



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية

التصميم الانشائي لمبنى سكني تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

قمر النتشة & رناد العبد

بأشراف

م. ايناس شويكي

مقدم لكلية الهندسة

لاستكمال متطلبات التخصص

لنيل درجة البكلوريوس في الهندسة المدنية

الخليل

2024 -2023

Palestine Polytechnic University

Hebron-Palestine

Structural design for a commercial residential building in Hebron

Rinad AL- Abed

Qamar AL- Natsheh

By the guidance of our supervisor, and the approval of member of the testing Committee, this project Submitted to the Department of Civil Engineering, in the College of Engineering and Technology to be as partial fulfillment of the requirements for the Bachelor degree in Civil Engineering.

Supervisor Signature:

.....

Head of Dep. Signature:

.....

Committee members signature:

Name :.....

Name:.....

Name:.....

الاهداء

إلى من هو قدوة في كل الخطوات دون استثناء ، الذي زرع الخُلم في النفس والفكرة في الروح

إلى ذاك السند الذي اتكأنا عليه طيلة أيامنا كلها

إلى الفخر الذي لم يخذلنا يوماً ، إلى آبائنا

إلى صانعة الأمة إلى التي سهرت وبكت وتعبت إلى التي وقفت بروحها ودعائها معنا

إلى أمهاتنا اللاتي كنّ وراء كل إنجازاتنا

إلى الذين يؤمنون بنا ونؤمن بهم

إلى اللذين يفخرون بنا وبما نصنع

إلى من وقفوا وقفة عز وشموخ وانتصار في وجه كل عدو غاشم

إلى البلاد التي تنبض بنا نحن أنفسنا ، البلاد التي نحب والتي نسعى لأن تكون أزهى البلاد كلها

إلى شموع العلم التي تحترق لتضيء للآخرين طريقهم

إلى كل من علمنا حرفاً وأهدانا فكرة

. إليهم جميعاً

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله، ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمدًا لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا و عرفاننا؛ إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا استاذتنا الفاضله ايناس شويكي المشرفه والموجه والمعلمه، التي ، ولم تتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زميلاتنا وزملائنا الاعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسننا بمتعة البحث , ولا حلوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبائنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

Abstract

The process of structural design of the building goes through several stages, starting from studying and analyzing the architectural plans, then Choosing the appropriate structural elements for parts of the building in a manner that does not contradict the architectural design. A study follows Determine the live loads on the building according to the nature of its use. In addition to studying earthquake loads according to The nature of the area in which the building is located and then the appropriate structural design for all elements according to the calculated loads In order to ensure the stability of the building, and the preparation of executive plans.

This project aims to make the structural design of all the structural elements that make up a commercial residential building It consists of 8 floors, with a total area of 6,834 square meters, on a plot of land with an estimated area of 2074 square meters, containing within it facilities that are compatible with the needs of the residential and commercial building according to the appropriate requirements ,This building is characterized by the diversity of its structural elements, as it contains many columns, bridges, and walls and foundations.

In order to achieve the objective of the project, the architectural plans will initially be studied and the most appropriate distribution mechanism will be selected Structural elements that do not conflict with the architectural design of the building, then a detailed structural study is done It includes estimating the expected loads on all structural elements based on the Jordanian code for estimating loads Earthquakes and the American code for the design of structural elements. Then all these elements are analyzed and designed Depending on the American code and using a set of engineering programs, and in the end the plans will be prepared for all the structural elements that make up the structure of the building .

التصميم الانشائي لمبنى سكني في مدينة الخليل

جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل: قمر الننتشة و ريناد العبد

اشراف: م.إيناس شويكي

ملخص المشروع

عملية التصميم الانشائي للمبنى تمر في عدة مراحل، بدءاً من دراسة وتحليل المخططات المعمارية، من ثم اختيار العناصر الانشائية المناسبة لأجزاء للمبنى بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري. ويتبع ذلك دراسة وتحديد الأحمال الحية الواقعة على المبنى حسب طبيعة استخدامه. بالإضافة الى دراسة أحمال الزلازل وفقاً لطبيعة المنطقة المقام فيها المبنى ومن ثم التصميم الإنشائي المناسب لجميع العناصر وفقاً للأحمال المحسوبة بما يضمن ثبات المبنى، واعداد المخططات التنفيذية.

يهدف هذا المشروع الى عمل التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية المكونة لمبنى سكني تجاري مكون من 8 طوابق تقدر مساحته الاجمالية ب 6834 متر مربع على قطعة أرض تقدر مساحتها ب 2074 متر مربع , تحتوي داخلها على مرافق تتلائم مع احتياجات المبنى السكني التجاري وفق المتطلبات الملائمة، يتميز هذا المبنى بتنوع عناصره الانشائية حيث يحتوي على العديد من الأعمدة , الجسور , الجدران والأساسات

وتحقيقاً لهدف المشروع سوف يتم في البداية دراسة المخططات المعمارية واختيار أنسب آلية لتوزيع العناصر الانشائية بما لا يتعارض مع التصميم المعماري للمبنى , ثم عمل دراسة انشائية مفصلة يتم فيها تقدير الأحمال المتوقعة على جميع العناصر الانشائية بالاعتماد على الكود الأردني لتقدير أحمال الزلازل والكود الامريكي لتصميم العناصر الانشائية . بعد ذلك يتم تحليل وتصميم جميع هذه العناصر بالاعتماد على الكود الأمريكي وباستخدام مجموعة من البرامج الهندسية , وفي النهاية سوف يتم اعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائية المكونة لهيكل المبنى

فهرس المحتويات

iii	الاهداء
vii	شكر وتقدير
vii	Abstract
vii	ملخص المشروع
viii	فهرس الجداول
ix	فهرس الأشكال
xii	List of abbreviations
1	الفصل الاول(المقدمة)
1	1.1. مقدمة
2	1.2. اهداف المشروع
2	1.3. مشكلة المشروع
2	1.4. المراجعيات الأدبية
3	1.5. اجراءات المشروع
3	1.6. فصول المشروع
3	1.7. الجدول الزمني للمشروع
5	الفصل الثاني(الوصف المعماري)
6	2.1. المقدمة
6	2.2. لمحة عامة عن المشروع
7	2.3 موقع المشروع
7	2.3.1 موقع أرض المشروع
7	2.3.2 المناخ العام في المدينة
8	2.3.3 خطوط الكنتور لأرض المشروع
8	2.3.4 الطرق والمواصلات
8	2.4 وصف مكونات المشروع
8	2.4.1 وصف طوابق المشروع
8	2.4.1.1 المسقط الأفقي لطابق التسوية
9	2.4.1.2 المسقط الأفقي للطابق الأرضي
12	2.4.2 وصف واجهات المشروع
12	2.4.2.1 الواجهة الشرقية
13	2.4.2.2 الواجهة الشمالية

13	2.4.2.3 الواجهة الجنوبية
14	2.4.2.4 الواجهة الغربية
14	2.4.3 وصف مقاطع المشروع
15	2.4.3.1 المقطع (A-A)
15	2.4.3.2 المقطع (B-B)
16	2.5. وصف الحركة
16	2.6. وصف المداخل
18	الفصل الثالث(الوصف الانشائي).
19	3.1 المقدمة
19	3.2 الهدف من التصميم الانشائي
19	3.3 دراسات نظرية للعناصر الانشائية للمبنى
20	3.4 أنواع الأحمال
20	3.4.1 الأحمال الميتة
21	3.4.2 الأحمال الحية
22	3.4.3 الأحمال البيئية
22	3.4.3.1 أحمال الزلازل
22	3.4.3.2 أحمال الثلوج
23	3.4.3.3 أحمال الرياح
24	3.5 الاختبارات العملية
24	3.6 العناصر الانشائية
25	3.6.1 العقود
27	3.6.2 الجسور
28	3.6.3 الأدراج
29	3.6.4 الأعمدة
29	3.6.5 جدران القص
30	3.6.6 الأساسات
32	3.8.3.7 برامج الحاسوب المستخدمة

Chapter 4.....	33
4-1 Introduction.....	34
4.2. Factored loads.....	35
4.3_Determination of slab thickness	35
4.4 Design of Topping.....	36
4.5 Determination loads of ribs.....	40
4.6 Design of Rib(05)	44
4.7 Design of Beam (06)	48
4.8 Design of column (C14).....	52
4.9 Design of Shear Wall.....	56
4.10 Design of Basement Wall.....	59
4.11 Design of Isolated Footing (F2).....	64
4.12 Design of Stairs.....	65
الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.....	70
مقدمة.....	71
النتائج.....	71
التوصيات.....	71
❖ المراجع	72

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
4	الجدول الزمني لمقدمة مشروع التخرج	جدول (1.1)
16	الأحمال الميتة	جدول (3.1)
17	الأحمال الحية	جدول (3.2)
18	أحمال الثلوج	جدول (3.3)
35	Check of Minimum Thickness of Structural Member.	Table (4.1)
37	Dead Load calculations for topping	Table (4.2)
39	Dead Load calculations for Rib	Table (4.3)
44	Load calculations for Beam	Table (4.4)
65	Calculation of Dead Loads that act on Flight	Table (4.5)
67	Calculation of Dead Loads that act on Landing	Table (4.6)

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
7	الموقع العام للمشروع	الشكل (2.1)
8	المسقط الأفقي لطابق التسوية	الشكل (2.2)
9	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	الشكل (2.3)
9	المسقط الأفقي لطابق السدة	الشكل (2.4)
10	المسقط الأفقي للطابق الأول	الشكل (2.5)
11	المسقط الأفقي لطابق الروف	الشكل (2.6)
11	الواجهة الشرقية	الشكل (2.7)
12	الواجهة الشمالية	الشكل (2.8)
12	الواجهة الجنوبية	الشكل (2.9)
13	الواجهة الغربية	الشكل (2.10)
14	المقطع (A-A)	الشكل (2.11)
14	المقطع (B-B)	الشكل (2.12)
15	مداخل المبنى	الشكل (2.13)
20	ميلان السطح	الشكل (3.1)
21	تأثير الاحمال على المبنى	الشكل (3.2)
22	عقدة عصب ذات اتجاه واحد	الشكل (3.3)
23	عقدة عصب ذات اتجاهين	الشكل (3.4)
23	عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد	الشكل (3.5)
24	عقدة مصمتة ذات اتجاهين	الشكل (3.6)
24	جسر مسحور	الشكل (3.7)
25	الدرج	الشكل (3.8)
25	أشكال الاعمدة	الشكل (3.9)
26	جدران القص	الشكل (3.10)
27	اساس الفرشة	الشكل (3.11)
27	الاساس المنفصل	الشكل (3.12)
36	moment diagram for topping	figure (4.1)
40	Rib (05) Geometry	Fig (4.2)
40	Loading on Rib (05)	Figure (4.3)
41	Moment and Shear Envelope of Rib (05)	(Figure 4.4)

44	Beam (06) Geometry	Figure (4.5)
45	Beam (06) Load	Figure(4.6)
45	Moment and Shear Envelope of Beam (06)	Figure (4.7)
51	column (C14)	Figure (4.8)
52	System with Shear & Moment diagrams of shear wall	Figure (4.9)
56	Basement Wall system and loads	Figure (4.10)
57	Shear and moment diagram	Figure (4.11)
59	<i>Critical Section of Shear Force</i>	Figure (4.12)
60	<i>Punching Shear Critical Section</i>	Figure (4.13)
61	<i>Critical Section of Bending Moment</i>	Figure (4.14)
63	<i>F2 Reinforcement Details</i>	Figure (4.15)
64	Structural system of flight	Figure (4.16)
65	<i>Section of The Flight</i>	Figure (4.17)
65	<i>Analysis of the flight</i>	Figure (4.18)
67	<i>Structural system of landing</i>	Figure (4.19)
67	<i>Section of The Landing</i>	Figure (4.20)
68	<i>Analysis of Landing</i>	Figure (4.21)
69	<i>Reinforcement Details of Stairs</i>	Figure (4- 22)

List of abbreviations

1. a = depth of compressive stress.
2. A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
3. A_s' = area of non-prestressed compression reinforcement.
4. A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
5. b = width of compression face of member.
6. b_w = web width, or diameter of circular section.
7. C = resultant compression force in concrete.
8. c = concrete cover.
9. C_c = compression resultant of concrete section.
10. DL = dead loads.
11. d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
12. E_s = modulus of elasticity of steel.
13. f_c' = compression strength of concrete.
14. h = overall thickness of member.
15. LL = live loads.
16. M = bending moment.
17. M_u = factored moment at section.
18. M_n = nominal moment.
19. S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
20. V_c = nominal shear strength provided by concrete.
21. V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement

الفصل الاول

المقدمة

- 1.1. مقدمة
- 1.2. اهداف المشروع
- 1.3. مشكلة المشروع
- 1.4. المراجعيات الأدبية
- 1.5. اجراءات المشروع
- 1.6. فصول المشروع
- 1.7. الجدول الزمني للمشروع

1.1. مقدمة

الهندسة المدنية هي تخصص هندسي محترف يتعامل مع التصميم والبناء وصيانة البيئة المادية والمبنية بما في ذلك الأشغال العامة : الطرق , الجسور , القنوات , السدود الخ... ومع تطور الانسان وتطور حياته كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم , ومن هنا يأتي دور المهندس المدني الذي يصمم ويشرف على التنفيذ حيث يرتبط عمله بحياة الانسان .

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بالتصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية المكونة لهيكل المبنى ليصبح مبنى قابلاً للتنفيذ

1.2. اهداف المشروع

1. القدرة على اختيار النظام الانشائي المناسب الذي يحقق الأهداف المعمارية وتنفيذها على أرض الواقع
2. القدرة على تصميم العناصر الانشائية المختلفة
3. اجراء عملية تطبيق وتعيين المعلومات التي يتم أخذها نظرياً الى التصميم على أرض الواقع
4. اتقان استخدام برامج التصميم المختلفة مثل: Ateer , AutoCad , Safe
5. التعرف على النماذج الجديدة والطرق الهيكلية التي لم نكتسبها من خلال دراستنا .

1.3. مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية المكونة للمبنى, حيث يتضمن التصميم الانشائي العناصر الانشائية المختلفة مثل الاعمدة والجسور والبلاطات والاعصاب وغيرها بما يتلائم مع التوزيع الانشائي لهذه العناصر ولا يتعارض مع التصميم المعماري.

1.5. إجراءات المشروع

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وللتأكد من صحتها وتوافقها مع أهداف المشروع .
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري ويحقق عامل الأمان والجانب الاقتصادي.
3. تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال.
4. تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
5. إعداد المخططات للعناصر الإنشائية الذي تم تصميمها لانتهاء المشروع.

1.6. فصول المشروع

- الفصل الأول : المقدمة .
- الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي للمشروع.
- الفصل الرابع : التحليل والتصميم للعناصر الإنشائية
- الفصل الخامس : النتائج والتوصيات.

1.7. الجدول الزمني للمشروع

إعداد مقدمة المشروع في الفصل الأول لعام (2022- 2023) وسوف يتم التحليل والتصميم الإنشائي وإعداد المخططات وكتابة مشروع التخرج وعرضه في الفصل الثاني لعام (2022- 2023).

