بسم الله الرحمن الرحيم

# التصميم الإنشائي لفيلا سكنية مقترح بناؤها في مدينة رام الله.


فريق العمل

مسرة جويحان

نور حسين

إشراف

م.سفيان الترك


تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني


جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

2010/2009



جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc ..... الرقم التسلسلي
Class ..... رقم التصنيف

بسم الله الرحمن الرحيم

# شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

## جامعة بوليتكنيك فلسطين

## الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لفيلا سكنية مقترح بناؤها

في مدينة رام الله.

فريق العمل

مسرة جويحان نور حسين

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

د. سفيان الترك

توقيع رئيس الدائرة

م. خليل كرامة

23/6/2010

# ملخص

## التصميم الانشائي لفيلا سكنيه مقترح بناؤها في مدينة رام الله


**فريق العمل:**

**مسـرة جويحان** **نور حسـين**

**اشراف :**

**م. سفيان الترك**



تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لفيلا سكنيه سيتم بناؤها في مدينة رام الله حيث سيشمل المشروع التصميم والتحليل لكافة العناصر الانشائيه الموجودة فيها.

المنشأ عبارة عن فيلا سكنيه من ثلاث طوابق . الطابق الارضي عبارة عن كراج لثلاث سيارات خاصة وبركة سباحه وساونا وغرفتي نوم ضيوف .
الطابق الاول يحوي على غرفة معيشة ومطبخ و بلكونة شتوية ,هذه البلكونه عبارة عن معدن وزجاج من جميع الاتجاهات .
الطابق الثاني وهو طابق السطح مكون من غرف النوم وتوابعها ,ويظهر للناظر من خلاله إلى الأسفل ترس مكسو بالانجيل الأخضر .

النظام الإنشائي للفيلا كالتالي:
عقدة الطابقين الأرضي والأول من الخرسانة المسلحة ,أما عقدة الطابق الثاني (طابق السطح) من الخشب المغطى بالكرميد .
جسور طابق السطح خشبية أما الطابقين الأول والأرضي فجسورهما من الخرسانة المسلحه .
أعمده طابق السطح الداخلية من المعدن والاعمده التي داخل الجدران الخارجيه من الخرسانة ,والاعمده كلها في الطابقين الأول والأرضي خراسانيه.
الأساسات خراسانيه لم يحدد نوعها بعد .

سيتم خلال المشروع عمل تصميم لكافة العناصر الانشائيه وتحليلها واستخدام الانسب منها, بحيث يحقق تناسب اقتصادي وامني داخل المنشأ وستتم الاستعانة ببعض البرامج مثل (Word ,Atir , Autocad,, & Other Stad pro).

**والله ولي التوفيق**

# Abstract

## Structural Design of the administration building for Palestine Polytechnic University

Project Team

**Masarra Jweehan** **Nour Hossain**

**Palestine Polytechnic University**

**Supervisor**
**Eng. Sofian Al-Turk**

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of the building of Villa .

This building consists of 3 floors and it contains many activities.This building is reinforced concrete, Wood ,and Steel structure it will be designed according to ACI-code-2005 , German code , Jordanian code , UBC .

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

# فهرس المحتويات


| | الصفحة |
|---|---|
| صفحة العنوان | i |
| تقرير مشروع التخرج | ii |
| شهادة تقييم مشروع التخرج | iii |
| الإهداء | iv |
| الشكر والتقدير | v |
| خلاصة المشروع | vi |
| Abstract | vii |
| فهرس المحتويات | viii |
| فهرس الجداول | xi |
| فهرس الأشكال والرسومات | xi |
| List of Abbreviations | xii |


## الفصل الأول : المقدمة


1.1 مقدمة عامة ..... 1
2.1 مشكلة البحث ..... 1
3.1 أهداف المشروع ..... 2
4.1 أسباب اختيار المشروع ..... 2
5.1 نطاق المشروع ..... 3
6.1 موقع المشروع ..... 3
7.1 مراحل المشروع ..... 3
8.1 التوقيت الزمني للمشروع ..... 4


## الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع


1.2 المقدمة ..... 5
2.2 موقع المشروع ..... 6
3.2 فكرة المشروع ..... 6
4.2 عناصر المشروع ..... 7
1.4.2 الموقع العام ..... 7
2.4.2 محتويات المبنى حسب المشروع ..... 10
3.4.2 الواجهات ..... 16


## الفصل الثالث : الوصف الإنشائي

1.3 المقدمة ..... 25
2.3 هدف التصميم الإنشائي ..... 25
3.3 الأحمال المؤثرة على المبنى ..... 26
1.3.3 الأحمال الميتة ..... 26
2.3.3 الأحمال الحية ..... 27
3.3.3 الأحمال البيئية ..... 28
4.3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ..... 32
1.4.3
2.4.3 العقدات ..... 35
3.4.3 الأدراج ..... 38
4.4.3 الجسور ..... 39
5.4.3 الأعمدة ..... 40
6.4.3 جدران القص ..... 41
7.4.3 الأساسات ..... 42
8.4.3 الجدران الاستنادية ..... 43
9.4.3 الزجاج ..... 44
10.4.3 المعدن ..... 45
5.3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها ..... 46

**Chapter Four : Structural Analysis and Design**

1 Introduction ..... 48.4
2 Design of wood beams ..... 49 .4
(4.2.1) Pos./BW1/: Rafter in Roof ..... 49
(4.2.2) Pos./BW2/: Rafter in Roof ..... 54
(4.2.3) Pos./BW3/: Rafter in Roof ..... 59
(4.2.4) Pos./BW4/: Rafter in Roof ..... 64
(4.2.5) Pos./BW5/: Rafter in Roof ..... 69
(4.2.6) Pos./BW6/: Rafter in Roof ..... 74
(4.2.7) Pos./BW7/: Rafter in Roof ..... 77
4.3 Design of reinforcement beams ..... 80
(4.3.1) Pos.B6 ..... 80
(4.3.2) Pos.B1 ..... 88
(4.3.3) Pos.B2 ..... 89
(4.3.4) Pos.B3 ..... 90
(4.3.5) Pos.B4 ..... 91
(4.3.6) Pos.B5 ..... 92
(4.3.7) Pos.B7 ..... 93
(4.3.8) Pos.B8 ..... 94

(4.3.9) Pos.B9 ..... 96
(4.3.10) Pos.B10 ..... 97
(4.3.11) Pos.B11 ..... 98
(4.3.12) Pos.B12 ..... 99
(4.3.13) Pos.B14 ..... 100
(4.3.14) Pos.B15 ..... 101
(4.3.15) Pos.B16 ..... 102
(4.3.16) Pos.B17 ..... 103
(4.3.17) Pos.B18 ..... 104
(4.3.18) Pos.B19 ..... 105
(4.3.19) Pos.B20 ..... 106
(4.3.20) Pos.B21 ..... 107
(4.3.21) Pos.B22 ..... 108
(4.3.22) Pos.B23 ..... 109
(4.3.23) Pos.B24 ..... 110
(4.3.24) Pos.B25 ..... 111
4.4 Design of reinforcement columns ..... 112
(4.4.1) Pos. column 14 ..... 115
(4.4.2) Pos. C1 , C2 , C3 , C8 , C9 , C10 , C11 , C12 ..... 120
(4.4.3) Pos. C7 , C13 ..... 121
(4.4.4) Pos. C4 , C5 , C6 ,C17, C14 , C15 , C16 , C17 , C18 , C19 , C20 , C20
C21 , C22 , C23 ..... 122
(4.4.5) Pos. C7' , C13' ..... 123
(4.4.6) Pos. C24 , C25 , C26 , C27 , C28 , C29 , C30 , C31 ..... 124
(4.4.7) Pos. C32 , C33 ..... 125
(4.4.8) Pos. C34 ..... 126
(4.4.9) Pos. C35 , C36 ..... 127
4.5 Design of concrete columns with wind effect ..... 128
(4.5.1) Pos. BH8 ..... 128
(4.5.2) Pos. BH6 ..... 131
4.6 Design of concrete frame ..... 134
(4.8.1) Pos. Fs Steel Frame ..... 134
4.7 Design of steel columns ..... 136
(4.7.1) Pos./ Cs1 , Cs2 , Cs3 , Cs4 , Cs5 , Cs6 , Cs7 ,Cs8 , Cs9 /: Steel
column ..... 136
4.8 Design of steel columns ..... 139
(4.8.1) Pos. Fs Steel Frame ..... 139
4.9 Design of steel columns ..... 142
(4.9.1) Base plate under column (Cs1 , Cs2 , Cs3 , Cs4 , fs ) ..... 142
4.10 Design of glass .. ..... 144
(4.10.1) Pos . Glass (G) ..... 146
4.11 Design of slabs ..... 151

(4.11.1) Pos.S1: Solid Slab ..... 151
(4.11.2) Pos.S2: Solid Slab ..... 153
(4.11.3) Pos.S3: Solid Slab ..... 156
(4.11.4) Pos.S4 & S5 : Solid Slabs ..... 159
(4.11.5) Pos.S6 : Solid Slabs ..... 165

4.12 Design of reinforcement stairs ..... 167
(4.12.1)Pos./St4/: Stair ..... 167
(4.12.2)Pos./St1/: Stair ..... 173
(4.12.3)Pos./St2/: Stair ..... 174
(4.12.4)Pos./St3/: Stair ..... 175
(4.12.5)Pos./St6/: Stair ..... 176
4.13 Design of steel stairs ..... 177
(4.13.1)Pos./St5/: Stair ..... 177
(4.13.1)Pos./St9/: Stair ..... 178
4.14 Design of Basement walls ..... 179
(4.14.1) Pos.W1: Basement wall ..... 179
(4.14.2) Pos.W2: Basement wall ..... 183
4.15 Design of foundations ..... 187
(4.15.1) Pos.F01: isolated footing ..... 187
(4.15.2) Pos.Str1 : strip footing ..... 193
(4.15.3) Pos.Str2 : strip footing ..... 198
4.16 Design of pool. ..... 200
(4.16.1) Pos. Wpool: Wall of the Pool ..... 200
(4.16.2) Pos. Mat : floor foundation under Pool walls ..... 202
4.17 Design of elevator . ..... 204
(4.17.1) Pos. elevator mat ..... 204

4.18 Design of wind band . ..... 206
(4.18.1) Stability of the roof – construction ..... 206
4.19 Design of Shear wall . ..... 210
(4.19.1) Pos. Shear ( Rigid Box ) ..... 210
4.20 Design of Retaining wall ..... 216
(4.20 .1)Pos. Retaining wall ..... 216

1.5 المقدمة ..... 219
2.5 نتائج ..... 219
3.5 توصيات ..... 219

## Chapter Four : Appendix

**6.1 Appendix A: Project Drawings**

**6.2 Appendix B: Safe output for S1**

**6.3 Appendix C: Safe output for S2**

**6.4 Appendix D: Safe output for S3**

**6.5 Appendix E: Safe output for S4+5**

**6.6 Appendix F: Staad output for Wood Beams**

**6.7 Appendix G: Tables of Two way slabs**

**6.8 Appendix H: Brokon output for Retaining wall**

# فهرس الجداول


| الجدول | رقم الصفحة |
|---|---|
| جدول (1-1) يبين الجدول الزمني لإعداد المشروع | 4 |
| جدول ( 3-1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة | 15 |
| جدول (3-4) يبين قيمة أحمال الثلوج | 20 |


# List of Tables


| Table | Page |
|---|---|
| (3-2) Uniform loads from ACI code | 35 |
| Table (3-3): Wind velocity pressure (q) according to the German code | 36 |

## فهرس الأشكال والرسومات


| اسم الشكل | رقم الصفحة |
|---|---|
| الشكل (2-1) الموقع العام | 6 |
| الشكل(2-2)المسقط الأفقي للطابق الأرضي. | 7 |
| الشكل(2-3)المسقط الأفقي للطابق الأول. | 8 |
| الشكل(2-4)المسقط الأفقي للطابق الثاني. | 10 |
| الشكل(2-5)الواجهة الغربية . | 11 |
| الشكل(2-6)الواجهة الشرقية . | 12 |
| الشكل(2-7)الواجهة الجنوبية . | 12 |
| الشكل(2-8)الواجهة الشمالية . | 13 |
| الشكل (3-6) يبين طريقة تركيب (roof) | 23 |
| الشكل (3-7) يبين عقدات(One-way system) | 24 |
| **الشكل (3-8) يبين أنواع مختلفة من العقدات** | 25 |
| الشكل (3-9) يبين Two-way Spanning Slab | 26 |
| شكل (3-10) يبين شكل الدرج | 27 |
| شكل (3-11) يبين شكل الجسر الخرساني. | 28 |
| شكل رقم(3-12) يبين بعض الأنواع للأعمدة. | 29 |
| شكل (3-13) يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص. | 30 |
| شكل (3-14) يبين أنواع مختلفة من الأساسات . | 31 |
| شكل (3-15) شكل يبين الجدران الاستنادية. | 32 |
| الشكل(3-16) يبين النظام الإنشائي بشكل عام. | 34 |

# List of Figures


| Description | page |
|---|---|
| Figure (3-1): wind velocity pressure. | 18 |
| Figure (3-2) External pressure coefficient. | 19 |
| Figure (3-3) CP for slope roof | 19 |
| **Figure (3-4)** Timber roof section | 21 |
| Figure (3-5) Laying a ridge tile on plain tiled roof | 22 |

## List of Abbreviations:

- W: Wind load .
- A: Section area .
- **As** = area of non prestressed tension reinforcement.
- **b** = width of compression face of member.
- CP : External pressure coefficient.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **D.L** = dead loads.
- E: thickness .
- F : Deflection .
- **Fy** = specified yield strength of non prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- $I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.
- **L.L** = live loads.
- **M** = bending moment.
- **Mn** = nominal moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- My: max moment about y-y axis .
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **S.L** =snow loads.
- **V** = shear force at section.
- **W.L** =wind loads.
- $Z_{max}$ : stress in point .
- $\gamma$ : **Quality Density**
- $\tau$ : Allowable shear stress.

" q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و الوحدة ( $kN/m^2$ ) .

" v " : سرعة التصميمية للرياح (m/s).

بسم الله الرحمن الرحيم

# الفصل الأول

## المقدمة

# 1

1.1 مقدمة عامة

2.1 مشكله البحث

3.1 الهدف من المشروع

4.1 أسباب اختيار المشروع

5.1 نطاق المشروع

6.1 موقع المشروع

7.1 مراحل المشروع

8.1 التوقيت الزمني للمشروع

## 1.1 مقدمة عامة

سكن ... أمان ... واستقرار ، كلمات لم يبرح الإنسان تحقيقها عبر الأزمنة الغابرة . فمنذ فجر التاريخ بحث الإنسان عن مأوى يقيه برد الشتاء و حرارة الصيف ، فاتخذ من الجبال و الوديان و الكهوف بيوتا ، و استخدم الشجر و الحجر ليبني مسكنه المتواضع، ولكن طموح الإنسان يخطو خطوات متسارعة في تطوير الاعمار و البناء.

ومن منطلق التطور العمراني و الانشائي المستمر في فلسطين ، وخصوصا مع توفر انواع الحجارة المختلفة ، ووجود الفنين المهرة القادرين على تشكيل الحجارة بصورة فنية في غاية الدقة و الجمال و الروعة ، ورغبة فئة غير قليلة من الشعب الفلسطيني و خصوصا في منطقتي الخليل و رام الله في توفير فلل سكنية تتميز بالضخامة و تعدد المناسيب و الحدائق المحيطة ، كان توجهنا في هذا المشروع لاختيار تصميم فيلا سكنية تتميز بالشكل غير المنتظم و بتعدد المناسب و تعدد مواد البناء فيها حيث تم اضافة الخشب و المعدن و الخرسانة كمواد انشائيه حامله ، و ما يحيط بها من حدائق و ادراج وجدران استنادية . لتكون قادرين على تغطية جميع الأعمال الإنشائية التي سيتم استخدامها في المنشأ ، بما يضمن تحقيق تصميم انشائي سليم لمقاومة القوى الواقعة عليه بما يحقق المواصفات و المعايير الهندسية المطلوبة.

## 2.1 مشكله البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجري عليه الدراسة

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة والادراج والاساسات..الخ ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها.

## 3.1 أهداف المشروع:

### 1.3.1 أهداف معمارية:

من اهم الامور التي يبحث عنها الشخص عند اختياره لمسكنه ان يحقق له هذا المسكن الراحه النفسيه والامان . ويعد الشكل المعماري والالوان المستخدمة من الامور التي تحقق هذه الراحه,كما يعد الطابع المعماري والذوق الفني المستخدم في المبنى السكني دليل على تطور المنطقة وحضارتها.

### 2.3.1 أهداف انشائية :

التحليل والتصميم الانشائي للفيلا واظهار القوة الانشائيه لها حيث سيتم اعداد مخططات انشائيه من الجسور والاعمده والعقدات والاساسات ليكون جاهز للتنفيذ بحيث لا يؤثر على التصميم المعماري المصمم.

## 4.1 أسباب اختيار المشروع:

تعود اسباب اختيار المشروع الى عدة امور منها :

1- اكتساب المهارة في تصميم العناصر الانشائيه للمباني وزيادة المعرفة بالنظم الانشائيه المستخدمة بالإضافة إلى اكتساب المعرفة بالنظم الانشائيه قليلة الاستخدام وكسر الروتين التصميمي المكون من ربات وجسور واعمده خرسانيه والتي نراها تتكرر بشكل كبير في العديد من المباني .

2- تعدد العناصر الانشائيه في المبنى وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية و اسقف خشبيه واعمده خرسانيه واخرى من المعدن والواجهات الزجاجيه والجدران الحامله وجدران القص...الخ .

3 - وجود المظهر الجمالي في المبنى .

4- تقديم مشروع مميز الى دائرة الهندسة المدنيه كمشروع تخرج للحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنيه بتخصص هندسة مباني.

## 5.1 نطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على:

- الفصل الأول : يتضمن مقدمة عامة عن المشروع .
- الفصل الثاني : يتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : يتضمن الوصف الانشائي للمشروع
- الفصل الرابع : يتضمن تحليل وتصميم العناصر الإنشائية
- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات
- الفصل السادس : المخططات المعمارية و الإنشائية.

## 6.1 موقع المشروع:

تقع قطعة الارض التي سيقام عليها مشروع الفيلا السكنيه في مدينة رام الله في المنطقة المسماة جفنا , حوض رقم 2 قطعة رقم 60.

يحد المشروع من جهة الشمال منطقة احراش ومن جهة الشرق منطقة سكنية اما من جهة الجنوب فيحدها شارع عام ويطل عليها شارع فرعي من جهة الغرب.

## 7.1 مراحل المشروع:

يمكن تلخيص مراحل إعداد المشروع بالنقاط التالية:

1. اعداد المخططات المعمارية للمشروع
2. القيام بتوزيع الاعمدة والجسور بحيث لا تتعارض مع العناصر المعماريه والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري.
3. دراسة المبنى بحيث يتم تحديد العناصر الانشائية والاحمال الواقعه على المبنى واعتماد الانظمة الانشائيه له.
4. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
5. إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى.
6. كتابة المشروع وتقديمه .

## 8.1 التوقيت الزمني للمشروع:

- بداية تم إعطاءنا التعليمات الخاصة بوقت بداية ونهاية تسليم المشروع من اختيار المشروع المناسب ، وتحضير المخططات ، والتسليم النهائي .
- بالنسبة للجدول الزمني الذي سوف نتبعه في المشروع هو كالتالي:

جدول( 1- 1 ) الجدول الزمني لاعداد المشروع

| الفعاليات / الأسابيع | ١ | ٢ | ٣ | ٤ | ٥ | ٦ | ٧ | ٨ | ٩ | ١٠ | ١١ | ١٢ | ١٣ | ١٤ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| اختيار المشروع | | | | | | | | | | | | | | |
| دراسة المخططات المعمارية | | | | | | | | | | | | | | |
| توزيع الأعمدة | | | | | | | | | | | | | | |
| دراسة المبنى انشائيا | | | | | | | | | | | | | | |
| التحليل الإنشائي | | | | | | | | | | | | | | |
| التصميم الانشائي | | | | | | | | | | | | | | |

# الفصل الثاني

## الوصف المعماري للمشروع

---

1.2 مقدمة.

2.2 موقع المشروع.

3.2 فكرة المشروع.

4.2 عناصر المشروع.

1.4.2 الموقع العام

2.4.2 محتوى المبنى حسب الأدوار

2.4.2.1 محتوى الطابق الأرضي

2.4.2.2 محتوى الطابق الأول

2.4.2.3 محتوى الطابق الثاني

3.4.2 الواجهات

## 1.2 مقدمة :

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاح المشروع , اذ يساعد على فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ,وتبين ميزات كل جزء من أجزائه حسب اختلاف نوعه والحاجة التي انشا من اجلها , واهم ميزات المبنى السكني توفير الراحة والأمان وكافة الخدمات لساكنيه , ولا سيما مواكبة التكنولوجيا الحديثة في الشكل والمواد المستخدمة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل منظمة ومتتالية حتى يتم إنجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية و الناحية الإنشائية) بحيث تكون الواحدة منهما مكملة للأخرى ، وتبدا هاتين المرحلتين بمرحلة التصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة بافضل الاقتراحات ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة و غيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الإنتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ،والمواد المستخدمة ,وذلك اعتمادا على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي ستقوم بدورها بنقل الاحمال بشكل متتالي من الجسور الى الاعمده فالأساسات فالتربة , وذلك كله دون احداث أي خلل او تغيير في التصميم المعماري للبناء .

## 2.2 موقع المشروع :

يقع المشروع على قطعة أرض تبلغ مساحتها 1748 متر مربع في مدينة رام الله ,في المنطقة المسماة جفنا , حوض رقم 2 قطعة رقم 60,وهي ذات شكل وموقع يجعلونها مميزة لاقامة أي مشروع ,و يحد هذا المشروع من جهة الشمال منطقة أحراش تتميز بخضرتها الدائمة ,ومن جهة الشرق منطقة سكنية , ويطل عليها من جهة الجنوب شارع عام منه المدخل الرئيسي ,كما يطل عليها شارع فرعي من جهة الغرب.

## 3.2 فكرة المشروع :

تمكن فكرة المشروع في إنشاء فيلا سكنية متكاملة الخدمات حيث يجد الساكنون فيها كل ما يلزمهم من وسائل الراحة بالاضافة الى الشكل المعماري المتميز بجماله , وقد اختار المصمم الشكل الرباعي المستطيل للمبنى حيث يعتبر أقوى الأشكال الهندسية ويدل على الثبات والاتزان ,وقام بترتيب الأدوار بحيث يعامد كل منها الاخر ,مما يعطي شكلا أجمل , ونلاحظ كثرة استخدام الزجاج في الواجهات مما يعطي إضاءة و منظر أفضل , واستخدم المصعد بالإضافة إلى الدرج لتسهيل التنقل بين الطوابق , المقصد من اختيار هذا المشروع إجراء حساباته الانشائية .

## 4.2 عناصر المشروع :

يتكون البناء من ثلاث طوابق من ضمنها الطابق الأرضي ، يمكن تفصيلها على النحو التالي:

### 1.4.2 الموقع العام:

من خلال النظر الى الموقع العام للمبنى نلاحظ عدة امور :

1- يوجد مدخلين الى قطعه الارض احدهما من الشارع الرئيسي ويشار اليه باللون البنفسجي والاخر من الشارع الفرعي وهو ممثل بالسهم ذو اللون الازرق, ويظهر الموقع العام ايضا قرب الكراج والمشار اليه باللون الاخضرمن كلا المدخلين .

2- المساحة التي يقام عليها البناء لا تتجاوز30% من مساحة قطعة الأرض مما يوفر مساحة كافية لإنشاء الحديقة ومساحة لممارسة الانشطه الرياضية وأخرى للجلوس.

الشكل(a-2-1) مخطط الموقع العام

الشكل(b-2-1) صورة للموقع العام.

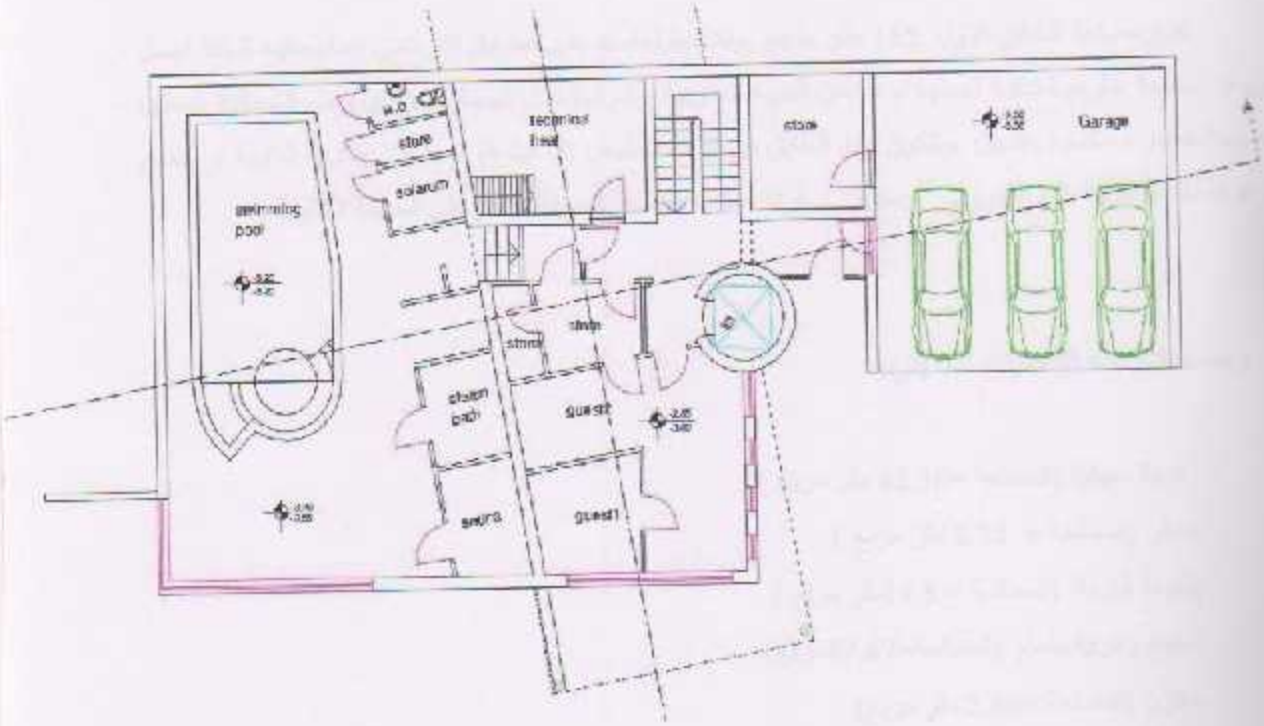
## 2.4.2 محتويات المبني حسب الأدوار:

### 1.2.4.2 الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة الطابق الأول 270 متر مربع , ويقسم هذا الطابق إلى ثلاثة مناسيب مختلفة , يحتوي المنسوب الأول وهو المنسوب الأعلى على موقف سيارات يتسع لثلاث سيارات ومخزن , أما المنسوب الثاني فيحتوي على جناح الضيوف مكون من غرفتي نوم وحمام وخاص بهما ومخزن ,وغرفة معدات التكييف والكهرباء وبيت الدرج والمصعد, أما المنسوب الأخير فهو مكون من بركة سباحة وغرفة بخار وغرفة ملابس وغرفة (solarium) وحمام ومخزن.

**ومساحات هذا الطابق كما يلي:**

- موقف للسيارات : ( المساحة=58.74متر مربع).
- مخزن : (المساحة= 10.23متر مربع).
- بيت الدرج : ( المساحة = 8.18 متر مربع ) .
- غرفة الميكانيك والكهرباء : (المساحة = 16.39 متر مربع ).
- جناح الضيوف : ( المساحة = 44 متر مربع ) .
- مستوى البركة ومستلزماتها : ( المساحة = 107.3 متر مربع ) .
- ممرات : (المساحة = 15 متر مربع ) .
- مصعد : ( المساحة = 6.90 متر مربع ) .



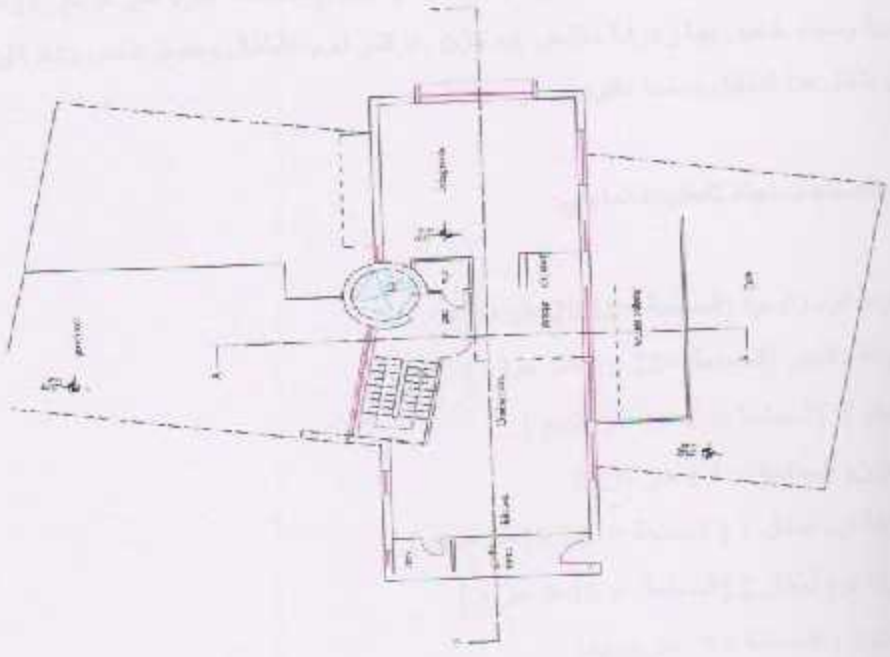

الشكل(2-2)المسقط الافقي للطابق الارضي

### 2.2.4.2 الطابق الأول:

تبلغ مساحة الطابق الاول 155 متر مربع ,ونلاحظ تعامده على الطابق الارضي مما يعطيه شكلا اجمل ويوفر مساحة خارجية كافية لجعلها ترس من الجهة الجنوبية ,وتم استغلال الجهة الاخرى وهي الشمالية لجعلها مساحة خضراء مكسوة بالنجيل ,ويتكون هذا الطابق من غرفة الجلوس (المعيشة) وحمام وبلكونة شتوية و مطبخ وغرفة طعام على النظام الامريكي ,ومخزن وغرفة معدات خاصة بالحديقة ,وممر الى الحديقة الشتوية .

**ومساحات هذه الفعاليات كما يلي:**

- غرفة معيشة (المساحة =42.36 متر مربع ).
- حمام (المساحة = 2.28 متر مربع ).
- بلكونة شتوية (المساحة = 14.5متر مربع ).
- مطبخ وغرفة طعام (المساحة=47.67مربع).
- مخزن (المساحة =2.66 متر مربع ).
- غرفة معدات الحديقة (المساحة =6.14 متر مربع).
- مصعد ( المساحة = 6.90 متر مربع).
- ممر ( المساحة = 10.5 متر مربع ).



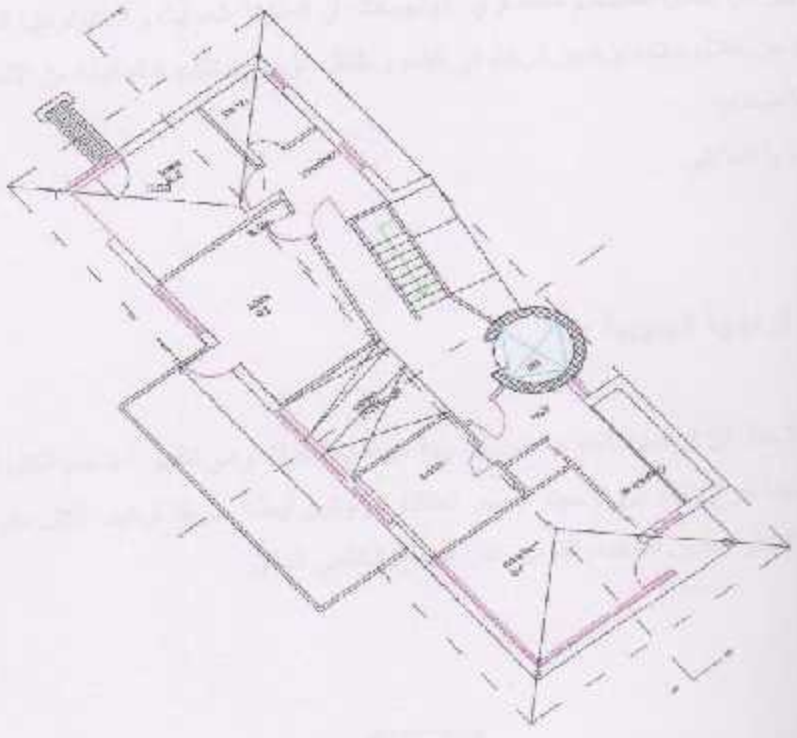
الشكل(2-3)المسقط الافقي للطابق الاول.

### 3.2.4.2 الطابق الثاني(طابق السطح):

هذا الطابق مخصص لغرف النوم و مستلزماتها وتبلغ مساحته 150 متر مربع , ويحتوي على غرفة نوم رئيسية وحمام خاص بها وغرفة ملابس ,ومخزن ,غرفتي نوم للأطفال وحمام خاص بالغرفتين ,مطبخ صغير وبلكونة ويتخلل هذا الطابق مساحه مفتوحة .

**وقد كانت المساحات لهذه الفعاليات كما يلي:**

- غرفة نوم رئيسيه (المساحة =20.18 متر مربع ).
- غرفة ملابس (المساحة =10.25 متر مربع ).
- حمام 1 (المساحة = 10.4 متر مربع ).
- مخزن( المساحة = 1.5 متر مربع) .
- غرفة نوم أطفال 1 ( المساحة = 19.28متر مربع ).
- غرفة نوم أطفال 2 (المساحة = 16متر مربع ).
- حمام 2 ( المساحة =5 متر مربع).
- مطبخ (المساحة 8= متر مربع)
- بلكونة (المساحة = 14 متر مربع ).
- مساحة مفتوحة (المساحة = 25.5 متر مربع).
- مصعد (المساحة = 6.9 متر مربع )
- بيت درج ( المساحة = 8.18 متر مربع ).



الشكل(2-4)المسقط الأفقي للطابق الثاني.

## 3.4.2 الواجهات:

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات أن الطراز الحديث و التكنولوجيا الحديثة مستخدمة بشكل كبير و ذلك من خلال استخدام حجر الرخام في البناء و الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام.

وسيتم تفصيلها كما يلي:

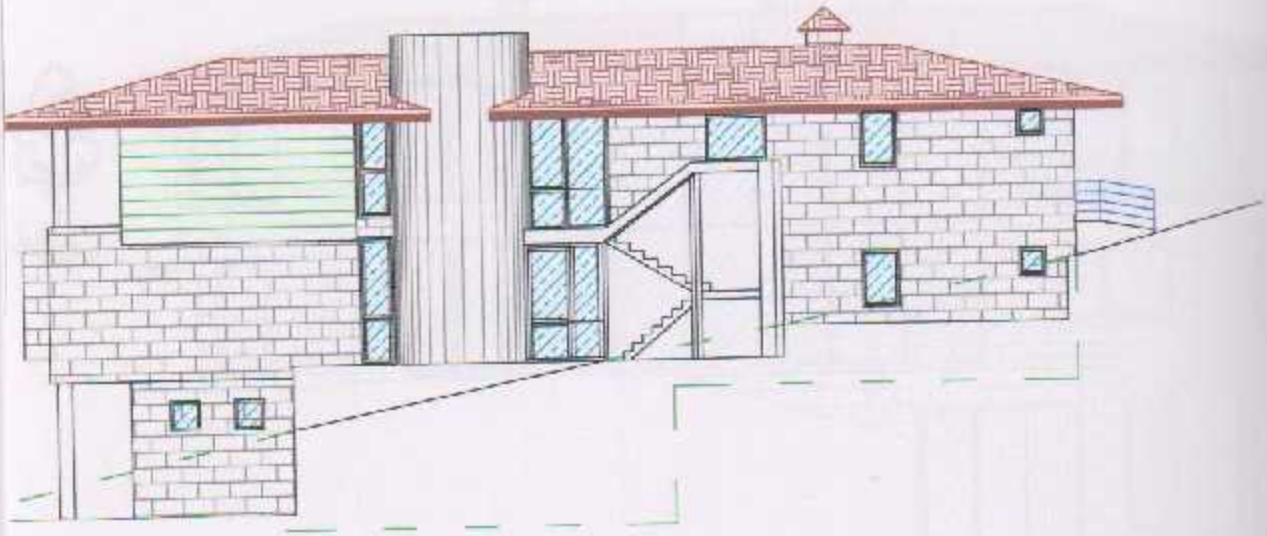
### 1.3.4.2 الواجهة الجنوبية :

نلاحظ ان الواجهة الجنوبية هي الواجهة الرئيسية للفيلا وهي تظهر استخدام الكتل الزجاجية بشكل كبير وتبين استخدامنا لنوع واحد من الأحجار (حجر المنشار) , وتبين أيضا طريقة تركيب الكتل على بعضها بحيث تعطي منظر أجمل للناظر وتبين استخدام القرميد على السطح الخشبي المائل .

الشكل(2-5)الواجهة الجنوبية .

### 2.3.4.2 الواجهة الشمالية :

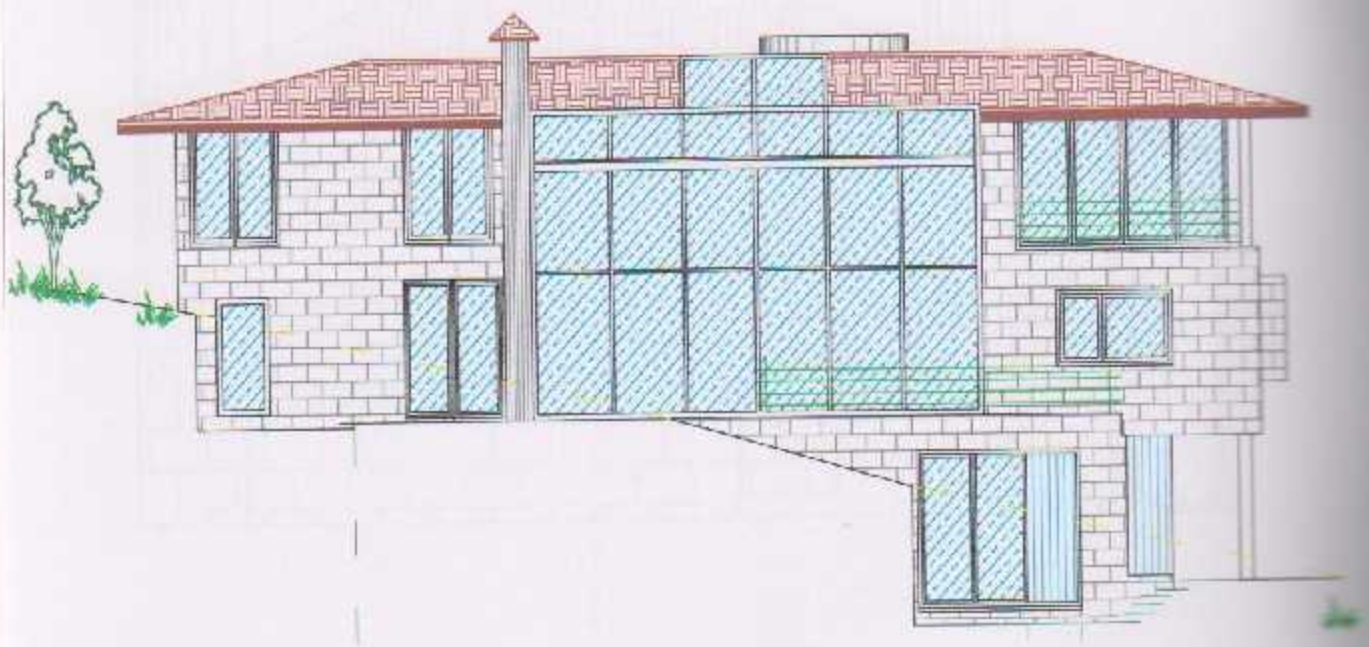
تظهر هذه الواجهة أيضا استخدام الزجاج بشكل كبير حيث تغطي الكتل الزجاجية بيت الدرج بشكل كامل ,وتبين استخدام الشكل الاسطواني الحجري للمصعد مما يضيف الجمال للواجهة , كما وتظهر لنا وجود مدخل اخر للمبنى من الطابق الثاني حيث يطل على الحديقة مباشرة .



الشكل(2-6)الواجهة الشمالية .

### 3.3.4.2 الواجهة الشرقية :

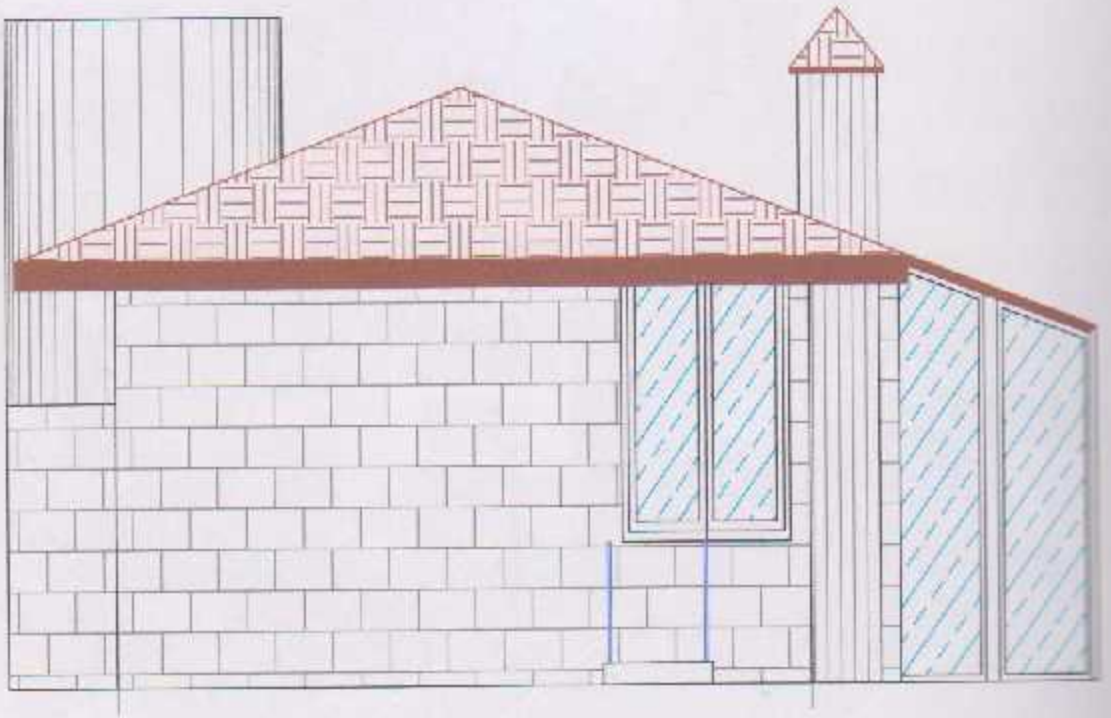
الواجهة الشرقية كالواجهات الأخرى يطغى عليها استخدام الزجاج خاصة في البلكونة الشتوية وغرفة النوم الرئيسة . ولا تظهر كل الواجهة بسبب وجود جزء منها مغطى بالتراب من هذه الجهة لاختلاف مناسيب الأرض التي تقام عليها .



الشكل(2-7)الواجهة الشرقية .

### 4.3.4.2 الواجهة الغربية :

كبقية الواجهات تظهر الواجهة الغربية استخدام حجر المنشار في البناء والزجاج في البلكونة الشتوية , ومعظم هذه الواجهة مغطى بالتراب لاختلاف منسوب البناء .



الشكل(2-8)الواجهة الغربية .

ايضا تظهر لنا الصور الواجهات من جميع الجهات :

# الفصل الثالث

## الوصف الإنشائي للمبنى

3-1 مقدمة.

3-2 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الأحمال.

3-4 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

3-5 البرامج المستخدمة.

# الفصل الثالث

## 1.3 المقدمة:

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت, هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها, مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية.

وتعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة, وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا.

لذلك فان ذلك يتطلب وصفا شاملا للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في هذا المشروع من اجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

## 2.3 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر الإنشائية وتحديد قطاعاتها بحيث تكون هذه القطاعات آمنة واقتصادية ، وسيتم استخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع ، والحصول على حل متكامل لمختلف القوى المؤثرة عليه.

حيث تتم عملية التصميم الإنشائي للعناصر باستخدام الكود الأمريكي(ACI-318-2002) في تصميم العناصر الخرسانية و لتحديد الأحمال الحية، و سوف يتم استخدام الكود الألماني في تصميم العناصر المعدنية(DIN/18800) و الخشبية(DIN/1052) و زجاجية ((Verglasungsrichthinie des (DIBt) ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C).

## 3.3 الأحمال المؤثرة على المبنى:

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها, وان أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة عالية لان أي خطا في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة.

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، يتم تحديدها عليها بشكل دقيق، باستخدام الكودات المختلفة.

### 1.3.3 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة.

والجدول رقم (1.3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة[1]:

| NO. | Material | Quality Density |
|---|---|---|
| 1 | Tiles | 22 KN/m³ |
| 2 | Sand | 16 KN/m³ |
| 3 | Reinforced concrete | 25 KN/m³ |
| 4 | Plaster | 22 KN/m³ |
| 5 | Mortar | 22 KN/m³ |
| 6 | Softwood | 4-6 KN/m³ |
| 7 | brick | 15-18 KN/m³ |
| 8 | Mild steel | 78.5 KN/m³ |
| 9 | Glass | 25 KN/m³ |
| 10 | Heat Insulation | 1 KN/m³ |
| 11 | Roof Tiles | 0.55 KN/ m² |
| 12 | Backfill | 20 KN/m³ |

2.3.3 الأحمال الحية:

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

أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ, شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأحمال العامل الديناميكي في حال وجوده.

الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المنشأ.

(3-2) Uniform loads from ACI code

| NO. | Possession | Quality Density |
|---|---|---|
| 1 | Apartment | 1.9 $kN/m^2$ |
| 2 | garage | 5$kN/m^2$ |
| 3 | Stair | 3.5 $kN/m^2$ |
| 4 | Wall Partition | 1.0 $kN/m^2$ |
| 5 | Elevator | 15 kN |

We take the uniform loads of the balcony from the German code because the ACI doesn't share to the balcony live load and we get :

* balcony with area > 10 $m^2$ ⟶ 3.5$kN/m^2$
* balcony with area < 10 $m^2$ ⟶ 5.0$kN/m^2$

### 3.3.3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية ، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.

#### 1.3.3.3 أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، بالعديد من العوامل الأخرى. و قد تم اعتماد الكود الألماني (DIN1055-5) للحصول على قيمة قوة الرياح الثقيلة و هذا يظهر جليا في المعادلة التالية :

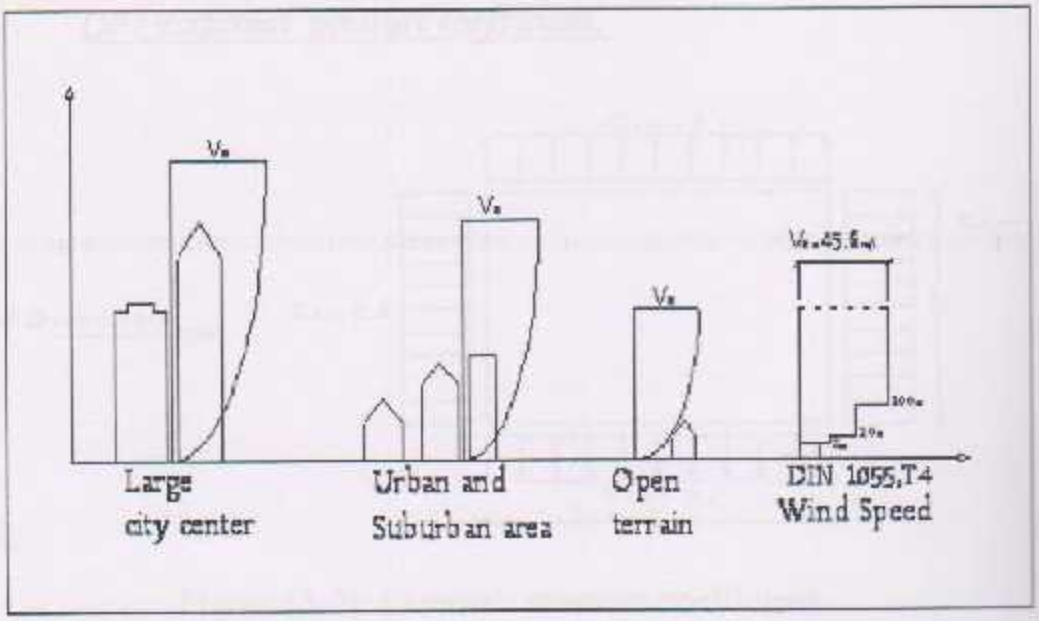
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و الوحدة ($kN/m^2$) .

v: السرعة التصميمية للرياح (m/s).

*(3-3) Wind velocity pressure (q) according to the German code*

| Height above the surface (m) | 0 - 8 | >8 – 20 | >20 – 100 | >100 |
|---|---|---|---|---|
| Wind speed (m/s) ( $v$ ) | 28.3 | 35.8 | 42 | 45.9 |
| Wind velocity pressure{q} ($KN/m^2$) | 0.50 | 0.80 | 1.1 | 1.30 |



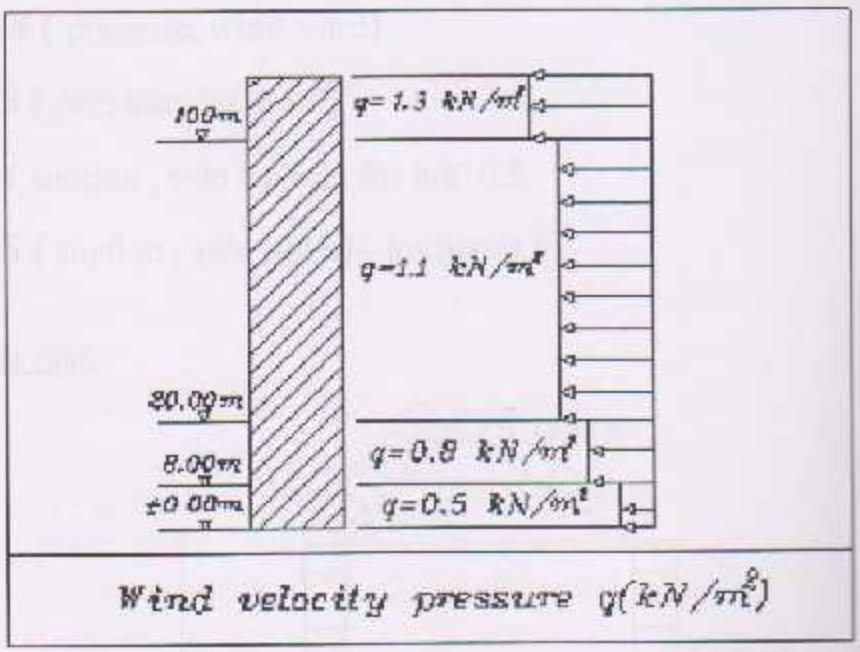




*Figure (3-1): wind velocity pressure.*

***Wind Resultant:***

$$W = C_p * q \qquad (kN/m^2)$$

$$W = C_p * q * A \qquad (kN)$$

*W: Wind load.*

*$C_p$ : External pressure coefficient.*

*A: External area.*

*CP : External pressure coefficient.*

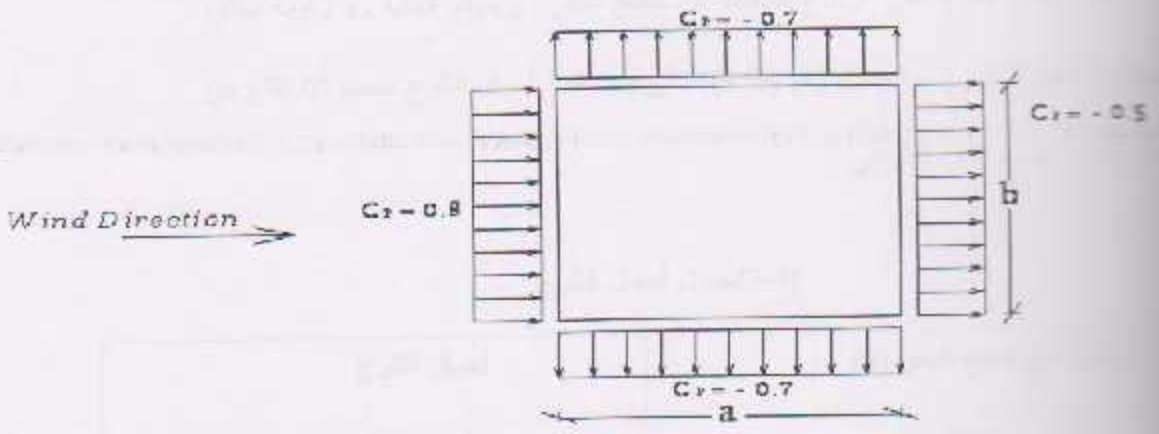



Figure (3-2) External pressure coefficient.

