

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ "مجمع قراة الصناعي التجاري" في مدينة بيت لحم

فلسطين- بيت لحم

فريق العمل

محمد الزماعرة سجي جنازة

ولاء اقطيط رزان العبيات

إشراف

د. رياض عوض

كانون الثاني -2018م

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ "مجمع قراعة الصناعي التجاري" في مدينة

بيت لحم

فريق العمل

محمد الزماعرة سجي جنازرة

ولاء اقطيط رزان العبيات

بناء 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 بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

د. فيضي شبانة

توقيع مشرف المشروع

د. رياض عوض

إهداء

إلى ينبوع العطاء الذي زرع في نفسي الطموح والمثابرة....

والذي العزيز

إلى نبع الحنان الذي لا ينضب

أمي الغالية

إلى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتي وشبابي.....

إخوتي وأخواتي

إلى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعهم قلبي.....

أصدقائي

إلى من لم يبخلوا علينا بعلمهم

أساتذتي الفاضلين

إلى من احتضنتني كل هذه السنين

فلسطين الحبيبة

إلى زملائي وزميلاتي في جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

شكر وتقدير

الحمد لله الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا الواجب ووفقنا إلى انجاز هذا العمل.

نتوجه بجزيل الشكر والامتنان إلى كل من ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز هذا العمل وفي تذليل ما واجهناه من صعوبات، ونخص بالذكر الدكتور المشرف رياض عوض الذي لم يبخل علينا بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عوناً لنا في إتمام هذا البحث.

نتقدم بالشكر لكل من ساهم في إنجاح هذا البحث.

هذا ما استطيع أن أقوله فكلمة الشكر لا تستدعي كلمات مركبة و إنما بسيطة و لكن تصدر من القلب...

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مجمع قراة الصناعي التجاري"

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق المهندس الإنشائي.

يتكون المشروع من مبنين المبنى الأول هو مصنع للورق المكون من ثلاثة طوابق، وتبلغ المساحة الإجمالية له (2000) متر مربع، أحد الطوابق عبارة عن طابق الخدمات والمكاتب ، أما المبنى الثاني فهو مجمع تجاري مكون من خمسة طوابق ، وتبلغ مساحته الإجمالية (3550) متر مربع ، تتكون الطوابق من تسوية و طابق محلات تجارية وثلاثة طوابق مكاتب .

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنين مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية.

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

Autocad (2014), Atir, Google Sketch Up, Microsoft.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنين ، و بعد إتمام المشروع كنا قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية .

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design of "Qara'ah commercial and industrial complex".

The idea of this project can be summarized in the analysis and design of a commercial and industrial complex composed of a paper factory and a commercial building.

The project consists of two buildings: the first building is a three – story paper factory with a total area of 2000 square meter , one floor is the service and office floor, the second floor is a five-storey commercial complex with a total area of 3550 meters Square, It is composed of a basement floor, shops and three-storey offices .The design of the project is based on the diversity of structural elements distributed in the two buildings .

We used (ACI_318_08) code and structural designing programs such as ATIR and AutoCAD(2014) are used in this project , and we also studied some old graduation. The project will include detailed structural study and analysis of identified construction elements subjected to various loads followed by the structural design of these elements and the preparation of all design drawings according on the prepared design.

God grants success

| رقم الصفحة | الصفحات الابتدائية |
|------------|--------------------------|
| 1 | تقرير مقدمة مشروع التخرج |
| 2 | تقييم مقدمة مشروع التخرج |
| 3 | الإهداء |
| 4 | الشكر والتقدير |
| 5 | الملخص باللغة العربية |
| 6 | الملخص باللغة الانجليزية |
| 7 | فهرس المحتويات |
| 14 | فهرس الجداول |
| 15 | فهرس الأشكال |
| 16 | List of Figures |
| 18 | List of Abbreviations |

| رقم الصفحة | المقدمة | الفصل الأول |
|------------|-----------------------|-------------|
| 20 | | |
| 21 | مقدمة | 1-1 |
| 21 | أهداف المشروع | 2-1 |
| 22 | مشكلة المشروع | 3-1 |
| 22 | حدود مشكلة المشروع | 4-1 |
| 22 | المسلّمات | 5-1 |
| 22 | فصول المشروع | 6-1 |
| 23 | الجدول الزمني للمشروع | 7-1 |

| 24 | الوصف المعماري | الفصل الثاني |
|----|--------------------------|--------------|
| 25 | مقدمة | 1-2 |
| 26 | لمحة عامة عن المشروع | 2-2 |
| 27 | موقع المشروع | 3-2 |
| 28 | أهمية الموقع | 1-3-2 |
| 28 | حركة الشمس والرياح | 2-3-2 |
| 29 | الرطوبة | 3-3-2 |
| 29 | وصف الحركة | 4-2 |
| 29 | المدائل | 5-2 |
| 30 | وصف طوابق المصنع | 6-2 |
| 31 | الطابق الأرضي | 1-6-2 |
| 31 | الطابق الأول | 2-6-2 |
| 32 | طابق الروف | 3-6-2 |
| 32 | وصف واجهات المصنع | 7-2 |
| 32 | الواجهة الشمالية | 1-7-2 |
| 33 | الواجهة الجنوبية | 2-7-2 |
| 33 | الواجهة الغربية | 3-7-2 |
| 34 | الواجهة الشرقية | 4-7-2 |
| 34 | مقاطع المصنع | 8-2 |
| 34 | مقطع A-A | 1-8-2 |
| 35 | مقطع B-B | 2-8-2 |
| 35 | وصف طوابق المجمع التجاري | 9-2 |
| 36 | طابق التسوية | 1-9-2 |
| 37 | الطابق الأرضي | 2-9-2 |

| | | |
|----|---------------------------|--------|
| 38 | الطابق المكرر (1-3) | 3-9-2 |
| 38 | وصف واجهات المصنع التجاري | 10-2 |
| 38 | الواجهة الشمالية | 1-10-2 |
| 39 | الواجهة الجنوبية | 2-10-2 |
| 39 | الواجهة الشرقية | 3-10-2 |
| 40 | الواجهة الغربية | 4-10-2 |
| 40 | مقاطع المجمع التجاري | 11-2 |
| 40 | مقطع A-A | 1-11-2 |
| 41 | مقطع B-B | 2-11-2 |

| 42 | الوصف الإنشائي | الفصل الثالث |
|----|---------------------------|--------------|
| 43 | مقدمة | 1-3 |
| 43 | الهدف من التصميم الإنشائي | 2-3 |
| 44 | مراحل التصميم الإنشائي | 3-3 |
| 44 | الأحمال | 4-3 |
| 44 | الأحمال الميتة | 1-4-3 |
| 45 | الأحمال الحية | 2-4-3 |
| 45 | الأحمال البيئية | 3-4-3 |
| 45 | أحمال الرياح | 1-3-4-3 |
| 47 | أحمال الثلوج | 2-3-4-3 |
| 47 | أحمال الزلازل | 3-3-4-3 |
| 48 | الاختبارات العملية | 5-3 |
| 48 | العناصر الإنشائية | 6-3 |
| 49 | العقودات | 1-6-3 |

| | | |
|----|------------------------------------|---------|
| 49 | عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد | 1-1-6-3 |
| 50 | عقدات العصب ذات الاتجاهين | 2-1-6-3 |
| 50 | العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد | 3-1-6-3 |
| 50 | العقدات المصمتة ذات الاتجاهين | 4-1-6-3 |
| 51 | الأدراج | 2-6-3 |
| 52 | الجبسور | 3-6-3 |
| 53 | الأعمدة | 4-6-3 |
| 53 | جدران القص | 5-6-3 |
| 54 | الأساسات | 6-6-3 |
| 55 | فواصل التمدد | 7-3 |
| 55 | برامج الحاسوب التي تم استخدامها | 8-3 |

| | | |
|------------------|---|-----------|
| Chapter 4 | Structural Analysis and Design | 56 |
| 4-1 | Introduction | 57 |
| 4-2 | Design Method and Requirements | 57 |
| 4-3 | Check of Minimum Thickness of Structural Members | 59 |
| 4-4 | Design of beam "paper factory " | 60 |
| 4-4-1 | Dead load calculation | 60 |
| 4-4-2 | Design of beam flexural | 63 |
| 4-4-3 | Design of beam for shear | 74 |
| 4-5 | Design of two Way solid Slabs "paper factory " | 76 |
| 4-5-1 | Calculation of minimum thickness of two way solid slab | 76 |
| 4-5-2 | Load calculation for dead and live load | 79 |
| 4-5-3 | Check for shear | 80 |
| 4-5-4 | Moment calculation | 80 |
| 4-5-5 | Flexural design | 81 |
| 4-6 | Design of two Way Rib Slabs " paper factory " | 87 |
| 4-6-1 | Minimum thickness for ribbed slab | 87 |
| 4-6-2 | Load calculation | 89 |
| 4-6-3 | Moment calculation | 90 |
| 4-6-4 | Check shear strength | 95 |
| 4-7 | Design of footing "paper factory" | 97 |
| 4-7-1 | Design of one way shear strength | 98 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 4-7-2 | Design of two way shear strength | 98 |
| 4-7-3 | Design of bending moment | 99 |
| 4-7-4 | Design of dowels | 100 |
| 4-8 | Design of one way rib slab " commercial building " | 101 |
| 4-8-1 | Determination of thickness | 101 |
| 4-8-2 | Design of topping for ribbed slab | 102 |
| 4-8-3 | Load calculation | 104 |
| 4-8-4 | Design of rib for one way rib slab | 105 |
| 4-9 | Design of beam "commercial building " | 112 |
| 4-9-1 | Dead load calculation | 112 |
| 4-9-2 | Design of beam for flexural | 114 |
| 4-9-3 | Design of beam for shear | 118 |
| 4-10 | Design of column "commercial building" | 120 |
| 4-10-1 | Load calculation | 120 |
| 4-10-2 | Dimensions of column | 120 |
| 4-10-3 | Check slenderness parameter | 120 |
| 4-10-4 | Design of stirrups | 121 |
| 4-11 | Design of stairs | 122 |
| 4-11-1 | Design of flight | 122 |
| 4-11-2 | Design of shear for flight | 124 |
| 4-11-3 | Design of bending moment | 125 |
| 4-12 | Design of shear wall "commercial building " | 129 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 4-12-1 | Design of shear | 129 |
| 4-12-2 | Design of horizontal reinforcement | 130 |
| 4-12-3 | Design for vertical reinforcement | 131 |
| 4-12-4 | Design of bending moment | 132 |
| 4-13 | Design of basement wall "commercial building " | 133 |
| 4-13-1 | Design of bending moment | 133 |
| 4-13-2 | Design of horizontal reinforcement | 135 |

| 92 | النتائج والتوصيات | الفصل الخامس |
|-----|-------------------|--------------|
| 137 | مقدمة | 1-5 |
| 137 | النتائج | 2-5 |
| 138 | التوصيات | 3-5 |

| رقم الصفحة | اسم الجدول | رقم الجدول |
|------------|--|------------|
| 23 | الجدول الزمني للمشروع | جدول (1-1) |
| 44 | الكثافة النوعية للمواد المستخدمة | جدول (3-1) |
| 45 | الأحمال الحية لعناصر المبنى | جدول (3-2) |
| 46 | سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5 | جدول (3-3) |
| 47 | أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر | جدول (3-4) |
| 59 | Check of Minimum Thickness of Structural Member | جدول (4-1) |
| 79 | Calculation of the dead load for solid slab | جدول (4-2) |
| 89 | Calculation of total dead load | جدول (4-3) |
| 105 | Calculation of the total dead load for the one way rib slab | جدول (4-4) |
| 123 | Dead load calculation of flight | جدول (4-5) |

| رقم الصفحة | اسم الشكل | رقم الشكل |
|------------|--------------------------------|--------------|
| 27 | الموقع العام لقطعة الأرض | الشكل (2-1) |
| 30 | المنظور الثلاثي للمصنع | الشكل (2-2) |
| 31 | مسقط الطابق الأرضي | الشكل (2-3) |
| 31 | مسقط الطابق الأول | الشكل (2-4) |
| 32 | مسقط طابق الروف | الشكل (2-5) |
| 32 | الواجهة الشمالية | الشكل (2-6) |
| 33 | الواجهة الجنوبية | الشكل (7-2) |
| 33 | الواجهة الغربية | الشكل (2-8) |
| 34 | الواجهة الشرقية | الشكل (2-9) |
| 34 | مقطع A-A | الشكل (2-10) |
| 35 | مقطع B-B | الشكل (2-11) |
| 35 | المنظور الثلاثي للمجمع التجاري | الشكل (2-12) |
| 37 | مسقط القبو | الشكل (2-13) |
| 37 | مسقط الطابق الأرضي | الشكل (2-14) |
| 38 | مسقط الطابق المكرر (1-3) | الشكل (2-15) |
| 38 | الواجهة الشمالية | الشكل (2-16) |
| 39 | الواجهة الجنوبية | الشكل (2-17) |
| 39 | الواجهة الشرقية | الشكل (2-18) |
| 40 | الواجهة الغربية | الشكل (2-19) |
| 40 | مقطع A-A | الشكل (2-20) |
| 41 | مقطع B-B | الشكل (2-21) |
| 46 | تأثير الرياح على المباني | الشكل (1-3) |

| | | |
|----|-------------------------------------|--------------|
| 48 | توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى | الشكل (2-3) |
| 49 | عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد | الشكل (3-3) |
| 50 | عقدات العصب ذات الاتجاهين | الشكل (4-3) |
| 50 | العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد | الشكل (5-3) |
| 51 | العقدات المصمتة ذات الاتجاهين | الشكل (6-3) |
| 51 | الدرج | الشكل (7-3) |
| 52 | أنواع الجسور المستخدمة في المشروع | الشكل (8-3) |
| 53 | أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع | الشكل (9-3) |
| 54 | جدار قص | الشكل (10-3) |
| 54 | الأساسات | الشكل (11-3) |

List of Figures

| Figure # | Description | Page # |
|----------|--------------------------------------|--------|
| 4-1 | Support reactions of the solid slab | 60 |
| 4-2 | Spans length of beam | 61 |
| 4-3 | Factored load of beam | 62 |
| 4-4 | Moment diagram for beam | 62 |
| 4-5 | Shear diagram for beam | 63 |
| 4-6 | Solid slab panel for thickness | 76 |
| 4-7 | Exterior beam | 76 |
| 4-8 | Interior beam | 77 |
| 4-9 | Reinforcement of two way solid slabs | 86 |
| 4-10 | Two way ribbed slabs | 89 |

| | | |
|------|---|-----|
| 4-11 | Two way ribbed slabs | 90 |
| 4-12 | Negative and positive moments for two way rib panel | 91 |
| 4-13 | Footing section | 97 |
| 4-14 | Footing reinforcement | 100 |
| 4-15 | Maximum spans | 101 |
| 4-16 | Topping of slab | 101 |
| 4-17 | One way rib slab | 104 |
| 4-18 | Rib location | 105 |
| 4-19 | Spans length of rib | 106 |
| 4-20 | Surface load of rib | 106 |
| 4-21 | Moment diagram of rib | 106 |
| 4-22 | Shear diagram for rib | 107 |
| 4-23 | Support reaction of the solid slab | 112 |
| 4-24 | Spans length of beam | 113 |
| 4-25 | Factored load of beam | 113 |
| 4-26 | Moment diagram of beam | 114 |
| 4-27 | Shear diagram of beam | 114 |
| 4-28 | Stair plan | 122 |
| 4-29 | Stair section | 123 |
| 4-30 | Moment and shear diagram | 129 |
| 4-31 | Geometry of Basement | 133 |

List of Abbreviations:

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_{s̄}** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = 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.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_{c̄}** = compression strength of concrete .
- **f_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = 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.
- **L_w** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **P_n** = nominal axial load.
- **P_u** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V_n** = nominal shear stress.
- **V_s** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **V_u** = factored shear force at section.
- **W_c** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **W_u** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area.

الفصل الأول المُقَدِّمة

- 1-1 المقدمة.
- 2-1 أهداف المشروع.
- 3-1 مشكلة المشروع.
- 4-1 حدود مشكلة المشروع.
- 5-1 المسلمات.
- 6-1 فصول المشروع.
- 7-1 الجدول الزمني للمشروع.

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

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

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

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

2-1 أهداف المشروع :

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

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

1-3 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ.
وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1 - 4 حدود مشكلة المشروع :

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

1-5 المسلمات:

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

1-6 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

| 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | المرحلة الزمنية المقترحة (بالأسبوع) |
|----|----|----|----|----|----|----|---|---|---|---|---|---|---|---|---|--|
| | | | | | | | | | | | | | | | | اختيار المشروع |
| | | | | | | | | | | | | | | | | دراسة الموقع |
| | | | | | | | | | | | | | | | | جمع المعلومات حول المشروع |
| | | | | | | | | | | | | | | | | دراسة المشروع معماریا |
| | | | | | | | | | | | | | | | | دراسة المشروع إنشائيا |
| | | | | | | | | | | | | | | | | توزيع الأعمدة |
| | | | | | | | | | | | | | | | | تصميم الجسور |
| | | | | | | | | | | | | | | | | العقود والأعمال |
| | | | | | | | | | | | | | | | | إعداد المخططات |
| | | | | | | | | | | | | | | | | إعداد المشروع |
| | | | | | | | | | | | | | | | | عرض المشروع |

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

الفصل الثاني الوصف المعماري

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف الحركة.

5-2 الداخل .

6-2 وصف طوابق المصنع .

7-2 واجهات المصنع .

8-2 مقاطع المصنع .

9-2 وصف طوابق المجمع التجاري .

10-2 واجهات المجمع التجاري .

11-2 مقاطع المجمع التجاري .

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

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

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

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

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مصنع ورق ومجمع تجاري في مدينة بيت لحم لتحقيق الأهداف وتلبية الحاجات .

وأهمية المشروع تأتي من أن الورق يمثل ثاني السلع المتداولة في التجارة العالمية , ونظراً لوجود عدد قليل من المصانع التي تلبى احتياجات السوق من الورق ؛ تطّلت الحاجة لإنشاء مصنع ورق لتلبية هذه الاحتياجات المتنامية نتيجة اتساع السوق لتقبل هذا المنتج خاصة أن الطلب على المنتجات الورقية متنامٍ بسبب عدد السكان المتزايد والذي يتطلب توفير المزيد من المنتجات الورقية .

أما المجمع التجاري فقد جاء بناءه استجابة طبيعية مع التقدم والتطور الحضاري والاقتصادي التي تشهدها كافة المدن وإقبال المستهلكين على هذه المجمعات لتوفير احتياجاتهم من كافة السلع والمنتجات والبضائع , فساهمت بشكل فعال في زيادة الدخل وامتصاص البطالة وإنعاش السوق والحركة التجارية والقطاعات الأخرى , وهذه العوامل جميعها ساعدت وحفزت المستثمرين وأصحاب رؤوس الأموال على إقامة المجمعات التجارية والتسويقية استجابة للتوجه الاقتصادي والاجتماعي .

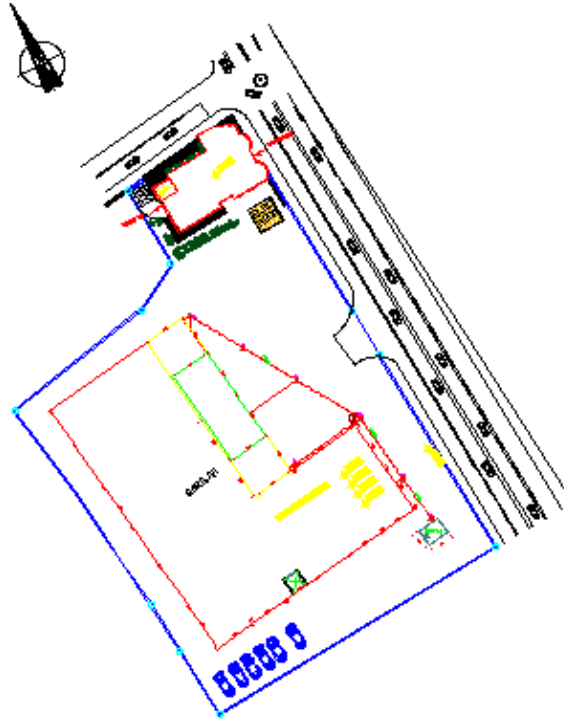
يوجد المشروع على قطعة أرض مساحتها 16307.11 متر مربع . و يتكون المصنع من ثلاثة طوابق ، مساحة البناء 2000 متر مربع , ويشتمل على مساحة 1400 متر مربع للتصنيع شاملة لأماكن الآلات ومستودعات التخزين, ويشتمل أيضا على مجموعة من المكاتب وغيرها من الخدمات , أما المجمع التجاري فيتكون من خمسة طوابق , مساحة البناء 3544 متر مربع , ويشمل طابق التسوية , طابق محلات تجارية وثلاثة طوابق للمكاتب .

إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها.

3-2 موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة، بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. لذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو مدينة بيت لحم على قطعة أرض بمساحة 1307.11 متر مربع، ترتفع قطعة الأرض 825 متر عن مستوى سطح البحر .



الشكل (1.2) الموقع العام للمشروع.

2-3-1 أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع:

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

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

2-3-2 حركة الشمس و الرياح:

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

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة

الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

3-3-2 الرطوبة:

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

4-2 وصف الحركة:

تم تصميم المنشأتين بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء كل المبنى و طوابقه من خلال الدرج الموجود في وسط المصنع والأدراج الموجودة في أطراف المجمع التجاري ، و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

5-2 المداخل :

يحتوي المصنع على ثلاثة مداخل جميعها بالاتجاه الشمالي الشرقي :

1. مدخل آلات المصنع .

2. المدخلين الآخرين إحداهما لعمال المصنع والآخر إلى الدرج والمكاتب.

أما المجمع فيحتوي على مدخلين :

1.المدخل الرئيسي وهو بالاتجاه الشرقي .

2.مدخل التسوية(الباركنغ) وهو بالاتجاه الغربي .

