بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

مشروع التخرج

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى الخدمات البيطرية

فريق العمل :

محمد الجودي — سلمان سراحنة

حاتم أبو الحلاوة — جميل المحتسب

هديل احمرو

إشراف:

د. ماهر عمرو

قدم هذا المشروع استكمالاً لمتطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في كلية الهندسة في جامعة بوليتكنك فمسطين.

فلسطين – الخليل

كانون الأول –2018م

بسم الله الرحمن الرحيم

عمل التصاميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى الخدمات البيطرية

فريق العمل

محمد الجودي سلمان سراحنة

حاتم أبو الحلاوة جميل المحتسب

هديل احمرو

إشراف :

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

كانون الأول –2018م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى الخدمات البيطرية

فريق العمل

محمد الجودي **سلمان سراحنة**

حاتم أبو الحلاوة **جميل المحتسب**

هديل احمرو

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

توقيع مشرف المشروع **توقيع رئيس الدائرة**

د. ماهر عمرو **م. فيضي شبانة**

كانون الأول –2018م

إهداء

وتـهفو النفوس إلى أن تُـهدي ....
لتُودع فيما تُهدي قطعة منـها....
وتحُس أنـها متجهة إلى هناك....
إلى صمود الجِد .... وسمو الأمل ...
وإصـــــرار الإرادة الـتي لا تكـــل

إلى الأرض التي أحببناها .... الأرض التي باركها الله .... إلى مسرى خاتم الأنبياء عليه الصلاة والسلام .... إلى فلسطين الحبيبة.

إلى أولئك ...
وشعور الواجب المتدفق نحوهم ....
واشتياق الاتصال الدائم بهم ....
والحنين المحرق للالتقاء بهم ....
إلى من هم أكرم منا جميعا .... إلى الشهداء...
ثم هذا الجيل الصاعد...
إلى الشباب في ربوعه
حيث لزام الانتماء الأصيل
يشدنا أن نقف دوما معه.... بالتقدير والعرفان

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتنير الدرب للآخرين.

إلى النبع إلى الفيض إلى الدمع الصبّاب من عينيها.... إلى نورها المشع.... إلى الأم الحنون.

إلى من علمني النجاح والصبر ... إلى من علمني أن أثابر لأصل ... إلى الوالد الحاني .

إلى الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر وعرفنا معهم معنى السعادة والاخوة ... إليكم أصدقائي وزملائي.

إلى الأحبة الذين علموني معنى التضحية والإيثار ... إليكم أخوتي .

إلى الإخوة .... إلى الأهل .... إلى الأحبة ....

إليكم جميعا أحبتنا نـهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً، كما يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه، إلى:

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد.

- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو ، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.

- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى الخدمات البيطرية بجميع تفصيلاتها وعناصرها المختلفة.

. فريق العمل

محمد الجودي سلمان سراحنة

حاتم أبو الحلاوة جميل المحتسب

هديل احمرو

جامعة بوليتكنك فلسطين-2017م

إشراف الدكتور ماهر عمرو .

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى الخدمات البيطرية والذي يتألف من 5 طوابق والذي يقع في مدينة الخليل .

وهذا المشروع مكون من خمسة طوابق ويحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة، وقد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة والأمان، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة مرتادي هذه البناية.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية والأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع، و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما سيتم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details of Veterinary Services Buliding

Project TEAM:

Hatem Halaweh Mohammad Joudi

Salman Sarahna Hadeel Ahmro

Jamel Mohtaseb

Palestine Polytechnic University

2017-2018

Supervised by :

Dr.Maher Amro

Abstract

The idea of the project is structural design of “Veterinary Services Building" in old town .

The project is consists of five floors in which the convenience of customers and building guests are available, refuge for risk situation.

We were used ACI code and structural designing programs such as, ATIR, AutoCAD, and we studied old graduation projects, that include detailed structural study.

Our project will include detailed structural study the 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.

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
صفحة قائمة الاختصارات	xii-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	3
7-1	اجراءات المشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	5
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
4-2	وصف المساقط الأفقية	8
1-4-2	طابق التسوية	8
2-4-2	الطابق الأرضي	9
3-4-2	الطابق الأول	10

4-4-2	الطابق الثاني	11
5-4-2	الطابق الثالث	12
5-2	وصف الواجهات	13
1-5-2	الواجهة الشرقية	13
2-5-2	الواجهة الجنوبية	13
3-5-2	الواجهة الشمالية	14
4-5-2	الواجهة الغربية	14

الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	17
1-3	مقدمة	18
2-3	هدف التصميم الإنشائي	18
2-3	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	19
1-3-3	الأحمال	19
2-3-3	الأحمال الميتة	19
3-3-3	الأحمال الحية	20
4-3-3	الأحمال البيئية	21
1-4-3-3	الرياح	21
2-4-3-3	الثلوج	21
3-4-3-3	الزلازل	22
4-3	العناصر الإنشائية	23
1-4-3	العقدات	23
1-1-4-3	العقدات المصمتة والمسطحة	22
2-1-4-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	24
3-1-4-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	24
2-4-3	الجسور	25
3-4-3	الأعمدة	26
4-4-3	الجدران الحاملة (جدران القص)	27
5-4-3	الأساسات	28
6-4-3	الأدراج	29
7-4-3	الجدران الاستنادية	30
8-4-3	فواصل التمدد	31

30	Structural Design & Analysis	Chapter 4
31	Introduction	4.1
32	Design Method and Requirements	4.2
33	Check of Minimum Thickness of Structural Member	4.3
36-37	Design of Topping	4.4
36-52	Design of One Way Rib Slab (rib 5)	4.5
52-60	Design of Two Way Solid Slab	4.6
61-69	Design of Two Way Rib Slab	4.7
69-79	Design of Beam	4.8
80–84	Design of Column 17	4.9
85–98	Design of Stair	4.10
101–105	Design of shear wall	4.11
106–107	Design of Basement wall	4.12
108–115	Design of Isolated footing F1	4.13

114	الملحقات	الفصل الخامس
115	Appendix A: Architectural Drawings	5.1
116	Appendix B: Structural Drawings	5.2
117	النتائج	5.3
118	التوصيات	5.4
119	المصادر والمراجع	5.5

فهرس الجداول

جدول (1–1)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2017/2016	4
جدول (1–3)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول (2–3)	الأحمال الحية	20
جدول (3–3)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	21
Table (4.1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	33
Table (4.2)	Dead Load Calculation of Topping	34
Table(4-3)	Dead Load Calculation of Rib (R 5)	38

Table (4.4)	Dead Load Calculation of Solid Slab	56
Table (4.5)	Moment Calculation of Solid Slab	56
Table (4.6)	Dead Load Calculation of Horizontal Solid Slab	63
Table (4.7)	Calculation of Moment Two-way Rib Slab	64
Table (4.8)	Dead Load Calculation of Flight	86
Table (4.9)	Dead Load Calculation of Middle Landin	90
Table (4.10)	Dead Load Calculation of Main Landing	94

فهرس الأشكال

شكل (1-2)	قطعة الأرض والبناء المقترح	7
شكل (2-2)	مخطط طابق التسوية	8
شكل (3-2)	مخطط الطابق الأرضي	9
شكل (4-2)	مخطط الطابق الأول	10
شكل (5-2)	مخطط الطابق الثاني	11
شكل (6-2)	مخطط الطابق الثالث	12
شكل (7-2)	الواجهة الشرقية	13
شكل (8-2)	الواجهة الجنوبية	13
شكل (9-2)	الواجهة الشمالية	14
شكل (10-2)	الواجهة الغربية	14
شكل (1-3)	عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	24
شكل (2-3)	عقدة العصب ذات الاتجاهين	24
شكل (3-3)	أشكال الجسور المدلاة والمسحورة	25
شكل (4-3)	احدى أشكال الأعمدة	26
شكل (5-3)	جدار القص	27
شكل (6-3)	الأساس المنفرد	28
شكل (7-3)	الدرج	29
شكل (8-3)	جدار استنادي	30
شكل (1-4)	Topping Load	34
شكل (2-4)	One-Way Rib Slab (R 5)	37
شكل (3-4)	Statically System of Rib (R 5)	37
شكل (4-4)	Statically System and Loads Distribution of Rib (R 5)	39

شكل (4–5)	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 5)	40
شكل (4–6)	Two Way Solid Slab	50
شكل (4–7)	section of beam 1,4	53
شكل (4–8)	section of beam 2	54
شكل (4–9)	section of beam 3	56
شكل (4–10)	Two Way Rib Slab	61
شكل (4–11)	Section of Rib	62
شكل (4–12)	Statically System of Beam (B 5).	70
شكل (4–13)	Loads Distribution of Beam (B 5).	70
شكل (4–14)	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B 5)	72
شكل (4–14)	Reactions of Beam (B 5)	72
شكل (4–15)	Column Reinforcement	84
شكل (4–16)	Stair Plan	85
شكل (4–17)	Stair Section	86
شكل (4–18)	Statically System and Loads Distribution of Flight	87
شكل (4–19)	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	88
شكل (4–20)	Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing	91
شكل (4–21)	Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landin	92
شكل (4–22)	Statically System and Loads Distribution of Main Landing	95
شكل (4–23)	Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing	95
شكل (4–24)	Stair Reinforcement Details	98
شكل (4–25)	Stair Reinforcement Details	98
شكل (4–26)	Shear Wall	99
شكل (4–27)	Shear Diagram of Shear Wall	99
شكل (4–28)	Moment Diagram of Shear Wall	100
شكل (4–29)	Basement wall plan	104
شكل (4–30)	shear of basement wall	104
شكل (4–31)	Foundation Section	106
شكل (4–32)	Foundation Reinforcement Details of plan	112
شكل (4–33)	Foundation Reinforcement details of section	113

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 or in direction parallel to longitudinal reinforcement.

- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

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.

1.1المقدمة

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى الترفيه عن نفسه و تخفيف الضغط النفسي المتولد من الظروف المحيطة لدى الفرد الفلسطيني، وانطلاقا من هذه الأهمية، جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مبنى الخدمات البيطرية كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار.كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى الخدمات البيطرية يتكون من (5) طوابق وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى الخدمات البيطرية متعددة الطوابق ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول من السنة الدراسية 2016-2017 و الفصل الأول من السنة الدراسية 2017-2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول 2017-2018.

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) والأحمال من الكود الأردني.
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (SP colmun,Etaps ,Safe,Atir, STAAD pro. 2008)

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

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

7.1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

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

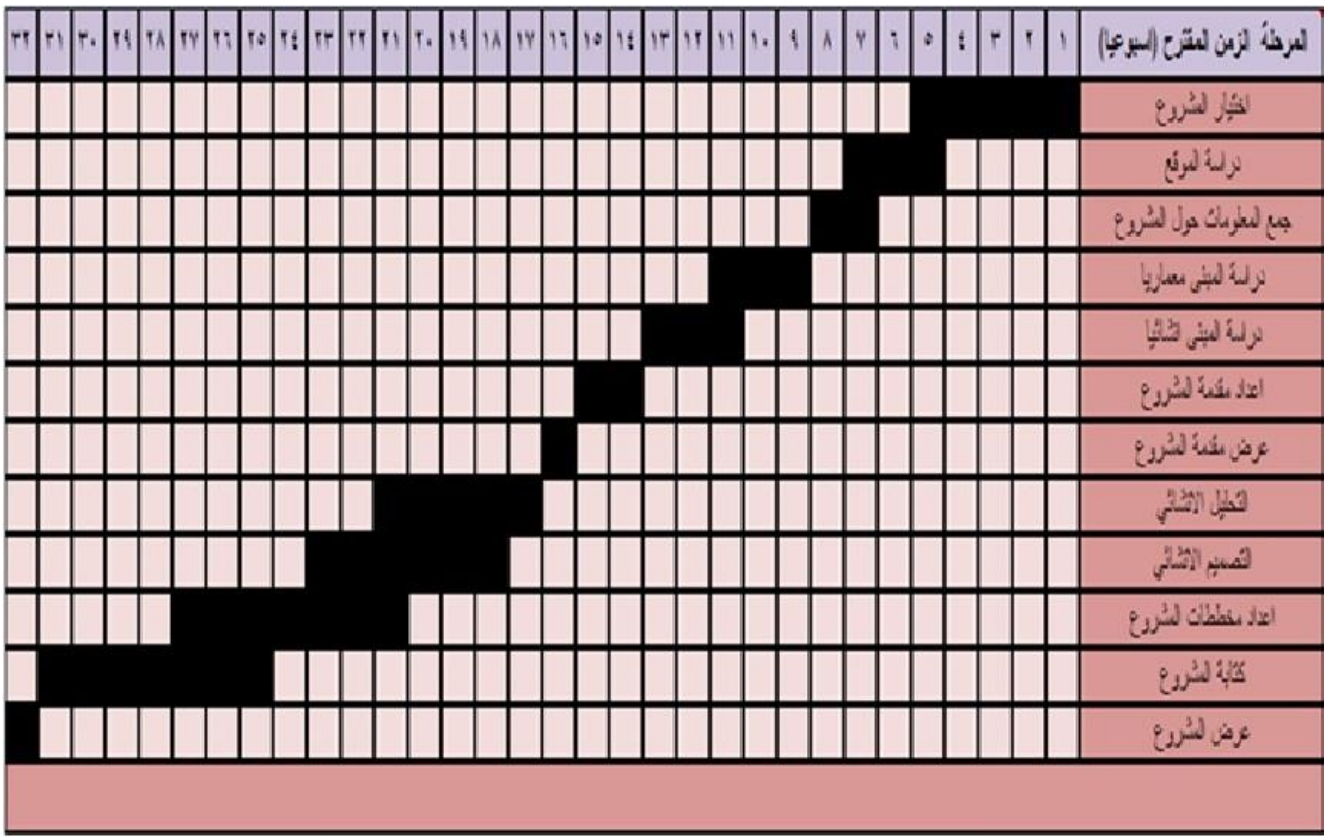
3) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2017)-(2018)



الفصـــــل الثانـــــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة

لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولا التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته والغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحة عن المشروع

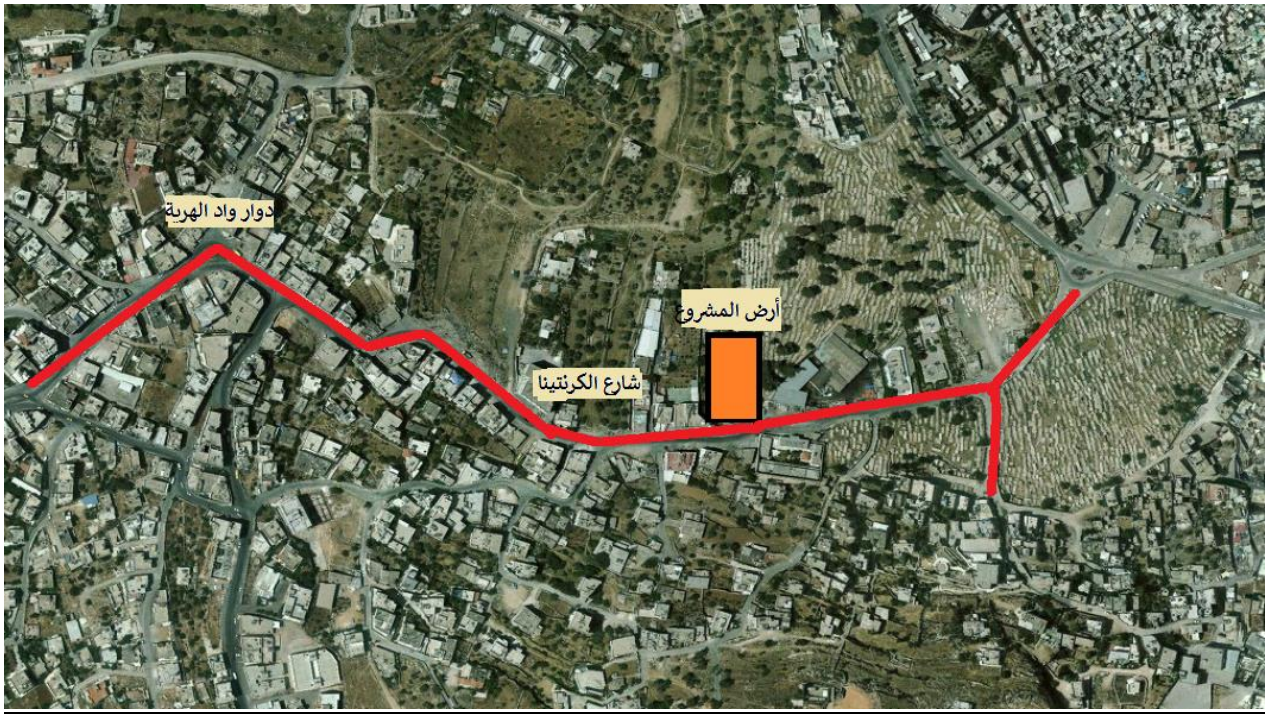
المشروع عبارة عن مبنى الخدمات البيطرية ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وكغيرها .

يتكون المبنى من طابق تسوية وآخر ارضي وطابق اول وطابق ثاني ، وثالث ، على جزء من قطعة أرض مساحتها دونمان، ومساحة البناء 2500متر مربع.

3.2 موقع المشروع

قطعة أرض مساحتها (دونمان) تقريباً ، تقع جنوب مدينة الخليل في منطقة وادي الهرية ، المنطقة تتصف بموقعها الخلاب، و يمتاز الموقع بأنه يقع بالقرب من مدخل المدينة الجنوبي ، إذ يسهل الوصول إليه من خلال الطرق المفتوحة على مدخل المدينة (منطقة الحرايق) تمتاز الأرض بوقوعها على الشارع الرئيسي في المنطقة، حيث يمكن الوصول إليها عبر شارع الكرنتينا الممتد من طريق دوار واد الهرية، مما يكسبها ميزة الوصول إليها بسهولة من جميع المناطق. من حيث السكان نجد أن هذه القطعة بالقرب من تجمع سكني ،أما بالنسبة خدمات الماء والكهرباء فهي متوفرة في الموقع نفسه.

