بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "فيلا سكنية".

فلسطين- الخليل

فـريـق الـعـمـل

إبراهيم "محمد رائد" إبراهيم أبو ملش

إشـراف :

د. ماهر عمرو

2019 – 2020 م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "فيلا سكنية".

فلسطين- الخليل

فـريـق الـعـمـل

إبراهيم "محمد رائد" إبراهيم أبو ملش

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. ماهر عمرو	**م. فيضي شبانة**
.....	.....

2020م

الإهداء

الهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلا بطاعتك... ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك ...
ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك... ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك جل جلالك...

إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة.. ونصح الأمة إلى نبي الرحمة ونور العالمين.
سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار.. إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل اسمه بكل افتخار..
أرجو من الله إن يمد في عمرك لترى ثمارك قد حان قطافها بعد طول انتظار..
وستبقى كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم وفي الغد إلى الأبد..
والدي العزيز

إلى ملاكي في الحياة..و إلى معنى الحب و إلى معنى الحنان والتفاني إلى بسمة الحياة وسر الوجود
إلى من كان دعاؤها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحها إلى أغلى الحبايب..
أمي الحبيبة

إلى من آنسني في دراستي وشاركني همومي..
تذكارا وتقديرا ..
أصدقائي

إلى هذه الصرح العلمي والفني الجبار
جامعة بوليتيكنك فلسطين

اهدي هذا المشروع

كلمة الشكر

لا بد لنا ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود إلى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدموا لنا الكثير باذلين بذلك جهوداً كبيرة في بناء جيل الغد لتبعث الأمة من جديد ...

وقبل أن نمضي نقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير والمحبة إلى الذين حملوا أقدس رسالة في الحياة ...

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية والعلم والمعرفة ...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

"كن عالما.. فإن لم تستطع فكن متعلما،فإن لم تستطع فأحب العلماء،فإن لم تستطع فلا تبغضهم"

أخص بالتقدير والشكر :

إلى جامعتي العزيزة ..... جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .... بطاقمها التدريسي والإداري

مشرفي العزيز ..... د. ماهر عمرو

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ " فيلا سكنية "

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها من عقدات ، جسور، أعمدة ، أساسات ، جدران، وغيرها من العناصر الإنشائية.

بداية ، يتكون المشروع من ثلاثة طوابق ، الطابق الأول عبارة عن الطابق الأرضي والذي تبلغ مساحته (207.61 متر مربع) والطابق الثاني تبلغ مساحته (207.61

متر مربع) والطابق الثالث عبارة عن طابق روف وتبلغ مساحته (89 متر مربع) ، حيث تحتوي الفيلا على مرافق تتلاءم مع احتياجات الفيلا وفق المتطلبات العصرية الملائمة.التوزيع المعماري لهذه المرافق يتميز بالتنوع و الشمول مما جعلنا أكثر معرفة في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية المختلفة .

بالإضافة إلى ما يحتويه المشروع من عدة مراحل ، تتمثل بـالتدقيق المعماري للمخططات ،من ثم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة ، جسور، وعقدات. بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري للمشروع . يتبع ذلك مرحلة التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية باستخدام بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية أما في تحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ، بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI 318-08). لا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2016, Office2007, Atir12, ETABS 2015 و غيرها.

والله ولي التوفيق.

Abstract

The aim of this project is to design the structural elements of the building. These buildings consist of concrete and steel works that contains slabs, beams, columns, foundations and walls.

First, the project consists of three floors, the first floor is ground floor with area of (207.85 square meters), and the second floor, which is(207.85 square meters) and the third floor is a Roof floor an area (89

square meters), Where The Villa contain facilities that is designed to suit the needs of the Villa according to the appropriate modern requirements.

Moreover, the designing of the project consists of many stages, which is represented by examining the architectural sketches, choosing different kinds of structural elements such as columns, beams and slabs that is not in contraction with the architectural design. After that comes the stage of designing the structural elements by using computer programs and then displaying the results as executive sketches.

There are many codes used in this project. Jordanian Building Code is used to determine live loads. Uniform Building Code (UBC-97) is used to determine seismic loads. In Addition, the American Concrete Institute's code (ACI 318-14) is used for structural analysis and designing sections.
The computer programs that has been used in designing the project are AutoCAD 2016, Atir 12, ETABS 2015, office 2007 and others.

God grants success.

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
صفحة الغلاف	I
صفحة التواقيع	II
الإهـــــداء	III
شـــكـر وتـــقـــديـــر	IV
ملخص المشروع	V
Abstract	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X

فهرس الأشكال	XI
List of Abbreviations	XII

الفصل الأول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	تعريف عام بالمشروع	2
3-1	أهداف المشروع	3
4-1	أسباب اختيار المشروع	3
5-1	مشكلة المشروع	3
6-1	حدود مشكلة المشروع	4
7-1	المسلمات	4
8-1	فصول المشروع	4
9-1	الجدول الزمني للمشروع	5

الفصل الثاني	الوصف المعماري	6
1-2	مقدمة	7
2-2	لمحة عامة عن المشروع	8
3-2	موقع المشروع	8
1-3-2	أهمية الموقع	9
2-3-2	حركة الشمس والرياح	9
3-3-2	الرطوبة	9
4-2	وصف الحركة	10
5-2	المداخل	10
6-2	وصف المشروع	11
1-6-2	Site plan	11
3-6-2	الطابق الأرضي	12
4-6-2	الطابق الأول	13
7-6-2	الطابق الروف	14
7-2	وصف واجهات المشروع	15
1-7-2	الواجهة الجنوبية	15
2-7-2	الواجهة الشمالية	16
3-7-2	الواجهة الغربية	17
4-7-2	الواجهة الشرقية	18
8-2	وصف مقاطع المشروع	19
1-8-2	المقطعA-A	19
2-8-2	المقطعB-B	20

الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	21

1-3	مقدمة	22
2-3	الهدف من التصميم الإنشائي	22
3-3	مراحل التصميم الإنشائي	22
4-3	الأحمال	23
1-4-3	الأحمال الميتة	24
2-4-3	الأحمال الحية	25
3-4-3	الأحمال البيئية	25
1-3-4-3	أحمال الرياح	25
2-3-4-3	أحمال الثلوج	27
3-3-4-3	أحمال الزلازل	28
5-3	الاختبارات العملية	28
6-3	العناصر الإنشائية	29
1-6-3	العقدات	29
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	30
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	30
3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
4-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	31
2-6-3	الأدراج	32
3-6-3	الجسور	33
4-6-3	الأعمدة	34
5-6-3	جدران القص	35
6-6-3	الأساسات	36
7-3	فواصل التمدد	37
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	37

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	38
4-1	Introduction	39
4-2	Design Method and Requirements	40
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	41
4-4	Design of Topping	43
4-5	Design of One Way Rib Slab	47
4-6	Design of Rib	49
4-7	Design of Beam	68
4-8	Design of Column	78
4-9	Design of Footing	83
4-10	Design of Shear Wall	95
4-11	Design of Stairs	99

111	**النتائج والتوصيات**	**الفصل الخامس**
111	النتائج	1-3
112	التوصيات	2-3
112	المراجع	3-3

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
5	الجدول الزمني للمشروع	جدول (1-1)
24	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (3-1)
25	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (3-2)
27	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (3-3)
41	Check of Minimum Thickness of Structural Member	جدول (4-1)
44	Dead Load Calculation of Topping	جدول (4-2)
48	Dead Load Calculation of Rib (R 1)	جدول (4-3)

جدول (4-4)	information about combined footing F2	87
جدول (4-5)	Dead Load Calculation of Flight.	99
جدول (4-6)	Dead Load Calculation of Landing.	104

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	الموقع العام لقطعة الأرض	8
الشكل (2-2)	الموقع العام للمشروع	11
الشكل (2-4)	مسقط الطابق الأرضي	12
الشكل (2-5)	مسقط الطابق الأول	13
الشكل (2-7)	مسقط الطابق الروف	14
الشكل (2-8)	الواجهة الجنوبية	15
الشكل (2-9)	الواجهة الشمالية	16
الشكل (2-10)	الواجهة الغربية	17
الشكل (2-11)	الواجهة الشرقية	18
الشكل (2-12)	مقطع A-A	19
الشكل (2-13)	مقطع B-B	20
الشكل (3-1)	مسار نقل الأحمالLoad path from structure to the ground	23
الشكل (3-2)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	26
الشكل (3-3)	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى	29
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	30
الشكل (3-5)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	30
الشكل (3-6)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
الشكل (3-7)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	31
الشكل (3-8)	الدرج	32
الشكل (3-9)	أنواع الجسور	33
الشكل (3-10)	أنواع الأعمدة	34
الشكل (3-11)	جدار قص	35
الشكل (3-12)	الأساسات	36
الشكل (4-1)	Topping Load.	43
الشكل (4-2)	one way shear (beam shear for isolated footing)	84

85	Tow- way shear (punching shear)	الشكل (3-4)
87	moment and diagram for combined footing F2	الشكل (4-4)
102	Statically System and Loads Distribution At First 1m of Landing.	الشكل (5-4)
105	Statically System and Loads Distribution At First 1m of Landing	الشكل (6-4)

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s' =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width، or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension

reinforcement.

- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c'** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction، measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.

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

1

الفصل الأول

المُـقَـدِمَة

1-1 المقدمة.

2-1 تعريف عام بالمشروع.

3-1 أسباب اختيار المشروع .

4-1 أهداف المشروع .

5-1 مشكلة المشروع.

6-1 حدود مشكلة المشروع.

7-1 المسلمات.

8-1 فصول المشروع.

1- 9 الجدول الزمني للمشروع.

1-1 المقدمة :-

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية، فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

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

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

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

2-1 تعريف عام بالمشروع:

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لفيلا سكنية تقع في مدينة الخليل, حيث أن المشروع عبارة عن كتلة متكاملة حيث تتكون الفيلا من ثلاثة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب 505 متر مربع.

1-2أهداف المشروع:

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

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

1-3 أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا, وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني

1-4مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للفيلا،وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ.

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

5-1 حدود مشكلة المشروع :

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

6-1 المسلمات :

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

7-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

في هذه المقدمة تم انجاز الأربعة الأولى وسوف يتم استكمال العمل ببقية الفصول في الفصل الدراسي القادم.

9-1 الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع	■	■	■	■	■											
دراسة المخططات المعمارية					■	■	■									
دراسة المبنى إنشائيا							■	■	■							
توزيع الأعمدة										■						
التحليل الإنشائي للمشروع											■	■				
توزيع النظام الإنشائي													■			
إعداد المخططات														■	■	
كتابة المشروع											■	■	■	■	■	
عرض المشروع																■

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

2

الفصل الثاني

الوصـف المِـعـمَــاري

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 وصف الحركة .

2-5 الداخل .

2-6 وصف طوابق المشروع .

2-7 الواجهات .

2-8المقاطع .

1-2 مقدمة :

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

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

و يبدو المبنى فخماً من الخارج، يجمع ما بين عمارة القرن الماضي العريق وأناقة المعمار الحديث؛ وقد امتزج الاثنين ليوفر الفندق نمط جديد فوق العادة. ويتميز التصميم بوجود تراجعات معمارية بين الطوابق أعطى شكلا جماليا للمبنى.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لفيلا سكنية تقع في مدينة الخليل ,حيث أن المشروع عبارة عن كتله متكاملة, حيث يتكون المبنى من ثلاثة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب 504.22 متر مربع.

3-2 موقع المشروع :

ولتصميم أي مشروع فأنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء الفيلا عليه بدقة وعناية فائقة سواء كان ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة .ولذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن الموقع من الأرض التي سوف تقام عليها الفيلا وعلاقة الموقع بالخدمات المتوفرة والمحيطة و تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل الفيلا، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على الفيلا ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية. وتقع الفيلا السكنية في مدينة الخليل وقد تم تصميم الفيلا بما يتلاءم مع قطعة الأرض التي يقع عليها.

الشكل (2-1) الموقع العام لقطعة الأرض.

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار أرض لإقامة فيلا لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار أرض للفندق:

1.جغرافيه الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
2.شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
3.الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
4.أنماط المباني المحيطة: طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجارية ،صناعية، سكنية، أم خدماتية ...الخ.وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2-3-2 حركة الشمس و الرياح:

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

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

2-3-3 الرطوبة:

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

2-4 وصف الحركة:

تم تصميم الفيلا بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال الأدراج ، و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

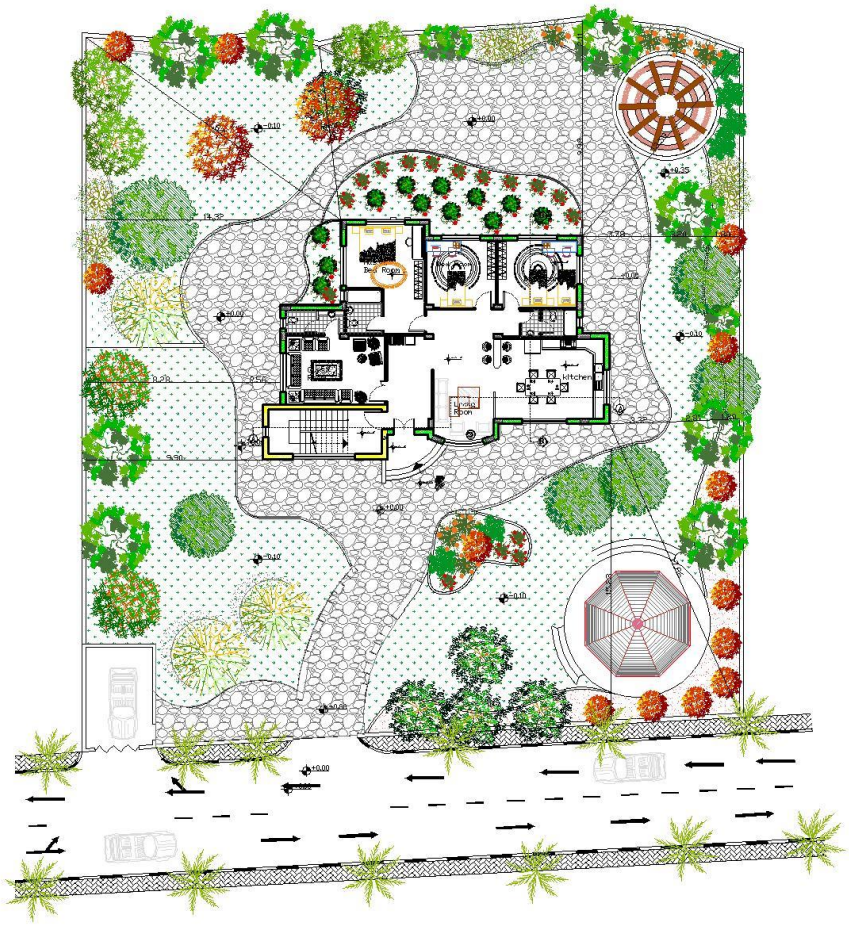
2-5 المداخل :

يحتوي المشروع على مدخل واحد وهو المدخل الجنوبي وهو المدخل الرئيسي للفيلا.

