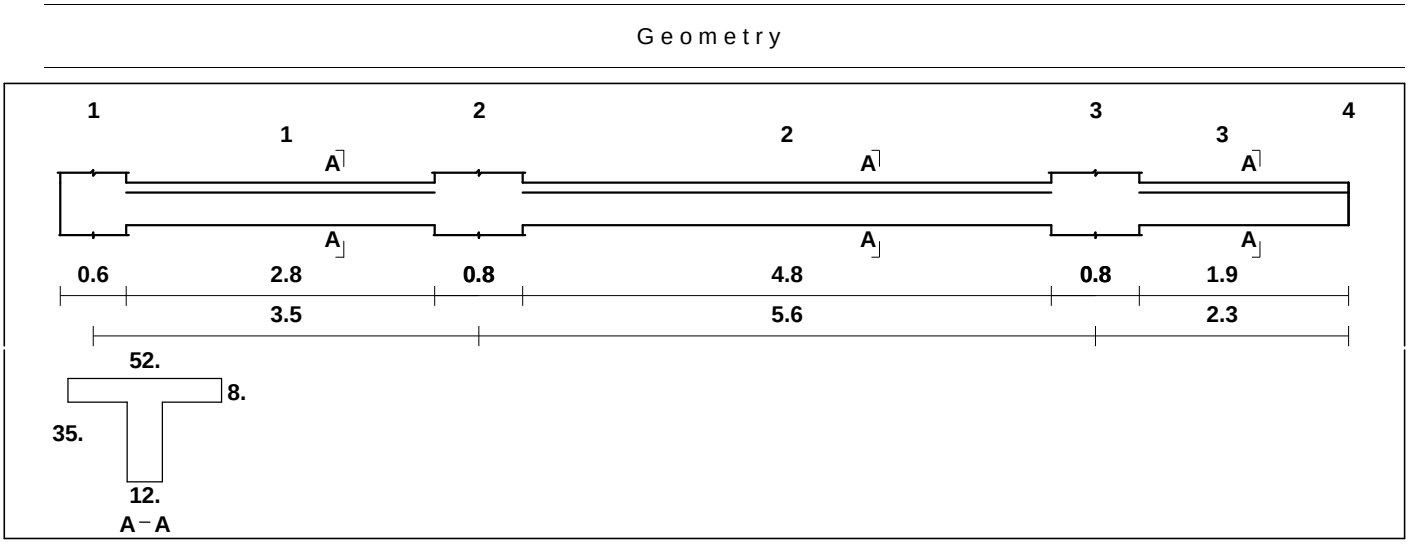


Figure (4-2): Rib geometry.

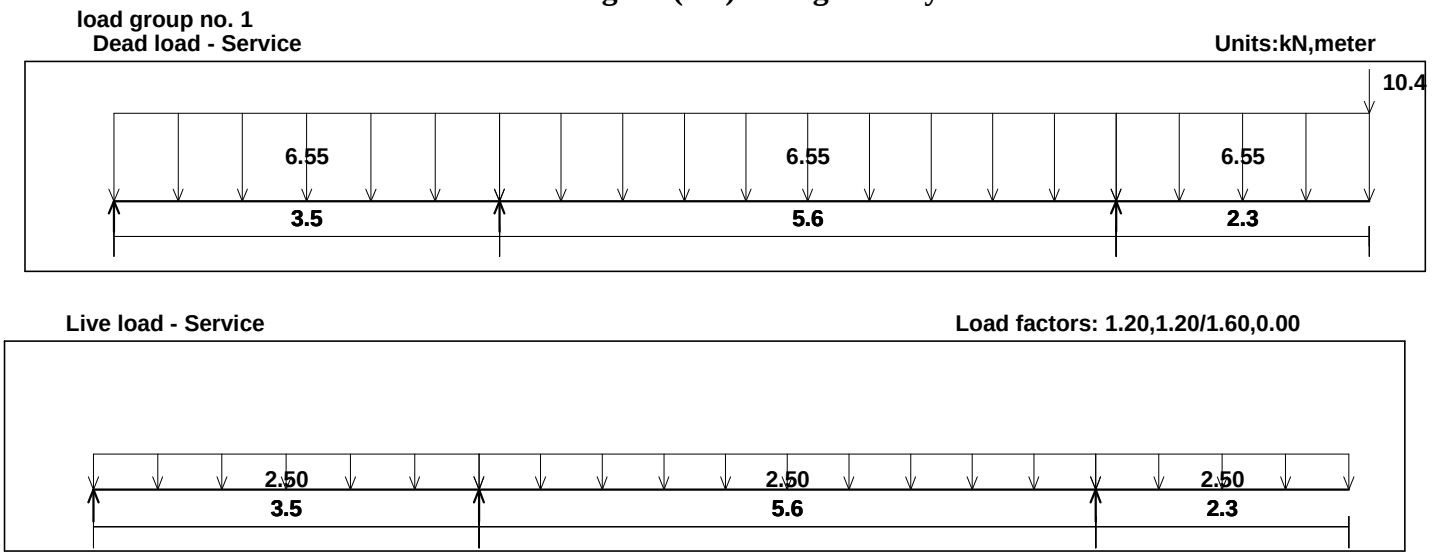


Figure (4-3) : loading of Rib (B0-R2)

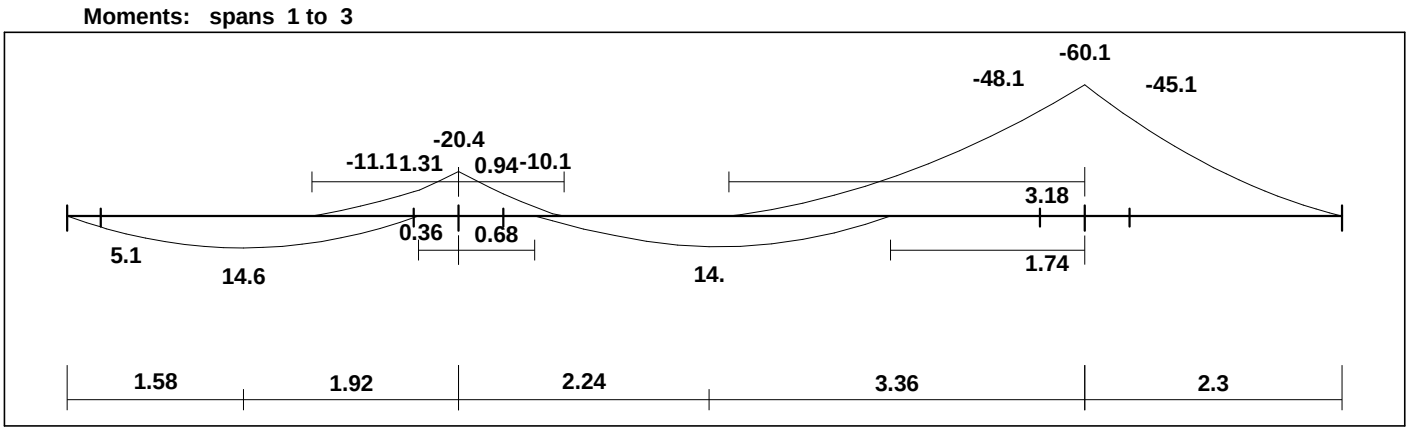


Figure (4-4) : Moment Envelop of rib (B0-R2)

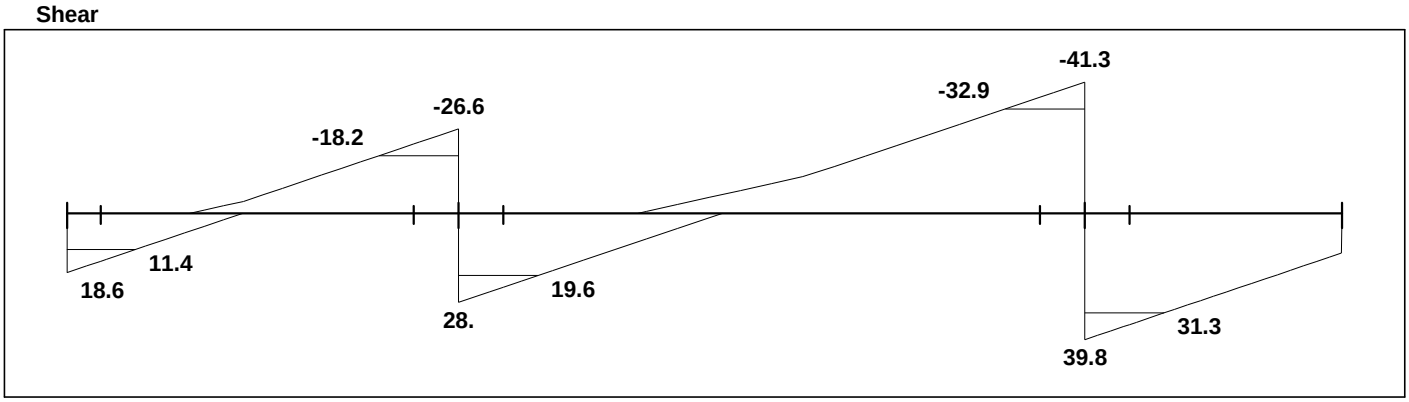


Figure (4-5) : Shear Envelop of rib (B0-R2)

4.6.1 Design of flexure:-

(4.6.1.1) Design of Negative moment of rib (B0-R2):

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ **=48.1 KN.m.**

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

= 350 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$ = 314 mm.