6-2 وصف طوابق المصنع :

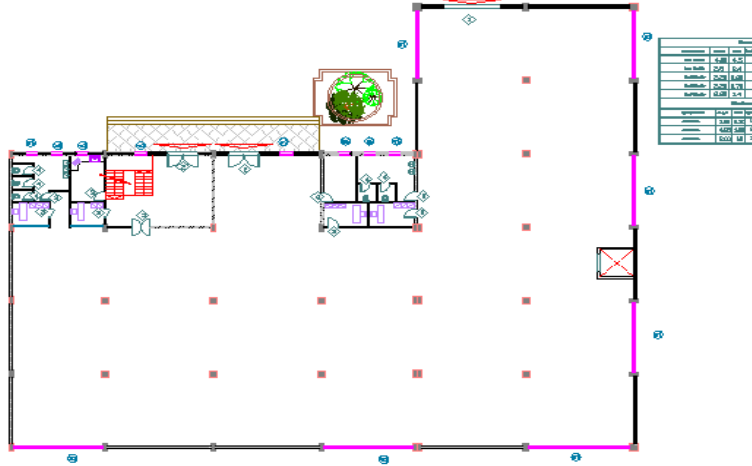
المبنى على شكل حرف L, ويتكون من ثلاثة طوابق بمساحة إجمالية وقدرها 2000م², والتوزيع المعماري للمصنع يتسم بالوضوح وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.



الشكل (2.2):المنظور الثلاثي للمصنع.

1-6-2 الطابق الأرضي:

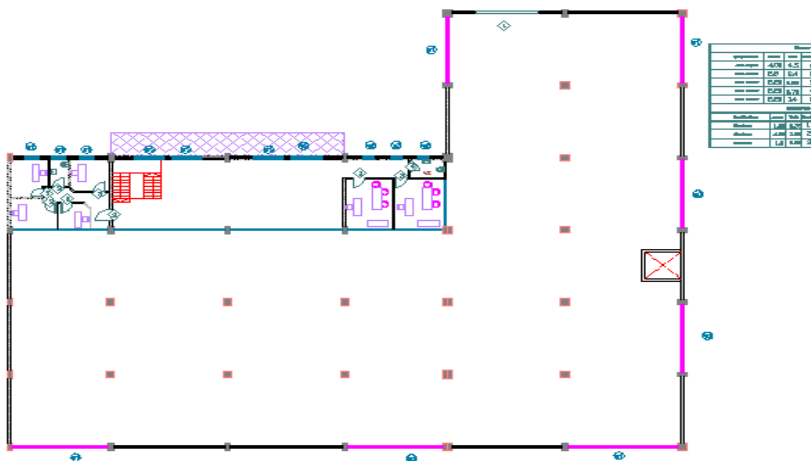
(منسوب 0.5 م) بمساحة إجمالية 1575 م².
يتكون طابق الأرضي من المصنع ، غرف ومكاتب.



الشكل (3.2): المسقط الأفقي لطابق الأرضي.

2-6-2 الطابق الأول:

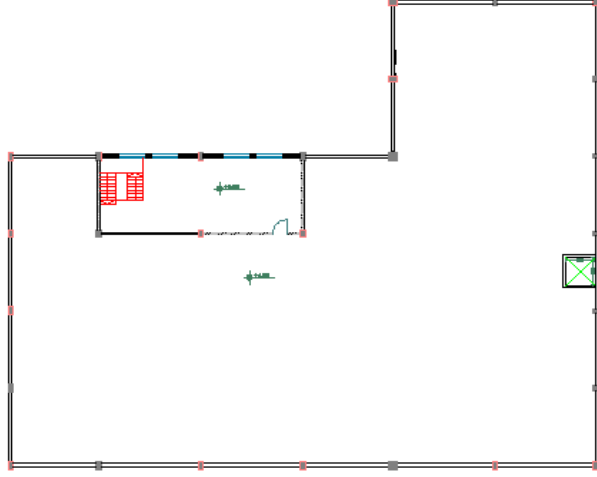
(منسوب 3.75 م) بمساحة تقدر ب 236 م².
يتكون الطابق الأول من مكاتب وحمامات وممرات.



الشكل (4.2): المسقط الأفقي للطابق الأول.

3-6-2 طباق الروف:

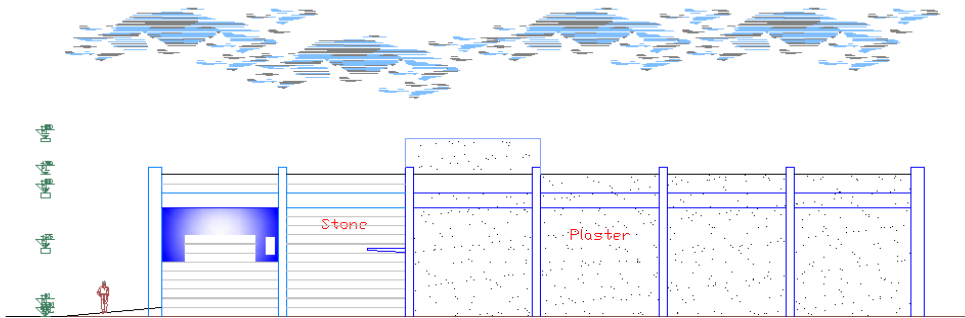
(منسوب 6.8 م) بمساحة إجمالية 122م².



الشكل (5.2): المسقط الأفقي لطابق الروف.

7-2 واجهات المصنع :

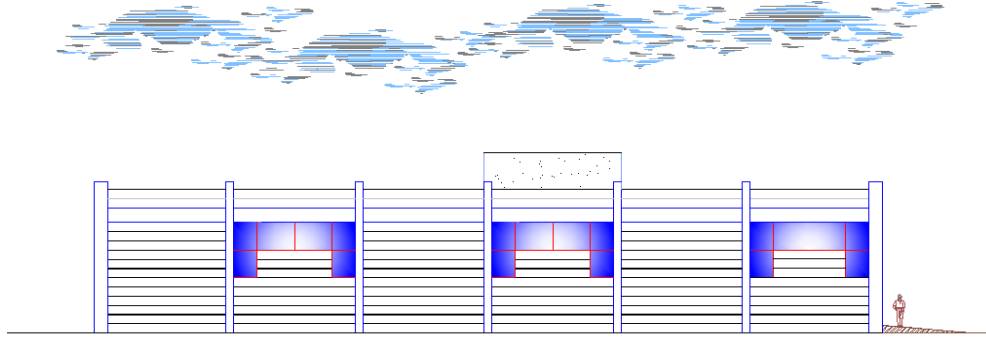
1-7-2 الواجهة الشمالية:



North Elevation

الشكل (6.2): الواجهة الشمالية.

2-7-2 الواجهة الجنوبية:

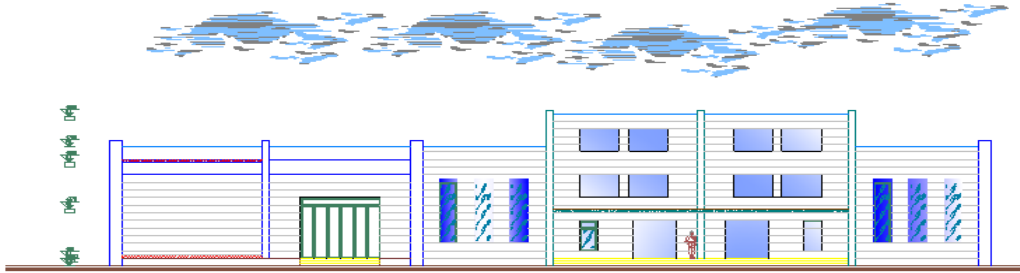


South Elevation

الشكل (7.2): الواجهة الجنوبية.

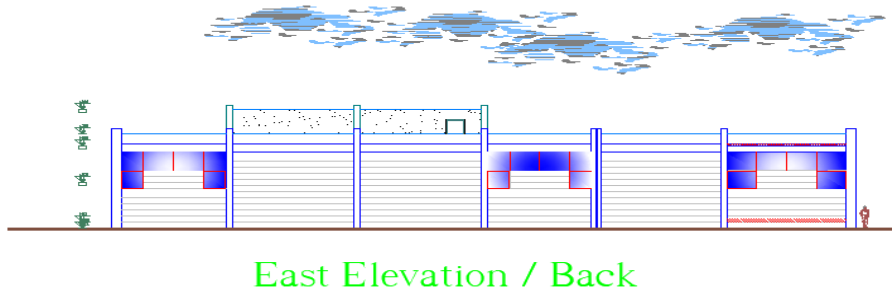
3-7-2 الواجهة الغربية:

ويظهر فيها المدخل الرئيسي.



Front Elevation/West

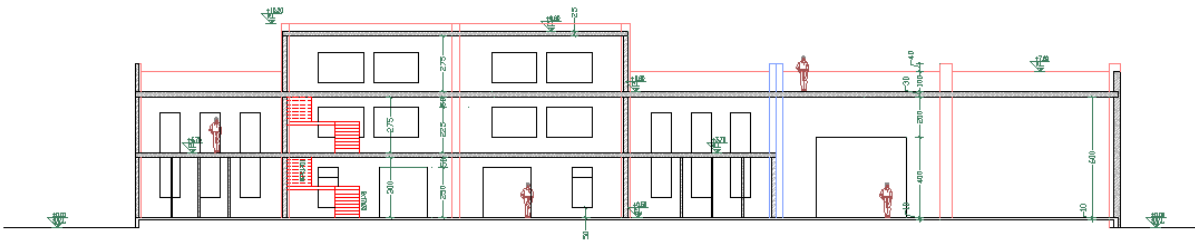
الشكل (8.2): الواجهة الغربية.



الشكل (9.2): الواجهة الشرقية.

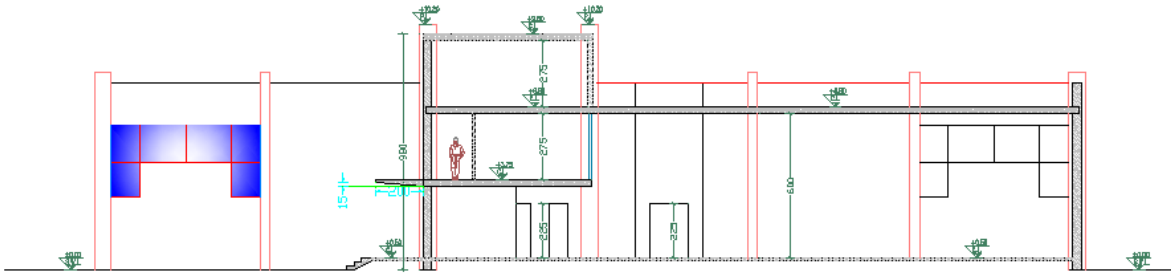
2-8 المقاطع للمصنع :

1-2-8 المقطع (A-A):



Section A-A

الشكل (10.2): المقطع A-A.



Section B-B

الشكل (11.2): المقطع B-B.

2-9 وصف طوابق المجمع التجاري :

المبنى يتكون من خمسة طوابق بمساحة إجمالية وقدرها 3544م², والتوزيع المعماري للمصنع يتسم بالوضوح وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.



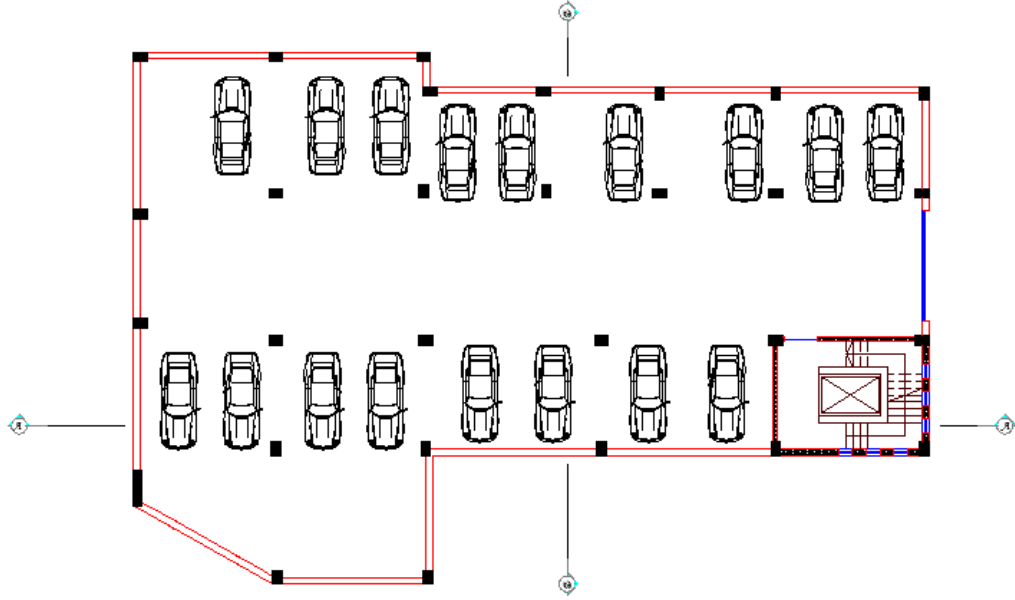


الشكل (12.2): المنظر الثلاثي للمجمع التجاري .

1-9-2 التسوية :

(منسوب-2.98 م) بمساحة إجمالية 650 م².

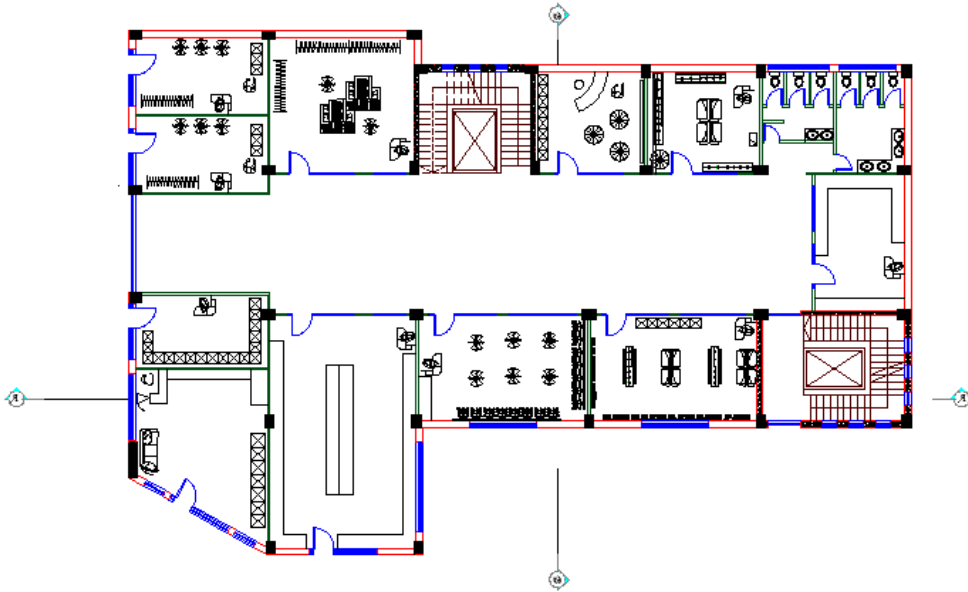
يتكون القبو من كراج للسيارات .



الشكل (13.2): المسقط الأفقي للقبر.

2-9-2 الطابق الأرضي :

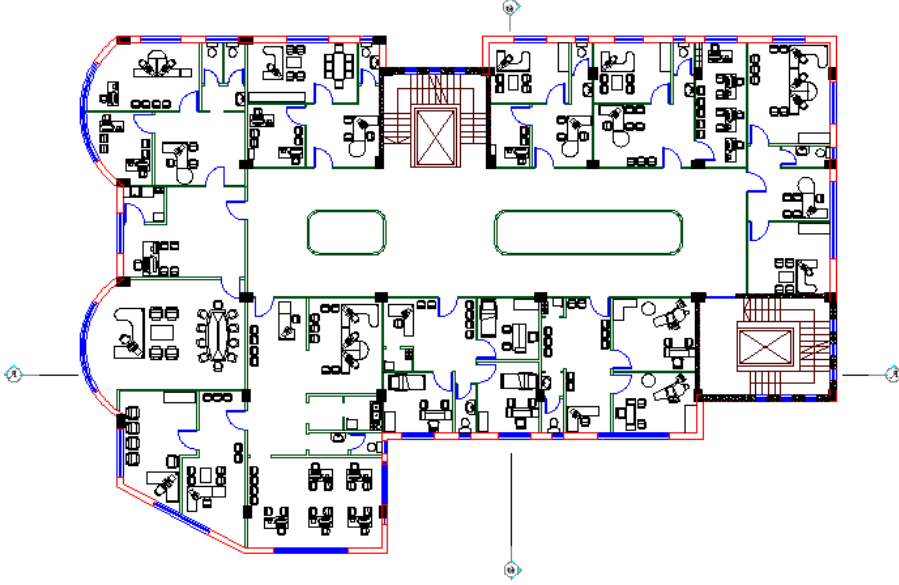
(منسوب 0.00 م) بمساحة إجمالية 650 م².
يتكون الطابق الأرضي من محلات تجارية .



الشكل (14.2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

3-9-2 الطابق المكرر (1-3) :

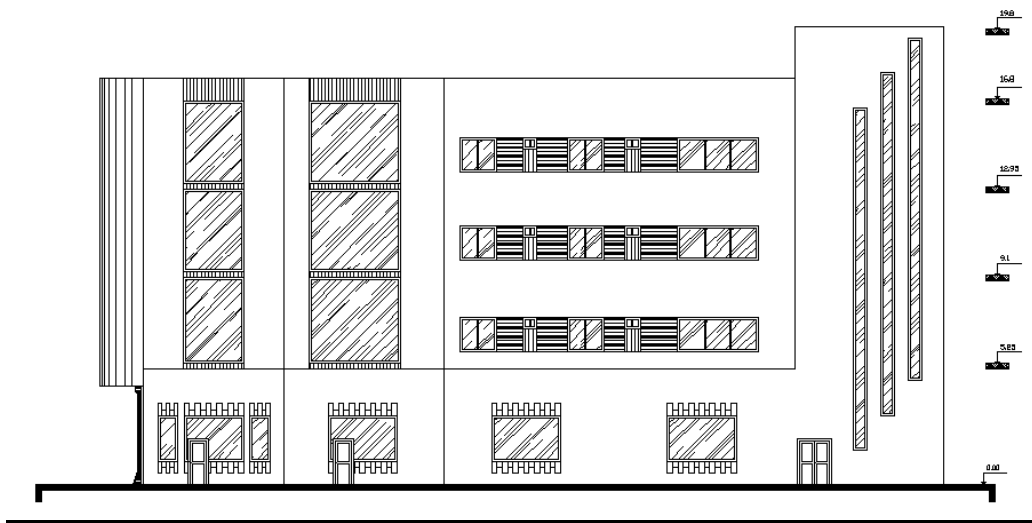
(منسوب 5.25م , 9.1 م , 12.95 م) بمساحة إجمالية 740*3 م².
يتكون الطابق المكرر من مجموعة من المكاتب.



الشكل (15.2): المسقط الأفقي للطابق المكرر.

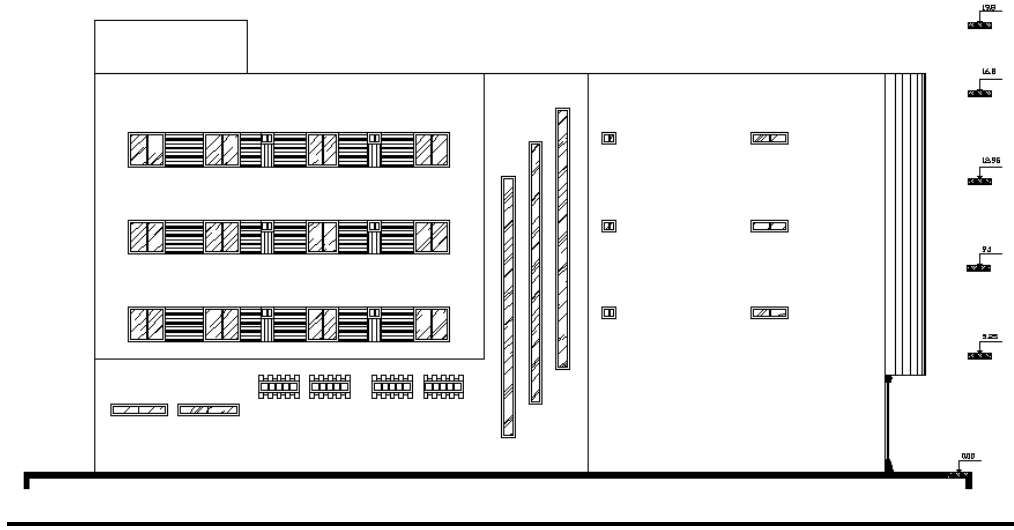
10-2 واجهات المجمع التجاري :

1-10-2 الواجهة الشمالية :



الشكل (16.2): الواجهة الشمالية .

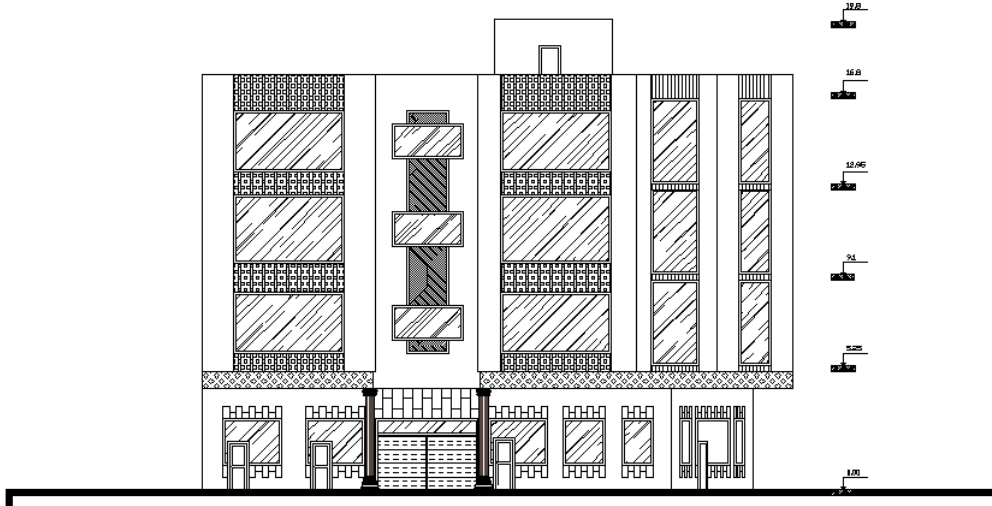
2-10-2 الواجهة الجنوبية :



الشكل (17.2):الواجهة الجنوبية .