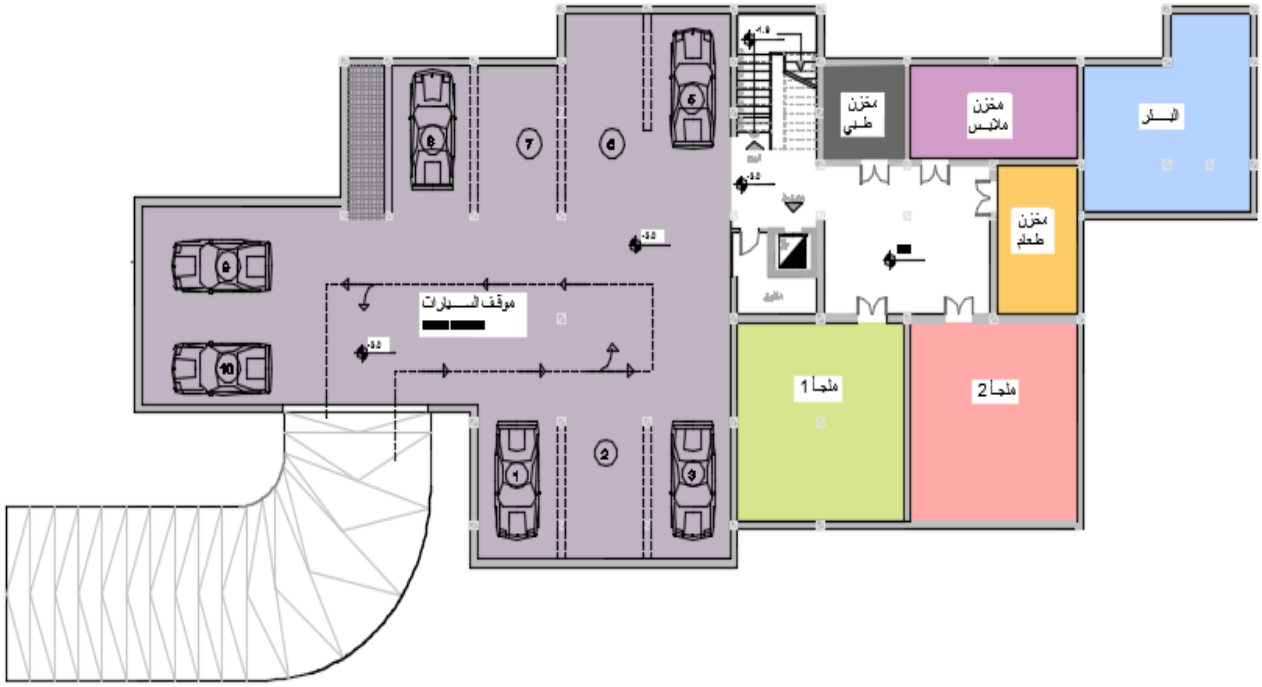


شكل(1-2) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "منطقة وادي الهرية– الخليل"

4.2 وصف المساقط الأفقية

طابق التسوية :-

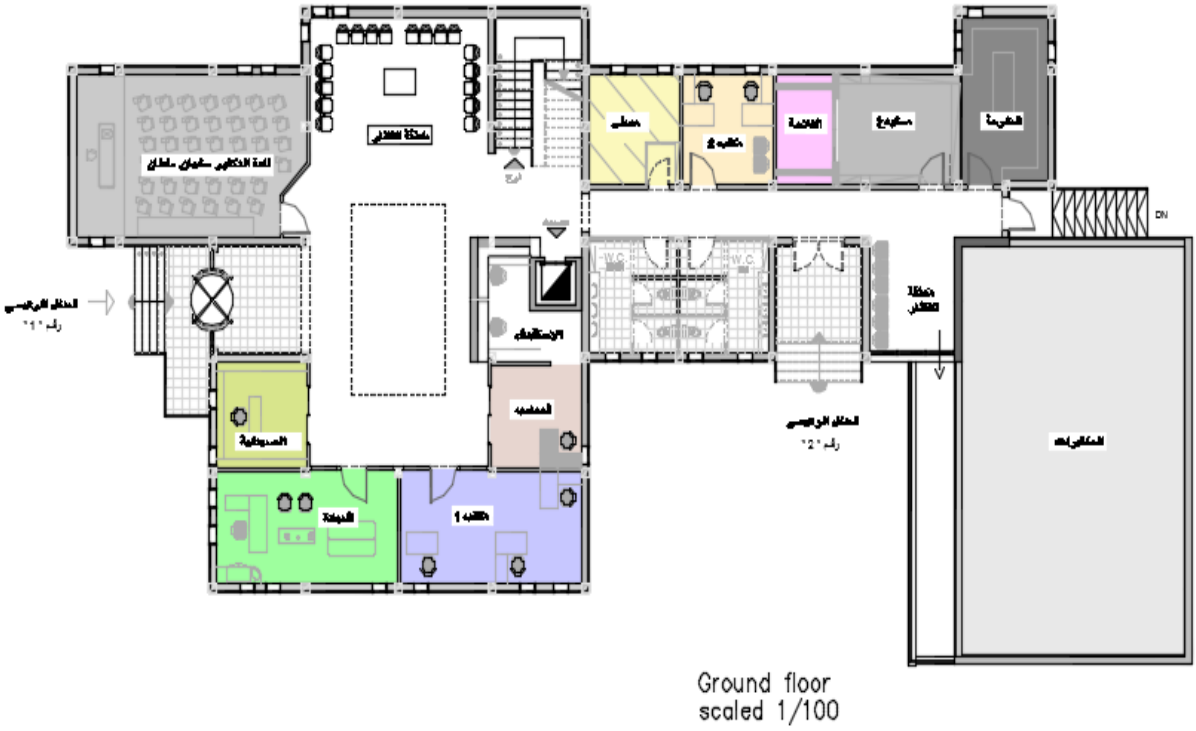
مساحة هذا الطابق هي 636.7 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق درج من منسوب الأرض واستخدامات هذا الطابق هي مصف للسيارات و ملجئين ومخزن ملابس ومخزن طعام ومخزن طبي بالإضافة إلى درج للوصول إلى المستوى التالي وهو مستمر حتى الطابق الارضي .



شكل (2-2): مخطط طابق التسوية.

1. الطابق الأرضي:

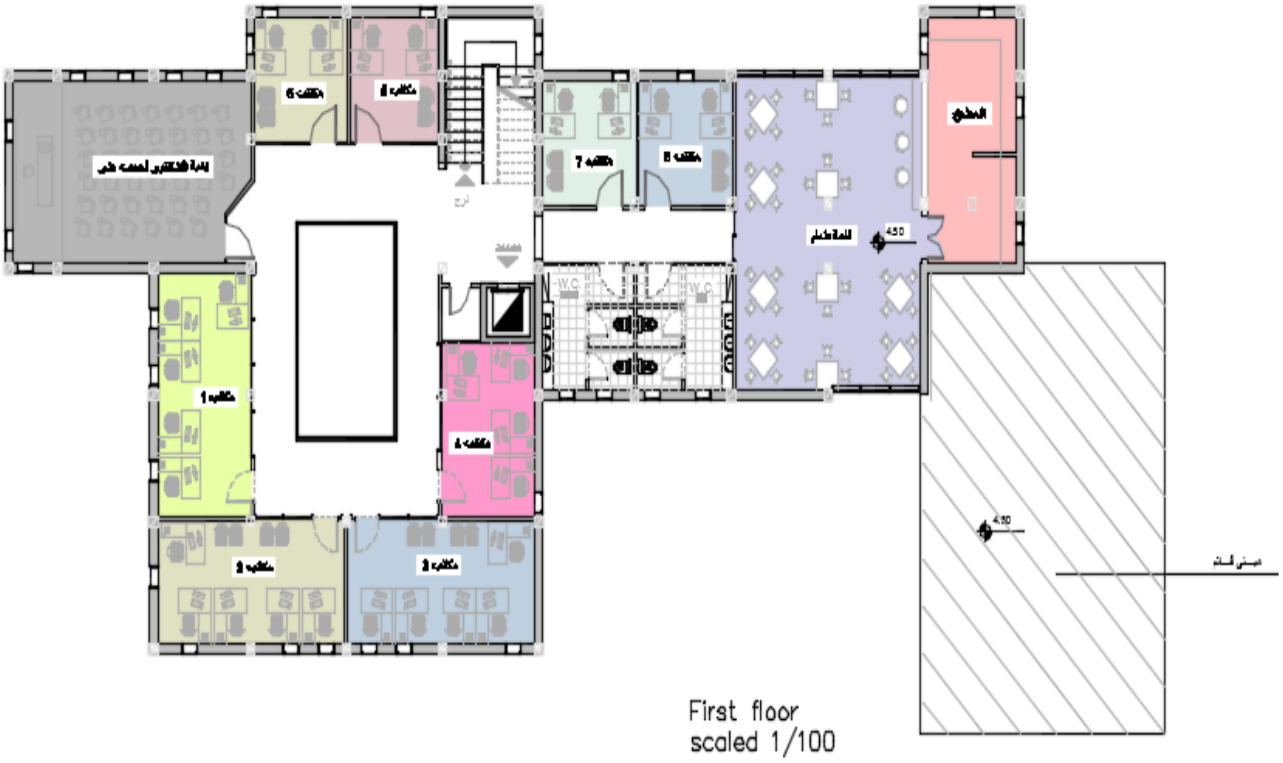
يتكون هذا الطابق من مختبرات طبية ومشرح ومستودع وثلاجة و صيدلية و مُصلى وعيادة و قاعة للدكتور لبيب بدر بالاضافة الى المراحيض والممرات ويتم الوصول اليه بطريقة مباشرة من منسوب مستوى الارض عبر أربع درجات ويحتوي هذا الطابق على المدخل الرئيسي للمبنى ومصاعد وأدراج مستمرين لاخر المبنى ، وتبلغ مساحة المبنى 425.5 متر مربع.



شكل(3-2): مخطط الطابق الأرضي.

3. الطابق الاول:

يتكون هذا الطابق من قاعة للدكتور سفيان سلطان وغرف خدمة ومكاتب وادراج وممرات وقاعة طعام ومراحيض ويتم الوصول اليه بطريقة مباشرة من الدرج الواصل بين الطابق الارضي والاول أو عن طريق المصعد حيث يبلغ مساحة الطابق الاول 454 متر مربع .



شكل (4-2): مخطط الطابق الأول.

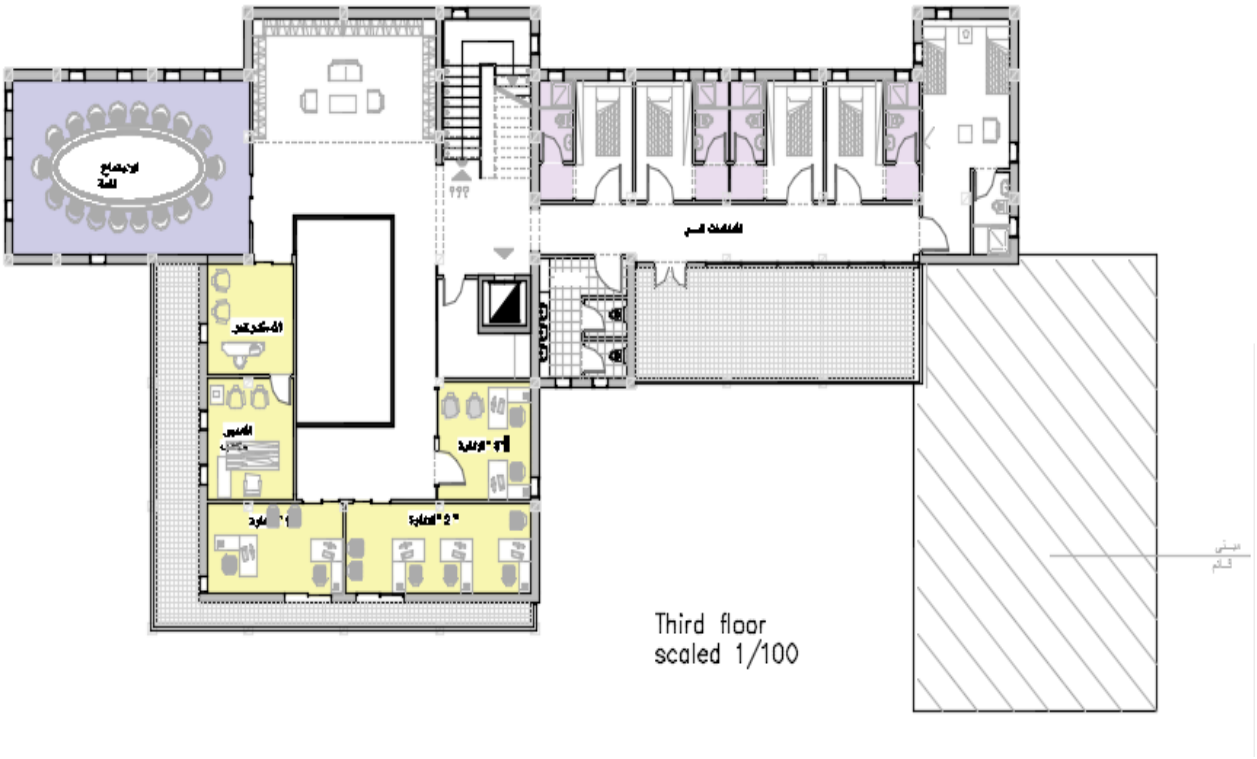
4. الطابق الثاني:

يتكون هذا الطابق من 12 مكاتب ومكتبة و مطبخ وممرات وادراج ومصاعد ومراحيض ويبلغ مساحة هذا المبنى 454 متر مربع وهو مماثل للطابق الاول ويتم الصعود اليه من الطابق الاول اما عن طريق الدرج او المصعد .

شكل (5-2): مخطط الطابق الثاني .

5. الطابق الثالث :

ويتكون الطابق الثالث من قاعة انتظار وقاعاة اجتماعات ومكاتب الادارة وقسم منامات ومصاعد وادراج ومراحيض ويبلغ مساحة هذا الطابق 454 متر مربع.



شكل (6-2): مخطط الطابق الثالث.

5.2 وصف الواجهات:

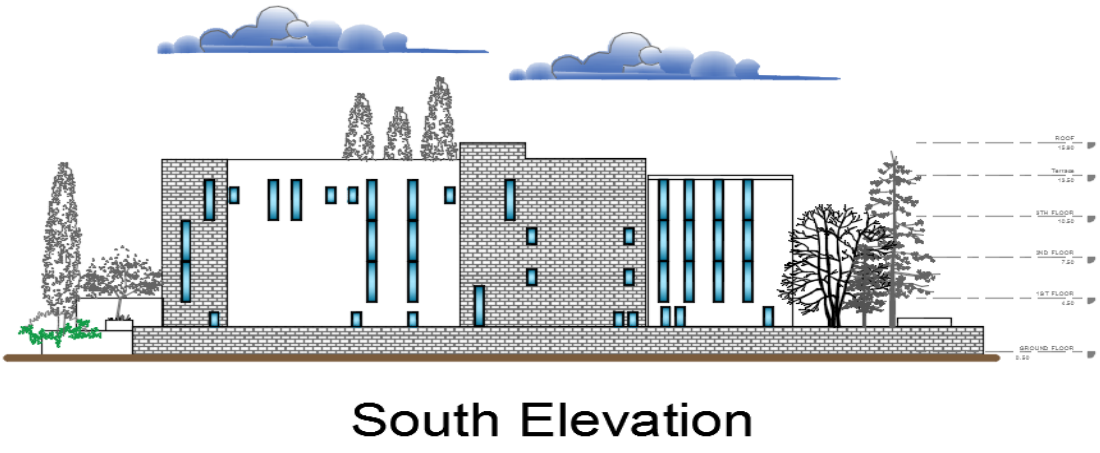
1. الواجهة الشرقية :

الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية والحجر المستخدم من الرخام البني، تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.

شكل(2-7) الواجهة الشرقية

2-الواجهة الجنوبية :

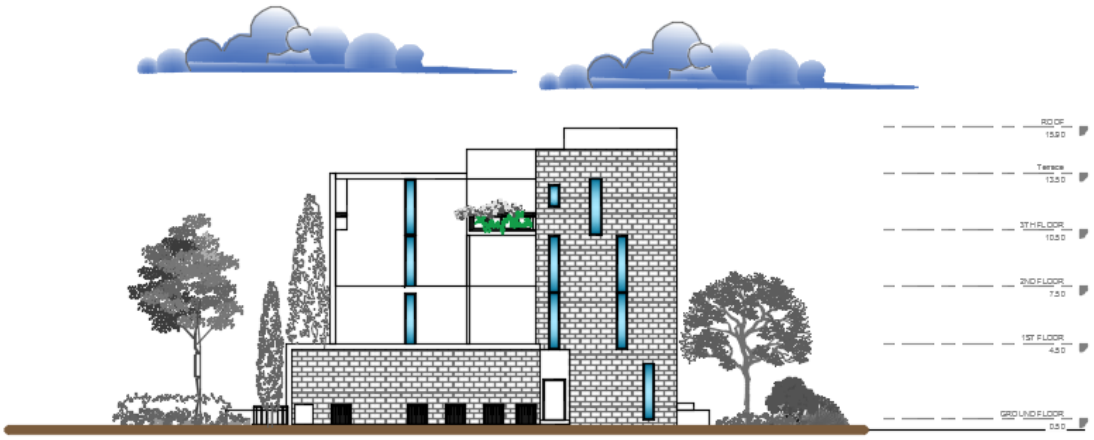
وتحتوي هذه الواجهة على نوافذ كبيرة ومستمرة و فيها شرفات و الواجهة زجاجية وحجرية كما في الشكل التالي:



شكل(2-8): الواجهة الجنوبية .

3-الواجهة الشمالية :

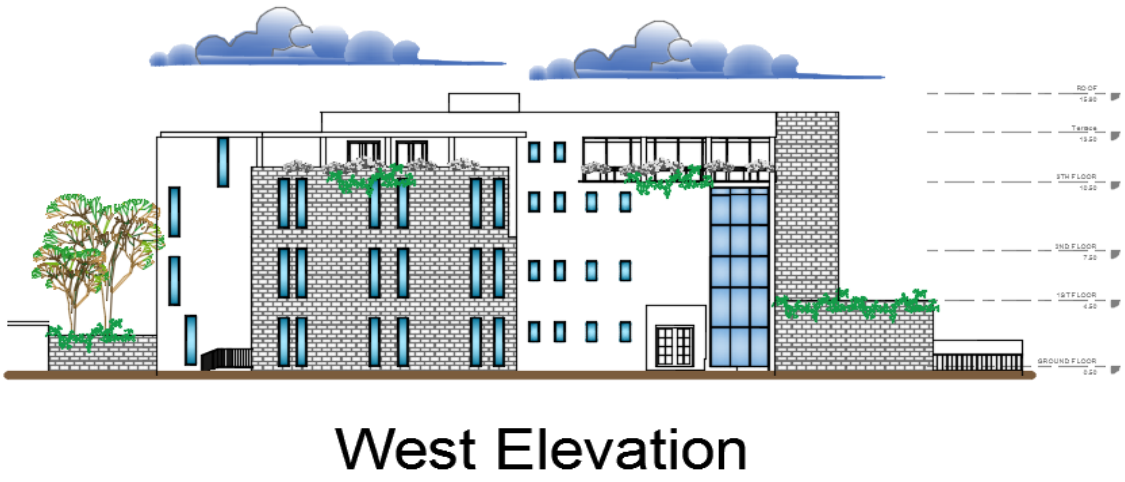
تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى مكتبة علمية .



شكل(9-2) : الواجهة الشمالية.

4- الواجهة الغربية:

تتكون هذه الواجهة من اكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى.



شكل(10-2): الواجهة الغربية.

الفصـــــــل الثالث

الوصف الانشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- 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.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

1.3.3الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

2.3.3الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القصارة	22
6	الرمل	17

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3.3.3 الأحمال الحية

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, مثل الاثاث , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مختبرات حاسوب	5.0
2	مراحيض	5.0
3	الأدراج	5.0
4	المكاتب العلمية	5.0
5	قاعة المدرج	5.0
7	قاعات المعدات	5.0
8	مكاتب الإستعلام	5.0
9	قاعات تدريسية	5.0

الجدول (2-3) الأحمال الحية

4.3.3 الأحمال البيئية:

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

3-4-3-1 الرياح:-

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

3-4-3-2 الثلوج :-

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3-3-4-3 الزلازل :-

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم (UBC97).

4.3 العناصر الإنشائية

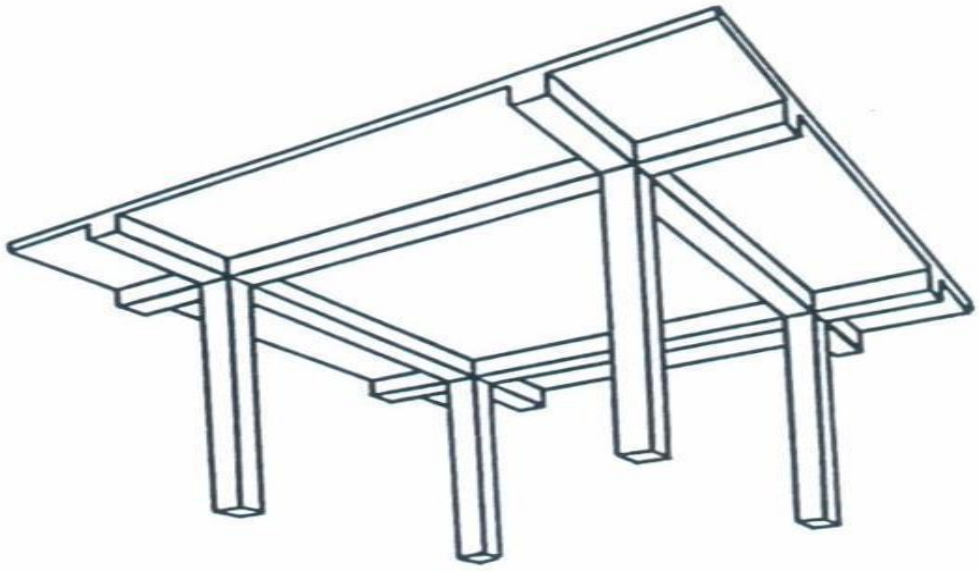
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

1.4.3 العقدات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.