$C_P$ = + **0.8** ( pressure, wind ward)

$C_P$ = **- 0.5** ( pressure, lee ward)

$C_P$ = **- 0.7** ( suction , side walls) , for h/a>0.5

$C_P$ = **- 0.5** ( suction , side walls) , for h/a<0.5

**$C_P$ for slope roof:**

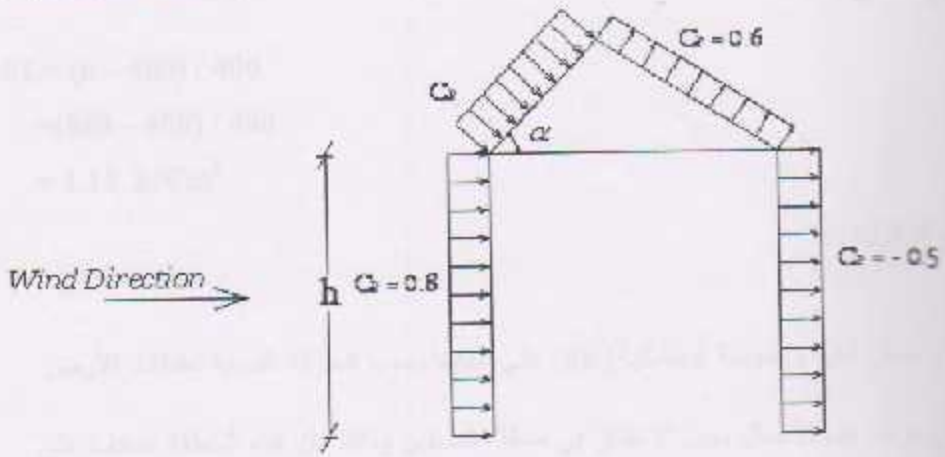



**Figure (3-3) $C_P$ for slope roof**

| $\alpha$ | <25° | 25° | 30° | 35° | 40° | 45° | >50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_P$ | -0.6 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| | | * -0.6 | | | | | |

*)opposite roof part

### 2.3.3.3 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر ، و موقع البناية ، و زاوية ميلان السطح ( سطح المبنى ) . الجدول رقم (3-4) التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني .

(3-4)جدول أحمال الثلوج

| علو المنشأ عن سطح البحر (h) (m) | أحمال الثلوج ($KN/m^2$) |
|---|---|
| 250>h | 0 |
| 500>h>250 | (h-250)/1000 |
| 1500>h>500 | (h-400)/400 |
| 2500>h>1500 | (h-812.5)/250 |

نستند إلى جدول أحمال الثلوج السابق و بعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر الذي يساوي (860 m) تم حساب أحمال الثلوج كالآتي :

$$SL = (h - 400) / 400$$
$$= (860 - 400) / 400$$
$$= 1.15\ kN/m^2$$

### 3.3.3.3 أحمال الزلازل:

هي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (ديناميكية) تؤثر على المنشأ بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض السطحية ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين وذلك لأن هذه المنطقة تصنف على أنها منطقة زلزالية حسب:

Uniform Building Code (UBC)

## 4.3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر العقـدات والجسـور والأعمـدة والجدران الحاملة وغير ذلك.

### roof 1.4.3

هو عبارة عن سطح خشبي يميل بزاوية 15° حيث يتكون من عدة طبقات ، بحيث يكون هناك جسور خشبية يتم إسنادها على الجسور الخراسانية للطابق الأخير يعلوها طبقة عازل يتم تركيب قطع خشبية بشكل طولي مع ترك مسافة بين كل قطعه و الأخرى عليها.

*Allowable stress for soft wood in ($kN/m^2$)*

| *Type of loading* | *Coniferous wood class II* | | *Laminated timber* |
|---|---|---|---|
| *Bending* $\delta_B$ | *10* | *11(for interior support)* | *14* |
| *Tension* $\delta_{\tau}$ | *7* | | *10.5* |
| *Tension* $\delta_{\tau//}$ | *0.05* | | |
| *Compression* $\delta_C$ | *8.50* | | *11* |
| *Compression* $\delta_{C//}$ | *2* | | *2.50* |
| *Shear* $\tau_{shear}$ | *.9* | *1.2(for section , which they are in distance ≥ 1.50 m from the face of the beam* | *1.20* |

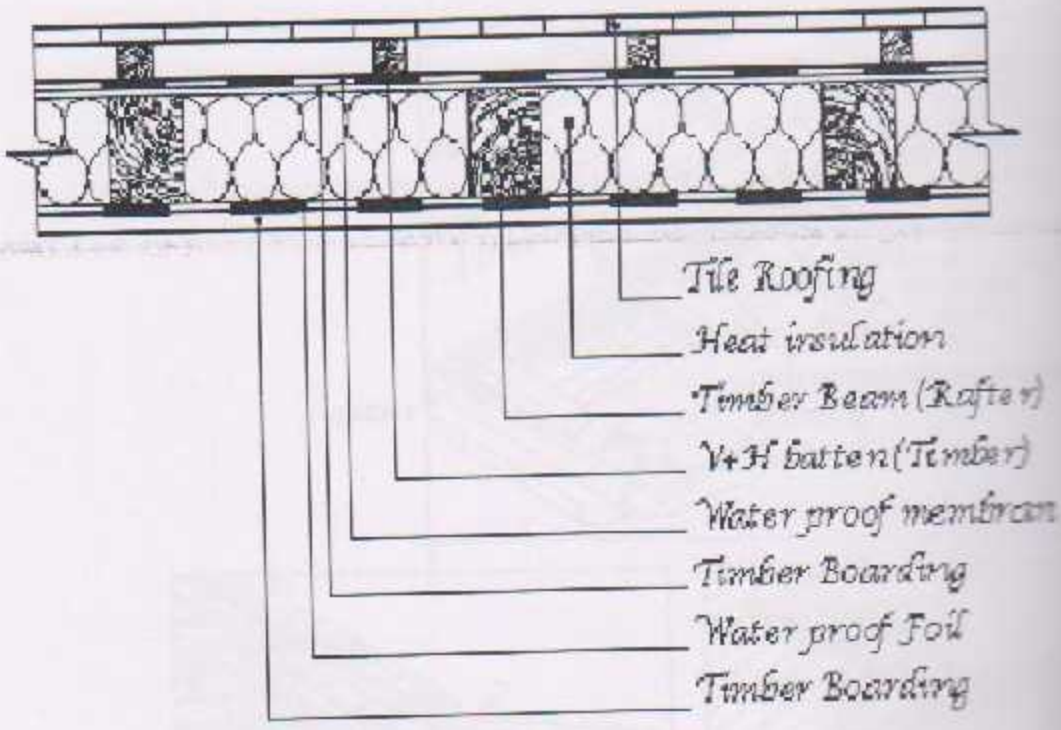



**Figure (3-4)** Timber roof section

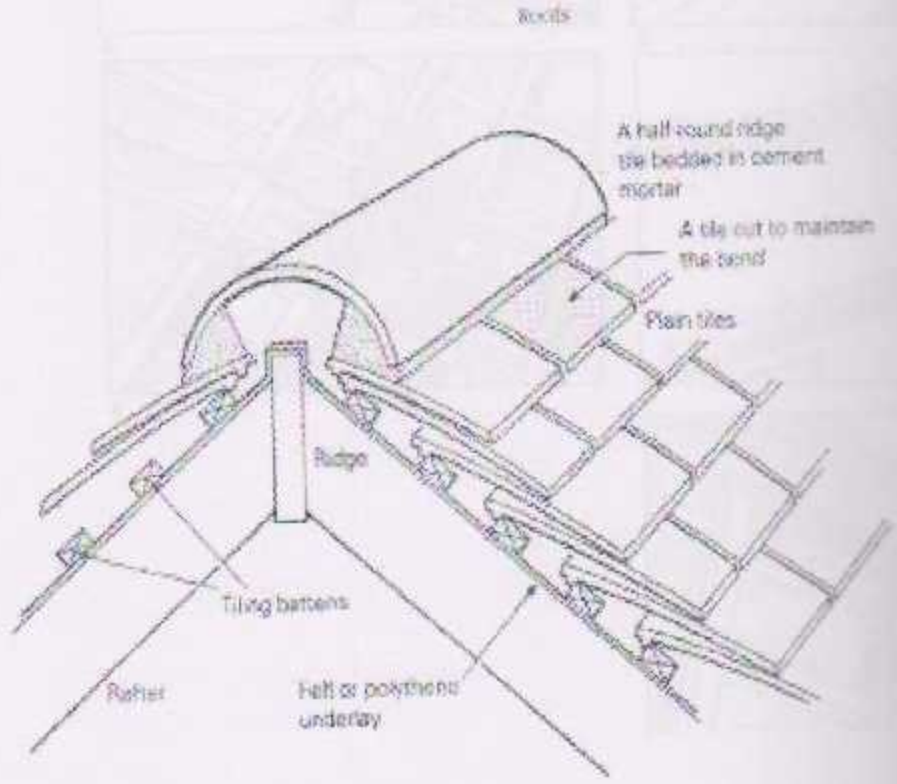
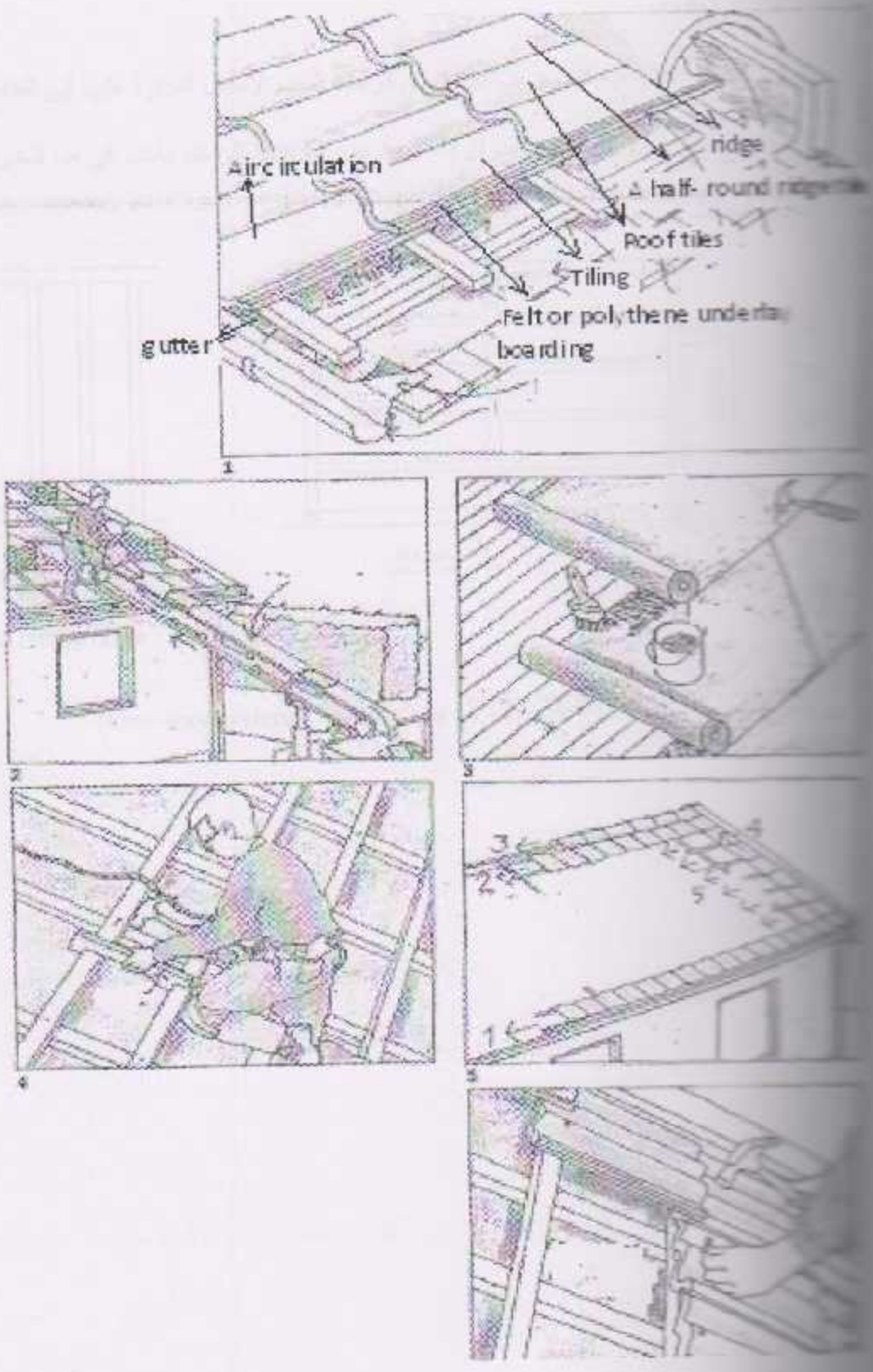



Figure 12.13 Laying a ridge tile on a plain tiled roof.

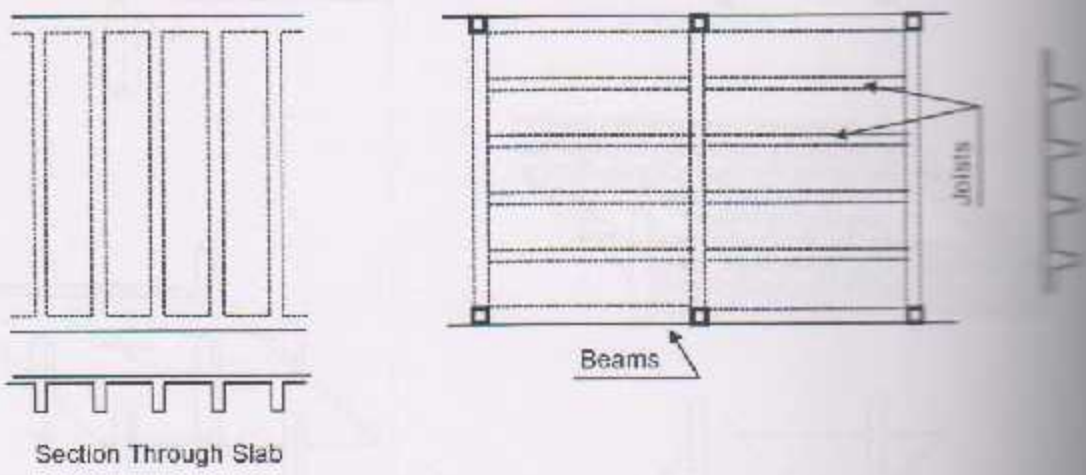
**Figure (3-5)** Laying a ridge tile on plain tiled roof



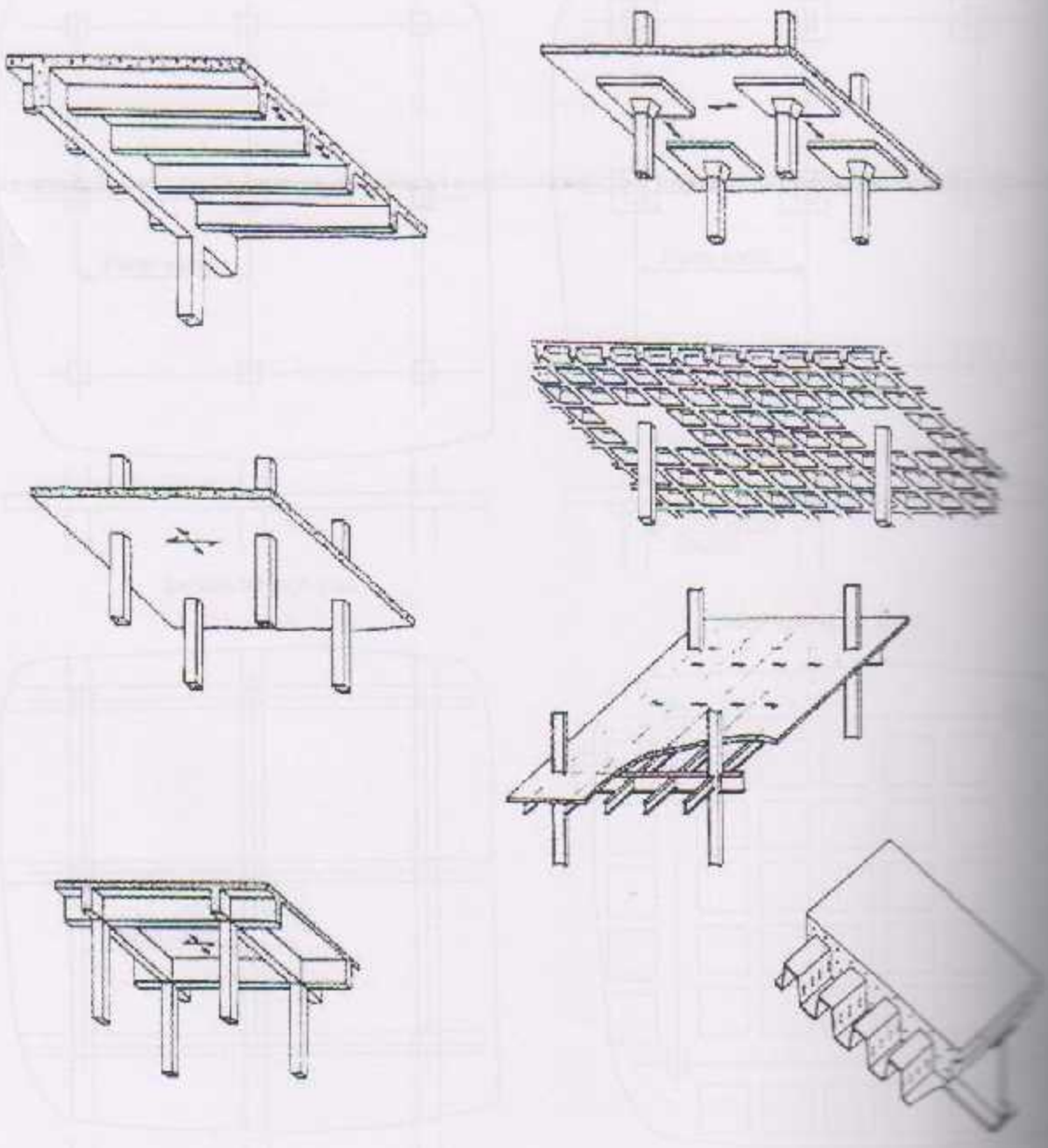

الشكل (3-6) يبين طريقة تركيب (roof)

2.4.3 العقدات:

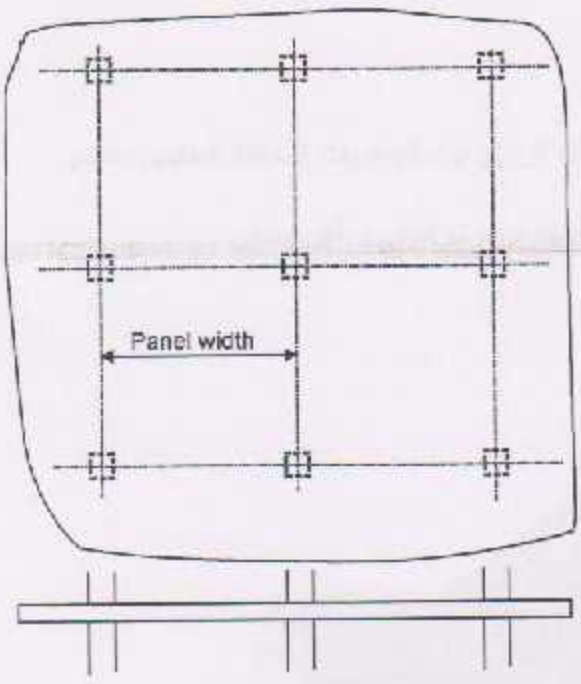
هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الراسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. في هذا المشروع سوف يتم اختيار العقدات المصمتة.



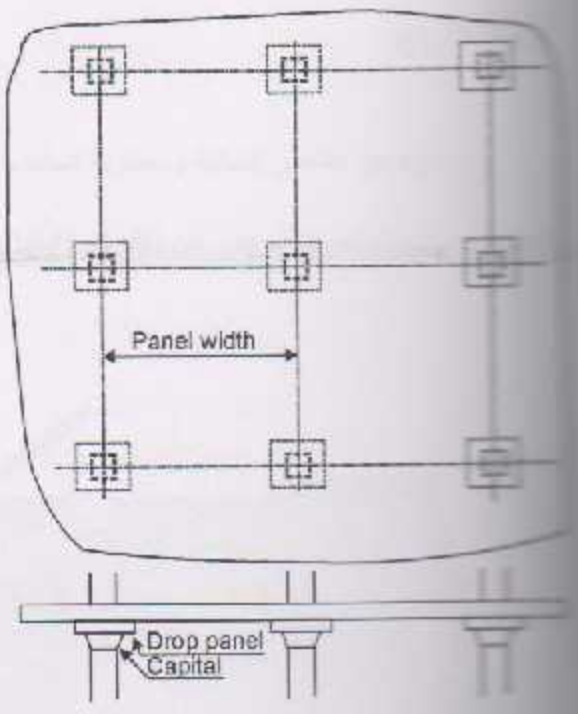

الشكل (3-7) يبين عقدات (One-way system)



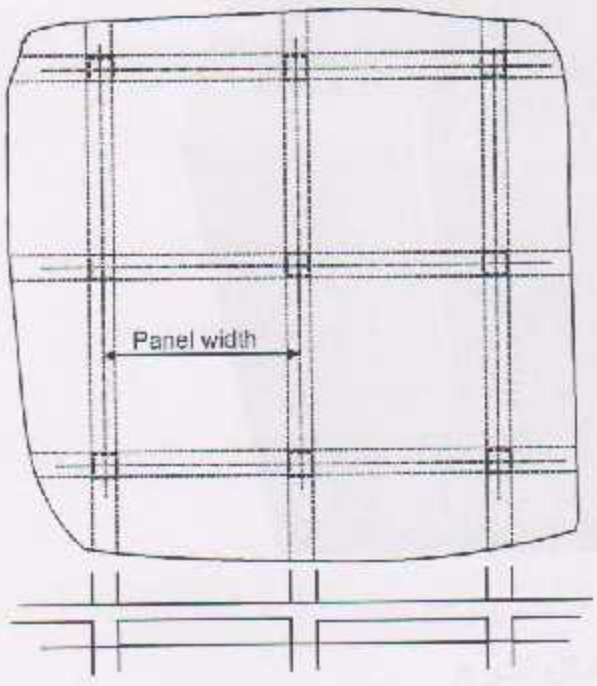
الشكل (3-8) يبين أنواع مختلفة من العقدات



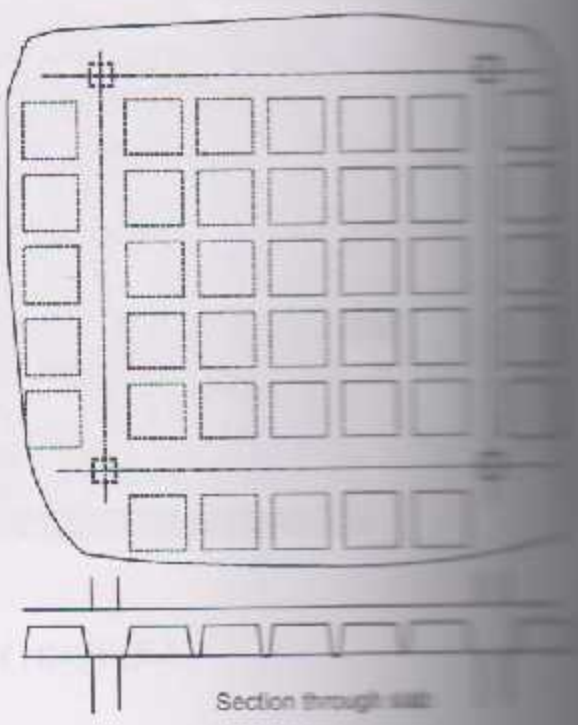

Section through slab




Section through slab




Section through slab

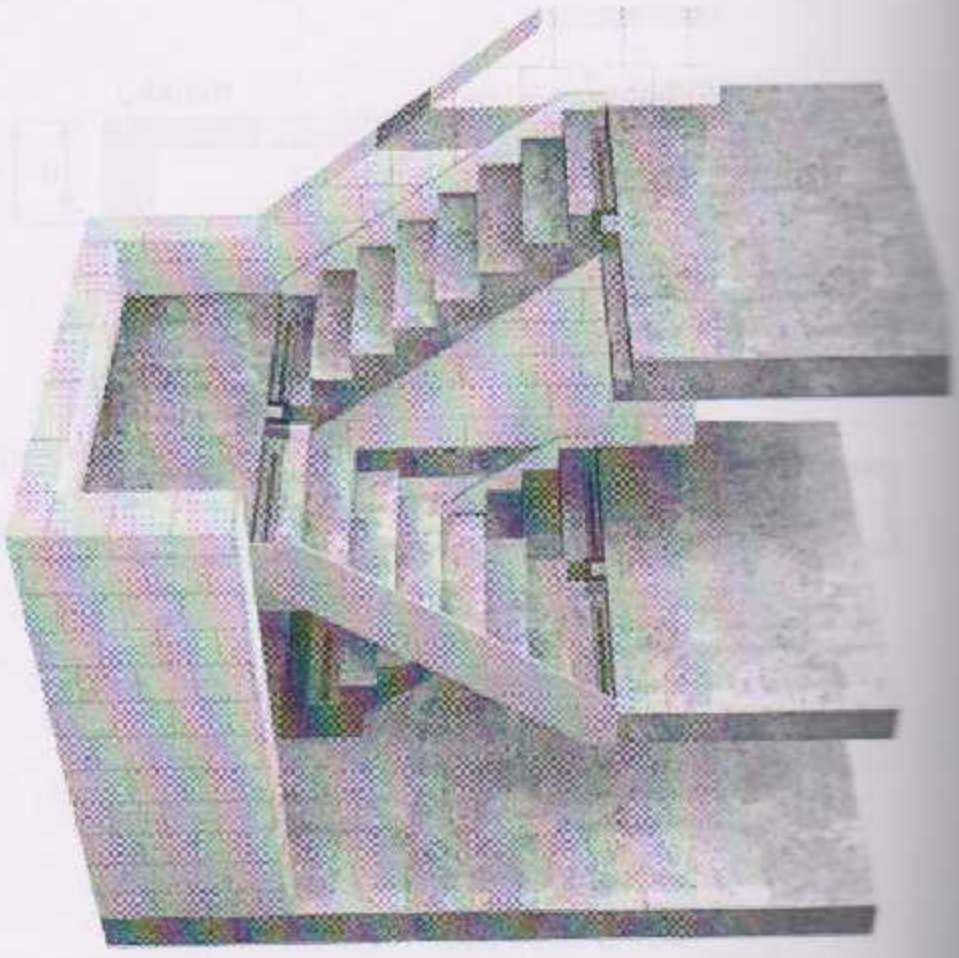


Section through slab

**Two-way Spanning Slabs** الشكل (3-9) يبين

3.4.3 الأدراج:

عبارة عن عناصر إنشائية ومعمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة للمناسيب عبر السلم وسوف يتم تصميم نوعين من الأدراج إنشائيا" حيث لدينا درج خرساني و آخر معدني .

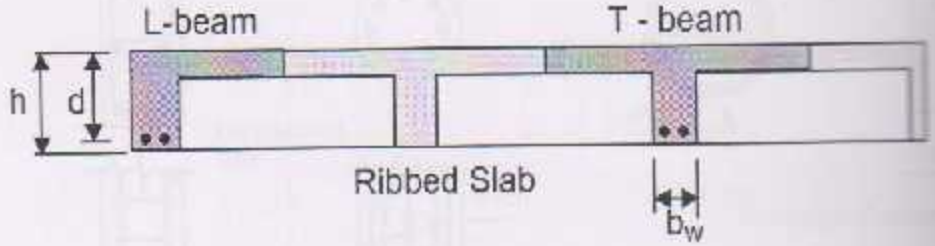


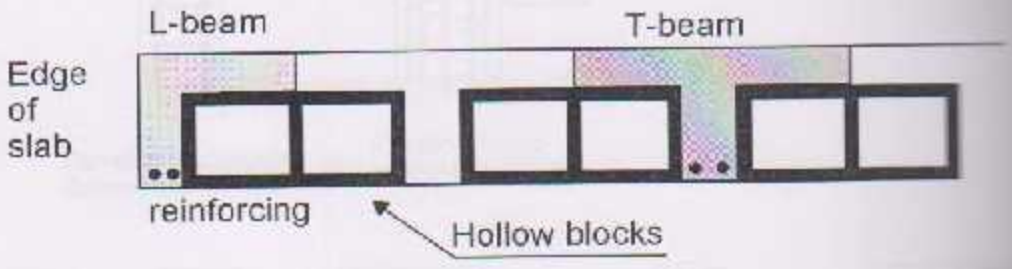
شكل (3-10) يبين شكل الدرج

### 3.4.4 الجسور:

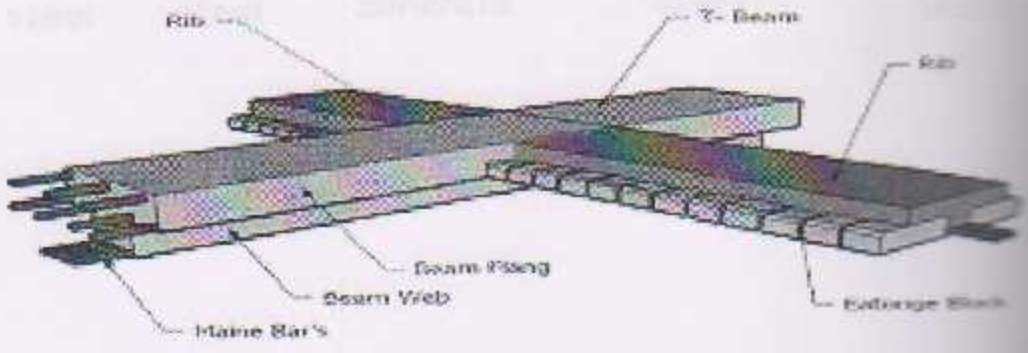
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة , وهي التي تبرز من العقدة إلى الأسفل يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

1. Up stand Beam .
2. Spine Beam .
3. down stand Beam .
4. T – Beam .
5. I. – Beam .



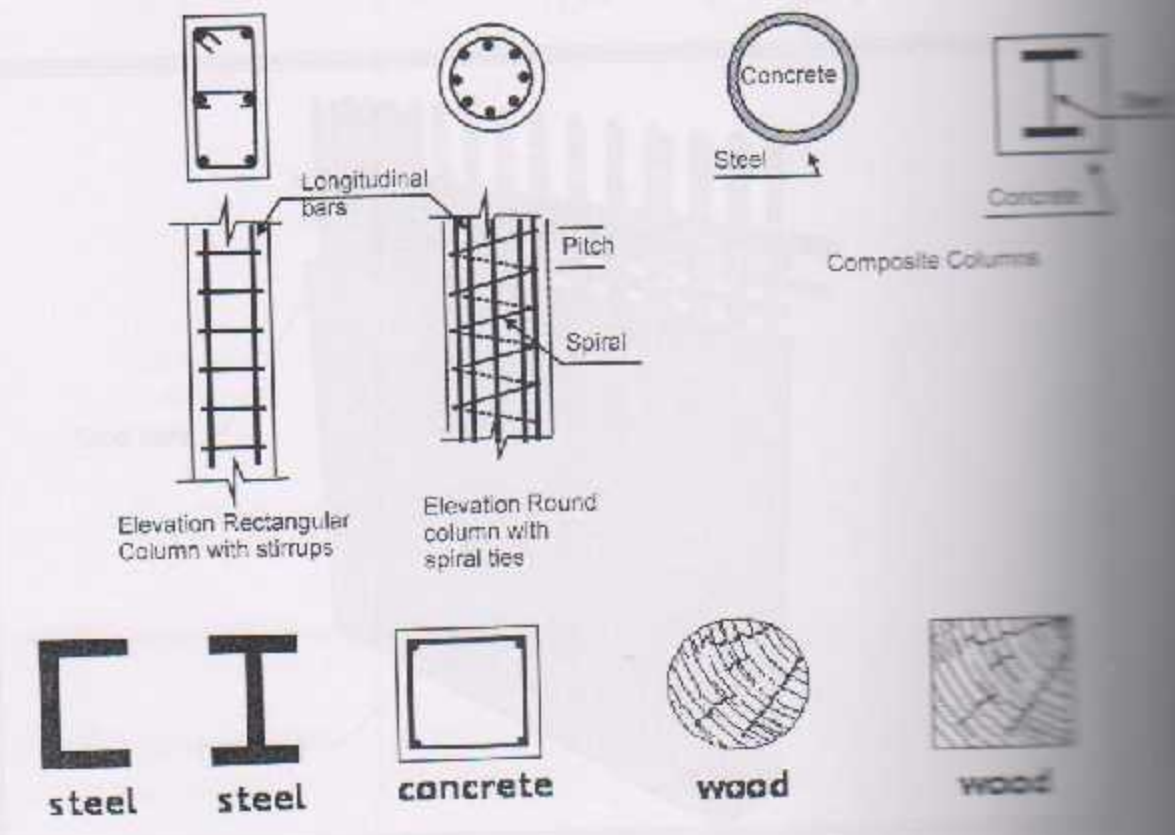

**T and L – beams**




شكل (3-11) يبين شكل الجسر الخرساني.

5.4.3 الأعمدة:

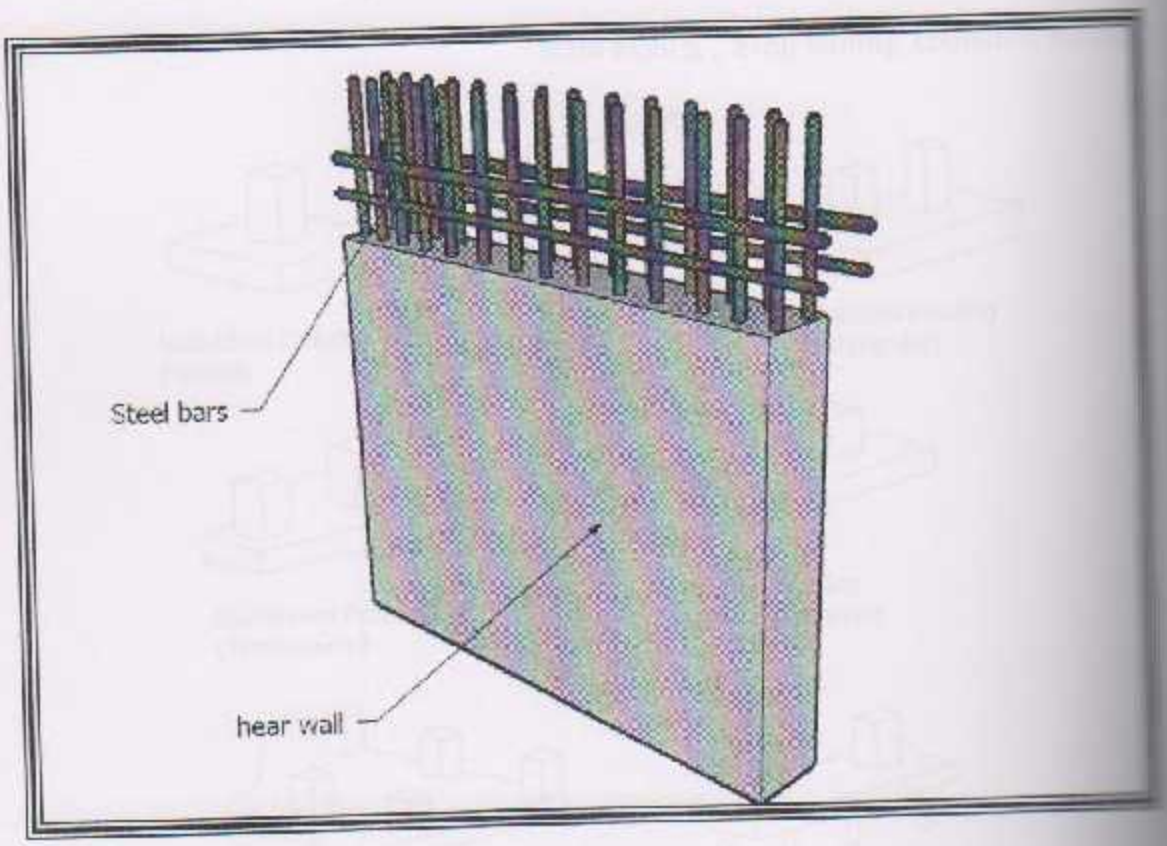
الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى . ولذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، و تم اختيار مقطعين مستطيل ودائري للأعمدة الخرسانية و مقطع مستطيل للأعمدة المعدنية .




شكل رقم(3-12) يبين بعض الأنواع للاعمده.

6.4.3 جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية و الافقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) . وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصعد ، وبعض جدران بيت الدرج، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها و بسبب قصر المبنى فهي كافيه في هذا المشروع .

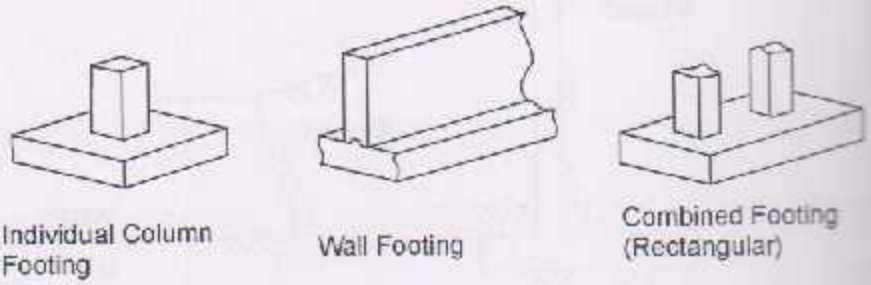


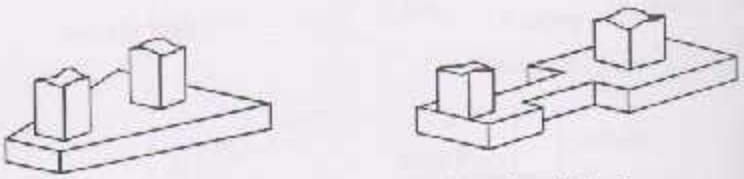

شكل (3-13) يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص.

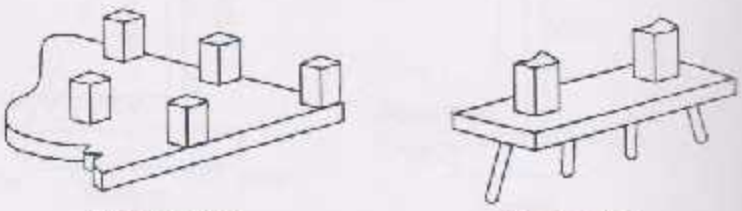
3.4.3 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها عند بناء المنشأ, إلا إن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.و هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة ( 400kN/m²) لمنطقة المشروع ، والأساسات عدة أنواع مختلفة. وسنستخدم Isolated footing

. mate footing , Strip footing, combined footing



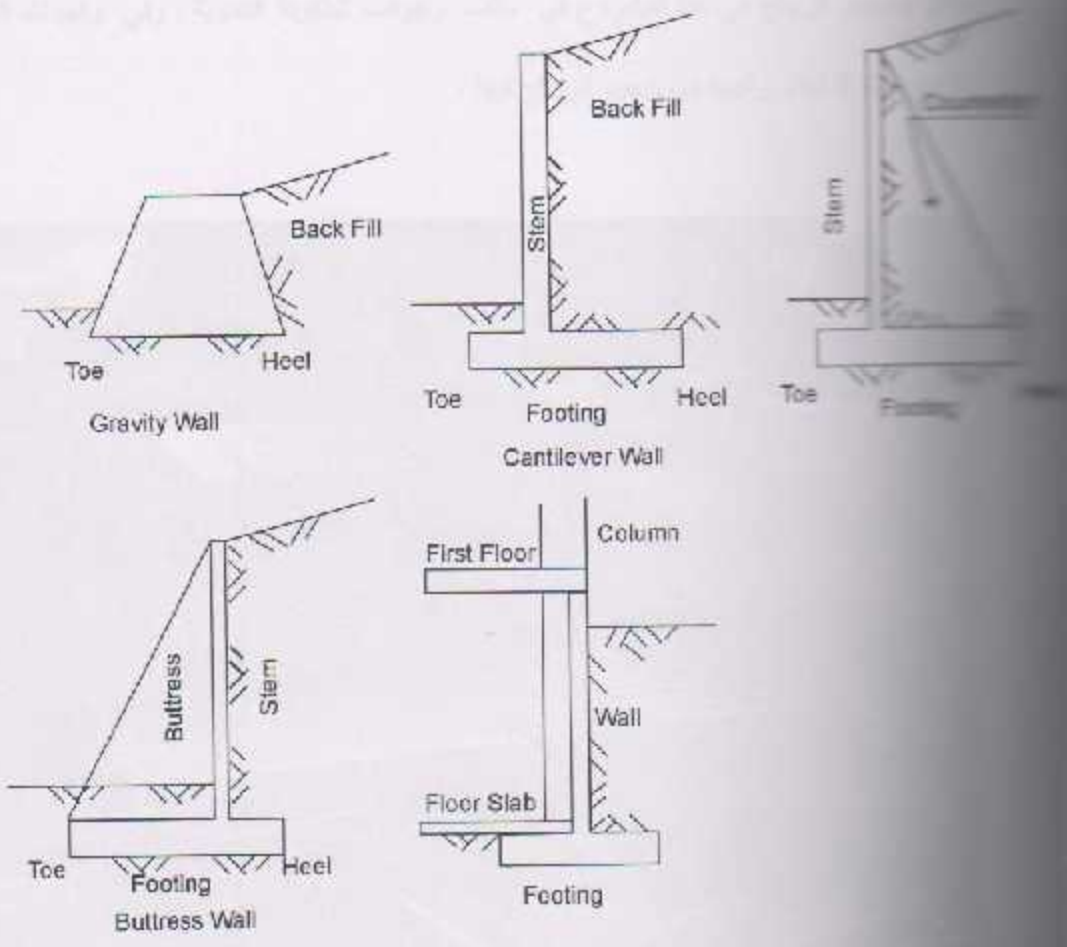




footing

شكل (3-14) يبين أنواع مختلفة من الأساسات .

### 3.4.3 الجدران الاستنادية:

تحيط إحاطة الطابق الأول بالتراب من ثلاث اتجاهات و بسبب وجود بركة سباحه تحت الأرض كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانزلاق أو الانهيار. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.




شكل (3-15) شكل يبين الجدران الاستنادية.

الزجاج :

لا يوجد هناك مواصفات محدده للزجاج لكن يوصى باستخدام الزجاج المزدوج لمعالجة كسر الزجاج

ان حصل . حيث انه في حال حصل كسر في الطبقة السطحية فان على الطبقة السفليه ات تكون

قادره على حمل الزجاج دون ان يحصل لها كسر الى ان يتم ازاله الزجاج المكسور واستبداله بزجاج

اخر . وان يحد من الضوضاء وتاثير الاشعة فوق البنفسجيه .

يتمثل استخدام الزجاج في هذا المشروع في سقف وجوانب البلكونة الشتوية . وفي واجهات المبنى

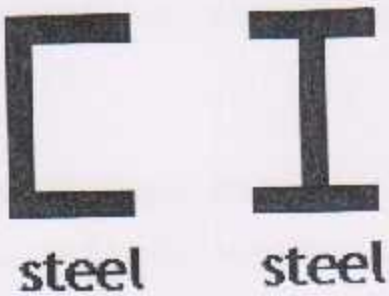
الرئيسي حيث لا تخلو واجهه من وجود الزجاج فيها .

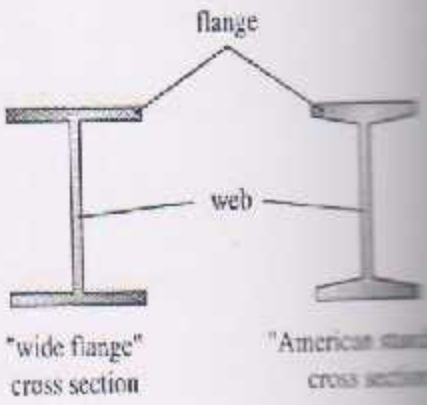
المعدن ( Steel ) :

يتصف المعدن بالكثير من الصفات التي جعلته من اهم المواد المستخدمة في الانشاء المعدن , حيث ان له قدرة كبيرة على تحمل الاجهات المتساوية تقريبا في الضغط والشد مما يقلل من الاوزان , كما انه يقلص وقت العمل لسرعة تجميعه وتركيبه في الموقع بعد ان يتم تصنيعه في الورش , وهو ايضا عنصر اقتصادي .

يستخدم المعدن في العديد من المنشات كالجسور والاعمده والهياكل الانشائية , ولان الاحمال في هذا المشروع ليست كبيره في منطقة السطح بسبب ستخدام الجسور الخشبية فقد تم استخدام الاعمده المعدنية لحملها,كما تم استخدامها في حمل الزجاج المستخدم في سقف وجدران البلكونة الشتوية .

هناك عدة اشكال ومقاطع للمعدن المستخدم في المنشئات منها ( Angle), (C flange), (wide flange), ( T flange), (I_S)



### 5.3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في المشروع وهي :

1. AUTOCAD (2007).

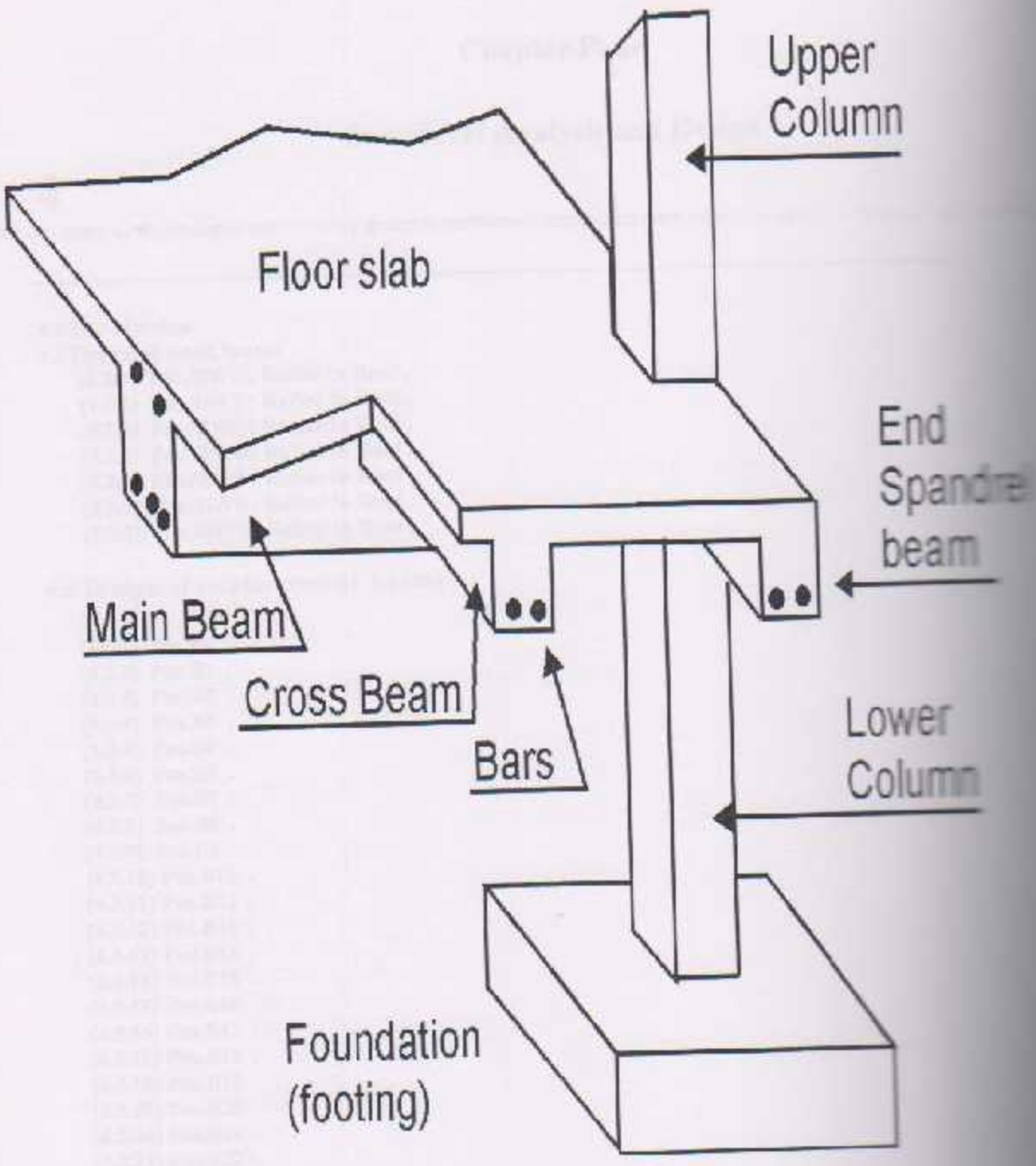
2. STAADPRO : وذلك لإجراء التحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

3. ATER : للتصميم والتحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

4. Prokon : لتصميم بعض العناصر الإنشائية.

5. (Office2007) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.

6. Sap 2000.




الشكل(3-16) يبين النظام الإنشائي بشكل عام.

\

## 4.1 Introduction

In this chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will show steps ( step by step ) of beams, slabs , columns , stairs , basement wall & foundation .

This chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to (ACI – code-318 02) .

**4.2 Design of wood beams .**

## (4.2.1)Pos./BW1/: Rafter in Roof .

*( 4.2.1.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.1.2)* **Section** : selected b/h = 8/20 cm .

Distance between the rafters is ≤ 60 cm .

