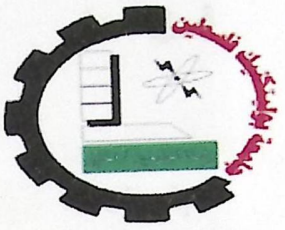
بسم الله الرحمن الرحيم

# جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

## التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الأغراض


فريق العمل

آلاء حجازي عثمان

نبال جواد البطش

إشراف:

د. هيثم عياد.



جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library — المكتبة
الرقم التسلسل Acc. 11091
رقم التصنيف Class.

بسم الله الرحمن الرحيم

# التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الأغراض


فريق العمل

آلاء حجازي عثمان

نبال جواد البطش

إشراف

د. هيثم عياد

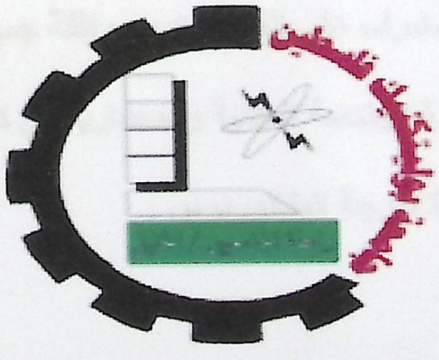

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني




جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل–فلسطين

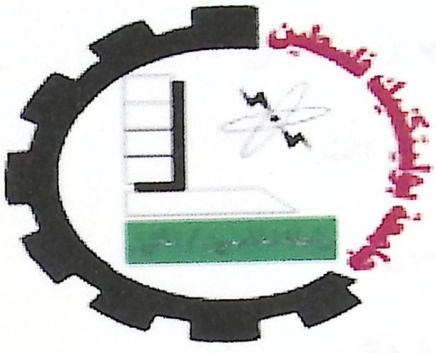
كانون ثاني-2009

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الأغراض

فريق العمل

آلاء حجازي عثمان　　نبال جواد البطش

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

توقيع مشرف المشروع　　توقيع رئيس الدائرة

د. هيثم عياد　　د. هيثم عياد

..... .....

9/02/2009 9/02/2009

# إهداء

إلى العظيم الجبار الواحد القهار ... رب السماوات والأرض

والى روح خير البرية ... سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

والى رايات الحرية ... شهداؤنا الأبرار

إلى معلمنا الكبير ... ياسر عرفات

وقدوتنا الأكبر ... احمد ياسين

إلى قدس الأقداس ... وغزة هاشم

إلى ... فلسطين الغالية

إلى قدوتي والعزيز على قلبي ... أبي

والى أول من علمني ... أمي

والى أحبائي ... إخوتي

إلى جامعتي ... جامعة بوليتكنك فلسطين
والى زملائي الأعزاء
والى المدرسين القديرين .

إلى كل هؤلاء...

نهدي هذا العمل المتواضع...

# الشكر والتقدير

نتوجه بالشكر أولا إلى مشرفنا د. هيثم عياد الذي لم يتوانى عن مساعدتنا في انجاز مشروعنا والإجابة عن استفساراتنا ونتوجه أيضا إلى أعضاء الهيئة التدريسية في جامعة بوليتكنك فلسطين و الذين ساعدونا كثيرا , سواء من تزويدنا بالمعلومات أو بالأشكال التوضيحية أو المواصفات لمواد البناء وغيرها . كما نتوجه بالشكر للقائمين على بعض المنتديات الهندسية عبر الشبكة العنكبوتية على تزويدنا بالمعلومات القيمة .

لكم منا أسمى آيات الشكر والمحبة .

وتفضلوا منا بقبول فائق الاحترام والتقدير ...

**فريق البحث ...**

# التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الأغراض

إعداد

آلاء حجازي عثمان نبال جواد البطش

جامعة بولتكنك فلسطين -2009م

## الملخص

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل اللازمة لمبنى متعدد الأغراض .

هذا المشروع مكون من تسع طبقات , طابق التسوية الأول وطابق التسوية الثاني عبارة عن صالات أفراح , أما الطابق الأرضي فهو عبارة عن محلات تجارية , والطابق الأول عبارة عن صالة أفراح أيضا , أما الطوابق الخمسة الأخيرة فهي عبارة عن شقق سكنية .ويحتوي هذا المبنى على مصعد كهربائي وأدراج تسهل الحركة داخله.

وهذا المبنى هو من الخرسانة المسلحة , وقد تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي , ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الراسية والأفقية ومن ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية, ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر , ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع.

# *Structural Design and Detail of A multi purpose building*

**Project Team**

**ALAA H.Othman** **Nibal J.AL_Batsh**

**Palestine Polytechnic University -2009**

## Abstract

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a multi purpose building.

This building consists of nine floors, the first and second basement floors are multi purpose halls , the ground floor is supermarket and commercial market .the first floor is also amulti purpose hall , and the last five floors are apartments.

This building is a reinforced concrete structure , and it is designed according to the ACI-code-02.

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

# الفهرس


| الفصل | الموضوع | رقم الصفحة |
|---|---|---|
| | صفحة العنوان الرئيسية | i |
| | شهادة تقييم المشروع | ii |
| | صفحة الإهداء | iii |
| | صفحة الشكر والتقدير | iv |
| | صفحة الملخص باللغة العربية | v |
| | صفحة الملخص باللغة الانجليزية | vi |
| | الفهرس | vii |
| | قائمة الاختصارات باللغة الانجليزية | vii |
| | | |
| الفصل الأول | المقدمة | رقم الصفحة |
| | المقدمة | 1 |
| 1-1 | نظرة عامة | 2 |
| 2-1 | مشكلة البحث | 3 |
| 3-1 | الهدف من المشروع | 3 |
| 4-1 | أسباب اختيار المشروع | 4 |
| 5-1 | محتويات المشروع | 6 |
| الفصل الثاني | الوصف المعماري للمشروع | |
| 1-2 | لمحة عامة عن المشروع | 8 |
| 2-2 | موقع المشروع | 8 |
| 3-2 | أهمية موقع المشروع | 9 |
| 4-2 | توزيع عناصر المشروع | 10 |
| | 2-4-1 طابق التسوية الأول | 10 |
| | 2-4-2 طابق التسوية الثاني | 11 |
| | 2-4-3 الطابق الأرضي | 11 |
| | 2-4-4 الطابق الأول | 12 |
| | 2-4-5 الطابق المتكرر | 13 |
| 5-2 | النواحي المعمارية | 14 |
| | 2-5-1 الأدراج | 14 |
| | 2-5-2 الحركة | 15 |
| 6-2 | 2-6-1 الواجهات | 16 |
| | 2-6-2 القطاعات | 18 |
| الفصل الثالث | وصف العناصر الإنشائية | 19 |
| 1-3 | مقدمة | 20 |
| 2-3 | هدف التصميم الإنشائي | 21 |
| 3-3 | الأحمال | 22 |
| | 3-3-1 الأحمال الرئيسة المباشرة | 22 |
| | 3-3-2 الأحمال الثانوية | 22 |
| | 3-3-1-1 الأحمال الميتة | 23 |
| | 3-3-1-2 الأحمال الحية | 24 |