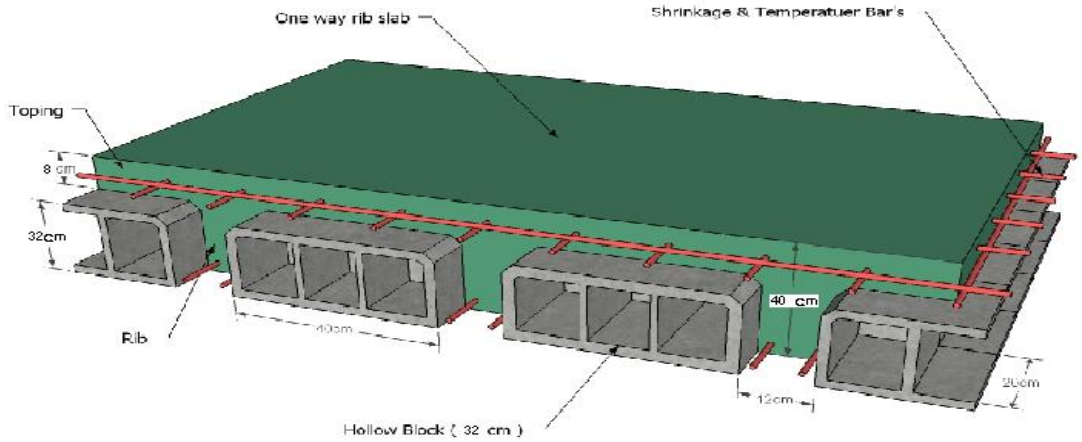


2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

2.1.4.3عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

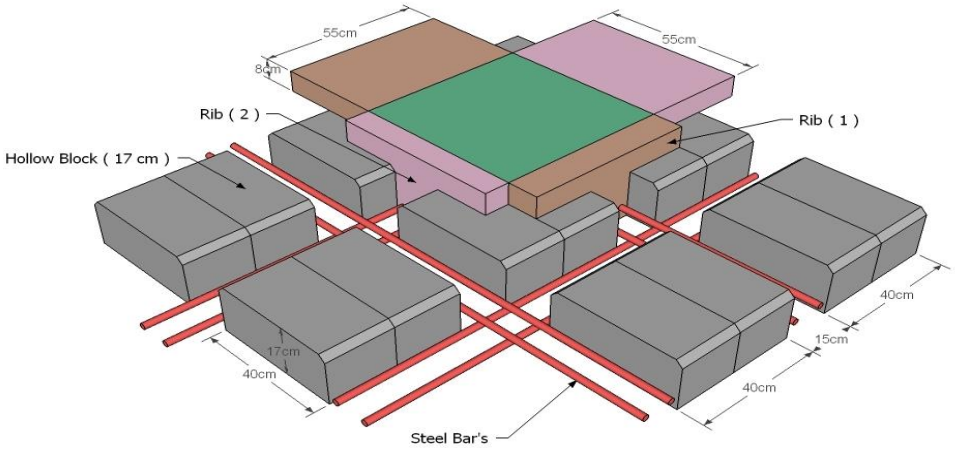
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-1): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

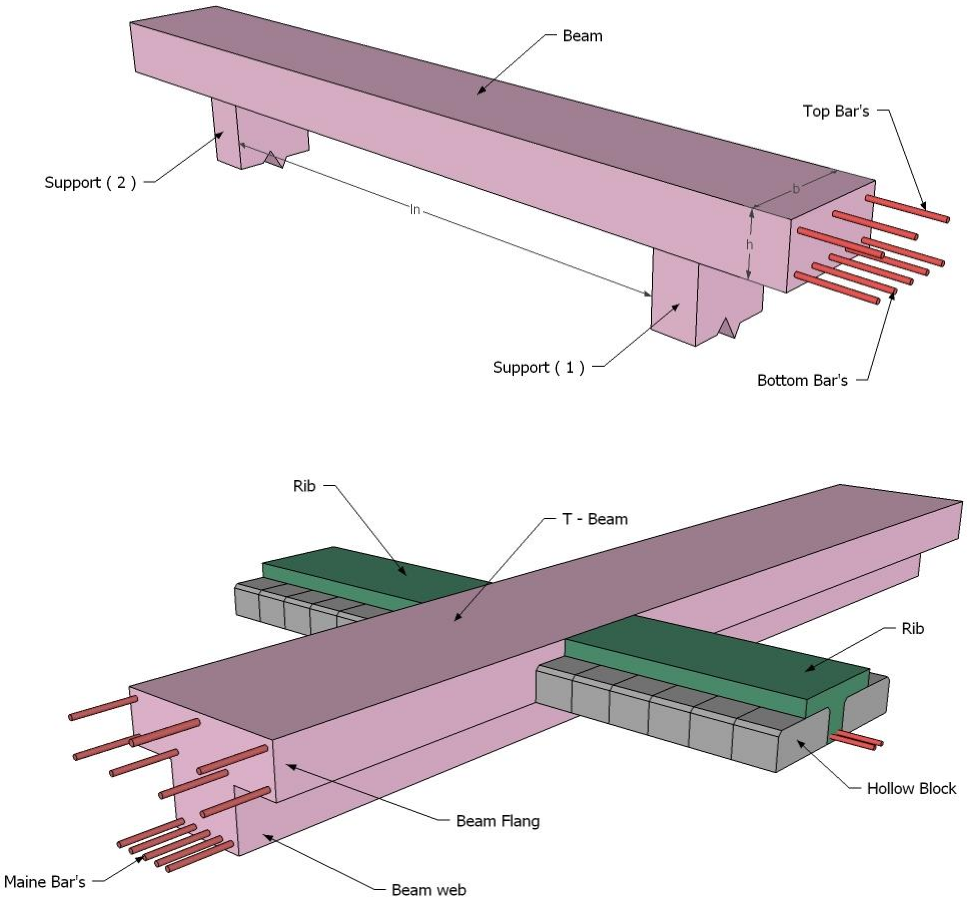
و هذا النوع تم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

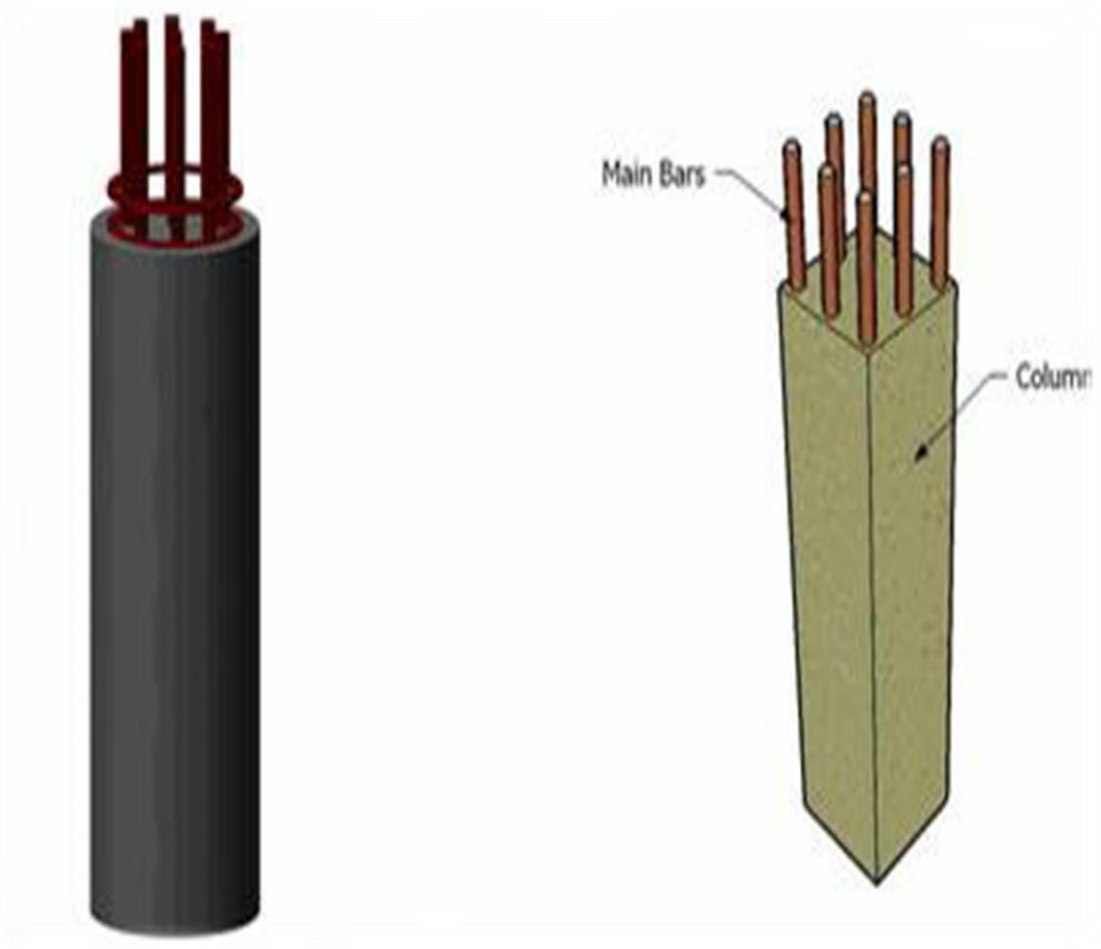
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (3-3) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.4.3الأعمدة:

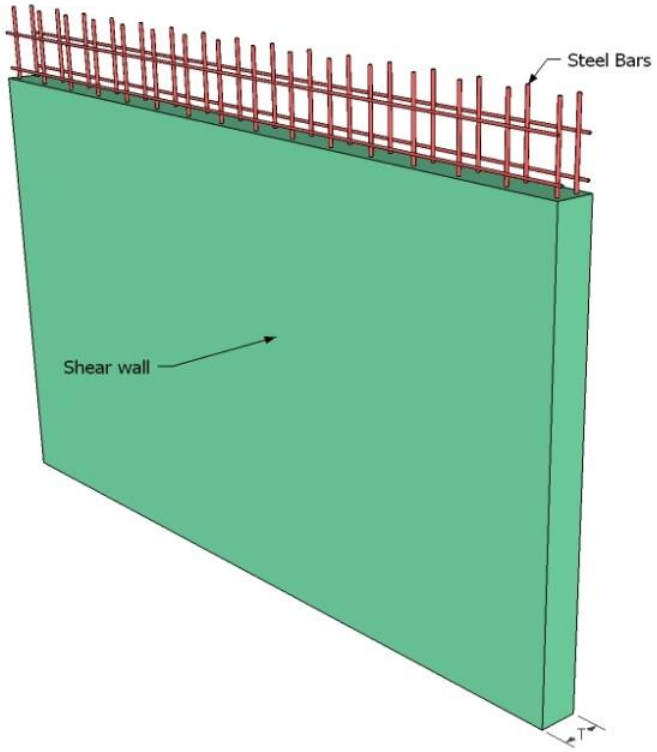
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (4-3): احدى أشكال الأعمدة.

4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

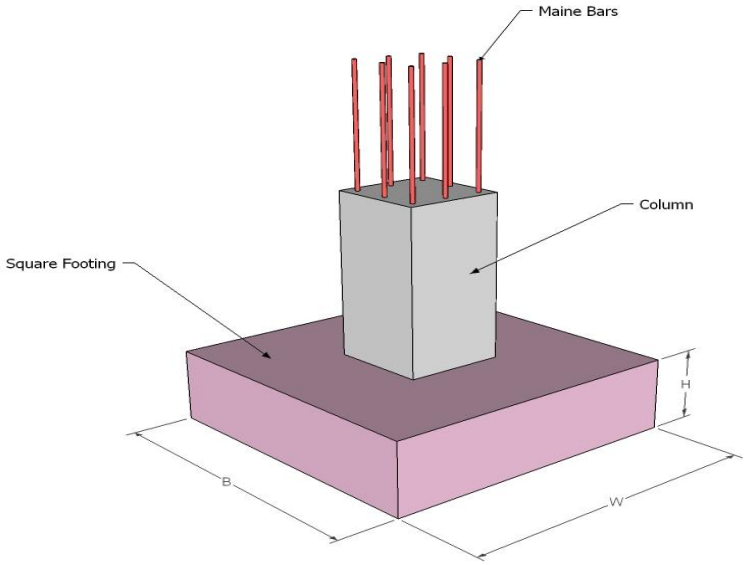
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها ، وتتمثل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



الشكل (5-3): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

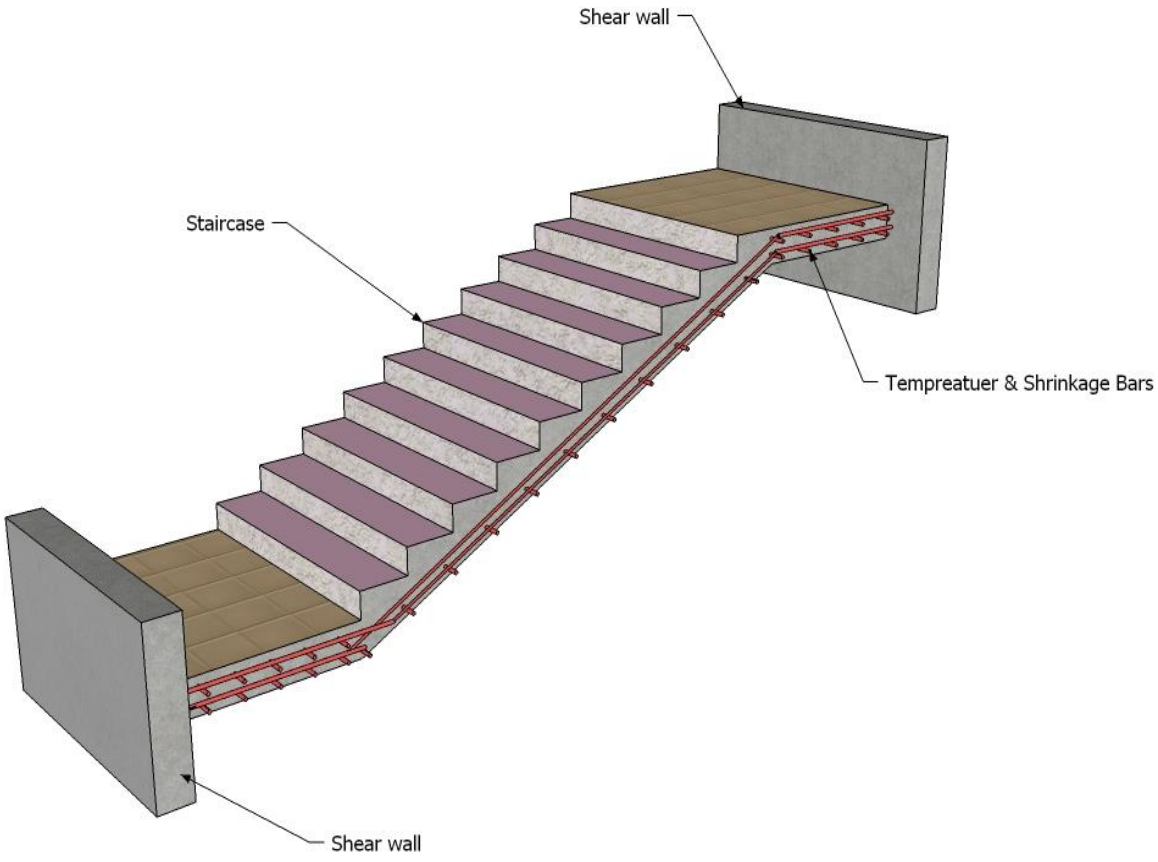


الشكل (6-3) : الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

6.4.3 الأدراج:

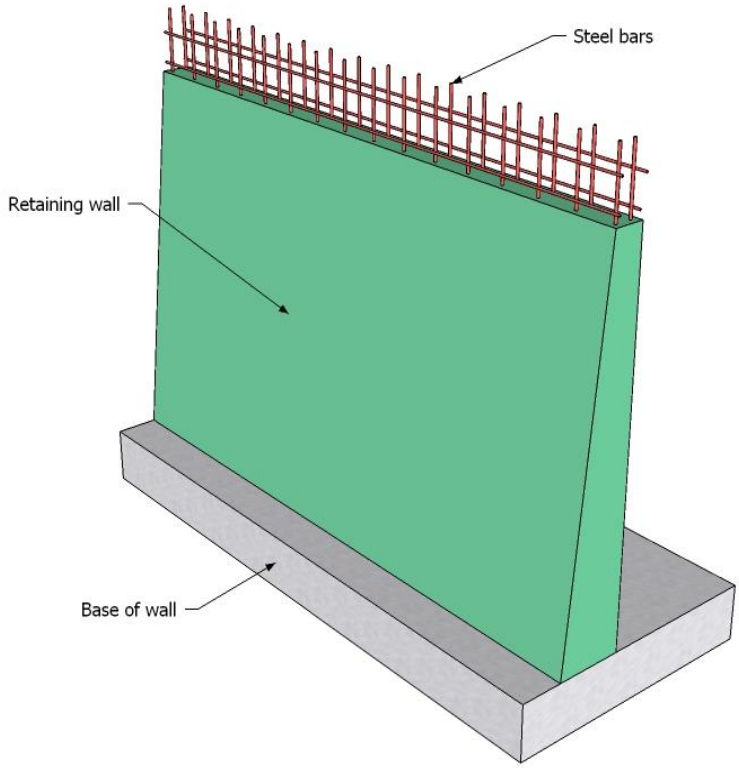
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (7-3) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (7-3): الدرج .

7.4.3 الجدران الاستنادية:

بسبب وجود التسوية تحت مستوى الارض ، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (8-3) جدار استنادي.

8.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات 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 و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

ولم يتم استخدام فاصل التمدد في هذا المشروع .

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.

4-6 Design of Two Way Solid Slab.

4-7 Design of Two Way Rib Slab.

4-8 Design of Beam.

4 -9 Design of Column 17.

4 -10 Design of Stair.

4 -11 Design of shear wall.

4 -12 Design of Basement wall.

4 -13 Design of Isolated footing F1.

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/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

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:- B300

$fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$).

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

Table 4-1 :- Minimum Thickness of Nonprestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Minimum thickness (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

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

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.4/18.5=29.2cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=3.6/21=17.2cm

$h_{min}$for(Cantilever)=L/8=2.4/8=30cm

$h_{min}$for(Simply supported)=L/16=3.2/16=20cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.4/18.5=29.2cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=7.2/21=34cm

$h_{min}$for(Simply supported)=L/16=7.2/16=45cm

Take h = 35 cm

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.

