# التصميم الإنشائي لـِ " مُسْتَشْفَى الهِلالُ الأَحْمَر التَخَصُصِيُّ " المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.


**فريق العمل**

**"محمدعلي" الدويك** **حارث الدباس** **رامي الرجبي**

**إشراف :**

م. سفيان الترك .


**تقرير مشروع التخرج**

**مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا**

**جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن**

**للوفاء بجزء من متطلبات الحصول**

**على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني**


**كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية**

**جامعة بوليتكنك فلسطين**

**الخليل- فلسطين**


**أيـــــار – سنـة 2013م**

## شهادة تقييم مشروع التخرج

**جامعة بوليتكنك فلسطين**

**الخليل – فلسطين**

**التصميم الإنشائي لـِ " مُسْتَشْفَى الهِلالُ الأَحْمَر التَخَصُصِيُّ " المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.**

**فريق العمل**

| | | |
|---|---|---|
| "محمدعلي" الدويك | حارث الدباس | رامي الرجبي |

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

| | |
|---|---|
| توقيع مشرف المشروع | توقيع رئيس الدائرة |
| م. سفيان الترك | د. غسان دويك |
| ..... | ..... |

أيـــــار – سنـة 2013 م

## الإهداء

**إلى كل من يروم لأن يغتني بالبحث عن كينونته وسط تراكم معرفي زاخر....**

**إلى الذين لا يسأمون في أن يرفعوا اللبنة فوق اللبنة ليس لبناء جدار عازل! بل لتشييد شرفة لنطل من عليائها على ماضينا السحيق ونستشرق من عليها معالم مستقبلنا....**

**.....**

**نهدي إلى....**

**آبائنا وأمهاتنا....**

**وشعور الواجب المتدفق نحوهم....**

**واشتياق الاتصال الدائم بهم....**

**والحنين المحرق للالتقاء بهم....**

**إلى من كان صدره رحباً.... لعزلتنا ووحدتنا في هذا البحث**

**.....**

**ثم إلى هذا الجيل الصاعد....**

**إلى الشباب في ربوعه....**

**إليكم أحبتنا جميعاً نهدي هذا العمل المتواضع**

**فريق العمل**

## الشكر والتقدير

**إلى إسلامنا العظيم، إلى دوحة العلم التي أينعت ففاضت ثمّ فاضت، إلى أساتذتي الأفاضل الذين زرعت ألسنتهم علماً غادقاً، الذين حباهم الله بدقة الحس وسلامة الذوق، فأفرغوا على العلم حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول به وبنا نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وهنا نخص بالذكر الاستاذ الفاضل سفيان الترك ونقدم له عظيم الشكر والامتنان ، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، ولا ننسى أن نخص بالشكر كلاً من:**

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

- **جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الأستاذ الفاضل سفيان الترك، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.**

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

# التصميم الإنشائي لـِ " مستشفى الهلال الاحمر التخصصي " المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.


**فريق العمل**

**"محمدعلي" الدويك** **حارث الدباس** **رامي الرجبي**

**جامعة بوليتكنك فلسطين** – 2013م

**إشراف**

م.سفيان الترك


## ملخص المشروع


يمكن تحديد هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية المختلفة.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى الهلال الأحمر في مدينة الخليل وهو عبارة عن مستشفى والمقترح بناؤه على أرض في منطقة واد التفاح – مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل والعناصر الإنشائية اللازمة والمستخدمة في هذا المبنى.

يتكون المبنى من أربعة طوابق إضافة الى طابق التسوية والطابق الأرضي, ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة الى كثرة التراجعات المعمارية التي تضيف الرونق الجمالي و المعماري للمبنى , إضافة أنه تم الإهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية ذات الأعصاب بإتجاه واحد وإتجاهين والبلاطات المصمتة بإتجاه واحد وإتجاهين وغيرها.

ومن الجدير بالذكر أنه تم إستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم إستخدام (U.B.C– 97) ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم إستخدام الكود الأمريكي (ACI_318– 08) , ولا بد من الإشارة إلى أنه تم الإعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل: Office2010 ,Autocad2010 ,Atir12 ، Safe، Staad Pro , Etabs , وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا. وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نصل إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

**والله ولي التوفيق**

# The Structural Design of Red Crescent Specialist Hospital in Hebron City

**working team:**

"Mohmmad Ali" Dweik  Hareth Dabbas  Rami Al-Rajabi

**Palestine Polytechnic University - 2013**

**Supervisor:**

Eng. Sufian Turk.

## Project Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

The idea of this project is in the structural design of the Red Crescent Hospital in the city of Hebron, The project includes the design of all the details and the necessary structural elements used in this building. This building consists of 4 floors in addition of basement floor and ground floor it serves and contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI code.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of (UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code
(ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12, Safe , Etabs , Staad Pro.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

## فهرس المحتويات


| الموضوع | رقم الصفحة |
|---|---|
| صفحة العنوان الرئيسية | I |
| صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج | II |
| صفحة الإهداء | III |
| صفحة الشكر والتقدير | IV |
| صفحة الملخص باللغة العربية | V |
| صفحة الملخص باللغة الانجليزية | VII |
| فهرس المحتويات | IX |
| List of abbreviations | XII |
| فهرس الجداول | XIV |
| فهرس الأشكال | XV |
| List of Figures | XVII |
| **الفصل الأول : المقدمة** | 1 |
| 1-1 المقدمة | 2 |
| 1-2 أهداف المشروع | 3 |
| 1-3 مشكلة المشروع | 3 |
| 1-4 حدود مشكلة المشروع | 4 |
| 1-5 المسلمات | 4 |
| 1-6 فصول المشروع | 4 |
| 1-7 إجراءات المشروع | 5 |
| **الفصل الثاني : الوصف المعماري** | 7 |
| 2-1 مقدمة | 8 |
| 2-2 لمحة عامة عن المشروع | 8 |
| 2-3 موقع المشروع | 9 |
| 2-3-1 المقدمة | 9 |
| 2-3-2 وصف الموقع | 9 |
| 2-3-2-1 وصف عام للموقع | 9 |
| 2-3-2-2 الشوارع المحيطة بالموقع | 10 |
| 2-3-2-3 صور عن المشروع | 11 |
| 2-3-3 أهمية الموقع | 14 |
| 2-4 وصف المساقط الأفقية | 15 |
| 2-4-1 طابق التسوية | 15 |
| 2-4-2 الطابق الأرضي | 16 |
| 2-4-3 الطابق الأول | 17 |
| 2-4-4 الطابق الثاني | 18 |
| 2-4-5 الطابق الثالث | 19 |
| 2-4-6 الطابق الرابع | 20 |
| 2-5 وصف الواجهات | 21 |
| 2-5-1 الواجهة الشرقية | 21 |
| 2-5-2 الواجهة الغربية | 22 |
| 2-5-3 الواجهة الشمالية | 23 |

2-5-4 الواجهة الجنوبية 24
2-6 وصف الحركة 24
2-6 وصف المداخل 25
**الفصل الثالث : الوصف الإنشائي** 26
3-1 مقدمة 27
3-2 الهدف من التصميم الإنشائي 27
3-3 مراحل التصميم الإنشائي 27
3-4 الأحمال 28
3-4-1 الأحمال الميتة 28
3-4-2 الأحمال الحية 29
3-4-3 الأحمال البيئية 29
3-4-3-1 أحمال الرياح 30
3-4-3-2 أحمال الثلوج 32
3-4-3-3 أحمال الزلازل 33
3-5 الاختبارات العملية 33
3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى 33
3-6-1 العقدات 34
3-6-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 34
3-6-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين 35
3-6-1-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 35
3-6-1-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 36
3-6-2 الأدراج 37
3-6-3 الجسور 37
3-6-4 الأعمدة 38
3-6-5 الجدران 39
3-6-5-1 جدران القص 39
3-6-5-2 جدران التسوية 40
3-6-6 الأساسات 41
3-7 فواصل التمدد ( Expansion Joints ) 42
3-8 برامج الحاسوب 43

| Subject | Page |
|---|---|
| **Chapter 4 : Structural Analysis and Design** | 44 |
| 4-1 Introduction | 45 |
| 4-2 Factored Loads | 45 |
| 4-3 Slab thickness Calculation | 46 |
| 4-4 Load Calculation | 47 |
| 4-5 Design of Topping | 49 |
| 4-6 Design of Rib (3A) | 50 |
| 4-7 Design of beam (13 A) | 56 |
| 4-8 Design of beam (13 A) for shear | 67 |
| 4-9 One way solid slab | 72 |
| 4-10 Design of Two way solid slab (S1C) | 87 |
| 4-11 Design of Two way ribbed slab (R2B) | 95 |
| 4-12 Design of Column (C18A) | 105 |
| 4-13 Design of Stairs ( ST1A ) | 110 |
| 4-14 Design of footing (F 14) | 125 |
| 4-15 Design of shear wall (SWC4) | 136 |
| 4-16 Design of strip (SWC4) | 142 |
| 4-17 Design of Basement wall | 147 |

151 **الفصل الخامس : النتائج والتوصيات**

# List of Abbreviations

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

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

# فهرس الجداول


| رقم الجدول | الجدول | رقم الصفحة |
|---|---|---|
| 1-1 | الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2013/2012 ) | 6 |
| 1-3 | الكثافة النوعية للمواد المستخدمة | 28 |
| 2-3 | الأحمال الحية لعناصر المبنى | 29 |
| 3-3 | سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني | 30 |
| 4-3 | أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر | 32 |

# فهرس الأشكال


| رقم الشكل | الشكل | رقم الصفحة |
|---|---|---|
| 1-2 | خارطة الموقع الجغرافي | 10 |
| 2-2 | صورة جوية للموقع | 11 |
| 3-2 | مسقط طابق التسوية | 16 |
| 4-2 | مسقط الطابق الأرضي | 17 |
| 5-2 | مسقط الطابق الأول | 18 |
| 6-2 | مسقط الطابق الثاني | 19 |
| 7-2 | مسقط الطابق الثالث | 20 |
| 8-2 | مسقط الطابق الرابع | 21 |
| 9-2 | الواجهة الشرقية | 22 |
| 10-2 | الواجهة الغربية | 22 |
| 11-2 | الواجهة الشمالية | 23 |
| 12-2 | الواجهة الجنوبية | 24 |
| 13-2 | قطاعات الدرج في المبنى | 25 |
| 1-3 | تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به | 31 |
| 2-3 | العقدات ذات العصب الواحد | 34 |
| 3-3 | العقدات ذات العصب باتجاهين | 35 |
| 4-3 | العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد | 36 |
| 5-3 | العقدات المصمته ذات الاتجاهين | 36 |
| 6-3 | الدرج | 37 |
| 7-3 | أنواع الجسور المستخدمة في المشروع | 38 |
| 8-3 | أنواع الأعمدة | 39 |
| 9-3 | جدار قص | 40 |
| 10-3 | جدار تسوية | 41 |
| 11-3 | أساس مفرد | 41 |
| 12-3 | مسقط أفقي للأساسات | 42 |
| 13-3 | مقطع طولي في الأساس | 42 |
| 11-3 | أساس مفرد | 41 |

| | | |
|---|---|---|
| 87 | Two Way Soild Slab | 1-4 |
| 95 | Two Way Ribbed Slab | 2-4 |
| 105 | Place Of Column (C 18A) | 3-4 |
| 109 | Section Of Column ( C18A) | 1-4-4 |
| 109 | Section Of Column ( C18A) | 2-4-4 |
| 110 | Stair (ST1A) | 5-4 |
| 123 | Detail Of Flight (ST1A) | 1-6-4 |
| 124 | Details Of Landing (L1A&L2A) | 2-6-4 |
| 135 | Details Of Footing (F 14) | 7-4 |
| 136 | Place (SWC4) From Etabs Program | 8-4 |
| 137 | Section Of Shear Wall (SWC4) | 9-4 |
| 146 | Details Of Strip F.(SWC4) | 10-4 |
| 147 | Section Of Basement Wall | 11-4 |
| 150 | Details Of Basement Wall | 12-4 |

# List of Figures


| Figure # | Description | Page |
|---|---|---|
| 46 | Spans Length of Rib (R3A) | 4-1 |
| 53 | Rib (R3A) envelope | 4-2 |
| 59 | Beam (B13A) envelope | 4-3 |
| 73 | Spans  Length of One way solid slab (S1B) | 4-4 |
| 75 | Solid (S1B) envelope | 4-5 |
| 82 | Spans  Length of One way solid slab (S2B) | 4-6 |
| 84 | Solid (S2B) envelope | 4-7 |
| 113 | Envelope diagram of Flight (ST1A) | 4-8 |
| 116 | Envelope diagram of landing (L2A) | 4-9 |
| 120 | Envelope diagram of landing (L1A) | 4-10 |
| 136 | Moment and Shear diagram (SWC4) | 4-11 |
| 148 | Envelope diagram of  Basement Wall | 4-12 |

1

# الفصل الأول

# المُقَدِمَّـــــةُ

1.1 المقدمة.

2.1أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1إجراءات المشروع.

## 1.1 المقدمة

إذا نظرنا بصفة عامة لوجدنا أن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة, فهي النشاط الإحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب وإحتياجات البشرية .الهندسة المدنية عموما وهندسة المباني خصوصا هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

ولقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشات جديدة تلبي إحتياجاته, ومن أهم هذه المنشات المستشفيات, والتي توفر العديد من المرافق والخدمات الصحية والعلاج , و تأمين الراحة والأمان للمستخدمين , للإستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

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

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مستشفى يتكون من أربعة طوابق إضافة لطابقي التسوية والأرضي وهو مشروع إعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية المصممة , ومن ثم تصميم

هذه العناصر إبتداء من العقدات وإنتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

## 2.1 أهداف المشروع

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

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

## 3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مستشفى ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي لمختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدةوالجسور المدلى و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وبما لا يتعارض مع التصميم المعماري لهذا المبنى .

## 4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2012-2013من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

حيث يقع مبنى المستشفى المقترح الذي أختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

## 5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. إستخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,stadpro,etabs,...etc)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

## 6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1 -الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....

2 -الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3 -الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4 -الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

5 -الفصل الخامس : النتائج و التوصيات والملحقات.

## 7.1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

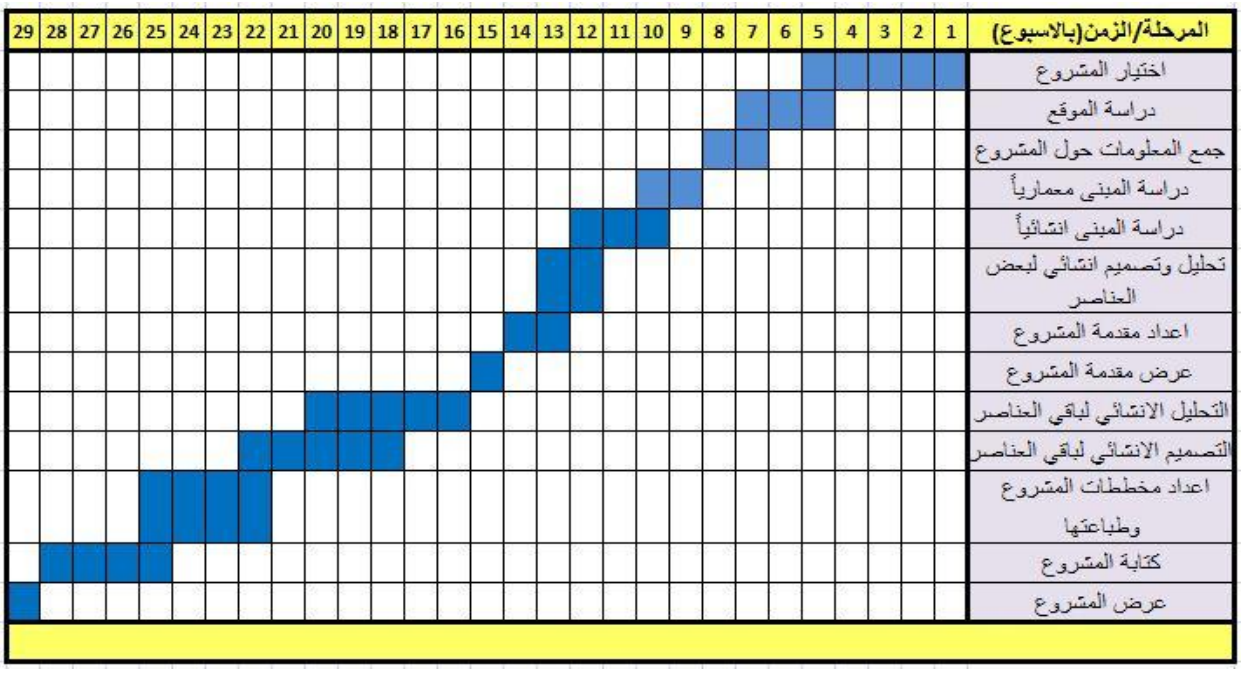
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

**جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2012-2013)**



2

# الفصل الثاني

# الوَصْـفُ المِـعْمَارِي

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عامة عن المشروع .

3.2 موقع المشروع .

4.2 وصف المساقط الأفقية.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

7.2 وصف المداخل.

## 1.2 مقدمة

للعمارة في كل عصر من عصورها المختلفة، ولكل طراز من طرزها المتعددة، طابع خاص وقواعد ومقاييس وأساليب ومواد إنشاء خاصة، وهي ثابتة لم تتغير في الكثير من أسسها. وقد كان للعلم في السنين الأخيرة فضل الخروج بهذا الفن من دائرة الفنون الجميلة البحتة . التي كان للهبات الإلهية والملكات الشخصية أكبر الأثر في تكوينها . إلى دائرة العلم المرنة التي تتسع للكثير من العلوم. وإن كان فن العمارة في العصور الغابرة قد اقتصر على ما تجود به الطبيعة من حين لآخر ببعض أفراد حياهم الله بدقة الحس وسلامة الذوق، فأفرغوا عليه حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول بالعمارة نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، وبذلك طبعت العمارة بطابع هذا العصر الحديث، طابع التجديد والسرعة. ونظراً للتطور الحاصل في شتى مجالات الحياة، ومواكبةً لمتطلبات هذا العصر جاء التصميم المعماري للمباني الحديثة بما يتماشى مع هذه المتطلبات. ولأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولا التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته و الغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

## 2.2 لمحة عامة عن المشروع

تقوم فكرة المشروع على أساس إنشاء مبنى مستشفى الهلال الاحمر التخصصي، بحيث تراعى فيه جميع الخدمات، ووسائل الراحة والأمان التي يحتاجها المرضى والزوار، يلاحظ بأن المشروع قد احتوى على خدمات أساسية كثيرة، فهو يحتوي على العيادات والمختبرات، بالإضافة إلى موقف للسيارات والكثير من الخدمات الأخرى التي يجب توفرها في المستشفى.

يتكون المبنى من ست طوابق من ضمنها طابق التسوية والطابق الأرضي على قطعة أرض مساحتها 7000متر مربع ، ومساحة اجمالية لطوابق البناء حوالي14000 متر مربع , حيث ان مساحة الطابق الارضي 2840 متر مربع , والمبنى عبارة عن ثلاثة اقسام يتميز بالجمال المعماري وكثرة التراجعات التي تضفي الرونق الجمالي المعماري للمبنى ,حيث ان اجزاء من القسم

الايمن والايسر من البناء يتوقف عند الطابق الثالث والرابع على التوالي, اما القسم الاوسط فهو يمتد الى الطابق الرابع, ويتم الاتصال بين اقسام البناء في جميع الطوابق من خلال مساحات مخصصة لجلسات الاستراحة و ممرات.

## 3.2 موقع المشروع

### 1.3.2 المقدمة:

عند التخطيط لتصميم وبناء أي منشأ، تؤخذ القوى البيئية بعين الاعتبار. الموقع الجغرافي للمبنى، مواد البناء، طبوغرافية الأرض، الشمس والرياح كلها عوامل تؤثر على القرارات في مرحلة مبكرة جداً من عملية التصميم. حيث إن هذه القوى الطبيعية تساعد في بلورة شكل المبنى، وتلفظ بوضوح طريقة نشر الفراغات الداخلية للمبنى، إضافة إلى القوى الطبيعية، فإنه لا أحد منا يغفل عن القوى المنظمة في قوانين البلديات والمجالس المحلية التي يمكن لها وبشكل مسبق أن تصف الاستخدام المقبول لموقع المبنى. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

### 2.3.2 وصف الموقع:

#### 1.2.3.2 وصف عام للموقع

يقع موقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في مدينة الخليل التي تقع في جنوب الضفة الغربية على خطي طول ( 35.095 ) شرقي غرينتش وخطي عرض ( 31.53333 ) خط الاستواء على وجه التقريب .ويبلغ ارتفاعها عن سطح البحر( 860-1020م )في أعلى منطقة وهي حرم الرامة .وتتفاوت الارتفاعات في مدينة الخليل لان المساحة التي تشملها مدينة الخليل شاسعة مقارنة مع باقي المناطق والمدن الأخرى ويحد مدينة الخليل الطبيعية:

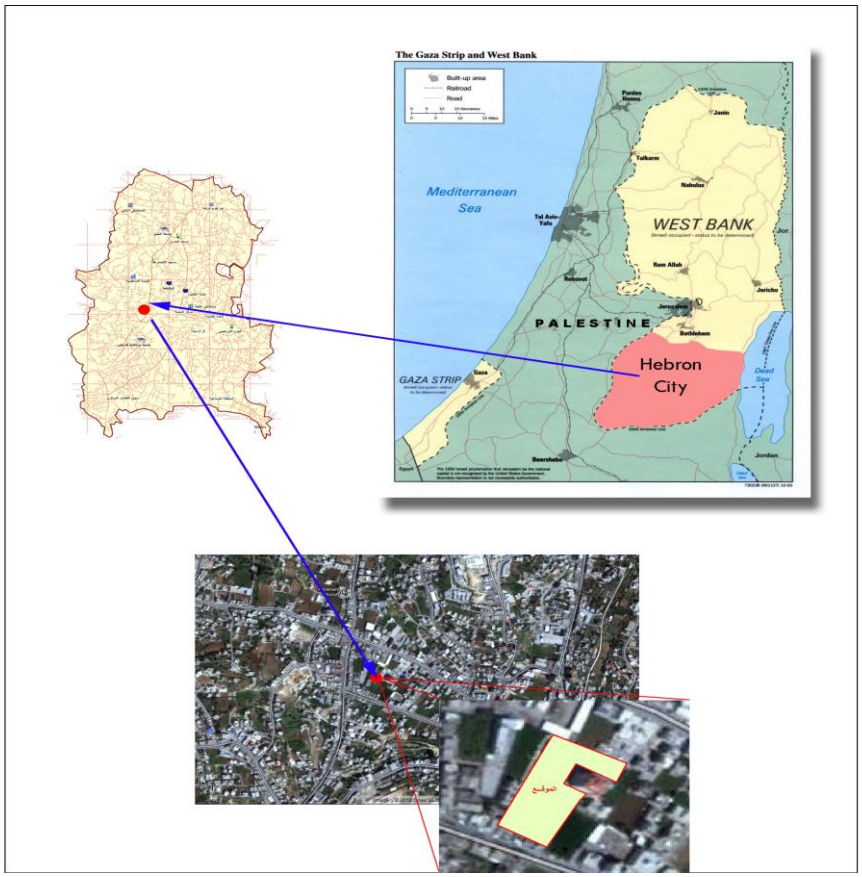
1- من الشرق بلدة بني نعيم.

2- ومن الغرب مدينة دورا وبئر السبع.

3- ومن الجنوب يطا والسموع والظاهرية والرماضين.

4- ومن الشمال حلحول.

وتبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة 7 دونمات والشكل التالي يبين موقع قطعة الأرض تدرجا من دولة فلسطين – جنوب الضفة الغربية – مدينة الخليل – الموقع المقترح .




**شكل (2-1): خارطة الموقع الجغرافي**

## 2.2.3.2 الشوارع المحيطة بالموقع

يصل الموقع شارع فرعي معبد، قامت بلدية الخليل بفتحه للوصول للموقع المقترح لمشروع المستشفى، وهذا الشارع يصل إلى منتصف مدينة الخليل عبر الشارع الرئيسي الواصل بين دوار المنارة ومربعة سبتة المسمى شارع واد التفاح الجديد ،والشكل التالي يوضح الشوارع المحيطة بالموقع.

**شكل (2–2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد قطعة الأرض المقترحة).**

### 3.2.3.2 صور عن المشروع

Palestinian
Red Crescent
Society
Accidents & Emergency

Palestinian Red Crescent Society
Headquarters/Hebron
Design Competition
Prespectives and Shots
March .2010

Palestinian Red Crescent Society
Headquarters/Hebron
Design Competition
Prespectives and Shots
March .2010

Palestinian Red Crescent Society
Headquarters/Hebron
Design Competition
Prespectives and Shots
March .2010

### 3.3.2 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع :

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

- جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
- شبكه المواصلات : بالإضافة الى تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية توصل الى قطعة الأرض.
- الغطاء النباتي :- هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
- أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاريه ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

تقع قطعة الأرض بين شارعي وادي التفاح القديم والجديد ,والمبنى محاط بعدد من الأبنية متفاوتة الارتفاعات، والمسافات بين الأبنية تزيد عن ستة أمتار وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

1- يعتبر هذا المبنى من المباني ذات الملكية الخاصة وقريب جدا على وسط البلد ، وفي منطقة تحتاج في الاصل الى هذا المشروع و الذي يقوم على خدمة المنطقة المحيطة.

وعليه فإن وجود هذا الموقع بجوار عدد من المباني الحيوية ذات الاستخدام العام يزيد من أهمية موقع المبنى.

2- يتميـز الموقـع بالهـدوء، فـالموقع بعيـد عـن الضوضـاء وعـن الشـارع الرئيسـي وعـن المبـاني إذ أن المبـاني المحيطـة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا.

3- تـوفر مسـاحة كافيـة مـن الأرض مبينـاً عليهـا حـدود الأرض وحـدود الجـوار و القـدرة علـى تـوفير المسـاحات المطلوبـة للفعاليـات المقترحـة فـي المبنـى.وتكفـي لموقـع البنـاء، ومواقـف السـيارات والمـداخل والمخـارج، وتراعـي عـروض الشـوارع والارتدادات والمناسيب المختلفة للأرضيات المحيطة بالمبنى.

4- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف مما يعني توفر الخدمات والمرافق العامة من مياه، كهرباء، شوارع، مواصلات.... الخ.

5- الموقـع المقتـرح ذو طبيعـة سـهلية ، تمتـاز أرضـه بكونهـا زراعيـة. والموقـع يقـع فـي وسـط هـذا السـهل حيـث يمـر فيـه خطوط كنتور من 997 م حسب خرائط بلدية الخليل.

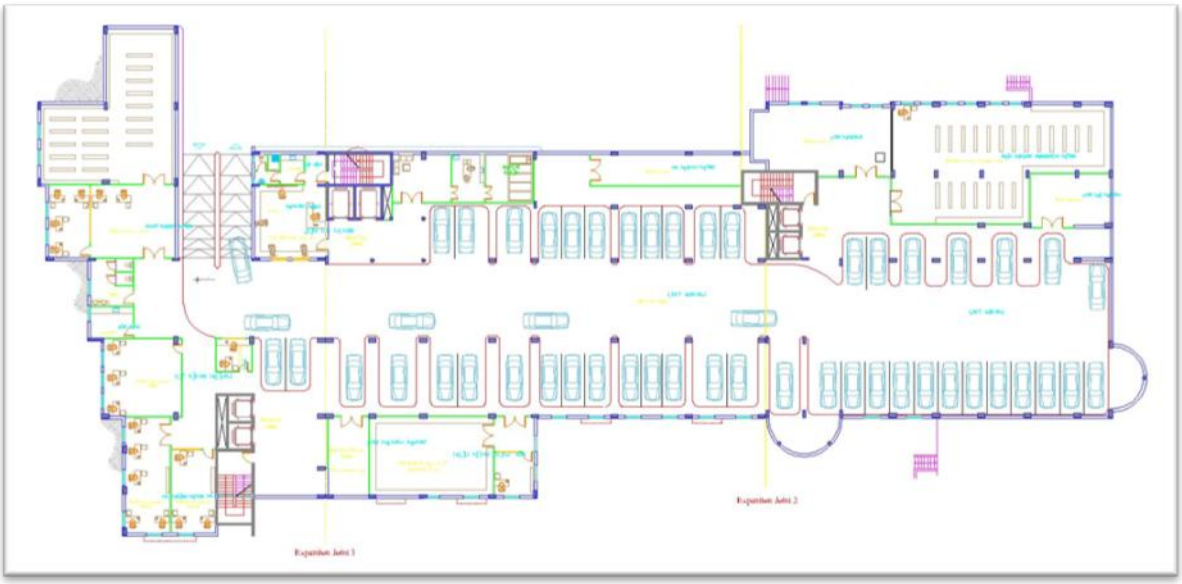
## 4.2 وصف المساقط الأفقية :

**يتكون المشروع من أربعة طوابق ذات تنوع خدماتي موزعة وفق التالي :-**

### 1.4.2 طابق التسوية :

مساحة هذا الطابق حوالي ( 3060 متر مربع )ومنسوبه ( 4.16- متر ) ويقع مستوى هذا الطابق تحت مستوى سطح الارض وذلك لاستخدامه كموقف للسيارات و للارشيف التابع للمستشفى ، حيث يتسع هذا الطابق الى 46 سيارة , ويحتوي على مدخل ومخرج للسيارات من الجهة الشرقية للبناء, ويتم الوصول الى هذه المداخل عن طريق المنحدرات "Ramps", والادراج من الطابق العلوي , ويستخدم هذا الطابق في مجمله لأغراض مواقف السيارت لاستيعاب جميع السيارات وتفادي حدوث أي تشويش في الشوارع المحيطة بالمبنى, اضافة لجزء من هذا الطابق خصص لأغراض التخزين وأرشيف السجلات وملفات المرضى وغرف التخزين وغرف الكهرباء والميكانيك بالاضافة الى غرف مهندسي الصيانة, مع عمل بئر ماء أسفل من الطابق, كما أنه يحتوي على وسائل ايصال الى الطابق الأرضي من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في انحاء هذا الطابق, كما يبدأ في هذا الطابق استخدام ثلاثة أدارج تبدأ من طابق التسوية جميعها احدهما ينتهي في الطابق الأرضي والثاني والثالث يبقى متصل الى نهاية المبنى اضافة الى

المصاعد التي تبقى متصلة الى نهاية المبنى , ويلاحظ سهولة دخول و خروج السيارات بسهولة الى هذا الطابق بدون عوائق من باقي الخدمات في الطابق, كما هو موضح في المخطط التالي:-

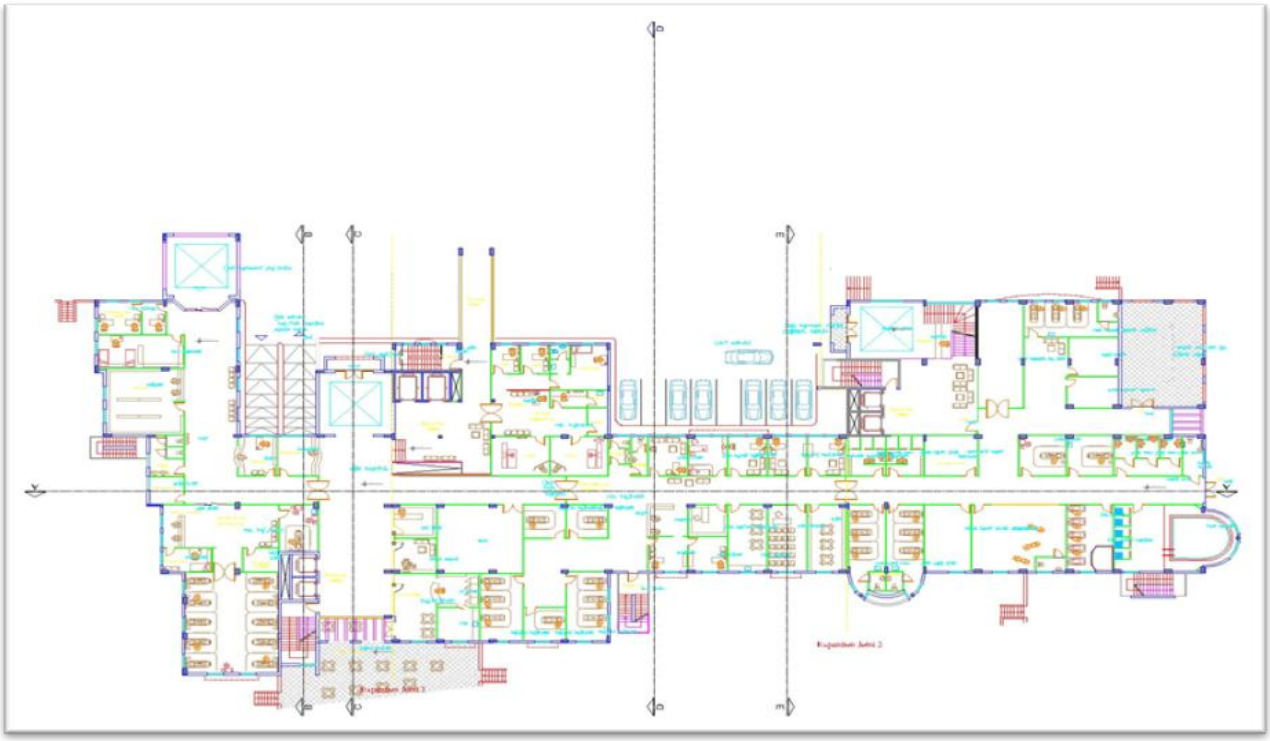


**شكل (2-3): مسقط طابق التسوية.**

## 2.4.2 الطابق الأرضي :

مساحة هذا الطابق حوالي 2840 متر مربع ويقع على نفس منسوب سطح الأرض تقريبا , ويوجد جزء منه يقع على مستوى اعلى من منسوب سطح الارض بحوالي 78 سم وبهذا يرتفع الى منسوب الصفر لكي يتم ربطه بالمبنى الاخر عن طريق جسر انشائي سيتم تصميمه داخل المشروع بمبنى قديم مستخدم من قبل كمبنى مستشفى قديم ، ويلاحظ التراجعات في هذا الطابق في القسم الشرقي الوسط للمبنى وايضا هناك جسر يربط بين المبنى الحديث والمبنى القديم للمستشفى , ويحتوي على المداخل الرئيسية من الجهة الشرقية والمداخل الفرعية من الجهة الغربية للمبنى ,حيث يوجد في القسم الغربي للطابق مدخلين فرعيين ويحتوي الجزء الشرقي على ثلاثة مداخل رئيسية اولهما للطوارئ وهو ويقع في بداية المبنى والثاني المدخل الرئيسي للمستشفى والثالث مدخل ثانوي ويستخدم عادة للوصول الى المسارح في الطابق العلوي , ويتم الوصول لداخل البناء من خلال هذه المداخل، ويتكون هذا الطابق في مجمله من أقسام مختلفة الاستخدام منها قسم الطوارئ وأقسام الاستعلامات والاستفسارات وقسم الأشعة وبعض مكاتب الأطباء وغرف المرضى وغيرها وبمساحات مختلفة وتوزيع فراغي يتناسب مع راحة المستخدمين, بالإضافة الى