جدول (1.1) يوضح الجدول الزمني لمراحل المشروع

32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	الفعاليات/الاسابيع
																																اختيار المشروع
																																دراسة المخططات المعمارية
																																توزيع الاعداد
																																دراسة المبنى انشائياً
																																التحليل الانشائي للمقدمة
																																التصميم الانشائي للمقدمة
																																اعداد مقدمة المشروع
																																عرض مقدمة المشروع
																																التحليل الانشائي للمشروع
																																التصميم الانشائي للمشروع
																																اعداد المخططات
																																كتابة المشروع
																																عرض المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري:

- 2.1. المقدمة
- 2.2. لمحة عامه عن المشروع
- 2.3. موقع المشروع
 - 2.3.1. موقع أرض المشروع
 - 2.3.2. المناخ العام للمدينه
 - 2.3.3. خطوط الكنتور لارض المشروع
 - 2.3.4. الطرق و المواصلات
- 2.4. وصف مكونات المشروع
 - 2.4.1. وصف طوابق المشروع
 - 2.4.2. وصف واجهات المشروع
 - 2.4.3. وصف مقاطع المشروع
- 2.5. وصف الحركة
- 2.6. وصف المداخل

2.1. المقدمة

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

الوصف المعماري هو أهم الأشياء التي يجب مراعاتها عند التحضير لأي مشروع لأهميته في تعريف وفهم طبيعة المشروع. يجب أن تلبي متطلبات التصميم المعماري والاحتياجات البشرية في نفس الوقت ، من المهم في هذه الظروف أن تتفاعل فيما بينها مع انسجام تحقيق رؤية التصميم الأمثل والحصول على تصميم معماري متكامل وشامل.

ان عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازها على أكمل وجه، تبدأ أولاً 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 الانارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

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

2.2. لمحة عامة عن المشروع

فكرة المشروع هي التصميم الانشائي لمبنى سكني تجاري في مدينة الخليل بمساحة اجمالية 6834 متر مربع , مكون من طابق تسوية بمساحة (903.09) متر مربع وطابق أرضي , طابق سدة بالاضافة الى 5 طوابق أخرى مساحة كل منها (805.9) متر مربع .

2.3 موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترح للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائد والضجيج ومسار الشمس.

2.3.1 موقع أرض المشروع

يقع المشروع في منطقة عين سارة بالخليل، يوضح الشكل 2.1 موقع المشروع.



الشكل 2.1 : الموقع العام للمشروع

2.3.2 المناخ العام في المدينة

تتمتع هذه المنطقة عمومًا بمناخ البحر الأبيض المتوسط جاف صيفاً ومعتدل شتاءً، تتساقط الثلوج في بعض الأحيان، يبلغ معدل هطول الأمطار في الخليل حوالي 750 ملم (26 بوصة) تسيطر الرياح الغربية والجنوبية الغربية والرياح الشمالية خفيفة، بالإضافة إلى ذلك يبلغ متوسط الرطوبة في المدينة 60٪.

2.3.3 خطوط الكنتور لأرض المشروع

- أرض المشروع شبه مستوية
- ترتفع أرض المشروع (970 م) عن سطح البحر

2.4 وصف مكونات المشروع

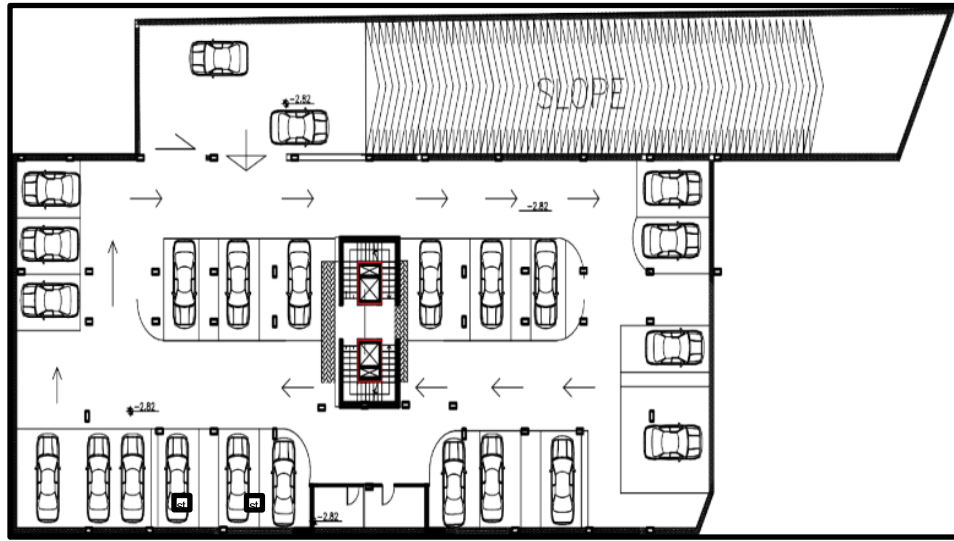
يتكون المشروع من ثمانية طوابق ذات استخدام سكني وتجاري , ويحتوي على مرافق متعددة التوزيع المعماري للمبنى واضح لتسهيل عملية التصميم الانشائي للمشروع .

2.4.1 وصف طوابق المشروع

تبلغ المساحة الاجمالية للمبنى (6834) متر مربع .

2.4.1.1 المسقط الأفقي لطابق التسوية

مساحة هذا الطابق (903.09) متر مربع , ويحتوي على موقف السيارات كما هو موضح في الشكل 2.2 , منسوب هذا الطابق -2.82 متر تحت مستوى الأرض, يقع مدخله في الجهة الشمالية للمبنى كما هو موضح أدناه

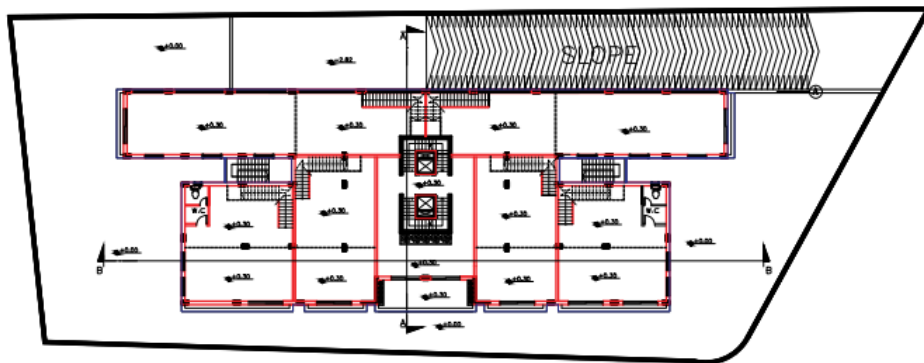


الشكل 2.2: طابق التسوية

2.4.1.2 المسقط الأفقي للطابق الأرضي

مساحة هذا الطابق (805.9) متر مربع ومنسوبه (+0.30), مدخله في الواجهة الجنوبية, كما هو موضح بالشكل

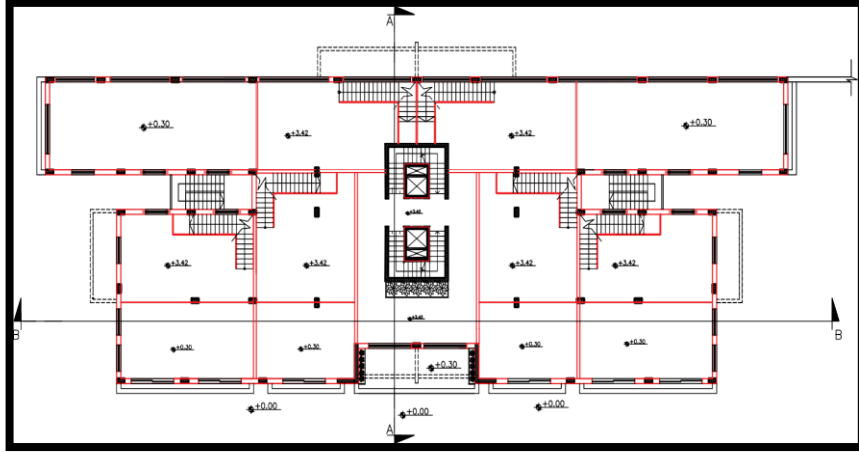
2.3



الشكل 2.3 : الطابق الأرضي

2.4.1.3 المسقط الأفقي لطابق السدة

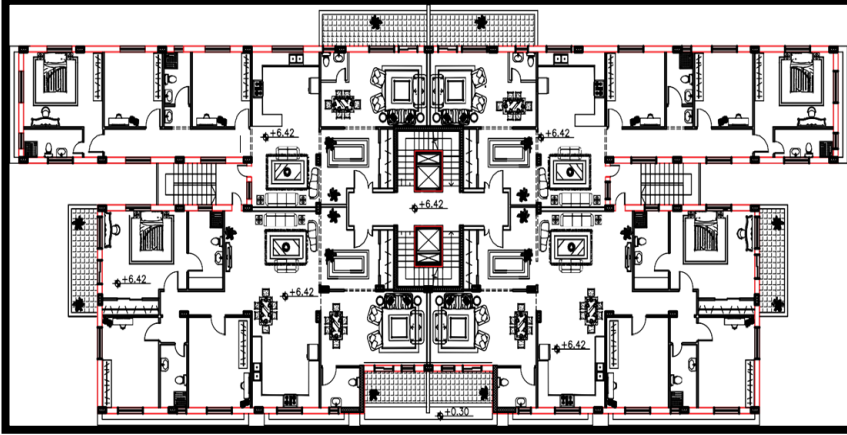
مساحة هذا الطابق (805.9) متر مربع ومنسوبه (+3.42)



الشكل 2.4 طابق السدة

2.4.1.4 الطابق الاول (المكرر)

تبلغ مساحة هذا الطابق (805.9) متر مربع وهو مكرر في الطوابق الثلاثة الأخرى, يحتوي على أربع غرف نوم , أربع مطابخ , ثمانية غرف مكتبية , غرفتين للضيوف بالإضافة الى 5 وحدات صحية كما هو موضح بالشكل



الشكل 2.5 الطابق الاول

مناسيب الطوابق:

الطابق الاول +6.42

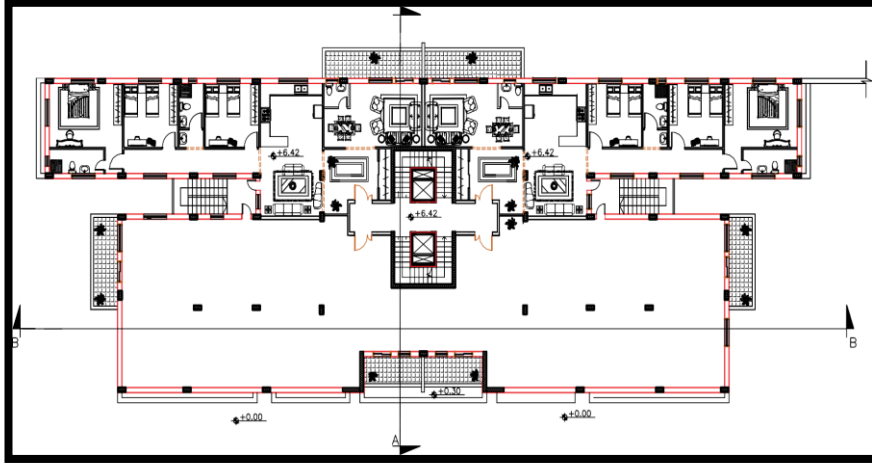
الطابق الثاني +9.54

الطابق الثالث +12.66

الطابق الرابع +15.78

2.4.1.5 طابق الروف

مساحة هذا الطابق (805.9) متر مربع ومنسوبه (+18.9) ويحتوى على غرفتين نوم , غرفتين طعام ومعيشة , مطبخين
بالاضافة الى الوحدات الصحية



الشكل 2.6 طابق الروف

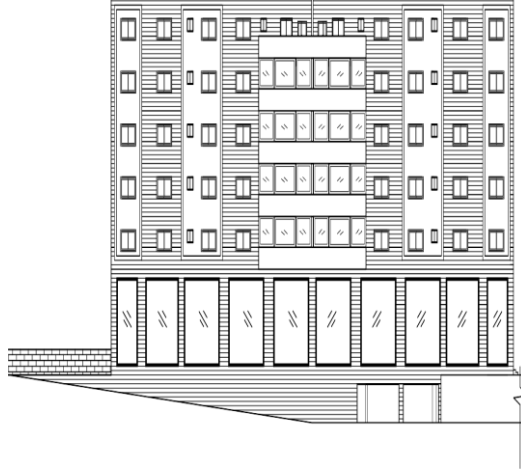
2.4.2 وصف واجهات المشروع

2.4.2.1 الواجهة الشرقية



الشكل (2.7) الواجهة الشرقية

2.4.2.2 الواجهة الجنوبية : يتمثل فيها مدخل لموقف السيارات



الشكل (2.8) الواجهة الجنوبية

2.4.2.3 الواجهة الشماليه : يتمثل فيها المدخل الرئيسي للمبنى



الشكل (2.9) الواجهة الشماليه

2.4.2.4 الواجهة الغربية

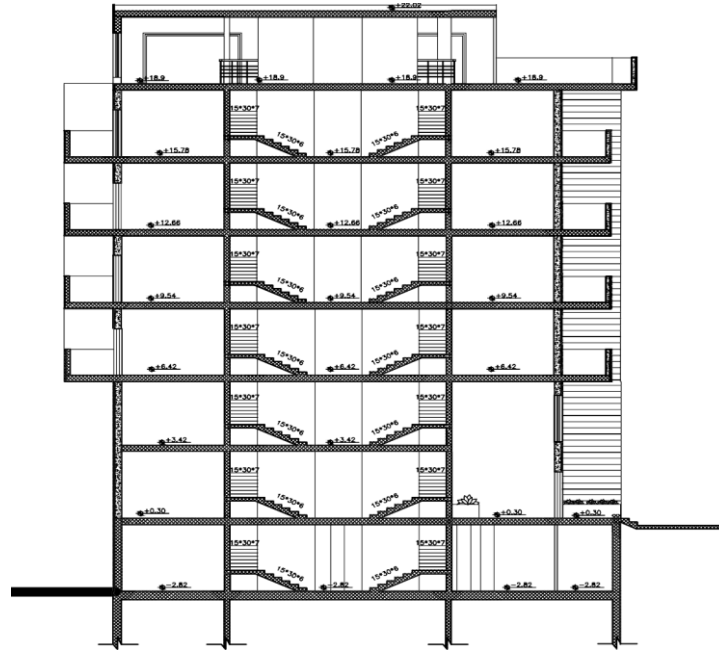


الشكل (2.10) الواجهة الغربية

2.4.3 وصف مقاطع المشروع

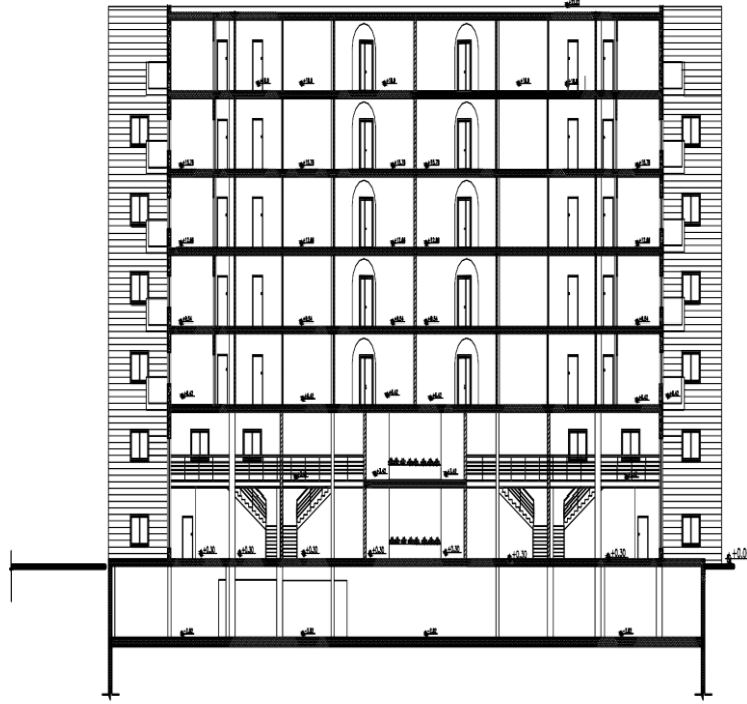
توضح هذه المقاطع الحركة داخل المبنى من خلال السلالم والمصعد , كما أنها توضح عدة تفاصيل حول ارتفاعات ومستويات للنوافذ والأبواب .

