



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق دورا

في مدينة دورا

أسماء الفريق

احمد صبحي صالح 215815

خالد احمد قنطاري 215816

محمد علي غدير 215818

إشراف:

الدكتور حمدي ادعيس

الخليل- فلسطين

كانون الثاني/ 2024

The undersigned hereby certify that they have read, examined, and recommended to the Department of Civil Engineering in the College of Engineering at Palestine Polytechnic University the approval of a project entitled:

التصميم الإنشائي لفندق دورا في مدينة دورا

submitted by **Ahmad saleh**, **Klaled Knatry** and **Mohamed Gadi** for partial fulfillment of the requirements for the bachelor's degree.

Supervisor: Dr. Hamdi Idais.

Signature:

The project approved by:

Dr. Ghadi Zakarnah

Head of Civil Engineering Department

Palestine Polytechnic University

Signature:

Dr.

Dean of College of Engineering

Palestine Polytechnic University

Signature:

التصميم الإنشائي

"الفندق دورا "

في مدينة دورا.

فريق العمل:

إشراف:

د. حمدي ادعيس.

الملخص.

يهدف المشروع لعمل تصميم إنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لفندق يتكون من (9) طوابق والذي تبلغ مساحته الإجمالية ب (1890.7) متر مربع، حيث تكمن أهمية مرحلة التصميم الإنشائي عن باقي المراحل التي يمر بها المبنى حيث تم في تلك المرحلة تحديد الأنظمة الإنشائية التي تلائم المبنى وتنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية ذات الأعصاب باتجاه واحد أو اتجاهين والبلاطات المصمتة في اتجاه واحد أو اتجاهين وتحديد نوع الأساس المناسب، وبهذا تم تحويل المخططات المعمارية الأولية إلى مخططات قابلة للتنفيذ.

لتحقيق ما يهدف إليه المشروع تم دراسة المخططات المعمارية واختيار آلية مناسبة لتوزيع العناصر الإنشائية بحيث لا يتعارض مع التصميم المعماري للمخططات، وأيضا تم عمل دراسة إنشائية ودقيقة لتقدير الأحمال المتوقع أن يتعرض لها مختلف العناصر الإنشائية للمبنى بالاعتماد على الكود الأردني، ثم تم تحليل وتصميم العناصر الإنشائية للمبنى حسب الكود الأمريكي ACI318-14 باستخدام بعض برامج التصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs and Spcolumn)، بعد ذلك تم إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يتكون منها هيكل المبنى ليصبح جاهز للتنفيذ.

The structural design for

"The Dora Hotel"

In Dora City.

The work team:

Supervised by: Dr. Hamdi Idais.

Abstract

The project aims to do structural design for all the structural members for hotel consist of 9 floors and has total area of (1890.7 m²), the importance of structural design stage about other stages of the building that suitable structural systems for the building were determined and diversity of structural members for the building like bridges, columns, one and two way rib and solid slabs and determine the suitable foundation, and thus the initial architectural plans were converted into executable plans.

To achieve what the project aims the architectural plans were studied and the suitable mechanism was selected to distribute the structural elements so that it does not conflict with the architectural design of the plans, also an accurate structural studying was made to estimate the expected loads on the structural members of building according to the Jordanian code, and the structural members of building were analyzed and designed according to the American code ACI318-14 by using structural design programs like (Atir, Safe, Etabs and SP column), then the executable plans were prepared for all structural members of the building to be ready for implementation.

إهداء

إلى أولئك الذين آمنوا بنا دائماً

إلى أولئك الذين أعطونا القوة

إلى عائلاتنا

إلى جامعتنا

إلى معلمينا

إلى وطننا

نقدم لكم هذا المشروع

شكر وتقدير

ونود أن ننتهز هذه الفرصة لنعرب عن امتناننا للأشخاص الذين ساهموا في نجاح هذا المشروع.

ونود أن نعرب عن تقديرنا لـ:

جامعة بوليتكنك فلسطين وكلية الهندسة وقسم الهندسة المدنية بما في ذلك جميع أعضاء الهيئة المساعدة.

مشرفنا الدكتور حمدي ادعيس الذي كان نموذجًا رائعًا خلال مسار هذا المشروع، سمحت لنا نصيحته وتوجيهاته بأداء أقصى إمكاناتنا.

مدرّبينا الذين شاركوا معرفتهم وزودونا بجميع المعلومات المفيدة.

وأخيرا، شكرنا العميق لوالدينا وإخوتنا وأخواتنا ولكل من حاول مساعدتنا في إتمام هذه المهمة.

Table of Contents

3	المُلخَص
4	Abstract
5	إهداء
6	شكر وتقدير
9	جدول الجداول
9	جدول الأشكال
10	List of abbreviations
12	المقدمة
13	1-1 المقدمة:
13	1-2 أهداف المشروع:
13	1-3 مشكلة المشروع:
14	1-4 حدود مشكلة المشروع:
14	1-5 المسلمات:
14	1-6 فصول المشروع:
14	1-7 إجراءات المشروع :
15	الوصف المعماري
16	1-2 مقدمة:
16	2-2 لمحة عامة عن المشروع:
17	2-3 موقع المشروع:
18	2-3-1 أهمية الموقع:
18	2-3-2 حركة الشمس و الرياح:
19	2-3-3 الرطوبة:-:
19	2-4 وصف طوابق المشروع :-:
19	2-4-1 طابق التسوية:
19	2-4-2 الطابق الأرضي :-:
20	2-4-3 الطابق الأول الى السادس: -
21	2-4-4 الطابق الطعام:-:
22	2-5 الواجهات :-:
26	2-6 وصف الحركة والمداخل: -
27	2-7 القطع A-A:
28	2-8 القطع B-B:
29	الوصف الإنشائي
30	1-3 مقدمة: -
30	2-3 الهدف من التصميم الإنشائي: -
30	3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-:

31	4-3 الأحمال:-
32	5-3 الاختبارات العملية:
32	6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:
32	1-6-3 العقود:
35	2-6-3 الأدراج:
36	3-6-3 الجسور:-
36	4-6-3 الأعمدة:
37	5-6-3 جدران القص:
37	6-6-3 الأساسات:
38	7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)
39	التصميم الإنشائي
40	4-1: Introduction
40	4.2: Factored load
41	4.3: Determination of slab thickness
41	4-4: Design of Topping
43	4-5: Design of One-Way Rib Slab
47	4-6: Beam Design
51	4-7: Design of column (C3).
55	4.8: Design of Isolated Footing (F4)
58	4.9: Design of Stairs.
59	4.9.1: The flight.
61	4.9.2: The landing.
64	4.10: Design of shear wall
71	النتائج والتوصيات
72	1-5 مقدمة :-
72	2-5 النتائج :-
72	3-5 التوصيات :-
74	المصادر والمراجع

جدول الجداول

Table 4. 1: Load Calculation for topping	41
Table 4. 2: Load Calculation for topping	43
Table 4. 3: Load calculation for the flight	59
Table 4. 4: Load calculation for the landing	61

جدول الأشكال

17.....	الشكل 2. 1: خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا.
19.....	الشكل 2. 2: مسقط الطابق الأرضي.
20.....	الشكل 2. 3: المسقط الأفقي للطابق الأول.
21.....	الشكل 2. 4: المسقط الأفقي لطابق الطعام.
22.....	الشكل 2. 5: الواجهة الشمالية.
23.....	الشكل 2. 6: الواجهة الغربية.
24.....	الشكل 2. 7: الواجهة الجنوبية.
25.....	الشكل 2. 8: الواجهة الجنوبية الشرقية.
26.....	الشكل 2. 9: طابق البيسمنت.
27.....	الشكل 2. 10: القطع A-A.
28.....	الشكل 2. 11: القطع B-B.
33.....	الشكل 3. 1: العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.
33.....	الشكل 3. 2: العقدة ذات العصب باتجاهين.
34.....	الشكل 3. 3: العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.
34.....	الشكل 3. 4: العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.
35.....	الشكل 3. 5: Flat Plate .
35.....	الشكل 3. 6: الدرج .
36.....	الشكل 3. 7: أنواع الجسور.
37.....	الشكل 3. 8: أنواع الأعمدة.
37.....	الشكل 3. 9: جدار قص.
38.....	الشكل 3. 10: أساس مفرد.
Figure 4. 1: Rib Prokon analysis results:	44
Figure 4. 2: Figure shows the location of Beam 3	47
Figure 4. 3: Beam moments from Attir analysis	47
Figure 4. 4: Column C3 detailing.	55
Figure 4. 5: Foundation F2 reinforcement.	58
Figure 4. 6: Stair plan.....	58
Figure 4. 7: Load distribution for flight.....	60
Figure 4. 8: Load distribution for flight.....	62
Figure 4. 9: Stair reinforcement.	64
Figure 4. 10: Shear wall 5 reinforcement.	70

List of abbreviations

As	Area Of Non-Prestressed Tension Reinforcement.
As'	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.
d	Distance From Extreme Compression Fiber to Centroid of Tension Reinforcement.
Ec	Modulus Of Elasticity of Concrete.
fy	Specified Yield Strength of Non-Prestressed Reinforcement.
h	Overall Thickness of Member.
I	Moment Of Inertia of Section Resisting Externally Applied Factored Loads.
ln	Length Of Clear Span, Measured Face-To-Face Of Supports In Slabs Without Beams And Face To Face Of Beam Or Other Supports In Other Cases.
M	Bending Moment.
Mu	Factored Moment at Section.
Mn	Nominal Moment.
S	Spacing Of Shear or In Direction Parallel to Longitudinal Reinforcement.
Vc	Nominal Shear Strength Provided by Concrete.
Vn	Nominal Shear Stress.

V_s	Nominal Shear Strength Provided by Shear Reinforcement.
ρ	Ratio Of Steel Area.
ϵ_c	Compression Strain of Concrete=0.003mm /Mm
$F_{sd,r}$	Total Additional Tension Force Above the Support.
$V_{ed,0}$	Shear Force at Critical Section.
V_u	Factored Shear Force at Section.
W_u	Factored Load Per Unit Length.
Φ	Strength Reduction Factor.

الفصل الأول
المقدمة

- 1-1 المقدمة.
- 2-1 أهداف المشروع.
- 3-1 مشكلة المشروع.
- 4-1 حدود مشكلة المشروع.
- 5-1 المسلمات.
- 6-1 فصول المشروع.
- 7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة:

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات والخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية.

فالهندسة المدنية عموماً هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكاناً مناسباً وأصلح للعيش فيه.

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعني بجانب توفير المسكن المطلوب بالموصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر.

والمهندس 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.

1-2 أهداف المشروع:

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

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

1-3 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعمدة والجسور... الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له 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.

4-1 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج , وسنقوم باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في الفصل القادم.

5-1 المسلمات:

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12 , Safe , Etabs , SAP2000)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word , Power Point , Excel , Autocade .

6-1 فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة .
- 2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

7-1 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) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- 3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- 4) تصميم بعض العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- 5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.

الفصل الثاني
الوصف المعماري

2

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف طوابق المشروع.

5-2 الواجهات.

6-2 وصف الحركة والمداخل.

1-2 مقدمة:

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

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

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 تحرف وتقطع لتخرج بتركيبية بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه 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 لمراقفه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية 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 اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع:

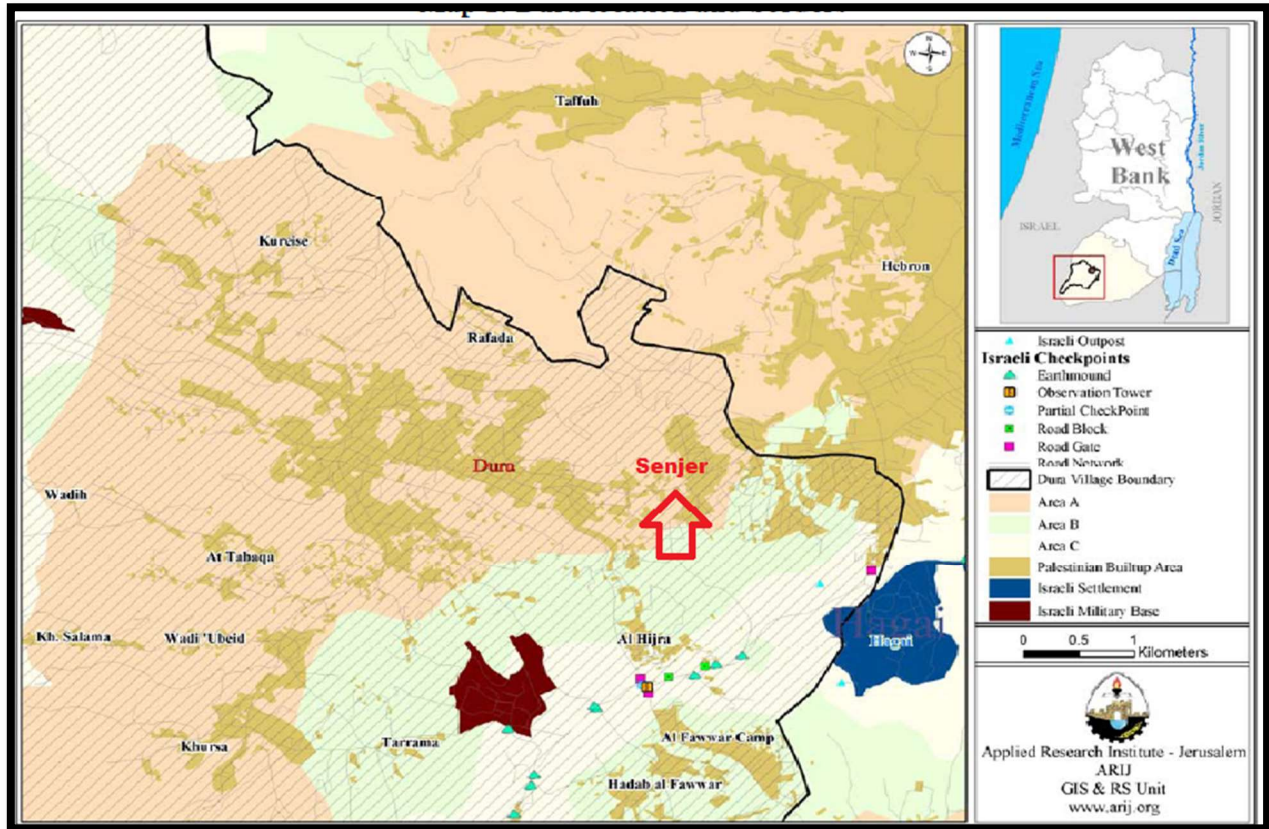
تعاني مدينة دورا من عدة مشاكل في تصميم الفنادق نتيجة لعدة أسباب منها: سيطرة الاحتلال الإسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت، وغياب التخطيط الجيد في توزيع الفنادق. لذلك أتت الحاجة لتصميم فندق يراعي الحاجة السياحية الداخلية والخارجية للمواطنين والوافدين، ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع الصحي الفلسطيني.