Mn = Mu / ϕ =48.1 / 0.9 = 53.44 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{53.44*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2} = 4.51$ MPa

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.51*19.76}{420}}\right) = 0.0122.$

→ $A_s = \rho * b * d = 0.0122 * 120 * 314 = 460.12$ 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 112.14 mm^2 < 125.6 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 125.6 mm^2 < As_{req} = 460.12 mm^2.

∴ As = 460.12 mm^2.

2 Φ18 = 509 mm^2 > As_{req} = 460.12 mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

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

509 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 83.8 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83.8}{0.85}$ = 98. 63 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{314-98.63}{98.63} * 0.003 = 0.0065 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ =11.1 KN.m.

Mn = Mu / ϕ =11.1 / 0.9 = 12.33 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{12.33*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2} = 1.04$ MPa

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

$$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.04 * 19.76}{420}}\right) = 0.00254.$$

→ $A_s = \rho * b * d = 0.00254 * 120 * 314 = 95.93\ mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$$

$= 112.14\ mm^2 < 125.6\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 125.6\ mm^2 > As_{req} = 95.93\ mm^2$.

∴ $As = 125.6\ mm^2$.

$2\ \Phi 10 = 157\ mm^2 > As_{req} = 125.6\ mm^2$. OK.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 25.85$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83.8}{0.85} = 30.42$ mm. * Note: $f'_c = 24\ MPa < 28\ MPa \rightarrow \beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{314 - 30.42}{30.42} * 0.003 = 0.028 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

(4.6.1.2) Design of Positive moment of rib (B0-R2)

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

$= 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314$ mm.

→ $M_{u\ max} = 14.6$ KN.m

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = 520 mm…… Controlled.

$\leq$ Span/4 = 3200/4 = 575 mm.

$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400$ mm.

→ **b_E = 520 mm.**

→ $M_{nf} = 0.85\, f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 242.1\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 * 242.1 = 217.89 KN.m

→ ϕM_{nf} =217.89 KN.m > $M_{u\ max}$= 14.6 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 14.6 KN.m

Mn = Mu / ϕ =14.6 / 0.9 = 16.22 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 19.76

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{16.22*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2}$ = 1.37 MPa

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.37*19.76}{420}}\right)$ = 0.00337.

→ A_s = ρ * b *d = 0.00337 * 120 *314 = 127.23 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 112.14 mm^2 < 125.6 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 125.6 mm^2 < As_{req} = 127.23 mm^2.

∴ As = 127.23 mm^2.

2 Φ10 = 157 mm^2 > As_{req} = 127.23 mm^2. OK.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

157* 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 25.85 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83.8}{0.85} = 30.42$ mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{314-30.42}{30.42} * 0.003 = 0.028 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 14 KN.m.

Mn = Mu / ϕ =14/ 0.9 = 15.55 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{15.55*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2} = 1.31$ MPa

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.31*19.76}{420}}\right) = 0.00323.$

→ $A_s = \rho * b * d = 0.00323 * 120 * 314 = 121.7$ 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 112.14 mm^2 < 125.6 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 125.6 mm^2 > As_{req} = 121.7 mm^2.

∴ As = 125.6 mm^2.

2 Φ10 = 157 mm^2 > As_{req} = 125.6 mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

157* 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 25.85 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83.8}{0.85} = 30.42$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{314-30.42}{30.42} * 0.003 = 0.028 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

(4.6.2)Design of shear of rib (B0-R2)

1) Vu = 32.9 KN.

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 23.55$ KN.

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 23.55 = 25.9$ KN.

→Check for items:-

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

$32.9 \leq \frac{25.9}{2} = 12.95$…....Not satisfy

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

$12.95 \leq 32.9 \leq 25.9$ … …. Not satisfy

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 8.83$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 9.42$ KN…….Control.

∴ $\phi V_{s\,min} = 9.42$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$25.9 < 32.9 \leq 25.9 + 9.42$

$25.9 < 32.9 \leq 35.32$ satisfy

∴ **Item (3) is satisfy →** $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

Vs = ($\frac{Vu}{\phi}$ - Vc)

= ($\frac{32.9}{0.75}$ – 31.4) = 12.46 KN. *Note: Vc = $\frac{23.55}{0.75}$ = 31.4 KN.

Try Φ10 (2 Legs) = 2 * 79 = 158 mm^2 .

$\frac{2*79*10^{-6}}{S} = \frac{12.46 * 10^{-3}}{(420*0.314)}$ → s = 1.67 m = 1670 mm ……..

s ≤ $\frac{d}{2} = \frac{314}{2}$ = 157 mm.

≤ 600 mm.

∴ Use Φ10 @ 15 Cm.

1) Vu = 19.6 KN.

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.12 * 0.314 *10^3 = 23.55 KN.

1.1* ϕ V_c = 1.1 * 23.55 = 25.9 KN.

→Check for items:-

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

19.6 ≤ $\frac{25.9}{2}$= 12.95…....Not satisfy

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

12.95 ≤ 19.6 ≤ 25.9 … …. Satisfy

∴ Item (2) is satisfy → minimum shear reinforcement is required.

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420}$ *0.12= 8.93*10^{-5}.

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{0.12}{420}$ = 9.52*10^{-5}…….Control.

Try Φ8 (2 Legs):

$\frac{2*50*10^{-6}}{S}$ = 9.52*10^{-5} → S = 1.05 m

S ≤ $\frac{d}{2} = \frac{314}{2}$ = 157 mm.

≤ 600 mm.

∴ Use Φ8 @ 15 Cm

(4.7) Design of Beam (B0-B7):

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

B =80

h =35 cm

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

=540/18.5 = 29.19 cm.

h_{min} for both-end continuous = 550/21

= 515/21 = 26.2 cm.

→Select Total depth of beam **h= 35cm.**

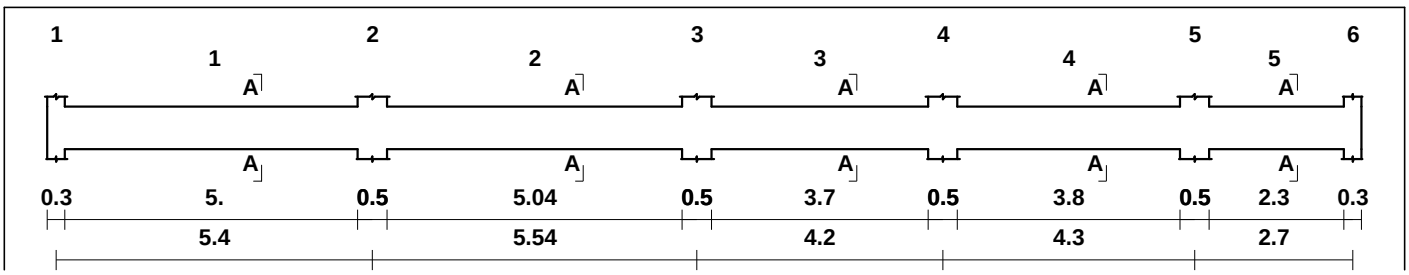


Figure (4-6) : Beam Geometry.