المقطع (A-A) 2.4.3.1



الشكل (2.11) المقطع A- A

المقطع (B-B) 2.4.3.2



الشكل (2.12) المقطع B-B

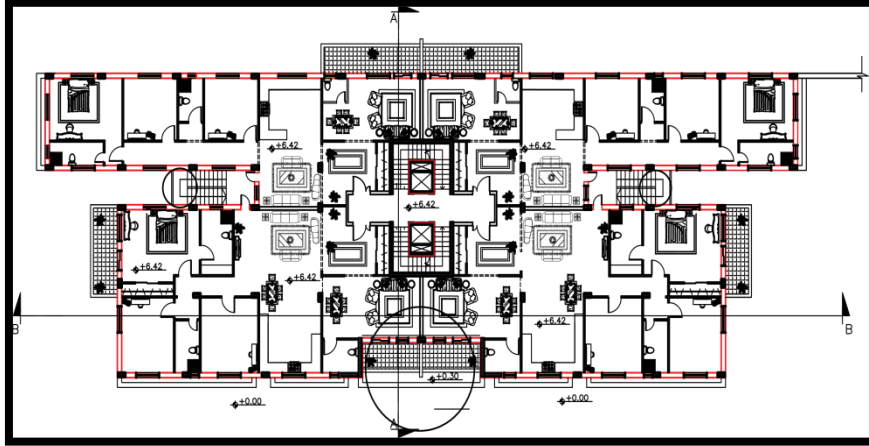
2.5. وصف الحركة

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاء المبنى وطواقمه من خلال الأدراج الموجودة بالمبنى , ويوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

2.6. وصف المداخل

يحتوي المبنى على:

- مدخل رئيسي يوجد في الواجهة الجنوبية
- مدخل لموقف السيارات يتمثل في الواجهة الشمالية



الشكل (2.13) مداخل المبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي :

3.1 المقدمة

3.2 الهدف من التصميم الإنشائي

3.3 دراسات نظرية للعناصر الإنشائية للمبنى

3.4 أنواع الأحمال

3.4.1 الأحمال الميتة

3.4.2 الأحمال الحية

3.4.3 الأحمال البيئية

3.5 الاختبارات العملية

3.6 العناصر الإنشائية

3.8 برامج الحاسوب المستخدمة

3.1 المقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية البد من الانتقال للجانب الانشائي لدراسة العناصر الانشائية ووصفها وصفا دقيقا, حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

كما يتطلب التصميم الانشائي اختيار العناصر الانشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن, ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3.2 الهدف من التصميم الانشائي

التصميم الانشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه, وهذه الأهداف هي على النحو التالي:

1. الأمان (Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2. التكلفة الاقتصادية (Economical) : وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3. ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability) تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
4. الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3.3 دراسات نظرية للعناصر الانشائية للمبنى

أهم خطوة يجب القيام بها قبل البدء بالتصميم الانشائي هي القيام بدراسة شاملة للمشروع من حيث حجمه وطبيعة عمله بالإضافة الى ذلك تقدير الأحمال التي تؤثر على المبنى ثم اختيار العناصر التي تتعرض لهذه الأحمال وتحديد بنية النظام المستخدمة لمقاومة هذه الأحمال .

3.4 أنواع الأحمال

لا بد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ويمكن تصنيف الأحمال الى:

1. الأحمال الأساسية :

تشمل الأحمال التي يجب مراعاتها في التصميم الإنشائي للمبنى في جميع الأحوال وهي الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية

2. الأحمال الثانوية :

الأحمال التي يجب مراعاتها في التصميم في بعض المباني حسب طبيعة المبنى والتأثيرات الأخرى ، بما في ذلك حمل الانكماش ، والحمل الحراري ، وحمل الثلوج ، الحمل الديناميكي ، الحمولة الزلزالية.

3.4.1 الأحمال الميتة

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ, بصورة دائمة وثابتة, من حيث المقدار والموقع , بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي وكثافات المواد المكونة له , والجدول (3.1) يوضح الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

جدول (3.1) الأحمال الميتة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة النوعية (KN/m3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الرمل	17
4	القضارة	22

10	الطوب	5
25	الخرسانة المسلحة	6
2.3 KN/ m2	أحمال القواطع	7

3.4.2 الأحمال الحية

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة
2. الأحمال الديناميكية , كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة
3. الأحمال الساكنة , والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة والمعدات.

يوضح الجدول رقم (3.2) قيمة الأحمال الحية اعتماداً على جودة استخدام المبنى بالرجوع للكود الاردني

الجدول (3.2) يوضح الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الكثافة المستخدمة (KN\m ³)
1	الحمامات	2
2	غرف النوم	2
3	الأدراج	3
4	المطبخ	3
5	موقف السيارات	5
6	القاعات والمداخل	5
7	المكاتب	2.5
8	أماكن حفظ الملفات	5
9	الممرات	4

3.4.3 الأحمال البيئية

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية, وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى وهي كما يلي :

3.4.3.1 أحمال الزلازل

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

3.4.3.2 أحمال الثلوج

يجب أن يكون المبنى مصمماً بحيث يقاوم أحمال الثلج وأن يراعي التصميم و ذلك يعتمد على ارتفاع المبنى ومساحة هذا المبنى, يوضح الجدول (3.3) التالي العلاقة بين ارتفاع المبنى وحمل الثلج

الجدول (3.3) أحمال الثلوج

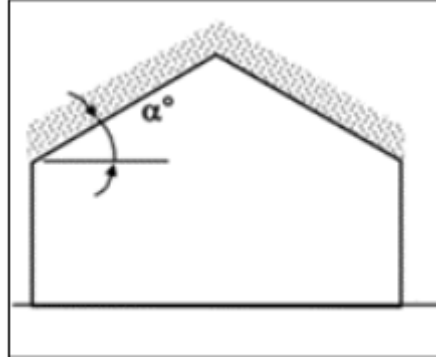
أحمال الثلوج (KN/m ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر
0	$h < 250$
$(h-250)/800$	$500 > h > 250$
$(h-400)/320$	$1500 > h > 500$
$(h-812.5)/250$	$(h-400)/320$

وفقًا للجدول السابق (3.3) ، يتم حساب حمل الثلج على النحو التالي:

ترتفع ارض المشروع 970 م عن سطح البحر لذلك نستخدم:

$$(h-400) / 320 = (970-400) / 320 = 1.78\text{KN/m}^2$$

- معامل ميلان السطح في المبنى يساوي صفر

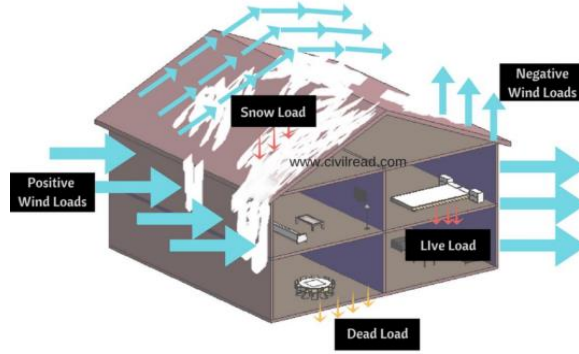


الشكل 3.1 ميلان السطح

3.4.3.3 أحمال الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد , وتقاس بالكيلو نيوتن لكل

متر مربع (KN/m²) وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض, والموقع من حيث الاحاطة بالمباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة .



الشكل (3.2) تأثير الأحمال على المبنى

3.5 الاختبارات العملية

يسبق التصميم الإنشائي لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Capacity Bearing) اللازمة لتصميم أساسات المبنى .

3.6 العناصر الإنشائية

تتكون المباني من مجموعة من العناصر الإنشائية المختلفة التي تعمل مع بعضها البعض بشكل متكامل من أجل تحمل الأحمال , والحفاظ على ثبات ومتانة المبنى , وتشمل العقدات والجسور والأعمدة والأدراج والجدران الحاملة والأساسات

3.6.1 العقدات

هي عبارة عن العناصر الانشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الانشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة. توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة :

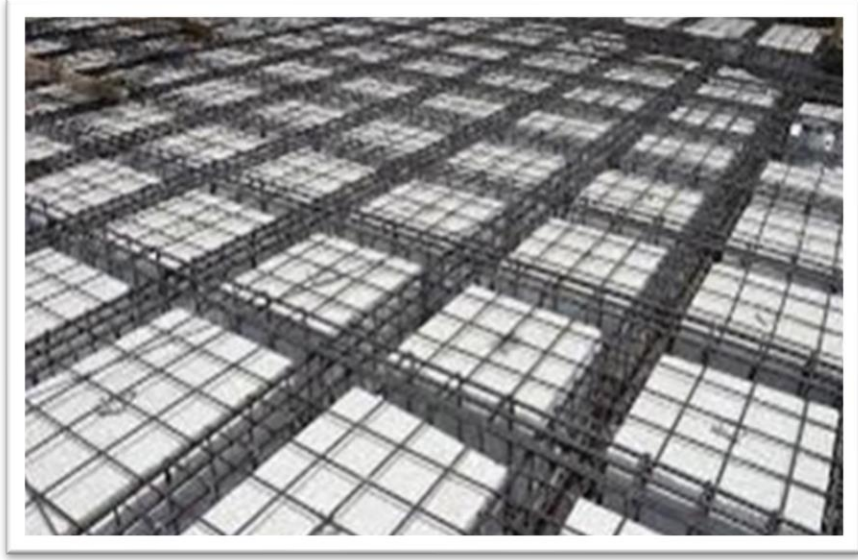
1. العقدات المفرغة (Ribbed slabs) وتقسم الى:

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد : تتكون من الجزأين الانشائيين الرئيسيين وهما البلاطة العلوية الجزء الأول، والأعصاب الجزء الثاني والتي تعتبر العنصر الحامل للعقدة وتقوم بنقل وتفريغ الحمل على الجسور وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما في الشكل (3.2)



الشكل (3.3) عقدة العصب باتجاه واحد

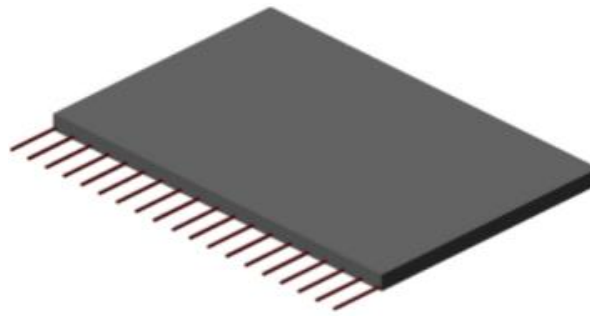
- عقدة العصب ذات الاتجاهين : وتكون فيها الأعصاب عموديه على بعضها البعض بالاتجاهين وهي تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3.3)



الشكل (3.4) عقدة عصب باتجاهين

2. العقدات المصمتة :

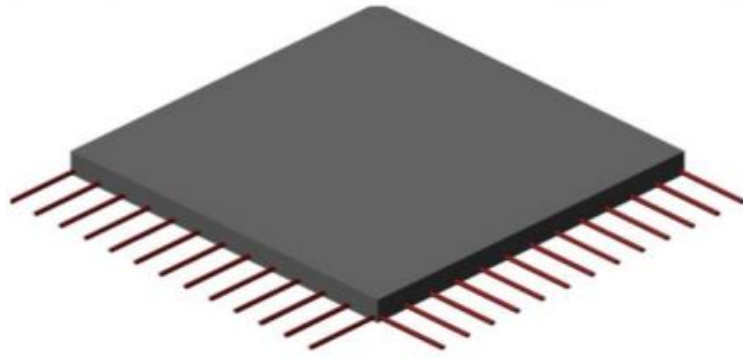
➤ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد : تستخدم في المناطق التي تتعرض للأحمال الحية بشكل كبير



الشكل (3.5) عقدات مصمته ذات الاتجاه الواحد

➤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين



الشكل (3.6) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

3.6.2 الجسور

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة , وهي نوعين:

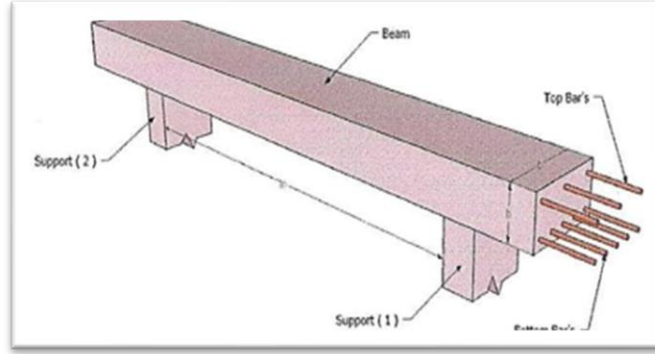
1. الجسور المسحوره : تكون مخفية داخل العقدات بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة كما في الشكل

(3.4)

2. الجسور المدلاة : وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد

الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور – L

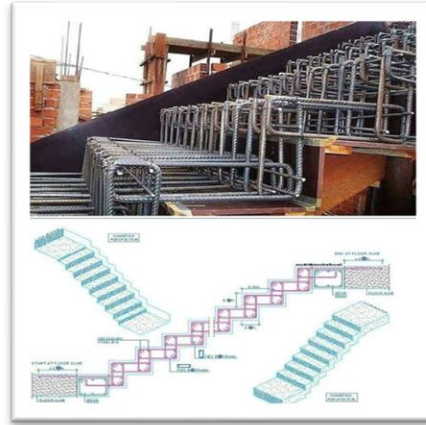
. T-section , section



الشكل (3.7) جسر مسحور

3.6.3 الأدرج

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى , كما هو موضح بالشكل (3.5)



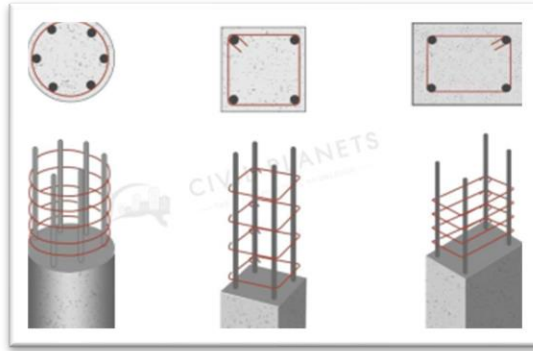
الشكل (3.8) الدرج

3.6.4 الأعمدة

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة الى الجسور , ومن الجسور الى الأعمدة ثم الى أساسات المبنى , لذلك هي عنصر وسطي وأساسي , لذلك يجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها , و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل .والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الانشائي :

1. الأعمدة القصيرة (short column)