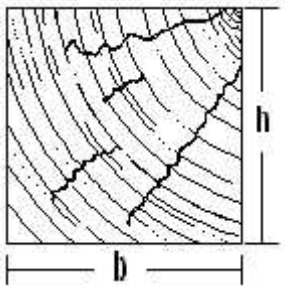



**Figure 4 - 1**

### *( 4.2.1.3)* Loading :

1. Dead Load:

| | |
|---|---|
| Self weight of the Timber Beam . | 6 kN/m$^3$ * 0.08 m * 0.20 m = 0.096 kN/m |
| Roof tiles | 0.55 kN/m$^2$ * 0.60 m = 0.33 kN/m |
| Ceiling and Boarding | 0.20 kN/m$^2$ * 0.60 m = 0.12 kN/m |
| Heat insulation | 1 kN/m$^3$ * 0. 20 m * 0.60 m = 0.12 kN/m |
| | Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m |

2. Live Load:

* Snow Load ($S_o$ ):

According to the Jordan code h = 860 ( height above R.L. )

SL= (h – 400) / 400

=(860 – 400) / 400

= 1.15 kN/m$^2$

= 1.15 kN/m$^2$ * 0.6 m

= 0.69 kN/m

* Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

$8 < h < 20$ m so $q = 0.8$ kN/m$^2$

~ $= 15^o$ so $C_P = - 0.6$

$W = C_P * q$

$W = - 0.6 * 0.8$

$= - .48$ kN/m$^2$

$= - .48$ kN/m$^2 * 0.6$ m

$= - .288$ kN/m

( wind load acts suitable of the system )

This mean that effect of the wind load on the roof is tension or in the opposite direction of the dead load , so we will check if the dead load > wind load or not .

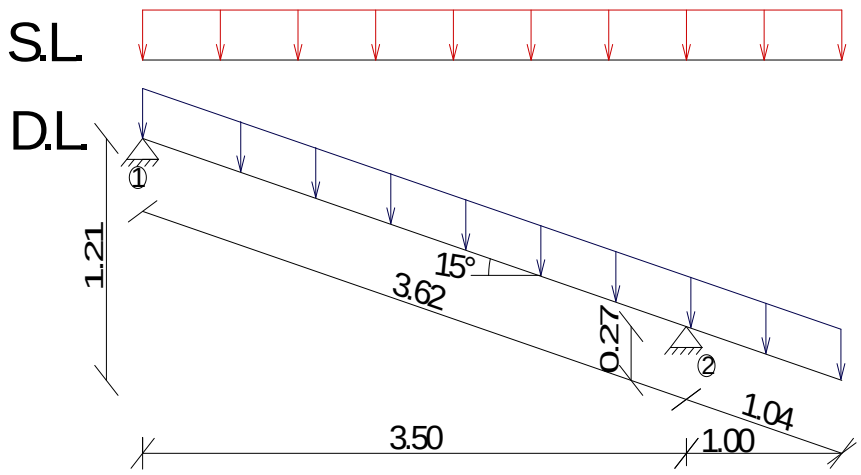
Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m

Wind Load = .288 kN/m

0. 666 kN/m > .288 kN/m so the roof is save against uplift by Wind Load

Wind Load will be not used .

### *( 4.2.1.4)* **System :**



## *( 4.2.1.5*) **Design :**

*** See STAAD Pro results in page ( - )

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood .

$\pm_B \le 10 MN/m^2$

$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{max}$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$

$I_y = \frac{1}{12} * .08 * .2^3 = 5.33 * 10^{-5}$

$M_y$ = 1.78 kN.m

$Z_{max}$ = .1 m

So $\pm_B = \frac{1.78}{5.33 * 10^{-5}} * .1 = 3.34 MPa$

$3.34\,MPa < 10\,MPa$ so the taken dimension is suitable .

2)Allowable shear stress .

$\tau \le 0.9 N/mm^2$

$\tau = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $\tau = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$\tau = 1.5 * \frac{2.52}{0.2 * 0.08} = 236 \text{ kN/m}^2$$

$$= .236 \text{ N/mm}^2$$

$0.236 \text{ N/mm}^2 < 0.9 \text{N/mm}^2$ so the taken dimension is suitable .

3) Deflection .

* Deflection for span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 3.62 m

$F_{max} \le \frac{3.62}{300}$

So $F_{max} \le .012$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = . 436 cm

. 436 cm < 1.2 cm So its ok

* Deflection for cantilever

$F_{max} \le \frac{L}{150}$ where L = 1.04 m

$F_{max} \le \frac{1.04}{150}$

So $F_{max} \le .0069$ m

We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = . 287 cm

. 287 cm < 0.69 cm So its ok

Reaction Supports is :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | -0.025 | 1.116 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.025 | 1.115 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -0.049 | 2.231 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.025 | 1.989 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.025 | 1.988 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.049 | 3.978 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

## (4.2.2)Pos./BW2/: Rafter in Roof .

*( 4.2.2.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.2.2)* **Section** : selected b/h = 8/20 cm .

Distance between the rafters is 60 cm .

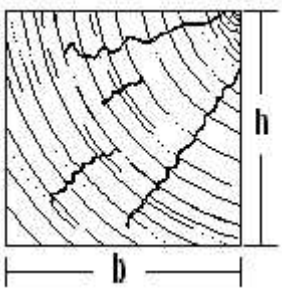



**Figure 4 - 2**

### *( 4.2.2.3)* Loading :

1. Dead Load:

| | |
|---|---|
| Self weight of the Timber Beam . | 6 kN/m$^3$ * 0.08 m * 0.20 m = 0.096 kN/m |
| Roof tiles | 0.55 kN/m$^2$ * 0.60 m = 0.33 kN/m |
| Ceiling and Boarding | 0.20 kN/m$^2$ * 0.60 m = 0.12 kN/m |
| Heat insulation | 1 kN/m$^3$ * 0.02 m * 0.60 m = 0.12 kN/m |

Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m

2. Live Load:

* Snow Load ($S_o$ ):

According to the Jordan code h = 860 ( height above R.L. )

SL= (h – 400) / 400

=(860 – 400) / 400

= 1.15 kN/m$^2$

= 1.15 kN/m$^2$ * 0.6 m

= 0.69 kN/m

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

$8 < h < 20$ m so $q = 0.8$ kN/m$^2$

$\sim = 15^o$ so $C_P = -0.6$

$W = C_P * q$

$W = -0.6 * 0.8$

$= -.48$ kN/m$^2$

$= -.48$ kN/m$^2 * 0.6$ m

$= -.288$ kN/m

( wind load acts suitable of the system )

This mean that effect of the wind load on the roof is tension or in the opposite direction of the dead load , so we will check if the dead load > wind load or not .

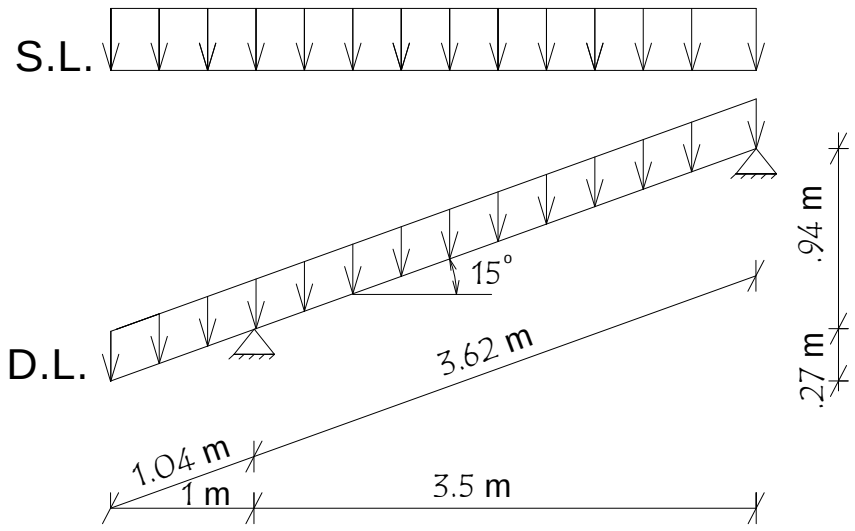
Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m

Wind Load = .288 kN/m

0.666 kN/m > .288 kN/m so the roof is save against uplift by Wind Load

Wind Load will be not used .

### *( 4.2.2.4)* **System :**



## *( 4.2.2.5)* **Design :**

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood .

$$\pm_B \le 10 MN/m^2$$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N = zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .08 * .2^3 = 5.33 * 10^{-5}$$

$M_y$ = 1.78 kN.m

$Z_{max}$ = .1 m

So $$\pm_B = \frac{1.78}{5.33 * 10^{-5}} * .1 = 3.34 MPa$$

$3.34\,MPa < 10\,MPa$ so the taken dimension is suitable .

2)Allowable shear stress .

$\tau \le 0.9 N / mm^2$

$\tau = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $\tau = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$\tau = 1.5 * \frac{3.52}{0.2 * 0.08} = 330\ \text{kN/m}^2$$

$$= .33 \text{N/mm}^2$$

0 .33 $\text{N/mm}^2 < 0.9 \text{N/mm}^2$ so the taken dimension is suitable .

3) Deflection .

* Deflection for span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 4.66 m

$F_{max} \le \frac{4.66}{300}$

So $F_{max} \le .0155$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = .00436 m

.00436m <.0155m So its ok

* Deflection for cantilever

$F_{max} \le \frac{L}{150}$ where L = 1.04 m

$F_{max} \le \frac{1.04}{150}$

So $F_{max} \le .0069$ m

We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = .00287 m

.00287m <.0069m So its ok

*See STAAD results in the appendix .

Reaction Supports is :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | -0.025 | 1.116 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.025 | 1.115 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -0.049 | 2.231 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.025 | 1.989 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.025 | 1.988 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.049 | 3.978 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

## (4.2.3)Pos./BW3/: Rafter in Roof .

*( 4.2.3.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.3.2)* **Section** : selected b/h = 8/20 cm .

Distance between the rafters is ≤ 120 cm .

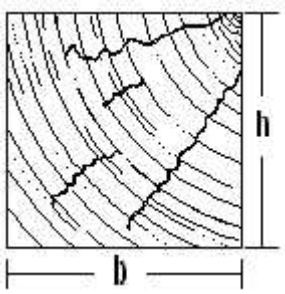



**Figure 4 - 3**

### *( 4.2.3.3)* Loading :

1. ***Dead Load for first span :

| | |
|---|---|
| Self weight of the Timber Beam . | 6 kN/m$^3$ * 0.08 m * 0.20 m = 0.096 kN/m |
| Glass | 25 kN/m$^3$ *.033* 1.20 m = 0.99 kN/m |
| | Dead Load $_{Total}$ = 1.086 kN/m |

*** Dead Load for second span

| | |
|---|---|
| Self weight of the Timber Beam . | 6 kN/m$^3$ * 0.08 m * 0.20 m = 0.096 kN/m |
| Roof tiles | 0.55 kN/m$^2$ * 1.20 m = .66 kN/m |
| Ceiling and Boarding | 0.20 kN/m$^2$ * 1.20 m = 0.24 |
| Heat insulation | 1 kN/m$^3$ * 0. 20 m * 1.20 m = 0. 24 kN/m |
| | Dead Load $_{Total}$ = 1.236 kN/m |

2. Live Load:

* Snow Load ($S_o$ ):

According to the Jordan code h = 860 ( height above R.L. )

SL= (h – 400) / 400

=(860 – 400) / 400

= 1.15 kN/m$^2$

= 1.15 kN/m$^2$ * 1.20 m

= 1.38 kN/m

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

$8 < h < 20$ m so $q = 0.8$ kN/m$^2$

~ $= 15^o$ so $C_P = -0.6$

$W = C_P * q$

$W = -0.6 * 0.8$

$= -.48$ kN/m$^2$

$= -.48$ kN/m$^2 * 1.2$ m

$= -.576$ kN/m

( wind load acts suitable of the system )

This mean that effect of the wind load on the roof is tension or in the opposite direction of the dead load , so we will check if the dead load > wind load or not .

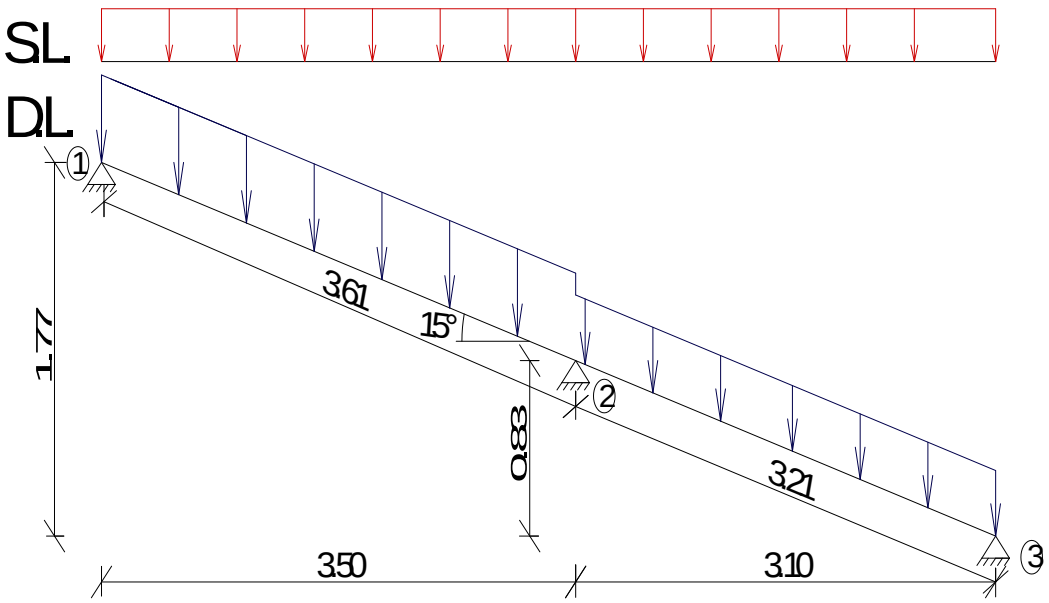
Dead Load $_{Total}$ = 1.06 kN/m

Wind Load = .576 kN/m

1.06 kN/m > .288 kN/m so the roof is save against uplift by Wind Load

Wind Load will be not used .

### *( 4.2.3.4*) **System :**



## *( 4.2.3.5*) **Design :**

***See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052 .

1) Allowable bending stress for soft wood .

$\pm_B \leq 11 MN/m^2$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .08 * .2^3 = 5.33*10^{-5}$$

$M_y$ = 3.47 kN.m ( over the support ) .

$Z_{max}$ = .1 m

So $$\pm_B = \frac{3.47}{5.33*10^{-5}} * .1 = 6.51 MPa$$

$6.51\,MPa < 11\,MPa$ so the taken dimension is suitable .

2)Allowable shear stress .

$\tau \le 0.9 N/mm^2$

$\tau = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $\tau = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$\tau = 1.5 * \frac{5.06}{0.2 * 0.08} = 316\ \text{kN/m}^2$$

$$= .316\ \text{N/mm}^2$$

0 .316 $N/mm^2$ < 0.9$N/mm^2$ so the taken dimension is suitable .

3) Deflection .

* Deflection for the first span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 3.21 m

$F_{max} \le \frac{3.21}{300}$

So $F_{max} \le .011$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = . 23 cm

. 23 cm < 1.1 cm So its ok .

* Deflection for the second span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 3.61 m

$F_{max} \le \frac{3.61}{300}$

So $F_{max} \le .012$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = . 42 cm

. 42 cm < 1.2 cm So its ok .

Reaction support :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | -0.136 | 1.910 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.113 | 1.428 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -0.248 | 3.338 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.288 | 5.630 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.240 | 4.726 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.528 | 10.356 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 3 | 1 LOAD CAS | -0.153 | 1.568 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.127 | 1.509 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -0.280 | 3.077 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

## (4.2.4)Pos./BW4/: Rafter in Roof .

*( 4.2.4.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.4.2)* **Section** : selected b/h = 14 / 24 cm .

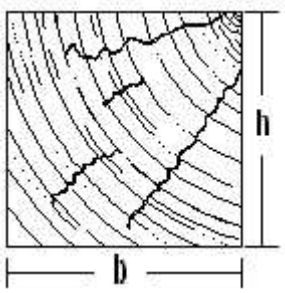
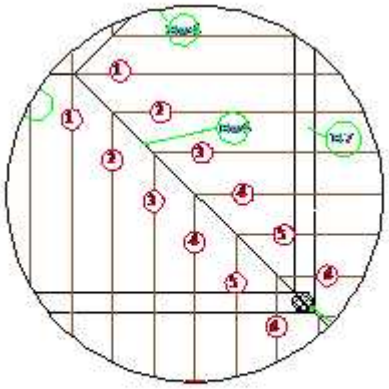



**Figure 4 - 4**

*( 4.2.4.3)* **Loading :**



Detail A-A

Dead Load:

Concentrated force from rafter (1) = 1.12 kN * 2 = 2.24 kN

Concentrated force from rafter (2) = 0.93 kN * 2 = 1.82 kN

Concentrated force from rafter (3) = 0.67 kN * 2 = 1.34 kN

Concentrated force from rafter (4) = 0.42 kN * 2 = .84 kN

Concentrated force from rafter (5) = 0.117 kN * 2 = .234kN

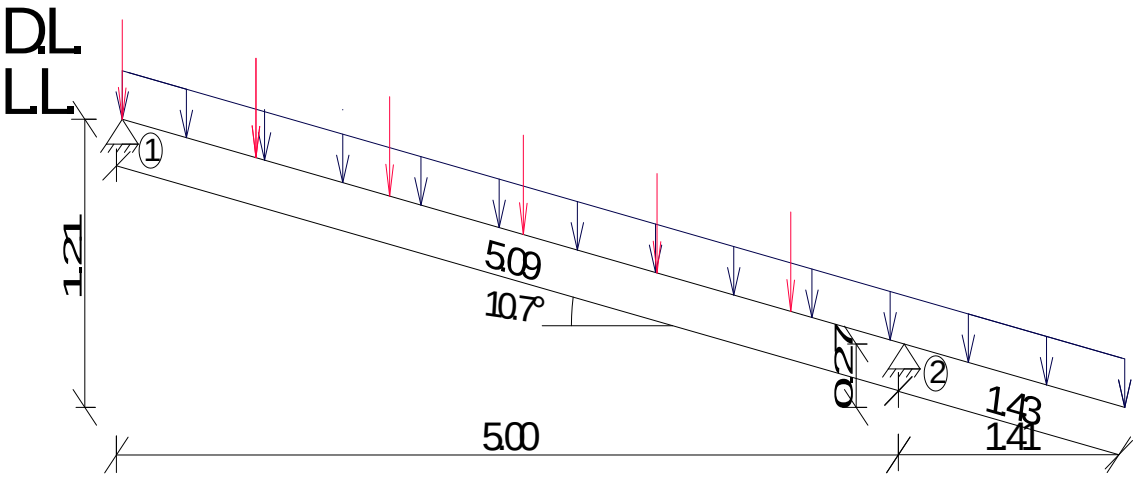
Concentrated force from rafter (6) = -0.4 kN ( Neglected )

Self weight of the Timber Beam 6 kN/m$^3$ * 0.14 m * 0.24 m = 0.2 kN/m

1. Live load :

| | |
|---|---|
| Concentrated force from rafter (1) | = 1.12 kN * 2 = 2.24 kN |
| Concentrated force from rafter (2) | = 0.93 kN * 2 = 1.82 kN |
| Concentrated force from rafter (3) | = 0.67 kN * 2 = 1.34 kN |
| Concentrated force from rafter (4) | = 0.42 kN * 2 = .84 kN |
| Concentrated force from rafter (5) | = 0.117 kN * 2 = .234kN |
| Concentrated force from rafter (6) | = -0.4 kN ( Neglected ) |

### *( 4.2.4.4)* **System :**



## *( 4.2.4.5)* **Design :**

**See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052 .

1) Allowable bending stress for soft wood .

$\pm_B \le 10 MN/m^2$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .12 * .24^3 = 1.38 * 10^{-4}$$

$M_y$ = 7.26 kN.m

$Z_{max}$ = .12 m

So $$\pm_B = \frac{7.26}{1.38 * 10^{-4}} * .12 = 6.31 MPa$$

6.26 $MPa$ < 10 $MPa$ so the taken dimension is suitable .

2)Allowable shear stress .

$\tau \le 0.9 N/mm^2$

$\tau = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $\tau = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$\tau = 1.5 * \frac{6.17}{0.24 * 0.12} = 321.4 \text{ kN/m}^2$$

$$= .3214 \text{ N/mm}^2$$

0 .3214 $N/mm^2 < 0.9 N/mm^2$ so the taken dimension is suitable

3) Deflection .

* Deflection for the first span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 5.09 m

$F_{max} \le \frac{5.09}{300}$

So $F_{max} \le .017$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 1.3 cm

1.3 cm < 1.7 cm So its ok .

* Deflection for cantilever

$F_{max} \le \frac{L}{150}$ where L = 1.41 m

$F_{max} \le \frac{1.41}{150}$

So $F_{max} \le .0094$ m

We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = 1.023 cm

.885 cm <.94 cm So its ok .

Reaction support :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | -0.006 | 5.553 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.000 | 5.147 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -0.006 | 10.700 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.006 | 2.089 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -0.000 | 1.367 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.006 | 3.457 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

## (4.2.5)Pos./BW5/: Rafter in Roof .

*( 4.2.5.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.5.2)* **Section** : selected b/h = 20 / 30 cm .

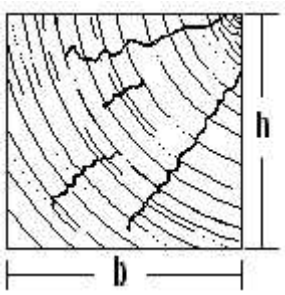



**Figure 4 - 5**

*( 4.2.5.3)* **Loading :**

1. Dead Load:

Self weight of the Timber Beam 13.6 kN/m$^3$ * 0.20 m 0.30 m = 0.816 kN/m

Line load from the reaction support of (BW2) 1.115 / 0.6 = 1.86 kN/m

Line load from the reaction support of (BW3) 1.46 / 1.20 = 1.22 kN/m

Concentrated force from rafter (BW4) = 5.55 kN * 2 = 11.1 kN

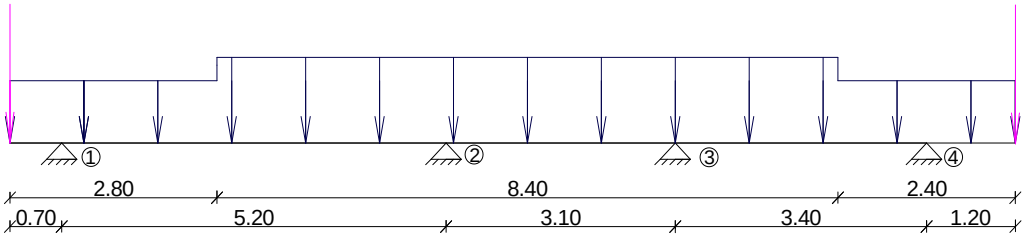
2. Live Load:

Line load from the reaction support of (BW2) 1.116 / 0.6 = 1.86 kN/m

Line load from the reaction support of (BW3) 1.91 / 1.20 = 1.6 kN/m

Concentrated force from rafter (BW4) = 5.15 kN * 2 = 10.3 kN

### *( 4.2.5.4)* **System :**




### *( 4.2.5.5)* **Design :**

***See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood

$$\pm_B \le 11 MN/m^2$$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .20 * .30^3 = 4.5 * 10^{-4}$$

$M_y$ = 19.26 kN.m ( over the support ) over column 4 .

$Z_{max}$ = 0.15 m

So $\pm_B = \frac{19.26}{4.5*10^{-4}} * 0.15 = 6.42 MPa$

$6.42\,MPa < 11\,MPa$ so the taken dimension is suitable

2)Allowable shear stress .

$² \le 0.9 N / mm^2$

$² = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $² = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$² = 1.5 * \frac{23.5}{0.20 * 0.30} = 587.5\,\text{kN/m}^2$$

$$= 0.587\ \text{N/mm}^2$$

$0.587\ \text{N/mm}^2 < 0.9\ \text{N/mm}^2$ so the taken dimension is suitable

3) Deflection .

*** Deflection for cantilever #1

$F_{max} \le \frac{L}{150}$ where L = 0.7 m

$F_{max} \le \frac{0.7}{150}$

So $F_{max} \le .0047$ m

We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = .12 cm

.12 cm <.47 cm So its ok

*** Deflection for the first span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 5.2 m

$F_{max} \le \frac{5.2}{300}$

So $F_{max} \le .0173$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.13 cm

0.13 cm < 1.73 cm So its ok

*** Deflection for the second span

$$F_{max} \le \frac{L}{300} \qquad \text{where } L = 3.1 \text{ m}$$

$$F_{max} \le \frac{3.1}{300}$$

So $F_{max} \le .0103$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.022 cm

0.022 cm < 1.03 cm So its ok

*** Deflection for the third span

$$F_{max} \le \frac{L}{300} \qquad \text{where } L = 3.4 \text{ m}$$

$$F_{max} \le \frac{3.4}{300}$$

So $F_{max} \le .0113$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.05 cm

0. 05 cm < 1.13 cm So its ok .

*** Deflection for cantilever #2

$$F_{max} \le \frac{L}{150} \qquad \text{where } L = 1.2 \text{ m}$$

$$F_{max} \le \frac{1.2}{150}$$

So $F_{max} \le .008$ m

We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = 0.43 cm

0.43 cm <.8 cm So its ok .

Reaction Supports is :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 33.036 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 27.277 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 60.313 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 31.242 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 12.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 43.411 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 3 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 16.111 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 11.269 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 27.380 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 4 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 30.477 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 10.481 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 40.958 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

Design of reaction – pressing : between the Beam and the steel column (head connection )

$$\pm_B = \frac{N}{A} \le \pm_{all,\perp} = 2N/mm^2$$

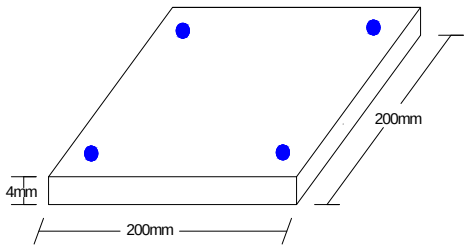
N = reaction support ( D.L +L.L )

= 60.313 kN = 60313 N

A = 20 cm x 20 cm = 400 $cm^2$ = 4x$10^4$ $mm^2$

$$\pm_B = \frac{60313}{4x10^4} = 1.5N/mm^2$$

$$\pm_B = 1.5N/mm^2 \le \pm_{all,\perp} = 2N/mm^2$$




b / h / t = 200 / 200 / 4 mm

Steel plate

## (4.2.6)Pos./BW6/: wood beam.

*( 4.2.6.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.6.2)* **Section** : selected b/h = 12 / 20 cm .

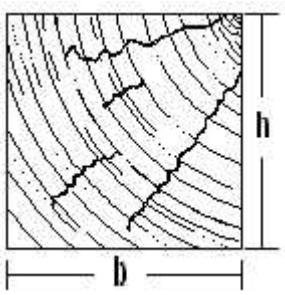



**Figure 4 - 6**

*( 4.2.6.3)* **Loading :**

1. Dead Load:

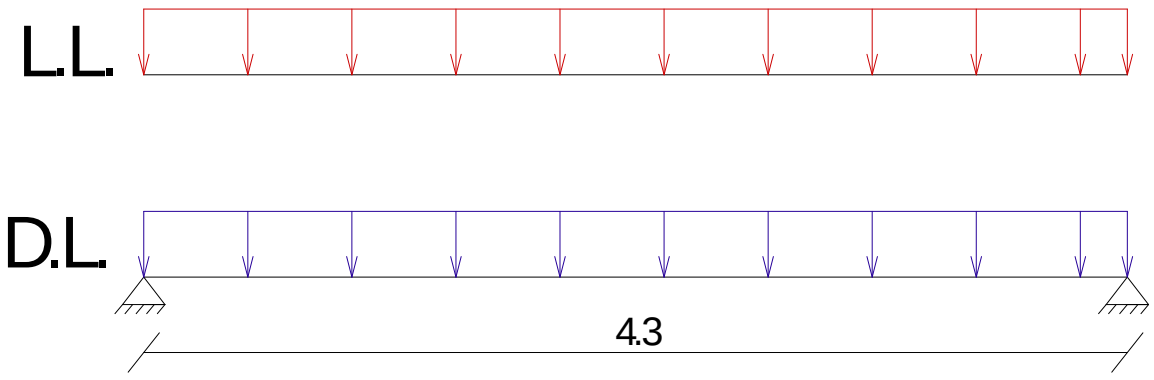
Self weight of the Timber Beam 3.4 kN/m$^3$ * 0.20 m 0.12 m = 0.082 kN/m

Line load from the reaction support of (BW2) 2 / 0.6 = 3.33 kN/m

2. Live Load:

Line load from the reaction support of (BW2) 2 / 0.6 = 3.33 kN/m

*( 4.2.6.4)* **System :**



## *( 4.2.6.5*) **Design :**

***See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood

$$\pm_B \le 10 MN/m^2$$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .12 * .20^3 = 8 * 10^{-5}$$

$M_y$ = 3.34 kN.m

$Z_{max}$ = 0.1 m

So $$\pm_B = \frac{4.34}{8*10^{-5}} * 0.1 = 5.43 MPa$$

$5.425\,MPa < 10\,MPa$ so the taken dimension is suitable

2)Allowable shear stress .

$^2 \le 0.9 N / mm^2$

$^2 = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $^2 = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$^2 = 1.5 * \frac{8.1}{0.20 * 0.12} = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.34 \text{N/mm}^2$$

0 .34 N/mm$^2$ < 0.9 N/mm$^2$ so the taken dimension is suitable

3) Deflection .

*** Deflection for the span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 3.4 m

$F_{max} \le \frac{3.4}{300}$

So $F_{max} \le .0113$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.75 cm

0.75 cm < 1.13 cm So its ok

Reaction Supports is :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | 0.261 | 0.687 | 5.096 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.051 | 0.134 | 1.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.312 | 0.821 | 6.097 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.765 | -2.140 | 11.233 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.149 | -0.418 | 2.176 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.914 | -2.558 | 13.409 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

## (4.2.7)Pos./BW7/: wood beam.

*( 4.2.7.1)* **Material** : Coniferous wood class II .

*( 4.2.7.2)* **Section** : selected b/h = 12 / 20 cm .

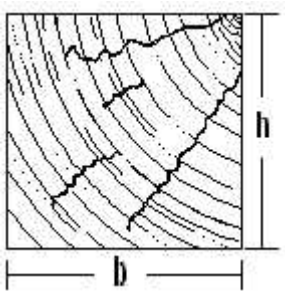



**Figure 4 - 7**

*( 4.2.7.3)* **Loading :**

1. Dead Load:

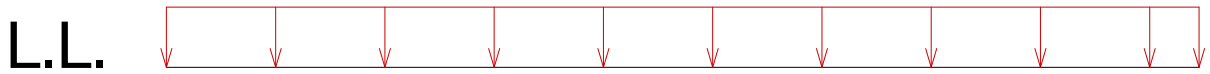
Self weight of the Timber Beam 1.5 kN/m$^3$ * 0.20 m 0.12 m = 0.036 kN/m

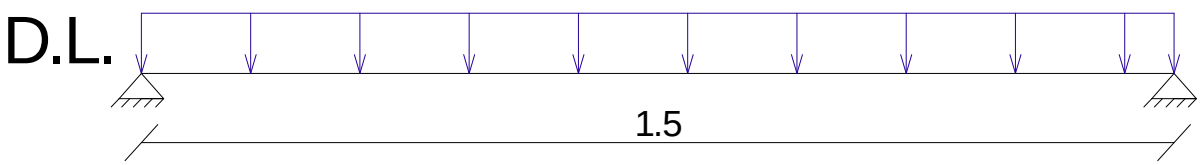
Line load from the reaction support of (BW2) 2 / 0.6 = 3.33 kN/m

2. Live Load:

Line load from the reaction support of (BW2) 2 / 0.6 = 3.33 kN/m

*( 4.2.7.4)* **System :**



## *( 4.2.7.5*) **Design :**

***See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood

$$\pm_B \le 10 MN / m^2$$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 $m^2$

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .12 * .20^3 = 8 * 10^{-5}$$

$M_y$ = .1 kN.m

$Z_{max}$ = 0.1 m

So $$\pm_B = \frac{.1}{8 * 10^{-5}} * 0.1 = .125 MPa$$

$.125\, MPa < 10\, MPa$ so the taken dimension is suitable

2)Allowable shear stress .

$^2 \le 0.9 N / mm^2$

$^2 = \frac{V_z}{b * h}$

But for timber $^2 = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$

$$^2 = 1.5 * \frac{.26}{0.20 * 0.12} = 16.25\,\text{kN/m}^2$$

$$= 0.016\text{N/mm}^2$$

0 .016 N/mm$^2$ < 0.9 N/mm$^2$ so the taken dimension is suitable

3) Deflection .

*** Deflection for the span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 1.5 m

$F_{max} \le \frac{1.5}{300}$

So $F_{max} \le .005$ m

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.0015 cm

0.0015 cm < .5 cm So its ok

Reaction Supports is :

| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 2 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 0.000 | 2.628 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 0.000 | 0.506 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 0.000 | 3.134 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 3 | 1 LOAD CAS | 0.000 | 0.000 | 2.628 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 0.000 | 0.000 | 0.506 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 0.000 | 0.000 | 3.134 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Where Case 1 : Dead load .

Case 2 : Live load .

**4.3 Design of reinforcement beams .**

## (4.3.1)Pos.B6 .

**( 4.3.1.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.1.2) Section** : selected

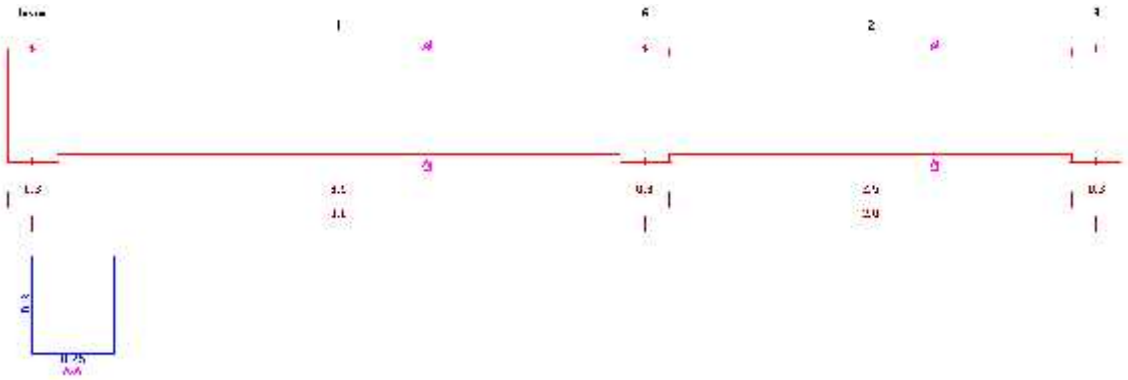


**Figure 4 - 8**

## ( 4.3.1.3) Loading :

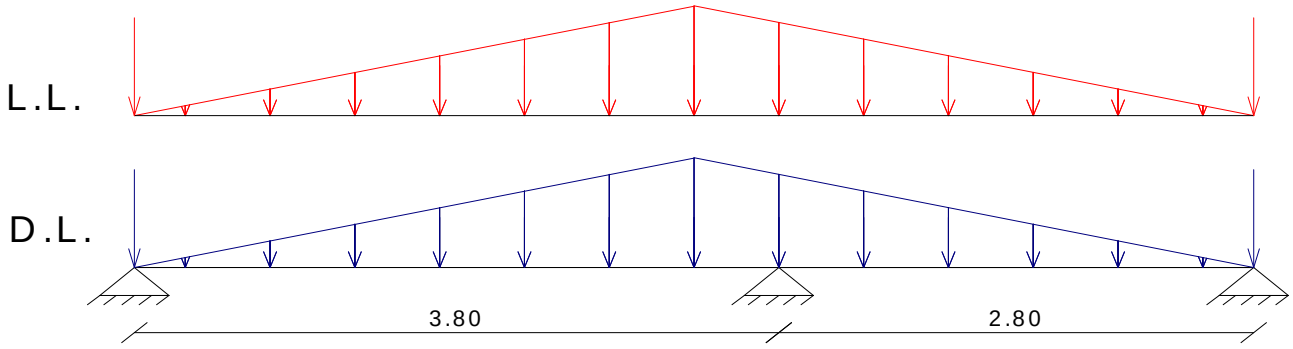
1. Dead Load:

| | |
|---|---|
| Self weight of the concrete Beam | 1.38 kN/m |
| Concentrated force from rafter ( BW4 ) | = 2.072 kN |
| Linear varying load from the reaction support of (BW1) | 2 / 0.6 = 3.33 kN/m |

2. Live Load:

| | |
|---|---|
| Concentrated force from rafter ( BW4 ) | = 1.37 kN |
| Linear varying load from the reaction support of (BW1) | 2/ 0.6 = 3.33 kN/m |

## ( 4.3.1.4) System :




## ( 4.3.1.5) Design :

$f_C' = 24MPa$

$f_y = 410$

$M_u = 3.3\ kN/m$ ( See the STAAD results in the appendix )

$= .85$

$$\circ = \frac{.85 * f_C' * S_w *}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

$$= \frac{.85*24*.30*.85}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$$

$= .0073$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_C'} = \frac{420}{.85*24} = 20.6$$

$$K_n = \circ * f_y\left(1 - \frac{\circ * m}{2}\right)$$

$$K_n = .0073*420\left(1 - \frac{.0073*20.6}{2}\right)$$

$K_n = 2.84 kg/cm^2$

⇒ Assuming Φ20 for main reinforcement .

d = h – cover - db $_{stirrups}$ -( Db/2) = 300 – 40 – 10 –10 = 240 mm

b = 250 mm

h = 300 mm

## *Design for positive moment:

The bending moment envelope for this beam is as shown below :-

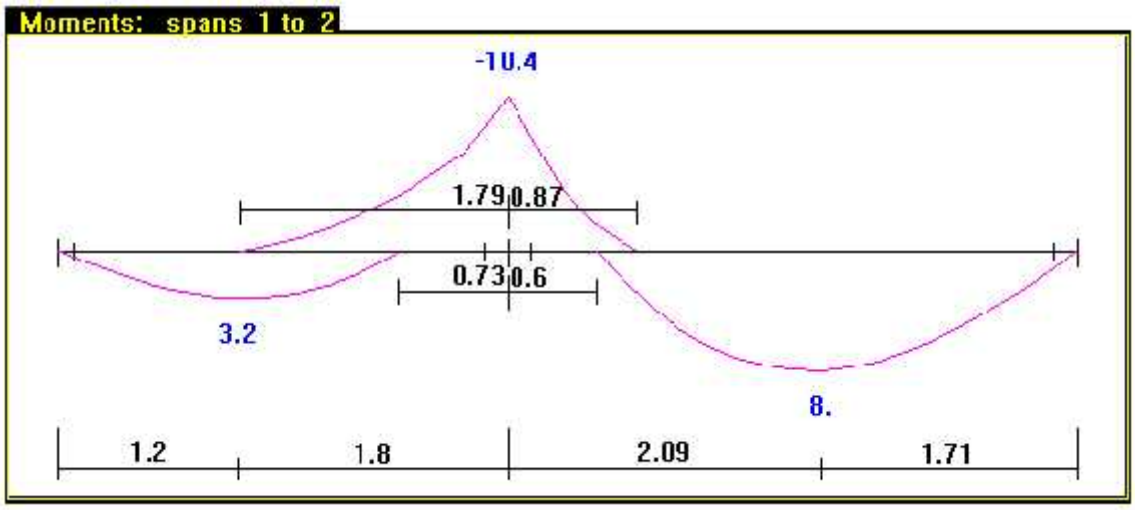



**Figure 4 - 9**

### *** Design of span(1) :-

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = R_n * b * d^2$$

$$= \frac{8x10^{-3}}{.9} = 2.84 * b * (.24)^2$$

B = .05 m we will take B = .25 m ,

⇒ Check if the beam is singly or doubly reinforced :

⇒ Determination of required steel :

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_C'} = \frac{420}{.85 * 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8x10^3}{.9x20x24^2} = .77(Kg/cm^2)$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*.77}{420}}\right)$$

= .00187

$$A_S = \rho * d * b$$

$$A_S = .00187 * 250 * 240$$

$$= 89.9 mm^2$$

Use $2\Phi 10 = 78.5 * 2 = 157$

⇒ Check of yielding :-

T = As provided x Fy ⇒ 157 x 420 = 6.6 .

C = 0.85 $f_c' * a * b$ ⇒ 0.85 * .24 * 20 * a = 4.1 * a .

T = C

$$a = \frac{6.6}{4.1} = 1.61 cm.$$

$$X = \frac{a}{} = \frac{1.61}{.85} = 1.9 cm.$$

$$\frac{0.003}{X} = \frac{£_s + 0.003}{24} \Rightarrow \frac{0.003}{1.9} = \frac{£_s + 0.003}{24}$$

$$£_s = .035 > .005 .....OK$$

Mn = (T) or (C) $\frac{\left(d-\frac{a}{2}\right)}{100} = 6.6\frac{\left(24-\frac{1.61}{2}\right)}{100} = 1.53 ton.m.$

## *** Design of span(2) :-

$$= \frac{3.2x10^{-3}}{.9} = 2.84 * b * (.24)^2$$

B = . 22 m we will take B = .25 m ,

Check if the beam is singly or doubly reinforced :

Determination of required steel :

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_C'} = \frac{420}{.85*24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.2x10^3}{.9x25x24^2} = .31(Kg/cm^2)$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*.31}{420}}\right)$$

$$= .001$$

$$A_S = \rho * d * b$$

$$A_S = .00173*250*240$$

$$= 48mm^2$$

Use $2\Phi 10 = 78.5 * 2 = 157$

Check of yielding :-

T = As provided x Fy ⇒ 157 x 420 = 66000 .

C = 0.85 $f_c'$*a*b ⇒ 0.85 * .24 * 20 * a = 4.1 * a .

T = C

$$a = \frac{6.6}{4.1} = 1.61cm.$$

$$X = \frac{a}{} = \frac{1.61}{.85} = 1.9cm.$$

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{24} \Rightarrow \frac{0.003}{1.9} = \frac{\varepsilon_s + 0.003}{24}$$

$$\varepsilon_s = .035 > .005 .....OK$$

Mn = (T) or (C) $\frac{\left(d-\frac{a}{2}\right)}{100}=6.6\frac{\left(24-\frac{1.61}{2}\right)}{100}=1.53 ton.m.$

## *Design for Negative moment:-

* Span (1) :-

Check the assumed beam width is correct or not

$$Mn=\frac{Mu}{\Phi}=R_n*b*d^2$$

$$=\frac{10.4x10^{-3}}{.9}=2.84*b*(.24)^2$$

B = .071 m we will take B = .25 m ,

➡ Check if the beam is singly or doubly reinforced :

➡ Determination of required steel :

$$m=\frac{f_y}{0.85f_C'}=\frac{420}{.85*24}=20.6$$

$$K_n=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{10.4x10^3}{.9x25x24^2}=1.0(Kg/cm^2)$$

$$°=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*K_n}{f_y}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.0}{420}}\right)$$

= .0025

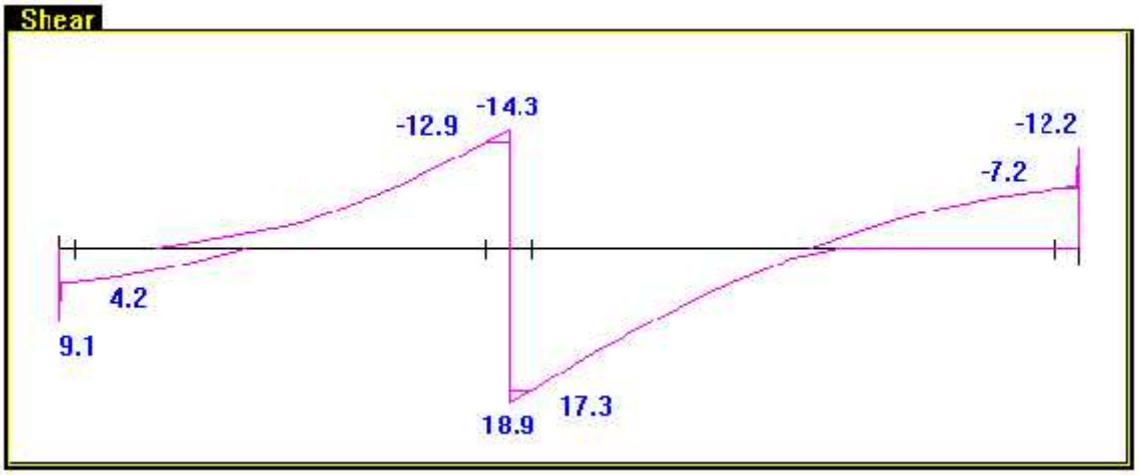
$$A_S=°*d*b$$

$$A_S=.0025*250*240$$

$$= 117.6\ mm^2$$

Use $2\Phi 10 = 78.5 * 2 = 157$

Shear design of beam (6):




**١٠ - Figure 4**

* Span (1) :

$V_u = 14.3kN$ ……As shown in fig ( )

$V_u$ @ Critical point = 12.9 kN

$$¤V_c = 0.75*\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right)*b*d = 0.75*\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*.26*.30 = 4.78kN$$

$$¤V_{c\min} = \frac{0.75}{3}*b*d = \frac{0.75}{3}*.3*.26 = 1.95kN$$

$$¤V_{c\min} + ¤V_c = 6.73kN$$

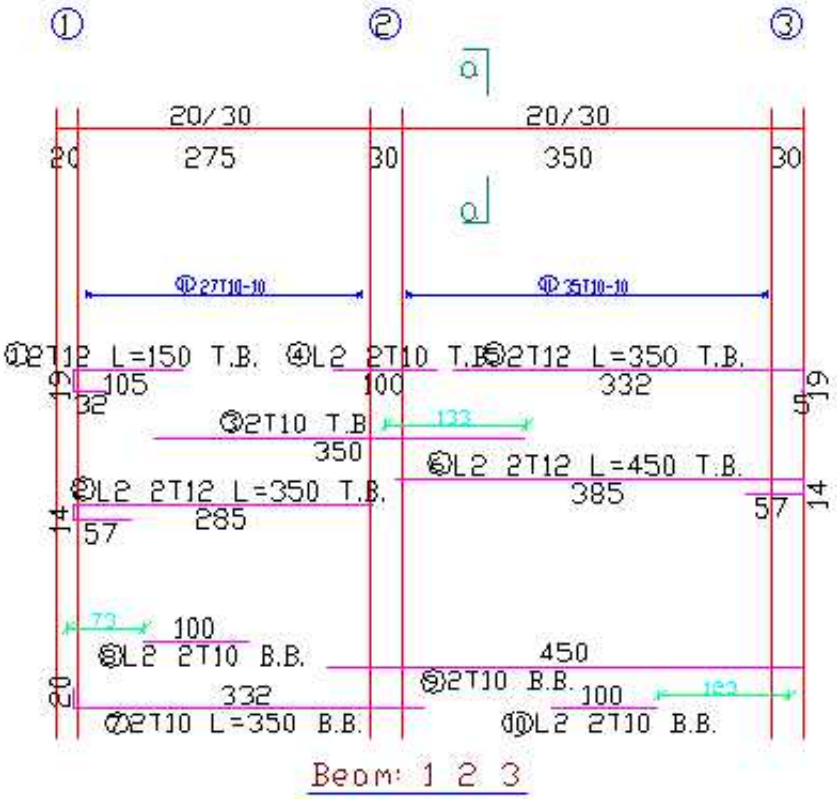
$$¤V_{c\min} = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*b*d = \frac{0.75}{3}*.3*.26 = 9.55kN$$

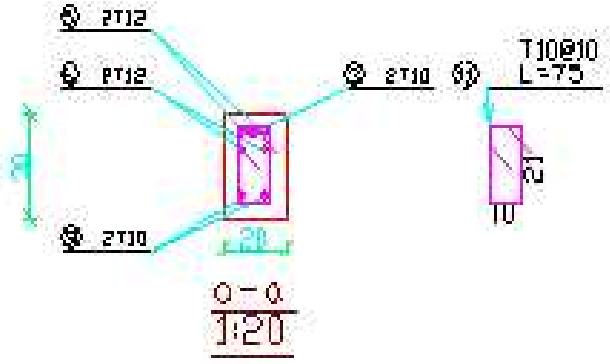
$$V_{S\min} = \frac{V_u}{¤} - V_c$$

$$V_{S\min} = \frac{14.3}{.75} - 6.37 = 12.7$$

$$V_{s\min} + ¤V_c = 17.5kN$$

$¤V_c < V_u \le V_{s\min} + ¤V_c$ So we Can solve it as Item 3


①
②
③
20/30
20/30
20
275
30
350
30
①2T10-10
①3T10-10
①2T12 L=150 T.B.
④L2 2T10 T.B.
⑤2T12 L=350 T.B.
105
100
332
32
19
19
③2T10 T.B
133
350
⑥L2 2T12 L=450 T.B.
385
⑧L2 2T12 L=350 T.B.
285
57
57
14
14
73
100
⑧L2 2T10 B.B.
450
⑨2T10 B.B.
20
332
100
⑦2T10 L=350 B.B.
⑩L2 2T10 B.B.
Beam: 1 2 3


2T12
2T12
2T10
T10@10
L=75
2T10
20
10
Q-Q
1:20

## (4.3.2)Pos.B1 .

**( 4.3.2.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.2.2) Section** : selected

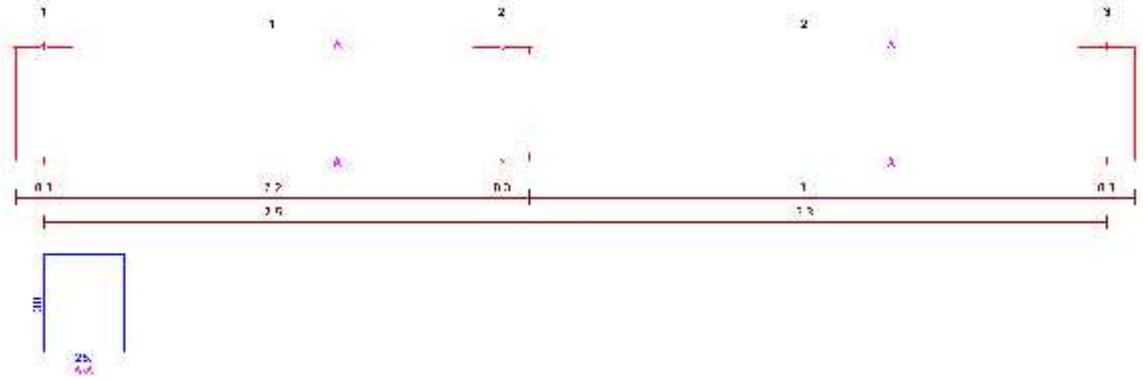


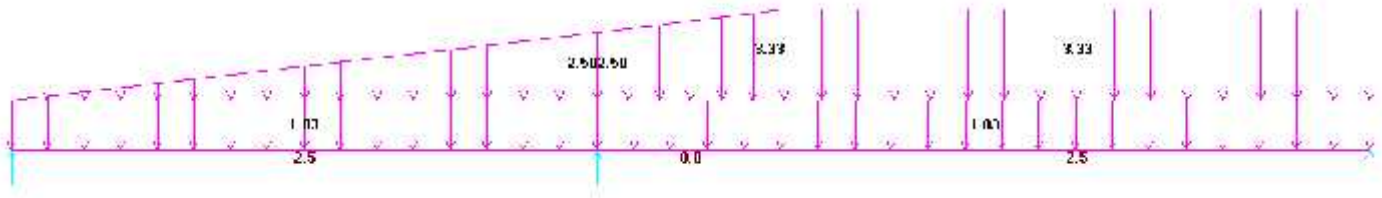
**Figure 4 - 11**

**( 4.3.2.3) Loading :**

Dead load :