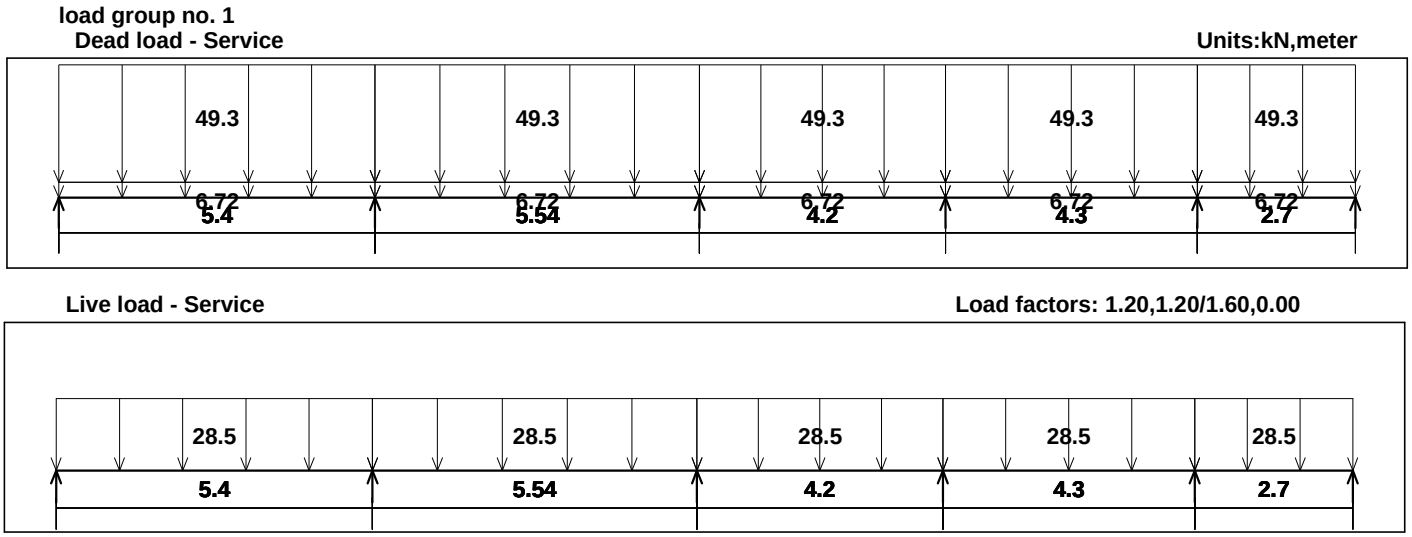


Figure (4-7) : Load of Beam (B0-B7)

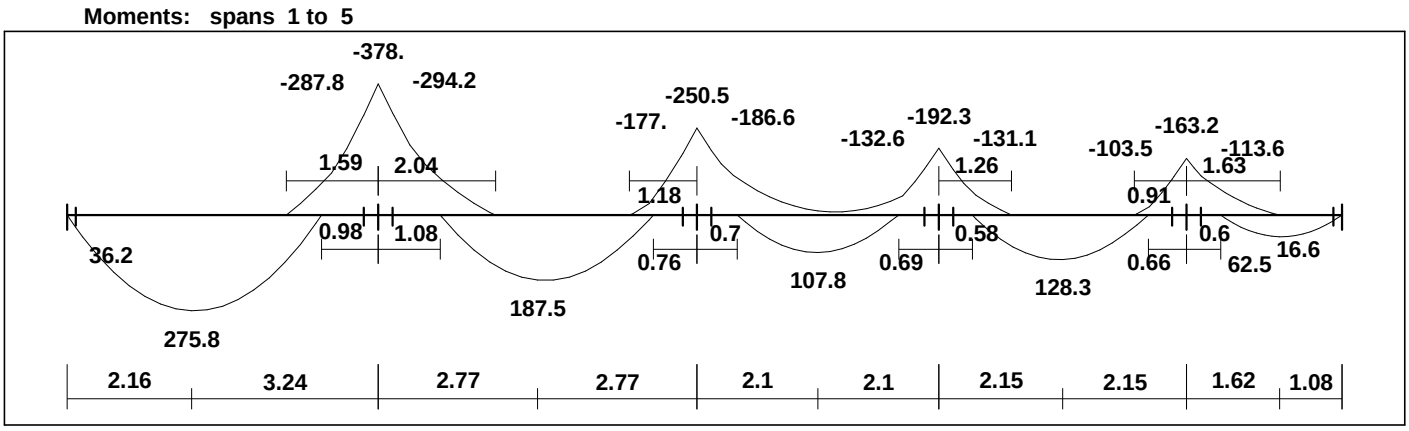


Figure (4-8) : Moment Envelop for Beam (B0-B7)

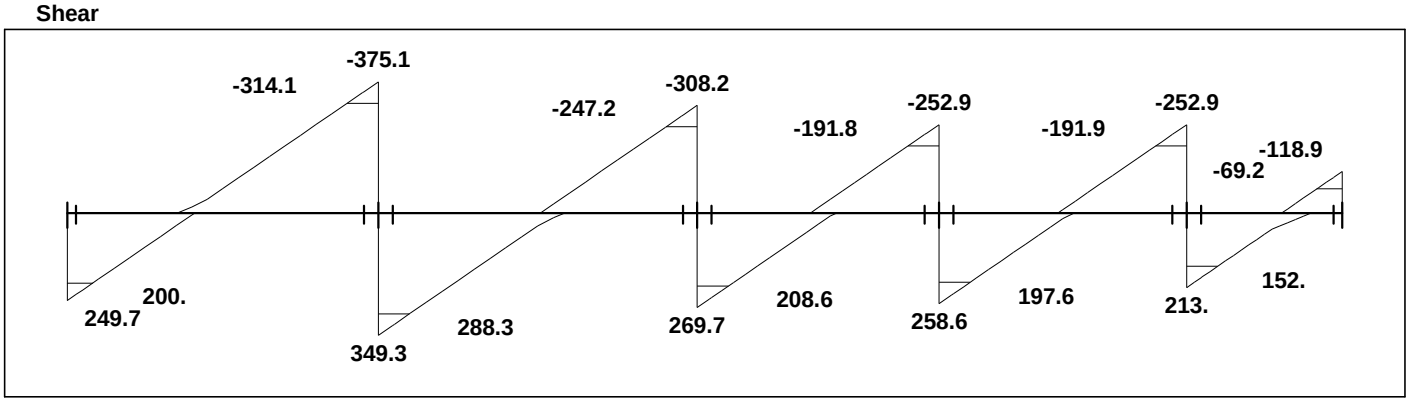


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam (B0-B7)

4.7.1 Design of flexure:-

4.7.1.1 Design of Positive moment:-

→ Mu_{max} = 275.8 KN.m .

b_w = 80 Cm. , h = 35 Cm.

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

= 350 – 40 – 10 – $\frac{25}{2}$ = 287.5 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 287.5 = 123.2$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 123.2 = 104.7$mm. *Note: f'_c = 24 MPa < 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= 0.85 * 25 * 0.8 * 0.1047 * (0.2875 - \frac{0.1047}{2}) * 10^3$

= 418.54 KN.m .

$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816$

→ $\phi Mn_{max} = 0.82 * 418.54 = 343.2$ KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004$ → $\phi = 0.82$

→ $\phi Mn_{max} = 343.2$ KN.m > Mu =275.8 KN.m .

∴ Singly reinforced concrete section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 275.8 KN.m .

$\phi Mn_{max} = 343.2$ KN.m > Mu = 275.8 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ= 275.8 / 0.9 = 306.44 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{306.44*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2} = 4.63$ MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.63*19.76}{420}}\right) = 0.0126.$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0126 * 800 * 287.5 = 2898$ 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

= 684.5 mm^2 < 766.67 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 766.67 mm^2 < As_{req} = 2898 mm^2.

∴ As = 2898 mm^2.

0f Φ25 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2898}{491} = 5.9$ → # of bars = 6 bars.

∴ Use 6Φ25 → As = 6 * 491 = 2945 mm^2 > As$_{req}$ = 2898 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

2945 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 72.78 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72.78}{0.85}$ = 85.62 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{287.5-85.62}{85.62}$ * 0.003 = 0.007 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 6Φ25

2) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 187.5 KN.m .