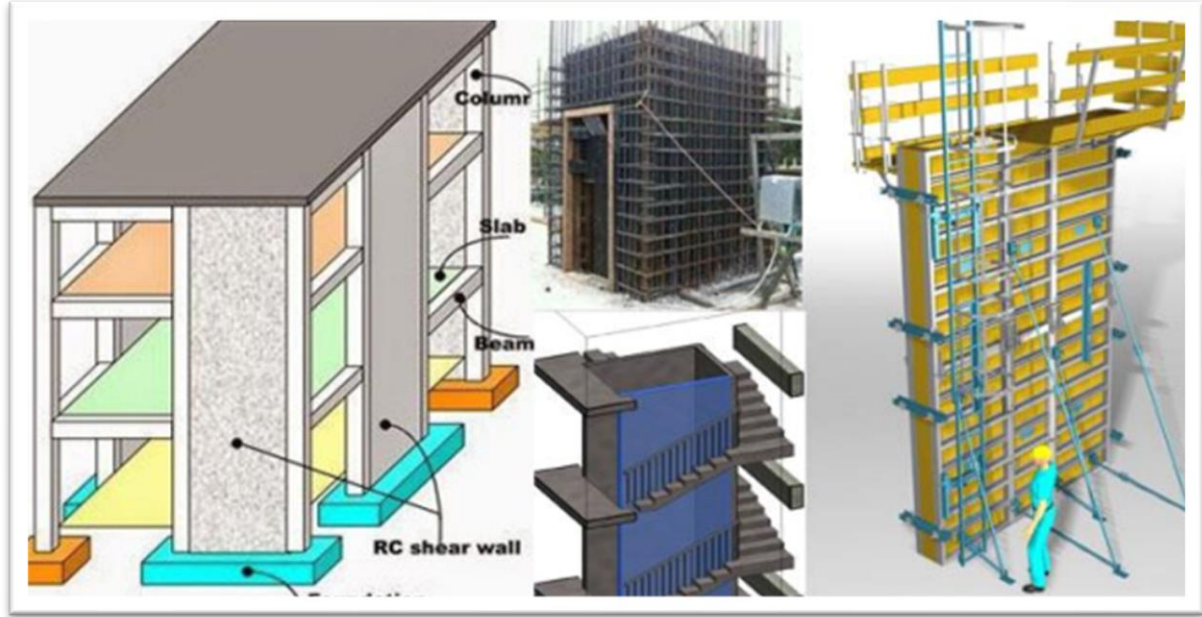
2. الأعمدة الطويلة (long column)



الشكل (3.9) أشكال الأعمدة

3.6.5 جدران القص

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

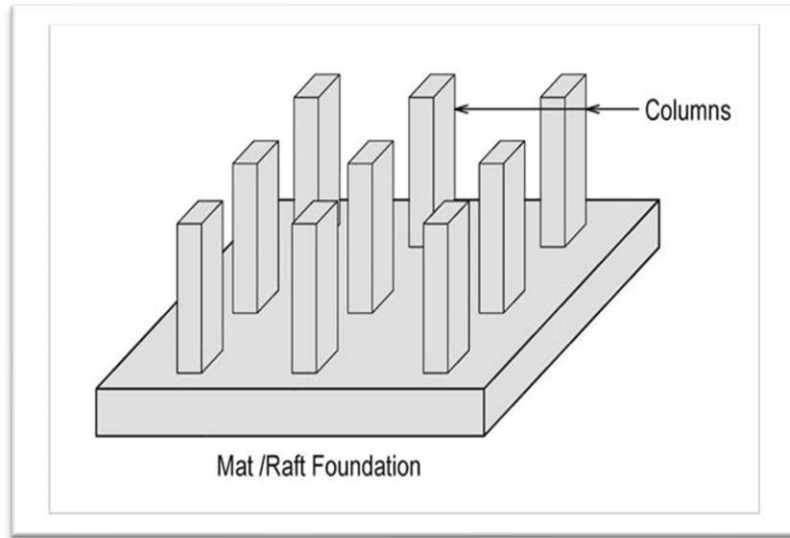


الشكل (3.10) جدران القص

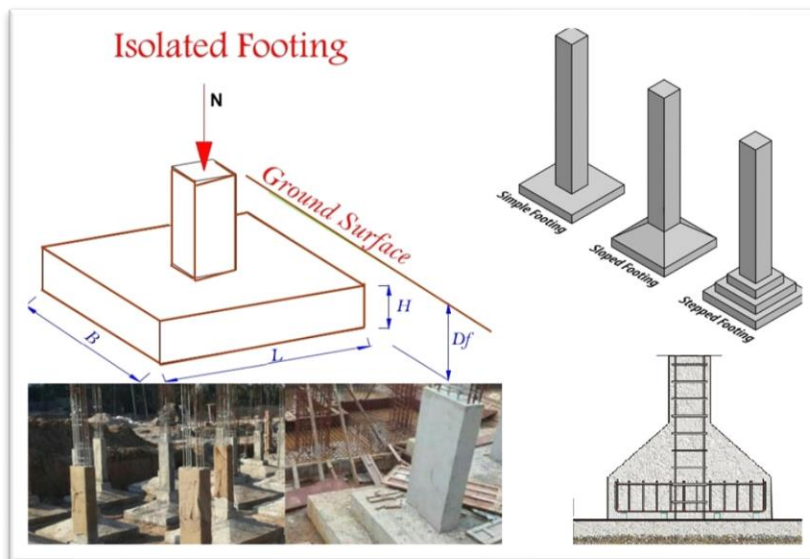
2.6.6 الأساسات

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , الا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الانشائية في المبنى , حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة وجدران القص الى التربة على شكل قوة ضغط , وتقسّم الى عدة أنواع :

1. الأساسات المنفصلة (**isolated footing**) : وتستخدم أساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وتكون اما مربعة الشكل او مستطيله
 2. الأساسات المزدوجة (**combined footing**) : أساس لعمودين أو أكثر لأسباب عدة مثل تداخل الأساسات لعمودين قريبين من بعض.
 3. الأساسات المستمرة (**strip footing**) تستخدم كأساسات لجميع الجدران والحائط بكافة أنواعها
 4. أساسات الفرشة (**mat footing**) تستخدم كأساس للمبنى بأكمله أو لجزء منه وتنتقل اليه الأحمال من الأعمدة ومن ثم يقوم بنقلها الى التربة
- وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها



الشكل (3.11) أساس الفرشة



الشكل (3.12) الأساس المنفصل

3.8 برامج الحاسوب المستخدمة

1. AutoCAD (2016) for Drawings Structural and Architectural

2. Microsoft Office (2010) For Text

3. Microsoft Office Excel (2010)

4. Atir 18

5. Safe 2016

6. Etabs 2018

Chapter 4

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored loads.

4-3 Determination of slab thickness

4-4 Design of Topping.

4-5 Determination loads of ribs.

4-6 Design of Rib (05).

4-7 Design of Beam (06).

4-8 Design of column (C14)

4-9 Design of Shear Wall.

4-10 Design of Basement Wall

4-11 Design of Isolated Footing (F2).

4-12 Design of Stairs.

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 varied shape. Concrete used in most construction work is reinforced concrete that is a logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh or roughened or twisted bars. So a bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components. Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect the latest knowledge. In This Project, there is a one-way ribbed slab. It would be analyzed and designed by using the finite element method of design, with aid of a Software Program called “ATTIR” to find the internal forces, deflections, and moments for ribbed slabs. The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, and shear is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

Note:

- ✓ Concrete B300, ($f_c' = 24$ MPa for rectangular section).
- ✓ The specified yield strength of the reinforcement, ($f_y = 420$ MPa).

4.2. Factored loads.

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

$$Q_u = 1.2DL + 1.6L \text{ - (ACI - 318 - 14(9.2.1))}$$

DL: Dead load.

LL: Live load.

4.3. Determination of slab thickness:

- Check of Minimum Thickness of Structural Member

Table 4-1 :- Minimum Thickness of Non-prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. (ACI 318M).

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

Members	Minimum thickness(h)			
	Simply Supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one-way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

For Rib :-

H min for (one end continuous) = $L/18.5 = 4860/18.5 = 262.7\text{mm.}$ (control) .

H min for (both end continuous) = $L/21 = 4660/21 = 221.9\text{mm.}$

For beam:

H min for (one end continuous) = $L/18.5 = 4240/18.5 = 229.18\text{ mm.}$

H min for (both end continuous) = $L/21 = 3710/21 = 176.66\text{ mm.}$

Take h min = 28 cm. (20cm block+8 topping).

4.4.Design of Topping. Statically System for Topping:

➤ Statically System for Topping:

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

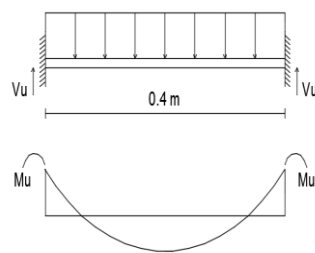


figure 4.1 moment diagram for topping

Table 4.2: Dead Load calculations for topping

Dead Load from	$\gamma \cdot \delta \cdot 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \cdot 23 \cdot 1$	0.69
Mortar	$0.02 \cdot 22 \cdot 1$	0.44
Coarse Sand	$0.07 \cdot 17 \cdot 1$	1.19
Topping	$0.08 \cdot 25 \cdot 1$	2.0
Interior Partitions	$2.3 \cdot 1$	2.3

$$\Sigma = 6.62$$

Live Load :-

$$LL = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$LL = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/m.}$$

Factored Load :

$$WU = 1.2 \times 6.62 + 1.6 \times 2.5 = 11.944 \text{ KN/m.}$$

➤ Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f_c} S_m \quad (\text{ACI 22.5.1, equation 22-2}).$$

$$S_m = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 80^2}{6} = 1066666.667 \text{ mm}^3 \quad \text{where } S_m: ((\text{for rectangular section of the slab}))$$

$$\phi M_n = 0.55 \cdot 0.42 \cdot 1 \cdot \sqrt{24} \cdot 1066666.667 \cdot 10^{-6} = 1.207 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = \frac{W_u \times L^2}{12} = \frac{11.944 \times 0.4^2}{12} = 0.15925 \text{ KN. m /m strip width.}$$

$$\phi M_n = 1.207 \text{ KN.m.} > M_u = 0.1464 \text{ KN.m.}$$

- ❖ No reinforcement required by analysis. According to ACI 10.5.4, provide (A_s , min) for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \rho * b * t = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2 \text{ m /strip.}$$

Try ϕ 8 with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

Step (s) is the smallest of:

- ✓ $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ control ACI 10.5.4
- ✓ 450mm.
- ✓ $380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm.}$
- ✓ But $S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm.}$

➤ Take $S = 200 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 240 \text{ mm}$

Take ϕ 8 @ 200 mm in both direction.

1.5.Determination loads of ribs.

- The effective flange width (b_e) According to ACI 8.12.2:

b_e is the smallest of:

- $b_e \leq L/4 = 2100/4 = 525 \text{ mm.}$ ($L =$ the smallest clear span)
- $b_e \leq b_w + 16hf = 120 + (16 * 80) = 1400 \text{ mm.}$
- $b_e \leq$ Center to center spacing between adjacent beams $= 400 + 120 = 520 \text{ mm...control}$

➤ Load Calculation: -

Table 4.3: Dead Load calculations for Rib

Dead Load from	$\gamma \cdot \delta \cdot 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \cdot 23 \cdot .52$.358
Mortar	$0.02 \cdot 22 \cdot .52$.2288
Coarse Sand	$0.07 \cdot 17 \cdot .52$.6188
Topping	$0.08 \cdot 25 \cdot .52$	1.04
Rc rib	$25 \cdot .20 \cdot .12$.6
Hollow Block	$10 \cdot .20 \cdot .4$.8
Plaster	$.03 \cdot 22 \cdot .52$..343
Interior Partitions	$2.3 \cdot .52$	1.196
		$\Sigma DL = 5.1846$

Live load= 2.5 KN/m.

$LL = 2.5 \cdot .52 = 1.3$ KN/m

1.6. Design of rib (05):

Geometry Units: meter, cm

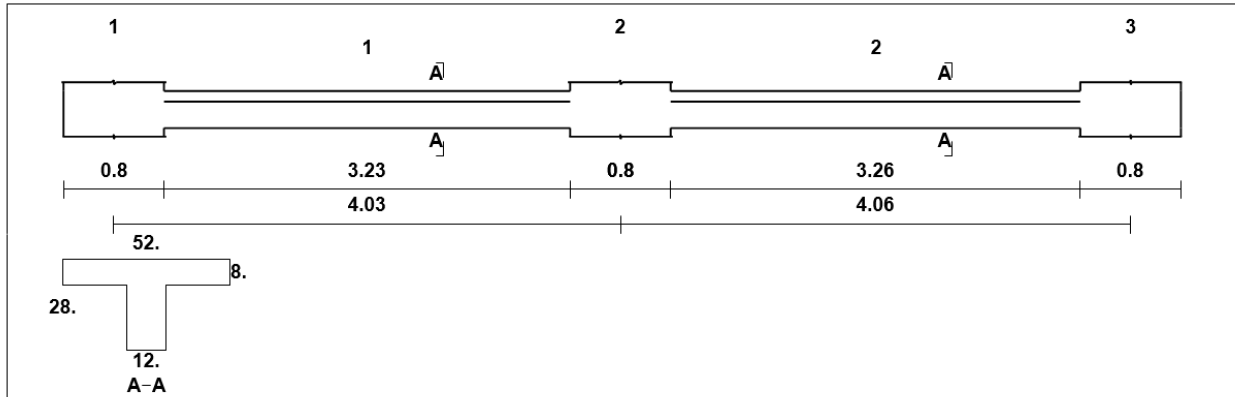
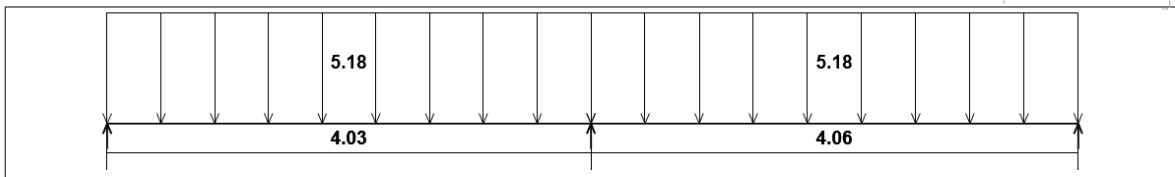


Figure 4.2: Rib (05) Geometry.

Loading

Load group no. 1
Dead load - Service



Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00

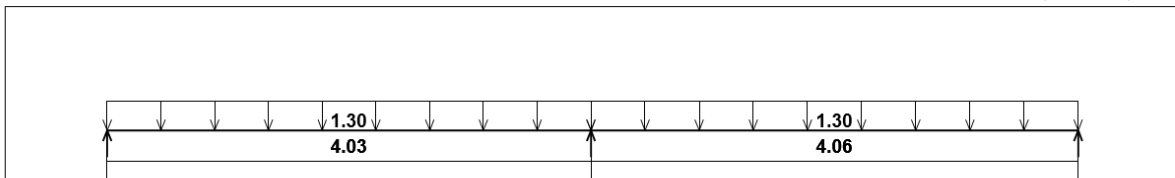


Figure 4.3: Loading on Rib (05).