| | | |
|---|---|---|
| 25 | 3-1-3-3 الأحمال البيئية | |
| 28 | العناصر الإنشائية | 4-3 |
| 30 | العقدات | 1-4-3 |
| 31 | 1-1-4-3 العقدات المصمتة | |
| 31 | 2-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد | |
| 32 | 3-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين | |
| 33 | الجسور | 2-4-3 |
| 34 | الأعمدة | 3-4-3 |
| 35 | الجدران الحاملة | 4-4-3 |
| 37 | الأدراج | 5-4-3 |
| 37 | الأساسات | 6-4-3 |
| 39 | فواصل التمدد | 7-4-3 |
| 39 | الجدران الاستنادية | 8-4-3 |
| 40 | برامج الحاسوب المستخدمة | 5-3 |
| Chapter 4 | Structural analysis and design | Page no |
| 4-1 | Introduction | 42 |
| 4-2 | Determination of thickness | 43 |
| 4-3 | 4-3-1 determination of loads of the two way ribbed slab | 44 |
| 4-3-2 | Determination of loads of one way ribbed slab | 44 |
| 4-4 | Design of topping | 45 |
| 4-5 | Design of beam | 46 |
| | 4-5-1 design of positive moment | 47 |
| | 4-5-2 design of negative moment | 50 |
| | 4-5-3 design of shear | 52 |
| 4-6 | Design of column C12 | 54 |
| 4-7 | Design of isolated footing | 57 |
| | 4-7-1 footing area | 56 |
| | 4-7-2 determination of the depth based on shear strength | 56 |
| | 4-7-3 check depth by the two way puching shear | 57 |
| | 4-7-4 check transfer of load at the base of the column | 59 |
| | 4-7-4-1 development length | 59 |
| | 4-7-5 design for bending moment | 60 |
| | 4-7-6 development length | 60 |
| | | |
| 4-8 | design of basement wall | 61 |
| | 4-8-1 load calculation | 61 |
| | 4-8-2 thickness calculation | 62 |

| | | |
|---|---|---|
| | 4-8-3 wall design | 62 |
| | 4-8-4 design of secondary reinforcement | 63 |
| | 4-8-5 check shear design | 63 |
| | 4-8-6 basement wall detail | |
| 4-9 | Design of solid slab | 63 |
| | 4-9-1 thickness | 64 |
| | 4-9-2 dead load | 64 |
| | 4-9-3 design of main reinforcement | 65 |
| | 4-9-4 design of secondary reinforcement | 66 |
| 4-10 | Design of strip footing | 67 |
| | 4-10-1 load calculation | 67 |
| | 4-10-2 design of bearing pressure | 67 |
| | 4-10-3 determination of the depth of footing | 68 |
| | 4-10-4 determine reinforcement for moment strength | 68 |
| | 4-10-5 design of secondary reinforcement | 69 |
| | 4-10-6 development length | 69 |
| | 4-10-7 design of dowel bar | 69 |
| 4-11 | Design of stairs | 70 |
| | 4-11-1 thickness | 70 |
| | 4-11-2 dead load of plates | 71 |
| | 4-11-3 moment & shear diagram | 72 |
| | 4-11-4 check shear design | 73 |
| | 4-11-5 design of bending moment | 73 |
| | 4-11-6 check for yielding | 74 |
| | 4-11-7 development length of bars | 74 |
| | 4-11-8 design of secondary reinforcement | 74 |
| | 4-12 design of stairs | 75 |
| | 4-12-1 determination of thickness | 75 |
| | 4-12-2 dead loads | 75 |
| | 4-12-2-1 dead load of stair | 75 |
| | 4-12-2-2 dead load of plate | 76 |
| | 4-12-3 moment and shear | 77 |
| | 4-12-2 check shear design | 78 |

| | | |
|---|---|---|
| | 4-12-5 design of bending moment | 78 |
| | 4-12-6 check for yielding | 79 |
| | 4-12-7 development length of bars | 79 |
| | 4-12-8 design of secondary reinforcement | 79 |
| 4-13 | Design of two way ribbed slab | 80 |
| | 4-13-1 loads | 80 |
| | 4-13-2 design of positive moment in x | 81 |
| | 4-12-3 check for yielding | 82 |
| | 4-13-4 design of positive moment iny | 82 |
| | 4-13-5 check for yielding | 84 |
| | 4-13-6 design of shear | 85 |
| 4-14 | Design of shear wall | 86 |
| | 4-14-1 loads | 86 |
| | 4-14-2 calculation shear force on shear wall | 86 |
| | 4-14-3 Design of shear wall 2 | 88 |
| | 4-14-3-1 design of the horizontal reinforcement | 89 |
| | 4-13-3-2 design of vertical reinforcement | 90 |
| | 4-14-4 design of heavy loaded shear wall | 91 |
| 92 | الاستنتاجات و التوصيات | الفصل الخامس |
| 93 | الاستنتاجات | 1-5 |
| 95 | التوصيات | 2-5 |
| 97 | المصادر والمراجع | |
| | Appendix a | |

# فهرس الجداول


| الجدول | رقم الصفحة |
|---|---|
| جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء | 24 |
| جدول (3-2) الأحمال الحية لعناصر المبنى | 25 |
| جدول (3-3) قيمة أحمال الثلج حسب الارتفاع عن سطح البحر | 27 |
| Table (4-1) loads of two way ribbed slab | 44 |
| Table(4-2)loads of one way ribbed slab | 44 |

# فهرس الأشكال والرسومات


| رقم الشكل | الموضوع | رقم الصفحة |
|---|---|---|
| 1-1 | التقسيم المني المقترح للمشروع | 5 |
| 1-2 | الموقع العام للمشروع | 8 |
| 2-2 | المسقط الأفقي لطابق التسوية الأولى | 10 |
| 3-2 | المسقط الأفقي للطابق الأرضي | 11 |
| 4-2 | المسقط الأفقي للطابق الأول | 12 |
| 5-2 | المسقط الأفقي للطابق المتكرر | 13 |
| 6-2 | الدرج الأول | 14 |
| 7-2 | الدرج الثاني | 14 |
| 8-2 | الواجهة الشرقية | 16 |
| 9-2 | الواجهة الجنوبية | 16 |
| 10-2 | الواجهة الشمالية | 17 |
| 11-2 | الواجهة الغربية | 17 |
| 12-2 | المقطع B-B | 18 |
| 13-2 | المقطع A-A | 18 |
| 1-3 | العناصر الإنشائية المتنوعة للمنشات الخرسانية | 29 |
| 2-3 | بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد | 31 |
| 3-3 | عقدات العصب باتجاه واحد | 32 |
| 4-3 | عقدات العصب باتجاهين | 33 |
| 5-3 | يبين شكل الجسر | 34 |
| 6-3 | مقاطع الأعمدة | 34 |
| 7-3 | عمود | 35 |
| 8-3 | Shear wall | 36 |
| 9-3 | يبين تفصيلة الدرج | 37 |
| 10-3 | يبين مقاطع بالأساسات | 38 |

| رقم الصفحة | الموضوع | رقم الشكل |
|---|---|---|
| 40 | تسليح الجدران الاستنادية | 11-3 |
| 45 | Section in ribbed slab | 4-1 |
| 45 | Moment and shear of topping | 4-2 |
| 46 | Beam detail | 4-3 |
| 46 | Beam moment value | 4-4 |
| 46 | Beam shear values | 4-5 |
| 53 | Design of the beam | 4-6 |
| 55 | Design of spiral column | 4-7 |
| 60 | Footing detail | 4-8 |
| 61 | Loads on the basement wall | 4-9 |
| 63 | The reinforcement of the basement wall &its foundation | 4-10 |
| 67 | Strip footing | 4-11 |
| 70 | Detail of stair | 4-12 |
| 72 | Distribution load of stairs | 4-13 |
| 72 | Moment diagram of stairs | 4-14 |
| 72 | Shear diagram of stairs | 4-15 |
| 75 | Stair 2 | 4-16 |
| 75 | Dimension of stair | 4-17 |
| 77 | Distribution load of stairs | 4-18 |
| 77 | Moment diagram of stairs | 4-19 |
| 77 | Shear diagram of stair | 4-20 |
| 80 | Rib detail | 4-21 |
| 86 | Shear wall | 4-22 |

# List of abbreviations

* Ac = area of concrete section resisting shear transfer.

* As = area of non-pre-stressed tension reinforcement.

* Ag = gross area of section .

* Av = area of shear reinforcement within a distance (s).

* At =area of one leg of aclosed stirrup resisting tension within a (s).

* b =width of compression face of member .

* bw =web width .

* DL = dead loads .

* d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension Reinforcement.

* Ec = modulus of elasticity of concrete .

* Fy = specified yield strength of non- pre-stressed reinforcement .

* h = overall thickness of member .

* I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads .

* Ln = length of clear span in long direction of two – way construction , measured face to face of support in slabs without beams and face to face of beam or other support in other cases .

* LL = live load .

* M = bending moment .

* Mu =factored moment at section .

* Mn = nominal moment .