3-10-2 الواجهة الشرقية :

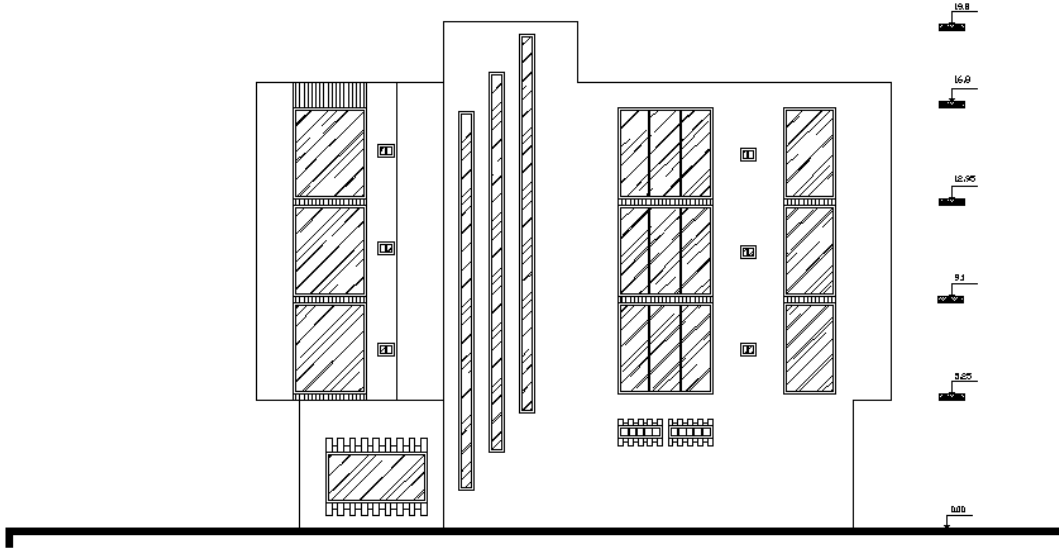
ويظهر فيها المدخل الرئيسي.



الشكل (18.2):الواجهة الشرقية .

4-10-2 الواجهة الغربية :

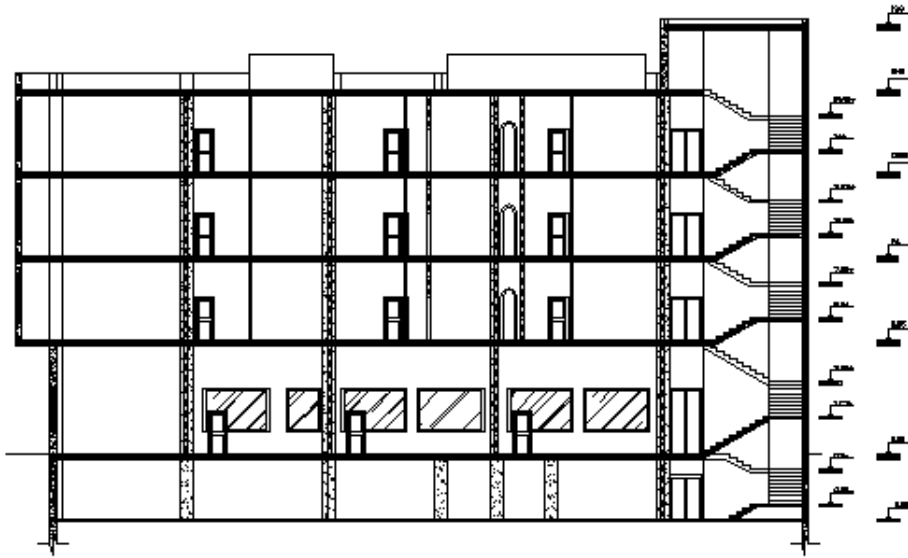
ويظهر فيها مدخل الباركنج .



الشكل (19.2):الواجهة الغربية .

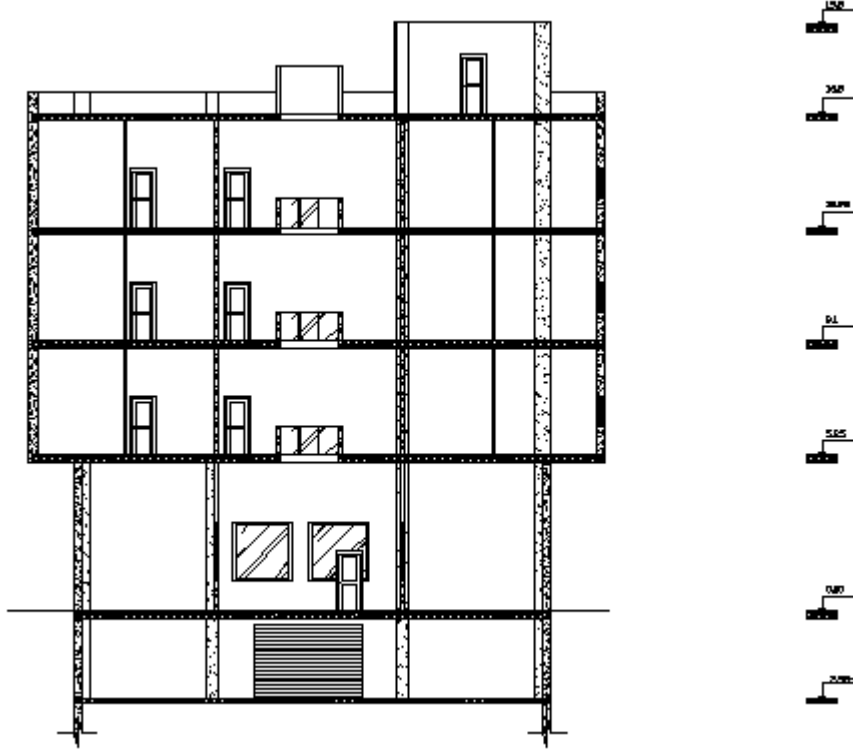
2-11 المقاطع للمجمع التجاري :

1-11-2 المقطع (A-A) :



الشكل (20.2):المقطع A-A.

2-11-2 المقطع (B-B) :



الشكل (21.2): المقطع B-B.

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

- 3-1 مقدمة.
- 3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي.
- 3-4 الأحمال.
- 3-5 الاختبارات العملية.
- 3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.
- 3-7 فواصل التمدد.
- 3-8 برامج الحاسوب.

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً 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 آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:

- التصميم الإنشائي عبارة عن عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:
- الأمان (Safety): حيث يكون المبنى آمناً في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
 - التكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
 - ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضر بمستخدمي المبنى.
 - 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 التحليل 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 تم 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 الرئيسية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له، والجدول (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع بالإضافة لأحمال القواطع.

$$(Partition load) = 1.5kN/m^2$$

| الرقم | المادة المستخدمة | الكثافة KN/m ³ |
|-------|------------------|---------------------------|
| 1 | البلاط | 23 |
| 2 | الخرسانة المسلحة | 25 |
| 3 | القضبان والمونة | 22 |
| 4 | الرمال | 17 |

جدول (1.3) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

3-4-2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة، والمعدات وأحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأة و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (2.4.3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

| الرقم | الاستخدام | الحمل الحي (المستخدمه) KN/m^2 |
|-------|------------------|---------------------------------|
| 1 | المصانع | 5 |
| 2 | المكاتب | 2.5 |
| 3 | الحمامات | 2 |
| 4 | ممرات | 4 |
| 5 | ساحة خارجية | 4 |
| 6 | حمامات | 2 |
| 7 | غرف الخدمات | 3 |
| 8 | الأدراج والبسطات | 4 |
| 9 | المحلات التجارية | 4 |

جدول (2.3) : الأحمال الحية لعناصر المبنى.

3-4-3 الأحمال البيئية:

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

3-4-3-1 أحمال الرياح:

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

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

| Type | Value | | | |
|--|--------|----------|------------|------|
| 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 اعتمادا على الكود الألماني (DIN 1055-5).

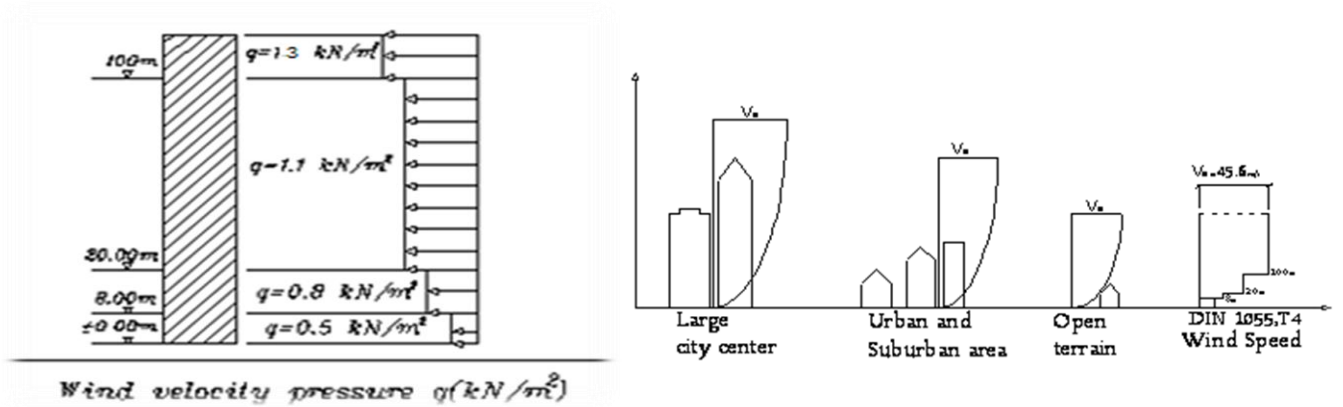
$$q = v^2 / 1600$$

حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من

منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m²).

V: السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .



الشكل (1.3) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ. و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذاً من كود البناء الأردني.

| الارتفاع (h) (المتري) عن سطح | احمال الثلوج (KN/m^2) |
|------------------------------|---------------------------|
| $h < 250$ | 0 |
| $500 > h > 250$ | $(h-250)/1000$ |
| $1500 > h > 500$ | $(h-400) / 400$ |
| $2500 > h > 1500$ | $(h - 812.5) / 250$ |

جدول (4.3) : أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (825م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالتالي:

$$SL=(825-400)/400=1.1KN/m^2$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

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

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

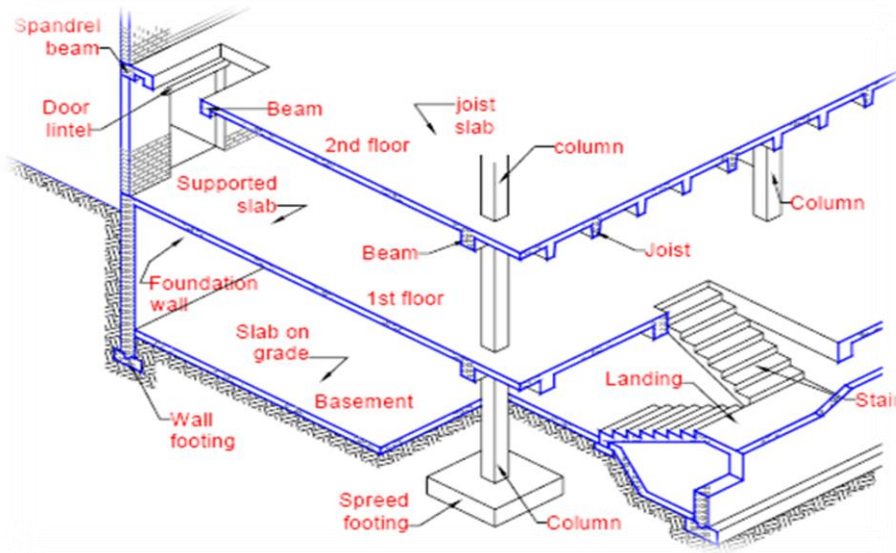
3-5 الاختبارات العملية:

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

3-6 العناصر الإنشائية:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:

العقدات، الجسور، الأعمدة، جدران القص، الأدرج والأساسات.



الشكل (2.3): توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

وتحتوي المشاريع العناصر التالية:

1-6-3 العقدات :

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

أنواعالعقدات في المشاريع:

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

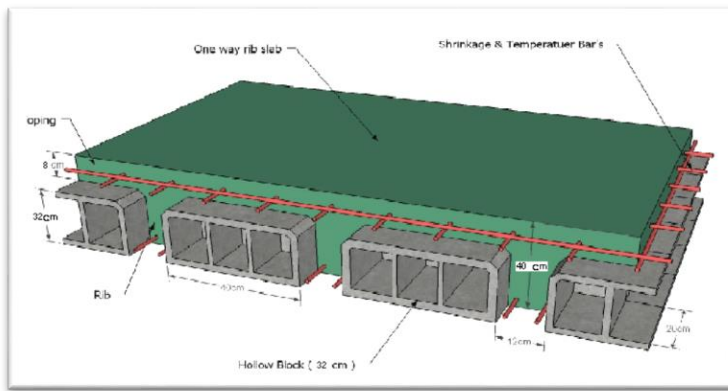
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 إلى 6 متر، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الإنشائي .

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

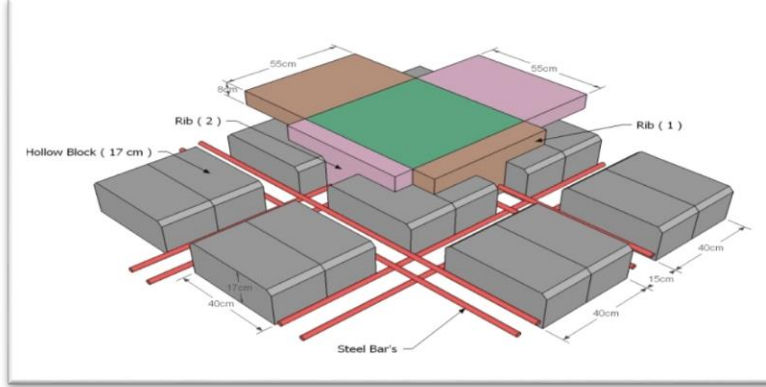
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



الشكل(3.3) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

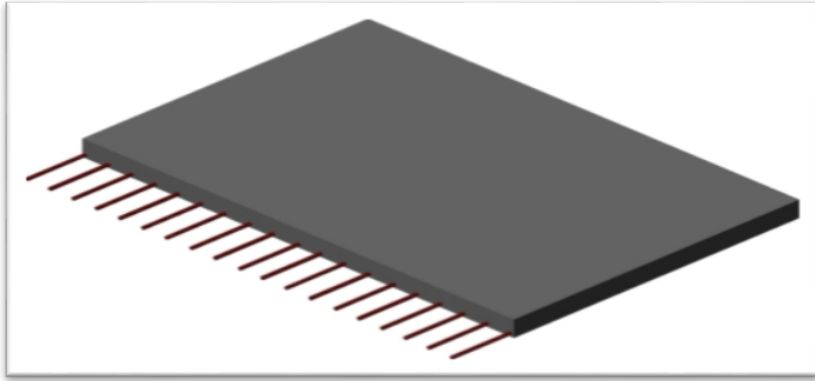
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (4-3).



الشكل (4.3) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

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

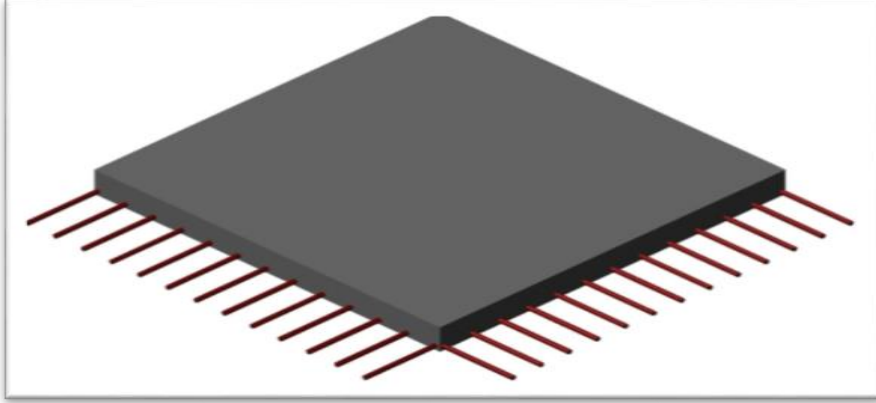
تستخدم في المناطق التي تتعرض للأحمال الحية كثيراً، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، كما في الشكل (5.3) .



الشكل (5.3) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد.

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

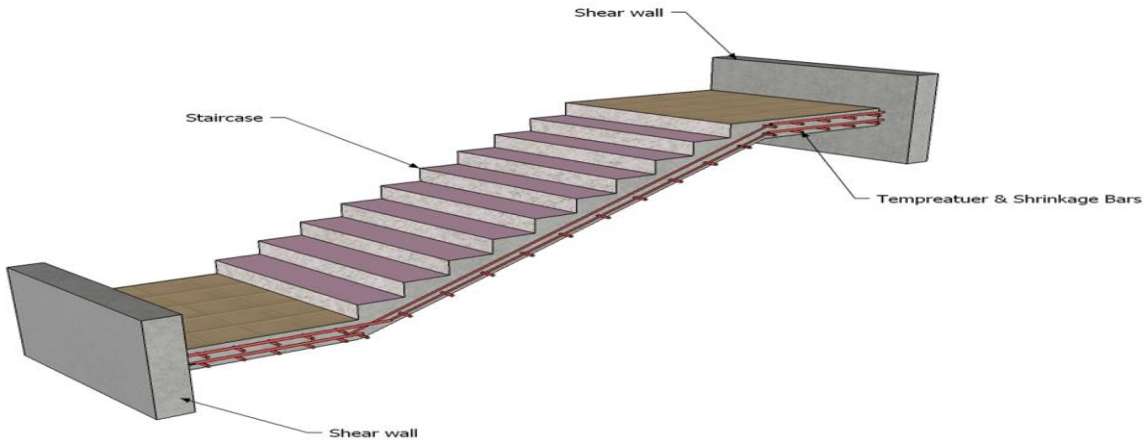
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (6.3).



الشكل (6.3) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3-6-2 الأدرج :

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل التالي :

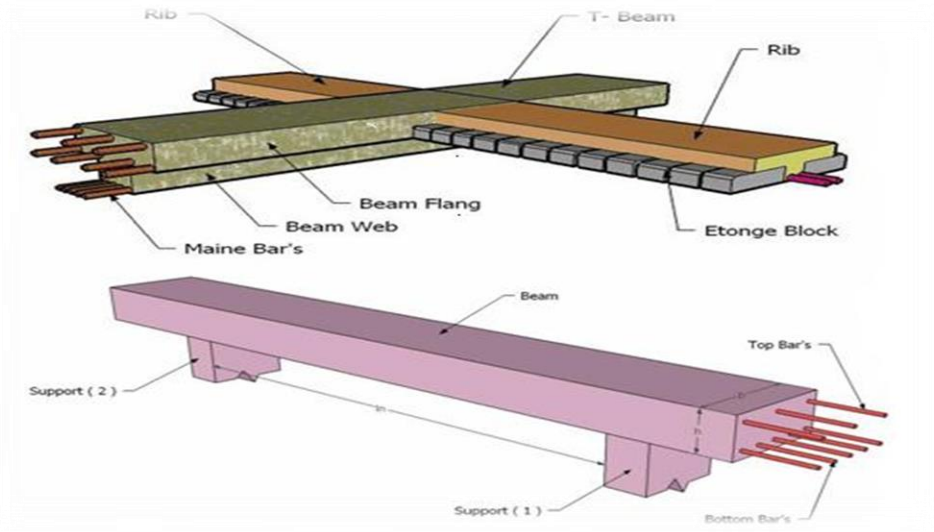


الشكل (7.3) : الدرج.

3-6-3 الجسور :

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

- 1- جسور مسحورة (Hidden Beam). وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
 - 2- جسور ساقطة (Dropped Beam). وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-section.
- ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل التالي يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



الشكل (8.3): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

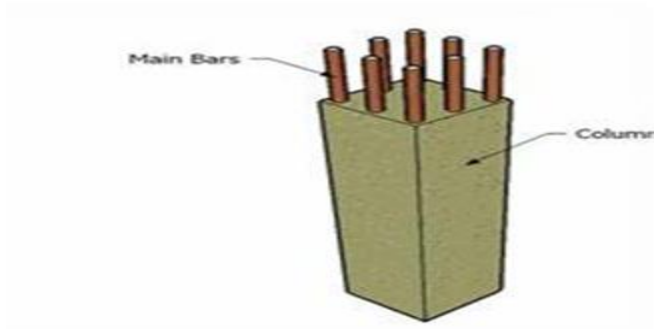
3-6-4 الأعمدة:

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

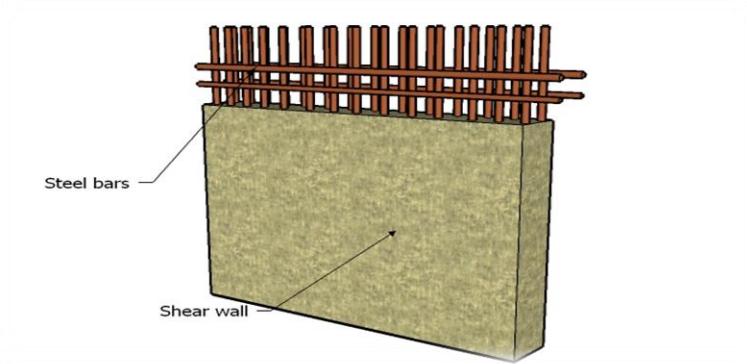
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاث أنواع وهي :-
المستطيلة، الدائرية، والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيل والمربع كما هو مبين في الشكل (9.3).



الشكل (9.3) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5 جدران القص:

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



الشكل (10.3): يبين جدار قص مسلح.