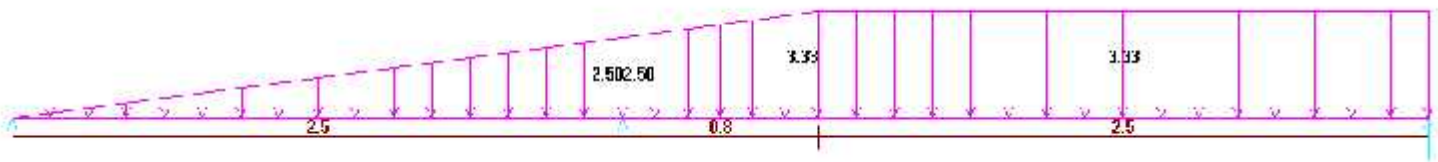
* Self weight of the Beam = 1.83 kN/m

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m




Live load :

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m




**( 4.3.2.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.3)Pos.B2 .

**( 4.3.3.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.3.2) Section** : selected

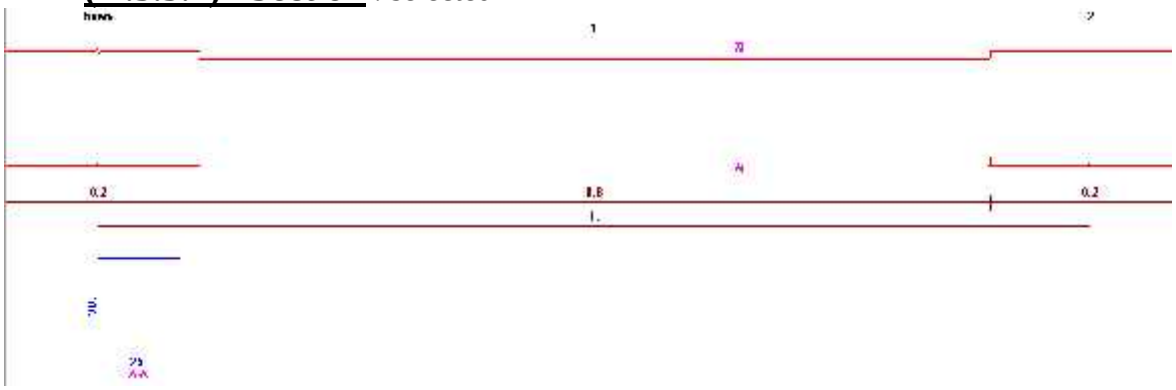


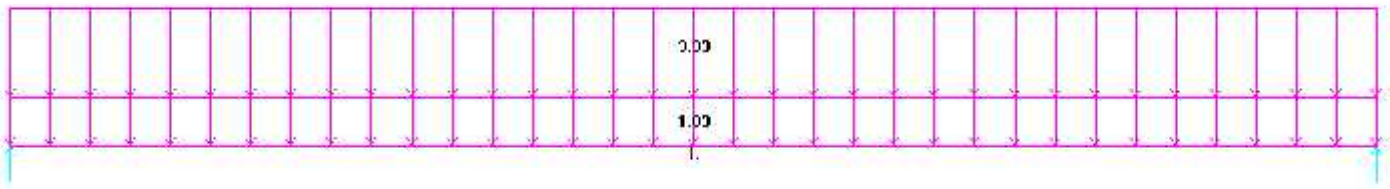
**Figure 4 - 12**

**( 4.3.3.3) Loading :**

Dead load :

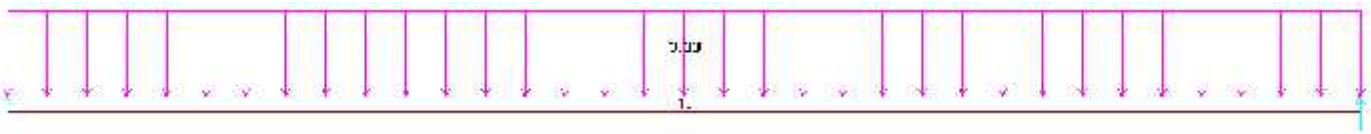
* Self weight of the Beam = 1.83 kN/m

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



Live load :

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



**( 4.3.3.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.4)Pos.B3 .

**( 4.3.4.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.4.2) Section** : selected

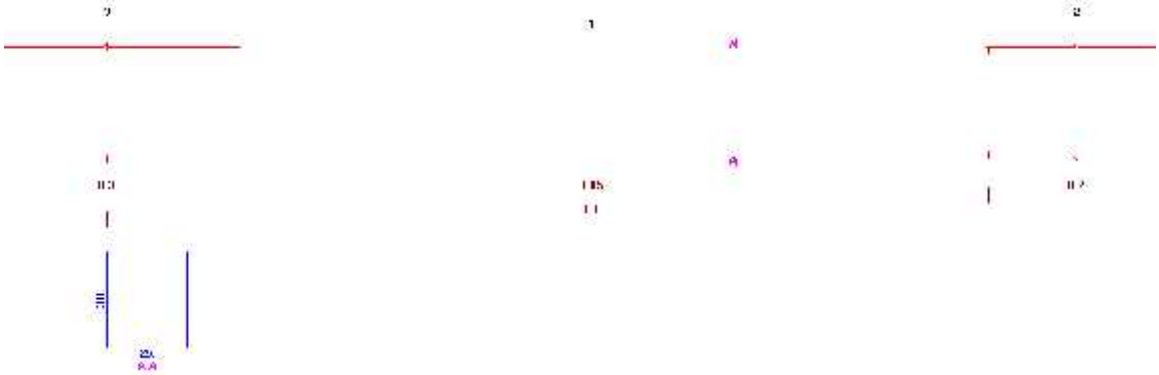


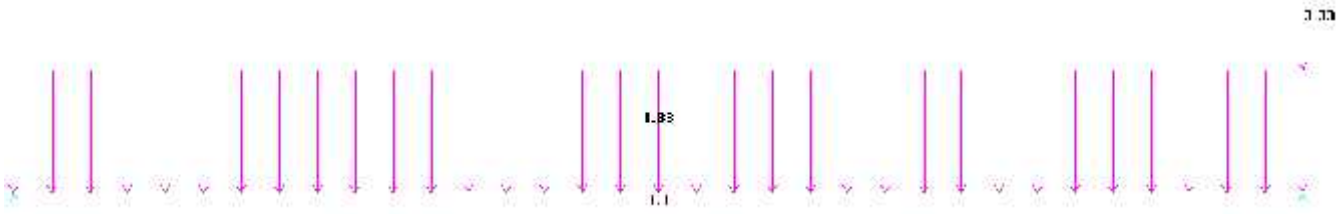
**Figure 4 - 13**

**( 4.3.4.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam = 1.83 kN/m

* Concentrated force from (BW2) = 3.33 kN



Live load :

* Concentrated force from (BW2) = 3.33 kN

**( 4.3.4.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.5)Pos.B4 .

**( 4.3.5.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.5.2) Section** : selected

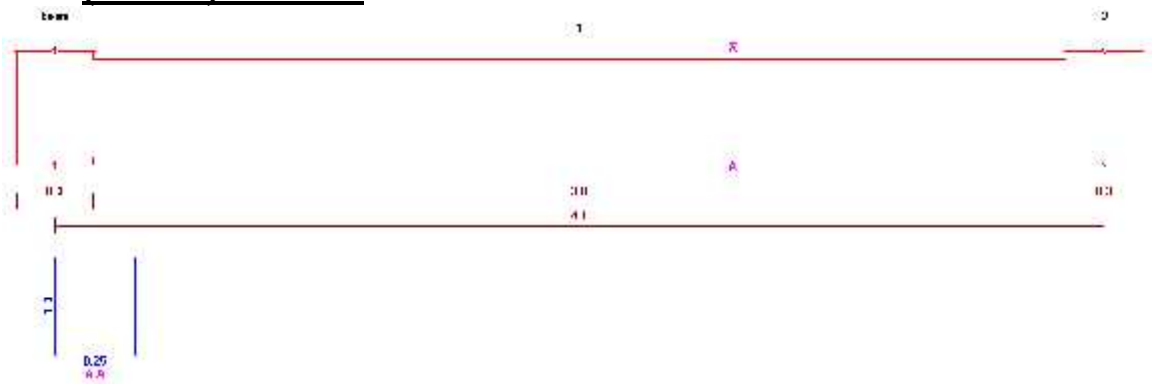


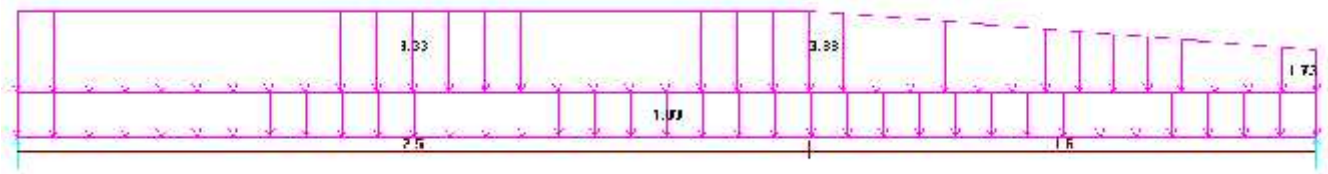
**Figure 4 - 14**

**( 4.3.5.3) Loading :**

Dead load :

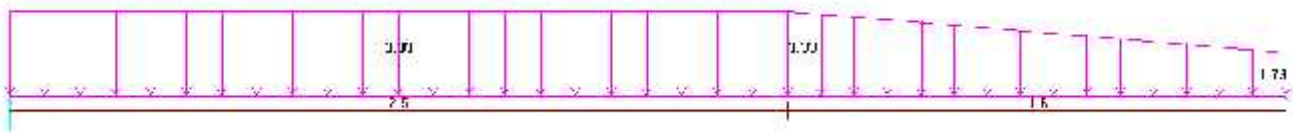
* Self weight of the Beam = 1.83 kN

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



Live load :

* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



**( 4.3.5.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.6)Pos.B5 .

**( 4.3.6.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.6.2) Section** : selected

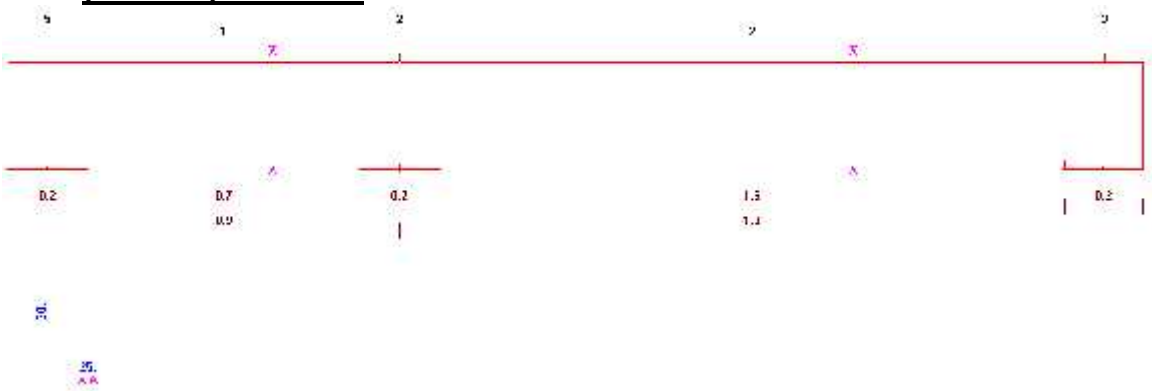


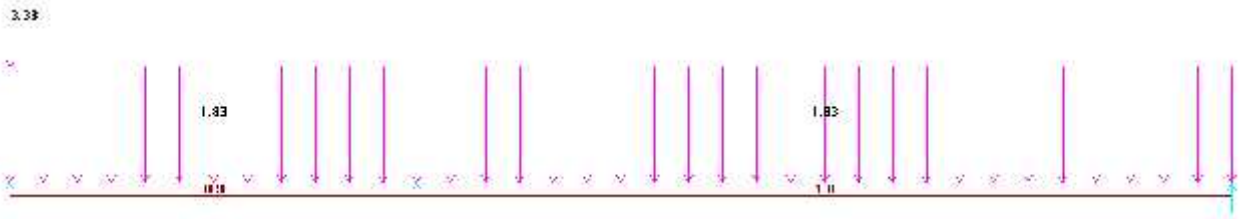
**Figure 4 - 15**

**( 4.3.6.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam = 1.83 kN/m

* Concentrated force from (BW2) = 3.33 kN




Live load :

* Concentrated force from (BW2) = 3.33 kN

**( 4.3.6.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.7)Pos.B7 .

**( 4.3.7.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.7.2) Section** : selected

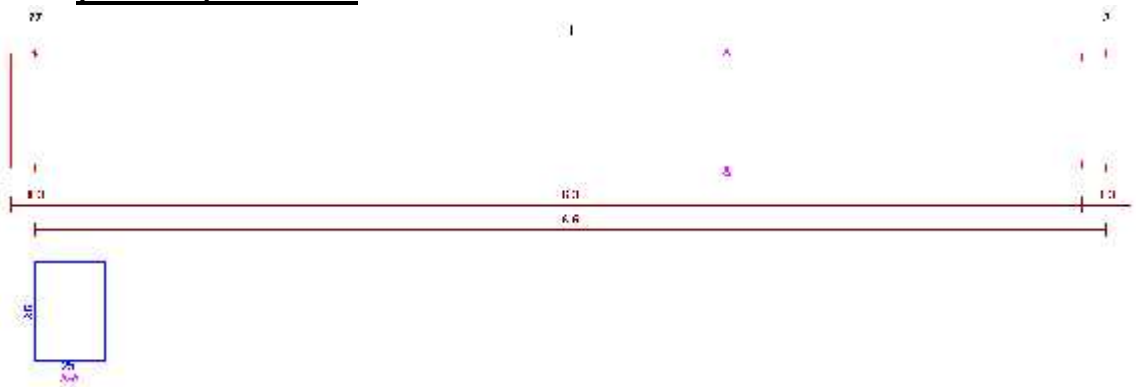
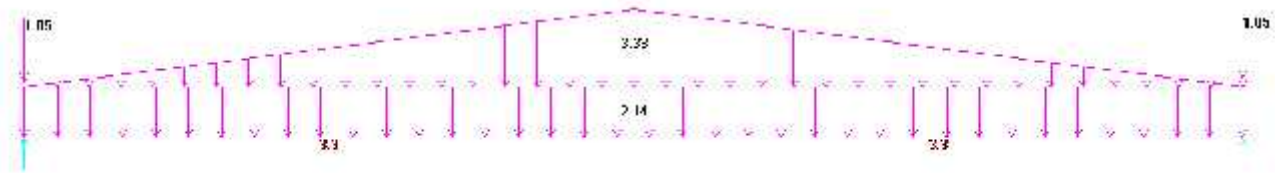


**Figure 4 - 16**

**( 4.3.7.3) Loading :**

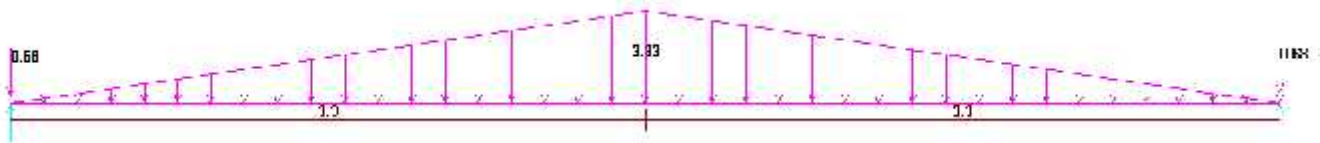
Dead load :

* Self weight of the Beam = 2.14 kN/m
* Concentrated force from (BW4) = 1.05 kN
* linear load from (BW2) = 3.33 kN/m



Live load :

* Concentrated force from (BW2) = 0.68 kN
* linear load from (BW2) = 3.33 kN/m



**( 4.3.7.4) Design :**

According to Atir calculations

## (4.3.8)Pos.B8 .

**( 4.3.8.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C{}' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.8.2) Section** : selected

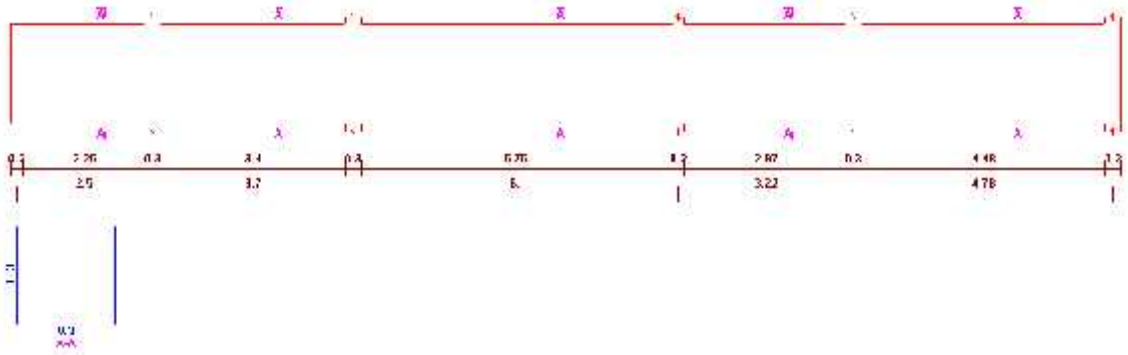
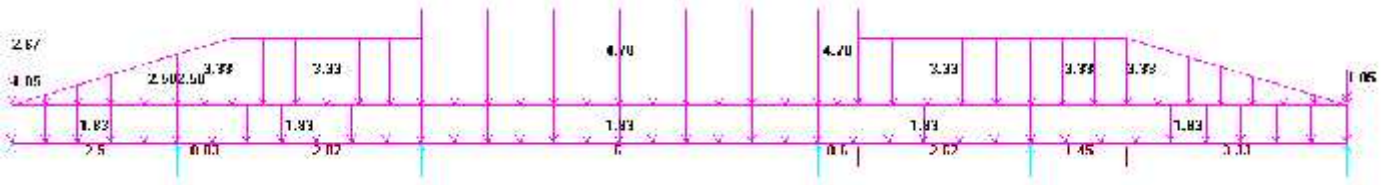


**Figure 4 - 17**

**( 4.3.8.3) Loading :**

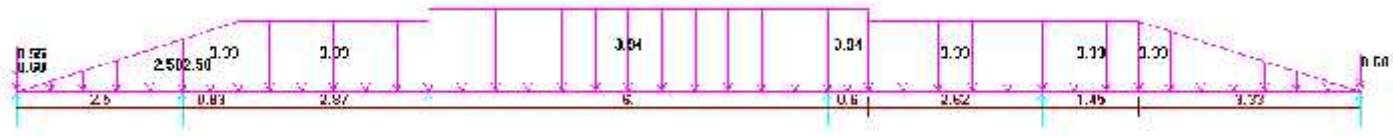
Dead load :

* Self weight of the Beam = 1.83 kN
* Concentrated force from (BW4) = 1.05 kN
* Concentrated force from (B6) = 2.67 kN
* line load from (BW3) = 4.70 kN/m
* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



Live load :

* Concentrated force from (BW4) = 0.68 kN
* Concentrated force from (B6) = 0.55 kN
* line load from (BW3) = 3.94 kN/m
* line load from (BW2) = 3.33 kN/m



## ( 4.3.8.4) Design :

According to Atir calculations

## (4.3.9)Pos.B9 .

**( 4.3.9.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.9.2) Section** : selected

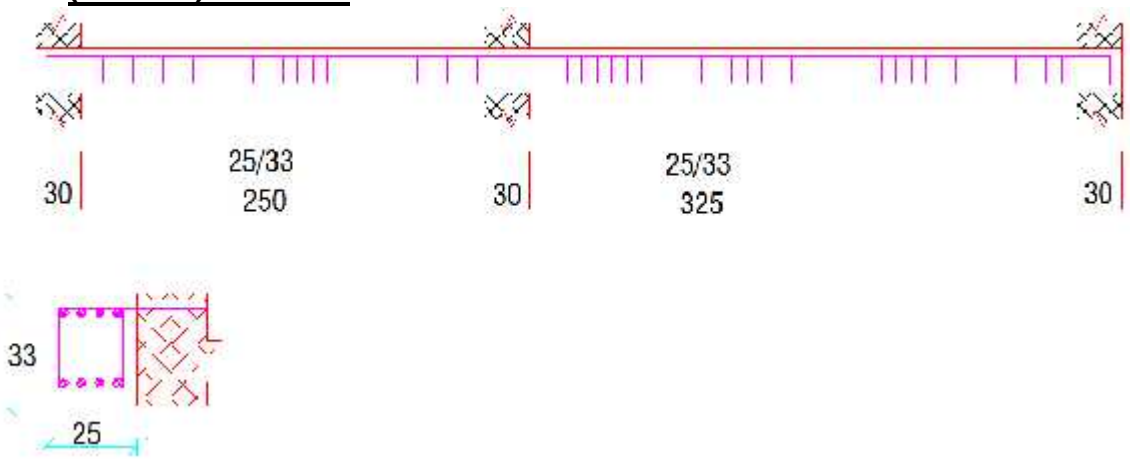



**Figure 4 - 18**

## ( 4.3.9.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (1) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.5= 12.5 kN/m ( Height of the wall = 2.5 m)

Live load :

* line load from slab (1) — see safe output

## ( 4.3.9.4) Design :

see safe output

## (4.3.10)Pos.B10 .

**( 4.3.10.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.10.2) Section** : selected

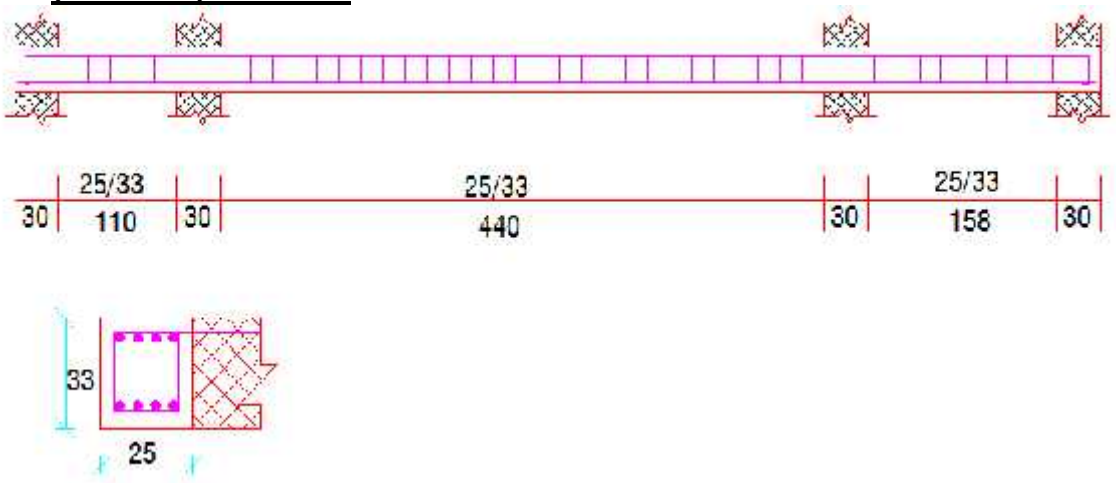



**Figure 4 - 19**

**( 4.3.10.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (1) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.5 = 12.5 kN/m ( height of the wall = 2.5 m)

Live load :

* line load from slab (1) — see safe output

**( 4.3.10.4) Design :**

see safe output

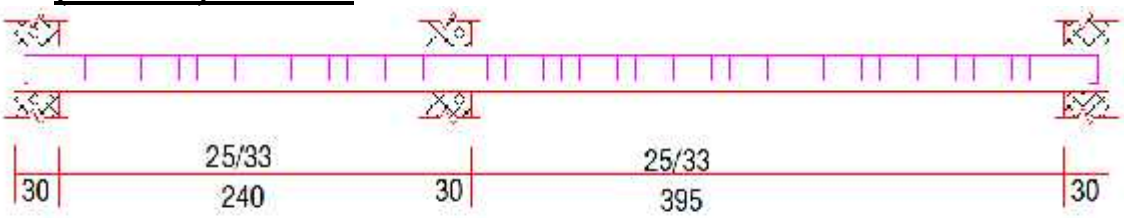
## (4.3.11)Pos.B11 .

**( 4.3.11.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.11.2) Section** : selected



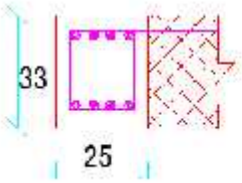




**Figure 4 - 20**

**( 4.3.11.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (1) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.5 = 12.5 kN/m ( length of the wall = 2.25 m)

Live load :

* line load from slab (1) — see safe output

**( 4.3.11.4) Design :**

see safe output

## (4.3.12)Pos.B12 .

**( 4.3.12.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C^{'} = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.12.2) Section** : selected

**Figure 4 - 21**

**( 4.3.12.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (1) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.5 = 12.5 kN/m ( height of the wall = 2.5m)

Live load :

* line load from slab (1) — see safe output

**( 4.3.12.4) Design :**

see safe output

## (4.3.13)Pos.B14 .

**( 4.3.13.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.13.2) Section** : selected

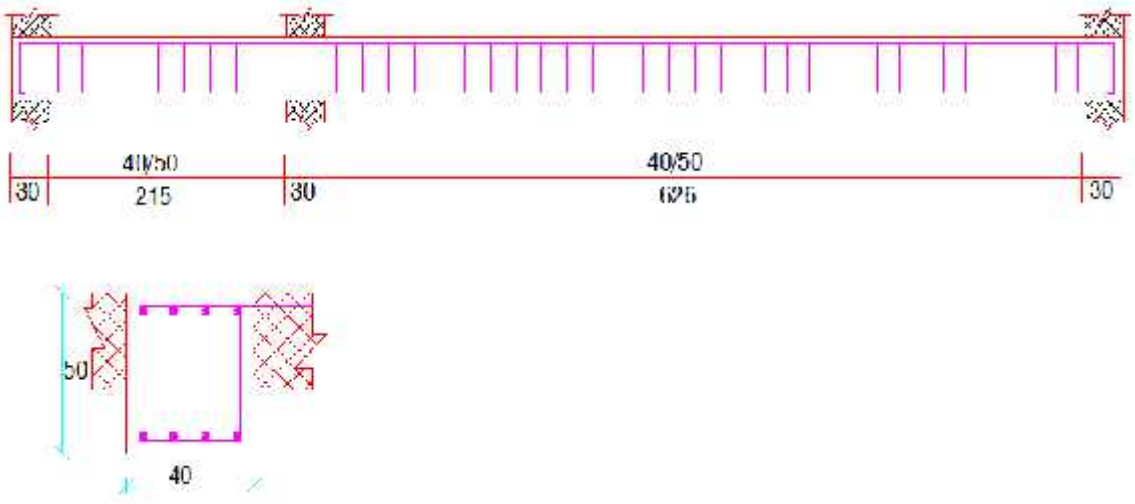



**Figure 4 - 22**

**( 4.3.13.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (2) — see safe output

Live load :

* line load from slab (2) — see safe output

**( 4.3.13.4) Design :**

see safe output

## (4.3.14)Pos.B15 .

**( 4.3.14.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.14.2) Section** : selected

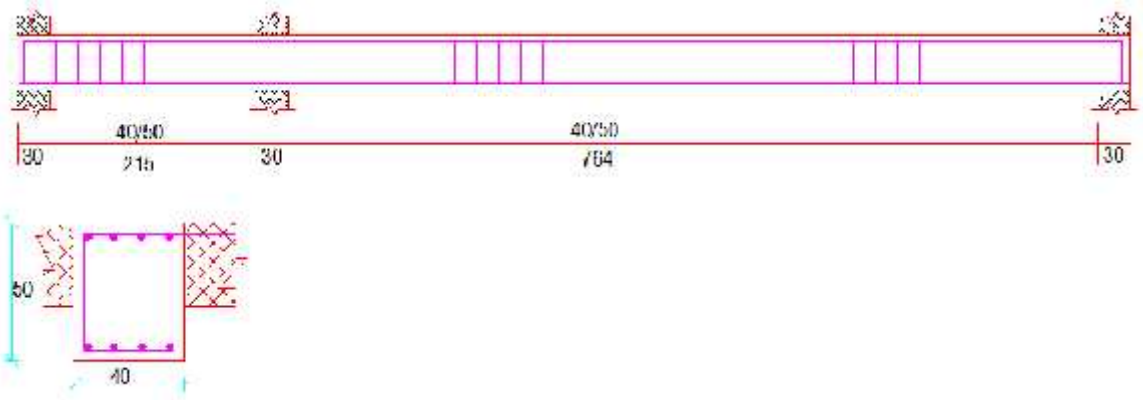



**Figure 4 - 23**

## ( 4.3.15.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output

* line load from slab (2) — see safe output

Live load :

* line load from slab (2) — see safe output

## ( 4.3.14.4) Design :

see safe output

## (4.3.15)Pos.B16 .

**( 4.3.15.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.15.2) Section** : selected

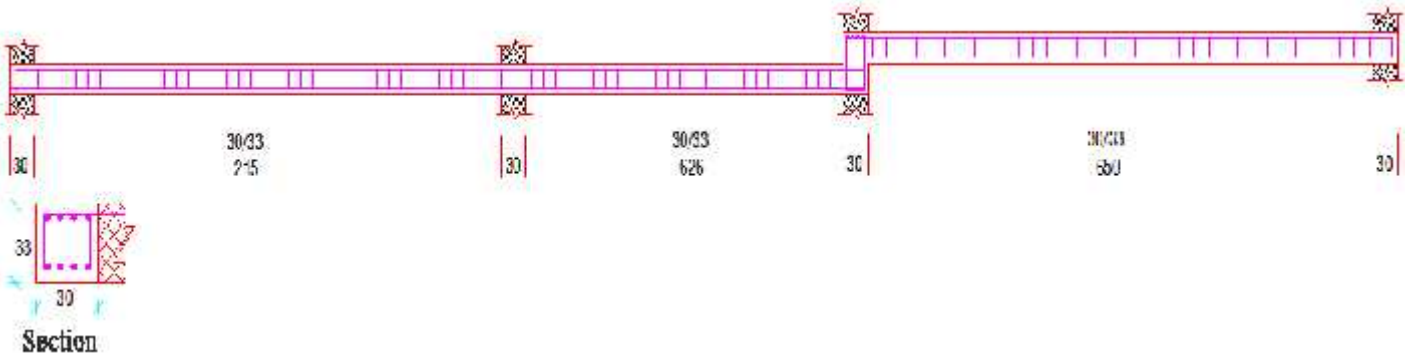



**Figure 4 - 24**

**( 4.3.15.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (2) — see safe output
* line load from slab (3) — see safe output

Live load :

* line load from slab (2) — see safe output
* line load from slab (3) — see safe output

**( 4.3.15.4) Design :**

see safe output

## (4.3.16)Pos.B17 .

**( 4.3.16.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.16.2) Section** : selected

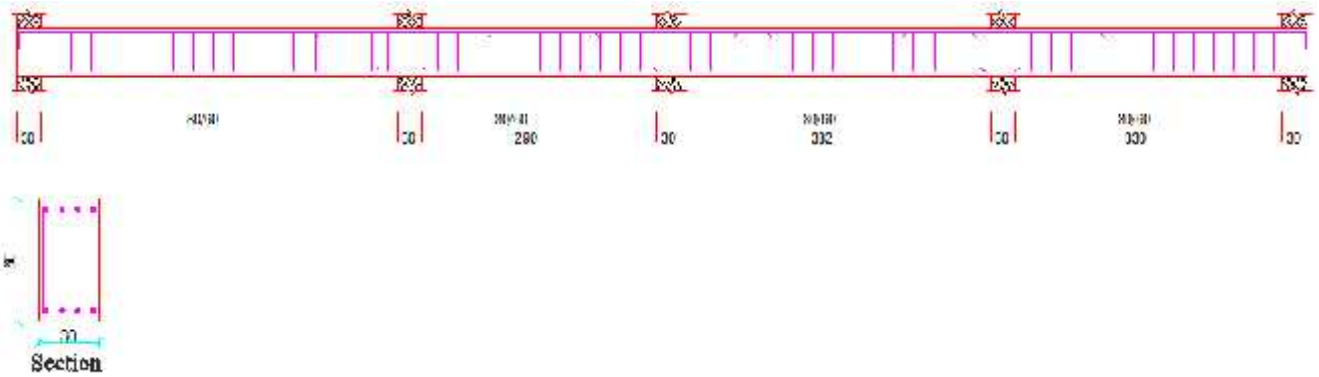



**Figure 4 - 25**

**( 4.3.16.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (2) — see safe output
* line load from slab (3) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.7 = 13.5 kN/m ( height of the wall = 2.7m)

Live load :

* line load from slab (2) — see safe output
* line load from slab (3) — see safe output

**( 4.3.16.4) Design :**

see safe output

## (4.3.17)Pos.B18 .

**( 4.3.17.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.17.2) Section** : selected

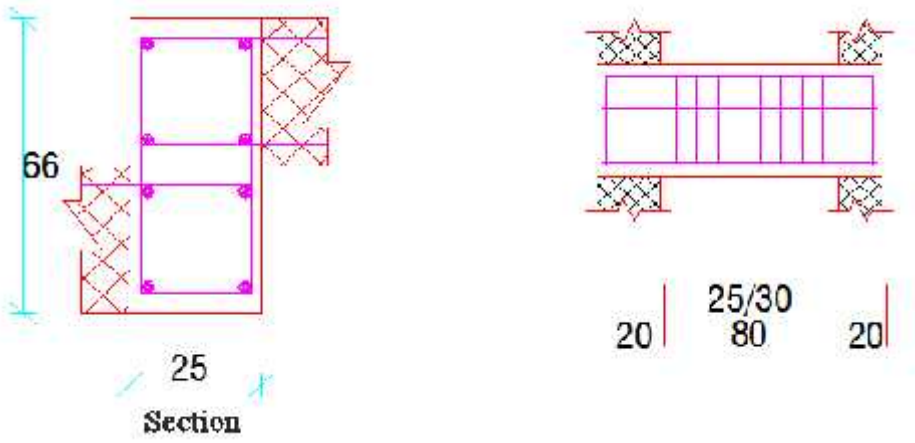



**Figure 4 - 26**

**( 4.3.17.3) Loading :**

Dead load :

| | |
|---|---|
| * Self weight of the Beam | see safe output |
| * line load from slab (3) | see safe output |
| * line load from slab (4) | see safe output |

Live load :

| | |
|---|---|
| * line load from slab (3) | see safe output |
| * line load from slab (4) | see safe output |

**( 4.3.17.4) Design :**

see safe output

## (4.3.18)Pos.B19 .

**( 4.3.18.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.18.2) Section** : selected

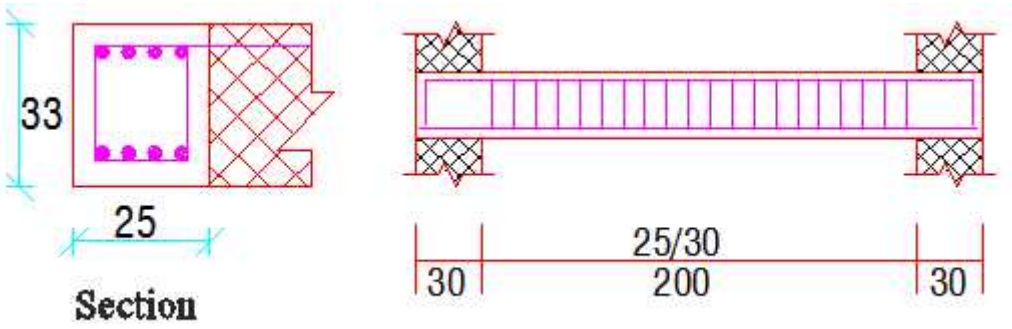



**Figure 4 - 27**

**( 4.3.18.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (4) — see safe output

Live load :

* line load from slab (4) — see safe output

**( 4.3.18.4) Design :**

see safe output

## (4.3.19)Pos.B20 .

**( 4.3.19.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.19.2) Section** : selected

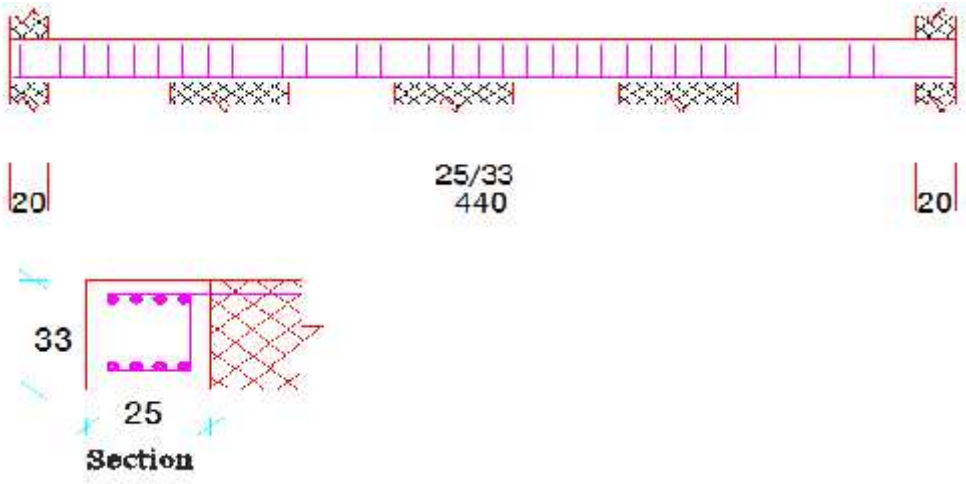



**Figure 4 - 28**

**( 4.3.19.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (3) — see safe output

Live load :

* line load from slab (3) — see safe output

**( 4.3.19.4) Design :**

see safe output

## (4.3.20)Pos.B21 .

**( 4.3.20.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.20.2) Section** : selected

**Figure 4 - 29**

**( 4.3.20.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output

* line load from slab (3) — see safe output

* Self weight of the wall:

- ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
- ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
- ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
- ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.7 = 13.5 kN/m ( height of the wall = 2.7m)

Live load :

* line load from slab (3) — see safe output

**( 4.3.20.4) Design :**

see safe output

## (4.3.21)Pos.B22 .

**( 4.3.21.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.21.2) Section** : selected

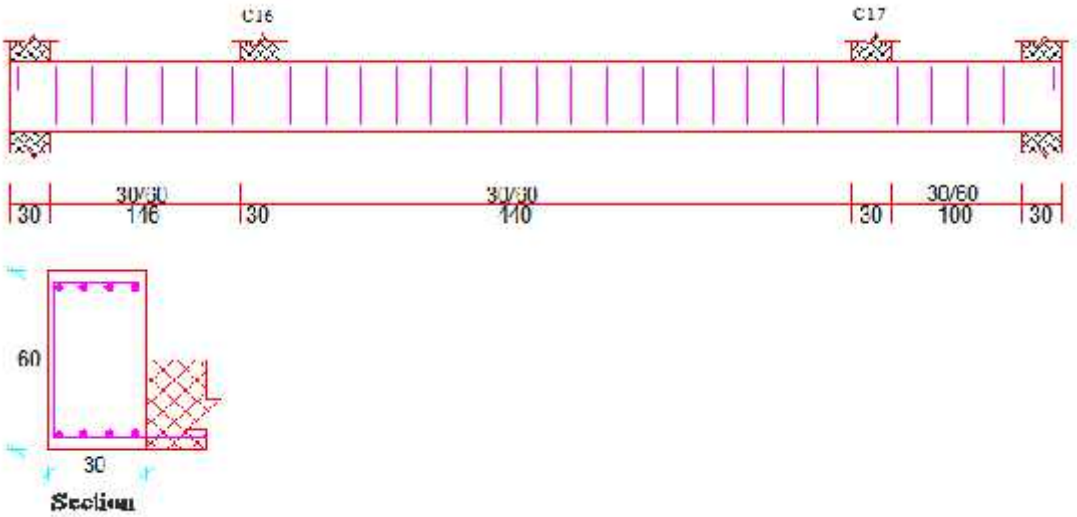



**Figure 4 - 30**

**( 4.3.21.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (5) — see safe output
* Self weight of the wall:
  - ♦ Weight of block = 1.50 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of stone = 1.30 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of mortar = 1.76 $kN/m^2$
  - ♦ Weight of Plastering = 0.44 $kN/m^2$

$\sum Weight = 5kN/m^2$

5 * 2.7 = 13.5 kN/m ( height of the wall = 2.7m)

Live load :

* line load from slab (3) — see safe output

**( 4.3.21.4) Design :**

see safe output

## (4.3.22)Pos.B23 .

**( 4.3.22.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.22.2) Section** : selected

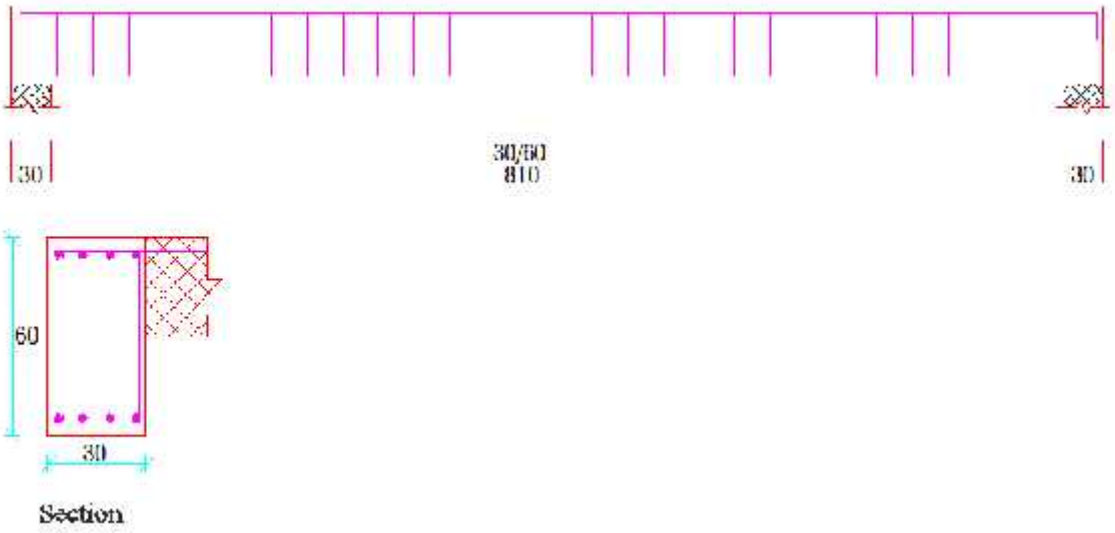



**Figure 4 - 31**

**( 4.3.22.3) Loading :**

Dead load :

* Self weight of the Beam — see safe output
* line load from slab (5) — see safe output

Live load :

* line load from slab (5) — see safe output

**( 4.3.22.4) Design :**

see safe output

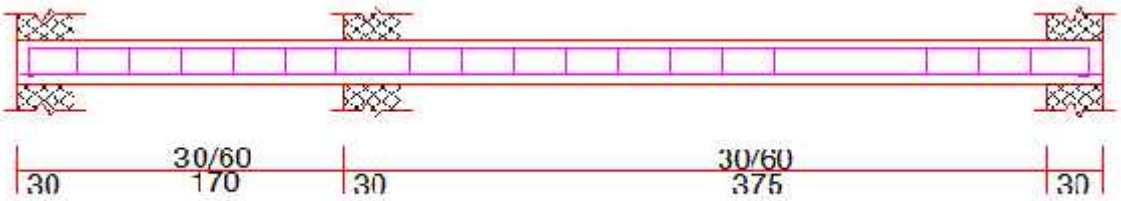
## (4.3.23)Pos.B24 .

**( 4.3.23.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.23.2) Section** : selected



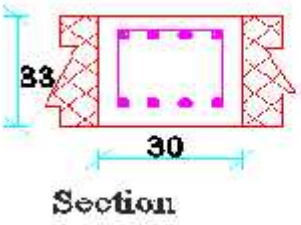




**Figure 4 - 32**

**( 4.3.23.3) Loading :**

Dead load :

| | |
|---|---|
| * Self weight of the Beam | see safe output |
| * line load from slab (4) | see safe output |
| * line load from slab (5) | see safe output |

Live load :

| | |
|---|---|
| * line load from slab (4) | see safe output |
| * line load from slab (5) | see safe output |

**( 4.3.23.4) Design :**

see safe output

## (4.3.24)Pos.B25 .

**( 4.3.24.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.3.24.2) Section** : selected

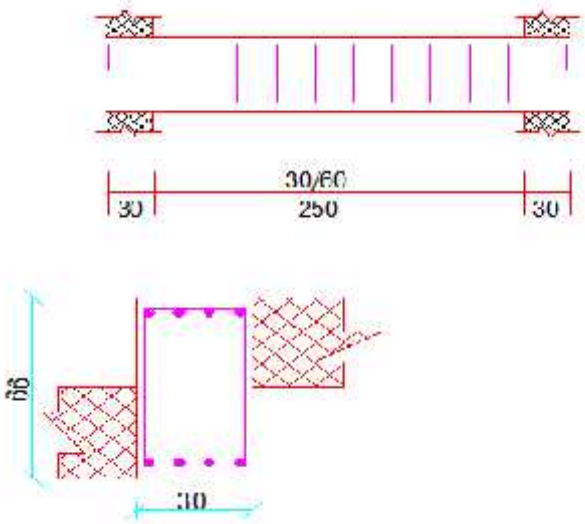



**Figure 4 - 33**

**( 4.3.24.3) Loading :**

Dead load :

| | |
|---|---|
| * Self weight of the Beam | see safe output |
| * line load from slab (4) | see safe output |
| * line load from slab (5) | see safe output |

Live load :

| | |
|---|---|
| * line load from slab (4) | see safe output |
| * line load from slab (5) | see safe output |

**( 4.3.24.4) Design :**

see safe output

## 4.4 Design of reinforcement columns .

**Table ( 4-1 )**

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C1** | B1+B6 6.87 | B1+B6 3.41 |
| Load from **C14** | S1 49.42 | S1 5.93 |
| Load from **foundation ∑** | _ 60 | _ 9.34 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C2** | B1 16.14 | B1 9.37 |
| Load from **C15** | B9 138.07 | B9 23.48 |
| Load from **foundation ∑** | _ 158 | _ 32.85 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C3** | B2+B3 3.59 | B2+B3 1.66 |
| Load from **C16** | S1 167.71 | S1 39.1 |
| Load from **B22 ∑** | _ 175 | _ 40.76 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C4** | B3+B4 14.8 | B3+B4 9.99 |
| Load from **on S1 ∑** | _ 18.85 | _ 9.99 |
| | | |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C5** | B4+B5 12.97 | B4+B5 9.04 |
| Load from **on S1 ∑** | _ 17.02 | _ 9.04 |
| | | |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C6** | B5 3.41 | B5 1 |
| Load from **C17** | S1 204.83 | S1 43.73 |
| Load from **B22 ∑** | _ 212.3 | _ 44.73 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C8 | B6 16.63 | B6 8.91 |
| Load from **C18** | S1 180.188 | S1 30.15 |
| Load from **foundation ∑** | _ 200.868 | _ 39.06 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C9 | B8 20.75 | B8 11.01 |
| Load from **C20** | S1 161.643 | S1 27.135 |
| Load from **foundation ∑** | _ 186.44 | _ 38.145 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C10 | B8 28.99 | B8 20.03 |
| Load from **C21** | S1 268.814 | S1 51.37 |
| Load from **Basement wall ∑** | B17 301.854 | B17 71.4 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C11 | B8 30.68 | B8 19.95 |
| Load from C22 | S1 192.48 | S1 37.49 |
| Load from C27 | S2+S3 183.16 | S2+S3 29.1 |
| Load from **foundation ∑** | _ 375.64 | _ 66.58 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C12 | B8 18.17 | B8 13.67 |
| Load from C23 | S1 216.368 | S1 32.4 |
| Load from C28 | S2+S3 201.953 | S2+S3 22 |
| Load from **foundation ∑** | _ 440.541 | _ 68.07 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C13 | B8+B7 22.14 | B8+B7 10.36 |
| Load from **C13'** | S1+C.F1 13.09 | S1+C.F1 2.63 |
| Load from C32 | S3 194.249 | S3 16.1 |
| Load from **foundation ∑** | _ 232 | _ 29.1 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C7** | B7 18.62 | B7 10.17 |
| Load from C7' | S1+C.F1 13.09 | S1+C.F1 2.63 |
| Load from C33 | S3 191.53 | S3 9.62 |
| Load from **foundation ∑** | _ 225.5 | _ 22.42 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C24** | S2 215.384 | S2 92.49 |
| Load from **foundation ∑** | _ 219.434 | _ 92.49 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from C25 | S2+S3 59.2 | S2+S3 11.226 |
| Load from **foundation ∑** | _ 63.25 | _ 11.226 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C26** | S2 289.7 | S2 130.15 |
| Load from **foundation ∑** | _ | _ |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C29** | S2 150.412 | S2 63.23 |
| Load from **W!?+foundation ∑** | _ | _ |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C30** | S2+S3 162.4 | S2+S3 22.265 |
| Load from **foundation ∑** | _ | _ |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C31** | S3 237.7 | S3 22.9 |
| Load from **foundation ∑** | _ 24.175 | _ 22.9 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C34** | S2 31.98 | S2 11.05 |
| Load from **W!?+foundation ∑** | _ 34.78 | _ 11.05 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C35** | S2 60.1 | S2 19.65 |
| Load from **foundation ∑** | _ 64.15 | _ 19.65 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C36** | S2 55.35 | S2 15.97 |
| Load from **foundation ∑** | _ 59.4 | _ 15.97 |

| | D.L Beam | L.L Beam |
|---|---|---|
| load from **C19** | S1 12.94 | S1 0.32 |
| Load from **foundation ∑** | _ 16.99 | _ 0.032 |

# (4.4.1)Pos.: column 14.

**( 4.4.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.4.1.2) Section** : selected

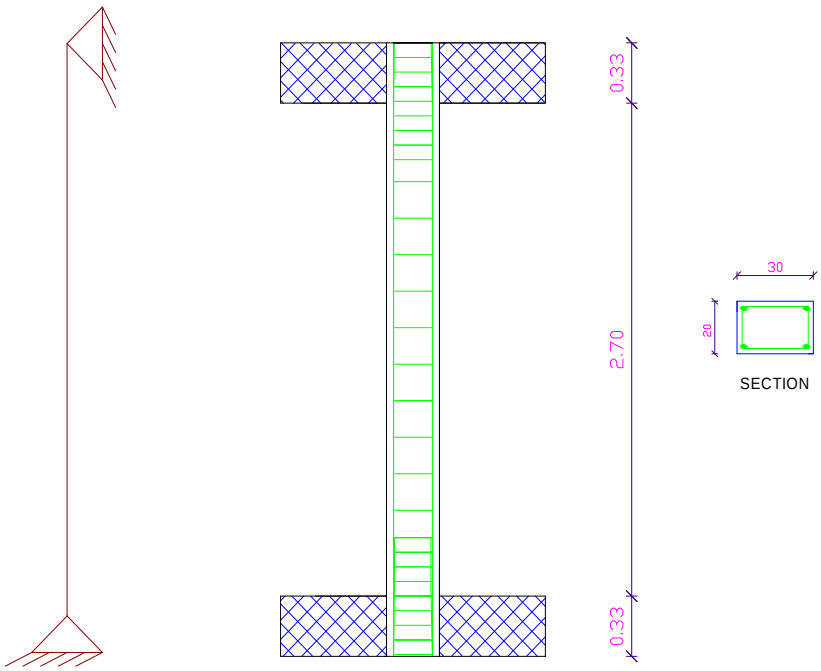



**Figure 4 - 34**

## ( 4.4.1.3) Loading :

$P_u$ = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L
= 1.2 * 56.3 + 1.6 * 9.34
= 82.5 kN

So $Pn = \frac{p_u}{¤} = \frac{82.5}{.65} = 127$

## ( 4.4.1.4) Design :

**Determination of( $Ag_{req}$)**

$° _g = 1\%$

$$P_n = 0.8 * A_g \left[ (0.85 * f_c') * (1 - ° _g) + (f_y * ° _g) \right]$$

$$.127 = 0.8 * A_g \left[ (0.85 * 24) * (1 - 0.01) + (420 * 0.01) \right]$$

$A_g = 0.00651 m^2$

Select 30 cm *20 cm with $A_g = 0.06 m^2$

*From Interaction Diagram*

$$\frac{¤ * P_n}{A_g} = \frac{82.5}{0.3 \times 0.2} \times \frac{102}{1000} = 133.86 \ Psi$$

$° _g = .01$

$A_s = ° \times A_g = .01 * .2 * .3 = 6 * 10^{-4} m^{2`}$

$\therefore Use 6¤12$

- In 30 cm Direction

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 2.70 m

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.

$$\frac{k * lu}{r} < 34 - 12\frac{M_1}{M_2} \quad ..... ..... ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 2.70}{0.3 * 0.3} = 30 > 22$$

$\therefore long \ \ Coloumn \ \ in \ \ dirction : 30 cm$

$$EI = 0.4\frac{E_c * I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI 318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750*\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2*D.L}{Pu} = \frac{(67.56)}{82.5} = 0.82$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.2*0.3^3}{12} = 4.5*10^{-4}m^4$$

$$E*I = \frac{0.4*23270.15*4.5*10^{-4}}{1+0.82} = 2.3MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2*E*I}{(K*Lu)^2} \quad .....ACI 318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*2.3}{(1*2.25)^2} = 4.48MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \quad ..... ..ACI\ 318-2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad ..... According\ \ to\ \ ACI\ 318-2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75*P_c}} \geq 1.0 \quad ..... .....ACI\ 318-2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{78.74}{0.75*5.45*10^3}} = 1.02 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024*1.02 = 0.0245$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0245}{0.30} = 0.082$$

- In 20 cm Direction

$$\frac{klu}{r} < 34-12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 2.7 m

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.

$$\frac{k*lu}{r} < 34 - 12\frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1*2.7}{0.3*0.2} = 45 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad dirction : 20\,cm$$

$$EI = 0.4\frac{E_c * I_g}{1+_d} \quad \text{.....} [ACI\,318-2002 \;\; (Eq.\,10-15)]$$

$$E_c = 4750*\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2*D.L}{Pu} = \frac{(38.1)}{78.74} = 0.48$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.2^3}{12} = 2*10^{-4}m^4$$

$$E*I = \frac{0.4*23270.15*2*10^{-4}}{1+0.48} = 1.26MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2*E*I}{(K*Lu)^2} \quad \text{.....} ACI\,318-2002(Eq.\,10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*1.26}{(1*2.7)^2} = 1.7MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \text{ ..... } ..ACI\ 318-2002\,(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According\ \ to\ \ ACI\ 318-2002\,(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2002\,(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{78.74}{0.75*5.5*10^3}} = 1.02 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 200 = 21mm = 0.021\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.021 * 1.02 = 0.0215$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.02415}{0.20} = 0.0112$$

*From Interaction Diagram*

$$\frac{¤ * P_n}{A_g} = \frac{78.74}{0.3\times 0.2} \times \frac{102}{1000} = 133.86\ \ Psi$$

$$°_g = .01$$

$$A_s = ° \times A_g = .01 * .2 * .3 = 6 * 10^{-4} m^{2}`$$

$$\therefore Use 6¤12$$

**Design of the Reinforcement:**

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.2 = 19.2cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1 = 48\,cm$$

$$spacing \leq least\ .\dim . = 300\ \ mm$$

$Use ¤10@18cm$

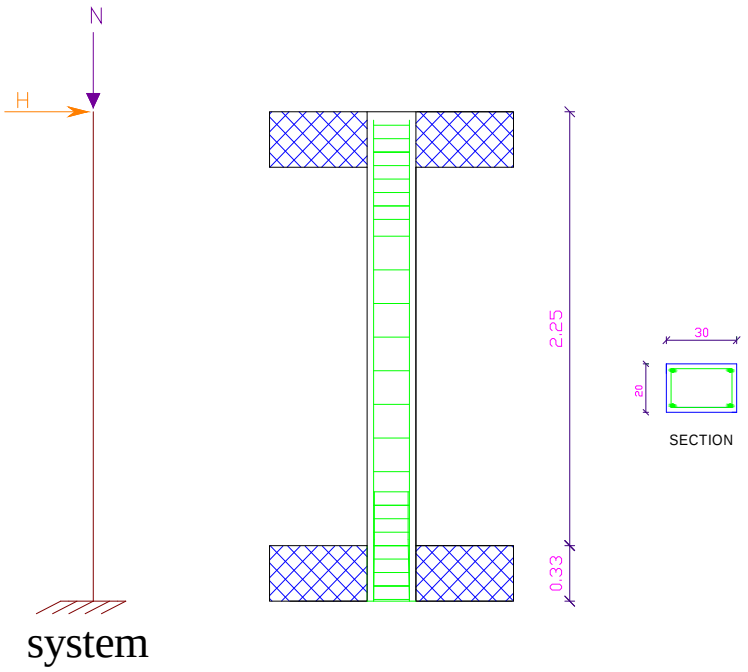
## (4.4.2)Pos. C1 , C2 , C3 , C8 , C9 , C10 , C11 , C12 (Cantilever columns ) to stabilize of the roof plan in y-direction .

