بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري فندقي في بلده خاراس

فريق العمل :-

١)احمد فرج الله ٢)عبد المهدي سميرات

٣)محمد النتشة

إشراف :-

د.بلال المصري

الخليل- فلسطين

٢٠١٨-٢٠١٩م

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمجمع تجاري فندقي في بلدة خاراس

أسماء الطلبة :-

١)احمد فرج الله ٢)عبد المهدي سميرات
٣)محمد النتشة

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
.....

٢٠١٨-٢٠١٩م

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 المهندس فايز العجوج 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، بدأً 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 الإنشائي لمجمع "تجاري فندقي في خاراس"

فريق العمل :

١)احمد فرج الله ٢)عبد المهدي سميرات
٣)محمد النتشة

جامعة بوليتكنك فلسطين ٢٠١٩-٢٠١٨م

إشراف :
د. بلال المصري

ملخص المشروع :

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى " **مجمع تجاري فندقي في خاراس"** يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يقع المبنى في مدينة خاراس ،يتكون المشروع من سبعة طوابق ، بما في ذلك الطابق الأرضي ، وطابقي تسوية ، وتبلغ المساحة الإجمالية للأرضيات (16700 متر مربع) ، يستند ويتميز تصميم المشروع من الناحية المعمارية بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق ممن الناحية الجمالية والوظيفية.

أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فتم استخدام الكود الإمريكي (ACI_٣١٨_٠٨) ،ولا بد من الإشارة إلى أنه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office.

ويتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والإحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم لون الهياكل و التصميم إنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون في المبنى ، وبعد أن تم إتمام المشروع بحمد الله كنا قادرين على تقديم التصاميم الإنشائية لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design Of " Ministries Complex in Palestine "

WORKING TEAM:

1.Ahmad Farajallah 2.AbdAlmahdi Smerat

3.Mohammad ALnatsha

Palestine Polytechnic University 2019 – 2018

Supervisor:

Dr. Bilal Almasri

Project abstract

The idea of this project is summarized in the structural design of the "A Hotel Commercial complex in Kharas ". The project objective can be summed up in the design work of all the structural elements that the project contains, such as bridges, columns, foundations, walls and other structural elements.

The building is located in the city of Kharas. The project consists of seven floors, including the ground floor, and two basement floors. The total area of the floors (16700 square meters) is based on the design of the project. Based on the multiplicity of stereotypical blocks and distribute them in a consistent form of aesthetics and functional.

As for structural analysis and section design, the code used is (08_318_ACI). It should be noted that some computer programs are used, such as:

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office.

The project includes a detailed structural study that identifies and analyzes the various structural elements and expected loads and then the color of the structures. The structural design of the elements and the preparation of the plans according to the design of all the structural elements of the building. With completion of the project, we can now provide the structural design for all elements Construction

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Ii
الإهداء	Iii-Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	Vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi and vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
١-١ المقدمة	2
١-٢أهداف المشروع	2
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	3
١-٧إجراءات المشروع	4
١-٨ الجدول الزمني للمشروع	٥
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
٢-١المقدمة	7
٢-٢لمحة عن المشروع	8
٢-٣ موقع المشروع	8
٢-٤ أسباب اختيار الموقع	٩
٢-٥ وصف المساقط الأفقية للمشروع	٩
٢-٥-١ طابق التسويه الثاني	٩
٢-٥-٢ طابق التسوية الأول	10
٢-٥-٣ الطابق الأرضي	11
٢-٥-٤ الطابق الأول	12
٢-٥-٥ الطابق الثاني	13
٢-٦ وصف واجهات المشروع	14
٢-٦-١ الواجهة الشمالية الغربية	14
٢-٦-٢ الواجهة الغربية	15
٢-٦-٣ الواجهة الشمالية	15
٢-٦-٤ الواجهة الشرقية	١٦
٢-٧ وصف الحركة في المبنى	16
٢-٨ حركة الشمس والرياح	16
٢-٩ المقاطع في المبنى	17
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	18
٣-١ المقدمة	19
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	19-20
٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	20
٣-٤ الاختبارات العلمية	20

٣-٥ الأحمال 21
3-٥-١ الأحمال الرئيسية 21
3-٥-٢ الاحمال الثانوية 22
3-٥-2-١ الأحمال الميتة 22
٣-٥-2-٢ الأحمال الحية 23
٣-٥-2-٣ الأحمال البيئية 24
أحمال الثلوج 24
أحمال الرياح 24-25
أحمال الزلازل 26
٣-٥-2-4 أحمال الانكماش والتمدد 26
٣-٦العناصر الإنشائية 26
٣-٦-١ العقدات 27
٣-٦-١-١العقدات المصمتة 27-28
٣-٦-١-٢العقدات المفرغة 28
٣-٦-١-٢-١ العقدات المفرغة في اتجاه واحد 28-29
٣-٦-١-٢-٢ العقدات المفرغة في اتجاهين 29
٣-٦-٢ الجسور 29-30
٣-٦-٣الأعمدة 31
٣-٦-٤ جدران القص 32
٣-٦-٥ فواصل التمدد 33
٣-٦-٦ الأساسات 33-35
٣-٦-٧ الأدراج 35
٣-٦-٨ الجدران الاستنادية 36
٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة 37

38 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
39 4.1 Introduction
40 4.2 factored loads
40 4.3 slabs thickness calculations
40 4.3.1 thickness for one way ribbed
40 4.4 load calculations
40-41 4.4.1 one way ribbed slab
41-43 4.5Design of topping

43-44 4.6 design of rib
45 4.6.1 Design of flexure
45-46 4.6.1.1 Design of negative moment of rib R9
46-47 4.6.1.2 Design of positive moment of rib R9
47-48 4.6.2Design of shear of rib
49-51 4.7 Design of beam(B.R-40)
51 4.7.1 Design of flexure
51-57 4.7.1.1 Design of positive and negative moment

57-61 4.8 Design of Column (C10)
62 4.9 Design of Stairs
62 4-9-1 Determination of Slab thickness

62-63 4-9-2 Load calculation
63 4-9-3 Design
63-64 4-9-3-1 of Bending
64 4-9-3-2 Design of shear
64-65 4-10 Design of a shear wall (SW1)
66-67 4-10-1 Design of shear (H & V Reinforcement)
68 4-10-2 Design for flexure
68-73 4-11 Design for basement
74 4-12 Design for footing
74 4-12-1 Check one-way shear
74-75 4-12-2 Check two-way shear
75-76 4-12-3 Design of Bending moment: Y direction
76-77 4-12-4 Design of Bending moment: X direction
77-78 4-12-5 Load transfer at the column

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات 79
٥-١ النتائج 80
٥-٢ التوصيات 80

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 22
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 23
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 24

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) الموقع المقترح للمشروع 8
شكل (٢-2) مخطط طابق التسوية الثاني 9
شكل (٢-3) مخطط طابق التسوية الأول 10
شكل (٢-4) مخطط الطابق الأرضي 11
شكل (٢-5) مخطط الطابق الأول 12
شكل (٢-6) مخطط الطابق الثاني 13
شكل (٢-7) الواجهة الشمالية الغربية 14

شكل (٢-8) الواجهة الغربية 15
شكل (٢-9) الواجهة الشمالية 15
شكل (٢-10) الواجهة الشرقية 16
شكل (٢-11) مقطع A-A 17
شكل (٢-12) مقطع B-B 17
شكل (٣-١) انتقال الأحمال 21
شكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على الضغط الواقع على المبنى 25
شكل (٣-٣): تأثير اتجاه الرياح على الضغط الواقع على المبنى 25
شكل (٣-٤) عقدات مصمتة باتجاه واحد 27
شكل (٣-٥) عقدة مصمته باتجاهين 28
شكل(٣-٦)العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد 29
شكل(٣-٧)العقدات المفرغة ذات الاتجاهين 29
شكل (٣-٨) أشكال الجسور 30
شكل (٣-٩) أنواع الاعمدة المستخدمة 31
شكل (٣-١٠) جدار القص 32
شكل (٣-١١) شكل الأساس المنفرد 34
شكل(٣-١٢)مقطع طولي في الأساس 34
شكل(٣-١٣)توزيع الحديد بالأساس 34
شكل(٣-١٤)مقطع توضيحي في الدرج 35
شكل(٣-١٥)جدار استنادي 36

Figure (4-1): one way ribbed slab. 41

Figure (4-2): rib geometry. 43
Figure (4-3): loading of rib R9. 44
Figure (4-4): moment envelop of rib R9. 44
Figure (4-5): shear envelop of rib R9. 44
Figure (4-6): beam geometry. 49
Figure (4-7): load of Beam (B.R-40). 50
Figure (4-8): moment envelop of beam (B.R-40) 50
Figure (4-9): shear envelop of beam (B.R-40) 51
Figure (4-10): Details of Stairs 62
Figure (4-11) Shear and Moment Diagrams of Shear wall 65
Figure (4-12):Section Of basement wall 69
Figure (4-13): Static System 70
Figure (4-14): Shear envelope diagram of basement wall. 70
Figure (4-15): Moment envelope diagram of basement wall 71
Figure (4-16)Basement details 73

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/m³).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area.

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ إجراءات المشروع.

1-8 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 مجمع مكاتب الوزارت في مدينة حلحول.

(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 . ومن المشاكل التي واجهتنا في هذا المشروع عند بلاطة معينة في اتجاه واحد سمك العقدة٥٠ سم وحيث انه تم عملها في اتجاه واحد واقل السمك

(١-٤) حدود المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١٨-٢٠١٩ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

(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.
٣) برامج اخرى مثل: (Microsoft Office.)، (Microsoft Word)

(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) ودراسة 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.

(8-1) الجدول الزمني للمشروع:-

الفعاليات / الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
اختيار المشروع																															
دراسة الموقع																															
جمع المعلومات حول المشروع																															
دراسة المبنى معماريا																															
دراسة المبنى إنشائيا																															
إعداد مقدمة المشروع																															
عرض مقدمة المشروع																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد مخططات المشروع																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

Chapter ٢

الوصف المعماري

2-1المقدمـــــــــــــــــــة

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 المقاطع 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 مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع 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 معمارياً ، 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 مجمع تجاري فندقي، 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 عزية عصفور.

يتكون المشروع من سبعة طوابق ، بما في ذلك الطابق الأرضي ، وطابقي تسوية ،وتبلغ المساحة الإجمالية للأرضيات (١٦٧٠٠ متر مربع).

2- 3موقع المشروع:

. يقع موقع المشروع شمال غرب مدينة خاراس والتي تقع شمال غرب مدينة الخليل والتي على شارع رئيسي يحدها شرقا ويحيط بالموقع مباني سكنية . 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 المجمع التجاري الفندقي بالنسبة لمدينه خاراس

2-٤ أسباب اختيار الموقع:

يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :

1- سهولة الوصول إليه بسهولة من خلال شوارع تمر بمحاذاته من جميع الاتجاهات.

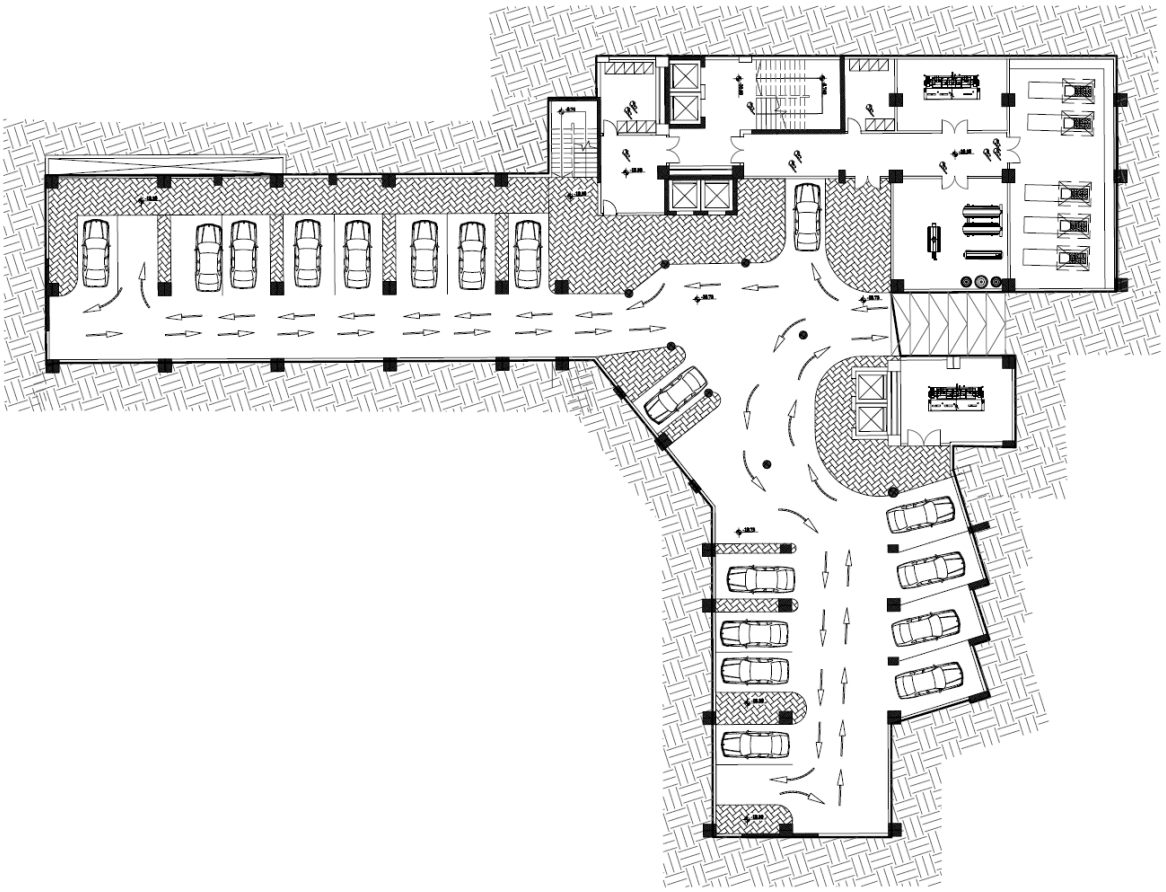
2- قربها من مركز المدينة، حيث يسهل الوصول إليها مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.