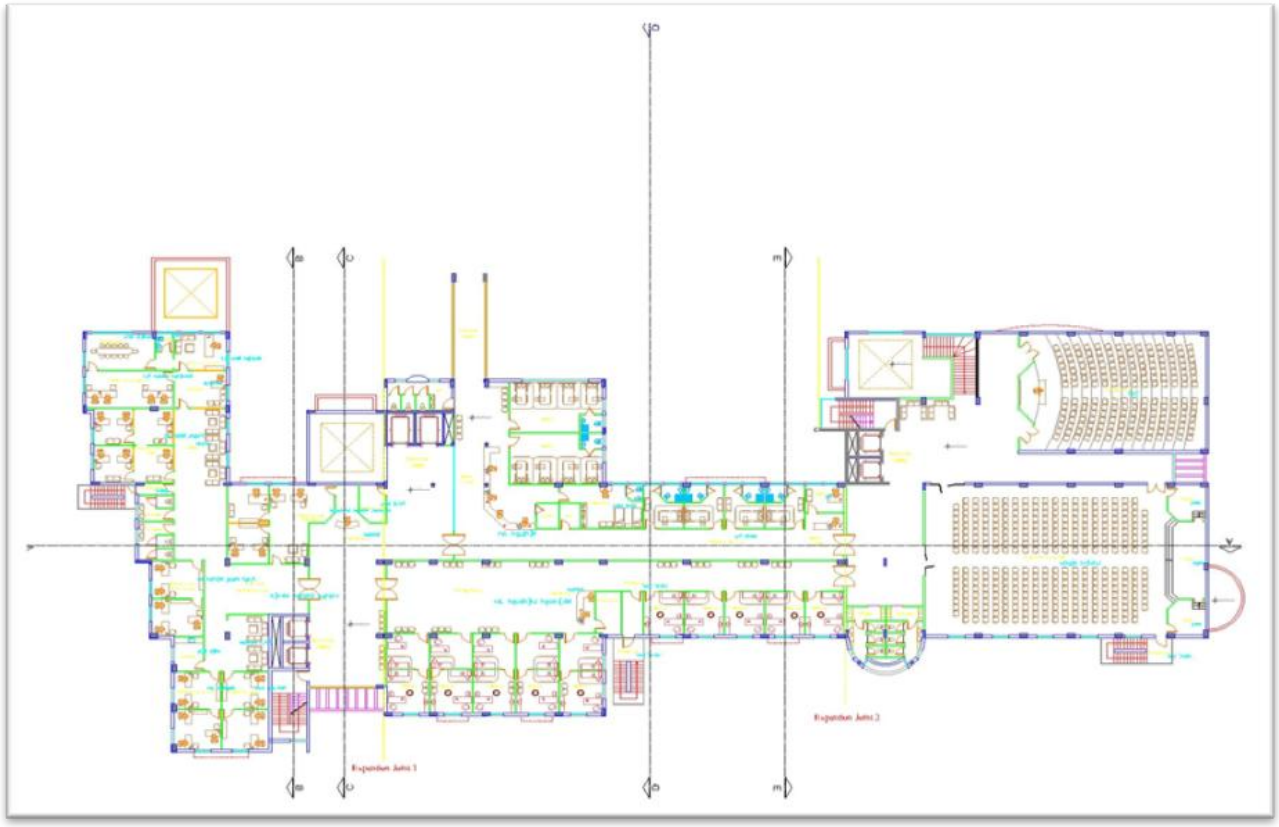
دورات المياه الموزعة في الطابق والتي تخدم كلا الجنسين ,وينتهي الدرج الشرقي في هذا الطابق , كما هو موضح في المخطط التالي:-



**شكل(2-4):مسقط الطابق الأرضي.**

## 3.4.2 الطابق الأول :

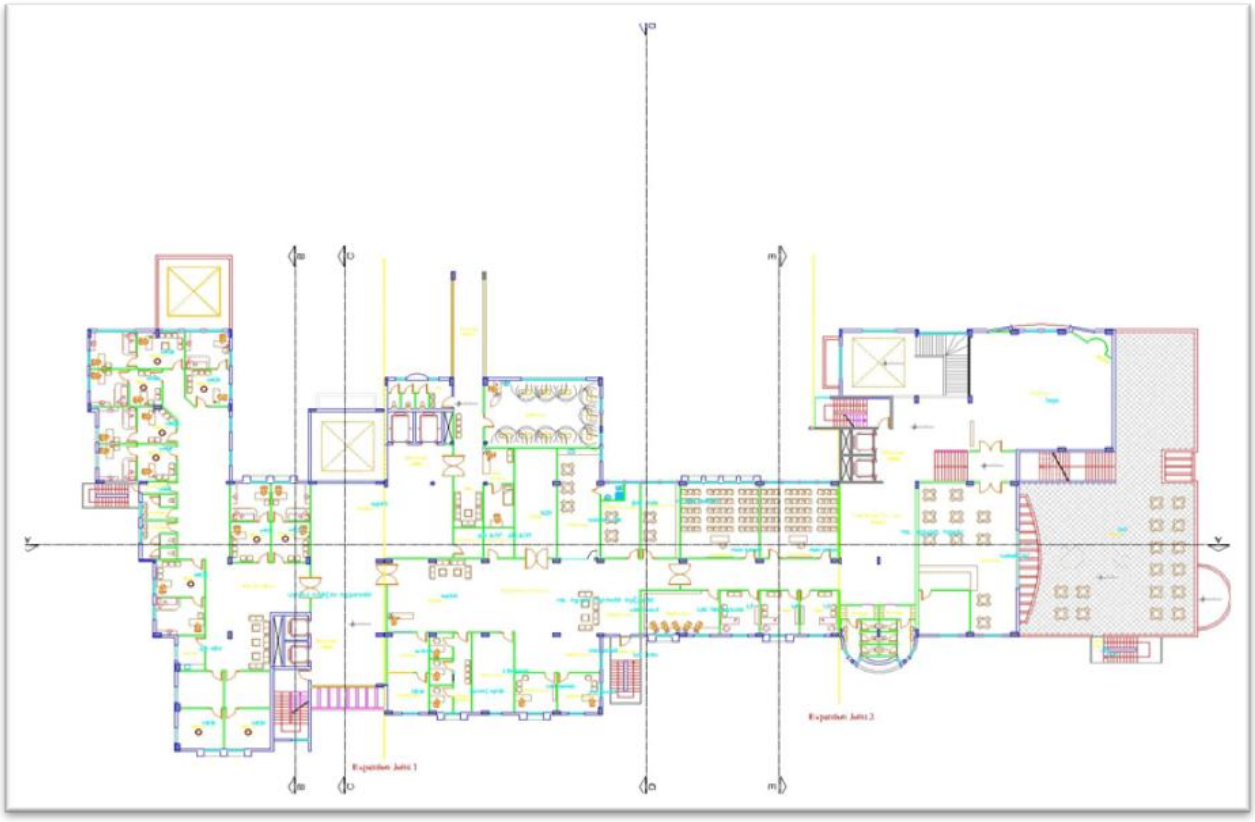
ومساحة هذا الطابق هي 2760 متر مربع , يتم الوصول الى هذا الطابق عن طريق ثلاثة ادرج مستخدمة للصعود منها اثنان يستمران الى نهاية المبنى واخر ينتهي في هذا الطابق ,اضافة الى العديد من المصاعد , وايضا يوجد عدة ادراج هروب موزعة بشكل مناسب جدا على انحاء المبنى , كما يتكون هذا الطابق من عدد كبير من عيادات الأطباء مختلفة الاستخدام بالاضافة قسم ادارة المستشفى وايضا غرف المرضى ومكاتب الاستعلامات والاستفسارات وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض المخصصة لها ,بالاضافة لوجود دورات المياه للجنسين , كما يحتوي أيضا على مسرحين كبيرين يتم فيها استقبال الوفود الطبية في المستشفى وعمل محاضرات وندوات فيها، بالاضافة الى الممرات المختلفة المستخدمة لأغراض التواصل بين المبنى, والعديد من المصاعد ,كما هو موضح في المخطط التالي:-



**شكل (2-5): مسقط الطابق الأول .**

## 4.4.2 الطابق الثاني :

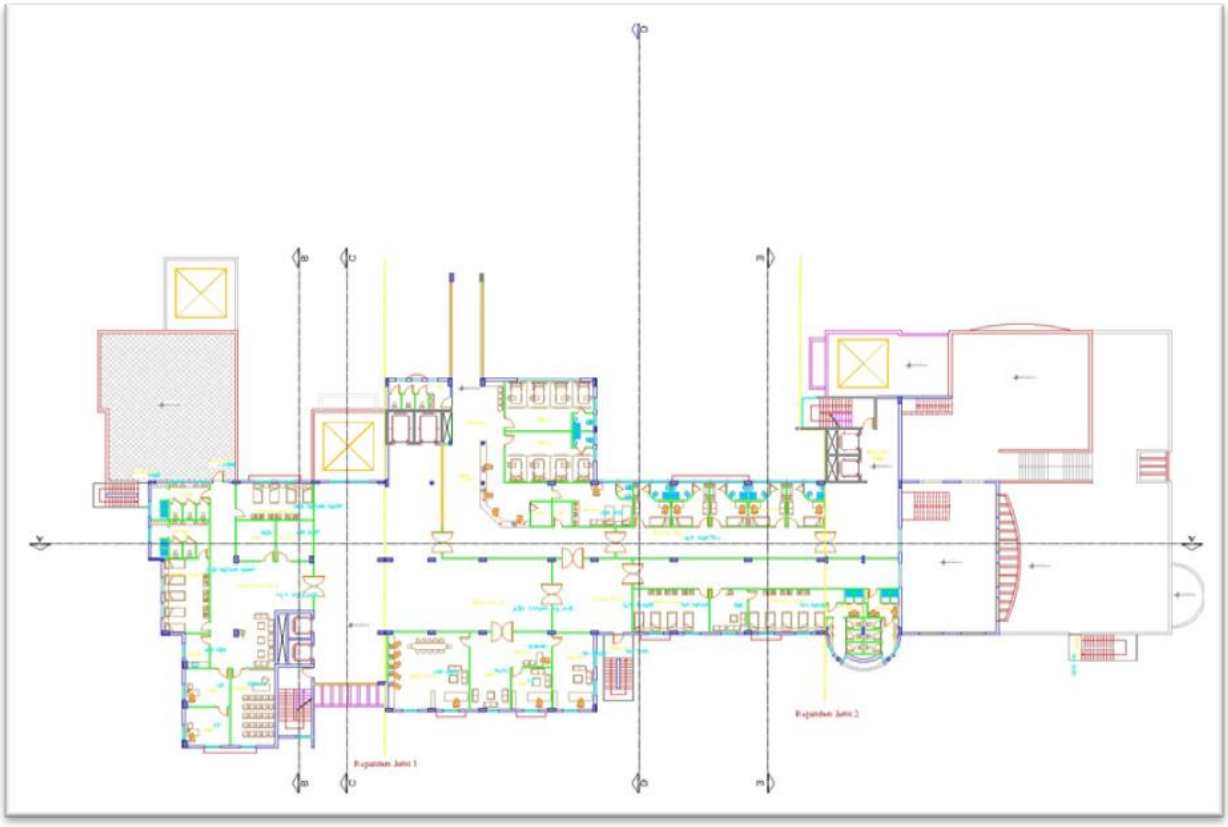
ومساحة هذا الطابق هي 2390 متر مربع ,ويحتوي على بعض التراجعات في الجزء الجنوبي للبناء والتي تستخدم كشرفات مكشوفة "Terrace"واحيانا مغطاة بجسور من الخشب , ويتكون هذا الطابق من مكاتب الأطباء ولكن بعدد أقل من الطوابق الأخرى بالاضافة الى مصلى يتم استخدامه بلا من الخروج للصلاة خارج المبنى ، بالاضافة الى مقهى لشرب المشروبات الساخنة والوجبات الخفيفة, ويلاحظ أيضا وجود غرف لاعطاء المحاضرات بين الممرضين والممرضات والأطباء والذي يدل بشكل رئيسي على الناحية التعليمية داخل المستشفى وبمساحات مختلفة ومناسبة, بالاضافة لوجود دورات المياه للجنسين , بالاضافة الى وجود درجين يصلين الى نهاية المبنى ,وايضا يوجد عدة ادراج هروب موزعة بشكل مناسب جدا على انحاء المبنى , كما ويحتوي أيضا على الممرات المستخدمة في التنقل بين أقسام المستشفى بسهولة والموجودة في جميع الطوابق, كما هو موضح في المخطط التالي:-



**شكل (2-6): مسقط الطابق الثاني .**

## 5.4.2 الطابق الثالث :

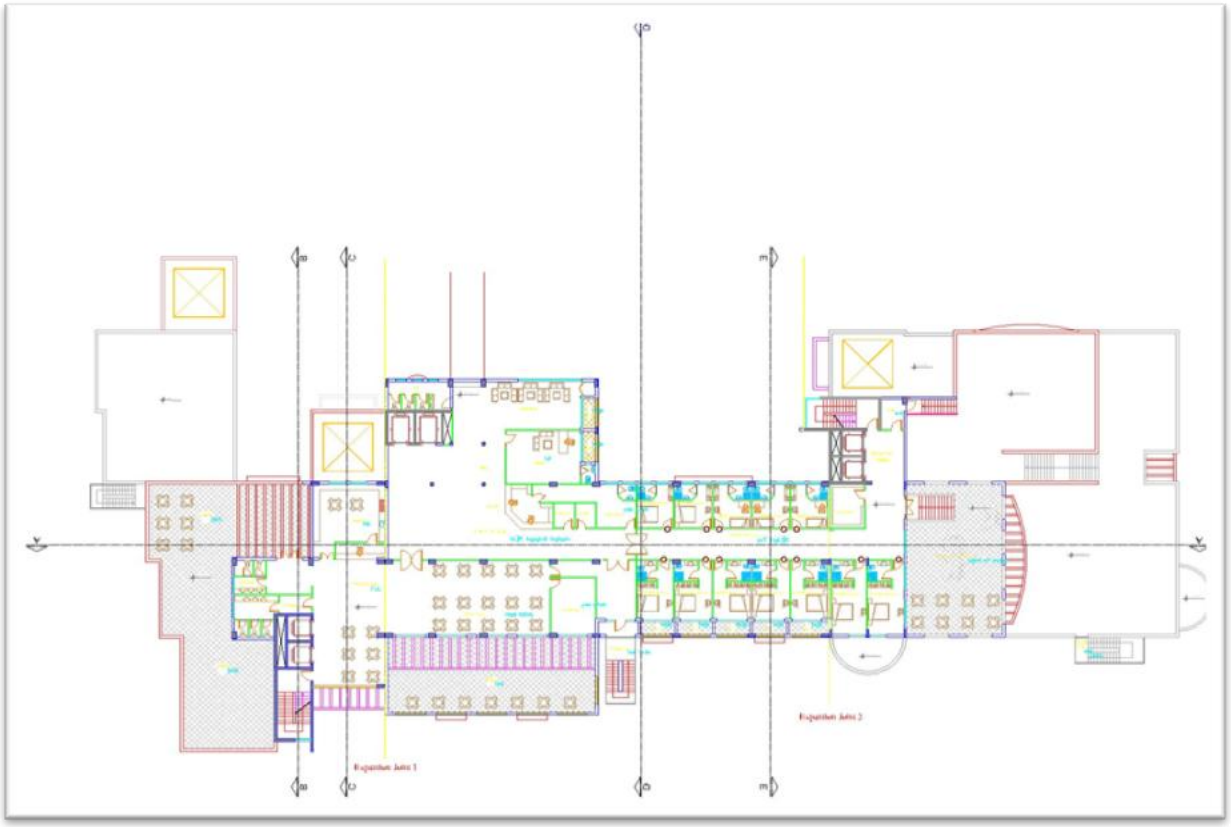
ومساحة هذا الطابق 1770 متر مربع , ويتمثل فيه كثرة التراجعات من الجهة الجنوبية والجهة الشمالية ,و مساحة الطابق اقل من الطوابق السفى بفعل التراجعات، ويتكون من عدد من المكاتب بالاضافة الى وجود غرفة تحتوي على مجموعة من الحواسيب يتم استخدامها أثناء العمل وغرف المرضى لخدمة أغراض متعددة في المبنى وعدد من دورات المياه للجنسين , بالاضافة الى وجود درجين يصلين الى نهاية المبنى ,وايضا يوجد عدة ادراج هروب موزعة بشكل مناسب جدا على انحاء المبنى , كما ويحتوي أيضا على الممرات المستخدمة في التنقل بين أقسام المستشفى بسهولة والموجودة في جميع الطوابق في المبنى , كما هو موضح في المخطط التالي:-



**شكل (2-7): مسقط الطابق الثالث .**

### 6.4.2 الطابق الرابع :

ومساحة هذا الطابق حوالي 1300 متر مربع, يغلب عليه ايضا كثرة التراجعات المعمارية والمتمثلة بالجهة الجنوبية والغربية اضافة الى الجهة الغربية , والكتل المستخدمة في المبنى في الوسط , بالاضافة الى أنه حلقة الوصل بينه وبين طابق السطح، ويحتوي هذا الطابق على خدمات متعددة مثل المطاعم والمطابخ وغرف الملابس ودورات المياه للجنسين والممرات وغرف نوم للأطباء, بالاضافة الى بيت الدرج المتصل الى طابق السطح , بالاضافة الى وجود درجين يصلين الى نهاية المبنى ,وايضا يوجد عدة ادراج هروب موزعة بشكل مناسب جدا على انحاء المبنى , كما ويحتوي أيضا على الممرات المستخدمة في التنقل بين أقسام المستشفى بسهولة والموجودة في جميع الطوابق في المبنى , كما هو موضح في المخطط التالي:-



**شكل (2-8): مسقط الطابق الرابع .**

## 5.2 وصف الواجهات :

### 1.5.2 الواجهة الشرقية :

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى, والتي تظهر المداخل الرئيسية المؤدية الى داخل المبنى بالاضافة الى المدخل الرئيسي للسيارات التي تعمل على الاتصال المباشر مع باقي مداخل المبنى, كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال الكتل الحجرية والنوافذ الزجاجية المختلفة والمتعددة, ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى المستشفى ,كما يظهر من خلال هذه الواجهة الاتصال المعماري من حيث الكتل المعمارية والتراجعات في المبنى في ثلاثة أقسام متصلة مع بعضها البعض كجزء واحد ابتداء من القسم الأوسط الذي يبقى متصلا من طابق التسوية امتدادا الى باقي طوابق المبنى على عكس القسمين الاخرين الأيمن و الأيسر الذي يتخلله التراجعات المعمارية التي تضفي الرونق الجمالي المعماري للمبنى، كما ويظهرأيضا في الواجهة مكان موقف السيارات الخارجي واختلاف المناسيب الذي يعطي انطباعا أخرا الى المبنى.

**شكل(2-9) الواجهة الشرقية**

## 2.5.2 الواجهة الغربية :

تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء , حيث يظهر فيها التوزيع المعماري أيضا على شكل ثلاثة أجزاء متصلة للمبنى , ويتخلل هذه الواجهة الجمال المعماري في تنوع الكتل الحجرية والنوافذ الزجاجية وابراز الأدراج الخارجية في المبنى التي تعمل كأدراج خارجية يتم استخدامها في حالة الطوارئ ، كما ويظهر في الواجهة جزء من طابق التسوية نتيجة اختلاف المناسيب مما يظفي رونقا جماليا معماريا للمبنى، ويلاحظ في المبنى وجود اختلاف في العقدات تمت ملاحظته في الجزء الأيسر للمبنى كما يظهر في الشكل التالي:

**شكل(2-10): الواجهة الغربية**

### 3.5.2 الواجهة الشمالية :

تتكون هذه الواجهة من كتلة معمارية واحدة تتميز باطلالتها على الشارع الرئيسي للمبنى تعطي مظهرا جماليا ومعماريا للمبنى , حيث تتميز بالتراجعات المعمارية واختلاف المناسيب بالاضافة الى البراويز الحجرية المحيطة بالشبابيك والتي تضفي الرونق الجمالي المعماري للمبنى، وتحتوي أيضا على أدراج الهروب التي يتم استخدامها في حالة الطوارئ، كما أن وجود مبنى اخر للمستشفى تم انشاؤه سابقا وقيد الاستخدام الذي تم ربطه مع الجزء الاخر عن طريق الجسور الانشائية أعطى اتصالا جماليا ومعماريا للمبنى،كما يظهر في الشكل التالي:

**شكل(2-11) : الواجهة الشمالية**

### 4.5.2 الواجهة الجنوبية :

تعتبر هذه الواجهة مماثلة في شكلها نوعا ما للواجهة الشمالية , حيث يظهر التصميم المعماري على شكل كتلة واحدة , ويظهر أيضا الجزء الاخر المستخدم الذي تم ربطه بجسور انشائية, كما أنه يغلب على هذه الواجهة تعدد النوافذ الزجاجية المختلفة أشكالها وأحجامها، والكتل الحجرية والتراجعات المعمارية التي تظفي الرونق الجمالي للمبنى،, كما في الشكل التالي:

**شكل(2-12): الواجهة الجنوبية**

## 6.2 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المستشفى ؛ فالحركة من خارج المستشفى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من مدخلين رئيسيين للقسم الشمالي ومدخلين فرعيين للقسم الجنوبي وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية وداخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

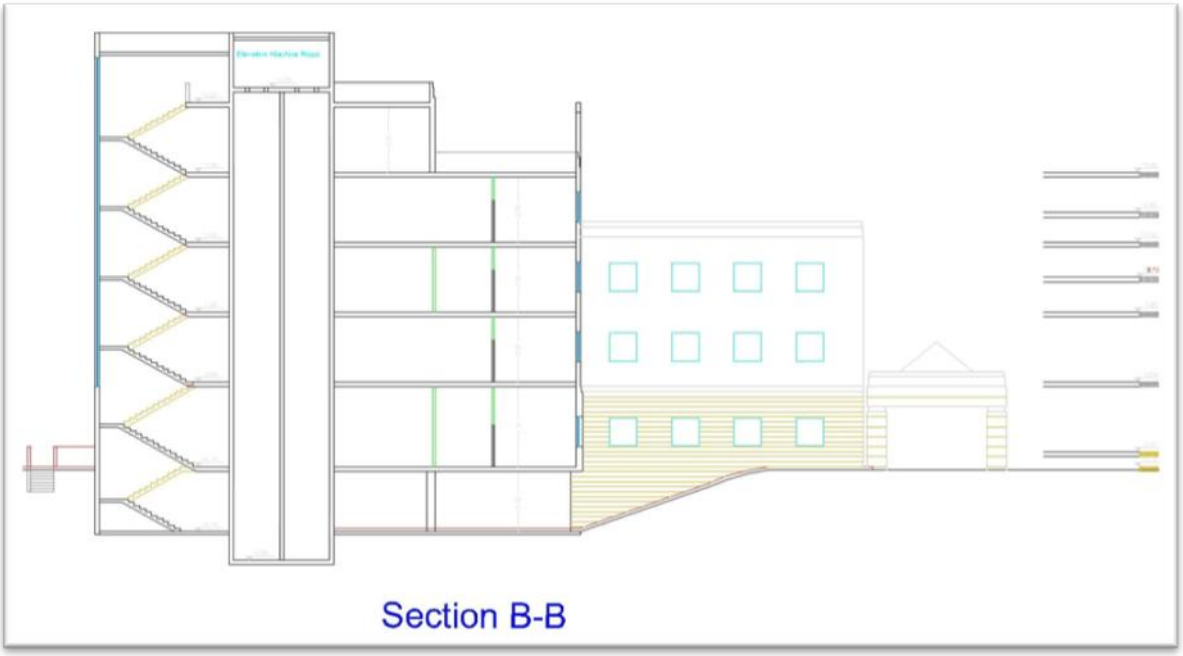
فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد لأقسام الطوارئ وقسم العمليات لمبنى المستشفى. وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .

## 7.2 وصف المداخل :

يحتوي المشروع على عدة مداخل رئيسية جميعها من الناحية الشرقية للمبنى :

يوجد مدخل للطوارئ يتميز بسرعة الوصول اليه ، ويوجد المدخل الرئيسي للمستشفى في الوسط ، وهناك مدخل ثانوي للمستشفى وعادة يستخدم للوصول الى المسارح والطوابق العليا ، ومدخل السيارات للطابق الارضي في الجهة الشرقية ايضا .




**الشكل( 2-13) قطاعات الدرج في المبنى**

3

# الفصل الثالث

# الوَصْفُ الإنْشَائِيُّ

---

3-1 مقدمة .

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي .

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية .

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

3-7 فواصل التمدد .

3-8 برامج الحاسوب.

## 3-1 مقدمة :-

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

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن, ونحافظ على التصاميم المعمارية.

## 3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:-

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

1 -الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.

2 - التكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة إقتصادية.

3 - ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .

4 -الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

## 3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. المرحلة الأولى :-

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

2. المرحلة الثانية:

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

## 3-4 الأحمال:-

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

### 3-4-1 الأحمال الميتة :-

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

| الرقم | المادة المستخدمة | الكثافة المستخدمة ($kN/m^3$) |
|---|---|---|
| 1 | المونة والقصارة | 22 |
| 2 | الرمل | 16 |
| 3 | الخرسانة | 25 |
| 4 | الطوب | 9 |
| 5 | البلاط | 23 |

**جدول ( 3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة**

### 3-4-2 الأحمال الحية:-

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

| الرقم | طبيعة الاستخدام | الحمل الحي ($kN/m^2$) |
|---|---|---|
| 1 | الأدراج | 3.0 |
| 2 | المطاعم | 5.0 |
| 3 | المكاتب | 2.5 |
| 4 | السجلات | 6.5 |
| 5 | الممرات والمداخل العرضية لحركة السيارات | 5.0 |
| 6 | قاعات التجميع والمسارح | 5.0 |
| 7 | المختبرات والمطابخ وغرف الغسيل | 3.0 |
| 8 | غرف الأشعة والعمليات والخدمات | 2.0 |

**جدول( 3- 2 ) الأحمال الحية لعناصر المبنى**

### 3-4-3 الأحمال البيئية:

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

### 3-4-3-1 أحمال الرياح

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد أحمال الرياح تم الإعتماد على سرعة الرياح القصوىالتي تتغير بتغير إرتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى .

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

| Height Above the surface(m) | 0 to 8 | >8 to 20 | >20 to 100 | >100 |
|---|---|---|---|---|
| Wind Speed (m/sec) | 28.3 | 35.8 | 42 | 45.6 |
| Wind velocity Pressure (KN/ $m^2$ ) | 0.50 | 0.80 | 1.1 | 1.30 |

**جدول ( 3 – 3 ) سرعة وضغط الرياح إعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5**

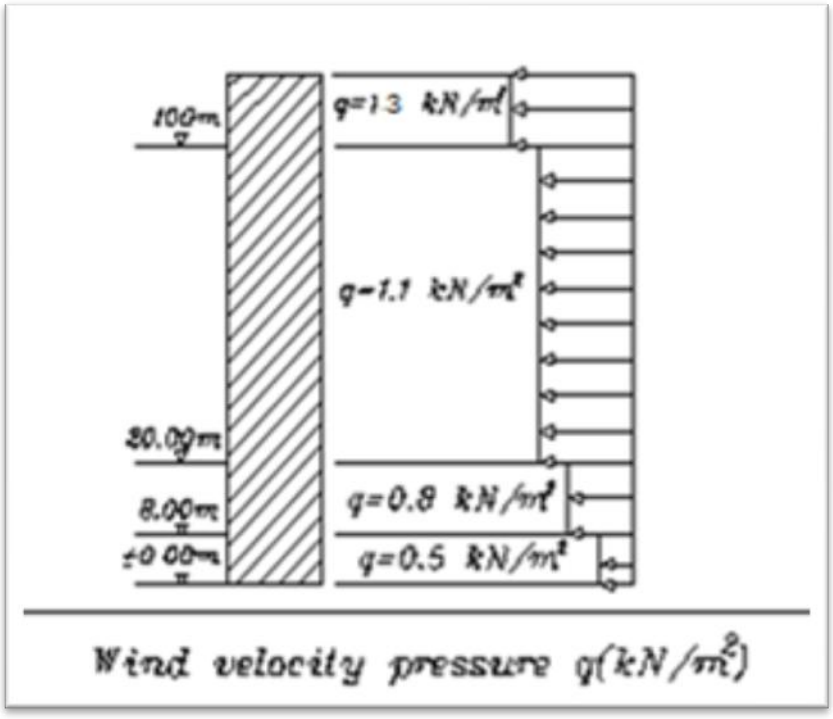
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

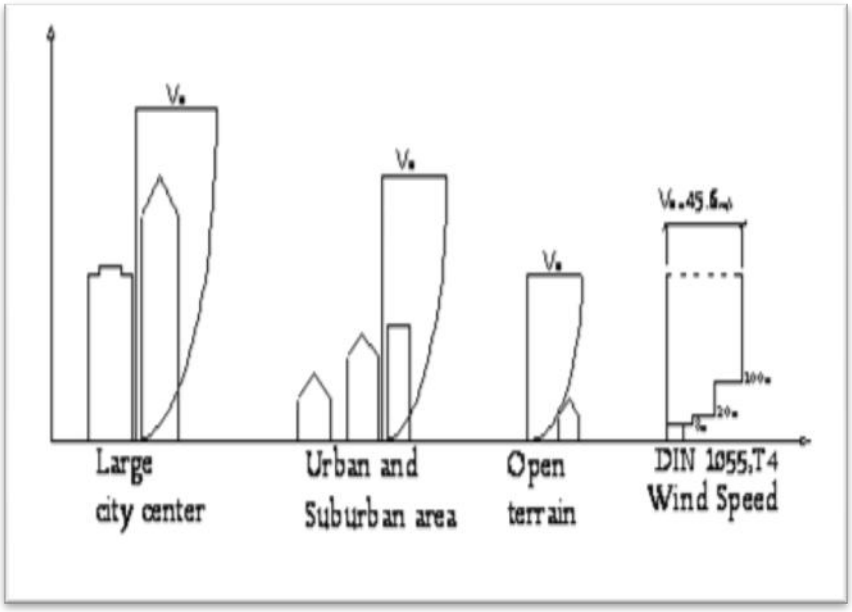
حيث أن :

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

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث إرتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .




**الشكل (3−1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .**

### 3-4-3-2 أحمال الثلوج:

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

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

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

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

إستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد إرتفاع المبنى عن سطح البحر, و الذي يساوي (910م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{910 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.275(\text{KN}/\text{m}^2)$$

### 3-4-3-3 أحمال الزلازل:

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

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

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

### 3-5 الاختبارات العملية:

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

### 3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

### 3-6-1 العقدات:

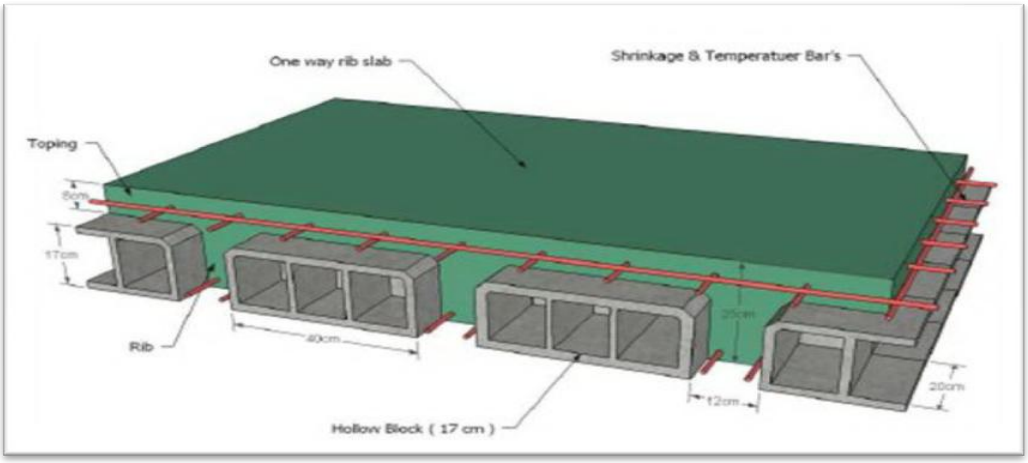
العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

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

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

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

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليهالعصب, ويكون التسليح باتجاه واحد،تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة , وتستخدم لبحور طويلة, وقد تم إستخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج , وذلك لخفة وزنها و فعاليتها كما هو مبين في الشكل (3-2)

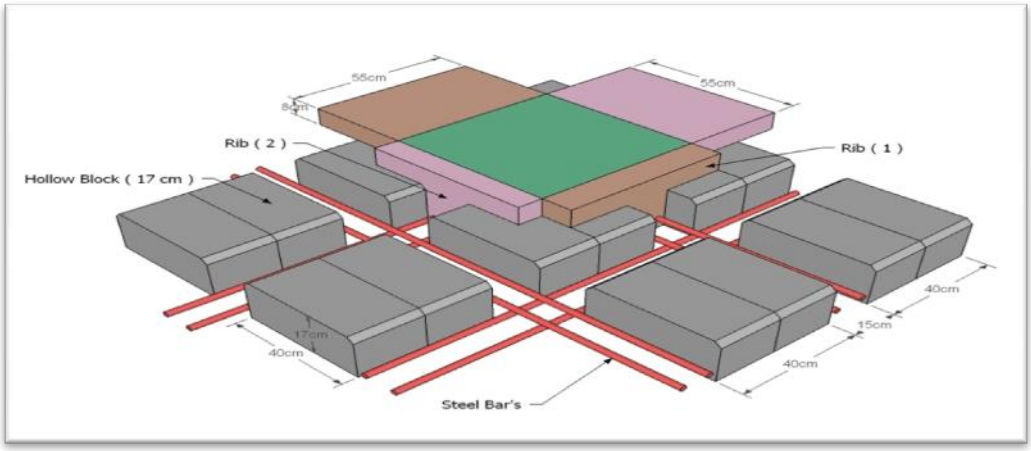



**الشكل ( 3 – 2 ) العقدات ذات العصب الواحد .**

**معظم المشروع مصمم على هذه العقدات.**

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

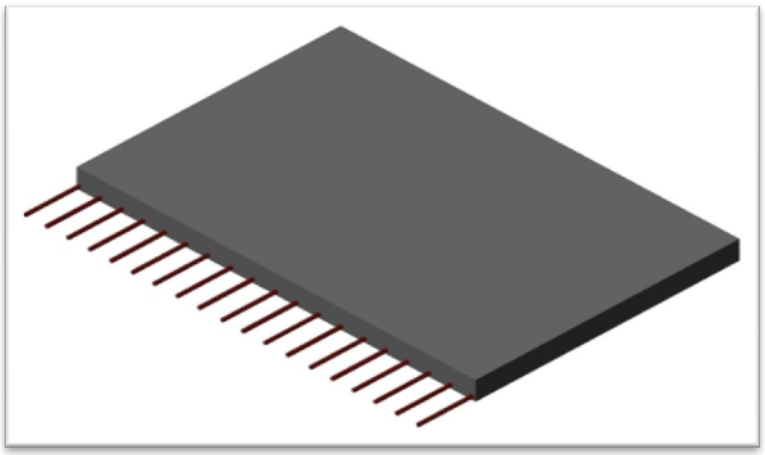
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح بإتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, وتستخدم هذه العقدات في حالة المساحات الكبيرة نسبيا , خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة وكبيرة (أكثر من 6م)ولا نستطيع وضع أعمدة لتقليل المسافات للحفاظ على الشكل المعماري ، كما يظهر في الشكل (3-3):




**الشكل ( 3 – 3 ) العقدة ذات العصب باتجاهين .**

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

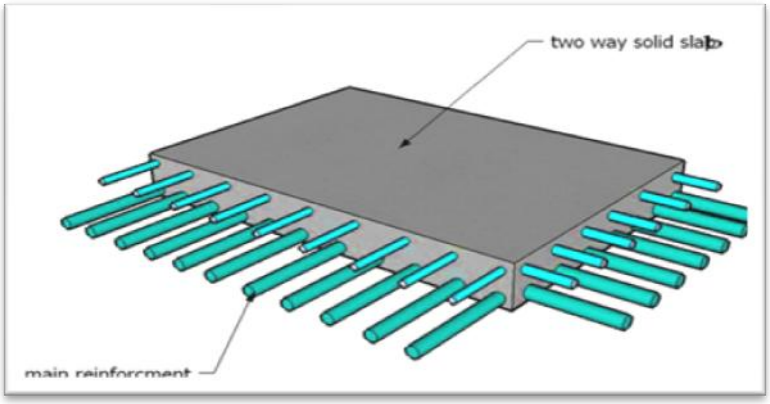
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة,وقد تم إستخدام هذه العقدات في عقدة البئر وعقدة ال"رامب"و الأدراج الداخلية مع البسطات الخاصة بهما وفي جزء من طابق التسوية الذي تقف عليه السيارات وذلك لكي تتحمل القوة الإهتزازية التي تولدها حركة السيارات على العقدةكما في الشكل (3-4):-



**الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .**

### 3 6 1 4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

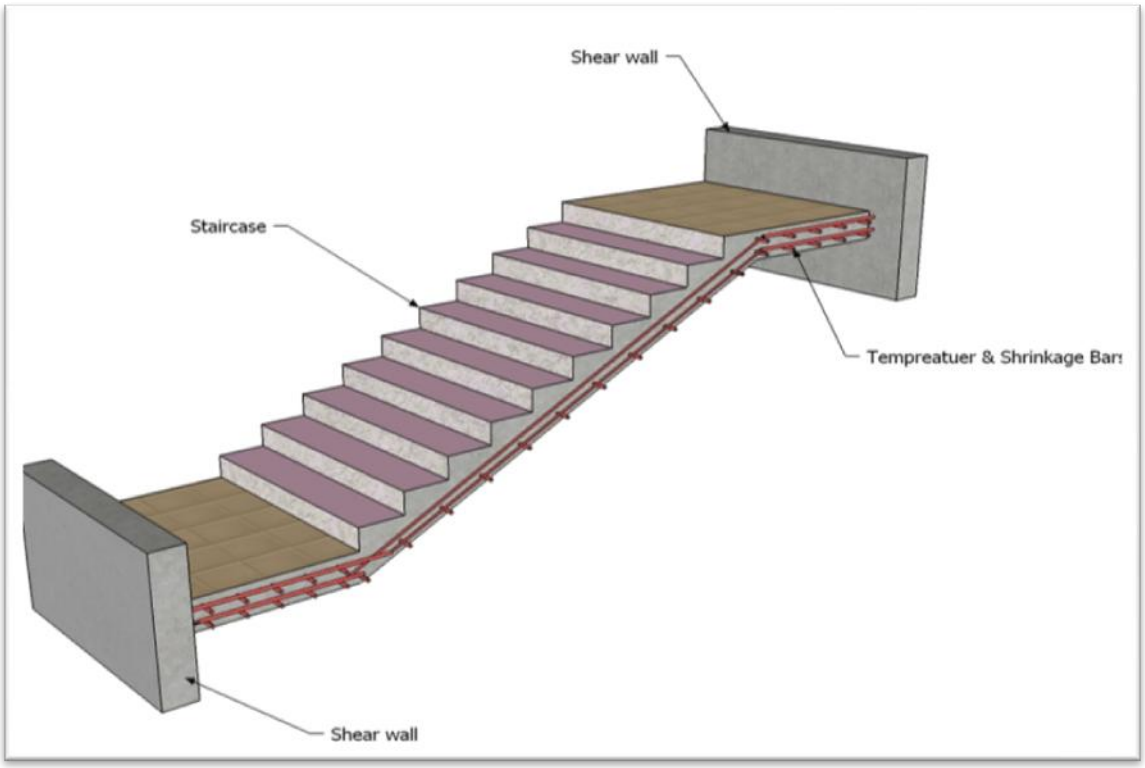
تستخدم هذه العقدات عندما تكون المسافات في الإتجاهين متساوية تقريبا وكبيرة، وتم إستخدامها في هذا المشروع في عقدة جزء من عقدة التسوية وذلك في المنطقة التي تقف عليها سيارة الإسعاف؛ وذلك لكي تتحمل القوة الإهتزازية.