**( 4.4.2.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.2.2) Section** : selected




**٣٥ - Figure 4**

## ( 4.4.2.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Beam = 3.4 kN

* See table ( 4-1 )

Live load :

* See table ( 4-1 )

* $H_{max}$ = 5.90 kN ( reaction support for wind load from BH8)

*** $N_{max\ 11}$ = 1.2 D.L + 1.6 L.L = 1.2 * 30.68 + 1.6 * 19.95 = 68.74 kN "Control"

*** $N_{max\ 11}$ = 1.4 D.L = 1.4 * 30.68 = 42.952 kN

*** $H_{max\ 11}$ = 1.6 L.W = 1.6 * 5.90 = 9.44 kN

## ( 4.4.2.4) Design :

According to Atir

## (4.4.3)Pos. C7 , C13 .

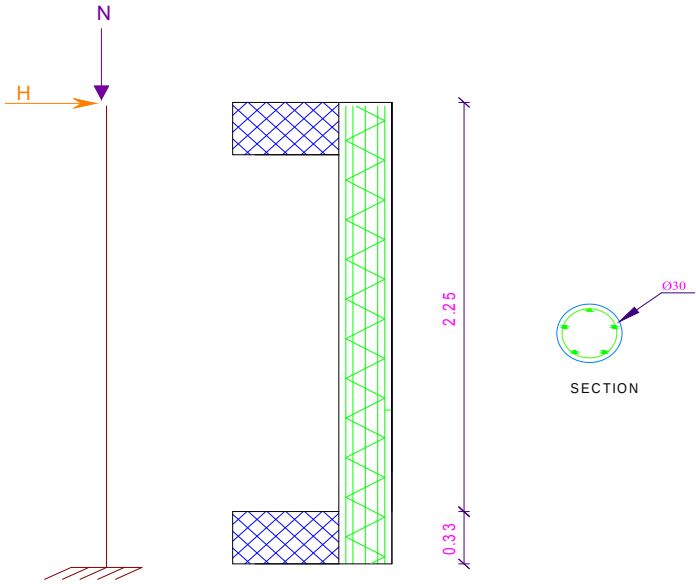
## (Cantilever columns ) to stabilize of the roof plan in X-direction .

**( 4.4.3.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.3.2) Section** : selected




**٣٦ - Figure 4**

## ( 4.4.3.3) Loading :

Dead load

* Self weight of the Column = 3.4 kN

* See table ( 4-1 )

Live load :

* See table ( 4-1 )

* $H_{max}$ = 3.18 kN ( reaction support for wind load from BH6)

*** $N_{max\ 13}$ = 1.2 D.L + 1.6 L.L = 1.2 * 22.14 + 1.6 * 10.36 = 43.14 kN "Control"

*** $N_{max\ 13}$ = 1.4 D.L = 1.4 * 22.14 = 30.996 kN

*** $H_{max\ 13}$ = 1.6 L.W = 1.6 * 3.18 = 5.088 kN

## ( 4.4.3.4) Design :

According to Atir

## (4.4.4)Pos. C4 , C5 , C6 ,C17, C14 , C15 , C16 , C17 , C18 , C19 , C20 , C20 , C21 , C22 , C23 .
## (Pin column ) .

**( 4.4.4.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.4.2) Section** : selected

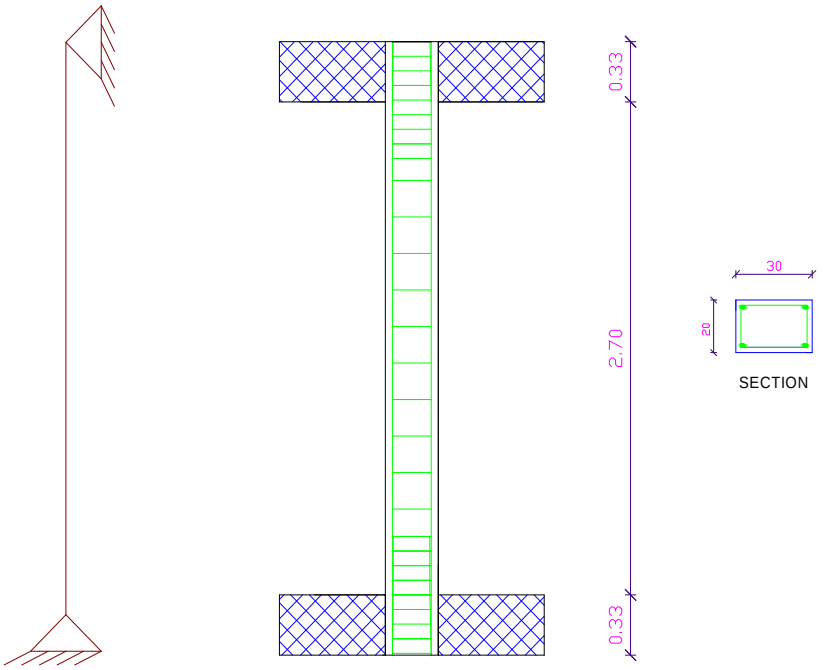



**Figure 4 - 37**

## ( 4.4.4.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 4.1 kN

* max. reaction support from (B10 to B12 ) see table ( 4-1 )

Live load :

* max. reaction support from ( B10 to B12 ) see table ( 4-1 )

## ( 4.4.4.4) Design :

According to Atir

## (4.4.5)Pos. C7' , C13' . (Pin column ) .

**( 4.4.5.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.5.2) Section** : selected

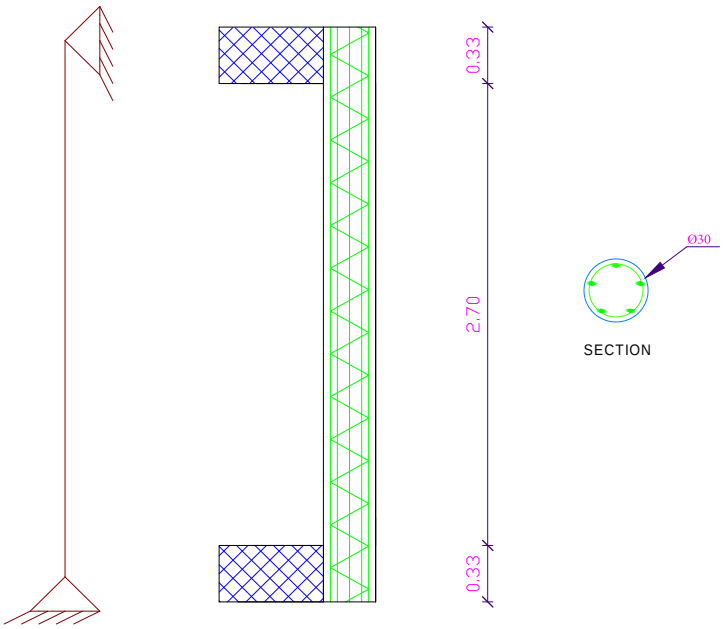



**Figure 4 - 38**

### ( 4.4.5.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 4.1 kN

* max. reaction support from (B13) see table ( 4-1 )

Live load :

* max. reaction support from ( B13) see table ( 4-1 )

### ( 4.4.5.4) Design :

According to Atir

## (4.4.6)Pos. C24 , C25 , C26 , C27 , C28 , C29 , C30 , C31 . (Pin column ) .

**( 4.4.6.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.6.2) Section** : selected

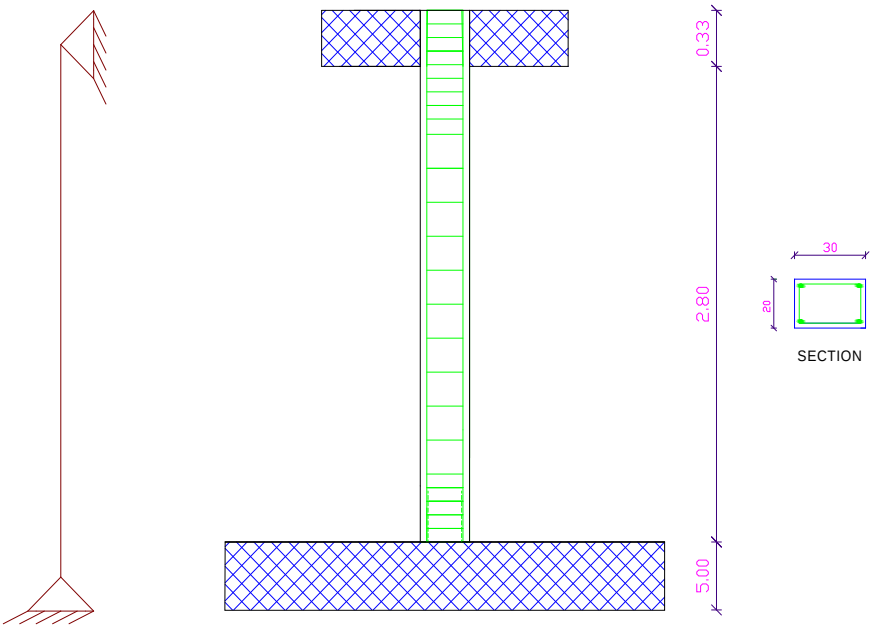



**Figure 4 - 39**

### ( 4.4.6.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 4.23 kN

* max. reaction support from (B14 to B22) see table ( 4-1 )

Live load :

* max. reaction support from ( B14 to B22) see table ( 4-1 )

### ( 4.4.6.4) Design :

According to Atir

## (4.4.7)Pos. C32 , C33 .
## (Pin column ) .

**( 4.4.7.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C' = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.7.2) Section** : selected

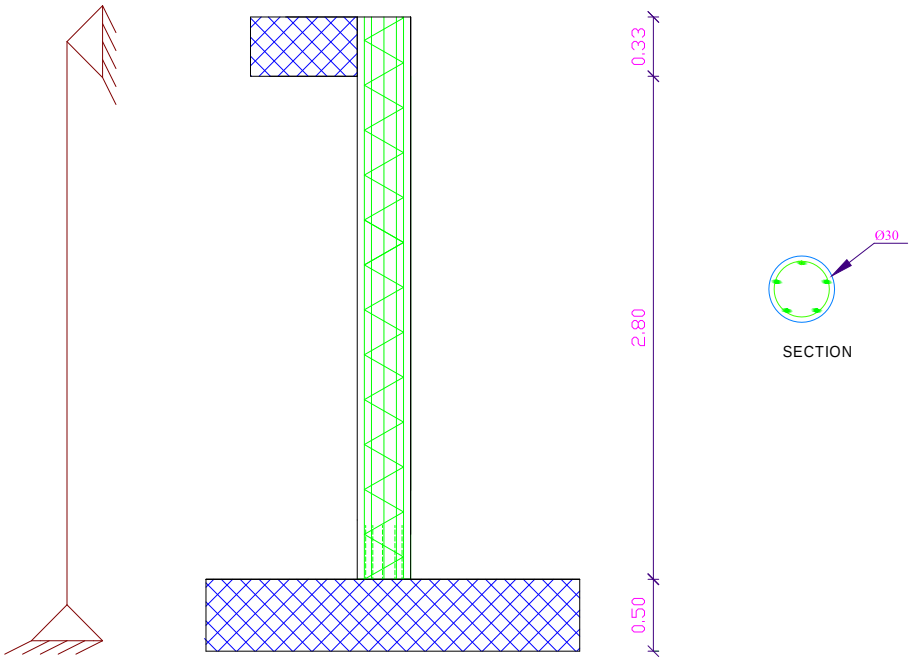



**Figure 4 - 40**

### ( 4.4.7.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 4.23 kN
* max. reaction support from (B21) see table (4-1)

Live load :

* max. reaction support from ( B21) see table (4-1)

### ( 4.4.7.4) Design :

According to Atir

## (4.4.8)Pos. C34.

## (Pin column ) .

**( 4.4.8.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C^{'} = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.8.2) Section** : selected

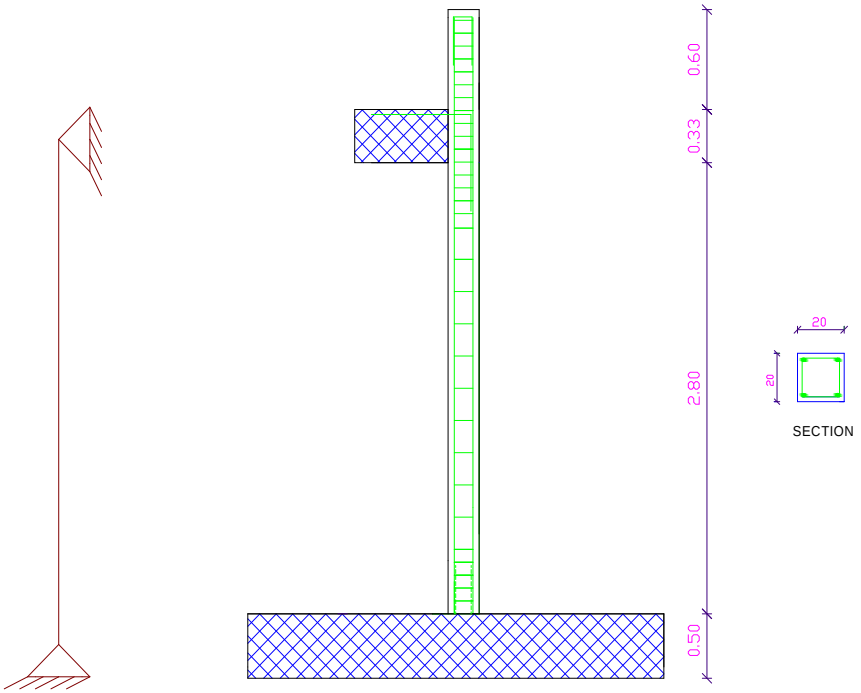



**Figure 4 - 41**

## ( 4.4.8.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 2.8 kN

* max. reaction support from (B16 & B21) see table (4-1)

Live load :

* max. reaction support from (B16 & B21) see table (4-1)

## ( 4.4.8.4) Design :

According to Atir

## (4.4.9)Pos. C35 , C36 .
## (Pin column ) .

**( 4.4.9.1) Material** : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ( $f_C^{'} = .8*30 = 24MPa$ ) .

Steel (420) .

**( 4.4.9.2) Section** : selected

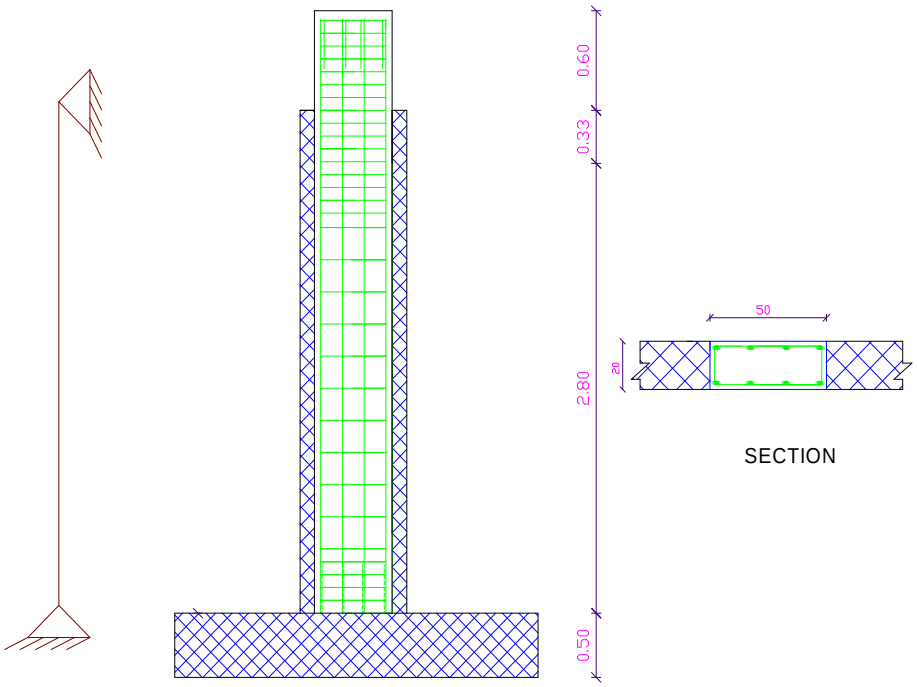



**Figure 4 - 42**

### ( 4.4.9.3) Loading :

Dead load :

* Self weight of the Column = 7.0 kN

* max. reaction support from (B14 & B15) see table (4-1)

Live load :

* max. reaction support from (B15 & B16) see table (4-1)

### ( 4.4.9.4) Design :

According to Atir

**4.5 Design of concrete columns with wind effect .**

## (4.5.1)Pos. BH8 :

### (4.5.1.1) Some calculation :

The effect of wind load on the column

* horizontal load on the wall

$q = 0.8\ kN/m^2$

$W_{wall} = q * C_p$

$= 0.8 * 0.8 = .64\ kN/m^2$

* Horizontal load on the roof

$W_{roof} = q * C_p * \sin \alpha$

$= 0.8 * 0.8 * \sin 15$

$= .42\ kN/m^2$

So the total wind load on the beam will be :

$$W_L = \left( W_{wall} * \frac{h_w}{2} \right) + \left( W_{roof} * h_r \right)$$

$$= \left( .64 * \frac{2.23}{2} \right) + \left( .42 * 1.21 \right)$$

$= 1.222\ kN/m$

## (4.5.1.2)System :

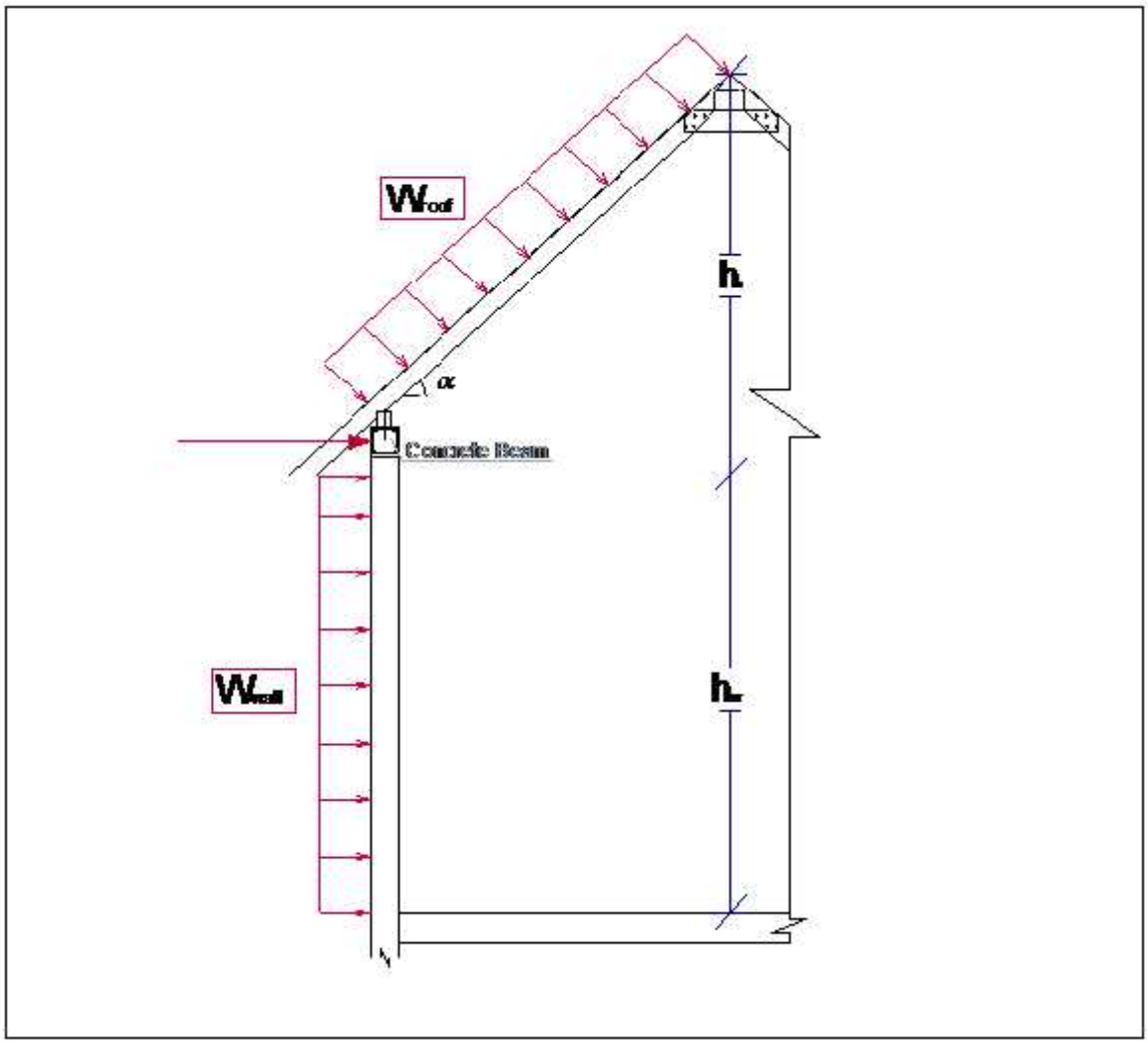
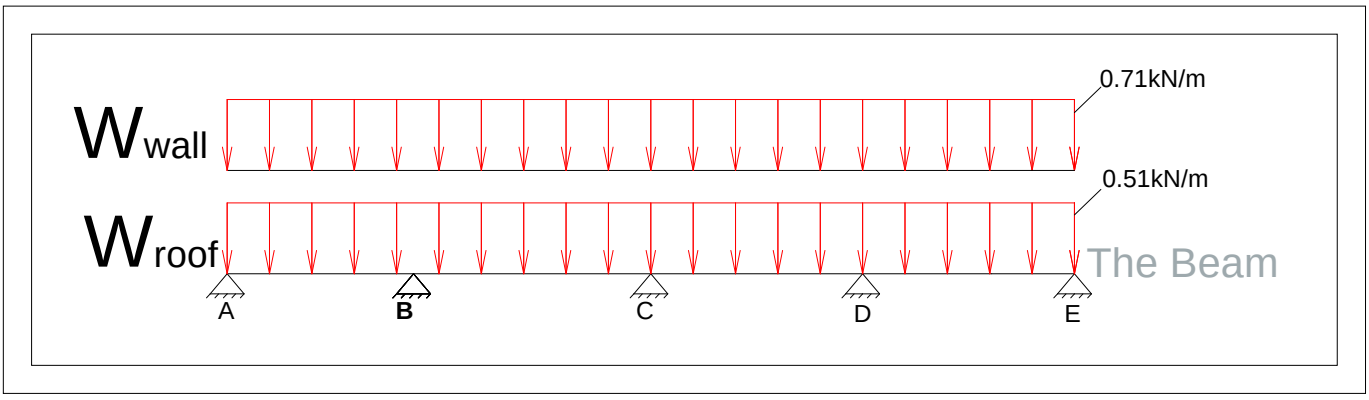



**Figure 4 - 43**



**(4.5.1.3)**Reaction Support :

$A_h$ = 5.6 kN

$\mathbf{B}_h$ = 5.53 kN

$C_h$ = 5.9 kN

$D_h$ = 5.1 kN

$E_h$ = 5.1 kN

## (4.5.2)Pos. BH6 :

### (4.5.2.1)Some calculation :

The effect of wind load on the column

* horizontal load on the wall

$q = 0.8\ kN/m^2$

$W_w = q * C_p$

$= 0.8 * 0.8 = .64\ kN/m^2$

* Horizontal load on the roof

$W_r = q * C_p * \sin \alpha$

$= 0.8 * 0.8 * \sin 15$

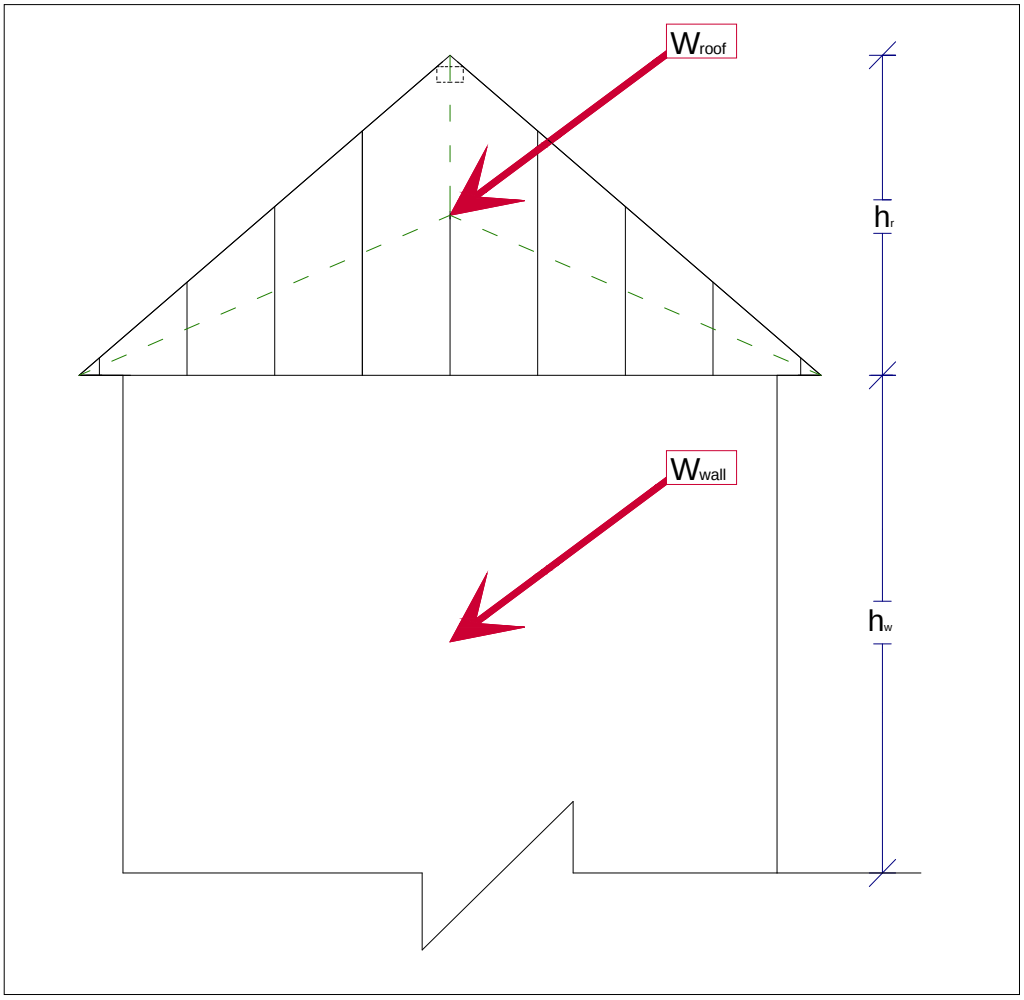
$= .42\ kN/m^2$

So the wind load on the beam will be :

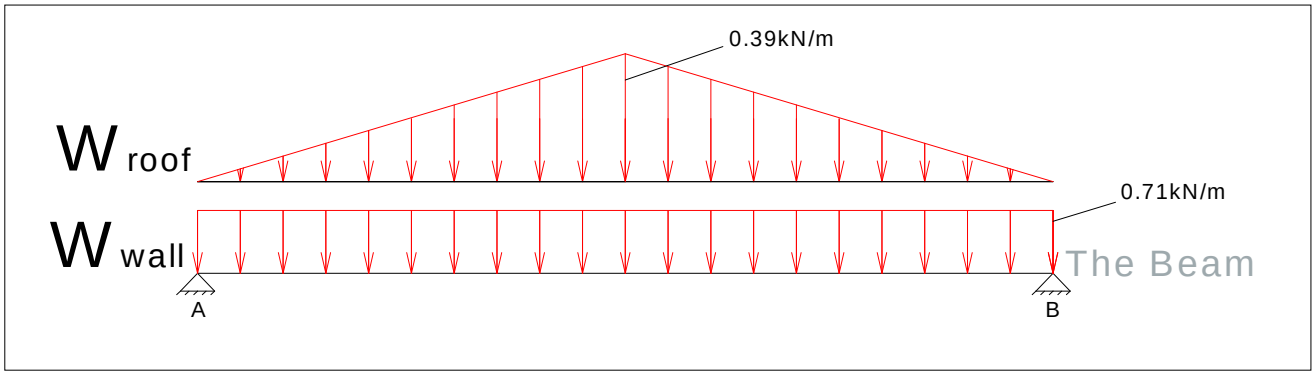
$$W_{L,wall} = \left( W_w * \frac{h_w}{2} \right) = \left( .64 * \frac{2.23}{2} \right) = 0.71 kN/m$$

$$W_{L,roof} = \left( W_r * \frac{h_r}{2} \right) = \left( .42 * \frac{1.21}{2} \right) = 0.39 kN/m$$

## (4.5.2.2)System :




**٤٤ - Figure 4**



**(4.5.2.3)**The reaction support :

A = 3.181 kN

B = 3.181 kN

**4.6 Design of concrete frame .**

## (4.6.1)Pos. Fc concrete Frame.

*( 4.6.1.1)* **Material** : Concrete ( B300 ) , $f_c'$ = 24 N/mm$^2$ .
Reinforcement Steel $f_y$ = 420 N/mm$^2$ .

*( 4.6.1.2)* **Section** : selected

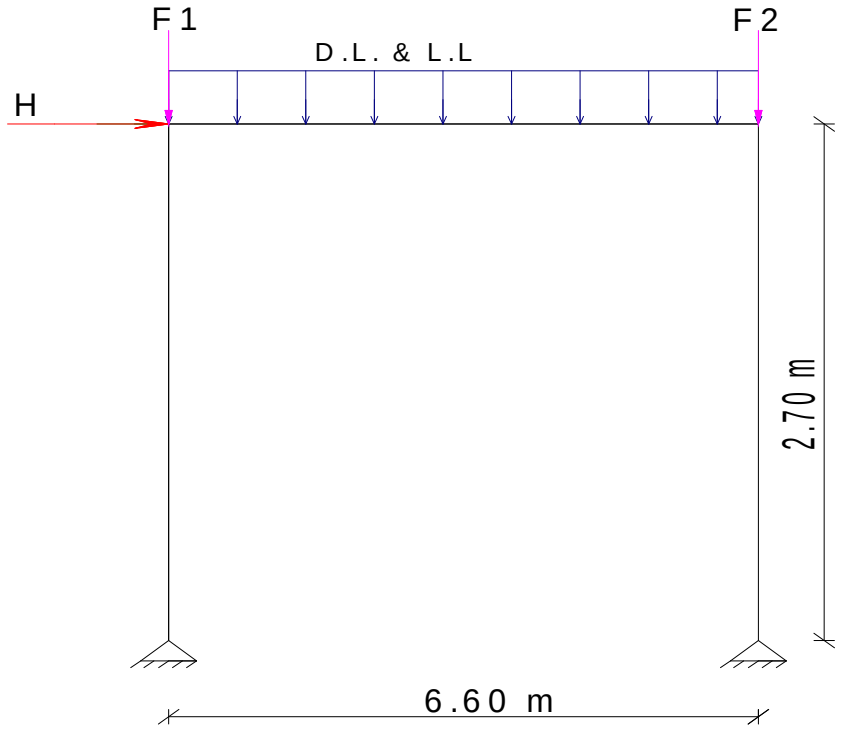



**Figure 4 - 45**

*( 4.6.1.3)* **Loading :**

*** Vertical load :

1. $F_{1,D.L}$ = 22.5 kN ( from column Pos. C13 )
2. $F_{1,L.L}$ = 10.4 kN ( from column Pos. C13 )
3. $F_{2,D.L}$ = 19 kN ( from column Pos. C7 )
4. $F_{4,L.L}$ = 10.2 kN ( from column Pos. C7 )
5. $Q_{D.L}$ = 26 kN/m ( from slab Pos. S1 )
6. $Q_{L.L}$ = 5 kN/m ( from slab Pos. S1 )

*** Horizontal load :

From Wind load by C7 = $W_{wall} = q * C_p$

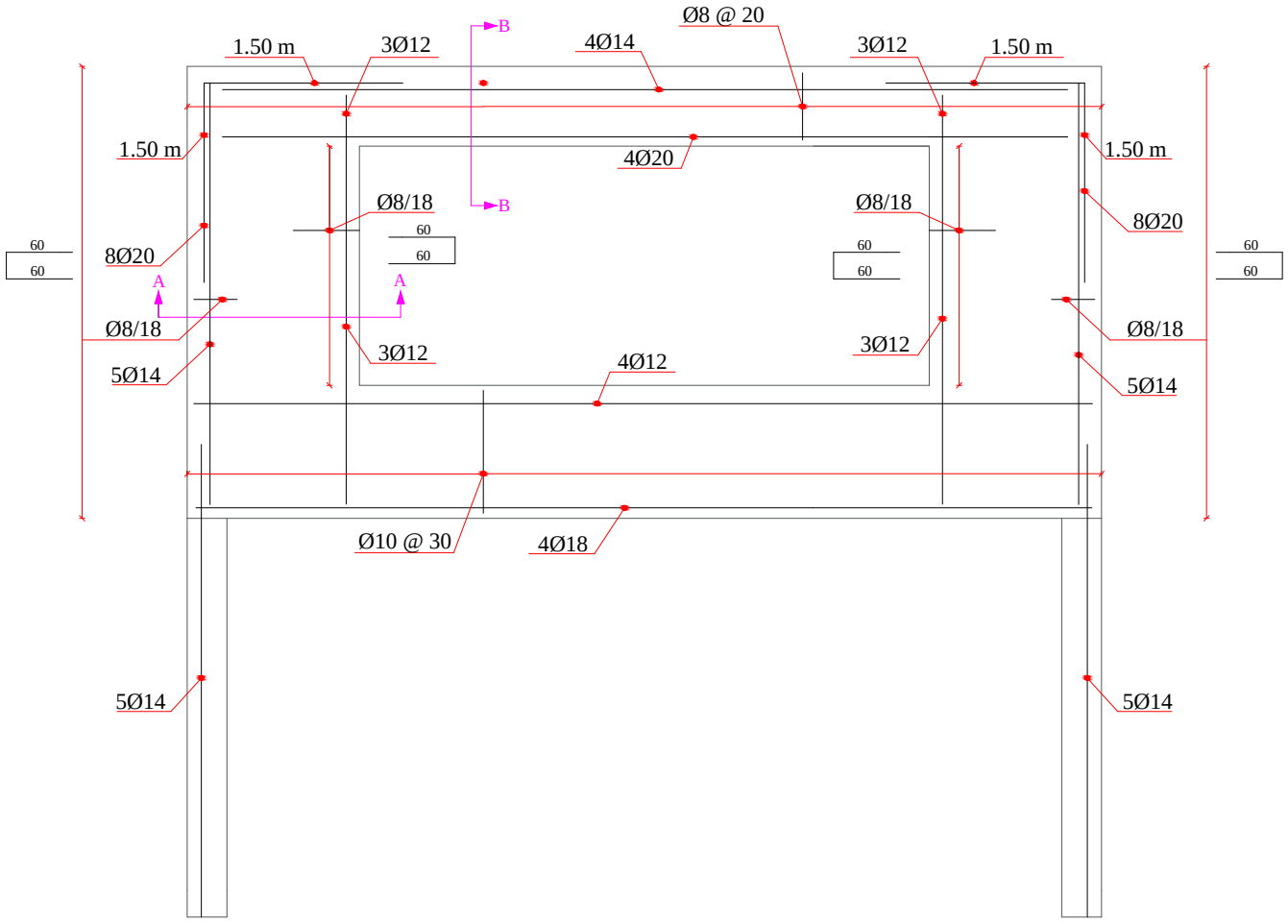
$= 0.5 *( 0.8 + 0.5 ) = .2\ kN/m^2$

*( 4.6.1.4)* **Design :**

See Sap 2000 Results

We selected ( b X h) : Beam section : 300 X 600 mm

Column section : 300 X <300 mm



## 4.7 Design of steel columns .

### (4.7.1)Pos./ Cs1 , Cs2 , Cs3 , Cs4 , Cs5 , Cs6 , Cs7 ,Cs8 , Cs9 /: Steel column .

*( 4.7.1.1)* **Material** : Steel A36 .

*( 4.7.1.2)* **Section** : assumed b/h = 100 * 100 mm = 3.94 * 3.94 in .

Thickness 4mm = .1575 in .

Length 3.45 m = 11.32 ft .

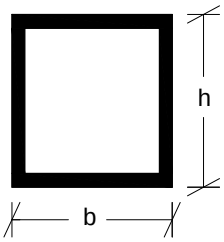



**Figure 4 - 46**

*( 4.7.1.3)* **Loading :**

1. Dead Load:

* From beam (BW5) ⇒ Dead load reaction = 33.04 kN = 7427.4Ibf

* Self weight of the column = h * b * L * °

= ( 0.1*0.1 - .092*.092) * 3.45 * 420

=1.14 kN = 256.3 Ibf

….. So The total Dead load = 34.18 kN = 7683.7 Ibf

2. Live Load:

* From beam (BW5) ⇒ Live load reaction = 27.28 kN = 6132.54 Ibf

$A = (.1*.1 - (.092*.092)) = 1.536*10^{-3}\ m^2$

$= 1.536*10^{-3}\ m^2 * (39.37)^2$

$= 2.38\ in^2$

*** Factored load ( Pu) :

Pu = (1.2 * D.L) + (1.6 * L.L)

= (1.2 * 7683.7) + (1.6 * 6132.54 )

= 19032.5 Ibf

$\frac{p_u}{Ag}$ = 19032.5 Ibf / 2.38 $in^2$ = 8996.8 Ibf / $in^2$ ≈ 8 Ksi

## ( 4.7.1.4) System :

## ( 4.7.1.5) Design :

*** effective length :**

About ( x-x ) :-

$$k_x * L_x = 1*11.32\, ft = 11.32$$

About ( y-y ) :-

$$k_y * L_y = 1*11.32\, ft = 11.32$$

* **Critical stress :-**

Select $\frac{k*L}{r}$ " middle value " (100)

$\frac{k*L}{r}$ = 100 ⟹ $F_{crit}$ = 22 ksi (from chart () )

* $Ag_{req}$ :

¤ * $Pn \geq Pu$ where ¤ = .85

$Pn = F_{crit} * Ag$

¤ * $F_{crit} * Ag \geq Pu$

$Ag \geq \frac{8}{22*.85}$ ⟹ Ag = .43 $in^2$

*** Select profile :**

Structural tubing ( Square )

Ag = 1.27 $in^2$ the nominal size 2 X 2 in with a thickness 3/16 in

$r_x$ = .726 in

$r_y$ = .726 in

* **Check** ¤ $*Pn \geq Pu$ **:**

$$\frac{k_y * L_y}{r_y} = \frac{1*11.32*12}{.726} = 186$$

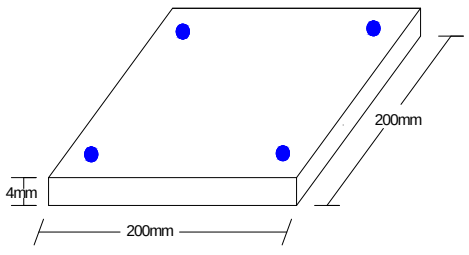
$$\frac{k_x * L_x}{r_x} = \frac{1*12*11.32}{.726} = 186$$

$$\frac{k * L}{r} = 186$$

$F_{crit}$ = 8 ksi .

1.27 * .85 * 8 = 8.64 > 8 …….. OK

So we will take the size of our column 100 X 120 X 5 mm




b / h / t = 200 / 200 / 4 mm

Steel plate at foot

## 4.8 Design of steel Frame .

### (4.8.1)Pos. Fs Steel Frame .

*( 4.8.1.1)* **Material** : Meld steel A36 ( tube sections ) .

*( 4.8.1.2)* **Section** : selected

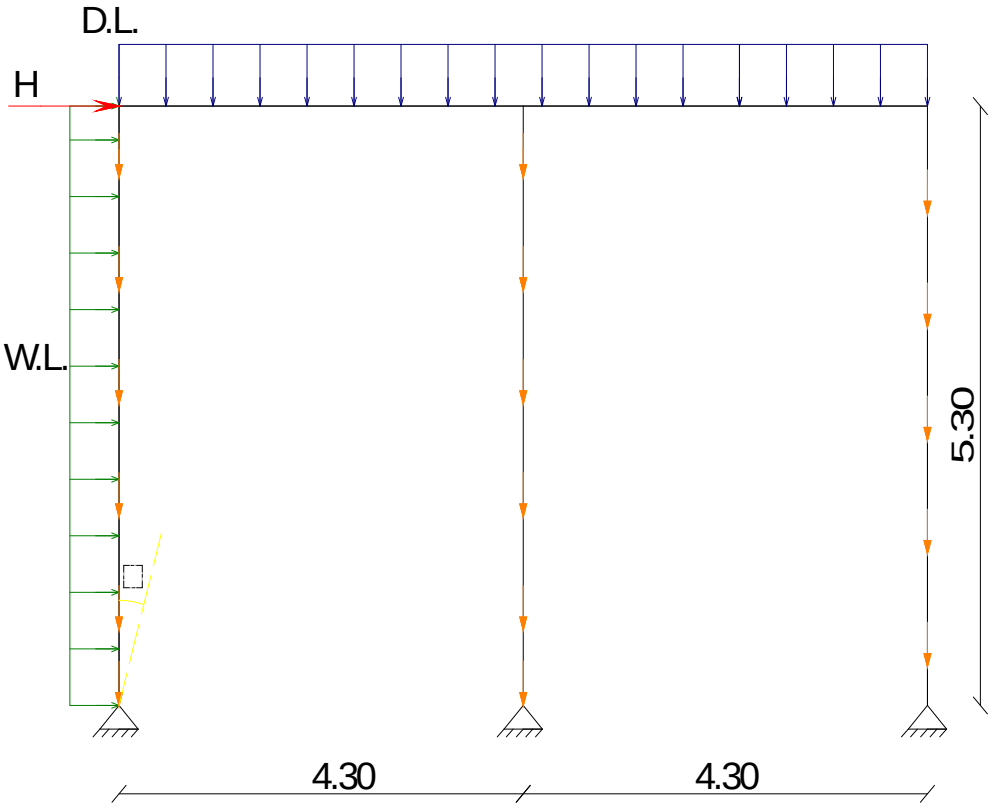



**Figure 4 - 47**

*( 4.8.1.3)* **Loading :**

1. ***Dead Load for first span :

Self weight of the steel fram .

Glass (1) 25 kN/m$^3$ *.018 * 4.3 = 1.935 kN/m

Glass (2) 25 kN/m$^3$ *.018 * 3.775 = 1.7 kN/m

Line load from the reaction support of (BW3) 1.57 / 1.20 = 1.31 kN/m

$H = \sum N * \sim$

$\sim = \frac{1}{100} = .01$

$\sum N = 8.6\ m * 3.3\ m * ( .8 + 1.15 )$
$= 55.34\ kN$

So… $H = 55.34 * .01 = .5534\ kN$

2. Live Load:

Line load from the reaction support of (BW3) 1.5 / 1.20 = 1.25 kN/m

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

$0 < h < 8\ m$ so $q = 0.5\ kN/m^2$

$W = ( C_P + C_s )* q$

$W = ( .8 + 0.5 ) * .5$

$= 0.65\ kN/m^2$

$W_i = 0.65\ kN/m^2 * \frac{be}{2}$ where $b_e$ = is the distance between $C_{s5}$ & $C_{s6}$

$= 0.65\ kN/m^2 * 3.25/2\ m = 1.056\ kN/m$ .

$R = W_i * h$

$= 1.056 * 5.3 = 5.6\ kN$ .

*( 4.8.1.4)* **Design :**

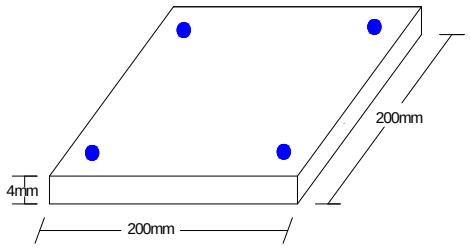
See Sap 2000 Results

We selected ( b X h X t ) : Beam section : 120 X 180 X 5 mm

Column section : 100 X 120 X 5 mm

## Foot under the columns :

Selected : foot 200 X 200 X10 mm , 4 Bolts .




b / h / t = 200 / 200 / 4 mm

**4.9 Design of steel columns .**

## (2.9.1)Base plate under column ($C_s1$ , $C_s2$ , $C_s3$ , $C_s4$ , fs ).

**( 4.9.1.1) Material** : Steel (A36) .

**( 4.9.1.2) Section** : selected

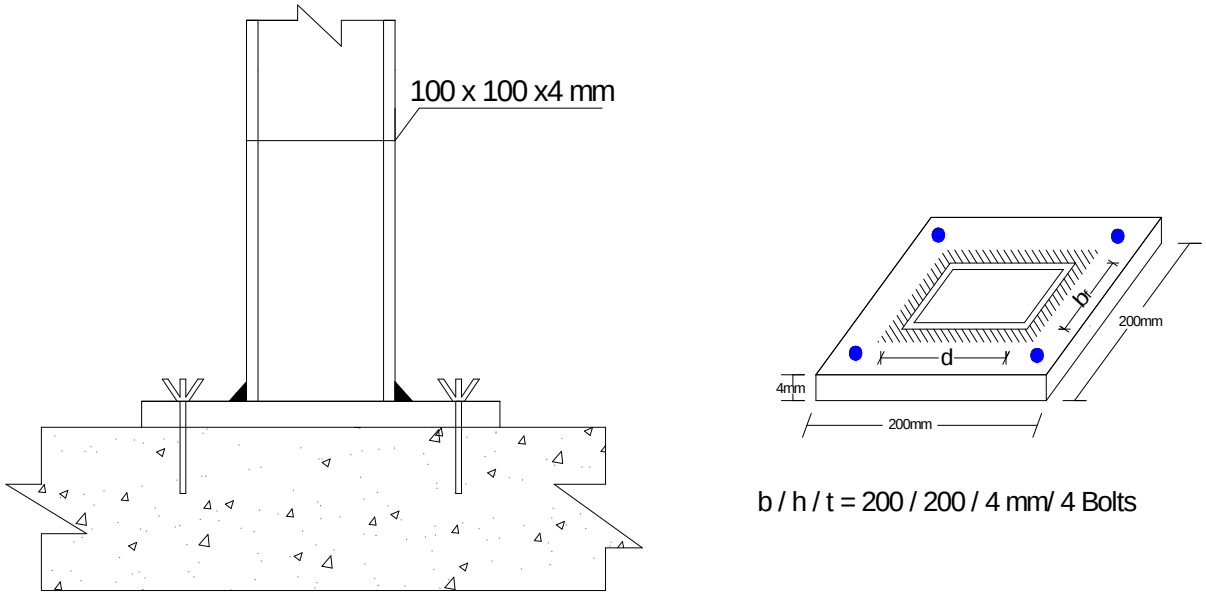



**Figure 4 - 48**

**( 4.9.1.3) Loading :**

1. Dead Load :
   Concentrated force from steel column ( $C_s1$ ) = 33.036 kN

2. Live Load :
   Concentrated force from steel column ($C_s1$ ) = 27.277 kN

## ( 4.9.1.4) System :

The nominal bearing strength ($f_p$) of concrete under the base plate

$$f_p = .85\, fc' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Where $A_1$ = Area of the base plate .