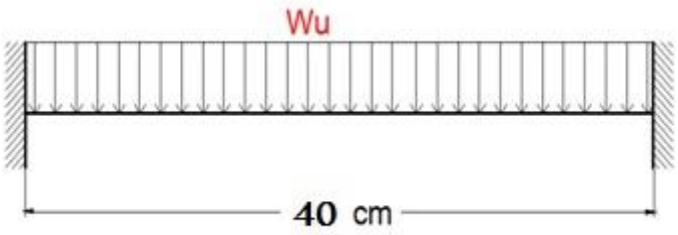


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load :-

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*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
		Sum =	4.54 KN/m

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×4.54 + 1.6×5 =13.45 KN/m

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

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

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

ϕM_n =0.55×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.232 KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.18$ KN.m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.089$ KN.m (positive moment)

ϕM_n >> M_u = 0.18 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. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

but $S \leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$ **ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < Smax = 240 mm … OK

4.5 Design of One Way Rib Slab

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= 42cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

⇒ B = 520 mm

⇒ Bw= 120 mm

⇒ h= 350 mm

⇒ t= 80 mm

⇒ d=350-20-10-12/2= 314 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

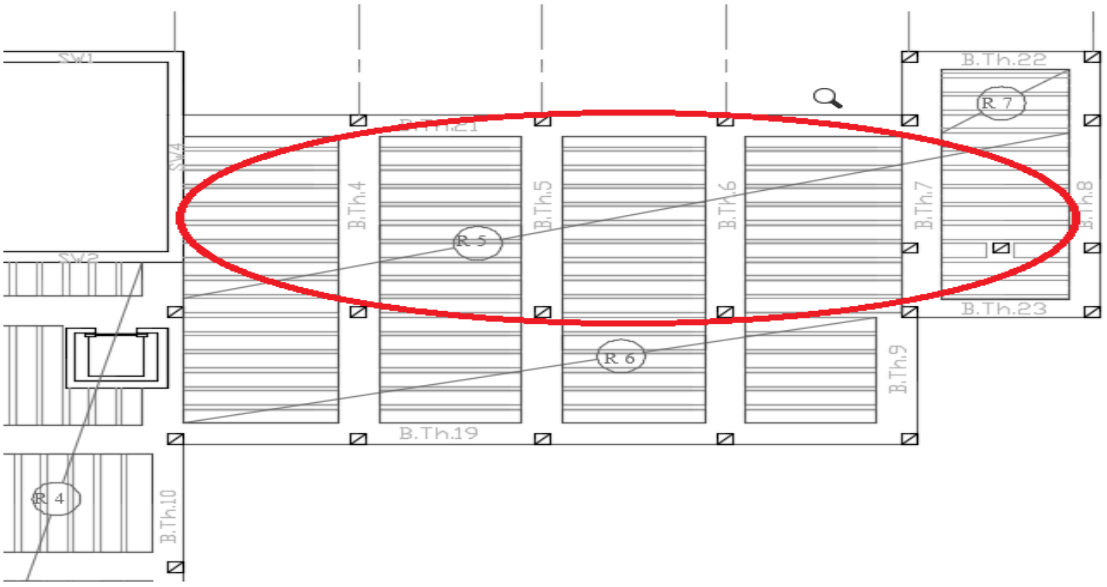


Fig 4.2: One-Way Rib Slab (R 5).

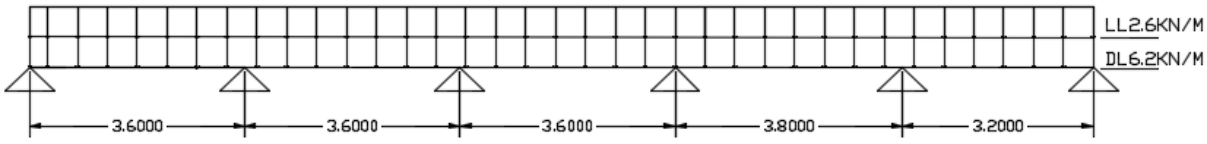
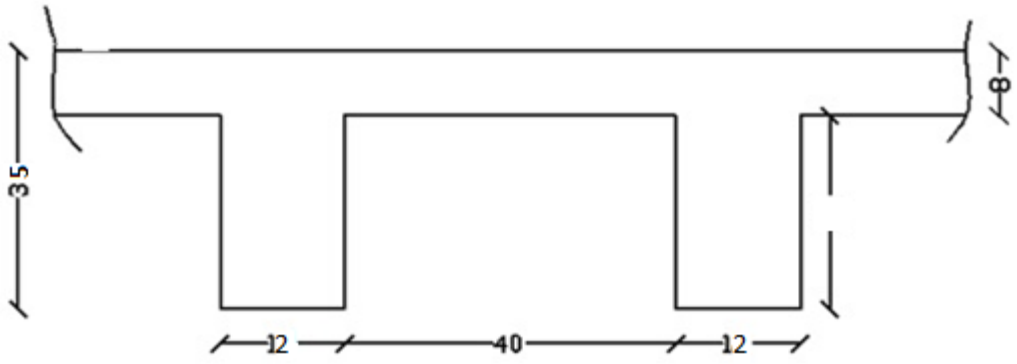


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib (R 5).



✓ Load Calculation:-

Dead Load :-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.358 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.343 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.618 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*15*0.4 = 1.62 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.228/rib
	Interior partitions	1.5*0.52=0.78
		Sum = 6 KN/m/rib

Table(4-3): Dead Load Calculation of Rib (R 5).

Dead Load /rib = 6 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 = 380/ 4 =95 cm

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

b_E = $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 520 mm. ***Control***

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

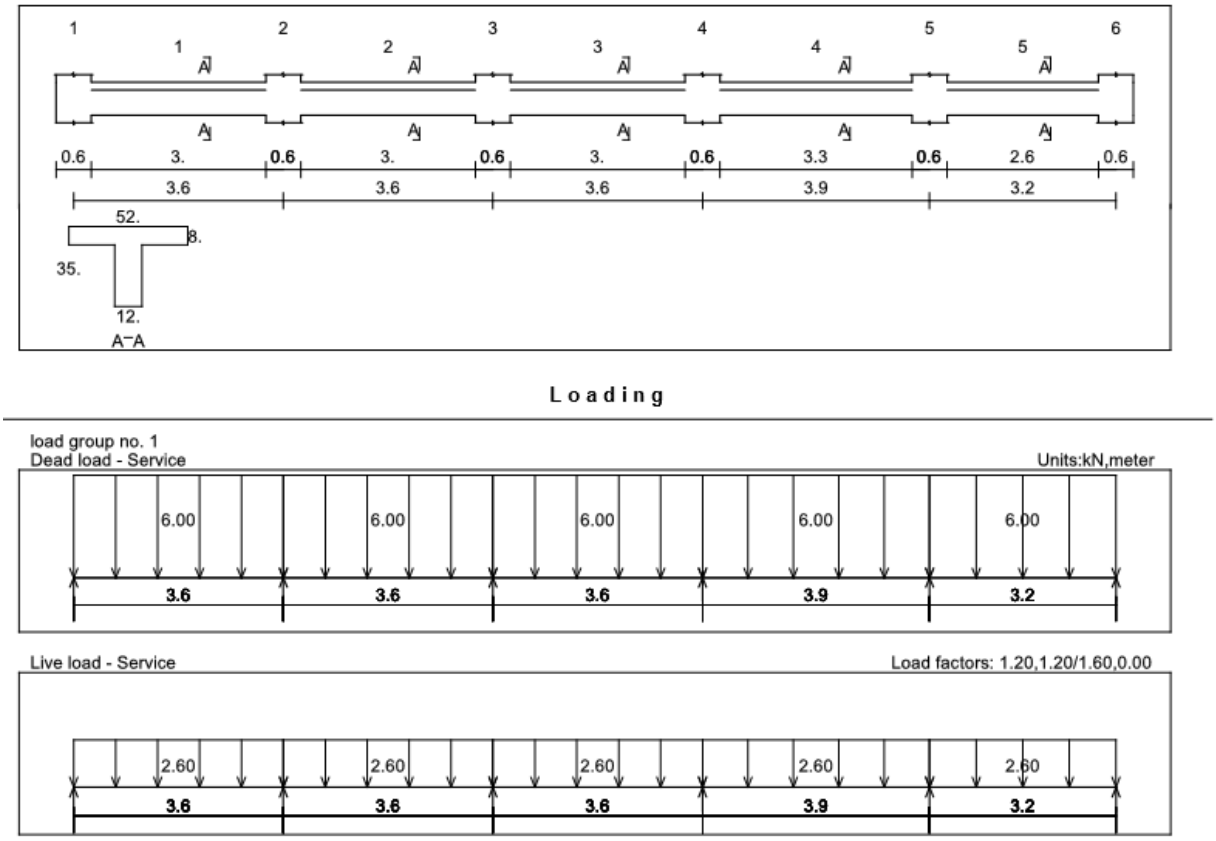
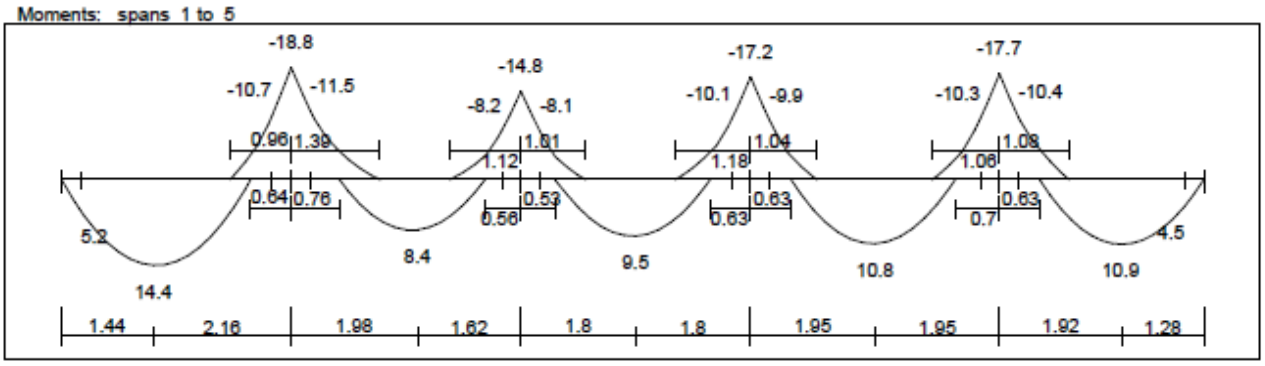
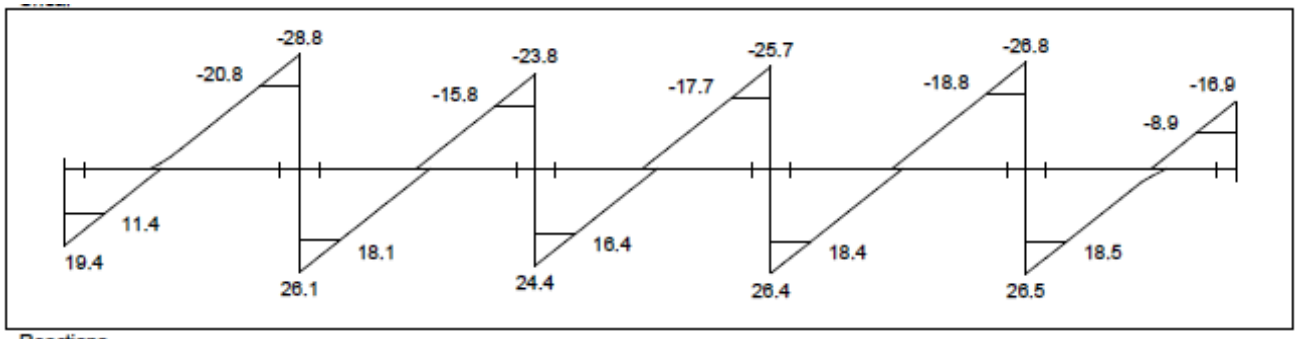


Fig 4.4: Statically System and Loads Distribution of Rib (R 5).





Reactions

Factored

DeadR	12.31	35.53	29.76	32.86	34.54	10.38
LiveR	7.12	19.36	18.49	19.24	18.79	6.48
Max R	19.42	54.88	48.25	52.1	53.33	16.86
Min R	11.46	42.84	35.47	39.22	42.06	9.18
Service						
DeadR	8.79	25.38	21.26	23.47	24.67	7.42
LiveR	4.19	11.39	10.88	11.32	11.05	3.81
Max R	12.98	36.76	32.14	34.79	35.72	11.23
Min R	8.29	29.68	24.62	27.22	29.1	6.71

Fig 4.5: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 5).

✓ Moment Design for (R 5):-

4.5.1 Design of Positive Moment for (Rib 5):-(Mu=14.4 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.53\ \text{KN.m}$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{14.4}{0.9} = 16$ KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{14.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.312\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.312}{420}}\right) = 7.4863 \times 10^{-4}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 7.4863 \times 10^{-4} \times 520 \times 314 = 122.24\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$

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

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

$As_{req} = 122.24\ mm^2 < As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required 125.6 mm2 …. Ok

$S = \frac{120 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1256 > 0.005 \qquad \textbf{Ok}$$

4.5.2 Design of Positive Moment for (Rib 5):- (Mu=8.4 KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{8.4\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.182\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.182}{420}}\right) = 4.353\times10^{-4}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 4.353\times10^{-4}\times520\times314 = 71.073\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

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

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

$As_{req} = 71.073\ mm^2 < As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$ **ok**

4.5.3 Design of Positive Moment for (Rib 5):- (Mu=9.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{9.5\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.209\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.209}{420}}\right) = 5.002\times10^{-4}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 5.002\times10^{-4}\times520\times314 = 81.672\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877mm^2$

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

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

As_{req}= 81.672 mm^2 < As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$$ ***0k***

4.5.4 Design of Positive Moment for (Rib 5):- (Mu=10.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{10.8\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.234\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.234}{420}}\right) = 5.603\times10^{-4}$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 5.603×10^{-4} ×520×314 = 91.498 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

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

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

As_{req}= 81.672 mm^2 < As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$$ ***0k***

4.5.5 Design of Positive Moment for (Rib 5):- (Mu=10.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{10.8\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.236\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.236}{420}}\right)=5.652\times10^{-4}$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 5.652×10^{-4} ×520×314 = 92.285 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=109.877mm^2$$

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

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

As_{req}= 81.672 mm^2 < As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$$S=\frac{120-40-20-(2\times10)}{1}=40\ mm>d_b=10>25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'}=\frac{157\times420}{0.85\times520\times24}=6.22\ mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{6.22}{0.85}=7.32mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right)=0.1257>0.005$$ ***0k***

4.5.4 Design of Negative Moment for (Rib 5):- (Mu=-11.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main Negative reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{11.5\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.079\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.079}{420}}\right) = 2.641 \times 10^{-3}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 2.641 \times 10^{-3} \times 120\times314 = 99.508\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$

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

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

$As_{req} = 99.508\ mm^2 < As_{min} = 125.6\ mm^2$

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.07 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.07\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$ **ok**

4.5.5 Design of Negative Moment for (Rib 5):- (Mu=-8.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main Negative reinforcement

$d = h\text{- cover - } d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{8.2\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 0.771\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.771}{420}}\right) = 1.872\times10^{-3}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 1.872\times10^{-3}\times120\times314 = 70.53\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877mm^2$

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

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

As_{req} = 70.53 mm^2 < As_{min}= 125.6 mm^2

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.07 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.07\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$ **0k**

4.5.6 Design of Negative Moment for (Rib 5):- (Mu=-10.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main Negative reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{10.1\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 0.949\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.949}{420}}\right) = 2.315\times10^{-3}$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 2.315×10^{-3} ×120×314 = 87.22 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

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

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

As_{req} = 87.22 mm^2 < As_{min}= 125.6 mm^2

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.07 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.07\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$$ ***0k***

4.5.7 Design of Negative Moment for (Rib 5):- (Mu=-10.4 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main Negative reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\ d^2} = \frac{10.4\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 0.977\ Mpa$$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.977}{420}}\right) = 2.385 \times 10^{-3}$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 2.385 \times 10^{-3} \times 120 \times 314 = 89.858\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

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

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

$As_{req} = 89.858\ mm^2 < As_{min} = 125.6\ mm^2$

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.07 mm2 > As,required = 125.6 mm2 … Ok

$S = \frac{120 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.07 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314 - 7.32}{7.32}\right) = 0.1257 > 0.005$ ***0k***

✓ Shear Design for (R 5):-

V_u at distance d from support = 20.8 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).**

$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c}\, b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.842\ KN$

ø V_c =0.75×33.842 =25.382 KN

0.5 ø V_c =0.5×25.382 =12.69 KN

0.5 ø V_c < V_u < ø V_c

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), exception for Ribbed slab No shear Reinforcement.

4.6 Design of Two Way Solid Slab

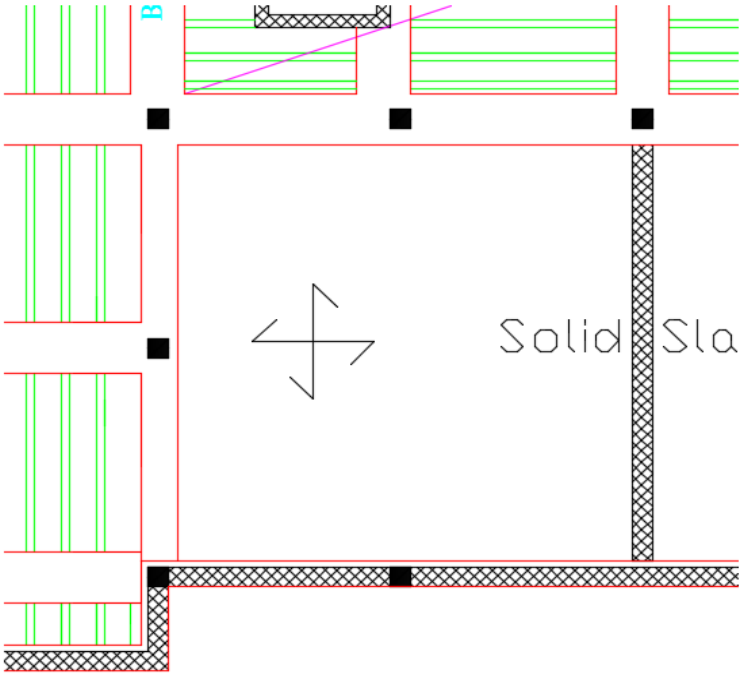


Fig 4.6 : Two Way Solid Slab.

❖ **Material:-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Slab Thickness Calculation:-**

$h_{min} = \frac{2(6.8+6.75)}{180}$ = 0.15 m

take hmin= 25 cm

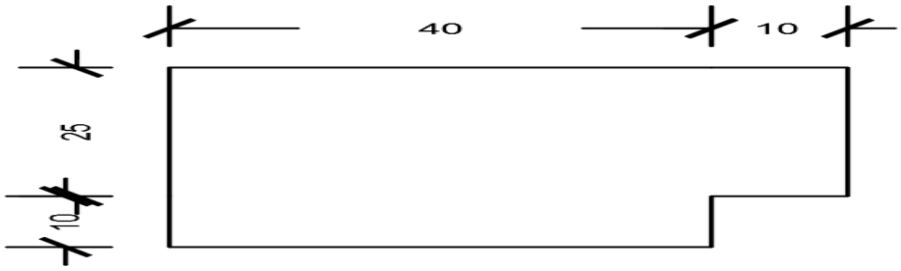


Fig 4.7 : section of beam 1 ,4 .

$y_c = \frac{25(40+10)(10+25/2)+40*10*5}{25(40+10)+40*10}$ = 18.26 cm

$I_b = \frac{40*(18.26)^3}{3} + \frac{10*(8.26)^3}{3} + \frac{50*(6.74)^3}{3}$

I_b= 81178.51 + 5103.03 + 88160.07

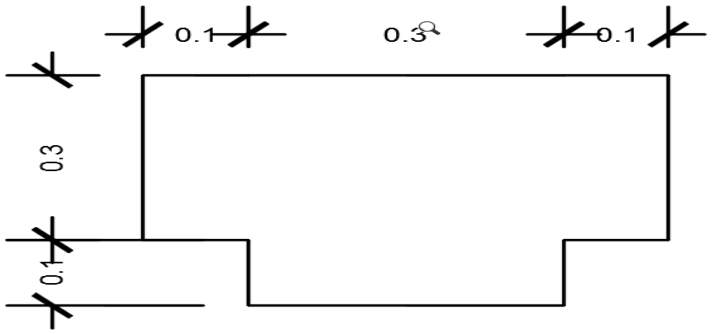


Fig 4.8 : section of beam 2 .