ومما لا شك فيه أن دور الفنادق في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمات السياحية فقط، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان لإيواء السياح كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للفندق هو أنه مكان لإيواء السياح ومن لم يجدوا مكاناً للمبيت به ونيل قسط من الراحة حتى يتدبروا أمرهم.

2-3 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبني 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.

فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس. الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض بالقرب من منطقة سنجر، مدينة دورا، جنوب غرب مدينة الخليل جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض 912م عن سطح البحر، وترتبط بطريق رئيسي هو شارع الخليل- دورا.



الشكل 2.1: خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا.

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عملية اختيار ارض لإقامة فندق لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكاملي والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمستشفى دورا التخصصي:

1. جغرافيه الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل

عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.

2. شبكة المواصلات: هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

3. الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من

أشجار ونباتات.

4. أنماط المباني المحيطة: طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجارية، صناعية، سكنية، أم

خدماتية... الخ. وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه،

ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

5. حركة السياحة: حيث ان الفنادق مشغلتها الأساسي السياح والمنطقة المقترح بها المشروع تخلو من

الفنادق

2-3-2 حركة الشمس والرياح:

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

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها،

وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في

الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة،

وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له

فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

3-3-2 الرطوبة: -

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في دورا تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من 9 طوابق ذات تنوع خدماتي، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم التماثل بين الطوابق.

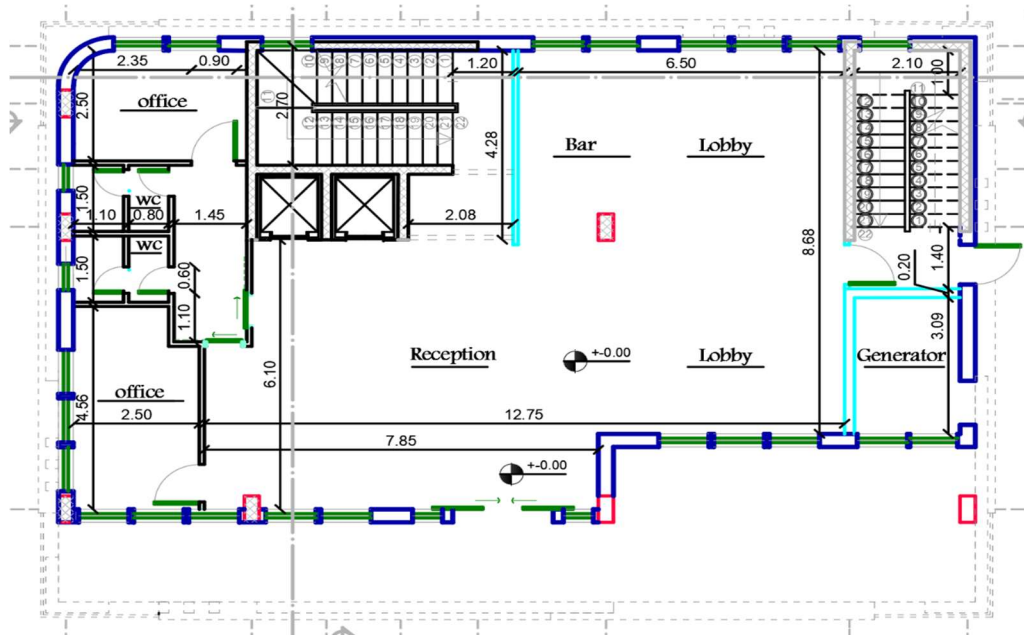
1-4-2 طابق التسوية:

يتكون الطابق التسوية من رمبة مدخل للسيارات حيث صمم بشكل أساسي ليكون الطابق عبارة عن موقف سيارات وبه درج ومصعد كهربائي للوصول لباقي الطوابق العلوية، كما هو موضح في الشكل (2-9)

2-4-2 الطابق الأرضي :-

(منسوب +0.00 م) بمساحة تقدر بـ 190 م².

يتكون الطابق الأرضي من قاعات الانتظار والجلوس، ومكتب الاستقبال، حمامات ومكتبين اداري، كما هو موضح في الشكل (2-2) .

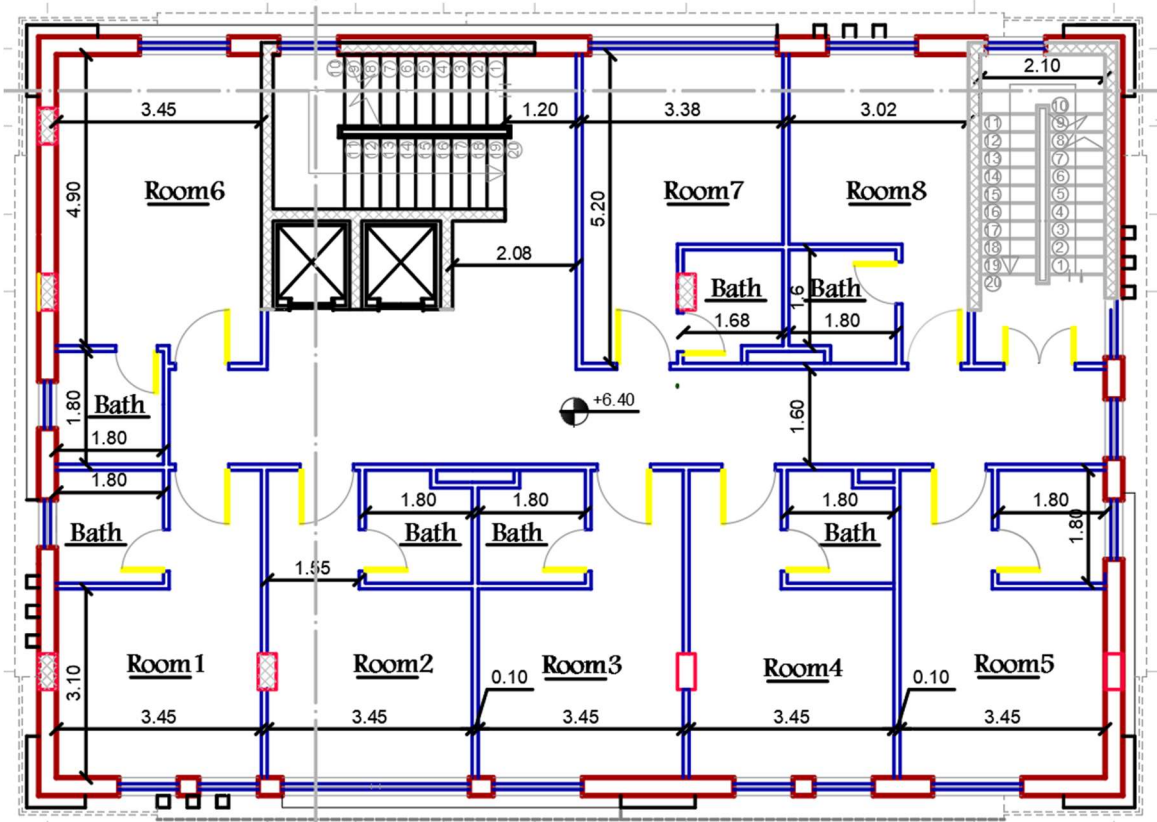


الشكل 2.2: مسقط الطابق الأرضي.

3-4-2 الطابق الأول الى السادس: -

الطابق الواحد بمساحة تقدر ب 235 م².

تتكون هذه الطوابق من غرف مقسمة بشكل مرتب لاستقبال الزوار، كما هو موضح في الشكل (3-2).

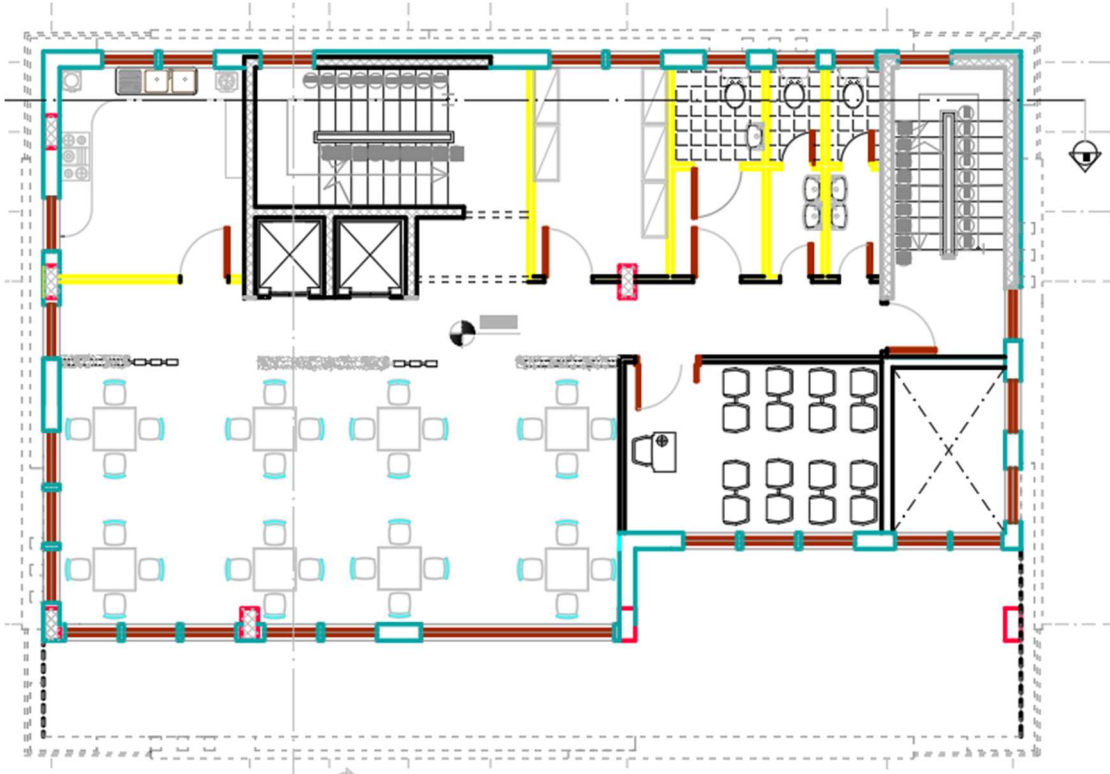


الشكل 3.2: المسقط الأفقي للطابق الأول.

4-4-2 الطابق الطعام:-

(منسوب +3.52 م) بمساحة تقدر ب190م².

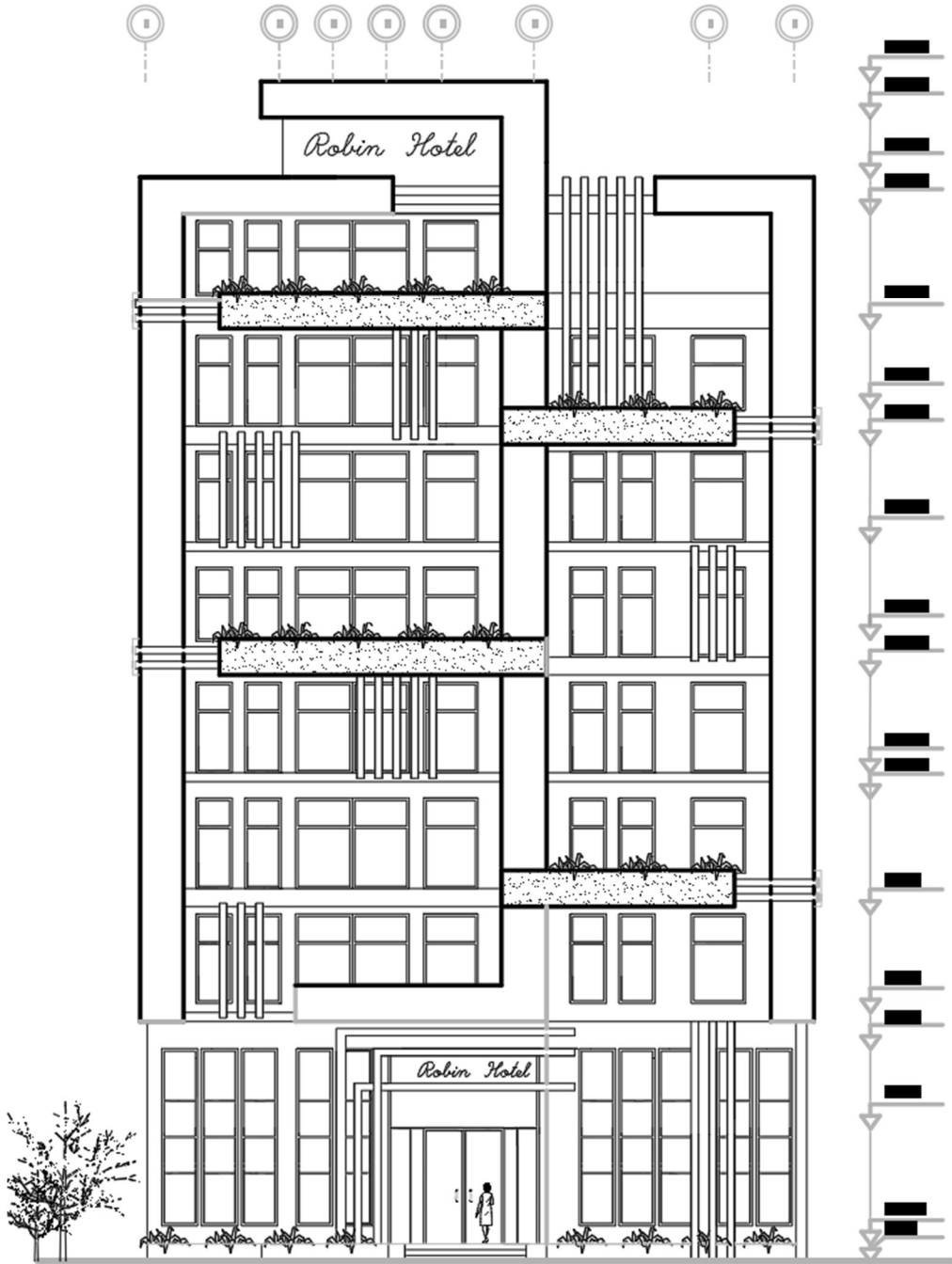
يتكون الطابق الثاني من قاعة دراسية او قاعة اجتماعات وصالة طعام ومطبخ وحمامات ودرجين ومصعدين كهربائيين كما هو موضح في الشكل (4-2) .