**الشكل (3-5): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين .**

### 3-6-2 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للإنتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، وتعتبر العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائية كما في الشكل (3-6).




**الشكل ( 3 – 6 ) :- الدرج .**

### 3-6-3 الجسور:-

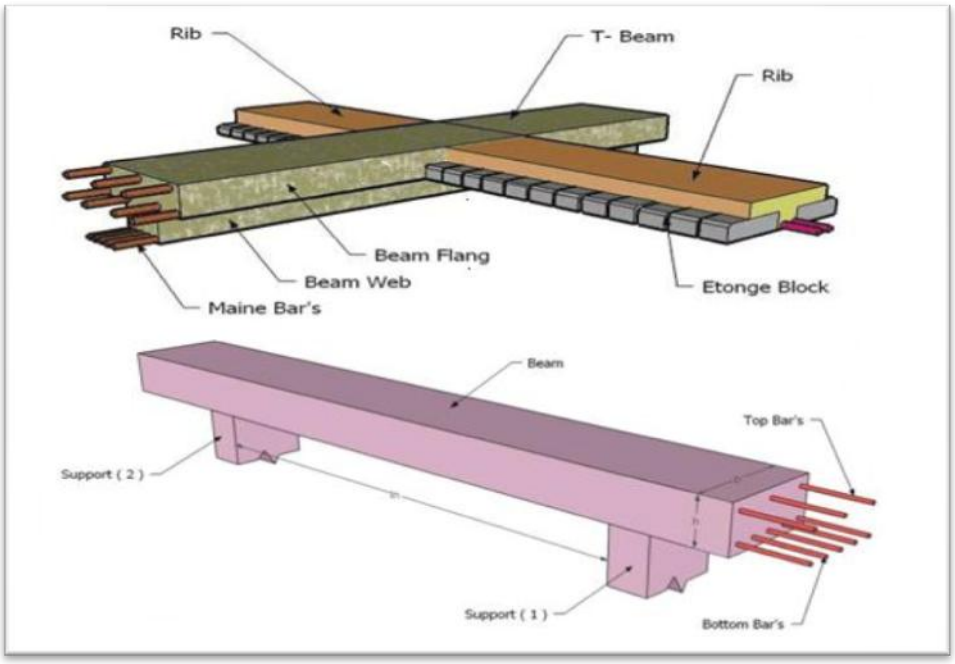
وهي عناصر إنشائية أساسية , تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات لتقوم بنقلها إلى الأعمدة, حيث تقسم إلى:

1. **الجسور المسحورة** :عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2. **الجسور الساقطة ( Dropped Beam)** : عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي ( Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T–section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) ( Limitation of Deflection ).

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




**الشكل ( 3 – 7) : – انواع الجسور المستخدمة في المشروع .**

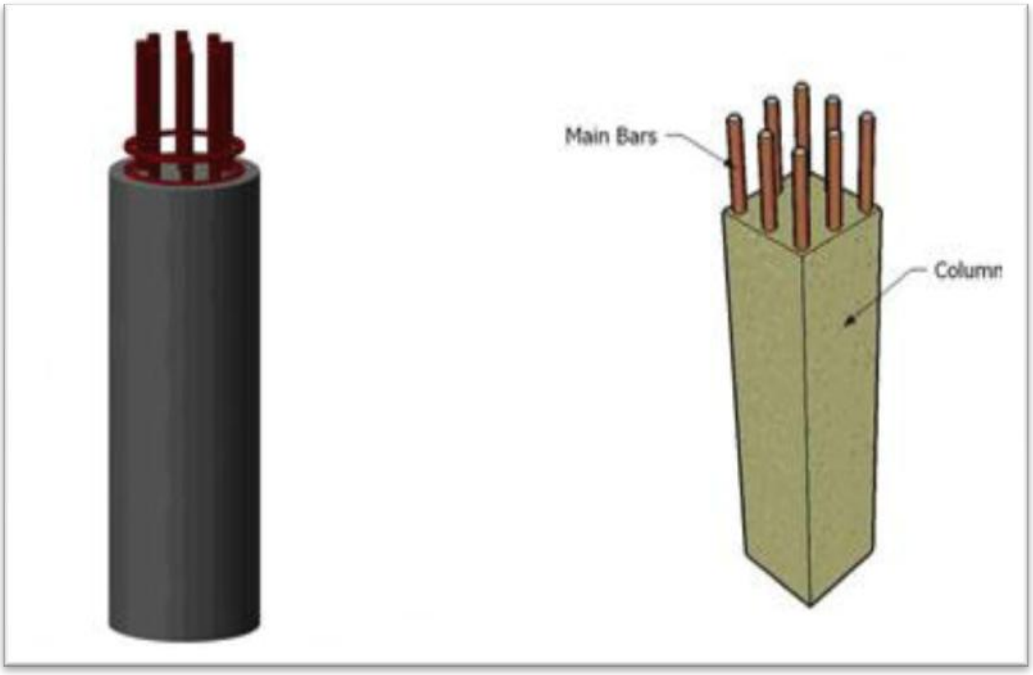
### 3-6-4 الأعمدة:

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

1 -الأعمدة القصيرة (short column).

2 - الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:منها المستطيل والدائري , والمربع ، والمشروع يحتوي على المستطيلة والدائرية والمربع كما في الشكل (3-8).




**الشكل ( 3 – 8 ) : - أنواع الأعمدة .**

### 3-6-5 الجدران:

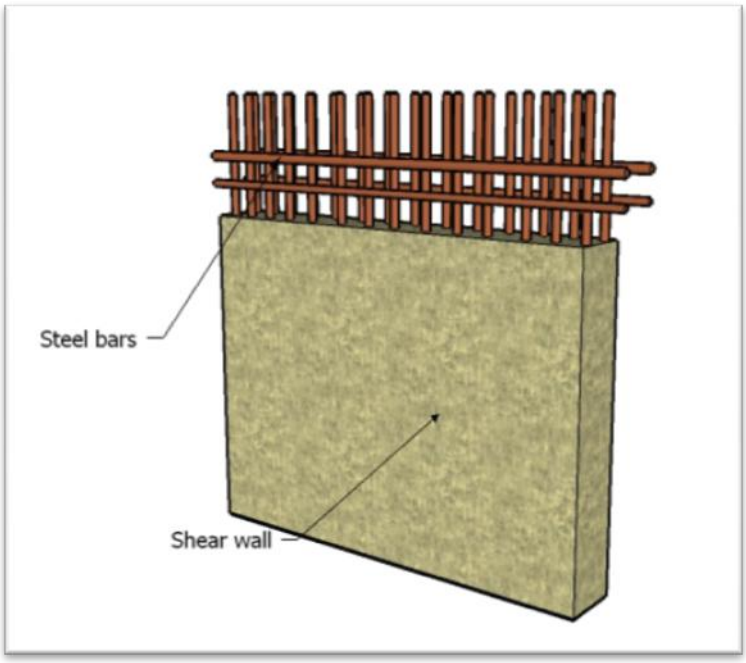
#### 3-6-5-1 جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

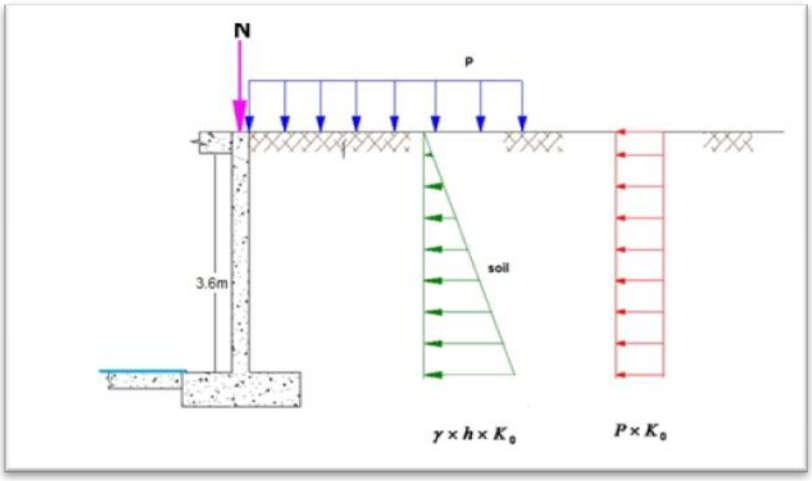
وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى وتنتهي في نهايته، والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).




**الشكل (3-9):- جدار قص .**

### 3-6-5-2 جدران التسوية:

هي عبارة عن جدران مسلحة بطبقتين من الحديد عادة وأساس مستمر في أسفلها ,ويدعم هذا الجدار في أحد جانبيه قوة أفقية مثل أحمال التربة وأعلاه يكون مدعوم من خلال العقدة مثلا , وقد تم إستخدام مثل هذا الجدار في المشروع بسبب وقوع طابق التسوية أسفل سطح الارض بحوالي أربعة امتار ,والشكل التالي يوضح نموذج لجدران التسوية.



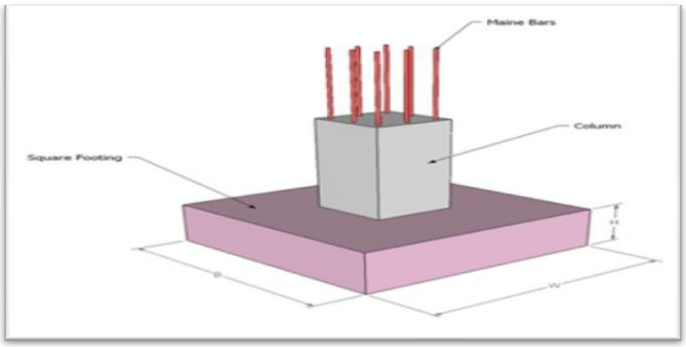

**الشكل (3-10) جدار تسوية.**

### 3-6-6 الأساسات:

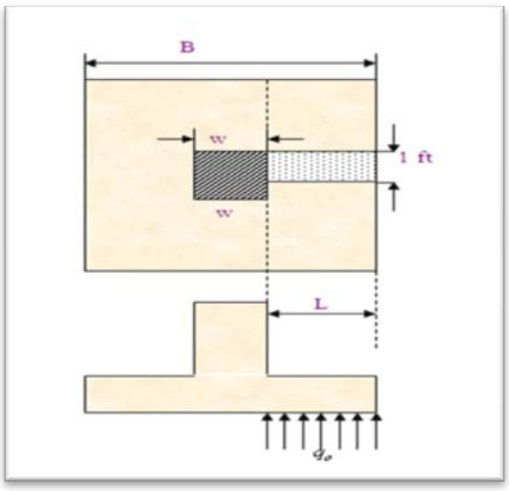
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط, وهي على عدة أنواع كما يلي:-

1 -أساسات منفصلة (Isolated footing).
2 -أساسات مزدوجة (Compound footing).
3 -أساسات شريطية.(continues footing).

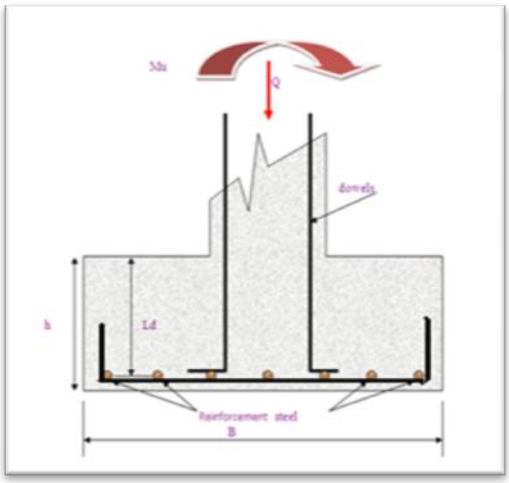
وسوف يتم إستخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.




**الشكل ( 3 – 11 ) :- أساس مفرد .**




الشكل رقم (3-12) مسقط أفقي للأساسات




الشكل رقم (3-13)مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (3 - 11)، (3- 12) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

### 3 7 فواصل التمدد (Expansions Joints)

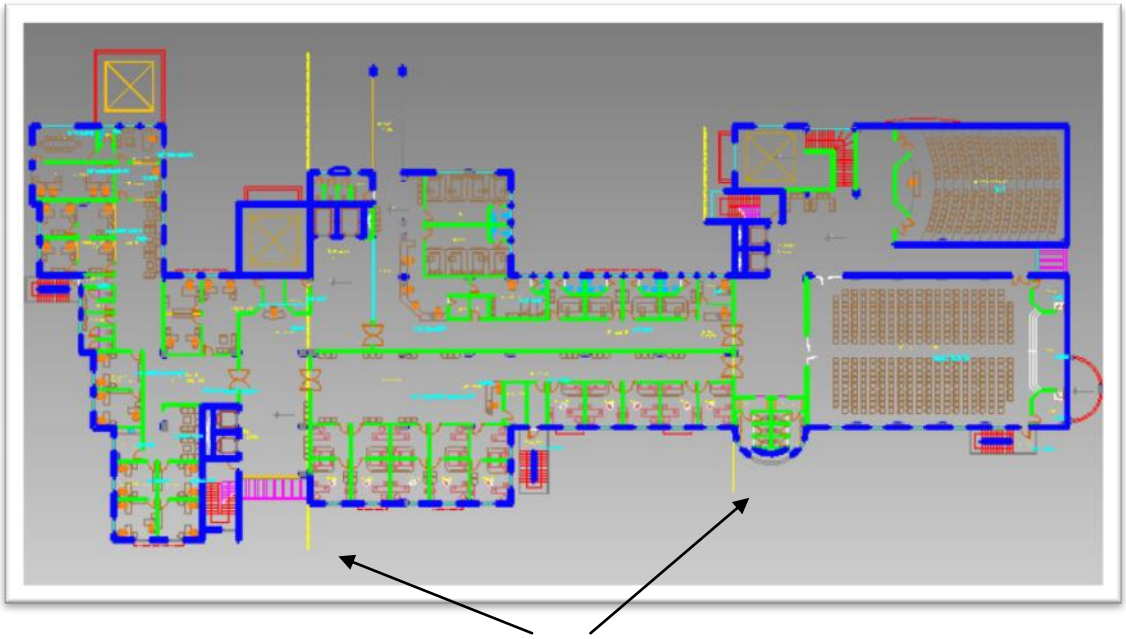
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40 ) متر , و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات . وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

1. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

❖ (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.

- ❖ (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- ❖ (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- ❖ (28m) في المناطق الجافة.

2. و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
3. و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .
4. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .



**الشكل ( 3 – 14 ) :- فواصل التمدد.**

## 3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2007) For Text Edition.
3. Atir Software for Structural Calculations.
4. Other programs e.g.sap, staad pro, etaps, safe .

4

# Chapter 4

## Structural Analysis & Design

**4-1 Introduction**

**4-2 Factored Loads**

**4-3 Slab thickness Calculation**

**4-4 Load Calculation**

**4-5 Design of Topping**

**4-6 Design of Rib (3A)**

**4-7 Design of beam (13 A)**

**4-8 Design of beam (13 A) for shear**

**4-9 One way solid slab**

**4-10 Design of Two way solid slab (S1C)**

**4-11 Design of Two way ribbed slab (R2B)**

**4-12 Design of Column (C18A)**

**4-13 Design of Stairs ( ST1A )**

**4-14 Design of footing (F 14)**

**4-15 Design of shear wall (SWC4)**

**4-16 Design of strip (SWC4)**

**4-17 Design of Basement wall**

## 4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are four types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and one way solid slab, two way solid slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI- code.

NOTE:

- *B300…. $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ( $fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$ ) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}
- Live Load (LL) = 5 KN/m²

| Live load(KN/m2) | $fc'$ | fy |
|---|---|---|
| LL = 5 KN/m2 | $fc'$ = 24 Mpa | fy = 420 Mpa |

## 4 -2 Factored Loads :-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

## 4 -3 Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

**For rib (R 3A), as shown in fig.**

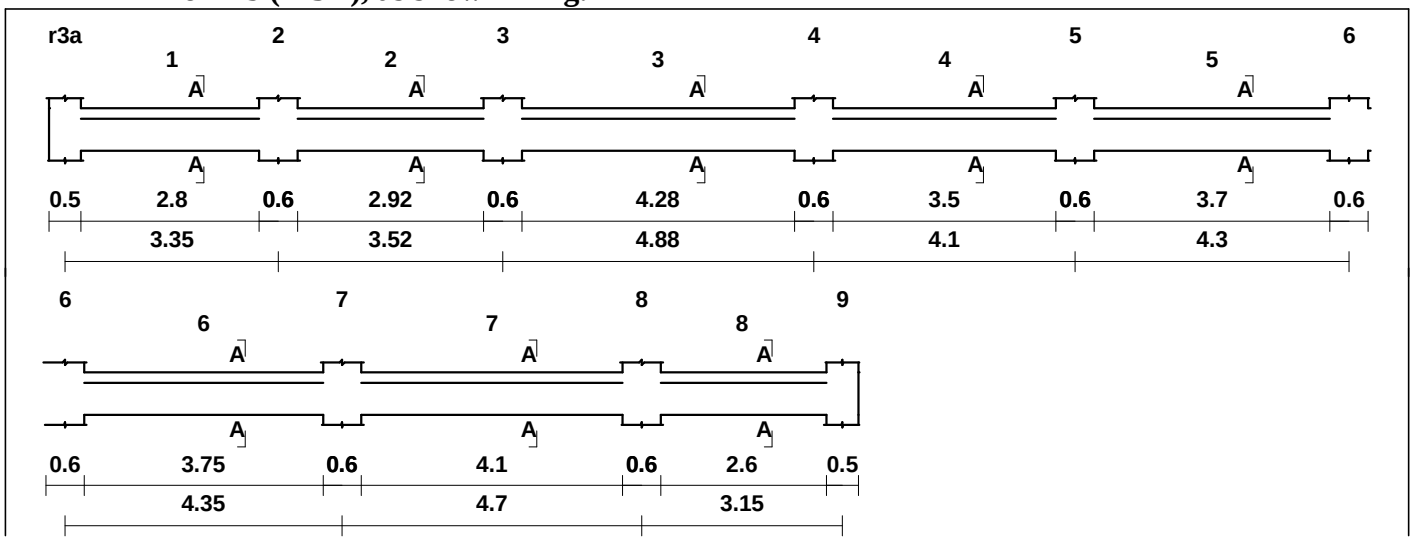



**Fig.(4-1): Spans Length of Rib (R3A).**

➔ from *ACI-318-08 table (9.5a)*

Minimum h ≥ :

- The span length for one-end continuous in the right (for rib):

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.35}{18.5} = 0.181\ m$$

- The span length for one-end continuous in the left (for rib):

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.15}{18.5} = 0.170\ m$$

- The maximum span length for both-end continuous (for rib):

$$\frac{L}{21} = \frac{4.88}{21} = 0.232\ m$$

For Rib 10 :

- The maximum span length for simply support (for rib):

$$\frac{L}{21} = \frac{4.7}{16} = 0.294\ m$$

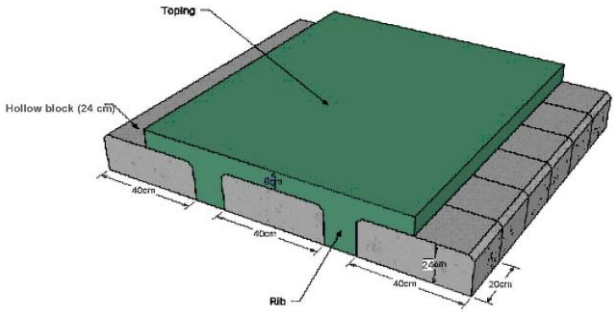
For Rib 3A,will use thickness of slab **32cm**>h min = 29.4 cm.

| Thickness of slab | Hollow block | Topping |
|---|---|---|
| h = 32 cm | 24 cm | 8 cm |

## 4 -4 Load Calculation:-

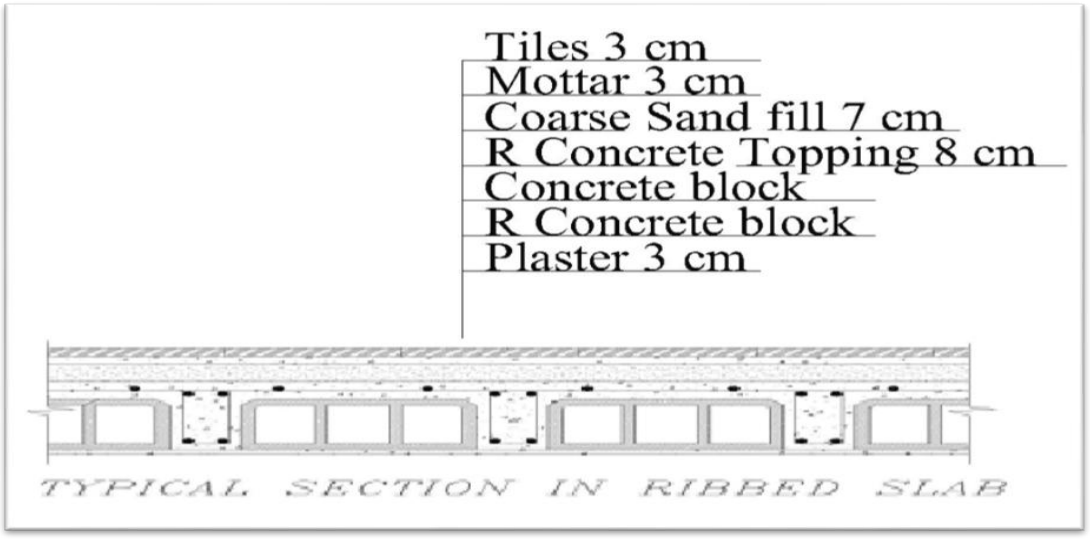
For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

**** Determination of Dead Load :**




## Topping Load Calculations

| material | gama | h | b | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| tiles | 23 | 0.03 | 1 | 0.69 |
| mortar | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| sand | 16 | 0.07 | 1 | 1.12 |
| topping | 25 | 0.08 | 1 | 2.0 |
| partitions | 1 KN/m2 | | 1 | 1.0 |
| | | | | **5.47** |
| Live Load | 5 | | 1 | **5** |




## Rib Load Calculations

| material | gama | h | b | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| tiles | 23 | 0.03 | 0.52 | 0.359 |
| mortar | 22 | 0.03 | 0.52 | 0.343 |
| sand | 16 | 0.07 | 0.52 | 0.582 |
| Block | 9 | 0.24 | 0.4 | 0.864 |
| R C Topping | 25 | 0.08 | 0.52 | 1.04 |
| R C Rib | 25 | 0.24 | 0.12 | 0.72 |
| plaster | 22 | 0.03 | 0.52 | 0.343 |
| partitions | 1 KN/m2 | | 0.52 | 0.52 |
| | | | | **4.771** |
| Live Load | 5 | | 0.52 | **2.6** |

## 4-5 Design of Topping:-

Wu = 1.2 * 5.47 + 1.6 * 5 = 14.57KN/m$^2$. (Total Factored Load)

→ $Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.57 * 0.4^2}{12}$

$= 0.194 KN.m.$

→ $Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$

$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 KN.m.$

→ $\phi * Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$

$\phi * Mn = 1.21 > Mu = 0.194 KN.m.$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

→ $\rho = 0.0018$

→ $A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$

# 0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$→ Spacing(S) = $\frac{1}{2.87}$ = 0.347m = 347 mm.

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330$mm

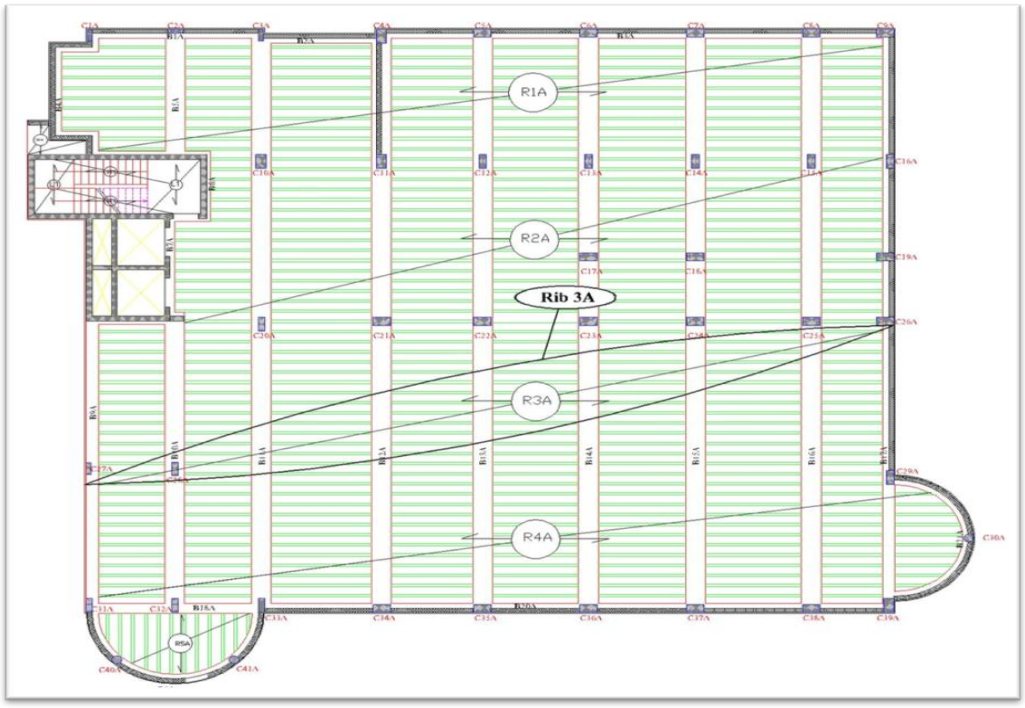
$\leq\ 380\ (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm

$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240$ mm……..controlled.

$\leq 450$ mm.

**∴Use Φ8 @ 20 cm C/C in both directions.**

## 4 -6 Design of Rib (3A):-




❖ **Materials :-**

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm$^2$ =24Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm$^2$ =420 Mpa

bw = 120mm , h = 320mm , t = hf = 80mm

❖ **Design constant :-**

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

$b_E$ =Ln/4= 2600 / 4 =650mm

$b_E$ = bw + 16 tf = 120 + 16 (80) = 1400mm

$b_E$ = c/c spacing between beams =400 + 120 = 520mm ……. control

| | |
|---|---|
| **$b_E$ For T- section is control** | **$b_E$ = 52 cm** |

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

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.13.2)

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

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

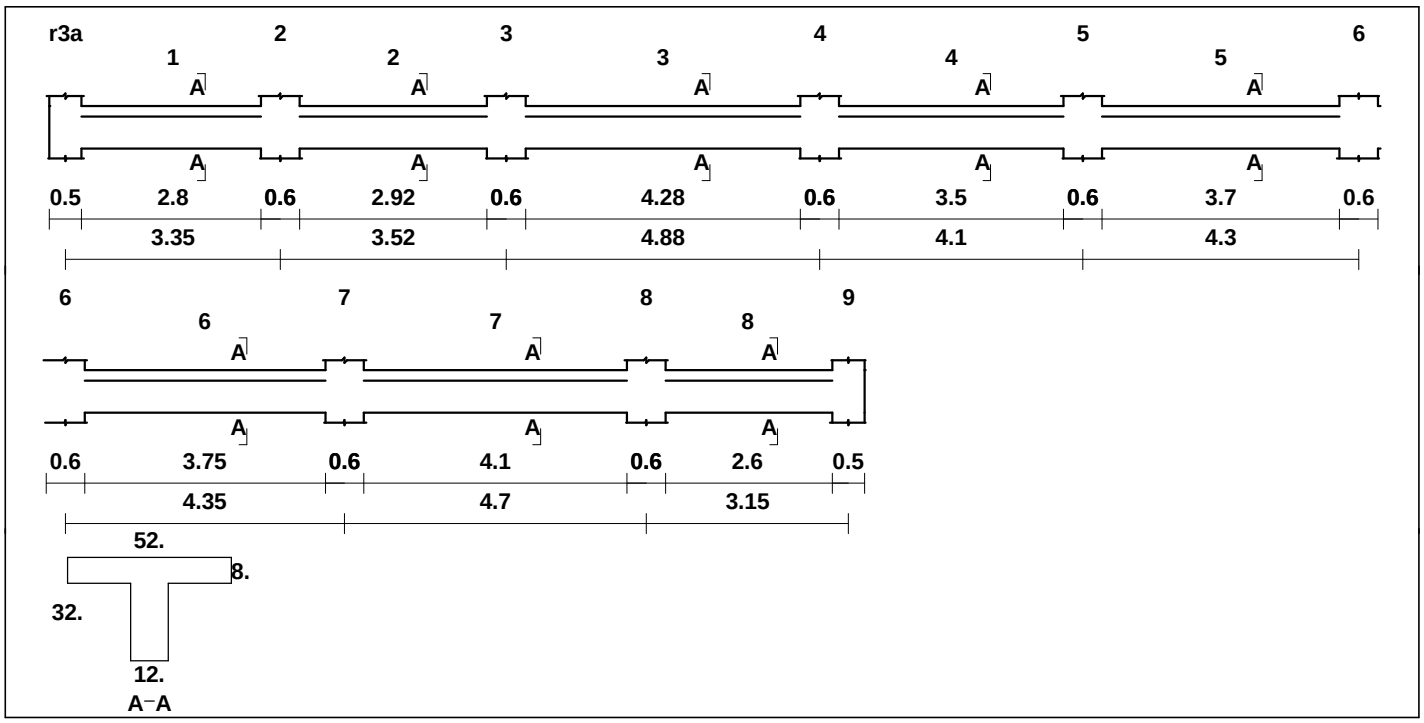
Select tf=8cm

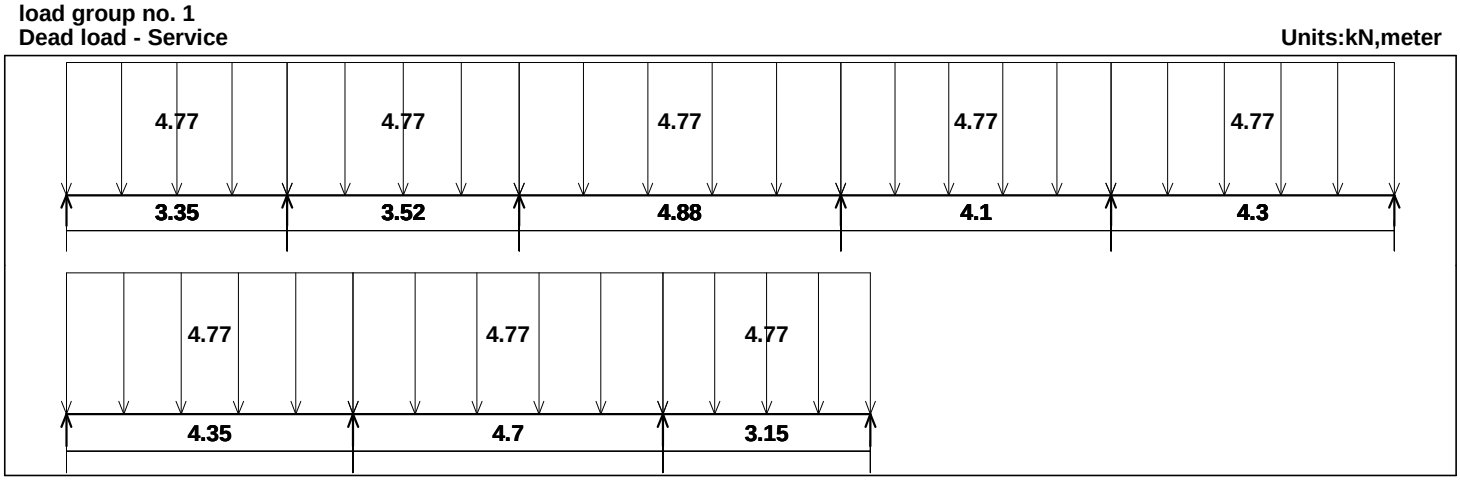
❖ **System :-**

One -way ribbed slab :-

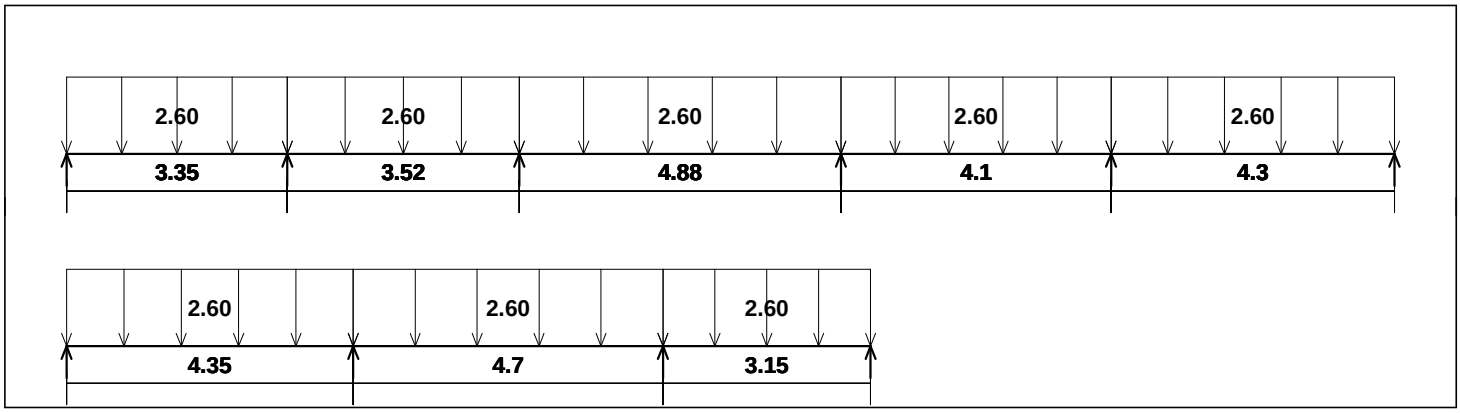
❖ **Loading :-**

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the following:-

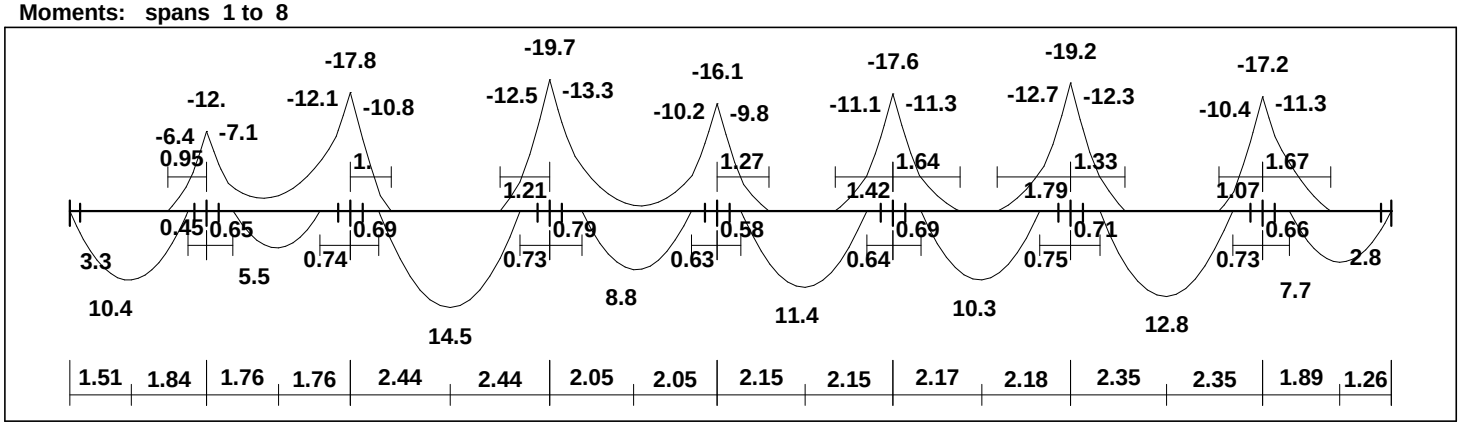


**Live load - Service** **Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00**



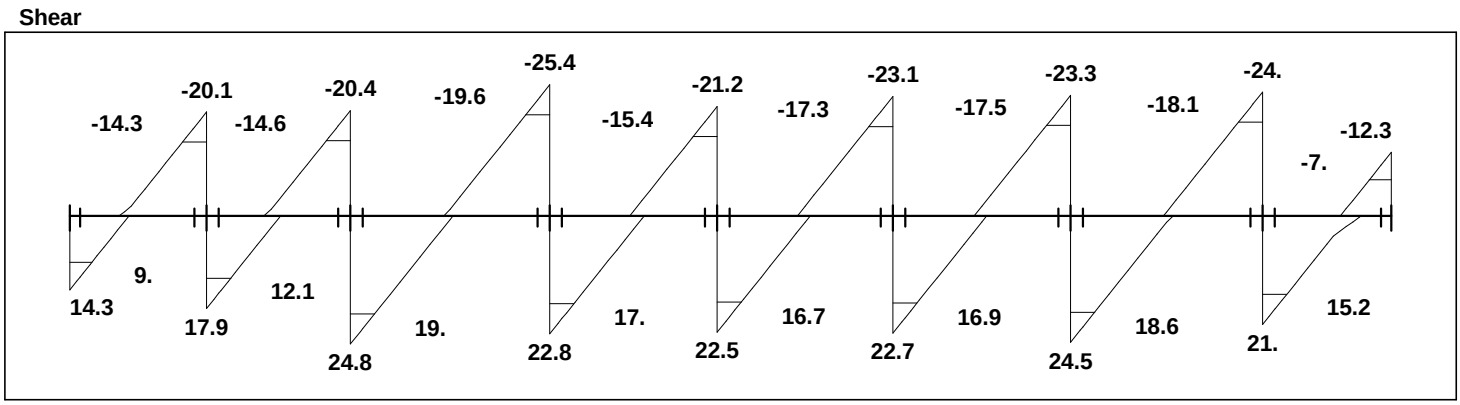

**Moments: spans 1 to 8**




**Reactions**

**Factored**

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DeadR | 7.77 | 20.55 | 24.73 | 26.57 | 23.16 | 24.71 | 26.39 | 25.21 | 6.07 |
| LiveR | 6.55 | 17.47 | 20.47 | 21.65 | 20.52 | 21.11 | 21.41 | 19.78 | 6.24 |
| MaxR | 14.32 | 38.03 | 45.2 | 48.22 | 43.68 | 45.82 | 47.8 | 45. | 12.32 |
| MinR | 6.88 | 26.12 | 30.44 | 33.72 | 29.55 | 31.79 | 34.14 | 31.5 | 4.24 |
| **Service** | | | | | | | | | |
| DeadR | 6.48 | 17.13 | 20.61 | 22.14 | 19.3 | 20.59 | 21.99 | 21.01 | 5.06 |
| LiveR | 4.09 | 10.92 | 12.8 | 13.53 | 12.83 | 13.2 | 13.38 | 12.37 | 3.9 |
| MaxR | 10.57 | 28.05 | 33.4 | 35.67 | 32.13 | 33.78 | 35.38 | 33.38 | 8.96 |
| MinR | 5.92 | 20.61 | 24.18 | 26.61 | 23.3 | 25.02 | 26.84 | 24.94 | 3.92 |




**(4-2) Rib 3A envelope**

## Flexural Design : -

### ❖ Design for positive Moment for Rib (R3A):-

Use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 14.5 KN.m .**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For $a = t_f = 8cm$ , $d_b = 12$ mm , $d_s = 10$ mm

$d = h$ – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–10 – 12/2 = 284 mm.