$A_2$ = Area of the supporting concrete that is geometrically similar to and concentric with the loaded area .

$P_u = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L$

$= 1.2 * 33 + 1.6 * 27.28$

$= 83.25$ kN

But for solid slab $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1$

So $f_p = .85 * 24 = 20.4$ N/mm$^2$

* Stress under the plate

$$¢_{pu} = \frac{P_u}{A_1} \le f_p * Q_c$$

Where $Q_c = 0.6$ , is the strength reduction factor .

$$A_1 = \frac{P_u}{f_p} = \frac{p_u}{.85 * f_c' * Q_c}$$

$$A_1 = \frac{83.25}{.85 * 24 * 0.6 * 1000} = 6.8 * 10^{-3} m^2 = 68 cm^2$$

The length N in the direction of d .

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \ge d$$

$$\Delta = 0.5 * (0.95d - 0.8b_f)$$

$$\Delta = 0.5 * (0.95 * 100 - 0.8 * 100)$$

$$\Delta = 7.5mm$$

$$N = \sqrt{6800} + 7.5 \geq d$$
$$N = 82 + 7.5$$
$$N = 89.96mm < 100mm$$

$$B = \frac{A_1}{N}$$
$$B = \frac{6800mm^2}{89.96mm} = 75.6mm < b_f = 100mm$$

But the column dimensions is 100 mm X 100 mm X 4 mm

So we will take the plate's dimensions 200 mm X 200 mm

## * Determine The thickness of the base – plate

The thickness of the base plate ( $t_p$ ) is the largest of :

* $t_p = m * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * fu * B * N}}$

* $t_p = n * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * fu * B * N}}$

* $t_p = n' * f_1 * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * fu * B * N}}$

Where : ♣ $m = \frac{(N - 0.95 * d)}{2}$

♣ $n = \frac{(B - 0.8 * b_f)}{2}$

♣ $n' = \frac{\sqrt{d * b_f}}{4}$

♣ $f_1 = \frac{(2\sqrt{x})}{(1 + \sqrt{1 - x})} \leq 1$

♣ $x = \left[\frac{(4 * d * b_f)}{(d + b_f)^2}\right] * \left[\frac{P_u}{(¤ * 0.85 * f_c' * A_1)}\right]$

So … $m = \frac{(200 - 0.95 * 100)}{2} = 52.55$

$n = \frac{(200 - 0.8 * 100)}{2} = 60$

$$n' = \frac{\sqrt{100*100}}{4} = 25$$

$$x = \left[\frac{(4*100*100)}{(100+100)^2}\right] * \left[\frac{83.25}{(.6*0.85*24*200*200)}\right] = 1.7*10^{-4}$$

$$f_1 = \frac{(2\sqrt{1.7*10^{-4}})}{(1+\sqrt{1-1.7*10^{-4}})} = .013$$

Now * $t_p = 52.2 * \sqrt{\frac{2*83.25}{0.9*36*200*200}} = .59mm$

* $t_p = 60 * \sqrt{\frac{2*83.25}{0.9*36*200*200}} = .68mm$

* $t_p = 25 * .013 * \sqrt{\frac{2*83.25}{0.9*36*200*200}} = .0037mm$

## * Determine The size of the fillet weld

The maximum size of fillet weld is depend on the thickness of pieces

♦ $t < \frac{1}{4}"$ , $a_{max} \le t$ ( t = $a_{max}$ )

♦ $t < \frac{1}{4}"$ , $a_{max} \le t - \frac{1}{16}"$

t = 4 mm = .16 " < .25 " , So $a_{max}$ = .16"

## **4.**10 **Design of glass .**

### **(4.10.1)Pos . Glass ( G1 ).**

*( 4.10.1.1)* **Material** : Overhead Safe Glass according to the German Code (Verglasungsrichthinie des (DIBT)) .
( VSG , E = 70,000 N/mm$^2$ )

*( 4. 10.1.2)* **Section** : selected * External glass – plate 2*10 = 20 mm .
* Internal glass – plate 2*7.5 = 15 mm .

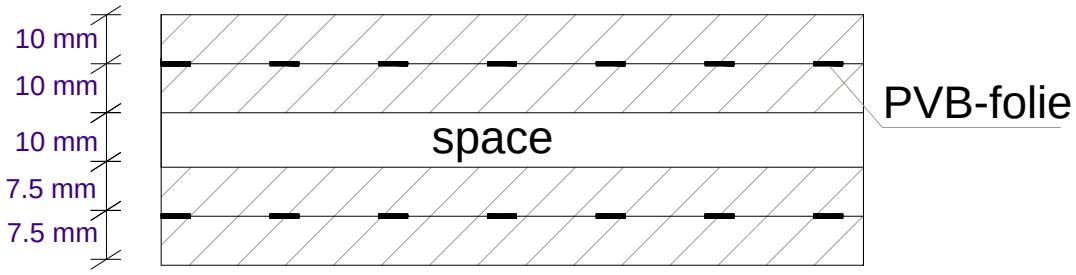



**Figure 4 - 49**

*( 4. 10.1.3)* **Loading :**

1. Dead Load

Self weight of the Glass . 25 kN/m$^3$ * 0.045 m = 1.125 kN/m$^2$

2. Live Load:

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

0 < h < 8 m so q = 0.5 kN/m$^2$

W = $C_P$ * q

W = - 0.6 * 0.8

= - .48 kN/m$^2$

= - .48 kN/m$^2$ * 0.6 m

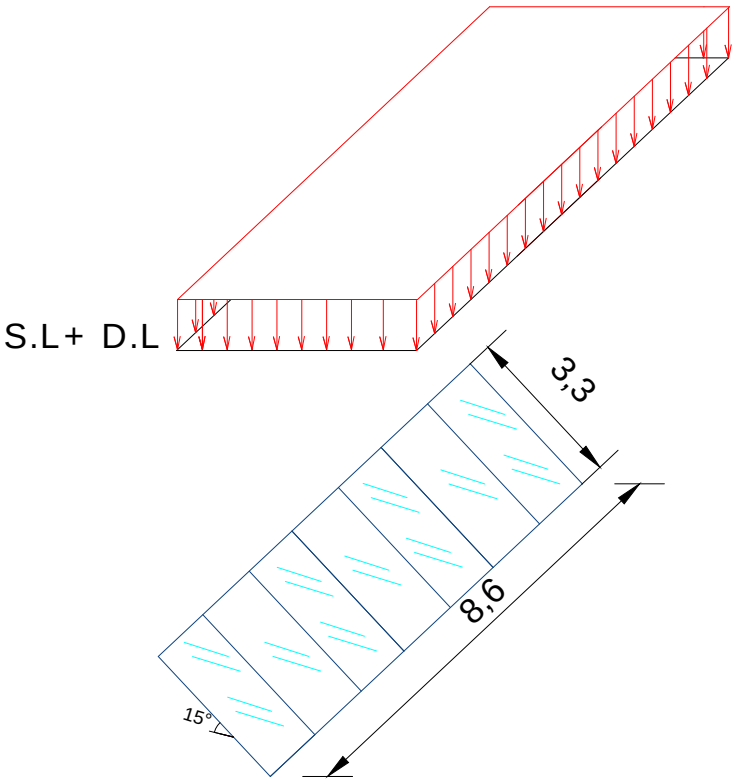
= - .288 kN/m

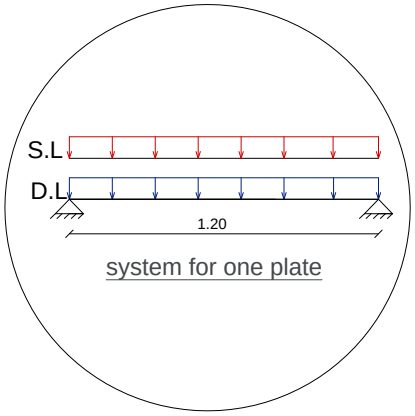
( wind load acts suitable of the system )

This mean that effect of the wind load on the glass is tension or in the opposite direction of the dead load , so we will check if the dead load > wind load or not .

* Snow Load ($S_o$ ):
According to the Jordan code h = 860 ( height above R.L. )
SL= (h – 400) / 400
=(860 – 400) / 400
= 1.15 kN/$m^2$

## ( 4.10.1.4) System :




## ( 4.10.1.5) Design :

***See STAAD Pro. results in pages ( _ ).

According to German code DIN1052 .

1) Allowable bending stress for Safe Glass .

$$\pm_B \leq 1.20 kN/cm^2$$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

$M_y$: Max moment about y-y axis .

$I_Y$ : Moment of inertia about y-y axis.

$Z_{max}$ : Stress in point .

N ≈ zero .

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_{y1} = \frac{1}{12} * 1 * .01^3 = 8.33 * 10^{-8}$$

$$M_y = \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$= \frac{1}{8} * (.5 + 1.15) * 1.2^2 * 1 \text{ m}^4$$

= .297 kN.m/m.

$Z_{max}$ = .·05 m

So $\pm_B = \frac{.297}{8.33 * 10^{-8} * 2} * .005 = 8.913 MPa$ for the top plates(10,10)

$8.91\,MPa < 12\,MPa$ so the taken dimension is suitable .

3) Deflection .

* Deflection for the first span

$F_{max} \le \frac{L}{200}$ where L = 1.20 m

$F_{max} \le \frac{1.2}{200}$

So $F_{max} \le .006$ m

$$M = \frac{1}{8} * q_o * L^2$$

$$= \frac{1}{8} * 1.25 * 1.2^2$$

$$= 0.225 kN.m/m$$

* E = $7000\, kN/cm^2$

* I = $\frac{1}{12} * (1)^3 * 1000 * 2$

= 8.33 $cm^4$

Defl. = $\frac{1}{E*I} \int_0^l M_o * M_1 * dx$

$$= \frac{1}{E*I} * \frac{M_o * M_1}{2.4}$$

$$= \frac{1}{7000 * 8.33} * \frac{30 * 22.5}{2.4}$$

= 0.48 cm

We find the maximum deflection = 0.48 cm

. 48 cm < 0.6 cm  So its ok .

*** Notes :

1) For the bottom part of glass(7.5mm,7.5mm) we make check that if that happen any crash for the top plat (10mm,10mm), the bottom plate can carry the weight of the broken glass & snow load for a specified period of time .

2) PVB-folie : Poly-Vinyl-Butyral –folie .

## 4.11 Design of slabs .

## (4.11.1)Pos.S1: Solid Slab .

**( 4.11.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (B300) .
Steel ( $f_y$ =420)

**( 4.11.1.2) Section** : selected

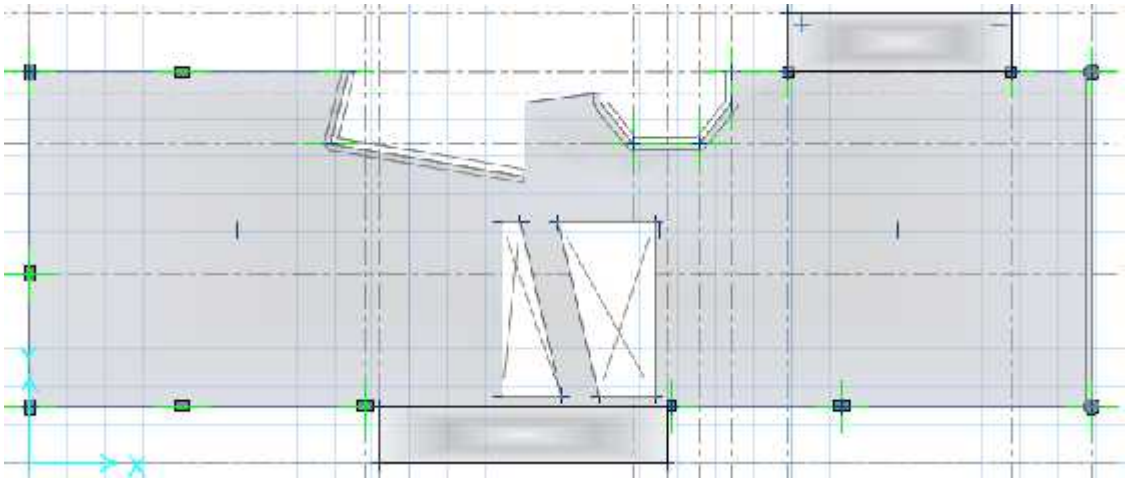


**Figure 4 - 50**

**Some calculations**:

The thickness of the slab $= \frac{L_n}{20}$ for simply supported

$= \frac{6.6}{20} = .33m$

### ( 4.11.1.3) Loading :

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of slab | $.33*25 = 8.25 kN/m^2$ |
| Weight tiles + mortar + sand | $= 2 kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $.02*22 = .44\ kN/m^2$ |

$\sum DL = 10.69\ kN/m^2$

There will be a concentrated force causes by the steel columns

* Concentrated force from $Cs_1$ = 33 kN
* Concentrated force from $Cs_2$ = 31.24 kN
* Concentrated force from $Cs_3$ = 16.1 kN

* Concentrated force from $Cs_4$ = 30.5 kN

* Concentrated force from C4 = 10.4 kN

* Concentrated force from C5 = 9.48 kN

There will be a distributed force causes by the stair = 32.8 kN/m

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for slabe is 2.9 kN/$m^2$ included Partion for normal area , and live load for Balcony's area is 5 kN/$m^2$

There will be a concentrated force causes by the steel column

* Concentrated force from $Cs_1$ = 27.3 kN

* Concentrated force from $Cs_2$ = 12.17 kN

* Concentrated force from $Cs_3$ = 11.27 kN

* Concentrated force from $Cs_4$ = 10.5 kN

* Concentrated force from C4 = 6.67 kN

* Concentrated force from C5 = 5.71 kN

There will be a distributed force causes by the stair = 11.7 kN/m

## Deflection in the slab :

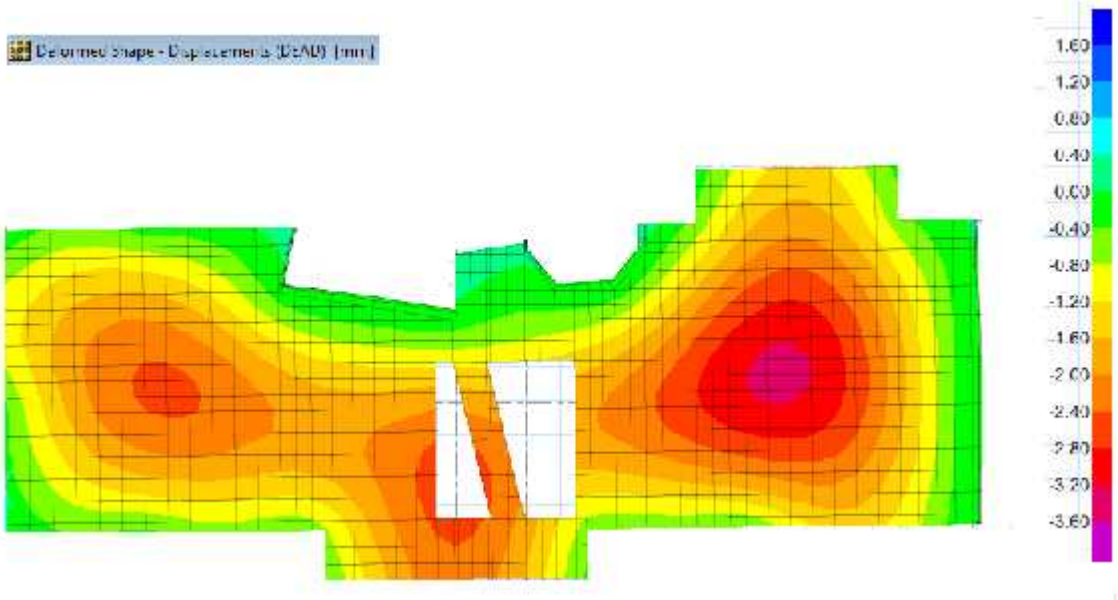



**Figure 4 - 51**

## ( 4. 11.1.4) Design :

See Safe output

## (4.11.2)Pos.S2: Solid Slab .

**( 4.11.2.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( $f_y$ =420)

**( 4. 11.2.2) Section** : selected

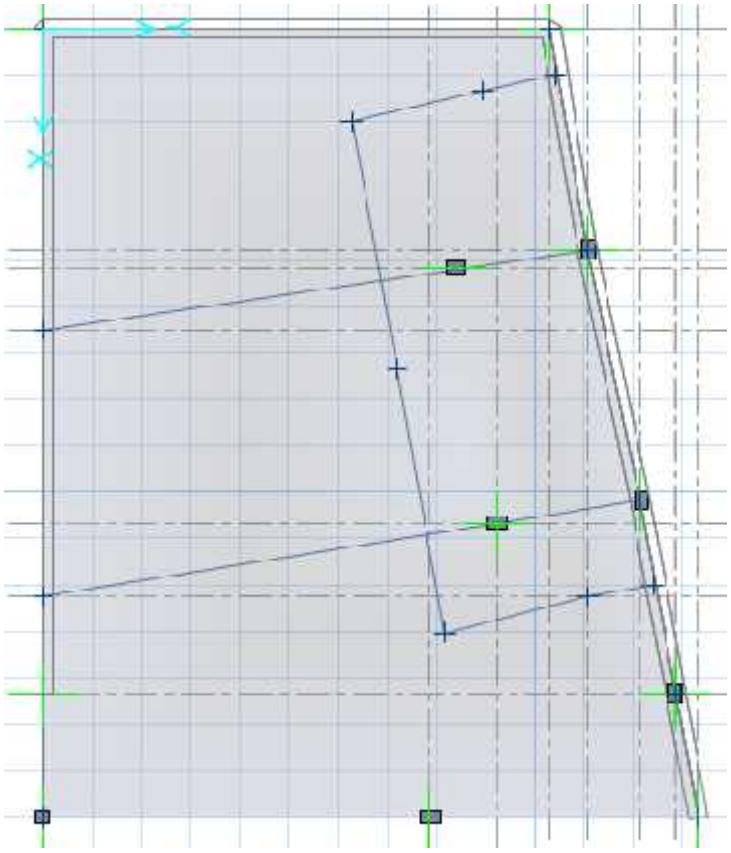


**Figure 4 - 52**

### ( 4. 11.2.3) Loading :

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of slab | $.33*25 = 8.25 kN/m^2$ |
| Weight tiles + mortar + sand | $= 2 kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $.02*22 = .44\ kN/m^2$ |

$$\sum DL = 10.69\ kN/m^2$$

There will be a concentrated force causes by the steel column

* Concentrated force from $Cs_5$ = 16 kN
* Concentrated force from $Cs_6$ = 12 kN
* Concentrated force from $Cs_7$ = 16 kN
* Concentrated force from $Cs_8$ = 12 kN
* Concentrated force from $Cs_9$ = 16 kN

2. Live Load :

From live load table we take the the live load for slabe is 5.0 $kN/m^2$

There will be a concentrated force causes by the steel column

* Concentrated force from $Cs_5$ = 5.5 kN
* Concentrated force from $Cs_6$ = 2.7 kN
* Concentrated force from $Cs_7$ = 5.4 kN
* Concentrated force from $Cs_8$ = 2.7 kN
* Concentrated force from $Cs_9$ = 5.5 kN

Deflection in the slab :

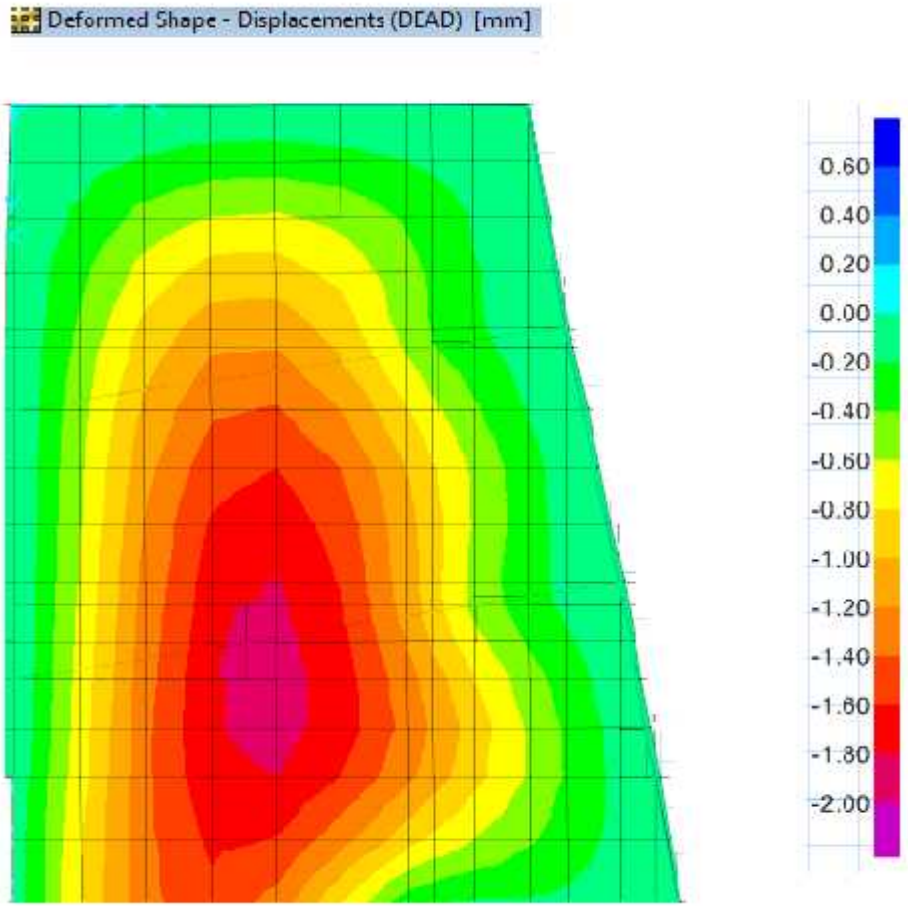



**Figure 4 - 53**

## ( 4. 11.2.4) Design :

See Safe output

## (4.11.3)Pos.S3: Solid Slab .

**( 4.11.3.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( $f_y$ =420)

**( 4.11.3.2) Section** : selected

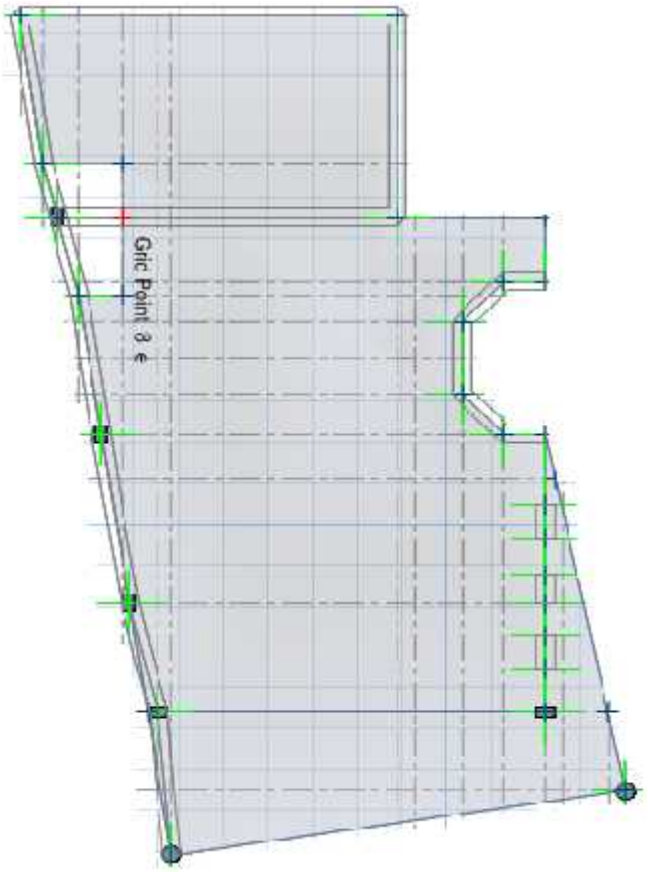



Figure 4 - 54

**( 4.11.3.3) Loading :**

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of slab | $.33*25=8.25 kN/m^2$ |
| Weight tiles + mortar + sand | $= 2 kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $.02*22 = .44 kN/m^2$ |

$\sum DL = 10.69\ kN/m^2$

There will be a concentrated force causes by the concrete column

* Concentrated force from C16 = 177 kN
* Concentrated force from C17 =204 kN

There will be a distributed force causes by the stair = 23.87 kN/m

2. Live Load :

From live load table we take the the live load for slabe is 2.9 kN/$m^2$ included Partion

There will be a concentrated force causes by the concrete column

* Concentrated force from C16 = 15 kN
* Concentrated force from C17 =15.5 kN

There will be a distributed force causes by the stair = 11.7 kN/m

Deflection in the slab :

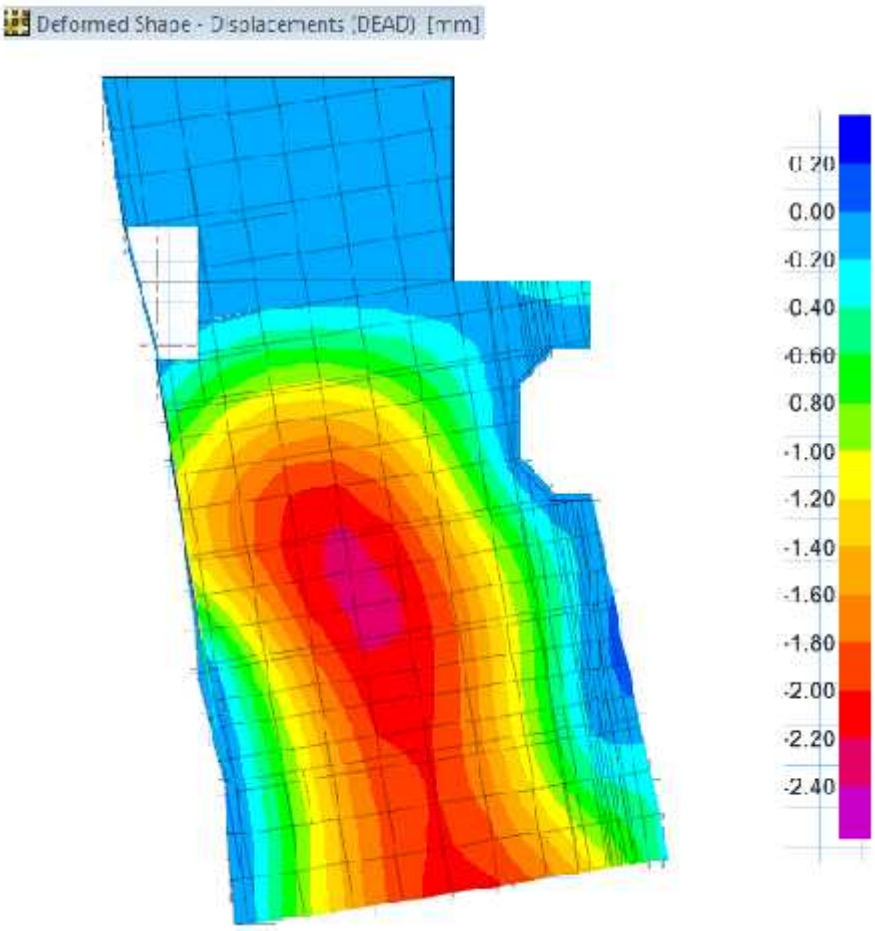



Figure 4 - 55

## ( 4.11.3.4) Design :

See Safe output

## (4.11.4)Pos.S4 & S5 : Solid Slabs .

**( 4.11.4.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( $f_y$ =420)

**( 4.11.4.2) Section** : selected

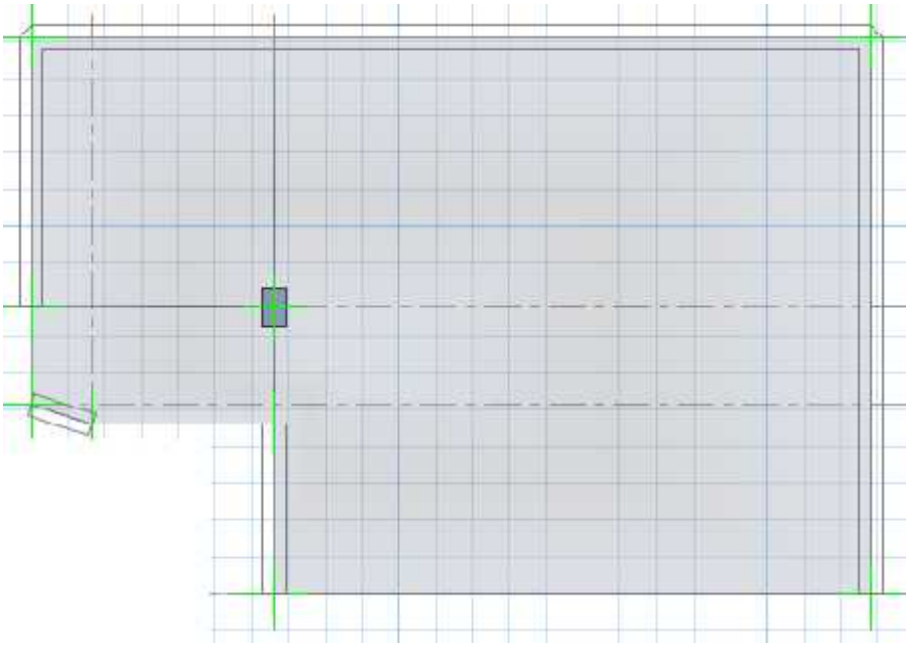


Figure 4 - 56

**Some calculation :**

$Ly = 8.0 \ \ m$

$Lx = 7.6 \ \ m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{8.0}{7.6} = 1.05 < 2$

$\therefore \ \ Tow \ way$

From Table (9-5)C ((in ACI318-2008 code)), the minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$$h_{\min} = \frac{Ln}{33}$$

*Not less than* $5in$

$$Ln = 8.0 - 0.2 - 0.2 = 7.6m$$

$$h = \frac{7.6}{33} = 0.23m$$

*Select* $h = 33cm$

**4.8.2 Determination of Loads:**

## ( 4.11.4.3) Loading :

1. Dead Load :

Weight of slab $.33 * 25 = 8.25 kN/m^2$

Weight of soil $.15 * 18 = 2.70 kN/m^2$

$$\sum DL = 10.95 kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for slabe is 2.9 kN/m$^2$

## ( 4.11.4.4) Design :

$$Pu = 1.2D.L + 1.6L.L$$

$$Pu = 1.2 * 10.95 + 1.6 * 2.9$$

$$Pu = 17.78 kN/m$$

$From\ Table....\frac{Ly}{Lx}=1.1\quad then:$

$Kfx=29.2$

$Kfy=43.2$

$KAx=2.56$

$KAy=2.44$

$¢_x=1.145$

$¢_y=1.15$

$$Mux=\frac{qu*lx^2}{Kfx}*¢_x=\frac{17.78*8.0^2}{29.2}*1.145=44.62KN.m/1m\ \ strip$$

$$Muy=\frac{qu*lx^2}{Kfy}*¢_y=\frac{17.78*7.6^2}{43.2}*1.15=27.34KN.m/1m\ \ strip$$

$$Ay=\frac{qu*lx}{KAy}=\frac{17.78*8.0}{2.44}=58.3KN/m$$

$$Ax=\frac{qu*lx}{KAx}=\frac{17.78*7.6}{2.56}=52.78KN/m$$

**4.8.3 Design of Shear:**

$$.¤Vc=.75\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}*b_w*d$$

$$.¤Vc=.75\frac{1}{6}\sqrt{24}*1000*290=177.6$$

$.Vc=177.6>>Vu=130$

$\therefore No\ Shear\ \text{Re}iforcement\ \text{Re}quired$

**4.8.4 Design of Reinforcement:**

d=33-3-1.0=29 cm.

Mux = 44.62 KN.m

Muy = 27.34 KN.m

In x-direction.

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

$$Mnx=\frac{44.62}{0.9}=49.6KN.m$$

$$Rn=\frac{Mnx}{b*d^2}=\frac{49.6*10^6}{1000*290^2}=0.59Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$$

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

$$As_{req} = 0.0014*100*29 = 4.06cm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy}*b*d = \frac{0.25\sqrt{24}*1000*290}{420} = 8.45cm^2/m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*bw*d^2}{fy} = \frac{1.4*1000*290^2}{420} = 2.8cm^2/m$$

$$1.3*As_{req.} = 1.3*4.06 = 5.3cm^2/m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*100*33 = 5.94cm^2/m$$

$$Select\ ¤12@18cm \Rightarrow As_{Provided} = \frac{100*1.1304}{18} = 6.28cm^2/m$$

**In y-direction**.

$$Select\ ¤12@18cm \Rightarrow As_{Provided} = 6.28cm^2/m$$

### 4.8.5 Check for Strain:

Tension =Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$6.28*4210 = 0.85*24*100*a$$

$$a = 1.29cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{1.29}{0.85} = 1.52cm$$

$$£_s = \frac{29.0-1.52}{1.52}*0.003$$

$$£_s = 0.054 > 0.005 \longrightarrow Steel\ \ yields$$

### 4.8.6 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2$$

$$L_d = 51.44$$

### 4.8.7 Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top :

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 33 = 5.94 cm^2 / m$

$Select \quad ¤12@18cm \quad \Rightarrow As_{provided} = 6.28 cm^2$

Deflection in the slab :

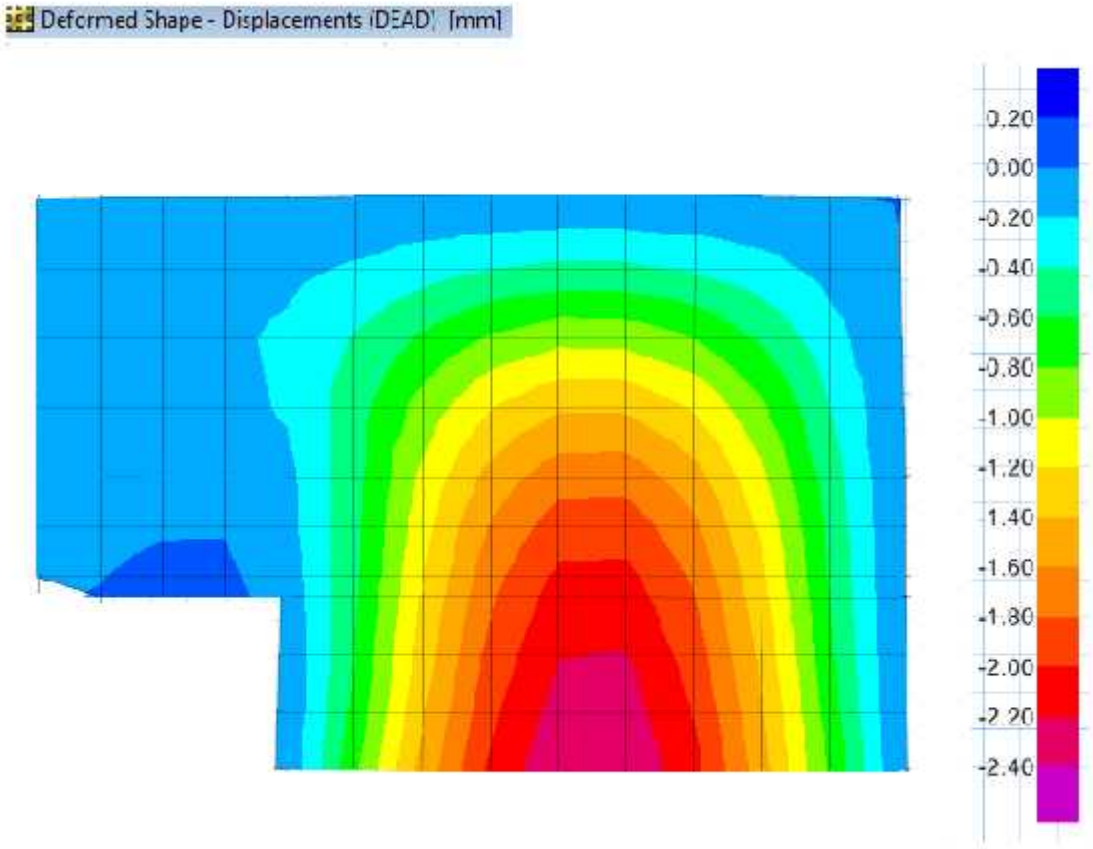


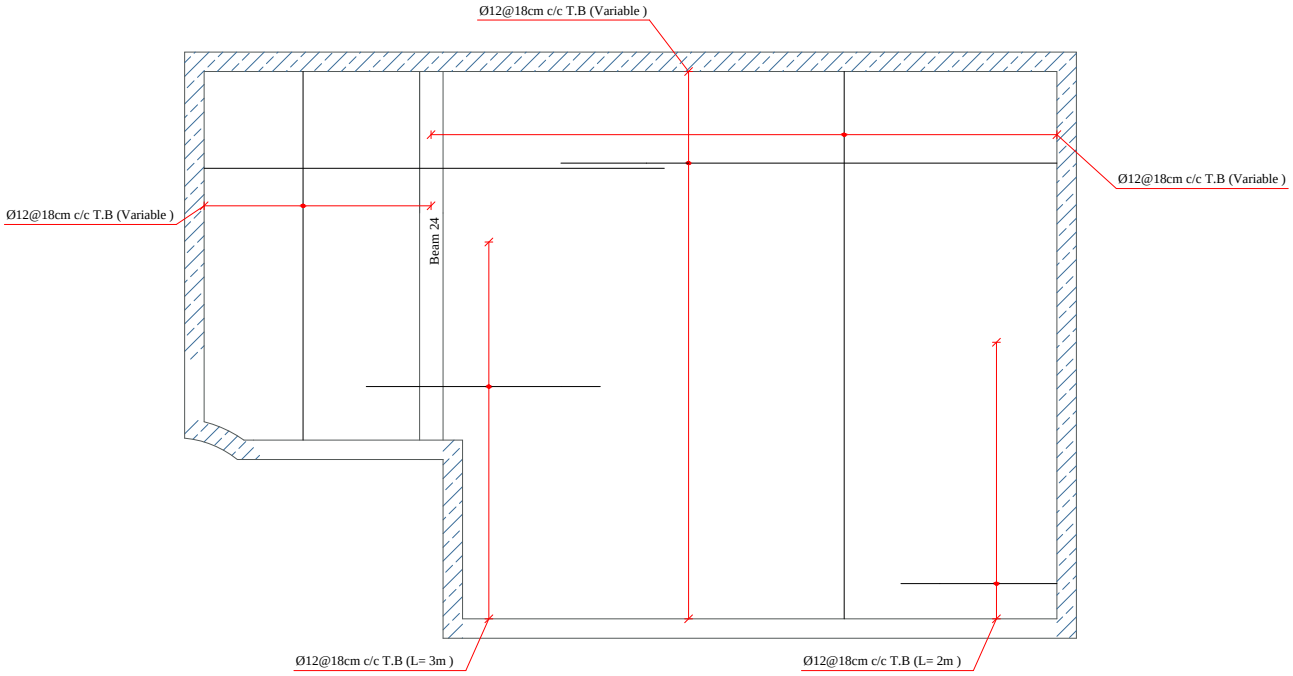

Figure 4 - 57

## ( 4.6.4.4) Design :

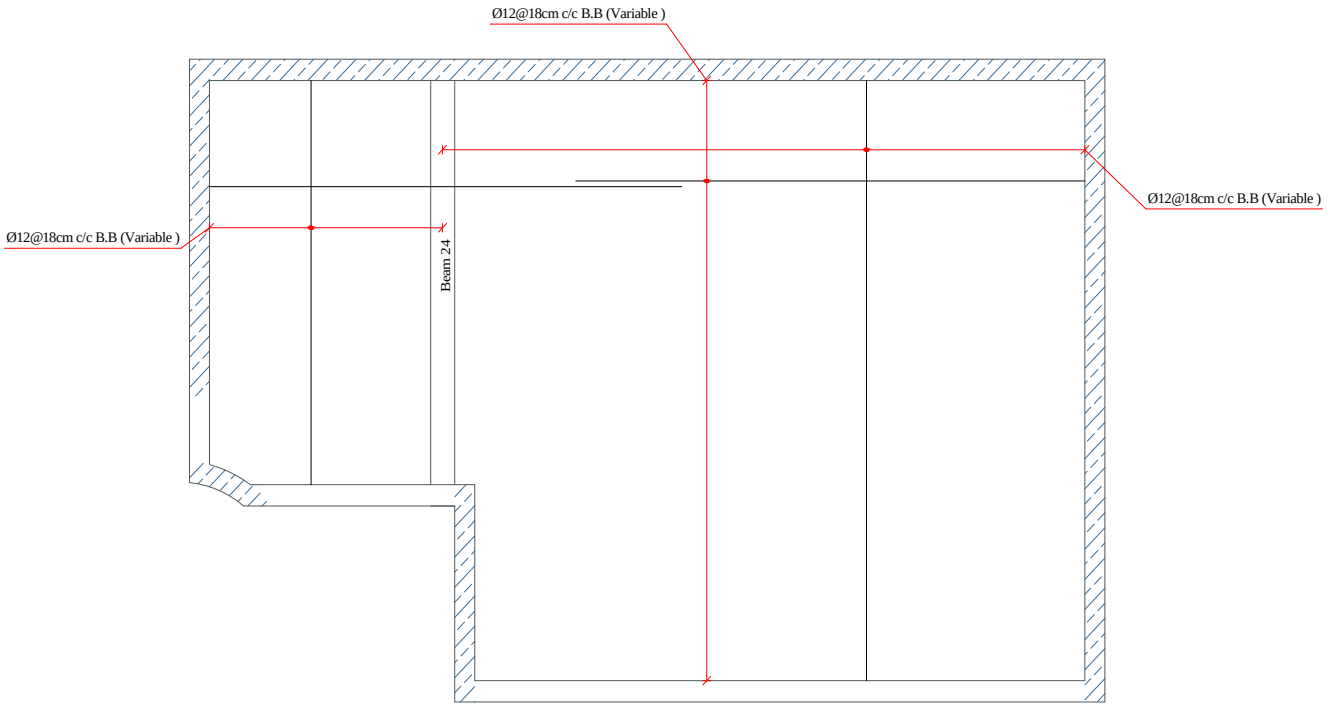
See Safe output

Top - Reinforcement

Basic Mesh # in both Direction Ø 12 / 18 cm




Basic Mesh # in both Direction Ø 12 / 18 cm



## (4.11.5)Pos.S6: Solid Slabs .

**( 4.11.5.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( $f_y$ =420)

**( 4.11.5.2) Section** : selected

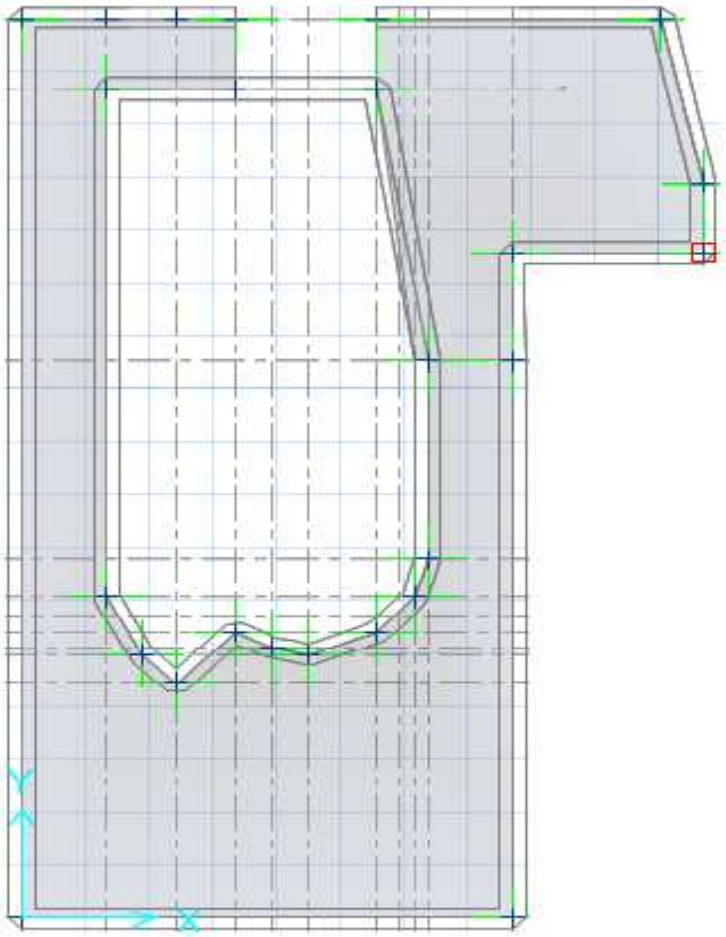


Figure 4 - 58

**( 4.11.5.3) Loading :**

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of slab | $.33*25=8.25 kN/m^2$ |
| Weight tiles + mortar + sand | $= 2 kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $.02*22 = .44\ kN/m^2$ |

$\sum DL = 10.69\ kN/m^2$

2. Live Load :

From live load table we take the the live load for slabe is 5 kN/$m^2$

## Deflection in the slab :

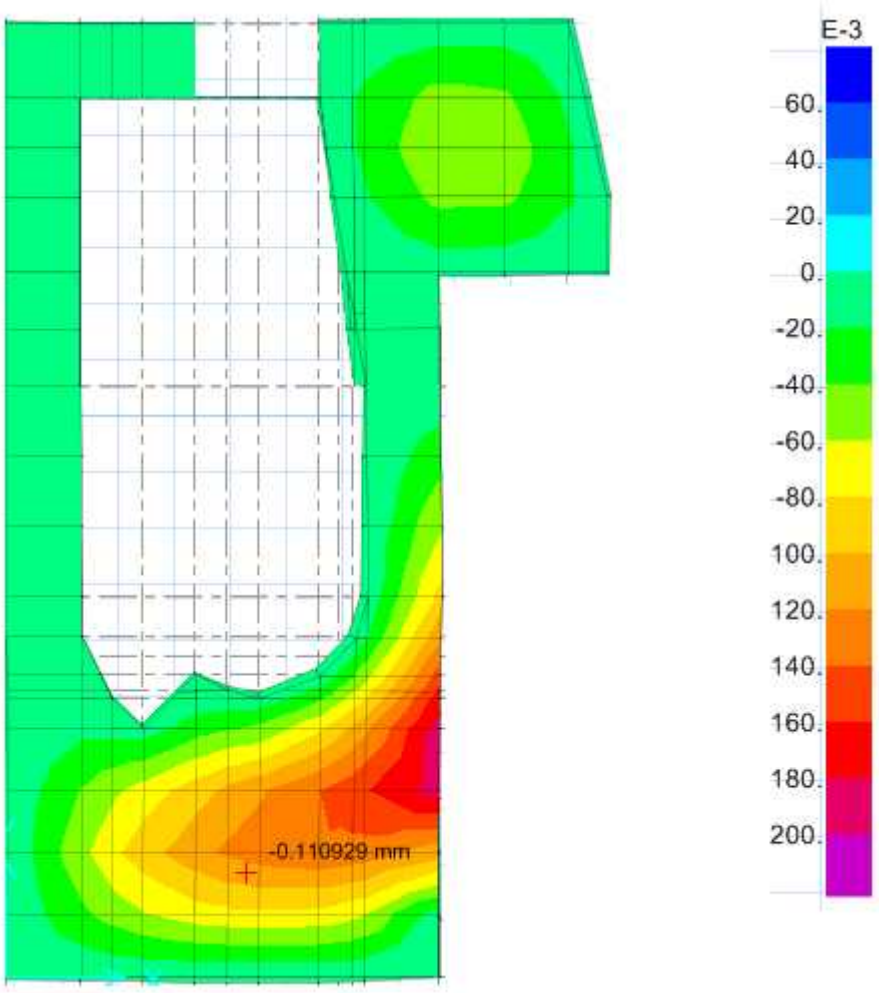



Figure 4 - 59

## ( 4.11.5.4) Design :

See Safe output

## 4.12 Design of reinforcement stairs.

## (4.12.1)Pos./St4/: Stair .

**( 4.12.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.12.1.2) Section** : selected

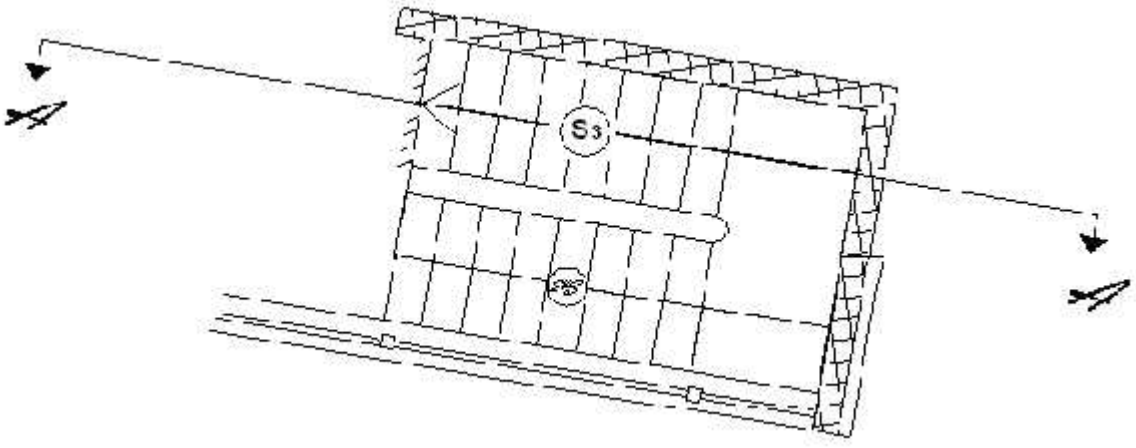



Figure 4 - 60

**Some calculations**:

The slope angle is $\because \alpha = \tan^{-1}\frac{1.53}{2.70} = 29.54^0 \quad o.k$