$y_c = \frac{25(30+10*2)(10+25/2)+10*30*5}{25(30+20)+30*10}$ = 19.12 cm

$I_b = \frac{30*(19.12)^3}{3} + \frac{20*(9.12)^3}{3} + \frac{50*(15.88)^3}{3}$

I_b= 69897.83+5057+66742.16=141696.99 cm^4

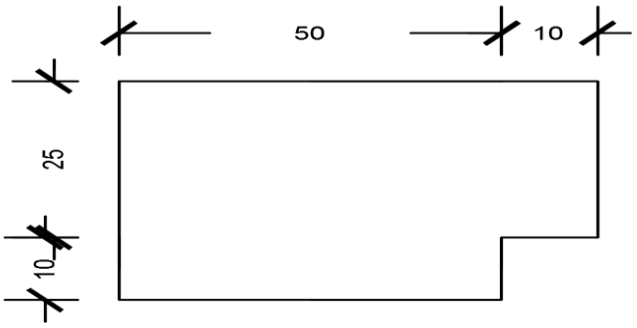


Fig 4.9 : section of beam 3 .

$Y_c = \frac{50*10*5+(60*25)(10+25/2)}{50*10+60*25}$ = 18.13 cm

$I_b = \frac{60*(16.87)^3}{3} + \frac{50*(18.13)^3}{3} + \frac{10*(8.13)^3}{3}$

I_b= 96022.99 + 8956.13 + 1791.23= 106770.35 cm^4

Exterior beam :-

$I_s = \frac{(3.4+0.25+0.15)*(0.25)^3}{12}$ = 494791.67 cm^4

$I_s = \frac{(3.4+0.25+0.2)*(0.25)^3}{12}$ = 501302.08 cm^4

Interior beam :-

$I_s = \frac{(680+25+20)*(25)^3}{12}$ = 944010.42 cm^4

$\alpha_1 = \frac{106770.35}{501302.08'}$ =0.213

$\alpha_2 = \frac{106770.35}{494791.67'}$ =0.216

$\alpha_3 = \frac{88160.07}{501302.08'}$ =0.176

$\alpha_{4=} \frac{141696.99}{944010.42} = 0.150$

$\sum \alpha_f = 0.755$

$h = \frac{\ln (0.8 + fy/1400)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)}$

$h = \frac{6800 (0.8 + 420/1400)}{36 + 51(0.755 - 0.2)}$ = 192.91 mm > 125 mm ok

For Two way solid slab, will use thickness of slab 25 cm.

✓ Load Calculation:-

For the one-way solid slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:-

-Load Calculation For the Horizontal Slab:- (For one Meter Strip)

#	material	calculation
1	Tiles	0.03*23=0.69
2	mortar	0.03*22=0.66
3	Coarse sand	.07*17=1.19
4	RC concrete	0.25*25=8.75
5	plaster	0.02*22=0.44
6	partitions	1.5*1= 1.5
7	Weight of soil	18*0.5 = 9
	Sum	19.75

Table (4.4): Dead Load Calculation of Solid Slab.

Live load = 5 Kn/m

- **W_D = 1.2 * 19.75 = 23.7 KN/M**

W_L= 1.6 * 5 = 8 Kn/m

W_u = 31.7 Kn/m

✓ Moment calculations :-

Take case 7 :-

#	Coefficients	Moment (Kn/m²)
1	$C_{a,\ neg}$ = 0	0
2	$C_{b,neg}$ = 0.071	104.07
3	$C_{a,dl,p}$ = 0.027	29.59
4	$C_{a,ll,p}$ = 0.032	11.84
5	$C_{b,dl,p}$ = 0.033	36.16
6	$C_{b,ll,p}$ = 0.035	12.95

Table (4.5): Moment Calculation of Solid Slab.

4.6.1 Design of Positive Moment for long direction :- (Mu=49.11 KN.m)

Assume bar diameter Φ14 for main reinforcement d = 223

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{49.11 * 10^{\overline{6}} / 0.9}{1000 * (223)^2} = 1.097\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.097)}{420}}\right) = 0.00269$$

$As = \rho * b * d = 0.00269 * 1000 * 223 = 599.03\ mm^2$

Check for As min:-

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 223 = 450 mm^2$

$As_{req} = 599.03\ mm^2 > As_{min} = 450\ mm^2$ **ok**

Use ø 12/15cm , As,provided = 678.58 mm2 > As,required = 599.03 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$678.58 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 13.97 mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.97}{0.85} = 16.44 mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223 - 16.44}{16.44} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0377 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.2 Design of Positive Moment for short direction :- (Mu = 41.43 KN.m)

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$

$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$

$Rn = \frac{41.43 * 10^6 / 0.9}{1000 * (223)^2} = 0.926\ N/mm^2\ (Mpa)$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.926)}{420}}\right) = 0.00228$

$As = \rho * b * d = 0.00228 * 1000 * 223 = 503.36\ mm^2$

Check for As min:-

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 223 = 450 mm^2$

$As_{req} = 503.36\ mm^2 > As_{min} = 450\ mm^2$

Use ø 12/15cm , As,provided = 678.58 mm2 > As,required = 503.36 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$678.58 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 13.97 mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.97}{0.85} = 16.44 mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223 - 16.44}{16.44} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0377 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.3 Design of negative Moment long direction:- (Mu=-104.07 KN.m)

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{104.07 * 10^6 / 0.9}{1000 * (223)^2} = 2.33\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.33)}{420}}\right) = 0.00591$$

$As = \rho * b * d = 0.00591 * 1000 * 223 = 1317.26\ mm^2$

Check for As min:-

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 223 = 450 mm^2$

$As_{req} = 1317.26\ mm^2 > As_{min} = 450\ mm2$ **ok**

Use ø 16/15cm , As,provided = 1408 mm2 > As,required = 1317.26 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$1539.38 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 31.69mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.69}{0.85} = 37.29mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223 - 37.29}{37.29} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0149 > 0.005 \longrightarrow ok$$

✓ Shear Design:-

Check for Wether Thickness Is Adequate For Shear:-

$W_a = 0.29$

$W_b = 0.71$

The total load on the panel being (6.8 * 6.75 * 31.7 = 1455.03 KN)

The load per meter on the long beam is (0.71*1455.03/(2*6.8) = 75.96 KN/m)

The load per meter on the short beam is (0.29*1455.03/(2*6.75) = 31.26 KN/m)

$V_{u,\ max}$ = 75.96 Kn/m

d = h – 20 – db = 250 – 20 – (14 /2) = 223 mm

ΦVc= $\frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d$

= $\frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223$ = 136.56 KN / 1 m strip

ΦVc = 136.56KN > $V_{u,\max}$ = 75.96 Kn/m strip

The thickness of the slab is enough.

4.7 Design of Two Way Rib Slab

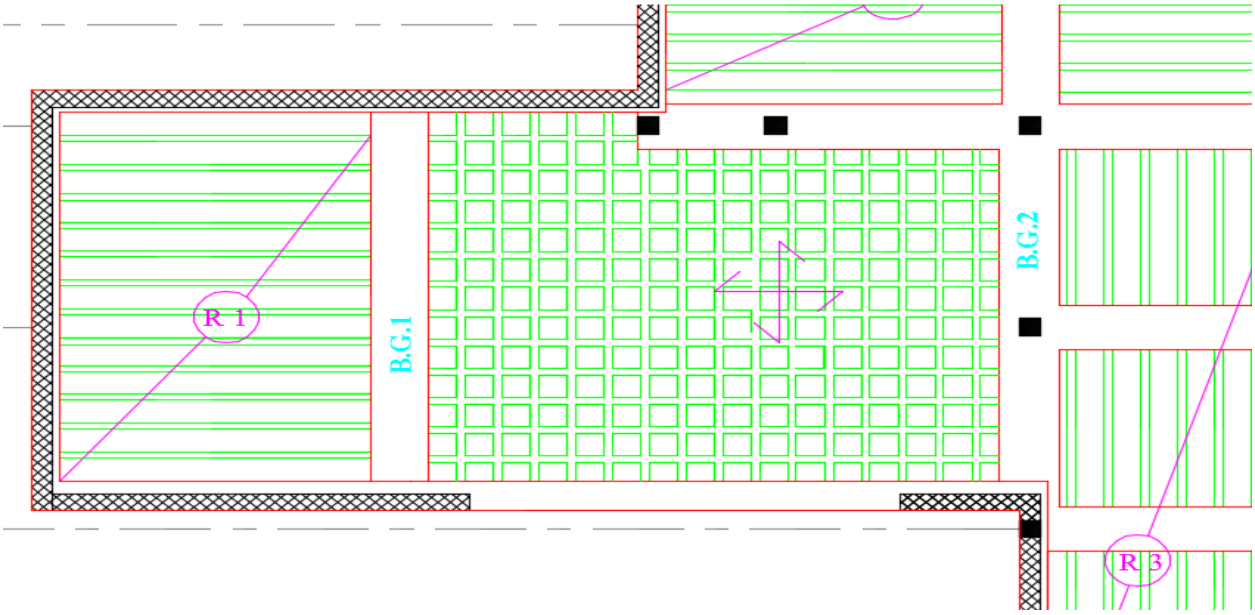


Fig 4.10 : Two Way Rib Slab.

❖ **Material:-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Slab Thickness Calculation:-

$h_{min} = \frac{2(6.8+6.75)}{180}$ = 0.15 m

take hmin= 35 cm

$I_b = \frac{80*(35)^3}{12}$ = 285833.33 cm^4

$I_b = \frac{80*(45)^3}{12}$ = 607500 cm^4

$I_b = \frac{50*(35)^3}{12}$ = 178645.83 cm^4

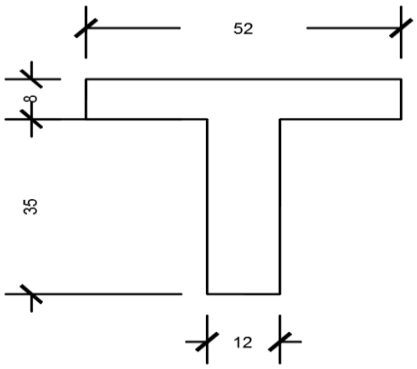


Fig 4.11: Section of Rib .

$Y_c = \frac{40*8*4+35*12*17.5}{40*8+35*12}$ = 11.66 cm

$I_{rib} = \frac{52*(11.66)^3}{3} - \frac{40*(3.66)^3}{3} + \frac{12*(23.34)^3}{3}$

I_{rib} = 27477.53 - 653.71 + 5088.38 = 77682.2 cm^4

Short direction L = 6 m = 600 cm :-

$I_s = \frac{(77682.2)*(300+65)}{52}$ = 545269.29 cm^4

$I_s = \frac{(77682.2)*(600+65)}{52}$ = 993435.83 cm^4

Long direction L = 8 m = 800 cm :-

$I_s = \frac{(77682.2)*(400+80)}{52}$ = 717066.46 cm^4

$\alpha_1 = \frac{285833.33}{545269.29} = 0.524$

$\alpha_2 = \frac{607500}{99343583} = 0.612$

$\alpha_3 = \frac{178645.83}{545269.29} = 0.328$

$\alpha_4 = \frac{285833.33}{717066.46} = 0.398$

$\sum \alpha_{fm} = 1.863$

$h = \frac{\ln(0.8+fy/1400)}{36+5\beta(\alpha-0.2)}$

$h = \frac{8000\,(0.8 + 420/1400)}{36+5*1.33(1.863-0.2)}$ = 186.99 mm > 125 mm ok

For Two way Rib slab, will use thickness of slab 35 cm.

✓ Load Calculation:-

For the one-way solid slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:-

-Load Calculation For the Horizontal Slab:- (For one Meter Strip)

#	material	calculation
1	Tiles	0.03*23*0.52*0.52=0.187

2	mortar	0.03*22*0.52*0.52=0.178
3	Coarse sand	.07*17*0.52*0.52=0.322
4	RC concrete Rib	0.27*25*0.12*(0.52+0.4)=0.745
5	RC concrete T	0.08*25*0.52*0.52 = 0.541
6	Block	9*0.27**0.4*0.4 = 0.389
7	plaster	0.02*22*0.52*0.52=0.119
8	partitions	1.5*0.52*0.52= 0.406
	Sum	2.887

Table (4.6): Dead Load Calculation of Horizontal Solid Slab.

Live load = 5 Kn/m

D.L = 2.887/0.52*0.52 = 10.77 Kn

- **W_D = 1.2 * 10.77 = 12.812 KN/M**

W_L= 1.6 * 5 = 8 Kn/m

W_u = 20.812 Kn/m

✓ **Moment calculations :-**

L_a/L_b = 6/8 = 0.75

Take case 7 :-

#	Coefficients	Moment (Kn/m^2)
1	$C_{a,\ neg}$ = 0	0
2	$C_{b,neg}$ = 0.044	30.48
3	$C_{a,dl,p}$ = 0.051	12.23
4	$C_{a,ll,p}$ = 0.056	8.39
5	$C_{b,dl,p}$ = 0.020	8.53
6	$C_{b,ll,p}$ = 0.02	5.32

Table (4.7): Calculation of Moment Two-way Rib Slab.

4.6.1 Design of Positive Moment for long direction :- (Mu= 13.85 KN.m)

Assume bar diameter Φ14 for main reinforcement d = 313

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$

$Rn = \frac{13.85*10^{6}/0.9}{520*(313)^2} = .0296\ N/mm^2\ (Mpa)$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.296)}{420}}) = 0.000709$

$As = \rho * b * d = 0.000709 * 520 * 313 = 115.4\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.58 mm^2$

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

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

$As_{req} = 115.4\ mm^2 < As_{min} = 126.4\ mm^2$

Use 2 ø 10 , As,provided = 157.08 mm2 > As,required = 126.4 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$
$$a = 6.22mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{313 - 7.32}{7.32} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.127 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.2 Design of Positive Moment for short direction :- (Mu = 20.62 KN.m)

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{20.62 * 10^6 / 0.9}{520 * (313)^2} = 0.441 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.441)}{420}}\right) = 0.00106$$

$As = \rho * b * d = 0.00106 * 520 * 313 = 174.44 \text{ mm}^2$

Check for As min:-

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 110.58mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 126.4mm^2$$ **controls**

As_{req} = 174.44 mm^2 > As_{min}= 126.4 mm^2 **ok**

Use 2 ø 12 , As,provided = 226.19 mm2 > As,required = 174.44 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$226.19 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$
$$a = 8.96mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{313 - 10.54}{10.54} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.087 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.3 Design of negative Moment long direction:- (Mu=-30.48 KN.m)

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{30.48 * 10^6 / 0.9}{120 * (313)^2} = 2.88\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.441)}{420}}\right) = 0.00743$$

As = ρ * b * d = 0.00743* 120 *313= 287.95 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 110.58mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 126.4mm^2$$ **controls**

As_{req} = 287.95 mm^2 > As_{min}= 126.4 mm^2 **ok**

Use 2 ø 14 , As,provided = 307.89 mm2 > As,required = 287.95 mm2 Ok

Check for strain:-

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$307.89 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$
$$a = 52.82mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.15mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{313 - 62.15}{62.15} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005 \longrightarrow ok$$

✓ Shear Design:-

Check for Wether Thickness Is Adequate For Shear:-

W_a = 0.56

W_b = 0.44

The total load on the panel being (6 * 8 * 20.812 = 998.98 KN)

The total load per rib at the face of the long beam is (0.56*998.98*0.52/2*8=18.18 KN)

The total load per rib at the face of the short beam is (0.44*998.98*0.52/2*6=19.05 KN)

$V_{u,face}$ = 19.05 Kn/m

$V_{ud} = V_{u,face} – W_u b_f d$ = 19.05 – (20.812*0.52*0.313)= 15.66 KN

d = h – 20 – db = 350 – 20 – 10- (14 /2) = 313 mm

$$\Phi Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$= 1.1 \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 120 * 316 = 25.54 \text{ KN}$$

ΦVc = 25.54 KN > Vud =15.66 Kn/m strip

The thickness of the slab is enough.

4.8 Design of Beam

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ Section :-

⇒ B = 600mm

⇒ Bw= 600 mm

⇒ h= 350 mm

⇒ tf = 350 mm

⇒ d=350-40-10-20/2= 290 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

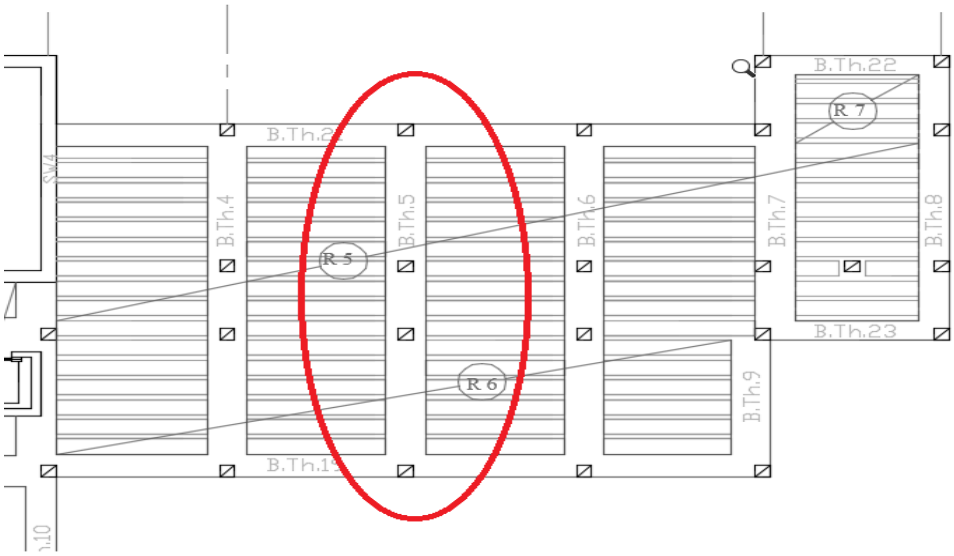


Fig 4.12: Statically System of Beam (B 5).