Moments: spans 1 to 2

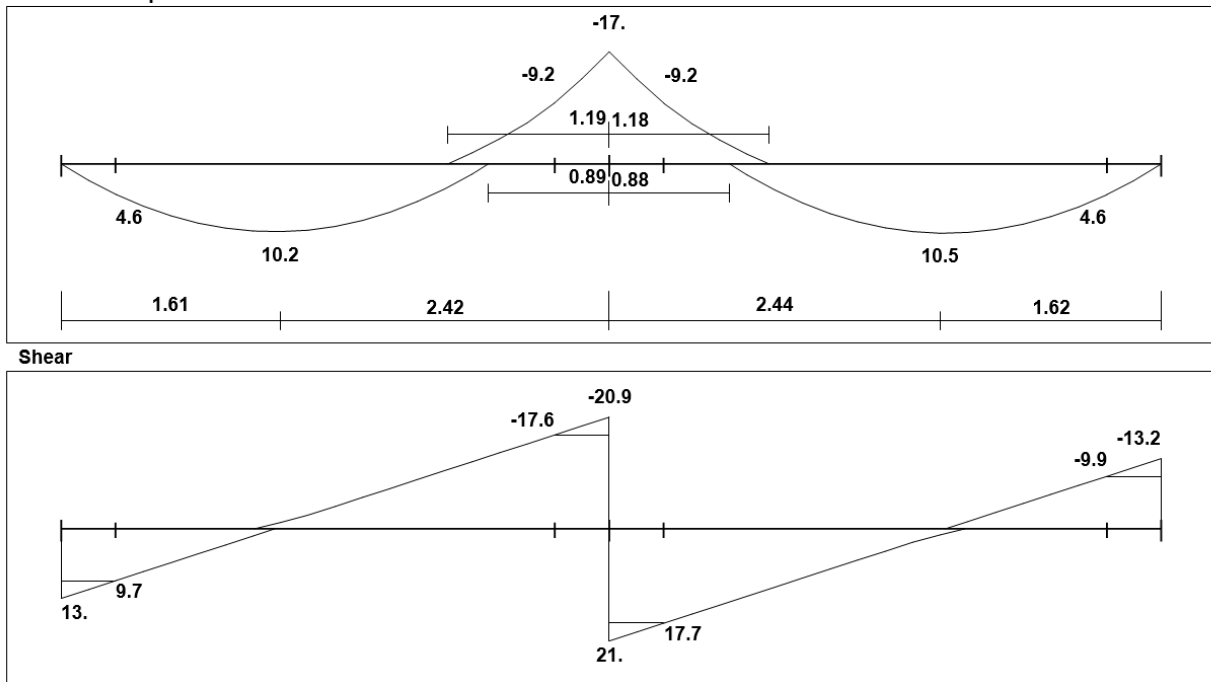


Figure 4.4: Moment and Shear Envelope of Rib (05).

1. Design of rib (05) for a max positive moment. ($M_u = +10.5 \text{ KN.m}$)

⇒ Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

$$d = (h - \text{cover} - d_s - d_b/2) = (280 - 20 - 10 - 12/2) = 244 \text{ mm.}$$

⇒ Check if ($a > h_f$) to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$M_{nf} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - \frac{h_f}{2}) = 0.85 \cdot 24 \cdot 520 \cdot 80 \left(244 - \frac{80}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 173.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{10.5}{0.9} = 11.67 \text{ KN.m}$$

So ($h_f > a$), the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$\Rightarrow R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{10.5 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 244^2} = 0.38 \text{ Mpa}$$

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

$$\Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.38}{420}} \right) = 0.001$$

$$\Rightarrow A_{(s,req)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.001 \times 520 \times 244 = 126.88 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) = \frac{1.4}{420} (120)(244) = 97.6 \text{ mm}^2 \quad \text{-controls}$$

$$A_{(s,req)} = 126.88 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 97.6 \text{ mm}^2 \quad \text{-Ok}$$

$$\Rightarrow \text{Use } 2\phi 12 \text{ with } A_{(s,pro)} = 226 \text{ mm}^2 > A_{(s,req)} = 126.88 \text{ mm}^2.$$

\Rightarrow Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.95 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{244 - 10.53}{10.53} \right) = 0.067 > 0.005 \quad \text{- Ok}$$

2. Design of rib (05) for a max negative moment at the face of support

($M_u = -9.2 \text{ KN.m}$)

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

$$d = (h - \text{cover} - d_s - d_b/2) = (280 - 20 - 10 - 12/2) = 244 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9.2 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 244^2} = 0.33 \text{ Mpa}$$

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

$$\Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.33}{420}} \right) = 0.0008$$

$$\Rightarrow A_{(s,req)} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0008 \times 520 \times 244 = 101.5 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} (120)(244) = 97.6 \text{ mm}^2 \quad \text{-controls}$$

$$A_{(s,req)} = 101.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 97.6 \text{ mm}^2 \quad \text{-Ok}$$

$$\Rightarrow \text{Use } 2\phi 12 \text{ with } A_{(s,pro)} = 226 \text{ mm}^2 > A_{(s,req)} = 101.5 \text{ mm}^2.$$

\Rightarrow Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.95 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{244 - 10.53}{10.53} \right) = 0.067 > 0.005 \quad \text{- Ok}$$

3. Design of rib (05) for shear.

The maximum shear force at the distance d from the face of support $V_u = 17.7 \text{ KN}$.

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

$$\Rightarrow V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 120 \times 244 \times 10^{-3} = 26.30 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 0.75 \times 26.30 = 19.72 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 0.5 \phi V_c = 9.86 \text{ KN} < V_u = 17.9 \text{ KN} \quad \text{-case II}$$

Minimum shear reinforcement is $\phi 10 @ 10$.

1.7.Design of Beam (06):

B=90cm

H=28cm

Dead & Live Load Calculations for Beam (B06):-

Table 4.4: Load calculations for Beam

Rib(R05)	
quD(kN/m)	31.43/0.52=60.44
quL (kN/m)	10.52/0.52= 20.23

By using BEAMD program, we get the envelope moment and shear diagram as the follows:

Geometry Units: meter, cm

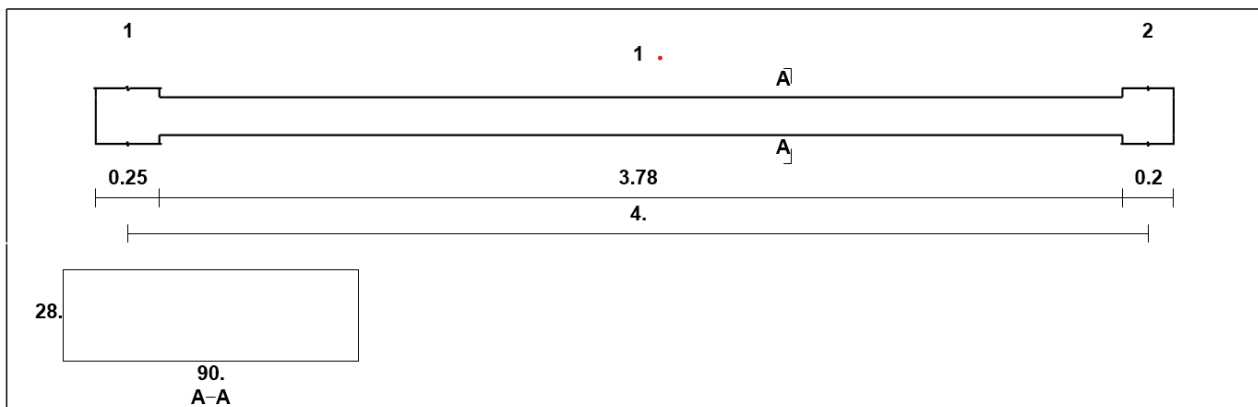


Figure 4.5: Beam (06) Geometry

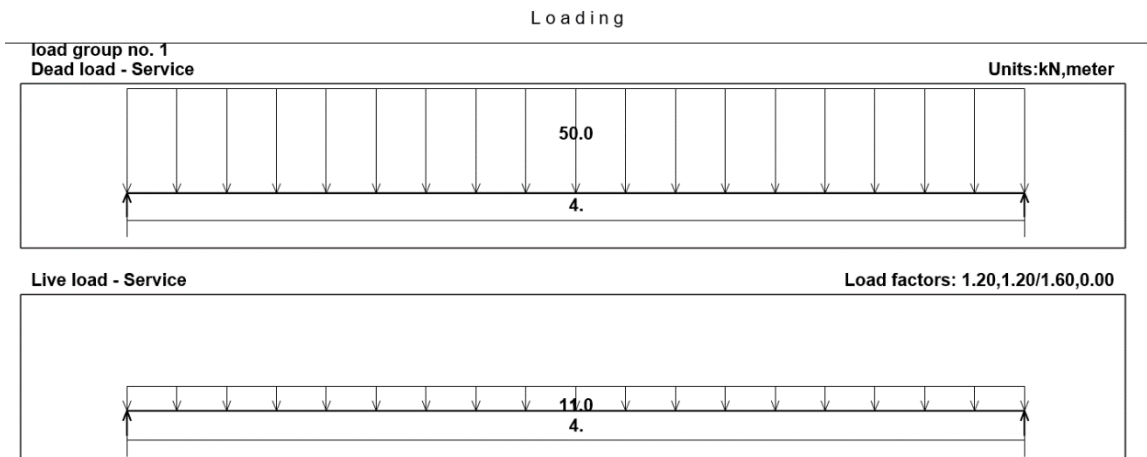


Figure 4.6: Beam (06) Load

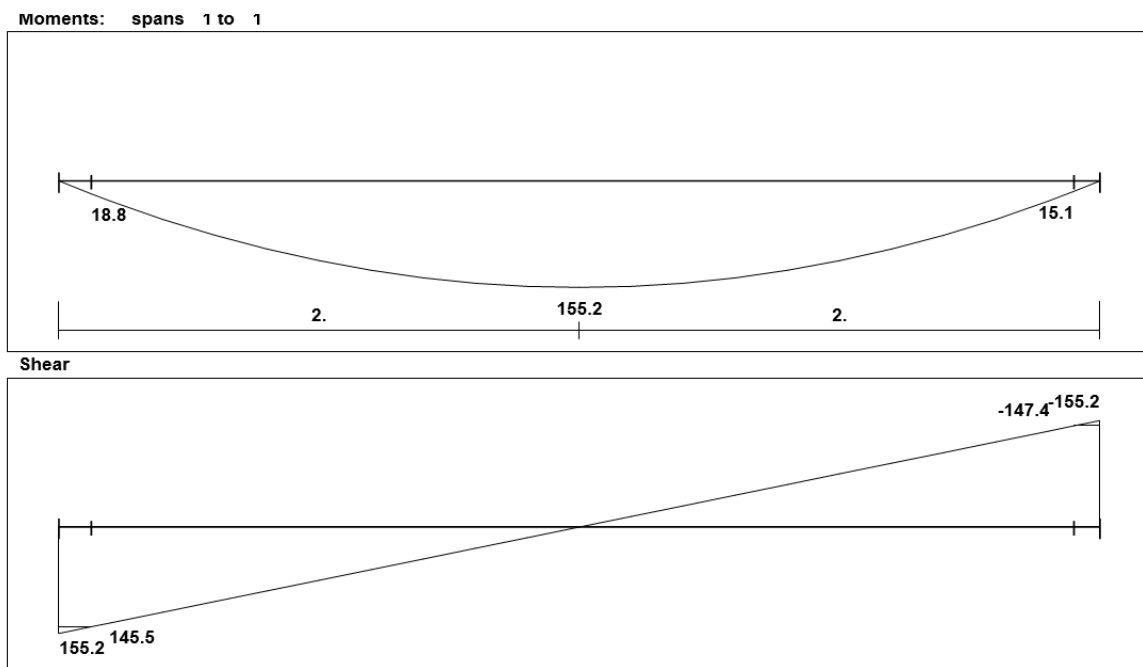


Figure 4.7: Moment and Shear Envelope of Beam (06).

4.7.1. Design of beam (B06) for Flexure

Design of beam (B06) for a maximum positive moment. ($M_u = +155.2 \text{ KN.m}$)

⇒ Assume bar diameter $\emptyset 18$ for main positive reinforcement.

$$d = (h - \text{cover} - d_s - d_b/2) = (280 - 40 - 10 - 18/2) = 221 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{155.2 \times 10^6}{0.9 \times 900 \times 221^2} = 3.92 \text{ Mpa}$$

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

$$\Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.92}{420}} \right) = 0.0100$$

$$\Rightarrow A_{(s, \text{req})} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0100 \times 900 \times 221 = 1989 \text{ mm}^2$$

⇒ Check for $A_{s, \text{min}}$:

$$A_{s, \text{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (900)(221) = 580 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} (900)(221) = 663 \text{ mm}^2 \quad \text{-controls}$$

$$A_{(s, \text{req})} = 1989 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 663 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } 8\emptyset 18 \text{ with } A_{(s, \text{pro})} = 2036 \text{ mm}^2 > A_{(s, \text{req})} = 1989 \text{ mm}^2$$

⇒ Check spacing :

$$S = \frac{900 - 40 \times 2 - 20 - (8 \times 18)}{7} = 93.7 \text{ mm} > d_b = 18 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

⇒ Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2036 \times 420}{0.85 \times 900 \times 24} = 46.6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46.6}{0.85} = 54.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{221 - 54.8}{54.8} \right) = 0.009 > 0.005 \quad \text{OK}$$

4.7.2. The maximum shear force at the distance d from the face of support for beam (06).

($V_u, \max = 147.4$ KN)

$$\Rightarrow V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 900 * 221 * 10^{-3} = 162.4 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Phi V_c = 0.75 * 162.4 = 121.8 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u = 147.4 \text{ KN} > \Phi V_c = 121.8 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_s = \left(\frac{147.4}{0.75} - 162.4 \right) = 34.13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 900 * 221 * 10^{-3} = 324 \text{ KN}$$

$$v_s < v_{s'} = 34.14 \text{ KN} < 324 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Phi V_c < V_u < \Phi(V_c + V_s) \quad \text{-case 3}$$

Shear reinforcement is required.

\Rightarrow Use 2 leg $\Phi 10$:

$$A_v = 157.07 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157.07 * 420 * 221}{34.13 * 1000} = 427 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{221}{2} = 110.5 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$\text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg $\Phi 10 @ 10$ mm.

4.8.Design of column (C14):

1. Calculation of Loads act on Column (C14):

Loads acting on column (C14) are as follows:

- Dead Load = (Service Dead reaction from B19) + (Service Dead reaction from B34 x5) + (Service Dead reaction from B59) + (Self weight of the column x 8)
= 268+ (193 x 5)+ 193 +(0.6 x 0.35 x 3 x 25 x 8) =1552 KN
- Live Load = (Service Dead reaction from B19) + (Service Dead reaction from B34 x5) + (Service Dead reaction from B59)
= 102 +(51.5 x 5) +51.5 =411 KN

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x1552 = 2172.8 kN.

OR: Pu = 1.2 DL + 1.6 LL = (1.2 x1552) + (1.6 x411) = 2520 kN << Cont.