$\Phi.Mnf = 0.9*0.85\ f_c' * t_f * b_E *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.284-0.08/2)*10^3$

➔ **Φ.Mnf = 186.40 KN.m**

ΦMnf = 186.40 KN.m > Mu =14.5 kN.m

| tf (cm) | $d_b$ (mm) | $d_s$ (mm) | d(mm) | ΦMnf(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 12 | 10 | 284 | 186.40 |

### ➔ Rectanglular section

Design as a rectangular with $b_E = 52cm$

$As = \rho.b_E .d$

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{14.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.284)^2} = 0.384 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.384}{420}}\right) = 0.0009231$$

$A_S$ = ρ.bE .d = (0.0009231)* (520)* (284) = 136.32 $mm^2$ > $A_{S\ min}$ =113.6 $mm^2$.

| Mu(KN.m) | As(mm2) | Rn(Mpa) | m | $\rho$ |
|---|---|---|---|---|
| 14.5 | 136.32 | 0.384 | 20.59 | 0.0009231 |

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \ \ldots\ldots \text{(control)}$$

**For 2Φ10,As=157 $mm^2$ >136.32 $mm^2$ , OK**

➔ **Check for Compression steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.22mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31mm$$

β=0.85….. $f_c < 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.31}{7.31} \times 0.003 = 0.1136 > 0.005$$

$\varepsilon_s = 0.1136 > 0.005$

**Tension Controlled Section……OK**

| As provided(mm2) | Asmin(mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|---|
| 157 | 113.6 | 6.22 | 7.31 | 0.1136 |

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R3A):**

Use Mu max. negative for support ➔ **Mu= - 13.3 KN.m**

Design as a rectangular with $b$ = 12 cm

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{13.3*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.284)^2} = 1.53 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.53}{420}}\right) = 0.003791$$

As = 0.003791 (120) (284) = 129.2 $mm^2$ > $A_{S\ min}$ = 113.6 $mm^2$

| Mu(KN.m) | As(mm2) | Rn(Mpa) | m | $\rho$ |
|---|---|---|---|---|
| -13.3 | 129.2 | 1.53 | 20.59 | 0.003791 |

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \quad - \quad \text{(control)}$$

**For 2Φ12, As=262.2 $mm^2$ >129.2 $mm^2$ , OK**

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$$262.2*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 44.98mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44.98}{0.85} = 52.92mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-52.92}{52.92} \times 0.003 = 0.0131$$

$$\varepsilon_s = 0.0131 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| As provided(mm2) | Asmin(mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|---|
| 262.2 | 113.6 | 44.98 | 52.92 | 0.0131 |

❖ **Design shear for Rib (R3A):-**

Factored shear forces at d=0.284 m from support

**$Vu_{max}$ =19.6KN** (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (**Φ** Vc).

**ΦVc/2 < $V_u$ <Φ$V_c$**

$1.1\Phi Vc = 1.1*\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 1.1* 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.284*10^3 = 22.96kN$

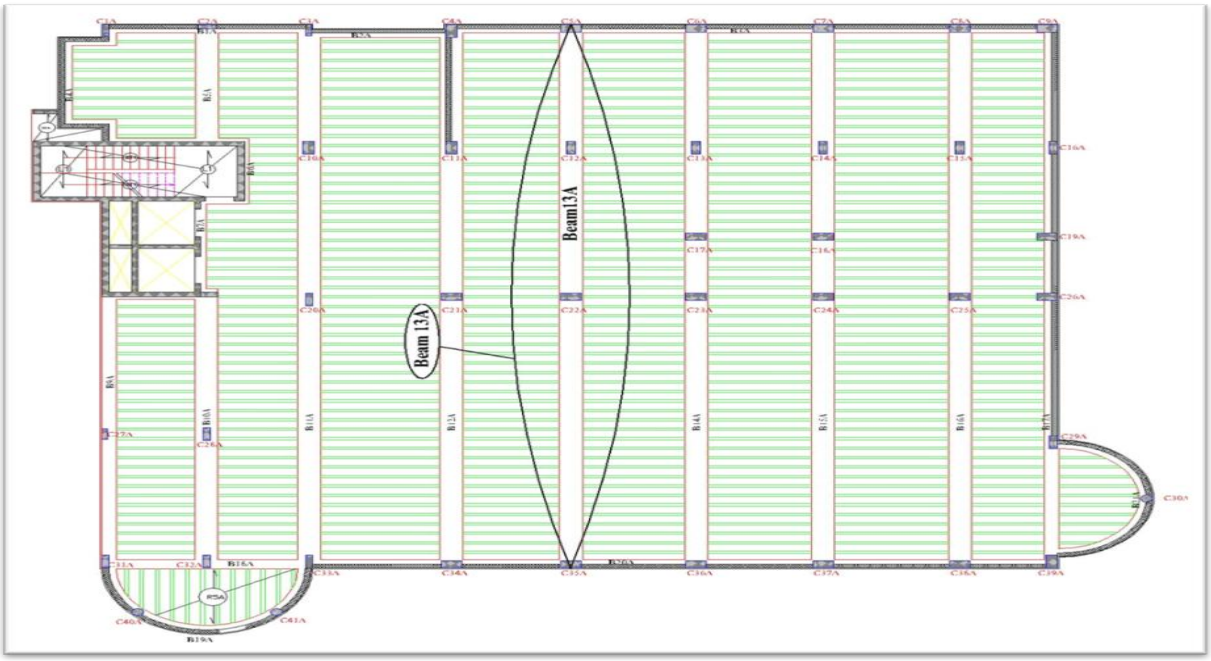
**Φ**Vc =22.96 kN > Vu = 19.6 kN

**- No shear reinforced require for all Rib 3A**

**Use 2-leg Ø8 @150mm c / c**

| Vumax (KN) | **Φ Vc (KN)** |
|---|---|
| **19.6** | **22.96** |

## 4-7 Design of Beam (B13A):-




❖ **Materials :-**

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm$^2$ =24Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm$^2$ =420 Mpa

| bw(mm) | h(mm) | hf(mm) |
|---|---|---|
| 600 | 900 | 320 |

**We used T –section to provide a flange for additional compression area**

❖ **Design constant :-**

- $b_E$ For Isolated T- section is the smallest of the following : ……ACI(8.12.4)

We will used $b_E$ **= 120cm for Isolated T-section .**

| $b_E$ **For T- section is control** | $b_E$ **= 120 cm** |
|---|---|

- Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08)* ACI(8.12.4)

- $b_E \leq$ 4* bw

Select ( $b_E$ **=120cm )** $\leq$ 4 * 60cm = 240 cm **ok**

- hf $\geq$ 0.5*bw

Select ( hf =**32cm** ) $\geq$ 0.5 * 60cm = 30 cm **ok**

## Loading :-

### ➔ load on beam

## Beam Load Calculations

| material | gama | h | b | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| R C Flange | 25 | 0.32 | (0.30 + 0.30 ) | 4.8 |
| R C Web | 25 | 0.90 | 0.60 | 13.5 |
| plaster | 22 | 0.03 | (2*0.58) | 0.77 |
| | | | | **19.1** |

**Tiles ,Mortar ,Sand ,And Live Load on 1.2m beam width are included by Rib**

**Total load (Factored)**

**$W_u$** DL=19.1*1.2=22.92 KN/m

**$W_u$** LL=1.6*0=0 KN/m

➔ **Dead and Live Reactions from Ribs on beam (B13A)- Factored:**

**Rib 1A:**

$W_{DL} = \frac{23.0}{0.52} = 44.23KN/m$ $W_{LL} = \frac{20.42}{0.52} = 39.27KN/m$

**Rib2A:**

$W_{DL} = \frac{23.36}{0.52} = 44.92KN/m$ $W_{LL} = \frac{20.73}{0.52} = 39.87KN/m$

**Rib3A:**

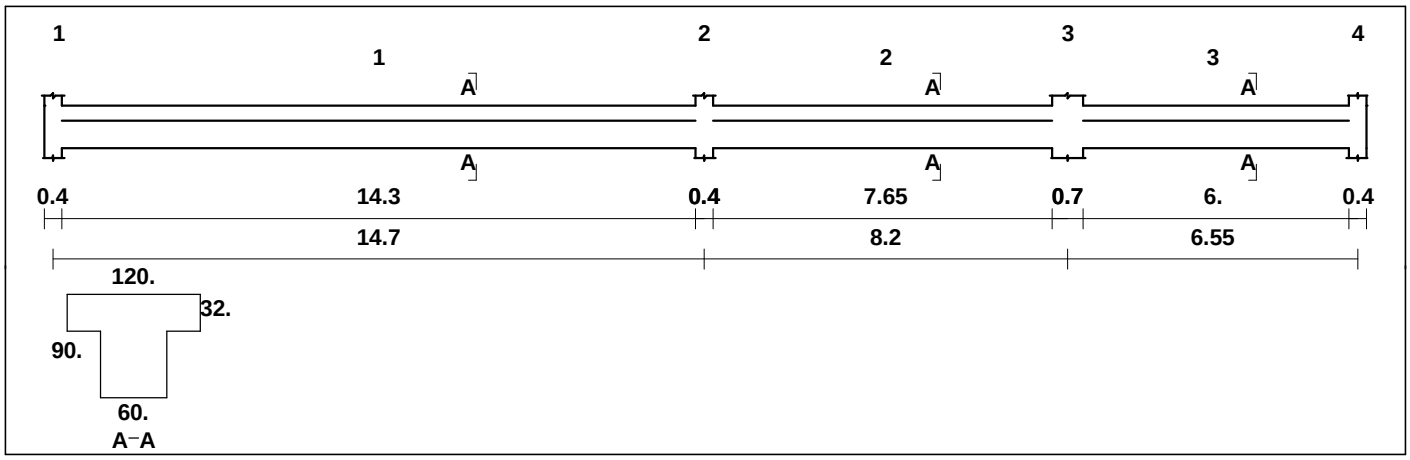
$W_{DL} = \frac{23.16}{0.52} = 44.54KN/m$ $W_{LL} = \frac{20.52}{0.52} = 39.46KN/m$

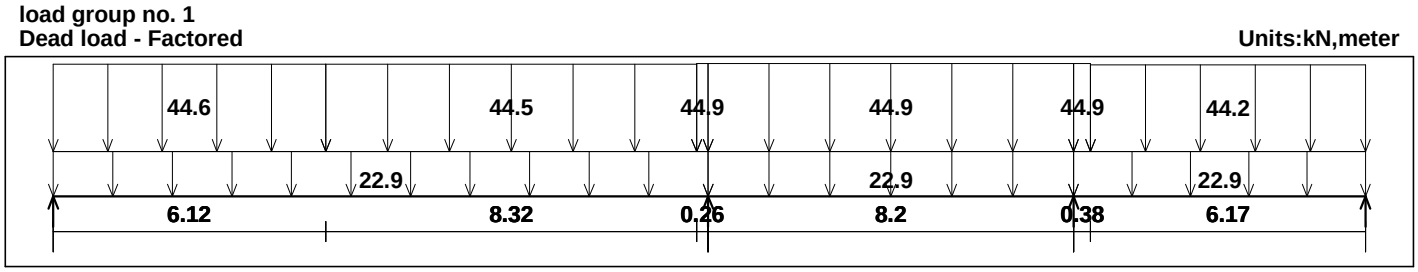
**Rib4A:**

$W_{DL} = \frac{23.19}{0.52} = 44.6KN/m$ $W_{LL} = \frac{20.53}{0.52} = 39.48KN/m$

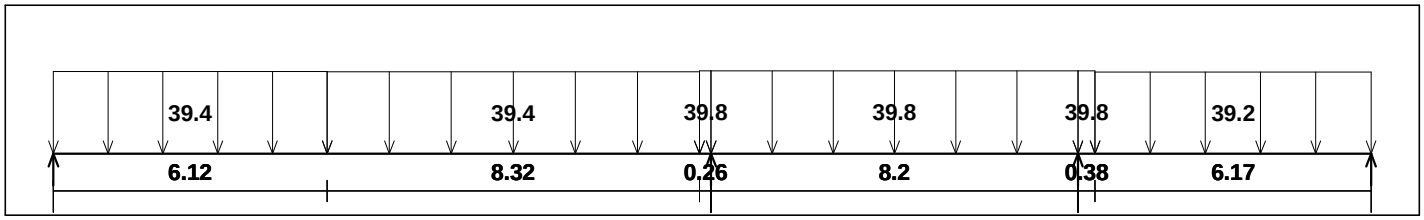
| Load | Rib1A | Rib1A | Rib3A | Rib4A |
|---|---|---|---|---|
| $W_{DL}$ | 44.23 | 44.92 | 44.54 | 44.6 |
| $W_{LL}$ | 39.27 | 39.87 | 39.46 | 39.48 |

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:-

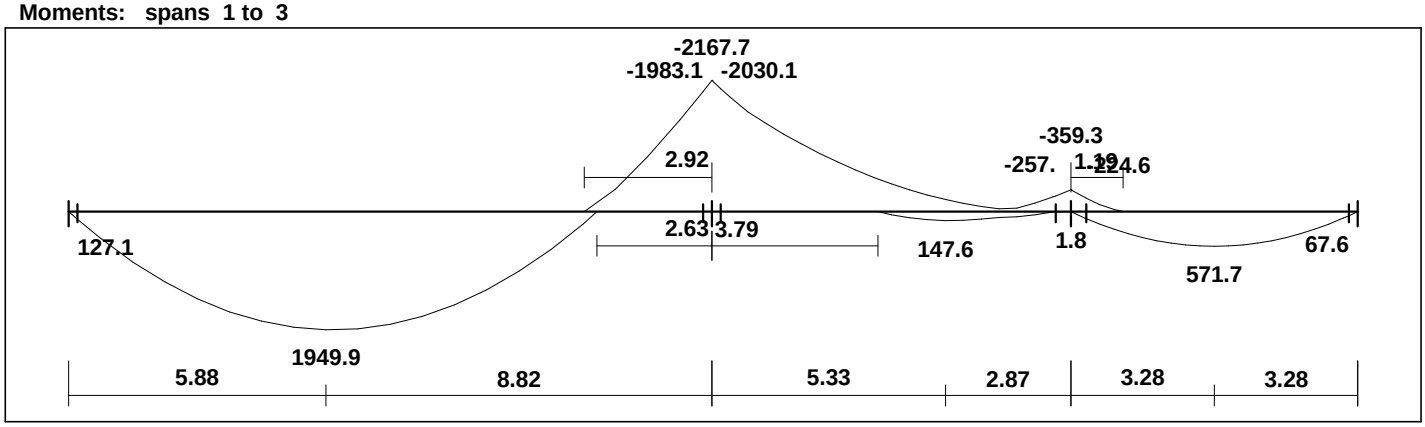


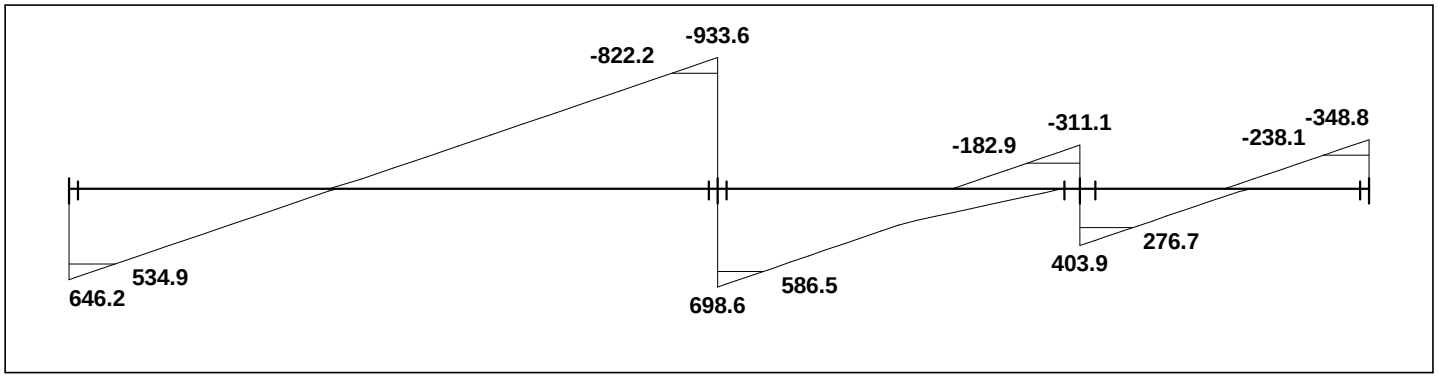
Live load - Factored




Moments: spans 1 to 3




Shear




Reactions
Factored

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| DeadR | 403.86 | 1019.64 | 360.35 | 204.67 |
| LiveR | 242.34 | 612.55 | 354.56 | 144.15 |
| MaxR | 646.19 | 1632.19 | 714.91 | 348.82 |
| MinR | 397.65 | 1165.44 | 375.56 | 180.1 |

## (4-3) Beam 13A envelope

## Flexural Design of beam :

### 1- Design of Negative Moment for Beam:

**Mu = -2030.1** KN .m

$dt = h - cover - ds - \frac{db}{2} = 837.5$ mm  $d` = cover + ds + \frac{db}{2}$

$dt = 900 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 837.5$ mm  $d` = 40 + 10 + \frac{25}{2} = 62.5$ mm

| Be | Bw | Tf | dt | d' |
|---|---|---|---|---|
| 1200 mm | 600 mm | 320 mm | 837.5 mm | 62.5 mm |

- **Check for doubly reinforcement :**

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$ :

$$C_{max} = \frac{3}{7} dt$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 837.5$$

$$c = 358.9mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 358.9 = 305.1mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004-0.002) = 0.82$

$Mn,max = 0.85\ f_c` * b * a_{max} * (d - (a_{max}/2))$

$= 0.85\ (24)\ (600)\ (305.1)\{(837.5-(305.1/2)\} * 10^{-6}$

$= 2557.9$ KN.m

➔ $\Phi Mnc = 0.82 * 2557.9 = 2097.5$KN.m $> Mu = 2030.1$ KN.m

**Design as Singly Reinforcement**

| C(mm) | a(mm) | Φ | Mu(KN.m) | ΦMnc(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 358.9 | 305.1 | 0.82 | -2030.1 | 2097.5 |

➔ The section will be design as singly :

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

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

$$Rn = \frac{2030.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.8375)^2} = 5.36\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(5.36)}{420}}\right) = 0.015113$$

$As = \rho * b * d = 0.015113 * 600 * 837.5 = 7594.3\ mm^2$

| Mu(KN.m) | As(mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ |
|---|---|---|---|---|
| 2030.1 | 7594.3 | 20.59 | 5.36 | 0.015113 |

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(837.5) = 1466mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(837.5) = 1675mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_s > A_{s\,min}$**

**$\Rightarrow$ Select 16Φ25 As=7854 $mm^2$>7594.3 $mm^2$ .OK**

$$\text{Spacing} = \frac{1200 - 2*40 - 2*10 - 16*25}{15} = 46.7 > db = 25mm > 25mm \ldots..OK$$

➔ **Check for strain**

$As * fy = 0.85 * f_c * b * a$

$$7854 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 269.5mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{269.5}{0.85} = 317.06mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{837.5 - 317.06}{317.06} \times 0.003 = 0.005$$

$$\varepsilon_s = 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| As provided (mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ | $A_{s\,min}$ (mm2) |
|---|---|---|---|---|
| 7854 | 269.5 | 317.06 | 0.005 | 1675 |

**2- Design of Negative Moment for Beam:**

**Mu = -257** KN .m

dt = h – cover – ds – $\frac{db}{2}$ = 837.5 mm  d` = cover + ds + $\frac{db}{2}$

dt = 900 – 40 – 10 – $\frac{25}{2}$ = 837.5 mm  d` = 40 + 10 + $\frac{25}{2}$ = 62.5 mm

| Be | Bw | Tf | dt | d' |
|---|---|---|---|---|
| 1200 mm | 600 mm | 320 mm | 837.5 mm | 62.5 mm |

- **Check for doubly reinforcement :**

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s$ = 0.004 :

$$C_{max} = \frac{3}{7} dt$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 837.5$$

$$c = 358.9mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 358.9 = 305.1mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.82

Mnc = 0.85 $f_c$` * b * $a_{max}$ *(d- ($a_{max}$ /2))

= 0.85 (24) (0.6) (0.3051){(0.8375-(0.3051/2)}*$10^3$

= 2557.9 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*2557.9 =2097.5KN.m >Mu=257 KN.m

| C (mm) | a (mm) | Φ | Mu(KN.m) | ΦMnc(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 358.9 | 305.1 | 0.82 | -257 | 2097.5 |

➔ The section must be design as singly:

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

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

Rn = $\frac{257 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.8375)^2}$ = 0.68 N/mm$^2$ (Mpa)

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.68)}{420}}\right) = 0.001647$$

As = ρ * b * d = 0.001647 * 600 * 837.5= 827.6 mm²

| As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ | Asmin (mm2) |
|---|---|---|---|---|
| 827.6 | 20.59 | 0.68 | 0.001647 | 1675 |

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(837.5) = 1465.3mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(837.5) = 1675mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_s < A_{s\,min}$**

**Select 6Φ20 As=1885.2 mm² >1675 mm² .OK**

➔ **Check for strain**

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$$1885.2 * 420 = 0.85 * 24 * 1200 * a$$

$$a = 32.34mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.1mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{837.5 - 38.1}{38.1} \times 0.003 = 0.06294$$

$$\varepsilon_s = 0.06294 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| Asreq (mm2) | m | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|---|
| 1885 | 20.59 | 32.34 | 38.1 | 0.06294 |

**1- Design of Positive Moment for Beam:**

**Mu = 1949.9KN .m**

$M_{nf}$ =0.85fc'*$b_e$*$h_f$(d-($h_f$/2))

=0.85*24*1200*320(837.5-(320/2))* $10^{-6}$ =5307.3 KN.m

Mn=1949.9/0.9=2166.56 KN.m < $M_{nf}$ = 5307.3 KN.m

➔ The section must be design as rectangular section:

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

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

$$Rn = \frac{1949.9 * 10^{-3} / 0.9}{1.2 * (0.8375)^2} = 2.57 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.57)}{420}}\right) = 0.006562$$

$$As = \rho * b * d = 0.006562 * 1200 * 837.5 = 6595.2 \text{ mm}^2$$

| Mu(KN.m) | As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ |
|---|---|---|---|---|
| 1949.9 | 6595.2 | 20.59 | 2.57 | 0.006562 |

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(837.5) = 1466 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(837.5) = 1675 mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_s > A_{s\,min}$**

⇒ **Select 14Φ25 As=6872.6 mm$^2$>6595.2 mm$^2$ .OK**

$$\text{Spacing} = \frac{600 - 2*40 - 2*10 - 10*25}{9} = 27.7\text{mm} > \text{db}=25\text{mm} > 25\text{mm}\ldots..\text{OK}$$

➔ **Check for strain**

$As * fy = 0.85 * f_c * b * a$

$$6872.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1200 * a$$

$$a = 117.91 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{117.91}{0.85} = 138.72 mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{837.5-138.72}{138.72} \times 0.003 = 0.01511$$

$$\varepsilon_s = 0.01511 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| As provided (mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ | Asmin (mm2) |
|---|---|---|---|---|
| 6872.6 | 117.91 | 138.72 | 0.01511 | 1675 |

**2- Design of Positive Moment for Beam:**

**Mu = 147.6 KN .m**

$M_{nf}$ =0.85fc'*$b_e$*$h_f$(d-($h_f$/2))

=0.85*24*1200*320(837.5-(320/2))* $10^{-6}$ =5307.3 KN.m

Mn=147.6/0.9=164 KN.m < $M_{nf}$ = 5307.3 KN.m

➔ The section must be design as rectangular section:

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

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

$$Rn = \frac{147.6*10^{-3}/0.9}{1.2*(0.8375)^2} = 0.195 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.195)}{420}}\right) = 0.000466$$

As = ρ * b * d = 0.000466 * 1200 * 837.5 = 468.5 mm²

| Mu(KN.m) | As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ |
|---|---|---|---|---|
| 147.6 | 468.9 | 20.59 | 0.195 | 0.000467 |

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S}$ min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(837.5) = 1466 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(837.5) = 1675 mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_{S\,min} > A_S$**

**➔ Select 6Φ20 As=1885.2 mm² >1675 mm² .OK .**

$$\text{Spacing} = \frac{600 - 2*40 - 2*10 - 6*20}{5} = 76 \text{ mm} > db = 20\text{mm} > 25\text{mm}\ldots..\text{OK}$$

➔ **Check for strain**

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$$1885.2 * 420 = 0.85 * 24 * 1200 * a$$

$$a = 32.34mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.05mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{837.5 - 38.05}{38.05} \times 0.003 = 0.06303$$

$$\varepsilon_s = 0.06303 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| As provided (mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ | Asmin (mm2) |
|---|---|---|---|---|
| 1885.2 | 32.34 | 38.05 | 0.06303 | 1675 |

**3- Design of Positive Moment for Beam:**

**Mu = 571.7 KN.m**

$M_{nf}$ =0.85fc'*$b_e$*$h_f$(d-($h_f$/2))

=0.85*24*1200*320*(837.5-(320/2))* $10^{-6}$ =5307.3 KN.m

Mn=571.7/0.9=635.2 KN.m < $M_{nf}$ = 5307.3 KN.m

➔ The section must be design as rectangular section:

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

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

$$Rn = \frac{571.7 * 10^{-3} / 0.9}{1.2 * (0.8375)^2} = 0.755 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.755)}{420}}\right) = 0.001831$$

As = ρ * b * d = 0.001831* 1200 * 837.5 = 1841.34 mm²

| Mu(KN.m) | As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ |
|---|---|---|---|---|
| 571.7 | 1841.34 | 20.59 | 0.755 | 0.001831 |

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{S\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d)=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(837.5)=1466mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(b)(d)=\frac{1.4}{420}(600)(837.5)=1675mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_s > A_{s\,min}$**

**Select 6Φ20 As=1885 $mm^2$ >1841.34 $mm^2$ .OK .**

$$\text{Spacing}=\frac{600-2*40-2*10-6*20}{5}$$ = 76mm>db=20mm>25mm…..OK

➔ **Check for strain**

As * fy = 0.85 * $f_c$ * b * a

$$1885*420=0.85*24*1200*a$$

$$a=32.34mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{32.34}{0.85}=38.1mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{837.5-38.1}{38.1}\times 0.003=0.06294$$

$$\varepsilon_s=0.06294>0.005\Rightarrow\phi=0.9$$

**Tension Controlled Section……OK**

| Asreq (mm2) | a(mm) | c(mm) | $\varepsilon_s$ | Asmin (mm2) |
|---|---|---|---|---|
| 1885 | 32.34 | 38.1 | 0.06294 | 1675 |

## 4-8 Design for shear:

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

$$=\frac{1}{6}*0.75\sqrt{24}*600*837.5*10^{-3}=307.72KN$$

**Check if the dimensions are big enough:**

Vc = 410.3 KN

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{822.2}{0.75} - 410.3 = 686 \text{ KN}$$

$$\Phi Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$$

$$= \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 600 * 837.5 * 10^{-3} = 1230.9KN$$

$Vs_{max} =$ 1641.2 KN

$Vs_{max} > Vs$

**=1641.2KN > 686 KN ,the section is large enough. OK**

| ΦVc(KN) | Φ Vsmax(KN) | Vu(KN) | Vc(KN) | Vs(KN) | $Vs_{max}$(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 307.72 | 1230.9 | 822.2 | 410.3 | 686 | 1641.2 |

**(Vu take at distance (d) from the face of support)**

**1- For Vu=822.2 KN**

**Case 1:**

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

ΦVc/2=307.72/2=153.86 KN **Not case 1**.

**Case 2:**

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$ **Not case 2.**

**Case 3:**

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 115.4KN$$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 125.63KN(control)$$ **Not case 3**

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 307.72 + 125.63 = 433.35KN$$

**Case 4:-**

$$\Phi Vs` = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$= \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 615.43 \text{ KN}$$

$$\Phi Vs' + \Phi Vc = 615.43 + 307.72 = 923.15\text{KN}$$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =433.35 < $Vu$ =822.2 KN < $\Phi Vs' + \Phi Vc$=923.15 KN

| $\Phi Vs_{min}$ (KN) | $\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ (KN) | $\Phi Vs$ `(KN) | $\Phi$ Vs'+ $\Phi$ Vc(KN) |
|---|---|---|---|
| 125.63 | 433.35 | 615.43 | 923.15 |

## ∴*Case#4* **OK**

Vs=(Vu/ Φ )-Vc=(822.2/0.75)-410.3=685.96 KN
Use **2-leg ϕ12** As=226.2mm$^2$
s=(Av*fyt*d)/Vs
s=((226.2*420*837.5)/(685.96*1000)) =115mm ……control

**Check for max. spacing**
$S_{max}$=d/2=837.5/4=418.75mm
$S_{max}$=600mm
**Use 2-leg Φ 12@100mm**

| Vs(KN) | Vc(KN) | S(mm) |
|---|---|---|
| 685.96 | 410.3 | 115 |

### 2- For Vu=276.7 KN

$\Phi Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 600 * 837.5 / 1000 = 307.72 KN$

**Case 1:**

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$ , ΦVc/2=307.72/2=153.86 KN , **Not case 1.**

**Case 2:**

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$ ,

$\frac{\Phi Vc}{2} = 153.86 < Vu = 276.7 < \Phi Vc = 307.72$

## ∴*Case#2*

| ΦVc(KN) | Vu(KN) |
|---|---|
| 307.72 | 276.7 |

Minimum shear reinforcement , Av min
Use 2-leg Φ 12 As=226.2 $mm^2$

S= $\frac{3*Av*fyt}{bw}$ =( 3 * 420 * 226.2)/ 600 =475 mm

**Check for max. spacing**

$S_{max}$=d/2=837.5/2=418.75mm ……control

$S_{max}$=600mm

**Use 2-leg ϕ12@250mm**

| Vc(KN) | S(mm) |
|---|---|
| 410.3 | 418.75 |

## 3- For Vu=238.1 KN

$\Phi Vc=\frac{1}{6}*\Phi*\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{1}{6}*0.75\sqrt{24}*600*837.5/1000=307.72KN$

**Case 1:**

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$ , ΦVc/2=307.72/2=153.86 KN , **Not case 1.**

**Case 2:**

$\frac{\Phi Vc}{2}<Vu<\Phi Vc$,

$\frac{\Phi Vc}{2}=153.86<Vu=238.1<\Phi Vc=307.72$

$\therefore Case\#2$ **OK**

| ΦVc(KN) | Vu(KN) |
|---|---|
| 307.72 | 238.1 |

Minimum shear reinforcement , Av min
Use 2-leg Φ 12 As=226.2 $mm^2$

S= $\frac{3*Av*fyt}{bw}$ =( 3 * 420 * 226.2)/ 600 =475 mm

**Check for max. spacing**

$S_{max}$=d/2=837.5/2=418.75mm……control

$S_{max}$=600mm

**Use 2-leg ϕ12@250mm**

| Vc(KN) | S(mm) |
|---|---|
| 410.3 | 418.75 |

**4- For Vu=534.9 KN**

**Case 1:**

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=307.72/2=153.86 KN , **Not case 1**.