الشكل 2. 4: المسقط الأفقي لطابق الطعام.

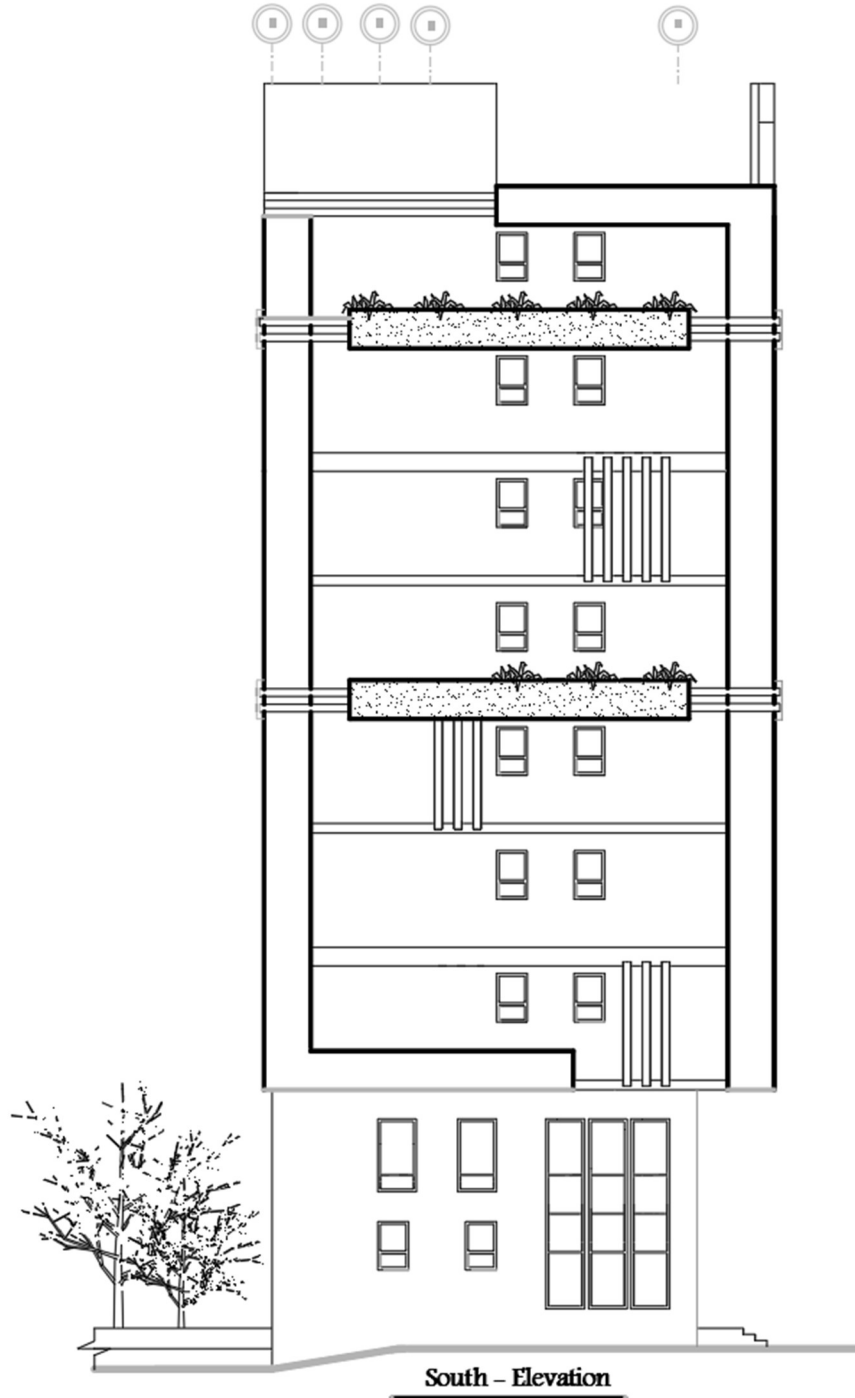
5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الرئيسية (الشمالية) :



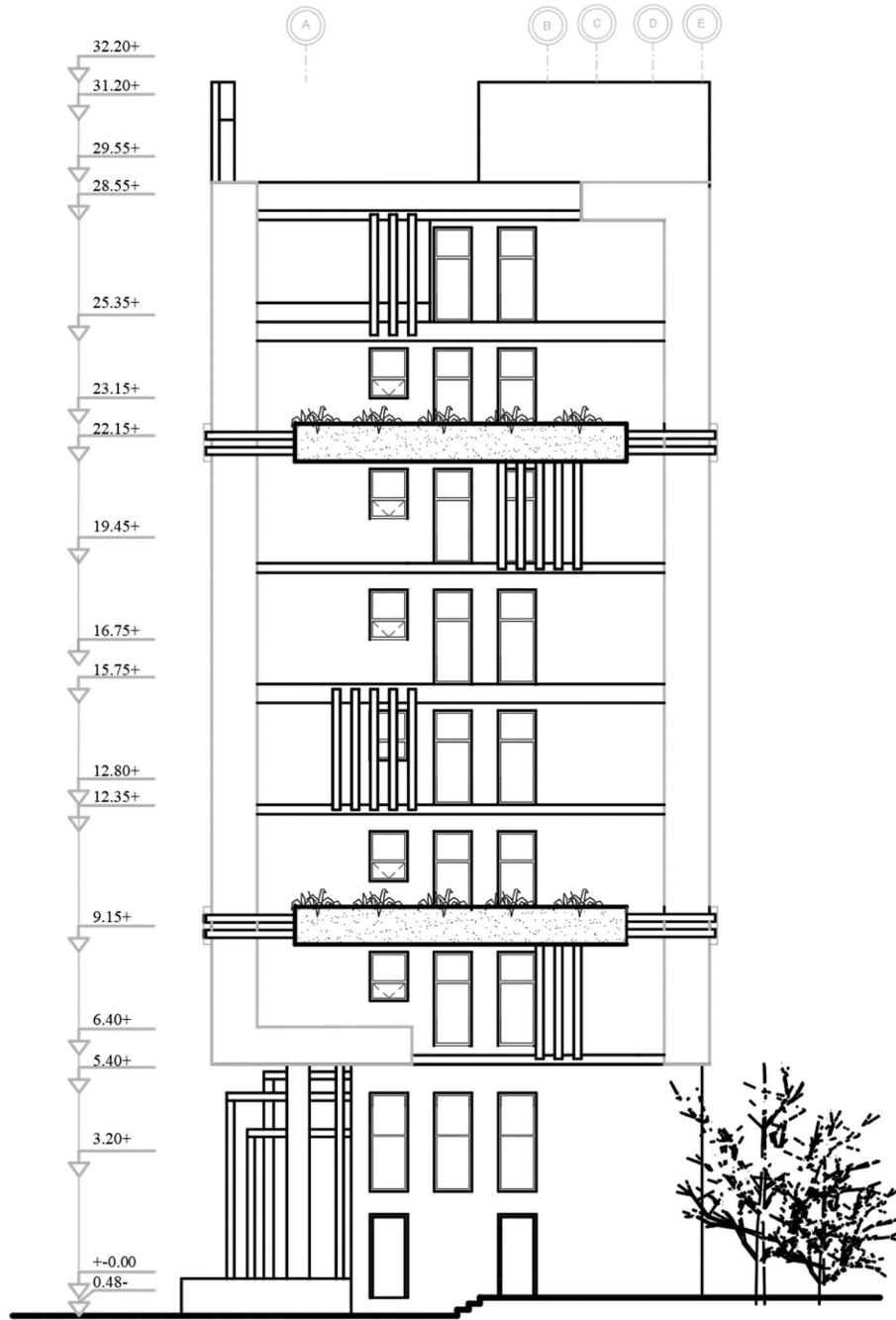
الشكل 2. 5: الواجهة الشمالية

2-5-2 الواجهة الغربية:



الشكل 2.6: الواجهة الغربية.

3-5-2 الواجهة الجنوبية الغربية :



الشكل 7.2: الواجهة الجنوبية

4-5-2 الواجهة الشرقية:

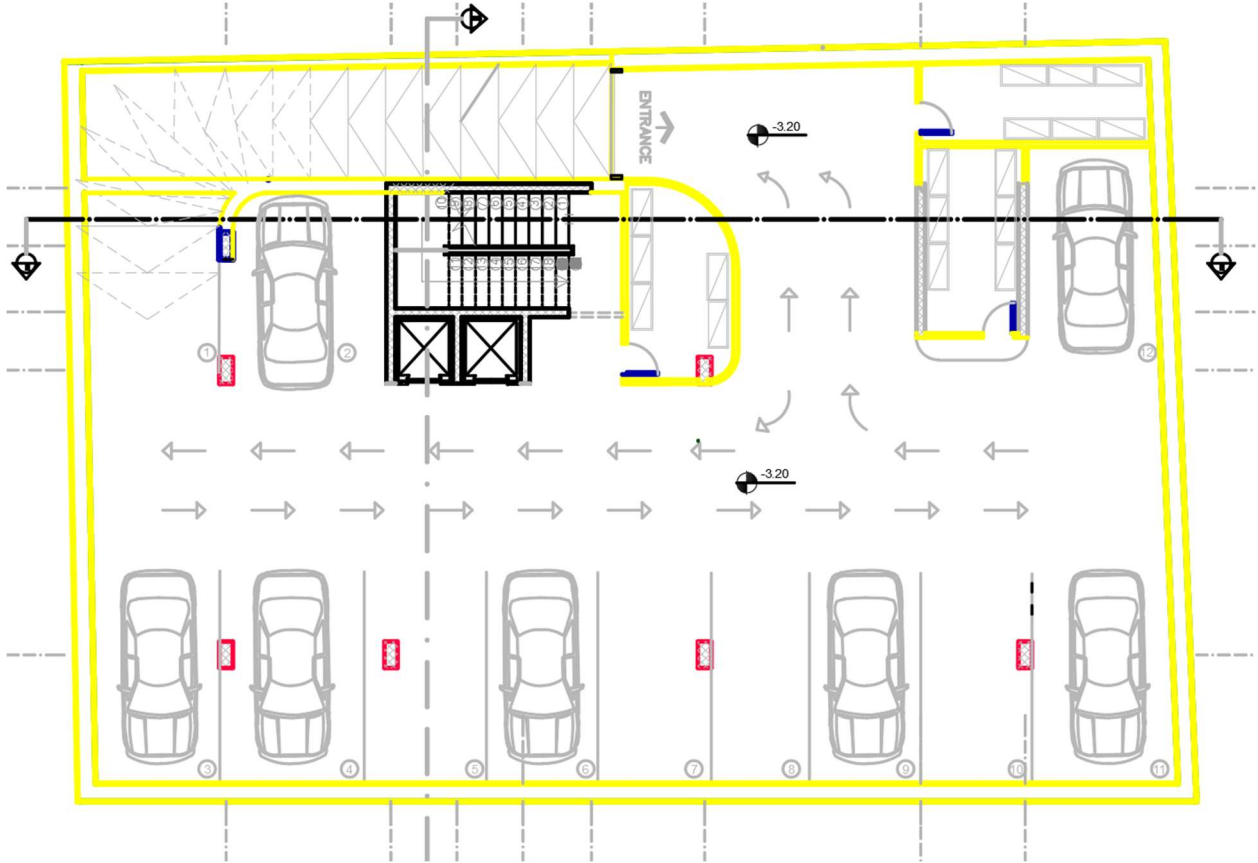


الشكل 8.2: الواجهة الجنوبية الشرقية.

6-2 وصف الحركة والمداخل: -

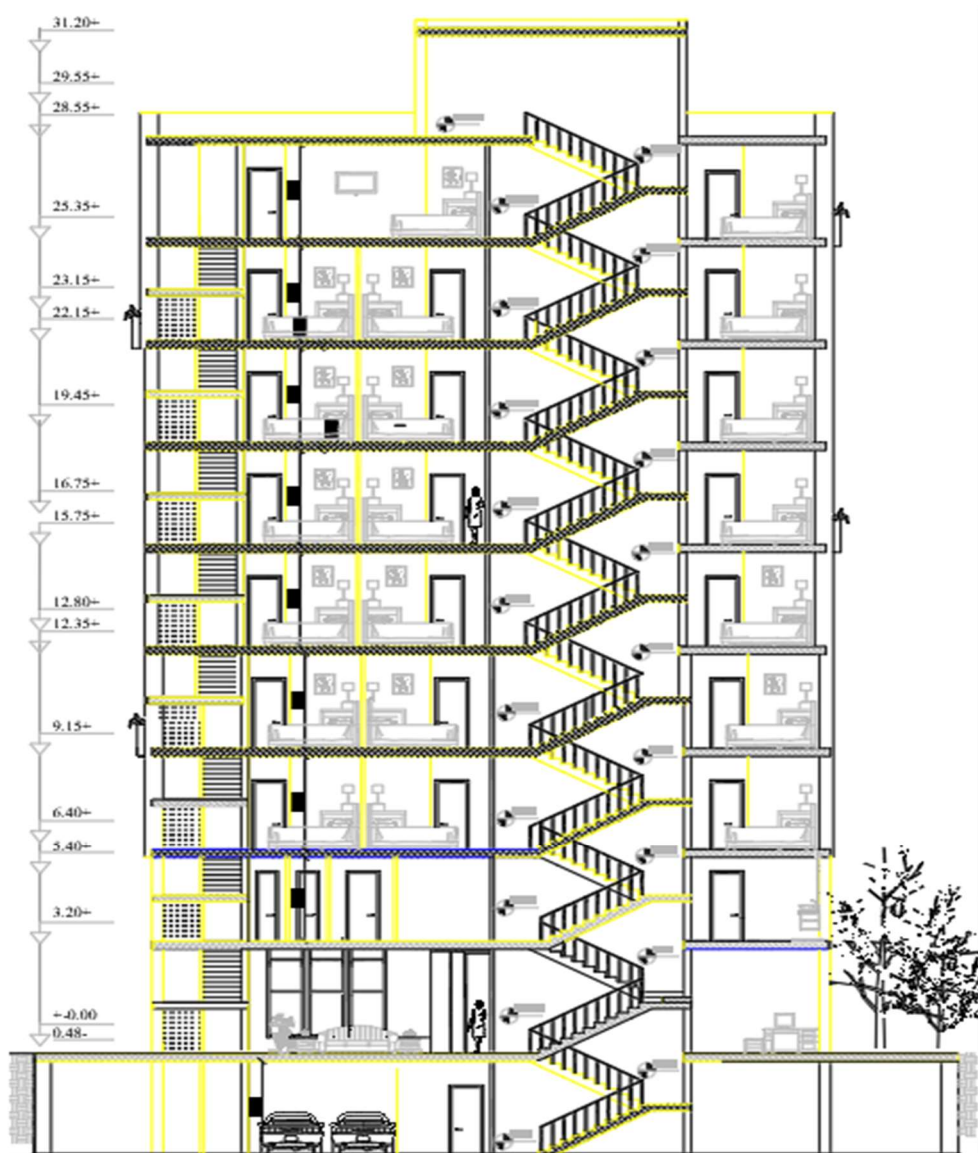
تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاء المبنى وطواقمه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى ووجود Ramp تصل الى البيسمنت في المداخل. ويوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