3-6-6 الأساسات:

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

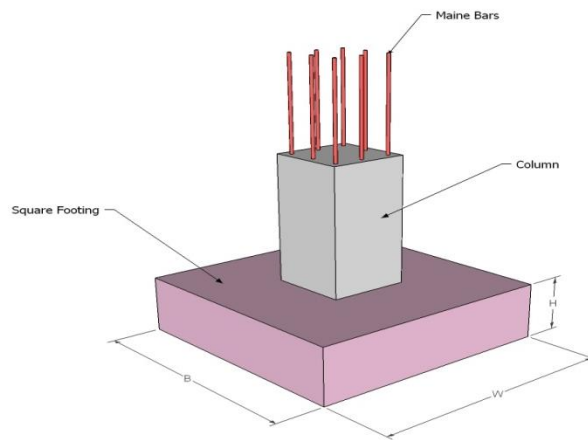
1- أساسات منفصلة (Isolated Foundation).

2- أساسات مزدوجة (Combined Foundation).

3- أساسات شريطية (Strip Foundation).

4- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

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



الشكل (11.3): الأساسات.

3-7 فواصل التمدد:

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

- (1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
 - (2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
 - (3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
 - (4) (28m) في المناطق الجافة.
- كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم).

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2017) for Drawings Structural and Architectural.
2. For Text Edition) Microsoft Office (2010).
3. Microsoft Excel XP.
4. Atir 12.
5. Google Sketch UP 2015.

4

Chapter Four Structural Analysis and Design

4.1 Introduction.

4.2 Design Method and Requirements.

**4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member
" paper factory ".**

4.4 Design of Beam" Paper factory ".

4.5 Design of Two Way Solid Slab " Paper factory ".

4.6 Design of Two Way Rib Slab" Paper factory ".

4.7 Design of Footing " Paper factory ".

4.8 Design of One Way Rib Slab "Commercial Building".

4.9 Design of Beam " Commercial Building " .

4.10 Design of Column " Commercial Building ".

4.11 Design of Stairs " Commercial Building ".

4.12 Design of Shear Wall " Commercial Building ".

4.13 Design of Basement " Commercial Building ".

4-1 Introduction:

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

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

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

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4-2 Design Method and Requirements:

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

➤ Strength design method:

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

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided \geq strength required to carry factored loads.

NOTE:

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

- Code:

ACI 2008

UBC

- Material:

Concrete -B350

$f_c' = 35 \text{ N/mm}^2$ (MPa) For circular section

but for rectangular section ($f_c' = 35 * 0.8 = 28 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel:

The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420$ N/mm² (MPa) }.

➤ **Factored loads:**

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member"
paper factory ":

Table (4.3.1) Minimum Thickness of Non prestressed Beam Unless Deflections are Calculated. (ACI 318M-11).

| Member | Minimum thickness (h) | | | |
|---------------------|------------------------|---------|---------------------|------------|
| | Simply Supporte | One end | Both end continuous | Cantilever |
| solid one way | L/20 | L/24 | L/28 | L/10 |
| Beams or ribbed one | L/16 | L/18.5 | L/21 | L/8 |

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

- For Beam :

$$h_{\text{minfor(one end continuous)}} = L/18.5 = 850/18.5 = 45.95 \text{ cm}$$

$$h_{\text{minfor(both end continuous)}} = L/21 = 850/21 = 40.4 \text{ cm}$$

Take $h = 50 \text{ cm}$

4.4 Design of Beam " paper factory " :

➤ Design Of beam(3) for flexure :

| Reactions | | | | | | | |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Factored | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| DeadR | 108.02 | 338.36 | 277.2 | 297.59 | 277.2 | 338.36 | 108.02 |
| LiveR | 79.19 | 230.78 | 217.62 | 226.39 | 217.62 | 230.78 | 79.19 |
| Max R | 187.21 | 569.14 | 494.82 | 523.98 | 494.82 | 569.14 | 187.21 |
| Min R | 95.95 | 420.84 | 337.75 | 371.3 | 337.75 | 420.84 | 95.95 |
| Service | | | | | | | |
| DeadR | 90.02 | 281.97 | 231. | 247.99 | 231. | 281.97 | 90.02 |
| LiveR | 49.5 | 144.24 | 136.01 | 141.5 | 136.01 | 144.24 | 49.5 |
| Max R | 139.51 | 426.2 | 367.01 | 389.48 | 367.01 | 426.2 | 139.51 |
| Min R | 82.48 | 333.52 | 268.84 | 294.06 | 268.84 | 333.52 | 82.48 |

Fig. (4.1) : support reactions of the solid slab.

4.4.1 Dead Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for the first support upon beam 3 is 108.02 KN .

Assume the width of the beam = 0.4m , then the own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated:

$$WDL = 9.7 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Dead load of topping =

$$\begin{aligned}
 & 0.03 \times 23 = 0.69 \text{ (tiles)} \\
 + & 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ (mortar)} \\
 + & 0.07 \times 17 = 1.19 \text{ (sand)} \\
 + & 0.2 \times 25 = 5 \text{ (RC beam)} \\
 + & 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ plaster} \\
 + & \text{(partitions')} = 1.5 \text{ (KN/m)}
 \end{aligned}$$

The total factored Dead Load: $WDL = 1.2 \times 7.9 = 11.64 \text{ KN/m}$

Live Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Live Loads upon beam on

$$LL = 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

The total factored Live Load: $WLL = 1.2 \times 7.9 + 1.6 \times 5 = 19.64 \text{ (KN/m)}$

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

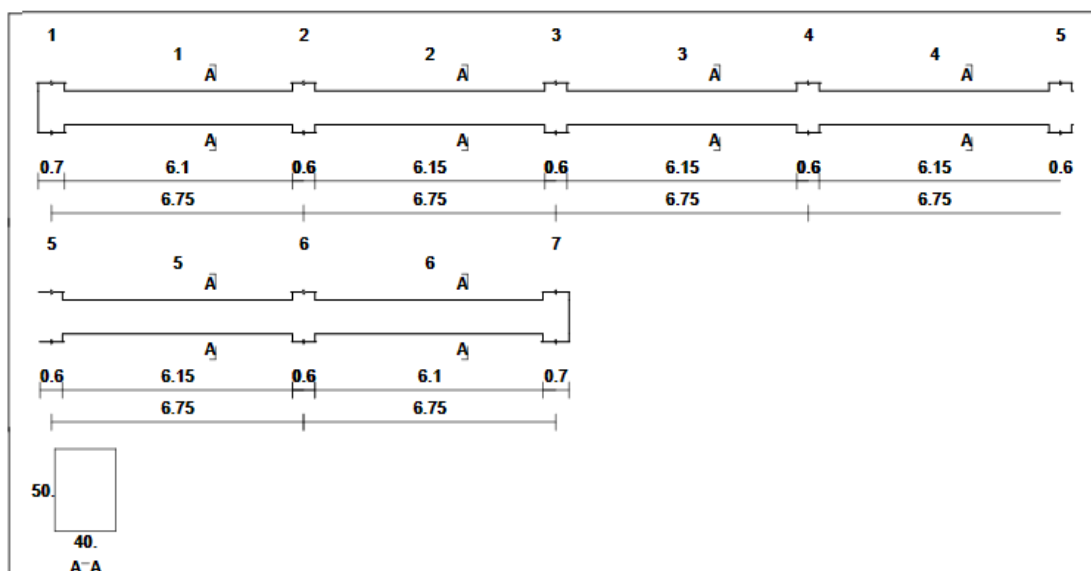


Fig. (4.2) : Spans length of Beam.

Loading

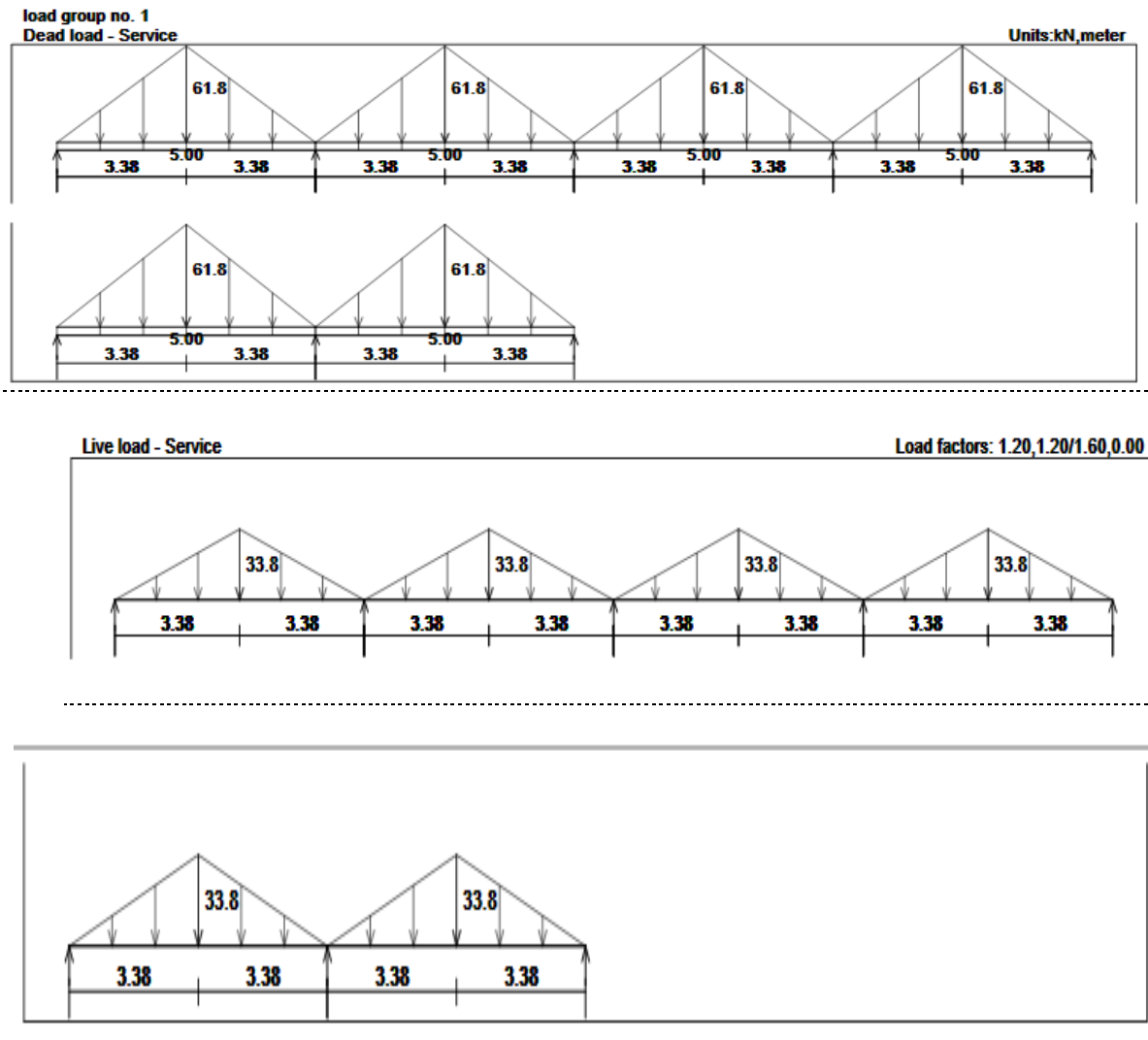


Fig. (4.3) : Factored Load of Beam-(KN.m).

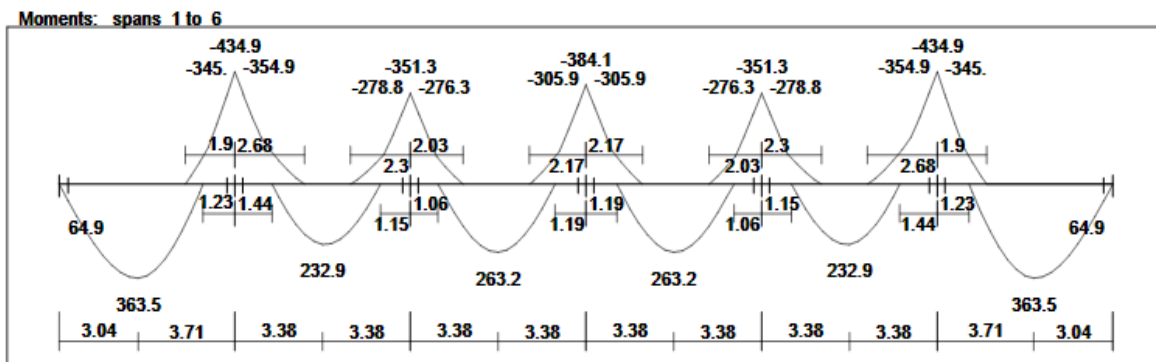


Fig. (4.4) : Moment diagram for beam -(KN.m).

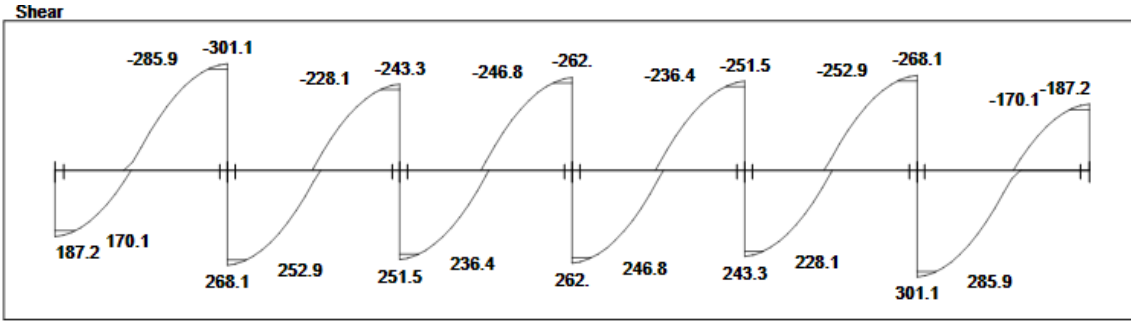


Fig. (4.5) : Shear diagram for Beam (kN)

4.4.2 Design of beam for flexure:

Assume bar diameter $\Phi 25$ for main positive reinforcement.

$b_w = 40\text{cm}$

$d = 500 - 40 - 10 - 25/2 = 437.5\text{mm}$

The width of the Beam can be defined from the maximum factored moment.

The maximum factored moment in Beam $M_u = 363.5\text{ KN.m}$.

Take $\Phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section

Assume $p = 0.4 \rho_b$

Take $\beta = 0.85$ ($f_c' = 28$).

$$\rho_b = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.85 \times \frac{28}{420} \times 0.85 \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.02833$$

$$p = 0.4 \rho_b = 0.4 \times 0.02833 = 0.01133$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$R_n = \rho \times f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2} \right) = 0.01133 \times 420 \times \left(1 - \frac{0.01133 \times 17.64}{2} \right) = 4.282$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi R_n} = \frac{363.5 \times 10^6}{0.9 \times 4.282} = b \times 437.5^2$$

49.278cm

here we take b=40cm.

Usually in construction the maximum width of the beams is 100 cm. Here, take b=40cm and no need to recalculate the loads acting on the beam.

Note that the factored moments of other supports and spans may be satisfied by the section width of 40 cm as a singly reinforced beam sections, but the support section with $M_u = 363.5$ KN.m

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 437.5 = 187.5 \text{ mm .}$$

$$a = \beta \times c = 0.85 \times 187.5 = 159.375 \text{ mm .}$$

$$\text{max} = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2) M_n$$

$$= 0.85 \times 28 \times 159.375 \times 400 \times (437.5 - 159.375/2) \times 10^{-6} = 542.89 \text{ KN .m}$$

$$\Phi = 0.82$$

$$\Phi M_n = 0.82 \times 542.89 = 445.17 \text{ kN .m}$$

$$\Phi M_n = 445.17 \text{ KN.m} > M_u = 363.5 \text{ KN.m}$$

Design of beam as singly reinforcement concrete :

Design of moment : (positive moment)

Take $M_u = 363.5 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{363.5 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 437.5^2} = 5.27$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.64 \cdot 4.282}{420}} \right) = 0.011326$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$
$$= 0.25 \cdot \sqrt{28} / 420 \cdot 400 \cdot 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4/420) \cdot 400 \cdot 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.011326 \cdot (400) (437.5) = 1982.05 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 1982.05 / 491 = 2 \text{ bars}$$
$$\text{mm}^2$$

Note $A_{\Phi 25} = 491$

Select $4\Phi 25$ for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1964 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1964 \cdot 420 = 0.85 \cdot 28 \cdot 400 \cdot a$$

$$a = 86.64$$

$$c = 86.64 / 0.85 = 101.93$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot ((437.5 - 101.93) / 101.93)$$

$$=0.00987 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 25) / 3$$

$$S_b = 66.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (positive moment)

Take $M_u = 232.9 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 232.9 \times 10^6 / 0.9 \times 400 \times 437.5^2 = 3.37 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 3.37}{420}} \right) = 0.00868$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (\text{ACI} - 10.5.1)$$

$$= 0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 400 \times 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4 / 420) \times 400 \times 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00868 \times (400) (437.5) = 1519 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 1519 / 380.1 = 4 \text{ bars}$$

Note

$$A_{\Phi 22} = 380.1 \text{ mm}^2$$

Select $4\Phi 22$ for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 1520.5 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1520.5 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 67.08 \text{ mm}$$

$$c = 67.08 / 0.85 = 78.91 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \times ((437.5 - 78.91) / 78.91)$$

$$= 0.0136 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 22) / 3$$

$$S_b = 70.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (positive moment)

Take $M_u = 263.2 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 263.2 \times 10^6 / 0.9 \times 400 \times 437.5^2 = 3.81 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 3.81}{420}} \right) = 0.00994$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$= 0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 400 \times 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4 / 420) \times 400 \times 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00994 \times (400) (437.5) = 1740.11 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 1740.11 / 491 = 4 \text{ bars}$$

Note

$$A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select 4Φ25 for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1964 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1964 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 86.64$$

$$c = 86.64 / 0.85 = 101.93$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times ((437.5 - 101.93) / 101.93)$$

$$= 0.00987 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 25) / 3$$

$$S_b = 66.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (Negative moment)

Take $M_u = -345 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 345 \times 10^6 / 0.9 \times 400 \times 437.5^2 = 5.01$$

$\rho =$

$$\frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 5.01}{420}} \right) = 0.0135$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$= 0.25 * \sqrt{28/420} * 400 * 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = (1.4/420) * 400 * 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0135 * (400) (437.5) = 2362.5 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 2362.5 / 491 = 5 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select 5Φ25 for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 2455 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$2455 * 420 = 0.85 * 28 * 400 * a$$

$$a = 108.3$$

$$c = 108.3 / 0.85 = 127.4$$

$$\epsilon_t = 0.003 * ((437.5 - 127.4) / 127.4)$$

$$= 0.00987 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 25) / 4$$

$$S_b = 34.75 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (Negative moment)

Take Mu = -354.9 kN.m from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 354.9 \times 10^6 / 0.9 \times 400 \times 437.5^2 = 5.150$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.64 \cdot 5.15}{420}} \right) = 0.01398$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1) = 0.25 \cdot \sqrt{28} / 420 \cdot 400 \cdot$$

$$437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4/420) \cdot 400 \cdot 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.01398 \cdot (400) (437.5) = 2448.5 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 2448.5 / 491 = 5 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select 5Φ25 for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 2455 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$2455 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 108.3$$

$$c = 108.3 / 0.85 = 127.4$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times ((437.5 - 127.4) / 127.4)$$

$$= 0.00987 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 5 \times 25) / 4$$

$$S_b = 43.75 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (Negative moment)

Take $M_u = -278.8 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{278.8 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 437.5^2} = 4.046$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 4.046}{420}} \right) = 0.01062$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$
$$= 0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 400 \times 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4/420) \times 400 \times 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.01062 \times (400) (437.5) = 1860.24 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 1860.24 / 491 = 4 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select $4\Phi 25$ for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1964 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1964 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 86.64$$

$$c = 86.64 / 0.85 = 101.9$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times ((437.5 - 101.9) / 101.9)$$

$$= 0.0098 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 25) / 3$$

$$S_b = 66.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Design of moment : (Negative moment)

Take $M_u = -276.3 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 276.3 \times 10^6 / 0.9 \times 400 \times 437.5^2 = 4.01$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 4.01}{420}} \right) = 0.0105$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$= 0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 400 \times 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = (1.4 / 420) \times 400 \times 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0105 \times (400) (437.5) = 1841.7 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 1841.7 / 491 = 4 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select 4 Φ 25 for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 1964 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1964 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 86.64$$

$$c=86.64/0.85=101.9$$

$$\epsilon_s=0.003*((437.5-101.9)/101.9)$$

$$=0.0098>0.005....OK$$

Check for displacement:

$$S_b=(400-40*2-10*2-4*25)/3$$

$$S_b=66.66\text{mm} > 25\text{mm}....ok$$

Design of moment : (Negative moment)

Take $M_u = -305.9\text{kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{305.9 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 437.5^2} = 4.44$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.64 \cdot 4.44}{420}} \right) = 0.01179$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$= 0.25 \cdot \sqrt{28/420} \cdot 400 \cdot 437.5 = 551.198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = (1.4/420) \cdot 400 \cdot 437.5 = 583.33 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.01179 \cdot (400) (437.5) = 2064.9 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 583.33 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 2064.9/491 = 5 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 491 \text{ mm}^2$$

Select $5\Phi 25$ for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_{s_{(provide)}} = 2455 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$2455 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 400 \times a$$

$$a = 108.3$$

$$c = 108.3 / 0.85 = 127.4$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times ((437.5 - 127.4) / 127.4)$$

$$= 0.00987 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b = (400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 25) / 3$$

$$S_b = 66.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.4.3 Design of Beam for Shear :

ACI – 318 – Categories for shear design:

Critical section at $d = 437.5 \text{ mm}$

$$V_{u_{\max}} = 285.9 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \times 1 \times \sqrt{28} \times 400 \times 437.5 \times 10^{-3} = 154.33 \text{ kN}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = 285.9 / 0.75 - 154.33$$

$$= 226.86 \text{ kN}$$

$$V_{s, \max} = 2/3 \times \sqrt{28} \times 400 \times 437.5 \times 10^{-3}$$

$$= 617.3 \text{ kN}$$

$$V_s = 226.86 \text{ kN} < V_{s, \max} = 617.3 \text{ kN}$$

The section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing.

