جـامـعة بـوليـتكنك فلسطيـن

كلـيـة الـهندسـة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل– فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " VIDA HOTEL " في مدينه دورا

فـريـق الـعمـل

هديل علي أبو زنيد

رنيم عبدالله بنات

ليليان هاشم الطيطي

محمود خالد كرجة

إشراف

م. سفيان الترك

كانون الأول – 2019م

جـامـعة بوليـتكنك فلسطين

كليـة الـهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل– فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " VIDA HOTEL " في مدينه دورا

فريق العمل

هديل علي أبو زنيد **رنيم عبدالله بنات**

ليليان هاشم الطيطي **محمود خالد كرجة**

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. سفيان الترك	م. فيضي شبانة
.....	.....

كانون الأول – 2019م

الإهـــــداء

نهدي هذا العمل المتواضع لكل من:

... إلى من بلّـغ الرسالة وأدّى الأمانـة.. ونصح الأمـة.. إلـى معلمنـا الأول نبـي الرحمـة ونور العالمين.. سيدنا محمد – ﷺ–

... إلى من علمونا العطاء دون انتظار المقابل.. من نحمل أسمائهم بكل فخار.. من ضحوا بالغالي والنفيس وتحملوا مرارة العيش لنحيا بكرامة، من قال فيهم رب العزة ﷻ: "وَاخْفِضْ لَهُما جَناحَ الذُّلِّ مِنَ الرَّحْمَةِ". أمهاتنا وآباؤنا اطال الله أعمارهم.

... الى منارات العلم والمعرفة في جامعتنا الحبيبة أعضاء الهيئة التدريسية والادارية.

... الى رفقاء ربنا ودعائم قوتنا، وبلسم جراحنا.. زميلاتنا وزملاؤنا.

فـريـق الـعـمـل

شـكـر وتـقـديـر

الشكر لله أولاً وقبل كل شيء الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه علينا، والحمد له حمداً لا ينتهي عنده حد ولا ينقطع عنده أجل.

ولا يسعنا في هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى قلعة العلم ونبراس المعرفة، شلال العطاء الذي لا ينضب، بيتنا الثاني جامعتنا الحبيبة، جامعة بوليتكنك فلسطين.

كما نتقدم بعظيم الشكر ووافر الامتنان الى قائد سفينتنا، معلمنا وقدوتنا الذي لم يتأخر عن مساعدتنا لنصل واياه الى شاطئ الامان، استاذنا الفاضل المهندس سفيان الترك. مشرف على مشروع تخرجنا.

ولا ننسى أن نشكر كافة أعضاء الهيئتين التدريسية والادارية في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه وعلى رأسهم رئيس دائرتنا أستاذنا الفاضل المهندس فيضي شبانه حفظه الله ورعاه. الذين كرسوا جل وقتهم لمساعدتنا طوال سنوات دراستنا.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم ودعمهم لما أحسسنا بمتعة البحث، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختاماً نشكر كل من قدم وساعد وساهم من قريب ومن بعيد في انجار هذا العمل ليخرج الى حيز الوجود بالشكل الذي هو عليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع باللغة العربية

التصميم الإنشائي لـِ " VIDA HOTEL " في مدينه دورا

فريق العمل

هديل علي أبو زنيد **رنيم عبدالله بنات**

ليليان هاشم الطيطي **محمود خالد كرجة**

إشراف

م. سفيان الترك

كانون الأول – 2019 م

يهدف هذا المشروع الى عمل تصميم إنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات، وجسور، وأعمدة، وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

كما يتكون مبنى المشروع من خمسة طوابق، وطابقين روف، حيث تبلغ المساحة الإجمالية (14892) متراً مربعاً، كما ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل:

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office,Etabs,Safe,Sap.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Structural Design For VIDA HOTEL In Dura

Prepared by

Hadeel Ali Abu-Znaid **Raneem Abdallah Banat**

Lilyan Hashem Titi **Mahmoud Khaled Karajeh**

Palestine Polytechnic University -2019

Supervisor

Eng .Sufian Al-Turk

Abstract

The idea of this project can be summarized by preparing VIDA HOTEL In Dura. Which consists of all facilities that should be available in any Hotel.

The project is consists of five floors, and two roof, and the total area of the building is 14892 meter square, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional .

We used ACI-318 code and structural designing programs such, ATIR, AutoCAD (2014), Eabs, Safe,Sap and we studied some old graduation projects, and the project will include detailed structural study of identified and analysis of the construction elements and the expected various loads, and then the structural design of elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design.

God grants success

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s' =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c'** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.

- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

فهرس المحتويات

الموضوع **الصفحة**

الإهداء III
الشكر والتقدير IV
الملخص باللغة العربية V
الملخص باللغة الانجليزية VI
List of abbreviations VII
فهرس المحتويات IX
فهرس الجداول XII
فهرس الاشكال XIII

الفصل الأول: المقدمة 1
1-1 المقدمة 2
2-1 أهداف المشروع 2
3-1 مشكلة المشروع 3
4-1 حدود مشكلة المشروع 3
5-1 المسلمات 3
6-1 فصول المشروع 4
7-1 اجراءات المشروع 4

الفصل الثاني: الوصف المعماري 6
1-2 مقدمة 7
2-2 لمحة عامة عن المشروع 8
3-2 وصف طوابق المشروع 8
2-3-1 أهمية الموقع 10
2-3-2 حركة الشمس والرياح 10
2-3-3 الرطوبة 11

2-4 وصف طوابق المشروع 11
2-4-1 الطابق الأرضي 12
2-4-2 الطابق الأول 13
2-4-3 الطابق الثاني 14
2-4-4 الطابق الثالث 15
2-4-5 الطابق الرابع 16
2-4-6 الطابق الخامس (الروف الأول) 17
2-4-7 الطابق السادس (الروف الثاني) 18
2-5 الواجهات 19
2-5-1 الواجهة الرئيسية (الشمالية) 19
2-5-2 الواجهة الشرقية 20
2-5-3 الواجهة الغربية 21
2-5-4 الواجهة الجنوبية 22
2-6 وصف الحركة والمداخل 22
2-7 المداخل 23

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي 24
3-1 مقدمة 25
3-2 الهدف من التصميم الإنشائي 25
3-3 مراحل التصميم الإنشائي 26
3-4 الأحمال 26
3-4-1 الأحمال الميتة 26
3-4-2 الأحمال الحية 27
3-4-3 الأحمال البيئية 28
3-4-3-1 أحمال الرياح 28
3-4-3-2 أحمال الثلوج 29
3-4-3-3 أحمال الزلازل 30
3-5 الاختبارات العملية 31
3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى 31
3-6-1 العقدات 31

3-6-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 32
3-6-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين 32
3-6-1-3 المصمتة ذات الاتجاه الواحد 33
3-6-1-4 المصمتة ذات الاتجاهين 34
3-6-1-5 العقدات (Flat Plate) 34
3-6-2 الأدراج 35
3-6-3 الجسور 35
3-6-4 الأعمدة 36
3-6-5 جدران القص 37
3-6-6 الأساسات 38
3-7 فواصل التمددو الهبوط 38
3-8 برامج الحاسوب 39

الفصل الرابع: Chapter4: Structural Analysis and Design 40
4.1 Introduction 41
4.2 Design method and requirements 41
4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member 43
4.4 Design of Topping 44
4.5 Design of One Way Rib Slab (R2) 46
4.6 Design of Beam (B,G71) 60
4.7 Design of Column (C,S53) 66
4.8 Design of Stair (Stair#4) 71
4.9 Design of Shear Wall (SW,13) 80
4.10 Design of Footing (F3) 84

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات 91
5-1 مقدمة 92
5-2 النتائج 92
5-3 التوصيات 94

فهرس الجداول

رقم الجدول	عنوان الجدول	رقم الصفحة
1.1	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2020/2019)	5
1.3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	27
2.3	الأحمال الحية للمبنى	27
3.3	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN1055-5	28
4.3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	30
1.4	Check Of Minimum Thickness Of Structural Member	43
2.4	Dead load calculation	44
3.4	Dead load calculation of Rib (R2)	48
4.4	Dead load calculation of Flight	72
5.4	Dead load calculation of Middle Landing	76

فهرس الأشكال

رقم الشكل	عنوان الشكل	رقم الصفحة
1-2	خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا	9
2-2	مسقط طابق الارضي	12
3-2	المسقط الافقي للطابق الاول	13
4-2	المسقط الافقي للطابق الثاني	14
5-2	المسقط الافقي للطابق الثالث	15
6-2	المسقط الافقي للطابق الرابع	16
7-2	المسقط الافقي للطابق الخامس (الروف الاول)	17
8-2	المسقط الافقي للطابق السادس (الروف الثاني)	18
9-2	الواجهة الشمالية	19
10-2	الواجهة الشرقيه	20
11-2	الواجهة الغربية	21
12-2	الواجهة الجنوبية	22
1-3	تاثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع	29
2-3	تاثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة	29
3-3	العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	32
4-3	العقدة ذات العصب باتجاهين	33
5-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	33
6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	34
7-3	Flat Plate	34
8-3	الدرج	35
9-3	انواع الجسور	36
10-3	انواع الاعمدة	37
11-3	جدار قص	37
12-3	اساس مفرد	38

44	Topping Load	1-4
47	Statically System and Loads Distribution of Rib(R2)	2-4
49	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R2)	3-4
60	Statically System and Loads Distribution of Beam (B,G71)	4-4
61	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B,G71)	5-4
67	Column Section	6-4
70	Column Reinforcement Details	7-4
71	Stair Plan	8-4
72	Stair Section	9-4
73	Statically System and Loads Distribution of Flight (Service)	10-4
73	Statically System and Loads Distribution of Flight (factored)	11-4
74	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	12-4
77	Statically System and Loads Distribution of Middle Landing	13-4
77	Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing	14-4
80	Shear Diagram of Shear Wall	15-4
81	Moment Diagram of Shear Wall	16-4
85	Foot Section	17-4
90	Reinforcement Details	18-4

1

الفصل الأول

المُقَدِمَة

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 عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه.

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات 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.

5. القدرة على استخدام أية برامج تصميم انشائية جديدة .

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 والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ، وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1-4 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج سابقا، وقمنا باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في هذا الفصل الأكاديمي.

1-5 المسلّمات:

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم 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.

1- 6 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 والتوصيات.

1-7 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 وعامل 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.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

جدول (1-1): يبين الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2019-2020)

الأسابيع / الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
اختيار المشروع																																
دراسة الموقع																																
دراسة المبنى معماريا																																
دراسة المبنى إنشائيا																																
توزيع الأعمدة																																
التحليل الانشائي للمقدمة																																
التصميم الإنشائي للمقدمة																																
إعداد مقدمة المشروع																																
عرض مقدمة المشروع																																
التحليل الانشائي																																
التصميم الانشائي																																
اعداد مخططات المشروع																																
كتابة المشروع																																
عرض المشروع																																

2

الفصل الثانــي

الوصف المِعمَـاري

2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع.

2-4 وصف طوابق المشروع.

2-5 الواجهات.

2-6 وصف الحركة والمداخل.

2-7 المداخل.

2-1 مقدمة:

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

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

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة 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 اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

تعاني دولة فلسطين من عدة مشاكل في تصميم الفنادق نتيجة لعدة أسباب منها: سيطرة الاحتلال الإسرائيلي على الموارد المتاحة و قلتها في نفس الوقت، وغياب التخطيط الجيد في توزيع الفنادق. لذلك أتت الحاجة لتصميم فندق يلبي الاحتياجات العامة للزوار و القائمين في فلسطين.

إن الفندق المقترح تصميمه (VIDA HOTEL) في هذا المشروع عبارة عن فندق تجاري من فئة الأربعة نجوم وهو منشأة تضم مجموعة من الأنشطة السياحية الاستثمارية و الخدمية في مدينة دورا – سنجر، والتي تقوم على أساس فكرة لتشكيل واجهة للمدينة بشكل يتناغم مع التطور المعماري في العالم وتبلغ مساحته ما يقارب 14892 متر مربع.

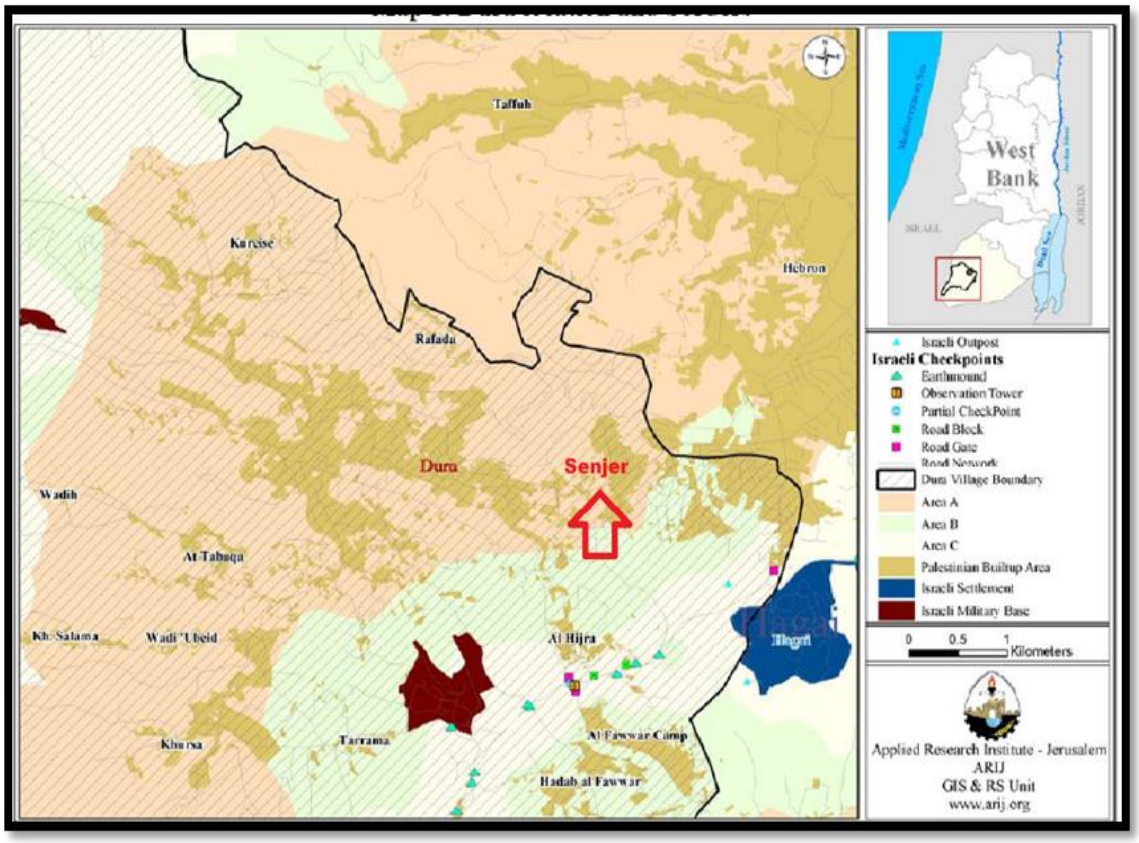
ويهدف الفندق إلى الارتقاء بمستوى المدينة ومد يد العون لخزينة الدولة وزيادة عوائد الاستثمارات، ولتكون منشأة كاملة من جميع النواحي السياحية، الترفيهية، الاقتصادية، الاستثمارية والخدمية لتوفر الراحة والسكن المريح للمستخدم.

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 وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

لذلك 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 سنجر، مدينة دورا، جنوب غرب مدينة الخليل جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض 912 متر عن سطح البحر ،وترتبط بطريق رئيسي هو شارع الخليل_دورا، مساحة قطعة الأرض 6000 متر مربع تقريبا.



شكل (2-1) خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه 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 يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لفندق:

1. جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
2. شبكه 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. وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2-3-2 حركة الشمس والرياح:

تتعرض مدينة دورا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك

القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

2-3-3 الرطوبة:

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات 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.

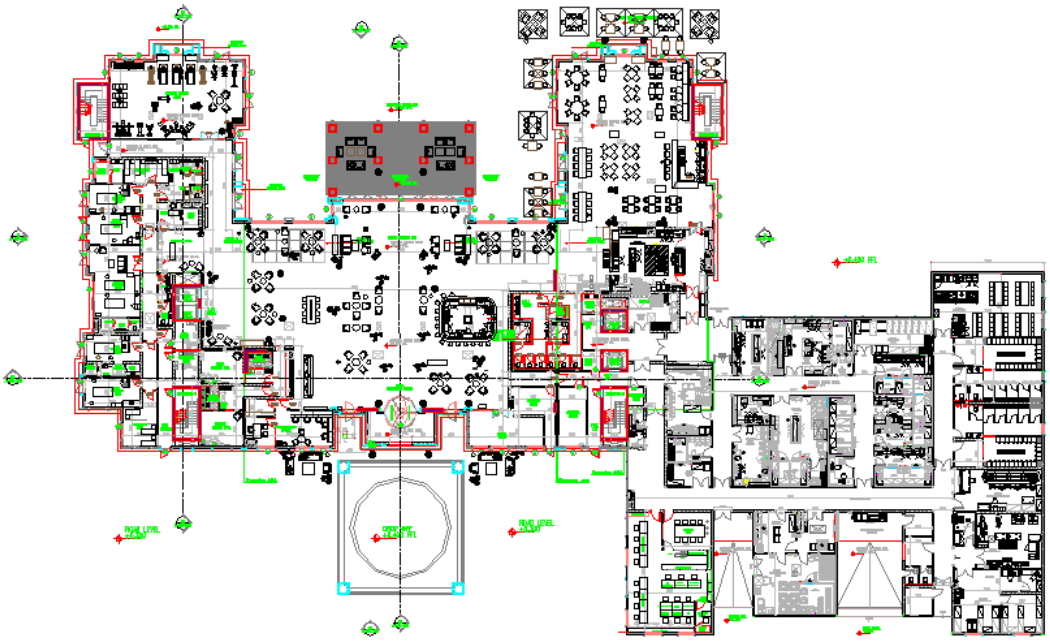
2-4 وصف طوابق المشروع:

يتكون المشروع من خمسة طوابق وطابقين روف، وهو عبارة عن فندق غير معقد التقسيم ذو مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بعدم التعقيد والتماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى سهولة في التصميم الإنشائي للمشروع.