ويتضح التصميم المعماري للحركة في البلان المرفق لمخطط البيسمنت



الشكل 2.9: طابق البيسمنت

7-2: الفقع A-A:



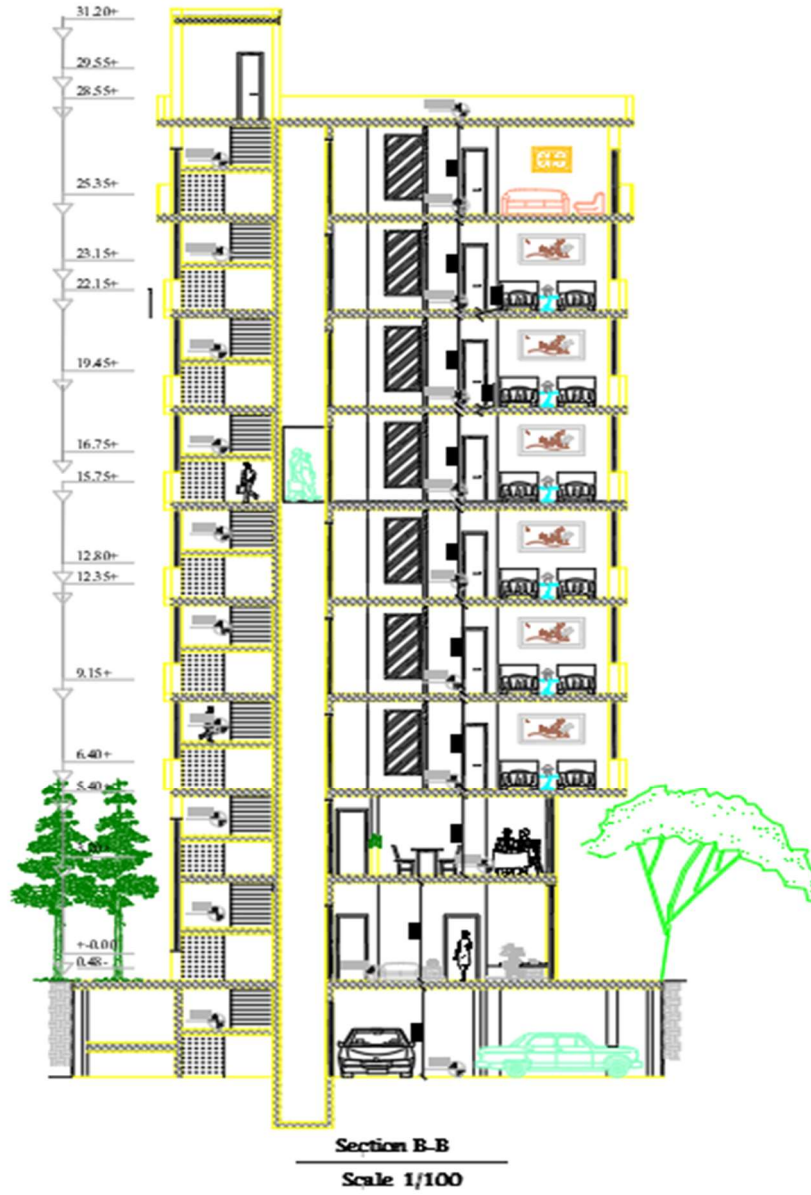
Section A-A

Scale 1/100

Sheet # .A2 3

الشكل 10.2: الفقع A-A

8-2: الفقع B-B:



الشكل 11.2: الفقع B-B

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

7-3 فواصل التمدد.

1-3 مقدمة: -

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لا بد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية 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 الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي: -

التصميم الإنشائي 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 آمناً في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- 2- والتكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر 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 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

المرحلة الأولى :-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه, بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة , وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع, ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام , والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

المرحلة الثانية:

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

4-3 الأحمال:-

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

1-4-3 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 .

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة.

3-4-3 الأحمال البيئية:-

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1-3-4-3 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 الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى .

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام Codes البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

5-3 الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية 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 (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: القواعد، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. ويحتوي المشروع العناصر التالية:

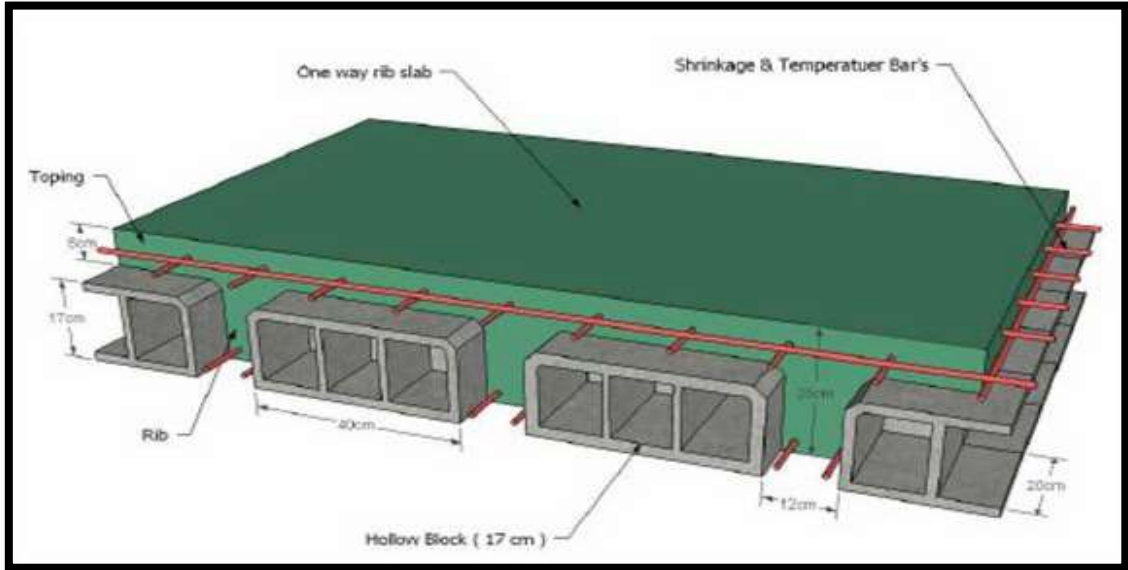
1-6-3 القواعد:

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

1. عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
4. العقود المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).
5. Flat plate.

1-1-6-3 عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

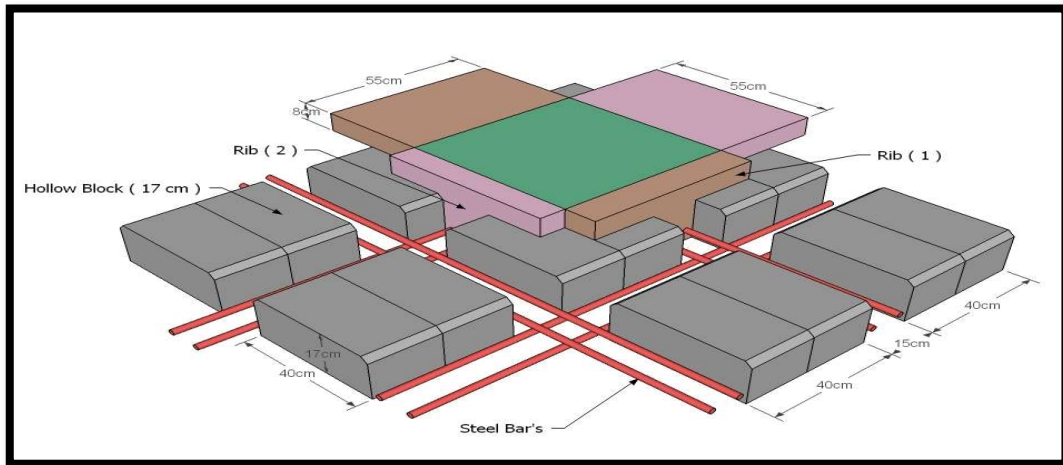
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (1-3).



الشكل 3. 1: العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد .

2-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

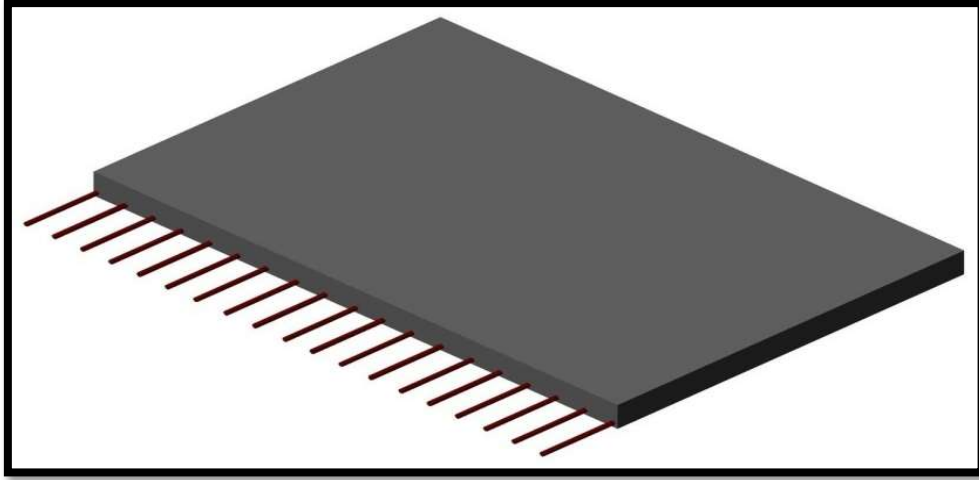
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (2-3):



الشكل 3. 2: العقدة ذات العصب باتجاهين.

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

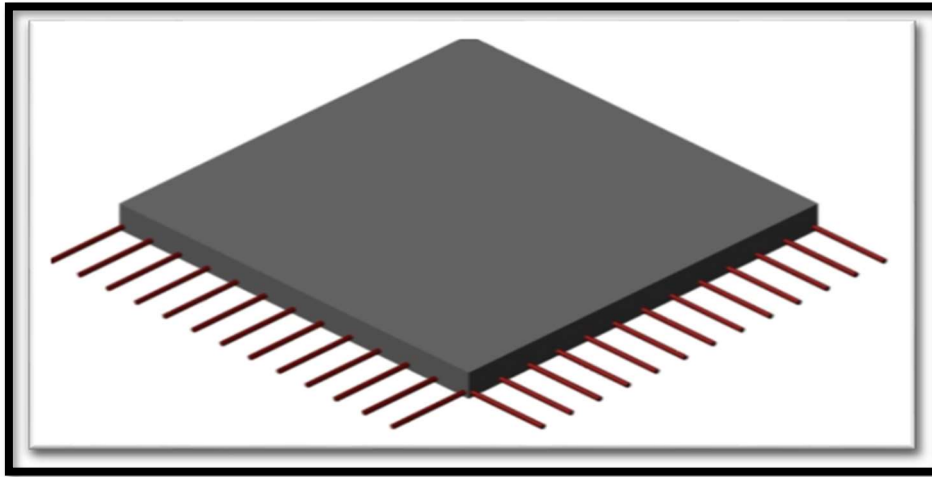
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (3-3):-



الشكل 3.3: العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

4-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

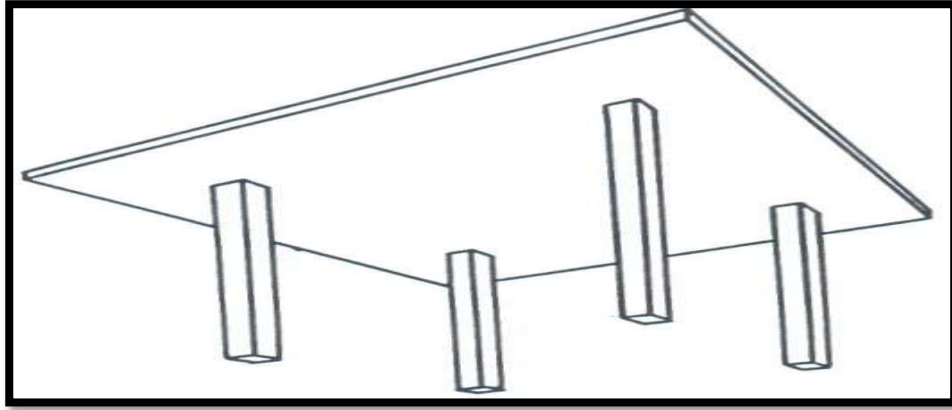
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (3-4).



الشكل 3.4: العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

5-1-6-3 Flat plate:

وتم استخدامها في حالة عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.