ϕMn$_{max}$ = 343.2 KN.m > Mu = 187.5 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 187.5/ 0.9 = 208.33 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 19.76

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{208.33*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2}$ = 3.15 MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.15*19.76}{420}}\right)$ = 0.00816.

→ $A_s = \rho$ * b_w *d = 0.00816 * 800 *287.5 = 1876.8 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

= 684.5 mm^2 < 766.67 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As$_{min}$ = 766.67 mm^2 < As$_{req}$ = 1876.8 mm^2.

∴ As = 1876.8 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1876.8}{254}$ = 7.3 → # of bars = 8 bars.

∴ Use 8Φ18 → **As = 8 * 254 = 2032 mm^2 > As$_{req}$ = 1876.8 mm^2 .**

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

Tension = Compression

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

2032 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 50.2 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.2}{0.85}$ = 59.05 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{287.5-59.05}{59.05}$ * 0.003 = 0.0116 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 8Φ18

3) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 107.8 KN.m .

ϕMn$_{max}$ = 343.2 KN.m > Mu = 107.8 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 107.8 / 0.9 = 119.78 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 19.76

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{119.78*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2}$ = 1.81 MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.81*19.76}{420}}\right)$ = 0.0045.

→ $A_s = \rho$ * b_w *d = 0.0045 * 800 *287.5 = 1035 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

= 684.5 mm^2 < 766.67 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As$_{min}$ = 766.67 mm^2 < As$_{req}$ = 1035 mm^2.

∴ As = 1035 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1035}{254}$ = 4.07 → # of bars = 5 bars.

∴ Use 5Φ18 → As = 5 * 254 = 1270 mm^2 > As_{req} = 1035 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

1270 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 31.37 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.37}{0.85}$ = 36.91 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{287.5-36.91}{36.91}$ * 0.003 = 0.02 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 5Φ18

4) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 128.3 KN.m .

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 128.3 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 128.3 / 0.9 = 142.56 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 19.76

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{142.56*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2}$ = 2.156 MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.156*19.76}{420}}\right)$ = 0.0054.

→ $A_s = \rho * b_w * d$ = 0.0054 * 800 *287.5 = 1242 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

= 684.5 mm^2 < 766.67 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 766.67 mm^2 < As_{req} = 1242 mm^2.

∴ As = 1242 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1242}{254}$ = 4.88 → # of bars = 5 bars.

∴ Use 5Φ18 → As = 5 * 254 = 1270 mm^2 > As_{req} = 1035 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

1270 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 31.37 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.37}{0.85}$ = 36.91 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{287.5-36.91}{36.91}$ * 0.003 = 0.02 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 5Φ18

5) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ **= 62.5 KN.m .**

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 62.5 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 62.5/ 0.9 = 69.44 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 19.76

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{69.44*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2}$ = 1.05 MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.05*19.76}{420}}\right)$ = 0.00256.

→ $A_s = \rho * b_w * d$ = 0.00256 * 800 *287.5 = 588.8 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 684.5\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 766.67\ mm^2 > As_{req} = 588.8\ mm^2$.

∴ $As = 766.67\ mm^2$.

0f Φ16 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{766.67}{201} = 3.81$ → # of bars = 4 bars.

∴ Use 4Φ16 → As = 4 * 201 = 804 mm^2 > As_{req} = 766.67 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

804 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 19.86 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.86}{0.85} = 23.36$ mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{287.5-23.36}{23.36} * 0.003 = 0.034 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 4Φ16

4.7.1.2 Design of negative moment:-

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 294.2 KN.m .

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 294.2 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 294.2/ 0.9 = 326.89 KN.m .

$m = \frac{fy}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{326.89*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2} = 4.94$ MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.94*19.76}{420}}\right) = 0.0136$.

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0136 * 800 * 287.5 = 3128\ mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$= 684.5\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 766.67\ mm^2 < As_{req} = 3128\ mm^2$.

∴ $As = 3128\ mm^2$.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{3128}{254} = 12.3$ → # of bars = 13 bars.

∴ Use 13Φ18 → As = 13 * 254 = 3302 mm^2 > As_{req} = 3128 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$3302 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 81.57$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{81.57}{0.85} = 95.96$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{287.5-95.96}{95.96} * 0.003 = 0.0059 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 13Φ18

2) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 186.6 KN.m .

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 186.6 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 186.6/ 0.9 = 207.33 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{207.33*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2} = 3.13$ MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.13*19.76}{420}}\right) = 0.0081.$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0081 * 800 * 287.5 = 1863\ mm^2.$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 684.5\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 766.67\ mm^2 < As_{req} = 1863\ mm^2.$

$\therefore As = 1863\ mm^2.$

0f Φ18 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1863}{254} = 7.33 \rightarrow$ # of bars = 8 bars.

∴ Use 8Φ18 → As = 8 * 254 = 2032 mm^2 > As_{req} = 1876.8 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$2032 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 50.2$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.2}{0.85} = 59.05$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{287.5-59.05}{59.05} * 0.003 = 0.0116 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 8Φ18

3) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 132.6 KN.m .

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 132.6 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 132.6 / 0.9 = 147.33 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{147.33*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2} = 2.22$ MPa.

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

$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.22*19.76}{420}}\right) = 0.0056.$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0056 * 800 * 287.5 = 1288\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$

$= 684.5\ mm^2 < 766.67\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 766.67\ mm^2 < As_{req} = 1288\ mm^2$.

∴ $As = 1288\ mm^2$.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1288}{254} = 5.07$ → # of bars = 6 bars.

∴ Use 6Φ18 → As = 6 * 254 = 1524 mm^2 > As_{req} = 1288 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$1524 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 37.65$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{37.65}{0.85} = 44.29$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{287.5-44.29}{44.29} * 0.003 = 0.016 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ Use 6Φ18

4) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 113.6 KN.m .

ϕMn_{max} = 343.2 KN.m > Mu = 113.6 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mn = Mu /ϕ = 113.6/ 0.9 = 126.22 KN.m .

$m = \frac{fy}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 19.76$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{126.22*10^{-3}}{0.8*(0.2875)^2} = 1.9$ MPa.

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

$$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.9*19.76}{420}}\right) = 0.0047.$$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0047 * 800 * 287.5 = 1081 \ mm^2.$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 287.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$= 684.5 \ mm^2 < 766.67 \ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 766.67 \ mm^2 < As_{req} = 1081 \ mm^2.$

$\therefore As = 1081 \ mm^2.$

$\#\ 0f\ \Phi 18 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1081}{254} = 4.25 \rightarrow$ # of bars = 5 bars.

$\therefore$ Use 5Φ18 $\rightarrow$ As = 5 * 254 = 1270 mm^2 > As_{req} = 1035 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$1270 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 31.37$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.37}{0.85} = 36.91$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa $\rightarrow \beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{287.5-36.91}{36.91} * 0.003 = 0.02 > 0.005 \ \therefore \phi = 0.9$ OK.

$\therefore$ Use 5Φ18

(4.7.2) Design of shear:-

1) Vu = 314.1 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 143.75$ KN.

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 143.75 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{25} * 0.8 * 0.2875 * 10^3)$

$= 143.75 + 575 = 718.75$ KN > Vu = 314.1 KN.

∴ Dimension is big enough.

→ **Check For items:-**

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

$314.1 \leq \frac{143.75}{2} = 71.87$…....Not satisfy.

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

$71.87 < 314.1 \leq 143.75$…….Not satisfy.

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

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 53.9$KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 55.5$ KN…….Control.

∴ $\phi Vs_{min} = 55.5$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 143.75 + 55.5 = 201.25$ KN.

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

$143.75 < 314.1 \leq 201.25$……. Not satisfy.

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

$143.75+55.5 < 314.1 \leq 143.75 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3)$

$201.25 < 314.1 \leq 413.25$ ……. Satisfy.

∴ **Item (4) is satisfy →** $(\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{314.1}{0.75} - 191.67) = 227.13$ KN. *Note: $Vc = \frac{143.75}{0.75} = 191.67$ KN.

Try Φ10 (4 Legs) $= 4 * 79 = 316$ mm^2 .

$\frac{4*79*10^{-6}}{S} = \frac{227.13 * 10^{-3}}{(420*0.2875)}$ → s = 0.167 m …….. control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75$ mm.