2-4-1 الطابق الأرضي:

(منسوب0.45+م) بمساحة تقدر بـ 3422 م^2.

يتكون الطابق الأرضي من ملحق يحتوي على مخازن للشاحنات وتحميل البضائع، مطعم بكافة ملحقاته من مكان للتجميد، مخبز، وغرفة طعام للعاملين والزبائن، غرفة غسيل ملابس، غرفة تحضير الطعام، مصلى، حمامات، أماكن جلوس للزبائن، مكاتب إدارة، محلات تجارية، مدخل الفندق، قاعات الانتظار والجلوس، مساحة للياقة والرياضة، مصاعد للعملاء والموظفين، مخازن داخلية، غرف للتمديدات الكهربائية وغيرها من الغرف الخدماتية كما هو موضح في الشكل (2-2).

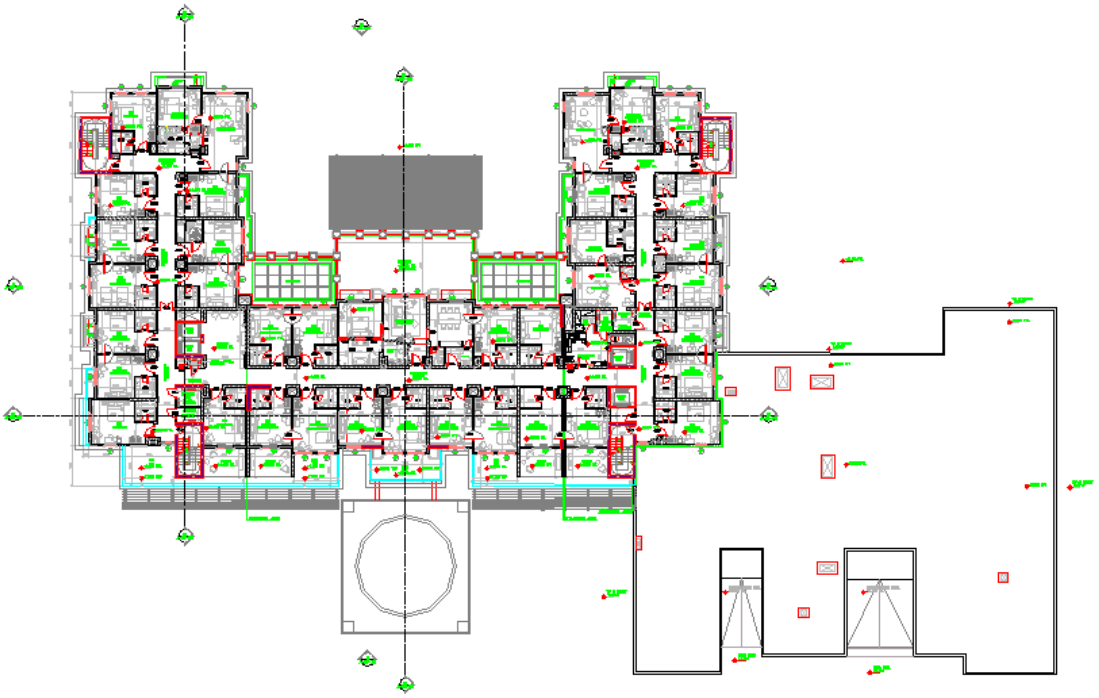


شكل (2-2): مسقط الطابق الأرضي

2-4-2 الطابق الأول:

(منسوب6.050+ م) بمساحة تقدر ب 3466م^2.

يتكون الطابق الأول من غرف نوم، حمامات، درج، مصاعد للعمال والمستخدمين، بلكونات، مناور، غرف تمديدات كهربائية، حمامات خاصة لذوي الاحتياجات الخاصة، غرف جلوس، غرف ضيافة للذكور واخرى للإناث، غرف ضيافة مختلطة لكلا الجنسين، غرف استرخاء، كما هو موضح في الشكل (2-3).

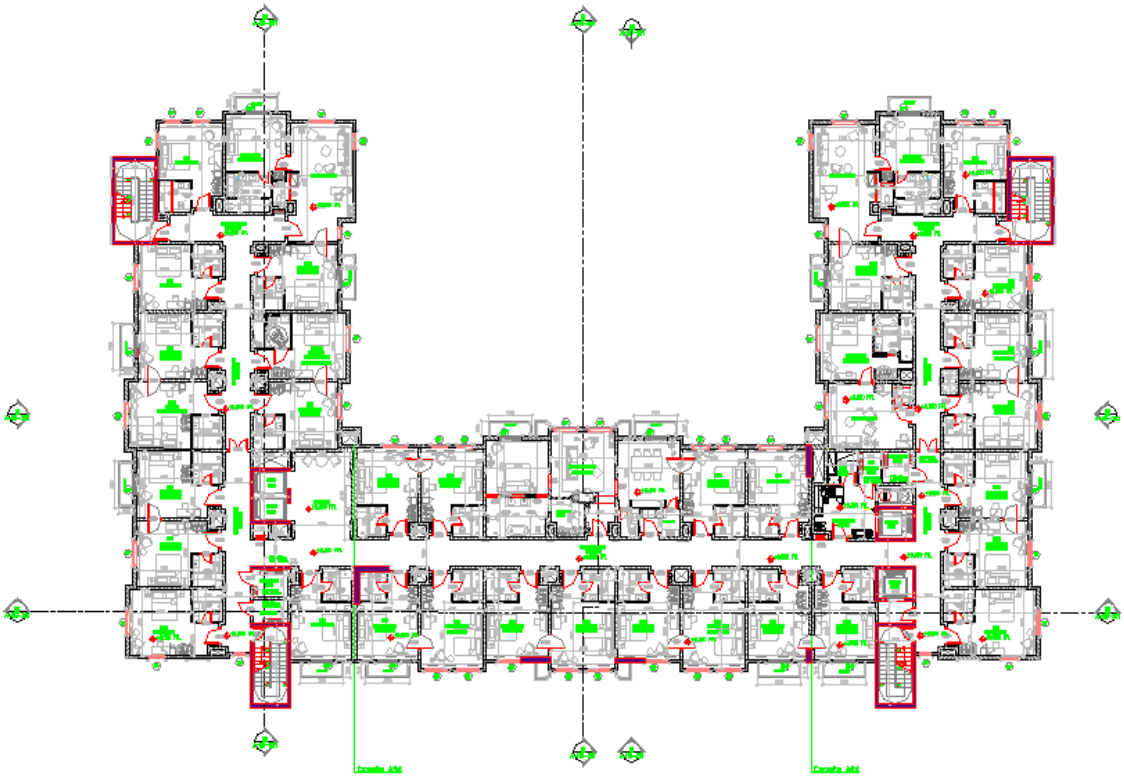


شكل (2-3): المسقط الأفقي للطابق الأول

2-4-3 الطابق الثاني:

(منسوب9.550+ م) بمساحة تقدر ب1790 م^2.

يتكون الطابق الثاني من غرف نوم، حمامات، مصاعد للموظفين واخرى للمستخدمين، درج، مناور، غرف للتمديدات الكهربائية، بلكونات، غرف خاصة بذوي الاحتياجات الخاصة، كما هو موضح في الشكل (2-4).

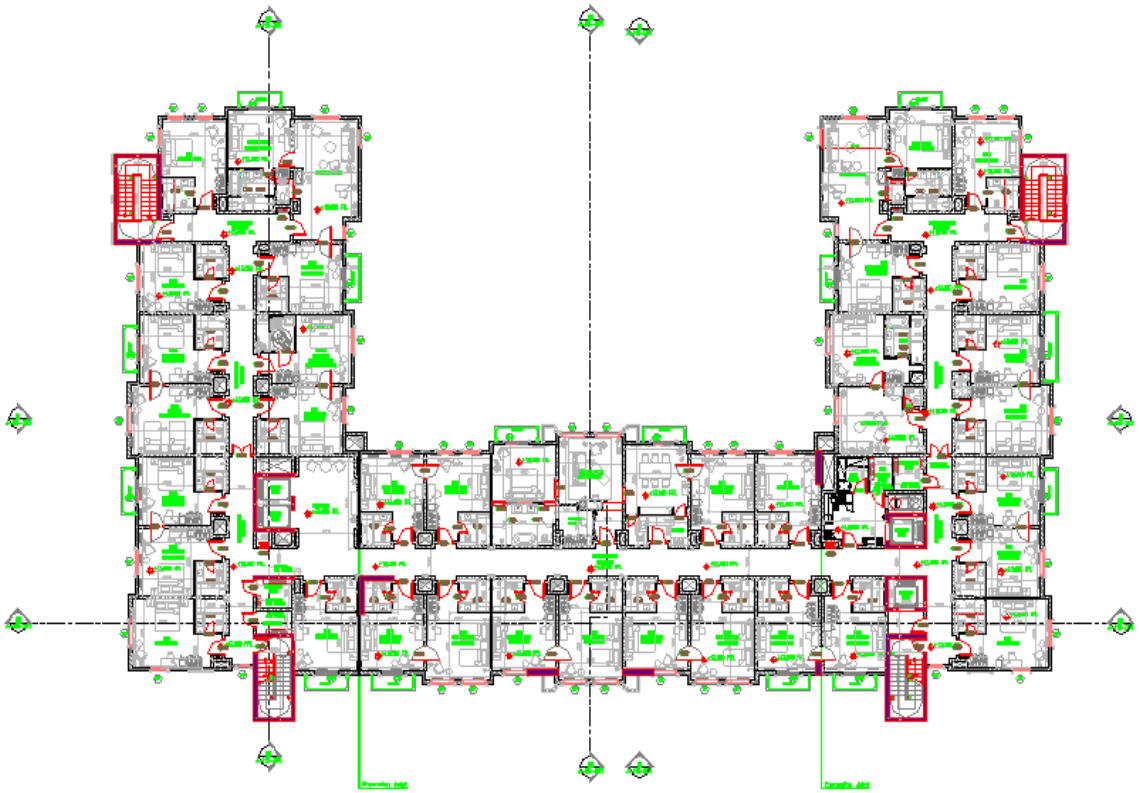


شكل (2-4): المسقط الأفقي للطابق الثاني

2-4-4 الطابق الثالث:

(منسوب13.050+ م) بمساحة تقدر ب1790 م^2.

يتكون الطابق الثالث من غرف نوم، حمامات، مصاعد للموظفين واخرى للمستخدمين، درج، مناور، غرف للتمديدات الكهربائية، بلكونات، غرف خاصة بذوي الاحتياجات الخاصة، كما هو موضح في الشكل (2-5).

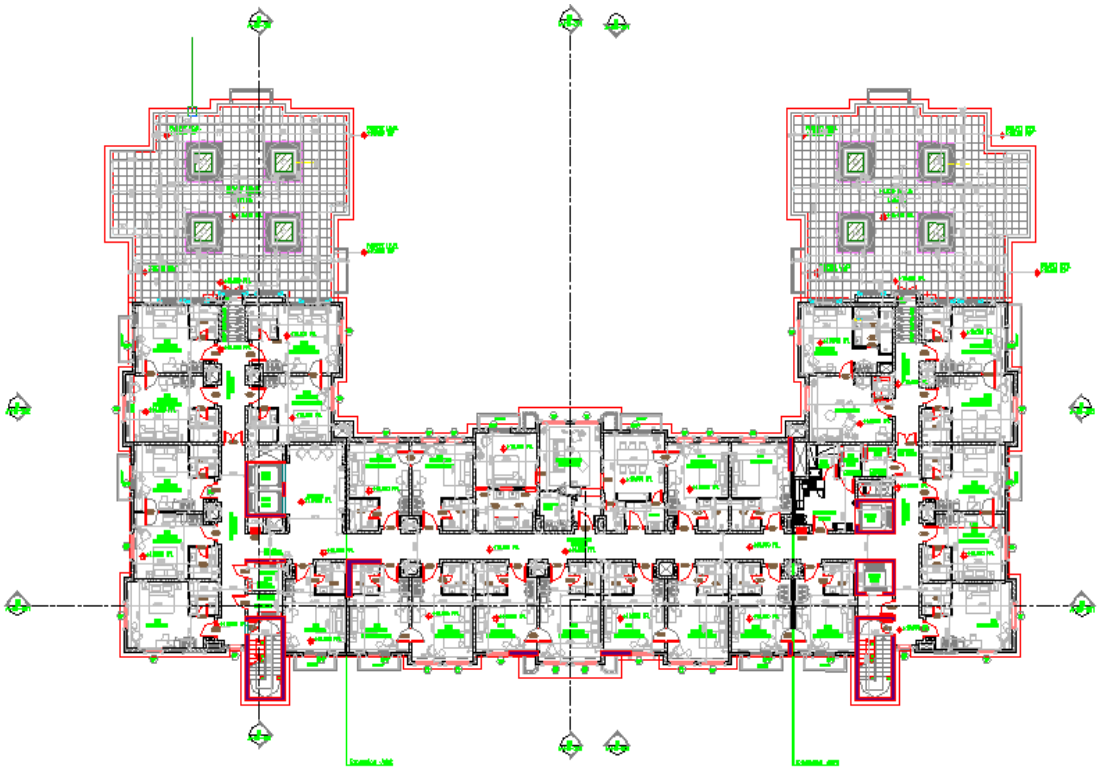


شكل (2-5): المسقط الأفقي للطابق الثالث

2-4-5 الطابق الرابع:

(منسوب16.550+ م) بمساحة تقدر ب1790 م^2.

يتكون الطابق الرابع من روفين مساحة كل منهما 230م^2 في الجهة الشرقية والغربية للفندق مخصصان لجلوس نازلين الفندق، غرف نوم، حمامات، مصاعد للموظفين واخرى للمستخدمين، درج، مناور، غرف للتمديدات الكهربائية، بلكونات، غرف خاصة بذوي الاحتياجات الخاصة، كما هو موضح في الشكل (2-6).

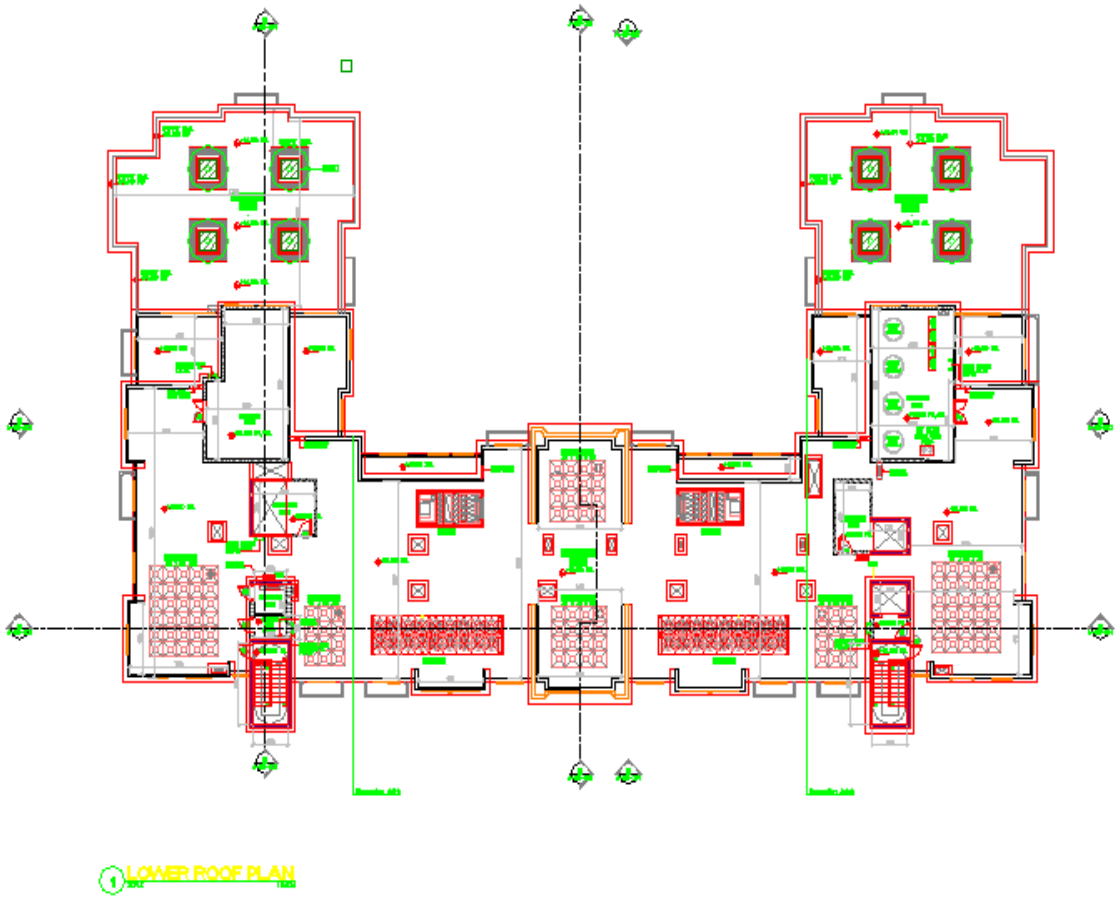


شكل (2-6): المسقط الأفقي للطابق الرابع

2-4-6 الطابق الخامس(الروف الأول):

(منسوب19.950+ م) بمساحة تقدر ب1317م^2.