- **Pu=2520 KN**
- **fc '= 24 MPa**
- **fy = 420 MPa**

Assume $\rho = 0.02$

$$\rho_g = A_{st} / A_g \implies A_{st} = 0.02 * A_g$$

$$\phi P_n = P_u = \phi * 0.8 (.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

$$2520 * 10^3 = 0.65 * 0.8 (0.85 * 24 (A_g - 0.02 A_g) + 0.02 A_g * 420)$$

$$2520 * 10^3 = 0.52 (20.4 A_g - 0.408 A_g + 8.4 A_g)$$

$$\rightarrow A_g = 170687 \text{ mm}^2$$

\rightarrow Select column dimension (600*350) mm, with $A_g = 210000 \text{ mm}^2$

2. Check the Slenderness effect:

$$\frac{KLu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad \text{ACI - (10.12.2)}$$

- Lu: Actual unsupported (unbraced) length.
- K: effective length factor (K= 1 for braced frame).
- r: radius of gyration = 0.3 h

For column (C14):

- $Lu = 3\text{m}$
- $K = 1$, for braced frame
- $\frac{M1}{M2} = 1$, for braced frame with M_{\min}

$$\frac{KLu}{r} \leq 22 \leq 40$$

$$\frac{KLu}{rx} = \frac{1 \cdot 3}{0.3 \cdot 0.6} = 16.66 < 22 \quad (\text{Short column for bending about y-direction.})$$

$$\frac{KLu}{ry} = \frac{1 \cdot 3}{0.3 \cdot 0.35} = 28.57 < 22 \quad (\text{long column for bending about x-direction.})$$

3. Calculate the minimum eccentricity and the minimum moment

$$e_{\min} = 15\text{mm} + 0.03 \times h = 15\text{mm} + 0.03 \times 350 = 25.5\text{mm}$$

$$Pu = 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L = 1.2 \times 1552 + 1.6 \times 411 = 2520\text{kN}$$

$$M_{\min} = Pu \times e_{\min} = 2520 \times 0.0255 = 64.26 \text{ kN.m}$$

4. Compute (EI)

At this stage, the area of reinforcement is not known. Additional calculations are needed before it is possible to compute (EI), where:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{\text{dns}}}, \quad \text{but} \quad EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \quad \text{can be used}$$

$$E_c = 4750\sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{600 \times 350^3}{12} = 2.14 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta_{\text{dns}} = \frac{1.2 \times P_D \text{ (sustained)}}{Pu} = \frac{1.2 \times 1552}{2520} = 0.73$$

$$EI = \frac{0.4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} = \frac{0.4 \times 23270.15 \times 2.14 \times 10^9}{1 + 0.73} = 1.1514 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$= 11514 \text{ kN.m}^2$$

5. Determine the Euler Buckling Load (Pc)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 \times 11514}{(1.0 \times 3)^2} = 12626.5 \text{ kN}$$

6. Calculate the moment magnifier factor

$$\text{Moment Magnifier Factor } (\delta_{ns}) = \frac{C_m}{1 - (P_u/0.75P_c)} \dots \text{ equation (1)}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4 \times 1.0 = 1.0$$

From equation (1):

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - (2520/0.75 \times 11514)} = 1.38 > 1.4$$

→ Columns dimensions are enough

Select the column reinforcement

We will use the tied-column interaction diagrams with bars in four faces “Diagrams (A-9)”

Assume $\emptyset 25\text{mm}$ bar diameter;

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{350 - 2 \times (40 + 10 + 0.5 \times 25)}{350} = 0.65 \rightarrow 0.6 < 0.65 < 0.75$$

$$\frac{e}{h} = \frac{25.5}{350} = 0.086$$

$$\frac{\emptyset \times P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{2520}{0.35 \times 0.60} = 12.00 \text{ MN/m}^2$$

For $\gamma = 0.6$ using (Diagram A – 9a); $\rho_g = 0.023$

For $\gamma = 0.75$ using (Diagram A – 9b); $\rho_g = 0.023$

∴ For $\gamma = 0.65$; $\rho_g = 0.019 > \text{minimum } \rho_g = 0.01$

$< \text{maximum } \rho_g = 0.08$

Required Reinforcement for the column

$$A_{s_{req}} = \rho_g \times A_g = 0.019 \times 35 \times 60 = 39.9 \text{ cm}^2$$

∴ Select 20Ø16mm with $A_s = 40.2 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 39.9 \text{ cm}^2$

7. Check spacing between the bars :

$$S = \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 16}{3} = 62 \text{ mm}$$

$$S = \frac{600 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 8 \cdot 16}{7} = 53.14 \text{ mm}$$

$$S \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 24 \text{ mm}$$

$$\geq \frac{4}{3} \text{M.A.S}$$

8. Determination of Stirrups Spacing

According to ACI:

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b (\text{Longitudinal bar diameter}) = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm.}$$

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

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 35 \text{ cm}$$

→ Select Ø 10/20cm

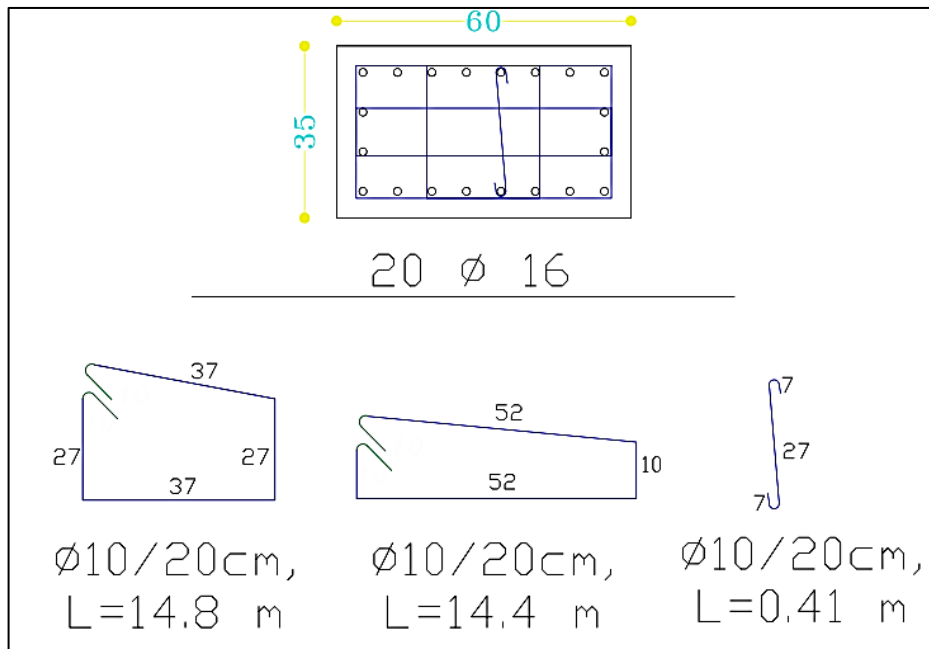


Figure 4.8: column (C14)

4.9.Design of Shear Wall.

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, SW1.

The following data that used in the design:

- Shear Wall thickness = $h = 20$ cm
- Shear Wall length $L_w = 3.10$ m
- Building height $H_w = 22.02$ m
- Critical section shear : $L_w < h_w \rightarrow d = 0.8 * L_w = 2.48$ m

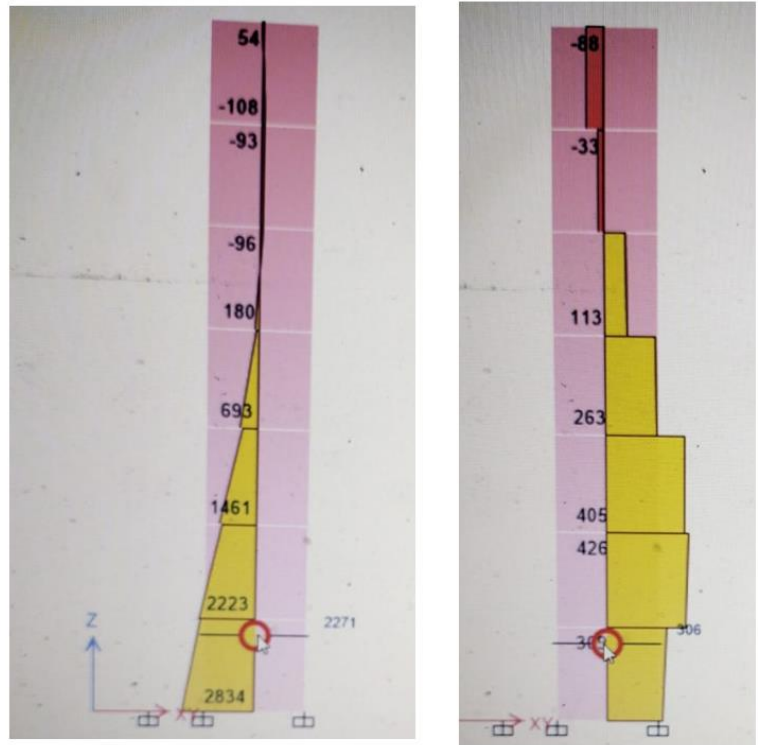
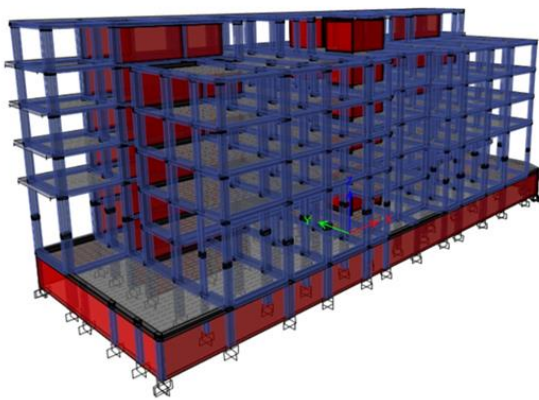


Figure 4.9: System with Shear & Moment diagrams of shear wall

➤ **Design of Horizontal Reinforcement**

Calculation of Shear Strength Provided by concrete V_c :

- Shear Strength of Concrete is the smallest of :

$$1- V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 310 \times 2480 = 628 \text{ KN}$$

$$2- V_c = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4L_w}$$

$$= \frac{\sqrt{24} \times 310 \times 2480}{4} + 0 = 941.5 \text{ kN}$$

$$3. V_c = \left(0.05 \times \sqrt{f_c'} + \frac{L_w \times (0.1 \times \sqrt{f_c'} + 0.2 \times \frac{N_u}{L_w \times h})}{\frac{M_u}{V_u} - L_w/2} \right) \times h \times d$$

$M_u = 2271 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} = \frac{2271}{426} - \frac{3.10}{2} = 3.8 > 0 \rightarrow \text{This equation is applicable.}$$

$$3. V_c = \left(0.05 \times \sqrt{24} + \frac{3.10 \times (0.1 \times \sqrt{24} + 0.2 \times \frac{702 \times 10^3}{3100 \times 200})}{5.8} \right) \times 200 \times 2480 = 339.9 \text{ kN} \dots \text{control}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times 339.9 = 254.9 \text{ kN} < V_u = 426 \text{ kN}$$

∴ Shear Reinforcement is needed

➤ **Determine required horizontal shear reinforcement**

$$V_u \leq \phi \times V_c + \phi \times V_s \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{426}{0.9} - 339.9 = 133.43 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{133.43}{420 \times 10^3 \times 2.48} = 0.00012 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 h} = \frac{0.00012}{0.2} = 0.0006 < 0.0025$$

$$\text{but } \left(\frac{A_{vh}}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 200 = 0.5 \dots \dots \text{Controlled.}$$

→ Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select Ø10 :

$$A_{vh} = 2 * 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = 0.5 \rightarrow S, req = \frac{158}{0.5} = 316 \text{ mm}$$

$$S_{max} = Lw/5 = 3100/5 = 620 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

∴ Select Ø10 @ 250 mm at each side

∴ Select Ø10@ 250mm two layers for horizontal reinforcement

➤ **Design of Vertical Reinforcement**

$$\rightarrow A_{vv} = [0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{hw}{lw}) (\frac{A_{vh}}{S_{hor} * h} - 0.0025)] * h * S, ver$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{22.02}{3.10} = 7.16 > 2.50$$

$$\rightarrow \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = [0.0025 + 0.5 (0) (\frac{2 * 79}{250 * 200} - 0.0025)] * 200$$

$$\therefore \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = 0.5$$

$$S_{max} = Lw/3 = 3100/3 = 1033 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

Select Ø12 :

$$A_{vv} = 2 * 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.5 \rightarrow S, req = \frac{226}{0.5} = 452 \text{ mm}$$

∴ Select Ø12@150mm two layers for uniform vertical reinforcement

➤ Design of Bending Moment

Moment diagram were obtained from ETABS

→ Max $M_u = 2834 \text{ kN.m}$

→ Part of Moment that resisted through A_{sv} :

$$M_{uv} = 0.9 \left[0.5 * A_{sv} * f_y * L_w \left(1 - \frac{Z}{2 L_w} \right) \right]$$

Where:

$$- A_{sv} = 2 * 113 * \frac{3100}{200} = 3503 \text{ mm}^2$$

$$- \frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta_1 * f_c' * L_w * h}{A_{sv} * f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 3100 * 200}{3503 * 420}} = 0.11$$

$$\therefore M_{uv} = 0.9 \left[0.5 * 3503 * 420 * 3100 \left(1 - \frac{0.11}{2} \right) \right] = 1939.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{uv} = 2558.9 \text{ kN.m} > M_u = 983.65 \text{ kN.m}$$

So, Boundary Element is not required

4.10. Design of Basement Wall:

➤ System and Loads

The wall spans vertically and it is considered to be pinned at both ends as shown in figure 4.9 which also illustrates loads that act on the wall.

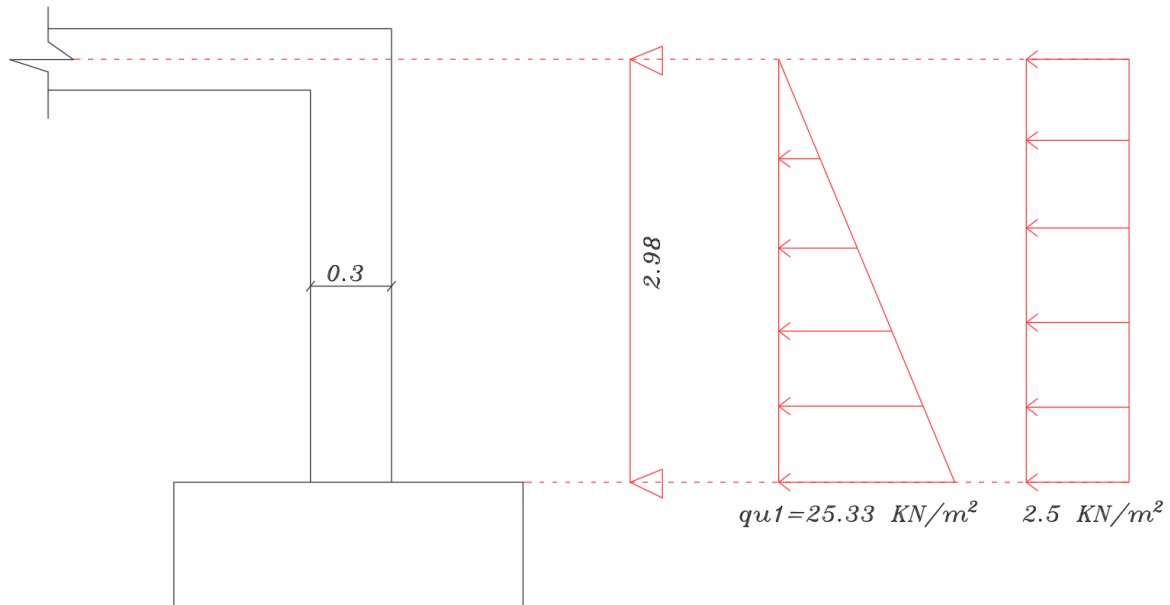


Figure 4.10: Basement Wall system and loads

The different lateral pressures on a 1m length of the wall are calculated as follows:

$$k_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$\text{Due to soil pressure at rest: } qu1 = k_o \cdot \gamma \cdot h = 0.5 \cdot 17 \cdot 2.98 = 25.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Due to surcharge: } qu2 = 5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

The following figure (4.11) is shear and moment diagrams that were obtained from Atir Software.