If $V_s < V_s'$ then $S_{max} \leq d/2$

$$V_s' = 1/3 \sqrt{28} * 400 * 437.5 * 10^{-3} \\ = 308.6 \text{ kN}$$

$$V_s = 226.86 \text{ kN} < V_s' = 308.6 \text{ kN}$$

Then $S_{max} \leq 600 \dots$

$$S_{max} \leq 437.5/2 = 218.75 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Check V_s , min:

A_v , min = $1/16 * \sqrt{24} * b_w * S / f_y$,,but not less than

$$A_v, \text{ min} = 1/3 * b_w * s / f_y \dots \text{control} (\sqrt{28}/16 = 0.330 < 1/3)$$

$$V_{s, \text{min}} = 1/16 * \sqrt{28} * 400 * 437.5 * 10^{-3} = 57.87 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{min}} = 1/3 * 400 * 437.5 * 10^{-3} \\ = 58.33 \text{ kN} \dots \text{control}$$

$$\Phi V_c = 115.7 < V_u = 285.9 < \Phi(V_c + V_{s, \text{min}}) = 159.5$$

OR

$$V_s = 226.86 > V_{s, \text{min}} = 58.33 \text{ _case IV}$$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear force

Assume (4 leg $\Phi 8$), $A_v = 2 * 50.27 = 201.1 \text{ mm}^2$

$$A_v / s = V_s / (f_y * d)$$

$$S = (A_v * f_y * d) / V_s = (201.1 * 420 * 437.5) / (226.86 * 10^3) \\ = 162.88 \text{ mm}$$

Take 2_U Shape (4leg stirrups) $\Phi 8 @ 150 \text{ mm} < S_{, \text{max}} = 162.88 \text{ mm}$

4.5 Design of Two Way Solid Slab " paper factory ":

4.5.1 Calculate the minimum thickness slab :

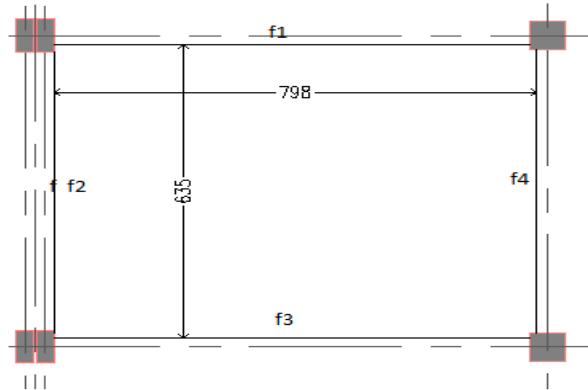


Fig (4.6): Solid slab panel for thickness

$$\begin{aligned} \text{First trial } h_{\min} &= \frac{\text{panel perimeter}}{180} \\ &= \frac{2(7.98+6.35)}{180} \\ &= 0.159 \text{ m} \frac{28.66}{180} \\ \text{Take } h_{\min} &= 16 \text{ cm} \end{aligned}$$

Check for the minimum thickness of the slab :

Exterior beam

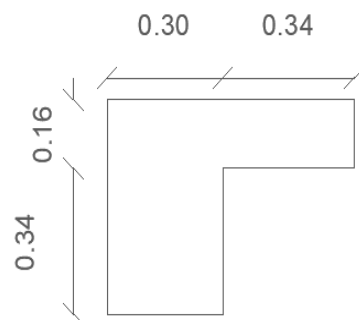


Fig (4.7): Exterior beam

$$H_w = 34 \text{ cm} < 4h = 4 * 16 = 64 \text{ cm}$$

$$Y_c = \frac{16(30+34)*(34+8)+(34*30*17)}{16(30+34)+(30*34)} = 29.52 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{(30+34)*(16+4.47)^3}{3} - \frac{30*4.47^3}{3} + \frac{30*29.52^3}{3} =$$

439336.74 cm

Interior beam :

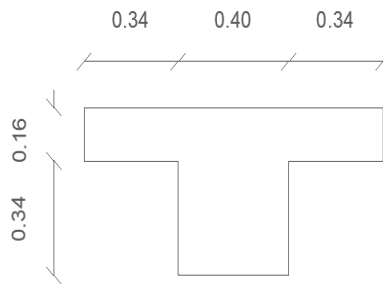


Fig (4.8) : Interior beam

$$B_w + 2h_w = 40 + 2*34 = 108 \text{ cm}$$

$$B_w + 8h = 40 + 8*16 = 168 \text{ cm}$$

$$B_w + 2h_w = 108 < b_w + 8h = 168 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$Y_c = \frac{16(40+34*2)*(34+8)+(40*34*17)}{16(40+34*2)+(40*34)} = 30.98 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{(40 + 34 * 2) * (16 + 3.01)^3}{3} - \frac{2 * 34 * 3.01^3}{3} + \frac{40 * 30.98^3}{3} = 643140.97 \text{ cm}$$

Slab section for exterior beam:

$$\text{Long direction } l = 7.98 = 798 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{\left(\frac{1}{2} + bw\right) h^3}{12} = \frac{\left(\frac{798}{2} + 30\right) 16^3}{12} = 146432 \text{ cm}^4$$

Slab section for interior beam

long direction :

$$L_{\text{right}} = \frac{7.98}{2} = 3.99 \text{ m} = 399 \text{ cm}$$

$$L_{\text{left}} = \frac{8.15}{2} = 4.075 \text{ m} = 407.5 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{(806.5 + 407.5) 16^3}{12} = 288938.66 \text{ cm}^4$$

short direction :

$$L_{\text{left}} = L_{\text{right}} = 6.35 \text{ m} = 635 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{\left(\frac{1}{2} + bw\right) h^3}{12} = \frac{\left(\frac{635}{2} + 40\right) 16^3}{12} = 230400 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{643140.97}{230400} = 2.8$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{439217.6552}{146432} = 3$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{643140.97}{230400} = 2.8$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{643140.97}{288938.66} = 2.22$$

$$\alpha_m = \frac{(2.8 + 3 + 2.8 + 2.22)}{4} = 2.8 > 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{7.98 * \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 * \frac{7.98}{6.35}} = 0.186m$$

First trial thickness $h = 200 \text{ mm}$ OK

Take slab thickness $h_{\text{slab}} = 200 \text{ mm}$

4.5.2 Load calculations for dead and live load :

| Dead load from: | $\delta \times \gamma$ | KN/m |
|-----------------|------------------------|------|
| Tiles | 0.03×23×1 | 0.69 |
| Mortar | 0.02×22×1 | 0.44 |
| Coarse sand | 0.07×17×1 | 1.19 |
| Slab | 0.20×25×1 | 5 |
| Plaster | 0.02×22×1 | 0.44 |
| Partitions | 1.5*1 | 1.5 |
| | | 9.7 |

Table(4.2): calculation of the Dead load solid

Dead load = 9.7 KN/m².

Live load = 5 KN/m².

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*9.7 = 11.64 KN/m².

WuL = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m².

Wu = 11.64+8 = 19.64 KN/m²

4.5.3 Check for shear :

$$L_a / L_b = 0.8$$

$$0.8 \rightarrow w_a = 0.83$$

$$W_b = 0.17$$

83% of the load is transmitted in the short direction and 17% in the long direction .

- The total load on the panel being $(7.98 \times 6.35 \times 19.64) = 995.22$ KN
- The load at face of the long beam is $(0.83 \times 995.22 / (2 \times 7.98)) = 51.76$ KN
- The load at face of the short beam is $(0.17 \times 995.22 / (2 \times 6.35)) = 13.32$ KN

Assume Φ 16 :

$$d = 200 - 20 - 16 \sqrt{2} = 172 \text{ mm}$$

$$V_c = (\sqrt{28} \times 1000 \times 172 \times 10^{-3}) \sqrt{6} = 151.69 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 151.69 = 113.77 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 51.76 \times 1 \text{ m} = 51.76 < 0.5 \phi V_c = 56.88 \text{ KN}$$

The thickness of the slab is adequate enough.

4.5.4 Moment Calculations :

Case 9 :

Negative Moment at Continuous edge :

$$0.8 \rightarrow C_a = 0.075$$

$$C_b = 0.017$$

$$M_a = C_a W L_a^2 = 0.075 * 19.64 * 6.35^2 = 59.4 \text{ KN.m/m}$$

$$M_b = C_b W L_b^2 = 0.017 * 19.64 * 7.98^2 = 21.26 \text{ KN.m/m}$$

Positive Moment at continuous edge :

$$0.8 \rightarrow C_a (\text{DL}) = 0.029$$

$$C_b (\text{DL}) = 0.01$$

$$M_a (\text{DL}) = C_a (\text{DL}) W L_a^2 = 0.029 * 11.64 * 6.35^2 = 13.61 \text{ KN.m/m}$$

$$M_b (\text{DL}) = C_b (\text{DL}) W L_b^2 = 0.01 * 11.64 * 7.98^2 = 7.41 \text{ KN.m/m}$$

$$0.8 \rightarrow C_a (\text{LL}) = 0.042$$

$$C_b (\text{LL}) = 0.017$$

$$M_a (\text{LL}) = C_a (\text{LL}) W L_a^2 = 0.042 * 8 * 6.35^2 = 13.55 \text{ KN.m/m}$$

$$M_b (\text{LL}) = C_b (\text{LL}) W L_b^2 = 0.017 * 8 * 7.98^2 = 8.66 \text{ KN.m/m}$$

$$M_a = 13.61 + 13.55 = 27.16 \text{ KN.m/m}$$

$$M_b = 7.41 + 8.66 = 16.07 \text{ KN.m/m}$$

Negative Moment at Discontinuous edge :

1/3 positive moment

$$M_a = 1/3 * 16.07 = 5.35 \text{ KN.m/m}$$

4.5.5 Flexural Design :

Short Direction :

Take $\Phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section

Mid span :

$$M_u = 27.16 \text{ KN.m/m}$$

Assume $\Phi 14$:

$$d = h - \text{cover} - (d_{\text{Bar}}/2) = 200 - 20 - 7 = 173 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{27.16}{0.9} = 30.18 \text{ KN.m/m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{30.18 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.008 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.008 * 17.65}{420}} \right) = 0.00245$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho b d = 0.00245 * 1000 * 173 = 423.85 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 423.85 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Provide $A_s = 423.85 \text{ mm}^2$

Use $\Phi 14$ then :

$$n = \frac{A_s}{A_{s\Phi 14}} = \frac{423.85}{153.94} = 2.75 = 3 \text{ bars}$$

The step of main reinforcement :

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{3} = 0.333 \text{ m}$$

Take $\Phi 14 @ 200 \text{ mm}$

$$200 \text{ mm} < 2h = 400 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Continuous edge :

$$Mu = 59.4 \text{ KN.m/m}$$

Assume Φ 16 :

$$d = h - \text{cover} - (d_{\text{Bar}}/2) = 200 - 20 - 8 = 172 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{59.4}{0.9} = 66 \text{ KN.m/m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{66 * 10^6}{1000 * 172^2} = 2.23 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.23 * 17.65}{420}} \right) = 0.00558$$

$$As_{\text{req}} = \rho b d = 0.00558 * 1000 * 172 = 959.76 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{min}} = \rho_{\text{min}} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{req}} = 959.76 \text{ mm}^2 > As_{\text{min}} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Provide $As = 959.76 \text{ mm}^2$

Use Φ 16 then :

$$n = \frac{As}{As_{\Phi 16}} = \frac{959.76}{201.06} = 4.77 = 5 \text{ bars}$$

The step of main reinforcement :

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{5} = 0.2 \text{ m}$$

Take Φ 16 @ 200 mm

$$200 \text{ mm} < 2h = 400 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Long Direction :

Take $\Phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section

Mid span :

$$M_u = 16.07 \text{ KN.m/m}$$

Assume Φ 14 :

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{bar (short)}} - (d_{\text{Bar}}/2) = 200 - 20 - 14 - 7 = 159 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{16.07}{0.9} = 17.86 \text{ KN.m/m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.86 * 10^6}{1000 * 159^2} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.71 * 17.65}{420}} \right) = 0.0017$$

Take $p = 0.0018$ (minimum)

$$A_{s_{\text{req}}} = p b d = 0.0018 * 1000 * 159 = 286.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = p_{\text{min}} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 286.2 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{NOT OK}$$

Provide $A_s = 360 \text{ mm}^2$

Use Φ 14 then :

$$n = \frac{A_s}{A_{s\Phi 14}} = \frac{360}{153.94} = 2.3 = 3 \text{ bars}$$

The step of main reinforcement :

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{3} = 0.333 \text{ m}$$

Take Φ 14 @ 200 mm

$$200 \text{ mm} < 2h = 400 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Continuous edge :

$$M_u = 21.26 \text{ KN.m/m}$$

Assume Φ 16 :

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{bar (short)}} - (d_{\text{Bar}} \setminus 2) = 200 - 20 - 16 - 8 = 156 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{21.26}{0.9} = 23.62 \text{ KN.m/m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{23.62 * 10^6}{1000 * 156^2} = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.97 * 17.65}{420}} \right) = 0.0024$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho b d = 0.0024 * 1000 * 156 = 374.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 374.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Provide $A_s = 374.4 \text{ mm}^2$

Use Φ 16 then :

$$n = \frac{A_s}{A_{s\Phi 16}} = \frac{374.4}{201.06} = 1.86 = 2 \text{ bars}$$

The step of main reinforcement :

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Take Φ 16 @ 200 mm

$$200 \text{ mm} < 2h = 400 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Discontinuous edge :

Assume Φ 16 :

$$A_s = 1/3 A_{s_{\text{positive}}} = 1/3 * 360 = 120 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 360 \text{ mm}^2 \quad \text{NOT OK}$$

Provide $A_{s_{\text{req}}} = 360 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_s \Phi 16} = \frac{360}{201.06} = 1.79 = 2 \text{ bars}$$

Take $\Phi 16 @ 200 \text{ mm}$

$200 \text{ mm} < 2h = 400 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$ OK

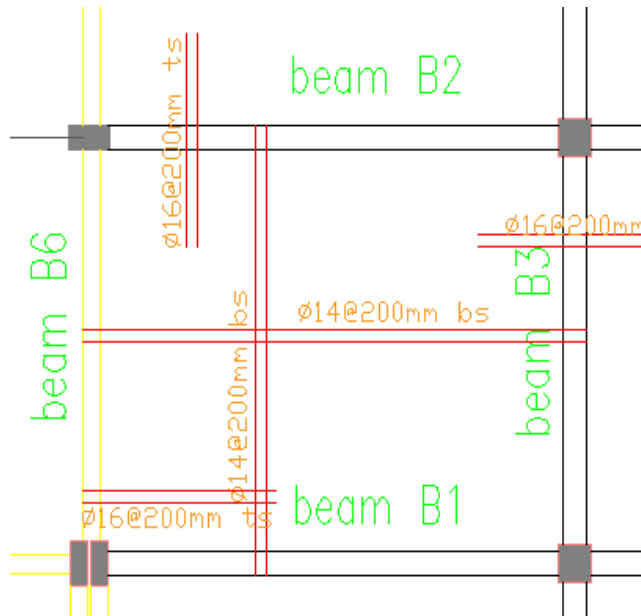


Fig (4.9): Reinforcement of two-way solid slab

4.6 Design of Two Way Rib Slab " paper factory " :

4.6.1 Minimum thickness for ribbed slab

$h = 25 \text{ cm}$

Check for the minimum thickness of the slab:

Interior beams have rectangular section of 40 cm width and 50cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 50^3}{12} = 416667 \text{ cm}^4$$

Exterior beams have rectangular section of 30 cm width and 50cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{40 * 8 * 4 + 32 * 12 * 16}{40 * 8 + 32 * 12} = 10.55 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{10.55^3}{3} - 40 * \frac{2.55^3}{3} + 12 * \frac{21.45^3}{3} = 59609 \text{ cm}^4$$

Slab section for exterior beam:

Shortdirection $l = 6.37 \text{ m} = 637 \text{ cm}$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{637}{2} + 30)}{52} = 399495 \text{ cm}^4$$

Longdirection $l = 6.98 \text{ m} = 698 \text{ cm}$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{698}{2} + 30)}{52} = 434458 \text{ cm}^4$$

Slab section for interior beam:

Shortdirectionl = 6.37m = 637cm

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l1}{2} + \frac{l2}{2} + bw)}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{637}{2} + \frac{635}{2} + 40)}{52}$$

$$= 774917cm^4$$

Longdirectionl = 6.98m = 698cm

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l1}{2} + \frac{l2}{2} + bw)}{b_f} = \frac{59609 * (\frac{698}{2} + \frac{810}{2} + 40)}{52}$$

$$= 910184cm^4$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{312500}{399495} = 0.78$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{416667}{910184} = 0.46$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{416667}{774917} = 0.54$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{312500}{434458} = 0.72$$

$$\alpha_m = \frac{(0.78 + 0.46 + 0.54 + 0.72)}{4} = 0.63 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{6.98 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.1(0.63 - 0.2)} = 0.2m$$

$$h = 25cm > 20cm - OK$$

Take slab thickness 25 cm

$b_{eff} = 520 \text{ mm}$ $b_w = 120 \text{ mm}$ $h_f = 80 \text{ mm}$
 $h = 250 \text{ mm}$ $h_{block} = 170 \text{ mm}$

4.6.2 Load calculation:

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

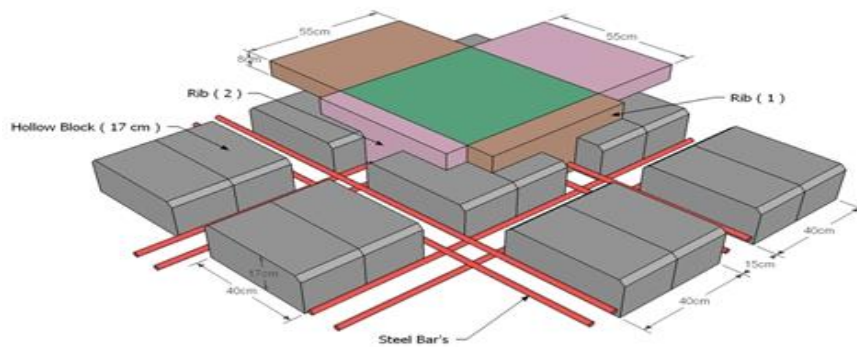


Fig.(4.10): Two way ribbed slab

Table (4.3) Calculation of the total dead load for two way rib slab

(6).

| No | Material | Quality Density KN/m ³ | Calculation |
|----|-----------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Topping | 25 | $0.52 \times 0.52 \times 0.08 \times 25 = 0.541$ |
| 2 | Rib | 25 | $(0.4 + 0.52) \times 0.17 \times 0.12 \times 25 = 0.47$ |
| 3 | Sand | 17 | $0.52 \times 0.52 \times 0.07 \times 16 = 0.303$ |
| 4 | Mortar | 22 | $0.52 \times 0.52 \times 0.02 \times 22 = 0.119$ |
| 5 | Tile | 22 | $0.52 \times 0.52 \times 0.03 \times 22 = 0.178$ |
| 6 | Plaster | 22 | $0.52 \times 0.52 \times 0.02 \times 22 = 0.119$ |
| 7 | Block | 9 | $0.4 \times 0.4 \times 0.17 \times 9 = 0.245$ |
| 8 | Partitio | 1.5 | $1.5 \times 0.52 \times 0.52 = 0.406$ |
| | | $\Sigma =$ | 2.38 KN/unit |

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{2.38}{0.52 * 0.52} = 8.8 \text{KN/m}^2$$

$$w_D = 1.2 * 8.8 = 10.56 \text{KN/m}^2$$

$$LL = 2.5 \text{KN/m}^2$$

$$w_L = 1.6 * 2.5 = 4 \text{KN/m}^2$$

$$w = 10.56 + 4 = 14.56 \text{KN/m}^2$$

4.6.3 Moments calculations:

$$\text{Ratio} = 6.23/6.58 = 0.95$$

$$M_a = C_a w l_a^2 b f$$

$$M_b = C_b w l_b^2 b f$$

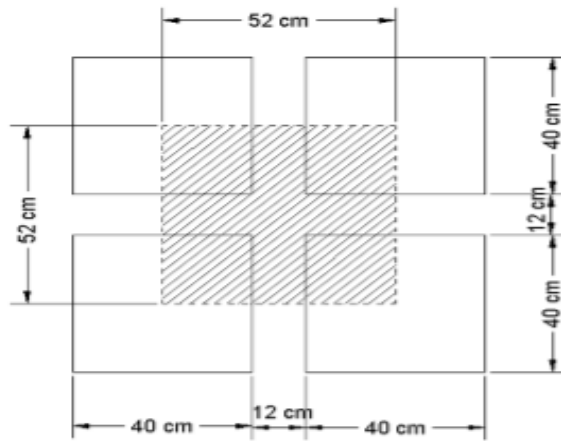


Fig.(4.11): Two way ribbed slab

Negative moment :

$$C_{b,neg} = 0.067$$

$$M_{b,neg} = (0.067 * 14.56 * 6.58^2) * 0.52 = 21.96 \text{KN.m}$$

Positive moment :

$$C_{aD, pos} = 0.031$$

$$C_{bD, pos} = 0.031$$

$$C_{aL, pos} = 0.036$$

$$C_{bL, pos} = 0.032$$

$$M_{a, pos, (dl+ll)}$$

$$= (0.031 * 10.56 * 6.23^2 + 0.036 * 4 * 6.23^2) * 0.52$$

$$= 9.51 \text{KN.m}$$

$$M_{b, pos, (dl+ll)}$$

$$= (0.031 * 10.56 * 6.58^2 + 0.032 * 4 * 6.58^2) * 0.52$$

$$= 10.25 \text{KN.m}$$

Negative moments at discontinuous edges = 0.333As positive

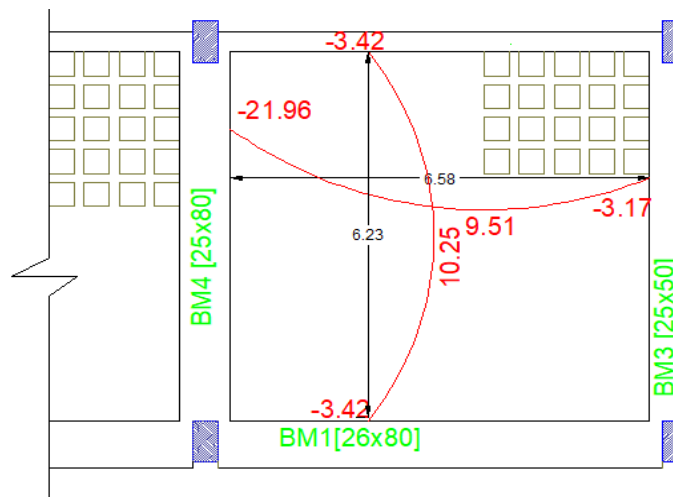


Fig.(4.12): Negative and Positive Moment for Two Way Rib panel

Design of positive moment :