يحتوي الطابق الخامس على خزانات للمياه، غرفة ميكانيكية، غرف بيانات، درج، معدات لتنقية الهواء والمياه، مراكز تسخين المياه، كما هو موضح في الشكل (2-7).

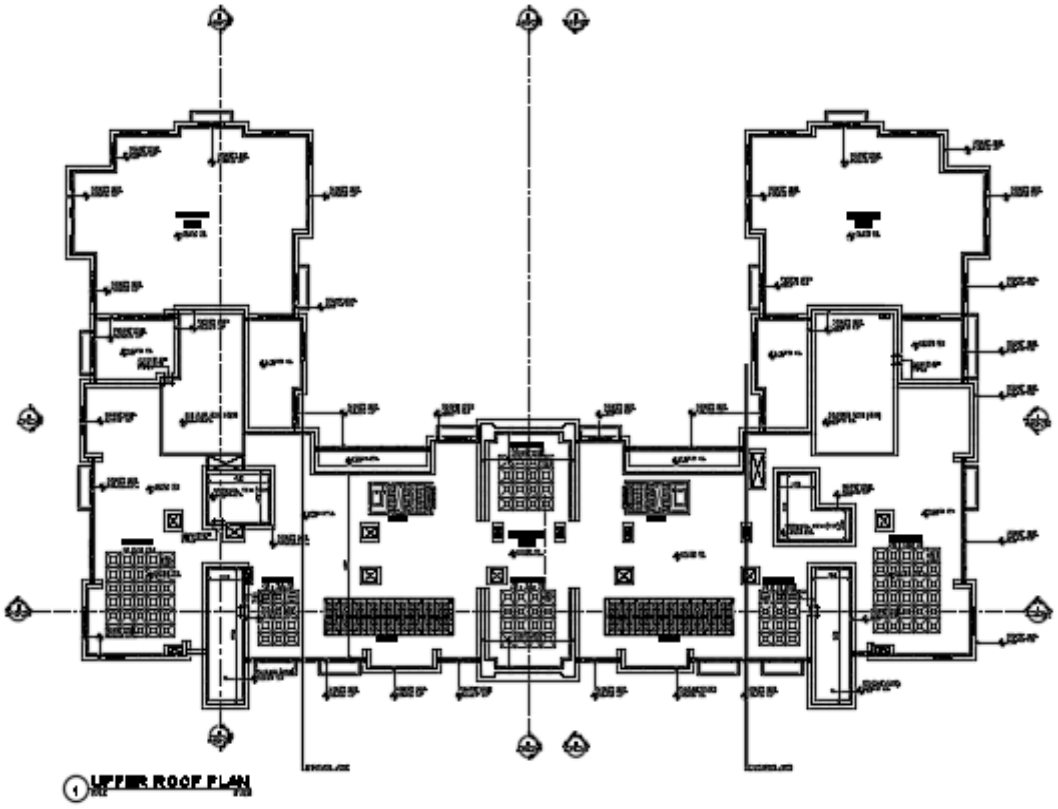


شكل (2-7): المسقط الأفقي للطابق الخامس(الروف الأول)

2-4-7 الطابق السادس(الروف الثاني):

(منسوب19.950+ م) بمساحة تقدر ب1795 م^2.

يتكون الطابق السادس من سطح ممتد على مساحة الطابق الخامس تظهر فيه حدود التصوينة وارتفاعها على كامل امتداد المبنى، ويحتوي على خزانات المياه، ومراكز تسخين المياه، كما هو موضح في الشكل (2-8).

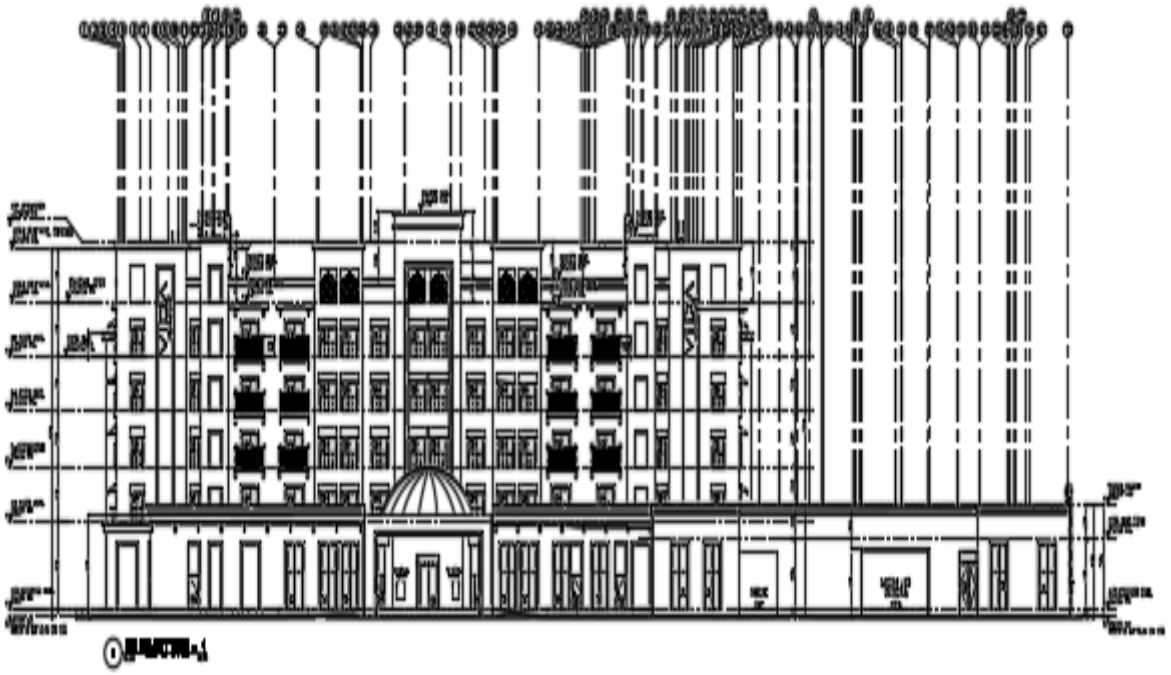


شكل (2-8): المسقط الأفقي للطابق السادس(الروف الثاني)

2-5 الواجهات:

2-5-1 الواجهة الرئيسية (الشمالية):

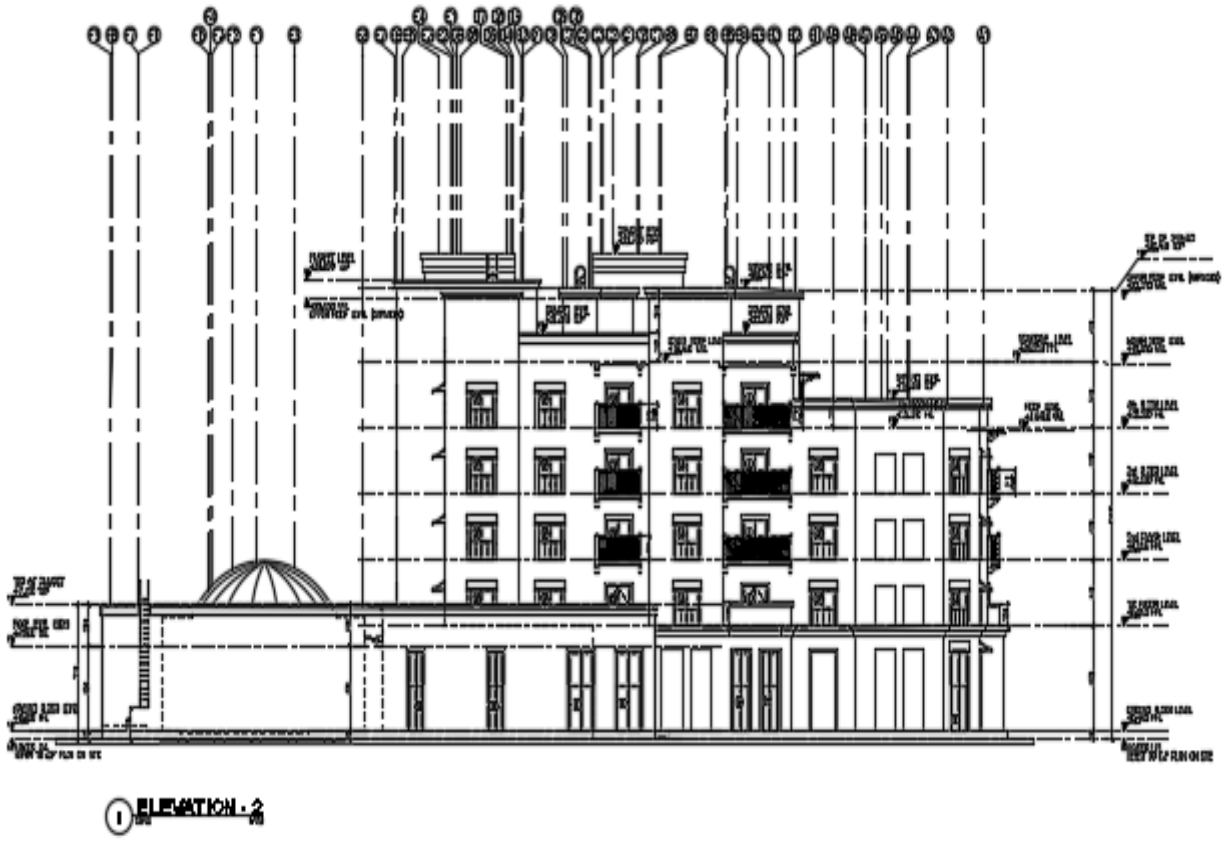
ويظهر فيها المدخل الرئيسي للفندق، الملحق، المحلات التجارية، مكان دخول الشاحنات لتحميل البضائع، وبوابة إخلاء الحريق.



شكل (2-9): الواجهة الشمالية

2-5-2 الواجهة الشرقية:

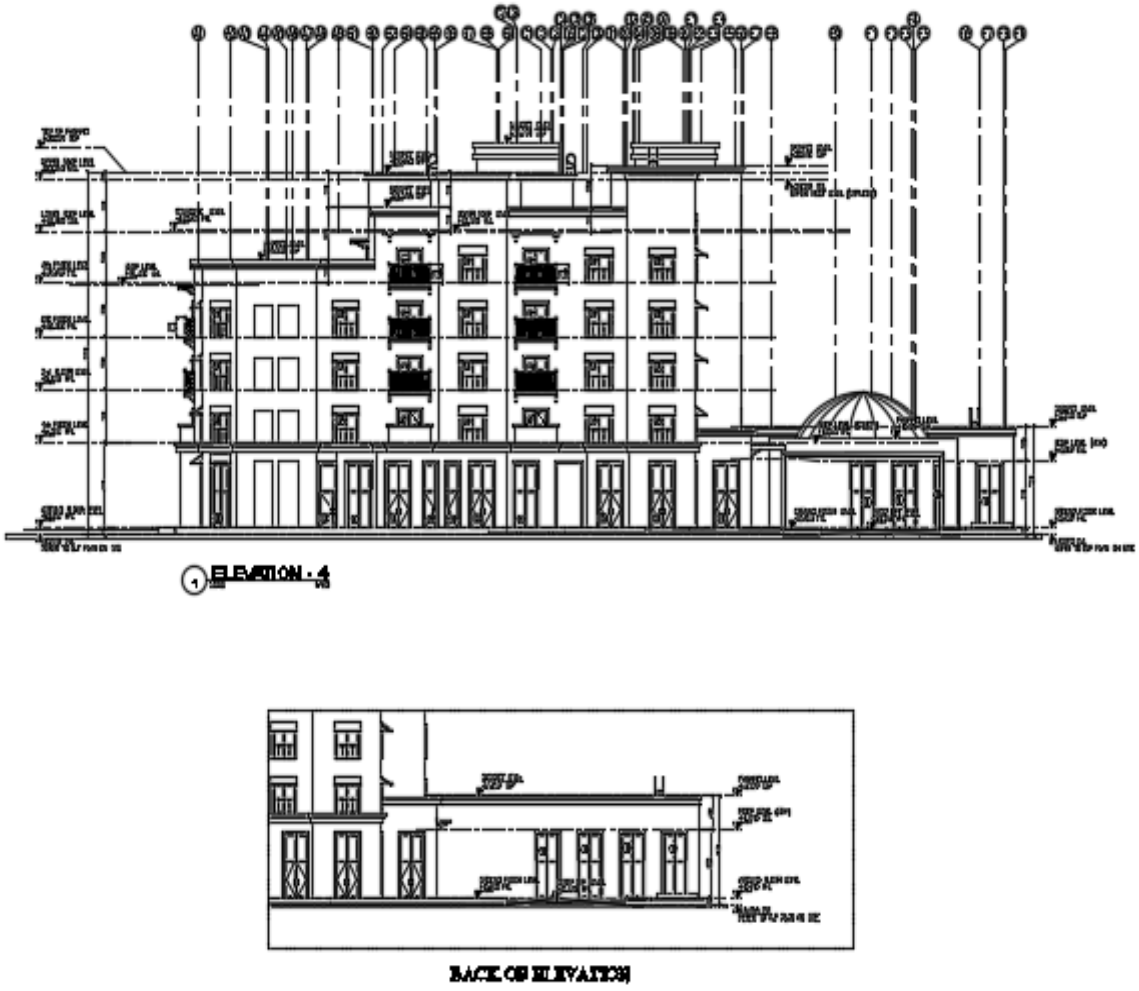
ويظهر فيها حدود الملحق، والمبنى والكتل المعمارية بشكل أوضح.



شكل (2-10): الواجهة الشرقية

2-5-3 الواجهة الغربية:

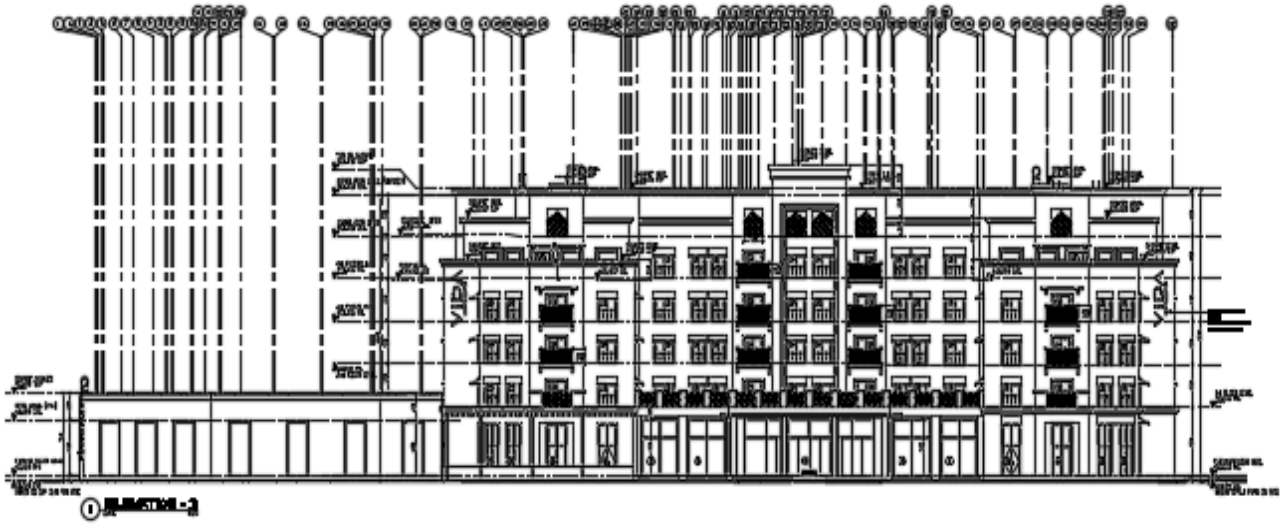
ويظهر فيها مدخل الصالة الرياضية، غرفة الضيافة للرجال والنساء، وغرف ضيافة لكلا الجنسين، غرفة الاسترخاء.



الشكل (2-11): الواجهة الغربية

2-5-4 الواجهة الجنوبية:

ويظهر فيها مدخل المطعم وقاعة الاستقبال، الصالة الرياضية، وطاولات خارج المبنى.