Determination of thickness :

$$h = \frac{L}{24}$$

$$h = \frac{3100}{24} = 129.2\,mm \approx 130\,mm$$

$use \quad h = 150\,mm$

### ( 4.12.1.3) Loading :

*** For Flight**

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of flight | $e.¥ = 0.15 \times 25/\cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$ |
| Weight of riser | $= \frac{1}{2} \times 0.165 \times 23 = 1.9\,kN/m^2$ |
| Weight of tike | $= 0.44\ kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $= 0.4\ kN/m^2$ |
| Weight of Mortar | $= 0.4\ kN/m^2$ |

$$\sum DL = 7.45\ kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

So $\longrightarrow$ $\sum DL = 7.45\ kN/m^2$, $\sum L.L = 3.5\ kN/m^2$

$$q_1 = 4.31 + 1.24 + 1.9 + 3.5 = 10.95\ kN/m^2$$

$$q_1 = 1.2 \times 7.45 + 3.5 \times 1.6 = 14.54\ kN/m^2$$

*** For Landing**

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of landing | $e.¥ = 0.15 \times 25/\cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$ |
| Weight of tike | $= 0.44\ kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $= 0.4\ kN/m^2$ |
| Weight of Mortar | $= 0.4\ kN/m^2$ |

$$\sum DL = 5.55\ kN/m^2$$

2. Live Load :

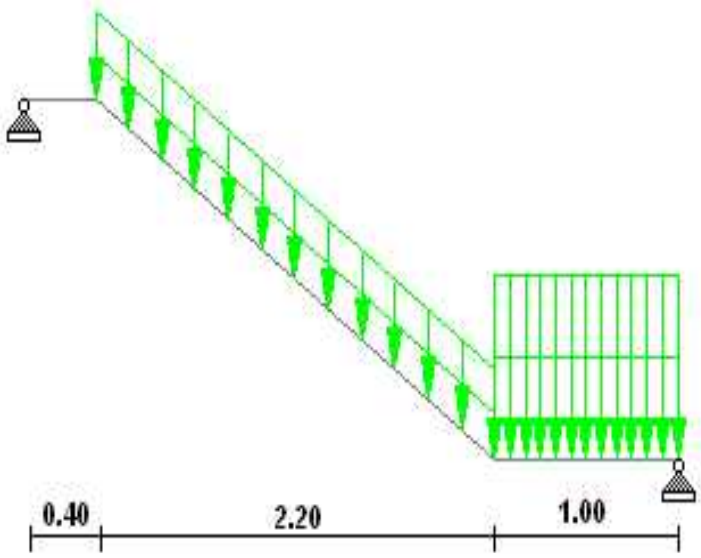
From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

So $\longrightarrow$ $\sum DL = 5.55\ kN/m^2$, $\sum L.L = 3.5\ kN/m^2$

$$q_2 = 4.31 + 1.24 + 3.5 = 9.05\ kN/m^2$$

$$q_2 = 1.2 \times 5.55 + 3.5 \times 1.6 = 12.26\ kN/m^2$$

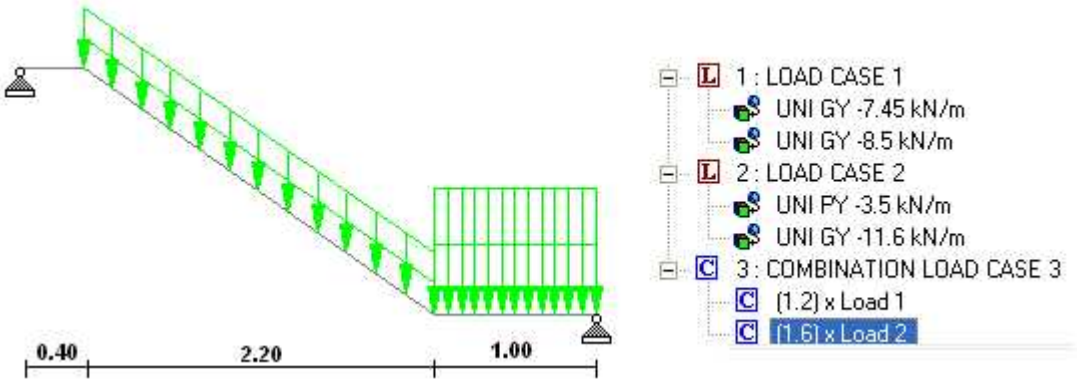
## ( 4. 12.1.4) System :



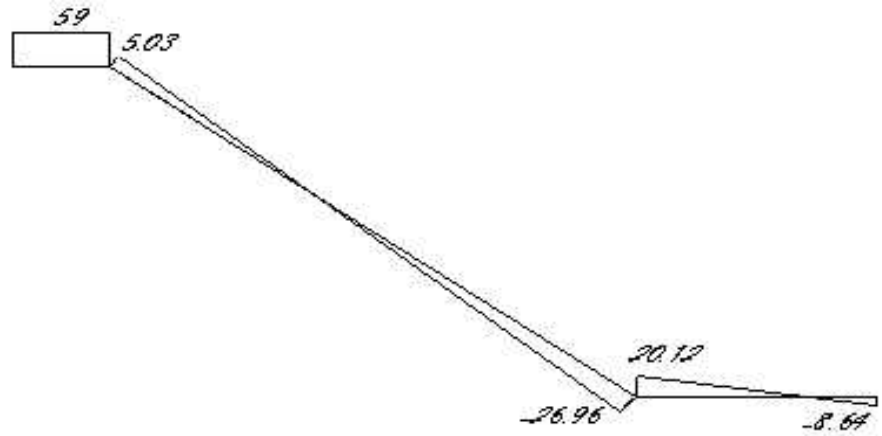
| | | Horizontal | Vertical | Horizontal | Moment | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Node | L/C | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
| 1 | 1 LOAD CAS | -33.321 | 26.988 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | -20.455 | 14.796 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | -72.714 | 56.059 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 4 | 1 LOAD CAS | 33.321 | 1.476 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 2 LOAD CAS | 20.455 | 4.504 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 3 COMBINATI | 72.714 | 8.978 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

## ( 4. 12.1.5) Design :

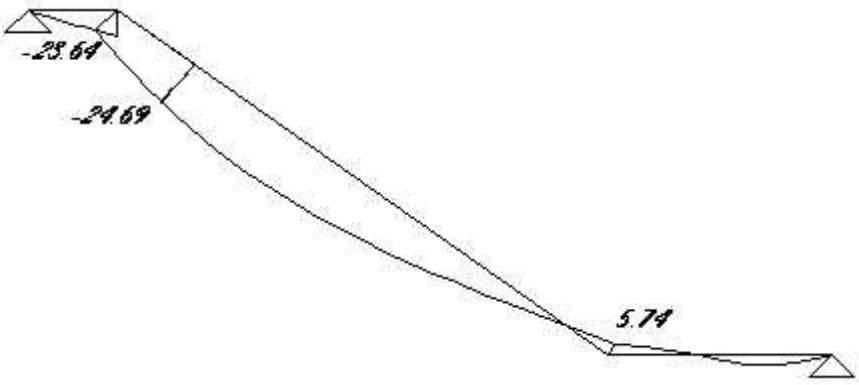
Internal force :




Shear envelope:




Moment envelope:




*See the STAAD results in the appendix

*Design for positive moment:

$$use \ \text{¤}12\,mm \quad use \ Cover\ 20\,mm$$

$$d = e - \frac{db}{2} - Cover$$

$$= 150 - \frac{12}{2} - 20 = 124\,mm$$

$$M_u = 25.3\times10^6\ N/mm\ ,\quad d = 124\quad ,\quad f_y = 420\quad ,\quad f_C' = 24MPa$$

$$k_u = \frac{M_u}{f_C'.b.d^2} = \frac{25.3\times10^6}{0.9\times24\times1000\times124^2} = 0.07786$$

$$w = \left(\frac{1-\sqrt{1-2(1/.85)k}}{1/.85}\right) = \frac{1-\sqrt{1-2*1.18*.0786}}{1.18}) = .082$$

$$\rho_{min} = w\frac{1.4}{f_y} = 0.00035$$

$$\rho = w\frac{f_C'}{f_y} = 0.00472$$

$$\rho_{max} = 0.75\left[0.85\times0.85\times\frac{24}{420}\times\left(\frac{600}{600+420}\right)\right]$$

$$\rho_{max} = 0.0182$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$A_S = \rho\ .b.d = 0.00472\times1000\times124 = 585.28\,mm^2\ /\ \text{m}$$

$$S \le \begin{cases} 150\ mm \\ 3h_s = \quad 3\times150 = 450\,mm \\ 450\ mm \end{cases}$$

$$use \quad S = 150\ mm$$

$$use \ \ 6\text{¤}12\,mm@150\,mm\,c\backslash c$$

* Design for Temperature and Shrinkage steel:

$use \quad ¤\ 10\ mm$

$$d = 150 - 20 - 12 - \frac{10}{2} = 113\,mm$$

$$A_S = \circ \times b \times d$$

$$= 0.0018 \times 1000 \times 113 = 203.4 \ \ mm^2$$

$$= 2.034 cm^2/m$$

$$¤\ 10 / 20 cm$$

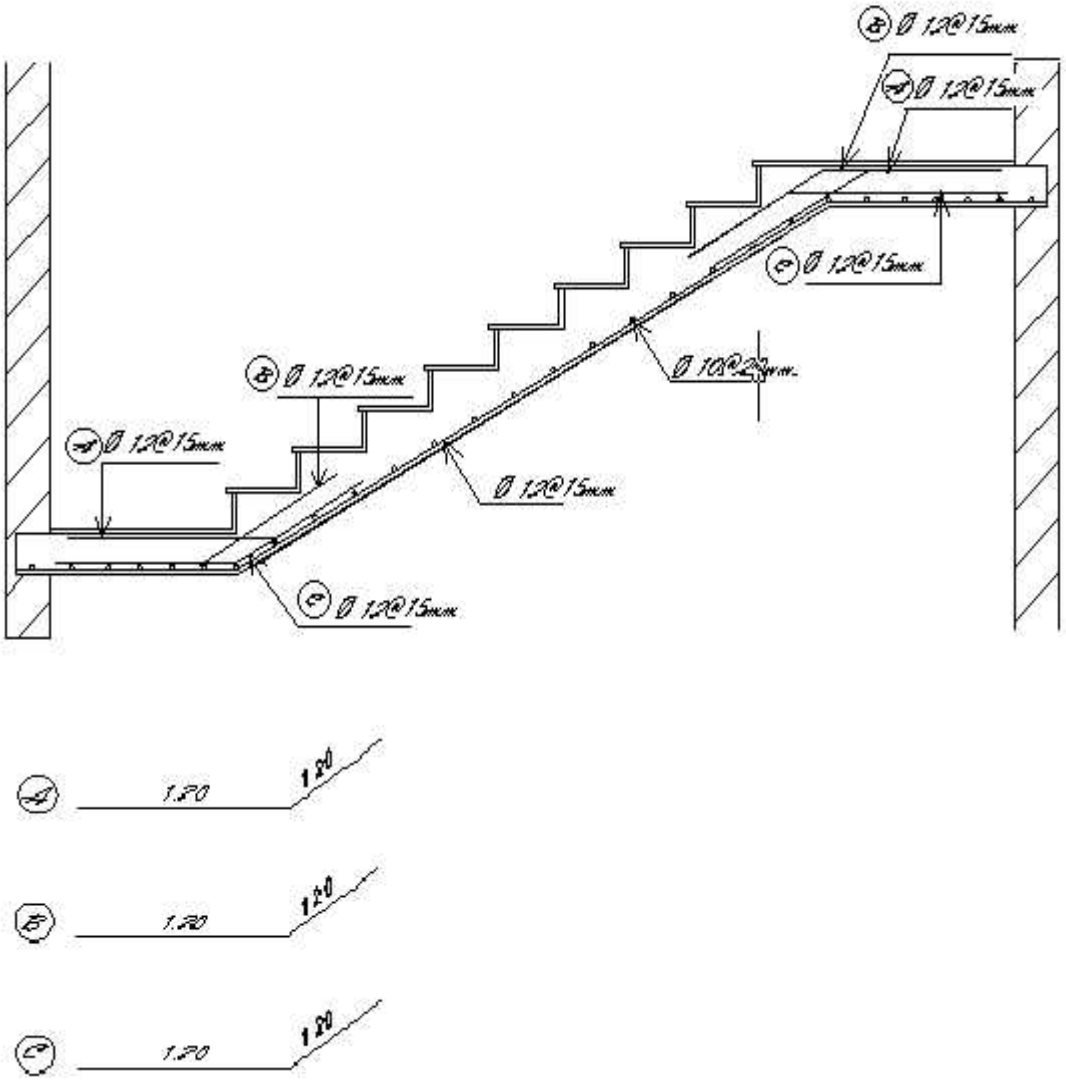


Figure 4 - 61

## (4.12.2)Pos./St1/: Stair .

**( 4.12.2.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.12.2.2) Section** : selected

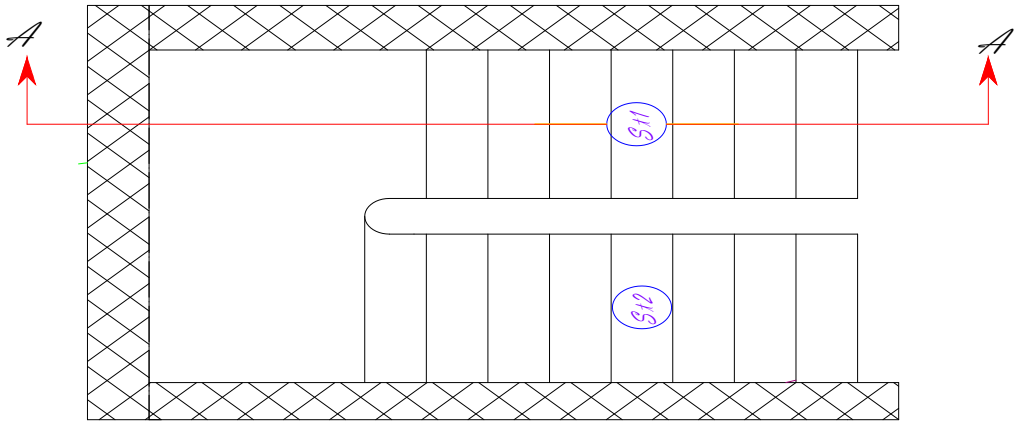



Figure 4 - 62

Determination of thickness :
*use* $h = 150\,mm$

### ( 4.12.2.3) Loading :

*** For Flight**

1. Dead Load :

| | |
|---|---|
| Weight of flight | $e.¥ = 0.15 \times 25 / \cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$ |
| Weight of riser | $= \frac{1}{2} \times 0.165 \times 23 = 1.9\,kN/m^2$ |
| Weight of tike | $= 0.44\ kN/m^2$ |
| Weight of Plastering | $= 0.4\ kN/m^2$ |
| Weight of Mortar | $= 0.4\ kN/m^2$ |

$$\sum DL = 7.45\ kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

### ( 4.12.2.4) Design :

According to STAAD Pro.

## (4.12.3)Pos./St2/: Stair .

**( 4.12.3.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.12.3.2) Section** : selected

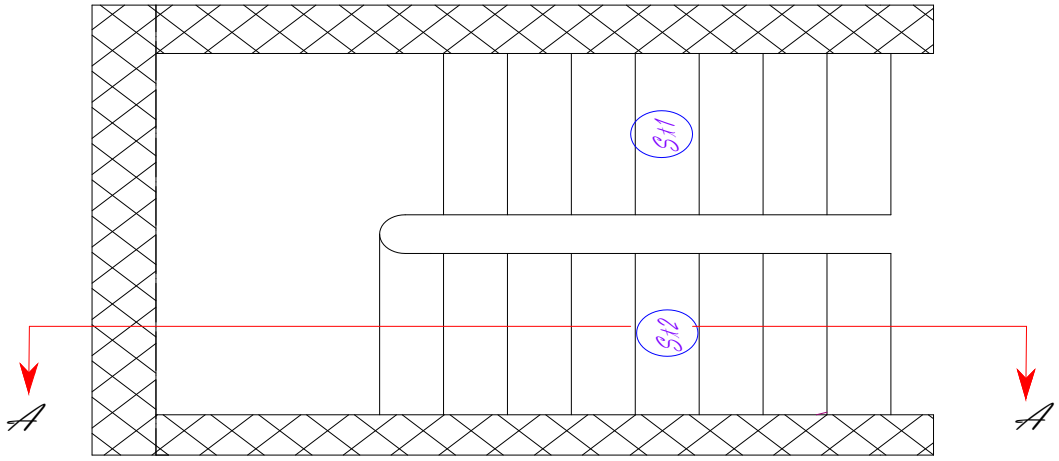



Figure 4 - 63

Determination of thickness :
*use* $e = 150\,mm$

*** For Flight**

1. Dead Load :

Weight of flight $e.¥ = 0.15 \times 25 / \cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$

Weight of riser $= \frac{1}{2} \times 0.165 \times 23 = 1.9\,kN/m^2$

Weight of tike $= 0.44\ kN/m^2$

Weight of Plastering $= 0.4\ kN/m^2$

Weight of Mortar $= 0.4\ kN/m^2$

$$\sum DL = 7.45\ kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

**( 4.12.3.4) Design :**

According to STAAD Pro.

## (4.12.4)Pos./St3/: Stair .

**( 4.12.4.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.12.4.2) Section** : selected

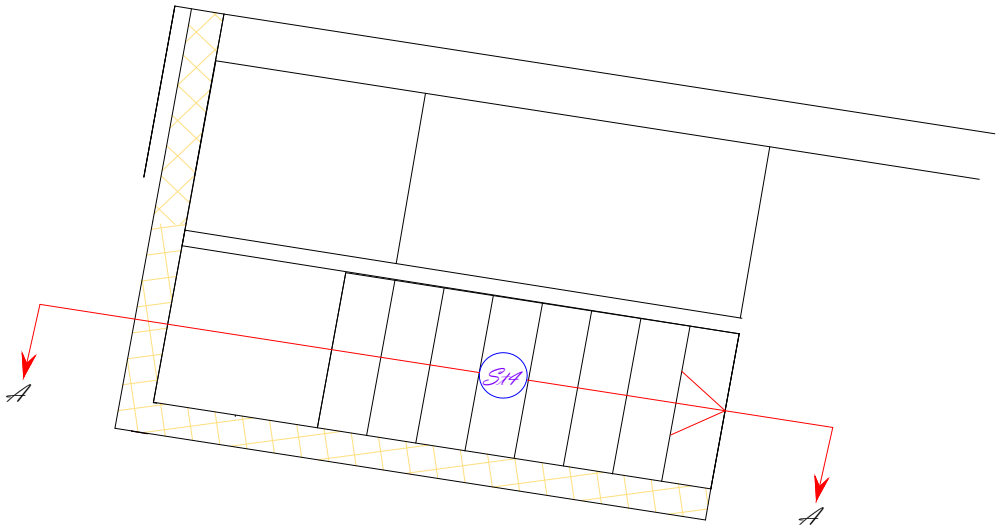



Figure 4 - 64

Determination of thickness :
*use* $e = 150\,mm$

*** For Flight**

1. Dead Load :

Weight of flight $e.¥ = 0.15 \times 25 / \cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$

Weight of riser $= \frac{1}{2} \times 0.165 \times 23 = 1.9\,kN/m^2$

Weight of tike $= 0.44\ kN/m^2$

Weight of Plastering $= 0.4\ kN/m^2$

Weight of Mortar $= 0.4\ kN/m^2$

$$\sum DL = 7.45\ kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

**( 4.12.4.4) Design :**

According to STAAD Pro.

## (4.12.5)Pos./St6/: Stair .

**( 4.12.5.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420) 6

**( 4.12.5.2) Section** : selected

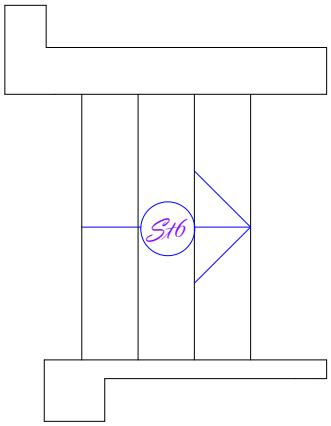



Figure 4 - 65

Determination of thickness :
*use* $e = 150\,mm$

*** For Flight**

1. Dead Load :

Weight of flight $e.¥ = 0.15 \times 25 / \cos 29.54 = 4.3\ kN/m^2$

Weight of riser $= \frac{1}{2} \times 0.165 \times 23 = 1.9\,kN/m^2$

Weight of tike $= 0.44\ kN/m^2$

Weight of Plastering $= 0.4\ kN/m^2$

Weight of Mortar $= 0.4\ kN/m^2$

$$\sum DL = 7.45\ kN/m^2$$

2. Live Load :

From live load table we find the the live load for stair is 3.5 kN/m$^2$

**( 4.12.4.4) Design :**

According to STAAD Pro.

## 4.13 Design of steel stairs.

## (4.13.1)Pos./St5/: Stair .

**( 4.13.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420) 6

**( 4.13.1.2) Section** : selected

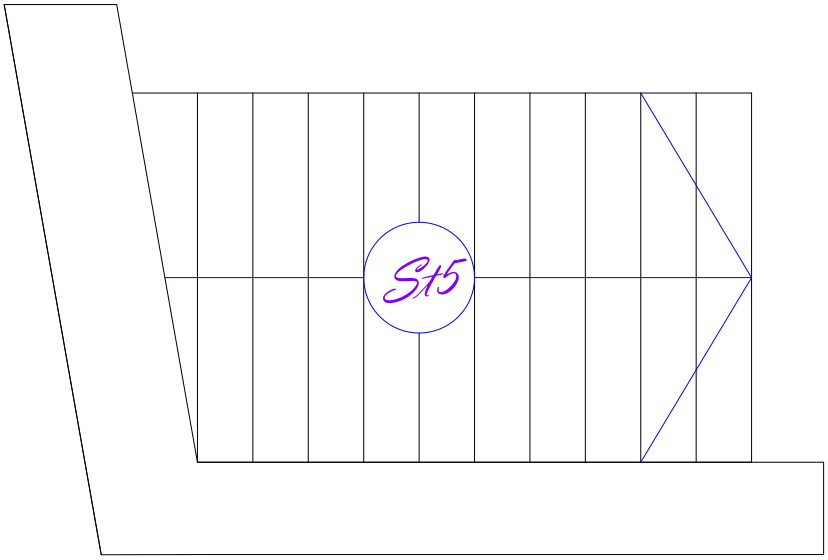



Figure 4 - 66

1. Dead Load :

**Self weight**

2. Live Load :
From live load table we find the the live load for stair is 2.5 kN/m$^2$

**( 4.13.1.4) Design :**

## (4.13.2)Pos./St9/: Stair .

**( 4.13.2.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420) 6

**( 4.13.2.2) Section** : selected

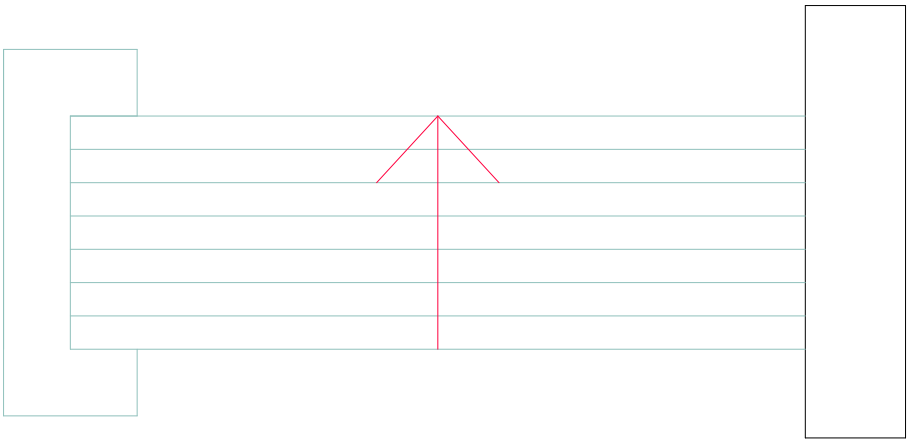


Figure 4 - 67

1. Dead Load :

**Self weight**

2. Live Load :
From live load table we find the the live load for stair is 2.5 kN/m$^2$

## ( 4.13.2.4) Design :

## 4.14 Design of Basement walls.

## (4.14.1)Pos.W1: Basement wall.

**( 4.14.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel (420 ) .

**( 4.14.1.2) Section** : selected :

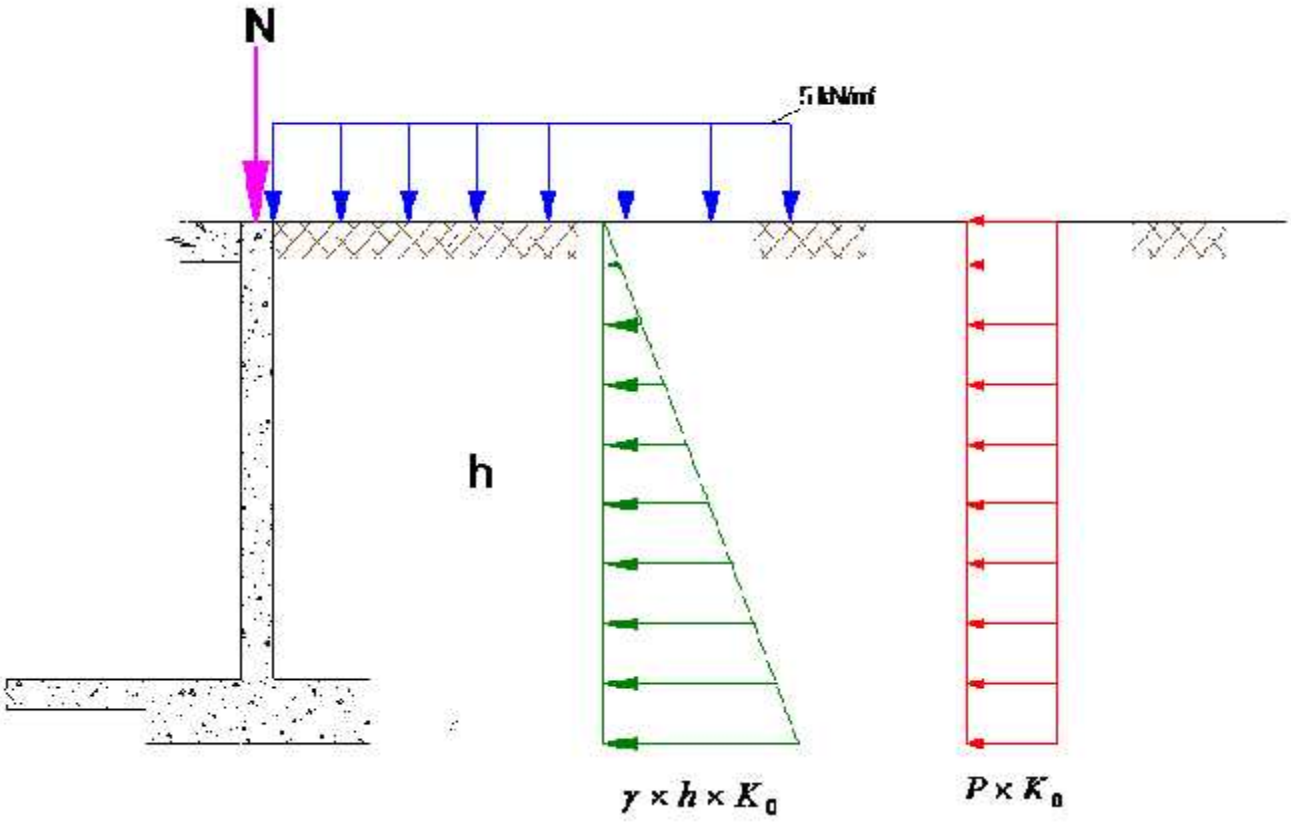



Figure 4 - 68

**( 4.14.1.3) Loading :**

***Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

*Assume that* :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{-}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 2.8 \times 0.5 = 25.2\ \text{KN/m}^2$

***Load from live load (cars , people ) :**

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\ \text{KN/m}^2$

* Normal Load :

Is very small , it will be neglected ( safe side ) .

**( 4.14.1.5) Design :**

**Thickness Calculation :**

Assume ρ =0.01

Mu =37.3kN.m (from Atir output )

Mn =37.3/0.9 =41.4 kN.m

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

$$K_n = ° \times \frac{fy}{1 - 0.5m°} = 0.01 \times \frac{420}{1 - 0.5 \times 20.6 \times 0.01} = 4.7Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{41.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 4.7}} = 99\ mm$$

$$h = 99 + 30 + 10 = 139\ mm$$

$$select \quad h = 200\,mm$$

**Wall Design :**

$$d = 200 - 30 - 12 = 158\ mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{37.3 \times 10^6}{1000 \times 158^2} = 1.5Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.5}{420}}) = 0.0037$$

$$As_{req} = 0.0037 \times 1000 \times 158 = 587\ mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 158}{420} = 461 mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 158}{420} = 527 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 527 mm^2 / m < As_{req} = 587 mm^2 / m$$

$$\#\ of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{587}{154} = 4$$

Select Φ14@20cm c/c

$As_{min} = 0.0012 \times b \times h$

$= 0.0012 \times 1000 \times 200$

$= 240\ mm^2/m$

$As_{req} > As_{\min}$ .....oK

## Design of Secondary Reinforcement:

$$As_{horizontal} = 0.002 * 1000 * 200 = 400 mm^2 / m$$

$$\#\ of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{400}{113} = 3.54$$

Select Φ10@15cm c/c

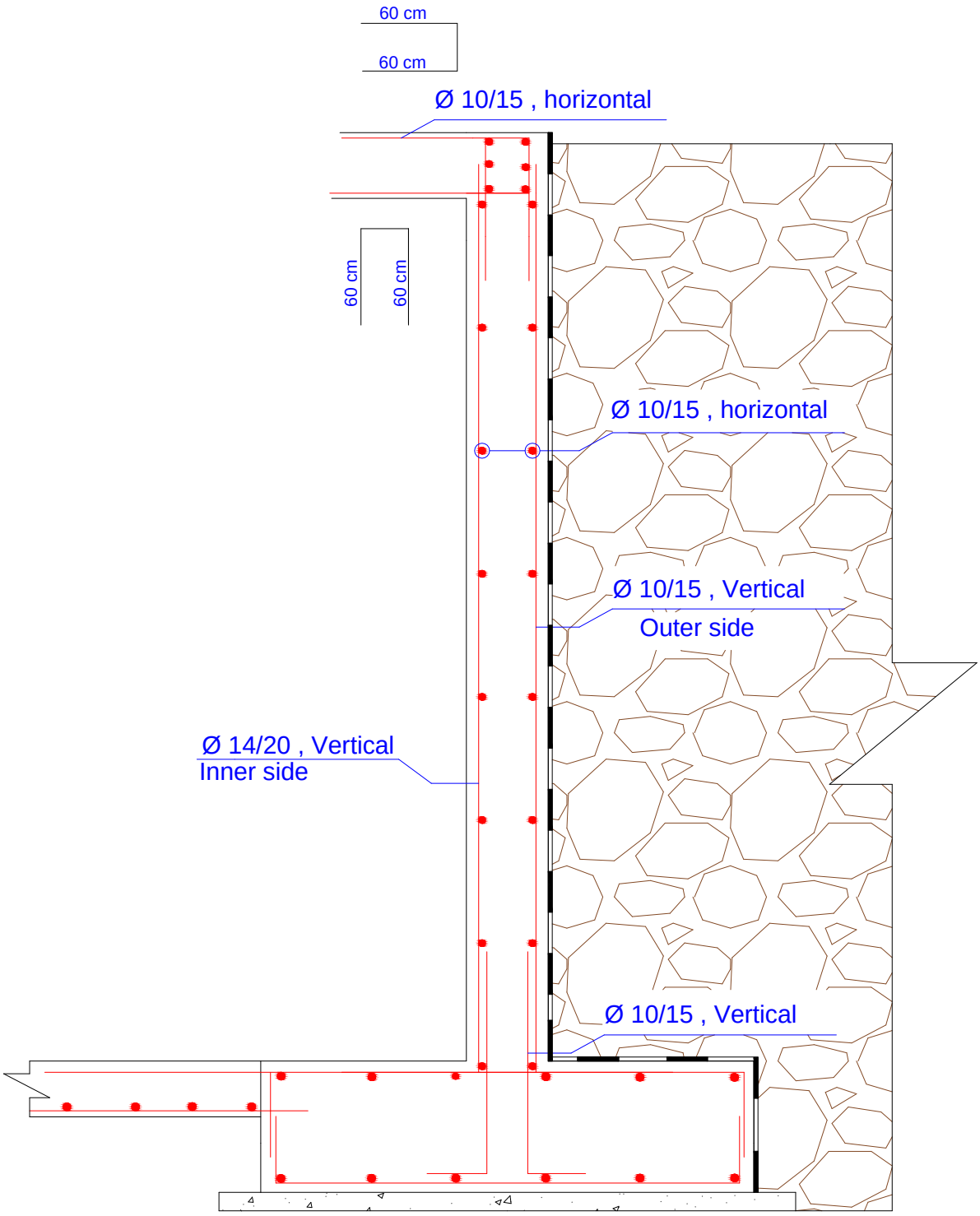
## Check for Shear :

¤ $\times Vc \geq Vn$

¤ $\times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 158$

¤ $.Vc = 97 >> Vu = 56.3\ kN$

$\therefore$ *No Shear* Re*iforcement* Re*quired*


60 cm
60 cm
Ø 10/15 , horizontal
60 cm
60 cm
Ø 10/15 , horizontal
Ø 10/15 , Vertical
Outer side
Ø 14/20 , Vertical
Inner side
Ø 10/15 , Vertical

## (4.14.2)Pos.W2: Basement wall.

**( 4.14.2.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel (420 ) .

**( 4.14.2.2) Section** : selected :

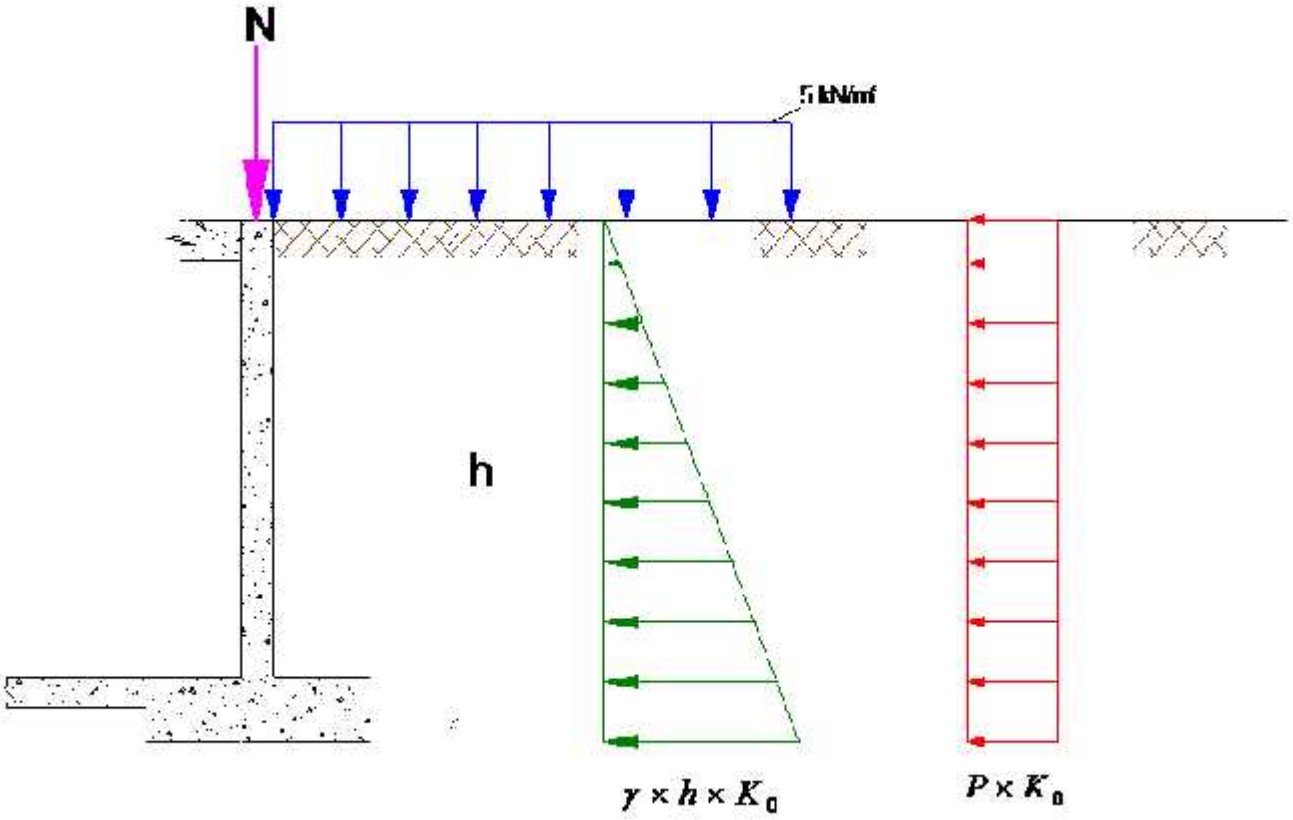



Figure 4 - 69

**( 4.14.2.3) Loading :**

***Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

*Assume that* :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 4.8 \times 0.5 = 43.2\ \text{KN/m}^2$

***Load from live load (cars , people ) :**

$$q_2 = P \times K_0$$

$$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

* Normal Load :

Is very small , it will be neglected ( safe side ) .

**( 4.14.2.5) Design :**

**Thickness Calculation :**

Assume ρ =0.01

Mu =58.2 kN.m

Mn =58.2 /0.9 =64.67 kN.m

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

$$K_n = \rho \times \frac{fy}{1 - 0.5 m \rho} = 0.01 \times \frac{420}{1 - 0.5 \times 20.6 \times 0.01} = 4.7 Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{64.67 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 4.7}} = 123.6\ mm$$

$$h = 123.6 + 30 + 10 = 173.6\ mm$$

$$select \quad h = 200\, mm$$

**Wall Design :**

$$d = 200 - 30 - 12 = 158\ mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{58.2 \times 10^6}{1000 \times 158^2} = 2.33 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.33}{420}}\right) = 0.006$$

$$As_{req} = 0.006 \times 1000 \times 158 = 948\ mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 158}{420} = 461 mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^{2}}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 158}{420} = 527 mm^{2} / m$$

$$As_{\min} = 527 mm^{2} / m < As_{req} = 948 mm^{2} / m$$

$$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{948}{154} = 7$$

Select Φ14@15cm c/c

$$As_{\min} = 0.0012 \times b \times h$$

$$= 0.0012 \times 1000 \times 200$$

$$= 240\ mm^{2}/m$$

$$As_{req} > As_{\min} .....oK$$

**Design of Secondary Reinforcement:**

Select the greater of:

$$As_{horizontal} = 0.002 * 1000 * 200 = 400 mm^{2} / m$$

$$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{400}{113} = 3.54$$

Select Φ10@15cm c/c

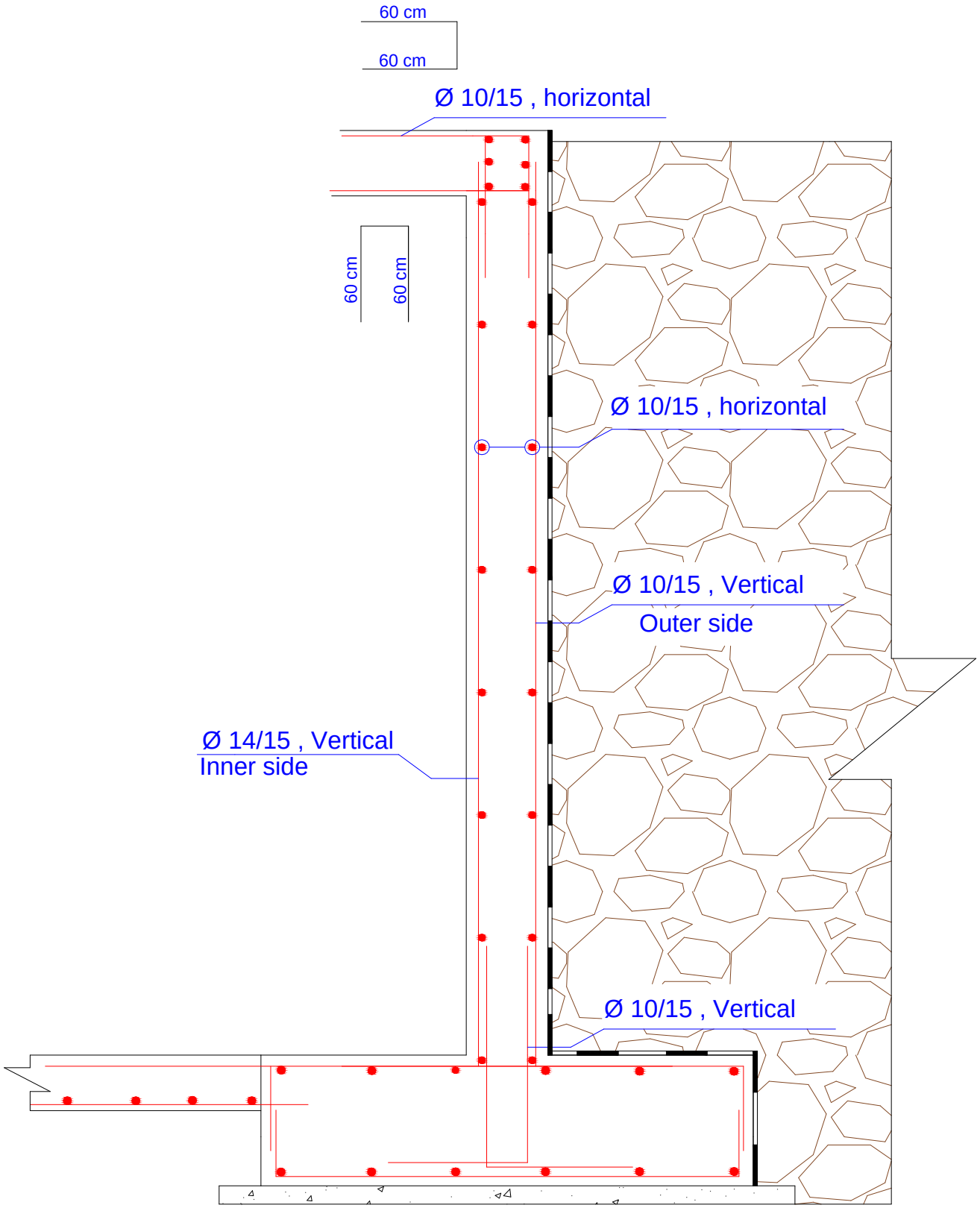
**Check for Shear :**

$$¤ \times Vc \geq Vn$$

$$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 103.7$$

$$¤ .Vc = 63.5 >> Vu = 56.3\ kN$$

$$\therefore\ No\ Shear\ \text{Re}\, iforcement\ \text{Re}\, quired$$


60 cm
60 cm
Ø 10/15 , horizontal
60 cm
60 cm
Ø 10/15 , horizontal
Ø 10/15 , Vertical
Outer side
Ø 14/15 , Vertical
Inner side
Ø 10/15 , Vertical

## 4.15 Design of foundations.

## (4.15.1)Pos.F01: isolated footing .

**( 4.15.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.15.1.2) Section** : selected

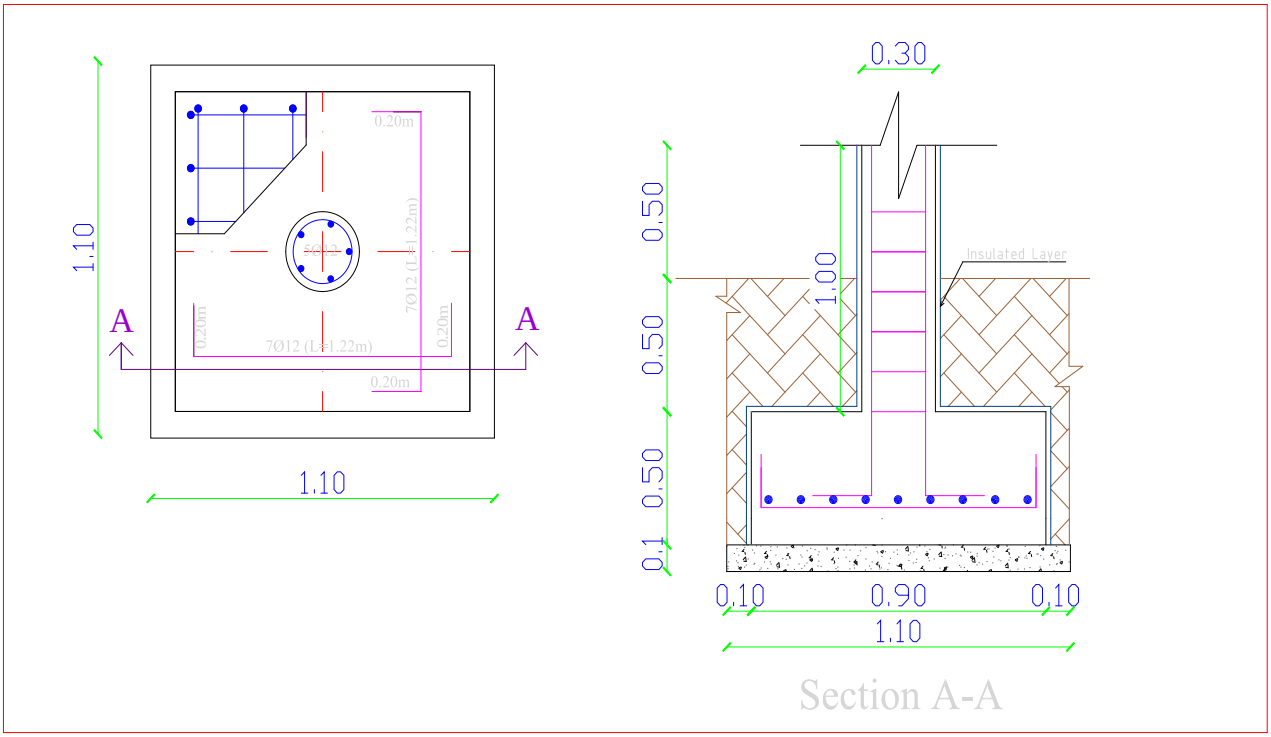



Figure 4 - 70

**( 4.15.1.3) Loading :**

$P_u$ = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L
= 1.2 * 265 + 1.6 * 45
= 390 kN

So $Pn = \frac{p_u}{¤} = \frac{390}{.65} = 600$

**( 4.15.1.5) Design :**

**Load Calculation:**

From Column:

Dl = 232 kN

Ll = 29.1 kN

Factored load =326.2 kN

Assume :

Soil weight =18 KN/$m^3$

Soil depth =0.60 m

Column geometry 30×30 cm

Allowable soil pressure =400 KN/$m^2$

$$Pu = 326.2$$

$$Cw = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 8.74 = 19.67kN$$

$$Sw = 18 * 2.8 * 0.60 = 30.24kN$$

$$Pu_T = Pu + (1.2 \times Cw) + (1.2 \times Sw)$$

$$Pu_T = 326.2 + (1.2 \times 19.67) + (1.2 \times 30.24) = 386.1$$

$$Service\ load = 232 + 29.1 + 19.67 + 30.24 = 311kN$$

**Where :**

Cw :Column leg weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

$Pu_T$ :Total load on foundation

## Design of Footing Area:

**To determine the required footing area, the total service load will be used**

Allowable soil pressure =400 KN/m²

Area = Total service load / Soil Pressure

= 311 KN /400 KN/m²

= .77 $m^2$

Try 0.90 *0.90m Area =0.81 $m^2$ > Required Area =.77 $m^2$

For the design of the reinforced concrète membre, factored load must be used :

Pu =454.2 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{454.2}{1.44} = 315.4KN/m^2 < 1.4 * 400 = 700KN/m^2 .....OK$$

## Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 50 cm … ..d =50-7.5-1.2 =41.3 cm

## Check for one way shear strength

*Critical Section at*

$$X = \frac{0.90 - 0.3}{2} - .413 = 0.30m$$

$$Vu = \pm * \left( X - (\frac{a}{2} + d) \right) * B_{Foundation}$$

$$Vu = 315.4 \times (\frac{0.9}{2} - 0.713) \times 0.9 = -51.32kN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b_w \times d)$$

$$¤.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1200 \times 413 = 303.5kN$$

$$¤.Vc = 303.5kN > Vu = -51.32kN$$

$$\therefore ok$$

## Check for two way shear action punching

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{30}{20} = 1.5$$

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = (4 \times 0.413) + (2 \times 0.3) + (2 \times 0.2) = 2.65m$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.5}\right)\times\sqrt{24}\times 2650\times 420 = 1590kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{3.48}\right)*\sqrt{24}*3480*420 = 4320Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{24}\times 2650\times 420 = 1363.14kN$$

$¤.V_C = 1590kN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} \times area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$$Vu_C = \left[(1.2\times 1.2) - \langle (0.6+0.413)\times(0.3+0.413)\rangle\ \right]\times 315.4 = 226.4kN$$

$¤.Vc = 1590Kn > Vu_C = 226.4$..... *satisfied*

## Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$$¤.Pn = \frac{0.65\times[0.85\times 24\times(300\times 200)]}{1000} = 795.6kN$$

*But* $Pu = 390 < ¤.Pn = 795.6$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005\times Ag = 0.005\times 300\times 200 = 300m^2$

*Select* 4Φ12

## Design of Bending Moment:

### ♠ At 20 cm Direction.

$Mu = 315.4\times(.5\times 1.2)\times 0.25 = 47.31kN.m$

Try to design it by Plain concrete

¤ $Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{47.31}{0.9} = 52.6kN$

Using Reinforced Concrete .