2-٥ وصف المساقط الأفقية للمشروع:

2-٥-1 طابق التسوية الثاني:

تبلغ مساحته ١٤٦٠ متر مربع، ومنسوبه(٠.٨-)عن مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- موقف للسيارات.
- غرفتي مولد.
- كما هو موضح في الشكل(٢-٢)

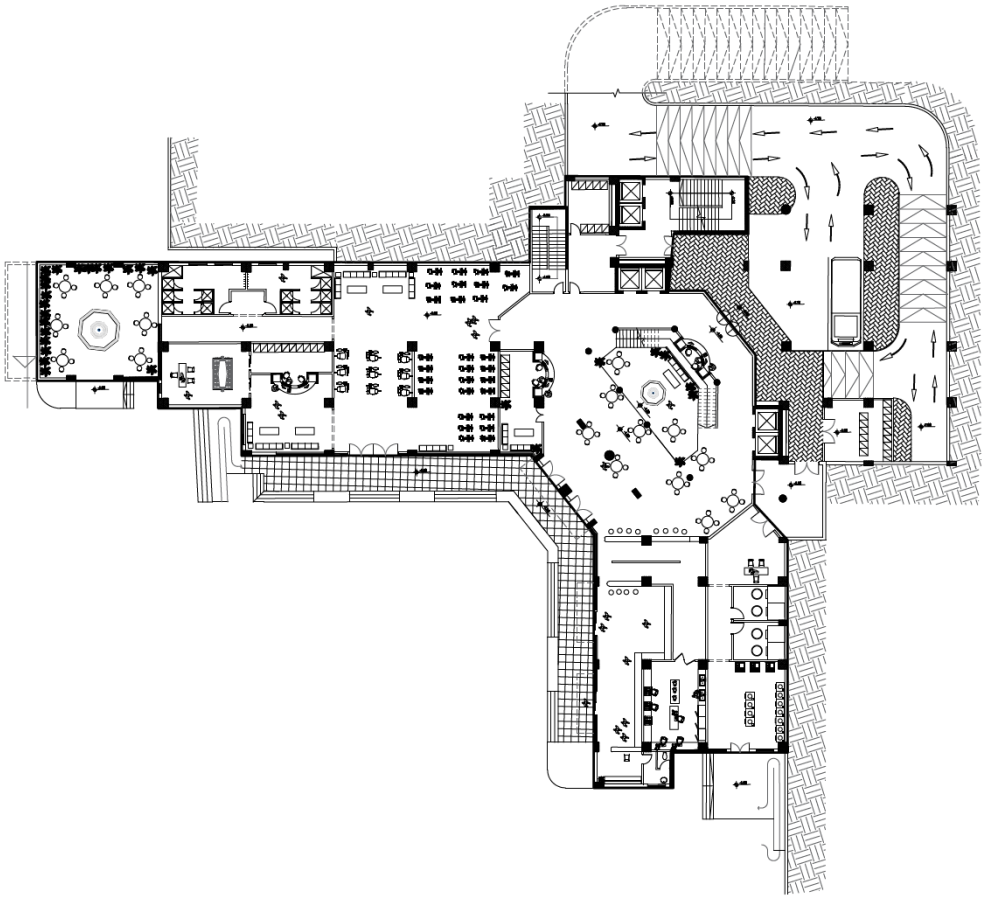


٢-٢مخطط طابق التسوية الثاني

2-٥-٢طابق التسوية الأول:

تبلغ مساحته ١٨٢٨ متر مربع، ومنسوبه(4.٥-)عن مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- صاله رياضيه.
- مكان لغسل الملابس وتخزين البضائع.
- كافتيريا صغيرة
- كما هو موضح في الشكل(٢-٣)



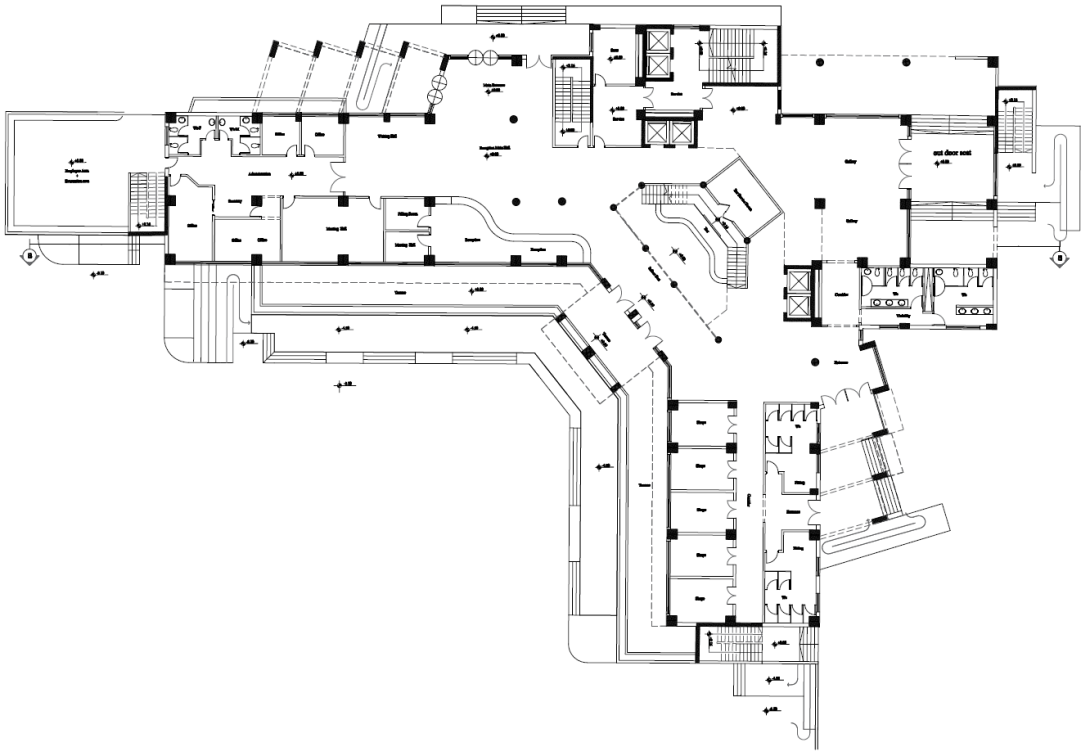
٢-٣مخطط طابق التسوية الأول

2-٥-3 الطابق الأرضي:

تبلغ مساحته ١٩١٦ متر مربع، ومنسوبه(0. 0+)فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- محال تجارية متوسطه الحجم .
- االستقبال(ريسبشن).
- إدارة.
- معرض.

كما هو موضح في الشكل(٢-٤)

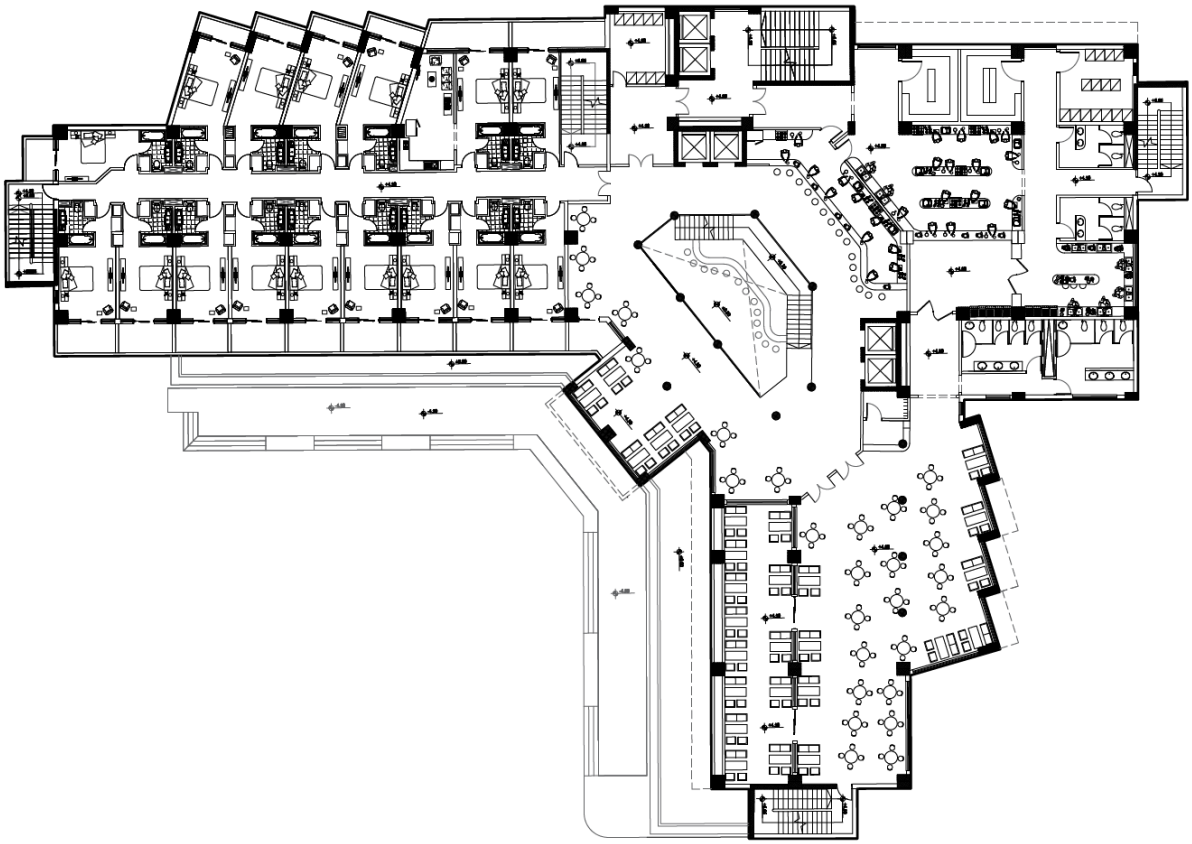


2-٤مخطط الطابق الأرضي

2-٥-4 الطابق الأول:

تبلغ مساحته ١٩١٦ متر مربع، ومنسوبه ٤.٥+ فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- مطعم.
- صالة للإفطار.
- منامات.
- كما هو موضح في الشكل(٢-٥)

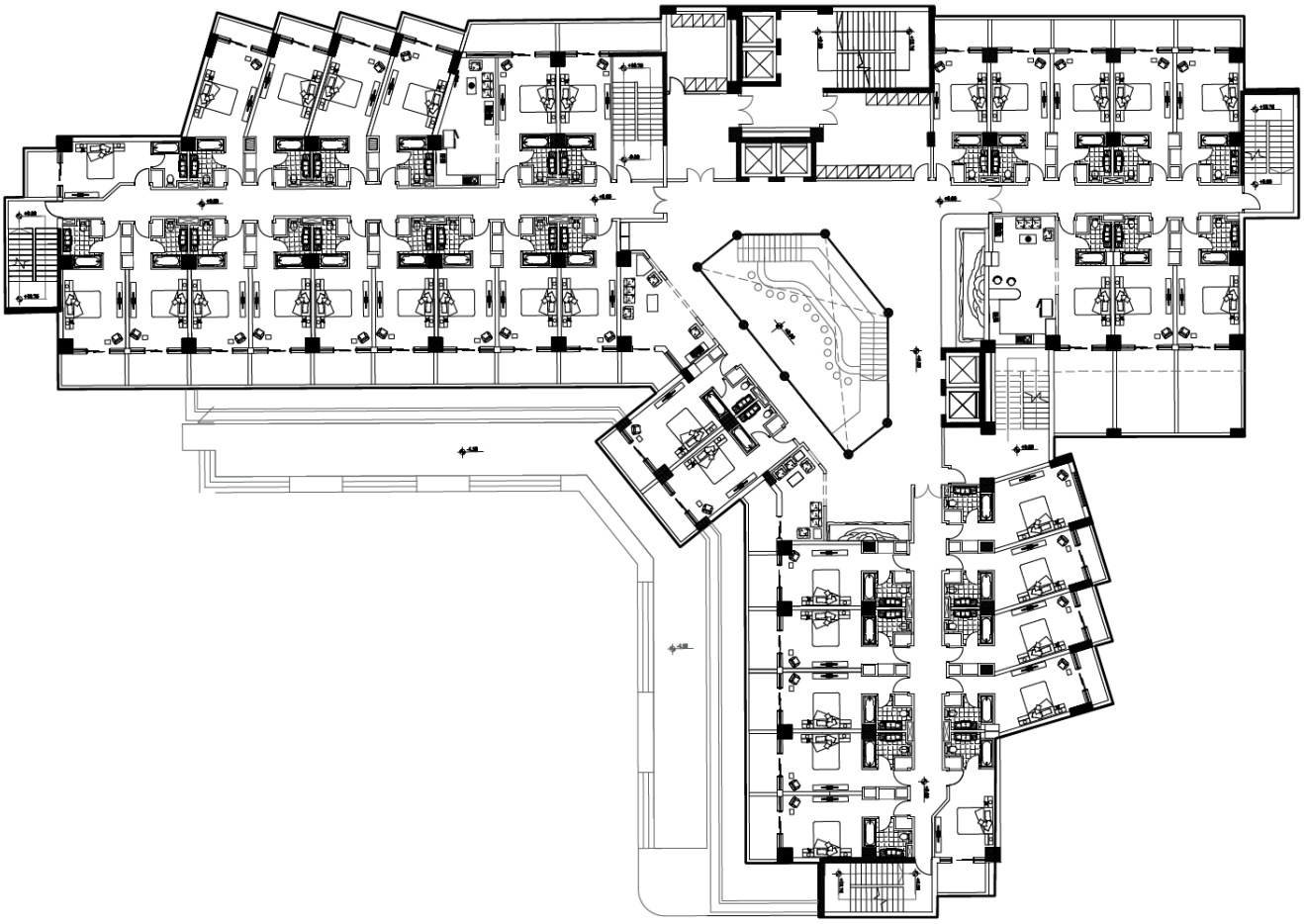


٢-٥مخطط الطابق الأول

2-٥-5 الطابق الثاني مكرر:

تبلغ مساحته ١٩١٦متر مربع، ومنسوبه (+٩.٠٠ - +٢٣.٠٨) فوق مستوى سطح الأرض، حيث تتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:.

-منامات.
-كما هو موضح في الشكل(٢-٦)



(٢-٦)مخطط الطابق الثاني

٦-٢ 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.

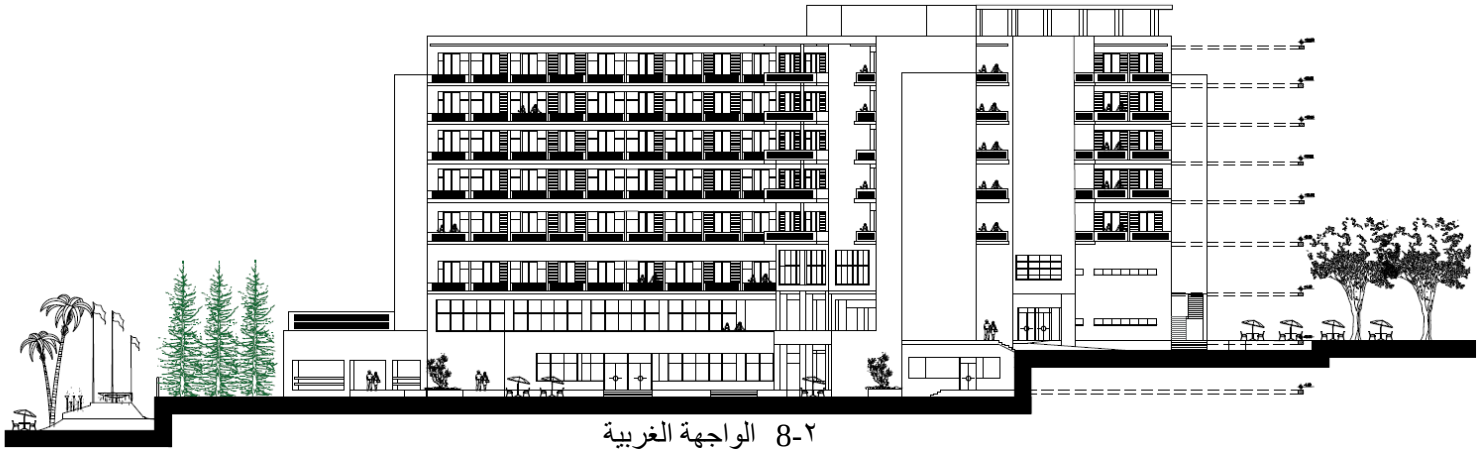
كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

2-٦-1 الواجهة الشمالية الغربية:

هي الواجهة الرئيسية للمجمع ، حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى.