شكل (2-12): الواجهة الجنوبية

2-6 وصف الحركة والمداخل:

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاء المبنى وطوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى ووجود الRamp في المداخل لتسهل عملية تحميل البضائع في الشاحنات. ويوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

2-7 المداخل:

يحتوي المشروع على:

1. المدخل الشمالي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام.
2. المداخل الغربية وهي مداخل خدماتية للزبائن والمستخدمين.
3. المداخل الجنوبية وهي مداخل خدماتية للزبائن والمستخدمين.
4. مدخل للطوارئ في حالة الحريق في الواجهة الشمالية (الرئيسية).

3

الفصـل الثـالـث

الوصــف الإنـشَــائِي

3-1 مقدمة.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

3-7 فواصل التمدد والهبوط .

3-8 برامج الحاسوب.

3-1 مقدمة:

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد 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 آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 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 آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- والتكلفة 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 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 تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

3-4 الأحمال:

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

3-4-1 الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له، والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

جدول (3-1): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	14
5	البلاط	23

أحمال القواطع (Partition) = 1.5 kN/m^2

3-4-2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني للأحمال الحية.

جدول(3-2): الأحمال الحية للمبنى

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	الفنادق	5
2	الأدراج	3

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:

3-4-3-1 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 .

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي:

جدول (3-3): سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني DIN 1055-5

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/m2)	0.50	0.80	1.1	1.30

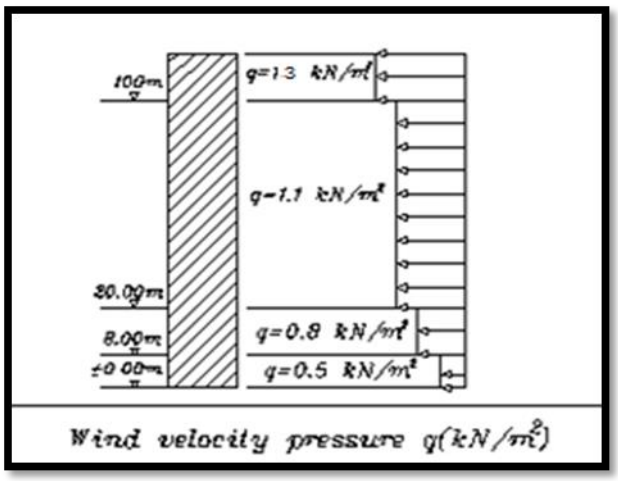
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :

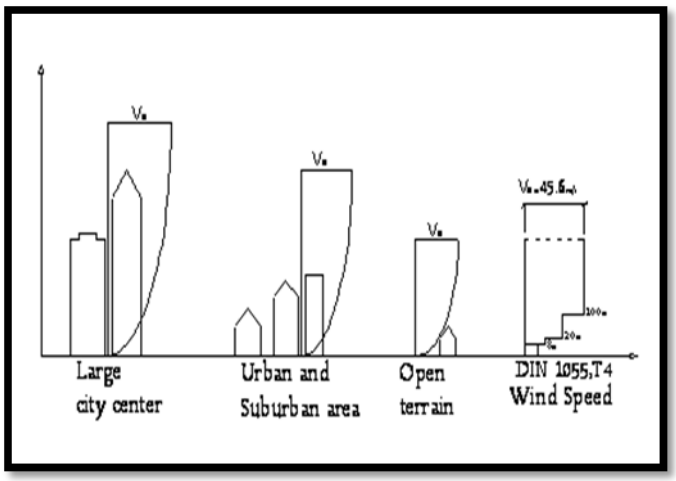
q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل التالي تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.



شكل (3–1) تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع



شكل (3–2) تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة به

3-4-3-2 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 المُنشأ عن سطح البحر وزاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

جدول (3–4): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h–250) /1000
1500 > h > 500	(h–400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، والذي يساوي (912م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h-400}{400}$$

$$s_L = \frac{912-400}{400}$$

$$s_L = 1.28(\text{KN}/\text{m}^2)$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية،فتنتج 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 الزلزال.

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 و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-5 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.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

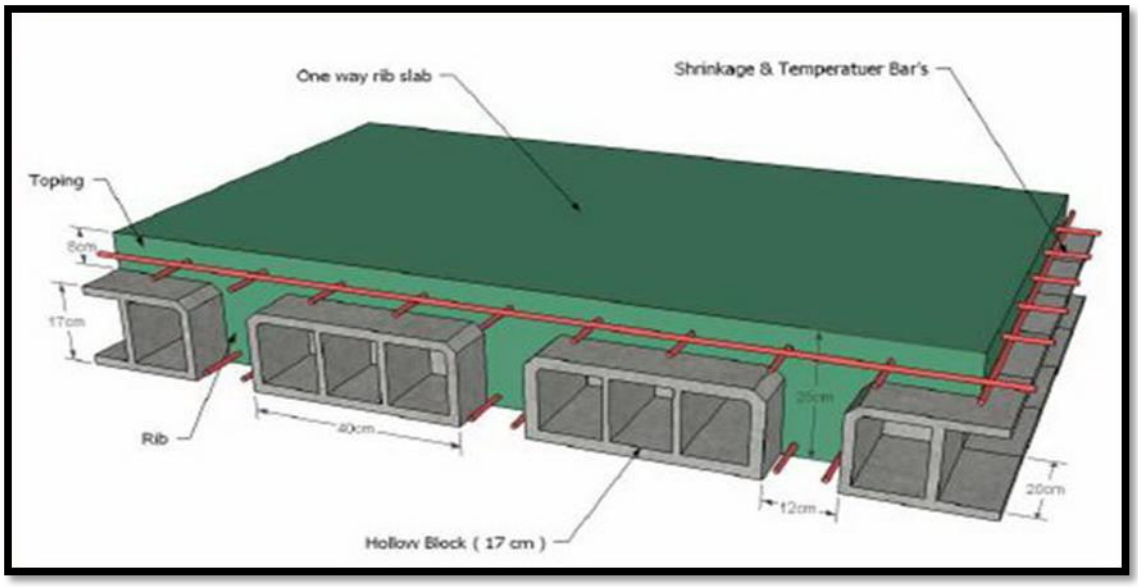
3-6-1 العقدات:

أنواع العقدات الإنشائية:

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

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

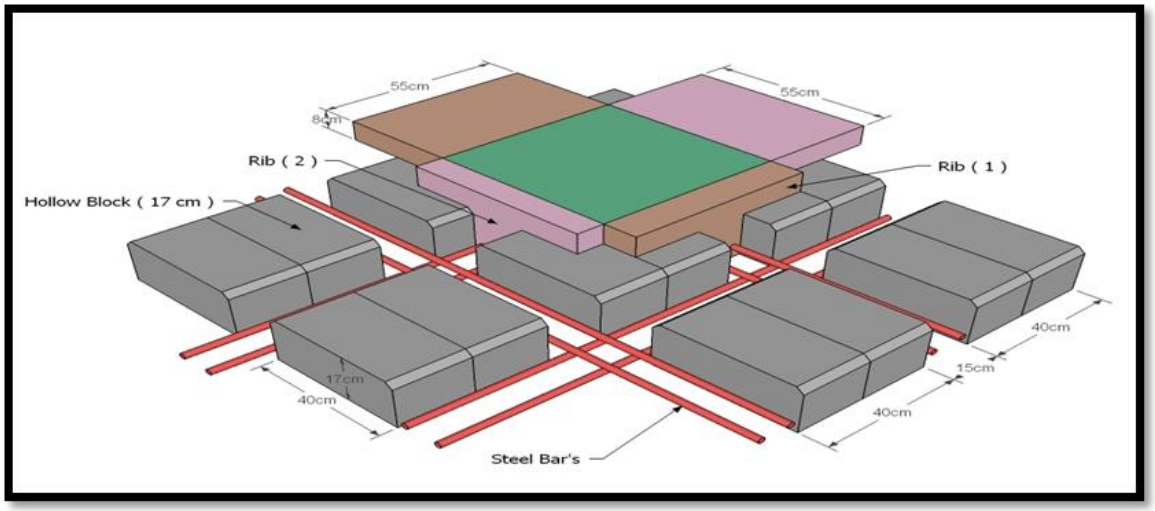
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



شكل (3-3): العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

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

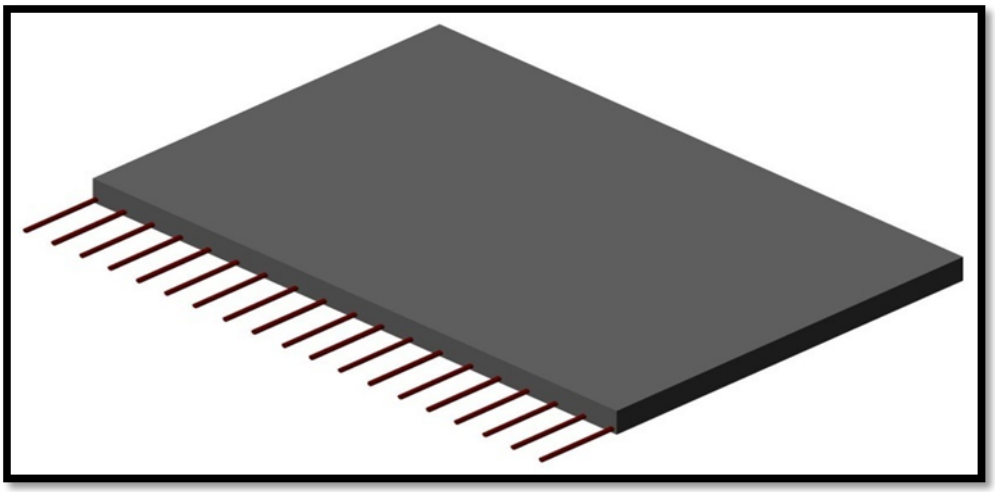
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4):



شكل (3–4): العقدة ذات العصب باتجاهين

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

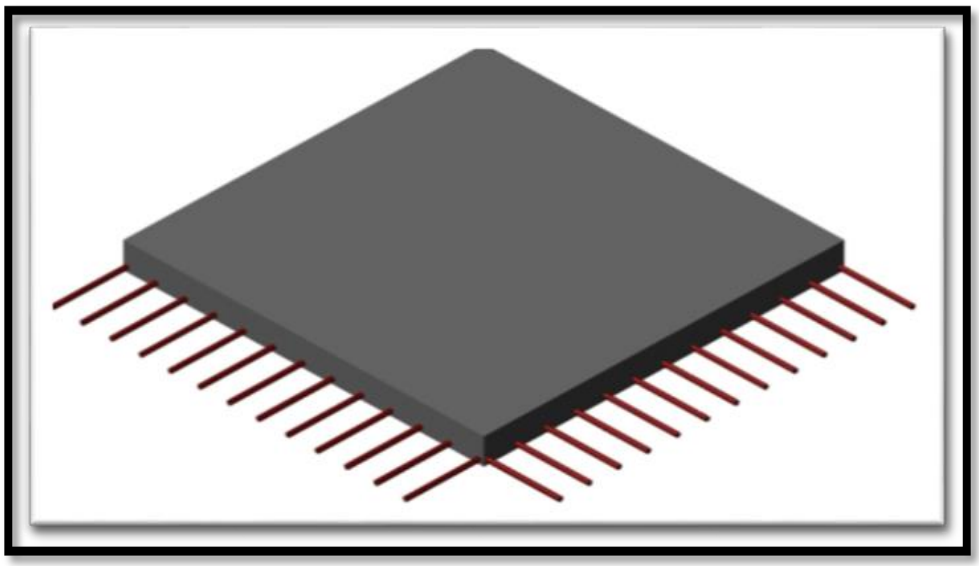
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (3–5):



شكل (3–5): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد

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

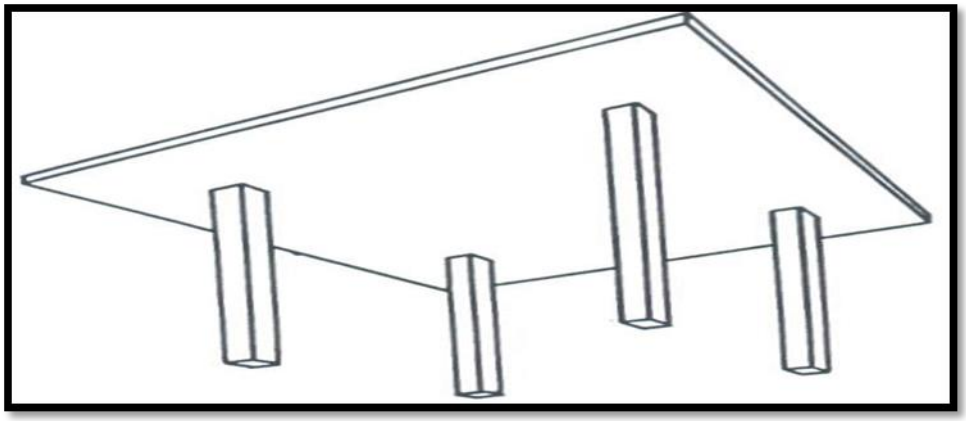
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-6).



الشكل (3-6): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

3-6-1-5 Flat plate:

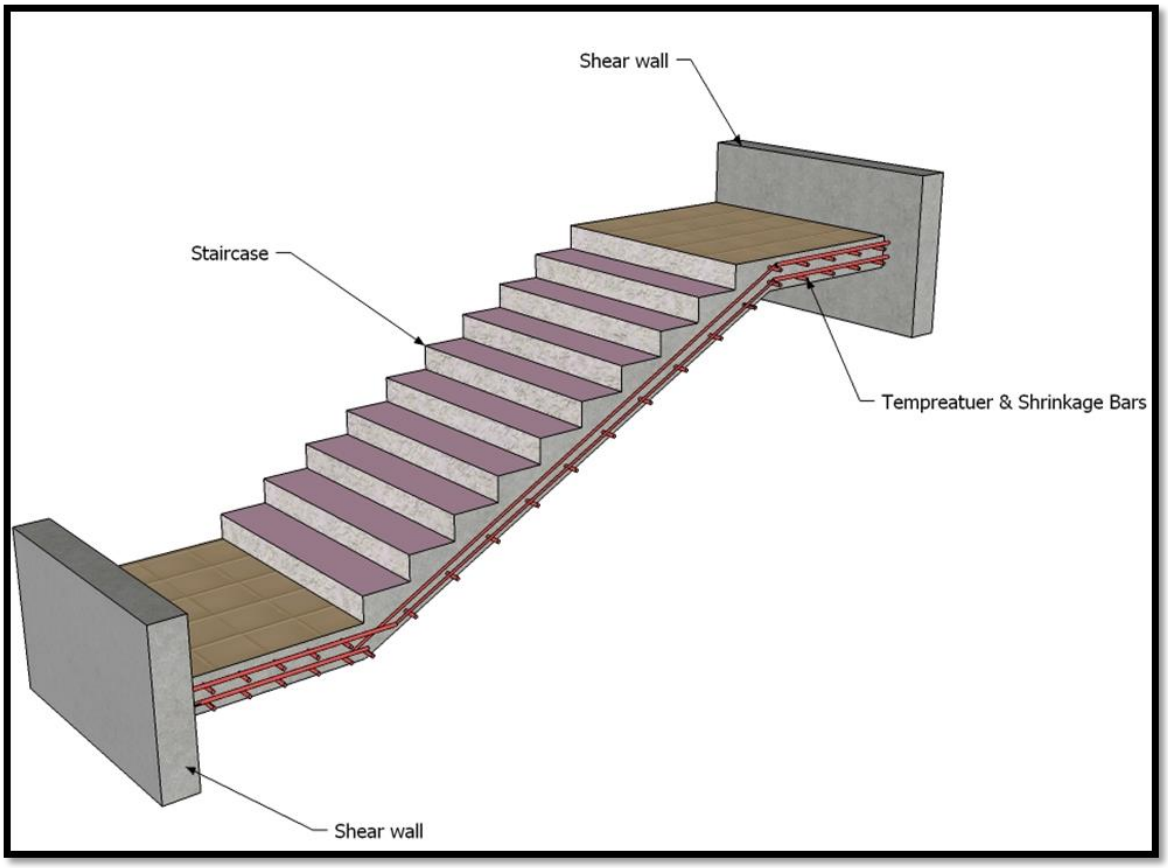
وتم استخدامها في حاله عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.



شكل (3 -7) Flat Plate

3-6-2 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى، الشكل (3-8).