**Case 2:**

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

$\frac{\Phi Vc}{2} = 153.86 < Vu = 534.1 < \Phi Vc = 307.72$ **Not case 2.**

**Case 3:**

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$

$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 115.4KN$

$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 125.63KN(control)$ **Not case 3**

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 307.72 + 125.63 = 433.35KN$

**Case 4:-**

$\Phi Vs` = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{fc'} * bw * d$

$= \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.6 * 0.8375 * 1000 = 615.43$ KN

$\Phi Vs' + \Phi Vc = 615.43 + 307.72 = 923.15$KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 433.35 < Vu = 534.9$ KN $< \Phi Vs' + \Phi Vc = 923.15$ KN

| $\Phi Vs_{\min}$ (KN) | $\Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$ (KN) | $\Phi Vs`$(KN) | $\Phi$ Vs'+ $\Phi$ Vc(KN) |
|---|---|---|---|
| 125.63 | 433.35 | 615.43 | 923.15 |

$\therefore Case\#4$ **OK**

Vs=(Vu/ Φ )-Vc=(534.9/0.75)-410.3=302.9 KN

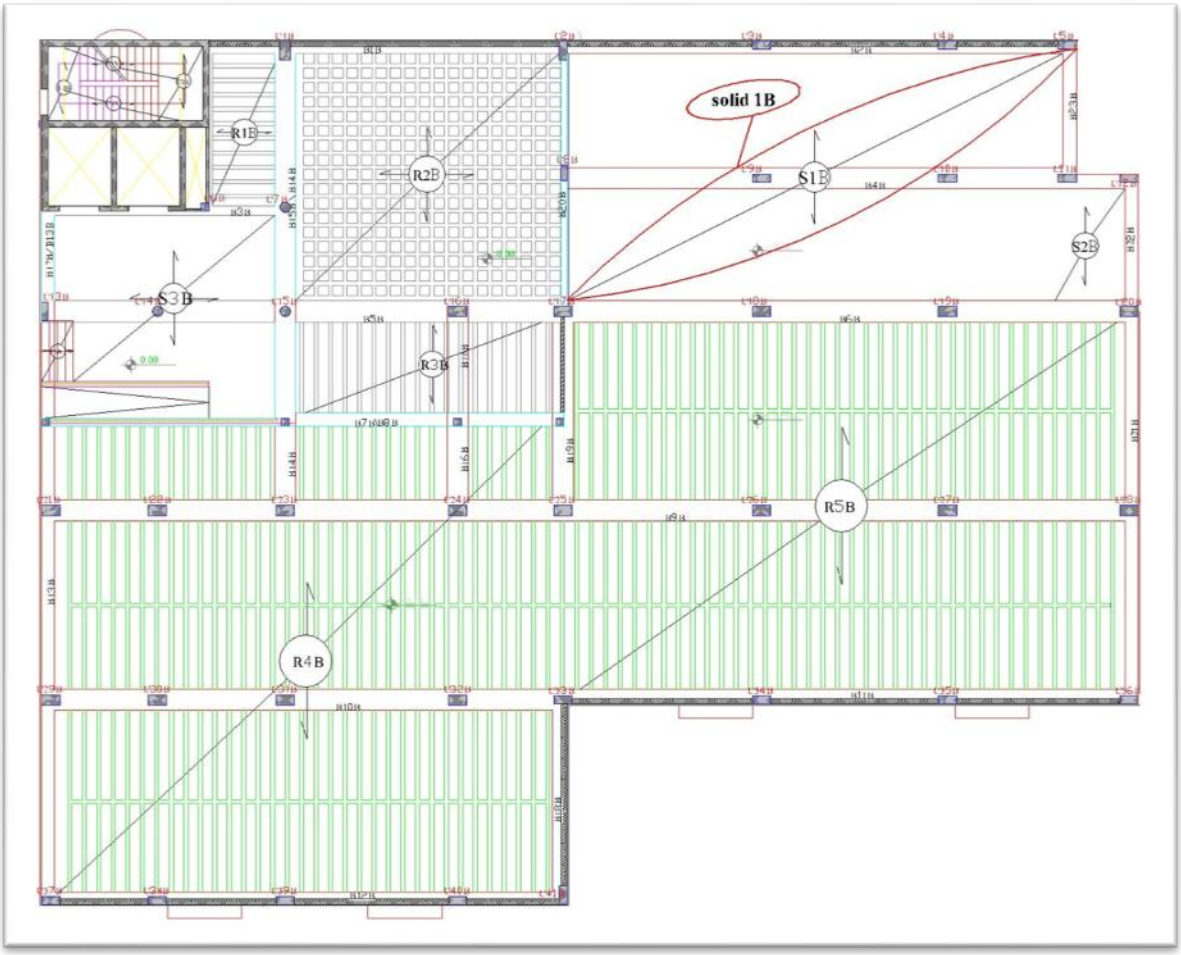
Use **2-leg ϕ12** As=226.2mm$^2$
s=(Av*fyt*d)/Vs
s=((226.2*420*837.5)/(302.9*1000)) =262.68 mm ……control

**Check for max. spacing**
$S_{max}$=d/2=837.5/2=418.75mm
$S_{max}$=600mm
**Use 2-leg Φ12@250mm**

| Vs(KN) | Vc(KN) | S(mm) |
|---|---|---|
| 302.9 | 410.3 | 262.28 |

## 4.9 One Way Solid Slab (S1B):-

- **For continuous**



NOTE:

- *B300…. $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section
  but for rectangular section ( $fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$ ) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}
- Live Load (LL) = 5 KN/m²

| Live load(KN/m2) | $fc'$ | fy |
|---|---|---|
| LL = 5 KN/m2 | $fc'$ = 24 Mpa | fy = 420 Mpa |

## * Factored Loads :-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

## * Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

**For One way solid slab , as shown in fig.**

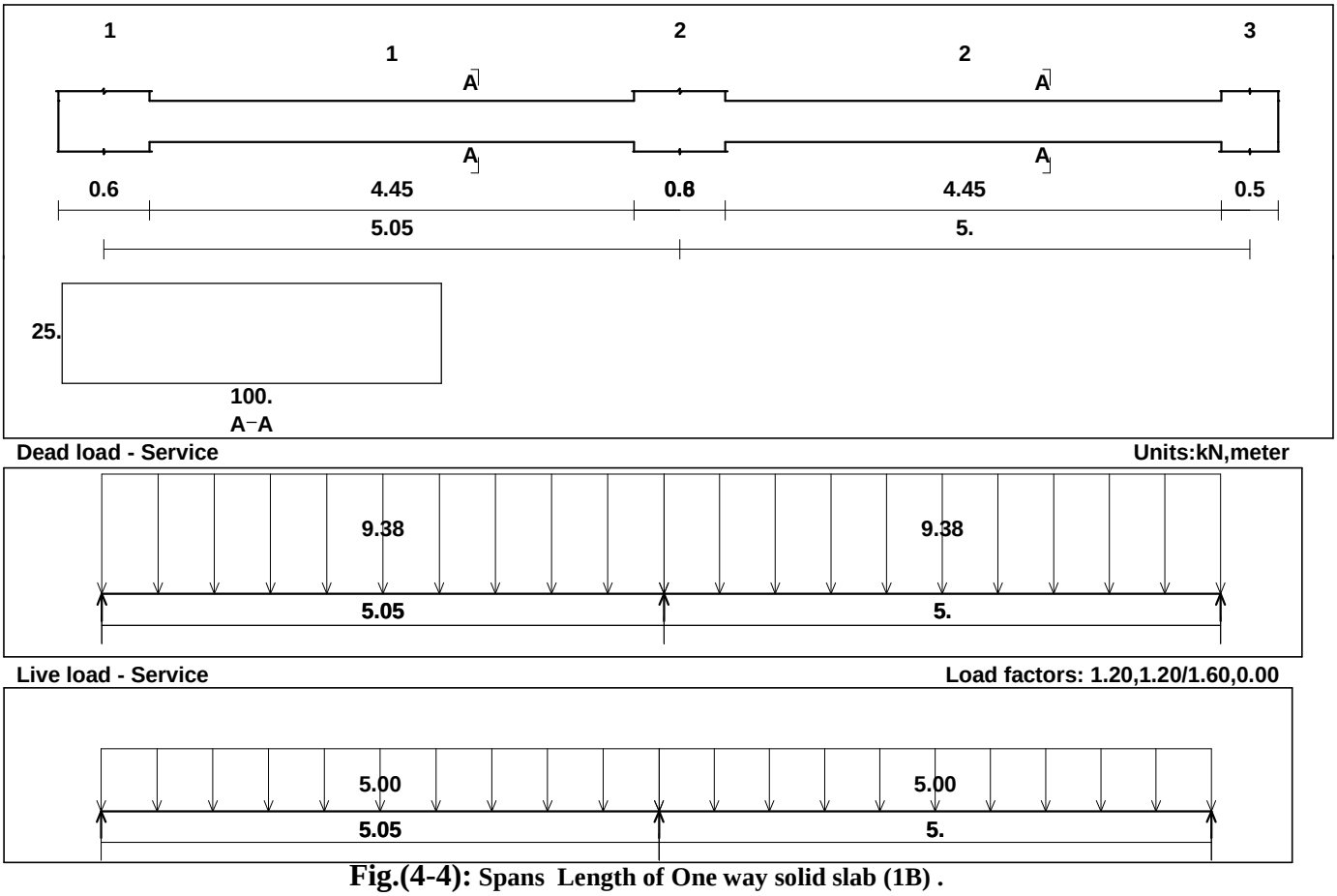



**Fig.(4-4): Spans Length of One way solid slab (1B) .**

➔ from *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ( deflection requirement ) ≥ :

- One end continous :

$$\frac{L}{24} = \frac{5.05}{24} = 0.2104 m$$

- Simply Support :

$$\frac{L}{24} = \frac{4.95}{20} = 0.248 \text{ - control}$$

For One way solid slab ,will use thickness of slab **25 cm**>h min = 24.8 cm.

| Thickness of slab provided | Thickness of slab required |
|---|---|
| h = 25 cm | 24.8 cm |

## * Load Calculation:-

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

**** Determination of Dead Load :**

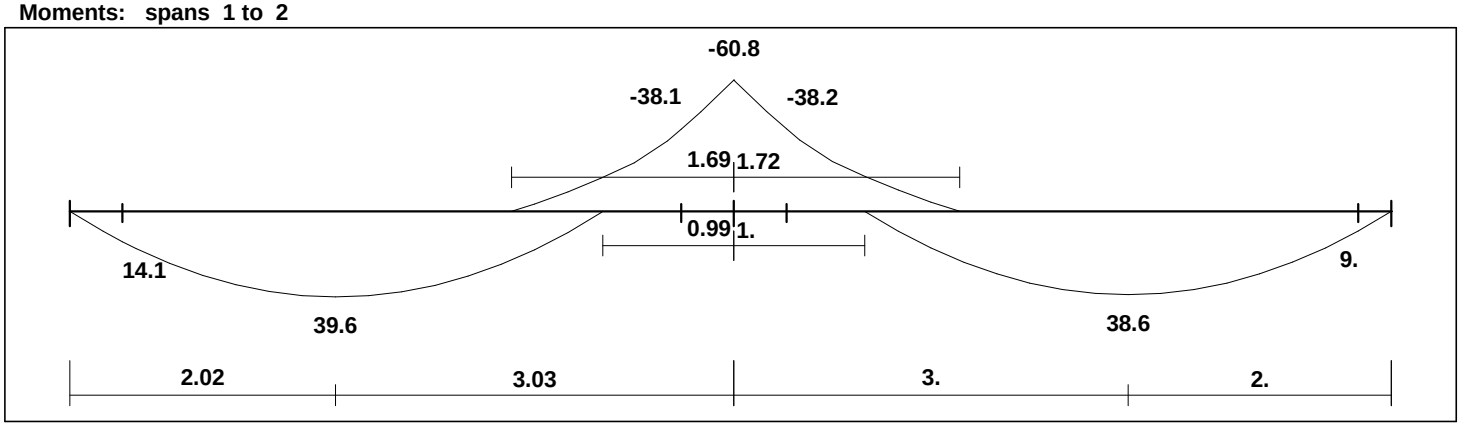
## Solid Slab Load Calculations/ strip 1m wide

| material | gama | h | b | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| **tiles** | 23 | 0.03 | 1 | 0.69 |
| **mortar** | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| **sand** | 16 | 0.07 | 1 | 1.12 |
| **RC slab** | 25 | 0.25 | 1 | 6.25 |
| **Plaster** | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| | | | | **9.38** |
| **Live Load** | 5 | | 1 | **5** |

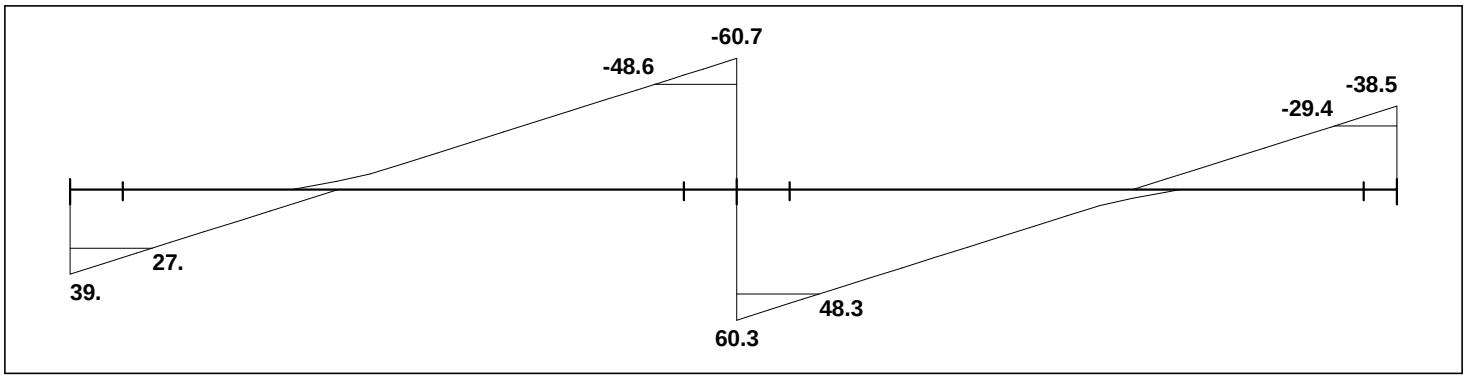
## * Moment and Shear Diagrams:-

The Development Moment diagrams for beam has width =1m , and the thickness is 25 cm as following :

**Moments: spans 1 to 2**




**Shear**




**Reactions**

**Factored**

| | | | |
|---|---|---|---|
| DeadR | 21.39 | 70.7 | 21.03 |
| LiveR | 17.66 | 50.25 | 17.51 |
| MaxR | 39.05 | 120.95 | 38.55 |
| MinR | 18.92 | 95.65 | 18.47 |
| Service | | | |
| DeadR | 17.82 | 58.92 | 17.53 |
| LiveR | 11.04 | 31.41 | 10.95 |
| MaxR | 28.86 | 90.33 | 28.47 |
| MinR | 16.28 | 74.51 | 15.93 |

**(4-5): Solid (1B) envelope**

## * Design of slab:-

- **For shear:**

**check whether thickness is adequate for shear:**

$V_{u,\max}$ **= 48.6 KN/ 1m strip**

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

$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 0.225 = 137.8$ KN / 1 m strip

$V_{u,\max} = 48.6$ KN/ 1m strip $< \frac{1}{2}\ \Phi Vc = \frac{137.8}{2} = 68.9$ KN/1m strip

The thickness of the slab is adequate enough.

| $V_{u,\max}$ | ΦVc |
|---|---|
| 48.6 KN | 137.8 KN |

- **For negative Moment:**

Assume bar diameter **Φ10** for main reinforcement

d = h – 20 – $d_b$ = 250 – 20 – (10 /2) = 225 mm

| h | $d_b$ | d |
|---|---|---|
| 250 mm | 10 mm | 225 mm |

*Mu* = -38.2 KN.m

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

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

$Rn = \frac{38.2 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 0.838$ N/mm$^2$ (Mpa)

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.838)}{420}}\right) = 0.002038 > \rho_{min} = 0.0018 \quad \text{ok}$$

$As = \rho * b * d = 0.002038 * 1000 * 225 = 458.55\ mm^2$

| As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ | *Mu* |
|---|---|---|---|---|
| 458.55 | 20.59 | 0.838 | 0.002038 | -38.2 KN.m |

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

**$A_s > A_{s\ min}$**

⇒ **$A_{s\ min} = 450\ mm^2 < A_{sreq} = 458.55\ mm^2$ .OK .**

⇒ **Use Φ10**

# 0f Φ10 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **( 458.55 / 78.54 ) =5.84**

→ Spacing(S) = (1/ 5.84) = 0.171 m = 171 mm

⇒ **take 6 Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330 mm$

$\leq 300\ (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300\ mm$ (control)

$\leq 3 * h = 3 * 250 = 750\ mm$

$\leq 450\ mm.$

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 171 mm |

**∴Use Φ10 @ 15 cm C/C in main directions.**

**( Temperature and Shrinkage ) :**

→ $\rho = 0.0018$

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

**Use Φ10**

# 0f Φ10 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **( 450 / 78.54 ) =5.73**→ Spacing(S) = (1/ 5.73) = 0.175 m = 175 mm

**take 6 Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

≤ 5 * h = 5* 250 = 1250 mm
≤ 450 mm. . (control)

- **For Positive Moment :**

Assume bar diameter **Φ10** for main reinforcement

d = h – 20 – $d_b$ = 250 – 20 – (10 /2) = 225 mm

| h | $d_b$ | d |
|---|---|---|
| 250 mm | 10 mm | 225 mm |

***Mu* = +39.6 KN.m**

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

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

Rn = $\frac{39.6*10^{-3} / 0.9}{1.0*(0.225)^2}$ = 0.87 N/mm$^2$ (Mpa)

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

ρ = $\frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.87)}{420}}) = 0.002118$

As = ρ * b * d = 0.002118 * 1000 * 225= 476.5 mm²

| As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ | *Mu* |
|---|---|---|---|---|
| 476.5 | 20.59 | 0.87 | 0.002118 | 39.6 KN.m |

➔ **Check Minimum Reinforcement** **A$_s$ min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

A$_s$ min = $\rho_{min} * b * h$ = $0.0018*1000*250 = 450mm^2$ (control)

**$A_s > A_{s\,min}$**

**$\Rightarrow$ $A_{s\,min}$ =450 mm$^2$ < Asreq =476.5 mm$^2$ .OK .**

**Use Φ10**

# 0f Φ10= $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **( 476.5 / 78.5 ) =6.1**→ Spacing(S) = (1/ 6.1) = 0.165 m = 165mm

**take 6Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 380\,(\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\,(\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

$\leq 450$ mm.

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 165 mm |

**∴Use Φ10 @ 15 cm C/C in main directions.**

## Positive Moment :

***Mu*** **= +38.6 KN.m**

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

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

$Rn = \frac{38.6 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 0.85$ N/mm$^2$ (Mpa)

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

$\rho = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.85)}{420}}) = 0.002060$

As = ρ * b * d = 0.002060 * 1000 * 225= 463.69 mm²

| As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ | *Mu* |
|---|---|---|---|---|
| 463.69 | 20.59 | 0.85 | 0.002060 | 38.6 KN.m |

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

**$A_s > A_{s\ min}$**

**$\Rightarrow$ $A_{s\ min}$ =450 mm$^2$ < Asreq =463.69 mm$^2$ .OK .**

**Use Φ10**

# 0f Φ10= $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **( 463.69/ 78.5 ) =5.9**→ Spacing(S) = (1/ 5.9) = 0.169 m = 169mm

**take 6Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

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

$\leq 300 \left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300$ mm (control)

$\leq 450$ mm.

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 169 mm |

**∴Use Φ10 @ 15 cm C/C in main directions.**

**( Temperature and Shrinkage ) :**

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

**Use Φ10**

# 0f Φ10 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **( 450 / 78.54 ) =5.73**→ Spacing(S) = (1/ 5.73) = 0.175 m = 175 mm

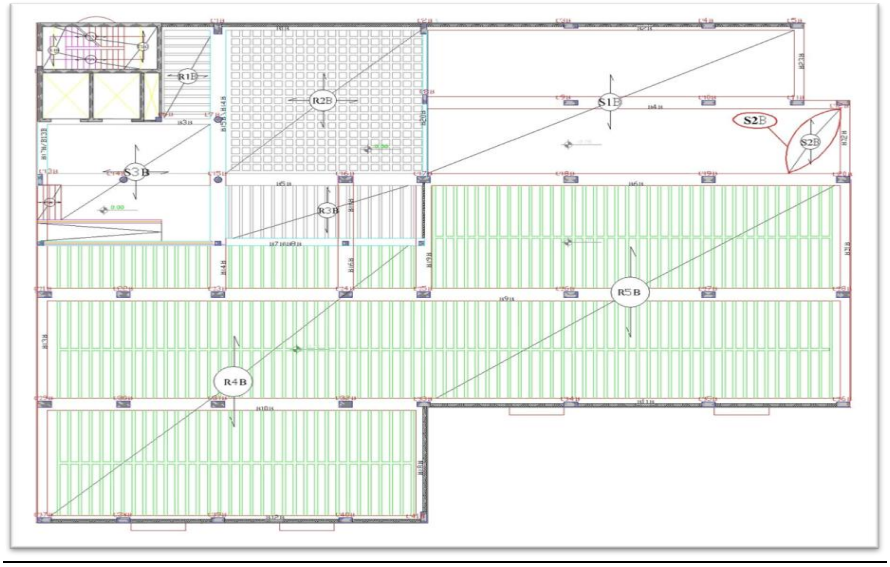
**take 6 Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 5 * h = 5* 250 = 1250$ mm
$\leq 450$ mm. . (control)

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 175 mm |

- **For simply supported (S2B):-**




NOTE:

- *B300…. $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section
  but for rectangular section ( $fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$ ) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}
- Live Load (LL) = 5 KN/m²

| Live load(KN/m2) | $fc'$ | fy |
|---|---|---|
| LL = 5 KN/m2 | $fc'$ = 24 Mpa | fy = 420 Mpa |

## * Factored Loads :-

***$q_u$ = 1.2DL + 1.6L*** *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

## * Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

**For One way solid slab , as shown in fig.**

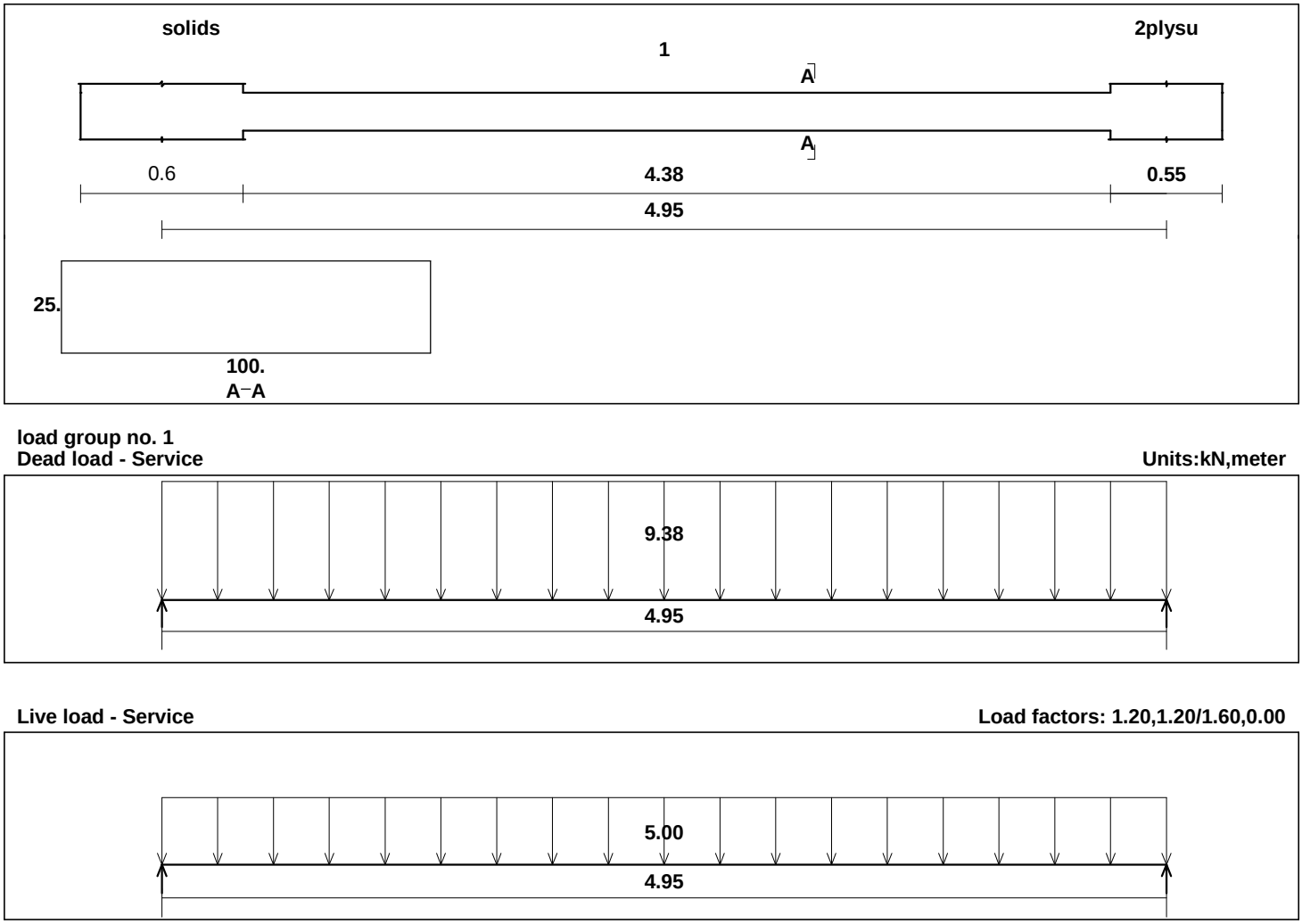



**Fig.(4-6): Spans Length of One way solid slab (2B) .**

➔ from *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ( deflection requirement ) ≥ :

- Simply supported :

$$\frac{L}{20} = \frac{4.95}{20} = 0.248\ m$$

For One way solid slab ,will use thickness of slab **25 cm**>h min = 24.8 Cm.

| Thickness of slab provided | Thickness of slab required |
|---|---|
| h = 25 cm | 24.8 cm |

## 4 -4 Load Calculation:-

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

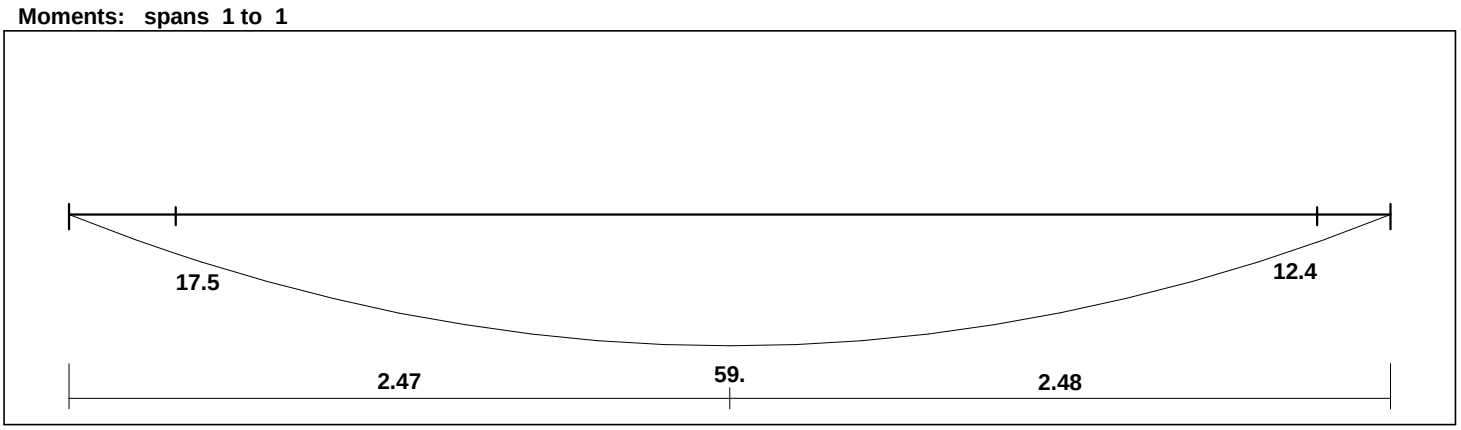
**** Determination of Dead Load :**

### Solid Slab Load Calculations/ strip 1m wide

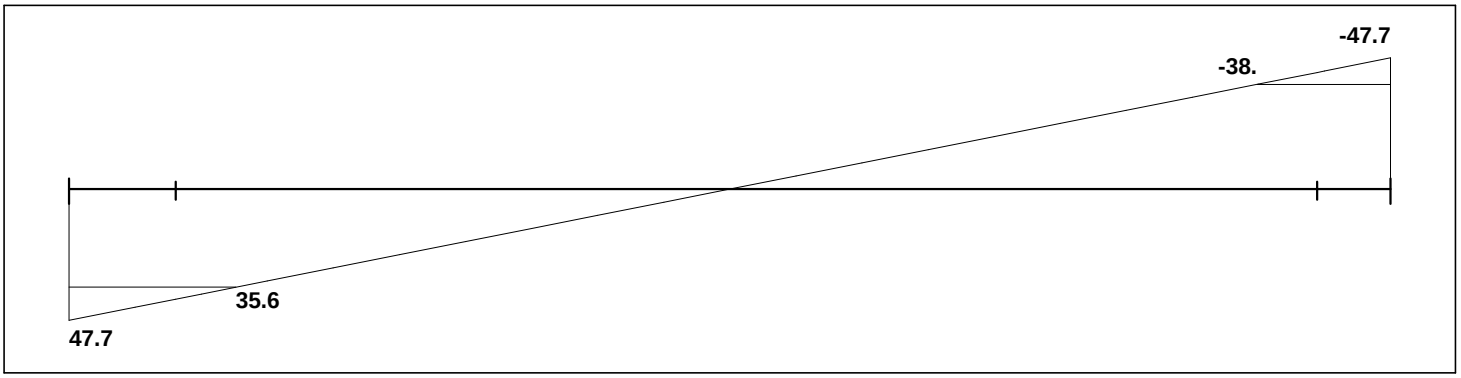
| material | gama | h | b | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| **tiles** | 23 | 0.03 | 1 | 0.69 |
| **mortar** | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| **sand** | 16 | 0.07 | 1 | 1.12 |
| **RC slab** | 25 | 0.25 | 1 | 6.25 |
| **Plaster** | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| | | | | **9.38** |
| **Live Load** | 5 | | 1 | **5** |

## Moment and Shear Diagrams:-

The Development Moment diagrams for beam has width =1m , and the thickness is 25 cm as following :



**Shear**




**Reactions**

**Factored**

| | | |
|---|---|---|
| **DeadR** | **27.86** | **27.86** |
| **LiveR** | **19.8** | **19.8** |
| **MaxR** | **47.66** | **47.66** |
| **MinR** | **47.66** | **47.66** |
| **Service** | | |
| **DeadR** | **23.22** | **23.22** |
| **LiveR** | **12.38** | **12.37** |
| **MaxR** | **35.59** | **35.59** |
| **MinR** | **35.59** | **35.59** |

**(4-7): Solid (2B) envelope**

## * Design of slab:-

- **For shear:**

**check whether thickness is adequate for shear:**

Assume bar diameter **Φ12** for main reinforcement

$d = h - 20 - d_b = 250 - 20 - (12/2) = 224$ mm

$V_{u,\max}$ **= 38 KN/ 1m strip**

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

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 0.224 = 137.2 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$V_{u,\max} = 38 \text{ KN/ 1m strip} < \frac{1}{2}\ \Phi Vc = \frac{137.2}{2} = 68.6 \text{ KN/1m strip}$$

The thickness of the slab is adequate enough.

| $V_{u,max}$ | ΦVc |
|---|---|
| 38 KN | 137.2 KN |

- **For Positive Moment :**

Assume bar diameter **Φ12** for main reinforcement

d = h – 20 – $d_b$ = 250 – 20 – (12 /2) = 224 mm

| h | $d_b$ | d |
|---|---|---|
| 250 mm | 12 mm | 224 mm |

$Mu$ = +59 KN.m

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

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

$$Rn = \frac{59 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.224)^2} = 1.31 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.31)}{420}}\right) = 0.003217$$

As = ρ * b * d = 0.003217 * 1000 * 224= 720.7 mm²

| As (mm2) | m | Rn(Mpa) | ρ | *Mu* |
|---|---|---|---|---|
| 720.7 | 20.59 | 1.3 | 0.003217 | 59 KN.m |

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{S\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1) )**

$$A_{S\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2 \quad \text{(control)}$$

**$A_S > A_{S\ min}$**

**$A_{S\ min}$ =450 mm2 < Asreq =720.7 mm2 .OK .**

**Use Φ12**

# 0f Φ12 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = **(720.2 / 113.1 ) =6.37**

Spacing(S) = (1/ 6.37) = 0.157 m= 157 mm

**take 6 Φ12/m or Φ12@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 380\,(\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\,(\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

$\leq 450$ mm.