6-2 وصف طوابق المشروع :

يتكون المشروع من ثلاثة طوابق بمساحة إجمالية وقدرها 504.22 م^2، وهو عبارة عن مبنى ذو مرافق متعددة،والتوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين بعض الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.

site plane :

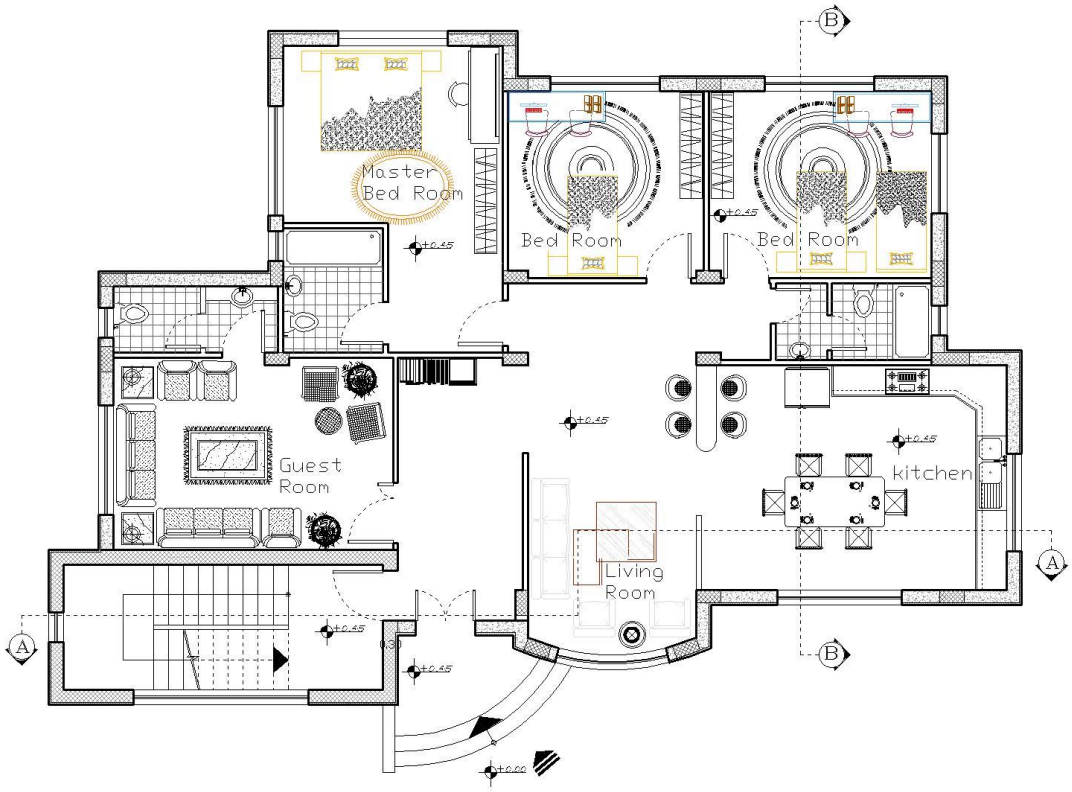


الشكل (2-2):الموقع العام للمشروع

2-6- 2الطابق الأرضي:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (الطابق الأرضي) 207.61 متر مربع, وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

مدخل رئيسي وغرفة نوم رئيسية وغرفتين نوم ثانوية وغرفة ضيوف ومطبخ وصالة معيشة وثلاث حمامات احدهم تابع لغرفة النوم الرئيسية وأخر تابع لغرفة الضيوف ومطلع درج للحركة الرأسية .

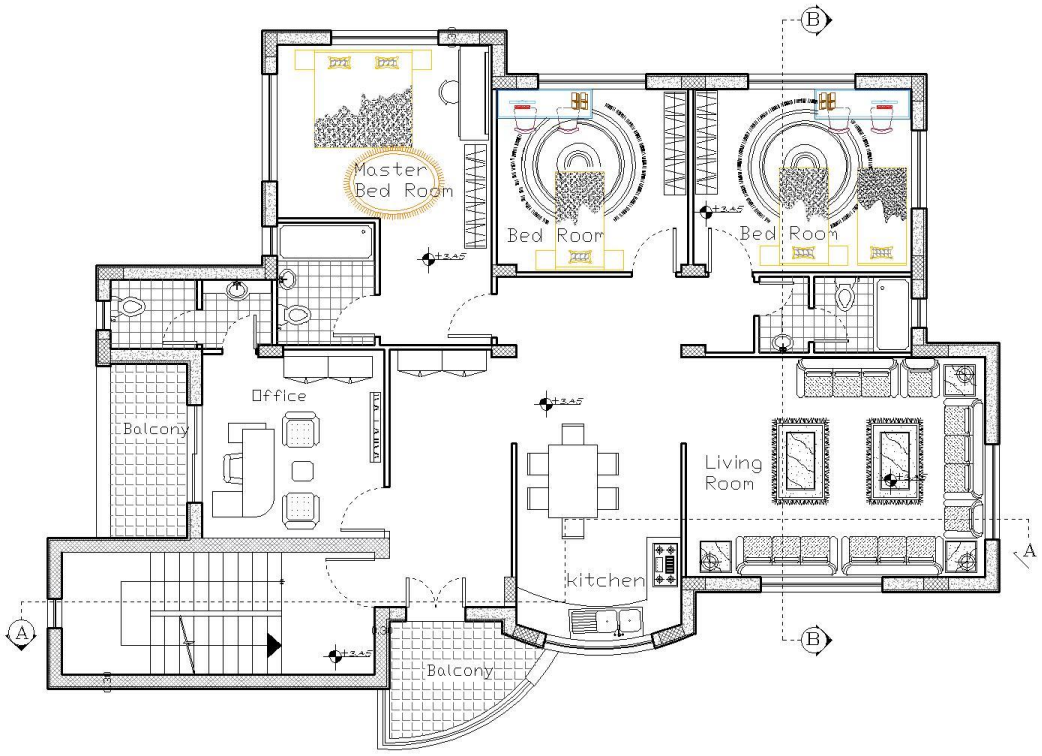


(4-2):المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

3-6-2 الطابق الأول:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (الطابق الأول) 207.61 متر مربع, وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

غرفة نوم رئيسية وغرفتين نوم ثانوية ومكتب ومطبخ وصالة معيشة وثلاث حمامات احدهم تابع لغرفة النوم الرئيسية وأخر تابع للمكتب وبلكونة تابعة للمكتب ومطلع درج للحركة الرأسية .

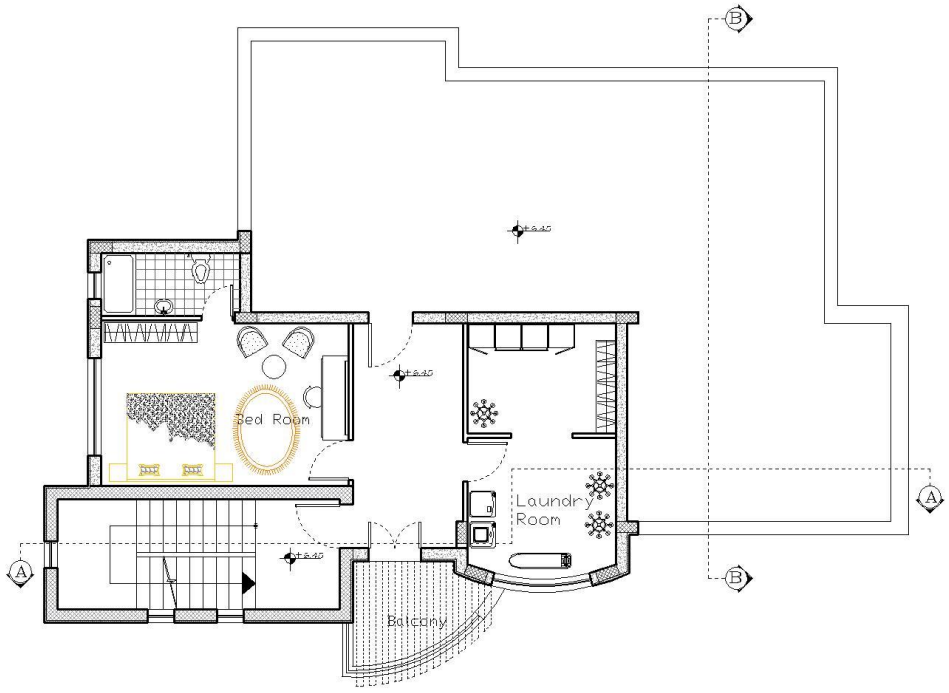


الشكل (2-5) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

2-6-7 الطابق الروف:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (الطابق الروف) 89 متر مربع, وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

غرفة نوم وغرفة غسيل وكوي وحمام تابع لغرفة النوم .

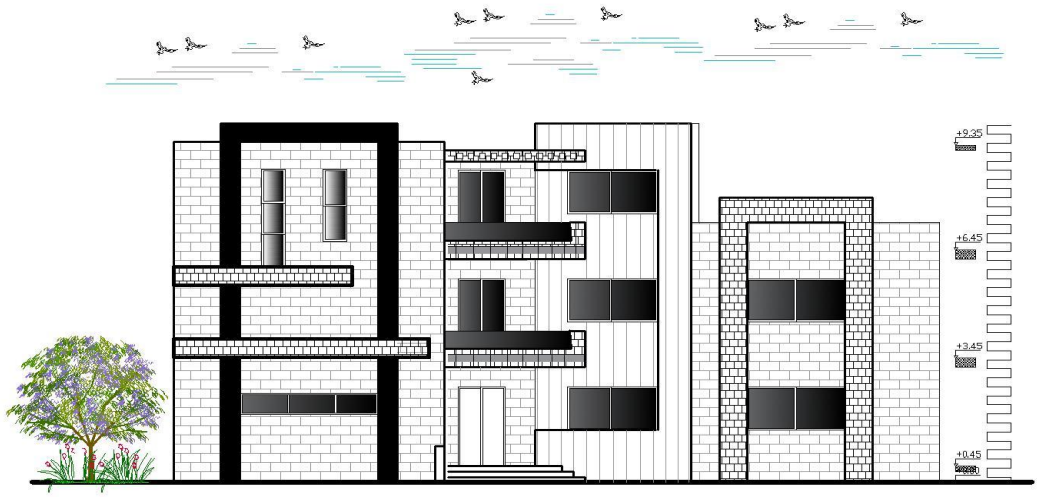


الشكل (2-7):المسقط الأفقي من الطابق الروف.

7-2 الواجهات :

2-7-2 الواجهة الجنوبية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للفيلا الشكل . والناظر لهذه الواجهة يرى التصميم المعماري للواجهات من حيث وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية, كما يلاحظ تعدد أنواع القطع الحجرية مما يميز الواجهة الرئيسية من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة الفيلا استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من الفيلا كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

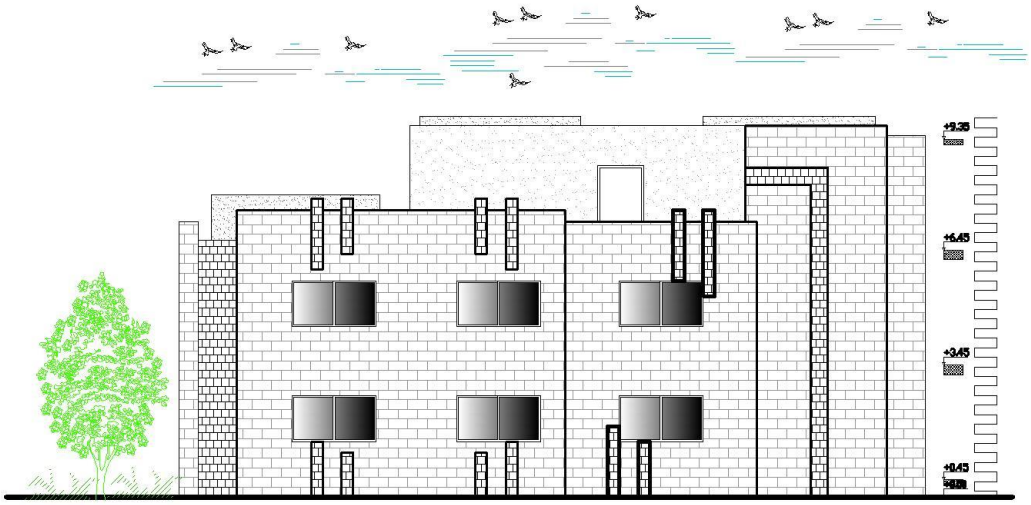


South Elevation

الشكل (2-9) :الواجهة الجنوبية.

2-7-1 الواجهة الشمالية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الخلفية للفيلا, حيث يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية, ويظهر في هذه الواجهة التراجعات المعمارية والذي يعطي الفيلا المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام عدة أنواع من الحجر.

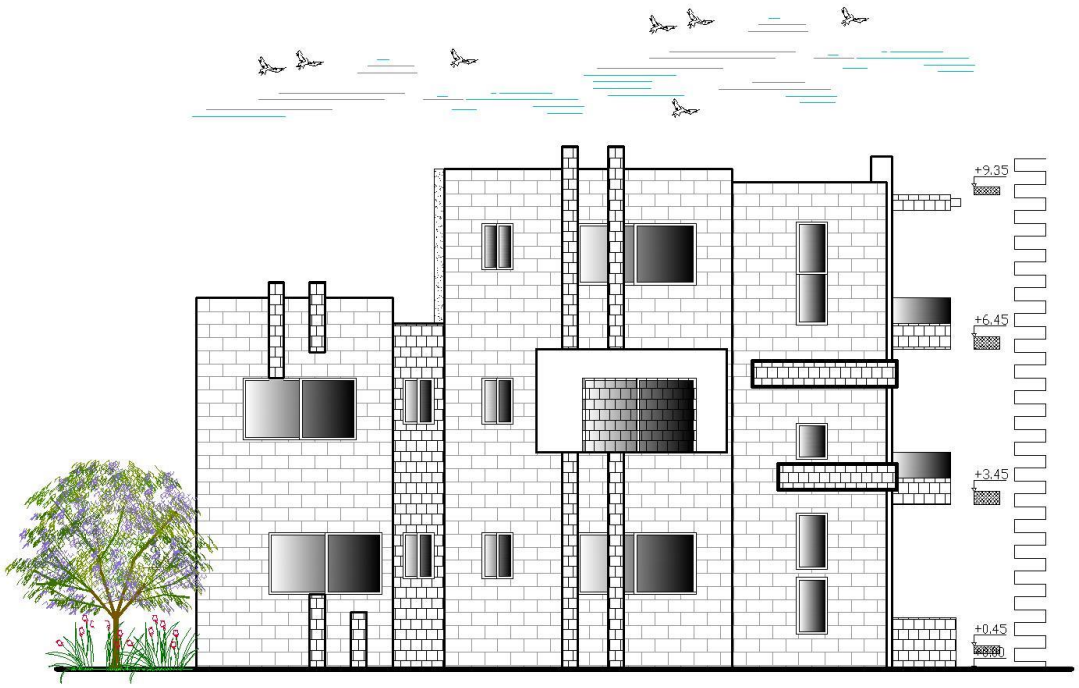


North Elevation

الشكل (2-8): الواجهة الشمالية.

3-7-2 الواجهة الغربية:

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها , حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح, كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية, ويظهر في هذه الواجهة التراجعات المعمارية والذي يعطي الفيلا المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام عدة أنواع من الحجر.

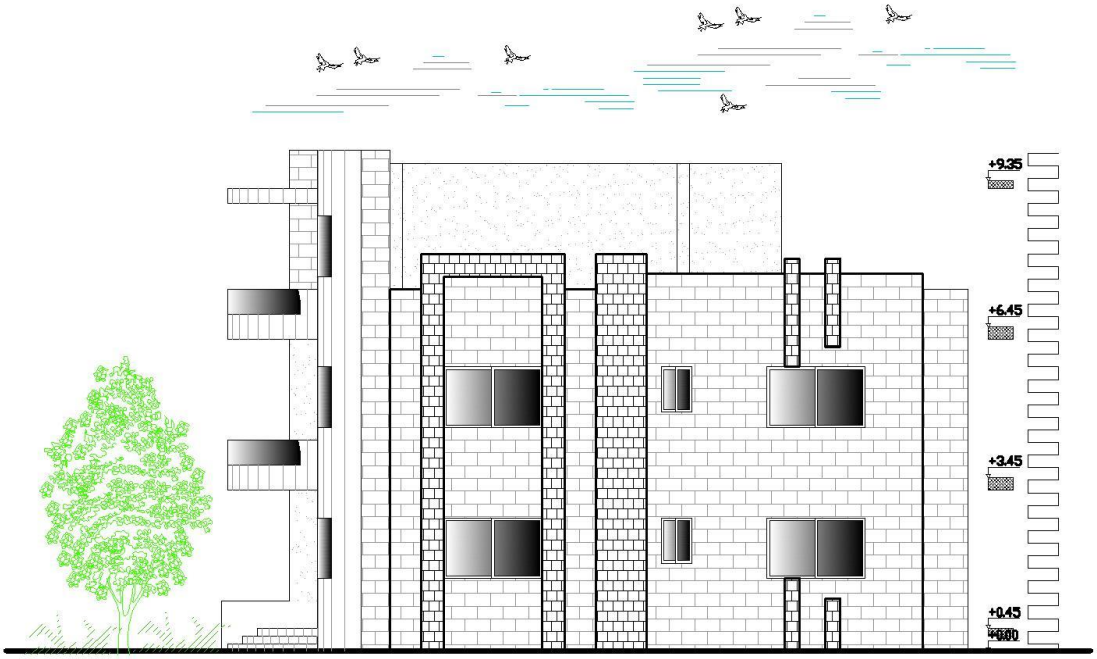


West Elevation

الشكل (2-10):الواجهة الغربية.

4-7-2 الواجهة الشرقية:

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها , حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح, كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية, ويظهر في هذه الواجهة التراجعات المعمارية والذي يعطي الفيلا المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام عدة أنواع من الحجر.