7-2 الواجهة الشمالية الغربية.

٢-٦-2الواجهةالغربية:

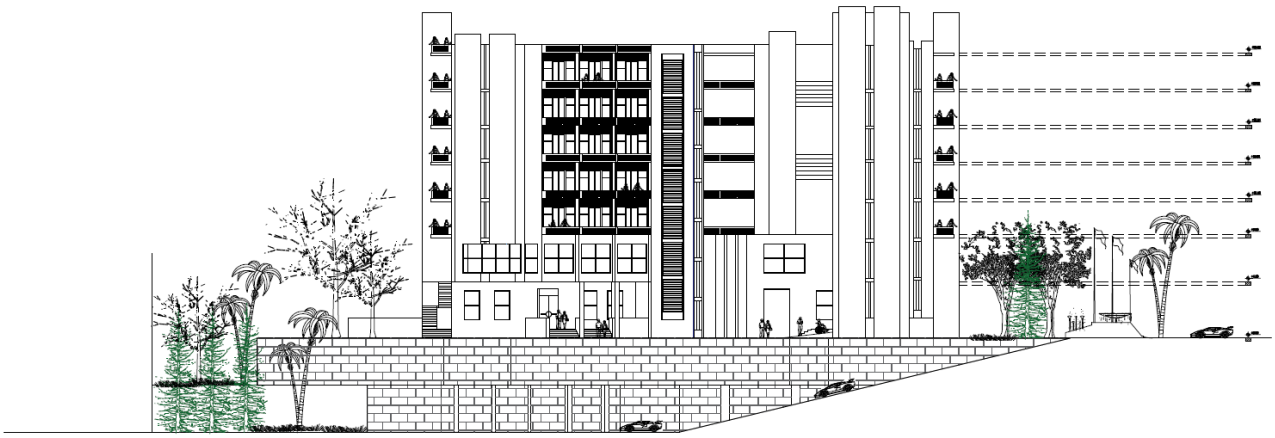


٢-8 الواجهة الغربية

2-٦-3 الواجهة الشمالية:

٢ -9 الواجهة الشمالية

2-٦-4 الواجهة الشرقية:



2-10 الواجهة الشرقية

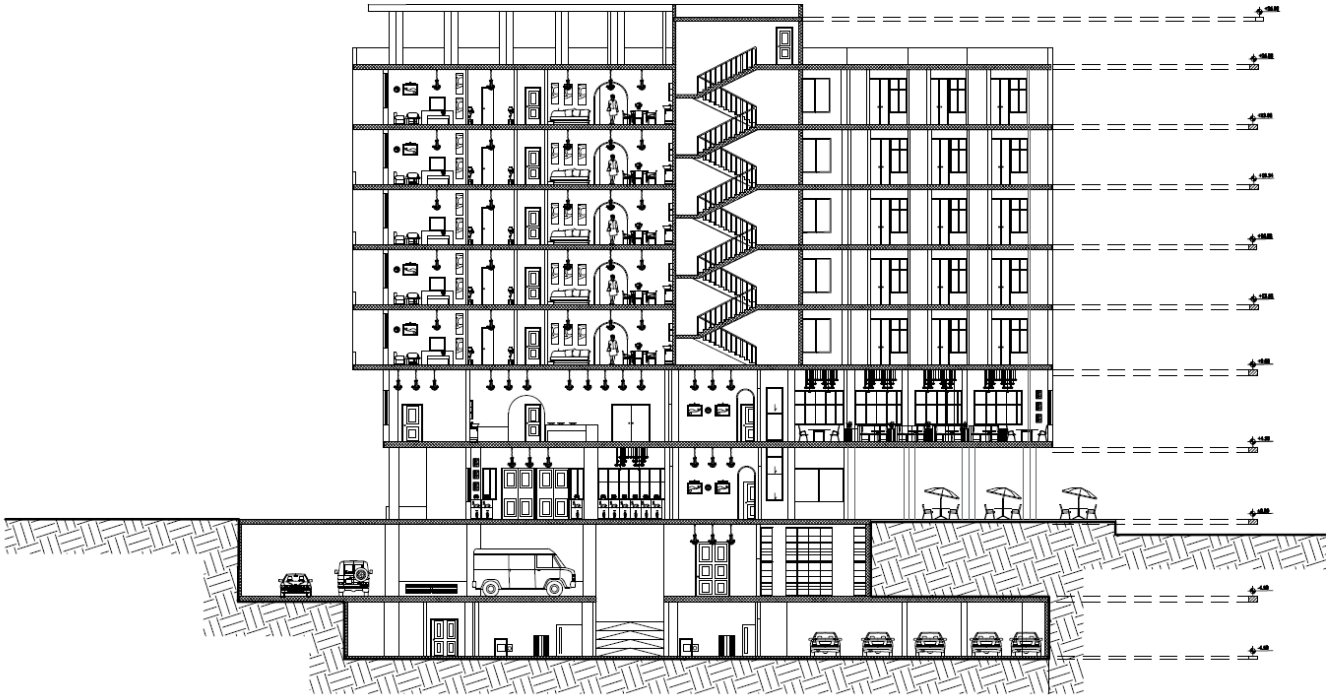
2-٧ وصف الحركة في المبنى:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل المجمع إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع طوابق المجمع 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.

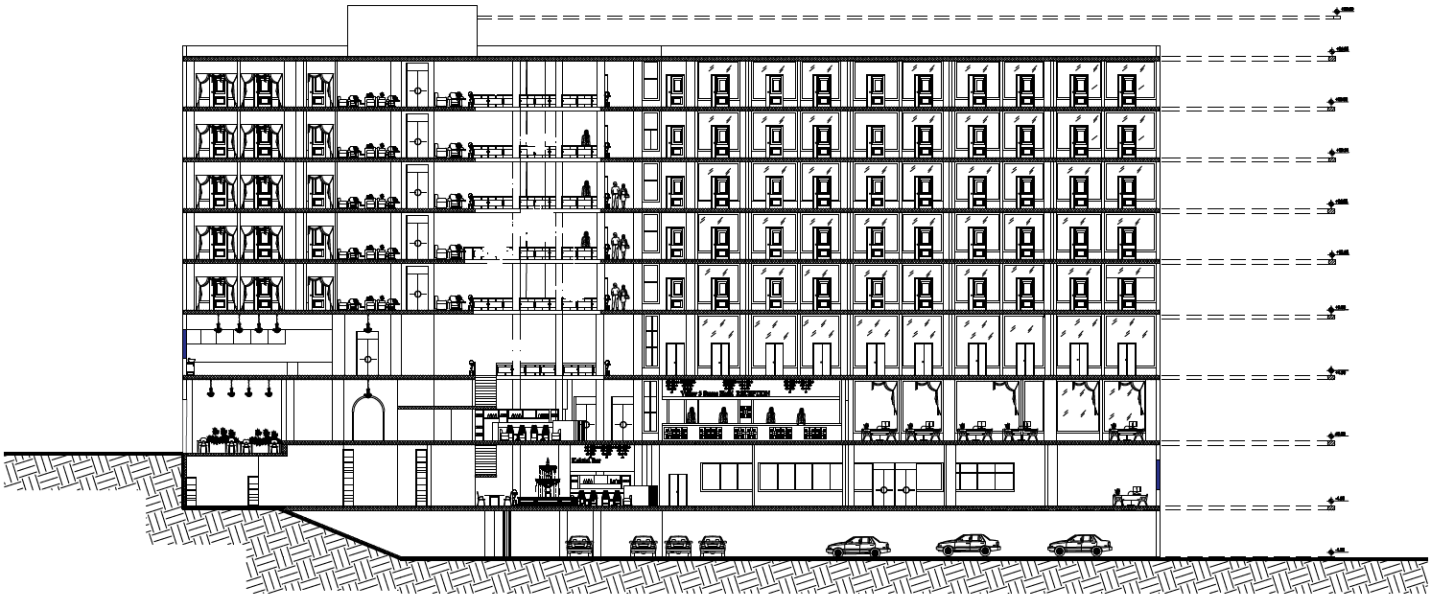
2-8 حركة الشمس والرياح:

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.

9-2 المقاطع في المبنى



شكل٢-11مقطع A-A



شكل٢-12 مقطع B-B

٣-١ مقدمـــــــــــــــــــة

٣-٢ هدف التصميم الإنشـــــائي

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٤ الاختبارات العمـــــــــلية

٣-٥ الأحمـــــــــــــــــال

٣-٦ العناصر الإنشـــــــــــائية

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 institute)(ACI 318-08M) ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ،واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة 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 تؤثر سلباً على المنظر 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 استكشاف 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 :-

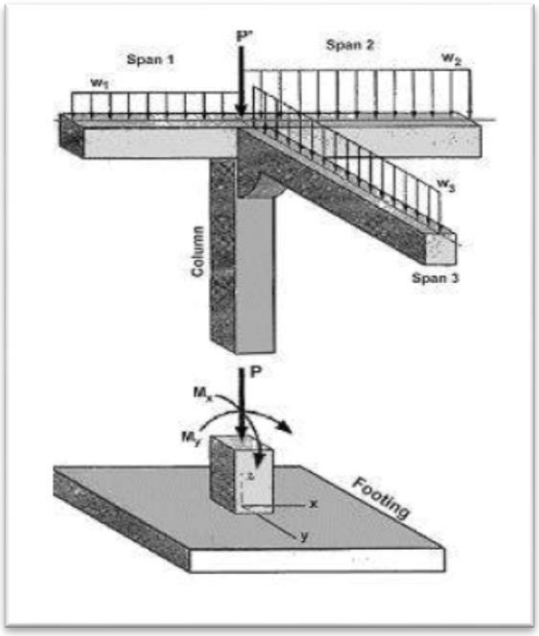
(٣-٥-١)الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

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) انتقال 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 والجدران 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 النوعيةS. Weight (KN/m^3)
1	البلاط(Tile)	24
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block)	٩
5	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25
6	القصارة (Plaster)	22
7	الأتربة (الطمم)(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 تجارية	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	المخازن ومكاتب والخدمات	5.0
٢	الممرات والمداخل المعرضة للحركة	3.0
٣	الأدراج وبسطات الادراج	3.0

(٣- ٥-٢- ٣) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ،وتشمل أحمال 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) أحمال 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 .

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	رقم البند
250>h	0	**1**
500 > h > 250	(h-250) /1000	**2**
1500 > h > 500	(h-400) / 400	**3**
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250	**4**

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:

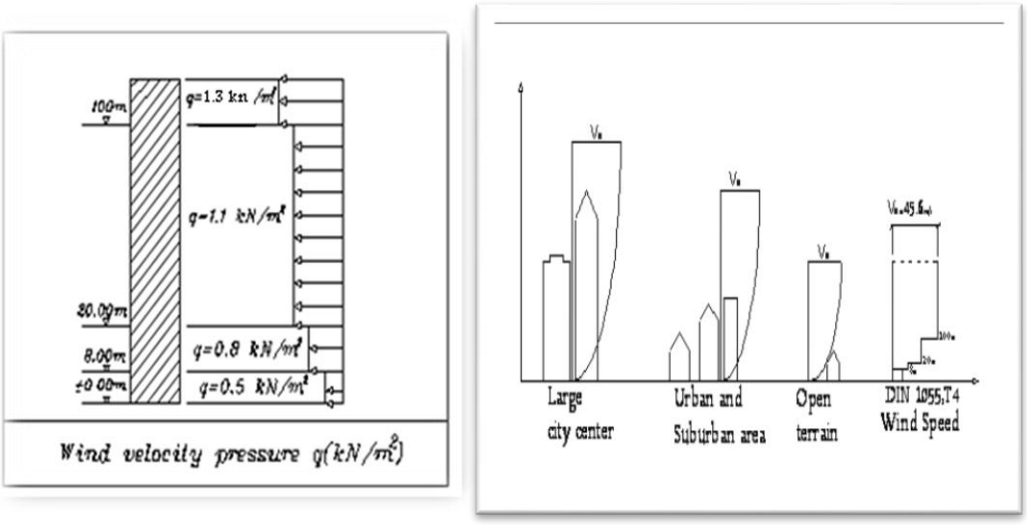
P= Ce*Cq*qs*Iw

Ce: combined height.

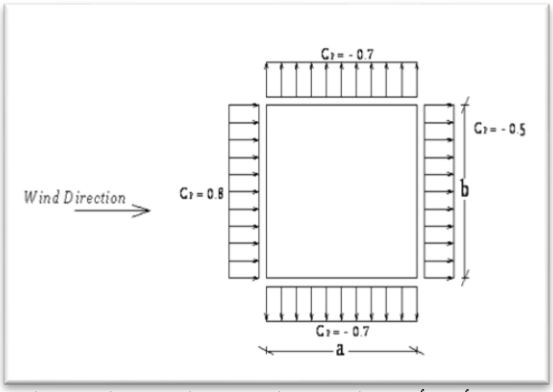
Cq: pressure coefficient of structure.

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 اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في مناطق التي تعرف أنها نشطة زلزالياً .

(٣ـ ٥ـ٢ـ٤)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.

(٣ـ٦) 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.

(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 :-

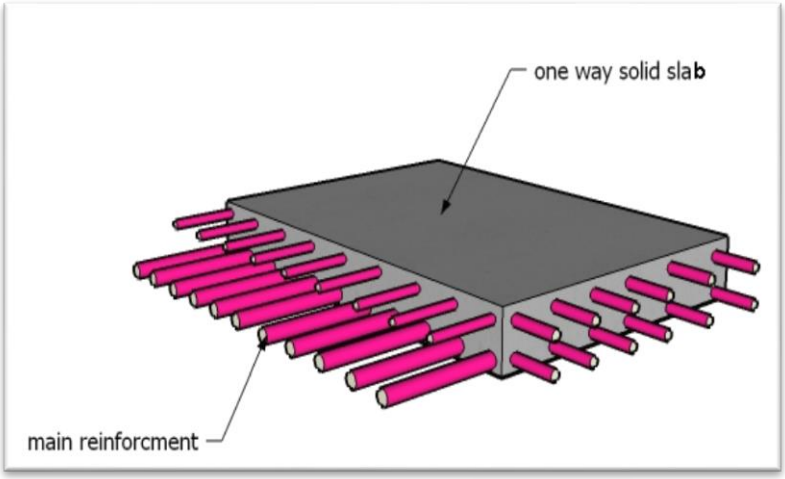
١)العقدات المصمتة solid slabs

٢)العقدات المفرغة(المعصبة) Ribbed Slabs .