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 157 mm |

**Use Φ12 @ 15 cm C/C in main directions.**

**( Temperature and Shrinkage ) :**

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

**Use Φ10**

# 0f Φ10 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} =$ **( 450 / 78.54 ) =5.73**→ Spacing(S) = (1/ 5.73) = 0.175 m = 175 mm

**take 6 Φ10/m or Φ10@150 mm**

**step ( s) is the smallest of :-**

$\leq 5 * h = 5 * 250 = 1250$ mm

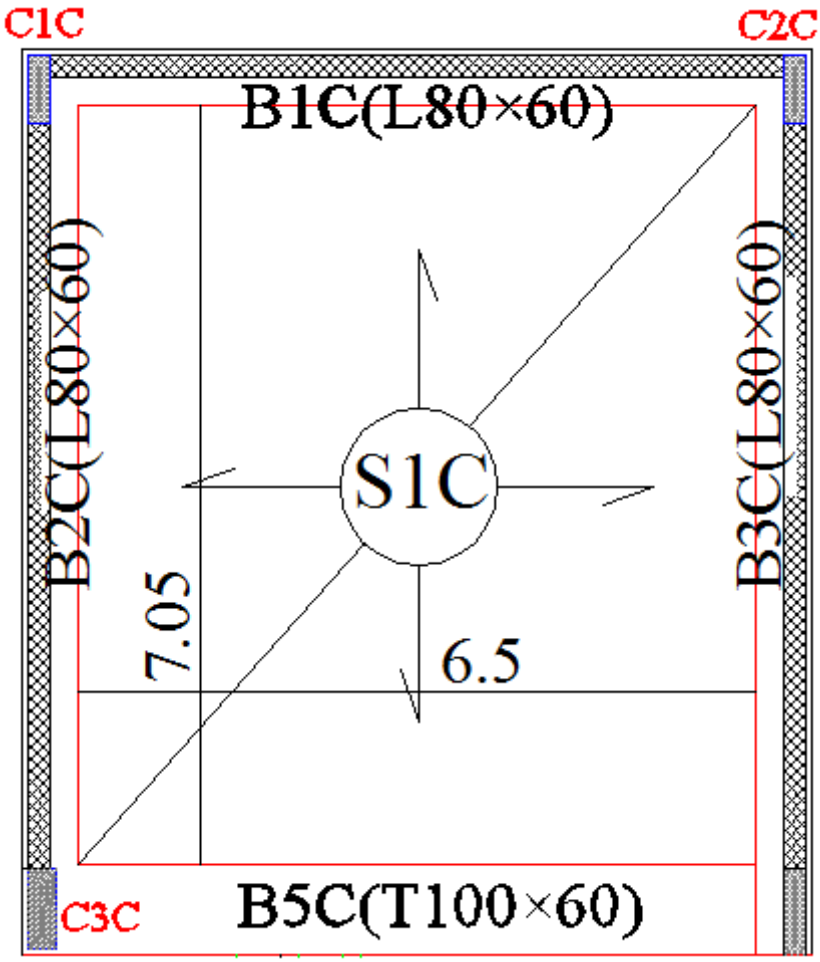
$\leq 450$ mm. . (control)

| $A_{s\ min}$ | S (mm) |
|---|---|
| 450 mm2 | 175 mm |

**take 6 Φ10/m or Φ10@150 mm**

## 4-10: Design of Two way solid slab (S1C) :-

- **Check Thickness of the slab:-**




**(4-1): Two way solid slab**

| Short direction (m) | Long direction (m) |
|---|---|
| 6.50 | 7.05 |

- **Minimum thickness (deflection requirement):**

**- For slabs of this type the first trial thickness of often taken equal to:**

hmin = panel perimeter/180

hmin = 2(7.05+6.5)/180 = 0.151m , take h = 16 cm

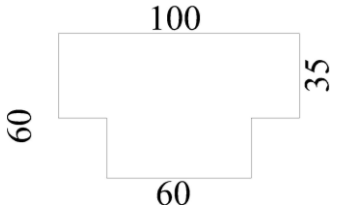
**- check for minimum thickness of the slab:**

**R- beam:**

$I_b = \frac{b*h\text{^}3}{12} = \frac{20*200\text{^}3}{12} = 13333333\ cm^4$

| $I_b$ ($cm^4$) |
|---|
| 13333333 |

**T- beam:**




$y_c = \frac{40*35*17.5+60*60*30}{40*35+60*60} = 26.5\ cm$

$I_b = \frac{100*26.5\text{^}3}{3} + \frac{40*8.5\text{^}3}{3} + \frac{60*33.5\text{^}3}{3} = 1380417\ cm^4$

| $y_c$ (cm) | $I_b$ ($cm^4$) |
|---|---|
| 26.5 | 1380417 |

- **Slab section For Exterior beam:**

**- Short direction:**

**L = 6.5 m = 650 cm**

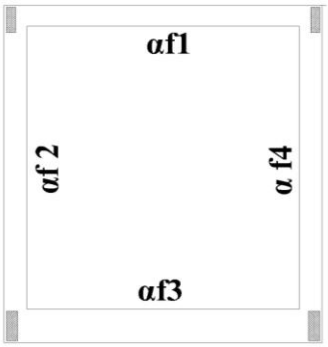
$I_s = \frac{(650/2+50)*16\text{^}3}{12} = 128000\ cm^4$

## - Long direction:

**L = 7.05 m = 705 cm**

$I_s = \frac{(705/2+50)*16\text{^}3}{12} = 137387 cm^4$

| $I_s$ ($cm^4$) **short direction** | $I_s$ ($cm^4$) **long direction** |
|---|---|
| 128000 | 137387 |




$\alpha_f = \frac{I(beam)}{I(slab)}$

$\alpha_{f1} = \frac{13333333}{137387} = 97$ $\alpha_{f2} = \frac{13333333}{128000} = 104.2$

$\alpha_{f3} = \frac{1380417}{137387} = 10$ $\alpha_{f4} = \frac{13333333}{128000} = 104.2$

$\alpha_{fm} = \frac{97+104.2+10+104.2}{4} = 78.9 > 2$ **, the minimum slab thickness will be:**

$h = \frac{\ln(0.8+\frac{420}{1400})}{36+9\beta} = \frac{7050(0.8+\frac{420}{1400})}{36+9*1.085} = 169$ mm < 200 mm……. OK

**Take slab thickness h slab = 200 mm**

| $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_4$ | $\alpha_{fm}$ | h (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 97 | 104.2 | 10 | 104.2 | 78.9 | 200 |

- **Load Calculation :-**

**- Determination of Dead load:-**

| material | Gama (KN/m3) | KN/m2 |
|---|---|---|
| **tiles** | 23 | 23*0.03 =0.69 |
| **morter** | 22 | 22*0.03 =0.66 |
| **sand** | 16 | 16*0.07 =1.12 |
| **R C solid** | 25 | 25*0.2 =5 |
| **plaster** | 22 | 22*0.03 =0.66 |
| **Total dead Load** | | **8.13** |

DL = 8.13 KN/$m^2$ LL = 5 KN/$m^2$

$w_D$ = 1.2*8.13 = 9.76 KN/$m^2$ $w_L$ = 1.6*5 = 8 KN/$m^2$

WT= 9.76 + 8 = 17.76 KN/$m^2$

| Factored dead load | Factored Live load | Total Factored Load |
|---|---|---|
| 9.76 KN/$m^2$. | 8 KN/$m^2$. | 17.76 KN/$m^2$ |

- **Moment Calculation:**

$L_a/L_b$ = 6.5/7.05 = 0.92…….Case 1

$Ca_{pos/dl}$=0.043 $Cb_{pos/dl}$=0.0306

$Ca_{pos/ll}$=0.043 $Cb_{pos/ll}$=0.0306

| $L_a/L_b$ | $Ca_{pos/dl}$ | $Cb_{pos/dl}$ | $Ca_{pos/ll}$ | $Cb_{pos/ll}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.92 | 0.043 | 0.0306 | 0.043 | 0.0306 |

- **Positive moment:**

$Ma+ve = (Ca_{dl}*W_{dl}*La^2)+(Ca_{ll}*W_{ll}*La^2)$

$= (0.043*9.76*6.5^2)+(0.043*8*6.5^2)=32.3KN.m$

$Mb+ve = (Cb_{dl}*W_{dl}*Lb^2)+(Cb_{ll}*W_{ll}*Lb^2)$

$= (0.0306*9.76*7.05^2)+(0.0306*8*7.05^2)=27.01KN.m$

| Ma+ve | Mb+ve |
|---|---|
| +32.3KN.m | +27.01 KN.m |

- **Negative moment @ discontinuous edge :**

**- Short direction:**

Ma,neg =1/3* positive moment = 1/3*32.3 =- 10.8 KN.m

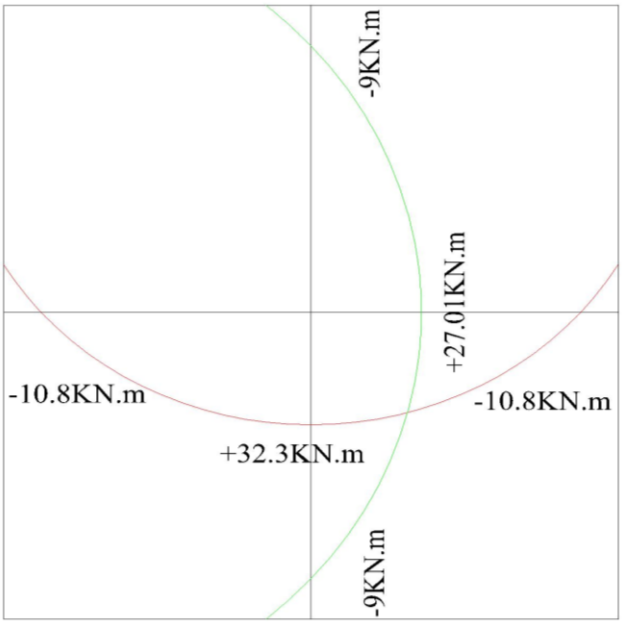
**Take Φ 10@ 200 mm or 5 Φ 10/m**

**- Long direction:**

Mb,neg =1/3* positive moment = 1/3*27.01 = -9.0 KN.m

**Take Φ 10@ 200 mm or 5 Φ 10/m**

| Ma,neg For short direction | Mb,neg For long direction |
|---|---|
| -10.8 KN.m | -9 KN.m |




**Moment diagram Of Tow Way Solid Slab**

- **Design of two way solid slab:**

- **Design for Positive moment :**

**- Short direction**

**Mu = +32.3 KN.m**

$d = 200 - 20 - \frac{10}{2} = 175$ mm

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

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(32.3/0.9) * 10^{-3}}{1000 * (0.175)^2} = 1.172$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.172)(20.6)}{420}}) = 0.0028754$

As,req = 0.0028754*1000*175 = $504\, mm^2 > As_{min} = 360\, mm^2$

As,min = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360 $mm^2$

As,req = 504 $mm^2$

**Use Φ 10 , As = 78.54** $mm^2$

**n =** $\frac{\text{As,provide}}{\text{As}} = \frac{504}{78.54} = 6.4$

The step of main reinforcement s = $\frac{1}{\text{n}} = \frac{1}{6.4} = 0.156$

**Take Φ 10@150 mm or 7 Φ 10/m**

S = 160 mm < 2*h = 2*200 = 400 mm < 450 mm

| d (mm) | m | Rn (Mpa) | ρ | As(mm2) | As min(mm2) |
|---|---|---|---|---|---|
| 175 | 20.6 | 1.172 | 0.0028754 | 504 | 360 |

- **Design for Positive moment :**

**- Long direction:**

**Mu = +27.01 KN.m**

d = $200 - 20 - \frac{10}{2}$ = 175 mm

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

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(27.01/0.9)*10^{-3}}{1000*(0.175)^2} = 0.980$Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.980)(20.6)}{420}}) = 0.0023923$

As,req = 0.0023923*1000*175 = 419 $mm^2 > As_{\min}$ = 360 $mm^2$

As,min = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360 $mm^2$

As,req = 419 $mm^2$

**Use Φ 10 , As = 78.54** $mm^2$

**n =** $\frac{\text{As,provide}}{\text{As}} = \frac{419}{78.54} = 5.33$

The step of main reinforcement s = $\frac{1}{n} = \frac{1}{5.33} = 0.187$

**Take Φ 10@ 150 mm or 6 Φ 10/m**

S = 150 mm < 2*h = 2*200 = 400 mm < 450 mm

| d (mm) | m | Rn (Mpa) | ρ | As(mm2) | As min(mm2) |
|---|---|---|---|---|---|
| 175 | 20.6 | 0.980 | 0.0023923 | 419 | 360 |

- **check for shear:**

$Vud = (\frac{La}{2} - d) \times Wu$

$Vud = (\frac{6.5}{2} - 0.175) \times (17.76) = 53.41KN$

$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 175 * 10\text{^}{-3} = 107.2KN$

$1/2\, Vc = 53.6KN$

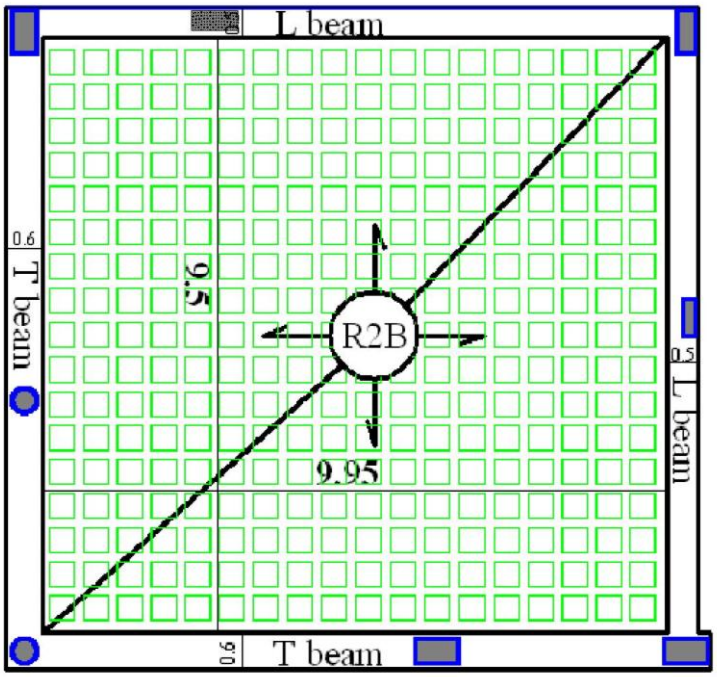
$\frac{1}{2}\phi Vc > Vu$ , 53.6 KN > 53.41 KN

**For solid slab, the thickness of the slab will be enough**

| d (mm) | $\phi Vc$ | $1/2\,\phi Vc$ | $Vud$ |
|---|---|---|---|
| 175 | 107.2 KN | 53.6 kN | 53.41 KN |

## 4-11: Design of Two way ribbed slab (R2B) :-

- **Check Thickness of the slab:-**

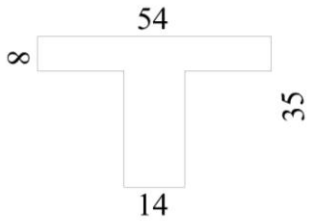



**(4-2) : Two way ribbed slab**

| Short direction (m) | Long direction (m) |
|---|---|
| 9.5 | 9.95 |

- **Check the thickness for slab :-**

**- Slab section for Exterior beam:**

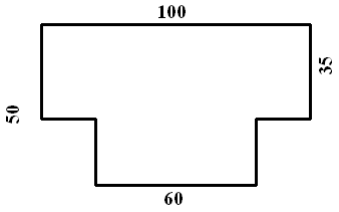


$$y_c = \frac{54*8*4+35*14*17.5}{40*8+14*35} = 12.2 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = \frac{54*12.2\text{^}3}{3} - \frac{40*4.2\text{^}3}{3} + \frac{14*22.8\text{^}3}{3} = 87008.4 \text{ cm}^4$$

| $y_c$ (cm) | $I_{rib}$ ($cm^4$) |
|---|---|
| 12.2 | 87008.4 |

**T Beam**

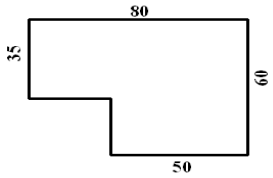



$$y_c = \frac{40*35*17.5+60*50*25}{40*35+60*50} = 22.6 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{100*22.6\text{^}3}{3} + \frac{40*12.4\text{^}3}{3} + \frac{60*27.4\text{^}3}{3} = 821611 \text{ cm}^4$$

| $y_c$ (cm) | $I_b$ ($cm^4$) |
|---|---|
| 22.6 | 821611 |

## L Beam:




$$y_c = \frac{50*50*25+30*35*17.5}{50*50+35*30} = 22.8 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{80*22.8\text{^}3}{3} + \frac{30*12.2\text{^}3}{3} + \frac{50*27.2\text{^}3}{3} = 669615 \text{ cm}^4$$

| $y_c$ (cm) | $I_b$ ($cm^4$) |
|---|---|
| 22.8 | 669615 |

- **For Interior Beam:**

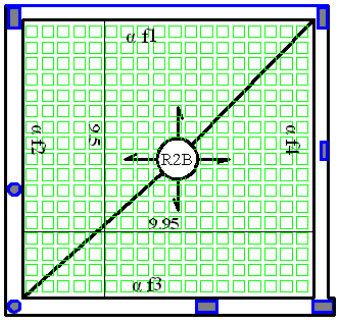
**- Short direction L = 9.5m = 950cm**

$I_s = I_{rib} *( L/2 + b_w )/ b_f$ =87008.4 *( 950/2 + 50)/54 = 845915 $cm^4$

**- Long direction L = 9.95m = 995cm**

$I_s = I_{rib} *( L/2 + b_w )/ b_f$ =87008.4 *(995/2 + 60 )/54 = 898281 $cm^4$

| $I_s$ short ($cm^4$) | $I_s$ long ($cm^4$) |
|---|---|
| 845915 | 898281 |




$$\alpha_f = \frac{I(beam)}{I(slab)}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{669615}{898281} = 0.75 \qquad \alpha_{f2} = \frac{821611}{845915} = 0.97$$

$$\alpha_{f3} = \frac{821611}{898281} = 0.91 \qquad \alpha_{f4} = \frac{669615}{845915} = 0.79$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.75+0.97+0.91+0.79}{4} = 0.86 < 2$$

$$h = \frac{9950\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.047(0.74-0.2)} = 300 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

**So select h = 35 cm with 8 cm topping and 27 cm rib.**

| $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_4$ | $\alpha_{fm}$ | h (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.75 | 0.97 | 0.91 | 0.79 | 0.86 | 350 |

- **Load Calculation :-**

**- Determination of Dead load:-**

## Load Calculations for Two way rib slab

| material | gama | h | b | b | KN/Rib |
|---|---|---|---|---|---|
| tiles | 23 | 0.03 | 0.54 | 0.54 | 0.2012 |
| morter | 22 | 0.03 | 0.54 | 0.54 | 0.1925 |
| sand | 16 | 0.07 | 0.54 | 0.54 | 0.3266 |
| block | 9 | 0.27 | 0.4 | 0.4 | 0.3888 |
| R C Rib | 25 | 0.27*0.14*(0.54+0.4) | | | 0.8883 |
| topping | 25 | 0.08 | 0.54 | 0.54 | 0.5832 |
| plaster | 22 | 0.03 | 0.54 | 0.54 | 0.1925 |
| partions | 1.0 | 1.0*0.54*0.54 | | | 0.2916 |
| | | | | | **3.065** |
| Live Load | 5 | | 1 | | **5 KN/m2** |

Nominal Total Dead Load = 3.065 KN/Rib

DL = $3.065/(0.54^2) = 10.51$ KN/m$^2$

Nominal Total live load = 5 KN/m$^2$

**-Determination of factored dead & live load:**

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.51 = 12.61 KN/m$^2$.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m$^2$.

Total Factored Load = 12.61 + 8 = 20.61 KN/m$^2$

| Factored dead load | Factored Live load) | Total Factored Load |
|---|---|---|
| 12.61 KN/$m^2$. | 8 KN/$m^2$. | 20.61 KN/$m^2$ |

$L_a/L_b$ = 9. 5/9.95 = 0.95…….Case 1

$Ca_{pos/dl}$=0.04 $Cb_{pos/dl}$=0.033

$Ca_{pos/ll}$=0.04 $Cb_{pos/ll}$=0.033

| $L_a/L_b$ | $Ca_{pos/dl}$ | $Cb_{pos/dl}$ | $Ca_{pos/ll}$ | $Cb_{pos/ll}$ |
|---|---|---|---|---|
| 0.95 | 0.040 | 0.033 | 0.040. | 0.033 |

- **Positive moment:**

**-Short direction**

$Ma+ve=(Ca_{dl}*W_{dl}*La^2*0.54)+(Ca_{ll}*W_{ll}*La^2*0.54)$

$=(0.040*12.61*9.5^2*0.54)+(0.040*8*9.5^2*0.54)=40.2KN.m/Rib$

**-Long direction**

$Mb+ve=(Cb_{dl}*W_{dl}*Lb^2*0.54)+(Cb_{ll}*W_{ll}*Lb^2*0.54)$

$=(0.033*12.61*9.95^2*0.54)+(0.033*8*9.95^2*0.54)=36.4KN.m/Rib$

| Ma+ve | Mb+ve |
|---|---|
| 40.2KN.m/Rib | 36.4KN.m/Rib |

- **Negative moment @ discontinuous edge :**

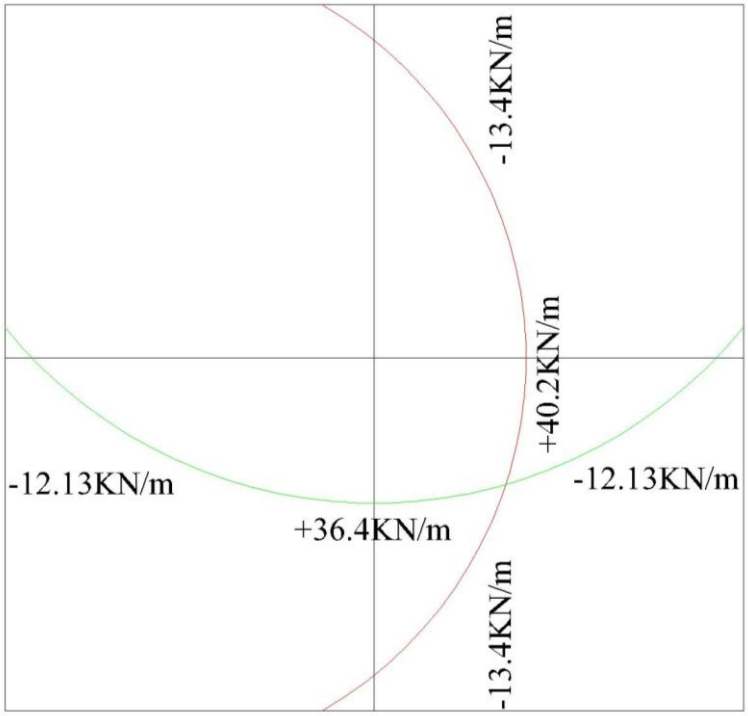
**- Short direction:**

Ma,neg =1/3* positive moment = 1/3*40.2 = -13.4 KN.m/rib

**- Long direction:**

Mb,neg =1/3* positive moment = 1/3*36.4 = -12.13 KN.m/rib

| Ma,neg For short direction | Mb,neg For long direction |
|---|---|
| -13.4 KN.m/rib | -12.13 KN.m/rib |




**Moment diagram Of Two Way Ribbed Slab**

- **Design of two way ribbed slab:**
- **check for shear:**

$$Vud = (\frac{La}{2} - d) \times Wu \times 0.54$$

$$Vud = (\frac{9}{2} - 0.312) \times (12.61 + 8) \times 0.54 = 46.61 KN / rib$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 140 \times 312 * 10\text{^}{-3} = 26.75 KN$$

$1.1\phi Vc = 29.42KN$

$$\phi Vs\min = \frac{\phi}{3} bw \times d \geq \frac{\phi}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\phi Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.14 \times 312 = 10.92KN,,,control$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.14 \times 312 = 10.03KN$$

$$\phi Vs' = \frac{0.75}{3} \times \sqrt{24} \times 0.14 \times 312 = 53.5KN$$

$$1.1\phi Vc + \phi Vs\min < Vu \leq 1.1\phi Vc + \phi Vs'$$

$$29.42 + 10.92 < 46.61 < 29.42 + 53.5$$

$$40.34 < 46.61 \leq 82.92$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{Fy * d}$$

**Take Av = 2 Φ10 = 157.1 mm2**

Vs=(Vu/Φ) – Vc = (46.61/0.75)-39.42=22.72 KN

$$S = \frac{Av * Fyt * d}{Vs} = \frac{157.1 * 420 * 312}{22.72 * 10\text{^}3} = 907mm$$

S = 380 mm

S ≤ d/2 =312/2 = 156 mm

≤ 600 mm.

**Use stirrups U-shape (2-legs) Φ 10@ 15cm C/C.**

| *Vud* | $\phi Vc$ | $\phi Vs\min$ | $\phi Vs'$ | **Vs** | **S** |
|---|---|---|---|---|---|
| $46.61KN/rib$ | $29.42KN$ | 10.92 KN | $53.5KN$ | 22.72 KN | 15 cm |

- **Design for Positive moment :**

**- Short direction:**

**Mu = +40.2 KN.m/rib**

d = 350 – 20 – 10 – $\frac{16}{2}$ = 312 mm

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

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(40.2/0.9) * 10^{-3}}{0.54 * (0.312)^2} = 0.85$Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.85)(20.6)}{420}}) = 0.002068$

As,req = 0.002068*540*312 = 348.4 $mm^2 > As_{min} = 145.6\, mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(312) = 127.4\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{420}(140)(312) = 145.6 mm^2 > 127.4\, mm^2$

**select (2) bars Φ 16 , As = 402 $mm^2$ > 348.4 $mm^2$ OK**

| d (mm) | m | Rn (Mpa) | ρ | As(mm2) | As min(mm2) |
|---|---|---|---|---|---|
| 312 | 20.6 | 0.85 | 0.002068 | 348.4 | 145.6 |

**- Check strain**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$402 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$

$a = 15.33mm$

$c = \frac{15.33}{0.85} = 18.03$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 18.03}{18.03} \times 0.003 = 0.0489 > 0.005...ok$$

**- Long direction:**

**Mu = +36.4 KN.m/rib**

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(36.4/0.9) * 10^{-3}}{0.54 * (0.312)^2} = 0.769 \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.769)(20.6)}{420}}\right) = 0.0018669$$

$$As,req = 0.0018669 * 540 * 312 = 314.5\, mm^2 > As_{\min} = 145.6\, mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(312) = 127.4\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{1.4}{420}(140)(312) = 145.6 mm^2 > 127.4\, mm^2$$

**select (2) bars Φ 16 , As,provided = 402** $mm^2$ **As,req> 314.5** $mm^2$ **OK**

| d (mm) | m | Rn (Mpa) | ρ | As(mm2) | As min(mm2) |
|---|---|---|---|---|---|
| 312 | 20.6 | 0.769 | 0.0018669 | 314.5 | 145.6 |

**- Check strain**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

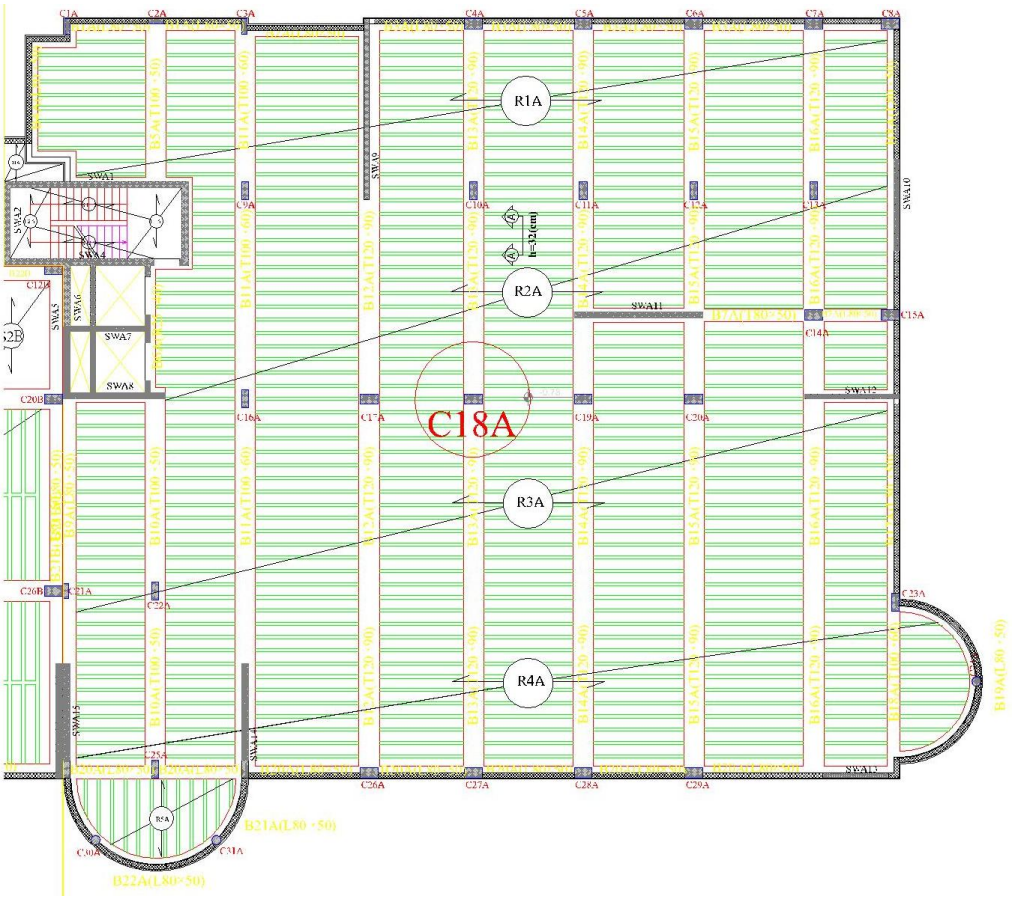
$$402 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 15.33mm$$

$$c = \frac{15.33}{0.85} = 18.03$$

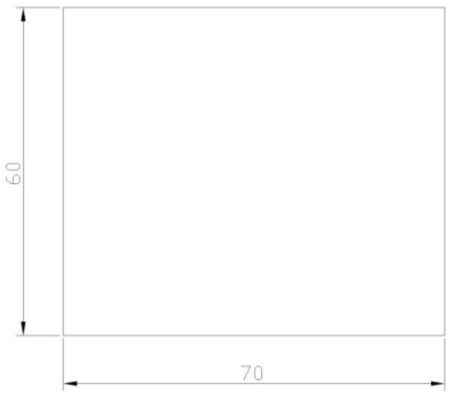
$$\varepsilon_s = \frac{312 - 18.03}{18.03} \times 0.003 = 0.0489 > 0.005...ok$$

## 4-12: Design of Column (C18A):




**(4-3) :Place Of Column (C18 A)**

- **Design of Column (C18A):**



| column | | | Beam (13 ) | | | | Load On Footing | DL | LL | DL(S) | LL(S) | Fatored =DL + LL | Factored=DL+LL+Weigh | Total Service |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Basement Floor | DL | 1019.64 | | | | 1019.64 | 4552.15 | 2222.84 | 3793.46 | 1389.28 | 6774.99 | 6984.15 | 5357.0333 |
| | | LL | 612.55 | | | | 612.55 | | | | | | | |
| | | | Beam (30 ) | | | | Load On Footing | | | | | | | |
| | Ground Floor | DL | 1018.81 | | | | 1018.81 | | | | | | | |
| | | LL | 614.02 | | | | 614.02 | | | | | | | |
| | | | Beam (53 ) | Beam (65 ) | | | Load On Footing | | | | | | | |
| | First Floor | DL | 1581.5 | 59.11 | | | 1640.61 | 2513.7 | 996.27 | | | 3509.97 | 3622.11 | |
| | | LL | 664.94 | 0 | | | 664.94 | | | | | | | |
| | | | Beam (78 ) | Beam (93 ) | | | Load On Footing | | | | | | | |
| column18 | Second Floor | DL | 349.86 | 523.23 | | | 873.09 | 873.09 | 331.33 | | | 1204.42 | | |
| | | LL | 106.58 | 224.75 | | | 331.33 | | | | | | | |
| | | | | | | | Load On Footing | | | | | | | |
| | Third Floor | DL | | | | | 0 | | | | | 0 | | |
| | | LL | | | | | 0 | | | | | | | |
| | | | | | | | Load On Footing | | | | | | | |
| | Forth Floor | DL | | | | | 0 | | | | | 0 | | |
| | | LL | | | | | 0 | | | | | | | |
| | | | | | | | Load On Footing | | | | | | | |
| | Roof | DL | | | | | 0 | | | | | | | |
| | | LL | | | | | 0 | | | | | | | |

**Load Calculation for Column**

| Column | Column Dimensions | $fc'$ | $fy$ |
|---|---|---|---|
| Col.18A | 70cm*60cm | 24 Mpa | 420Mpa |

- **Load Calculation:**

$$Pu = 6984.2KN$$
$$Use\rho = \rho g = 2\%$$
$$Pu = 0.65*0.8*\{0.85*\ fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$$
$$6984.2*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*24*(Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag*420]$$
$$Ag = 473060mm^2$$
$$Ag = 700*a$$
$$473060 = 700*a$$
$$a = 675.8mm$$

Use $700 \times 600$mm with Ag = 420000mm²

| Pu(KN) | $\rho g$ | $Ag, provided$ | a( $mm$) | $Ag$ ,required |
|---|---|---|---|---|
| 6984.2 | 0.02 | 473060 $mm^2$ | 675.8 | 420000 $mm^2$ |

- **Selecting longitudinal bars:**

$$Pu = 0.65*0.8*\{0.85*\ fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$$
$$6984.2*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*24*(420000 - Ast) + Ast*420]$$
$$Ast = 12169mm^2$$

**Take 20Φ 28, As,provided = 12319 $mm^2$ > As,req = 12169 $mm^2$**

$$\rho g = \frac{Ast}{Ag} = \frac{12319}{420000} = 0.029331$$

| **Φ** | *Ast, required* | $\rho g$ |
|---|---|---|
| 0.65 | 12169 $mm^2$ | 0.029331 |

- **Design of Ties:**

**- Use ties Φ10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of**

1. 48 * ds = 48 * 10 = 480mm
2. 16 * db = 16 * 28 = 448 mm - control
3. the least dimension of the column = 600 mm

**Use ties Φ10 @ 300mm**

| **ds(mm)** | **db(mm)** | **S(mm)** |
|---|---|---|
| Φ10 | Φ28 | 300 |

- **Check for code requirements:**

1. Clear Spacing = $\frac{600 - 40*2 - 10*2 - 5*28}{4}$ = 90mm > 40mm>1.5db - OK
2. 0.01 < $\rho g$ = 0.029331 < 0.08 - OK
3. Number of bars 20 > 4 for rectangular section – OK
4. Minimum tie diameter ds = Φ10 for db = Φ28 bars – OK

5. Arrangement of ties 90mm < 150mm – OK

| Clear Spacing | No. of bars | $\rho g$ | ds (mm) | db (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 90 mm | 20 | 0.029331 | Φ10 | Φ28 |

- **Check Slenderness Effect:**

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

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 = 3.64- (-0.78) – 1.2 = 3.22 m

M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

**K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.**

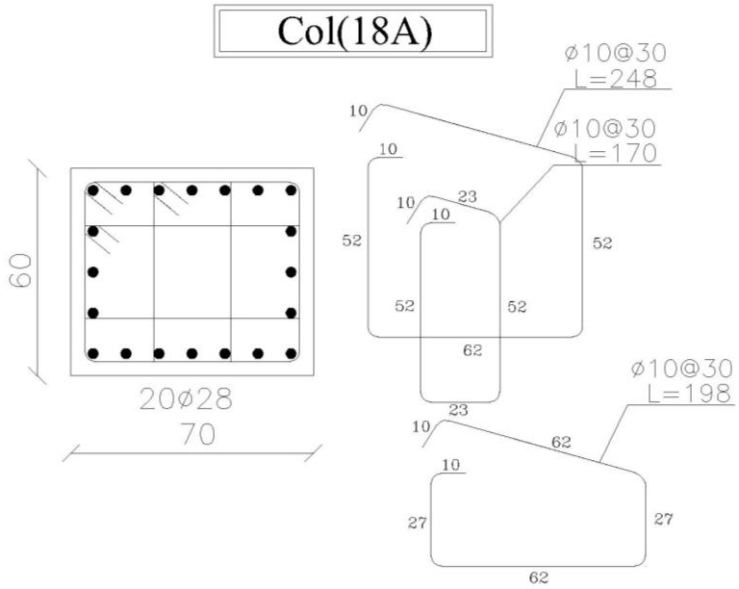
$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22 < 40 \quad .....ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{klu}{rx} = \frac{1*3.22}{0.3*0.6} = 17.9 < 22 < 40.....ok$$

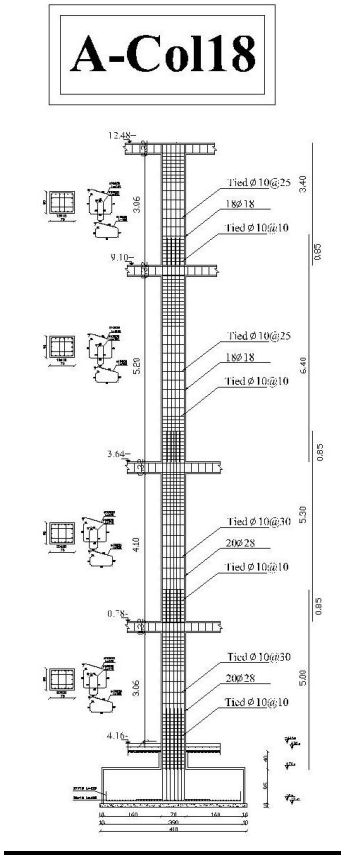
$$\frac{klu}{ry} = \frac{1*3.22}{0.3*0.7} = 15.3 < 22 < 40.....ok$$

**Short column in both direction**

| Lu (m) | M1/M2 | K | $\frac{klu}{rx}$ | $\frac{klu}{ry}$ |
|---|---|---|---|---|
| 3.22 | 1.0 | 1.0 | 17.9 | 15.3 |

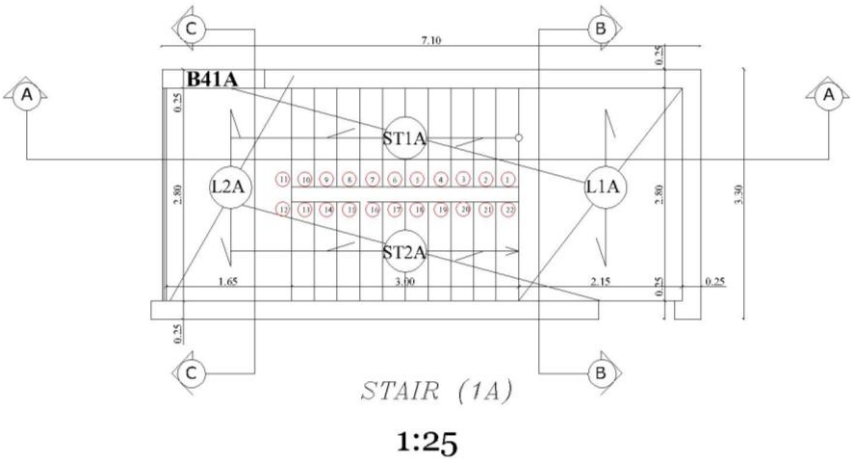



**(4-4-1): Section of Column (C18A)**




**(4-4-2): Section of Column (C18A)**

## 4-13: Design of Stairs ( ST1A )




**(4-5) : Stair (ST1A)**

- **Determination of Thickness:**

height = 3.64 m

Rise = 3.64/22 = 16.5 cm

| height | rise | run | LL | *fc*' | fy |
|---|---|---|---|---|---|
| 3.64m | 16.5 cm | 30 cm | 3 KN/m2 | 24 Mpa | 420 Mpa |