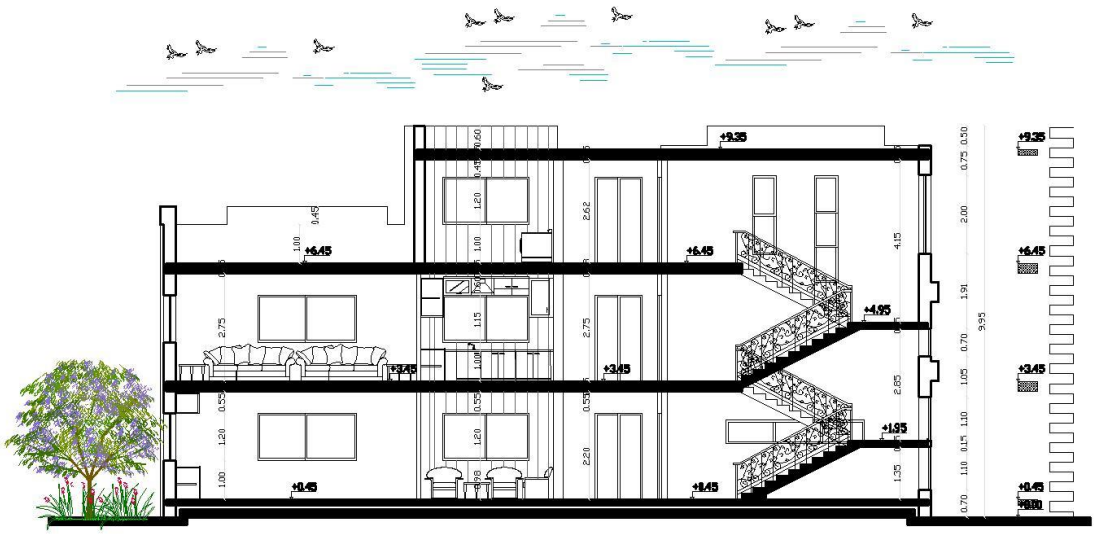


East Elevation

الشكل (2-11):الواجهة الشرقية.

2-8 المقاطع:

1-2-8 المقطع (A-A):



Section A–A

الشكل (2-12):المقطع A-A.

2-2-8 المقطع (B-B):

Section B-B

الشكل (2-13):المقطع B-B.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3-1 مقدمة.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 برامج الحاسوب.

3-1مقدمة:

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على الفيلا وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث تكون الفيلا آمنة، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:

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

- الأمان (Safety): حيث تكون الفيلا آمنة في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- التكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للفيلا بأقل تكلفة اقتصادية.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في الفيلا كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضر بمستخدمي الفيلا.
- الحفاظ على التصميم المعماري للفيلا.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. المرحلة الأولى :

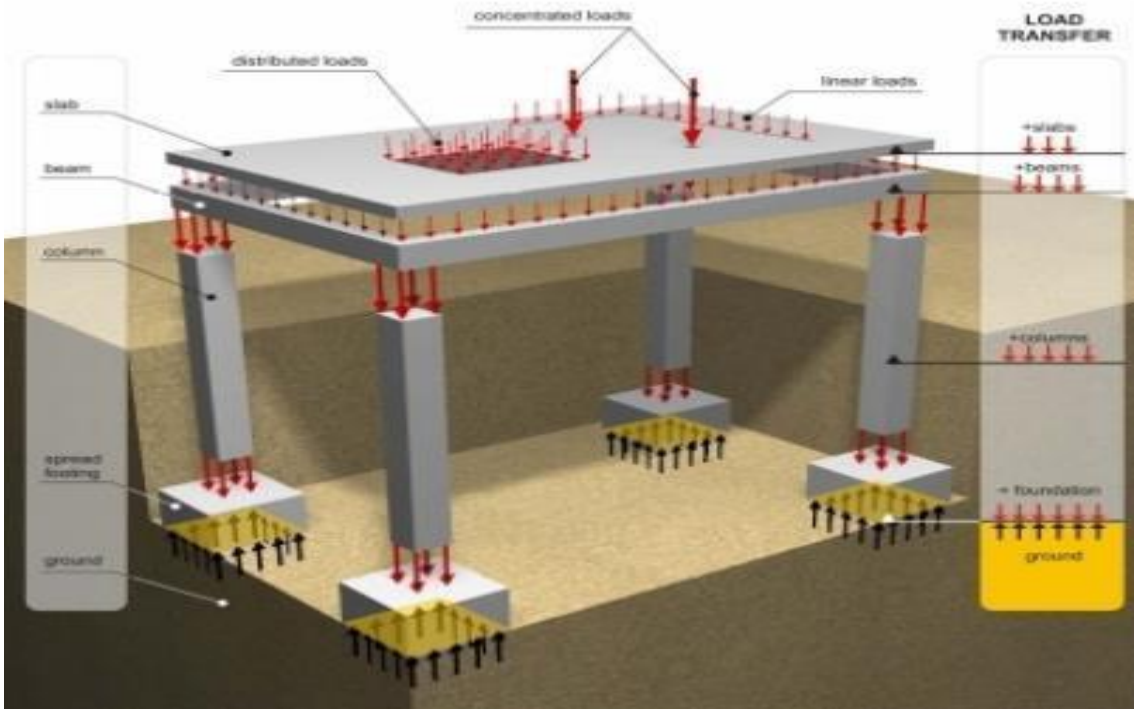
وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

2. المرحلة الثانية:

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

4-3 الأحمال:

هي مجموعة القوى المؤثرة على الفيلا وتقسم لعدة أنواع من الأحمال لا بد من حسابها بشكل دقيق من اجل دراسة وتصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال وتكون وظيفة النظام الإنشائي الذي تم اختياره نقل جميع الأحمال الأفقية أو الراسية التي يمكن أن تتعرض لها الفيلا إلى الأرض بأمان وفق مسار الأحمال حيث يتم نقل الأحمال من العقدات إلى الجسور وثم إلى الأعمدة وثم إلى الأساسات والتي بدورها تنقل الأحمال إلى الأرض، **<u>والشكل التالي يوضح مسار نقل الأحمال:-</u>**



الشكل (3-1): مسار نقل الأحمال Load path from structure to the ground.

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

3-4-1الأحمال الميتة:

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

(Partition load) =1.5kN/m²

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	17

جدول (3-1) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

3-4-2 الأحمال الحية:

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

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	المباني السكنية	2

جدول (3-2) : الأحمال الحية لعناصر المبنى.

3-4-3الأحمال البيئية :

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

3-4-3-1 أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

وسيتم اعتماد الكود الأمريكي (UBC 97) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية :

$$p = ce.\,cq.\,qs.\,\text{i}w$$

Where:

***p*: design wind pressure (psf or kN/m2)**

***ce*: combined height (ft or m)**

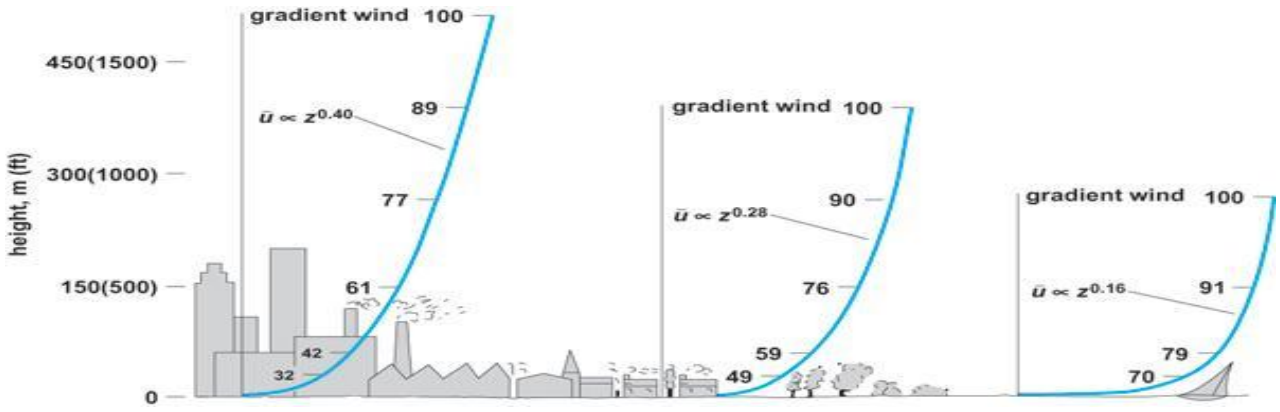
***cq*: pressure coefficient of structure.**

***qs*: The pressure manifesting on the surface of a building due to a mass of air with density moving at a velocity is given by Bernoulli's equation**

$$qs=\frac{1}{2}\rho v^2 \text{ ..... } (\frac{KN}{\text{m2}})$$

i*w*: Importance Factor.

*** Note That UBC = Uniform Building Code.**



الشكل (2-3) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

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

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

الارتفاع عن سطح البحر(h)(المتر)	احمال 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**

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع الفيلا عن سطح البحر،و الذي يساوي (970 م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$\mathbf{S_L = \frac{h-400}{400}}$$

$$\mathbf{S_L = \frac{920-400}{400}}$$

$$\mathbf{S_L = 1.3\ (\frac{KN}{m^2})}$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

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

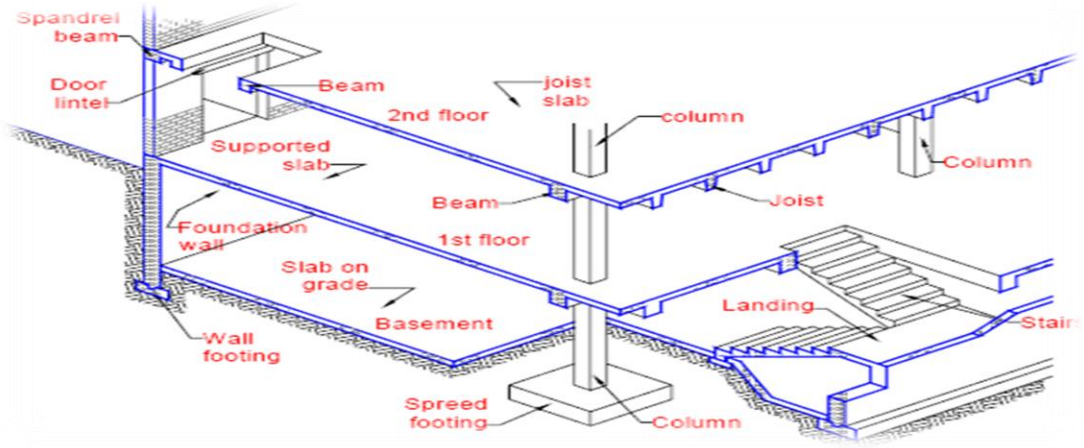
- حدود صلاحية الفيلا للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection).
- تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للفيلا.

5-3 الاختبارات العملية:

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

6-3 العناصر الإنشائية:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:- العقدات، الجسور، الأعمدة، جدران القص، الأدراج والأساسات



الشكل (3-3): توضيح لبعض العناصر ألإنشائية للمبنى.

<u>ويحتوى المشروع العناصر التالية:</u>

1-6-3 <u>العقدات</u> :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في الفيلا مثل الجسور، الأعمدة، الجدران، الدرج و الأساسات دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في الفيلا ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

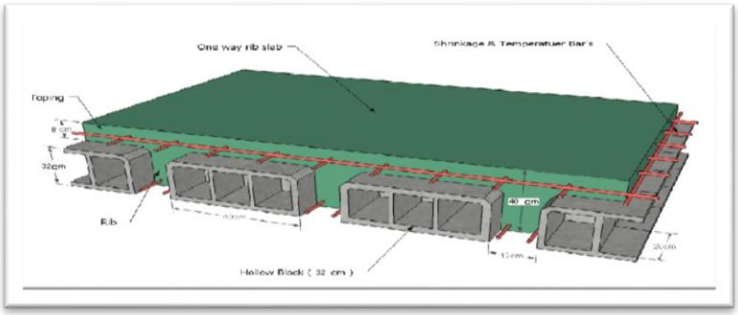
1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

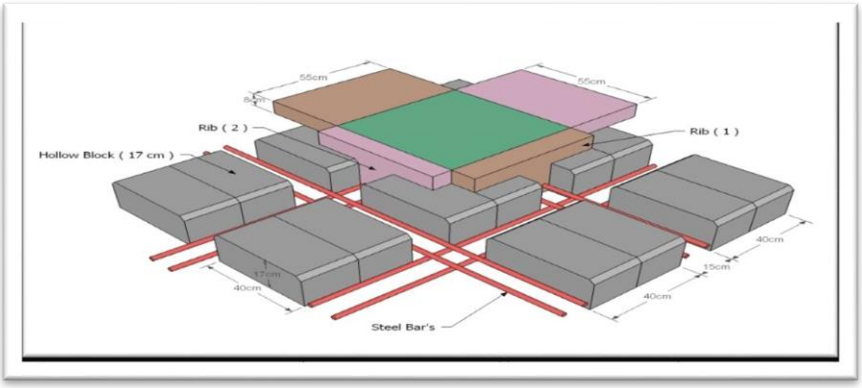
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-4).



الشكل(3-4) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

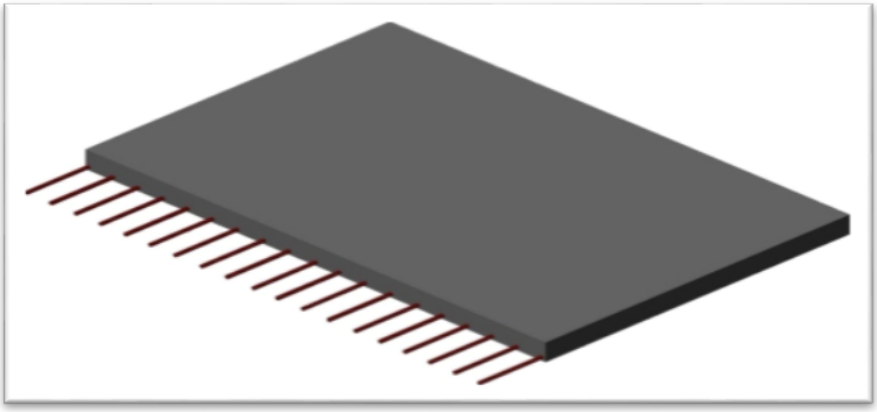
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-5).



الشكل(3-5) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

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

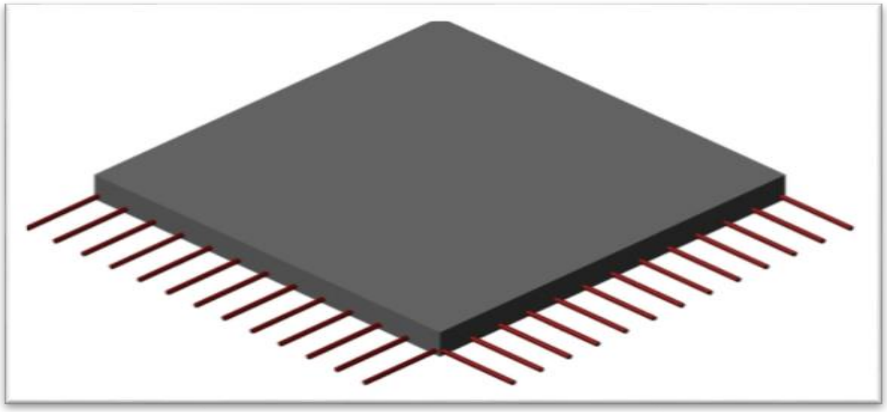
تستخدم في المناطق التي تتعرض للأحمال الحية كثيرا، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، كما في الشكل (3-6) .