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

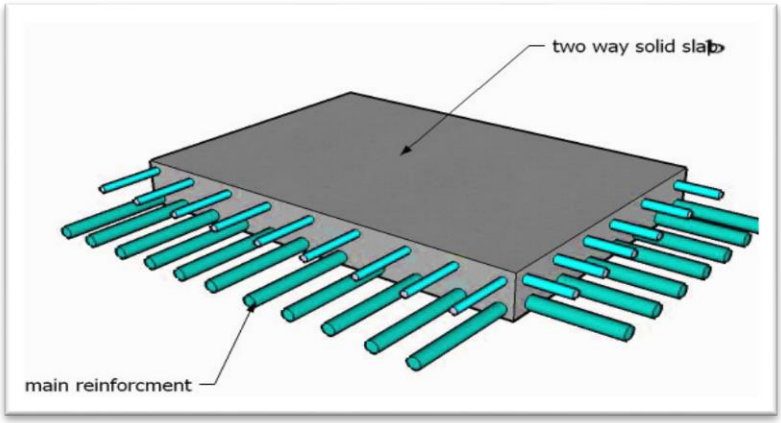
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

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



الشكل (٣- ٤) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

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



الشكل (٣ - ٥) 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 :-

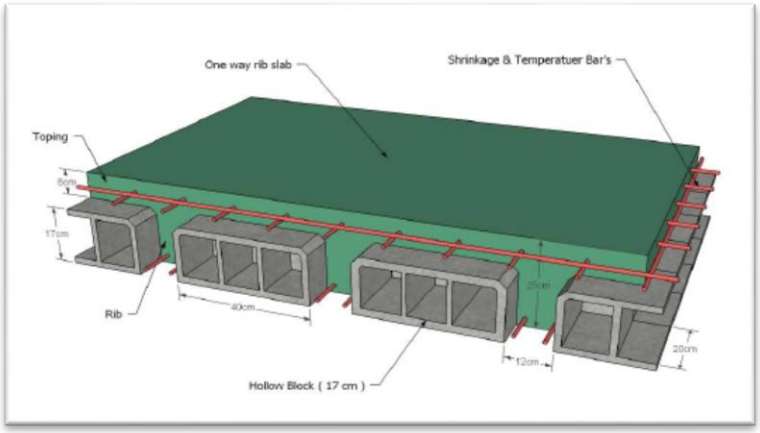
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

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):-

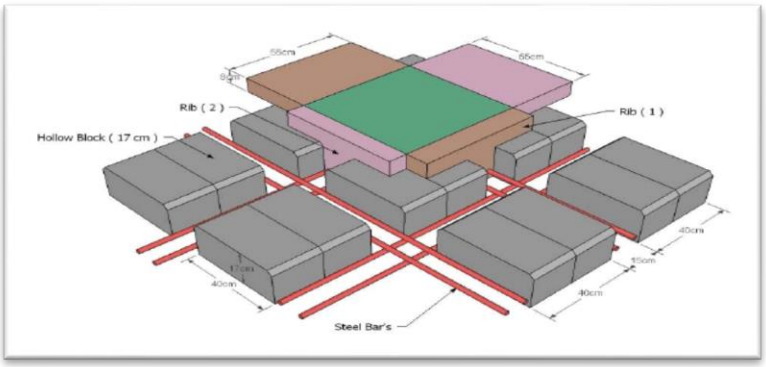
احدى اشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب ويلها العصب وتتميز بخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٦) 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 – ٧) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(٣-٦-٢)الجسور :-

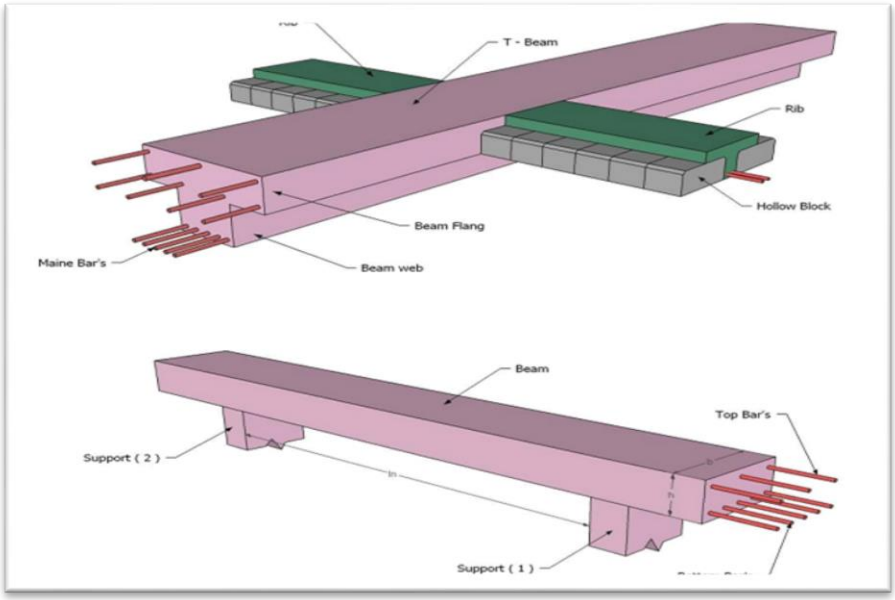
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ، وهي نوعان ، خرسانية ومعدنية ، اما الخرسانية فهي:-

١) الجسور المسحورة : - 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 التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٣- ٨) 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).

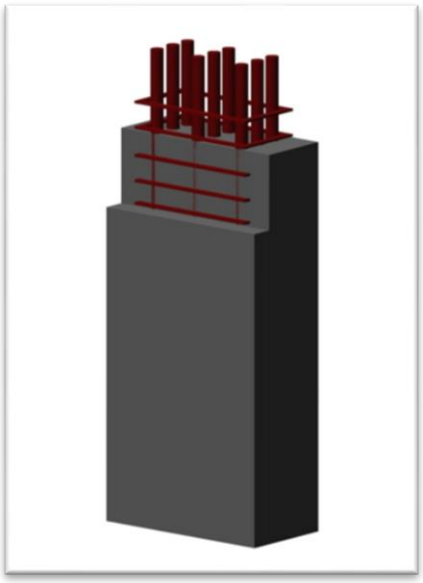
بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

(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 .ويبين الشكل (٣-9) عدد من مقاطع الأعمدة.



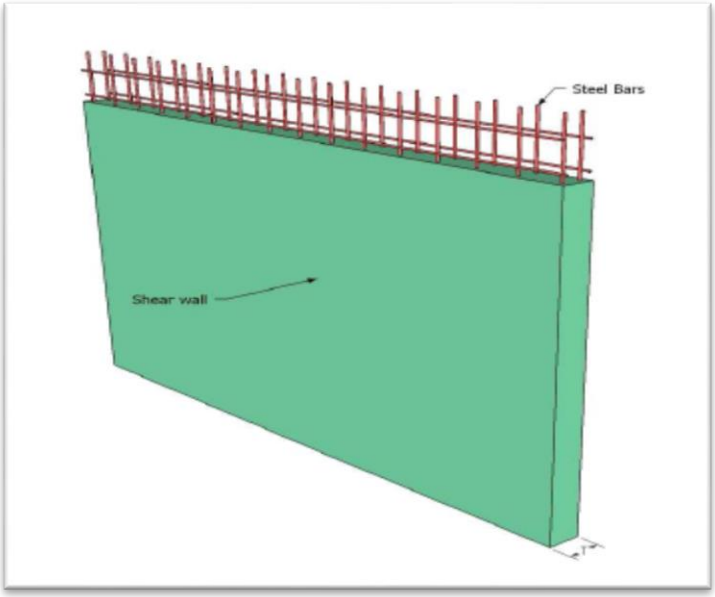
الشكل (٣ – ٩) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(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 - ١٠) 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 وفقاً لما يلي:

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 :-

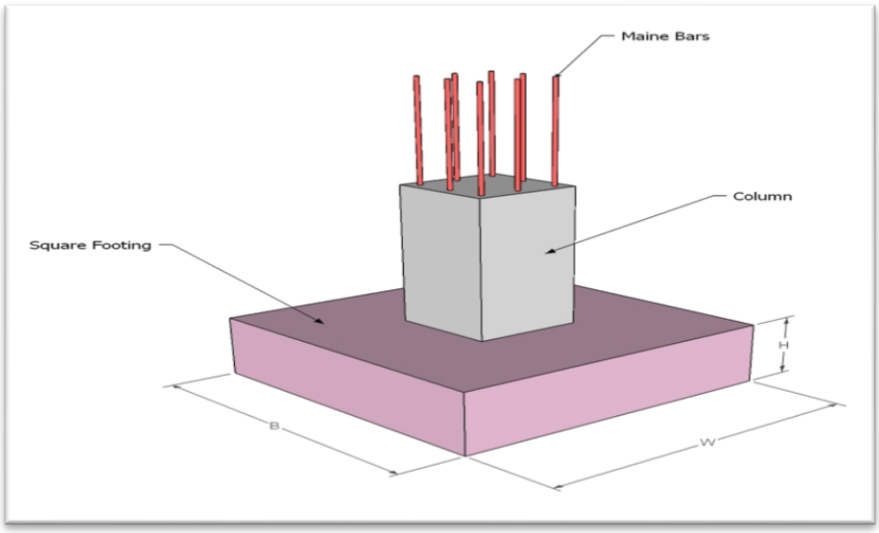
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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 .

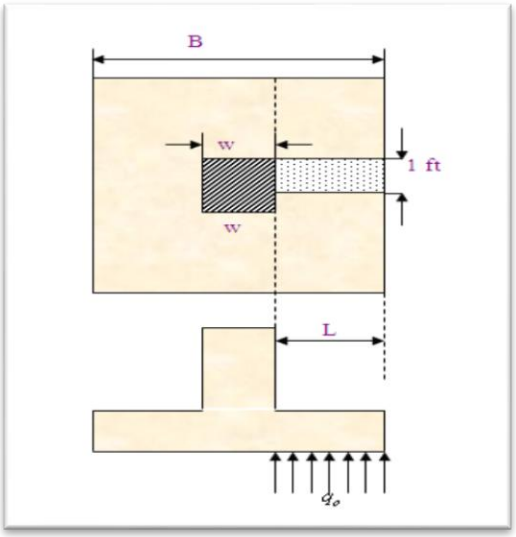
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

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.

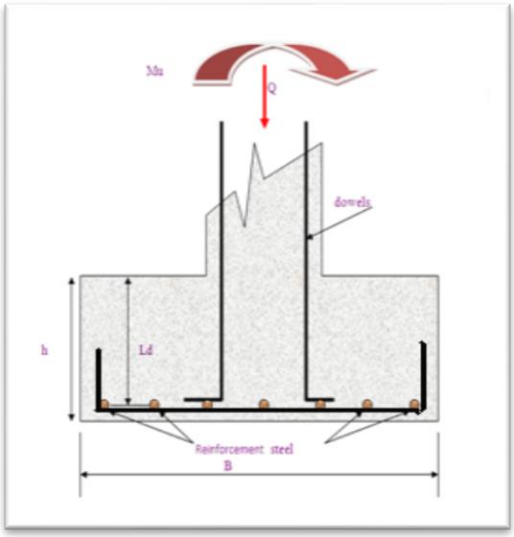
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول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



الشكل (٣- ١١) : شكل الأساس المنفرد



الشكل رقم (٣-١٢) مقطع طولي في الأساس



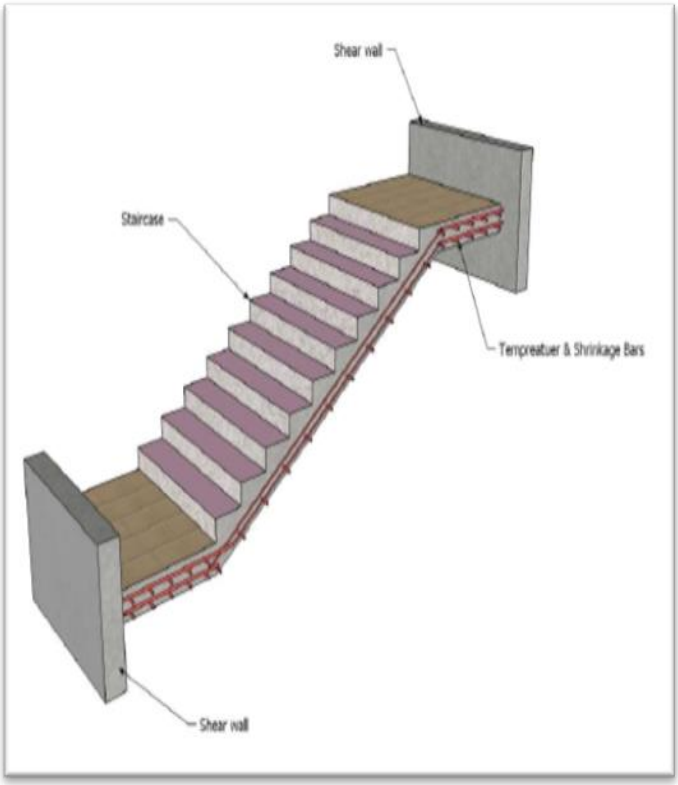
الشكل(٣-١٣)توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (٣ - 12)، (٣- 13) 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- 14) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (٣ - ١٤) مقطع توضيحي في الدرج .

(٣-٦-٨)الجدران الإستنادية :-

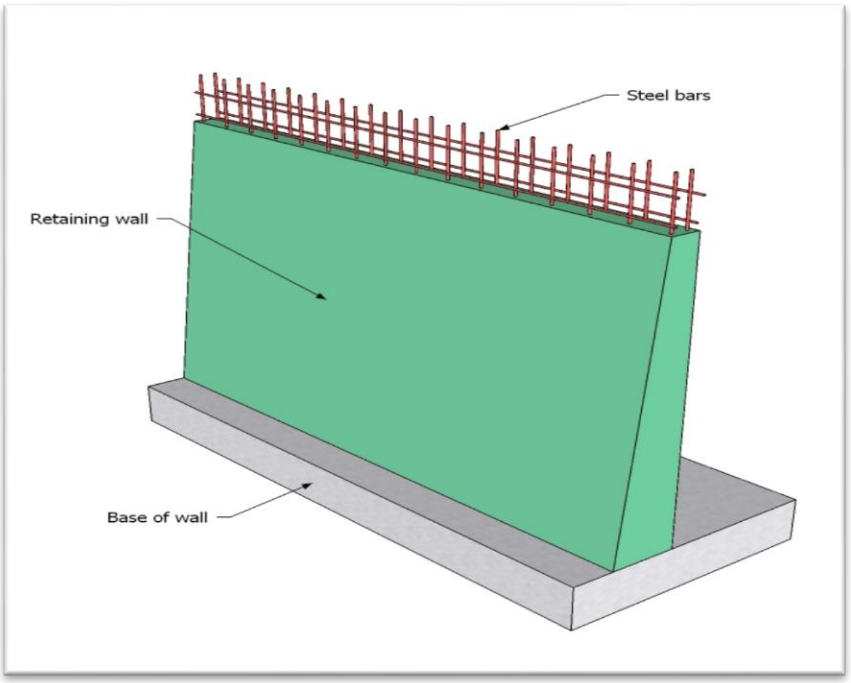
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

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 - ١٥) 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 (R9).

4-7 Design of beam (B40).

(4 .1) Introduction:-

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

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

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

So, in this project, there are three types of slabs: One way solid slab, one way ribbed slab, and 2 way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, 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:

.