Short direction ($M_u = 10.25 \text{ KN.m}$)

$$bf = 520\text{mm}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} \\ = 214 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{10.25 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 214^2} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.478}{420}} \right) =$$

$$0.001149$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.001149 \times 520 \times 214 = 127.92 \text{ mm}^2$$

Check for $A_s, \text{min.}$

$$A_s, \text{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$A_s, \text{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 214 = 80.88 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{min} = \frac{1.4}{420} * 120 \times 214 = 85.6 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_s, \text{required} = 127.92 \text{ mm}^2 > A_s, \text{min} = 85.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

For long & short direction , use $2\phi 10$, with $A_s 157.1$

$$\text{mm}^2 > A_s, \text{required} = 128.23 \text{ mm}^2$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.1 * 420 = 0.85 * 28 * 520 * a$$

$$a = 5.33 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.33}{0.85} = 6.27 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{214 - 6.27}{6.27} \right) = 0.0994 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

Design of negative moment ($M_u = -21.96 \text{ KN.m}$)

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d. \text{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} \\ = 214 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{21.96 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 214^2} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 4.44}{420}} \right) = 0.0118$$

$$A_s = \rho . b . d = 0.0118 \times 120 \times 214 = 302.97 \text{ mm}^2$$

check for $A_s, min..$

$$A_s, min = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$A_s, min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 214 = 80.88 \text{ mm}^2$$

$$A_s, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 214 = 85.6 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_s, required = 302.97 \text{ mm}^2 > A_s, min = 85.6 \text{ mm}^2$$

(OK)

Use $2\emptyset 14$, with $A_s = 307.88 \text{ mm}^2 > A_s, required = 302.97 \text{ mm}^2$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$307.88 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 45.28 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.28}{0.85} = 53.27 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{213 - 53.27}{53.27} \right) = 0.008996 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

Design of negative moment at discontinues edge: ($M_u =$

$0.333 \text{ M positive} = 3.42 \text{ KN.m}$)

Use $2\emptyset 10$, with $A_s = 157.1 \text{ mm}^2 > A_s, required = 0.333 *$

$128.23 = 42.74 \text{ mm}^2$

4.6.4 Check shear strength:

$$W_a = 0.33$$

$$W_b = 0.67$$

Total load on the panel = $6.23 * 6.58 * 14.56 = 596.86$ KN

load per meter on the long beam = $0.33 * 596.86 * 0.52 / (2 * 6.58) = 7.78$
KN/m

load per meter on the short beam = $0.67 * 596.86 * 0.52 / (2 * 6.23) = 16.69$
KN/m

$$V_u = 16.69 - 14.56 * 0.52 * 0.212 = 15.08 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \\ &= .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{28} * 120 * 212 \times 10^{-3} = 18.51 \text{ KN} \end{aligned}$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 15.08 > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 9.255 \dots \text{ Not OK}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 9.255 \text{ KN} < V_u = 15.08 \text{ KN} < \phi * V_c = 18.51 \text{ KN} - \text{OK}$$

Provide minimum shear reinforcement

$$V_{s\min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{28} * 120 * 212 * 10^{-3} = 8.41 \text{ KN.}$$

$$\phi V_s \min = 6.31$$

$$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 212 * 10^{-3} = 8.48 \text{ KN}$$

$$\phi V_{s,\min} = 6.36 \dots\dots\dots \text{ control}$$

Use 2 Leg $\phi 8$ for stirrups with $A_v = 100.53\text{mm}^2$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_{s\min}} = \frac{100.53 * 420 * 212}{8.48} * 10^{-3} = 1055.56\text{mm}$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} = \frac{212}{2} = 106 \text{ mm.}$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

Select 2 leg $\phi 8 @ 10\text{cm}$

4.7 Design of Footing " Paper Factory " :

❖ Material :-

⇒ concrete B350 $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ Load Calculations :- (From Column Group A)

Dead Load = 1000Kn, Live Load = 600Kn

Total services load = 1000+600 = 1600Kn

Total Factored load = $1.2 \cdot 1000 + 1.6 \cdot 600 = 2160 \text{ Kn}$

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

Soil density = 18 Kg/cm³

Allowable Bearing Capacity = 250Kn/m²

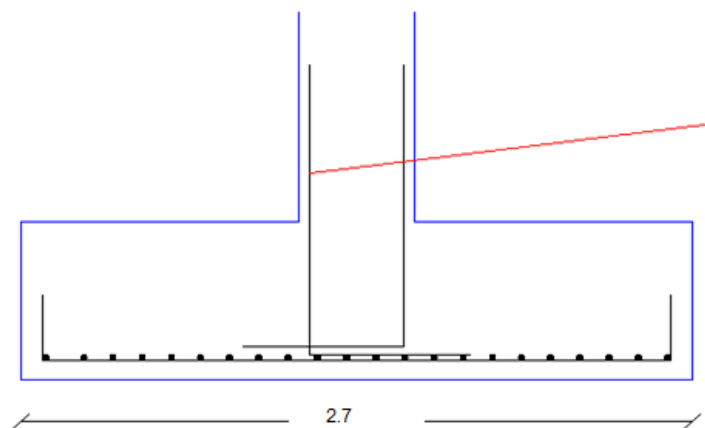


Fig (4.13) :Footing Section.

Assume $h = 40 \text{ cm}$

$$q_{net-allow} = 250 - 25 \cdot 0.4 - 18 \cdot 1.5 = 224.2 \text{ kn/m}^2$$

✓ **Area of Footing :-**

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1600}{224.2} = 7.136m^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.67 m

Select B = 2.7 m

✓ **Bearing Pressure :-**

$$q_u = 2160/2.7*2.7 = 296.296Kn/m^2$$

✓ **Design of Footing :-**

4.7.1 Design of One Way Shear Strength :-

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

Assume bar diameter ϕ 18 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

Let $V_u = \phi v_c$

$$V_u = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L = \phi v_c = \phi \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$296.296 * \left(\frac{2.7-0.6}{2} - d\right) * 2.7 = 0.75 \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 2700 * d$$

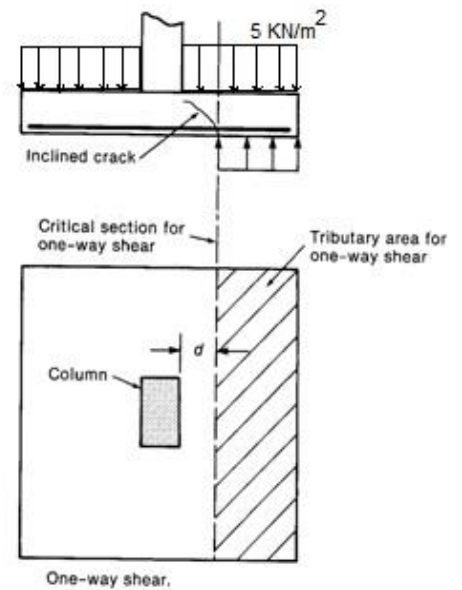
d

d=0.32m

h = 320 + 75 + 18 = 413mm

take h= 400mm

then d =400-75-18=307



4.7.2 Design of Two Way Shear Strength :-

Let $V_u = \phi v_c$, $\phi = 0.75$

$$V_u = 296.296 * (2.7 * 2.7 - (0.6 + 0.307) * (0.6 + 0.307)) = 1916.25KN$$

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

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

.....control

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{\text{column length (a)}}{\text{column length (b)}} = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

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

$$b_o = 2 * (0.307 + 0.6) + 2 * (0.307 + 0.6) = 3.628m$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{28} * 3628 * 307 * 10^{-3} = 2210.12$$

$$\phi V_c = 2210.12 > V_u = 1916.25 \dots\dots\text{safe}$$

4.7.3 Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

$$FR = q_u * \left(\frac{B-a}{2} \right) * L = 296.296 * \frac{(2.7-0.6)}{2} * 2.7 = 839.99 \text{Kn}$$

$$M_u = 839.99 * (1/2) = 419.99 \text{Kn.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{419.99 \times 10^6}{0.9 \times 2700 \times 307^2} = 1.833 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.833}{420}} \right) = 0.00454$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00454 \times 2700 \times 307 = 3768.77 \text{mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 2700 * 400 = 1944 \text{mm}^2$$

$$A_{s,req} = 3768.77 \text{mm}^2$$

Check for Spacing :-

$$S = 3h = 3 * 40 = 120 \text{cm}$$

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

S = 45 cm is control

Use 24 ϕ 18 in Both Direction, $A_{s,provided} = 6108 \text{mm}^2 > A_{s,required} = 3768.77 \text{mm}^2 \dots$ Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{6108 \times 420}{0.85 \times 2700 \times 28} = 39.92 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{39.92}{0.85} = 46.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{307 - 46.96}{46.96} \right) = 0.0166 > 0.005 \dots \dots 0k$$

4.7.4 Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pnb = \Phi(0.85 f'_c A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.7 * 2.7 = 7.29 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.29}{0.36}} = 4.5 > 2 \dots \dots \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pnb = 0.65 * 0.85 * 28 * 360 * 2 = 11138.4 \text{ KN}$$

$$\Phi Pnb = 111138.4 > Pu = 2160$$

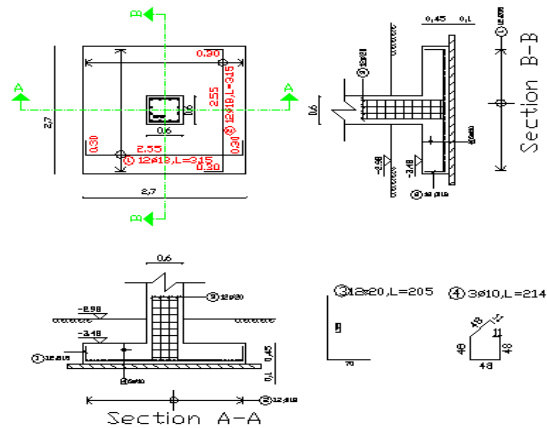
No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pnb = 0.65 * 0.85 * 28 * 360 = 5569.2 \text{ KN}$$

$$\Phi Pnb = 5569.2 > Pu = 2160$$

NO Need For Dowels



F1

Fig (4.14) :Footing Reinforcement Details

4.8 Design of One Way Rib Slab " Commercial Building " :

4.8.1 Determination of Thickness:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

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

The minimum required thickness of the joists:

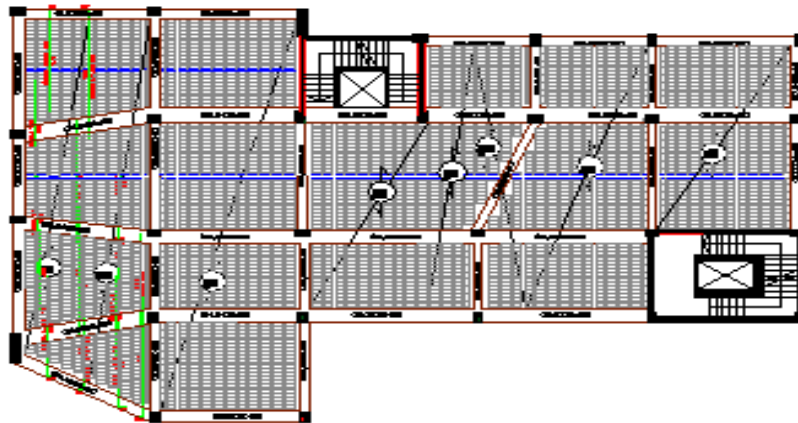


Figure (4.15): Maximum spans

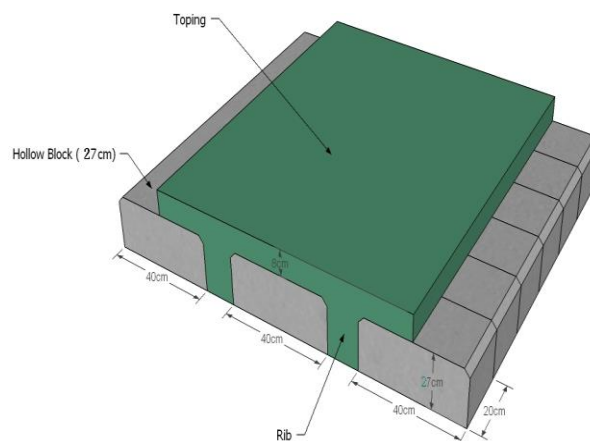


Fig. (4.16) Topping of slab

from ACI-318-08(9.5a):

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.55}{18.5} = 0.354m$$

Select slab thickness $h=35\text{cm}$ with Topping 8cm

4.8.2 Design of Topping for Ribbed Slab:

Dead load for topping =

$$\begin{aligned} &0.03 \times 22 \times 1 \text{ (tiles)} \\ &+ 0.02 \times 22 \times 1 \text{ (mortar)} \\ &+ 0.07 \times 16.4 \times 1 \text{ (sand)} \\ &+ 0.08 \times 25 \times 1 \text{ (slab)} \\ &+ 2.38 \times 1 \text{ (partitions')} = 6.628 \text{ KN/m.} \end{aligned}$$

Live Load $4 \times 1 = 7\text{KN/m}$.

$$\begin{aligned} W_u &= (1.2 \times 6.628) + (1.6 \times 4) \\ &= 14.353\text{KN/m} \end{aligned}$$

→ For a one meter strip $W_u = 14 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \frac{0.75 \times \sqrt{f_c'} \times b \times h}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{28} \times 1 \times 0.08}{6} \\ &= 52.9\text{KN} \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{q_l}{2} = \frac{14.353 \times 0.4}{2} = 2.8706\text{KN}$$

$\Phi V_c > V_u$ OK.

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{12} = \frac{14.353 \times 0.4^2}{12} = 0.1913\text{KN.m}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \text{ ACI-318-08 (22.5.1)}$$

$$= 2.222\text{Mpa} = 2.2224 \times 1000 = 2222.4\text{KN/m}^2$$

$$M_n = f_r \times s$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times 0.08^2}{6} = 1.067 \times 10^{-3} m^3$$

$$M_n = 2222.4 \times 1.067 \times 10^{-3} = 2.371 \text{KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 \times 2.371 = 1.304 \text{KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.304 \text{KN.m} > M_u = 0.1913 \text{KN.m} \quad \text{OK}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-08 (7.12.2.1)}$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Try bars $\Phi 8$ with $A_s = 50.27$

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_s \phi 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take 3 $\Phi 8$ with $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip}$ or $\Phi 8 @ 300\text{mm}$

In both direction step (S) is the smallest of :-

$$1) 3h = 3 \times 80 = 240 \text{mm} \dots \dots \dots \text{control} \quad \text{ACI-318-08 (10.5.4)}$$

$$2) 450 \text{mm}$$

$$3) s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{mm} \quad \text{but}$$

$$s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{mm} \quad \text{ACI-318-08 (10.6.4)}$$

$$4) \text{ Take } \Phi 8 @ 200 \text{mm in both direction } S = 200 \text{mm} < S_{\text{max}} = 240 \text{mm} \dots \dots \text{ok}$$

Use $\Phi 8 @ 20 \text{ cm}$

4.8.3 Load Calculation:

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

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-08 (8.12.2)*

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

$$b_E = 3.45 / 4 = 86.25\text{cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (80) = 140\text{cm}$$

$$b_E = 52 \text{ cmcontrol.}$$

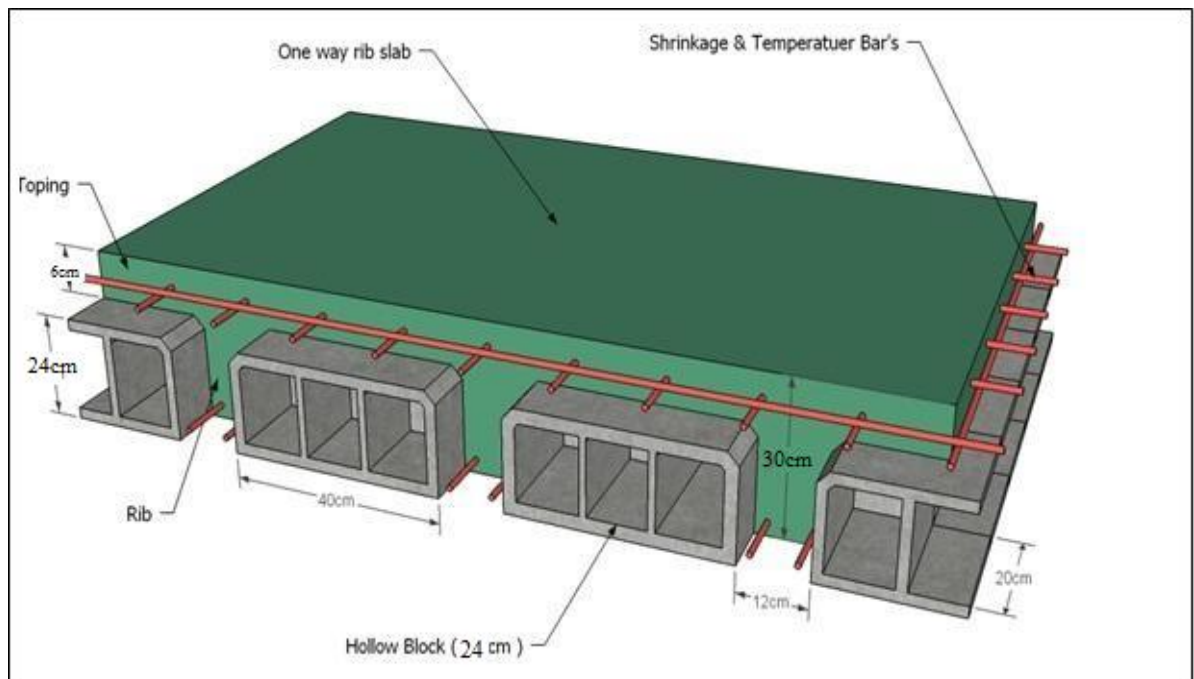


Figure (4.17): One way rib slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 4) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Nominal Total Dead Load:

Table (4.4) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

| No. | Parts of | Calculation |
|-----|-----------|---|
| 1 | Rib | $0.12 \times .24 \times 25 = 0.72 \text{ KN/m}$ |
| 2 | Top | $0.08 \times 0.52 \times 25 = \text{KN/m } 1.04$ |
| 3 | Plaster | $0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.2288 \text{ KN/m}$ |
| 4 | Sand | $0.07 \times 0.52 \times 16.4 = 0.59696 \text{ KN/m}$ |
| 5 | Tile | $0.03 \times 0.52 \times 22 = 0.3432 \text{ KN/m}$ |
| 6 | Mortar | $0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.2288 \text{ KN/m}$ |
| 7 | partition | $2.38 \times 0.52 = 1.2376 \text{ KN/m}$ |
| | | 4.40 |
| | | KN/m |

$$\text{D.L.}_{\text{total}} = 0.69 + 0.78 + 0.3432 + 0.6188 + 0.3588 + 0.96 + .3432 + 1.196 = 5.29 \text{ kN/rib}$$

the live load is 4 KN/m^2

$$\text{Live load} = 4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m of rib.}$$

4.8.4 Design of Rib for one way rib slab :

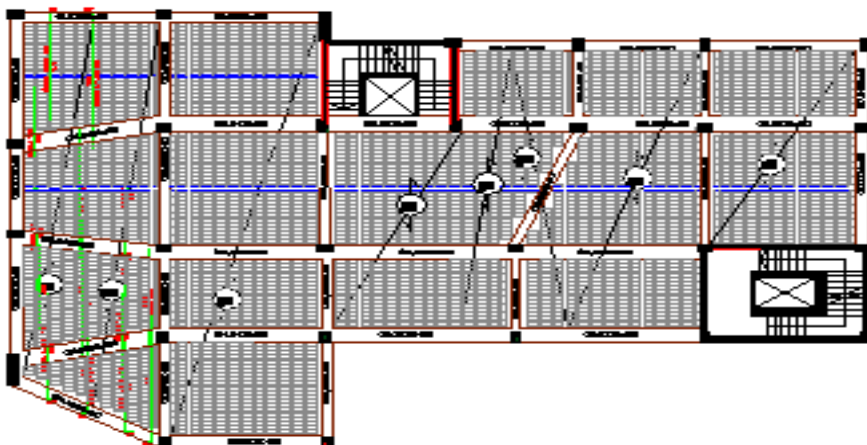


Figure (4.18): Rib location

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

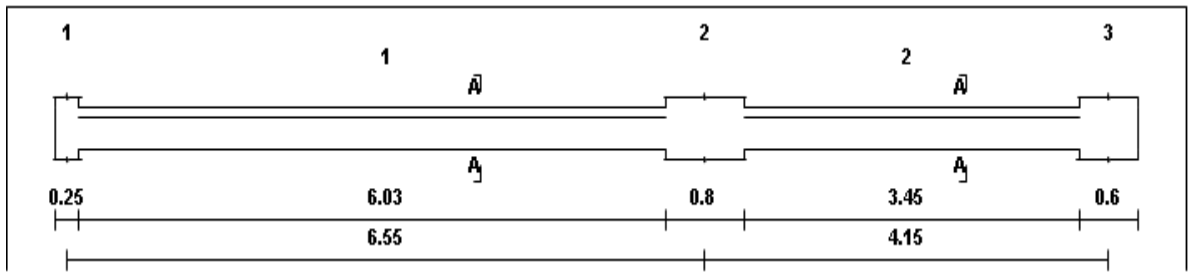


Figure (4.19) Spans length of rib

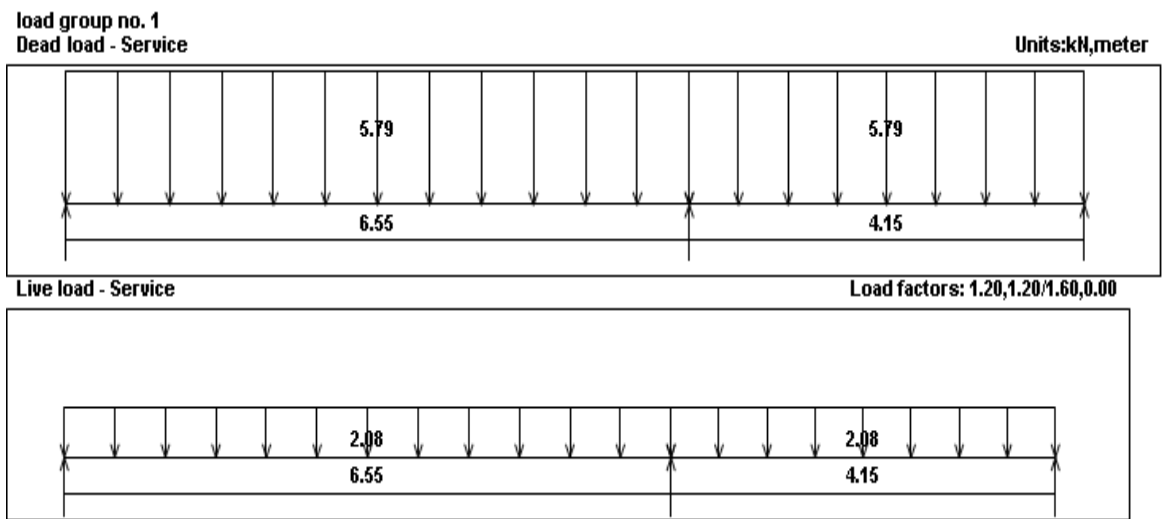


Figure (4.20) surface Load of rib(09)-(kN/m)