شكل (3-8): الدرج

3-6-3 الجسور:

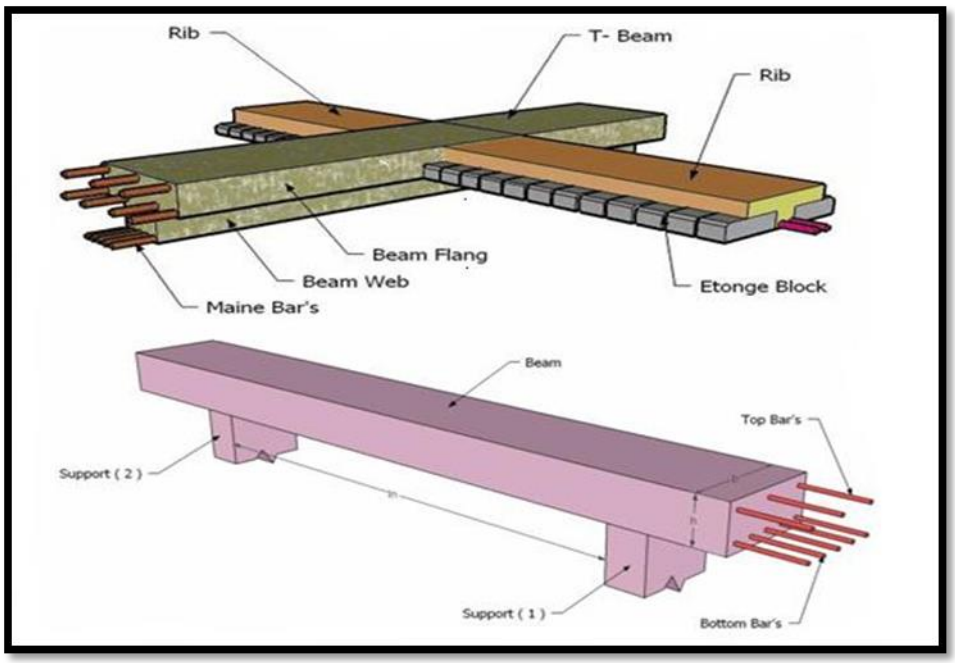
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

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 (3–9) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



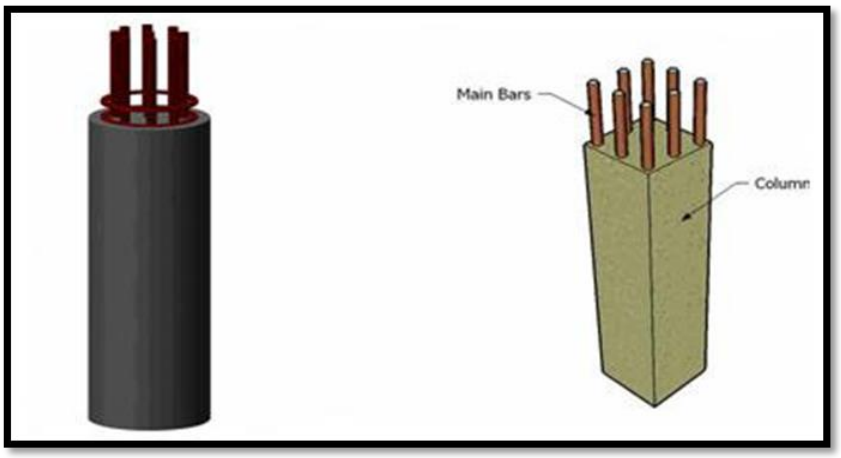
شكل (3–9): أنواع الجسور

3–6–4 الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ مبنى، 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).

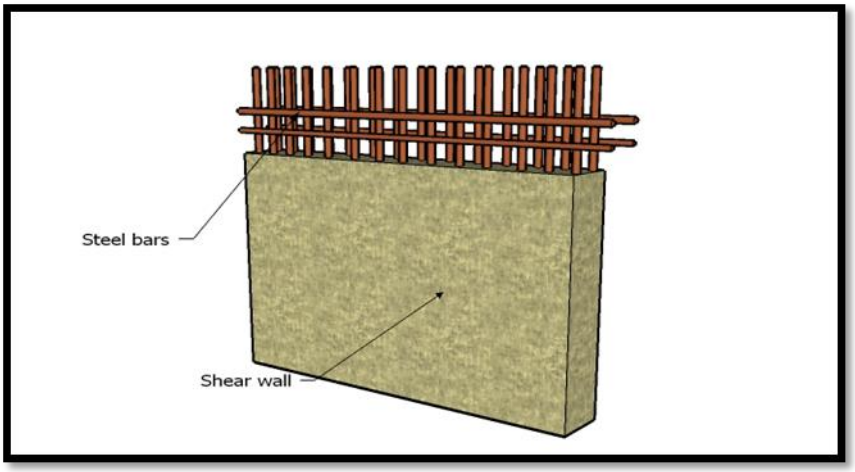
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة وهي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (3-10)



شكل (3-10): أنواع الأعمدة

3-6-5 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا 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 (3-11).



شكل (3-11): 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:

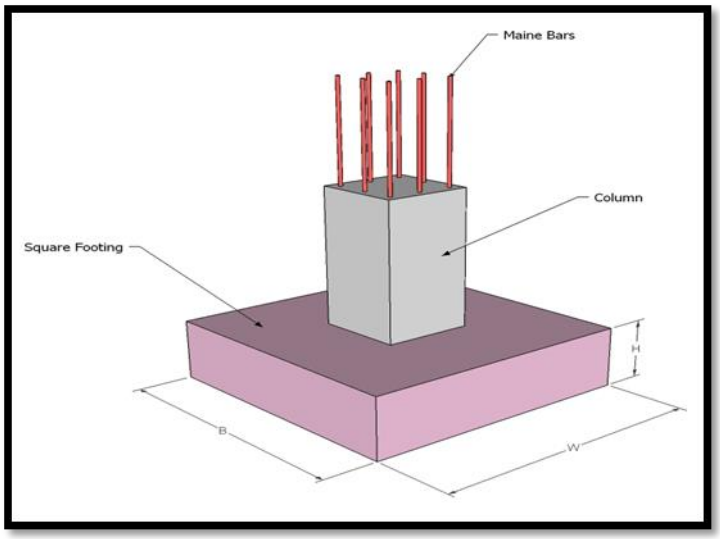
1-أساسات منفصلة (Isolated footing)

2-أساسات مزدوجة (Compound footing)

3-أساسات شريطية(Strip footing)

4- Matt Foundation

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



شكل (3-12): أساس مفرد

3-7 فواصل التمدد (Expansions Joints) وفواصل الهبوط (settlement Joints)

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة.

- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الاستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.
- يتم استخدام فواصل الهبوط حيث تفصل المبنى كاملا بما يشمل الأساسات وذلك لوجود فرق في ارتفاع كتل المبنى.

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Office (2010) Excel.
4. Atir (12).
5. ETABS2016.
6. Safe 2016.
7. Sap2000

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

4-2 Design method and requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab (R2).

4-6 Design of Beam (B,G71).

4-7 Design of Column (C.S53).

4-8 Design of Stair (#4).

4-9 Design of Shear wall (#13).

4-10 Design of Footing (#3).

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is 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.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_08).

✓ **Strength design method:-**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The

computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,
Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

✓ **Code:-**

ACI 2008
UBC

✓ **Material:-**

Concrete:-B350

$fc' = 35N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 35 * 0.8 = 28MPa$).

Reinforcement steel:-

The specified yield strength of the reinforcement (fy = 420 N/mm² (MPa)).

✓ **Factored loads:-**

The factored loads for members in our project are determined by:-

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1)**

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member:

Minimum Thickness of Non prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflectionsare Calculated. **(ACI 318M-11)**.

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

Minimumthickness(h)				
Member	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=6.625/18.5= 35.81cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21= 5.805/21= 27.642cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam:

$h_{min}$for(one endcontinuous)=L/18.5= 5.93/18.5= 32.054cm

Take h =35cm

4.4 Design of 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.

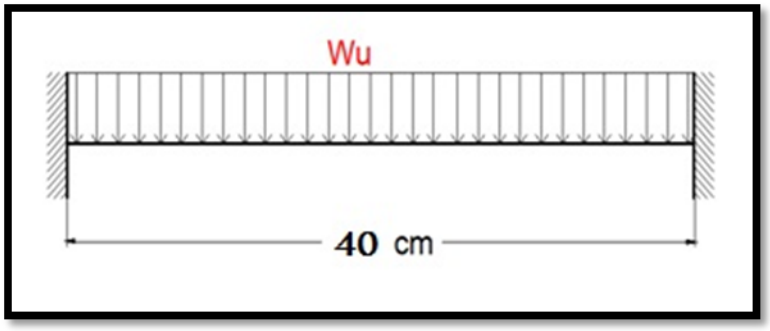


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*16*1 = 1.12 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
5	Interior partitions	1.5*1=1.5 KN/m	
		Sum =	5.97 KN/m

Live Load:

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×5.97 + 1.6×5 =15.164 KN/m

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

$M_n = 0.42\ \lambda \sqrt{f'_c}\ S_m$ **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2$$

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{28}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.304KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.2022 KN.m$ (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.101\ KN.m$ (positive moment)

øM_n>> M_u = 0.2022 KN.m

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage}$= 0.0018 **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/m

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. S =$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5\ .20 = 330mm$ **ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm … OK

4.5 Design of One Way Rib Slab (R2)

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 42 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

✓ **Section :-**

⇒ B = 520mm

⇒ Bw= 120 mm

⇒ h= 350 mm

⇒ t= 80 mm

⇒ d=350-20-10-18/2= 311 mm

✓ Statically System and Dimensions:

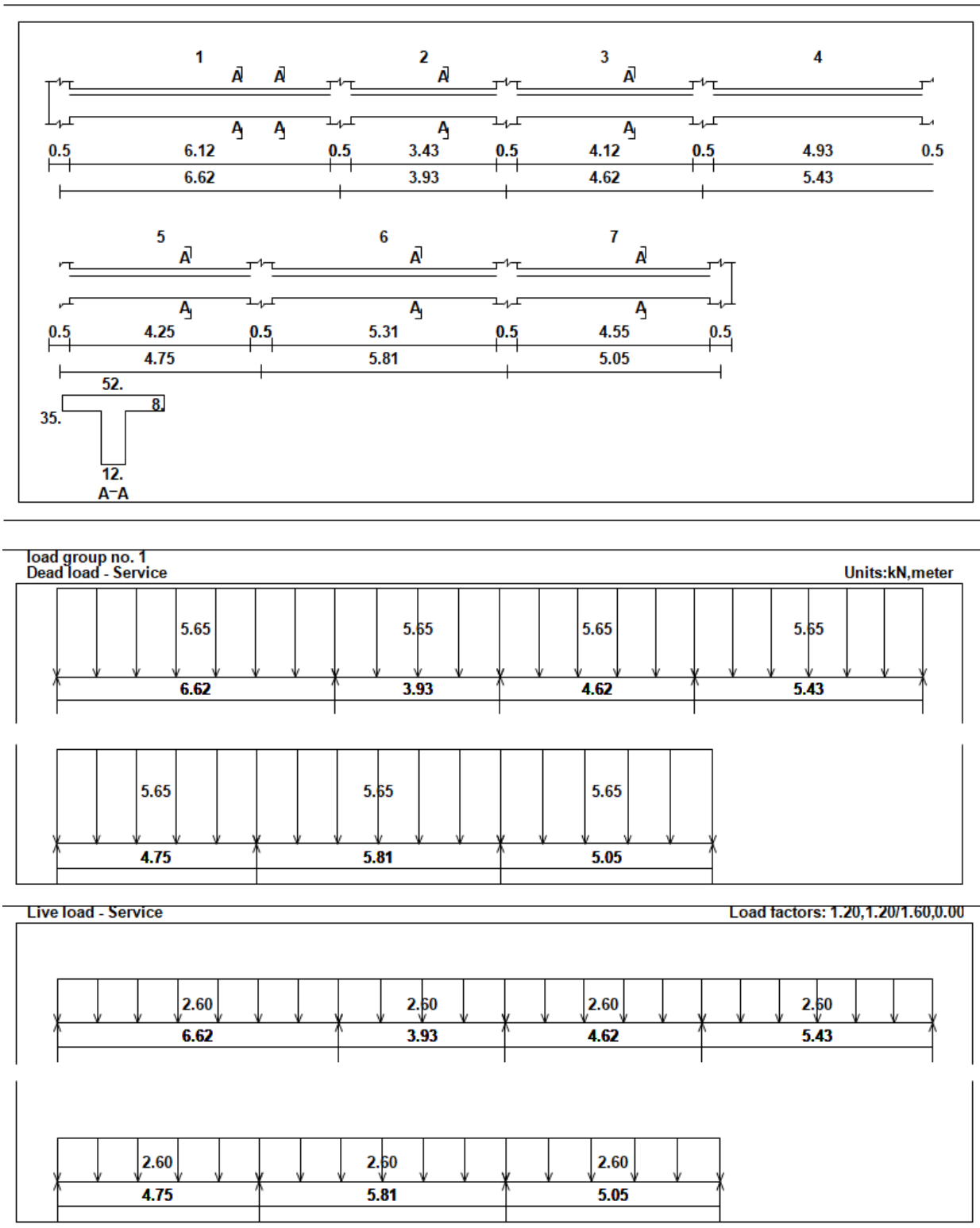


Fig 4.2: Statically System and Loads Distribution of Rib(R2)

✓ Load Calculation:

Dead Load:-

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R2)

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.3588 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.3432 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*16*0.52 = 0.5824 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*14*0.4 = 1.512 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*0.52= 0.2288 KN/m/rib
8	**partions**	1.5*0.52= 0.78 KN/m/rib
		Sum = 5.655 KN/m/rib

Dead Load /rib = 5.655 KN/m

Live Load:-

Live load = 5 KN/M^2

Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

- Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

b_E For T- section is the smallest of the following:-

b_E = L / 4 = 343/ 4 =85.75cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = b_e ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. ***Control***

b_E **For T-section = 52cm .**

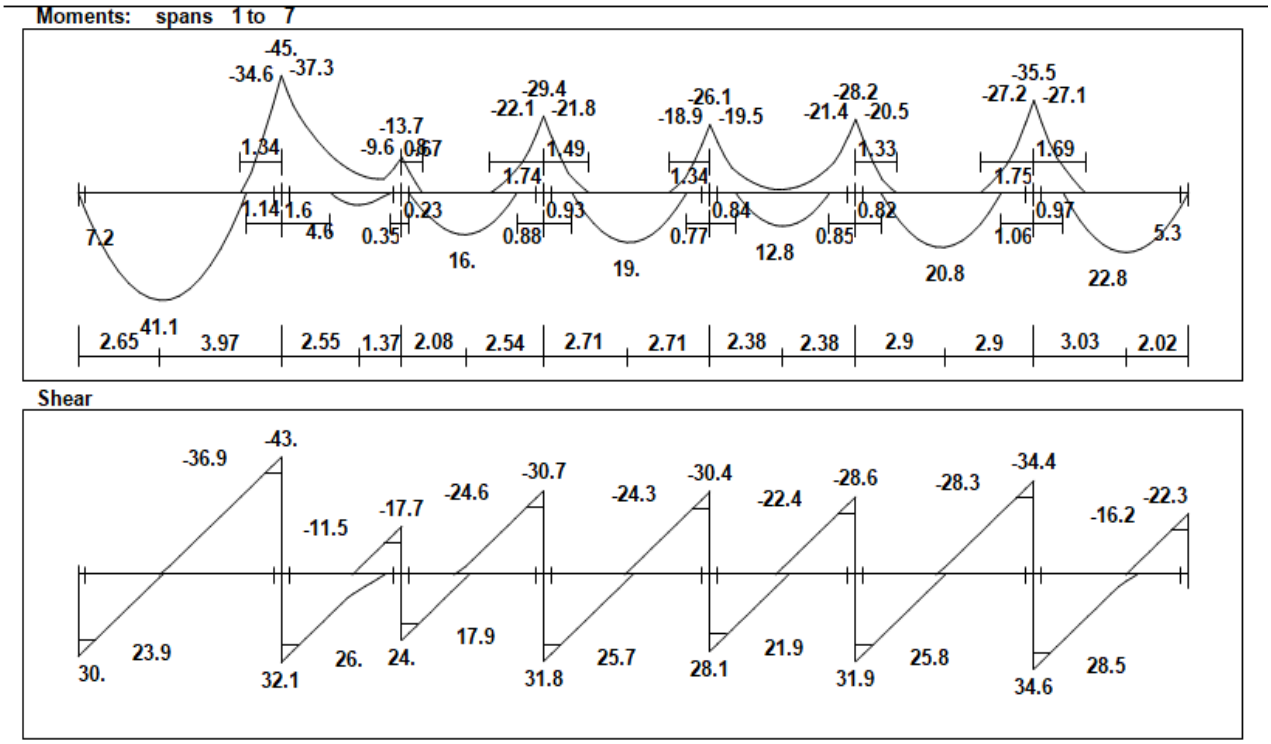


Fig 4.3: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R2)

✓ Moment Design for (R2):-

Design of MAX Positive Moment for (Rib2):-(Mu=41.1KN.m)

Assume bar diameter ø 16 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 314\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.f'_c.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 28 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 271.282\ KN.m$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{41.1}{0.9}$= 45.667KN.m , the section will be designed as rectangular section

withb_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{41.1\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.891\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.647\times0.891}{420}}\right) = 0.00216$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00216\times520\times314 = 352.685 mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(314) = 118.681 mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 352.685mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 16 ,$A_{s,provided}$= 402.2 mm^2>$A_{s,required}$= 352.685 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-16-(2\times16)}{1} = 32\ mm > d_b = 16, > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{402.2\times420}{0.85\times520\times28} = 13.649\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{13.649}{0.85} = 16.058\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-16.058}{16.058}\right) = 0.0557 > 0.005$ ***0k***

Design of Next MAX Positive Moment for (Rib2):-(Mu=22.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 28 \times 520 \times 80 \times \left(316 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 273.262\ \text{KN.m}$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{22.8}{0.9} = 25.333$KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{22.8 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.488\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.647$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.647 \times 0.488}{420}}\right) = 0.00117$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00117 \times 520 \times 316 = 192.254\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ \text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \text{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(316) = 119.437 mm^2$$

$$A_s\ \text{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \text{min} = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 192.254mm^2 >As_{min}= 126.4 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$ = 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 192.254 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-16-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12, > 25\ mm\ \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times28} = 7.676\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{7.676}{0.85} = 9.031\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-9.031}{9.031}\right) = 0.102 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2 For (Mu=20.8KN.m)&For (Mu=19KN.m)

Design of Positive Moment for (Rib2):-(Mu=16KN.m)

Assume bar diameter ø 10 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 317\ mm$$

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

$$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.h_f.\left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$= 0.85 \times 28 \times 520 \times 80 \times \left(317 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 274.252\ \text{KN.m}$$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{16}{0.9}$= 17.778KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{16\times10^6}{0.9\times520\times317^2} = 0.34\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{17.647}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.647\times0.34}{420}}\right)=0.000815$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000815 ×520×317 = 134.345 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(317)=119.815mm^2$$

$$A_s\ min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(317)=126.8mm^2$$ **controls**

As_{req}= 134.345mm^2 >As_{min}= 126.8 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 157 mm^2>$A_{s,required}$= 134.345 mm^2 …. Ok

$$S=\frac{120-40-16-(2\times10)}{1}=44\ mm>d_b=10,>25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'}=\frac{157\times420}{0.85\times520\times28}=5.328\ mm$$

$$x=\frac{a}{\beta_1}=\frac{5.325}{0.85}=6.268\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{317-6.628}{6.628}\right)=0.14>0.005$$ ***0k***

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 157 mm^2 For (Mu=16KN.m)&smaller.