الشكل (3-6) : العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

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

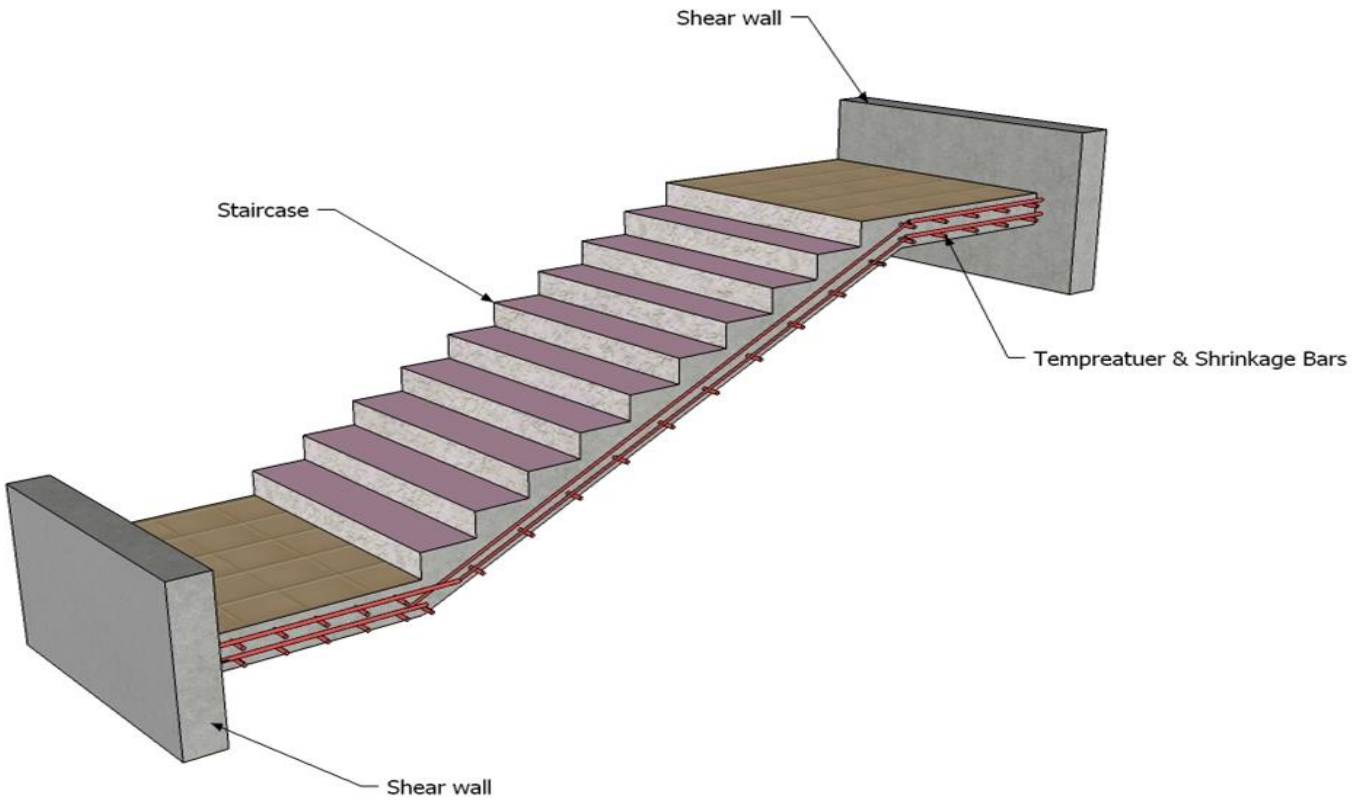
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-7).



الشكل (3-7) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدراج :

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر الفيلا، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (3-8).



الشكل (3-8): الدرج.

3-6-3 الجسور :

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

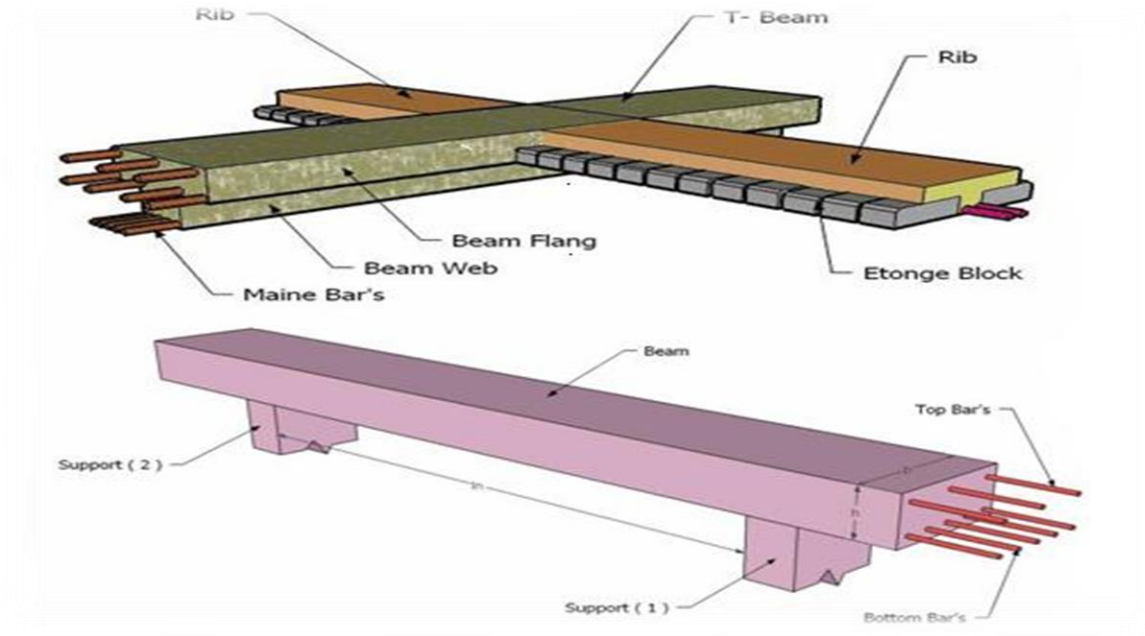
1- جسور مسحورة (Hidden Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

2- جسور ساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-sectionأوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-9) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



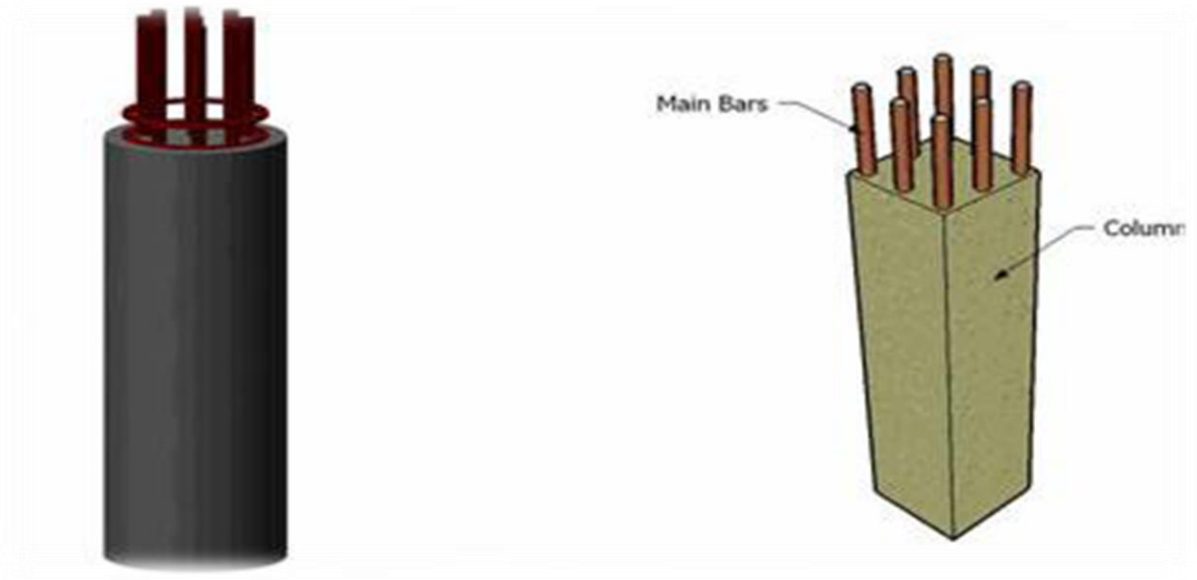
الشكل (3-9):أنواع الجسور.

4-6-3 الأعمدة:

هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في الفيلا، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

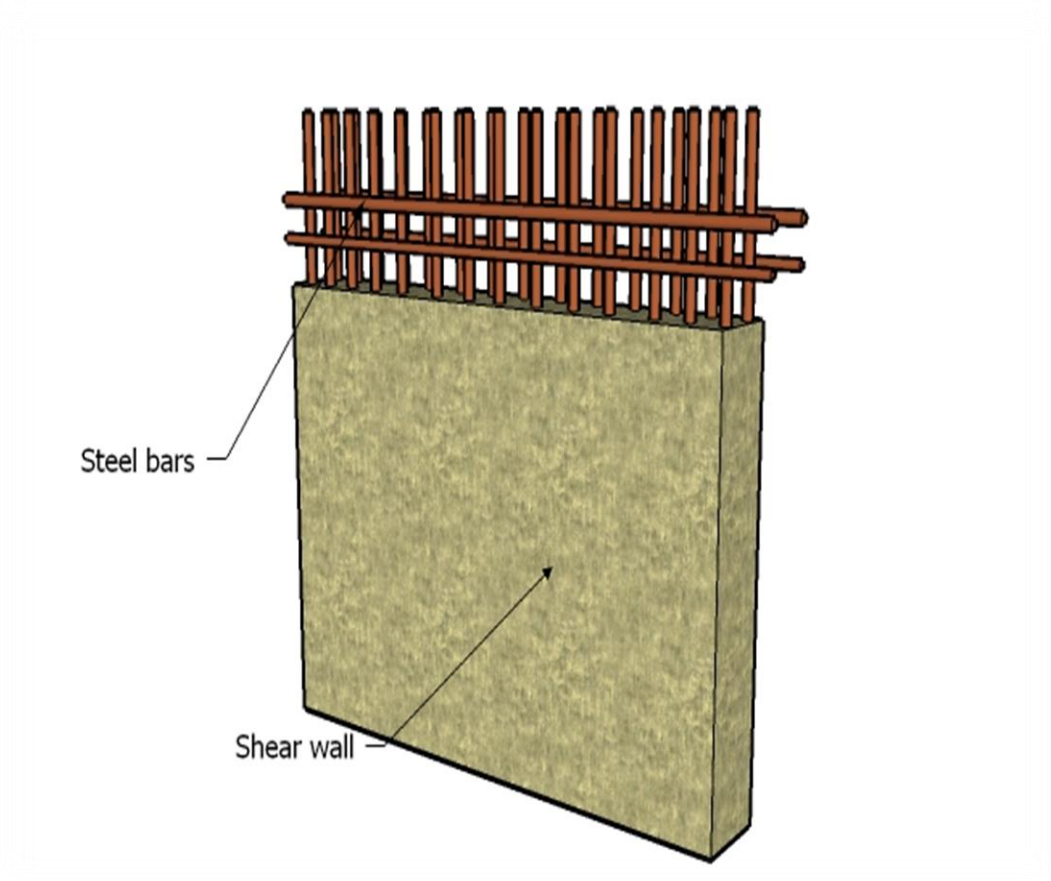
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاث أنواع وهي :- المستطيلة،الدائرية، والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدام النوع المستطيل كما هو مبين في الشكل (3-10).



الشكل (3-10) : أنواع الأعمدة.

3-6-5 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في الفيلا حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد تتعرض لها الفيلا نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في الفيلا لتوفير ثبات كامل للفيلا.



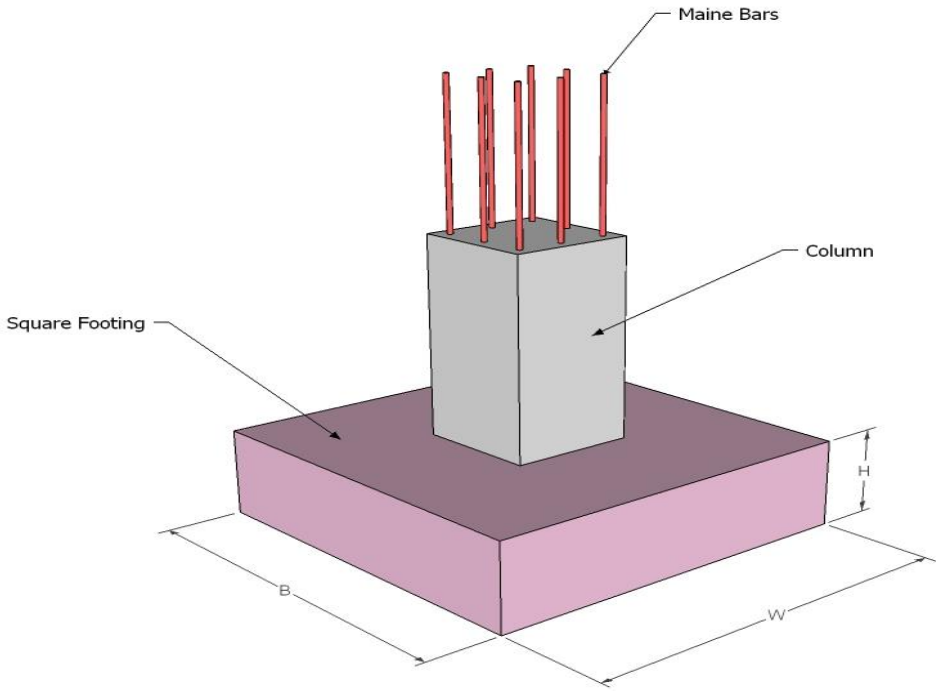
الشكل (3-11): يبين جدار قص مسلح.

6-6-3 الأساسات:

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

1- أساسات منفصلة (Isolated Foundation).
2- أساسات مزدوجة (Combined Foundation).
3- أساسات شريطية (Strip Foundation).
4- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

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



الشكل (3-12): الأساسات.

3-7 فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاومة لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m) في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم).

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2017) for Drawings Structural and Architectural.

2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

3. Microsoft Excel XP

4. Atir 12.

5. Google Sketch UP 2015.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1	Introduction	39
4-2	Design Method and Requirements	40
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	41
4-4	Design of Topping	43
4-5	Design of One Way Rib Slab	47
4-7	Design of Beam	68

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 rectangular section

but For circular 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 Non prestressed 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 (Simply supported)=L/16=440/16=27.5cm

$h_{min}$for (one end continuous)=L/18.5=330/18.5=17.84cm

$h_{min}$for (both end continuous)=L/21=476/21=22.67cm

$h_{min}$for (both end continuous)=L/21=387/21=18.43cm

$h_{min}$for (both end continuous)=L/21=457/21=21.76cm

$h_{min}$for (Cantilever)=L/8=180/8=22.5cm

Take h = 28 cm

20 cm block + 8 cm topping = 28cm

- **For Beam :**

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=90/18.5=4.9cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=385/21=18.33cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=165/21=7.86cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=488/21=23.24cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=83/21=3.95cm

$h_{min}$for (Cantilever)=L/8=155/8=19.4cm

Take h = 28 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.

- **Statically System For Topping :-**

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

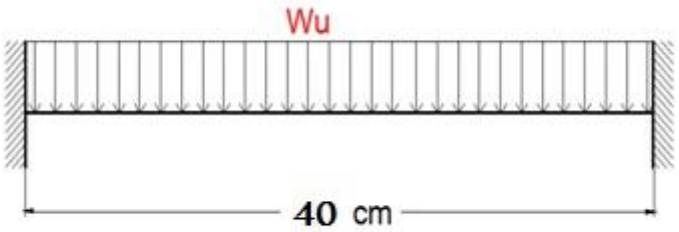


Fig 4.1: Topping Load.

✓ **Load Calculations:-**

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
5	Interior Partitions	2.2	
		Sum =	6.52KN/m

Table (4_2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L =2 KN/m^2

L_L =2 KN/m^2×1m=2KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×6.52 + 1.6×2 =11.024 KN/m

Check the strength condition for plain concrete, ø$M_{n \geq} M_{u,}$ where ø = 0.55

M_n = 0.42 λ $\sqrt{f_c'}$ S_m **(ACI 22.5.1, equation 22-2)** $S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} =$ $1066666.67\ mm^2$

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×$1066666.67 \times 10^{-6}$ =1.21KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.23$ KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.115$ KN. m (positive moment)

øM_n > M_u = 0.121 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

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

$As = 201.2mm^2/m > 144mm^2/m$

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.

3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5(20) = 330\text{mm}$ **ACI 10.6.4**

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

Check of shear strength:

$$V_u = \frac{W_u * L}{2} = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

$49 > 2.76$

∴ No shear reinforcement is required.

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=28cm < 3.5*12= 49 cm

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= 280 mm

⇒ t= 80 mm

⇒ d=350-20-10-12/2= 314 mm

➢ load Calculation:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.36 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.02*22*0.52 = 0.23 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.20*25*0.12 = 0.6 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.20*10*0.4 = 0.8 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.23 KN/m/rib
8	**partions**	2.3*0.52= 1.14 KN/m/rib
		Sum = 5.02 KN/m/rib

Table (4_3): Dead Load Calculation of Rib4.

Dead Load /rib = 5.02 KN/m

Live Load:-

Live load = $2KN/m^2$

Live load /rib = $2\ KN/m^2 \times 0.52m = 1.04\ KN/m$.