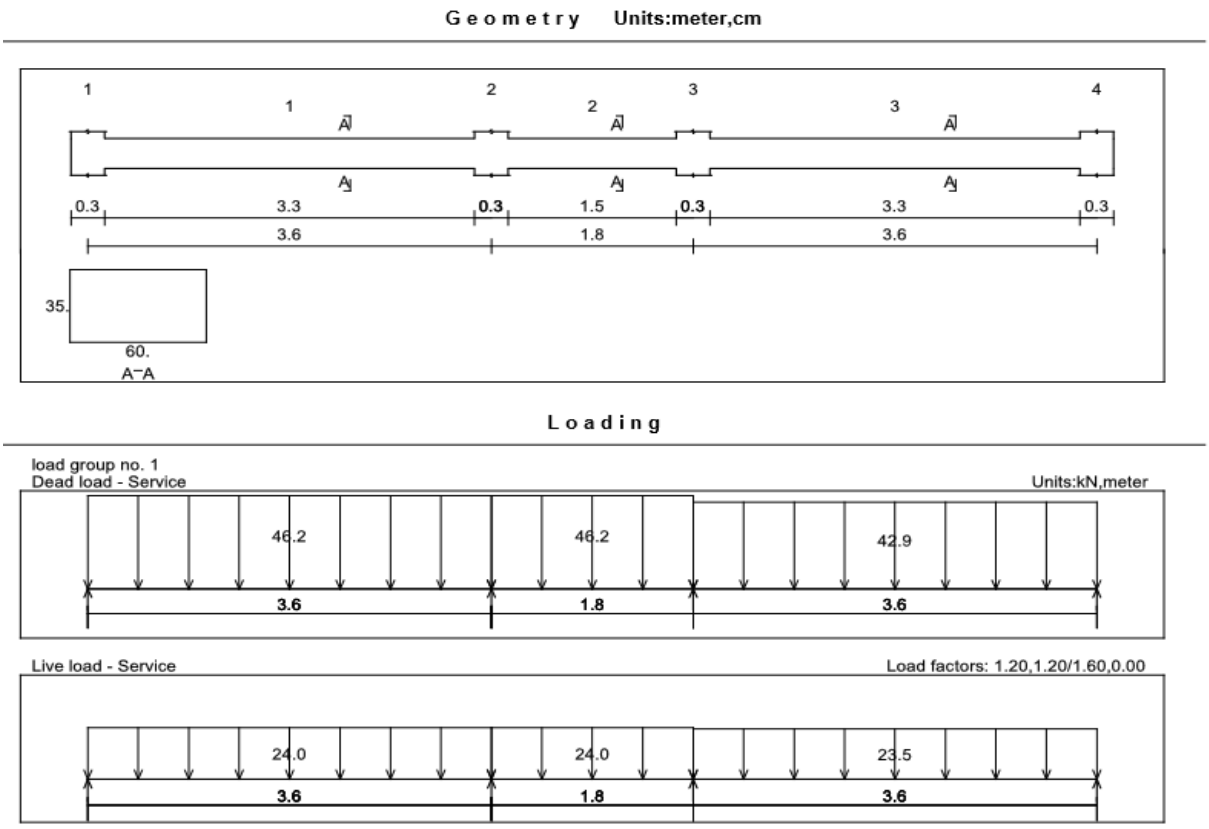


Fig 4.13: Loads Distribution of Beam (B 5).

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam (B 5):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B 20 can be defined from the support reactions of the R19.

From Rib 5

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for R 5 upon B 5 is 21.32 KN, The distributed Dead Load from the R 5 on B 5 .
Self weight = 5.25 KN
DL =21.32/ 0.52= 41 + 5.25 = 46.25 KN/m

From Rib 6

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for R 6 upon B 5 is 19.61 KN, The distributed Dead Load from the R 6 on B 5 .
Self weight = 5.25 KN
DL =19.61/ 0.52= 37.71 + 5.25 = 42.96 KN/m

Live Load calculations for Beam (B 5):-

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for R5 upon B 5 is 12.48 KN The distributed Live Load from the Rib 5 on B 5 .

LL =12.48/ 0.52 = 24 KN/m

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for R 6 upon B 5 is 12.22 KN The distributed Live Load from the Rib 6 on B 5 .

LL =12.22 / 0.52= 23.5 KN/m

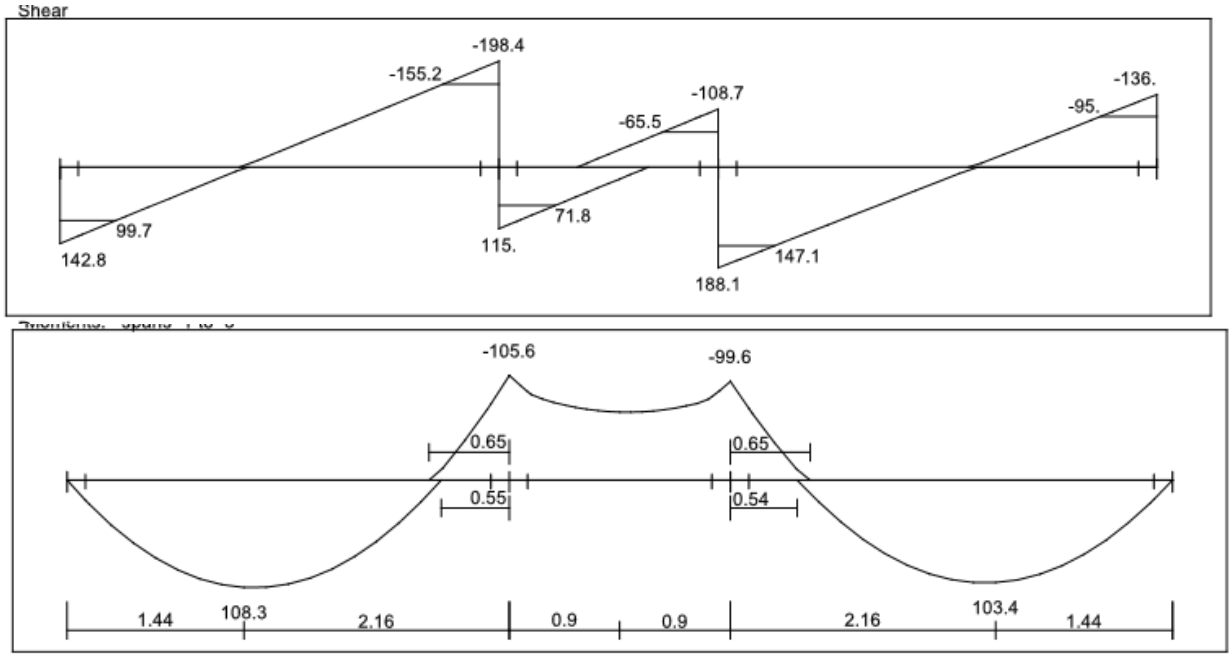


Fig 4.14: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B 5).

Reactions

Factored

DeadR	83.64	168.95	154.74	77.96
LiveR	59.2	144.41	142.15	58.05
Max R	142.85	313.36	296.89	136.01
Min R	82.41	175.74	160.91	76.72
Service				
DeadR	69.7	140.79	128.95	64.96
LiveR	37.	90.26	88.84	36.28
Max R	106.7	231.05	217.79	101.25
Min R	68.93	145.04	132.81	64.19

Fig 4.15: Reactions of Beam (B 5).

✓ Moment Design for (B 5):-

4.8.1 Flexural Design of Positive Moment for (B 5):-(Mu=108.3 KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 20\2 = 290 mm

$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.290 = 124.29\ mm$

$a = \mathcal{B}.c = 124.29 * 0.85 = 105.65\ mm$

$Mn_{max} = 0.85 f'_c ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*105.65*600*(290-105.65/2) *10^{-6} = 306.71$ KN.m

$\emptyset\ Mn_{max} = 0.82* 306.71 = 251.5$ KN.m >108.3 KN.m

Design as singly reinforcement

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{108.3 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 290^2} = 2.38 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.38}{420}}\right) = 0.00604$

As = ρ.b.d = 0.00604×600×290 = 1051.44 mm2

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 290 = 507.39\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 290 = 580\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,min} = 580\ mm^2 < A_s = 1051.44\ mm^2$

Use 4 ø 20 Bottom, $A_{s,provided} = 1256.64\ mm^2 > A_{s,required} = 1051.44\ mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$S = \frac{600-40*2-20-(4\times20)}{3} = 140\ mm > d_b = 20 > 25$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c} = \frac{1265.46 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 43.42\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{43.22}{0.85} = 50.85\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290-50.85}{50.85}\right) = 0.0141 > 0.005 \qquad \textbf{Ok}$$

4.8.2 Flexural Design of Positive Moment for (B 5):-(Mu=103.4 KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{103.4\times10^6}{0.9\times600\times290^2} = 2.27Mpa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.27}{420}}\right) = 0.00574$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00574\times600\times290 = 999.57\ mm^2$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 600\times290 = 507.4\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}600\times290 = 580\ mm^2 \qquad \textbf{control}$$

$A_{s,min} = 580\ mm^2 < A_s = 999.57\ mm^2$

Use 4 ø 20 Bottom, $A_{s,provided} = 1256.63\ mm^2 > A_{s,required} = 999.57\ mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4\times20)}{3} = 140\ mm > d_b = 20 > 25 \qquad \textbf{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1256.63 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 43.41\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.41}{0.85} = 51.07\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290-51.07}{51.07}\right) = 0.0140 > 0.005 \qquad \textbf{Ok}$$

4.8.4 Flexural Design of Negative Moment for (B 5):-(Mu=-99.6 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{99.6 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 290^2} = 2.19Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.19}{420}}\right) = 0.00561$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00561 \times 600 \times 290 = 977.002\ mm^2$

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 290 = 507.4\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 290 = 580\ mm^2 \qquad \textbf{Control.}$$

$A_{s,min} = 580\ mm^2 < A_s = 977.002\ mm^2$

Use 4 ø 20 Top , $A_{s,provided} = 1256.63\ mm^2 > A_{s,required} = 1027.82\ mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4\times20)}{3} = 140\ mm > d_b = 20 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1265.46\times420}{0.85\times600\times24} = 43.42\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.22}{0.85} = 50.85\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290-50.85}{50.85}\right) = 0.0141 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.8.3 Flexural Design of Negative Moment for (B 5):-(Mu=-105.6 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{105.6\times10^6}{0.9\times600\times290^2} = 2.33Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.33}{420}}\right) = 0.00591$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00591 \times 600\times290 = 1027.82\ mm^2$

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'c}}{f_y}b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}600\times290 = 507.4\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}600\times290 = 580\ mm^2 \qquad \boldsymbol{Control.}$$

$A_{s,min} = 580\ mm^2 < A_s = 1027.82\ mm^2$

Use 4 ø 20 Top , $A_{s,provided}$ = 1256.63 mm^2 > $A_{s,required}$ = 1027.82 mm^2 … Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4\times20)}{3} = 140\ mm > d_b = 20 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1265.46\times420}{0.85\times600\times24} = 43.42\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.22}{0.85} = 50.85\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290-50.85}{50.85}\right) = 0.0141 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (B 5):-

1-V_u = - 155.2 KN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 29 * 10^{-3} = 142.07\ KN$$

ΦV_c= 0.75*142.07 =106.55 KN

Φ Vsmin $\geq$ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*600*290*10^{-3} = 43.5 KN **Controls**

Φ Vsmin $\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 600 * 290*10^{-3} = 39.96 KN

Φ Vc<Vu $\leq \Phi$ Vc + Φ Vsmin

106.55< 155.2 ≤ 150.05…… not satisfied

Cases 1 &2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 600 * 290 = 284.14$ KN

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

0.75(142.07 + 58) < 155.2 < 0.75(142.07 + 284.14)

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 10

As =157 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{155.2}{0.75} - 142.07 = 64.86$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{157 * 420 * 290}{64.86 * 1000} = 294.83\ mm$$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{290}{2} = 145\ mm$ ***control*** $or\ s_{max} \leq 600\ mm$

Use 2 leg Φ 10 @100mm

2-V_u = - 147.1KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 29 * 10^{-3} = 142.07$ KN

Φ V_c= 0.75*142.07 =106.55 KN

Φ Vsmin ≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*600*290*10^{-3} = 43.5 KN **Controls**

Φ Vsmin $\geq 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{16}\right) * bw * d = 0.75*\left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 600 * 290*10^{-3} = 39.96$ KN

Φ Vc<Vu $\leq \Phi$ Vc + Φ Vsmin

106.55< 155.2 ≤ 150.05…… not satisfied

Cases 1 &2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 600 * 290$ = 284.14 KN

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

0.75(142.07 + 58) < 155.2 < 0.75(142.07 + 284.14)

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 10

As =157 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{155.2}{0.75} - 142.07 =$ 64.86 KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{157 * 420 * 290}{64.86 * 1000} = 294.83\ mm$$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{290}{2} = 145\ mm$ ***control*** $or\ s_{max} \leq 600\ mm$

Use 2 leg Φ 10 @100mm

4.9 Design of Column (17)

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group A)

Service Load:-

Dead Load =1052.65KN
Live Load = 413.05 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2× 1052.65+ 1.6×413.05= 1924.06 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

φ*Pn =0.65 x 0.8× Ag $\{0.85\, fc'(1-\rho g)+\rho g * Fy\}$

1924.06=0.65 x 0.8× Ag $\{0.85\ *24\ (1-0.01)+0.01*420\}$

Ag= 151668.936 mm2

Assume Rec Section

b=50 cm h=35 cm

✓ Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

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 X-axis (b= 0.5m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \le 40$$
$$\frac{1\times 3.15}{0.5\times 0.35} = 18 < 22$$

Column Is Short About X-axis

- **about Y-axis (h= 0.35m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \le 40$$
$$\frac{1\times 3.15}{0.35\times 0.5} = 18 < 22$$

Column Is short About Y-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

$$ex = ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$
$$\min ex = \min ey = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 350 = 25.5mm = 0.0255m$$
$$ex = ey = 0.0255m$$

✓ Magnification Factor:-

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

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$
$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

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

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$$
$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2Mpa$$
$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(1052.65)}{1924.06} = 0.66 < 1$$
$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.35^3}{12} = 0.001786m^4$$
$$EI = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 0.001786}{1+0.66} = 9.91MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 9.91}{(1*3.15)^2} = 9.86MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1924.06}{0.75*4720}} = 1.35 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

- ✓ **Interaction Diagram:-**

$$Assume \rho g = 0.01$$
$$ex = ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0255 \times 1.35 = 0.0344m$$
$$\frac{ex}{b} = \frac{0.0344}{0.5} = 0.0688$$
$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0344}{0.35} = 0.0983$$
$$\frac{\gamma}{b} = \frac{500 - 2*40 - 2*10 - 18}{500} = 0.764$$
$$\frac{\gamma}{h} = \frac{350 - 2*40 - 2*10 - 18}{350} = 0.663$$

$$For \frac{\gamma}{h} = 0.663 and \rho g = 0.01 \Rightarrow \frac{\varphi * Pnx}{Ag} = \frac{\varphi * Pny}{Ag}$$
$$Pnx = 2.23 * \frac{1000}{145} * \frac{0.35 * 0.5}{0.65} = 4.14MN$$
$$Pny = 2.23 * \frac{1000}{145} * \frac{0.35 * 0.5}{0.65} = 4.14MN$$

- ✓ **Bressler Equation:-**

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po}$$

$$Po = 0.8 * 350 * 500 * \{0.85 * 24 * (1 - 0.01) + 420 * 0.01\}$$
$$Po = 3.415MN$$

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{2.13} + \frac{1}{2.13} - \frac{1}{3.415}$$
$$Pn = 1.56MN$$

$$\varphi * Pn = 0.65 * 2.23 = 0.98MN \geq Pu = 0.51852MN$$
$$\therefore Safe$$

$$As = \rho g * Ag$$
$$As = 0.01 * 35 * 50 = 17.5cm2$$

$$Select 8\varphi 18 \Rightarrow Asprov = 20.4cm2$$

✓ Design of the Stirrups:-

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

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\ cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \le least\ \text{dim} = 35\ cm$$

$$Use \phi 10@20\ cm$$

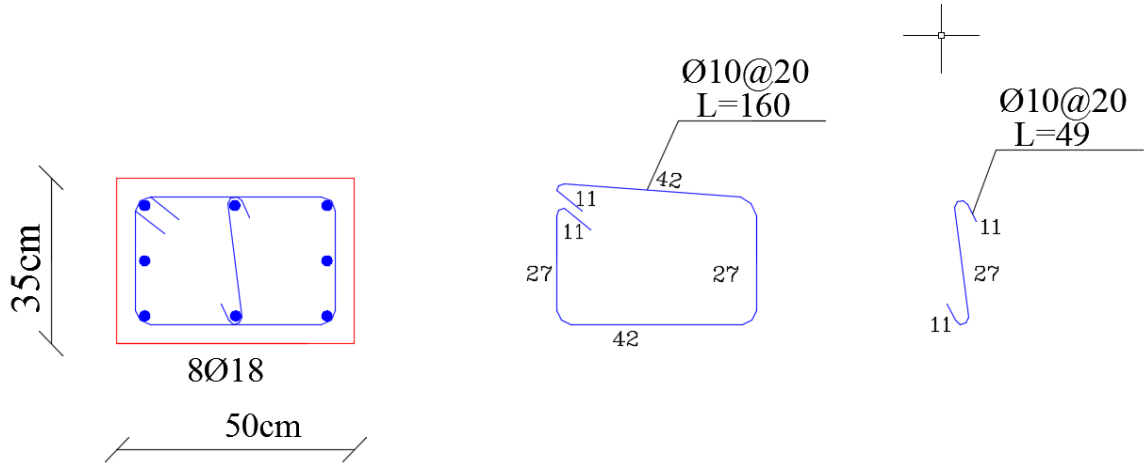


Fig 4.15: Column Reinforcement

4-10 Design of Stair

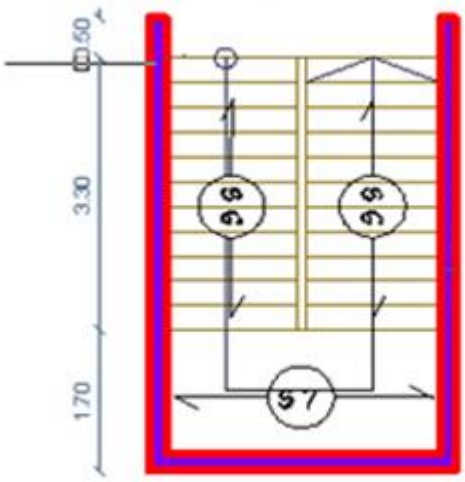


Fig 4.16: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

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

1- Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5\ cm$

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.3 / 30) = 28.6^{o}$

✓ Load Calculation:-

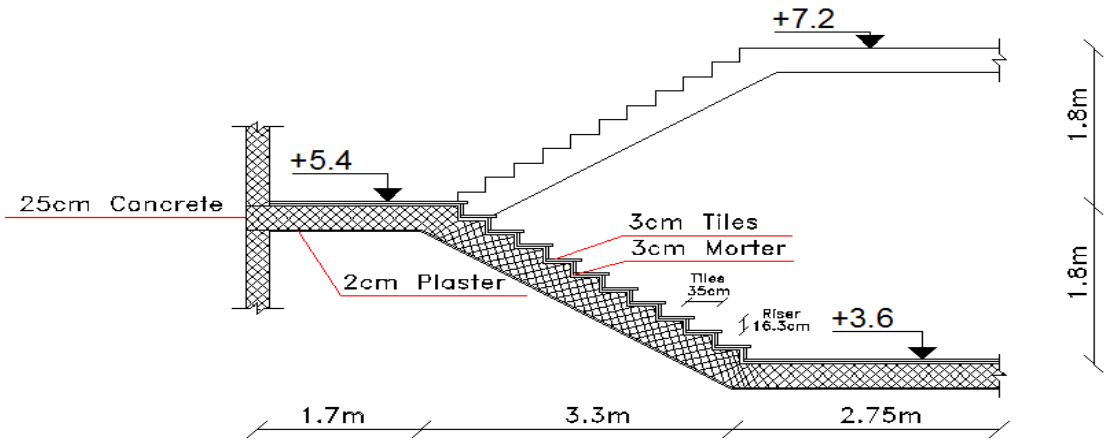


Fig 4.17: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.163)/0.3) = 1.18Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.163)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.163*1 = 2.04Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.6 ^{o} = 7.11Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos28.6^{o} = 0.51Kn/m	
		Sum	11.9Kn/m

Table (4.8): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×11.90 + 1.6×5 =19.9Kn/m