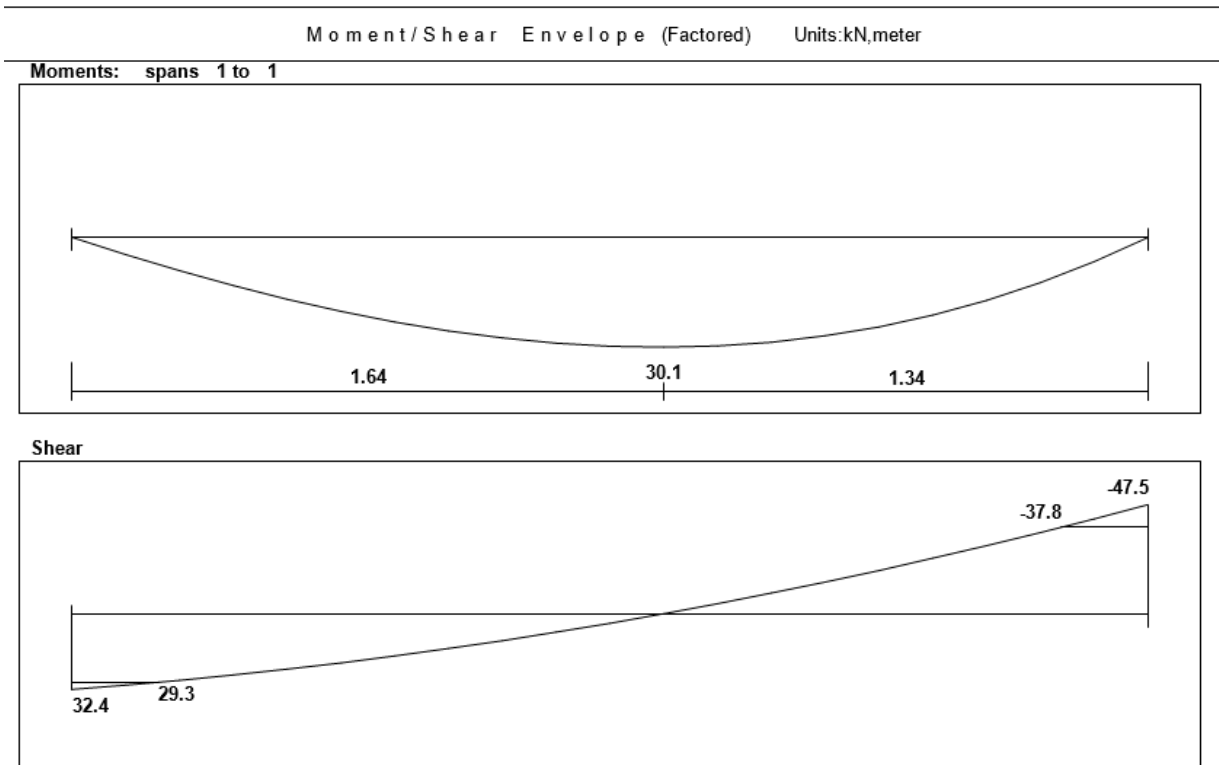


Figure 4.11: Shear and moment diagram

➤ **Design of Shear Force:**

Max value shear force is obtained from figure (4.10), $V_u = 37.8$ kN

$$d = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 260 = 159 \text{ kN} > V_u$$

∴ $h = 30$ cm is correct.

➤ **Design of Wall Reinforcement**

➤ **Design of Vertical Reinforcement at Tension Side:**

Max value Moment is obtained from figure (4.10) , $M_u = 30.1$ kN.m

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

$$M_n = 30.1/0.9 = 33.44 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{33.44 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.49 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.0012$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.0012 * 1000 * 260 = 312 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow A_s (\text{min}) = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{sreq}$$

\therefore **Select Ø12/20cm with $A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ min}$**

➤ **Design of Vertical Reinforcement Compression Side:**

$$\rightarrow A_s = A_s (\text{min}) = 360 \text{ mm}^2$$

\therefore **Select Ø10/20cm with $A_s = 632 \text{ mm}^2/\text{m}$**

➤ **Design of Horizontal Reinforcement:**

$$\rightarrow A_s = A_s (\text{min}) = 0.001 * 1000 * 300 = 300 \text{ mm}^2 / \text{m} \text{ for one layer}$$

\therefore **Select Ø10/25cm with $A_s = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$**

4.11. Design of Isolated Footing (F2):

Loads that act on footing F2 are:

→ $P_u = 2520 \text{ kN}$

The following parameters are used in design:

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$
- clear cover = 5cm

9.

Determination of footing dimension (a)

Footing dimension can be determined by designing the soil against bearing pressure.

→ Assume $h = 65 \text{ cm}$

→ $\sigma_{b(\text{allow})_{\text{net}}} = 400 - 25 \cdot 0.65 = 383.75 \text{ kN/m}^2$

→ $\sigma_{\text{bu}(\text{allow} \cdot \text{net})} = 1.4 \cdot 383.75 = 537.25 \text{ kN/m}^2$

→ $\sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A_{\text{req}}} \leq \sigma_{\text{bu}(\text{allow} \cdot \text{net})}$

∴ $\frac{2520}{a^2} = 537.25 \rightarrow a = 2.16 \text{ m} \rightarrow \text{Select } a = 2.5 \text{ m}$

→ Bearing Pressure $\sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A} = \frac{2520}{2.5 \cdot 2.5} = 403.2 \text{ kN/m}^2 \leq 537.25 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ (SAFE)}$

10. Determination of footing depth (h)

To determine the depth of footing both one and two-way shear must be designed.

→ $d = h - \text{cover} - \phi = 650 - 50 - 14 = 586 \text{ mm}$

→ V_u at a distance d from the face of the column :

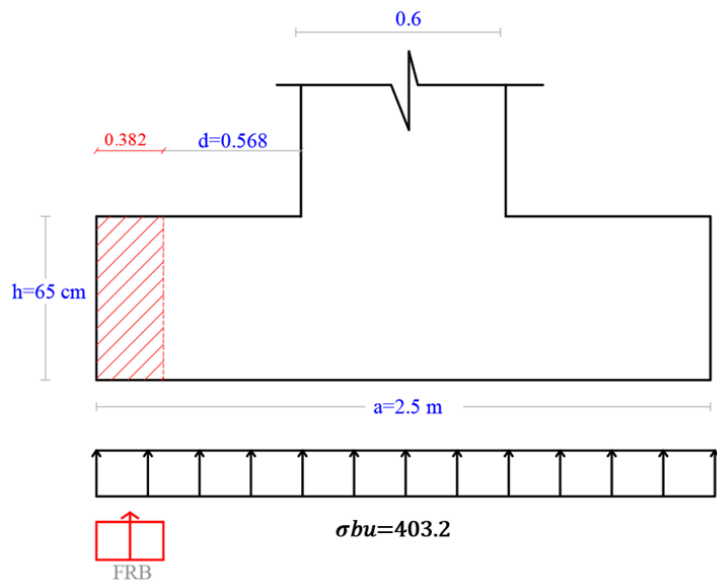


Figure 4.12: Critical Section of Shear Force

$$V_u = FRB = \sigma_b u \times 0.382 \times b$$

$$= 403.2 \times 0.382 \times 2.5 = 385.1 \text{ kN}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_{c'}} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2500 * 586 * 10^{-3} = 897.13 \text{ KN} > V_u$$

∴ **h = 65 cm is correct**

➤ Design of Punching (two way shear)

$$\rightarrow d = 586 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_o = 2 \times 1168 + 2 \times 918 = 4.17 \text{ m}$$

$$\rightarrow B_c = 1$$

$$\rightarrow \alpha_s = 40 \text{ (interior column)}$$

$$q_u = P_u/A = 2520/(2.5 \times 2.5) = 403.2 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = 403.2(2.5 \times 2.5 - (0.918 + 1.168))$$

$$= 1679 \text{ KN}$$

Ø × Vc is the smallest of:

$$\begin{aligned} 1. V_c &= \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4170 \times 586 = \\ &5985.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. V_c &= \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{40 \times 586}{4170} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4170 \times 586 = \\ &7602.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. V_c &= 4 \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4170 \times 586 = \\ &= 3990.4 \text{ KN} \dots \text{cont.} \end{aligned}$$

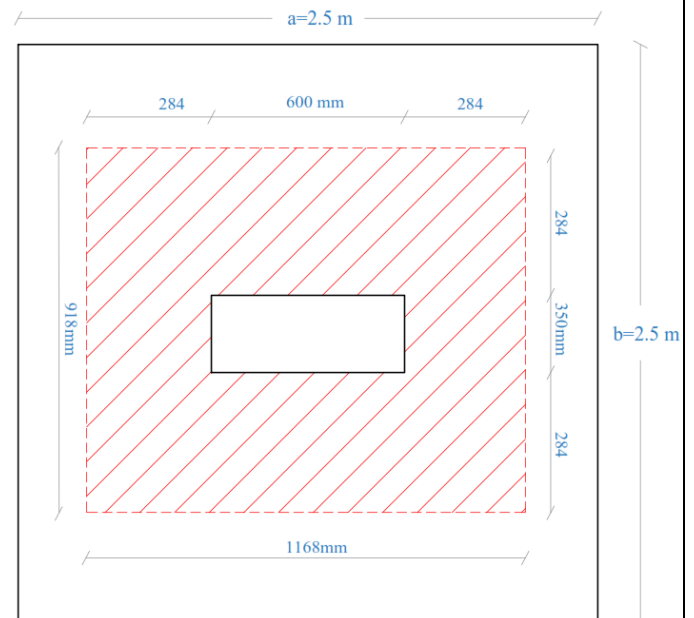


Figure 4.13: Punching Shear Critical Section

$$\rightarrow \phi \times V_c = 0.75 \times 3990.4 = 2992.8 \text{ KN} > V_u = 1679 \text{ KN}$$

$\therefore h = 65 \text{ cm}$ is correct

➤ **Design for Reinforcement:**

$$M_u = 403.2 * 0.95 * 2.5 * (0.95/2) = 454.86 \text{ kN.m}$$

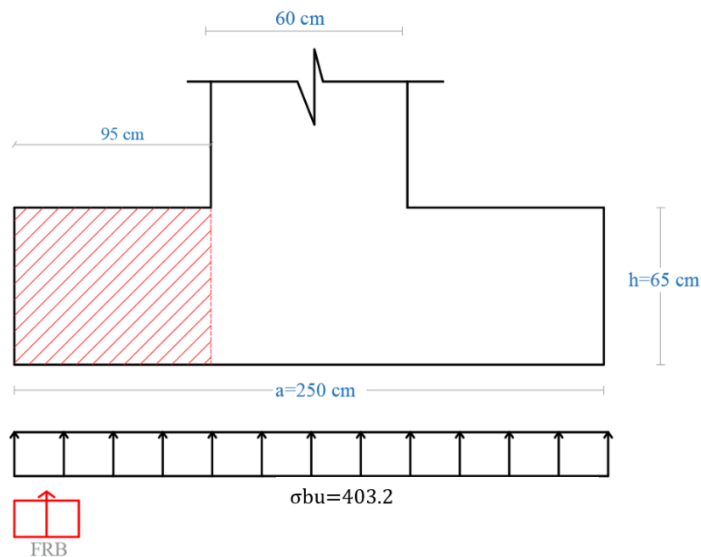


Figure 4.14: *Critical Section of Bending Moment*

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$M_n = 454.86 / 0.9 = 505.4 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n / \phi}{b * d^2} = \frac{505.4 * 10^6}{2500 * 586^2} = 0.59 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.59 * 20.6}{420}} \right) = 0.0014$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.0014 * 2500 * 586 = 2051 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2500 * 650 = 2925 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{min}) > A_{sreq}$$

\therefore Select for both directions: 25 $\phi 14$ with $A_s = 3848 \text{ mm}^2 > A_{sreq} \dots$ (ok)

➤ **Design the Connection between Column & Footing**

▪ **Design of bearing pressure at section of column:**

$$\begin{aligned}\phi \times Pnb &= 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A1 \geq P_u \\ &= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 350 \times 600 = 2784.6 \text{ kN} > P_u = 2520 \text{ kN}\end{aligned}$$

∴ Dowels are not needed, so:

$$\begin{aligned}\text{The minimum area of dowels } (A_{s,\min}) &= 0.005A_g \\ &= 0.005 \times 350 \times 600 = 1050 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

→ Select 25Ø14, which is just like the reinforcement of the column.

▪ **Check Compression lap splice between steel of column and dowels (Lsc) :**

$$L_{sc \text{ req}} = 0.071 \times f_y \times db = 0.071 \times 420 \times 14 = 417.48 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

→ Select $L_{sc} = 40 \text{ cm} > L_{sc \text{ req}} = 41.7 \text{ cm}$

▪ **Design of compression development length (Ldc) :**

$$- L_{dc} = 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db = 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 14 = 288 \text{ mm} \dots \text{cont.}$$

$$- L_{dc} = 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 14 = 252.84 \text{ mm}$$

$$\therefore L_{dc,\text{req}} = 288 \text{ mm}$$

$$- \text{Available } L_{dc} = 650 - 50 - 14 - 14 = 572 \text{ mm} > L_{dc,\text{req}} = 288 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

▪ **Check tension development length using simplified method (Ldt) :**

Since we have a footing, it must satisfy two conditions to be considered under category A , otherwise, it will be considered as category B :

$$1- \text{Clear lateral spacing} = \frac{2500 - (2 \times 50) - (25 \times 14)}{24} = 85.42 \text{ mm} > 2db = 28 \text{ mm}$$

$$2- \text{Clear cover} = 50 \text{ mm} > db = 14 \text{ mm}$$

Category A:

Design of tension development length (Ldt):

- $Ldt, req = \frac{12}{20} \times \frac{fy}{fc'} \times \frac{\phi t \times \phi e}{\lambda} \times db = \frac{12}{20} \times \frac{420}{24} \times \frac{1 \times 1}{1} \times 14 = 147 \text{ mm}$
- $Ldt, x \text{ available} = \frac{2500-350}{2} - 50 = 1025 \text{ mm} > Ldt, req$
- $Ldt, x \text{ available} = \frac{2500-600}{2} - 50 = 900 \text{ mm} > Ldt, req$