Use concrete B300

. fc' =24 Mpa.

fy =420 Mpa.

f_yt =420 Mpa, will be used at design and calculations

(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-318-14, 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= 32cm** with block 24 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:

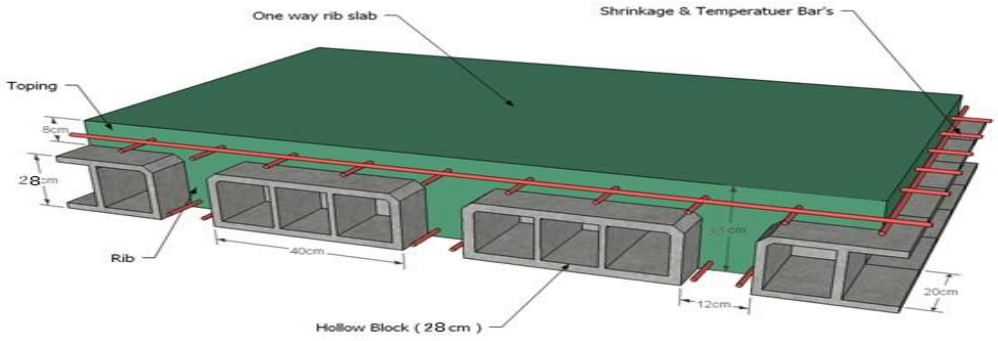


Fig. (4-1) One way rib slab

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*10 = 1.08 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	1.5*0.52 =0.78 KN/m	
		5.15	KN/m

Nominal Total Dead load = 5.15 KN/m of rib
Nominal Total live load =5*0.52=2.6 KN/m of rib

(4.5) Design of Topping

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:

.No	**Parts of Rib**	**Calculation**
1	**Tiles**	**0.03*24*1= 0.72 KN/m**
2	**Mortar**	**0.02*22*1=0.44 KN/m**
3	**Coarse Sand**	**17*0.07*1=1.19 KN/m**
4	**Topping**	**25*0.08*1=2 KN/m**
5	**Partitions**	**1.5*1=1.5 KN/m**
		5.85KN/m

Dead Load = 5.85 KN/m

Live Load = 5*1=5 KN/m

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.85 + 1.6 * 5 = 15.02 KN/m. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.02 * 0.4^2}{12} = 0.162\ KN.m$$

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{b\,h^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.194\ KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55 * 2.194 = 1.207\ KN.m$$

$$\phi M_n = 1.232\ KN.m > M_u = 0.1704\ KN.m$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$$\rho = 0.0018$$

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

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88$ → Spacing(S)

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

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

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

= 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 (R9):-

Material :-

concrete B300 Fc' =24 N/mm2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

b =12 cm bf=52 cm

h =35 cm Tf=8 cm

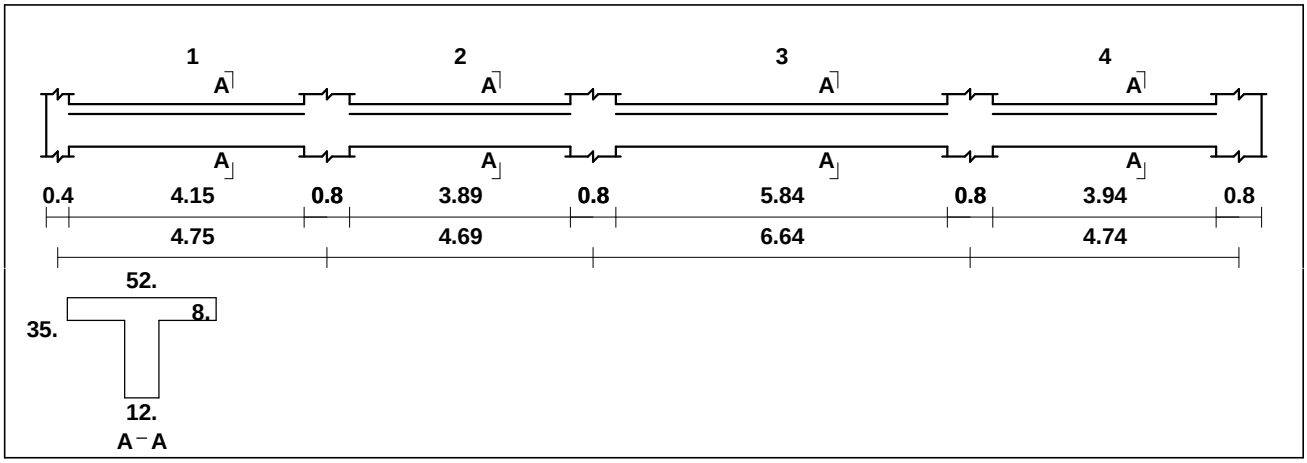


Figure (4-2): Geometry of Rib (R9)

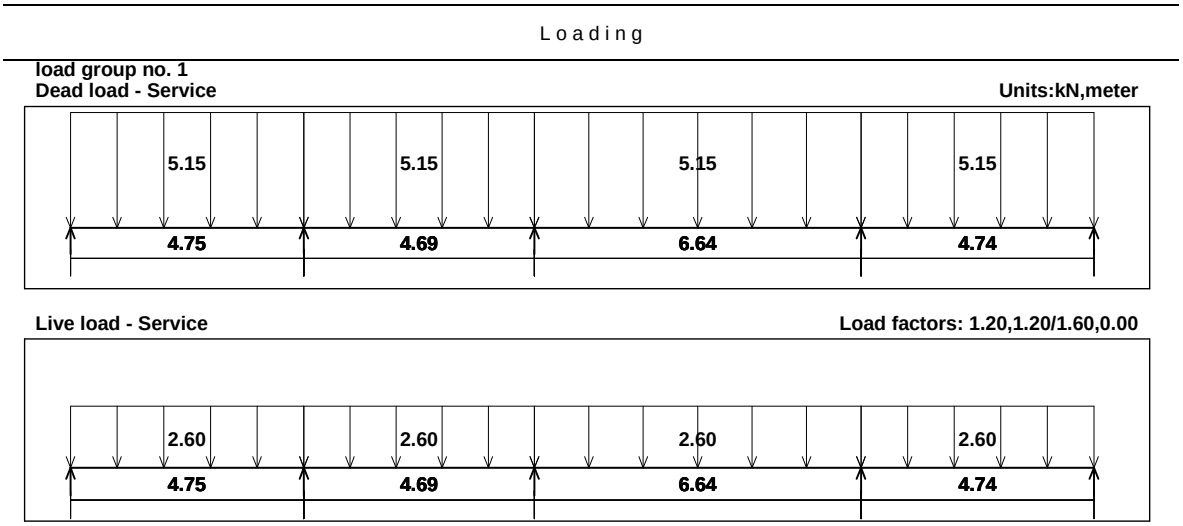


Figure (4-3): Loading of Rib (R9)

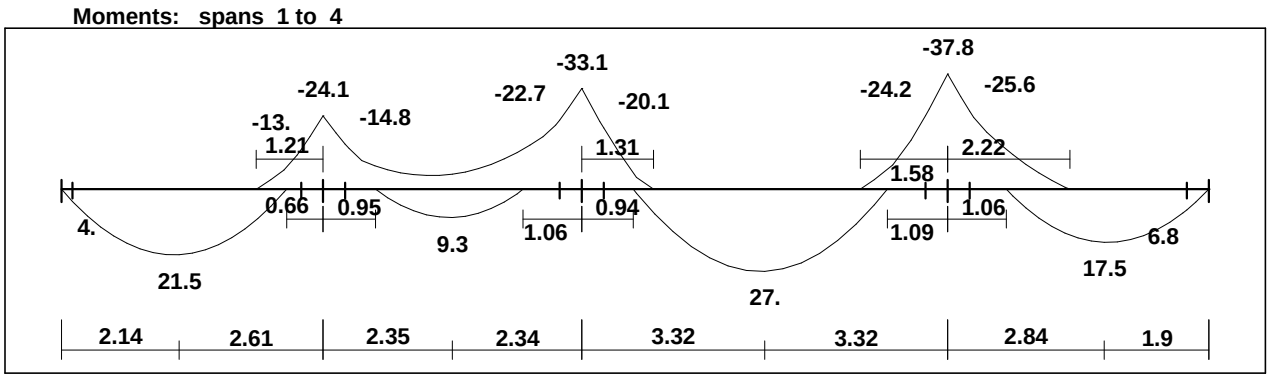


Figure (4-4): Moment Envelop of rib (R9)

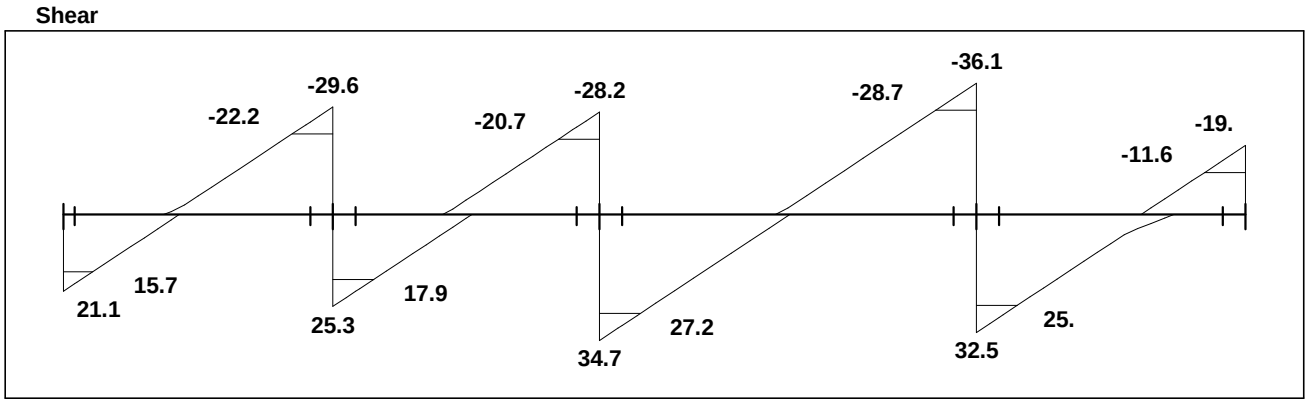


Figure (4-5): Shear Envelop of rib (R9)

4.6.1 Design of flexure:-

(4.6.1.1) Design of Negative moment of rib (R9):

Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ =37.8 KN.m.

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

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

Rn=$\frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{37.8\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 3.55\ Mpa$

$= \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ =20.59m

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.55*20.59}{420}}\right)$= 0.0093

→$A_s = \rho$ * b *d = 0.0093* 120 *314 = 302.4 mm ^{2}.

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

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

=109.88 mm^2 < 125.6 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 125.6 mm^2 < As_{req} = 302.4 mm2.

As = 302.4mm^2.∴

2Φ14 = 307.9 mm2 > Asreq = 302.4 mm2 . OK

∴ ***Use 2 Φ14***

S = $\frac{120-(2*20)-(2*10)-(2*12)}{1} = 36\ mm > 25mm > d_b = 10\ mm$***OK***

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

Tension = Compression

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

307.9 * 420 = 0.85 * 24 *120* a

a = 52.8 mm.

$= \frac{52.8}{0.85}$ = 62.15 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85$c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= \frac{314-62.14}{62.14}$ * 0.003 = 0.012 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK

(4.6.1.2) Design of Positive moment of rib (R9)

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

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

→$M_{u\ max}$ = 27 KN.m

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

$\leq$ Span/4 = 6640/4 =1660 mm.

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

→**b_E = 520 mm.**

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

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 232.53\ KN.m$$

ϕM_{nf} = 0.9 * 232.53 = 209.277 KN.m

→ϕM_{nf} =209.77 KN.m > $M_{u\ mk8ax}$= 27 KN.m.

Design as rectangular section.∴

Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 27 KN.m

m= $\frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.59

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{27\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.59 Mpa$$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.59*20.59}{420}}\right) = 0.00142$

→$A_s = \rho$ * b *d = 0.00142 * 520 *314 = 231.8 mm^2.

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

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

= 109.88 mm^2 < 125.6 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 125.6 mm^2 < As_{req} = 231.8 mm^2.

As = 231.8 mm^2.∴

2 Φ14 = 307.9 mm^2 > As_{req} = 253.1 mm^2. OK.

Use 2 Φ14 ∴

$S = \frac{120-40-(2*10)-(2*12)}{1} = 36\ mm > 25mm > d_b = 10\ mm$**OK**

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

Tension = Compression

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

307..9* 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 12.19mm.

$= \frac{12.19}{0.85}$ = 14.34 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= \frac{314-14.34}{14.34}$ * 0.003 = 0.063 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK

(4.6.2)Design of shear of rib (R9):-

Vu =36.1 KN.

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.12 * 0.314 *10^3 = 23.074 KN.

1.1* ϕ V_c = 1.1 * 23.074 = 25.38 KN.

→Check for items:-

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

$36.1 \leq \frac{25.38}{2}$ = 12.69…....Not satisfy

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

12.69 ≤ 36.1 ≤ 25.38 … …. Not satisfy

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

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 8.65$ 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.

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

25.3 < 36.1 ≤ 25.38+ 9.42

25.3 < 36.1 ≤ 34.8 satisfy

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

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

$= \left(\frac{36.1}{0.75} - 30.76\right) = 17.4$ KN. *Note: $V_c = \frac{23.076}{0.75} = 30.76$ KN.

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

$= \frac{17.4 * 10^{-3}}{(420 * 0.314)} \rightarrow s = 1.32$ m = 1320 mm …….. $\frac{2*79*10^{-6}}{S}$

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

≤ 600 mm.

Use Φ10 @ 15 Cm. ∴

(4.7) Design of Beam (B40):-

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

B =80 cm

h =55 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= 55cm.**

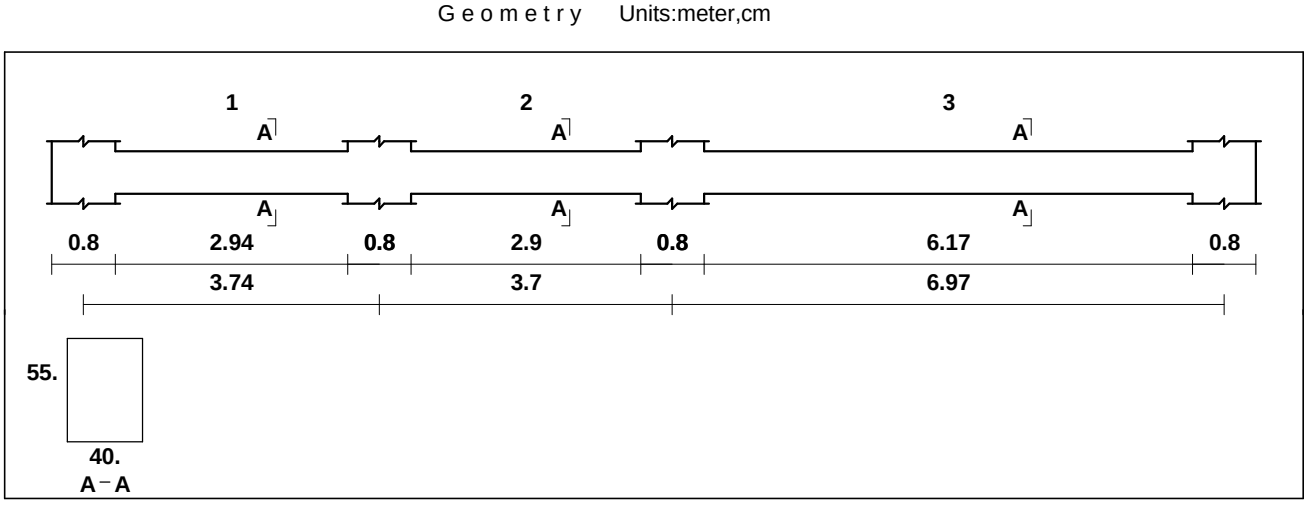


Figure (4-6): Beam Geometry.