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

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

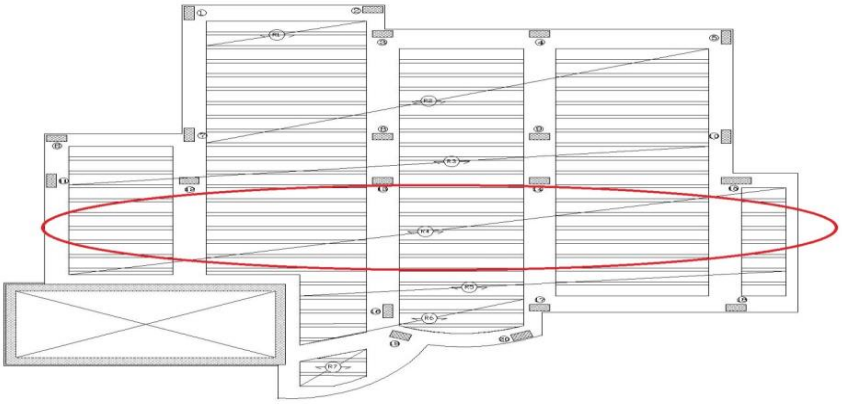
be= L / 4 =330/ 4 = 82.5cm

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

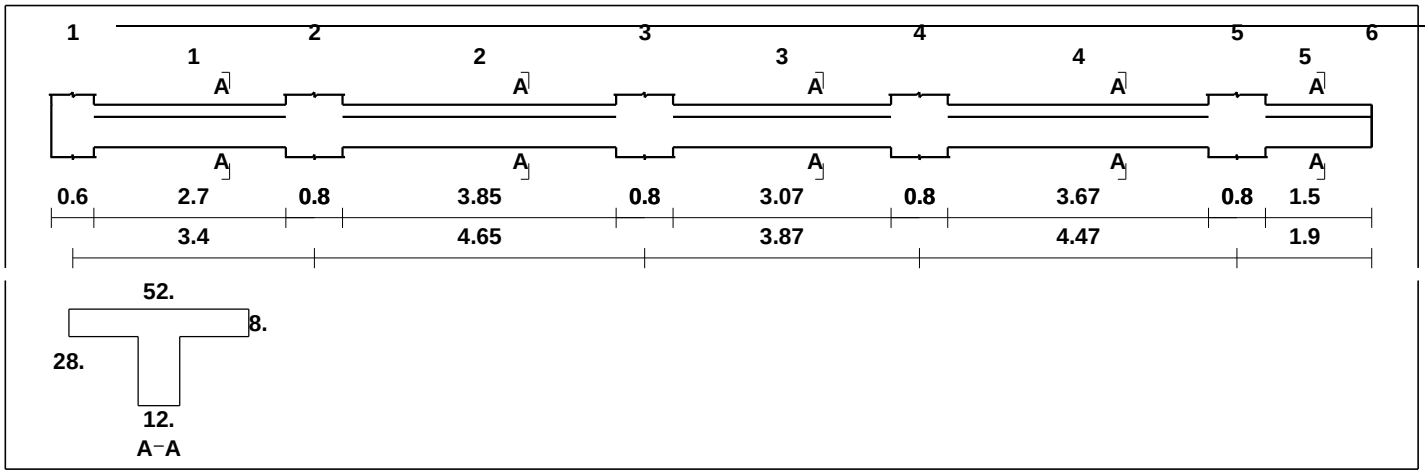
= $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm.

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

4.6 Design of Rib (R4):

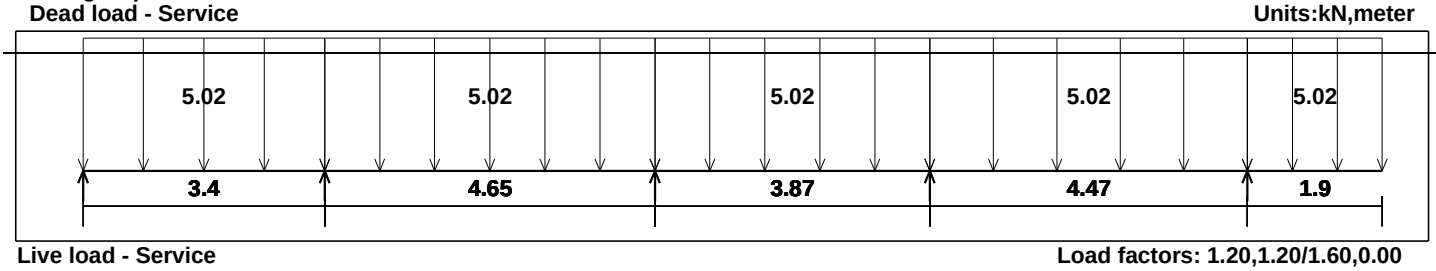


Using "**Atir**" software for the following values of the envelope moment and shear diagram:



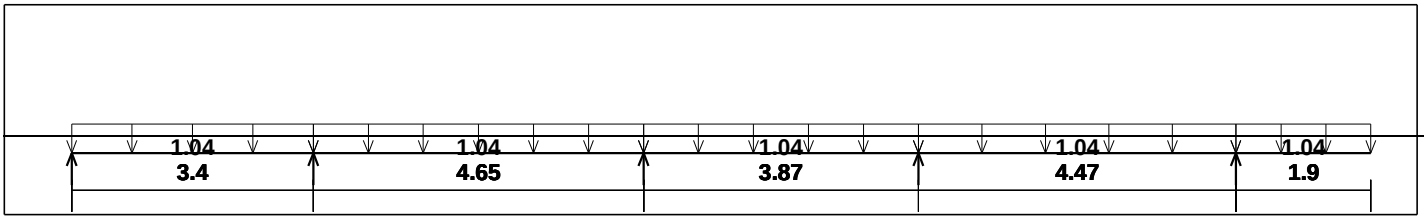
load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter

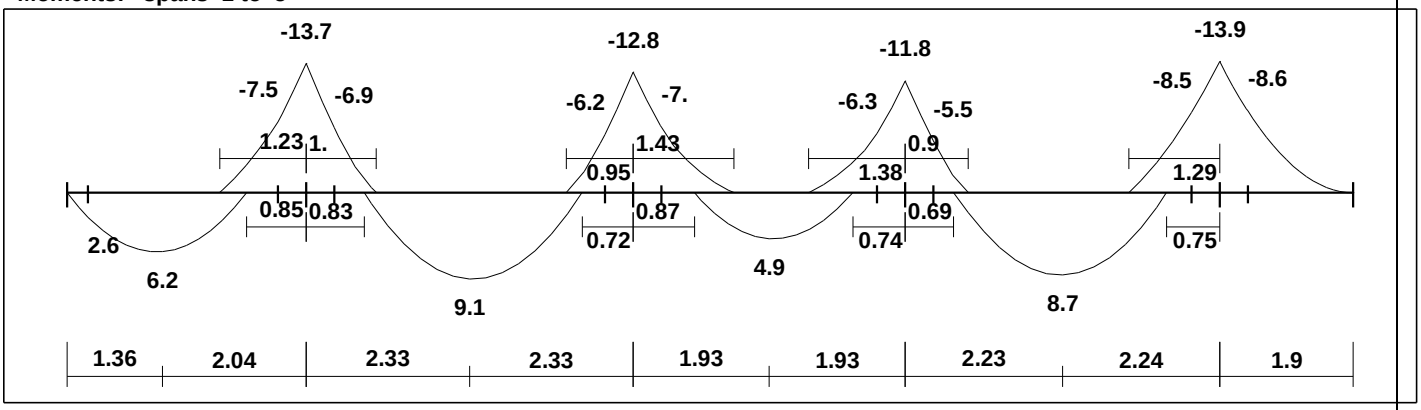


Live load - Service

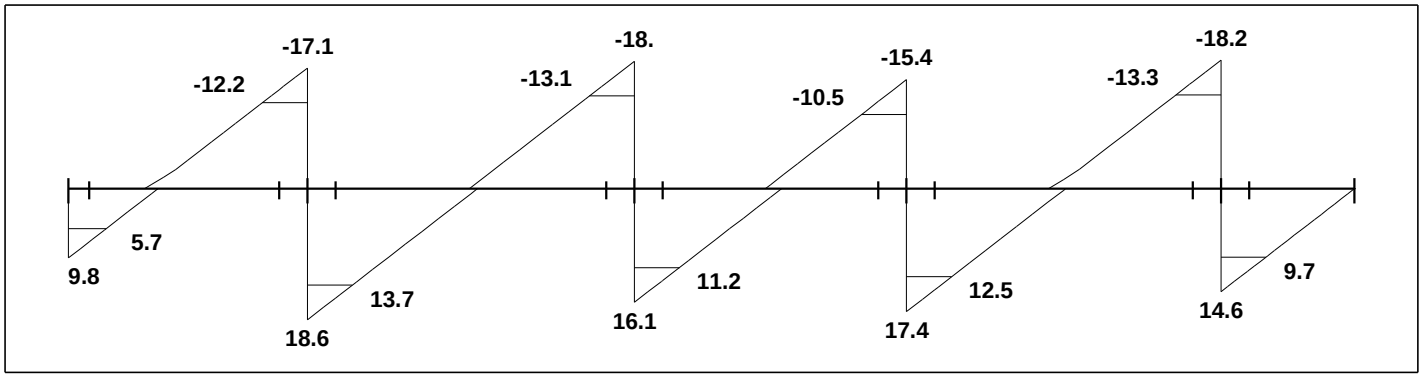
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Moments: spans 1 to 5

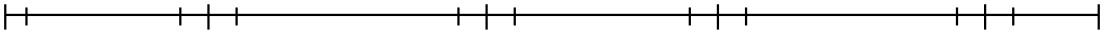


Shear



Reactions

Factored



DeadR	7.18	27.54	25.71	24.25	25.5
LiveR	2.63	8.14	8.43	8.58	7.32
Max R	9.81	35.67	34.14	32.83	32.82
Min R	6.54	30.47	27.97	25.82	28.42
Service					
DeadR	5.99	22.95	21.42	20.21	21.25

Moment & Shear Envelop of rib R15.

✓ Moment Design for (R 4):-

Design of Positive Moment for (Rib4):-(Mu=6.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(246 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 174.82\ \text{KN.m}$$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{6.2}{0.9}$ =6.9 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{6.2 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 246^2} = 0.22\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.22}{420}}\right) = 0.00053$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00053 \times 520 \times 246 = 67.8mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4mm^2$$ **controls**

As_{req}=67.8 mm^2 <As_{min}= 98.4mm^2 **OK**

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ =98.4/113= 0.9 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\ provided}$= 226 mm^2> As_{min} = 98.4 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$$

x= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53\ mm\text{^}2$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-10.53}{10.53}\right) = 0.067 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Positive Moment for (Rib4):-(Mu=9.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(246 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 174.82\ \text{KN.m}$$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{9.1}{0.9}$ = 10.11 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{9.1\times10^6}{0.9\times520\times246^2} = 0.32\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.32}{420}}\right) = 0.00077$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00077 \times 520 \times 246 = 98.5mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4mm^2$$ **controls**

As_{req}=98.5mm^2 >As_{min}= 98.4 mm^2 **OK**

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ =98.5/113= 0.9 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12,$A_{s,\ provided}$= 226mm^2> As_{min} = 98.5 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53\ mm\text{^}2$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-10.53}{10.53}\right) = 0.067 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Positive Moment for (Rib4):-(Mu=4.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(246 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 174.82\ \text{KN.m}$$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{4.9}{0.9} = 5.44$ KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{4.9\times10^6}{0.9\times520\times246^2} = 0.173\ Mpa$

m$= \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.173}{420}}\right) = 0.000414$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000414\times520\times246 = 52.96mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4mm^2$$ **controls**

$As_{req}=52.96mm^2 < As_{min}= 98.4mm^2$ **OK**

# of bars = $A_s / A_{s\ bar}$ =98.4/113= 0.9 * Note $A_{\Phi12}= 113mm^2$

Use 2ø 12 ,$A_{s,\ provided}$= 226mm² > As_{min} = 98.4 mm² …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53\ mm\text{^}2$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-10.53}{10.53}\right) = 0.067 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Positive Moment for (Rib4):-(Mu=8.7 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(246 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 174.82\ \text{KN.m}$$

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{8.7}{0.9} = 9.67$ KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{8.7\times10^6}{0.9\times520\times246^2} = 0.31\ Mpa$

m$= \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.31}{420}}\right) = 0.000744$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000744 \times 520 \times 246 = 95.2mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4mm^2$$ **controls**

As_{req}=95.2 mm^2 <As_{min}= 98.4mm^2 **OK**

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ =98.4/113= 0.9 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\ provided}$= 226mm^2> As_{min} = 98.4 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53\ mm\text{^}2$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-10.53}{10.53}\right) = 0.067 > 0.005$ **0*k***

Design for Negative Moment for (Rib4):- (Mu=-13.7KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.7\times10^6}{0.9\times120\times246^2} = 2.1 Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times2.1}{420}}\right) = 0.0053$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0053\times120\times246 = 156.5\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4 mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 156.5 mm>As,min=98.4 **OK**.

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ =156.5/113= 1.4 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\,provided}$= 226mm^2> As_{min} = 156.5 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f'_c} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm\text{^}2$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-45.65}{45.65}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for(Rib4):- (Mu=-12.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{12.8 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 246^2} = 1.96 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.96}{420}}\right) = 0.0050$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0050 \times 120 \times 246 = 147.6\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4 mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 147.6 mm>As,min=98.4 **OK**.

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ =147.6/113= 1.31 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\,provided}$= 226mm^2> As_{min} = 147.6 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm\text{^}2$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-45.65}{45.65}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for(Rib4):- (Mu=-11.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{11.8\times10^6}{0.9\times120\times246^2} = 1.81 Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.81}{420}}\right) = 0.00452$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00452\times120\times246 = 133.43\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4 mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 133.43 mm>As,min=98.4 **OK**.

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ =133.43/113= 1.2 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\,provided}$= 226mm^2> As_{min} = 133.43 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm\text{^}2$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-45.65}{45.65}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for(Rib4):- (Mu=-13.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.9 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 246^2} = 2.13 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.13}{420}}\right) = 0.0054$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0054 \times 120 \times 246 = 59.41\ mm^2$

Check for As min:-

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

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(246) = 86.1 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420}(120)(246) = 98.4 mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 159.41 mm>As,min=98.4 **OK**.

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ =159.41/113= 1.41 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Use 2ø 12 ,$A_{s,\,provided}$= 226mm^2> As_{min} = 159.41 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm\text{^}2$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{246-45.65}{45.65}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ **Shear Design for (R 4):-**

V_u at distance d from support= 13.7 KN

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

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 246 \times 10^{-3} = 26.51\ KN$

øV_c =0.75×26.51 =19.88 KN

0.5 ø V_c =0.5×19.88 =9.94 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c

V_u< ø V_c

∴ No shear reinforcement is required.

50.24 = 100.5 mm^2 ×Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , A_v = 2

$$= \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s Av,min}{fyt \quad S}$$

$$= \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120}{420} = 0.08928m\frac{Av,min}{S}$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{bw}{fyt} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{420} = 0.0952 \ Control\frac{Av,min}{S}$$

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 250 mm

4.7: Design of beam(4)

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

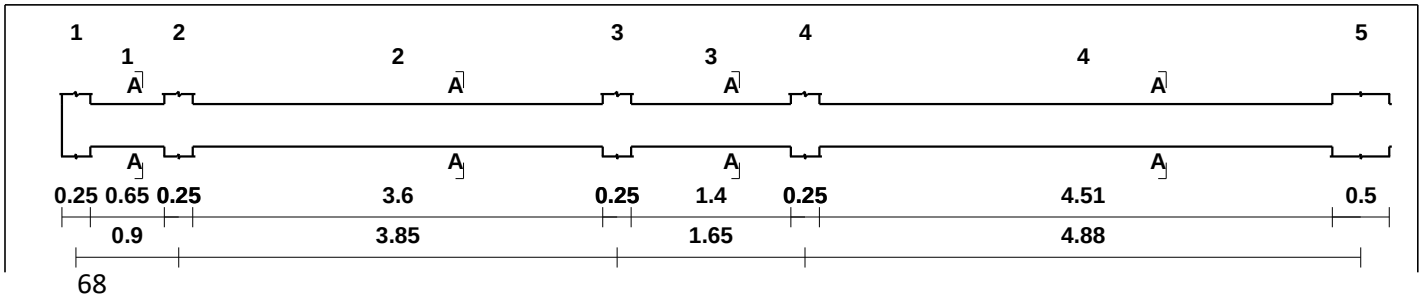
❖ **Section :-**

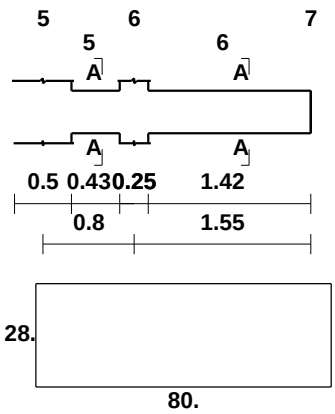
⇒ B = 80 cm

⇒ h= 28 cm

⇒ d=280-40-8-18/2= 223m.