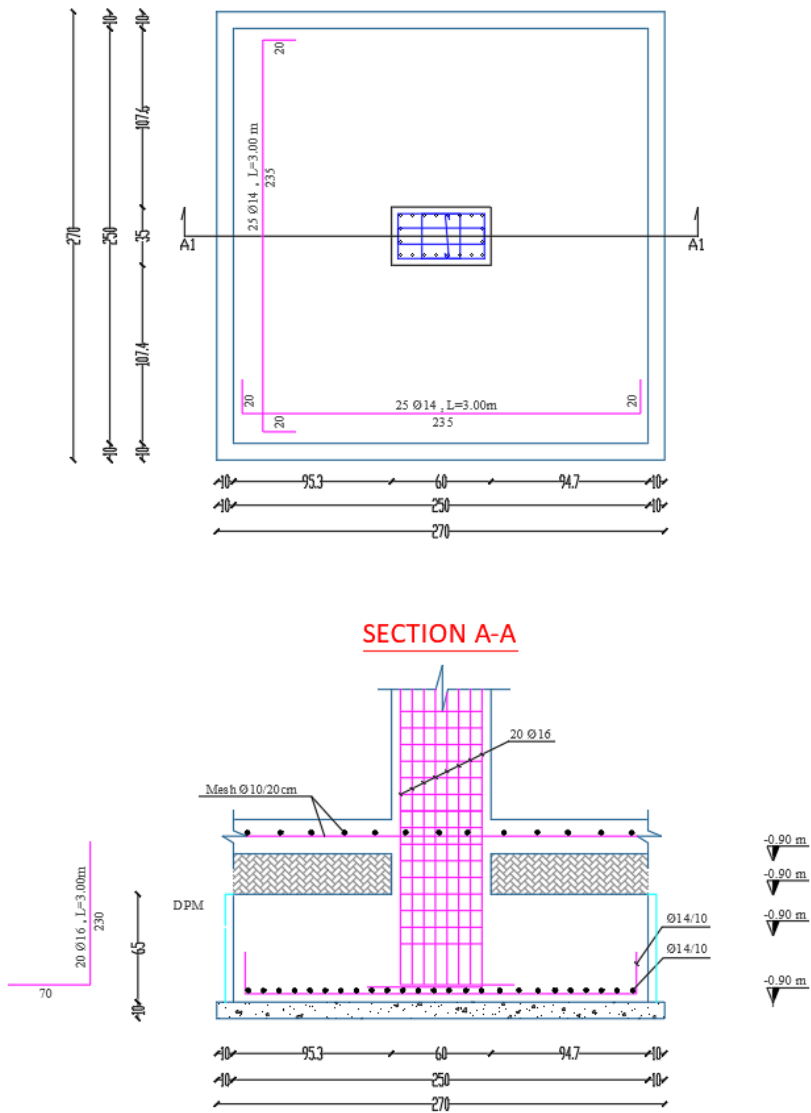


Figure 4.15: F2 Reinforcement Details

4.12. Design of Stairs:

➤ Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure (4-16) and the following steps explain the design procedure of the flight:

1. Determination of flight thickness :

Limitation of deflection: $h \geq \text{minimum } h$

$$h (\text{min}) = L/20 = 3.5/20 = 17.5 \text{ cm}$$

\therefore Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \tan (\alpha) = 17.5/30$$

$$\rightarrow \alpha = 29^\circ$$

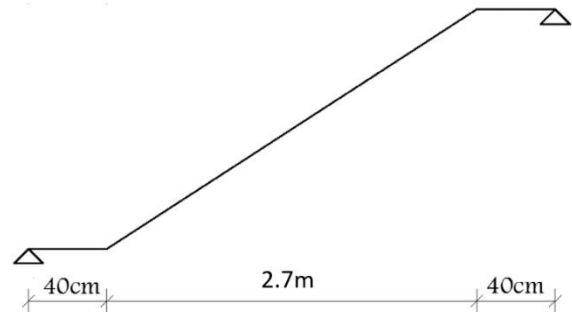


Figure 4.16: Structural system of flight

2. Loads calculation :

Figure (4-17) shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.

1. Table(4-5): Calculation of Dead Loads that act on Flight

Flight Dead Loads
Flight = $(0.20 * 25 * 1) / \cos(29) = 5.72 \text{ kN/m}$
Plaster = $(0.03 * 22 * 1) / \cos(29) = 0.75 \text{ kN/m}$
Hor.Mortar = $0.03 * 22 * 1 = 0.66 \text{ kN/m}$
Ver.Mortar = $0.03 * 22 * (\frac{0.167}{0.3}) = 0.36 \text{ kN/m}$
Hor.Tiles = $0.04 * 23 * (\frac{33}{30}) = 1 \text{ kN/m}$
Ver.Tiles = $0.03 * 23 * (\frac{0.167}{0.3}) = 0.38 \text{ kN/m}$
Triangle = $0.5 * 0.167 * 25 = 2.08 \text{ kN/m}$
Sum = 10.95 kN/m

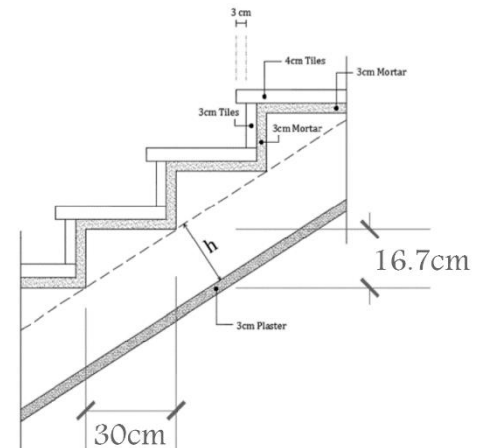


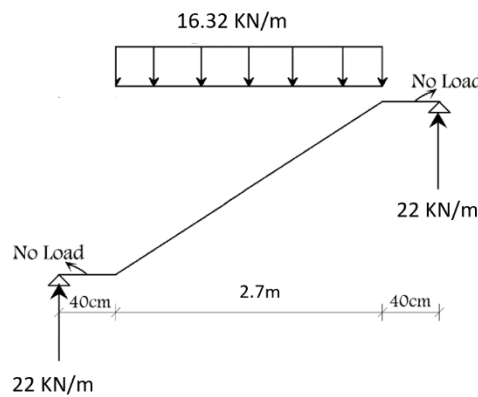
Figure (4-17): Section of The Flight

Factored Loads :

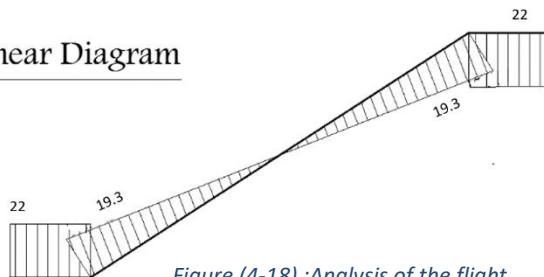
$$q_u = 1.2 * 10.95 + 1.6 * 2 = 16.34 \text{ kN/m}$$

$$A_u = 16.34 * 2.7 / 2 = 22 \text{ kN}$$

3. **Analysis :** The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight :



Shear Diagram



Moment Diagram

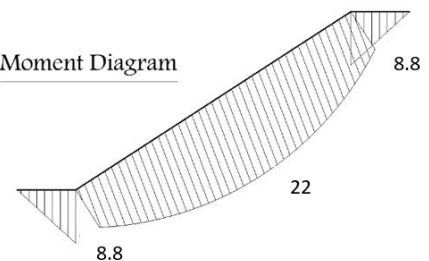


Figure (4-18) : Analysis of the flight

4. Design :

- Design of Shear Force :

$$d=200-20-(12/2) = 174 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi \times V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 174 \\ &= 106.6 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 22 \text{ kN}\end{aligned}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required#

- Design of Bending Moment :

$$\rightarrow m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow k_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{22 * 10^6 / 0.9}{1000 * 174^2} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * k_n * m}{F_y}}\right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.81 * 20.6}{420}}\right) = 0.0019$$

$$\rightarrow A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0019 * 1000 * 174 = 330.6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 174 = 315 \text{ mm}^2$$

∴ Select Ø12/20 with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}}$ For Main Reinforcement

For secondary Reinforcement select Ø10 /20 with $A_s = 395 \text{ mm}^2 = A_{s \text{ min}}$

→ Check Spacing :

$$20 \text{ cm} > S_{\text{min}} = 2.5 + 1.0 = 3.5 \text{ cm or } 2 * (1.0) = 2.0 \text{ cm ... ok}$$

$$20 \text{ cm} < S_{\text{max}} = 3 * 20 = 60 \text{ cm ... ok}$$

→ Check Strain:

$$C = T$$

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

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 315 * 420$$

$$a = 6.49 \text{ mm} \rightarrow X = a / \beta = 6.49 / 0.85 = 7.63 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 * d}{x} - 0.003 = \frac{0.003 * 174}{7.63} - 0.003$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.065 > 0.005 \text{ } \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

Design of Landing

The structural system of the landing is shown in figure (4-19) and the following steps explain the design procedure of it :

- **Determination of Landing thickness :**

Limitation of deflection:

$$h \geq \text{minimum } h$$

$$h(\text{min}) = L/20 = 3.5/20 = 17.5 \text{ cm}$$

∴ Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

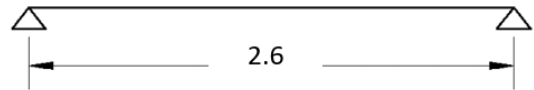


Figure (4-19): Structural system of landing

- **Loads calculation :**

Figure (4-20) shows a section in the landing in which the layers carried by the landing appear.

Table(4- 6): Calculation of Dead Loads that act on Landing

Landing Dead Loads
Tiles = $0.03 \times 23 \times 1 = 0.7 \text{ kN/m}$
Mortar = $0.03 \times 22 \times 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sand = $0.07 \times 16 \times 1 = 1.1 \text{ kN/m}$
Slab = $0.20 \times 25 \times 1 = 5.0 \text{ kN/m}$
Plaster = $0.02 \times 22 \times 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sum = 7.6 kN/m

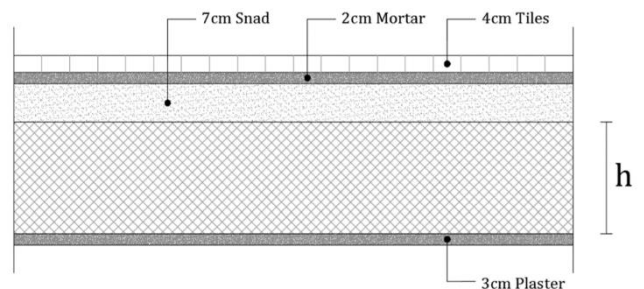


Figure (4-20): Section of The Landing

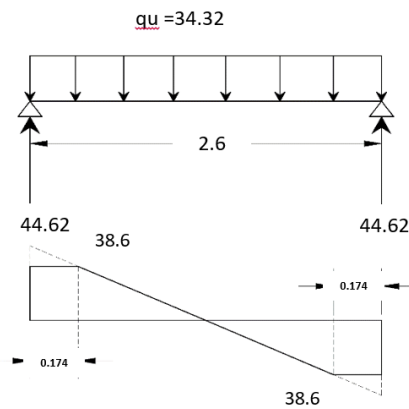
Factored Loads :

$$q_u = 1.2 \times 7.6 + 1.6 \times 2 = 12.32 \text{ kN/m}$$

The landing carries (dead load & live load of landing + support reaction resulted from the flight)

$$q_u = 12.32 + \text{Support reaction of flight} = 12.32 + 22 = \mathbf{34.32 \text{ kN/m}}$$

→ **Analysis :**



$$d = 200 - 20 - (12/2) = 174 \text{ mm}$$

$$V_{\text{max}} = 44.62 - (34.32 \times 0.174) = 38.6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{34.32 \times 2.6^2}{8} = 29 \text{ kN.m}$$

Figure (4- 21): Analysis of Landing

→ **Shear Force Design :**

$$d = 174 \text{ mm} \ \& \ V_{u \text{ max}} = 38.6 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 174 = 106.6 \text{ kN} > V_{u \text{ max}} = 38.6 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required #

→ **Bending Moment Design : ($M_{u \text{ max}} = 29 \text{ kN.m}$)**

$$- \ m = 20.6$$

$$- \ k_n = \frac{29 \times 10^6 / 0.9}{1000 \times 174^2} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$- \ \rho = \frac{1}{20.6} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.1 \times 20.6}{420}} \right) = 0.0027$$

$$- \ A_{s \text{ req}} = 0.0027 \times 1000 \times 174 = 469.8 \text{ mm}^2$$

$$- \ A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

∴ Select $\phi 14 / 20 \text{ cm}$ with $A_s = \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \frac{100}{20} = 770 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} \dots$ For Main Reinforcement

- Check Spacing :

$$20 \text{ cm} > S_{\text{min}} = 2.5 + 1.0 = 3.5 \text{ cm} \text{ or } 2 \times (1.0) = 2.0 \text{ cm} \dots \text{ ok}$$

$$20 \text{ cm} < S_{\text{max}} = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \dots \text{ ok}$$

- Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 1000 = 770 \cdot 420$$

$$a = 14.85 \text{ mm} \rightarrow X = a/\beta = 14.85/0.85 = 17.47 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 \cdot 174}{17.47} = 0.003$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.029 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

The following figure shows section A-A of the stairs in which reinforcement detailing appears.

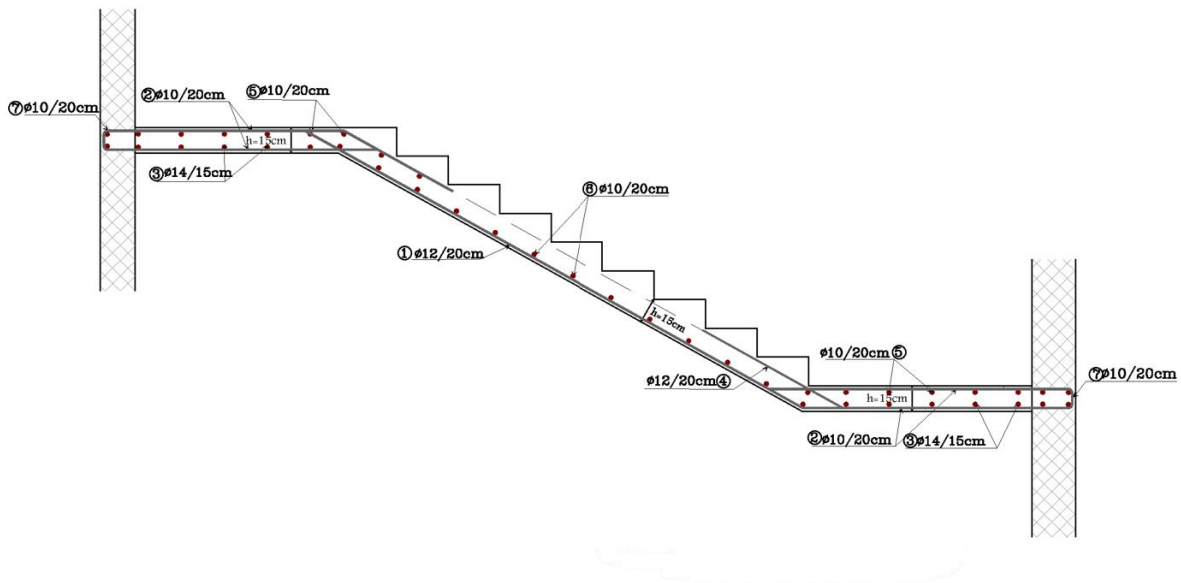


Figure (4- 22): Reinforcement Details of Stairs

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات

المقدمة	.5.1
النتائج	.5.2
التوصيات	.5.3

المقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الأمور، وبعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية و الإنشائية للمبنى المقترح.

وتم اعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء. ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

النتائج:

1. يجب على كل طالب او مصمم انشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الانشائي معرفة كيفية الربط بين العناصر الانشائية المختلفة من خلال النظر الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام العقدات المفرغة (RIBBED SLAB) نظرا لطبيعة وشكل المنشأة.
5. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي من خلالها يمكن أن يتجاوز أي مشكلة قد تعترضه.

التوصيات:

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

في البداية يجب ان يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع، وقوة تحمل تربة الموقع من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد موقع الجدران الحاملة والاعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ، حيث يحاول المهندس الانشائي توزيع الجدران الخرسانية المسلحة بشكل منتظم او شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد لمقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

References(المراجع)

- [1] Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE7-16).
- [2] Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14), USA: American Concrete Institute, 2014.
- [3] كود البناء الأردني, كود الأحمال والقوى, عمان, الأردن: مجلس البناء الوطني الأردني, 2006م.