Design ofMAX Negative Moment for(Rib2):- (Mu=-37.3 KN.m)

Assume bar diameter ø 16 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{37.3\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 3.503\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.647\times3.503}{420}}\right) = 0.00907$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00907\times120\times314 = 341.758\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(314) = 118.681 mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 341.758 mm^2 > As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 16 , $A_{s,provided} = 402.2 mm^2 > A_{s,required} = 341.758\ mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-16-(2\times16)}{1} = 32\ mm > d_b = 16, > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{402.2\times420}{0.85\times520\times28} = 13.649\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{13.649}{0.85} = 16.058\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314 - 16.058}{16.058}\right) = 0.0557 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

Design of Next MAX Negative Moment for(Rib2):- (Mu=-27.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{27.2\times10^6}{0.9\times120\times315^2} = 2.538\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.647\times2.538}{420}}\right) = 0.00640$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00640×120×315= 241.92 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(315) = 119.059 mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2\ \textbf{controls}$$

As_{req} = 241.92mm^2 >As_{min}= 126 mm^2**OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 307.8mm^2>$A_{s,required}$= 241.92 mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-16-(2\times14)}{1} = 36\ mm > d_b = 14, > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.8\times420}{0.85\times120\times28} = 45.265\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.265}{0.85} = 53.253\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{315-53.253}{53.253}\right) = 0.0147 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for(Rib2):- (Mu=-22.1KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{22.1\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 2.049\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.647\times2.049}{420}}\right) = 0.00511$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00511\times120\times316 = 193.771\ mm^2$

Check for As min:

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(316) = 119.437 mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4mm^2$$ **controls**

As_{req} = 193.771mm^2 >As_{min}= 126.4 mm^2**OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2mm^2>$A_{s,required}$= 193.771 mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-16-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12, > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times28} = 7.676\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.676}{0.85} = 9.031\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316\ -9.031}{9.031}\right) = 0.102 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2 For (Mu=22.1KN.m)& smaller.

✓ Shear Design for (R 2):-

V_u at distance d from support= 36.9 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, 8.13.8).**

$$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{28} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 36.554KN$$

øV_c =0.75×36.554 =27.415 KN

0.5 ø V_c =0.5×27.415 =13.708KN

V_u> ø V_c**Not case(2)**

Case (3) for shear design:

$\emptyset V_c < V_u < \emptyset(V_c + V_{smin})$

Where $V_{smin}$is the MAX of

$V_{smin} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{28} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 12.461\ KN$

And

$V_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 12.56\ KN$**controls**

$V_u > \emptyset(V_c + V_{smin})$ = 36.836KN**Not case(3)**

Case (4) for shear design:

$\emptyset(V_c + V_{smin}) < V_u < \emptyset(V_c + V_s`)$

Where $V_s` = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{28} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 66.461\ KN$

$V_u < \emptyset(V_c + V_s`) = 77.261\ KN$**case(4)**

$$Vs = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset}$$

$Vs = \frac{36.9 - 27.415}{0.75} = 12.647 KN$

Use stirrups (2 leg stirrups)ø8, $A_v = 2 \times 50.3 = 100.6\ mm^2$.

$S = \frac{d * Av * fyt}{Vs} = \frac{100.6 * 314 * 420}{12.647} = 1049.034 mm.$

$S_{max} < d/2 = 157$ mm

$S_{max} < 600$ mm

Use stirrups (2 leg stirrups)ø8 @ 150 mm , $A_v = 2 \times 50.3 = 100.6\ mm^2$**& for ($V_u$ = 38.7 KN), (V_u = 38.6 KN).**

V_u at distance d from support= 28.5 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, 8.13.8).**

$$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}\,b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{28} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 36.787\ KN$$

ϕV_c =0.75×36.787 =27.59 KN

0.5 ø V_c =0.5×27.59 =13.795KN

$V_u > \phi V_c$ **Not case(2)**

Case (3) for shear design:

$\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{smin})$

Where V_{smin} is the MAX of

$$V_{smin} = \frac{1}{16}\sqrt{f'_c}\,b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{28} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 12.541\ KN$$

And

$$V_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 12.64\ KN$$ **controls**

ϕV_c= 27.59 KN< 28.5< $\phi(V_c + V_{smin})$ = 37.07 KN **case(3)**

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

$$Vs = \frac{28.5 - 27.59}{0.75} = 1.213KN$$

Use stirrups (2 leg stirrups)ø8, A_v = 2 ×50.3 = 100.6 mm^2.

$$S = \frac{d * Av * fyt}{Vs} = \frac{100.6 * 316 * 420}{1.213} = 11007.116\ mm.$$

S_{max}< d/2 = 158 mm

S_{max}< 600 mm

Use stirrups (2 leg stirrups)ø8 @ 150 mm , A_v = 2 ×50.3 = 100.6 mm^2 **&smaller.**

4. 6 Design of Beam (B,G71)

✓ Material :-

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

✓ Section :-

⇒ B = 70cm h=35 cm

⇒ d =350-40-10-20/2= 287.5 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

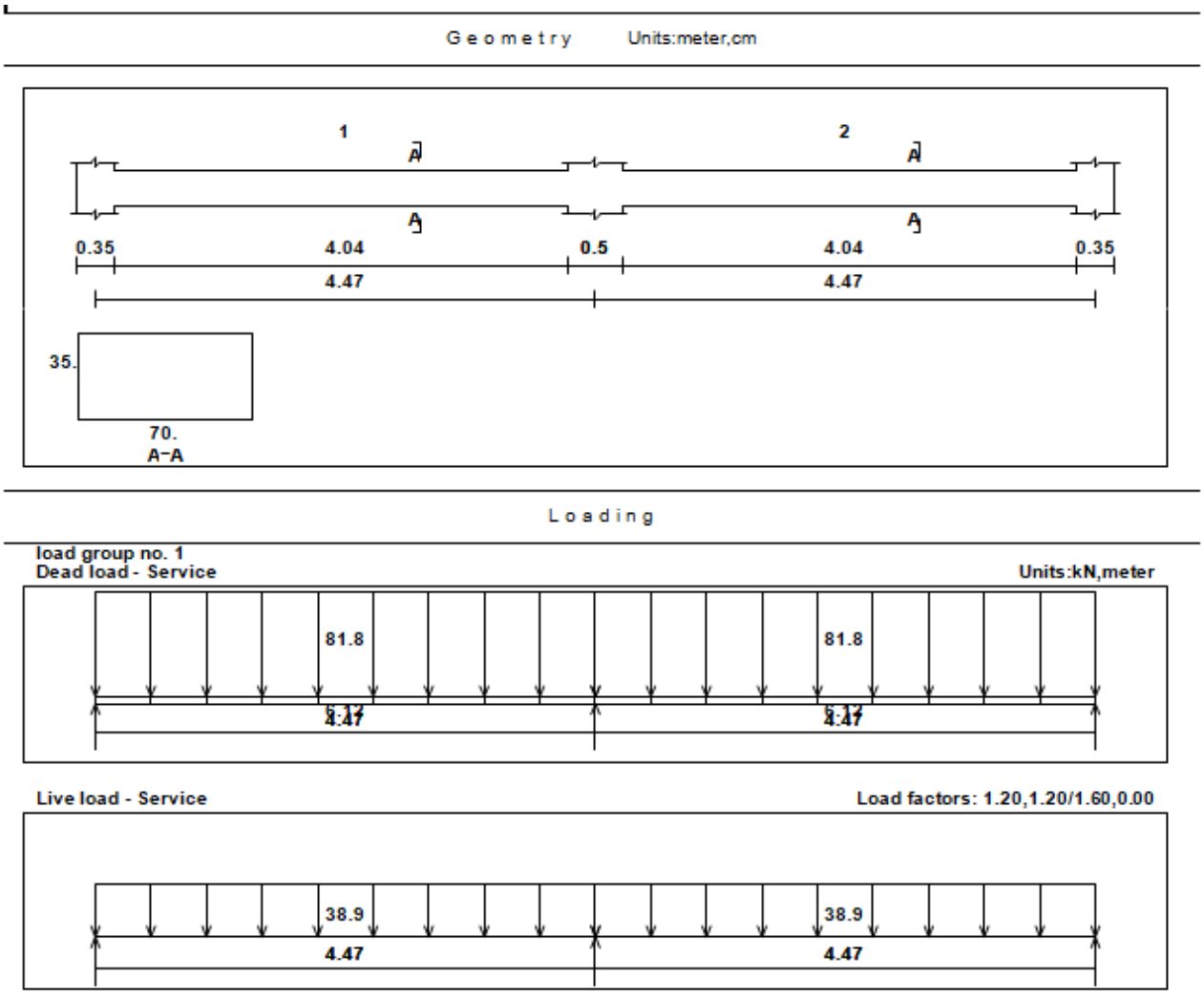


Fig 4.4: Statically System and Loads Distribution of Beam (B,G71).

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B,G71):-

The distributed Dead and Live loads acting upon (B,G71) can be defined from the support reactions of the R7.

Dead Load Calculation of Beam(B,G71):-

Own weight of beam = 0.7*0.35* 25 =6.125KN

From Rib7:

The maximum support reaction from Dead Loads for R7 upon B,G71 is 42.57 KN, The distributed Dead Load from the R7 on B,G71.

DL =(42.57/ 0.52) = 81.865 KN / m

Total DL =81.865 + 6.125= 87.99 KN / m

LiveLoadcalculations for Beam (B.G71):-

From Rib7

The maximum support reaction from Live Loads for R7 upon B,G71is 20.24 KN The distributed Live Load from the Rib7 on B,G71.

LL =20.24/ 0.52= 38.923 KN/m.

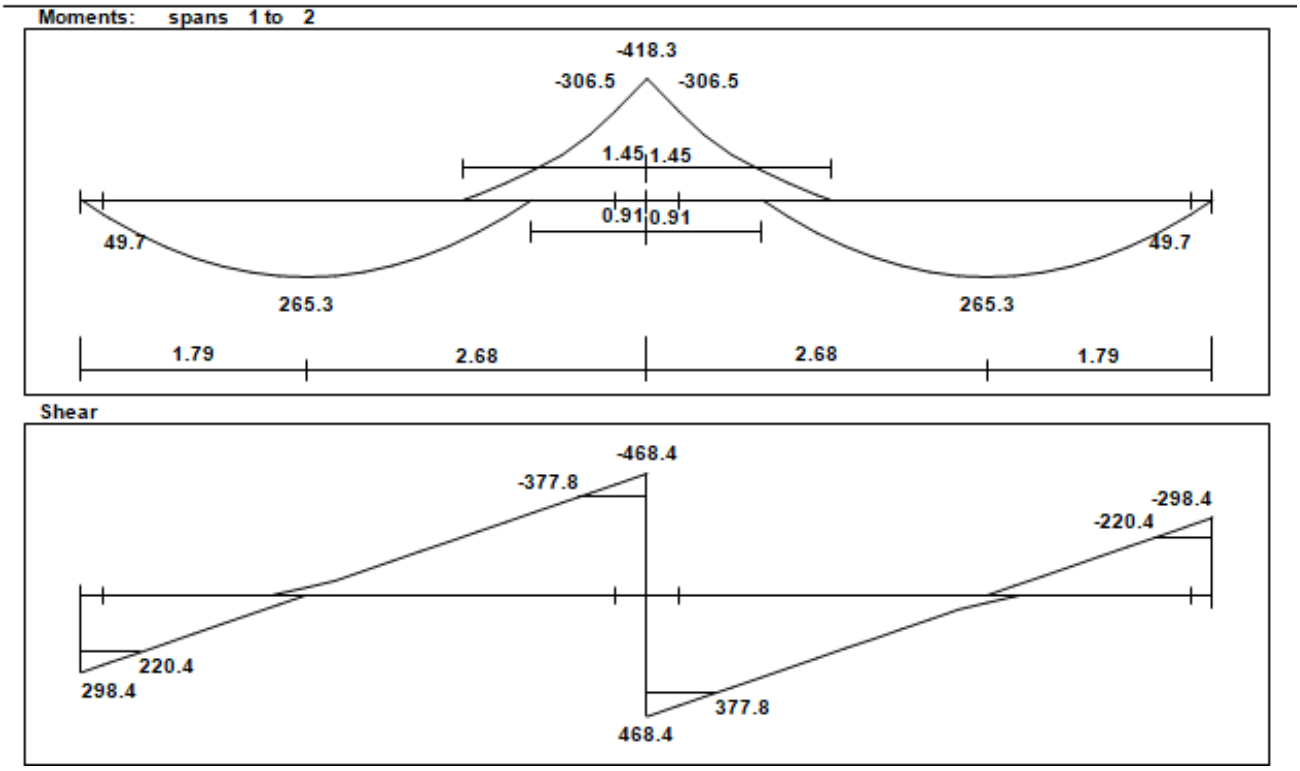


Fig 4.5: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B,G71)

✓ Moment Design for (B,G71):-

Flexural Design of Positive Moment for(B,G71):-(Mu=265.3 KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 25\2 = 287.5mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 287.5 = 123.21\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 123.21 * 0.85 = 104.73\ mm$$

Mn_{max}= $0.85 * f'_c$ * a *b*(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*28*104.73*700*(290-105.63/2) *10^{-6}

= 410.264KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 410.264 = 336.416KN.m>265.3KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{265.3 \times 10^6}{0.9 \times 700 \times 287.5^2} = 5.095Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.647$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.647 \times 5.095}{420}}\right) = 0.01381$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01381 \times 700 \times 287.5 = 2779.263\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 700 * 287.5 = 633.878\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 700 * 287.5 = 670.833\ mm^2$$

A_s= 2779.263 mm^2**Controled**

Use 6ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 2945 mm^2>$A_{s,required}$= 2779.263mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{700-40*2-2*10-(6\times25)}{5} = 90\ mm > d_b = 25 > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{2945\times420}{0.85\times700\times28} = 74.24\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74.24}{0.85} = 87.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-87.34}{87.34}\right) = 0.00688 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B,G71):-(Mu=306.5 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{306.5\times10^6}{0.9\times700\times287.5^2} = 5.89\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.647$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.647}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.647\times5.89}{420}}\right) = 0.01639$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01639\times700\times287.5 = 3298.488\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*700*287.5 = 633.878\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*700*287.5 = 670.833\ mm^2$$

A_s =3298.488 mm^2**Controls**

Use7ø 25 Top,$A_{s,provided}$= 3436 mm^2>$A_{s,required}$=3298.488… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{700-40*2-2*10-(7*25)}{6} = 70.833\ mm > d_b = 25 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{3436 \times 420}{0.85 \times 700 \times 28} = 86.62\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{86.62}{0.85} = 101.9 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-101.9}{101.9}\right) = 0.00546 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (B ,G71):-

1. Case 3 :

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø10 , $A_v = 2 \times 78.5 = 157\ mm^2$

V_u = 377.8 KN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 700 * 287.5 = 177.486\ KN$$

$\Phi\ V_c = 0.75*179.03 = 133.114$ KN

Case (3) for shear design:

$\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{smin})$

Where V_{smin} is the MAX of :

$\Phi\ Vsmin \geq 0.75\ (\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*700*287.5*10^{-3} = 50.313 KN **Controls**

Φ Vsmin $\geq 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{16}\right) * bw * d = 0.75*\left(\frac{\sqrt{28}}{16}\right) * 700 * 287.5*10^{-3} = 49.918$ KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