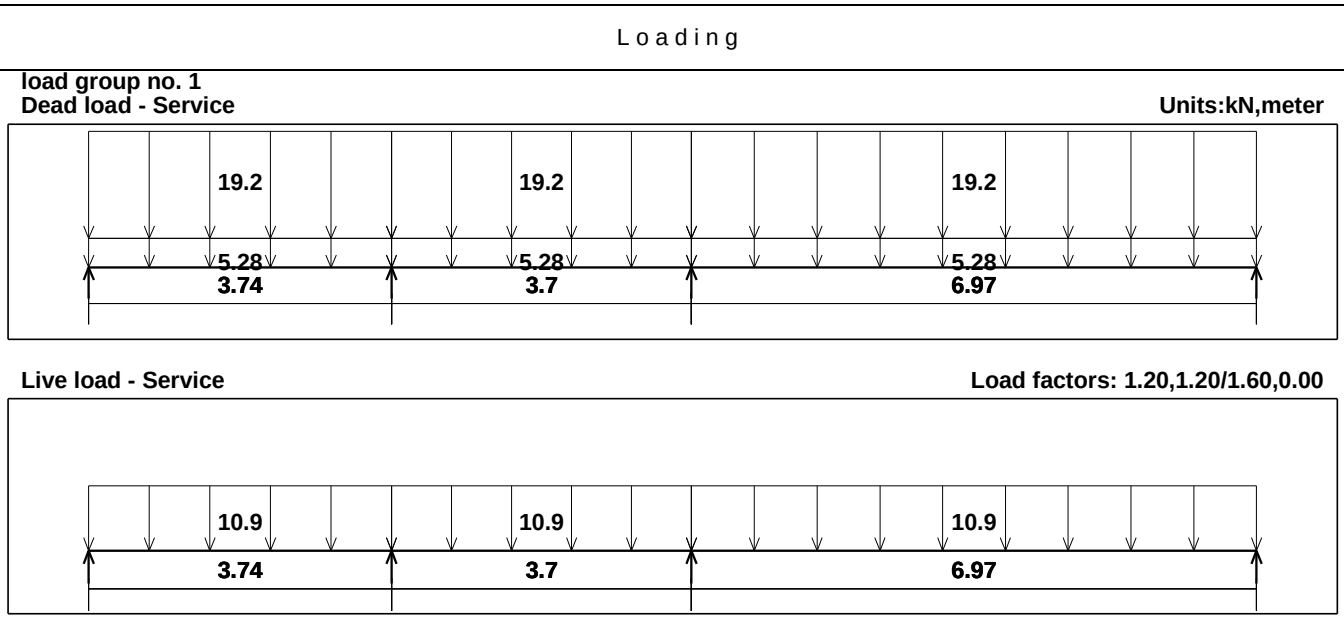


Figure (4-7): Load of Beam (B.R-40)

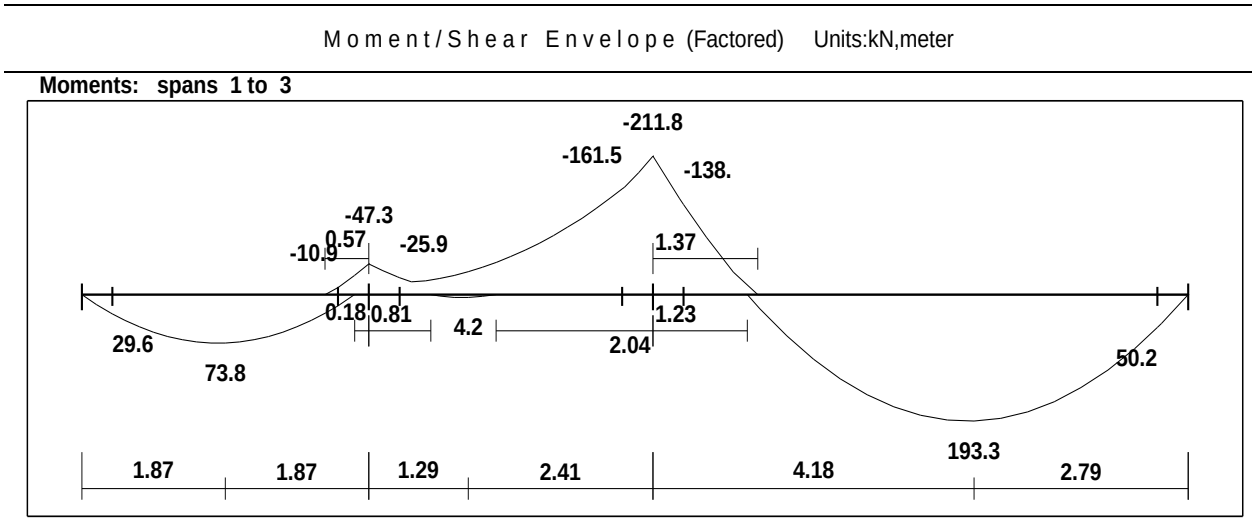


Figure (4-8): Moment Envelop for Beam (B.R-40)

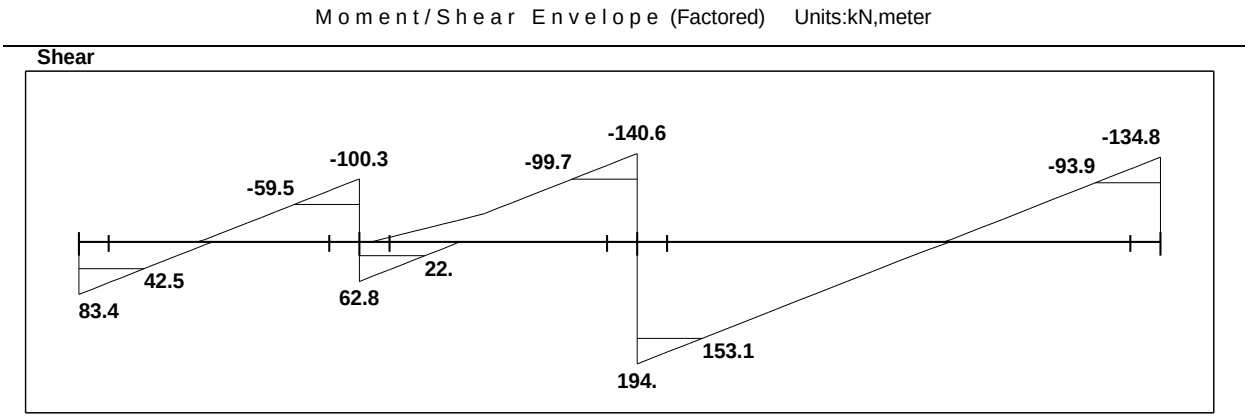


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam (B.R-40)

4.7.1 Design of flexure:-

4.7.1.1 Design of Positive and negative moment:-

$\rightarrow Mu_{max}$ = 211.8 KN.m .

b_w = 40 Cm. , h = 55 Cm.

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

= 550 – 40 – 10 – $\frac{20}{2}$ = 490 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 490 = 210$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 210 = 178.5$mm. *Note: f'_c = 24 MPa < 28 MPa$\rightarrow \beta_1 = 0.85$

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

$= 0.85 * 24 * 0.4 * 0.1785 * (0.490 - \frac{0.1785}{2}) * 10^3$

= 583.7 KN.m .

→ϕMn_{max} = 0.82 * 583.7 = 478.6 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

→ϕMn_{max} = 478.6 KN.m > Mu =211.8 KN.m .

Singly reinforced concrete section.∴

1) Maximum positive moment span(A-B) $Mu^{(+)}$ = 193.3 KN.m .

ϕMn_{max} = 478.6 KN.m > Mu = 193.3 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 193.3 KN.m .

$= \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59m$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{193.3\times10^6}{0.9\times400\times490^2} = 2.23Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.23*20.59}{420}}\right) = 0.0056.$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0056 * 400 * 490 = 1097.6\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 400 * 490 \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 490$

= 571.5 mm^2 < 653.8 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 653.8 mm^2 < As_{req} = 1097.6 mm^2.

As = 1097.3 mm^2.∴

0f Φ18= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1097.3}{254.5}$ =4.3→ # of bars =5 bars.

Use 5Φ18 → As = 5 *254.5 = 1272.5 mm^2 > As_{req} = 1097.6 mm^2. ∴

Check spacing :-

$S = \frac{400-40*2-2*10-(5*18)}{4} = 52.5\ mm > d_b = 18 > 25 \boldsymbol{OK}$

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

Tension = Compression

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

$1272.5 * 420 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 65.5$ mm.

$C = \frac{65.5}{0.85} = 77$mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$ $c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= \frac{490-77}{77} * 0.003 = 0.0161 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Use 5Φ18∴

2) Maximum negative moment at support (B) $Mu^{(-)}$ **= 211.8 KN.m .**

$\phi Mn_{max} = 478.6$ KN.m > Mu = 211.8 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 211.8 KN.m .

$= \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59m$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{211.8\times10^6}{0.9\times400\times490^2} = 2.45Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.45*20.59}{420}}\right) = 0.0062.$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0062 * 400 * 490 = 1215.2$ mm^2.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 400 * 490 \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 490$

$= 571.5$mm^2 < 653.4 mm^2 …… Larger value is control.

→$As_{min} = 653.4$mm^2 < $As_{req} = 1215.2$ mm^2.

As = 1215.2 mm^2.∴

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1215.2}{254.5} = 4.77$→ # of bars = 5 bars.

Use 5Φ18 → As = 5* 254.5 = 1272.5 mm^2 > As_{req} = 1215.2 mm^2. ∴

Check spacing :-

$S = \frac{400-40*2-2*10-(5*18)}{4} = 52.5\ mm > d_b = 18 > 25\boldsymbol{OK}$

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

Tension = Compression

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

1272.5 * 420 = 0.85 * 24* 400 * a

a = 65.5 mm.

C = $\frac{65.5}{0.85}$ = 77mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$ $c = \frac{a}{\beta_1}$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * .003$

= $\frac{490-77}{77}$ * 0.003 = 0.0161 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Use 5Φ18.∴

3) Maximum positive moment span (C-D) $Mu^{(+)}$ = 73.8 KN.m .

ϕMn_{max} = 478.6 KN.m > Mu = 73.8 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 73.8 KN.m .

= $\frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.59m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{73.8\times10^6}{0.9\times400\times490^2} = 0.85Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.85*20.59}{420}}\right)$ = 0.0021.

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.0021 * 400 *490 = 411.6 mm^2.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 400 * 490 \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 490$

$= 571.5\ mm^2 < 653.8\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 653.8\ mm^2 > As_{req} = 411.6\ mm^2$.

$As = 653.8\ mm^2$.∴

0f Φ18= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{653.8}{254.5}$ =2.57→ # of bars =3 bars.

Use 3Φ18 → As = 3 *254.5 = 763.5 mm^2 > As$_{req}$ = 653.8 mm^2. ∴

Check spacing :-

$S = \frac{400-40*2-2*10-(3*18)}{2} = 123\ mm > d_b = 18 > 25 \boldsymbol{OK}$

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

Tension = Compression

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

$763.5 * 420 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 39.3$ mm.

$C = \frac{39.3}{0.85} = 46.2$mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= \frac{490-46.2}{46.2} * 0.003 = 0.028 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Use 3Φ18∴

4) Maximum negative moment support(C) $Mu^{(-)}$ = 47.3 KN.m .

ϕMn$_{max}$ = 478.6 KN.m > Mu = 47.3 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 47.3 KN.m .

$= \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59m$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{47.3\times10^6}{0.9\times400\times490^2} = 0.55Mpa$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.55*20.59}{420}}\right) = 0.0013.$$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0013 * 400 * 490 = 254.8\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 400 * 490 \geq \frac{1.4}{420} * 400 * 490$

$= 571.5mm^2 < 653.4\ mm^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min} = 653.4mm^2 > As_{req} = 254.8\ mm^2$.

$As = 653.4\ mm^2$.∴

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{653.4}{254.5}$ = 2.56→ # of bars = 3 bars.

Use 3Φ18 → As = 3* 254.5 = 763.5 mm^2 > As_{req} = 653.4 mm^2. ∴

Check spacing :-

$S = \frac{400-40*2-2*10-(3*18)}{2} = 123\ mm > d_b = 18 > 25\boldsymbol{OK}$

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

Tension = Compression

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

$763.5 * 420 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 39.3$ mm.

$C = \frac{39.3}{0.85} = 46.2$mm. * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85c = \frac{a}{\beta_1}$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * .003$

$= \frac{490-46.2}{46.2} * 0.003 = 0.028 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Use 3Φ18∴

6) Maximum positive moment span (B-C)

Use minimum reinforcement

→As_{min} = 653.4mm^2

Use 3Φ18 → As = 3* 254.5 = 763.5 mm^2.

Check spacing :-

$$S = \frac{400-40*2-2*10-(3*18)}{2} = 123\ mm > d_b = 18 > 25 \boldsymbol{OK}$$

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

Tension = Compression

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

763.5 * 420 = 0.85 * 24* 400 * a

a = 39.3 mm.

C = $\frac{39.3}{0.85}$ = 46.2mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85 $c = \frac{a}{\beta_1}$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * .003$

= $\frac{490-46.2}{46.2}$ * 0.003 = 0.028 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Use 3Φ18∴

(4-8) Design of column (C10)

$fc' = 24\ Mpa$

$PD = 2080\ KN$

$PL = 1770KN$

$Pu = 1.2PD + 1.6PL = 1.2 \times 2080 + 1.6 \times 1770 = 5328\ KN$

$Pn = pu/\phi = 5328/0.65 = 8197\ KN \ldots use\ \phi = 0.65 - for\ tied\ column$

Assume rectangular section with:

$Use\ \rho = 1.5\ \%$

Pn = 0.85(0.85* $fc'\ (Ag - AST)$ + $AST\ [fy]$)

AST = 0.015 $*\ Ag$

Use 0.85 $for\ tied\ column$

8197 $*\ 10^3$ = 0.85 × (0.85 × 24 $*\ (Ag - 0.015Ag)$ + 0.015$Ag\ *$ 420])

Ag = 365368.2 $mm2$

Use 0.75 × 0.6 $m2\ with\ Ag$ = 450000 $mm2 > Ag.\ required$ = 365368.2 $mm2$

- $Check\ for\ Slenderness$:

(K*lu)/r ≤ 34-12(M1/M2) ≤ 40

M1/M2 = 1 …….. $for\ braced\ frame\ with\ Mmin.$

lu: $Actual\ unsupported\ (unbraced)\ length.$

r: $radius\ of\ gyration\ of\ its\ cross\ section$ = 0.3 h

lu = 4 m

K = 1.0 …… $for\ columns\ in\ nonsway\ frame.$

a) In 75 $cm\ _\ Dirction$:

(K*lu)/r ≤ 34-12 = 22< 40

(K*lu)/ rx = (1*4)/ (0.3*0.75) = 17.77 < 22

$\therefore$ *short Column for bending about* X − *axis.*

a) *In* 60 *cm _ Dirction*:

(K*lu)/r ≤ 34-12 = 22< 40

(K*lu)/ ry = (1*4)/ (0.3*0.6) = 22.22 > 22

$\therefore$ *long Column for bending about* Y − *axis.*

- *long Column in one direction*

- *Calculate the minimum eccentricity emin and the minimum moment Mmin*:

About Y- axis

$emin$ = 15 + 0.03 × h = 15 + 0.03 × 600 = 33 mm

Pu = 5328 KN

$Mmin = Pu \times emin$ = 5328 ∗ .033 = 175.8 $KN.m$

- *Compute EI*:

EI = 0.4(EC*Ig)/ (1 + βdns)

Ec = 4750 × √fc' = 4750 × √24 = 23270.15 MPa

βdns = (1.2 * DL)/ Pu = (1.2*2080)/5328 = 0.47

Ig = (b * h3)/12 = (750*(600) ^3)/12 = 13.5 *10^9 mm4

EI = 0.4*(23270.15*13.5)/(1+0.47) = 85482.2 $KN.m2$

- $Determine\ the\ Euler\ buckling\ load,\ Pc$:

Pc = (π2 * EI)/ ((K * lu) ^2) = (π2*85482.2)/((1*4)^2) = 52730 KN

- $Calculate\ the\ moment\ magnifier\ factor\ \delta ns$:

Cm = 0.6 + 0.4*(M1/M2) = 0.6 + 0.4 × 1 = 1.0

δns = Cm / (1-(Pu/ (0.75 * Pc)) = 1/ (1-(5328/ (0.75*52730)) = 1.15>1, 1.15<1.4 … OK

→ $The\ magnifid\ eccentricity\ and\ moment$:

ex = $emin$ × δns = 33 × 1.15 = 38 mm

Mc = δns × M2 = 1.15 × 175.8 = 202.2 $KN.m$

→ $where\ M2 = Mmin = Pu * emin$ = 5328 ∗ .033 = 175.8 $KN.m$

$The\ magnifid\ moment\ are\ less\ than$ (1.4 × 175.8 = 246.1), $are\ required\ by - ACI - Code\ Section$ 10.10.2.1.