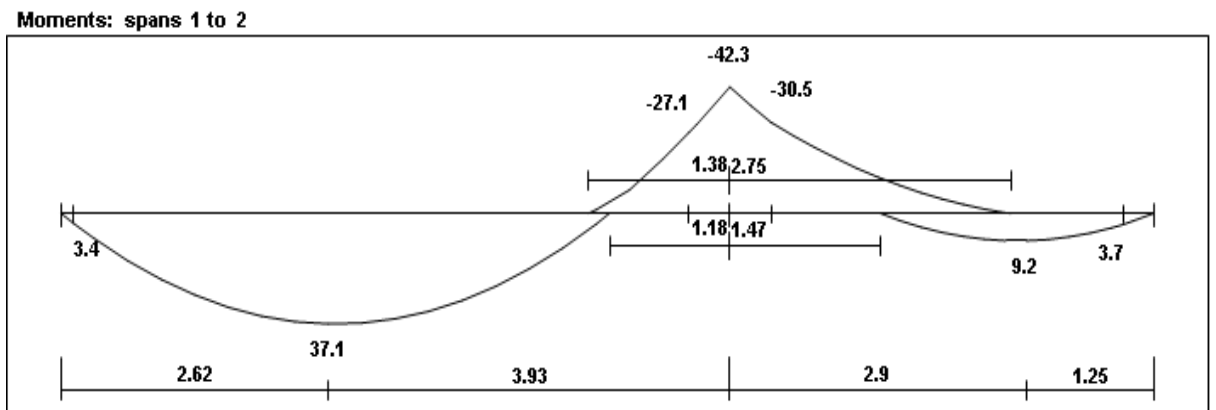
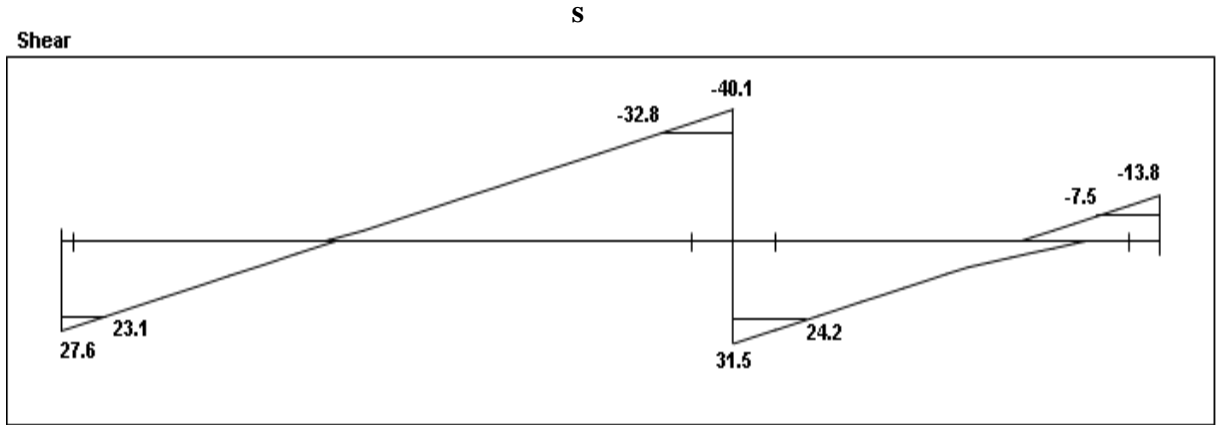


Figure (4.21) Moment diagram for rib-kN.m



Reactions

| Factored | | | |
|----------|-------|-------|-------|
| | | | |
| DeadR | 18.39 | 48.43 | 7.52 |
| LiveR | 9.23 | 23.2 | 6.24 |
| Max R | 27.62 | 71.63 | 13.76 |
| Min R | 17.96 | 56.43 | 4.89 |
| Service | | | |
| DeadR | 15.32 | 40.36 | 6.27 |
| LiveR | 5.77 | 14.5 | 3.9 |
| Max R | 21.09 | 54.86 | 10.17 |
| Min R | 15.06 | 45.36 | 4.62 |

Figure (4.22) Shear diagram for rib-(kN).

Design of Positive Moment for Rib 6:

Assume bar diameter Φ 12 for main positive reinforcement

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

$$Mn = 0.85 \times fc \times b \times hf \left(d - \frac{hf}{2} \right) = 0.85 \times 28 \times 520 \times 80 \left(314 - \frac{80}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 271.28$$

The maximum positive moment in all spans of rib 6 $M_u = 37.1 \text{ kN.m}$

$$\Phi M_n = 244.15 \text{ kN.m} > M_u = 37.1 \text{ kN.m}$$

Design as a rectangular with $b_e = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)} (120)(314) = 118.68$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{\left(\frac{37.1}{0.9}\right) 10^{-3}}{0.52 \times (0.314)^2} = 0.804$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 0.804}{420}} \right) = 0.00194$$

$$A_s = 0.00194 (520) (314) = 318.02 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 318.02 / 153.9 = 2 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2 Φ 14

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 307.8 \text{ mm}^2$$

Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307.8(420) = 0.85(28)(520) a$$

$$a = 10.45$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{314 - 12.29}{12.29} \right) = 0.0736 > 0.005 \quad \dots \text{ok}$$

Design of Negative Moment for Rib 6:

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is

$$M_u = 30.5 \text{ kN.m}$$

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $h_f = 0.08$

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

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)} (120)(314) = 118.68$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(314) = 125.6 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\left(\frac{30.5}{0.9}\right) 10^{-3}}{0.52 \times (0.314)^2} = 0.661$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 0.661}{420}} \right) = 0.00159$$

$$A_s = 0.00159(520)(314) = 260.63 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 260.63/113 = 2.3 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 226 \text{ mm}^2$$

Check Strain:

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$226(420) = 0.85(28)(520) a$$

$$a = 7.67$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.67}{0.85} = 9.02 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{314 - 9.02}{9.02} \right) = 0.003 > 0.005 \dots \text{ok}$$

Design of shear for rib:

Design of shear at support

Critical section at distance $d = 284 \text{ mm}$ from the face of support

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa}$$

$$V_{u,max} = 32.8 \text{ kN}$$

Case3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,min})$

Provide minimum shear reinforcement

$$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{28} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 12.46 \text{KN.}$$

$$\phi V_{s,min} = 9.345$$

$$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 12.56 \text{KN}$$

$$\phi V_{s,min} = 9.42 \dots \dots \dots \text{ control}$$

Case (III) is satisfy → shear reinforcement is required.∴

Use 2 Legs $\phi 8$ for stirrups with $A_v = 100.52 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{\phi V_{smin}}{\phi} = \frac{8.52}{0.75} = 11.36$$

$$s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_{smin}} = \frac{100.52 * 420 * 284}{9.42} * 10^{-3} = 1407.28 \text{ mm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142 \text{mm.}$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

Select 2 leg $\phi 8 @ 15 \text{cm}$

4.9 Design of Beam " Commercial Building " :

Design Of beam(4a) for flexure :

Fig.(4.23) : Beam location

| Reactions | | | |
|-----------|--------|---------|--------|
| Factored | | | |
| DeadR | 209.17 | 721.64 | 217.48 |
| LiveR | 112.07 | 336.44 | 118.76 |
| Max R | 321.24 | 1058.09 | 336.24 |
| Min R | 190.73 | 885.92 | 202.34 |
| Service | | | |
| DeadR | 174.31 | 601.37 | 181.24 |
| LiveR | 70.04 | 210.28 | 74.22 |
| Max R | 244.35 | 811.65 | 255.46 |
| Min R | 162.78 | 704.04 | 171.77 |

Fig. (4.23) : support reactions of the solid slab.

4.9.1 Dead Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for the first support upon beam 1 is 217.48 KN .

Assume the width of the beam = 0.8m , then the own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated:

$$WDL = 9.7 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Dead load of topping =

$$\begin{aligned}
 & 0.03 \times 23 = 0.69 \text{ (tiles)} \\
 + & 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ (mortar)} \\
 + & 0.07 \times 17 = 1.19 \text{ (sand)} \\
 + & 0.2 \times 25 = 5 \text{ (RC beam)} \\
 + & 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ (plaster)}
 \end{aligned}$$

$$+ \text{ (partitions')} = 1.5 \text{ (KN/m)}$$

The total factored Dead Load: $WDL = 1.2 * 7.9 = 11.64 \text{ KN/m}$

Live Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Live Loads upon beam on $LL = 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

The total factored Live Load: $WLL = 1.2 * 7.9 + 1.6 * 5 = 19.64 \text{ (KN/m)}$

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

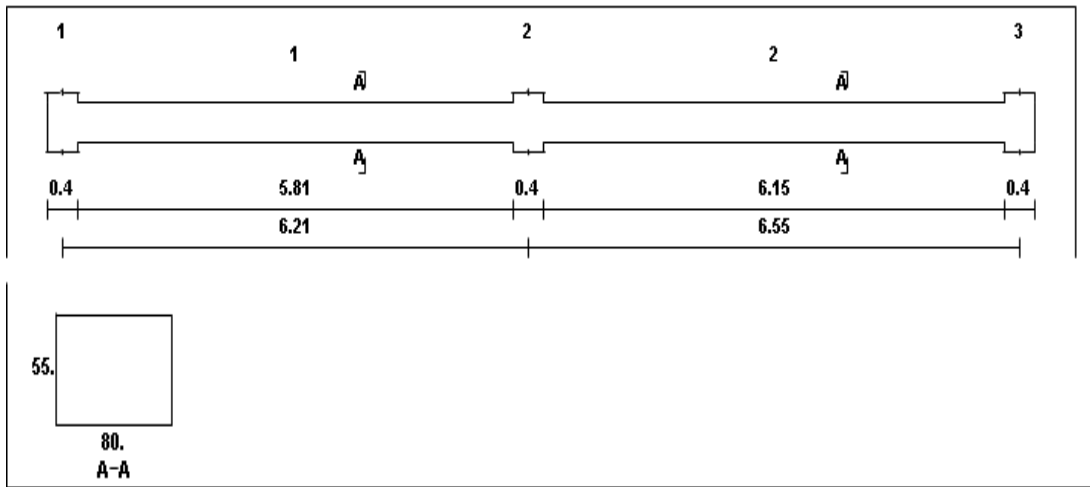


Fig. (4.24) : Spans length of Beam.

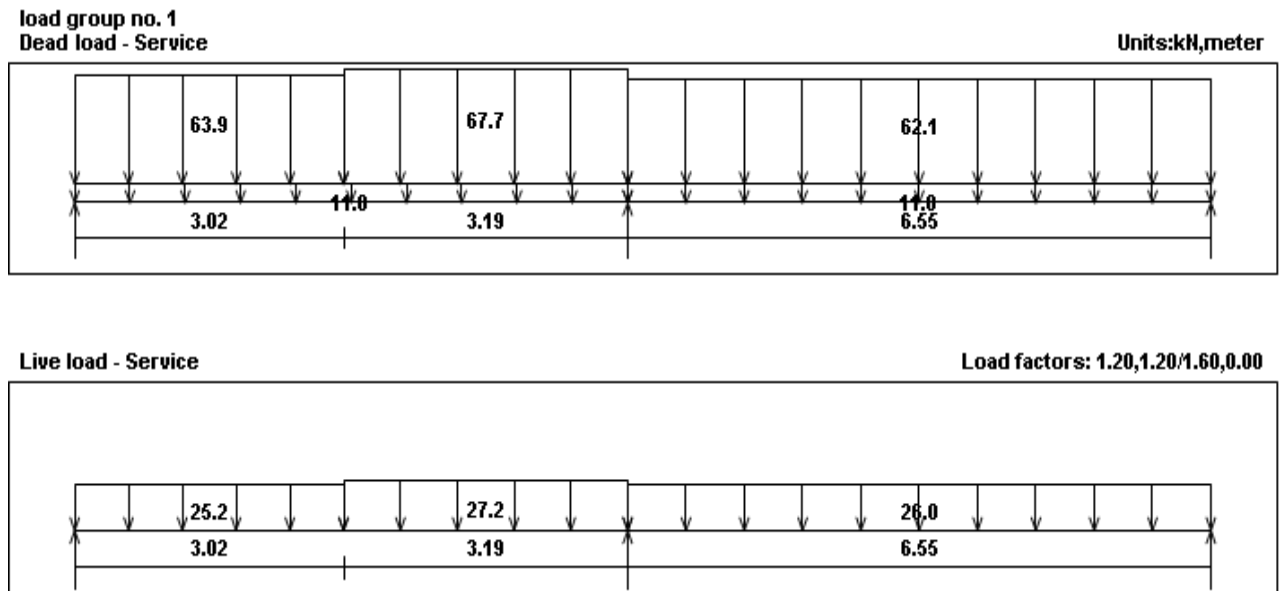


Fig. (4.25) : Factored Load of Beam-(KN.m).

Moments: spans 1 to 2

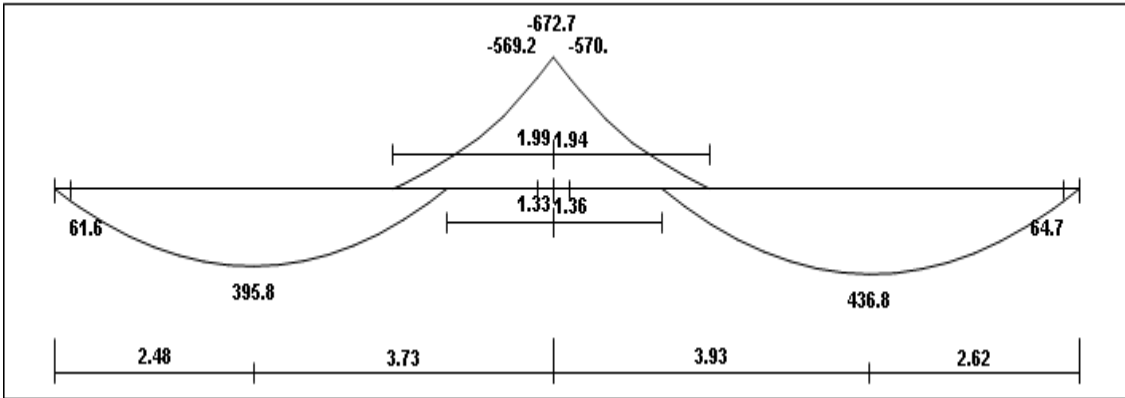


Fig. (4.26) : Moment diagram for beam -(KN.m).

Shear

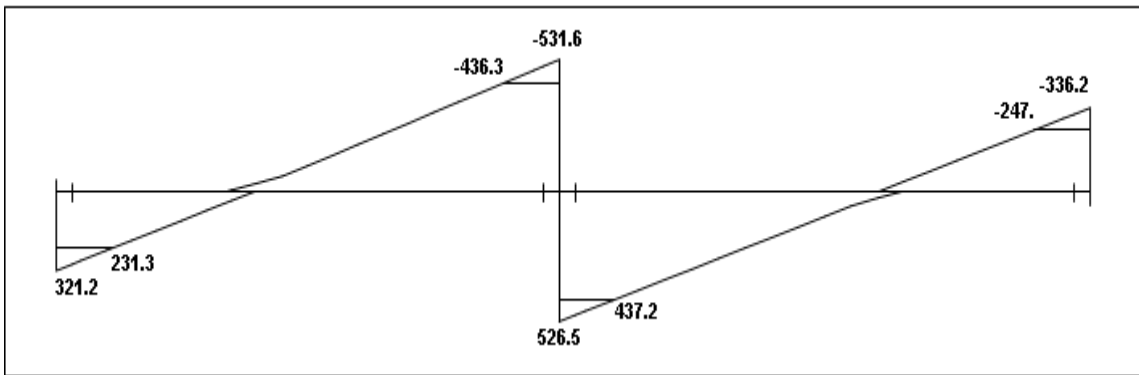


Fig. (4.27) : Shear diagram for Beam (KN)

4.9.2 Design of beam for flexure:

Assume bar diameter $\Phi 18$ for main positive reinforcement.

$b_w = 55\text{cm}$

$d = 550 - 80 - 10 - 18/2 = 451\text{mm}$

The width of the Beam 4a can be defined from the maximum factored moment.

The maximum factored moment in Beam 4a $M_u = 570\text{KN.m}$.

Take $\Phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section

Assume $p = 0.4 p_b$

Take $\beta = 0.85$ ($f_c' = 28$).

$$\rho_b = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.85 \times \frac{28}{420} \times 0.85 \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.02833$$

$$p = 0.4 \quad p_b = 0.4 \times 0.02833 = 0.01133$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$R_n = \rho \times f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2} \right) = 0.01133 \times 420 \times \left(1 - \frac{0.01133 \times 17.64}{2} \right) = 4.282$$

$$b d^2 = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{570 \times 10^6}{0.9 \times 4.282} = b \times 451^2$$

$$b = 727.16$$

here we take $b = 80 \text{ cm}$.

Usually in construction the maximum width of the beams is 100 cm. Here, take $b = 80 \text{ cm}$ and no need to recalculate the loads acting on the beam.

Note that the factored moments of other supports and spans may be satisfied by the section width of 80 cm as a singly reinforced beam sections, but the support section with $M_u = 570 \text{ kN.m}$

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7} \quad d = \frac{3}{7} \times 701 = 300.428 \text{ mm} .$$

$$a = \beta \times c = 0.85 \times 300.428 = 255.364 \text{ mm} .$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ max} &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2) \\ &= 0.85 \times 28 \times 255.364 \times 800 \times (451 - (255.364/2)) \times 10^{-6} = 1572.01 \text{ kN .m} \end{aligned}$$

$$\Phi=0.82$$

$$\Phi M_n = 0.82 \times 1572.01 = 1289.1 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 1289.1 \text{ kN.m} > M_u = 570 \text{ kN.m}$$

Design of beam as singly reinforcement concrete :

Design of moment : (negative moment)

Take $M_u = 570 \text{ kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{570 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 451^2} = 3.892$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 3.222}{420}} \right)$$

$$= 0.008275$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$= 0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 800 \times 451 = 1136.41 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = (1.4/420) \times 800 \times 451 = 1202.66 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.008275 \times (800) (451) = 2985.62 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 1202.66 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 2985.62 / 279.9 = 11 \text{ bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 18} = 279.9 \text{ mm}^2$$

Select 11 $\Phi 18$ for top reinforcement

$$\text{Total } A_{s_{(provide)}} = 3078.9 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$3078.9 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 800 \times a$$

$$a=67.92$$

$$c=67.92/0.85=80$$

$$\epsilon_t=0.003*((451-80)/80)$$

$$=0.0139>0.005\dots\text{OK}$$

Check for displacement:

$$S_b=(800-40*2-10*2-11*18)/10$$

$$S_b=50.2\text{mm} >25\text{mm}\dots\text{ok}$$

Design of moment : (positive moment)

Take $M_u = 436.8\text{kN.m}$ from Atir program

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 436.8 \times 10^6 / 0.9 \times 800 \times 451^2 = 2.982\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.64} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times 2.982}{420}} \right) = 0.00761$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$=0.25 \times \sqrt{28} / 420 \times 800 \times 451 = 1136.41 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (1.4/420) \times 800 \times 451 = 1202.66\text{mm}^2 \dots\text{control}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00761 \times (800) (451) = 2745.68\text{mm}^2 > A_{s_{\min}} = 1202.66 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = 2745.68 / 279.9 = 10\text{bars}$$

$$\text{Note } A_{\Phi 18} = 279.9\text{mm}^2$$

Select 10 Φ 18 for bottom reinforcement

$$\text{Total } A_{s_{\text{provide}}} = 2799 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$2799 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 800 \times a$$

$$a = 61.74 \text{ mm}$$

$$c = 61.74 / 0.85 = 72.63 \text{ mm}$$

$$\epsilon_c = 0.003 \times ((451 - 72.63) / 72.63)$$

$$= 0.0156 > 0.005 \dots \text{OK}$$

4.9.3 Design of Beam for Shear :

ACI – 318 – Categories for shear design:

Critical section at $d = 451 \text{ mm}$

$$V_{u_{\max}} = 437.2 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \times 1 \times \sqrt{28} \times 800 \times 451 \times 10^{-3} = 318.19 \text{ kN}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = (437.2 / 0.75) - 318.19$$

$$= 264.74 \text{ kN}$$

$$V_{s, \max} = 2/3 \times \sqrt{28} \times 800 \times 451 \times 10^{-3}$$

$$= 1272.78 \text{ kN}$$

$$V_s = 264.74 \text{ kN} < V_{s, \max} = 1272.78 \text{ kN}$$

The section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing.