✓ **System of Flight:-**

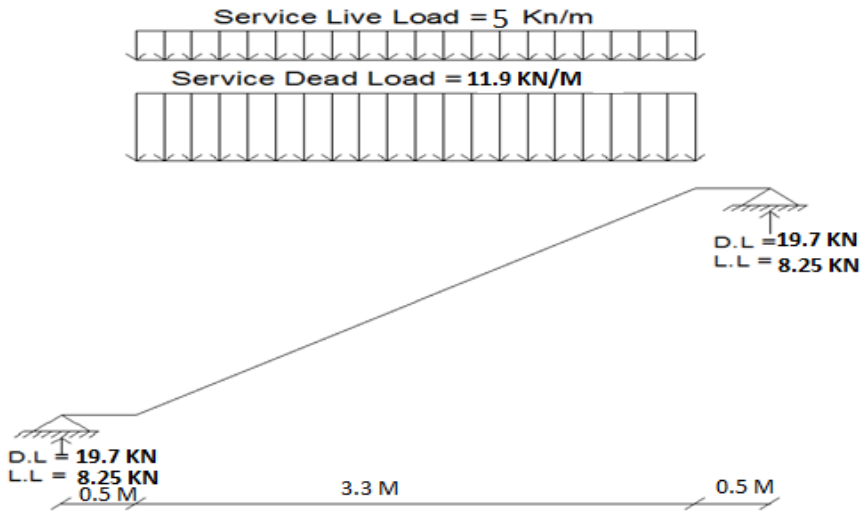
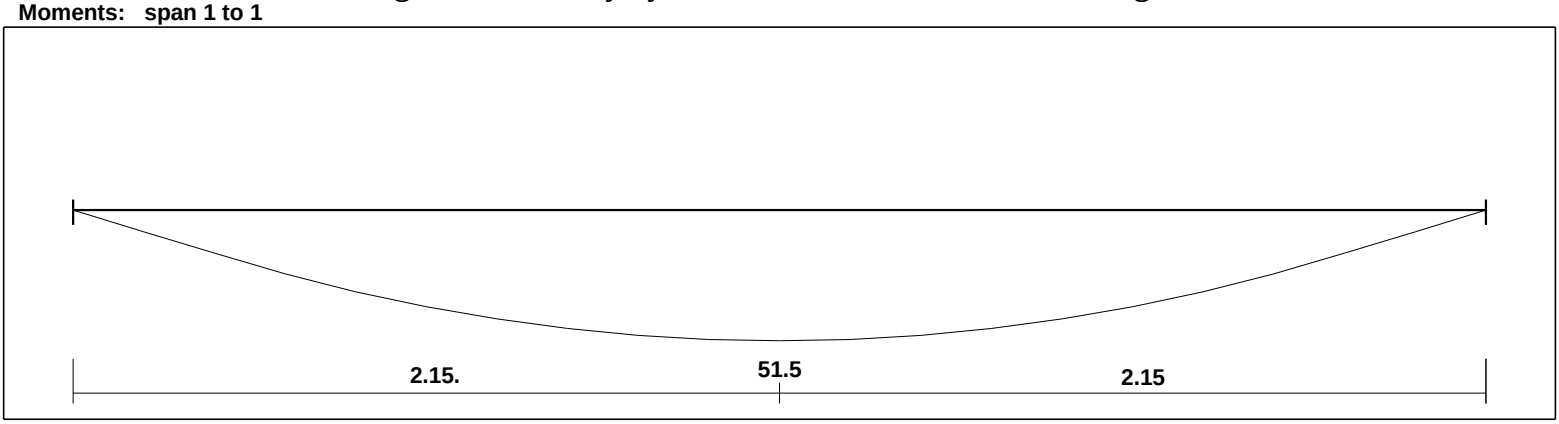


Fig 4.18: Statically System and Loads Distribution of Flight.

Moments: span 1 to 1



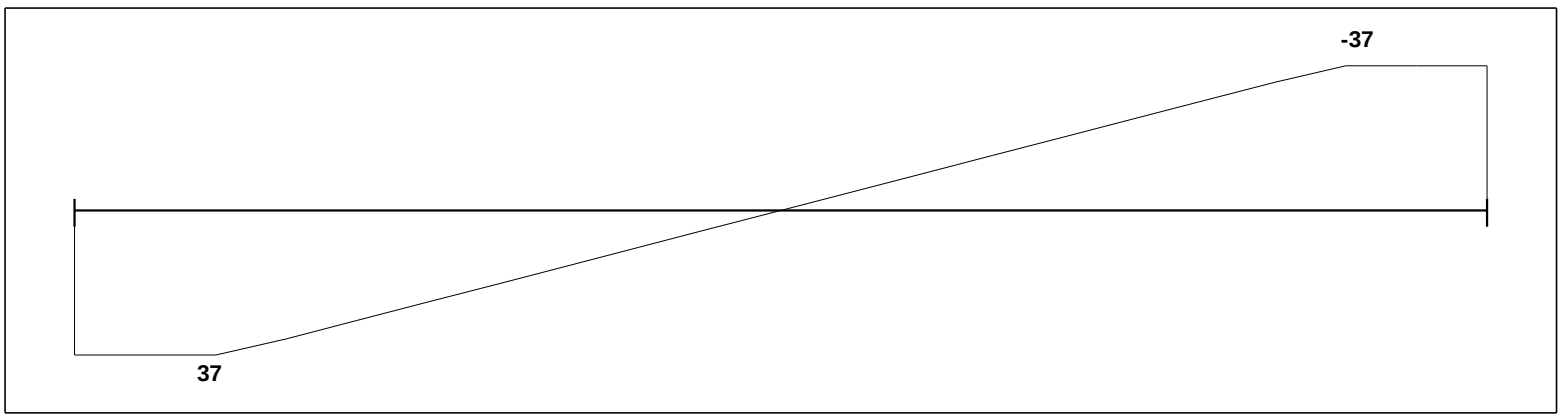


Fig 4.19: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

1-Design of Shear for Flight :- (Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6$ KN > Vu = 37Kn**…… No shear reinforcement are required**

2-Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=51.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.00282$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00282 \times1000\times223 = 630\ mm^2/m$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2/m$

$As_{req} = 630\ mm^2 > A_{s,min} = 450 mm^2/m$

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{770\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.85\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-18.65}{18.65}\right) = 0.025 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{ok}$$

3-Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

2- Design of Middle Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.30 /20 = 16.5 cm

Take h = 25 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

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*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

Table (4.9): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL =19.7Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.7 = 27.74Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×27.74 + 1.6×13.25 =54.50Kn/m

✓ System of Landing:-

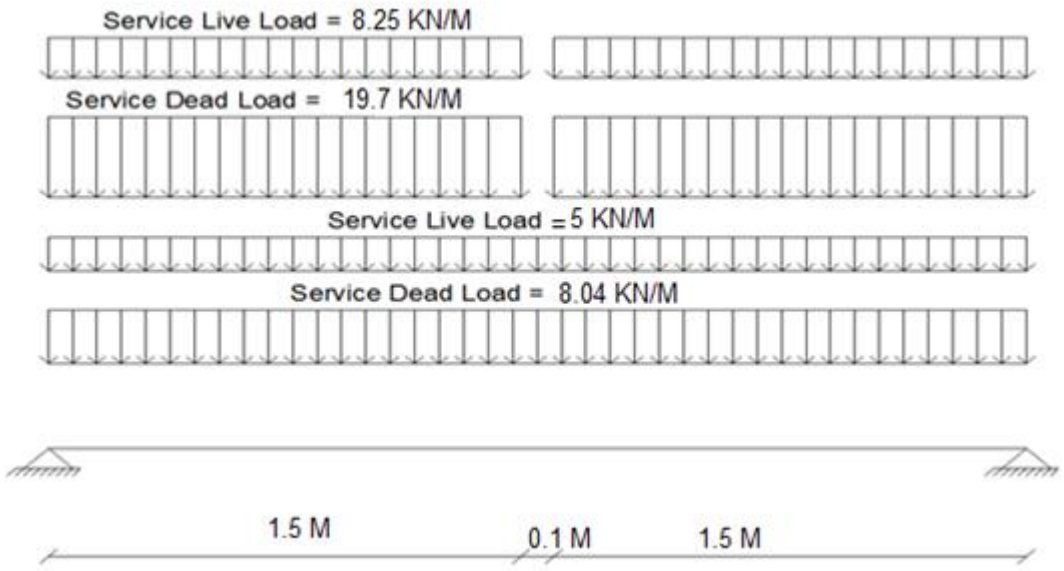
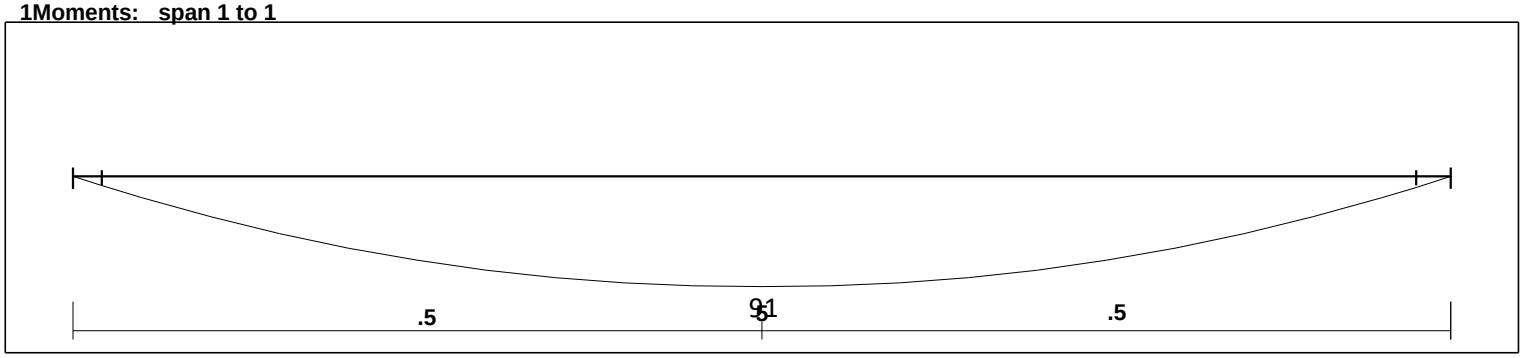


Fig 4.20: Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing.

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

1Moments: span 1 to 1



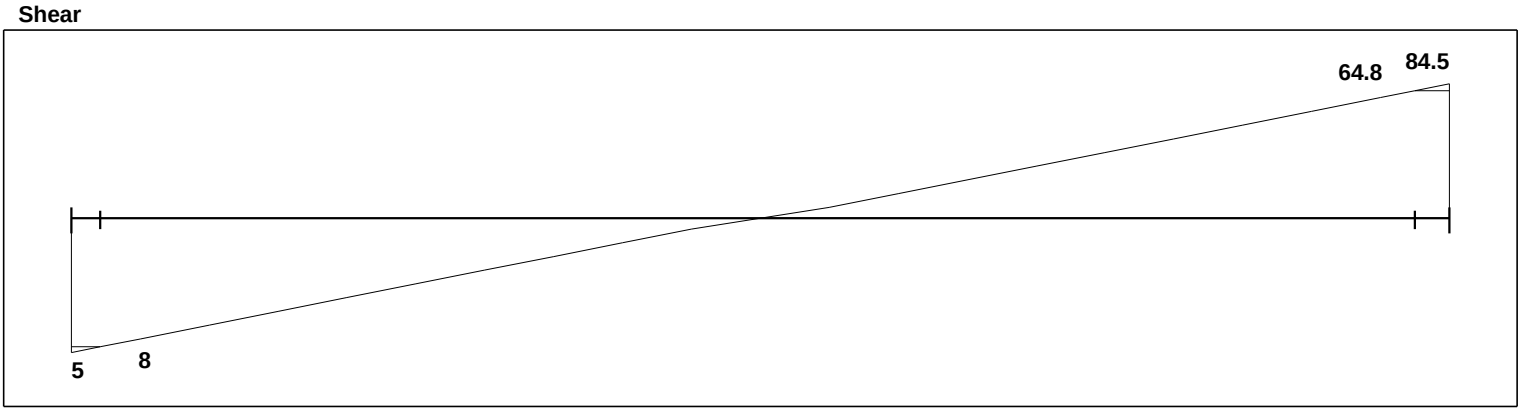


Fig 4.21: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=64.8Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}\, b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 182.1 = 136.6Kn> Vu = 64.8Kn**…... No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=65.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{65.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.46\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.46}{420}}\right)=0.0036$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0036×1000×223 = 807.12 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

$A_{s,req}$ = 807.12 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 807.12 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'}=\frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24}=21.14\ mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{21.14}{0.85}=24.87\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{223-24.87}{24.87}\right)=0.024>0.005\ \ldots\ldots\boldsymbol{ok}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450 mm^2

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

3 - Design of Main Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.20 /20 = 16$ cm

Take h = 35 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

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*0.35*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4.10): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 30.24 + 1.6 \times 13.25 = 57.48$ Kn/m

✓ System of Landing:-

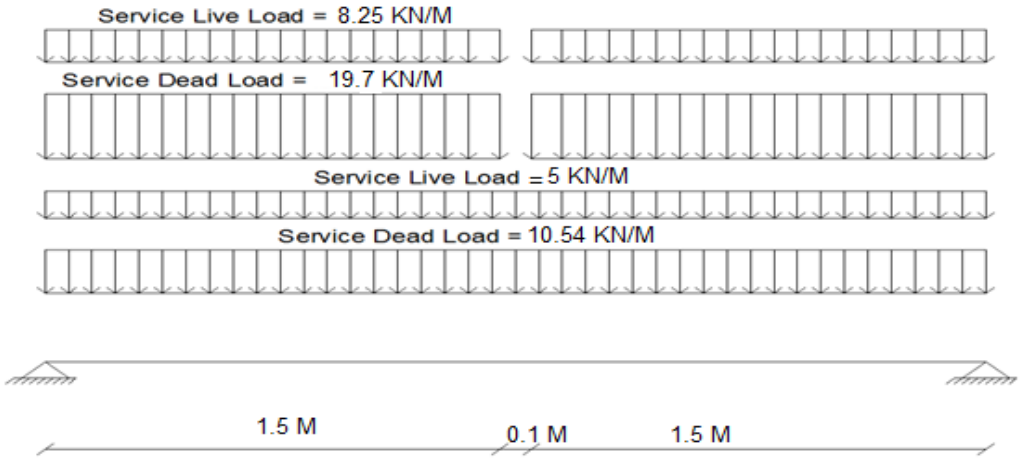


Fig 4.22 : Statically System and Loads Distribution of Main Landing.

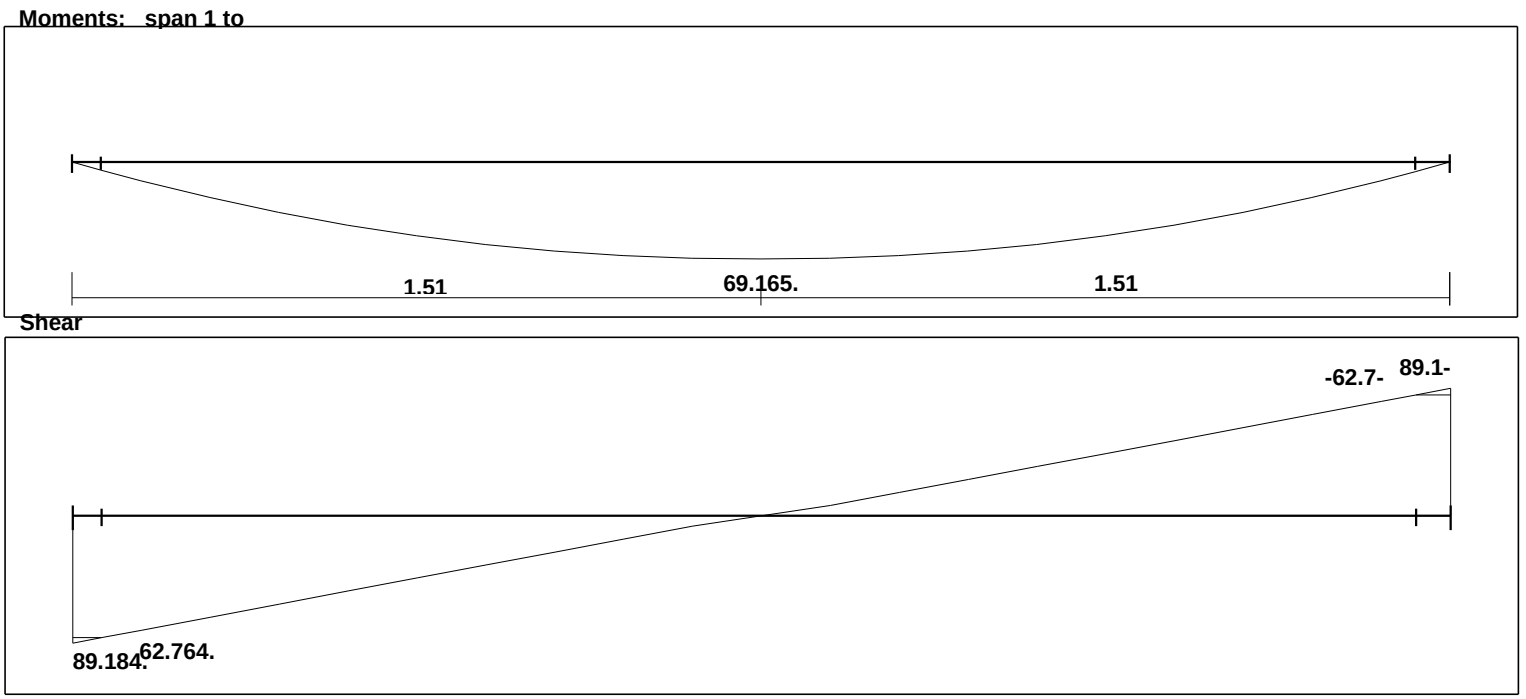


Fig 4.23 : Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing.

3- Design of Shear:- (Vu=62.7 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 263.7 = 19.8Kn> Vu = 62.7Kn**….. No shear reinforcement are required**

4- Design of Bending Moment :- (Mu=69.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b\, d^2} = \frac{69.1\times10^6}{0.9\times1000\times323^2} = 0.74\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.74}{420}}\right) = 0.0018$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0018×1000×323 = 576.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@ 15 mm ,$A_{s,provided}$= 753 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{753 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 15.5\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.14}{0.85} = 18.23\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{323-18.23}{18.23}\right) = 0.05 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Landing:-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630 mm^2

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 785 mm^2>$A_{s,required}$= 630 mm^2… Ok

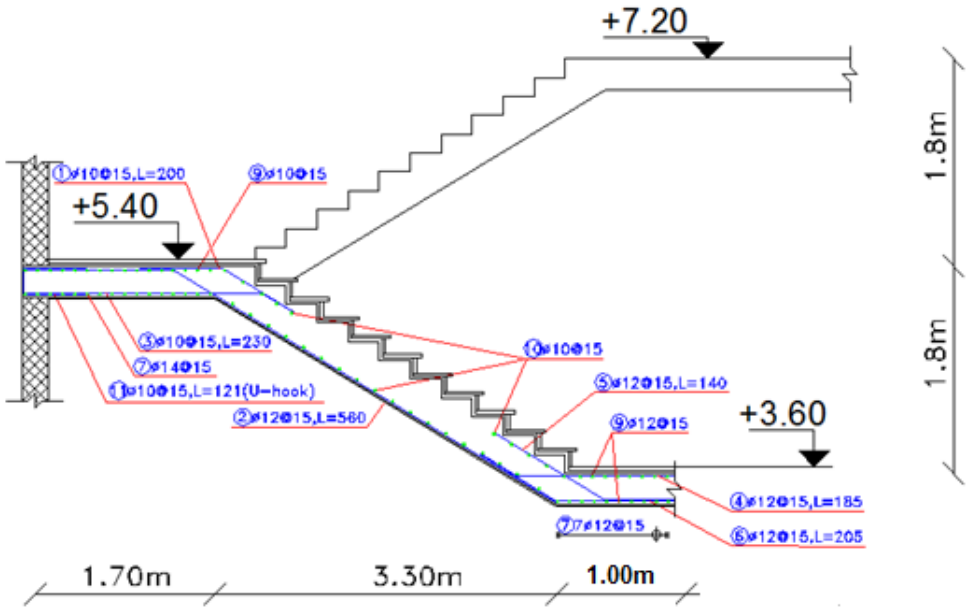


Fig 4.24:Stair Reinforcement Details.