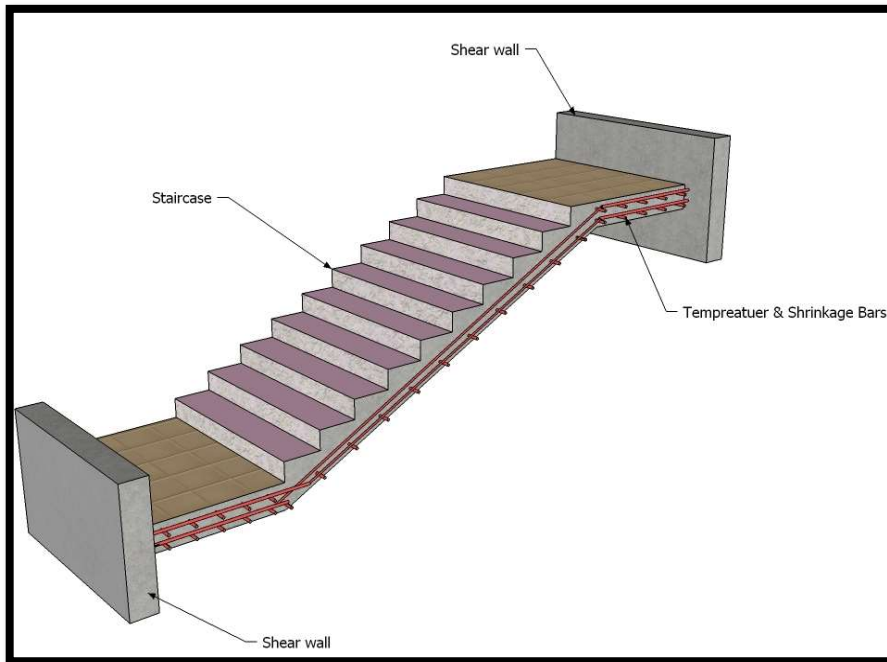


الشكل 3.5 :- Flat Plate .

2-6-3 الأدرج:

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق

المبنى، الشكل (3-6).



الشكل 3.6 :- الدرج .

3-6-3 الجسور:-

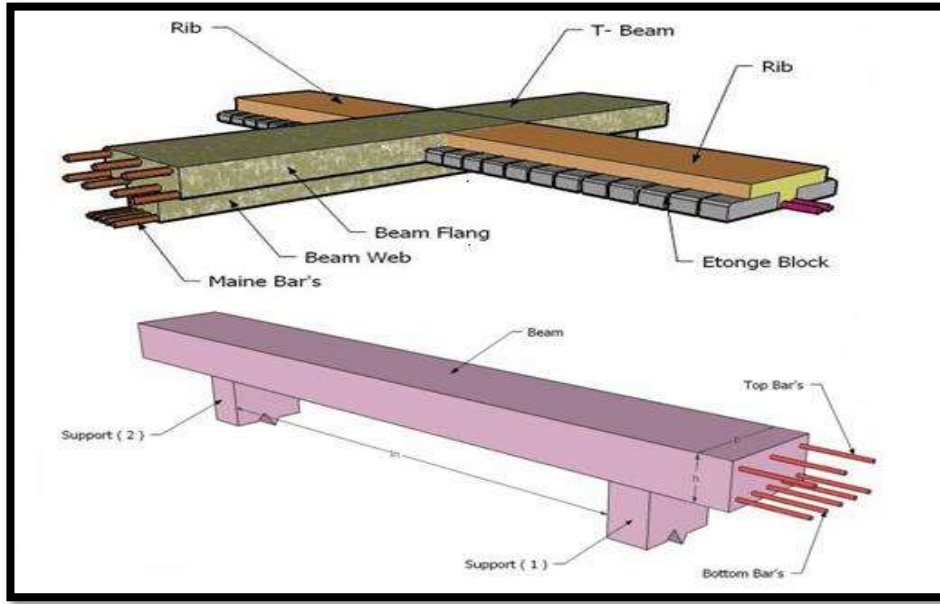
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

1- جسور (Rectangular) .

2- جسور (T-section) .

3- جسور (L-section) .

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (7-3) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



الشكل 3.7: أنواع الجسور.

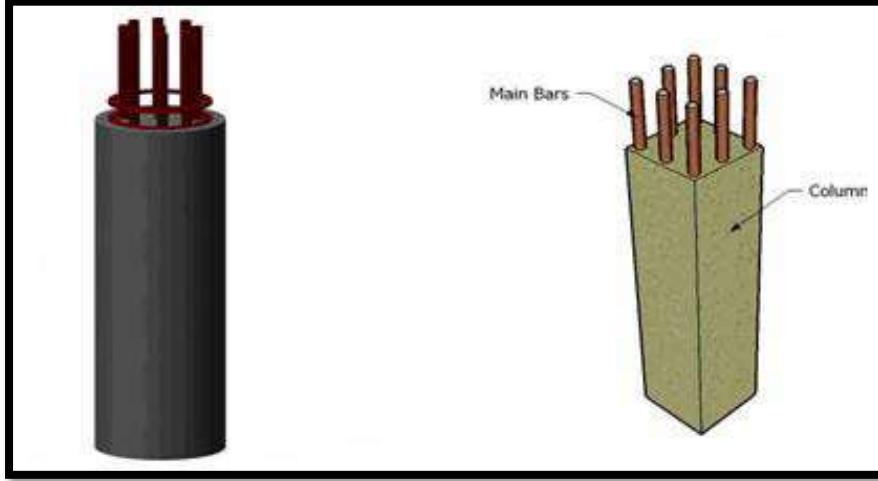
3-6-4 الأعمدة:

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

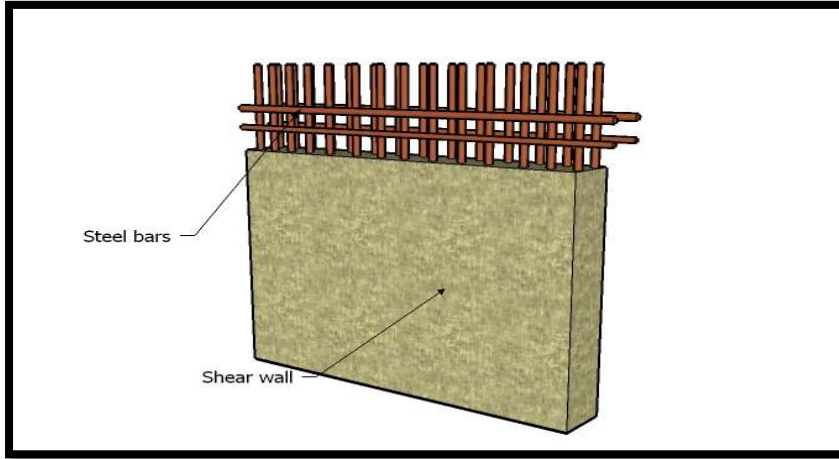
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة وهي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (3-8).



الشكل 3.8:- أنواع الأعمدة.

3-6-5 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).



الشكل 3.9: جدار قص.

3-6-6 الأساسات:

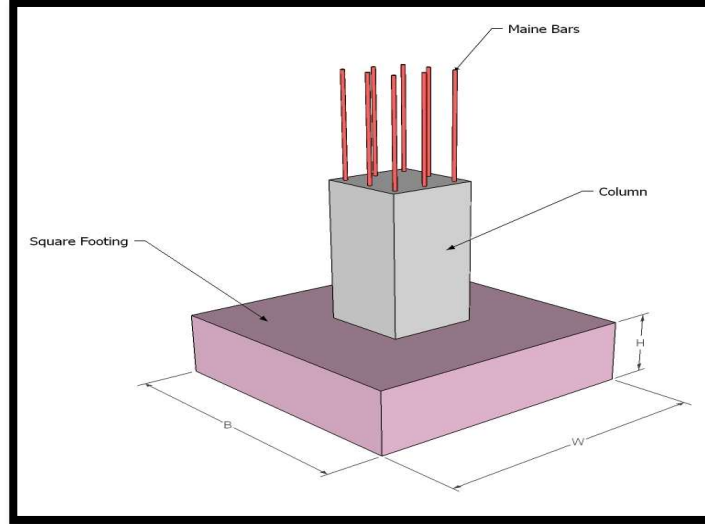
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي: -

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)

2- أساسات مزدوجة (Compound footing)

3- أساسات شريطية (Strip footing)

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



الشكل 3. 10: أساس مفرد.

7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.
- وفي حالة أعمال الخرسانة التكتلية كالحوائط الاستنادية والأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل واخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

الفصل الرابع
التصميم الإنشائي

4-1: Introduction.

4-2: Factored load

4-3: Determination of slab thickness

4-4: Design of Topping

4-5: Design of One-Way Rib Slab

4-6: Beam Design

4-7: Design of column (C3).

4-8: Design of Isolated Footing (F4)

4-9: Design of Stairs.

4-10: Design of shear wall

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 compression 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, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Programs called " Atr and Safe - Software" 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 and L section}.

*The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420$ MPa}.

4.2: Factored load

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use. The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

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

4.3: Determination of slab thickness

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of no pre-stressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

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

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

$$=467/18.5 = 25.1 \text{ cm}$$

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

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

$$=467/21 =22.3$$

Select Slab thickness $h= 25$ cm with block 17 cm & Topping 8cm

4-4: Design of Topping

Statically System for Topping: -

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

Material	Density	W	
Tiles	22	22×0.03×1	0.66
Sand	16	17×0.07×1	1.12
Mortar	22	22×0.02×1	0.44
RC Topping	25	25×0.08×1	2
Partitions	2	2×1	2
Total Dead Load, KN/m		6.22	

Table 4. 1: Load Calculation for topping

$$\text{Live Load} = 5 \text{ KN/m}^2 = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Factored Load } W_u = 1.2 \times 6.22 + 1.6 \times 5 = 15.464 \text{ KN/m}$$

$$W_u = 1.4 \times 6.22 = 8.708 \text{ KN/m}$$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi Mn \geq Mu$, where $\phi = 0.55$

$$Mn = 0.42 \lambda \sqrt{f'c'} Sm$$

$$Sm = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.67 \times 10^{-6} \text{ mm}^3$$

$$Mn = 0.42 \times 1 \times \sqrt{24} * 1066666.67 \times 10^{-6} = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$\phi Mn = 0.55 \times 2.19 = 1.21 \text{ KN.m}$$

$$Mu = \frac{Wul^2}{2} = \frac{15.464 * 0.4^2}{2} = 1.24 \text{ KN.m} \quad \phi Mn \gg Mu$$

No reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5.4, provide A_{smin} for slabs a shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{shrinkage} = 0.0018$$

$$A_s = \rho \times b \times t = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Step (s) is the smallest of:

$$1. 3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm} - \text{control}$$

$$2. 450 \text{ mm}$$

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

$$4. s \leq 300 \times \left(\frac{280}{\left(\frac{2}{3}\right) \times 420}\right) = 300 \text{ mm}$$

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both directions, $s = 200 \text{ mm}$.

4-5: Design of One-Way Rib Slab

❖ Material

- concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

❖ Section

- B=520mm
 - Bw=120mm
- t= 8mm:

Load Calculation for Rib6:

Dead load:

Material	Density	W	
Tiles	22	$22 \times 0.03 \times 0.52$	0.343
Sand	16	$17 \times 0.07 \times 0.52$	0.619
Mortar	22	$22 \times 0.02 \times 0.52$	0.229
RC Rib	32	$25 \times 0.17 \times 0.12$	0.66
Hollow Block	10	$10 \times 0.17 \times 0.4$	0.88
Plaster	22	$22 \times 0.02 \times 0.52$	0.229
Topping	25	$25 \times 0.08 \times 0.52$	1.04
Partitions	2	2×0.52	1.04
Total Dead Load, KN/m		5.04	

Table 4. 2: Load Calculation for topping

Live Load = $5 \text{ KN/m}^2 = 5 \times 0.52 = 2.6 \text{ KN/m}$

Rib Prokon analysis results:

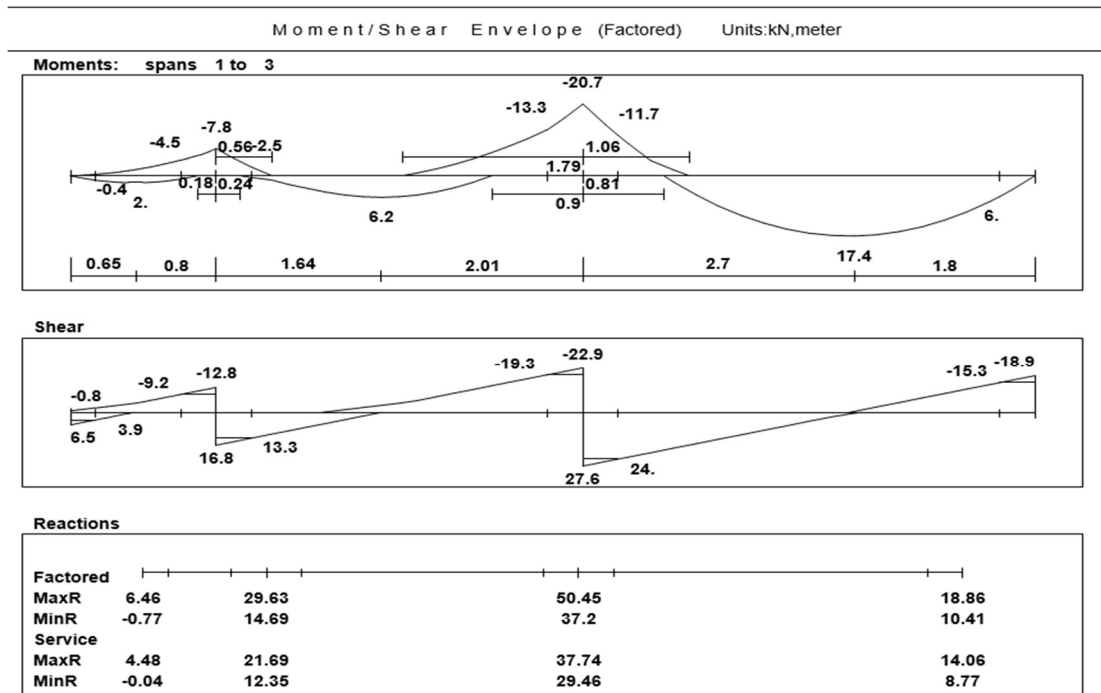


Figure 4. 1: Rib Prokon analysis results:

Effective Flange Width (be): (ACI-318-14 (8.12.2)) be for T- section is the smallest of the following:

$$be \leq L / 4 = 4100 / 4 = 102.5 \text{ cm}$$

$$be \leq bw + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$be \leq \text{Center to center spacing between adjacent beams} = 52 \text{ cm. Control}$$

Flexure Design:

Design of Rib 6 for positive moments:

Assume bar diameter \emptyset 12 for main positive reinforcement

$$d = 250 - 20 - 10 - 12 / 2 = 214 \text{ mm}$$

- (Max Positive Moment= 17.4 KN.m)

Check if $a > hf$

$$\bar{M}nf = 0.85 \times f_c 'bhf \left(d - \frac{hf}{2} \right) = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(214 - \frac{80}{2} \right) \times 10^{-6} = 190.1 \text{ KN. m}$$

$\bar{M}nf = 190.1 \text{ KN.m} \gg \phi = \left(\frac{17.4}{0.9}\right) = 19.33 \text{ KN.m} \rightarrow a < hf$ the section will be designed as rectangular section with $b = 520 \text{ mm}$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{17.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 214^2} = 0.812 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.812 \times 20.6}}{420} \right) = 0.00197$$

$$As = \rho b d = 0.00197 \times 520 \times 214 = 219.56 \text{ mm}^2$$

for As, min

$$As, in = \frac{0.25 \sqrt{fc'}}{fy} bwd \geq \frac{1.4}{fy} bwd$$

$$As, in = \frac{0.25 \sqrt{24}}{420} \times 120 \times 214 = 92.38 \text{ mm}^2 < \frac{1.4}{420} \times 120 \times 214 = 105.6 \text{ mm}^2 \text{ . control}$$

$$As, in = 105.6 \text{ mm}^2 < As, req = 219.56 \text{ mm}^2 - OK$$

Use 2Ø12 with

Design of Rib 6 for Negative moments:

Assume bar diameter Ø 12 for main positive reinforcement

$$d = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214 \text{ mm}$$

- (Max Negative Moment = 13.3 KN.m)

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{13.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 214^2} = 2.69 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 2.69 \times 20.6}}{420} \right) = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d = 0.0069 \times 120 \times 214 = 177.05 \text{ mm}^2$$

for $A_{s,min}$

$$A_{s,in} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} bwd \geq \frac{1.4}{f_y} bwd$$

$$A_{s,in} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 214 = 92.4 \text{ mm}^2 < \frac{1.4}{420} \times 120 \times 214 = 105.6 \text{ mm}^2 \text{ . control}$$

$$A_{s,in} = 105.6 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 177.05 \text{ mm}^2 - OK$$

Use 2Ø12 with

Shear Design:

V_u at distance d from support = 24 KN

Shear strength, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams.