* S = spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement .

* Vc =nominal shear strength provided by concrete.

* Vn = nominal shear stress .

* Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement .

* Vu = factored shear force at section .

* Wc =weight of concrete .(Kg/m3).

* W = width of beam or rib .

* Wu = factored load per unit area .

* Φ = strength reduction factor .

# الفصل الأول

١

## المقدمة

١-١ نظرة عامة.

١-٢ الهدف من المشروع.

١-٣ خطوات المشروع.

١-٤ أسباب اختيار المشروع.

١-٥ وصف عام للمشروع.

# المقدمة

## ١-١ نظرة عامة:

إن توفير المسكن الآمن الذي يؤمن حياة الإنسان و يحميه من المخاطر ويوفر له كافة وسائل الأمن والاستقرار ضرورة ملحة وهدفا سعى الإنسان جاهدا لتحقيقه وسخر في سبيل ذلك العديد من الدراسات والاختبارات إلى أن توصل للمادة التي تحقق له ما يريد من الأمن والاستقرار وهذه المادة هي الاسمنت الذي وفر على الإنسان الجهد والكلفة الكبيرة للحصول على البيت الآمن.

المشروع عبارة عن تصميم مبنى سكني إنشائيا باستخدام الكود الأردني والكود الأمريكي (ACI). والمبنى مكون من تسعة طوابق خمسة من هذه الطوابق سكنية وثلاثة منها سيصمم كصالات للأفراح وطابق سيضم محل تجاري بمساحة إجمالية تفوق ألف متر مربع.

## ١-٢ مشكلة البحث:-

المشروع عبارة عن تصميم مبنى سكني إنشائيا يشمل كافة العناصر الإنشائية من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة وكذلك تحليل وتصميم كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران قص وأعمدة وعقدات ، وتجهيز كافة المخططات التنفيذية الكاملة.

## ١-٣ الهدف من المشروع:-

يمكن توضيح الهدف من المشروع بثلاث نقاط:

١. التصميم الإنشائي المتكامل لمبنى سكني . وبناءً عليه يتم تجهيز المخططات الكاملة للمشروع ليكون جاهزاً لحيز التنفيذ المريح، والمحافظة على عناصر الحركة الرأسية والأفقية.

٢. إظهار القدرة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع.

٣. تطبيق المعلومات التي تمت دراستها في مساقات التصميم المختلفة، ووضعها في مشروع متكامل وكذلك ربط كل منها بالأخرى.

## ١-٤ أسباب اختيار المشروع:-

١. اكتساب المهارة في القيام بتصميم مبنى ضخم متعدد الطوابق والفعاليات ومتعدد العناصر الإنشائية، ومعرفة كافة التفاصيل الإنشائية له والحلول الممكنة لها.

٢. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.

٣. اكتساب المهارة في إعداد المخططات التنفيذية.

## خطوات المشروع (إستراتيجية الدراسة) :-

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمجمع .

٢. إدخال التعديلات المعمارية اللازمة للمبنى

٣. دراسة الآلية الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها قدر الإمكان .

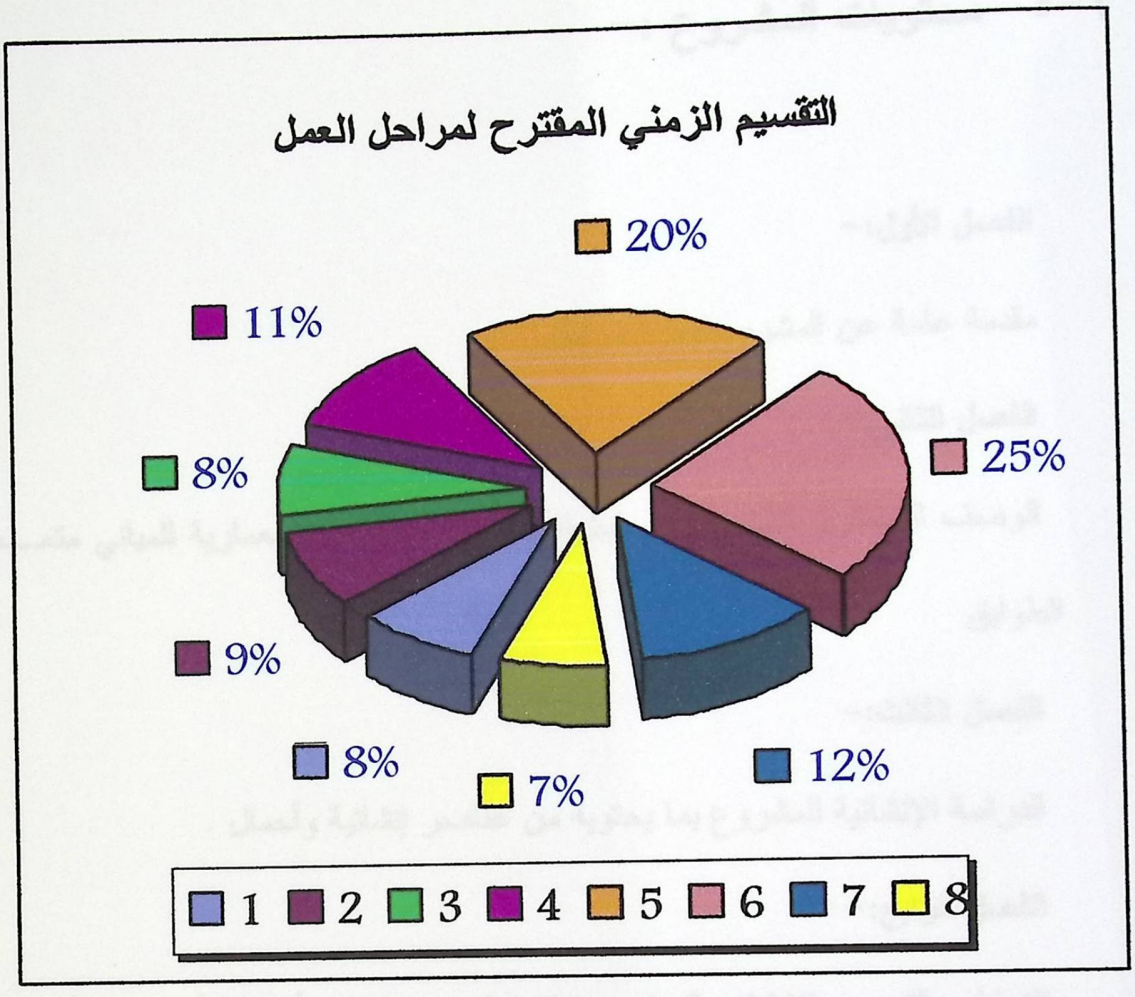
٤. دراسة المبنى إنشائياً بهدف تحديد أنواع العناصر الإنشائية، وكذلك تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأنسب بناءً على أسس علمية.

٥. عمل التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٦. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بما تحويه من إنشاءات خرسانية.

٧. إعداد المخططات التنفيذية للمشروع بشكل كامل وقابل للتنفيذ .

٨. عرض المشروع للمناقشة .




الشكل (١-١) التقسيم الزمني المقترح

ملاحظة:- ١ - النسب المبينة في الشكل مبنية على أساس فترة زمنية مقدارها ٣٢ أسبوع

٢- الرقم المشار إليه في الشكل أعلاه يمثل رقم الخطوة في خطوات المشروع

## ١-٥ محتويات المشروع :-

**الفصل الأول:-**

مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره .

**الفصل الثاني:-**

الوصف المعماري للمشروع ، وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمباني متعـــددة الطوابق

**الفصل الثالث:-**

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال .

**الفصل الرابع:-**

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وأعصاب وأساسات وجدران قص وغيرها .

**الفصل الخامس:-**

إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية وتسليحها .

**الفصل السادس:-**

النتائج والتوصيات .

## ١-٥ محتويات المشروع :-

**الفصل الأول:-**

مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره .

**الفصل الثاني:-**

الوصف المعماري للمشروع ، وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمباني متعـــددة الطوابق

**الفصل الثالث:-**

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال .

**الفصل الرابع:-**

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وأعصاب وأساسات وجدران قص وغيرها .

**الفصل الخامس:-**

إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية وتسليحها .

**الفصل السادس:-**

النتائج والتوصيات .

# الفصل الثاني ٢

## الوصف المعماري للمشروع

٢-١ لمحة عامة عن المشروع

٢-٢ موقع المشروع

٢-٣ أهمية موقع المشروع

٢-٤ توزيع عناصر المشروع

٢-٥ النواحي المعمارية

٢-٦ الواجهات والقطاعات

# الوصف المعماري للمشروع

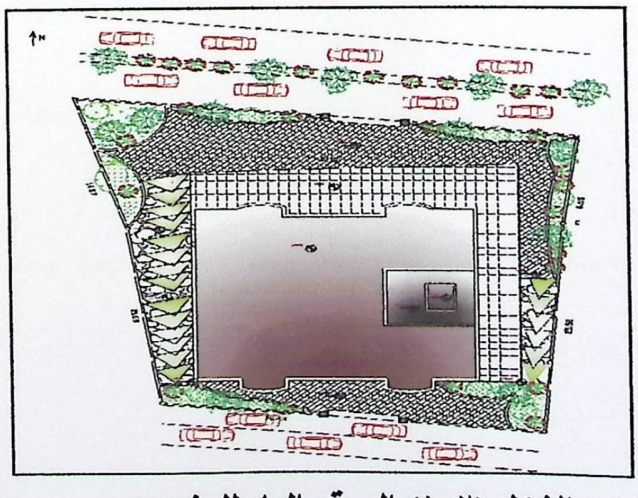
## ٢-١ لمحة عامة عن المشروع :

في الحاجة المتزايدة إلى مباني يمكن الاستفادة منها في أكثر من مجال , فانه قد لوحظ في الأيام الأخيرة ظهور مباني تؤدي وظائف متعددة منها سكني وتجاري وغيرها من الخدمات .

أما عن المبنى الذي ستتم دراسته في هذا المشروع, فهو عبارة عن مجمع متعدد الأغراض يتكون من تسع طبقات تؤدي مجموعة من الخدمات , فثلاث من هذه الطبقات عبارة عن صالات للأفراح, وهناك طابق تجاري , و خمس طبقات من الشقق السكنية , وبذلك فانه يتم استغلال قطعة الأرض المتاحة لدى المالك استغلالا كاملا في ظل هذا الغلاء في أسعار الأراضي التي تقع على الطرق الرئيسة وفي المواقع الإستراتيجية, وأيضا يتم استغلال موقع المشروع الذي يقع على شارع رئيسي , وأخر فرعي .

## ٢-٢ موقع المشروع:

يقع هذا المشروع على الشارع الرئيسي الواصل بين مدينة رام الله وبيرزيت , ما يكسبه أهمية إستراتيجية, وكذلك فانه يقع على شارع أخر فرعي, ما ساعد في تحقيق الفكرة التي لدى المالك , وكذلك فان الأرض التي يقع عليها المشروع مختلفة المناسيب .



الشكل (٢-١) الموقع العام للمشروع

## ٢-٣ أهمية موقع المشروع:

إن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع هي في النقاط التالية:

١- إن وقوع المشروع على شارع رئيسي يربط بين مدينتين رئيسيتين يساعد المالك على استغلال هذا المشروع استغلالا جيدا ويساعده من تحقيق مكاسب اقتصادية جيدة .

٢- كذلك فان وقوعه على شارع فرعي أدى إلى سهولة الوصول إلى مرافقه , والفصل بين مدخل كل من الصالات والشقق السكنية والمحلات التجارية , ما يؤدي إلى راحة الإنسان بالحركة .

٣- تسخير قطعة الأرض حتى يتم الاستفادة منها في كثير من المجالات نظرا لمميزات موقعها وقدرة تحملها.

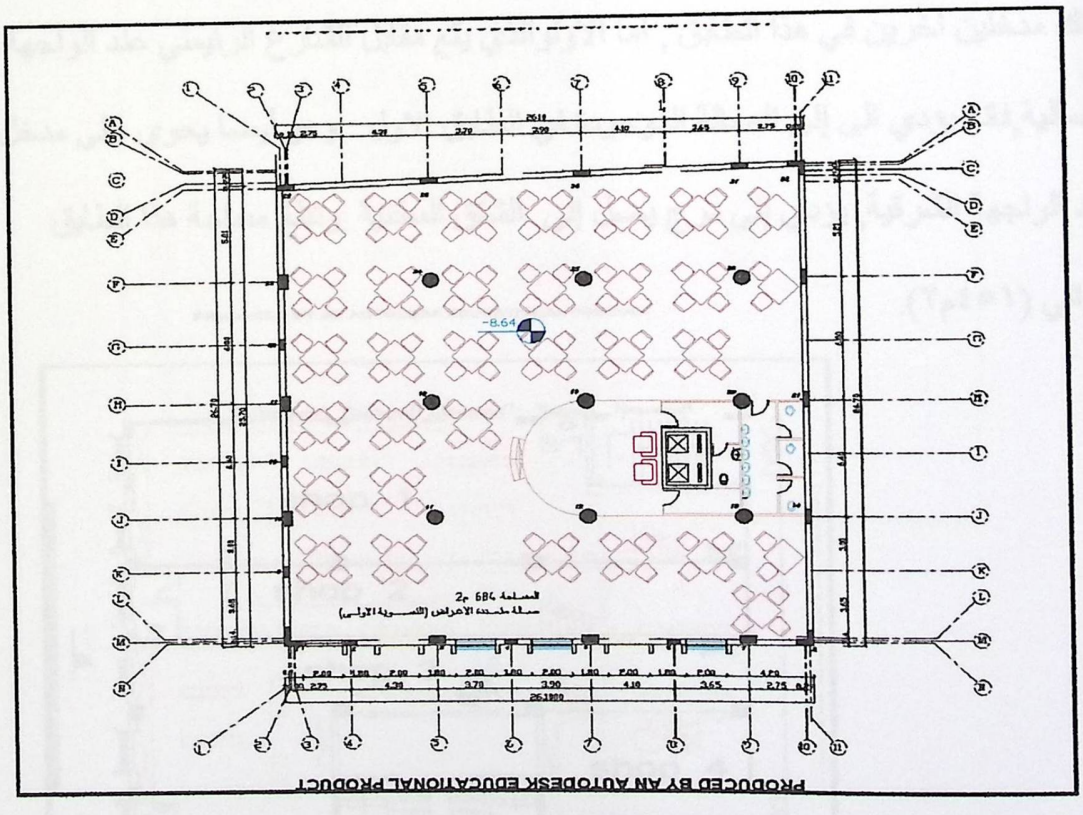
٤- ان وجود مثل هذه المباني تساعد على التقليل من الكثافة السكانية في المدن الكبرى .

## ٢-٤ توزيع عناصر المشروع:

### ٢-٤-١ طابق التسوية الأول:

تحتوي ارض المشروع على عدة مستويات ومناسيب , لذلك فانه من الطبيعي ان يكون هناك طابق تسوية اوأكثر وذلك حسب نوع المشروع والمناسيب الموجودة .

أما بالنسبة لهذا المشروع فانه يتكون من طابقين تسوية وهما عبارة عن صالات للأفراح, أما بالنسبة لطابق التسوية الأول فتبلغ مساحته حوالي (٦٨٤م٢), وهو محاط بالترب من ثلاث جهات, أما الجهة الرابعة, والواقعة على شارع فرعي, فإنها تحتوي على مدخل, تتم بواسطته عملية الوصول إلى الصالة, ويحتوي على مرافق خدماتية للصالة من مراحيض ومغاسل وغيرها .