If $V_s < V_s'$ then $S_{max} \leq d/2$

$$V_s' = 1/3 \sqrt{28} * 800 * 451 * 10^{-3} \\ = 636.39 \text{ kN}$$

$$V_s = 264.74 \text{ kN} < V_s' = 636.39 \text{ kN}$$

Then $S_{max} \leq 600 \dots$

$$S_{max} \leq 451/2 = 225.5 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Check V_s , min:

$$A_v, \text{ min} = 1/16 * \sqrt{24} * b_w * S / f_y \dots, \text{but not less than}$$

$$A_v, \text{ min} = 1/3 * b_w * s / f_y \dots \text{control} (\sqrt{28}/16 = 0.330 < 1/3)$$

$$V_{s, \text{min}} = 1/16 * \sqrt{28} * 800 * 451 * 10^{-3} = 119.32 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{min}} = 1/3 * 800 * 451 * 10^{-3} \\ = 120.26 \text{ kN} \dots \text{control}$$

$$\Phi V_c = 238.64 < V_u = 437.2 < \Phi(V_c + V_{s, \text{min}}) = 328.83$$

OR

$$V_s = 264.74 > V_{s, \text{min}} = 120.26 \dots \text{case IV}$$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear force

$$\text{Assume (4_leg } \Phi 8), A_v = 2 * 50.27 = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$A_v / s = V_s / (f_y * d)$$

$$S = (A_v * f_y * d) / V_s = (201.1 * 420 * 451) / (264.74 * 10^3) \\ = 143.566 \text{ mm}$$

Take 2_U Shape (4leg stirrups) $\Phi 8 @ 200 \text{ mm} < S_{, \text{max}} = 225.5 \text{ mm}$

4.10 Design of Column " Commercial Building " :

❖ Material :-

⇒ concrete B350 $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

4.10.1 Load Calculation:- (From Column Group Cf)

Service Load:-

Dead Load = 6000KN

Live Load = 1500 KN

Factored Load:-

$$P_U = 1.2 \times 6000 + 1.6 \times 1500 = 9600 \text{ KN}$$

4.10.2 Dimensions of Column:-

Assume $\rho_g = 0.01$

$$\phi * P_n = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' (1 - \rho_g) + \rho_g * F_y\}$$

$$9600 * 1000 = 0.65 * 0.8 * A_g (0.85 * 28 (1 - 0.01) + 0.01 * 420)$$

$$A_g = 664993.10 \text{ mm}^2$$

Try $a = 800 \text{ mm}$

4.10.3 Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

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

Lu = 4.1m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame.

about X-axis (b= 0.8m)

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\frac{1 * 4.1}{0.3 * 0.8} < 34 - 12 \leq 40$$

$$17.08 < 22 < 40$$

Column Is Short About X-axis &Y-axis

$$9600 * 1000 = 0.65 * 0.8 (0.85 * 28(640000 - A_s) + A_s * 420)$$

$$A_s = 8151.28 \text{ mm}^2$$

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} = 0.01$$

Use 14 Φ 28 with $A_s = 8621.2 \text{ mm}^2$

4.10.4 Design of the Stirrups:-

Use Φ 10 for ties

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

Spacing $\leq 16 d_b = 44.8 \text{ cm}$

Spacing $\leq 48 d_s = 48 \text{ cm}$

Spacing \leq least dim. = 80 cm

Use $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$

4.11 Design of Stairs " Commercial Building " :

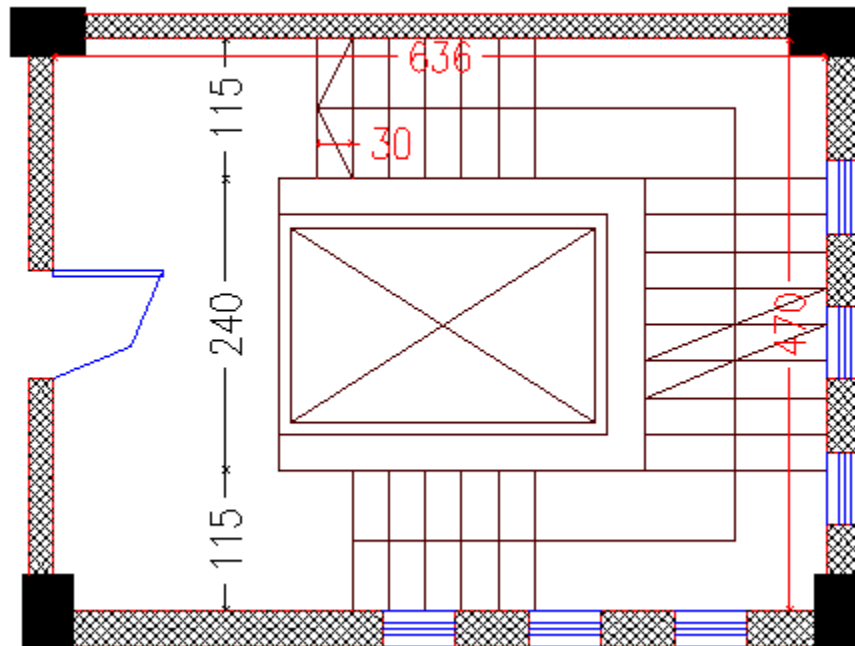


Fig (4.28): Stair Plan.

❖ Material :-

⇒ concrete B350 $F_c' = 28\text{N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420\text{ N/mm}^2$

4.11.1 Design of Flight :-

➤ Determination of Thickness:-

$$h_{\min} = L/20$$

$$h_{\min} = 5.25/20 = 26\text{ cm}$$

$$h_{\min} = 5.25/28 = 0.19 \text{ cm}$$

Take $h = 250 \text{ mm}$

➤ Load Calculation:-

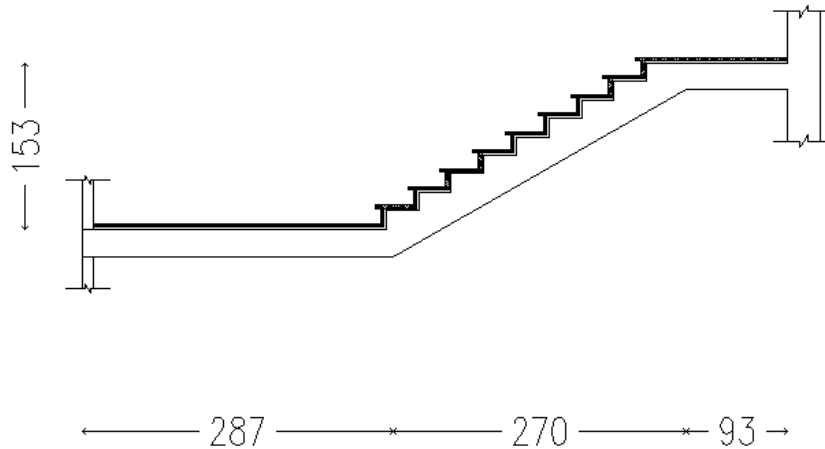


Fig (4.29): Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

| No. | Parts of Flight | density | w | |
|-----|-----------------|---------|-------|-------------|
| 1 | Tiles | 27 | 1.418 | |
| 2 | Mortar | 22 | 0.697 | |
| 3 | Stair | 25 | 2.188 | |
| 4 | R.C | 25 | 7.236 | |
| 5 | Plaster | 22 | 0.764 | |
| | | | Sum | 12.303 KN/m |

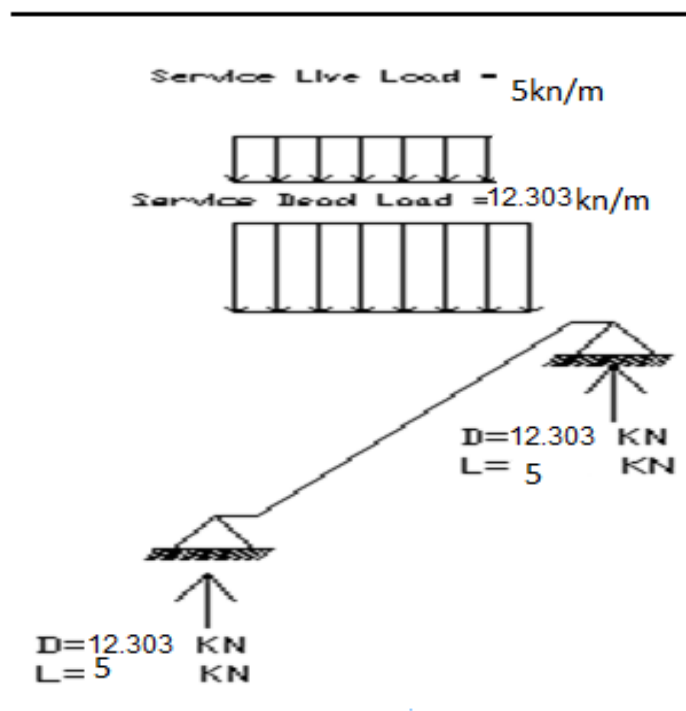
Table (4.5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = $5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$

Factored Load For Flight :-

$$W_U = 1.2 \times 12.303 + 1.6 \times 5 = 22.76 \text{ KN}$$

➤ System of Flight:-



4.11.2 Design of Shear for Flight :- ($V_u=37.82 \text{ KN.m}$)

Assume bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement

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

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 1000 * 223 * 10^{-3} = 196.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 196.7 = 147.5 \text{ KN} > V_u = 37.82 \text{ KN}$$

$V_u \text{ max} = 37.82 < 1/2 \Phi V_c = 147.5 \dots$ The thickness of the slab is adequate enough

4.11.3 Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=30.32KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{30.32 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 0.68 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.68}{420}} \right) = 0.001478$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.001478 \times 1000 \times 250 = 369.67 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s, \text{req}} = 369.67 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} = 450 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots A_{s, \text{min}} \text{ is control}$$

$$\text{Use } \Phi 14 \dots\dots \text{then } n = \frac{A_s}{A_s \Phi 14} = 2.92$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.342$$

Take 3Φ14/m with $A_s = 461.7 \text{ mm}^2/\text{m}$ or Φ14/300mm

Check for Spacing :-

$$S = 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 380 \left((380) \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 330$$

$$s \leq 300 \frac{280}{280} = 300 \dots\dots\dots \text{is control}$$

$$S = 300 \leq S_{\text{max}} = 300 \dots\dots \text{ok}$$

Check for shear strength :-

Assume bar diameter Φ14 for main reinforcement

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

Take the maximum shear as support reaction $V_u = 78.49$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 1000 * 223 * 10^{-3} = 196.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 196.7 = 147.5 \text{ KN} > V_u = 37.82 \text{ KN}$$

$V_u \text{ max} = 37.82 < 1/2 \Phi V_c = 147.5 \dots$ The thickness of the slab is adequate enough

Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

$$M_u = 78.47 \left(1.43 + \frac{2.4}{2}\right) - (18.18)(1.43) \left(1.2 + \frac{1.43}{2}\right) - 22.76 \left(1.2^2 / 2\right) - \text{KN.m/m}$$

Assume bar diameter $\Phi 14$ for main reinforcement $d = 223 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{102.27 \times 10^6}{1000 \times 223^2} = 2.056 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 2.056}{420}}\right) = 0.005126$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 1143.17 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = 1143.17 > A_{s \text{ min}} = 450 \dots \text{OK}$$

Use $\Phi 16$

$$n = \frac{A_s}{A_{s \Phi 16}} = 5.69$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.69} = 0.175$$

Take $6\Phi 16/\text{m}$ with $A_s = 1206.6 \text{ mm}^2/\text{m}$ or $\Phi 16/150 \text{ mm}$

Check for Spacing :-

$$S = 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 380 \left((380) \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 330$$

$$s \leq 300 \frac{280}{280} = 300 \text{ is control}$$

$$S=150 \leq S \text{ max} = 300 \text{ok}$$

Temperature and shrinkage reinforcement :

$$A_s \text{ temp.} = 0.00018bh = 450 \text{mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 14} = 2.92$$

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34 \text{m}$$

Take $3\phi 14/\text{m}$ with $A_s = 461.7 \text{ mm}^2/\text{m}$ or $\phi 14/300\text{mm}$

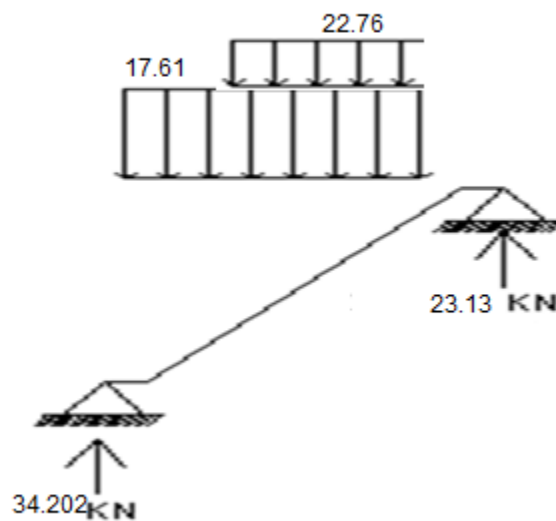
S max:

$$1.5h = 1250$$

$$2.450 \text{control}$$

$$S = 300 < S_{\text{max}} = 450 \text{mm}$$

Design of F3 :



Check shear strength :

Assume $\Phi 14$

$$d = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}$$

take the maximum shear as the support reaction $V_u = 34.202$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 1000 * 223 * 10^{-3} = 196.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 196.7 = 147.5 \text{ KN} > V_u = 34.202 \text{ KN}$$

$V_u \text{ max} = 34.202 < 1/2 \Phi V_c = 49 \text{ KN}$ The thickness of the slab is adequate enough

Calculate the max bending moment and steel Reinforcement :

$$M_u = 34.2(1.75) - 17.61(0.8)(1.35) - 22.76(0.95^2 / 2) = 30.56$$

As F1 $3\Phi 14$, $\Phi 14 @ 500$

The consider F1 and F2 same design because the reactions on Both close to each other .

4.12 Design of Shear Wall " Commercial Building " :

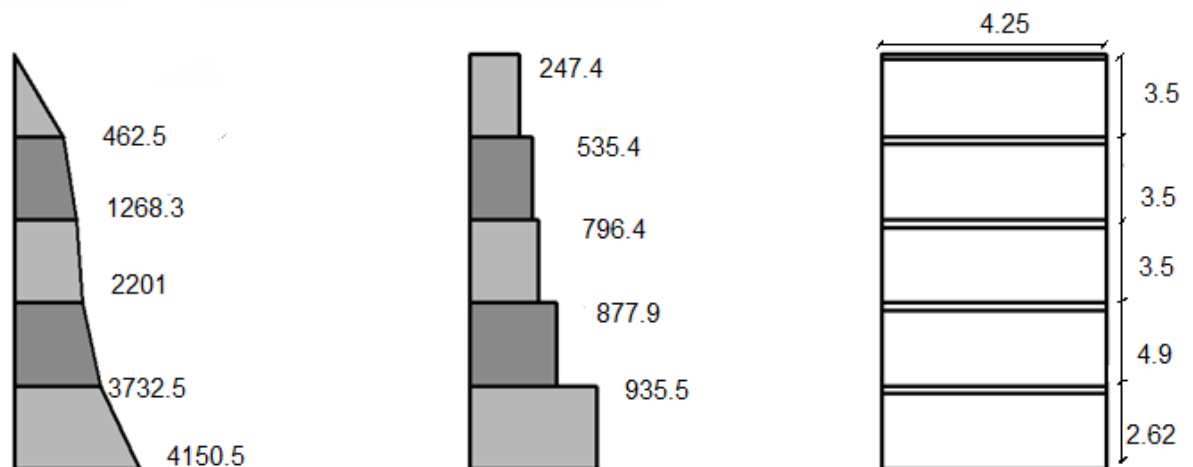


Fig (4.30) :Moment and shear diagram

$F_c = 28\text{MPa}$

$F_y = 420\text{MPa}$

$t = 20\text{cm}$.shear wall thickness

$L_w = 4.25\text{m}$.shear wall width

H_{w1} for one wall = 18.02 m

4.12.1 Design of shear :

$$\sum F_x = V_u = 935.5\text{KN}$$

4.12.2 Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{4.25}{2} = 2.125m$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{18.02}{2} = 9.01m$$

$$\text{storyheight}(H_w) = 2.62m \dots \text{control}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 4250 = 3400$$

$$\begin{aligned} \phi V_{n\max} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 250 * 3400 * 10^{-3} = 2811.11 \text{KN} > V_u \end{aligned}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 250 * 3400 * 10^{-3} = 749.6 \text{KN} \dots \text{cont}$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{28} * 250 * 3400 * 10^{-3} + 0 = 1214.4 \text{KN}$$

$$\begin{aligned} 3 - V_c &= \left[0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \\ &= \left[0.05 \sqrt{28} + \frac{4.25 (0.1 \sqrt{28} + 0)}{1.95} \right] 250 * 3400 = 1205.17 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3811.5}{935.5} - \frac{4.25}{2} = 1.95$$

$$V_u = 935.5 \text{KN} < \frac{1}{2} * 0.75 * 749.63 = 281.11 \text{KN} \quad \text{Need reinforcement}$$

Minimum shear reinforcement is required:

$$\text{Take } \rho = 0.0025$$

Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{5} = \frac{4250}{5} = 850\text{mm}$$

$$3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750\text{mm}$$

450 mm Control

Try $\phi 10$ ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$) for two layers

$$\rho = \frac{A_v h}{h \cdot S_2} = \frac{2 \cdot 78.5}{250 \cdot S_2} = 0.0025$$

$$S_2 = 251.2 \text{ mm} \quad , \quad \phi 10 @ 250 \text{ mm}$$

→ use $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$ in tow layer

4.12.3 Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{18.02}{4.25} = 4.25$$

$$\frac{L_w}{3} = \frac{4250}{3} = 1416.67\text{mm}$$

450 mm Control

$$3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750\text{mm}$$

$$\rho \cdot L = .0025$$

Try $\Phi 10$ ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$)

$$78.5 \cdot 2 = 0.0025 \cdot S \cdot 250$$

$$S = 251.2$$

Select $\Phi 10 @ 250\text{mm}$ In tow layer.

4.12.4 Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$$A_{st} = \left(\frac{4250}{200} \right) * 2 * 153.9 = 6542.36 \text{mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c} = \left(\frac{6542.36}{4250 * 250} \right) \frac{420}{28} = 0.0923$$

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

$$\frac{c}{L_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0923 + 0}{2 * 0.0923 + 0.85 * 0.85} = 0.1018$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y L_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{L_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 6542.36 * 420 * 4250 (1 + 0) (1 - 0.1018)] = 4720.42 \text{KN.m} \\ &> M_u = 4150.5 \end{aligned}$$

Select $\Phi 14 @200\text{mm}$ for vertical reinforcement .

4.13 Design of Basement Wall " Commercial Building " :

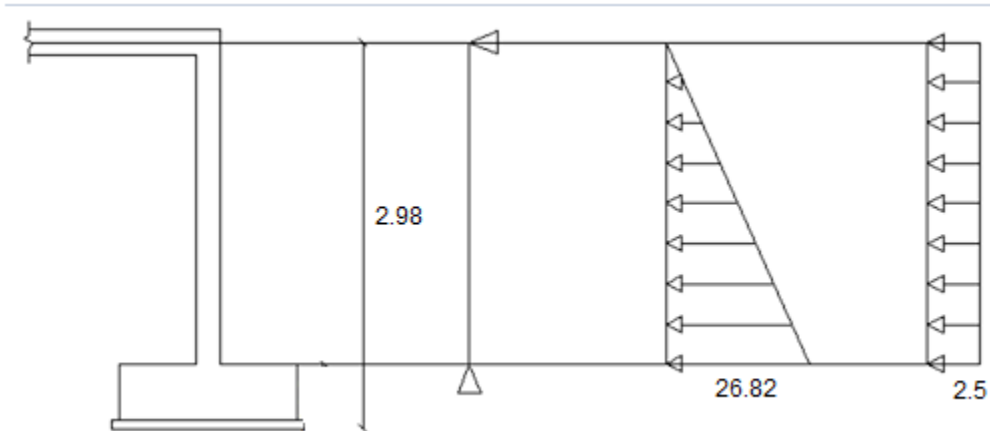


Fig (4.31): Geometry of basement.

$$F_c' = 28 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi \\ &= 1 - \sin 30 \\ &= 0.50 \end{aligned}$$

4.13.1 Design of bending moment: (vertical)

Assume $h = 250$, $d \text{ bar} = \phi 20$

$$D = 250 - 75 - 20/2 = 165 \text{ m}$$

$$M_u \text{ max} = 30.7 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{30.7}{0.9} = 34.11 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = \frac{34.11 * 10^6}{1000 * 165^2} = 1.253 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * k_n * m}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{17.65} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.253 * 17.65}{420}} \right) \\ &= 0.00307 \end{aligned}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.00307 * 1000 * 165 = 505.941 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0.0015 * b * h = 0.0015 * 1000 * 250 = 375 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min (for flexure)}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 1000 * 165 = 519.7$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{420} * 1000 * 165 = 550$$

$$A_{min} = 550 > A_{req} = 505.941$$

Take $A_s = 550 \text{ mm}^2/\text{m}$

Select $\emptyset 12$

$$n = 550 / 115.1 = 4.863$$

Select $5\emptyset 12/\text{m}$ or $\emptyset 12 @ 200 \text{ mm}$

4.13.2 Design of the horizontal reinforcement:

$$\mathbf{A_{smin} = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 250 = 500\text{cm}^2/\text{m}}$$

Select **5Ø12 or Ø12@20cm/m**, in two layer.

5

الفصل الخامس النتائج والتوصيات

- 1-5 مقدمة .
- 2-5 النتائج.
- 3-5 التوصيات.

5-1 مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمصنع الورق والمجمع التجاري الذي تم إنشاؤهما في بيت لحم. وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5-2 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحسوبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 250KN/m^2 .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في بعض العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في عقده المنشأ للمصنع و مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

- AUTOCAD (2007+2015): وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

• Microsoft Office XP: تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

• Google Sketch Up: تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للمنشأة.

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

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5-3 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وترتيبه وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.