- $Select\ the\ column\ reinforcement\ from\ Interaction\ Diagram$:

About y – axis

a) $Compute\ the\ ratio\ e/h$:

ex/h = 38/600 = 0.063

b) $Compute\ the\ ratio\ \gamma$:

$Assume\ \emptyset 20\ for\ bars$: γ = ($d - d'$)/h = *(600 − 2 × 40 − 2 × 10 – 20)/600 = 0.8*

c) $Use\ interaction\ diagram\ A - 9a\ and\ A - 9b$

$selected\ dimention$: h = 750 mm, b = 600 mm.

$assum\ \rho = 0.015$

$at\ \gamma = 0.75$ …… $\emptyset Pn/Ag = 2.18\ Ksi$

$at\ \gamma = 0.9$ …… $\emptyset Pn/Ag = 2.26\ Ksi$

$by\ interpolation\ \gamma = 0.8$ …….. $\emptyset Pn/Ag = 2.185\ Ksi$

$\emptyset * Pnx = 2.185 * 0.145 * 600 * 750 = 14.26\ MN$

$\emptyset * Pn = 14260 KN > Pu = 5328\ KN - Safe$

- $Select\ the\ reinforcement$:

Ast = ρg × Ag = 0.015 × 600 × 750 = 6750 mm2 … … Use 20 Ø 20

- $Design\ of\ the\ Tie\ Reinforcement$:

$S \leq 16\ db\ (longitudonal\ bar\ diameter) \rightarrow 16 \times 20 = 320\ mm$

$S \leq 48\ dt\ (tie\ bar\ diameter) \rightarrow 48 \times 10 = 480\ mm$

$S \leq Least\ dimension. \rightarrow Least\ dim. = 500\ mm$

$Use\ Ø10\ @\ 20\ cm.$

(4-9) Design of Stairs: -

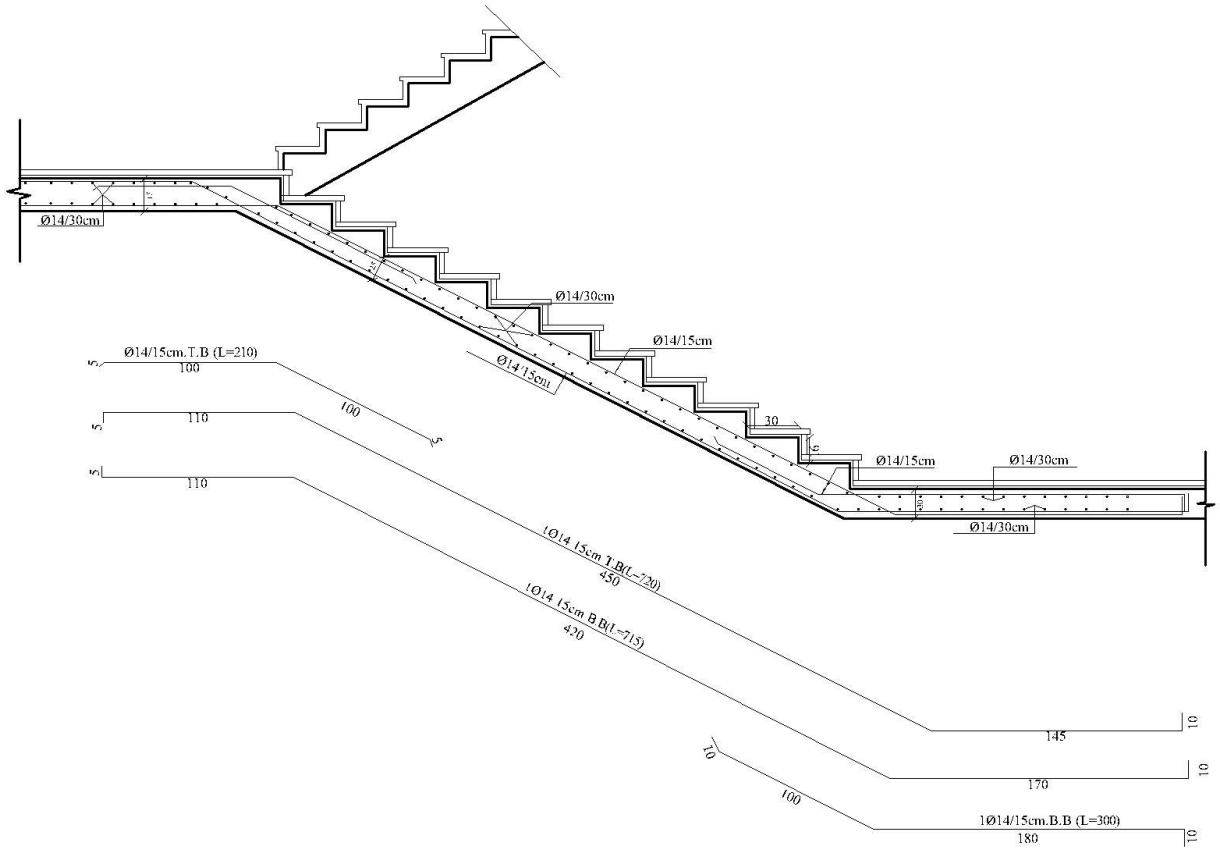


Figure (4-10): Details of Stairs

4-9-1 Determination of Slab thickness:

L=5.88
h= (5.88/20) *0.85=25 cm

Use h= 25 cm and limitation of deflection will considered.

4-9-2 Load calculation:

Dead load (Total for flight) =10.7 KN/m2
Dead load (Total for landing 1) =8.29 KN/m2
Dead load (Total for landing 2) =10.79 KN/m2
Live load for stairs =5 KN/ m2
Total factored Load: Wu =1.2*DL + 1.6*LL
for flight W=1.2*10.78 + 1.6*5 =20.93 KN/m2
W=1.4*20.93=29.3 KN/m

for landing 1 W=1.2*8.29+1.6*5=17.95 KN/m2
W=17.95*1.5=26.92 KN/m

For landing 2 W=1.2*10.79+1.6*5=20.95 KN/m2
W=20.95*1.5=31.4 KN/m

4-9-3 Design

4-9-3-1 of Bending:

Mu = 108 KN. m (from Atir)
Mn req = Mu / 0.9 = 108 / 0.9 = 120 KN.m/m

Assume Ø 14 for main Reinforcement: -
d=250-20-14/2=223 mm

Rn = Mn /(b*d^2)
Rn = (120*10^6) / (1000*223^2) = 2.4 Mpa

m = fy / (0.85* fc') = 420/(0.85*24) = 20.59

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.85*20.59}{420}}\right) = 0.0061$$

As = ρ *b*d

$= 0.0061*1000*223 = 1360$ mm2

As min $= 0.0018*1000*250 = 450$ mm2

As=1360 mm2 > As, min =450 mm2

Use Φ 14 @ 15 cm. ……. with As Provided = 13.77 cm^2

As (For Shrinkage & Temperature Reinforcement) =0.0018*1000*250=450 mm2

take 3 Φ14/m with As=461.7 mm2/m strip

4-9-3-2 Design of shear:

Vu=35 KN

ΦVc = (Φ*$\sqrt{fc'}$* b * d) / 6 =136.6 KN

Vu < ΦVc No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is…… OK

(4-10) Design of a shear wall (SW1):

To design shear walls, we use (CSI ETABS) Software, and this is a manual example of shear wall design:

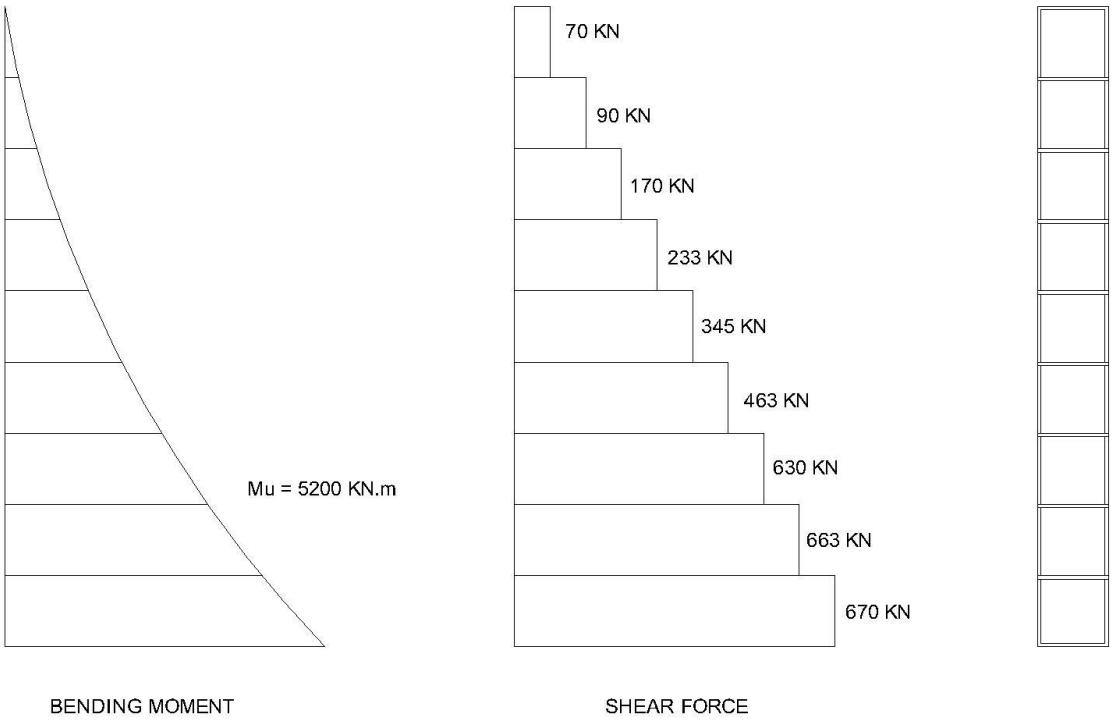


Fig. (4-11) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

Fc = 24Mpa

Fy = 420 Mpa

t=25 cm shear wall thickness

Lw = 3 m shear wall width

Hw for first & second wall = 4.5 m story height
Hw for the rest = 3m story height

4-10-1 Design of shear (Horizontal and Vertical Reinforcement):

Σ Fx = Vu = 70+90+170+233+345+463+630+663+670 = 3334 KN

The critical Section is the smaller of:

lw/2 = 3/2 = 1.5 m control

Hw/2 = 27/2 = 13.5 m

Story height = 3 m

d= 0.8*lw = 0.8*3000 = 2400 mm

$\emptyset Vnmax = \emptyset\ (5/6)\ \sqrt{f}c\ 'hd$

$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 2400 * 10\text{^-}3 = 1829.7KN$

$Vc = (1/6)\ \sqrt{f}c\ 'hd = (1/6) * \sqrt{24} * 250 * 2400 * 10\text{^-}3 = 489.9$ KN control

$Vc = 0.27\sqrt{f}c\ 'hd + (Nu*d)\ /\ 4lw = 0.27\sqrt{24} * 250 * 2400 + 0 = 793.6\ KN$

$Mu = 5200KN.m$

(Mu/Vu) – (lw/2) = (5200/670) – (3/2) = 6.3 >0 $(+ve\ value)$

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

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{3\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{6.3}\right] 250 * 2400 = 286.9KN\ Control$$

For last 2 stories, Vu = 90 KN <ØVc = 215.2 KN

Horizontal: -

P = 0.002 for Ø < 16

P=(As)/ $s.h$, S = 31.4 cm

Use 1Ø 10 @ 15 cm in each side

Vertical: -

P = 0.0012 for Ø < 16

P=(As)/ $s.h$, S = 52.3 cm

Use 1Ø 12 @ 15 cm in each side

For the first 3 stories, $\emptyset Vc = 215.2KN$ >Vu = 170 KN >$\emptyset Vc/2$ = 107.6 KN

Horizontal: -

P = 0.0025 for Ø < 16

P=(As)/ $s.h$, S = 25.2 cm

Use 1Ø 10 @ 15 cm in each side

Vertical: -

P = 0.0025+0.25(2.5-(hw/lw)) (Ph-0.0025)

Pv = 0.0025

P=(As)/ $s.h$, S = 25.2 cm

Use 1Ø 16 @ 15 cm in each side

4-10-2 Design for flexure:

$Ast = (3000/200)$ *2*78.5 = 2355 mm2

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{2355}{3000 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.055$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.055 + 0}{2 * 0.055 + 0.85 * 0.85} = 0.066$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4945.5 * 420 * 6300(1 + 0)\ (1 - 0.066)] = 5499.96 KN.m > Mu$$

→ use ϕ12@15 cm for vertical reinforcement

(4-11) Design of Basement wall:

- **load calculation:**

fc =27 MPa, **fy**=400Mpa, **Ɣs**=20KN/m^3, **qall**=250KN/m^2, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	Ɣs	qall	ϕ	**surcharge**
27Mpa	400 Mpa	18 KN/m^3	400 KN/m^2	30	5KN/m^2

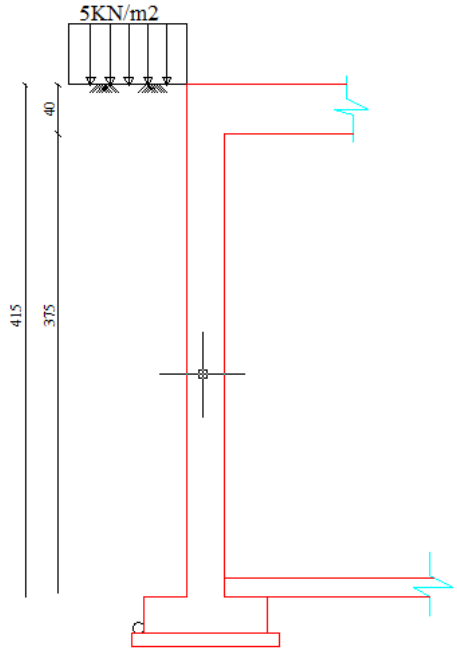


Figure (4-12):Section Of basement wall

$Ca = 1-\sin\theta = 1-\sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * γ = 0.5 * 3.90*18 = 35.1 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = Ca * hs * γ = 0.5 * 0.278 * 18= 2.5 KN/m2