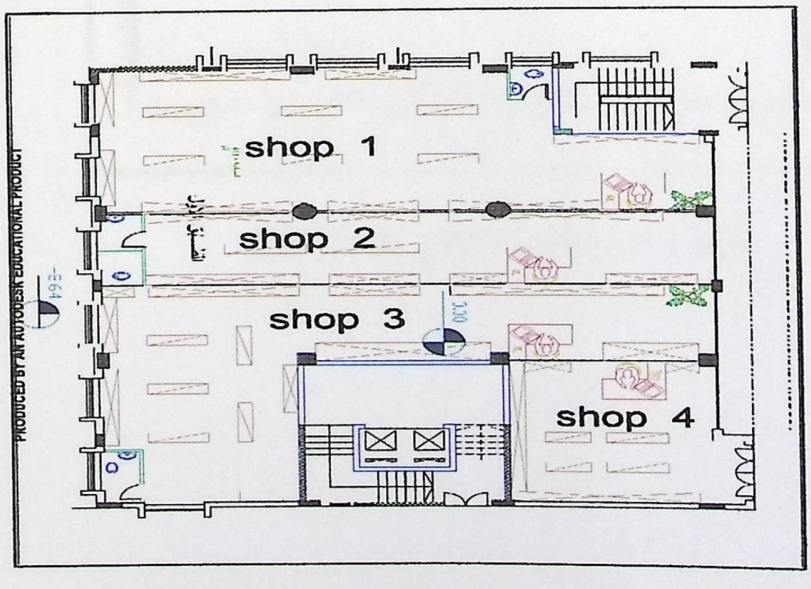

الشكل (٢-٢) المسقط الأفقي لطابق التسوية الأولى

## ٢-٤-٢ طابق التسوية الثاني:

وهو عبارة عن طابق مطابق لطابق التسوية الأول من ناحية المساحة, وهي أيضا تستخدم كصالة أفراح, إلا أن جدران هذه الصالة مغمورة جزئيا, وليست كاملة كما في الأولى, يتم الوصول إلى هذه الصالة عن طريق مداخل توجد عند الواجهة الغربية , وتحتوي الصالة على وحدات صحية , وغرف لتغير الملابس .

## ٢-٤-٣ طابق الأرضي:

هذا الطابق هو عبارة عن محلات تجارية, وهي مواجهة للشارع الرئيسي الذي تتم الوصول بواسطته, وهو أيضا يساعد على توفير الحاجيات للقاطنين في الشقق السكنية بكل سهولة ويسر. هناك مدخلين آخرين في هذا الطابق , أما الأولوالذي يقع مقابل الشارع الرئيسي عند الواجهة الشمالية,فانه يؤدي الى إلى الصالة الموجودة في الطابق الاول ,وهو أيضا يحوي على مدخل عند الواجهة الشرقية, يؤدي إلى درج يصل إلى الشقق السكنية .وتبلغ مساحة هذا الطابق حوالي (٤٥١م٢).

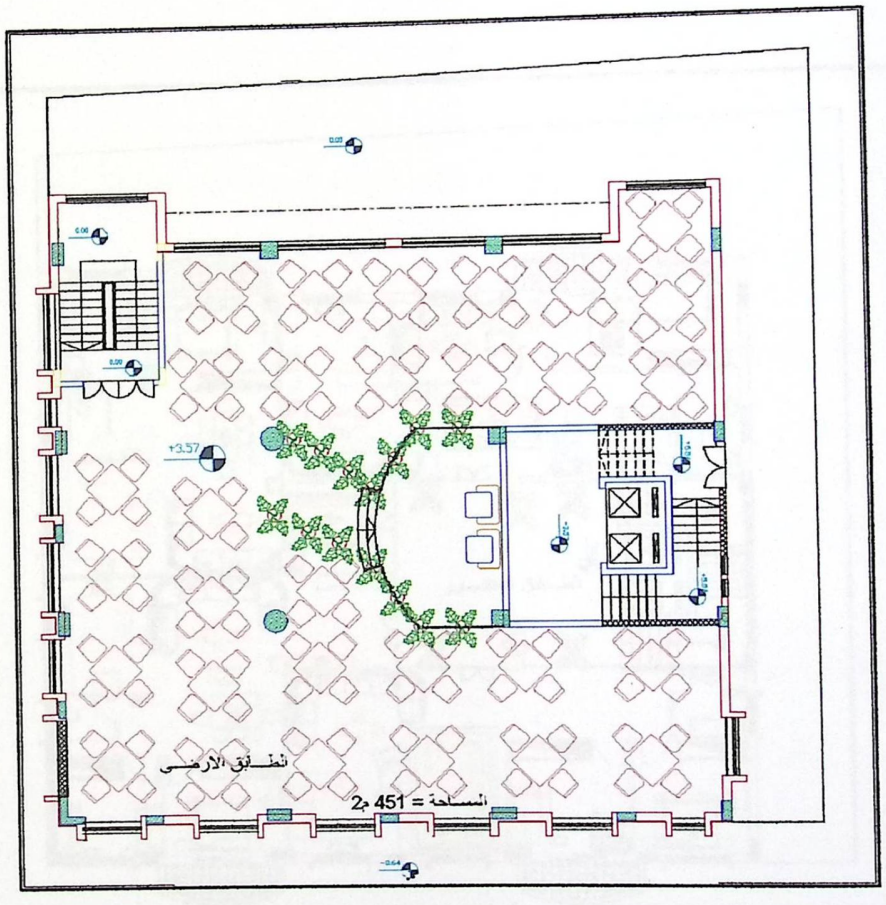



الشكل (٢-٣) المسقط الأفقي للطابق الأرضي

## ٢-٤-٤ الطابق الأول:

وهو عبارة عن صالة أفراح أيضا, ويتم الوصول إليها وذلك عن طريق درج يقع في الطابق الأرضي, وهو موجود عند الواجهة الشمالية , ومقابل للشارع الرئيسي ,عند الواجهة الشمالية. وله نفس مساحة الطابق الأول .

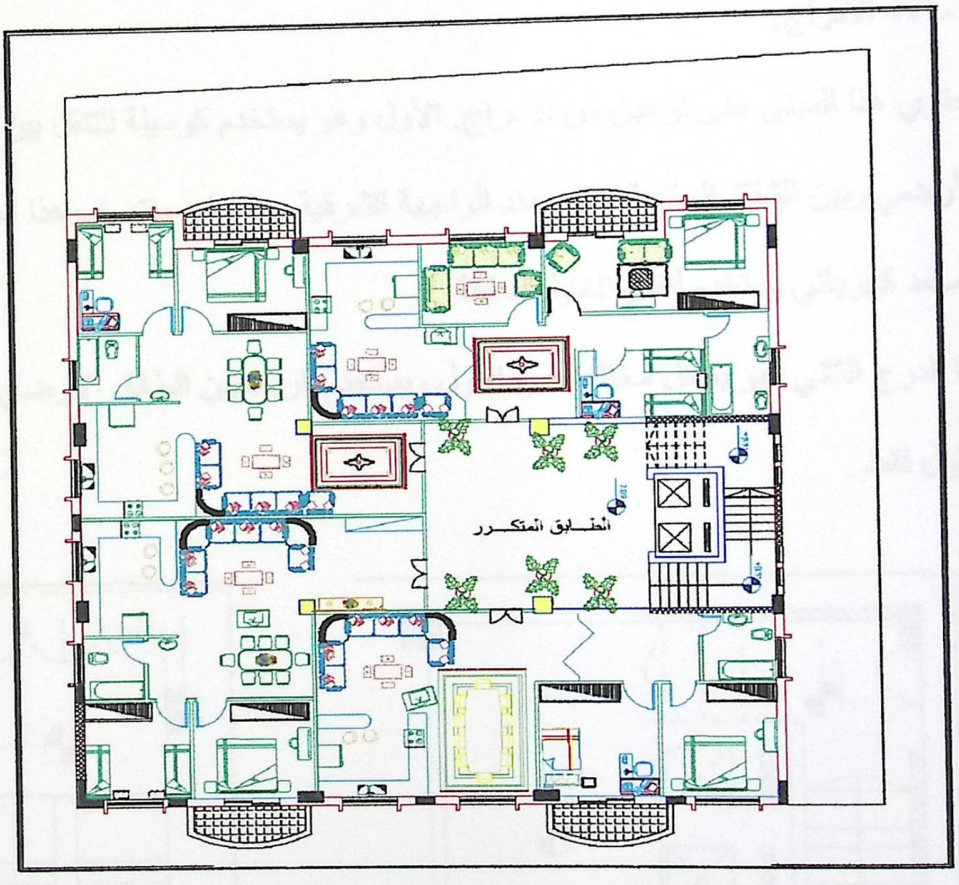
يحتوي أيضا على عدد من المرافق الخدماتية من مغاسل , ومراحيض, وغرف للغيار .