≤ 600 mm.

∴ Use Φ10 @ 14 Cm.

2) Vu = 247.2 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 143.75$ KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 143.75 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3)$

$= 143.75 + 575 = 718.75$ KN > Vu = 247.2 KN.

∴ Dimension is big enough.

→ Check For items:-

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

$247.2 \leq \frac{143.75}{2} = 71.87$…....Not satisfy.

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

71.87< 247.2 ≤ 143.75…….Not satisfy.

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

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 53.9$KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 55.5$ KN…….Control.

∴ $\phi Vs_{min} = 55.5$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 143.75 + 55.5 = 201.25$ KN.

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

143.75 < 247.2 ≤ 201.25……. Not satisfy.

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

$143.75+55.5 < 247.2 \leq 143.75 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3)$

201.25 < 247.2 ≤ 413.25 ……. Satisfy.

∴ **Item (4) is satisfy →** $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

Vs = $\left(\frac{Vu}{\phi} - Vc\right)$

= $\left(\frac{247.2}{0.75} - 191.67\right) = 137.93$ KN. *Note: Vc = $\frac{143.75}{0.75} = 191.67$ KN.

Try Φ10 (4 Legs) = 4 * 79 = 316 mm^2 .

$\frac{4*79*10^{-6}}{S} = \frac{137.93 * 10^{-3}}{(420*0.2875)}$ → s = 0.276 m ……..

s ≤ $\frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75$ mm.

≤ 600 mm.

∴ **Use Φ10 @ 14 Cm.**

3) Vu = 200 KN .

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

= $0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 143.75$ KN.

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + \left(\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d\right) = 143.75 + \left(\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3\right)$

= 143.75 + 575= 718.75 KN > Vu = 197.6 KN.

∴ Dimension is big enough.

→ **Check For items:-**

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

200 ≤ $\frac{143.75}{2} = 71.87$…....Not satisfy.

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

71.87< 200 ≤ 143.75…….Not satisfy.

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

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 53.9$KN.

≥ $\frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.2875 * 10^3 = 55.5$ KN…….Control.

∴ $\phi Vs_{min} = 55.5$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 143.75 + 55.5 = 201.25$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$143.75 < 200 \leq 201.25$……. satisfy.

∴ **Item (3) is satisfy**

Minimum shear reinforcement is required(A_v)

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 0.8 = 5.952*10^{-4}$.

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{0.8}{420} = 6.35*10^{-4}$…….Control.

Try Φ8 (4 Legs):

$\frac{4*50*10^{-6}}{S} = 6.35*10^{-4} \rightarrow S = 0.314$ m

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75$ mm……..control

≤ 600 mm.

∴ **Use Φ8 @ 14 Cm.**

(4.8)Design of two way ribbed slab(RS1) :-

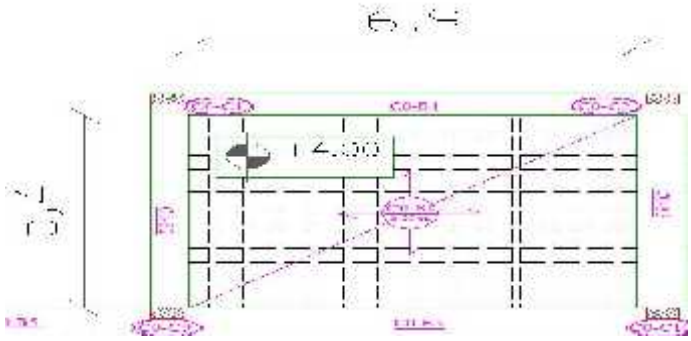


Figure (4-10) : tow way ribbed slab(RS1)

Nominal Total Dead Load = 2.982 KN

DL=2.982/0.52*0.52 =11.03 kN/m^2

WuD=1.2×11.03=13.236 kN/m^2

WuL =1.6 × 3 = 4.8 kN/m^2

Wu=13.236+4.8=18.04 kN/m^2

(4.8.1)Design of positive moment :-

According to ACI-code**:**

Ca.LL = 0.048 Ca.dl=0.039

Cb.LL=0.02 Cb.dl=0.016

Ma positive(DL) =(0.039*13.24*5.4^2)*0.52= 7.82 KN. m/rib

Ma positive(LL)= 0.048*4.8*5.4^2 *0.52 = 3.49 KN. m/rib

- Ma positive(D+L)=7.82+3.49=11.32 KN. m/rib

Mb positive(DL) = 0.016*13.24*6.9^2 *0.52= 5.24 KN. m/rib

Mb positive(LL)= 0.02*4.8*6.9^2 *0.52 = 2.37 KN. m/rib

- Mb positive(D+L)=5.24+2.37=7.62 KN. m/rib

⇨ **short direction:**

➢ **Mu = 11.31 KN . m**

d=350-20-8-12=310 mm

Mn = Mu / ϕ = 11.31/ 0.9 = 12.56 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{12.56*10^{-3}}{0.52*(0.31)^2} = 0.251$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.251*20.6}{420}}\right) = 0.0006$

.

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0006 * 520 * 310 = 97\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 310 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 310$

$= 108\ mm^2 < 124\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 124\ mm^2 > As_{req} = 97\ mm^2$.

∴ $As = 124\ mm^2$.

2 Φ10 = $158\ mm^2 > As_{req} = 124\ mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 79\ mm^2$

.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

158 * 420 = 0.85 * 24 *520 * a

a = 6.25 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.25}{0.85}$ = 7.35 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{310-7.35}{7.35} * 0.003 = 0.12 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

⇨ **Long direction:**

➢ **Mu = 7.62 KN . m**

d=350-20-8-12=310

Mn = Mu / ϕ = 7.62/ 0.9 = 8.46 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{8.46*10^{-3}}{0.52*(0.310)^2}$ =0.169 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.169*20.6}{420}}\right) = 0.000404$

.

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.000404 * 520 * 310 = 65.1\ mm^2$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 310 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 310$

= 108 mm^2 < 124 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 124 mm^2 < As_{req} = 97 mm^2

2 Φ10 = 157 mm^2 > As_{req} = 133 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2

.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

157 * 420 = 0.85 * 24 *540 * a

a = 5.98 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.98}{0.85}$ = 7.03 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{285-7.03}{7.03}$ * 0.003 = 0.1186 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK

(4.8.2)Design of negative moment :-

According to ACI-code**:**
Ca.neg = 0.071
Cb.neg = 0.029

- Ma negative (D+L)=0.071*18.04* 5.4^2 *0.5۲=19.42 KN. m/rib
  Mb negative (D+L)=0.029*18.04* 6.9^2 *0.5۲=12.95 KN. m/rib

  ⇨ **short direction:**

- **Mu = -19.42 KN . m**

d=350-20-8-12=310

Mn = Mu / ϕ = 19.42/ 0.9 =21.58 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.58*10^{-3}}{0.12*(0.310)^2}$ =1.87 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.87*20.6}{420}}$ = 0.00468

.

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00468 * 120 * 310 = 174\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 310 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 310$

= 108 mm^2 < 124 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 124 mm^2 < As_{req} = 174 mm^2

∴ As =174 mm^2.

2 Φ12 = 226 mm^2 > As_{req} = 174 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

.

∴ Use 2 Φ12

2

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

Tension = Compression

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

226 * 420 = 0.85 * 24 *120 * a

a = 38.77 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.77}{0.85}$ = 45.61 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

$= \frac{310-45.61}{45.61} * 0.003 = 0.017 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

- **Mu = -12.95 KN . m**

d=350-20-8-12=310

Mn = Mu / ϕ =12.95/ 0.9 = 14.38 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{14.38*10^{-3}}{0.12*(0.31)^2} = 1.24$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.24*20.6}{420}}\right) = 0.0030$

.

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0030* 120 *310 = 114.12$ 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 310 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 310$

= 108 mm^2 < 124 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 124 mm^2 < As_{req} = 114.12 mm^2

∴ As = 124 mm^2.

2 Φ10 = 158 mm^2 > As_{req} = 124 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 79 mm^2

.