133.114<377.8 ≤ 183.427…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{28} * 700 * 287.5 = 354.972$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(177.486+ 67.084)<377.8 < 0.75(177.486+ 354.972)

183.427 <377.8 < 399.344**…… OK**

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 10

As =157 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{377.8}{0.75} - 177.486 = 326.247$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{157 * 420 * 287.5}{326.247 * 1000} = 58.109\ mm\ \ \boldsymbol{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75\ mm$$

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

Use 2 leg Φ 10 @50mm …….. not ok

Use 4 leg Φ 10

(4 leg stirrups) ø10 , $A_v = 4 \times 78.5 = 314\ mm^2$

$V_s = V_n - V_c = \frac{377.8}{0.75} - 177.486 = 326.247$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314 * 420 * 287.5}{326.247 * 1000} = 116.217\ mm \quad \textbf{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75\ mm$$

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

Use 4 leg Φ 10 @100mm …….. Ok

4-7 Design of Column (C,S53)

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:-

Service Load:-

Dead Load =730.85 KN
Live Load =392.52 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×730.85+ 1.6×392.52 =1505.052 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \times 0.8 \times Ag\ \{0.85\ fc'(1 - \rho g) + \rho g * Fy\}$

1505.052 = 0.65*0.8*Ag(0.85*28*(1-0.01)+0.01*420)

Ag= 104.255 mm2

Assume Rectangular Section
h = 350 mm
b = 104.255/350 = 297.82 mm
Select b = 600 mm

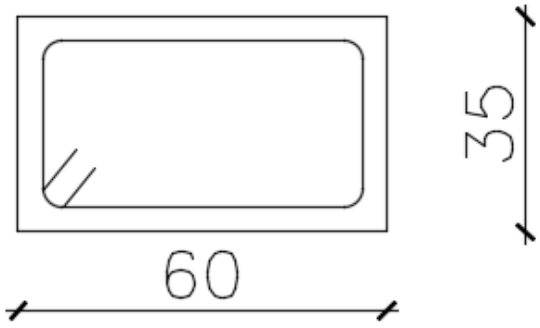


Fig 4.6 : Column section

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

r : radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

Lu = 3.5 – 0.35= 3.15 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.60m)**
- $\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$

- $\frac{1*3.15}{0.3*0.60} = 17.5 < 22$

Column Is Short In Y-axis

- **about X-axis (b= 0.35m)**
- $\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$
- $\frac{1*3.15}{0.3*0.35} = 30 > 22$

Column Is Long In X-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

ey = $\frac{Mux}{Pu}$ = 0

miney = 15+0.03*h = 15+0.03*350 =25.5 mm

ey= 0.0255 m

✓ Magnification Factor:-

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_{cr}}} \geq 1.0 and \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$EI = 0.4\frac{Ec\ .Ig}{1+\beta d}$

$Ec = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{28} = 24870\ Mpa$

$\beta d = \frac{1.2Dl}{Pu} = \frac{1.2*730.85}{1505.052} = 0.583 < 1$

$Ig = \frac{bh\text{^}3}{12} = (0.6*0.35^3)/12 = 0.00214\ m^4$

$EI = 0.4\ \frac{24870*0.00214}{1+0.583} = 13.448\ MN.m^2$

$Pcr = \frac{\pi^2*13.448}{(1*3.15)^2} = 13.376\ MN$

$\delta ns = \frac{1}{1-\frac{1505.052}{0.75*13376}} = 1.177 \geq 1\ \ \&\ \leq 1.4$

✓ Interaction Diagram:-

ey = e_{min} *δ_{ns} = 0.0255*1.177 = 0.03m

$\frac{ey}{h} = \frac{0.03}{0.6} = 0.05$

$\frac{\gamma}{h} = \frac{350-2*40-2*10-20}{350} = 0.657$

From the interaction diagram chart

From chart A9-a for $\frac{\gamma}{h} = 0.6 \rightarrow \rho g = 0.01$

From chart A9-b for $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

Then for $\frac{\gamma}{h} = 0.657 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcement

Ast = $\rho g * Ag = 0.01$*350*600=2100 mm^2

Select 8Ø 20 with As_{pro} = 2513.27 mm^2>Ast_{req} = 2100 mm^2

✓ Design of the Stirrups:-

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 32\ cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \le 40\ cm$$

Use Ø10 @ 20*cm*.

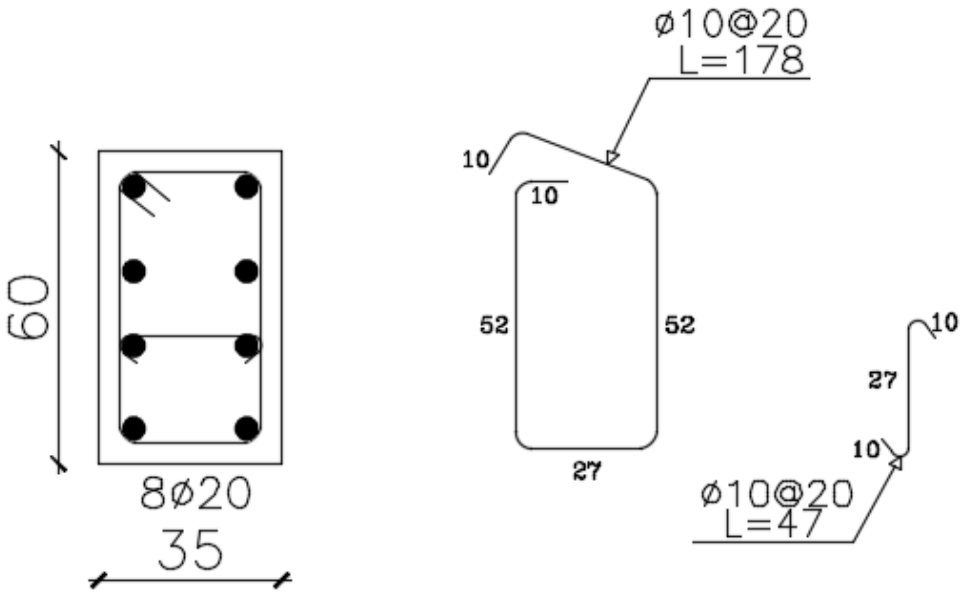


Fig 4.7: Column Reinforcement Details.

4-8 Design of Stair (Stair#4)

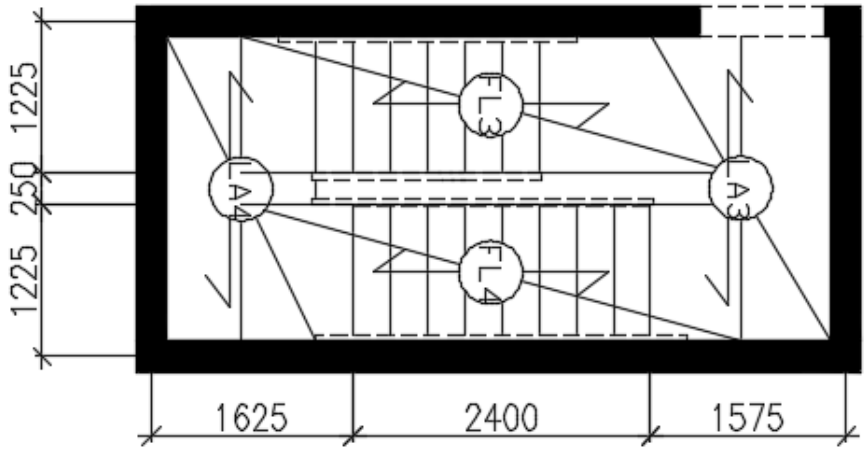


Fig 4.8: Stair Plan.

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.2/20 = 16\ cm$

Take $h = 20\ cm$

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17.5 / 30) = 30.26^{o}$

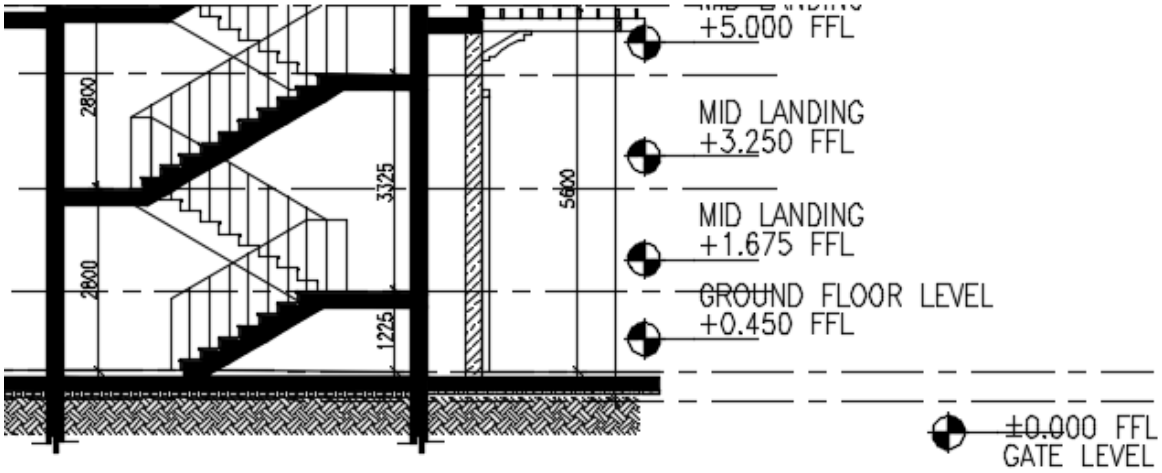


Fig 4.9 : Stair Section.

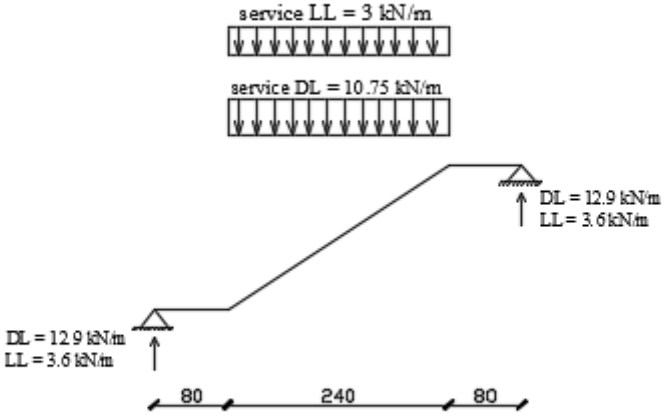
Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table (4.4): Dead Load Calculation of Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	**Tiles**	23*0.03*1*((0.35+0.175)/0.3) = 1.21 KN/m
2	**Mortar**	22*0.03*1*((0.3+0.175)/0.3) = 1.05 KN/m
3	**Stair**	(25/0.3)*1*((0.3*0.175)/2) = 2.19 KN/m
4	**R.C**	25*0.2*1 / cos30.26^{o} = 5.79 KN/m
5	**Plaster**	22*0.02*1 / cos30.26^{o} = 0.51 KN/m
		Sum= 10.75 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 3*1 = 3 KN/m

✓ System of Flight:-



`

Fig 4.10: Statically System and Loads Distribution of Flight (Service).

Factored Load For Flight :-

$W_U = 1.2 \times 10.75 + 1.6 \times 3 = 17.7$ KN/m

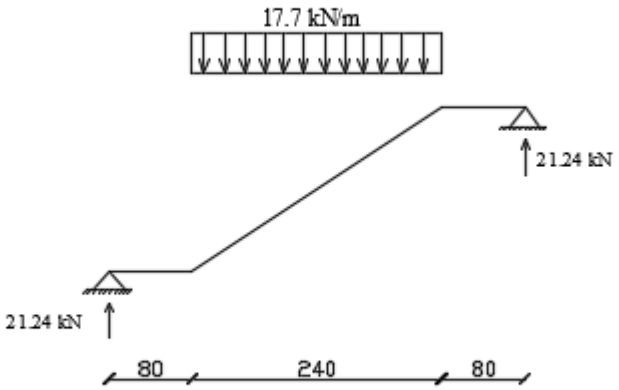


Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution of Flight (factored).

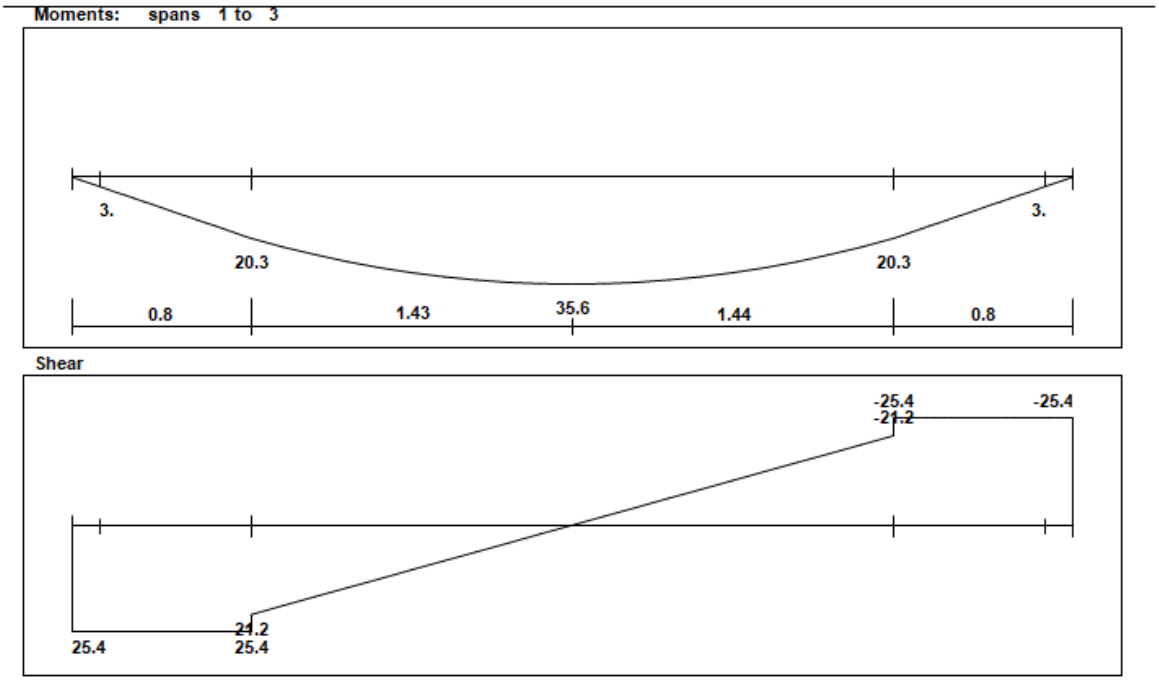


Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

✓ Design of Shear for Flight :- (Vu=25.4 KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 174 = 153.45$ Kn

$\Phi V_c = 0.75 * 153.45 = 115.09$ KN

Vu = 25.4 KN < $0.5\Phi V_c$= 57.544 KN**……(The thickness is enough) No shear reinforcement are required.**

✓ Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=35.6KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{35.6\times10^6}{0.9\times1000\times174^2} = 1.306\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.64$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.64\times1.306}{420}}\right) = 0.0032$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0032 \times 1000 \times 174 = 556.8\ mm^2/m$

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

$As_{req} = 556.8\ mm^2 > A_{s,min} = 360\ mm^2/m$

Check for Spacing :-

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

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

$S = 450\ mm$

$S = 330\ mm$ **…… is control**

Use ø12 @ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 565.5 mm^2>$A_{s,required}$= 556.8 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{565.5 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 9.979\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.94}{0.85} = 11.74\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{174-11.74}{11.74}\right) = 0.0415 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{ok}$$

✓ Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø10@ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 395 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

2- Design of Landing:-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 2.7 /20 = 13.5 cm

Take h = 20 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load Calculation For 1m Strip:-

Table (4.5): Dead Load Calculation of Landing.

No.	Parts of Landing	Calculation
1	**Tiles**	**23*0.03*1= 0.69KN/m**
2	**Mortar**	**22*0.03*1= 0.66KN/m**
4	**R.C**	**25*0.2*1= 5KN/m**
5	**Plaster**	**22*0.02*1= 0.44KN/m**
		Sum = 6.79 KN/m

Live Load For Landing = 3*1 = 3 KN/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×6.79+ 1.6×3 = 12.948KN/m

Factored Load From Flight :-

$$W_{LA1} = \frac{W_{FL1}}{L} = \frac{25.412}{1.225} = 20.744\ KN/m$$

✓ System of Landing:-

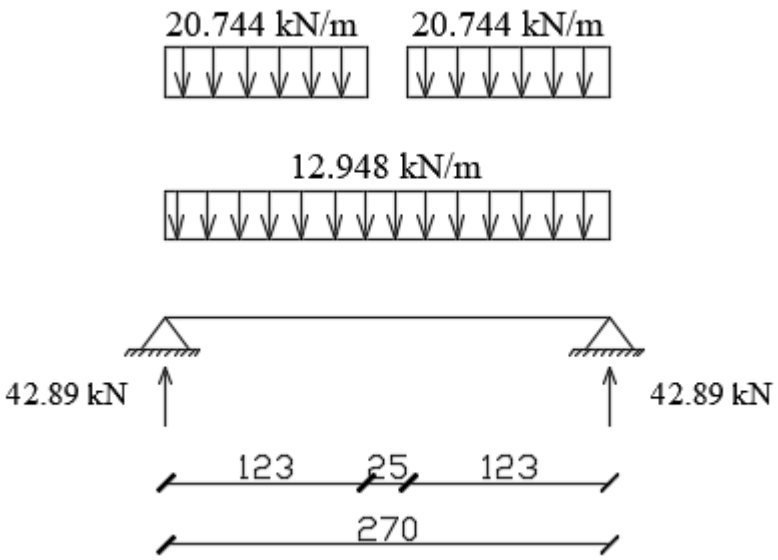


Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution 0f Landing.