This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} bwd = 1.1 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 214 \times 10^{-3} = 28.45 \text{ KN}$$

$$V_u < \phi V_c$$

No Need for shear reinforcement

4-6: Beam Design

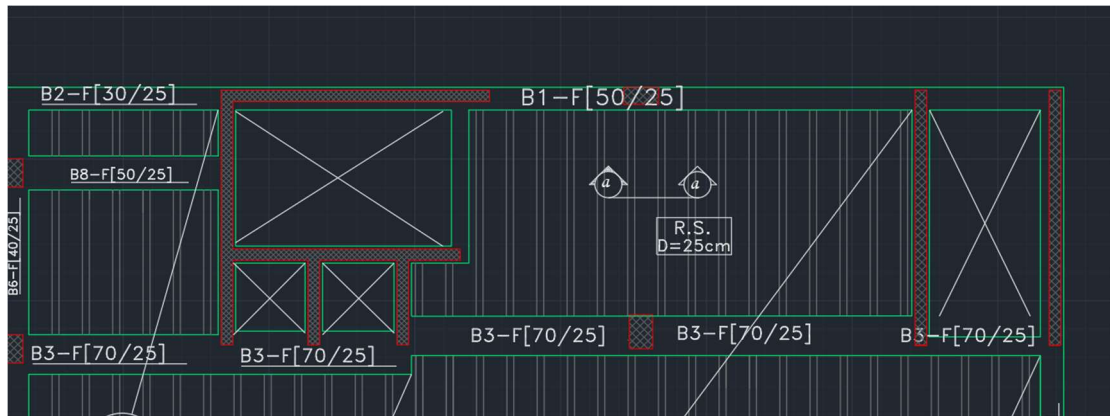


Figure 4. 2:Figure shows the location of Beam (B1-F)

Material

- concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section

- $B = 600 \text{ mm}$
- $h = 250 \text{ mm}$
- $d = 250 - 40 - 10 - 12/2 = 214 \text{ mm}$

Load Calculation for Beam (B1-F)

Self-weight of beam $= 25 \times 0.6 \times 0.25 = 3.75 \text{ KN/m}$

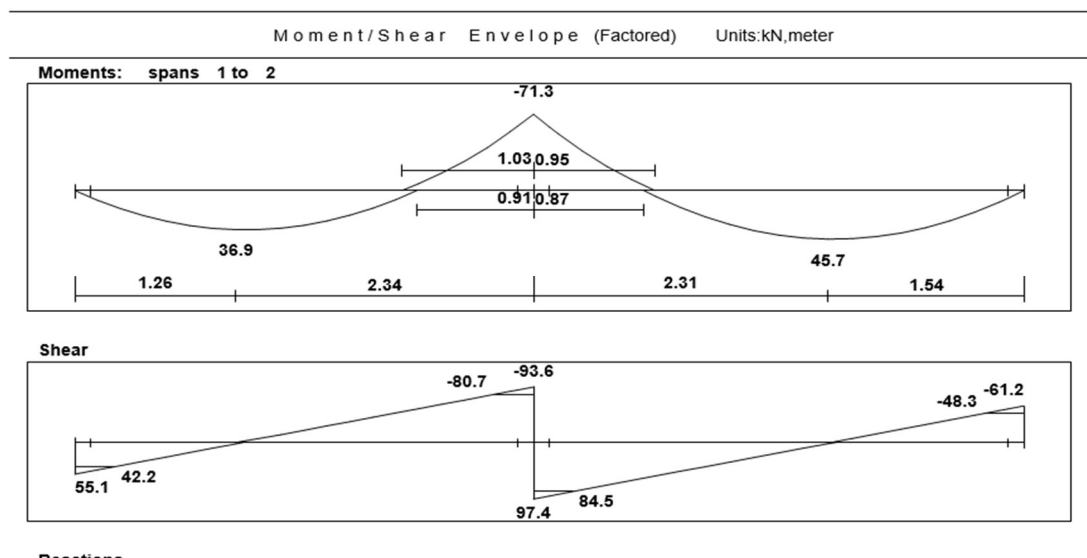


Figure 4. 3:Beam moments from Attir analysis

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 214 = 113.14m$$

$$c = \frac{a}{\beta} = a = 0.85 \times 113.14 = 96.17mm$$

$$\phi M_{n,x} = \phi 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.8 \times 0.85 \times 24 \times 96.17 \times 600 \times (214 - 96.17/2) \times 10^{-6} = 203.3 KN.m$$

$$M_u = 71.3 KN.m < \phi M_{n,max} = 203.3 KN.m$$

Design the section as singly reinforced concrete section.

Design of Beam (B1-F) for NEGATIVE moments:

Assume bar diameter ϕ 16 for main positive reinforcement

$$d = 250 - 40 - 10 - 16/2 = 190 \text{ mm}$$

- Span 1 (Max Negative Moment = 71.3 KN.m)

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{71.3 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 192^2} = 3.66 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 3.66 \times 20.6}}{420} \right) = 0.00968$$

$$A_s = \rho b d = 0.00968 \times 600 \times 192 = 1103.4 \text{ mm}^2$$

for A_s , min

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} bwd \geq \frac{1.4}{f_y} bwd$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420} 600 \times 192 = 423.36 \text{ mm}^2 < \frac{1.4}{420} \times 600 \times 192 = 484 \text{ mm}^2 \text{ . control}$$

$$A_{s,min} = 484 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 1103.4 \text{ mm}^2 - OK$$

Use $\Phi 20$ $A_s = 314 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ of bars} = (1103.4/314) = 3.5$$

\therefore Use 4 $\Phi 20$... $A_s = 1256 > 1103.4 \text{ mm}^2$

\rightarrow Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

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

$$1256 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 43.1 \text{ mm.}$$

$$f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.1}{0.85} = 50.7 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{192-50.7}{50.7} * 0.003 = 0.0084 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK!$$

Design of Beam (B1-F) for POSITIVE moments:

Assume bar diameter $\Phi 16$ for main positive reinforcement

$$d = 250 - 40 - 10 - 16/2 = 192 \text{ mm}$$

• (Max Positive Moment = 45.7 KN.m)

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{45.7 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 192^2} = 2.3 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 2.3 \times 20.6}}{420} \right) = 0.00583$$

$$A_s = \rho b d = 0.00583 \times 600 \times 192 = 671.13 \text{ mm}^2$$

for A_s , min

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b w d \geq \frac{1.4}{f_y} b w d$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{24}}{420} 600 \times 192 = 654.78 \text{ mm}^2 < \frac{1.4}{420} \times 600 \times 192 = 748.47 \text{ mm}^2 \text{ . control}$$

$$A_{s,min} = 748.47 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 188.52 \text{ mm}^2 - OK$$

Use $\Phi 16$ $A_s = 201.06 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ of bars} = (748.47 / 201.06) = 3.72$$

$$\therefore \text{ Use } 4 \Phi 16 \dots A_s = 804.24 > 748.47 \text{ mm}^2$$

→ Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

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

$$804.24 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 27.6 \text{ mm.}$$

$$f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.6}{0.85} = 32.5 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{192-32.5}{32.5} * 0.003 = 0.015 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK!$$

Shear Design of beam (B1-F):

$$V_u \text{ max} = 84.5 \text{ kN}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - (16/2) = 192 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$
$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 1 * 0.192 * 10^3 = 197.6 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 197.6 = 148.2 \text{ KN.}$$

$$V_u = 84.5 \text{ KN} < \phi V_c / 2 = 74.1 \text{ KN}$$

So, case 1 is not satisfied

$$\phi V_c / 2 = 74.1 \text{ KN} < V_u = 84.5 \text{ KN} < \phi V_c = 148.2 \text{ KN}$$

So, case 2 is satisfied

Try 2Φ8:

$$\frac{100.5 * 420 * 192}{s} = 84.5 * 10^3, s = 95.91 \text{ mm}$$

Try using 4 legs Φ8

$$S = 95.91 \text{ mm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Use Φ8 @ 100 mm, 4 legs.

4-7: Design of column (C3).

Calculation of Loads act on Column (C3)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the system on Etabs.

Dead Load = 1000 KN (service)

Live Load = 500 KN (service)

Loads acting on column (C3) are as follows:

Factored loads (Pu) = 1.2*1000+1.6*500= 2000 KN

Calculation of Required Dimension of Column (C3)

Total load Pu = 2600 KN

$P_n = 2000 / (0.65) = 3076.9 \text{ KN}$

$\rho_g = 2.0 \%$

$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$

$3076.9 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$

$A_g = 1354.65 \text{ cm}^2$

∴ Select 50*30 cm with $A_g = 1500 \text{ cm}^2$.

Check slenderness effect:

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{K l_u}{r}$$

l_u : Actual unsupported (unbraced) length = 3.68 m

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

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

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.95}{0.3 * 0.5} = 19.67$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$\lambda = 19.67 < 22$ **Short about X**

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.95}{0.3 * 0.3} = 32.78$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$$\lambda = 32.78 > 22$$

∴ Short about X and long about Y.

∴ Column is long about Y, so slenderness effect will be considered.

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24 \text{ mm}$$

$$P_u = 2000 \text{ kN}$$

$$M_{min} = P_u * e_{min} = 2000 * 0.024 = 48 \text{ kN.m}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.2 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 * 300^3}{12} = 1.125 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2D}{1.2D + 1.6L} = \frac{1.2 * 1000}{2000} = 0.6$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 * 23025.2 * 1.125}{1 + 0.6} = 6475.84 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = \frac{\sum \pi^2 * 6475.84}{(1 * 3.18)^2} = 6320.36$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 * 1 = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{c_m}{1 - \frac{p_u}{0.75 p_c}} = \frac{1}{1 - \frac{2000}{0.75 * 6320.36}} = 1.73 > 1$$

$$e = e_{min} * \delta_{ns} = 24 * 1.73 = 41.52 \text{ mm}$$

$$M_2 = M_{min} = 48 \text{ kN.m}$$

$$M_c = \delta_{ns}^* M_2 = 1.73 * 48 = 68.64 \text{ kN.m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{41.52}{300} = 0.1384$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 2 * 14}{300} = 0.573$$

Use interaction diagram A-9a

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{2000 * 10^3}{500 * 300} * 0.145 = 1.933 \text{ ksi}$$

Diagram A-9a for ($\gamma = 0.6$), $\rho_g = 0.01581$

$$A_{st} = \rho_g * A_g = 0.01581 * 500 * 300 = 2371.5 \text{ mm}^2$$

Select 12 \emptyset 16 with $A_s = 2412.74 \text{ mm}^2$

$$\phi P_n = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_s) + A_{st} * F_y\}$$

$$2000 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * 24 (500 * 300 - A_{st}) + A_{st} * 420\}$$

$$A_{st} = 2967.3 \text{ mm}^2$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2967.35}{300 * 500} = 0.01978 > \rho_{req} = 0.0121 \text{ as it is expected}$$

Check spacing between the bars:

$$S = \frac{500 - 2 * 40 - 2 * 10 - 5 * 14}{4} = 82.5 \text{ mm}$$

$$S = 133.33 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5 d_b = 37.5 \text{ mm}$$

Determination of Stirrups Spacing

According to ACI:

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b (\text{Longitudinal bar diameter}) = 16 \times 1.4 = 22.4 \text{ cm.}$$

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

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 40 \text{ cm}$$

Select \emptyset 10/10 cm above the slab and along lap-splice.

Select \emptyset 10/20 cm at the middle.

Determination of Stirrups Spacing

According to ACI:

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b (\text{Longitudinal bar diameter}) = 16 \times 1.4 \\ = 22.4 \text{ cm.}$$

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

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 40 \text{ cm}$$

Select $\emptyset 10/10$ cm above the slab and along lap-splice.

Select $\emptyset 10/20$ cm at the middle.

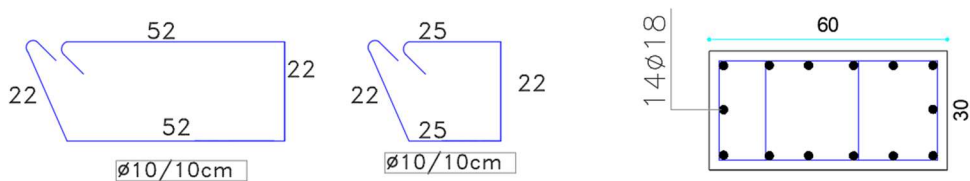


Figure 4. 4: Column C3 detailing.