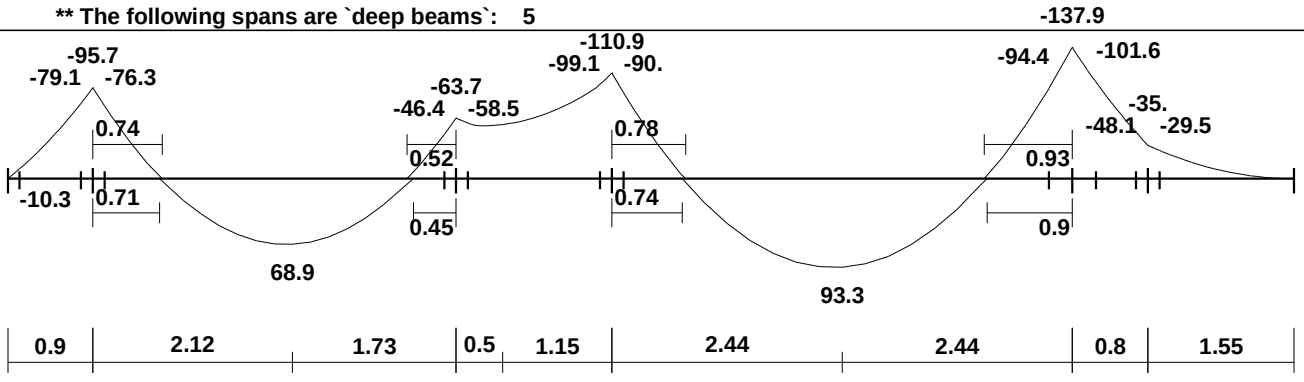
➢ **Statically System and Dimensions:-**



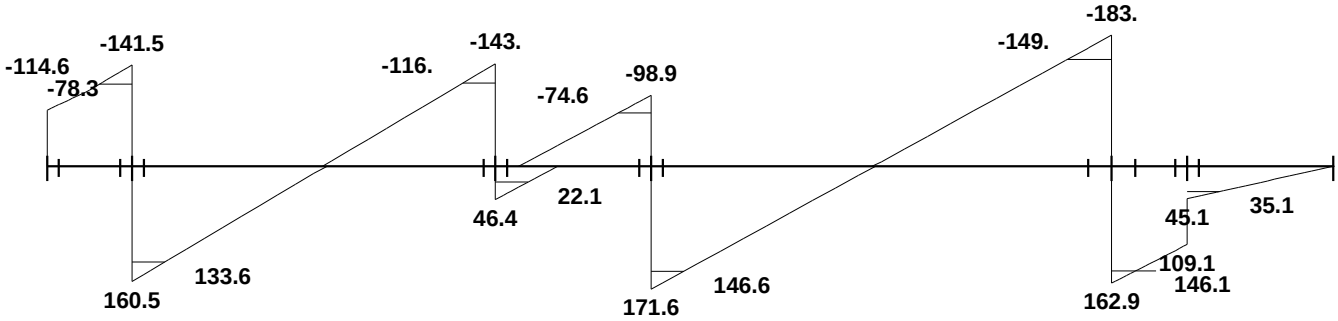


Moments: spans 1 to 6

** The following spans are `deep beams`: 5



Shear



Reactions

Factored

DeadR	-55.23	236.08	133.25	200.36	259.34 -36.95
LiveR	-23.05	66.01	56.14	70.13	86.59 -34.61
Max R	-47.34	302.09	189.4	270.49	345.93 -15.71
Min R	-78.27	242.84	127.15	202.07	255.64 -71.55
Service					
DeadR	-46.02	196.73	111.04	166.97	216.12 -30.79
LiveR	-14.41	41.26	35.09	43.83	54.12 -21.63
Max R	-41.09	237.99	146.13	210.8	270.23 -17.52
Min R	-60.43	200.96	107.23	168.04	213.81 -52.42

Statically System and Loads Distribution of Beam (B4).

✓ Moment Design for (B4):-

Flexural Design of Positive Moment for(B4):(Mu=68.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

Determine of $M_{n,max}$

d =280 – 40 - 8 – 14\2 = 225 mm

$$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.225 = 96.43\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 96.43 * 0.85 = 81.97\ mm$$

Mn_{max}= 0.85∗ f'_c ∗a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*81.97*800*(225-81.97/2) *10^{-6}

= 246.17 KN.m

Mn_{max} = 0.85* 246.17 = 209.245 KN.m > 68.9 KN.m .∅

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{68.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 225^2} = 1.9\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.9}{420}}\right) = 0.00476$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00476\times800\times225 = 856.8\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required} = 858.104\ mm^2 > As_{min} = 600\ mm^2$ **OK**.

# of bars = $A_s / A_{s\ bar}$ =856.8/154= 5.564 * Note $A_{\Phi 14}$= 154mm²

Use 6ø 14 ,$A_{s,\ provided}$=924mm² > As_{min} = 856.8 mm² …. Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times14)}{5} = 131.2\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{924\times420}{0.85\times800\times24} = 23.8\ mm$

$C = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{22.39}{0.85} = 28\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{225-28}{28}\right) = 0.0211 > 0.005$$ ***0k***

Flexural Design of Positive Moment for(B4):-(Mu=93.3 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{93.3\times10^6}{0.9\times800\times225^2} = 2.56 Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times2.56}{420}}\right) = 0.006535$

$A_s = \rho.b.d = 0.006535\times800\times225 = 1176.3\ mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required} = 1176.3 mm^2 > As_{min} = 600\ mm^2$ **OK**.

# of bars = $A_s / A_{s\ bar}$ =1176.3/201= 5.85 * Note $A_{\Phi 16} = 201 mm^2$

Use 6ø 16 ,$A_{s,\ provided} = 1206 mm^2 > As_{min} = 1176.3\ mm^2$ …. Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times16)}{5} = 120.8\ mm > d_b = 16 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1206 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 31.04\ mm$

$C = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{31.04}{0.85} = 36.52\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{224-36.52}{36.52}\right) = 0.0154 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Negative Moment for(B4):-(Mu=-95.7 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{95.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 225^2} = 2.63 Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.63}{420}}\right) = 0.00673$

$A_s = \rho.b.d = 0.00673 \times 800 \times 225 = 1211.4\ mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required} = 1211.4 mm^2 > As_{min} = 600\ mm^2$ **OK**.

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 1211.4/201 = 6.03$ * Note $A_{\Phi 16} = 201 mm^2$

Use 7ø 16 ,$A_{s,\ provided} = 1407 mm^2 > As_{min} = 1211.4\ mm^2$ …. Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(7\times16)}{6} = 98\ mm > d_b = 16 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1407 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 36.21\ mm$

$C = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{36.21}{0.85} = 42.6\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{224-42.6}{42.6}\right) = 0.013 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Negative Moment for(B4):-(Mu=-63.7 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{63.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 225^2} = 1.75 Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.75}{420}}\right) = 0.0044$

$A_s = \rho.b.d = 0.0044 \times 800 \times 225 = 792\ mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required} = 792 mm^2 > As_{min} = 600\ mm^2$ **OK**.

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 792/154 = 5.143$ * Note $A_{\Phi 14} = 154 mm^2$

Use 6ø 14 ,$A_{s,\ provided} = 924 mm^2 > As_{min} = 792\ mm^2$ …. Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times 15)}{5} = 131.2\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{924 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 23.8\ mm$

$C = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{23.8}{0.85} = 28\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{225-28}{28}\right) = 0.0211 > 0.005$ **$0k$**

Flexural Design of Negative Moment for(B4):-(Mu=-110.9 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{110.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 225^2} = 3.043\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 3.043}{420}}\right) = 0.0079$

$A_s = \rho.b.d = 0.0079 \times 800 \times 225 = 1422\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required} = 1422mm^2 > As_{min} = 600\ mm^2$ **OK**.

# of bars = $A_s / A_{s\ bar}$ =1422/254= 5.6 * Note $A_{\Phi 18} = 254mm^2$

Use 6ø 18 ,$A_{s,\ provided} = 1524mm^2 > As_{min} = 1422\ mm^2$ …. Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times18)}{5} = 118.4\ mm > d_b = 18 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1524 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 39.221\ mm$

C$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{39.221}{0.85} = 46.14\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{223-46.14}{46.14}\right) = 0.0115 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B4):-(Mu=-137.9 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{137.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 225^2} = 3.8\ Mpa$$

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

ρ$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 3.8}{420}}\right) = 0.0101$

A_s = ρ.b.d = 0.0101×800×225 = 1818 mm^2

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 225 = 524.891 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 225 = 600\ mm^2$ **Controls**

$A_{s,required}$= 1818mm^2 > As_{min} =600 mm^2 **OK**.

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ =1818/254= 7.2 * Note $A_{\Phi 18}$= 254mm^2

Use 8ø 18 ,$A_{s,\ provided}$= 2032mm^2> As_{min} = 1828.6 mm^2 …. Ok

Check spacing :-

S $= \frac{800-40*2-20-(8\times18)}{7} = 79.43\ mm > d_b = 18 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2032 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 52.3\ mm$

C$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.3}{0.85} = 61.53mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-C}{C}\right) = 0.003\left(\frac{223-61.53}{61.53}\right) = 0.0079 > 0.005$ **0*k***

Shear Design for (B 4):-

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

Reinforcement.

A_v = 4* 50.3 = 201.2 mm^2 ×Use stirrups (4 leg stirrups) ø 8/ 150 mm

V_u = 149 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 223 = 145.663$ KN

Φ V_c= 0.75*145.663=109.25 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75* ($\frac{1}{3}$)*800*223*10^{-3} = 44.6 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥ 0.75 ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}$) * bw * d = 0.75*($\frac{\sqrt{24}}{16}$) * 800 * 223*10^{-3} = 40.97 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

109.25 <149≤ 153.85

Use 4 legΦ8 @150mm

$V_s = V_n - V_c = \frac{149}{0.75} - 145.663 = 53.004$KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{201.2 * 420 * 223}{53.004 * 1000} = 355.53\, mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{223}{2} = 111.5\, mm \qquad \boldsymbol{control}$$

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

Use (4 leg stirrups) Φ 8 @150mm

4.8: Design of Column(C2)

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Load Calculation:

$P_u = 967.85$ KN

$$P_{nreq} = \frac{967.85}{0.65} = 1489 \text{ KN}$$

Use $\rho = \rho * g = 2\%$

$P_n = 0.8 * [0.85 * fc' * (Ag - As) + Fy * As]$

Ag = 5867.4 mm^2

Use 0.5*0.3 m with Ag = 150000 mm^2 Ag_{req}

Check Slenderness Effect:

In 0.5m-Dirction

$\frac{K*Lu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2}$ ..... ACI - (10.12.2)

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.00 m

$\frac{M1}{M2}$ =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$\frac{K\,Lu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} < 40$ ..... ACI - (10.12.2)

$\frac{1*3}{0.3*0.5} = 20 < 22 < 40$

∴short column in 0.5m direction

In 0.30 m-Direction

$\frac{K*Lu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2}$ ..... ACI - (10.12.2)

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.00 m

$\frac{M1}{M2}$ =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$\frac{K\,Lu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} < 40$ ..... ACI - (10.12.2)

$\frac{1*3}{0.3*0.3} = 33.33 > 22 < 40$

∴Long column in 0.5m direction

$EI = 0.4\frac{E_c\,I_g}{1+\beta_d}$ ..... ACI 318 - 05

$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.204\ Mpa$

$\beta_d = \frac{1.2\ DL}{P_u} = \frac{1.2 * 603.64}{1000} = 0.72$

$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.5 * 0.3^3}{12} = 0.00113\ m^4$

$EI = 0.4 * \frac{23025.204 * 0.00113}{1 + 0.72} = 6.1\ KN.m^2$

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K\,Lu)^2}$ ..... ACI 318 - 05

$P_c = \frac{3.14^2 * 6.1}{(1*3)^2} = 6.7\ KN$

$C_m = 0.6 + 0.4(\frac{M1}{M2})$ ..... ACI 318 - 14

$C_m = 1$ .....According to ACI 318 - 05

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75\ P_c}} \geq 1$ ..... ACI 318 - 1

$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{1}{0.75*6.7}} = 1.25 \geq 1$

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

$e = e_{min} * \delta_{ns}$ = 24*1.25 = 30 mm

$\frac{e}{h} = \frac{30}{300} = 0.1 \leq 0.1$

$\frac{\gamma}{h} = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 25}{300} = 0.58$

From Interaction Diagram

$\frac{\phi P_n}{A_g} = \left(\frac{967.85 * 1000}{300 * 500}\right) * 0.145 = 0.94\ Ksi$

ρg = 0.01

As = ρ*Ag = 0.01*500*300 = 1500 mm^2 **OK**

use $10\phi 14$

With As = 1540 mm^2 > 1500 mm^2 **OK**

Check for spacing between the bar

$S = \frac{500-2*40-2*10-4*14}{3}$

S =114.67 mm ≥ 40 mm ≥ 1.5db = 21 mm **OK**

Design of the Tie Reinforcement:

S ≤ 16 db (longitudonal bar diameter) ..... ACI - 7.10.5.2

S ≤ 48 dt (tie bar diameter)

S ≤ Least dimension

S ≤ 16 db $= 16 * 1.4 = 22.4\ cm$

S ≤ 48 dt $= 48 * 1.0 = 48\ cm$

S ≤ Least dimension $= 30$ cm

use ϕ10@ 20cm

4.9: Design of Footing.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Design of Isolated footing (F1)

load calculation :

From column :

$P_u = 967.85$ KN

Soil density =18 KN/m^3 soil depth = 0.40 m surcharge = 5 KN/m^2

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

Assume footing to be about (40 cm) thick

$A = \frac{\text{force service}}{\text{qall,,net}} = \frac{503.03 + 227.68}{400 - 0.4*18 - 0.4*25 - 5} = 2.1$ m2.

A = L^2 ➔ L = $\sqrt{A}$ = $\sqrt{2.1}$ = 1.45 m **Take L=1.50 m.**

***Depth of footing and shear design:

$P_u = 967.85$ KN

$q_u = \frac{967.85}{1.5*1.5}$= 430.16 KN/m3

shear Design : Check one-way shear (Beam shear)

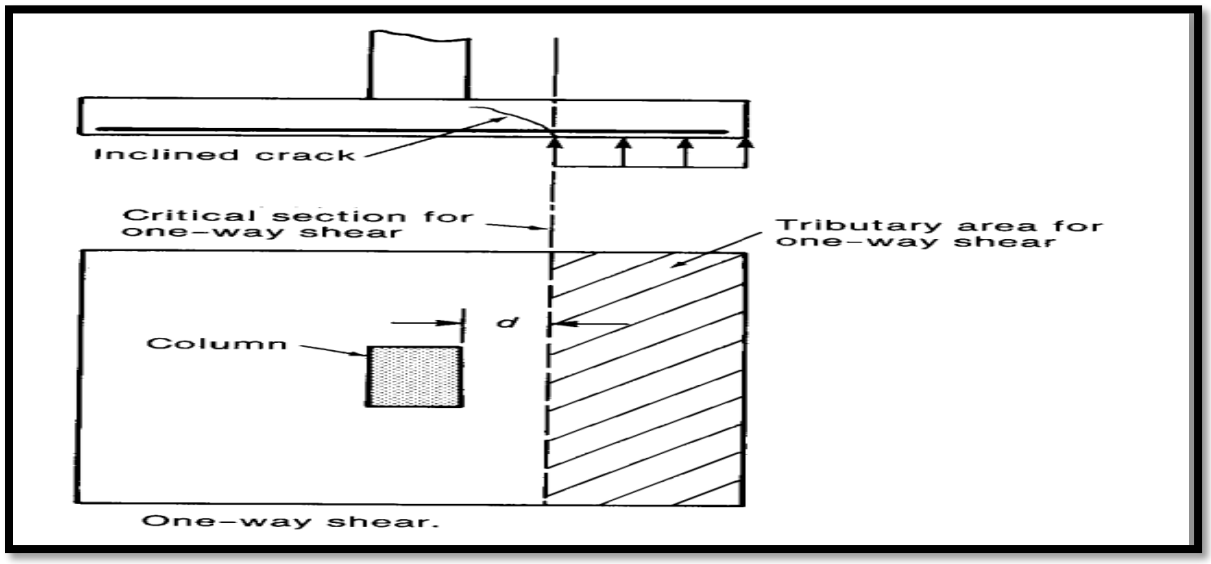


Figure (4-2): one way shear (beam shear for isolated footing)

V_u at distance d from the face of support :

$V_u = q_u * b (\frac{L}{2} - \frac{a}{2} - d) = 430.16*1.5* (\frac{1.5}{2} - \frac{0.6}{2} - d)$ let Vu=ΦVc , (Φ=0.75)