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

h,min = L/ 20

h,min =5 / 20 = 251 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(16.5 / 30) = 28.8^{o}$

| h,min (cm) | θ |
|---|---|
| 25 | $28.8^{o}$ |

- **Load Calculations**

**Dead Load calculations of Flight**

| material | gama | run | rise | t(m) | KN/m |
|---|---|---|---|---|---|
| tiles | 27 | 0.165 | 0.35 | 0.03 | 1.3905 |
| mortar | 22 | 0.165 | 0.3 | 0.03 | 1.023 |
| str.stp | 25 | 0.165 | 0.3 | 0.3 | 2.0625 |
| R C | 25 | 0.25 | Θ=28.8 | | 7.1322 |
| Plaster | 22 | 0.03 | Θ=28.8 | 0.03 | 0.75316 |
| Total load(DL) KN/m | | | | | 12.36 |
| Live load (LL) = 3 KN/m2 | | | | | |

**Dead Load calculations of Landing**

| material | gama | h(m) | b(m) | KN/m |
|---|---|---|---|---|
| tiles | 23 | 0.03 | 1 | 0.69 |
| mortar | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| R C | 25 | 0.25 | 1 | 6.25 |
| plaster | 22 | 0.03 | 1 | 0.66 |
| Total load (DL) | | | | 8.26 |
| Live load (LL) = 3 KN/m2 | | | | |

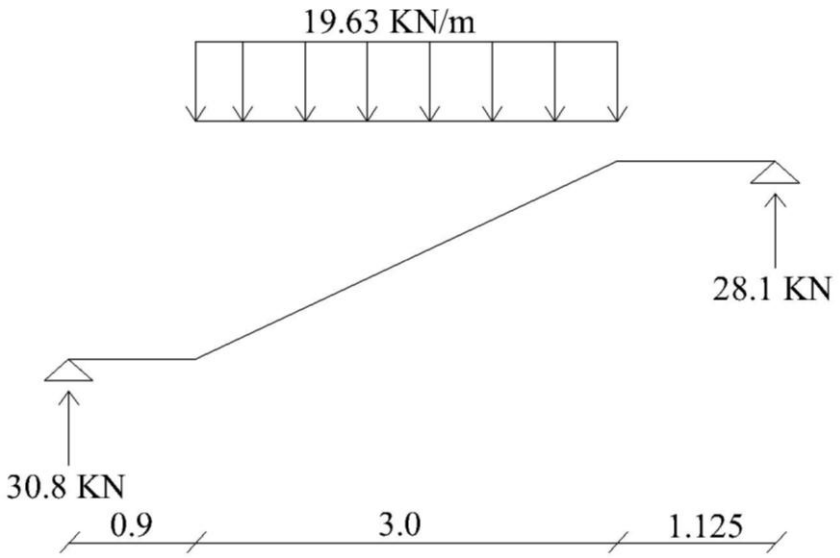
**Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)**

**For** $W_{flight}$ , W = 1.2*12.36+ 1.6*3 = 19.63 KN/m

**For** $W_{landing}$ , W = 1.2*8.26+ 1.6*3 = 14.71 KN/m

| $W_{flight}$ (KN/m) | $W_{landing}$ (KN/m) |
|---|---|
| 19.63 | 14.71 |

**- Structural System Of Flight :**




**Check for shear strength For Flight:**

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

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

$Vu = 30.8KN$

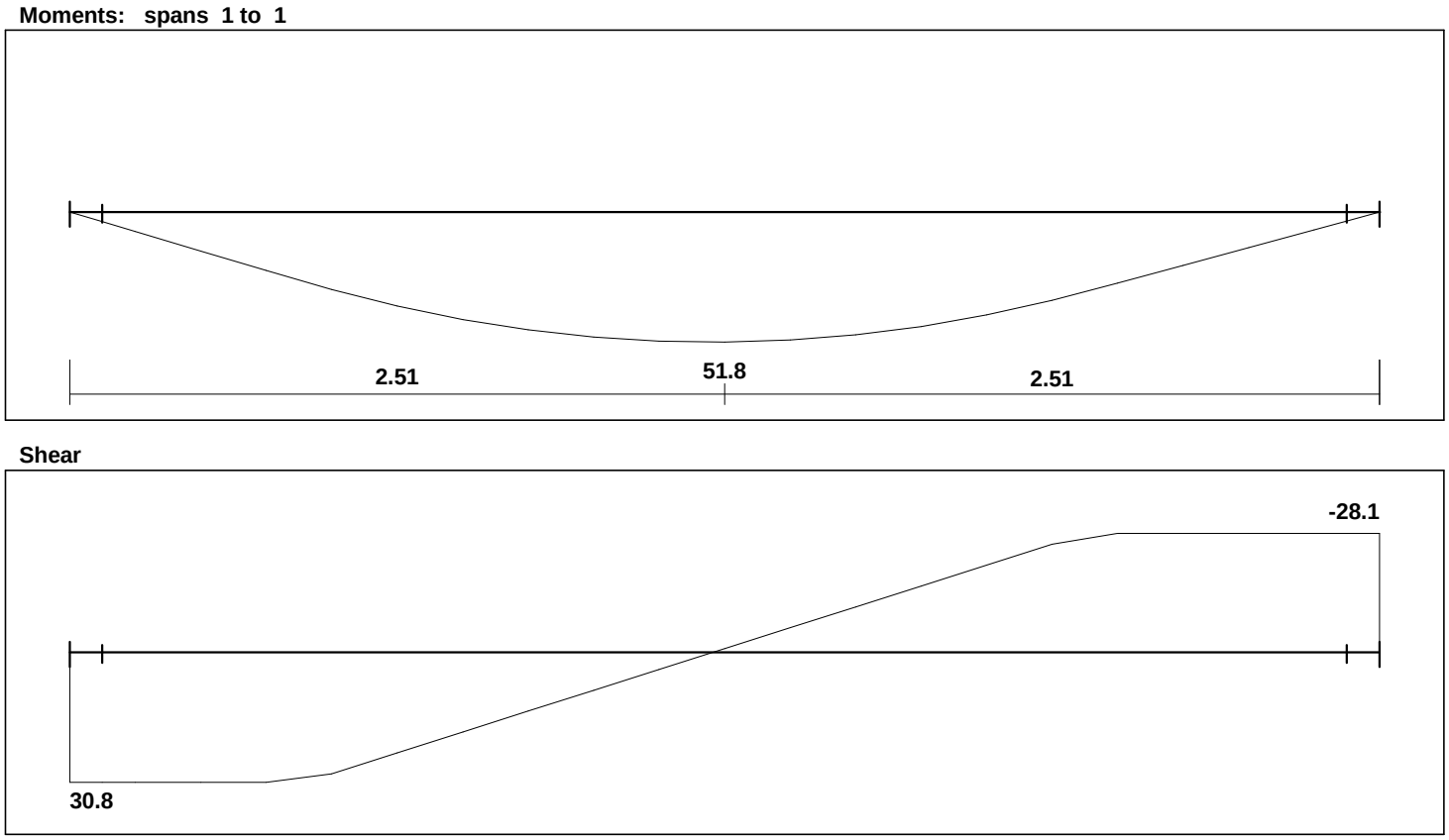
$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56KN/m$$

$Vu$ = 30.8 KN < 0.5* $\phi Vc$ = 68.28 KN .

**Thickness is adequate enough**

| db (mm) | h(mm) | d (mm) | Vu (KN) | $\phi Vc$ (KN) |
|---|---|---|---|---|
| Ø 14 | 250 | 223 | 29.5 | 136.56 |

- **Design of Flexure:**




**(4-8): Envelope diagram Flight (ST1A)**

## - Design for Flight:

Mu = **51.8 KN.m**

$Mn$ = Mu / 0.9 = 51.8/ 0.9 = 57.6 KN.m/m

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

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{57.6 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.16 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.16}{420}}\right) = 0.002841$$

$As_{req}$ = 0.002841*1000*223 = 633.52 $mm^2$/m > $As_{min}$ = 450$mm^2$/m…. OK

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2$/m

**Use Φ 14 then,**

n =633.52/154 = 4.11 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.11} = 0.243$

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req}$($mm^2$) | $As_{min}$($mm^2$) | S(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 54 | 20.6 | 1.16Mpa | 0.002841 | 633.52 | 450 | 200 |

**Take 5 Φ14/m with As = 770 mm2/m strip OR**

**Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c**

**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

≤ 380 ( $\frac{280}{fs}$ ) – 2.5 * $C_c$

≤ 380 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$ ) – 2.5* 20 = 380 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ ) – 2.5 * 20 = 330mm

≤ 300 ( $\frac{280}{fs}$ ) = 300 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$ ) = 300 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ ) = 300 mm … (control)

**- Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$770 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.85mm$

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

$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.65}{18.65} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.03287 > 0.005 \longrightarrow ok$

| As,prvided ($mm^2$) | a (mm) | c (mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|
| 770 | 15.85 | 18.65 | 0.03287 |

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2/\text{m}$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{2.92}$ = 0.34 m

**Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR**

**Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c**

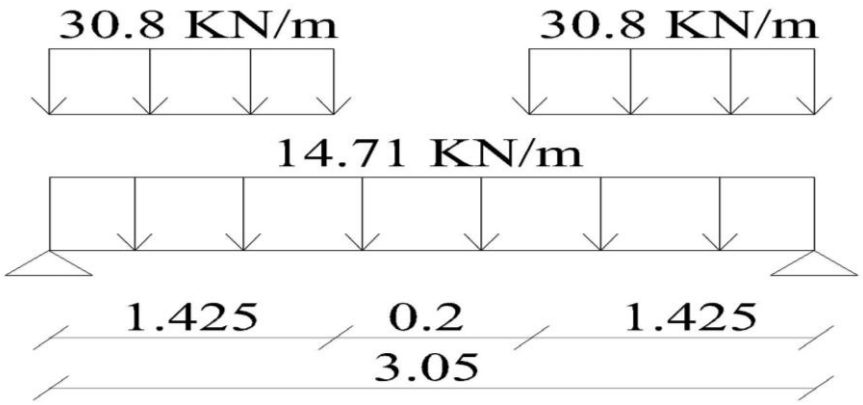
**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

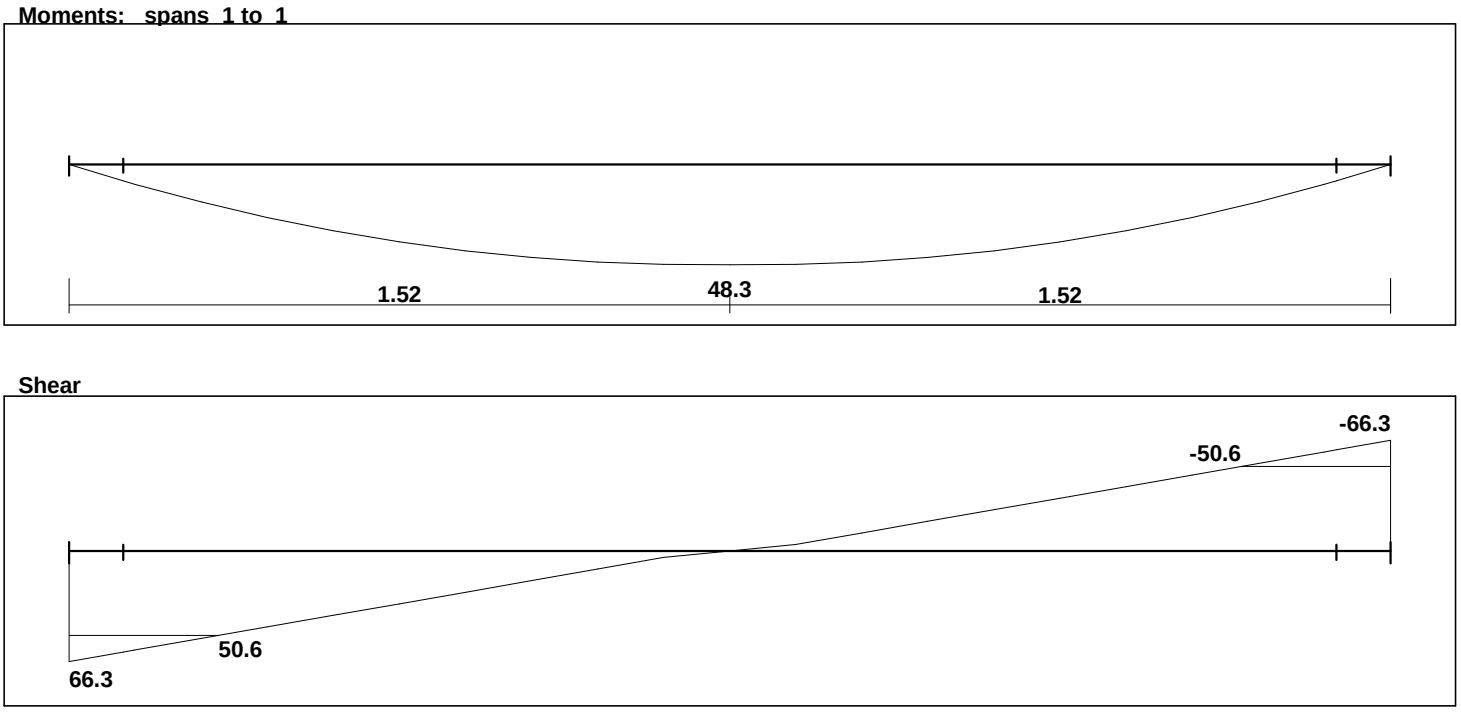
| $As_{Shrinkage}(mm^2)$ | S(mm) | n | db (mm) |
|---|---|---|---|
| 450 | 300 | 3 | Φ 14 |

$W_{RA}$ = 30.8 KN/m , $W_{RB}$ = 28.1 KN/m

**- Design for landing (L2A):**




**Structural System Of Landing (L2A)**




**(4-9): Envelope diagram Of Landing (L2A)**

**Vu = 50.6 KN/m**

**- Check for shear strength (L2A):**

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

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

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

$Vu$ = 50.6 KN /m < 0.5* $\phi Vc$ = 68.28 KN/m .

**- Thickness is adequate enough**

**- Calculate the maximum bending moment:**

Mu = **48.3 kN.m/m**

$Mn$ = Mu / 0.9 = 48.3 / 0.9 = 53.7 KN.m/m

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

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{53.7 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.08 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.08}{420}}\right) = 0.002643$$

$As_{req}$ = 0.002643*1000*223 = 589.38 $mm^2$/m> $As_{\min}$ = $450 mm^2$/m**…. OK**

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2/\text{m}$

**Use Φ 14 then,**

n = 589.38 / 154 = 3.83 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{3.83}$ = 0.261 m

**Take 4 Φ14/m with As,provided = 615.6 mm2/m strip OR**

**Use 1Φ 14@ 25 cm c/c**

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req(}\ mm^2)$ | $As_{min}(\ mm^2)$ | S(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 48.3 | 20.6 | 1.08 Mpa | 0.002643 | 589.38 | 450 | 250 |

**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

$\leq 380 (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330 mm$

$\leq 300 (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

**- Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.67 mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9 mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.04189 > 0.005 \longrightarrow ok$

| As ($mm^2$) | a (mm) | c (mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|
| 615.6 | 12.67 | 14.9 | 0.04189 |

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{2.92}$ = 0.34m

**Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR**

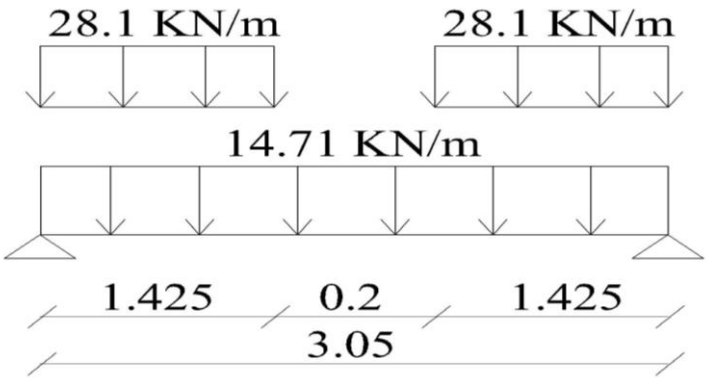
**Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c**

**Step ( s) is the smallest of :-**

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

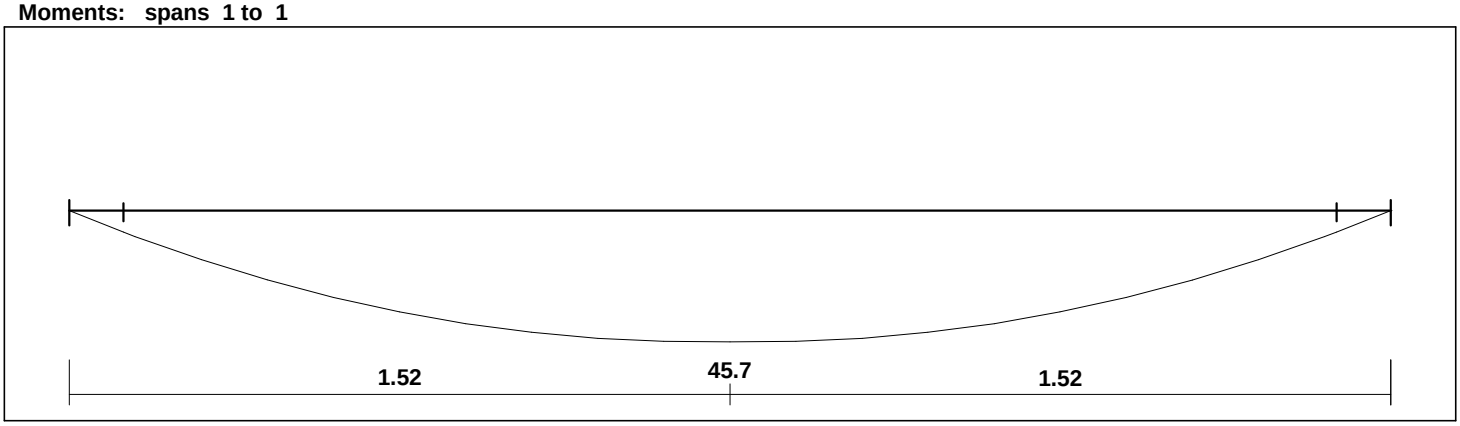
| $As_{Shrinkage}(mm^2)$ | S(mm) | n | db (mm) |
|---|---|---|---|
| 450 | 300 | 3 | Φ 14 |

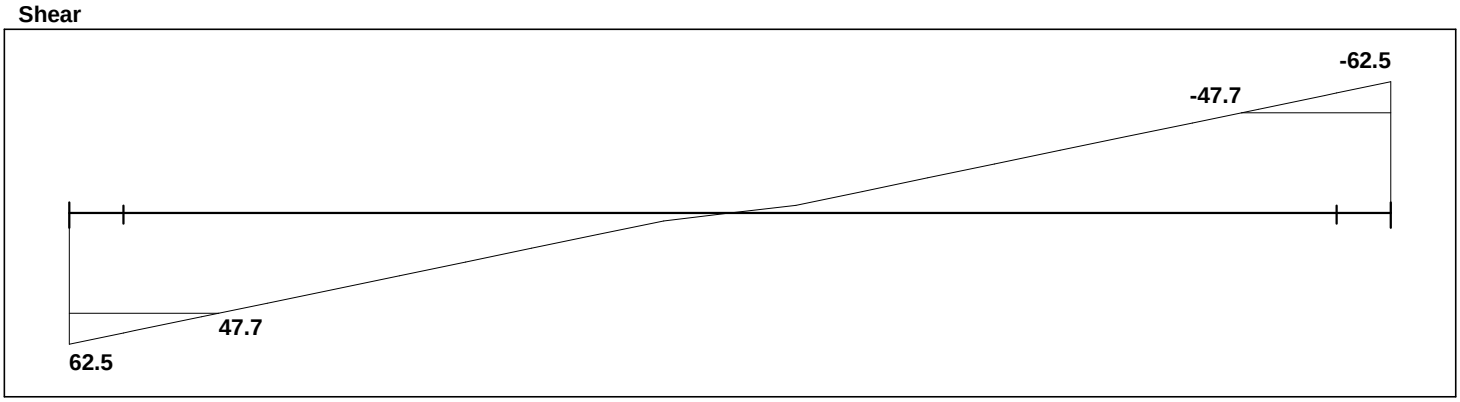
- **Design for landing (L1A):**




**Structural System Of Landing (L1A)**

**Moments: spans 1 to 1**






**(4-10): Envelope diagram Of Landing (L1A)**

**Vu = 47.7 KN/m**

**- Check for shear strength(L1A):**

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

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

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

$Vu$ = 47.7 KN/m < $\phi Vc$ = 68.28 KN/m .

**- Thickness is adequate enough**

**- Calculate the maximum bending moment:**

**Mu = 45.7 KN.m/m**

$Mn$ = Mu / 0.9 = 45.7 / 0.9 = 50.8 KN.m/m

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

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{50.8*10^6}{1000*223^2} = 1.135MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.135}{420}}\right) = 0.002781$$

$As_{req}$ = 0.002781*1000*223 = 620.2 $mm^{2.}$ /m > $As_{\min}$ = $450mm^2$ /m**…. OK**

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 14 then,

n = 620.2/154 = 4.03 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.03} = 0.248$

**Take 4 Φ14/m with As,provided = 615.5 mm2/m strip OR**

**Use 1Φ 14@ 25 cm c/c**

| **Mu(KN.m)** | **m** | **Rn** | **ρ** | **$As_{req}$( $mm^2$ )** | **$As_{min}$( $mm^2$ )** | **S(mm)** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 45.7 | 20.6 | 1.135Mpa | 0.002781 | 620.2 | 450 | 250 |

**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

≤ 380 ( $\frac{280}{fs}$ ) – 2.5 * $C_c$

≤ 380 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$ ) – 2.5* 20 = 380 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ ) – 2.5 * 20 = 330mm

≤ 300 ( $\frac{280}{fs}$ ) = 300 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$ ) = 300 * ( $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ ) = 300 mm (control)

- **Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$615.5 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.67mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.04189 > 0.005 \longrightarrow ok$

| As,provided ($mm^2$) | a (mm) | c (mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|
| 615.5 | 12.67 | 14.9 | 0.04189 |

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{2.92}$ = 0.34m

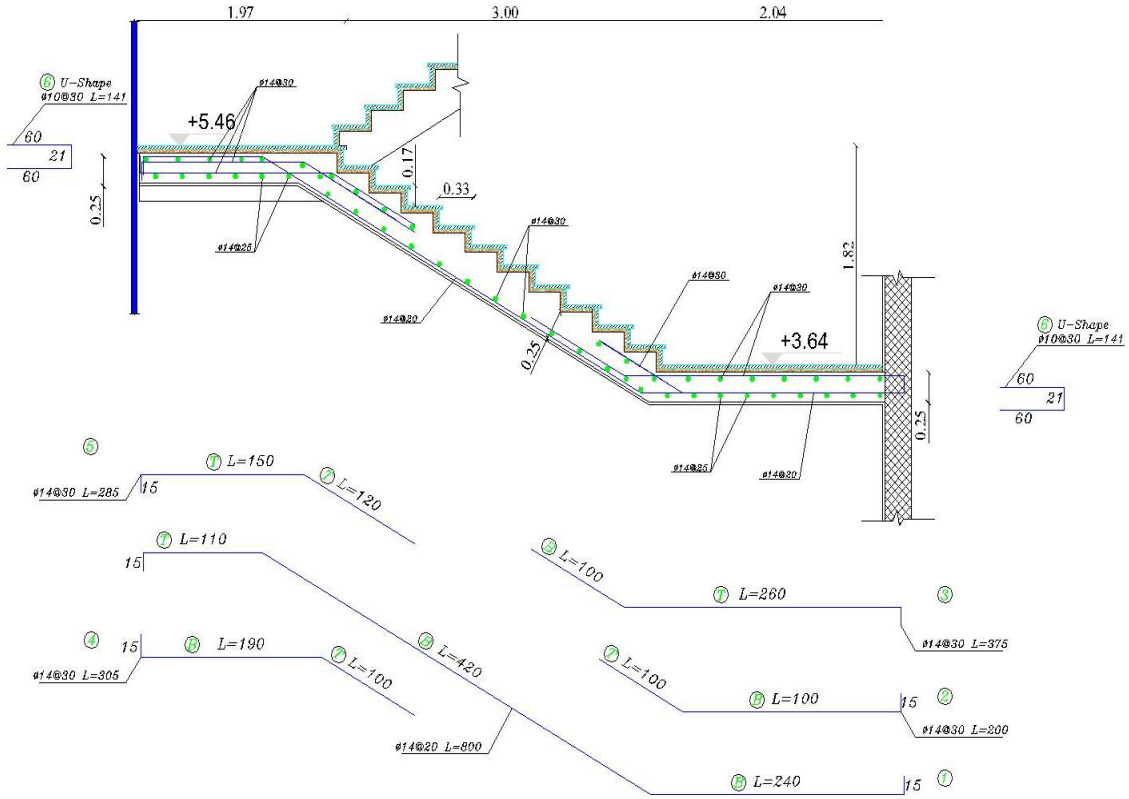
**Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR**

**Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c**

**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

| $As_{Shrinkage}(mm^2)$ | S(mm) | n | db (mm) |
|---|---|---|---|
| 450 | 300 | 3 | Φ 14 |

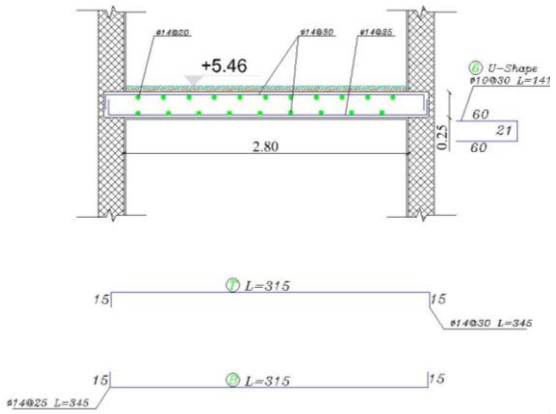



SECTION (A-A)

ST1A

1:25

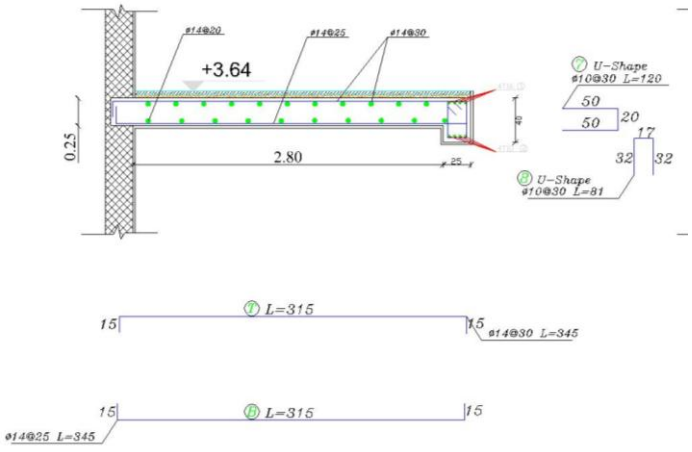
**(4-6-1): Section Of Flight**




SECTION (B-B)

L1A

1:25




SECTION (C-C)

L2A

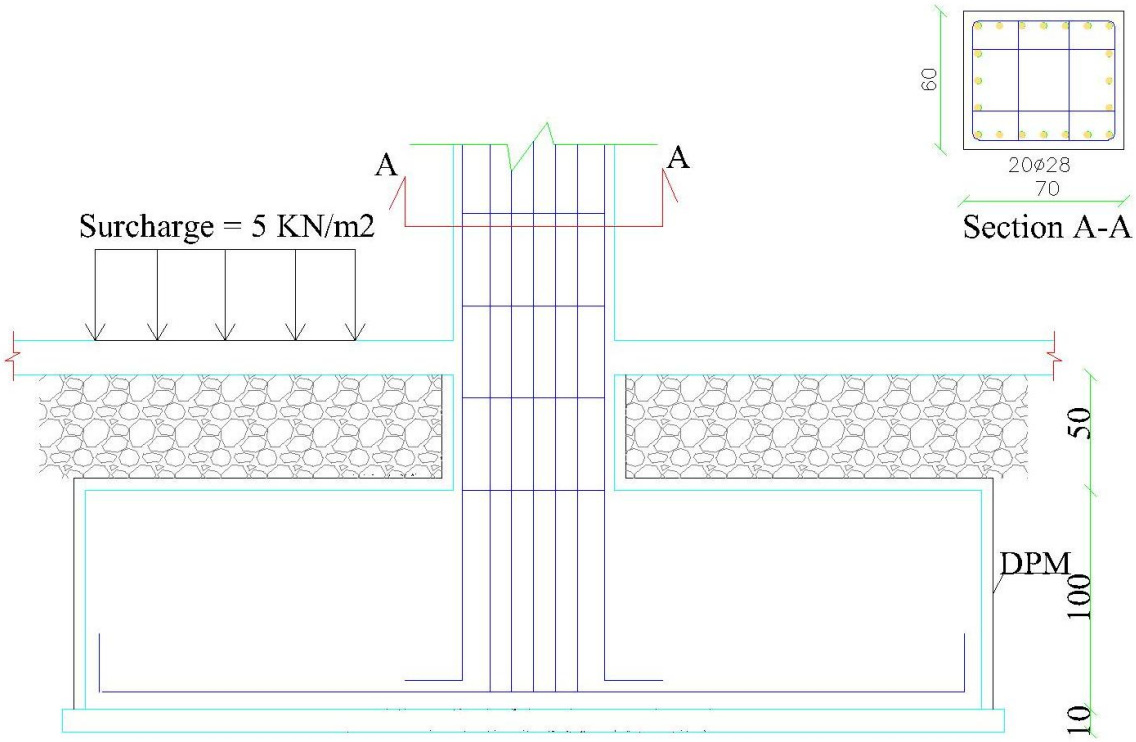
1:25

**(4-6-2): Detail Of Landing (L1A)& (L2A)**

## 4-14:Design of footing (F 14):

- **Design of Isolated footing (Under Col. 18A):**

**Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing.**




| $f_c'$ | fy |
|---|---|
| 24 Mpa | 420 Mpa |

- **Load Calculation:-**

**- From column (18A): (DL &LL)**

* Service dead load ( DL) = 3967.3 KN

* Service live load (LL) = 1389.3 KN

* Service Surcharge = 5 KN/m²

* Column dimensions =70 cm*60 cm

* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

* Soil density = 20 KN/m3

* Soil weight = 0.5*20= 10 KN/ m²

| DL(KN) | LL(KN) | Service Surcharge | Column dimensions | all. soil pressure | Soil density | Soil weight |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3967.3 | 1389.3 | 5 KN/m² | (70*60) cm | 400 KN/ m² | 20 KN/m3 | 10KN/ m² |

- **Calculating the weight of footing, soil, and Surcharge :**

**- Weight of footing ( assume $h_{footing}$ = 100 cm)**

$w_{footing}$ = 1.0*25 = 25 KN/m²

**- Total Surcharge load foundation:**

WT = 10 + 25 + 5 = 40 KN/m²

**- Net soil pressure $q_{net}$ :**

$q_{net}$ = 400 – 40 = 360 KN/m²

**- Required sizes of footing:**

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{3976.3+1389.3}{360}$ = 14.88m²

**Try 3.9* 3.9 Area = 15.21 m2**

| $h_{footing}$ | $w_{footing}$ | $w_{soil}$ | **WT** | $q_{net}$ | **A,required** |
|---|---|---|---|---|---|
| 100 cm | 25 KN/m² | 10 KN/m² | 40 KN/m² | 360 KN/m² | 14.88m² |

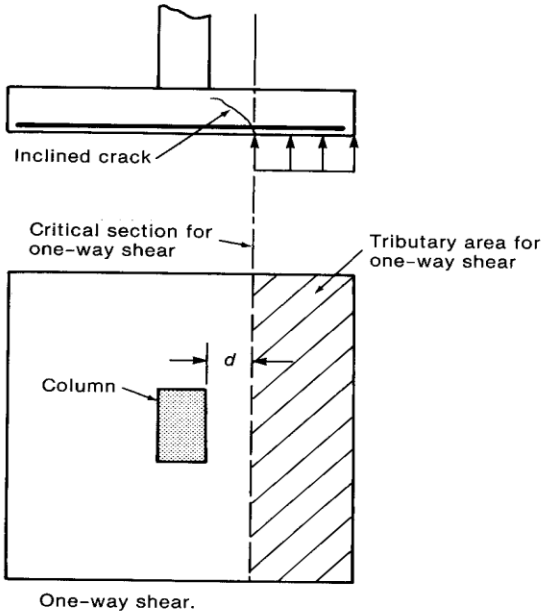
- **Depth of footing and shear design:**

$Pu$ = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*3967.3 + 1.6*1389.3 = 6984.2 KN

$qu = \frac{6984.2}{15.21}$ = 459.2 KN/m²

| **Try area** | $Pu$ | $qu$ |
|---|---|---|
| 3.9 m* 3.9 m | 6984.2 KN | 459.2 KN/m² |

- **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**




- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{3.9}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) * 459.2 * 3.9$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 3.9 * d * 10^3$$

$Let, \phi Vc = Vu$

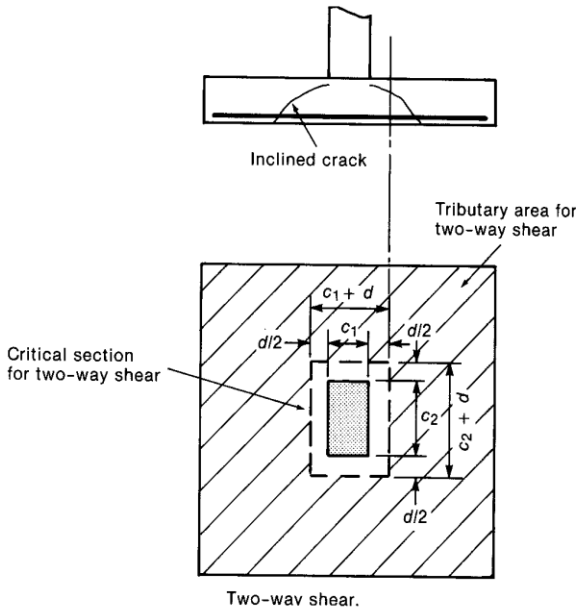
$d = 0.71m$

$h = 710 + 75 + 20 = 805mm$

**Try h = 850 mm ….. d =850 – 75 – 20= 805 mm**

| **Φ** | **d (mm)** | **h (mm)** | **Try h(mm)** | **Try d (mm)** |
|---|---|---|---|---|
| 0.75 | 710 | 805 | 850 | 805 |

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**




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

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

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

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

**Where:**

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{700}{600} = 1.167$$

$b_o$ = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area
=2(0.7+0.755)+2(0.6+0.755)= 5.62 m.