4.8: Design of Isolated Footing (F4)

Loads that act on footing F4 are :

- **PD = 1100 KN, PL = 300 KN**
- **$P_u = 1.2 * 1100 + 1.6 * 300 = 1800 \text{ KN}$**

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 = 5 cm**

Determination of footing dimension (a)

: Two way shear (punching)

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

Assume $h = 50 \text{ cm}$

$$\sigma_{b(allow)net} = 400 - 25 \cdot 0.5 - 0.6 \cdot 18 - 5 = 371.7 \text{ KN/m}^2$$

$$A = \frac{P_n}{q_{a.net}} = \frac{1100 + 300}{371.7} = 3.56 \text{ m}^2$$

$$l = \sqrt{A} = \sqrt{3.56} = 1.89 \text{ m}$$

Select $l = 1.90 \text{ m}$

Determination of footing depth (h)

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

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{1800}{1.9 * 1.9} = 498.615 \text{ KN/m}^2$$

Design of one-way shear:

$$d = h - \text{cover} - \phi = 500 - 50 - 14 = 436 \text{ mm}$$

V_u at distance d from the face of column

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

$$= 498.62 * 1.9 \left(\frac{1.9}{2} - \frac{0.3}{2} - 0.436 \right) = 344.84 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1900 * 0.436 = 507.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 507.3 \text{ KN} > V_u = 344.84 \text{ KN}$$

$\therefore h = 50 \text{ cm}$ is correct

Design of Punching (Two-way shear).

$$d = 436 \text{ mm}$$

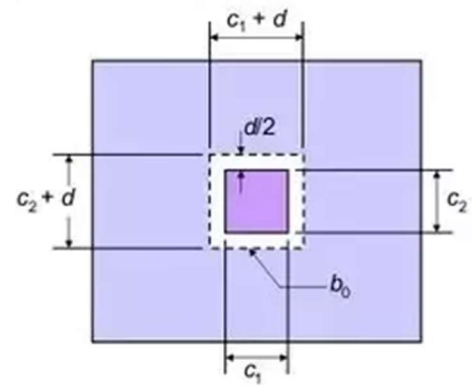
$$b_o = 2(0.6 + 0.436) + 2(0.3 + 0.436) = 3.54 \text{ m}$$

$$B_c = 1$$

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

$$V_u = 344.84(1.9 * 1.9 - (0.6 + 0.436)(0.3 + 0.436)) = 633.8 \text{ KN}$$

ϕV_c is the smallest of:



$$\begin{aligned}
1. \quad V_c &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{24} \times 3540 \times 436 \times 10^{-3} = 3780.64 \text{ KN} \\
2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 436}{3540} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 3540 \times 436 \times 10^{-3} = 4364.47 \text{ KN} \\
3. \quad V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 3540 \times 436 \times 10^{-3} = 1808.44 \text{ KN} \quad (\text{Control})
\end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 \times 1808.44 = 1356.33 \text{ KN} > V_u = 633.8 \text{ KN}$$

$\therefore A = (1.9 \times 1.9) \text{ m}^2$ and $h = 50 \text{ cm}$ is correct.

Design of Reinforcement

$$M_u = 498.615 \times 0.8 \times 1.9 \times (0.8/2) = 303.16 \text{ KN.m}$$

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

$$M_n = 303.16 / 0.9 = 336.84 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{336.84 \times 10^6}{1900 \times 436^2} = 0.933 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{F_y}}\right) \\
&= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.933 \times 20.59}{420}}\right) = 0.002274
\end{aligned}$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho * b * d = 0.002274 * 1900 * 436 = 1883.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1900 * 500 = 1710 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} > A_{s, \text{min}}$$

Select for this directions: 12 \emptyset 14 with $A_s = 1848 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}}$

$$M_u = 498.62 \times 0.65 \times 1.9 \times (0.65/2) = 200.13 \text{ KN.m}$$

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

$$M_n = 200.13 / 0.9 = 222.37 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{222.37 \times 10^6}{1900 \times 436^2} = 0.616 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{F_y}}\right) \\
&= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.616 \times 20.59}{420}}\right) = 0.0015
\end{aligned}$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.0015 * 1900 * 436 = 1242.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(min)} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1900 * 500 = 1710 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_{s,req}$

Select for this directions: 12Ø14 with $A_s = 1848 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$

Select 23Ø16 in both directions.

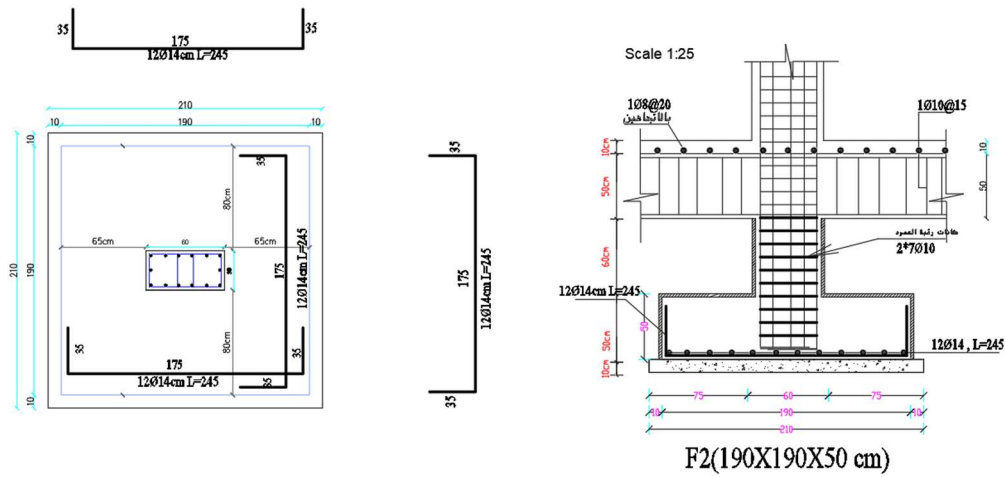


Figure 4. 5: Foundation F2 reinforcement.

4.9: Design of Stairs.

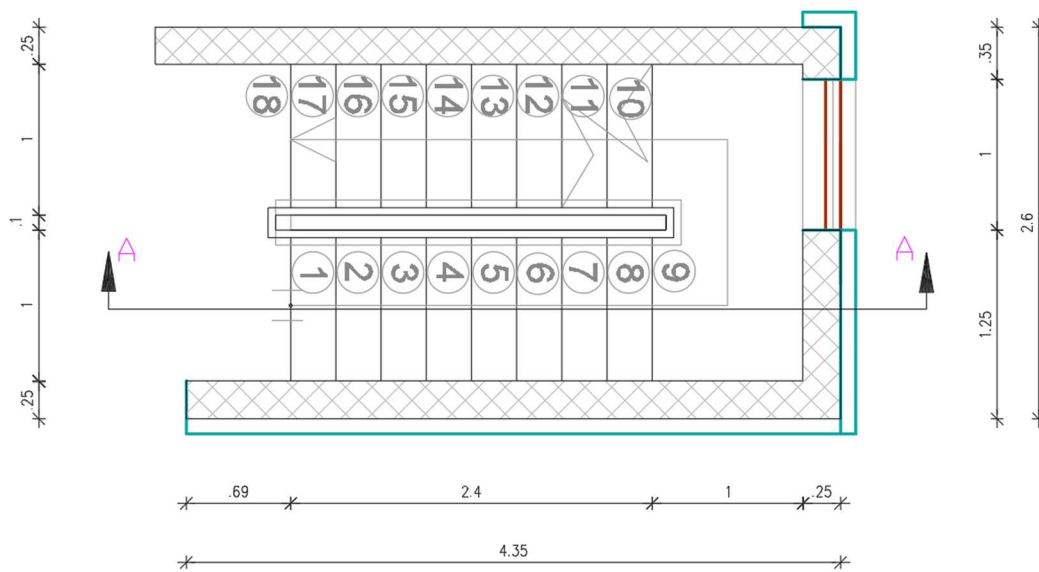


Figure 4. 6: Stair plan.

4.9.1: The flight.

- **Determination the thickness:**

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

$$h (\text{min}) = L/20 = 240/20 = 12 \text{ cm}$$

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

$$\text{Angle } (\alpha): \tan(\alpha) = 16.2/30 \rightarrow \alpha = 28.4$$

- **Load calculation:**

Table 4. 3: Load calculation for the flight

Load calculation for the flight		
Concrete Block	Quality Density	$W = \gamma \cdot V$
	KN/ m^3	KN
Tiles	27	$27 * ((0.153 + 0.35) / 0.3) * 0.03 * 1 = 1.36$
Mortar	22	$22 * ((0.153 + 0.3) / 0.3) * 0.02 * 1 = 0.66$
Stair step	25	$(25 / 0.3) * ((0.153 * 0.3) / 2) * 1 = 1.91$
R.C solid slab	25	$(25 * 0.2 * 1) / (\cos 28.4) = 5.61$
Plaster	22	$(22 * 0.03 * 1) / (\cos 28.4) = 0.74$
Total Dead Load, KN		10.28 KN/m

$$\text{Live load} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 1.2 * 10.82 + 1.6 * 5 = 20.99 \text{ KN/m}$$

- **Analysis.**

The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight:

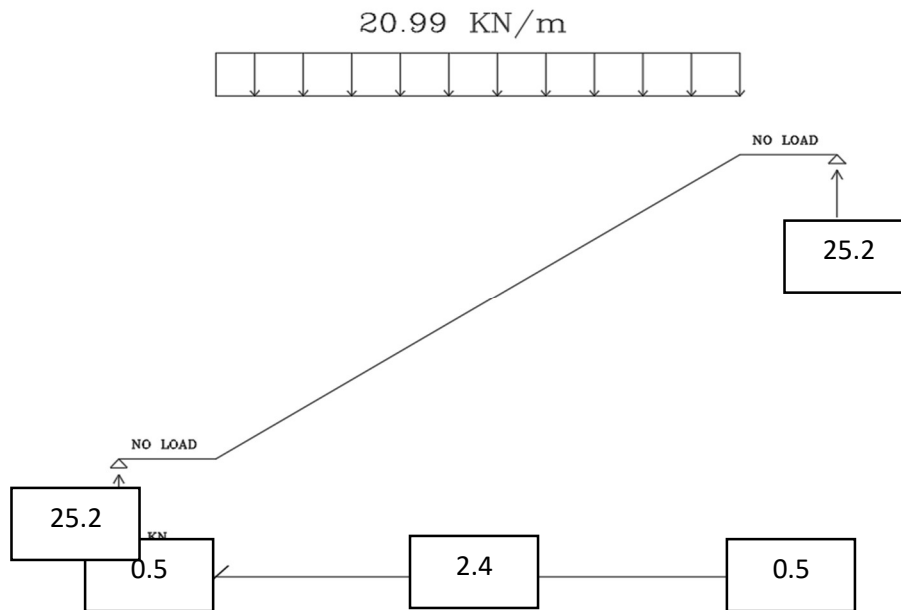


Figure 4. 7: Load distribution for flight.

- **Design.**

Design for shear:

$$R = W * L / 2 = (20.99 * 2.4) / 2 = 25.2 \text{ KN}$$

$$d = 200 - 20 - (14 / 2) = 173 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 0.173 \\ &= 105.94 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$0.5 * \phi V_c = 0.5 * 105.94 = 52.97 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 52.97 > V_u \text{ max} = 34.004 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required

Design of bending moment:

$$M_u = 25.2 (0.6 + 1.2) - 20.99 * (1.2^2 / 2) = 30.25 \text{ KN/m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{30.25 * 10^6 / 0.9}{1000 * 173^2} = 1.123 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn * m}{F_y}}) = \frac{1}{20.59} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.123 * 20.59}{420}}) = 0.00275$$

$$A_{s, req} = \rho * b * d = 0.00275 * 1000 * 173 = 476.1 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s, req} > A_{s, min}$$

Select 5Ø14 with $A_s = 476.1 \text{ mm}^2 > A_{s, min}$

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

Check Strain:

$$C = T$$

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

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 476.1 * 420$$

$$a = 9.8 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 9.8 / 0.85 = 11.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = ((d - c) / c) * 0.003$$

$$= ((173 - 11.53) / 11.53) * 0.003$$

$$= 0.042 > 0.005$$

Check spacing:

$$S = 20 \text{ cm} < 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$= 380 * \left(\frac{280}{0.67 * 420} \right) - 2.5 * 20 = 33.37 \text{ mm}$$

4.9.2: The landing.

- **Determination the thickness:**

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

$$h (\text{min}) = L / 20 = 260 / 20 = 13 \text{ cm}$$

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

$$d = 200 - 20 - (14 / 2) = 173 \text{ mm}$$

- **Load calculation:**

Table 4. 4: Load calculation for the landing

Load calculation for the landing		
Concrete Block	Quality Density	$W = \gamma \cdot V$

	<i>KN/ m3</i>	<i>KN</i>
Tiles	27	22*0.03*1=0.66
Mortar	22	22*0.02=0.44
R.C solid slab	25	25*0.15*1=3.75
Plaster	22	22*0.02=0.66
Total Dead Load, <i>KN</i>		5.51 <i>KN/m</i>

Live load= 5 *KN/m*²

$W_u = 1.2*5.51 + 1.6*5 = 14.21$ *KN/m*

- **Analysis.**

The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the landing:

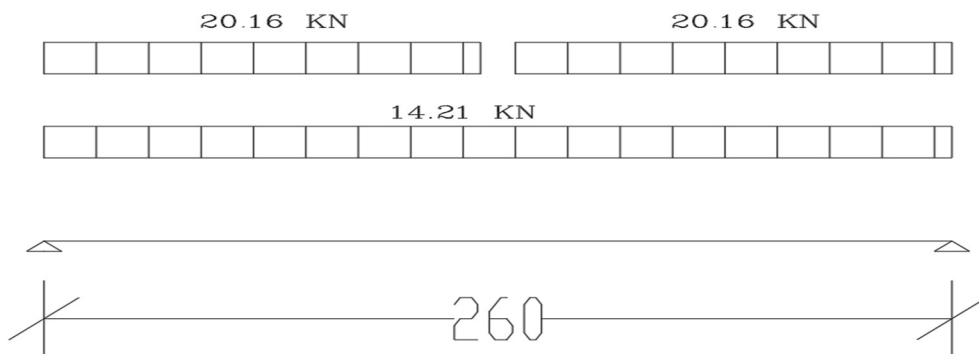


Figure 4. 8: Load distribution for flight.