Ca	Pa	hs	Ps
0.5	35.1 KN/m2	0.278 m	2.5 KN/m^2

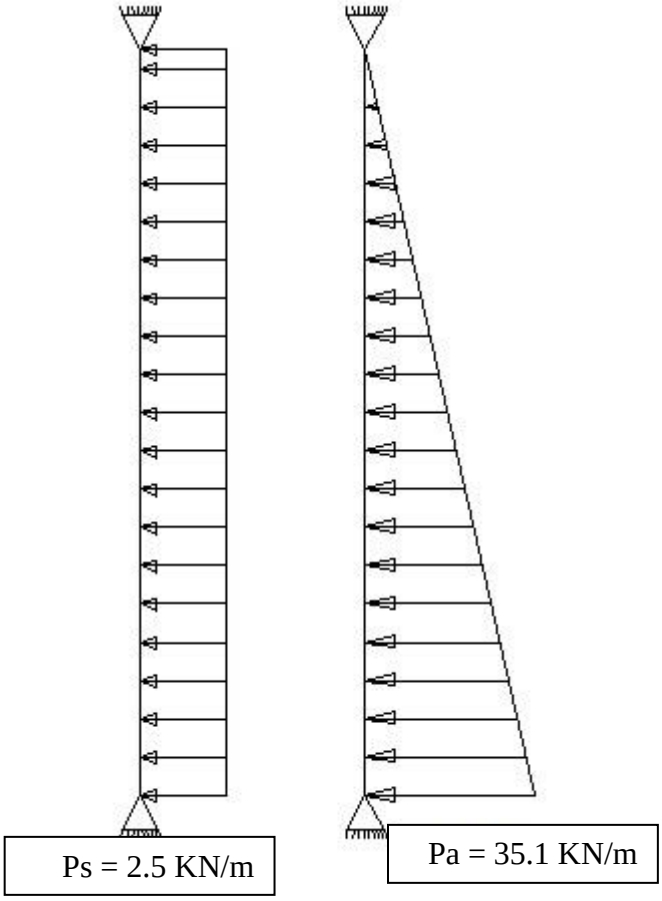


Figure (4-13): Static System

From Atir we have moment and shear envelop

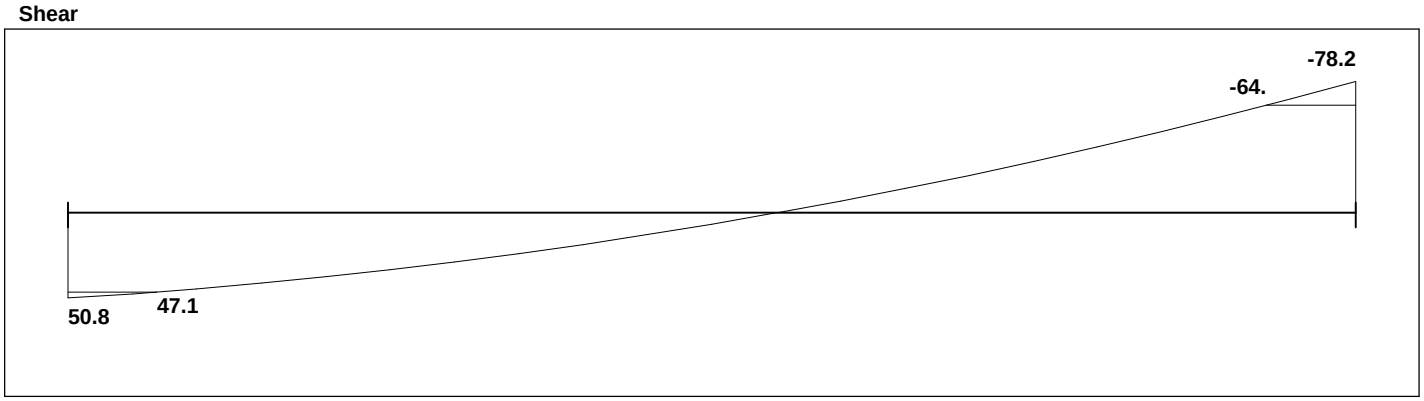


Figure (4-14): Shear envelope diagram of basement wall.

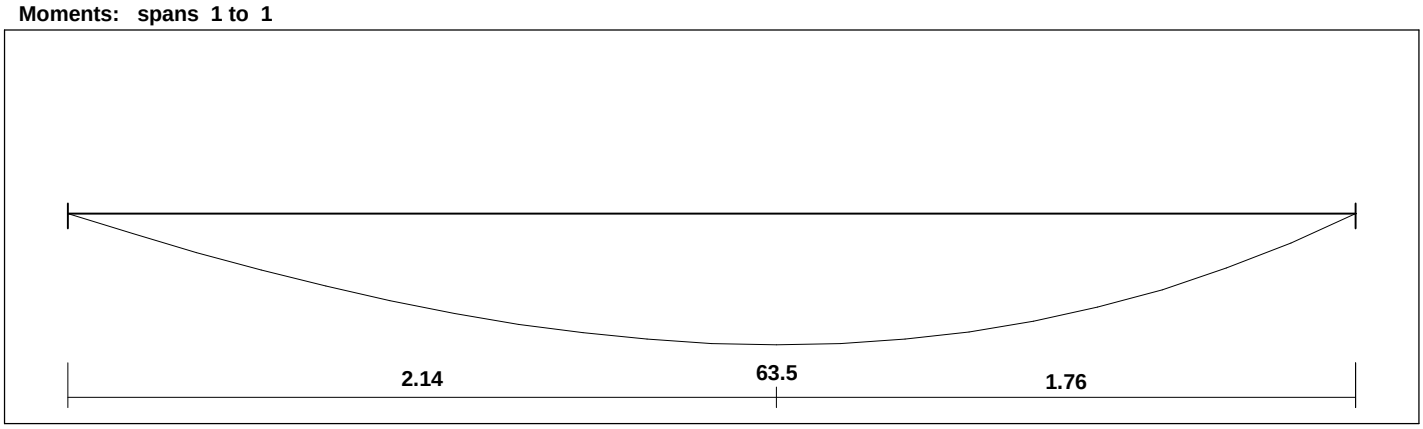


Figure (4-15): Moment envelope diagram of basement wall.

Design of Bending Moment

Mu = +63.5 KN.m/m

d = 300 – 75 - 20/2 = 215 mm

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

$$R_n = \frac{63.5*10^6}{0.9*1000*215^2} = 1.5264 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{400}{0.85 \times 27} = 17.43$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.43}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.43*1.5264}{400}}\right) = 0.003952$$

As, req = 0.003952*1000*215= 849.706 mm^2/m…….

Use Φ 16@ 20 cm,

With As,provided = 1005.31 mm2/m > As,req = 849.706 mm2/m

- As.min for vertical bars:

- 0.0015*b*h = 0.0015 *1000*300 = 450 mm^2/m
- $0.25\frac{\sqrt{27}}{400}$ *1000*250= 812 mm^2/m.
- $\frac{1.4}{400}$ *1000 *250 = 875 mm^2/m. . . . . **CONTROL**

Use Φ 16@ 20 cm, with As, provided = 1005.31 mm2/m > As, req = 875 mm2/m

- For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 mm^2/m.

Use Φ 14@25cm, with As, provided = 616 mm2/m > As,req = 600 mm2/m

- Check for shear

$$d = 300 - 75 - 10 = 215cm$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{27} * 1000 * 215 = 139.65.1KN$$

Vu= 64 KN < φVc= 139.65……..OK

The thickness is enough

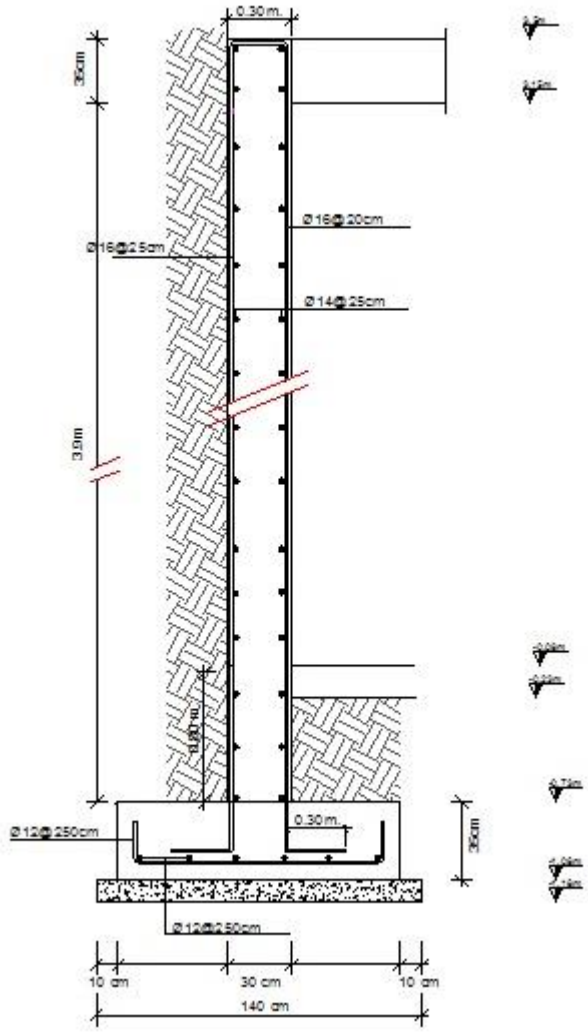


Figure (4-16)Basement details.

(4-12) Design of Footing

The footing type is Mat Foundation all under the building , so we cant design it manually , but we design it by SAFE 2016 program .

Isolated Footing (F41)

$PD = 1600N$
$PL = 590KN$
$Pu = 2864KN$
$Column\ Dimensions = a * b = (65 * 50)\ cm$
$Allowble\ bearing\ capacity = qall = 350\ KN/m^2$

4-7-1-1 Area of Footing:

$Soil\ Density = 17\ KN/m^3$

Assume $h = 80\ cm$

$qall{-}net = 350 - 0.8 * 17 - 0.8 * 25 = 316.4KN/m^2$

$Area = (PD + PL)/\ qall{-}net = 2190/\ 316.4 = 6.9\ m^2$

Assume rectangular footing $a = 2.2$

Select $a = 2.2\ m$
$b = 3.2\ m$

- **Depth of footing:**

Assume $h = 80\ cm$

4-12-1 Check one-way shear:

$qult = Pu\ /\ Area = 2864\ /\ 7.04 = 406.8\ KN/m^2$

$d = 800 - 75 - 10 = 715\ mm$

$Vu = qult * b * ((a/2)^* (b/2) - d) = 1267.3\ KN$

$\phi Vc = 0.75^* (\sqrt{f}c'\ /6)\ bwd = 1401\ KN$

$Vu = 1267.3 << \phi * Vc = 1401 - OK$

4-12-2 Check two-way shear:

$d/2 = 715/2 = 357.5$ mm

$Vu = qu * (A - (0.6 + d) * (0.4 + d))$

$= 406.8 * (2.2 * 3.2 - (0.6 + 0.715) * (0.4 + 0.715)) = 2267.4\ KN$

$\propto s = 40$ for interior column

$\beta c = (0.65/0.5) = 1.3$

$bo = (2 * 1.115) + (2 * 0.915) = 4.06$

According to ACI, Vc shall be the smallest of:

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.3}\right) * \sqrt{24} * 4.06 * 715 = 4512.5\ KN$$

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40*715}{4.06} + 2\right) * \sqrt{24} * 4.06 * 715 = 6263KN$$

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4.06 * 715 = 3555KN$$

$-\ Control$

$Vu = 2267.4\ KN < \phi * Vc = 3555\ KN$

$h = 80\ cm\ is\ OK.$

4-12-3 Design of Bending moment: Y direction

$FRu = qult * b * ((a/2)- (b/2)) = 406.8 * 3.2 * ((3.2/2)-(0.4/2)) = 650.8\ KN$

$Mu = 650.8 * (0.9/2) = 292.9\ \ KN.m$

$\rho = 0.0015$

$As,req = \rho bd = 0.0015 * 2200 * 715 = 2359.5\ mm2$

Check for As,min

As,min = 0.0018 ∗ 2400 ∗ 515 = 2224.8 mm

As,req = 1892.7 $mm2$ < As,min = 2224.8 $mm2$ … . OK

∴ As,min = 2224.8 $mm2$

$Select$ **31Ø10** $with\ As,pro$ = 2434.7 $mm2$ > As,req = 2224.8 $mm2$ … . OK

4-12-4 Design of Bending moment: X direction

$FRu = qult * b * ((a/2)- (b/2)) = 406.8 * 3.2 * ((2.2/2)-(0.6/2)) = 1041.4\ KN$

$Mu = 1041.4 * (0.9/2) = 468.6\ KN.m$

$Mn = Mu\ /\phi = 468.6/\ 0.9 = 520.7\ KN.m$

$\rho = 0.0015$

$As,req = \rho bd = 0.0015 * 3200 * 715 = 3432\ mm2$

Check for As,min

As,min = 0.0018 ∗ 2200 ∗ 515 = 2039.4 mm

As,req = 1699.5 $mm2$ < As,min = 2039.4 $mm2$ … . OK

∴ As,min = 2039.4 $mm2$

$Select$ **28Ø10** $with\ As,pro$ = 2199.1 $mm2$ > As,req = 2039.4 $mm2$ … . OK

$Spacing$ = 2200 − 75 ∗ 2 − 28 ∗ 10 / 27 = 65.6mm

The smallest S:

1- $3h = 3 * 800 = 2400\ mm$

2- 450 mm – $Control$

$\boldsymbol{S = 7.5\ cm\ is\ OK}$

4-7-1-5 Development length of flexural reinforcement

$Ldt\ for\ \emptyset 14$

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

$Ld_{T\,req} = 246.9 > 300$ mm

$available\ Ldt = 825$ mm

$available\ Ldt = 825\ mm \gg req\ Ldt = 300\ mm - OK$

4-12-5 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

In Footing

$$\Phi Pnb = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A1 = 0.6 * 0.4 = 0.24\ m^2$

$A2 = 2.4 * 2.2 = 5.28\ m^2$

$\emptyset Pnb = 6364.8\ KN > Pu = 2864\ KN - OK$

The Dowels are not needed for the footing

In Column

$\emptyset Pnb = \emptyset * (0.85 * fc' \quad * A1) * 1000$

$A1 = 0.6 * 0.4 = 0.24\ m^2$

$\emptyset Pnb = 0.65 * (0.85 * 24 * 0.24) * 1000 = 3182.4\ KN > Pu = 2864\ KN - OK$

The Dowels are not needed for the column

$A \quad ,min = 0.005 * Ag = 0.005 * 65 * 40 = 130\ mm2$

Lap splice of column:

$Ls = 0.071 * fy * db = 0.071 * 420 * 20 = 596.4\ mm - use\ ls = 600\ mm$

Development length of column reinforcement:

$req\ Ldc = 411.5\ mm$

$\geq \min Ldc = 0.043 * fy * db = 0.043 * 420 * 20 = 361.2\ mm$

$available\ embedment = 700 - 75 - 2 * 10 = 605\ mm \geq req\ Ldc = 361.2\ mm$ – OK

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥

٥ـ١ النتائج

٥ـ٢ التوصيات

٥ـ١ 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 :-

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

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

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

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

٥ـ٢ 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.