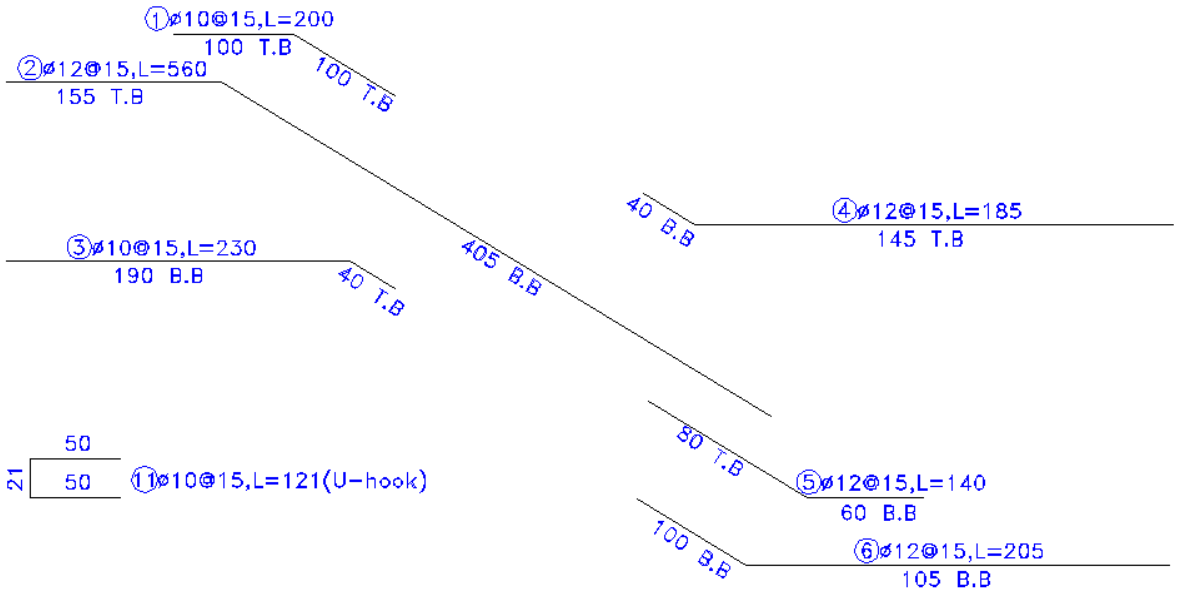


Fig 4.25:Stair Reinforcement Details.

4.11 Design of Shear Wall

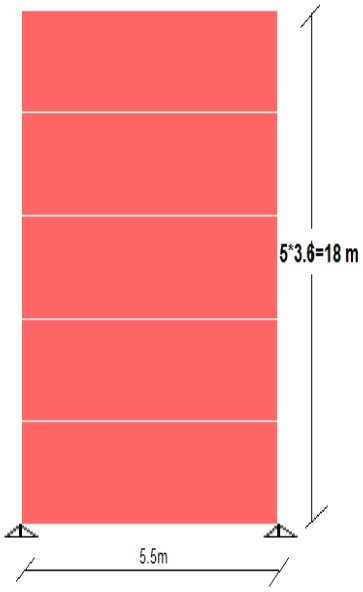


Fig 4.26:Shear Wall.

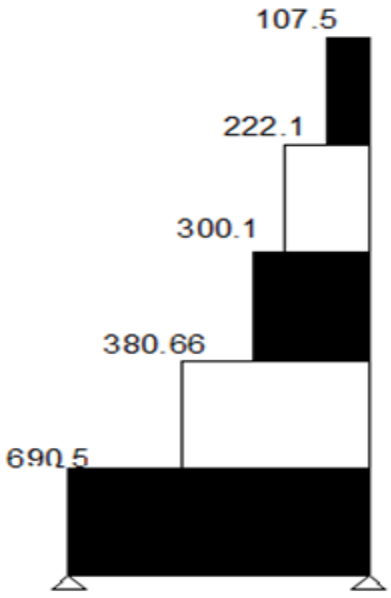


Fig 4.27:Shear Diagram of Shear Wall.

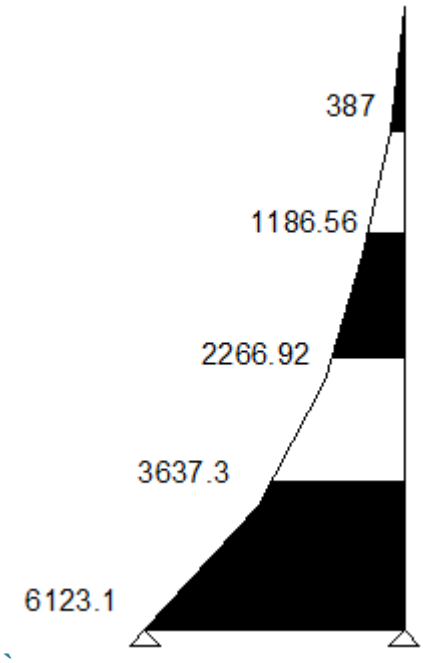


Fig 4.28:Moment Diagram of Shear Wall.

❖ Material and Sections:- (From Shear Wall 5)

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.5 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 18 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 690.5\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{18}{2} = 9m$$

$$storyheigh(Hw) = 3.6m.....Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.5 = 4.4m$$

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

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 4400 = 4365.5\ KN > V_u = 895.9954KN$$

is the smallest of : V_c

$$1-\ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 300 * 4400 = 1164.13KN \quad \text{…….. Control}$$

$$2-\ V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 300 * 4400 + 0 = 1885.9KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd = 1490.2KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Rightarrow M_u = 4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{4224.22}{690.5} - \frac{5.5}{2} = 3.367$$

Vc $=1164.13KN$

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$

$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$

Vs=vu/$\emptyset - vc$

Vs=690.5/0.75-1164.2= -243.533kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:

Min(Avh/Sh)=0.0025*h

=0.0025*300=0.75

Select $\emptyset 10$,tow layers

Avh=2* π *10^2/4=157 mm^2

157/Sh=0.75

Sh=157/0.75=209.33

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=550/5=110 cm.

=3*h =3*30=90 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{18}{5.5}\right)\left(\frac{157}{200 * 300} - 0.0025\right)\right] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.736$$

S_v= 213.2 mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{5500}{3}$ = 1833.34 mm

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ12/150 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{5500}{200}\right) * 2 * 79 = 4345\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4345}{5500 * 300}\right)\frac{420}{28} = 0.0395$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0395 + 0}{2 * 0.0395 + 0.85 * 0.85} = 0.04928$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4345 * 420 * 5500(1 + 0)(1 - 0.04928)] = 4294.05\ KN \geqq 4224.22 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=4224.22-4294.05= -69.83 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600 * \frac{\Delta h}{hw}}$=$\frac{5500}{600 * 1}$=91.67 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 45.83\ mm$

Since Smallest value of Lb & Mub not require Boundary .

4.12: Design of basement wall.

C= 2 cm , fc'=28 mpa , fy = 420

Assume γ_{soil} = 18 KN/m , ϕ = 30°

K_0 = 1- sin30 =0.5

$C_0 = K_0 * \gamma * h = 0.5 * 18 * 3.56 = 32.04$

$MR_A = 0$

$57.03 * \frac{2}{3} * 3.56 = B_x * 3.56$

$\rightarrow B_x$ = 38.02 KN , A_x = 19.01 KN

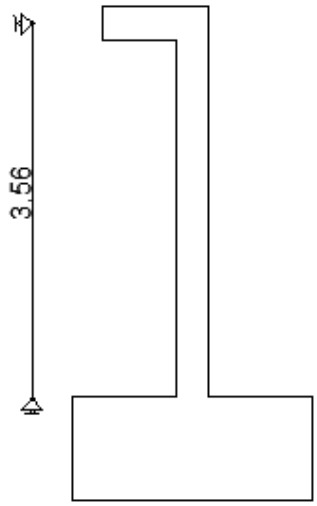


fig (4.29): basement wall plan

$$\frac{19.01}{y} = \frac{38.02}{3.56-y}$$

38.02*y = 49.88 – 19.01 *y

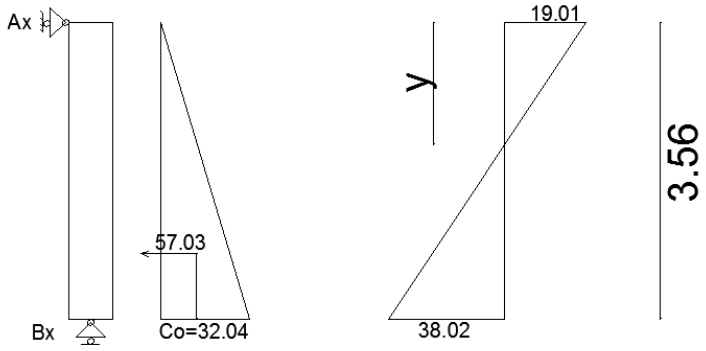
→ y = 0.875

MR_o = 0

M_{max} = 19.01 * 0.875 = 15.63 KN.m

Mu_{max} = 1.6 * M_{max} = 25 KN.m

Vu_{max} = 1.6 * V_{max} = 60.832 KN



Fig(4.30) :- shear of basement wall

Design of vertical of tension face :

Rectangular section → b= 1000 cm , d= 200-20-14=166cm

Mu = 25 kn.m ,

m = $\frac{fy}{fc' * 0.85} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$

kn = $\frac{25 * 10^6 / .9}{1000 * 216^2} = 0.907$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.907 * 17.65}{420}}\right) = 0.0022$$

As_{req} = 0.0022 * 100* 20 = 4.4 cm^2/m

As_{min} =0.0012 *100*25=3 cm^2

As_{req} > As_{min}

Select Ø10 /10 cm →As_{prov} = 4.51 > As_{req}

Vertical reinforcement of compression side :

As_{req} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 cm^2/m

Select Ø10 / 10 cm → As_{prov} = 3.95 cm^2 > As_{req} = 2.4 cm^2

Horizontal reinforcement :-

As_{req} = 0.002 * 100 * 20 = 4 cm^2/m (both side)

One side :

$\frac{4}{2}$ **= 2 cm^2 /cm → select ø10/20 cm with As = 2.5 cm^2**

4.13 Design of Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group 2)

Dead Load = 1052.65Kn , Live Load =413.05Kn

Total services load = 1052.65 + 413.05 = 1465.7Kn

Total Factored load = 1.2*1052.65 + 1.6*413.05 = 1924.06Kn

Column Dimensions (a*b) = 50*35 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500Kn/m2

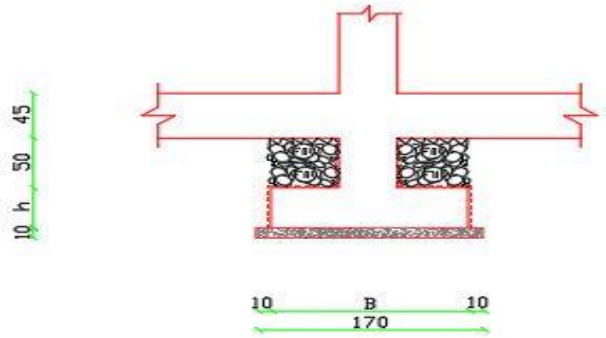


Fig 4.31 : Foundation Section.

Assume h = 50cm

$q_{net-allow}$ = 500 – 25*0.5 – 18*0.25 – 5= 478.75 kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1465.7}{478.75} = 3.062m^2$$

Assume Rec Footing

Select B = 1.9 m H=1.75 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 1924.06/1.9*1.75= 578.66Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

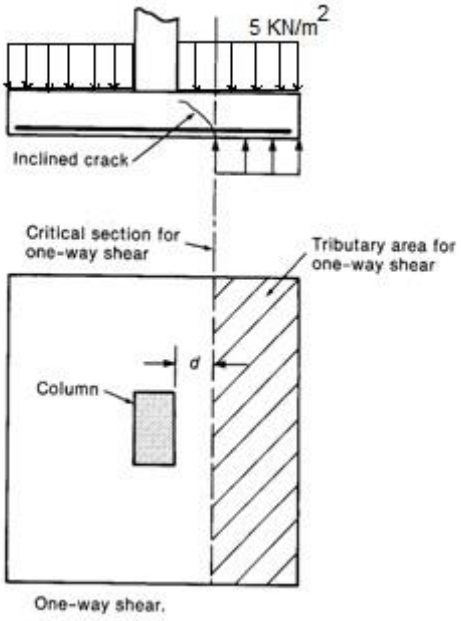
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 50cm , bar diameter ø 12 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 500 – 75 – 12 = 413 mm

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

Vu =578.66* $\left(\frac{1.75-0.35}{2} - 0.413\right) * 1.9$ = 315.54Kn



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

$$\varphi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1900 * 413 = 480.53Kn$$

$$\varphi.Vc = 480.53KN > Vu = 315.541Kn$$

$$\therefore \ Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$$

$$Vu = 1924.06 - \left[578.66 * (0.5 + 0.413) * (0.35 + 0.413)\right] = 1520.95Kn$$

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:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{35} = 1.43$$

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

$$b_o = 2 * (41.3 + 50) + 2 * (41.3 + 35) = 335.2cm$$

α_s = 40 for interior column

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.43}\right)*\sqrt{24}*3352*413 = 2033.761Kn$$

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*413}{3352}+2\right)*\sqrt{24}*3352*413 = 2937.47Kn$$

$$\varphi.V_C = \varphi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3352*413 = 1695.51Kn$$

ΦVc =1695.51 KN>Vu=1520.95KN

∴ *Safe*

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

Mu= $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 578.66 * $\left(\frac{0.7*0.7}{2}\right)$ *1.9

Mu = 269.37Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{269.37\times10^6}{0.9\times1900\times413^2} = 0.923\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.923}{420}}\right) = 0.0022498$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0022498×1900×413 = 1765.42 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1900*500 = 1539 mm^2

$A_{s,req} > A_{s,min}$ = 1765.42 mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*500 = 1500 mm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*75 = 192.5 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use 17ø12 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 1921 mm^2>$A_{s,required}$= 1765.42 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1921 \times 420}{0.85 \times 1900 \times 24} = 20.82\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.82}{0.85} = 24.49mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{413-24.49}{24.49}\right) = 0.0475 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

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 = 50 * 35 = 0.175 m^2

A_2 = 190* 175 = 3.325 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.325}{0.175}} = 4.36 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 175 \times 2) = 4641Kn$$

$$\Phi Pn = 4641 > Pu = 1924.06 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 175) = 2320.5Kn$$

$$\Phi Pn = 2320.5 > Pu = 1924.06 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 * 350 = 875 mm2

Use 8ø18, $A_{s,provided}$= 2035.75 mm^2>$A_{s,required}$= 875 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

$Ktr = 0\ (No stripes) cb = 75 + \frac{12}{2} = 81mm\ \ Or\ cb = \frac{200}{2} = 100\ mm$

$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+81}{12} = 6.75 > 2.5$

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

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 12 = 296.29\ m <>$ 300mm

Take Ld_T =300 mm

$Ld_{T\ available} = \frac{1900-500}{2}$ -75= 625 mm

$Ld_{T\ available}$ = 625 mm >$ld_{req} = 300\ mm$…….. **OK**

$Ld_{T\ available} = \frac{1750-350}{2}$ -75= 625 mm

$Ld_{T\ available}$ = 625 mm >$ld_{req} = 300\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$ > 0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*12}{\sqrt{24}}$ = 246.9 > 0.043*420*16 = 288.96>200mm

Ld_{Creq}= 288.96 mm

$Ldc_{available}$ = 500 – 75 – 12 – 12 = 401 mm >Ld_{Creq}= 288.96 mm …….. **Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = $0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 12 = 357.84$ mm > 300 mm

Select Lsc = 400 mm

Detailing of foundation F1

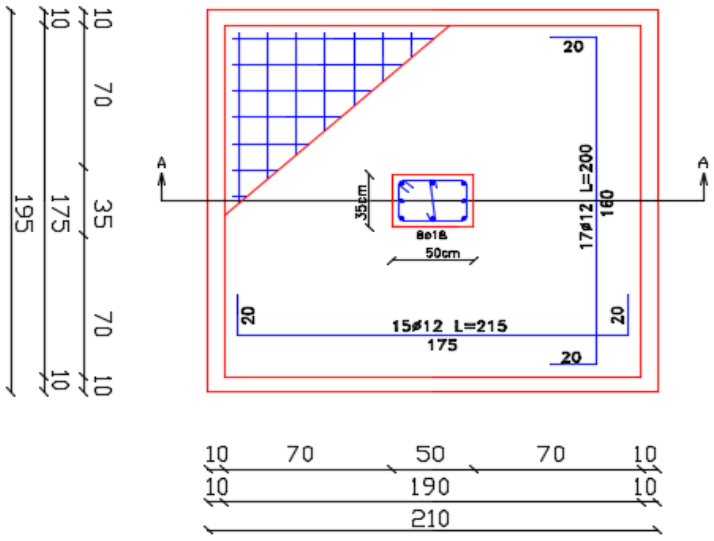
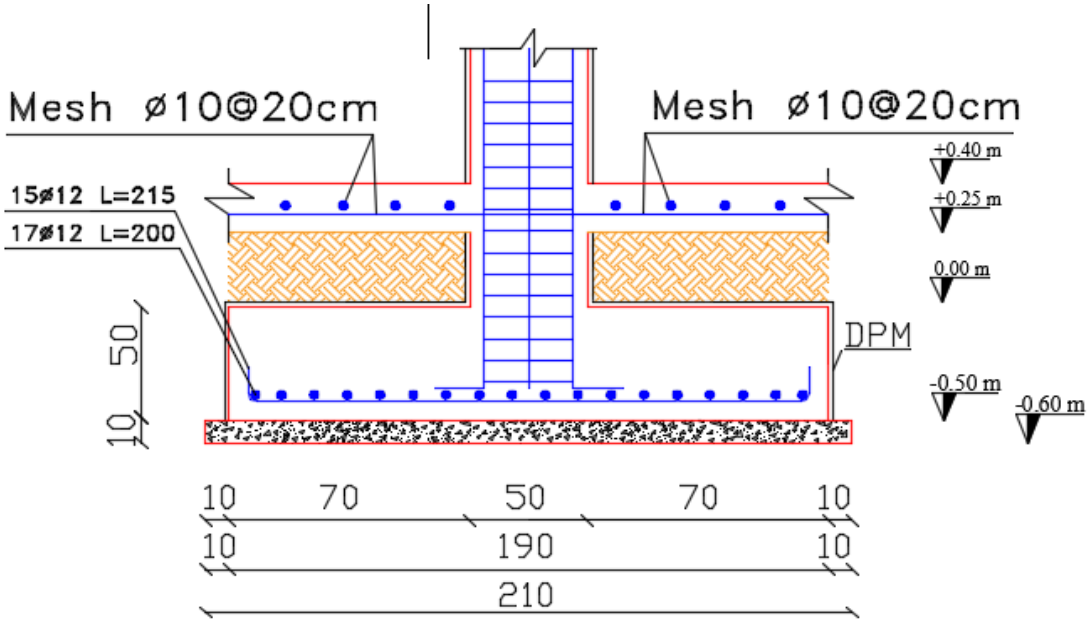


Fig (4.32):- Foundation Reinforcement Details of plan



SECTION A-A

Fig 4.33 : Foundation Reinforcement details of section.

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5

.Appendix A: Architectural Drawings1.5

.Appendix B : Structural Drawings 2.5

3.5 النتائج

4.5 التوصيات

5.5المصادر و المراجع.

5.1 Appendix A: Architectural Drawings

5.2 Appendix B: Structural Drawings

3.5 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. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 250KN/m2.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ.كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج والملاجئ ، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم وسيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office 2016): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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.

4.5 التوصيات:-

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ 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 إختيار 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.

5.5المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).
2. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.
3. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات , " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، 2012م.