$V_u = (\frac{1}{6})\sqrt{fc'}$ bw * d = $(\frac{1}{6}) *\sqrt{24}$ * 1500.0 * d

$430.16*1.5*(\frac{1.5}{2} - \frac{0.6}{2} - d) = 0.75* (\frac{1}{6})*\sqrt{24}$ * 1500 * d ➔ dreq=0.186

d aval = 400-75-14= 311mm = 0.311m >dreq =0.186 m …. **Ok**

check Tow –way shear (punching shear) :

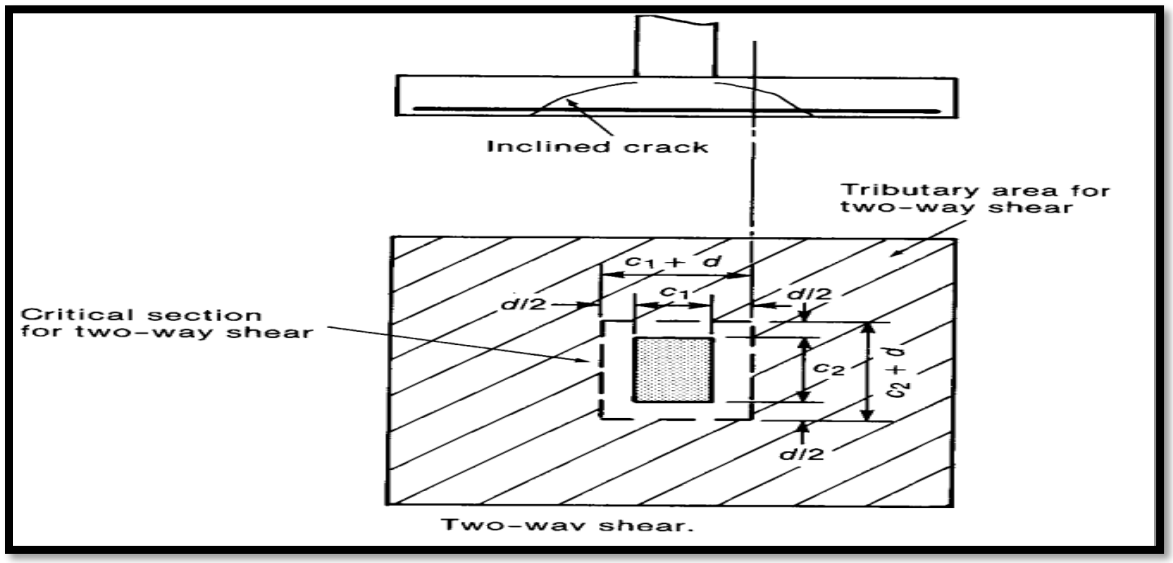


Figure (4-3): Tow- way shear (punching shear)

Let Vu=ΦVc, (Φ=0.75)

Vu = 430.16(1.5*1.5 - (0.5 + 0.311)(0.6+0.311)) = 650.05 KN

$\beta = \frac{500}{400} = 1.25$, b0 = 2(0.5 + 0.311)+ 2 (0.5 + 0.311) = 3.244 m

$Vc = (\frac{1}{6})(1+\frac{2}{\beta})\sqrt{fc'} * b0 * d$ where $(\frac{1}{6})(1 +\frac{2}{1.25}) = 0.433$

$Vc=(\frac{1}{12})*(\frac{\alpha s * d}{bo}+ 2)\sqrt{fc'} * b0 * d$ where $(\frac{1}{12})*((\frac{40*0.311}{3.244}) + 2) = 0.49$

Vc= $(\frac{1}{3})\sqrt{fc'}$ * b0 * d where $(\frac{1}{3})$ = 0.333 …. **Control**

Vc= 0.3 * $\sqrt{24}$ * 3244 * 311 * 10^{-3} = 1482.751 KN

ΦVc = 1482.751*0.75 = 1112.1 KN > Vu=650.05 KN…….**OK**

Design for flexural in both direction:

Take steel bars of Φ14

L= 1.5m h=40 mm d= 311 mm fc' =24 MPa fy=420 MPa

Rn=$\frac{Mu}{\Phi bd^2}$ = $\frac{967.85*10^6}{0.9*1500*718^2}$= 1.4 MPa.

ρ= $\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}})$ = $\frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.4}{420}})$=0.0035

As = ρ * b * d = 0.0035 * (1500) *(311) = 1632.75 mm^2

Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1500 * 400 = 1080 mm^2

As > Asmin **Ok** Take As = 1632.75 mm^2

Use 11Φ14 with As=1694 mm^2 in both direction.

Step(s) is the smallest of :

(1) 3* h = 3 * 400 = 1200 mm

(2) 450mm …**control**

Design of combined footing.F2

Table 4.4 : information about combined footing F2.

Col.	Dead load factor	Live Load fac.	Dead Service	Live load service	Dim. Of column
C2	603.64	364.3	503.03	227.68	50*35
C2	603.64	364.3	503.03	227.08	50*35

Footing dimensions:

** Footing dim.

$\sum$Mcol1=0, $\frac{(967.85+967.85)*1.5}{1461.42}$= 1.99 m

A=$\frac{Pn}{qa.net}$ =$\frac{1461.42}{350}$= 4.2 m2.

A= BL ➔ take L=3 m ➔B =$\frac{A}{L}$=$\frac{4.2}{3}$= 1.4m

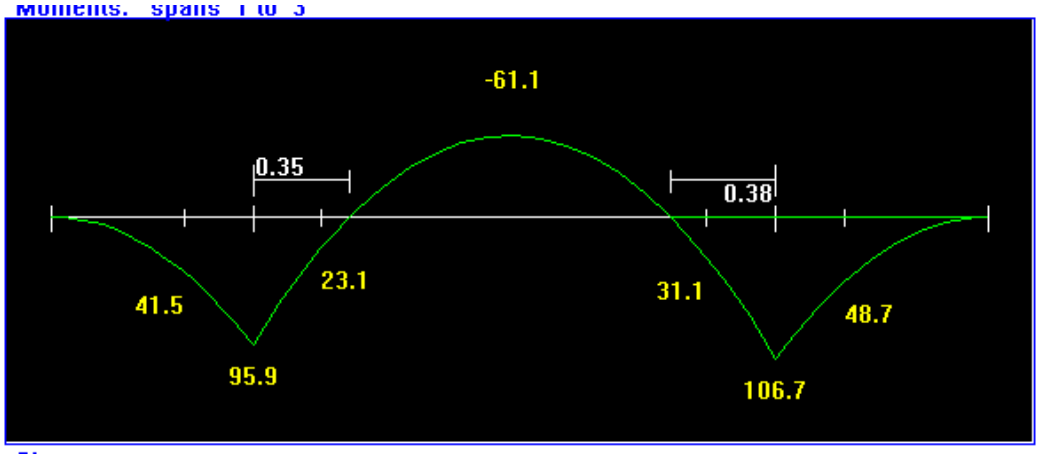
Take B= 1.75 m

P1u=1.2* 503.03 +1.6* 227.68 = 967.85 KN/m

P2u=1.2* 503.03 +1.6* 227.68 = 967.85 KN/m

➔$\sum$(P1u+P2u)=1935.7KN

qu=$\frac{1935.7}{(3*1.75)}$= 368.705 KN/m2.



Figure(4-4): moment and diagram for combined footing F2

shear Design

One way shear (beam shear)

Assume h=50cm and steel bar of Φ14

davg= 500 – 75 – 14= 411mm

ΦVc =0.75*($\frac{1}{6}$)*$\sqrt{24}$*3000* 411* 10^{-3}= 755.06 KN

**At column(1) pu1= 967.85 KN

Vu= 172.8KN

**At column (2) pu2= 967.85 KN

Vu= 187.2KN

ΦVc= 1618.19 KN>Vumax= 187.2 KN ….OK

Two – way (punshing shear)

**At colomn(1or 2) p_{u1}=967.85KN

d=$\frac{0.411}{2}$=0.2055m>0.0m

as edge b0=2(0.0+ 0.4 +$\frac{0.411}{2}$)+(0.5 +0.411)= 2.144 m

Vu=967.85 -368.705(0.0+ 0.4 +$\frac{0.411}{2}$)+(0.5 +0.411)= 408.71 KN

β=$\frac{500}{400}$ = 1.25, αs =30 --edge column .

$(\frac{1}{6})(1+\frac{2}{1.25}) = 0.43$

$(\frac{1}{12})((\frac{30* 0.411}{2.144}) +2) = 0.65$

$\frac{1}{3}$=0.333---- control

ΦVc=0.75($\frac{1}{3}$)*$\sqrt{24}$* 2144*411*10-3= 1079.12 KN

ΦVc= 1079.12 KN>Vu=408.71 KN …..OK

adequate enough.

**At column (2) p_{u2}=967.85KN

$\frac{d}{2}=\frac{0.411}{2}$=0.2055m< 0.68 m

two options punching action .

*as edge perimeter :

bo=2(0.73 +0.5 +$\frac{0.411}{2}$)+(0.5 +0.411)= 3.782 …. Control

***as interior perimeter**

b0=2(0.5 +0.411)+2(0.5 +0.411)= 3.644 m

Vu= 967.85 - 368.705 *(0.73 +0.5 +$\frac{0.411}{2}$)*(0.5 +0.411)= 485.7 KN

β = $\frac{500}{500}$ =1.0 ➔αs =40.

$\frac{1}{6}$ (1+$\frac{2}{1}$)=0.5

$\frac{1}{12}$ ($\frac{40*0.411}{3.782}$) + 2)=0.53

$\frac{1}{3}$=0.33 --- control

ΦVc=0.75*($\frac{1}{3}$)$\sqrt{24}$* 1000 * 411*10-3= 502.9 KN

ΦVc= 502.9 KN >Vumax= 485.7 KN

OK…. The thickness is adequate enough .

Flexural long –direction Mu=-62KN.m

Take steel Φ14 ➔ d = 500 - 14 – 75=411 m

$Rn=\frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{62*10^6}{0.9*3000*411^2}$= 0.14 MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.14}{420}})$=0.00033

As =ρ*b*d = 0.00033*(3000) *(411) = 406.89 mm2

Asmin= 0.0018 * b * h = 0.0018* 3000 * 175 = 945 mm2

As < A smin Ok Take Asmin=945 mm2.

Take 8Φ14 .

Mu=49KN.m +Mu=41KN.m

$Rn=\frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{41*10^6}{0.9*3000*411^2}$= 0.09 MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.09}{420}})$=0.000215

As = ρ * b * d = 0.000215 * (3000)* (411) = 265.095 mm2

Asmin= 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3000 * 175=945 mm2

As<Asmin Ok Take A smin = 945 mm2.

Take 8Φ14 .

Design the flexural reinforcement in the transverse direction (transverse beams)

For column (1) under

d= 500 – 75-14 = 411mm

Pu1=$\frac{967.85}{3.0}$= 322.62

Mu=$\frac{294}{2}$ *0.552 * 3.0 = 133.403 KN.m

Rn=$\frac{Mu}{\Phi bd^2}$= $\frac{133.403*10^6}{0.9*3000*411^2}$= 0.29 MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.29}{420}})$=0.00069

As =ρ*b*d = 0.00069*(3000) *(411) = 850.77 mm2

Asmin=0.0018*b*h=0.0018* 3000* 175 = 945 mm2

As<AsminOk Take As= 945 mm2.

Take 8Φ14 .

S=$\frac{3000-75-7*14}{6}$= 403.86mm<450 mm OK

Temperature :

A_{smin}= 0.0018 * 1000 * 500 = 900 mm^2.

Φ14@20cm< 45cm ……OK

Design of strip Footing:

Determination of load:

Total factored load = 384.44 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Live load = 2 kN/m2

Qallow = 368.705 kN/m2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{397.37}{368.705} = 1.1 \text{ m}^2$$

B = 1.30 m, h= 50 cm

d= 500 – 75 – 14 = 411 mm

qult = 397.37/ 1.3 *1 = 305.67 kN/m2.

Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.55-0.411)*305.67 = 42.5 kN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\sqrt{fc} * d * b = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 411 * 1000 = 251.7 \text{ kN}$$

$\emptyset Vc > Vu$

H=50 cm ok .

Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 305.67*0.552/2= 46.23 kN.m

$$Mn = \frac{46.23}{0.9} = 51.4 \text{ KN}$$

$$Rn=\frac{Mu}{bd^2}= \frac{51.4*10^{-3}}{1.3*411^2}= 0.23 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.23}{420}}\right)=0.000551$$

As =ρ*b*d = 0.00023*(1000) *(411) = 94.53 mm2

Asmin=0.0018*b*h=0.0018* 1000* 500 = 900 mm2

As<Asmin Ok Take As= 900 mm2.

Take 8Φ14 .

S=$\frac{3000-75-7*14}{6}$= 403.86mm<450 mm OK

Use ϕ 14

No. = 900/154 = 5.84 , Use 8 bars

ϕ14 @ 15 cm c/c

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

1232 * 420 = 0.85 *24* 1000 * a

a = 25.4 mm

$$x = \frac{a}{\beta 1} = \frac{25.4}{0.85} = 29.88 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{411 - 29.88}{29.8} * 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.0383 > 0.005$ **OK**

In transverse direction :

Asmin = 0.0018 * b * h

Asmin = 0.0018 * 1300* 500 = 1170 mm2

Use ϕ 14 No. = 1170/154 = 7. 6 , Use 8bars

Use 8ϕ 14

Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346.3 \text{ mm}$$

Ld available = 500 - 75= 425 mm

Ld available= 425 mm >$ld_{req} = 346.3$mm

Hook not needed

4.10 Design of Shear wall (SW1):

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

plan and materials of Shear wall:

height of $h_w = 9.45$ m and thickness $b = 250$ mm with width $L_w = 3$ mand ratio of displacement over height$\frac{\Delta h}{h_w} = 0.017$, vertical load $N_u$or $p_u = 697.98$ kN

Design:

Moment M_u at critical section, (z_c)is the smallest of:

$$z_c = \frac{L_w}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m} \quad - \text{Controlled}$$

$$z_c = \frac{h_w}{2} = \frac{9.45}{2} = 4.725 \text{ m}$$

$M_u = 5134.75$ kN at critical section z_c

Design as a rectangular section with $L_w = 300$ cm , b = 25cm.

Calculation of effective depth (d) , the smallest of :

$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 3000 = 2400$ mm − cnotrolled

$d = 0.8 \times h_w = 0.8 \times 9450 = 7560$ mm.

Design of shear force (Horizontal reinforcement A_{vh}) :

max $V_u = 382$ kN

Shear strength of concrete V_C is the smallest of :

1. $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, h\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 2400 * 10^{-3} = 489.9$ kN

2. $V_c = 0.25\sqrt{f_c'}bd + \frac{N_u d}{4l_w}$

$$= 0.25\sqrt{24} \times 250 \times 2400 + \frac{697.98 \times 10^3 \times 2400}{4 \times 3000} = 874.443 \text{ kN}$$

3. $V_c = \left[0.5\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(\sqrt{f_c'} + 2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_{u1}}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]\frac{b\, d}{10}$

$$V_c = \left[0.5\sqrt{24} + \frac{3000\left(\sqrt{24} + 2.67\right)}{\frac{960 \text{ x } 10^6}{382 \text{ x } 10^3} - \frac{3000}{2}}\right]\frac{250 \text{ x } 2400}{10} = 459.5 \text{ kN} - \text{Controlled}$$

$V_c = 459.5$ kN

$\emptyset V_c + \emptyset V_s = V_u$

$\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{382}{0.75} - 459.5 = 49.8 \text{ kN}$$

$$\frac{Av_h}{s_h} = \frac{Vs}{f_y\, d} = \frac{49.8 \times 10^3}{420 \times 2400} = 0.05$$

$$\min\left(\frac{\mathrm{Av_h}}{\mathrm{s_h}}\right) = 0.0025 \times \mathrm{b} = 0.0025 \times 250 = 0.625 > 0.0.05 \ - \mathrm{OK}$$

Select Ø10 , Two layers

Max steps ($\mathbf{s_{max}}$) in (Horizontal reinforcement $\mathbf{A_{vh}}$) is the smallest of:

$$\frac{\mathrm{L_w}}{5} = \frac{3000}{5} = 600 \text{ mm}$$

$$3(\mathrm{h \text{ or } b}) = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} \ - \text{controlled}$$

$$\mathrm{Av_h} = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2 \ , \frac{158}{\mathrm{s_h}} = 0.625 \ \ , \mathrm{s_h} = \frac{158}{0.625} = 252.8 \text{ mm}$$

Select $\mathrm{s_h} = 250 \text{ mm} \ \leq \ \mathrm{s_{max}} = 450 \text{ mm}$

Design of uniform vertical reinforcement A_{vv} :

$$\mathrm{A_{vv}} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{\mathrm{hw}}{\mathrm{lw}} \right) \mathrm{x} \left(\frac{\mathrm{Avh}}{\mathrm{sh \ x \ b}} - 0.0025 \right) \right] \times \ \mathrm{h} \times \mathrm{S_v}$$

$$\frac{\mathrm{A_{vv}}}{\mathrm{S_v}} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{9.45}{3} \right) \times \left(\frac{158}{250 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times 250 = 0.42$$

Select Ø12 , Two layers

Max steps ($\mathbf{s_{max}}$) in (vertical reinforcement $\mathbf{A_{vv}}$) is the smallest of:

$$\frac{\mathrm{L_w}}{5} = \frac{3000}{3} = 1000 \text{ mm}$$

$$3(\mathrm{h \text{ or } b}) = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$450\ \text{mm} - \text{controlled}$

$A_{vv} = 2 \times 79 = 158\ \text{mm}^2\ , \frac{158}{s_v} = 0.68\ , s_h = \frac{158}{0.68} = 232.35\ \text{mm}$

Select $s_h = 250\ \text{mm} \leq s_{max} = 450\ \text{mm}$

Design of vertical steel in boundary A_{vB}:

In this part of design part of moment will be resisted from uniform distributed vertical steel and the other part of moment will be resisted from vertical steel of boundary.