الشكل (٢-٤) المسقط الافقي للطابق الاول

## ٢-٤-٥ طابق المتكرر:

وعبارة عن خمس طوابق من الشقق السكنية , وتبلغ مساحة الطابق(٤٨٠م٢) ,وتتم عملية الوصول إلى هذه الطوابق وذلك من خلال مدخل رئيسي ,موجود عند الواجهة الشرقية , وموجود في الطابق الأرضي.يحتوي كل طابق على أربع شقق سكنية .




الشكل (٢-٥) المسقط الأفقي للطابق المتكرر

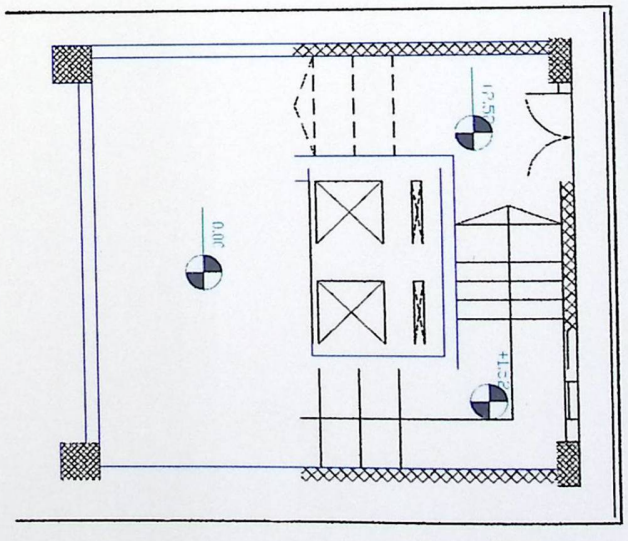
## ٢-٥ النواحي المعمارية:

يؤثر على التصميم المعماري بالمجمل عوامل عدة مثل شكل قطعة الأرض وانسجام المبنى بواجهاته مع غيره من المباني المجاورة, ملبيا الاحتياجات الإنسانية المختلفة, لذلك فانه لا بد من الوصول الى الشكل المعماري المناسب الذي يؤدي إنشاءه إلى تلبية هذه الاحتياجات السابق ذكرها . ولكن فانه في هذا المشروع قد لوحظ بان الشكل العام له اعتيادي (مستطيل), لا يحتوي سوى القليل من الحركات التي تبرز المبنى .

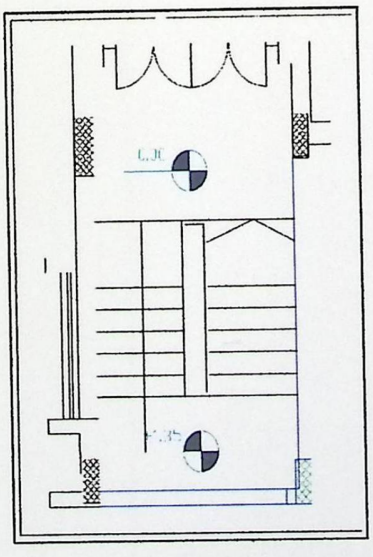
### ٢-٥-١ الأدراج:

يحتوي هذا المبنى على نوعين من الأدراج, الأول وهو يستخدم كوسيلة للتنقل بين الطابق الأرضي وبين الشقق السكنية .ويقع عند الواجهة الشرقية ,ويقع في منتصف هذا الدرج مصعد كهربائي يستخدم لنفس الغاية السابقة .

أما الدرج الثاني فهو بشكل مختلف عن الأول ويستخدم للربط بين الطابق الأرضي والطابق الأول فقط .



الشكل (٢-٦) الدرج الأول

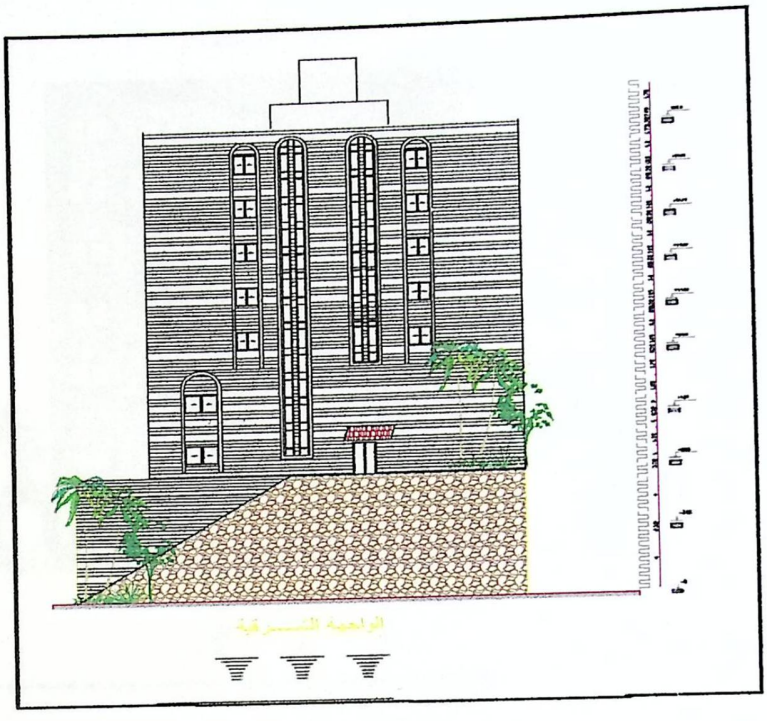


الشكل (٢-٧) الدرج الثاني

## ٢-٥-٢ الحركة:

يعتمد هذا المبنى على أسلوب الحركة الراسية بين أركانه , حيث تتم هذه الحركة بين الطوابق المتعددة بواسطة الادرج السابقة الذكر, وكذلك المصعد الكهربائي . حيث أن المصعد الكهربائي يخدم بين الطابق الأرضي والطوابق السكنية فقط .

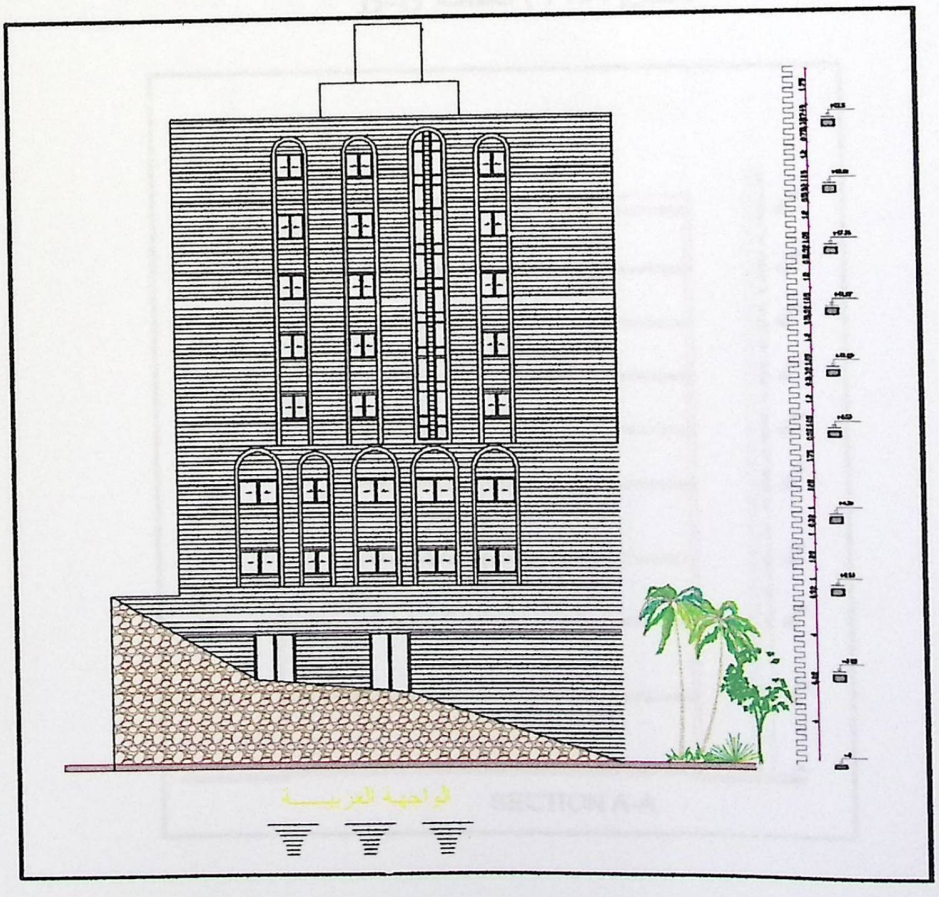
## ٢-٦-١ الواجهات:



الشكل (٢-٨) الواجهة الشرقية

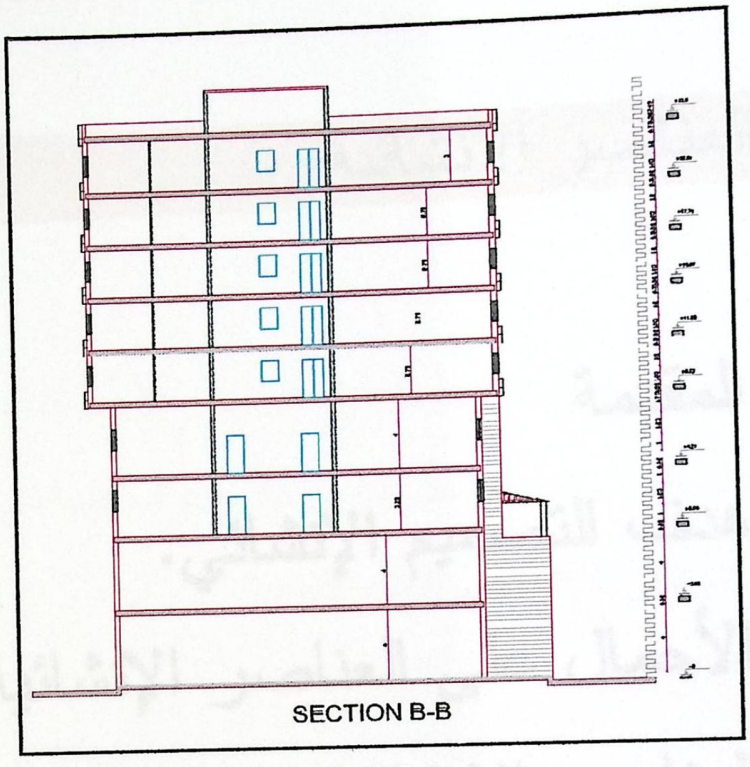
الشكل (٢-٩) الواجهة الجنوبية

الشكل (٢-١٠) الواجهة الشمالية

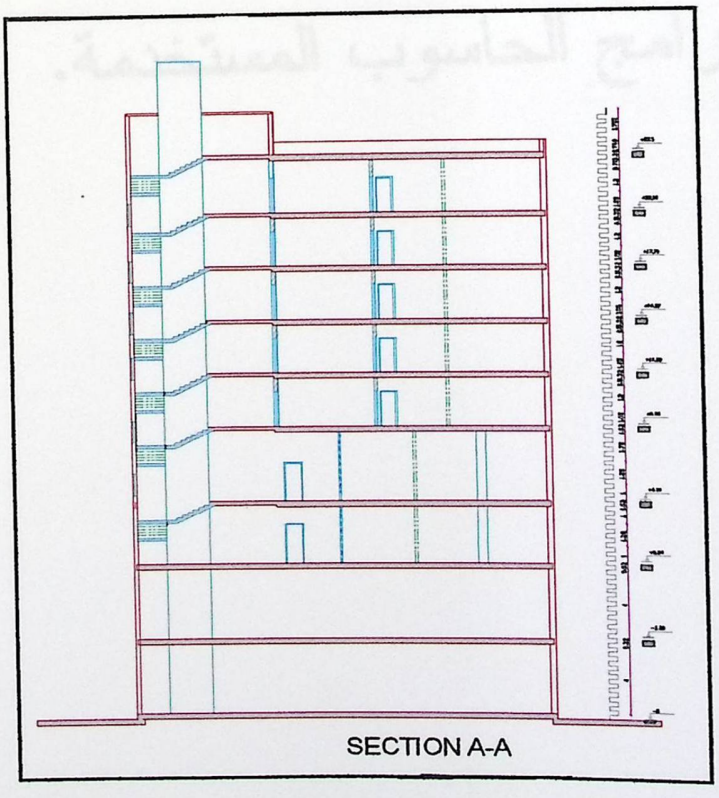



الشكل (٢-١١) الواجهة الغربية

## ٢-٦-٢المقاطع :




الشكل(٢-١٢) المقطع B-B




الشكل(٢-١٣) المقطع A-A

# الفصل الثالث

٣

## وصف العناصر الإنشائية

٣-١ المقدمة

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الأحمال على العناصر الإنشائية.

٣-٤ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٣-٥ برامج الحاسوب المستخدمة.

# وصف العناصر الإنشائية

## ٣-١ مقدمة:-

تعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخراسانية المسلحة ، وذلك لعمل مقارنات بين الأنـــواع المختلفـــة لهـــذه العناصـــر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا و الأوفر اقتصاديا .

ويتناول هذا الفصل دراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع مـــن أعمـــدة و جسور و عقدات و غيرها ،وكذلك الأحمال الواقعة على المبنى و ذلـــك باســـتخدام المعـــايير والكودات والمواصفات القياسية .

## ٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:-

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل و متزن ،وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه ،بحيث يلبي المنشأ متطلبات و رغبات المستخدمين ،وبالتالي يتم تحديد العناصر إنشائية بناء على:-

- عامل الأمان ( Safety factor ). يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد(Deflection ) و التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

## ٣-٣ الأحمال:-

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها، وإن أي مبنى يتعرض لعدة أنـــواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ،ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منـــشأ كالتالي :-

### ٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها:-

أ- الأحمال الميتة (Dead loads – D.L.) .

ب- الأحمال الحية (Live Loads – L.L.): و هي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان و الأثاث المتنوع.

ت- الأحمال البيئية.

### ٣-٣-٢ الأحمال الثانوية(غير المباشرة) (Secondary Loads):-

وتشتمل على انكماش الجفاف للخرسانة والتأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربـــة الأساس، وقد تم أخذهم بعين الاعتبار من خلال توفير فاصل تمدد داخل المبنى بحيـــث يلبـــي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقاً خلال هذا الفصل .

و فيما يلي تفصيل لحساب كل نوع من الأحمال :-

### ٣-٣-١-١ الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، و تتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع و الحوائط ، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية، وهي تشمل في أغلب الأحيان على: الخرسانة ،وحديد التسليح ،والقصارة ،والطوب، والبلاط ومواد التشطيبات ،والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج ،وهناك أيضاً أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى.

والجدول رقم (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة.

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء

| NO. | material | Quality density |
|---|---|---|
| ١. | Tile | 2200 Kg/ $m^3$ |
| ٢. | Sand | 1700 Kg/ $m^3$ |
| ٣. | Reinforced Concrete | 2500 Kg/ $m^3$ |
| ٤. | Block | 1000 Kg/ $m^3$ |
| ٥. | Plaster | 2200 Kg/ $m^3$ |
| ٦. | Partition | 125 Kg/ $m^3$ |

### ٣-٣-١-٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكان و الزمان وتغير الاستخدام ،ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد أو لا ،حسب طبيعة المنشأ ،وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص ،والأثاث ،والأجهزة ،والمعدات ،والمواد المخزنة وغيرها ،ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول المعدة لهذا الغرض.

و يبين الجدول (٣-٢) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتمـــاداً على كود الأحمال الأردني.