∴ Use 2 Φ10

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

Tension = Compression

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

158* 420 = 0.85 * 24 *120 * a

a = 27.1 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.1}{0.85} = 31.89$ mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{310-31.89}{31.89} * 0.003 = 0.026 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

(4 .9) Design of Column:-

⇨ **Design column(A-C4) :**

⇨ **Load Calculation:**

$p_u = 827.6KN$

$p_{n\,req} = \frac{827.6}{0.65} = 1273.23KN$

$Use° = °g = 1.0\%$

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc'(1 - °g) + (fy * °g)\}$

$1273.23 = 0.8 * Ag[0.85 * 24(0.99) + (420 * 0.01)]$

$Ag = 0.065m^2$

Use 0.5×0.2 m with Ag = 0.1m²

⇨ **Check Slenderness Effect:**

⇨ **In 0.0 m-Direction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.20 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 3.20}{0.3 \times 0.5} = 21.33 < 22$$

$\therefore$ *short Coloumn in* $0.5m$*..dirction*

- **In 0.2 m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.20 m
M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 3.2}{0.3 \times 0.2} = 53.33 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn in* $0.3m$*:dirction*

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(583)}{827.6} = 0.74$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.5\times 0.2^3}{12} = 0.001125\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.001125}{1+0.84} = 6.018 MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2\times 6.018}{(1.0\times 3.2)^2} = 5.794 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{827.6}{0.75\times 5794}} = 1.23 > 1$$

$$e_{\min} = 15+0.03\times h = 15+0.02\times 400 = 23mm = 0.023m$$

$$e = e_{\min}\times ¢_{ns} = 0.023\times 1.23 = 0.028$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.028}{0.2} = 0.14$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{827.6}{0.5*0.2}\times\frac{145}{1000} = 1.20\ \ Ksi$$

$$°_g = 0.01$$

$$A_s = °\times A_g = 0.01\times 500\times 200 = 1000\ mm^2`$$

$\therefore$ *use*8¤14

⇨ **Design of the Reinforcement:**

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.4 = 22.4\ cm$

$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \leq least\ .\dim . = 20\ cm$

$Use ¤ 10 @ 20\ cm$

(4.10) Design of Isolated footing:-

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F2) .

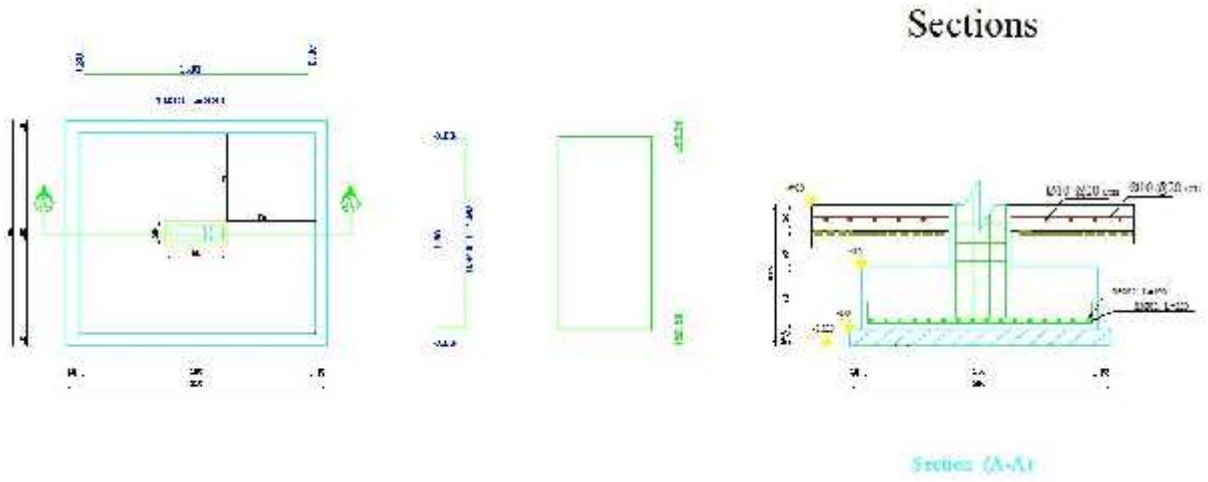


Fig. (4-11) Geometry of Footing (F2)

(4.10.1) Load Calculation:-

Factored load Pu = ١٢٦٨.٤ KN
Soil weight = ١٨KN/m^2
Column dimentions =٢٠*٥0 cm
Allowable soil pressure = ٤٥٠ KN/m^2

(4.10.2) Design of Footing Area:-

Allowable net soil pressure 450-0.5*25-0.625*18=426.25 KN/m^2
Area (A) = Total Weight / Soil Pressure
= ١٢٦٨.٤ KN / 426.25 KN/m^2
= 2.97 m^2
Try ١.٩٠ * ١.٦٠ Area = ٣.٠٤ m^2
Select Foot Geometry ١.٦٠ * ١.٩٠

For the design of the reinforced concrete member factored load must be used :
Pu = ١٢٨٦.٤ KN
Pnet (factored) = Pu/ Area = ١٢٦٨.٤ /٣.٠٤= ٤١٧.٢٣ KN/m^2

(4.10.3) Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

Assume h = ٥٥ cm ….. d = ٥٥٥-٥٠-١٢ = ٤٣٨ mm

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{1.9}{2} - 0.25 - 0.438\right) \times 417.23 * 1.6 = 174.9KN$$

$$Vu = 174.9KN$$

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1.9 \times 0.438 \times 10^3 = 509.6KN$$

$$\text{¤}Vc > Vu \quad OK$$

select h = ٥٥ cm ….. d =٤٣٨ mm

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{0.5}{0.2} = 2.5$$

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

=2(٠.٢+٠.٤٣٨)+2(٠.٥+٠.٤٣٨)= ٣.١٥٢ m.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2.5}\right) * \sqrt{24} * 3.152 * 0.438 * 10^3 = 1521.7kN$$ control

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.438}{3.152} + 2\right) * \sqrt{24} * 3.152 * 0.438 * 10^3 = 3195kN$$

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3.152 * 0.438 * 10^3 = 1690.8kN \ldots.$$

$$Vu = (1.9 * 1.6) - ((0.2 + 0.438) * (0.5 + 0.438)) * 417.23 = 1018.7kN$$

Vu=1018.7 < ΦVc =1521.7……OK

(4.10.4) Design for Bending Moment of long direction.

d =٥٥٥-٥٠-(١٢/2)=٤٣٨ mm

Mu =٤١١.٧ *١.٦ *0.7*0.7/2 = 163.55 KN

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{163.55*10^{-3}/0.9}{1.6*(0.438)^2} = 0.592 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.592)}{420}}\right) = 0.00143$$

As_{req} = 0.00143 (1600) (438) = 1002.14 mm^2

ρ_{min} = 0.0018

$A_{s\ min}$ = 0.0018 (1600) (500) = 1440 mm^2 control

As_{req} = 1440 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 1440/113 = 12.7

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

$\Rightarrow$ s≤3h=3*500=1500 mm

$\Rightarrow$ s≤450

$$s=\frac{1600-50*2-13*12}{12}$$=١١٢……control

take S=١٠cm

Use 13Φ 12

(4.10.5) Design for Bending Moment of short direction.

d =٥٥٥-٥٠-(١٢/2)=٤٣٨ mm

Mu =٤١١.٧ *١.٩ *0.7*0.7/2 = ١٩١.٦ KN

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

Rn = $\frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{191.6*10^{-3}/0.9}{1.9*(0.438)^2} =$ ٠.٥٨٤ N/mm^2

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.584)}{420}}) = 0.001411$

As_{req} = 0.00141 (1900) (438) = 1174.6 mm^2

$°_{min}$ = 0.0018

$A_{s\ min}$ = 0.0018 (1900) (500) = 1710 control

As_{req} =1710 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 1710/113 = 15.13

$\Rightarrow$ Note $A_{Φ16}$ = 201 mm²

$\Rightarrow$ s≤3h=3*500=1500 mm

$\Rightarrow$ s≤450

s=$\frac{1900-50*2-16*12}{15}$=107.2……control

take S=10cm

Use 14Φ 12

(4.11)Stair Design:

L=٠.٨+3.3=4.١ m

h_{min}=4.95/20=0.2٠٥

$take\ h = 20cm$

(4.11.1) Load calculation:-

- **Flight dead load:**
  - Tiles = 0.03*2٤*((0.33+0.16)/0.3)*1 = 1.١76 KN/m.
  - Mortar =22*0.0٣*((0.3+0.16)/0.3)*1= ١.٠١٢ KN/ m.
  - Plaster = (22*0.0٣*1)/ (Cos ٢٨.٠٧) = 0.٧٤٨KN/ m.
  - Steps = 25*٠.٥*٠.١٦*1= ٢ KN/ m.
  - Slab = 25*0.2٠*1/ Cos 26.57=٥.٦٧ KN/ m.
  -

Total dead load(flight) = ١٠.٦٠٦ KN/ m.