Part of M_{uv} :

$A_{sv} = 158 \times \frac{300}{25} = 1896\ \text{mm}^2$ (value of A_{sv} in all section)

$$\frac{z}{L_w} = \frac{1}{(2 + \frac{0.85 \times \beta_1 \times fc' \times lw \times h}{Asv \times fy})}$$

$$= \frac{1}{(2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 3000 \times 250}{1896 \times 420})} = 0.0545$$

$$M_{uv} = 0.9 \times [0.5 \cdot A_{sv} \cdot fy \cdot lw \left(1 - \frac{z}{2 \times L_w}\right)]$$

$$= 0.9 \times \left[0.5 \times 1896 \times 420 \times 3000 \left(1 - \frac{0.0545}{2}\right)\right] = 1045\ \text{kN}$$

Boundary steel is not required.

4.11 Design of Stair

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

Design of Flight :-

Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20 h_{min} = 4.46/20 = 22.3 cm

Take h = 25cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(15/30) = 26.56^{o}$

Load Calculation:-

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table1-5:Dead Load Calculation of Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	Tiles	23*0.03*1*(0.35+0.15/0.3) = 1.35 KN/m
2	Mortar	22*0.02*1*(0.3+0.15/0.3) = 0.66 KN/m
3	Stair	25*1*(0.3+0.15/2)/0.3 = 1.875 KN/m

4	**Slab**	**25*0.25*1 / COS** 26.56 **= 6.99 KN/m**	
5	**Plaster**	**22*0.03*1 / COS 26.56º = 0.738 KN/m**	
		Sum	**11.61 KN/m**

Live Load For Landing For 1m Strip = 2*1 = 2 KN/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×11.61+ 1.6×2=17.132 KN/m

System of Flight:-

R = (W*L)/2=17.132*2.7/2=23.13 KN

Design of Shear for Flight :- (Vu=23.13 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

ΦV_c = 0.75* 182.1 = 136.56 KN > Vu = 23.13 KN

No shear reinforcement is required

Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=31.14 KN.m)

$$Mu = 23.13 * (0.805 + 1.35) - \frac{20.33*1.35^2}{2} = 31.14\ KN$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{31.14\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 0.7\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0017 \times1000\times223 = 379.1\ mm^2$

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

$As_{req} < A_{s,min} = 450\ mm^2$

$A_{s,min} = 450\ mm^2$

Check for Spacing :-

1) S = 3h = 3*250 =750 mm
2) S = 380*(280/(2/3 * 420)) –2.5*20 = 330 ≤ S =300*(280/(2/3* 420)) = 300mm
3) S = 450 mm

S = 300 mm **…… is control**

<u>Use ø14 @ 250 mm , $A_{s,provided} = 616\ mm^2 > A_{s,required} = 450\ mm^2$… Ok</u>

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø14@ 250 mm , $A_{s,provided}$= 462 mm^2>$A_{s,required}$= 450mm^2… Ok

Design of Landing (S2):- (For First One Meter)

Load Calculation:-

Dead Load For Landing For 1m Strip:-
Live Load For Landing For 1m Strip = 2*1 = 2KN/m
W_R =23.13/1.61=14.4

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×8.01+ 1.6×2=12.812 KN/m

System of Landing (S2):-

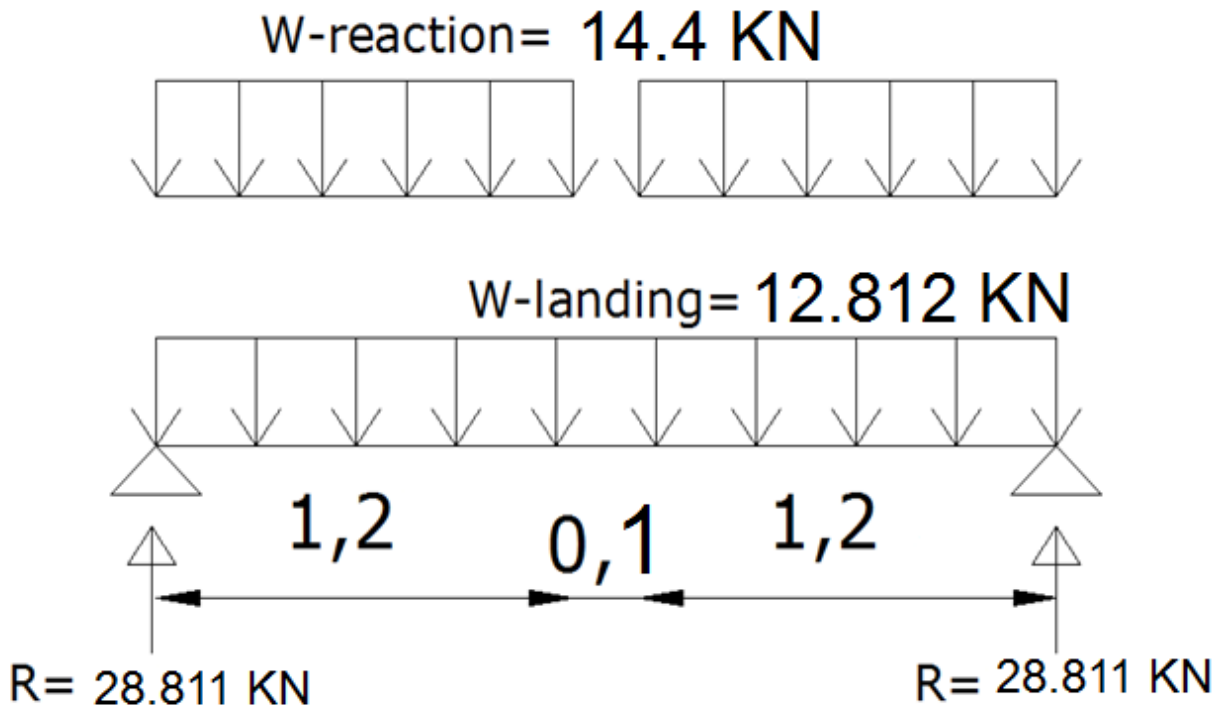


Figure 4-5 Statically System and Loads Distribution At First 1m of Landing.

$$R = \frac{12.812 * 1.8}{2} + 14.4 * 1.20 = 28.811\ KN$$

Design of Shear:- (Vu=28.811 KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

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

$\Phi * V_c = 0.75 * 182.1 = 136.56$ KN> Vu = 28.811 KN

Thickness of slab is enough

Design of Bending Moment :- (Mu=15.125 KN.m)

Mu= $28.811 * 1.35 - \frac{12.812*1.35^2}{2} - 14.4 * 1.20 * (\frac{1.20}{2} + 0.1) = 15.125\ KN$

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{15.125\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 0.34\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.34}{420}}\right) = 0.00082$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00082×1000×223 = 182.86 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 450 mm^2**…… is control**

Check for Spacing:-

4) S = 3h = 3*250 =750 mm

5) S = 380*(280/(2/3 * 420)) –2.5*20 =330 ≤ S = 300*(280/(2/3* 420)) = 300mm

6) S = 450 mm

S = 300 mm **…… is control**

Use ø14 @ 250 mm , $A_{s,provided}$= 462 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø14@ 250 mm , $A_{s,provided}$= 462 mm^2>$A_{s,required}$= 450mm^2… Ok

Design of Landing (S3):- (For First One Meter)

Table4-6: Dead Load Calculation of Landing.

Load Calculation:-

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.02*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.25*1= 6.25KN/m
5	Plaster	22*0.03*1= 0.66 KN/m
	Sum	8KN/m

Dead Load For Landing For 1m Strip:-
Live Load For Landing For 1m Strip = 2*1 = 2KN/m
W_R =23.13/1.90=12.2 KN

Factored Load

For Landing :-

W_U = 1.2 ×8.01+ 1.6×2=12.812 KN/m

System of Landing:-

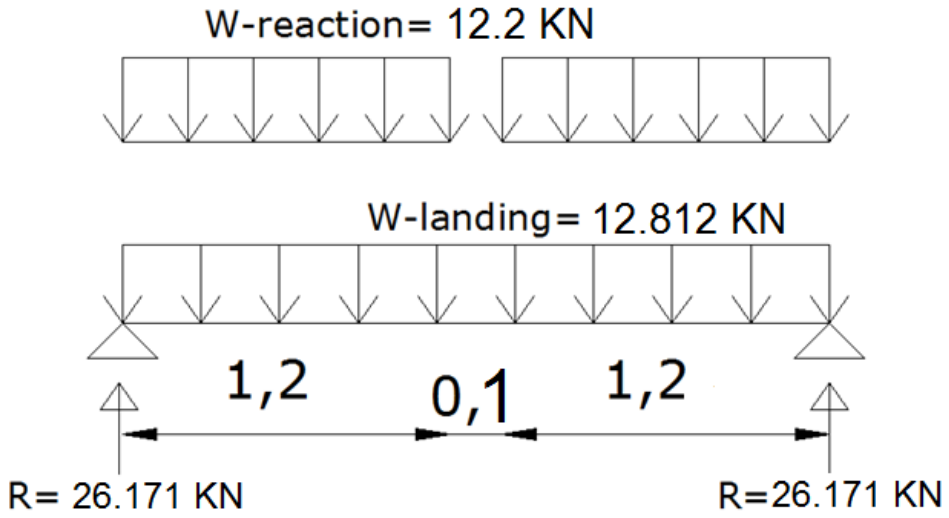


Figure 4-6: Statically System and Loads Distribution At First 1m of Landing.

$$R = \frac{12.812 * 1.8}{2} + 12.2 * 1.20 = 26.171\ KN$$

Design of Shear:- (Vu=26.171 KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

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

$\Phi * V_c = 0.75 * 182.1 = 136.56$ KN> Vu = 26.171 KN

Thickness of slab is enough

Design of Bending Moment :- (Mu=13.411 KN.m)

$$Mu = 26.171 * 1.35 - \frac{12.812 * 1.35^2}{2} - 12.2 * 1.20 * (\frac{1.20}{2} + 0.1) = 13.411\ KN$$

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.411 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 0.3\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.3}{420}}\right) = 0.00072$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00072 \times 1000 \times 223 = 160.56\ mm^2$

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

$A_{s,req} = 450\ mm^2$**…… is control**

Check for Spacing:-

7) S = 3h = 3*250 =750 mm
8) S = 380*(280/(2/3 * 420)) – 2.5*20 = 330 ≤ S =300*(280/(2/3* 420)) = 300mm
9) S = 450 mm

S = 300 mm **…… is control**

Use ø14 @ 250 mm , $A_{s,provided}$= 461.7 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

Design stair slab

fc`=24mpa

fy=420mpa

$$\frac{Ly}{Lx} \geq 0.5$$

$$\frac{7}{3.00} = 2.33 \geq 0.5 \ (one\ way\ )$$

Thickness Determination:-

$$M = 0.4 + \frac{420}{700} = 0.4 + .06 = 1$$

$$h \geq \frac{L}{20} = \frac{300}{20} = 15\ cm$$

$$h_{req} = M * h = 1 * 15 = 15\ cm$$

$$\therefore \boldsymbol{select\ h = 15cm}$$

Dead loads computation (for 1m strip)

$$Dead\ loads = Unit\ weight * Area$$

$$plastering = 22(1)(0.02) = 0.44\ KN/m$$

$$conc. = 25(1)(0.15) = 3.75\ KN/m$$

$$\boldsymbol{\sum Dead\ load = 4.19\ KN/m}$$

$$Live\ load = 10(1) = 10\ KN/m$$

$$qu_1 = 1.4D$$

$$qu_1 = 1.4 * 4.19 = 5.86\ KN/m$$

$qu_2 = 1.2D + 1.6L$

$qu_2 = 1.2(4.19) + 1.6(10) = 21.028\,KN/m$

$select\ qu_{req} = 21.028\,KN/m$

$$Mu = \frac{WL^2}{8} = \frac{21.028 * (2.6)^2}{8} = 17.77\,KN/m$$

$$Vu = \frac{qu * L}{2} = \frac{21.028 * 2.6}{2} = 27.34\,KN$$

(Design of shear) :-:

$\emptyset Vc \geq Vu \qquad (slabs)$

$Vu = 27.34\,KN$

$\emptyset Vc = 0.75(\frac{1}{6})\sqrt{fc'}$*bw*d

$\emptyset Vc = [0.75(\frac{1}{6})\sqrt{24}*1000*120]*10^{-3} = 73.48\,KN$

$\therefore \emptyset VC = 73.48\,KN \geq Vu = 27.34\,KN$

$\therefore$ ***NO shear reinforcement is needed***

Design Momment:-

Short direction

$b = 1m \quad , d = 15 - 3 = 12cm$

$\emptyset Mn \geq Mu$

$Mn = \frac{Mu}{\emptyset}$

Mn= $\frac{17.77}{0.9}$ = 19.74 KN.m

Rn =$\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{19.74*10^6}{(1000)(120)^2}$ = 1.37 Mpa

m= 20.6

$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn.m}{Fy}}\right] = \frac{1}{20.6}\left[1 - \frac{\sqrt{1-2(1.37)(20.6)}}{420}\right]$

$= 3.38 \times 10^{-3}$

As **req** = ρ **req** × b × d = $(3.38*10^{-3})*(100)*(12)$= 4.056 $\frac{cm^2}{1m} strip$

As **min** = $\frac{1.4\ bw.d}{Fy} = \frac{1.4(100)(12)}{420} = 4\ \frac{cm^2}{1m} strip$

$As\ \min(shrinkag\ and\ temperature\ ) = 0.0018(100)(15) = 2.7\frac{cm^2}{1m} strip$

$\therefore\ \boldsymbol{select\ As = As\ req = 4.43\ cm^2}\ > As = 2.7\ \boldsymbol{cm^2}$

As $(1\emptyset 12) = \frac{\pi}{4}\ (1.2)^2\ = 1.13 cm^2$

$S = \frac{1.13(100)}{4.056} = 27.88\ cm$

$\therefore\ \boldsymbol{select\ 1\emptyset 12@20\ cm}$

Design the Top Reinforcement

$As\ \min(shrinkag\ and\ temperature\ ) = 0.0018(100)(15) = 2.7 cm^2$

$As(1\emptyset 8) = \frac{\pi}{4}(1.0)^2 = 0.79 cm^2$

$$S = \frac{0.79(100)}{2.7} = 29.26\ cm$$

$$S < 3h$$

$$S < 3(15) = 45\ cm\ or\ S < 45\ cm$$

Use 1Ø10@25cm In Both direction

Design the Bottom Reinforcement

$$As\ \min(shrinkag\ and\ temperature\ ) = 0.0018(100)(15) = 2.7cm^2$$

$$As(1Ø12) = \frac{\pi}{4}(1.2)^2 = 1.131cm^2$$

$$S = \frac{1.131(100)}{2.7} = 41.9\ cm$$

$$S < 3h$$

$$S < 3(15) = 45\ cm\ or\ S < 45\ cm$$

Use 1Ø12@25cm

النتائج:-

. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحسوبة.

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 للفيلا ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالفيلا بعين الاعتبار.

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

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

6.برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a. AUTOCAD (2016) : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office XP: تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

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.

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.

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

المراجع

كود البناء الأردني, كود الأحمال والقوى, مجلس البناء الوطني الأردني, عمان,الأردن, 2006م.

- **Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14), USA, 2014.**
- **Uniform Building Code (UBC).**

تم

بحمد الله