- **Design.**

Design for shear:

$W_R = 25.2/1.25 = 20.16$ *KN*

$$R = (14.21 * 2.6) / 2 + 20.16 * 1.25 = 44.2$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 0.173 \\ &= 105.94 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$0.5 * \phi V_c = 0.5 * 105.94 = 52.97 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 52.97 > V_u \text{ max} = 44.2 \text{ KN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required

Design of bending moment:

$$M_u = 44.2 * 1.3 - (14.12 * 1.25^2) / 2 - 20.16 * 1.3 * (1.25 / 2) + 0.005 = 30.1 \text{ KN/m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{30.1 * 10^6 / 0.9}{1000 * 173^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.12 * 20.59}{420}} \right) = 0.00274$$

$$A_s, \text{ req} = \rho * b * d = 0.00274 * 1000 * 173 = 474.75 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{ req} > A_s, \text{ min}$$

Select 5Ø14 with $A_s = 769.7 \text{ mm}^2 > A_s, \text{ req}$

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

Check Strain:

$$C = T$$

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

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 769.6 * 420$$

$$a = 15.84 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 15.84 / 0.85 = 18.64 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = ((d - c) / c) * 0.003$$

$$= ((173 - 18.64) / 18.64) * 0.003$$

$$= 0.0248 > 0.005$$

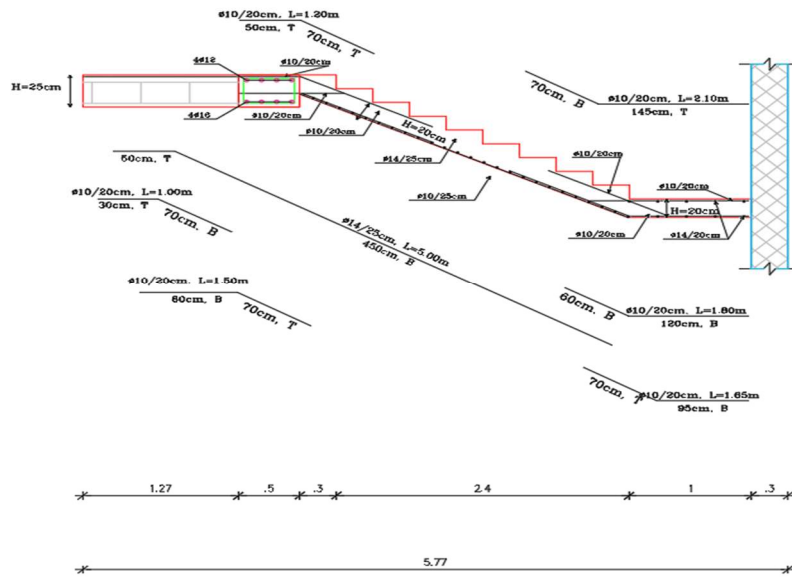
Check spacing:

$$S = 20 \text{ cm} < 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$= 380 * \left(\frac{280}{0.67 * 420} \right) - 2.5 * 20 = 33.37 \text{ mm}$$

Figure 4. 9: Stair reinforcement.



4.10: Seismic Design

1. Description Of The Project

This chapter provides project information, Soil information, Seismic information .

1.1 project information

Ahmad saleh Klaled Knatry
Mohamed Gad

التصميم الإنشائي لـ " فندق دورا " بمدينة الخليل

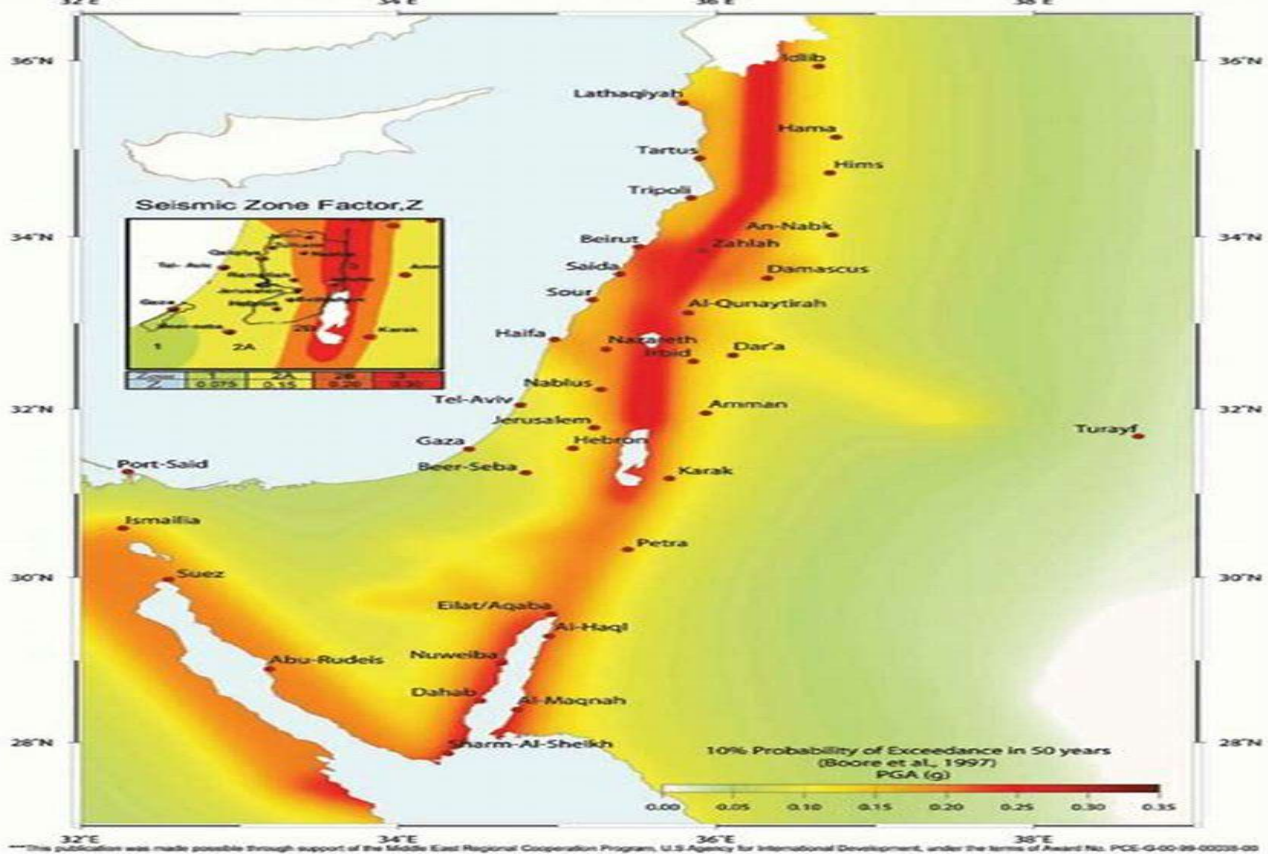
in Hebron City

الموقع

9

عدد طوابق التصميم

SEISMIC HAZARD MAP FOR BUILDING CODES IN THE LEVANT



1.2 Soil Information

according to the soil test , The foundations are designed with allowable bearing capacity.

6	عدد الطوابق التصميم
4.00 كغم / سم ²	قوة تحمل التربة للاساسات المنفردة
3.60 كغم / سم ²	قوة تحمل التربة للاساسات المستمرة
اساسات منفصلة ومستمرة	نوع الاساسات المقترحة
1.20 متر	عمق التأسيس المقترح

1.3 Seismic information

according to the soil test , The seismic data is .

S_b	Soil profile type
0.15	seismic zone factor
0.15	acceleration seismic coefficient (CA)
0.15	velocity seismic coefficient (CV)
1.00	importance factor
5.5	resisting system(Dual System)

✓ **Soil Profile Types**

The soil profile types labeled S_A through S_F (see next Table) represent the effect of soil conditions on ground motion. Seismic ground motion can be amplified by site geology and soil characteristics.

Soil Profile Types				
Soil profile type	Soil profile name/generic description	Average soil properties for top 100 feet (30,480 mm) of soil profile		
		Shear wave velocity, fsseet/second (m/s)	Standard penetration test (blows/foot)	Undrained shear strength, psf (kPa)
S_A	Hard rock	>5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)	—	—
S_C	Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	>50	>2,000 (100)
S_D	Stiff soil profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E	Soft soil profile	<600 (180)	<15	<1,000 (50)
S_F	Soil requiring site-specific evaluation.			

(From UBC 1997, Table 16-J.)

Seismic Coefficient C_a

Soil profile type	Seismic zone factor, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed for soil profile S_F .				

(From UBC 1997, Table 16-Q.)

. Structural system .2

This chapter provides project Structural system, Code of practice , Materials properties .

2.1 Structural system .

Building Frame System (Shear wall with "Concrete"	Structural system
One way ribbed slab 25 cm thickness	Floor structural system
Mat foundation ,continuous foundation and ground beams	Foundation structural system
Csi safe for floor and faoundation Csi etabs for shear wall and columns Beamd for beams	Design software

Structural Systems^a (Continued)

Basic structural system ^b	Lateral-force-resisting system description	<i>R</i>	Ω_o	Height limit for seismic zones
				3 and 4
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Shear walls	5.5	2.8	240
	a. Concrete			
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	3. Ordinary braced frames	5.6	2.2	160
	a. Steel			
b. Concrete ^c	5.6	2.2	N.P.	
4. Special concentrically braced frames	6.4	2.2	240	
a. Steel				

2.2 Code of practice .

-
- ACI-318M-011, Building Code Requirements For Structural Concrete , American Concrete Institute ,2011
-
- JC/LFC-2006, Jordanian codes, Loads and Forces Code ,Second edition ,2006.
-
- (UBC97),Uniform Building Code,1997.
-

2.3 Materials properties

Name	Type	E MPa	v	Unit Weight kN/m ³	Design Strengths
B300	Concrete	23025.20	0.2	24	Fc=24 MPa
FY420	Rebar	199947.98	0.3	76.9729	Fy=420 MPa,

4.11: 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, S.W

The following data that used in design:

Shear wall thickness = h = 25 cm

Shear wall length $L_w = 4.80$ m

Building height $H_w = 16.20$ m

Critical section shear:

$L_w/2 = 4.80/2 = 2.40$

$h_w/2 = 16.2/2 = 8.10$

story height = 2.95

$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 4.8 = 3.84$ m

$V_u = 749.6$ KN

$M_u = 1136.5$ KN.m

Calculation of shear strength provided by concrete V_c :

Shear Strength of Concrete is the smallest of:

- $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$
 $= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 0.25 \times 3840 = 783.8 \text{ KN}$
- $V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{Nu \times d}{4Lw}$
 $= 0.27 \sqrt{24} \times 0.25 \times 3840 + 0 = 1269.82 \text{ KN}$
- $V_c = \left[0.05 * \sqrt{f_c'} + \frac{Lw(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{Nu}{Lw.h})}{\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right] \times h \times d$

$$\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{1136.5}{749.6} - \frac{4.8}{2} = -0.884 < 0 \text{ This equation is not applicable.}$$

$$\therefore V_c = 783.8 \text{ KN} \rightarrow \phi V_c = 587.85 < V_{umax}^1 = 749.5 \text{ KN}$$

Horizontal Reinforcement is Required.

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{749.5}{0.75} - 783.8 = 215.53 \text{ kN}$$

$$\frac{Avh}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{215.53 * 10^3}{420 * 3840} = 0.134$$

$$\text{but } \left(\frac{Avh}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = \mathbf{0.625}.$$

Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement Select $\phi 10$:

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

$$\frac{Avh}{s} = 0.625 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{0.625} = 252.8 \text{ mm}$$

$$S_{max} = Lw/3 = 4800/3 = 1600 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

$$= 45 \text{ cm} \ll \text{ Controlled.}$$

Select $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ at each side.

4.7.2 Design of Vertical Reinforcement

$$Avv = [0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{hw}{lw}) (\frac{Avh}{S_{hor} * h} - 0.0025)] * h * S_{ver}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{16.20}{4.80} = 3.375 > 2.50$$

$$\frac{A_{vv}}{S_{ver}} = [0.0025 + 0.5 (0) \left(\frac{2 \cdot 79}{250 \cdot 250} - 0.0025 \right)] \cdot 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_{ver}} = 0.625$$

$$S_{max} = L_w / 3 = 4800 / 3 = 1600 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}$$

$$= 45 \text{ cm}$$

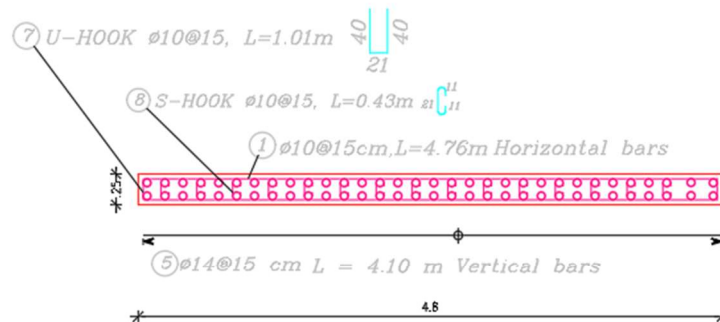
Select $\phi 12$:

$$A_{vv} = 2 \cdot 113.1 = 226.2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.625$$

$$S_{req} = \frac{226.2}{0.75} = 301.6 \text{ mm}$$

Select $\phi 12 @ 200 \text{ mm}$ at each side.



S.W.2

SCALE 1:20

Figure 4. 10: Shear wall 5 reinforcement.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

1-5 مقدمة :-

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمستشفى المقترح بناؤه في مدينته دورا. وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

2-5 النتائج :-

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك 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 الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. برامج الحاسوب المستخدمة:-
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:-
a. AUTOCAD :- وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR :- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office XP :- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
5. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
6. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3-5 التوصيات :-

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

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من

خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

المصادر والمراجع

- Building code requirements for structural concrete (ACI-318- (1
19), USA: American Concrete Institute, 201**
- كود البناء الأردني، كود الأحمال والقوى، عمان، الأردن: مجلس البناء الوطني الأردني، (2
. 2006**
- R. K. Isaac, C. M. Hall, and F. Higgins-Despoilers, The politics (3
and power of tourism in Palestine. Routledge Abingdon, 2015.**
- C. de Cesari, “Hebron, or heritage as technology of life,” (4
Jerusalem Quarterly, no. 41, 2010.**
- R. Paine, “Behind the Hebron massacre, 1994,” Anthropos (5
Today, vol. 11, no. 1, pp. 8–15, 1995.**
- W. J. M. Rankine, A manual of civil engineering. Charles (6
Griffin, 1872.**
- ASCE, “Civil engineering body of knowledge for the 21st (7
century: Preparing the civil engineer for the future,” 2008.**
- P. Lu, S. Chen, and Y. Zheng, “Artificial intelligence in civil (8
engineering,” Math Probl Eng, vol. 2012, 2012.**