- **landing dead load:**
  - Tiles = 24*0.03*1 = 0.72 KN/m.
  - Mortar =22*0.02*1= 0.44 KN/ m.
  - sand = 17*0.07*1 = 1.19 KN/ m.
  - Slab =25*0.2٠*1=٥.٠ KN/ m.
  - plaster = 22*0.0٣*1= 0.٦٦ KN/ m.

Total dead load(landing) = ٨.٠١ KN/ m.

- **Live load:-**

Live load for stairs =3 KN/ m^2.

- **Factored load**

For flight =1.2*١٠.٦٠٦+ 1.6*3 = ١٧.٥٢٧ KN/ m.

For landing=1.2*٨.٠١+1.6*3=١٤.٤١٢ KN/ m.

(4.11.2)Design of shear:-

Assume Ø 14 for main reinforcement

d =2٠0-20-(12/2)= ١٧4 mm

Vu = ٤6.3 KN .

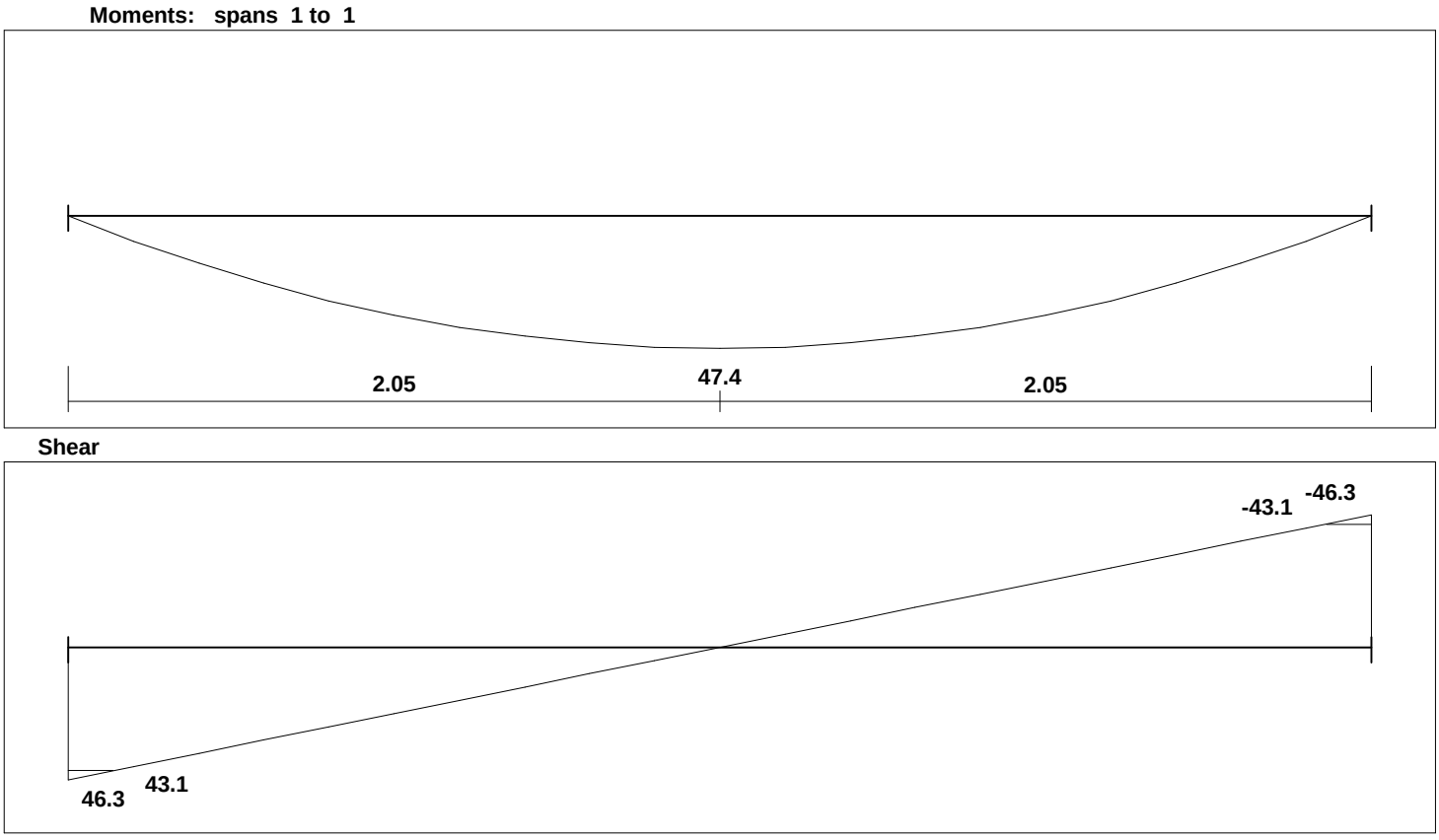
$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 105.94KN$$

Vu = 46.3 KN < Ø.Vc = ١٠٥.٩٤ KN .

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

(4.11.3) Design of Bending for flight



Figure(4-12) : Envelope Shear and moment Diagram of flight

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

Mu=47.4 KN.m

Mn = Mu / ϕ = 47.4/ 0.9 = 52.67KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{52.6*10^{-3}}{1*(0.173)^2} = 1.737$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.737*20.6}{420}}\right) = 0.00433$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00433 * 1000 * 173 = 753.32$ mm^2/m ……..control

→ $As_{min} = 0.0018*1000*200 = 360$ mm^2/m.

∴ As = 753.32 mm^2/m.

Use Φ12/15 cm with A_s = 753.33 mm^2/m.

Check for step:

≤ 3 * h = 3* 200 = 600 mm

≤ 450 mm.

S=150<S max=450 mm

∴Use Φ12 @ 15 Cm.

Temperature and shrinkage reinforcement:

As=0.0018*b*h

=0.0018*1000*200=360 mm^2

∴Use Φ12 @25 Cm.