$\alpha_s$ **= 40**……. **for interior column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.167}\right)*\sqrt{24}*5.62*0.755*10^3 = 7051.4kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.755}{5.62}+2\right)*\sqrt{24}*5.62*0.755*10^3 = 9579.71kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*5.62*0.755*10^3 = 5196.7kN$$

| $\beta_C$ | $b_o$ **(m)** | $\alpha_s$ | $\phi.V_C$ **(KN)** |
|---|---|---|---|
| 1.167 | 5.62 | 40 | 5196.7 |

**Try h= 900 mm. d = 900-75-20 = 805 mm**

$b_o$ = 2(0.7+0.805) + 2(0.6+0.805) = 5.82 m

$Vu = ((3.9*3.9) - ((0.7+0.805)*(0.6+0.805))*459.2 = 6013.4kN$

$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 5.82 * 0.805 * 10^3 = 5738.1kN$ …. Control

**Vu=6013.4KN > ΦVc =5738.1KN……OK**

| h (mm) | d (mm) | $b_o$ (m) | Vu (KN) | $\phi.V_C$ (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 900 | 805 | 5.82 | 6013.4 | 5738.1 |

**Try h= 950 mm. d = 950-75-20 = 855 mm**

$b_o$ = 2(0.7+0.855) + 2(0.6+0.855) = 6.02 m

$Vu = ((3.9*3.9) - ((0.7+0.855)*(0.6+0.855))*459.2 = 5945.5kN$

$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 6.02 * 0.805 * 10^3 = 8405.2kN$ …. Control

**Vu=5945.5KN < ΦVc =8405.2KN……OK**

| h (mm) | d (mm) | $b_o$ (m) | Vu (KN) | $\phi.V_C$ (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 950 | 855 | 6.02 | 5945.5 | 8405.2 |

- **Design for Bending Moment of long direction.**

| h (mm) | d (mm) | b(m) |
|---|---|---|
| 950 | 855 | 3.9 |

d = 950-75-20 = 855 mm

Mu =459.2*3.9*1.65*1.65/2 = 2437.8 KN.m

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

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{2437.8*10^{-3}/0.9}{3.9*(0.855)^2} = 0.95$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.95)}{420}}) = 0.0023174$

$As_{req} = 0.0023174\ (3900)\ (855) = 7727.3\,mm^2 > As_{min} = 6669\,mm^2$ ….. OK

$As_{min} = 0.0018*b*h == 0.0018\ (3900)\ (950) = 6669\,mm^2$

**Take 39Φ 16 , As,provided = 78.5 cm² > As,required = 77.27 cm²**

$S = \frac{3900 - 75*2 - 39*16}{38} = 82.3$ mm

**- Step(S) is smallest of:**

1. 3h = 3*950 = 2850 mm
2. 450 mm - control

S = 82.3 mm < S,max = 450 mm – OK

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req}(mm^2)$ | $As_{min}(mm^2)$ | S(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2437.8 | 20.6 | 0.95Mpa | 0.0023174 | 7727.3 | 6669 | 82.3 |

**- Check strain**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$7850 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3900 \times a$

$a = 41.5mm$

$$c = \frac{41.5}{0.85} = 48.8$$

$$\varepsilon_s = \frac{855 - 48.8}{48.8} \times 0.003 = 0.04956 > 0.005 ...ok$$

| As ($mm^2$) | a (mm) | c (mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|
| 7850 | 41.5 | 48.8 | 0.04956 |

- **Design for Bending Moment of short direction:**

| h (mm) | d (mm) | b(m) |
|---|---|---|
| 950 | 855 | 3.9 |

d =950-75-20=855 mm

Mu =459.2*3.9*1.6*1.6/2 = 2292.3 KN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{2292.3 * 10^{-3} / 0.9}{3.9 * (0.855)^2} = 0.893 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.893)}{420}}\right) = 0.0021758$$

As,req = 0.0021758 (3900) (855) = 7255.2 $mm^2$ > As,min = 6669 $mm^2$ ….. OK

As,min =0.0018*b*h == 0.0018 (3900) (950) = 6669 $mm^2$

**Take 37Φ 16 , As,provided = 74.4cm² > As,required = 72.55 cm²**

$$S = \frac{3900 - 75*2 - 37*16}{36} = 87.7 \text{ m}$$

**- Step(S) is smallest of:**

1. 3h = 3*950 = 2850mm
2. 450 mm - control

S = 87.7 mm < S,max = 450mm – OK

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req(}\ mm^2)$ | $As_{min}(\ mm^2$ | S(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2292.3 | 20.6 | 0.893Mpa | 0.0021758 | 7255.2 | 6669 | 87.7 |

**- Check strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$7440 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3900 \times a$$

$$a = 39.3mm$$

$$c = \frac{39.3}{0.85} = 46.2$$

$$\varepsilon_s = \frac{855 - 46.2}{46.2} \times 0.003 = 0.05252 > 0.005...ok$$

| $As\ (mm^2)$ | a (mm) | c (mm) | $\varepsilon_s$ |
|---|---|---|---|
| 7440 | 39.3 | 46.2 | 0.05252 |

- **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 20 = 493mm$$

Available length = ((3900-700)\2) - 75=1525
1525mm > 493mm ……ok

- **Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design ):**

**- In footing :**

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

$A_1 = 0.6 * 0.7 = 0.42\ m^2$
$A_2 = 3.9 * 3.9 = 15.21\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{15.21}{0.42}} = 6 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.42 \times 2) \times 1000 = 11138.4 KN$$

$$\Phi Pn = 11148.4 > Pu = 6984.2 \ldots\ldots\ldots ok$$

**The Dowels are not needed for footing**

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 700 * 600 = 2100 mm2

**Use 20Φ 25 , As,provided = 9818 mm² > As, required = 2100 mm²**

**- In column:**

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85 fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.7 \times 1000) = 5569.2 KN$$

$$\Phi Pn.b = 5569.2 KN < P_u = 6984.2 KN$$

**The Dowels are needed for column**

$$A_{req} = \frac{\frac{P_u}{\Phi} - \frac{\Phi Pn}{\Phi}}{fy} = \frac{\frac{6984.2}{0.65} - \frac{5569.2}{0.65}}{420} = 5200\ mm^2 > A_{min} = 2100\ mm^2$$

$A_{min} = 0.005 * A_c = 0.005*600*700 = 2100\ mm^2$

**Use 20Φ 25 , As,provided = 9818 mm² > As, required = 5200 mm²**

- **Development length for compression reinforcement**

**- Development of dowels in footing:**

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.25\,fy}{\lambda\sqrt{fc}} * db = \frac{0.25*420}{1*\sqrt{24}} * 25 = 536 \text{ mm}$$

.

Ld(2)req = 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 25 = 451.5 mm

Ld(2)req = 451.5mm < Ld(1)req = 536 mm ……. Control

Available Ld = $700 - 75 - 2*25 = 575$ mm.

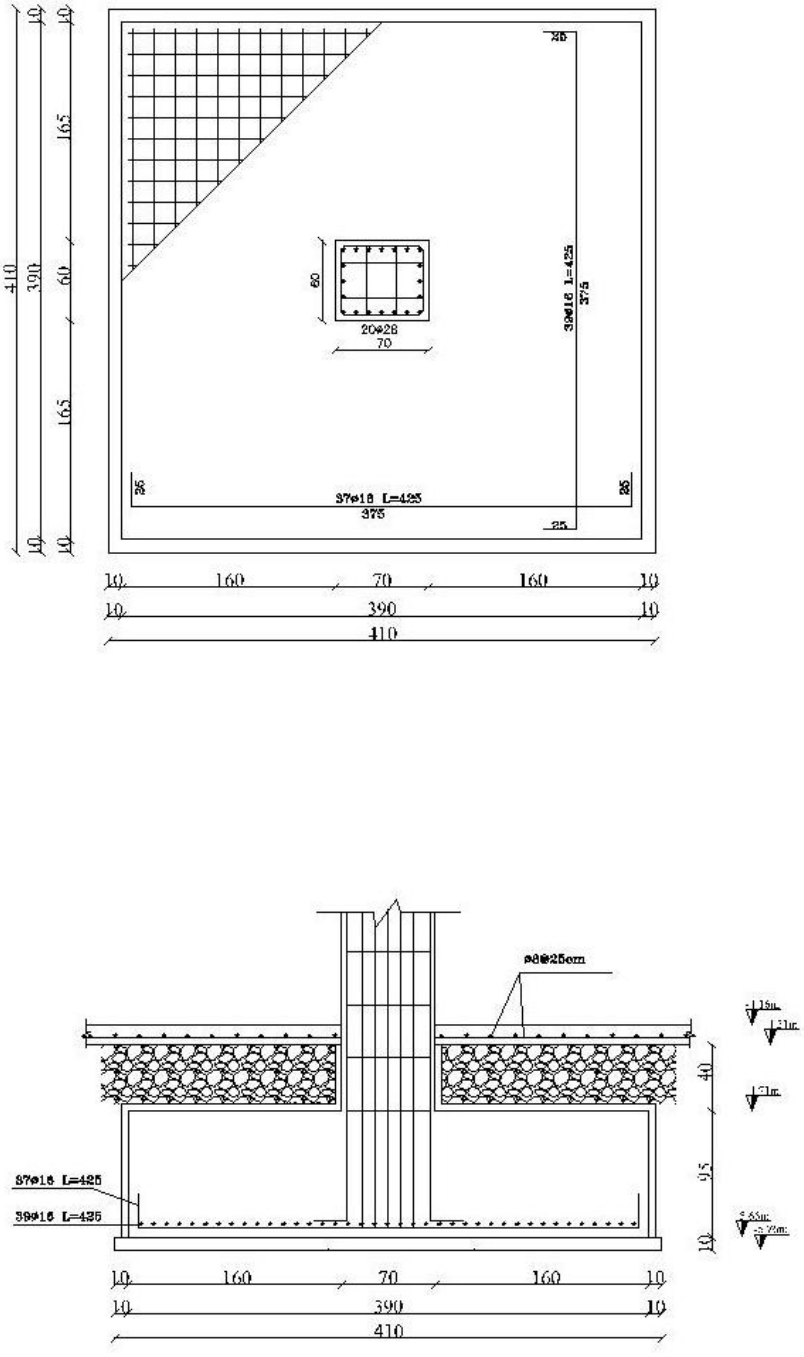
Available Ld =575 mm > Ld required= 536 mm…….. OK.

**- Lap splice of dowels in column :**

Ls = 0.071 fy . db
= 0.071 * 420 * 25 = 745.5 mm.

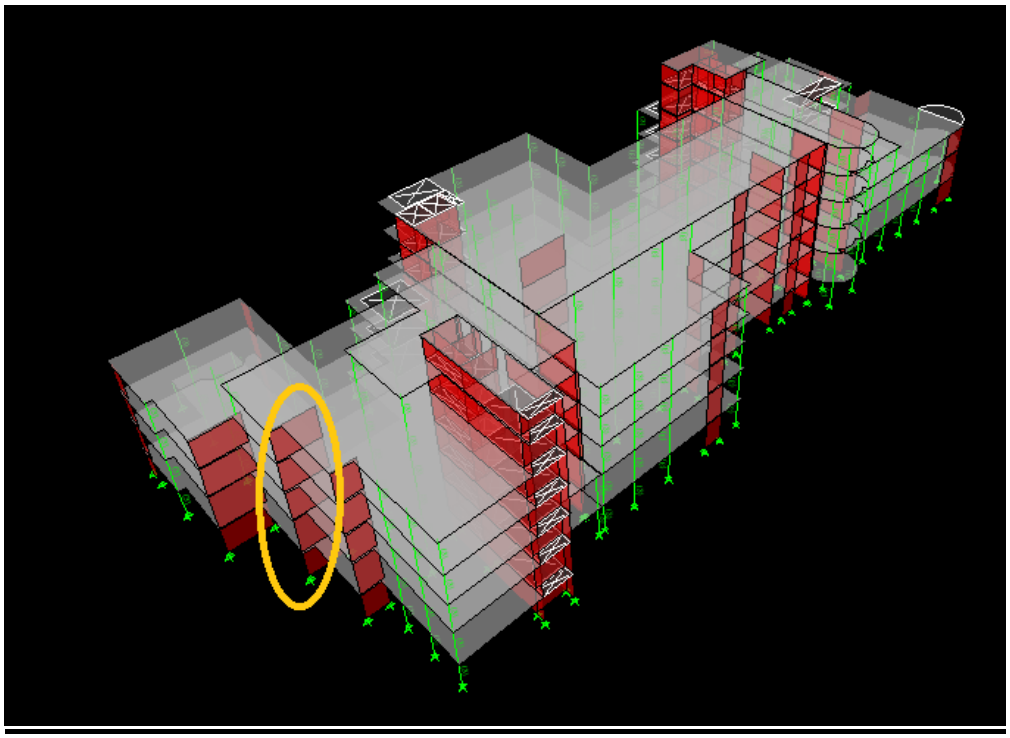
**Use 1000 mm**

Footing (14)

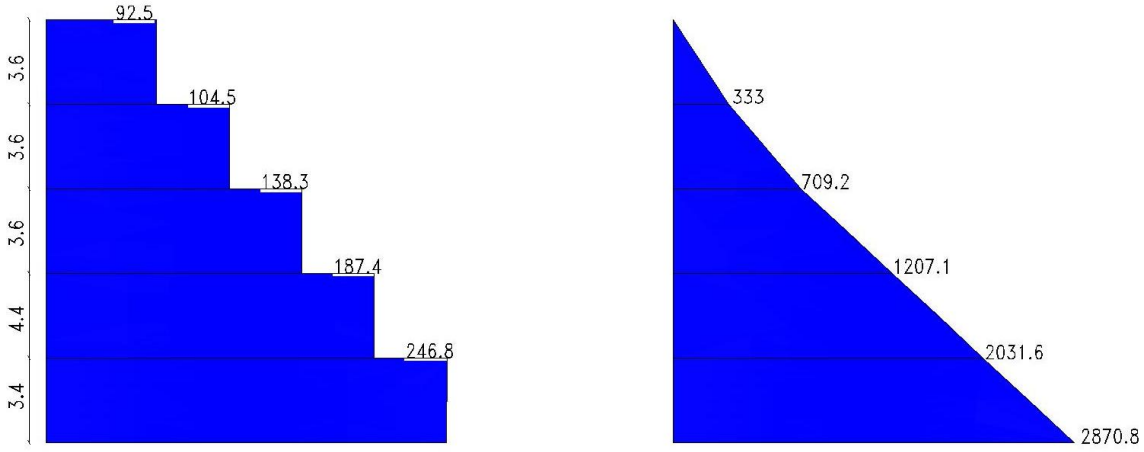



**(4-7): Details of footing (F 14)**

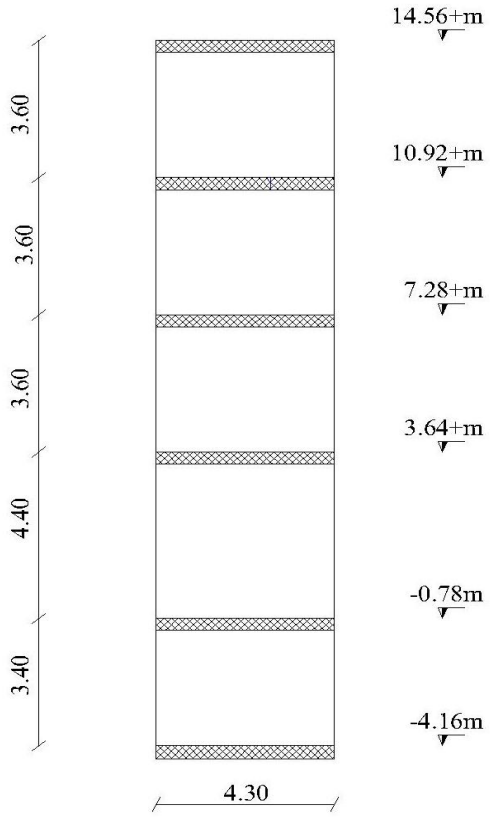
## 4-15:Design of shear wall (SWC4):-



**(4-8): Place Of (SWC4) form Etabs Program**




**(4-11): Moment and shear diagram (SWC4)**




**(4-9): Section Of Shear Wall (SWC4)**

*fc*' = 24MPa

fy = 420 MPa

t=20 cm , shear wall thickness

Lw = 4.3 m , shear wall width

hw for one story wall = 3.4 m story height

| *fc*' (MPa) | fy (MPa) | t (cm) | Lw(m) | hw(m) |
|---|---|---|---|---|
| 24 | 420 | 20 | 4.3 | 3.4 |

- **Design of shear:**

**- Design of the Horizontal reinforcement:**

**- The critical Section is the smaller of:**

$$\frac{lw}{2} = \frac{4.3}{2} = 2.15m \ldots\ldots \quad control$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{3.4+4.4+3.6\times 3}{2} = 9.3m$$
$$storyheight = 3.4m$$
$$d = 0.8\times lw = 0.8\times 4.3 = 3.44m$$

| $Vu$ (KN) | Story height(m) | d (m) |
|---|---|---|
| 246.8 | 3.4 | 3.44 |

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset\frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.65\times 0.83\times \sqrt{24}\times 200\times 3.44 = 2098.1KN$$

$$Vc1 = \frac{\sqrt{24}*200*3.44}{6} = 561.75KN$$

DL (service) = 2365 KN

LL (service) = 1203.67KN

Nu = DL + LL = 2365+1203.67 = 3568.7 KN

$$Vc2 = 0.27\times\sqrt{24}\times h*d + \frac{Nu*d}{4Lw}$$

$$Vc2 = 0.27\times\sqrt{24}\times 200*3.44 + \frac{3568.7*3440}{4*4.3}$$

**- Moment at critical section:**

$$\frac{2870.8*2031.6}{3.4} = \frac{Mu*2031.6}{3.4-2.15}$$

308.53 = Mu – 2031.6

Mu = 208.52 + 2031.6 = 2340.1 KN.m

$$\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{2340.1}{246.8} - \frac{4.3}{2} = 7.33 \text{ (+ve value)}$$

**Vc3 = (0.05*** $\sqrt{24}$ **+** $\frac{4.3*(0.1*\sqrt{24}+\frac{0.2*3568,7}{4.3*0.2})}{7.33}$ **) = 487.4 KN….. Control**

| ΦVn,max(KN) | Vc (KN) | Mu (KN.m) |
|---|---|---|
| 2098.1 | 487.4 | 2340.1 |

**- Determine required horizontal shear reinforcement:**

Vu = 246.8 KN > $\frac{1}{2}$*0.75*487.4 = 182.78 KN **No need reinforcement**

**- Minimum shear reinforcement is required:**

Take $\rho$ = 0.0025

**- Maximum spacing is the least of :**

$$\frac{Lw}{5} = \frac{4300}{5} = 860\text{mm}$$

3*h = 3*200 = 600mm

450 mm ……. Control

**Try ϕ10 (As = 78.5 mm2) for two layers**

$$\rho = \frac{Avh}{h*S2} = \frac{2*78.5}{200*S2} = 0.0025$$

**S2 = 314mm , ϕ10@300 mm**

**- Determine vertical shear reinforcement:**

$$\frac{hw}{lw} = \frac{18.6}{4.3} = 4.3256$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

For this wall with $\frac{hw}{lw} = 4.3256 > 2.5$ , $\rho \min = 0.0025$

**Select Φ 10 @250mm. In two layer**

**- Maximum spacing is the least of :**

$$\frac{Lw}{3} = \frac{4300}{3} = 1433.3\text{mm}$$

3*h = 3*200 = 600mm

450 mm ……. Control

**Try ϕ10@300mm (As =78.5 mm2) for two layers**

- **Design of bending moment:**

**Mu = 2870.3 KN.m**

Ast = $\frac{4300}{300}$ *2*78.5 = 2250.3 mm2

w = $\frac{Ast}{Lw*h} * \frac{fy}{fc'} = \frac{2250.3}{4300*200} * \frac{420}{24} = 0.045791$

$$\alpha = \frac{Pu}{Lw * h * fc'} = \frac{3568.7}{4300 * 0.2 * 24} = 0.173$$

$$\frac{c}{Lw} = \frac{(w+\alpha)}{2w+0.85*\beta} = \left(\frac{(0.0458+0.173)}{2*0.0458+0.85*0.85}\right) = 0.26876$$

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

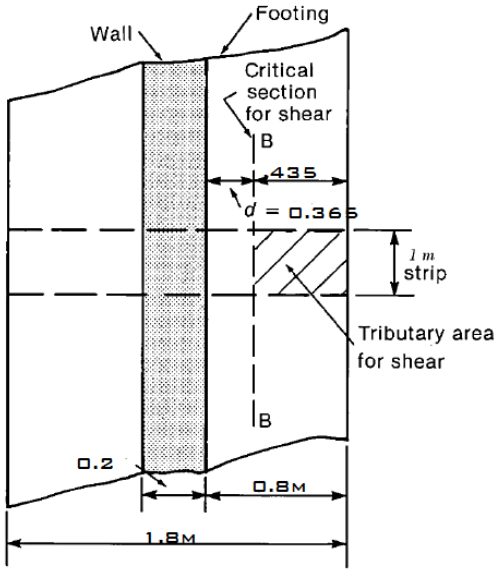
$$= 0.9*(0.5*2250.3*420*4300*(1+\left(\frac{3568.7*1000}{2250.3*420}\right))*(1-0.26876)*10^{-6}$$

$\Phi$ Mn = 6386.8 KN.m > Mu = 2870.3 KN.m

**Try ϕ10@300 mm**

**→use ϕ10@300 mm for vertical reinforcement**

## 4-16: Design of Strip Footing Under Shear Wall (SWC4):




(a) Plan view of footing showing tributary area for shear.

**Loads of Shear Wall (SWC4):**

- DL = 1970.8 Service Dead Load.
- LL = 752.3 Service Live Load.
- DL (Factored/m) = DL/Lw = 2365/4.3 = 550 KN/m
- LL (Factored/m) = LL/Lw = 1203.6/4.3 = 279.92KN/m
- DL (Service/m) = DL/Lw = 1970.8/4.3 = 458.3 KN/m
- LL (Service/m) = LL/Lw = 752.3/4.3 = 174.95 KN/m

**Total Factored / m = 550 KN/m + 279.92 KN/m = 829.92 KN/m**

- Service Surcharge = 5 KN/m²
- Allowable soil pressure = 400 KN/ m²
- Soil density = 20 KN/m3 , and $Hl$ = 1.5

$qa,net$ = 400 – 0.7*25 – 1.5*20 -5 = 347.5KN/m2 **, and where:**

A= $\frac{Pu}{qa,net}$ = $\frac{458.3+174.95}{347.5}$ = 1.7965 m2/m ,,,, length of the wall

A = b * 1m ……. b = 1.79 m take b = 1.8 m

**Take it (1.8 m × 1 m)**

- **Design of footing and shear design (SWC4):**

Pu = 1.2 *458.3 + 1.6* 174.95 = 830KN/m

q,ult = $\frac{Pu}{A}$ = $\frac{830}{1.8*1}$ = 461.1 KN/m2

- **Check for One Way Shear Strength:**

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * 1m = \left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.2}{2} - d\right) * 461.1 * 1$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.34363m$$

$$assume$$

$$h = 343.63 + 75 + 20/2 = 428.6mm$$

**h = 450 mm, d = 450 – 75 – 20/2 = 365 mm**

- **Design for Bending Moment of long direction:**

| h (mm) | d (mm) | b(mm) |
|---|---|---|
| 450 | 365 | 1000 |

**Mu =461.1*1*0.8*0.8/2 = 147.55 KN.m/m**

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{147.55 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.365)^2} = 1.23 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.23)}{420}}\right) = 0.0030226$$

$As_{req}$ = 0.0030226 (1000) (365) = 1103.3 $mm^2$/m > $As_{min}$ = 810 $mm^2$/m….. OK

$As_{min}$ =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (450) = 810 $mm^2$/m

$$\text{n} = 1103.3/201 = 5.48 \quad , \quad \text{S} = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.48} = 0.182 \text{ m}$$

**Take 6Φ 16 @ As = 1206 cm² > As = 1103.3 cm²**

**Use Φ 16 @ 15 cm**

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req}$( $mm^2$) | $As_{min}$( $mm^2$) | S(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 147.55 | 20.6 | 1.23Mpa | 0.0030226 | 1103.3 | 810 | 150 |

**- Step ( s) is the smallest of :-**

1. 3*h = 3* 450 = 1350 mm
2. 450 mm …. control

S = 150 mm < S,max = 450 mm …. OK

**- Select the minimum temperature reinforcement.**

$As_{min}$ =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (450) = 810 $mm^2$ /m

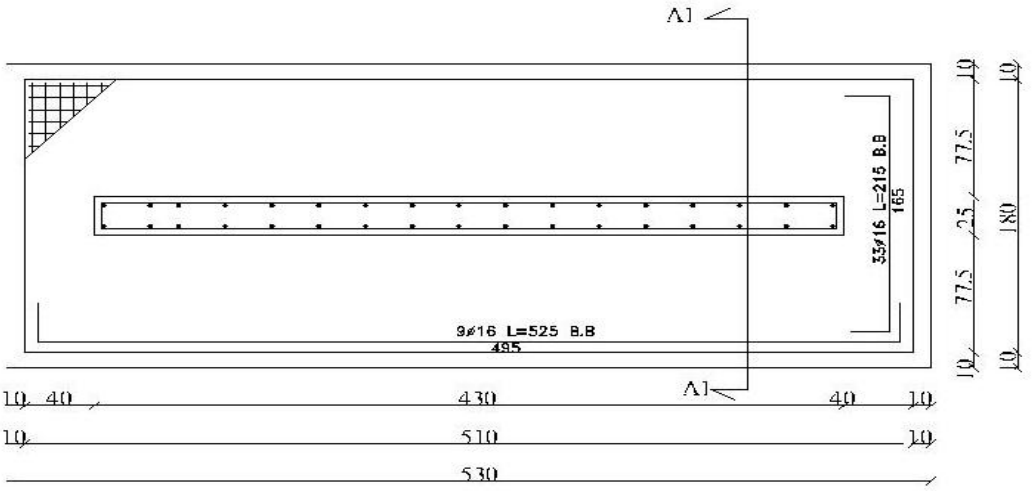
**- The maximum spacing (s) is :-**

1. 5*h = 5* 450 = 2250 mm
2. 450 mm…. control

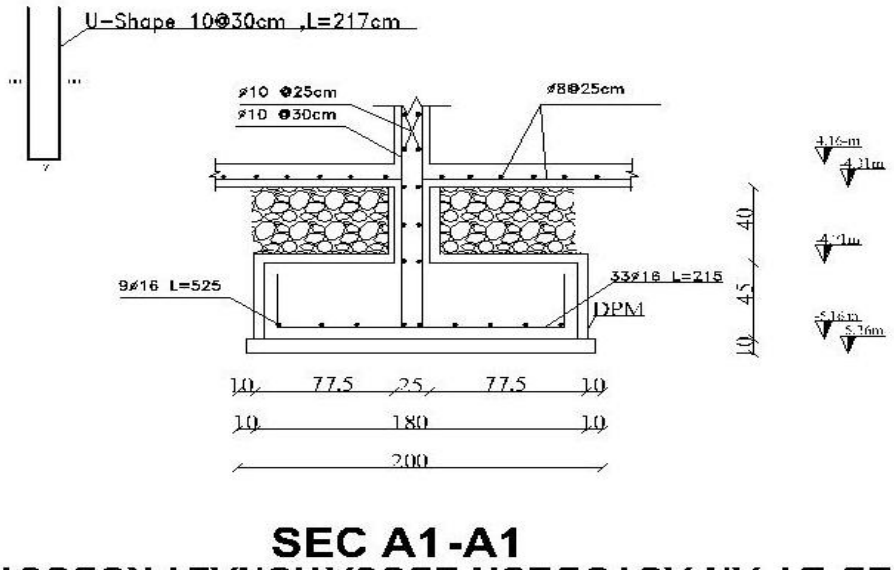
n = 810/201 = 4.03 , S = $\frac{1}{4.03}$ = 0.248 m

**Use Φ 16 @ 20 cm**

# Foundation - SWC4




# Sections




**SEC A1-A1**

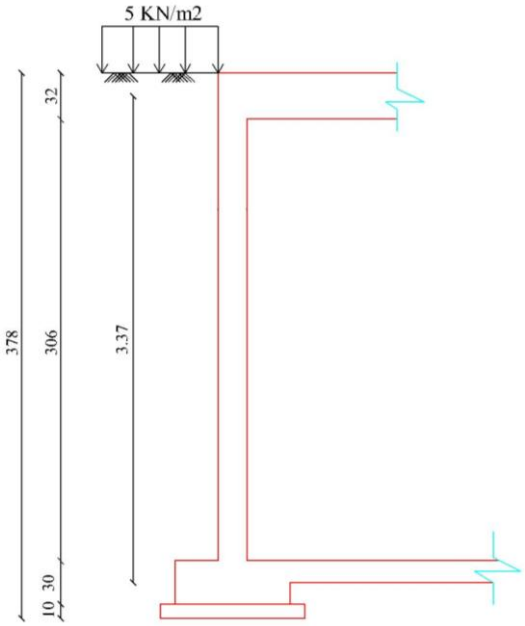
**(4-10): Details Of Strip F.(SWC4)**

## 4-17: Design of Basement wall:

- **load calculation:**

*fc* =24 MPa , **fy**=420 Mpa , **ϒs**=20KN/m$^3$, **qall**=250KN/m$^2$, **φ**=30, **surcharge** =5KN/m$^2$

| *fc* | **fy** | ϒs | qall | φ | **surcharge** |
|---|---|---|---|---|---|
| 24 Mpa | 420 Mpa | 20 KN/m$^3$ | 250 KN/m$^2$ | 30 | 5KN/m$^2$ |




**(4-11): Section Of basement wall**

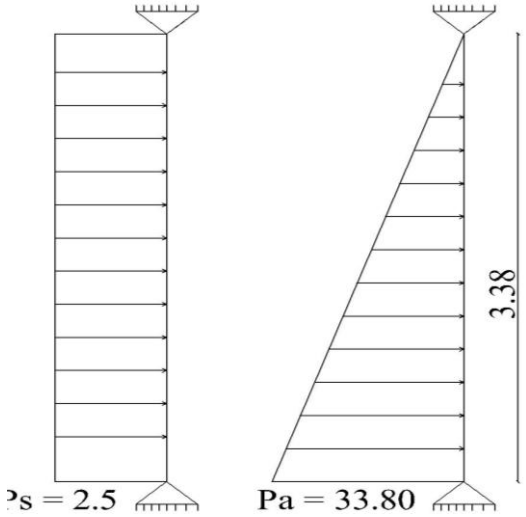
$Ca = 1-\sin\theta = 1-\sin 30 = 0.5$ **( Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * $\gamma$ = 0.5 * 3.37 * 20 = 33.8 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{20}$ = 0.25 m

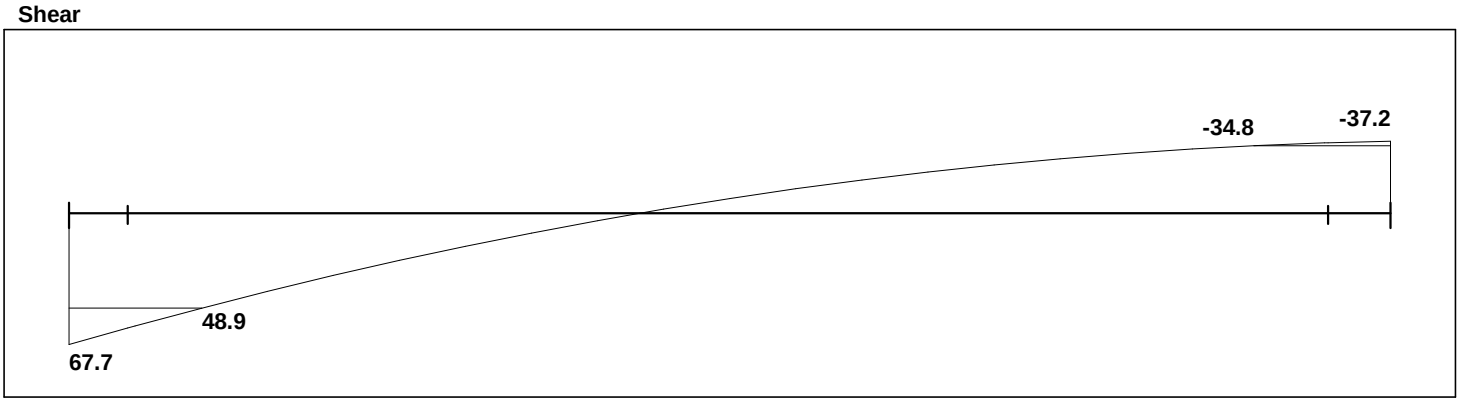
Ps = Ca * hs * $\gamma$ = 0.5 * 0.25 * 20 = 2.5 KN/m2

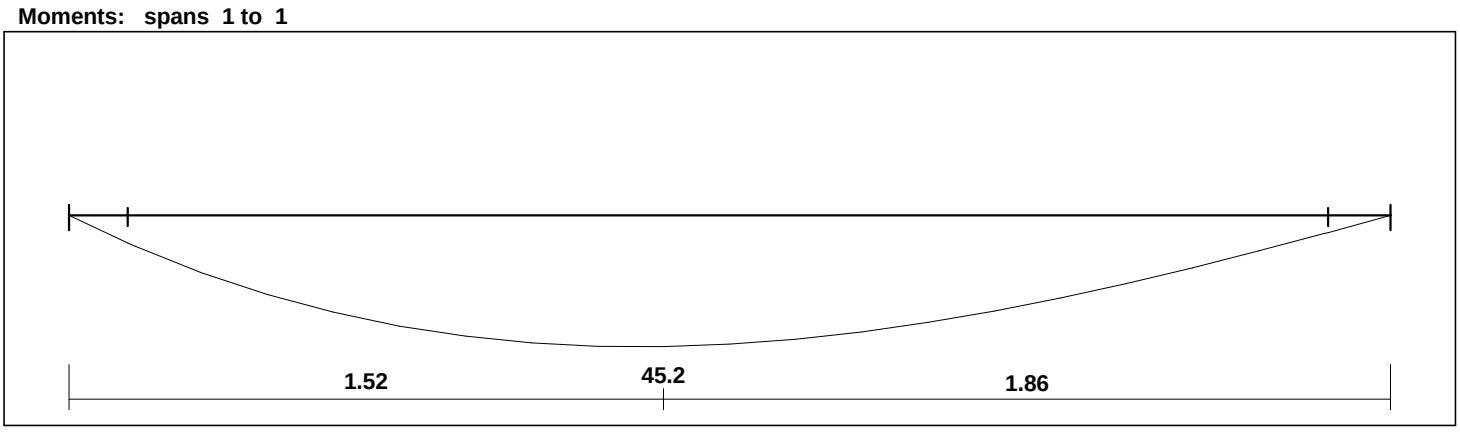
| **Ca** | **Pa** | **hs** | **Ps** |
|---|---|---|---|
| 0.5 | 33.8 KN/m2 | 0.25 m | 2.5 KN/m$^2$ |




**(4-24): Static System**

**From Atir we have moment and shear envelop**




**(4-12): Envelope diagram Of Basement Wall**

- **Design of Bending Moment**

**Mu = +45.2 KN.m/m**

d = 200 – 40 - 20/2 = 150 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{45.2 * 10^6}{0.9 * 1000 * 150^2} = 2.23 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.23}{420}}\right) = 0.0056368$$

As, req = 0.0056368*1000*150= 845.51 $mm^2$/m…….control

**Use Φ 16@ 20 cm,**

**with As,provided = 1005 mm2/m > As,req = 845.51 mm2/m**

| Mu(KN.m) | m | Rn | ρ | $As_{req(}\ mm^2)$ |
|---|---|---|---|---|
| 45.2 | 20.6 | 2.23Mpa | 0.0056368 | 845.51 |

**- As.min for vertical bars:**

- 0.0015 * b * h = 0.0015 *1000*200 = 300 $mm^2$/m
- $0.25\frac{\sqrt{24}}{420}$ *1000*150= 437.4 $mm^2$/m.
- $\frac{1.4}{420}$ *1000 *150 = 500 $mm^2$/m. . . . . **CONTROL**

**Use Φ 14@ 20 cm, with As,provided = 616 mm2/m > As, req = 500 mm2/m**

**- For horizontal bars :**

0.002*b*h =0.002*200*1000= 400 $mm^2$/m.

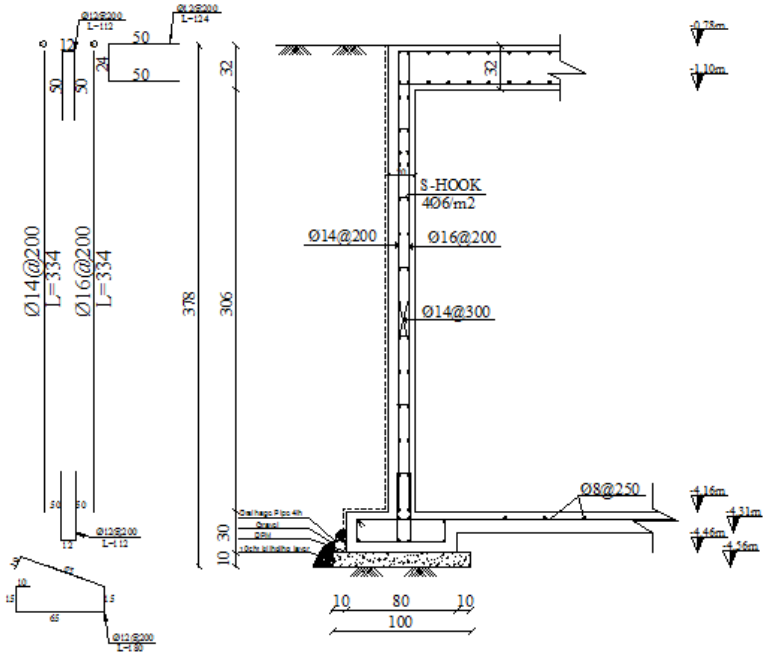
**Use Φ 14@30 cm, with As,provided = 459 mm2/m > As,req = 400 mm2/m**

**- Check for shear**

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 150 * 10^{-3} = 91.85KN$$

$0.5\phi V_c = 0.5*91.85=45.9KN < Vu = 48.9\ KN < \phi V_c = 91.85$……..OK

**The thickness is enough**




Basement Wall
Scale 1:20

**(4-12): Details Of Basement Wall**

5

# الفصل الخامس

# النَتائِج وَ التَوصِيات

**من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-**

**1 - تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.**

**2- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .**

**3- إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .**

تم بحمد الله