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{52.6\times10^6}{1200\times413^2} = 0.257Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.1\times.257}{420}}\right) = 0.00062$$

$$As_{Req.} = \rho\times b\times d = 0.00067\times1200\times420 = 310\ mm^2$$

*Check* $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times1200\times500 = 1080\ mm^2$$

$$\therefore As = 1080mm^2$$

*Select*¤12@15*cm...c / c*

## ♠ At 30 cm Direction:-

$$Mu = 315.4\times(0.45\times1.2)\times0.225 = 38.32kN.m$$

$$Mn = \frac{38.32}{0.9} = 42.6kN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{42.6\times10^6}{1200\times413^2} = 0.21Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{410}{0.85*24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.1\times0.21}{420}}\right) = 0.0005$$

$$As_{Req.} = \rho\times b\times d = 0.0005\times2000\times420 = 422\ mm^2$$

*Check* $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times1200\times500 = 1080\ mm^2$$

$$As = 1080mm^2$$

*Select* ¤12@15*cm c / c*

## Check for Strain :

Tension =Compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

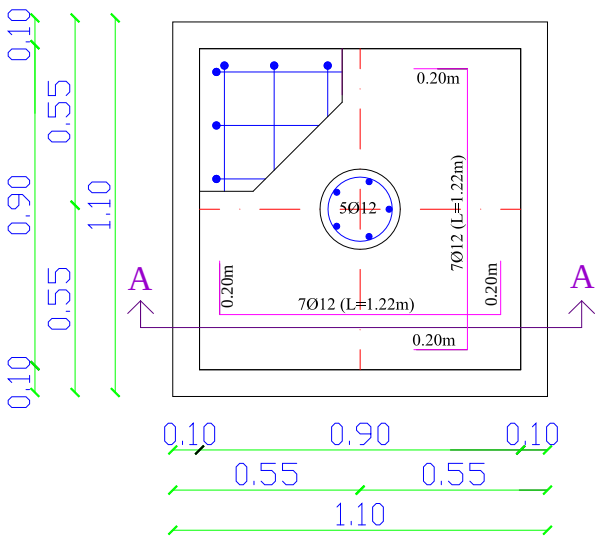
$$1080 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1200 * a$$

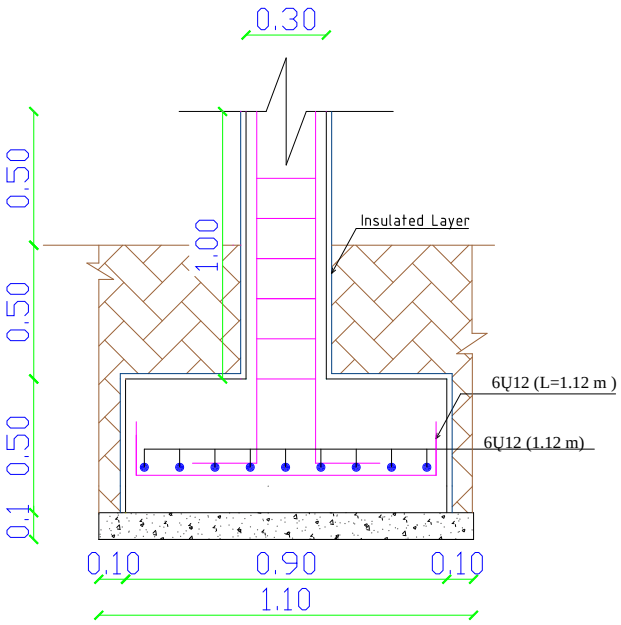
$$a \approx 19mm$$

$$c = \frac{a}{1} = 22.4$$

$$\varepsilon_s = \frac{420 - 22.4}{22.4} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.053 > 0.005 \quad .....OK$$




Section A-A

## (4.15.2)Pos.Str1 : strip footing .

**( 4.15.2.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.15.2.1) Section** : selected

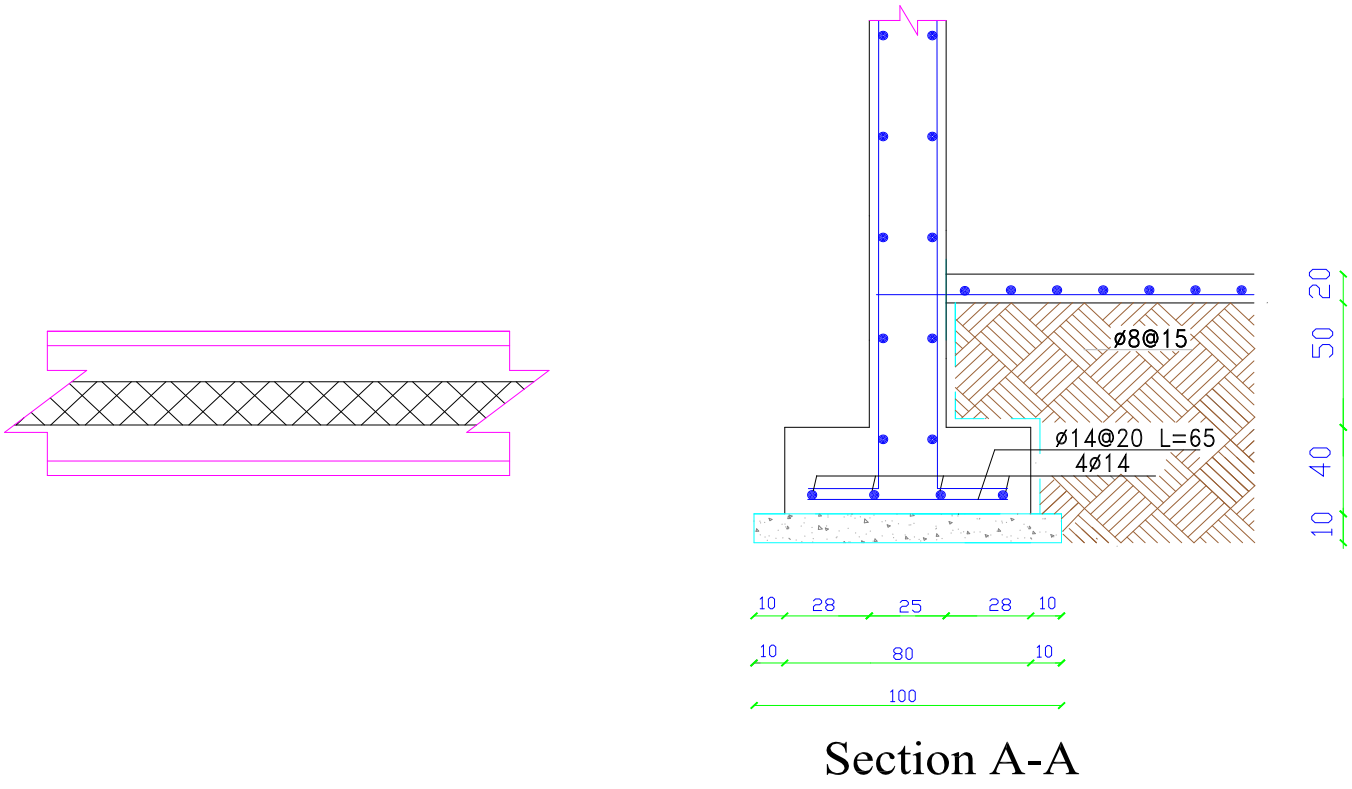



Figure 4 - 71

**( 4.15.2.1) Loading :**

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × $\gamma_c$

=2.8 ×0.2×25 =14 KN/m

load from reaction supportfrom (S2) D = 140 kN/m

L = 50 kN/m

D.L $_{total}$ = 14+140 = 154 KN/m

Total Load (D.L + L.L ) =154 + 50= 204 KN/m

Pu = 1.2*154 + 1.6*50= 270

**( 4.15.2.3) Design :**

**Determine the Footing Width :**

Allowable soil pressure =400 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{soil pressure}} = \frac{204}{400} = 0.51\,\text{cm}$$

Select 0.80 m

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due

to the following Equation :

$$L = \frac{0.24\times fy}{\sqrt{fc'}} d_b = \frac{0.24\times 400}{\sqrt{24}} \times 1.2 = 23.51cm$$

L=23.51 from each side, we have L =43 cm

So select 80 cm width of strip footing

**Determined of footing depth:**

Assume $h_{\text{footing}}$ =40 cm

**Design of shear:**

$q_u = 1.2\times D + 1.6\times l$

$q_u = 1.2\times 158 + 1.6\times 50 = 270\ kN$

$h_{footing} = 40\ cm$

$d = 40 - 7 - 1 = 32\ cm$

**Bearing pressure:**

$$P\ \text{net} = \frac{pu}{Area} = \frac{270}{1*1} = 270 kN \setminus m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * d = \frac{270}{1} * (\frac{1-0.25}{2} - d)$$

- ⇨ d =19 cm .
- ⇨ Total thickness =19+7+2 =28 cm .
- ⇨ Select h= 40 cm

## Determine of Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = P_{net}\left(\frac{footing\ width - wall\ width}{2}\right) \times \frac{footing\ width - wall\ width}{4}$$

$= 270 \times 1 \times 0.4 \times 0.2$

$\Rightarrow$ Mu = 21.6 KN.m

d =30-7-2 =21 cm

$$Mn = \frac{21.6}{0.9} = 24kN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24 \times 10^6}{1000 \times 210^2} = .544Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.544}{420}}\right) = 0.0013$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0013 * 1000 * 320 = 275.8mm^2 / m$$

*Check* $As_{min}$

$$As_{min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 210}{420} = 612.4mm^2 / m$$

*Not less than*

$$As_{min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{420} = 700cm^2 / m$$

$As_{req} < As_{min}$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 5540mm^2 / m$$

$\therefore As = 700mm^2 / m$

*Select* ¤14@20....$As_{Provided} = 770mm^2 / m > 700mm^2 / m$.....*Ok*

## Check of strain

Tension =Compression

$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$770 * 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.5mm$

$C = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$

$£_s = \frac{210 - 18.2}{18.2} * 0.003 = 0.032$

$£_s = 0.032 > 0.005$ .....*OK*

## Development length of main reinforcement:

For Φ14 bars db=1.4 cm:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \; ¥ . d_b$

$Ld = \frac{410}{2\sqrt{24}} 1 * 1 * 1 * 1.4$

$Ld = 58.6 \geq 30cm$

$Available \; \text{Ld} = 35 - 7 = 28\text{cm} \leq 58.6\text{cm}$

$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$

So a standard hook of 25 cm must be used to provide Ld .

## Design of Secondary Bottom Reinforcement:

$As_{min}$ for shrinkage & temperature

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 1000 \times 300$

$As = 540 \; mm^2/m$

Select 5¤12 with AS prov. = 5.65 cm².

## Design of dowels bars:

$A_{s\,min} = 0.0012 \times 1000 \times 210 = 2520mm^2$

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@15 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad ¥.d_b$$

*For* ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 51.4 \geq 30cm$$

$$Available \, \mathrm{Ld} = 30 - 7 = 23\mathrm{cm} \leq 51.4\mathrm{cm}$$

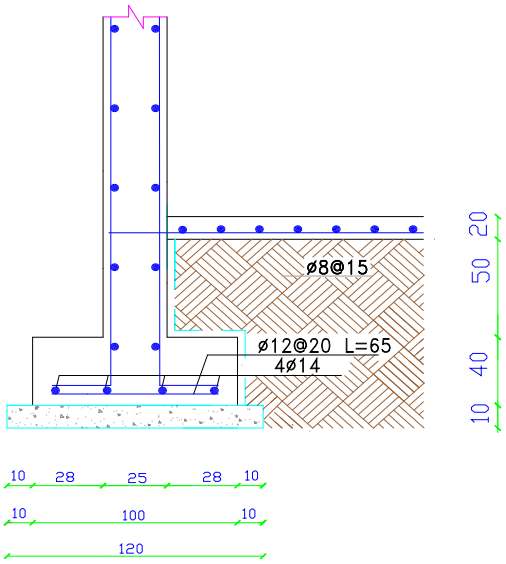
$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of 20 cm must be used to provide Ld .

## (4.15.3)Pos.Str2 : strip footing .

**( 4.15.3.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.15.3.2) Section** : selected -




Section A-A

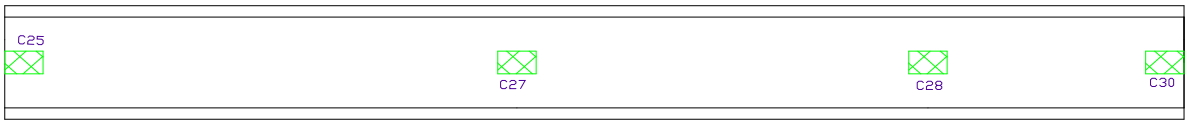


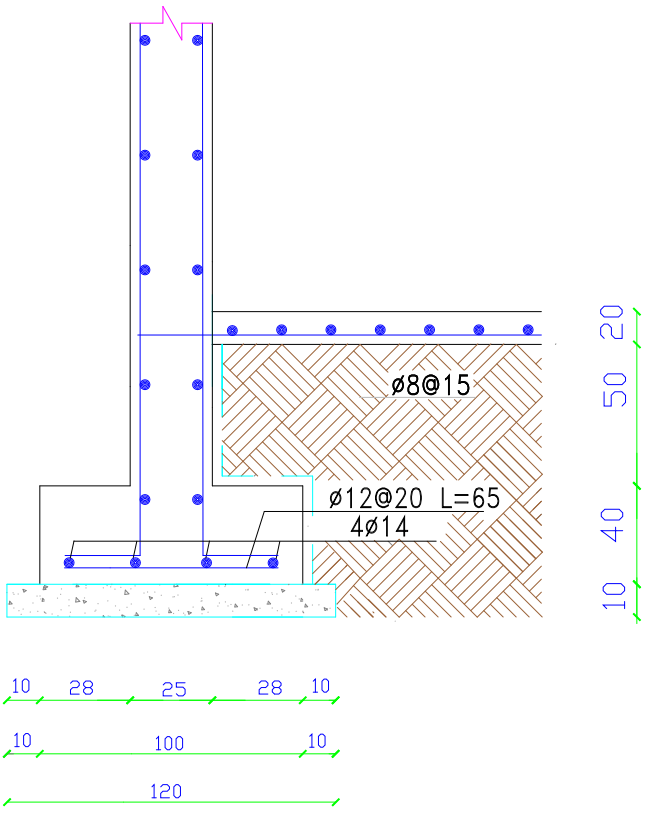

Figure 4 - 72

**( 4.15.3.3) Loading :**

| | |
|---|---|
| *** concentrated force from (C25) | D.L = 63.25 kN<br>L.L = 11.226 kN |
| *** concentrated force from (C27) | D.L = 375.64 kN<br>L.L = 66.58 kN |
| *** concentrated force from (C28) | D.L = 440.54 kN<br>L.L = 22.0 kN |
| *** concentrated force from (C30) | D.L = 162.4 kN<br>L.L = 22.27 kN |
| *** Wall self weight | 20.25 kN/m |

## ( 4.15.3.4)  Design

According to  STADD Pro. Out put :



## **4.**16 **Design of pool.**

### (4.16.1)Pos. $W_{pool}$: Wall of the Pool .

*( 4.16.1.1)* **Material** : Concrete ( B300 ) , $f_c$' = 24 N/mm$^2$ .
Reinforcement Steel $f_y$ = 420 N/mm$^2$ .

*( 4.16.1.2)* **Section** : selected

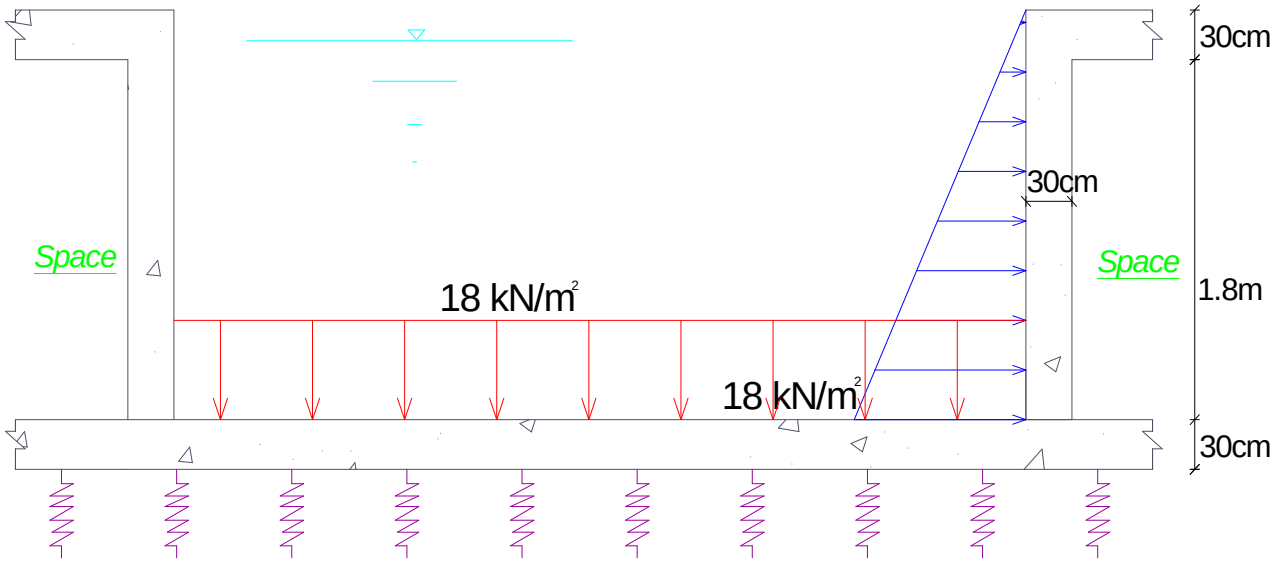
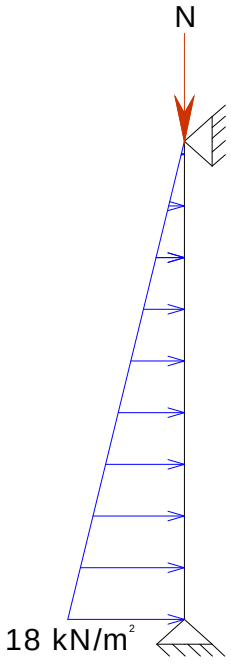



Figure 4 - 73

*( 4.16.1.2)* **System** :



## *( 4.16.1.3)* **Loading :**

*** Vertical load , N : from the reaction support of (S7) Dead Load = 16 kN/m

*** Vertical load , N : from the reaction support of (S7) Live Load = 2.5 kN/m

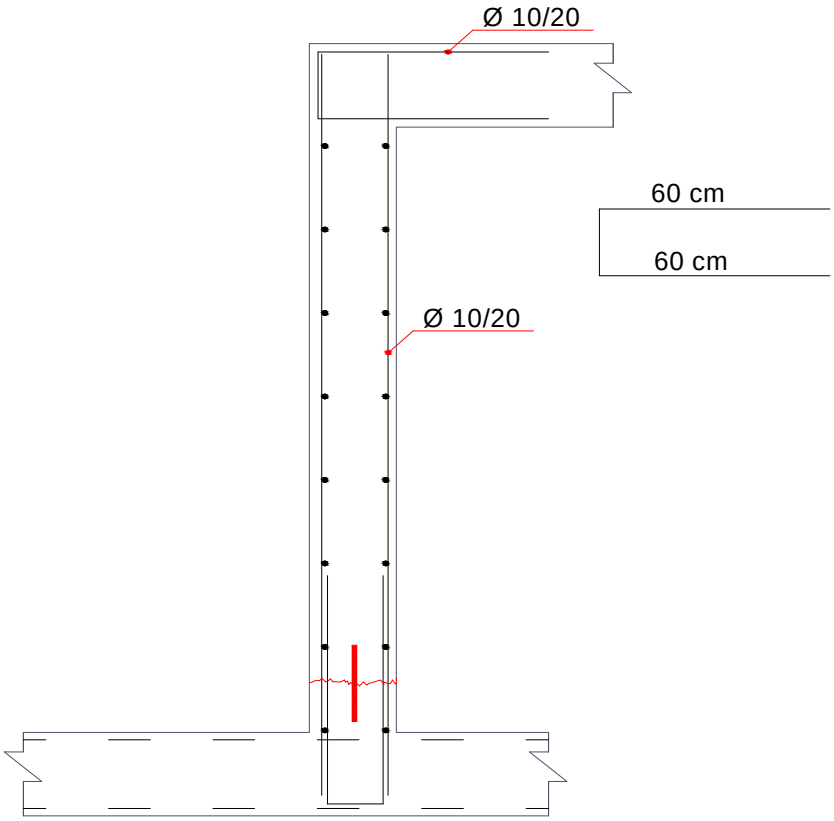
*** N : Ignored (safe side )

*** Horizontal load : from water pressure

$$W = ¥_w * h \quad = 10 * 1.8 = 18\, kN/m^2$$

## *( 4.16.1.3)* **Design :**

See Safe Results



## (4.16.2)Pos. Mat : floor foundation under Pool walls .

*( 4.16.2.1)* **Material** : Concrete ( B300 ) , $f_c'$ = 24 N/mm$^2$ .
Reinforcement Steel $f_y$ = 420 N/mm$^2$ .

*( 4.16.2.2)* **Section** : selected

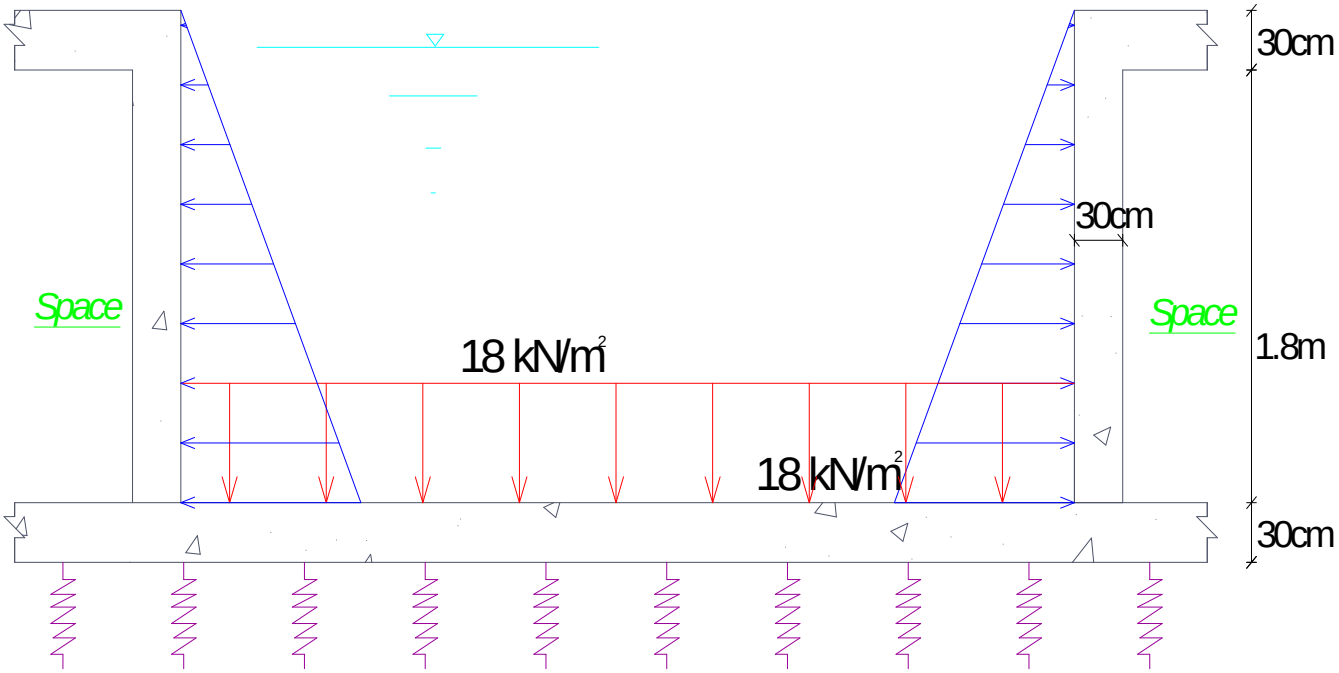
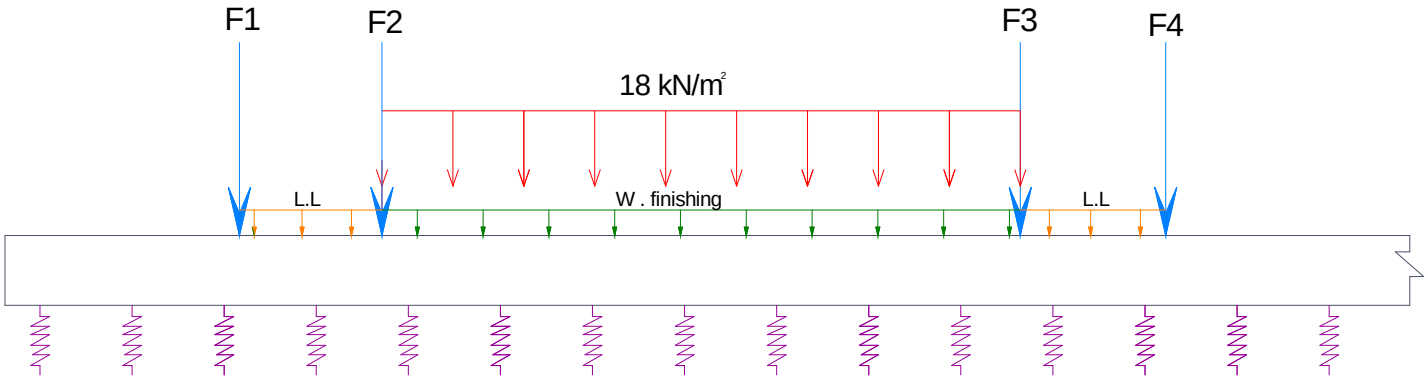



Figure 4 - 74

*( 4.16.2.3)* **System** : ( Section 1-1 )



*( 4.16.2.4)* **Loading :**

| | |
|---|---|
| *** self weight | 7.5 kN/m$^2$ |
| *** F1: Reaction support basement wall | D.L = 81 kN/m<br>L.L = 62.5 kN/m |
| *** F2: Reaction support from pool wall | D.L = 16 kN/m<br>L.L = 2.5 kN/m |
| *** F3: Reaction support from pool wall | D.L = 16 kN/m<br>L.L = 2.5 kN/m |
| *** F4: Reaction support from wall | D.L = 16 kN/m<br>L.L = 2.5 kN/m |
| *** W. finishing : | 2.2 kN/m$^2$ |
| *** Live Load : | 2 kN/m$^2$ |

*** water pressure : $W = ¥_w * h \quad = 10 * 1.8 = 18 kN/m^2$

## 4.17 Design of elevator .

## (4.17.1)Pos. elevator mat .

**( 4.17.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( 420)

**( 4.17.1.2) Section** :

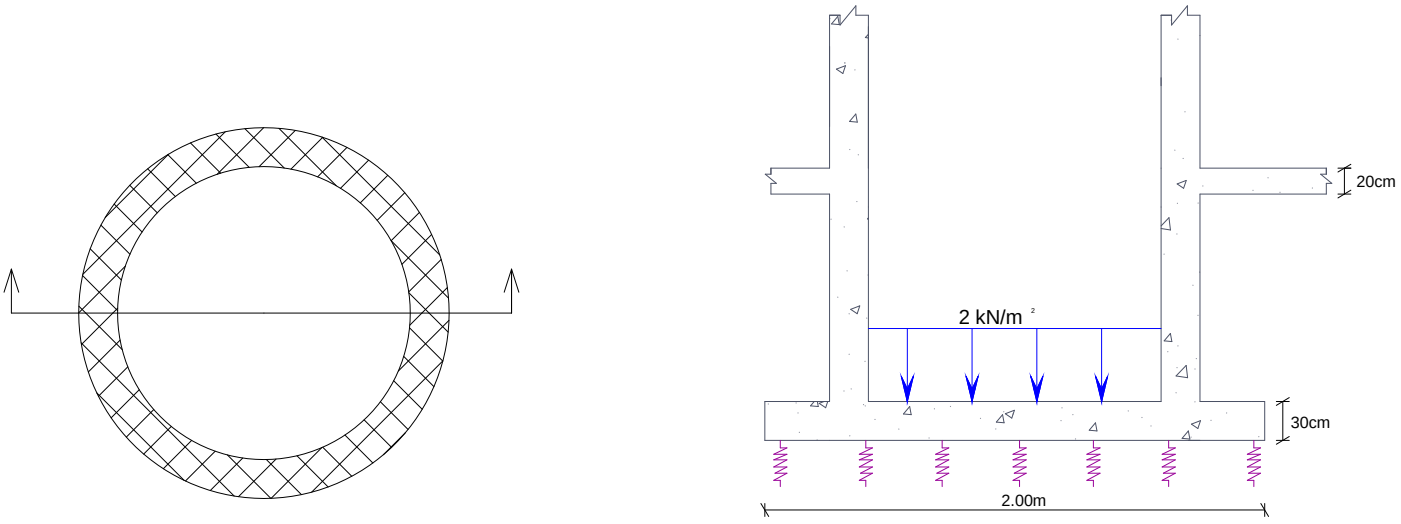
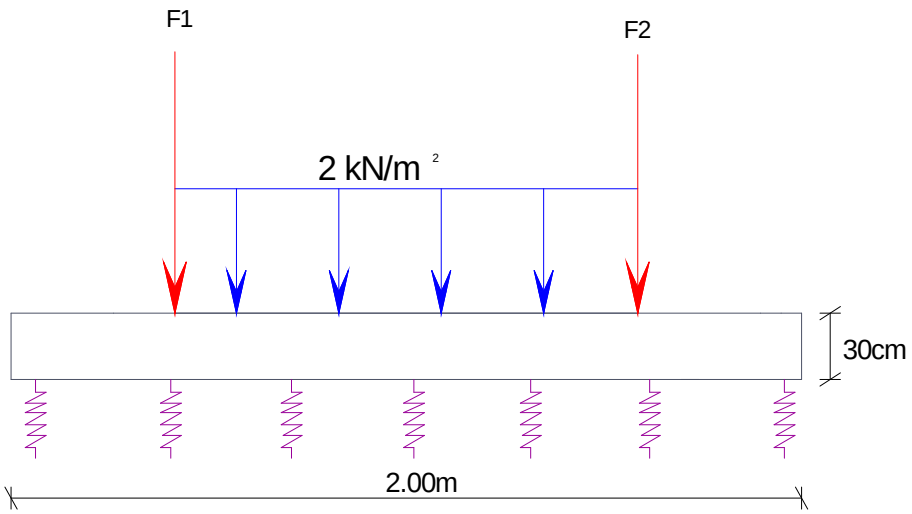



Figure 4 - 75

**( 4.17.1.3) System :**



## ( 4.17.1.3) Loading :

| | |
|---|---|
| *** F1: Reaction support shear wall | D.L = 305.26 kN/m<br>L.L = 50.34 kN/m |
| *** F2: Reaction support shear wall | D.L = 60 kN/m |
| *** Reaction support from (S0) | D.L = 7 kN/m<br>L.L = 1.85 kN/m |
| *** Live Load : | 2 kN/m |

## 4.18 Design of wind band .

## (4.18.1)Stability of the roof – construction .

### ( 4.18.1.1) Loading :

1) Wind Direction on the Gable wall

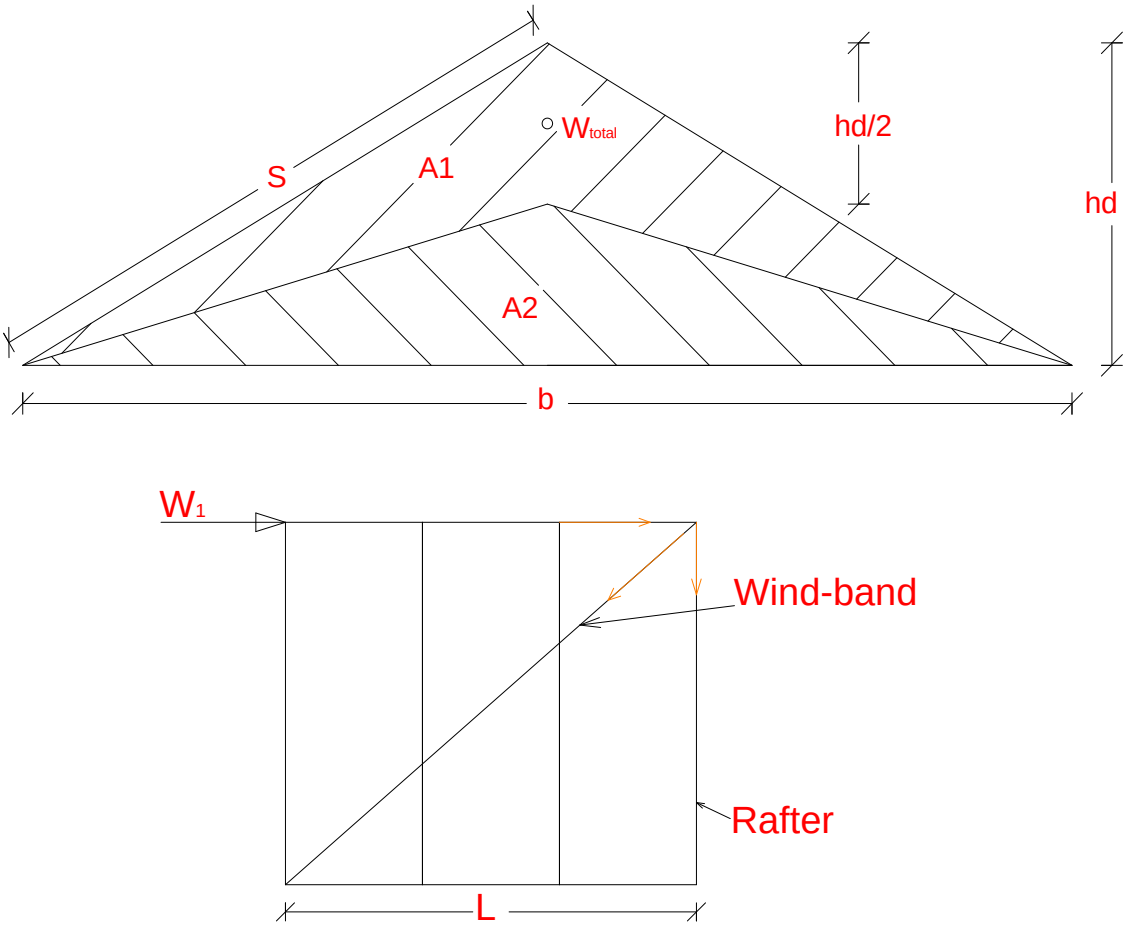



Figure 4 - 76

Area $A_1 = A - A_2$

$A = 0.5 * b * h_d$

$A_2 = 0.5 * b * \frac{h_d}{2}$

$A_1 = 0.5 * b * h_b - 0.5 * b * \frac{h_d}{2}$

$A_1 = .25 * b * h_d$

$A_1 = 2\ m^2$

Because $h \geq 8m$ : q = 0.8 kN/m$^2$
$C_p = 0.8$
$C_s = 0.5$

$W_q = 0.8\ (0.8 + 0.5\ ) = 1.04$ kN/m$^2$

$W_{total} = 1.04 * A_1 = 1.04 * 2 = 2.08$ kN

Wind Pro one Wind – band

$$W_1 = \frac{W_{total}}{4} = 0.52kN$$

$$H_{II} = F_w = \frac{W_1}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26$$

$$T = \frac{F_w}{\cos} = \frac{0.26}{\cos 16.5} = 0.27 \qquad \text{where} \quad = \tan^{-1}\frac{S}{L} = \frac{3.2}{10.8} = 16.5\sim$$

Where : T = Tension force in Wind – band

$H_{11}$= Force $\perp$ to the Angle

## ( 4.18.1.2) System :

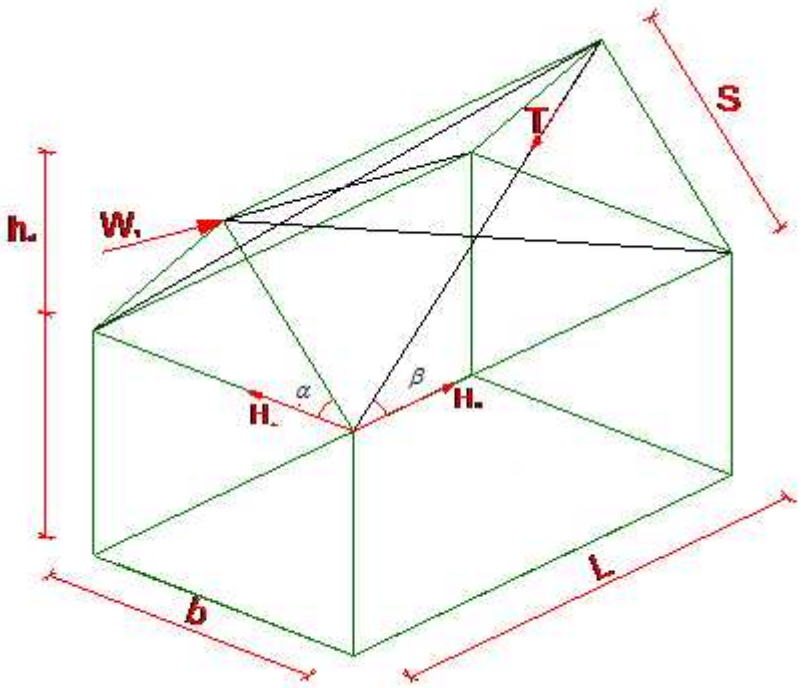



Figure 4 - 77

**( 4.18.1.3) Design :**

According to (BMF-Company) s tables we selected :

BMF 40X20 with 13 nails .

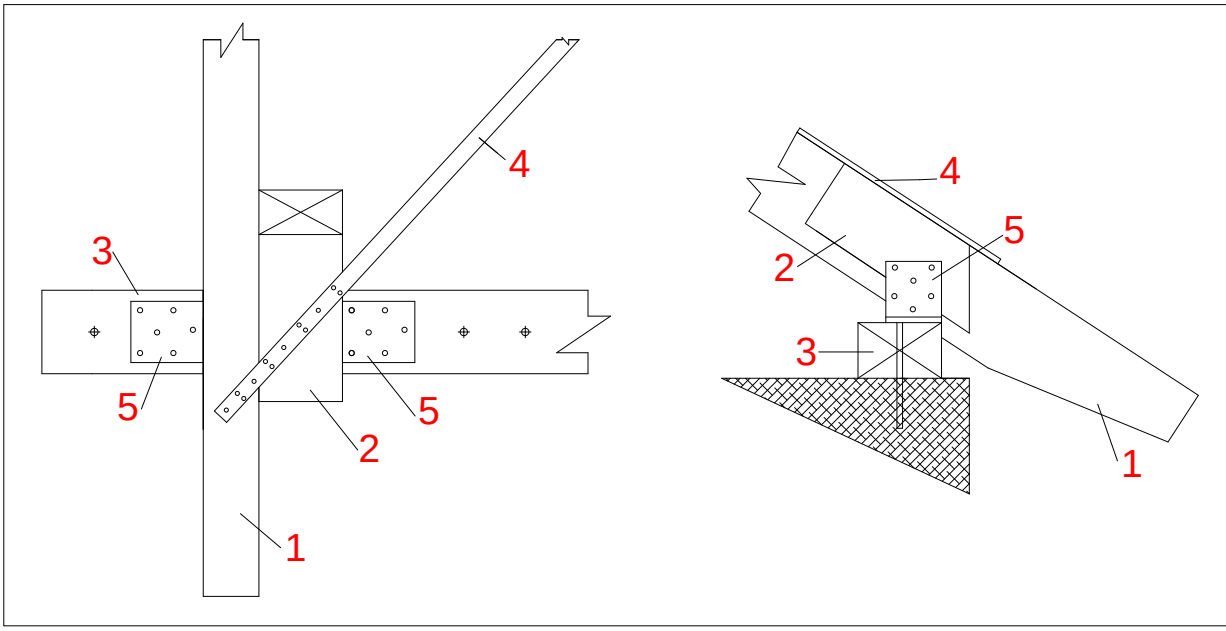



Figure 4 - 78

1) Rafter 8 / 20 cm
   Mortice 2.5 cm.
2) Extra wood piece 12 / 16 cm.
3) Wall plate - wood 12 / 12 cm ,
   bolted at distance = 80 cm .
4) Wind - band
   type BMF 40 x 20 mm with 13 nails ,
   nailed at every Rafter with 2 nails
   in every Rafter .
5) Angle L
   type BMF 10.5 x 10.5 x 9 cm

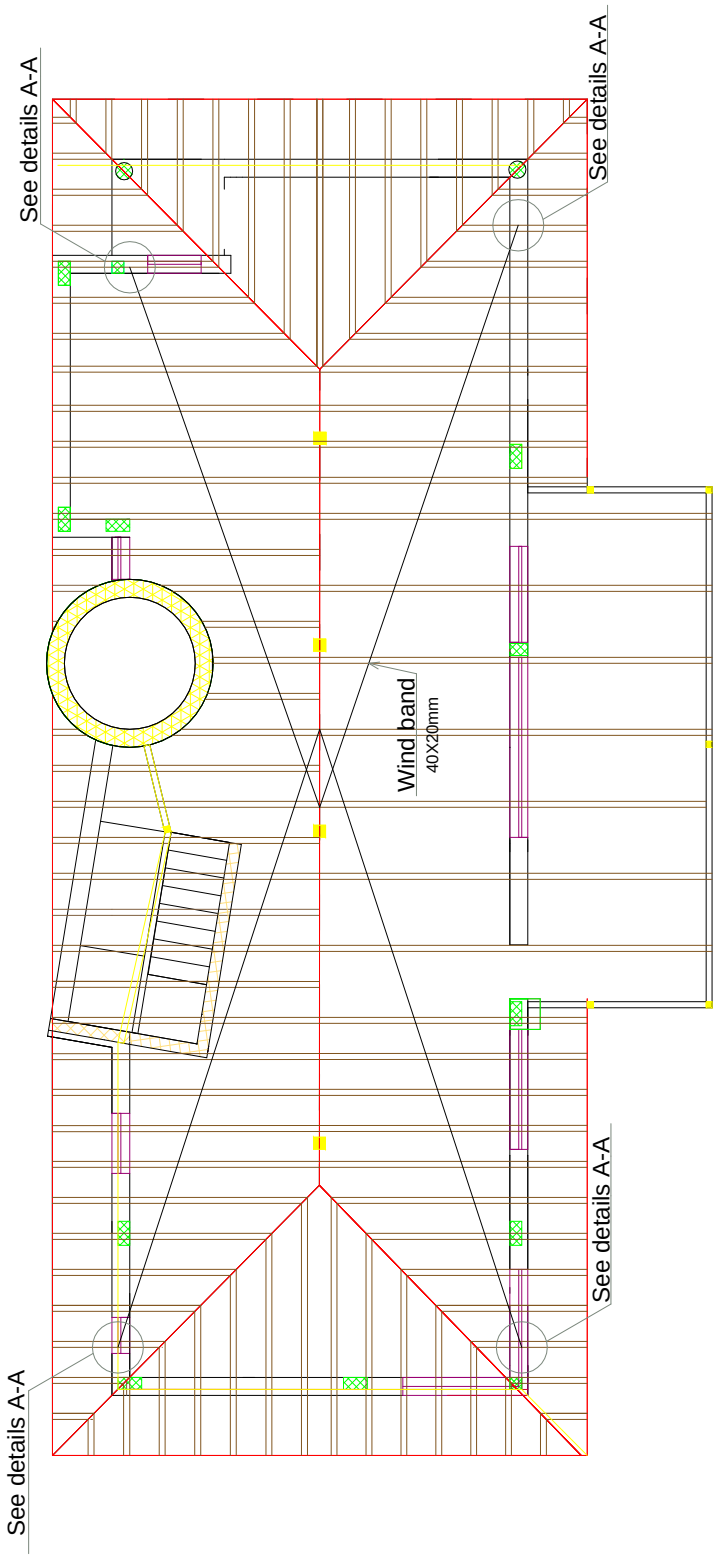

See details A-A
See details A-A
Wind band
40X20mm
See details A-A
See details A-A

Figure 4 - 79

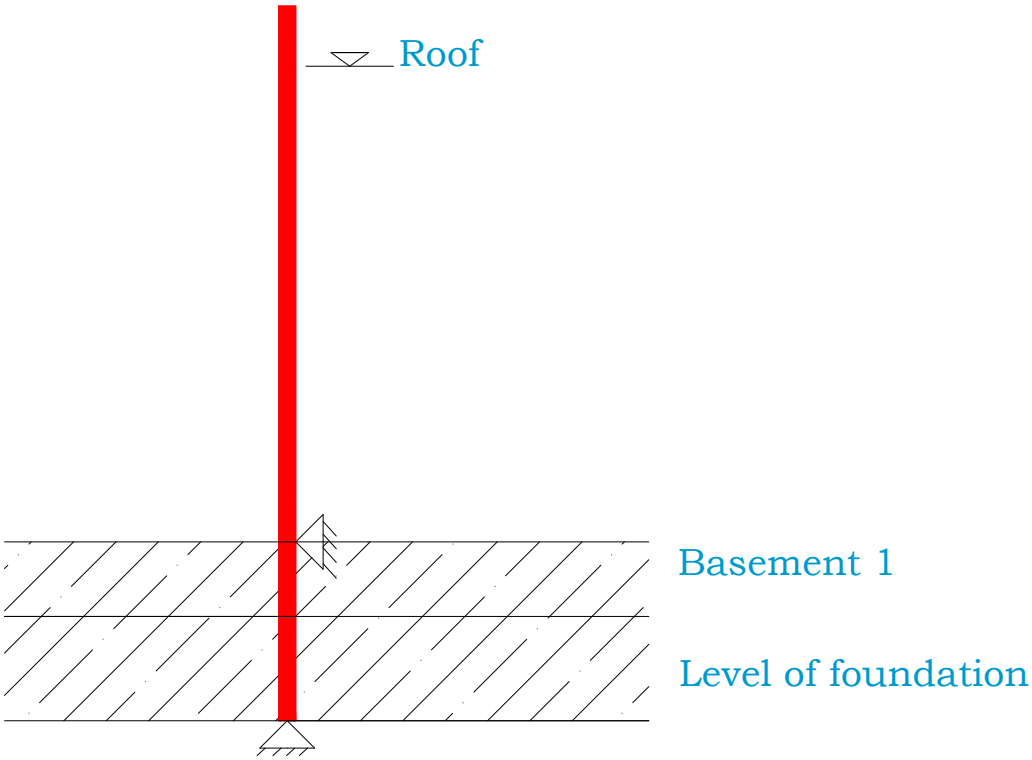
## 4.19 Design of Shear wall .

## (4.19.1)Pos. Shear ( Rigid Box ).

**( 4-2-1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( )

**( 4-2-2) Section** : selected

**Note** : System for the shear walls




Basement and Level of foundation both are considered as Rigid Box , due to enough walls

**( 4-2-2) Design** :

## Calculate load from Earthquake

D.L=1.2 kN/$m^2$ ( for the roof )

$W_{\text{for floor}}$=D.L *area

W =221.63*1.20 = 265.956 kN

D.L=10.69 kN/$m^2$ ( for the first floor )

$W_{\text{for floor}}$=D.L *area

W =175.16*10.69 = 1872.46 kN

$W_{total}$ = 2138.416

$$V = \frac{Cv.I}{R.T}W$$

$$\leq 2.5\frac{Ca.I}{R}W$$

$$\geq 0.11 \times Ca.I.W$$

$$T = Ct(hn)^{3/4}$$

From Uniform Building Code )UBC (1997:

**Z=0.3**

**R=5.5**

**I=1**

**Ca =0.24**

**Cv =0.24**

**hn= 6.35m**

**Ct =0.0488**

**Where:**

**Z** = Seismic zone factor as given in table 16-I.debends on the zone number which is equal to 3 for Jerusalem according to Appendix chapter 16 in UBC.

***R*** = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N depends on the basic structural system .

***I*** =importance factor given in table 16-K.depends on occupancy category

***Ca*** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.debends on soil profile type and the seismic zone factor.

The soil profile type is considered to be SC which represent Very Dense Soil and Soft Rock in Table 16-J.

***Ct*** =numerical coefficient given in section 1630.2.2. From Uniform Building Code )

***Cv*** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R .depends on soil profile type and the seismic zone factor.

$$T = 0.0488(6.35)^{3/4} = 0.195$$

$$V = \frac{0.24 \times 1}{5.5 \times 0.192} W = 0.2274\ W$$

$$\leq 2.5 \frac{0.24 \times 1}{5.5} W = 0.11 W \qquad control$$

$$\geq 0.11 \times 0.3 \times 1 \times W = 0.033$$

$$V = 0.11 \times 2138.416 = 235.23$$

$$Ft = 0.07 * T * V$$

$$= 0.07 \times 0.195 \times 235.23 = 3.2\,KN$$

$$Fx = \frac{(V - Ft).wx.hx}{\sum wi.hi}$$

$$Fx = \frac{(235.23 - 3.2) * 2138.416 * 2.7}{2138.416 * 2.7} = 232$$

$$Mu_{at\ base} = Fx * H = 232 * 2.7 = 626.45 kN.m$$

## Section :

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 2.7 m .shear wall width

hw=6.35m.story height

**4.16.3.1 Design of the Horizontal reinforcement:**

## Critical Section

$$\frac{lw}{2}=\frac{2.7}{2}=1.35m\ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2}=\frac{6.35}{2}=3.175m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 2.7=2.16m$$

$$V_u=235.23\ KN$$

$$M_u=626.45\ KN.m$$

$$V_{C1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.25\times 2.16*10^3=441\ KN$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$

$$Assume\quad N_u=205$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times 0.25\times 2.16*10^3}{4}+\frac{205\times 2.16}{4\times 2.7}=702.36\ KN$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$

$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=18.2>0$$

$$\therefore V_{c3}=Will\quad apply$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{2.7\left(\sqrt{24}+\frac{2\times 205}{2.7\times 0.25}\right)}{\left\langle\frac{626.45}{235.23}-\frac{2.7}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.25\times 2.16}{10}\times 10^3=1812.48\ KN$$

$$Assume\quad N_u=0$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{2.7\left(\sqrt{24}+\frac{2\times 0.0}{2.7\times 0.25}\right)}{\left\langle\frac{626.45}{235.23}-\frac{2.7}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.25\times 2.16}{10}\times 10^3=272.72\ KN\quad\ldots\quad control$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{235.23}{0.75} - 272.72 = 40.92 \quad KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{40.92 \times 10^{-3}}{420 \times 2.16} = 0.00045m \quad \ldots \quad control$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 0.25 = 0.000625m$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{2.7}{5} = 540\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.00057} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.00045} = .35\ m$$

$\therefore Use ¤ 10 @ 25cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horezental*)

## Design of Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = \left[ 0.0025 + 0.5\left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right)\left( \frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[ 0.0025 + 0.5\left( 2.5 - \frac{6.35}{2.7} \right)\left( \frac{2 \times 79}{300 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 1\ m = 1000\ mm$$

$$S_1 = \frac{l_w}{3} = \frac{2700}{3} = 900\ mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750\ mm \ldots \quad control$$

$\therefore$ *Use* ¤ 12 @ 25*cm* $\quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*Vertical*)

### 4.12.6 Design of Moment:

Mu = 626.45 kN.m

$$C \ge \frac{Lw}{600 * (¢n / hw)}$$

$assume \quad ¢n / hw \ge 0.007$

$$C \geq \frac{2.7}{600*0.007} = 0.64m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw = .64 - 0.1 \times 6.35 = 0.005m$$

$$Cw = \frac{C}{2} = \frac{.64}{2} = 0.32 \ \ m$$

Select Cw = 0. 32m > 0.005 m

$$Ast = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Ast = \frac{2.7}{0.3} \times 2 \times 113 = 2034m^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times \ _1 \times fc' \times Lw \times h}{As \times fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 2.7 \times 0.25}{2034 \times 10^{-6} \times 420}} = 0.064$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{Lw})$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 2034 \times 10^{-6} \times 420 \times 2.7 \times (1 - 0.064)$$

$$Mu = 97.15kN.m$$

$$Mu_{Design} = 626.45 - 97.15 = 529.3kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{529.3 \times 10^3 / 0.9}{420 \times (2.7 - 0.32)} = 588.35 \ \ mm^2$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times b \times Cw$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times 250 \times 320 = 6400 \ \ mm^2 > Ast = 588.35 \ \ mm^2$$

$$As(1¤12) = 113.04 \ \ mm^2$$

Select 6Φ12 with As = 6× 113.04 = 678.24 $mm^2$. > Ast = 588.35 $mm^2$.

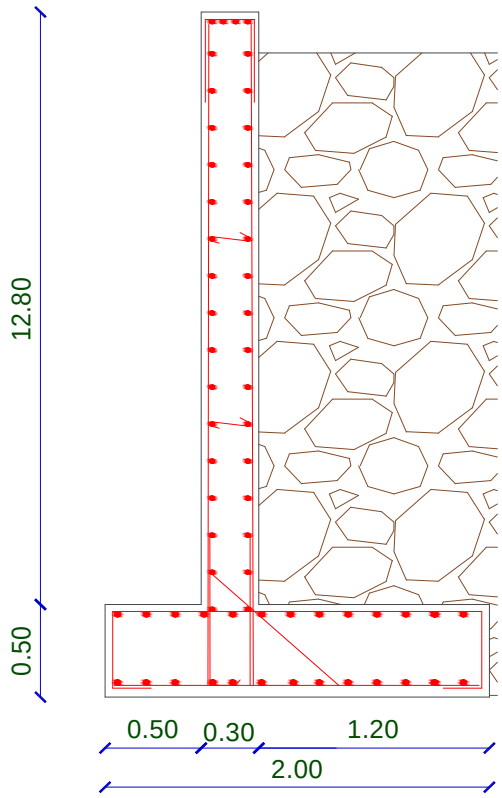
& As = 6× 113.04 = 678.35 $mm^2$. < Ast $_{max}$ = 6400 $mm^2$.

## 4.20 Design of Retaining wall .

## (4.20 .1)Pos. Retaining wall .

**( 4.20.1.1) Material** : reinforcement concrete .
Concrete (b300) .
Steel ( )

**( 4.20.1.2) Section** : selected




**( 4.14.1.3) Loading :**

***Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

*Assume that* :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.2 \times 0.5 = 28.8\ \text{KN/m}^2$

## ( 4.14.1.5) Design :

**See Prokon output**