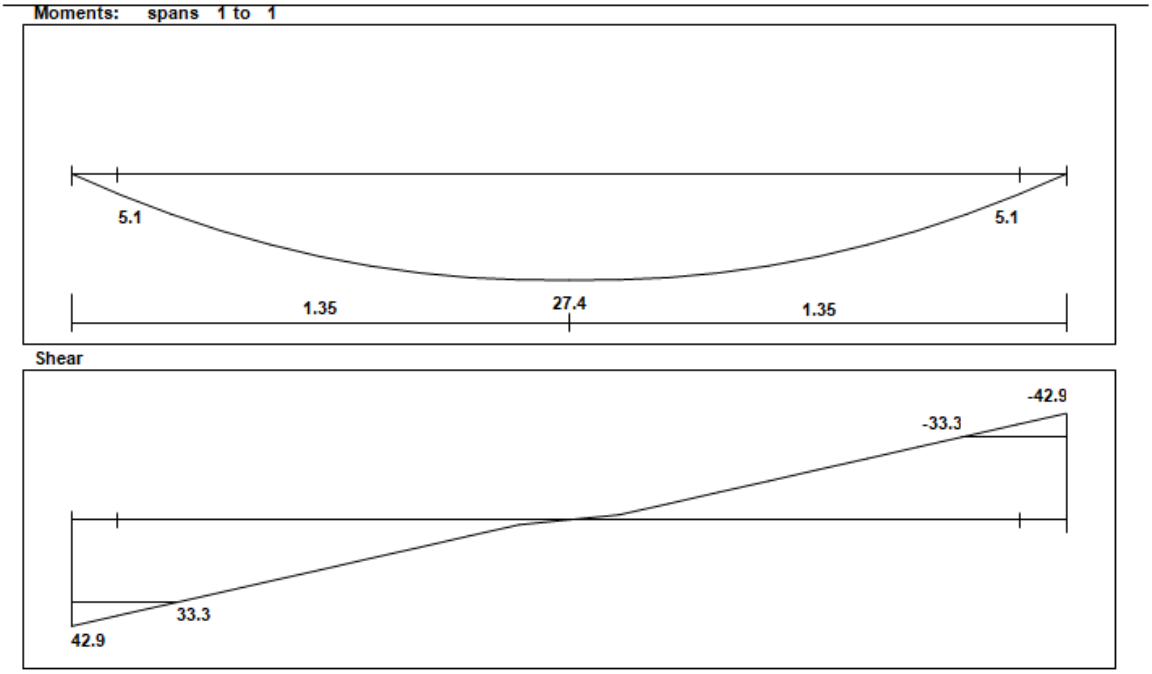


Fig 4.14: Shear and Moment Envelope Diagram of Landing.

✓ Design of Shear:- (Vu=33.3KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 174 = 153.45$ Kn

$\Phi * V_c = 0.75 * 153.45 = 115.09$ KN

Vu = 33.3 KN < 0.5Φ V_c= 57.544 KN**……(The thickness is enough) No shear reinforcement are required.**

✓ Design of Bending Moment :- (Mu=27.4KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{27.4\times10^6}{0.9\times1000\times174^2} = 1.006\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.64$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.64\times1.006}{420}}\right) = 0.00245$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d 0.00245×1000×174 = 426.3 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 426.3 mm^2**…… is control**

Check for Spacing:-

S = 3h = 3*200 =600 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@200 mm ,$A_{s,provided}$= 565.5 mm^2>$A_{s,required}$= 426.3 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{565.5 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 9.979 \ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.94}{0.85} = 11.74 \ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{174-11.74}{11.74}\right) = 0.0415 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{ok}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Landing:-

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

Use ø10 @ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 395 mm^2>$A_{s,required}$= 360 mm^2… Ok

4.9 Design of Shear Wall (SW,13)

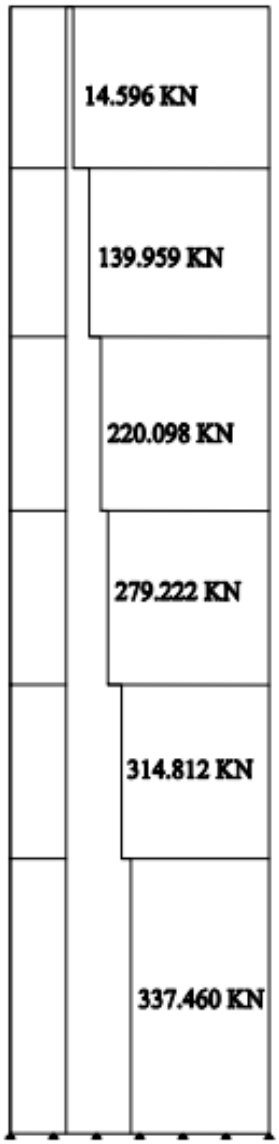


Fig 4.15: Shear Diagram of Shear Wall.

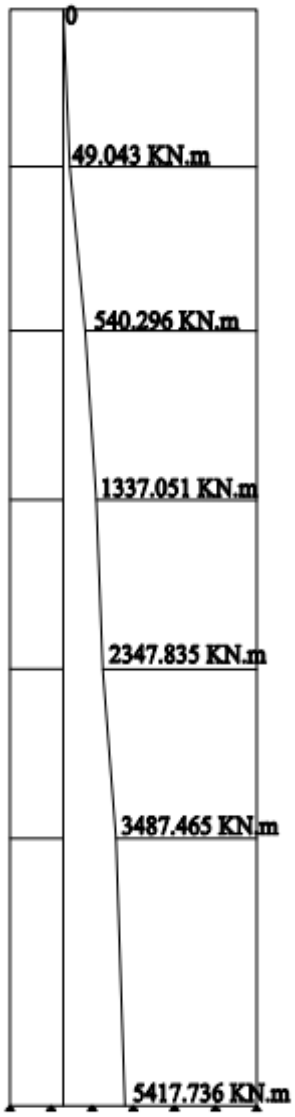


Fig 4.16: Moment Diagram of Shear Wall.

✓ Material and Sections:- (For Shear Wall 13)

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 25 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.6 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 23.9 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$\sum Fx = Vu = 337.460KN$

1.Check maximum shear strength permitted :

$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.6 = 4.48m$

$\emptyset V_n = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$

$= 0.75 * 0.833 * \sqrt{28} * 250 * 4480 * 10^{-3} = 3702.57\ KN > V_u = 337.460KN$

$\emptyset V_n = 3702.57 > V_u = 337.460\ KN$....OK

2.Calculate shear strength provided by concrete V_C :

Critical Section for shear:

$\frac{lw}{2} = \frac{5.6}{2} = 2.8m....Control$

$\frac{hw}{2} = \frac{23.9}{2} = 11.95m$

$storyheight = 5.72m.(ground - floor)$

V_c is the smallest of :

$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 250 * 4480 * 10^{-3} = 987.747KN$

$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 250 * 4480 * 10^{-3} + 0 = 1600.150KN$

$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd$

$= \left[0.05\sqrt{28} + \frac{5.6(0.1\sqrt{28}+0)}{17.499}\right]250 * 4480 * 10^{-3} = 485.982\ KN$..... Control

Mu = 5417.736 + 337.460 *(5.72 -1.475) = 6850.254 KN.m

$\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{6850.254}{337.460} - \frac{5.6}{2} = 17.499 > 0$

3. Determine required horizontal shear reinforcement :

$V_u = 337.460\ KN > 0.5\emptyset V_c = 0.5 * 0.75 * 485.982 = 182.243\ KN$ Needs minimum reinforcement

$$V_u \le \emptyset V_n = \emptyset(V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{337.460}{0.75} - 182.243 = 267.704\ KN$$

$$\frac{A_{vh}}{s_h} = \frac{vs}{fyd} = \frac{267.704}{420*4480} = 0.00014 mm^2/m$$

- Maximum spacing is the least of:

$\frac{Lw}{5} = \frac{5600}{5} = 1120$ mm

3*h = 3*250 = 750 mm

450 mm ……. Control

Take $\rho = 0.0025$

Try Ø10 ($A_S = 78.5\ mm^2$) for two layers

$\rho = \frac{A_{vh}}{h S_h} = \frac{2*78.5}{250 S_h} = 0.0025$

S_h= 251.2mm

→ use Ø10@250 mm in tow layer

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$\frac{hw}{lw} = \frac{23.45}{5.6} = 4.188$

$$\rho = \frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)(\rho - 0.0025)\right] \ge 0.0025$$

Foe this wall with $\frac{hw}{lw} \ge 2.5$,ρ=0.0025.

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{5600}{3} = 1866.667$ mm

3*h = 3*200 = 750mm

450 mm ……. Control

→ use Ø14@250 mm in tow layer

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{5600}{250}\right) * 2 * 154 = 6899.2mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6899.2}{5600 * 250}\right)\frac{420}{28} = 0.0739$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0739 + 0}{2 * 0.0739 + 0.85 * 0.85} = 0.0849$$

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

$$= 0.9[0.5 * 6899.2 * 420 * 5600(1 + 0)(1 - 0.0849)] = 6682.164\ KN.m$$
$$\geq 5417.736\ KN.m$$

ØMn ≥ Mu No need additional vertical reinforcement

4.10 Design of Footing (F3)

✓ Material :-

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column C,G62)

Dead Load = 1790.21, Live Load = 673.5KN

Total services load = 1790.21 + 673.5= 2463.71KN

Total Factored load = 1.2*1790.21 + 1.6*673.5 = 3225.852KN

Column Dimensions (a*b) =60*60cm

Soil density =20 Kg/cm3

Service surcharge = 5NK/m².

Allowable Bearing Capacity = 400 KN/m2

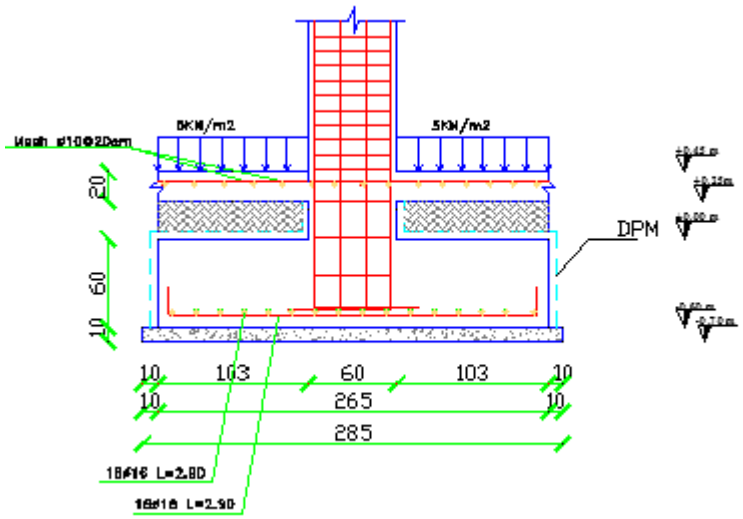


Fig 4.17 :Foot Section.

Assume h = 60cm

$q_{net-allow}$ = 400 –20*1 – 25*0.6 – 5= 360 KN/m2

✓ Area of Footing:-

$$A = \frac{Pn}{q_{net-allow}} = \frac{1790.21 + 673.5}{360} = 6.84m^2$$

Assume Square Footing(B²) , A = B²

6.84=L² →L = $\sqrt{6.84}$ = 2.62 m

Select B = 2.65m

✓ Bearing Pressure :-

$q_u = \frac{3225.852}{2.65*2.65} = 459.359\ KN/m^2.$

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 60cm , bar diameter ø 16 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 600 – 75 – 16 =509 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 459.359 * \left(\frac{2.65-0.6}{2} - 0.509\right) * 2.65 = 628.127KN$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 2650 * 509 = 892.180KN$$

$$\phi.Vc = 892.180KN > Vu = 628.127KN$$

$$\therefore \quad Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = qu * (B * L - (a + d) * (b + d)).$$

$$Vu = 459.359 * (2.65 * 2.65 - (0.6 + 0.509) * (0.6 + 0.509)) = 2660.892KN / m2$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{60} = 1$$

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

$$b_o = 2*(50.9+60)+2*(50.9+60) = 443.6cm$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1}\right)*\sqrt{28}*4436*509 = 4480.429KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*509}{4436}+2\right)*\sqrt{28}*4436*509 = 4920.796KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*4436*509 = 2986.953KN$$

ΦVc =2986.953 KN>Vu=2660.892KN

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

Mu = $q_u * \frac{L}{2} * (\frac{B-a}{2})^2$= = 459.359* $\frac{2.65}{2}$ * $(\frac{2.65-0.6}{2})^2$= 639.464KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{639.464\times10^6}{0.9\times2650\times509^2} = 1.035Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.035}{420}}\right) = 0.00253$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00253×2650×509= 3412.591 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*2650*600= 2862 mm^2

$A_{s,req}$>$A_{s,min}$=2862 mm^2 **……OK**

As =3412.591mm^2**…… is control**

$s = \frac{2650 - 2*75 - 17*16}{16} = 139.25mm$

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*600 = 180cm.

S = 45cm **…… is control**

S = 139.25 >Smax =450mm ……**ok**

Use 17ø16in Both Direction, $A_{s,provided}$= 3418.05mm^2>$A_{s,required}$= 3412.591 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{3418.05 \times 420}{0.85 \times 2650 \times 28} = 22.762mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.762}{0.85} = 26.779\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{509 - 26.779}{26.779}\right) = 0.054 > 0.005 \ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

A_1 = 60 * 60 = 0.36 m^2

A_2 = 2.65* 2.65 = 7.02 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.02}{0.36}} = 4.42 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{use.} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 360 \times 2) = 11138.4KN$$

$$\Phi Pn = 11138.4 > Pu = 3225.852 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 360) = 5569.2KN$

$\Phi Pn = 5569.2 > Pu = 3225.852KN \ldots\ldots\ldots .ok$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 600 *600 = 1800 mm2

Use12ø20, $A_{s,provided}$= 3769.9 mm^2>$A_{s,required}$= 1800 mm^2… Ok

5-Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$

$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm \ \ Or\ cb = \frac{125}{2} = 62.5\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 62.5}{16} = 3.91 > 2.5$

$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm >$ 300mm

$Ld_{T\ available} = \frac{2650-600}{2}$ -75= 950 mm

$Ld_{T\ available}$ = 950 mm > $ld_{req} = 365.75\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{28}}$> 0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*20}{\sqrt{28}}$ = 380.988> 0.043*420*20 = 361.2>200mm

Ld_{Creq}= 380.988 mm

$Ldc_{available}$= 600 – 75 – 16 – 16 = 493mm >Ld_{Creq}= 380.988 mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 20 = 596.4 mm > 300 mm

elect Lsc = 600 mm

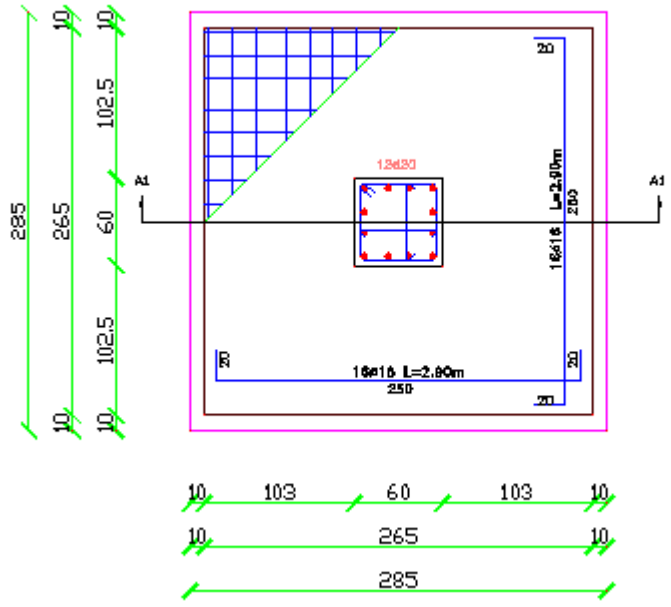


Fig 4.18 :Foot Reinforcement Details.

5

الفصـــل الخامس

النتائج والتوصيات

5-1 مقدمة.

5-2 النتائج.

5-3 التوصيات.

5-1 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 للفندق المقترح بناؤه في مدينه دورا.

وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5-2 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 الإعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400KN/m^2$.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام القداة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج والرووف، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a. AUTOCAD (2014) : 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.

d. Etabs: لتصميم جدران القص في المشروع وتصميم Steel Structure.

e. Safe: لتصميم القواعد المختلف بأنواعها وكذلك لتصميم العقدات.

f. Sap: لتصميم القباب الخرسانية.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. 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.

5-3 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، ولابد 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.

تم بحمد الله