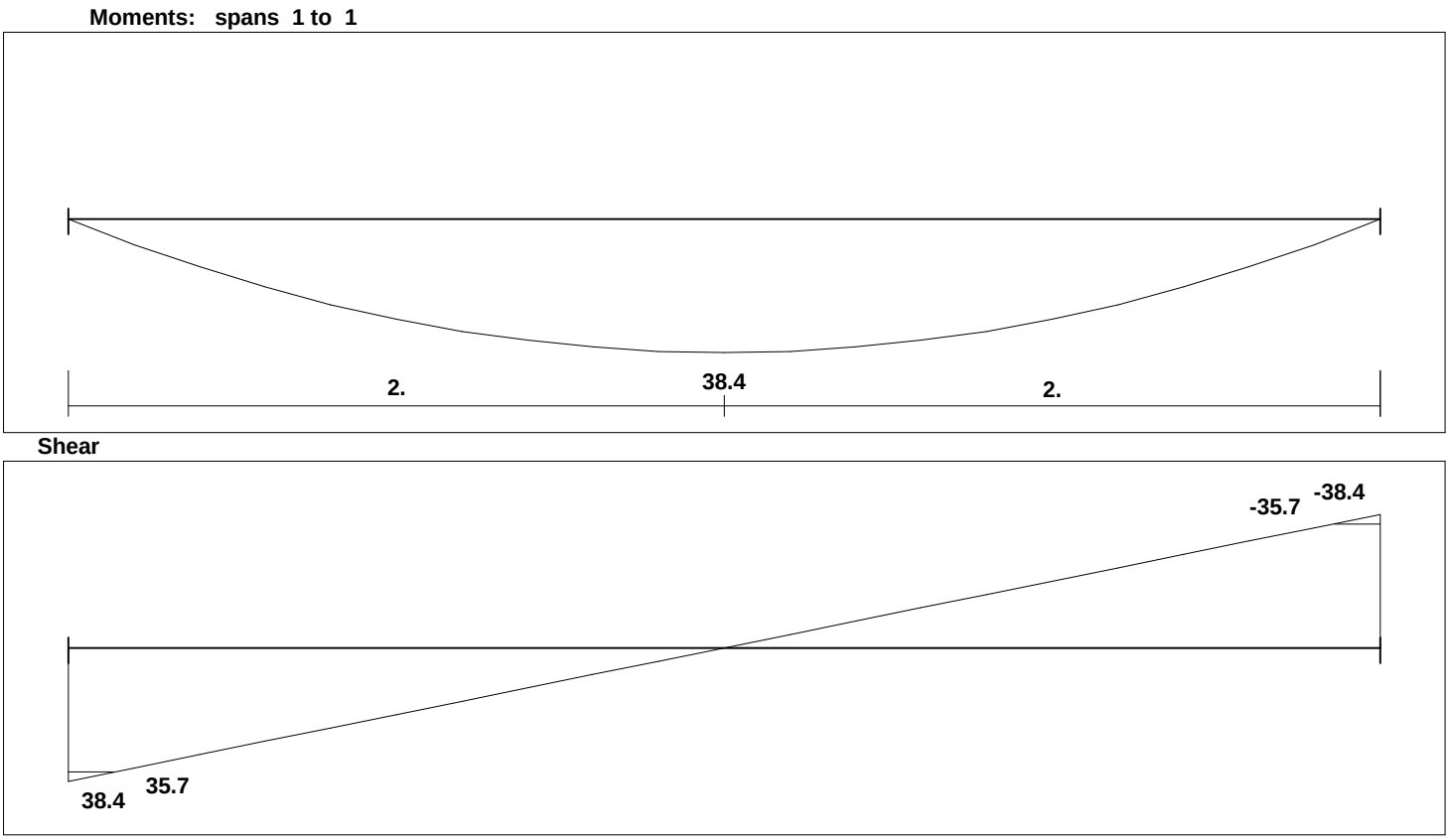
Check for step:

≤5 * h = 5* 250 = 1250 mm

≤ 450 mm.

S=250 < S max=450 mm

(4.11.4) Design of Bending for landing



Figure(4-13) : Envelope Shear and moment Diagram of Landing

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

Mu=38.4 KN.m

Mn = Mu / ϕ = 38.4 / 0.9 = 42.67KN.m

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

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{42.67*10^{-3}}{1*(0.173)^2} = 1.425 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.425*20.6}{420}}\right) = 0.00352$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00352 * 1000 * 173 = 609.31 \text{ mm}^2/\text{m}$ …….control

$\rightarrow As_{min} = 0.0018*1000*200= 360\ mm^2/m.$

$\therefore As = 609.31\ mm^2/m.$

Use Φ12/15 cm with $A_s = 753.33\ mm^2/m.$

Check for step:

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

$\leq 450\ mm.$

S=150<S max=450 mm

∴Use Φ12 @ 15 Cm.

Temperature and shrinkage reinforcement:

As=0.0018*b*h

=0.0018*1000*200=360 mm^2

∴Use Φ10 @15 Cm.

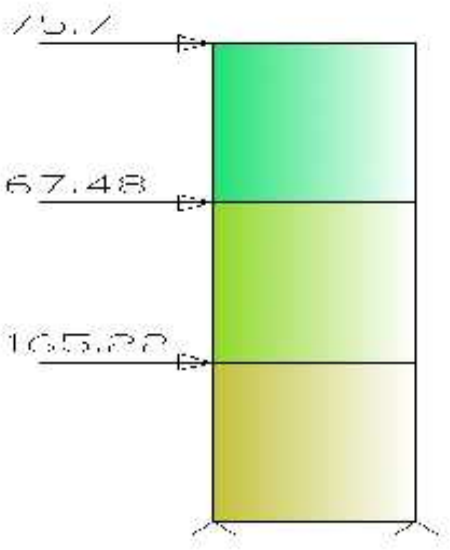
Check for step:

$\leq 5 * h = 5* 250 = 1250\ mm$

$\leq 450\ mm.$

S=150 < S max=450 mm

(4.١٣)Design of shear wall(C-Sh5):



Figure(4-14) : Load from earth of Shear wall .

- **Material :-**

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

- **Section :-**

t=20 cm .shear wall thickness

Lw = 2.4 m .shear wall width

hw=3.8*3=11.4 m.story height

✓ **Design:-**

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

Critical Section

$$\frac{lw}{2}=\frac{2.4}{2}=1.2m\ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2}=\frac{11.4}{2}=5.7m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 2.4=1.92m$$

$$V_u=308.4KN$$

$$M_u=1633.6\ KN.m$$

$$V_{C1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.20\times 1.92*10^3=313.53\ KN$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$

$$Assume\quad N_u=0$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times 0.20\times 1.92*10^3}{4}+\frac{0\times 1.92}{4\times 2.4}=470.3\ KN$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$

$$\left\langle\frac{1633.6_u}{308.4_u}-\frac{24}{2}\right\rangle=4.09>0$$

$$\therefore V_{c3}=Will\ \ apply$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{2.4\left(\sqrt{24}+0\right)}{4.09}\right]\times\frac{0.20\times 1.92}{10}\times 10^3=204.45KN$$

Control for V_{c3}=204.45 KN

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{308.4}{0.75} - 204.45 = 206.75 \quad KN$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 200 = 0.5$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{2.4}{5} = 0.48\ m \text{.....control}$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 0.20 = 0.6m.$$

$$S_2 = 150mm < S\max = 480mm \text{.....ok}$$

$\therefore Use ¤10@15cm \quad c/c \quad in.both.sides.of.the.wall$

- **Design of Vertical reinforcement:**

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{11.4}{2.4} \right)\left(\frac{2 \times 78.5}{150 \times 200} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 78.5 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.2} = 0.314m \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{l_w}{3} = \frac{2400}{3} = 800..mm$$

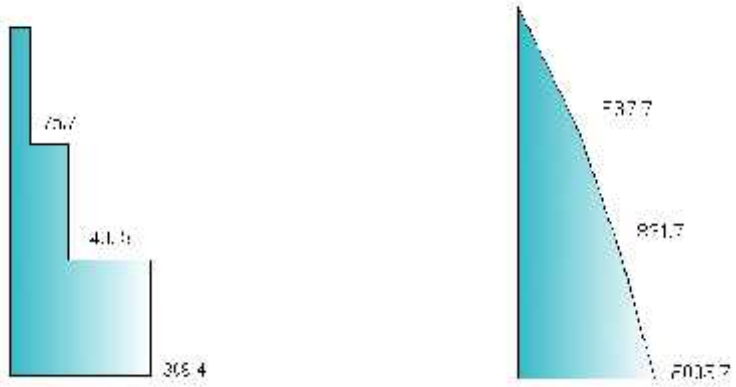
$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 0.2 = 600mm$$

$$S1 \le 450mm$$

$$S1 = 31.4cm < S\max = 45cm \text{.....ok}$$

$\therefore Use ¤10@10cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*vertical*)

- **Design of Moment:**



Figure(4-15) : Moment and Shear Diagram of shear wall .

The boundary elemant is required if C :-

$$C \geq \frac{Lw}{600*(¢n/hw)}$$

$$assume \quad ¢n/hw \geq 0.007$$

$$C \geq \frac{2.4}{600*0.007} = 0.571m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw \geq 0.571 - 0.1 \times 2.4 = 0.331m$$

$$Cw \geq \frac{C}{2} = \frac{0.571}{2} = 0.286 \ \ m$$

Select Cw = 0. 35 m

$$Ast = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Ast = \frac{2.4}{0.1} \times 2 \times 78.5 = 3792mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times \ _1 \times fc' \times Lw \times h}{As \times fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 2.4 \times 0.2}{3792 \times 10^{-6} \times 420}} = 0.138$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{2Lw})$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 3792 \times 10^{-6} \times 420 \times 2.4 \times (1 - 0.069)$$

$$Muv = 3002.6 KN.m$$

$$Muv... \geq Mu$$

Boundary steel not required .

Chapter O'

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

٥-٢ التوصيات

٥-١ النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

١- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

٢-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

٣-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

٤- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

٥-٢ التوصيات

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. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.