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى

| NO. | Type of Area | Live Loads($kg/m^2$) |
|---|---|---|
| 1. | Parking | 500 |
| 2. | Restaurants | 500 |
| 3. | Roof | 150 |
| 4. | Shops | 400 |
| 5. | Stairs | 400 |
| 6. | Offices | 250 |

### ٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع. وأحمال الرياح تكون متغيـــرة فـــي الاتجـــاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ،وارتفاع المبنى ،وأهمية هـــذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

**أ- أحمال الرياح:**

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ،وتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة رياح قصوى تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى ،و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية ،وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية:

$$q = 0.613(v_z)^2$$

حيث أن :

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

Vz : السرعة التصميمية للرياح (م/ث) .

$$V_z = V_. * S_1 * S_2 * S_3$$

S١ : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني.

S٢ : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤.

S٣ : معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥.

**ب-أحمال الثلوج :**

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح أدناه:-

الجدول رقم (٣-٣) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

| علو المنشأ عن سطح الأرض (h) (بالمتر) | أحمال الثلوج (kN /m²) |
|---|---|
| h < ٢٥٠ | 0 |
| ٢٥٠ < h< ٥٠٠ | (h-٢٥٠) /١٠٠٠ |
| ٥٠٠ < h< ١٥٠٠ | (h-٤٠٠) / ٤٠٠ |
| ١٥٠٠ < h < ٢٥٠٠ | (h – ٨١٢,٥)/ ٢٥٠ |

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحـــر و الذي يساوي (٩٨٠م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$SL = (h-٤٠٠) / ٤٠٠$$

$$= (٩٨٠ - ٤٠٠)/ ٤٠٠$$

$$= ١,٤٥ \text{ KN /m}^2$$

**ت-أحمال الزلازل:**

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ ،وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ،وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ

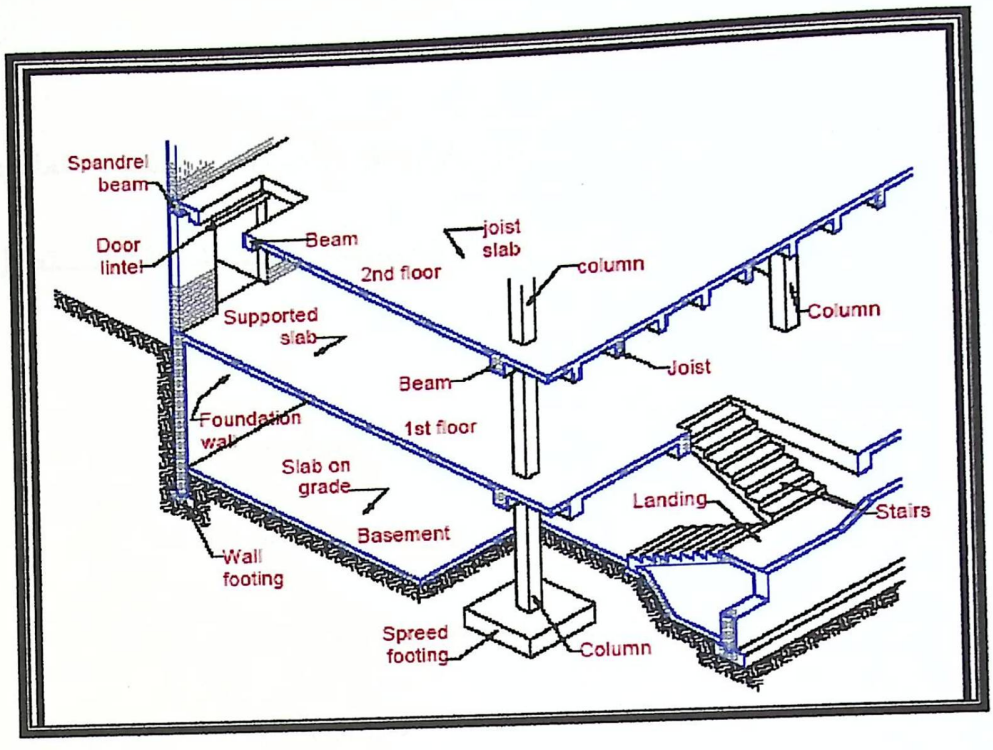
## ٣-٤ العناصر الإنشائية:-

تتكون المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة من مجموعة أعضاء إنشائية مختلفة ( Different Structural Elements) و التي تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الموضوعة على المبنى. فمثلا : في الشكل (٣-١) :-

أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) وجسور (Beams) حيث أن بحور السقف (Slab Spans) تتحد بالجسور والتي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns). وبالتالي تنتقل أحمال

- الأعمدة إلى الأساسات (وفي هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة(Spread footings) ).

- أرضية الطابق الثاني للمبنى الموضح عبارة عن سقف خرساني ذو أعصاب (Joist-Slab) . الأحمال المؤثرة عليه تنتقل من خلال السقف و الأعصاب لتعطي ردود أفعال على الجسور حيث تقوم الأخيرة بنقل هذه الأحمال إلى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات.




شكل (٣-١) العناصر الإنشائية المتنوعة للمنشآت الخرسانية

و في مثل هذا الطابق تقوم بلاطة السقف بوظيفتين :-

الأولى : أنها تنقل الأحمال المؤثرة عليها إلى الأعصاب (Joist) .

الثانية : أنها تستعمل أل(Flange) للأعصاب و التي تعمل في هذه الحالة كجسر ثانوي على شكل حرف (T) و التي تنقل الحمل إلى الجسور المتعامدة مع الأعصاب .

و في النهاية تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال على مساحة كافية من التربة حتى لا يوجد أي تحميل زائد على تلك التربة.

مما سبق يتضح أن المباني الهيكلية المسلحة تتكون من مجموعة رئيسة من الأعضاء الإنشائية و هذه الأعضاء يمكن تلخيصها في الآتي:-

### ٣-٤-١ العقدات:

وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال من المستوى العامودي إلى العناصر الحاملة مثل الجدران والأعمدة ،توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخراسانية المسلحة ،منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).
٣. البلاطات المصمتة ذات الأعصاب ( Waffle Slabs).
٤. البلاطات المسطحة (Flat Slabs).
٥. البلاطات سابقة التجهيز (Pre-Slabs).

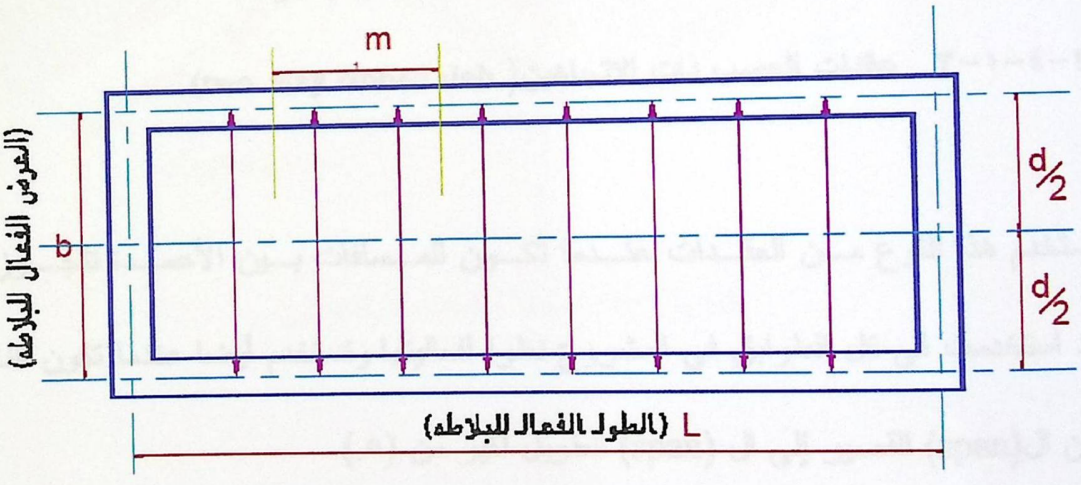
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذين النوعين :

١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
٢) عقدات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab) .
عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .

### ٣-٤-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs):-

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد ،و بلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات .

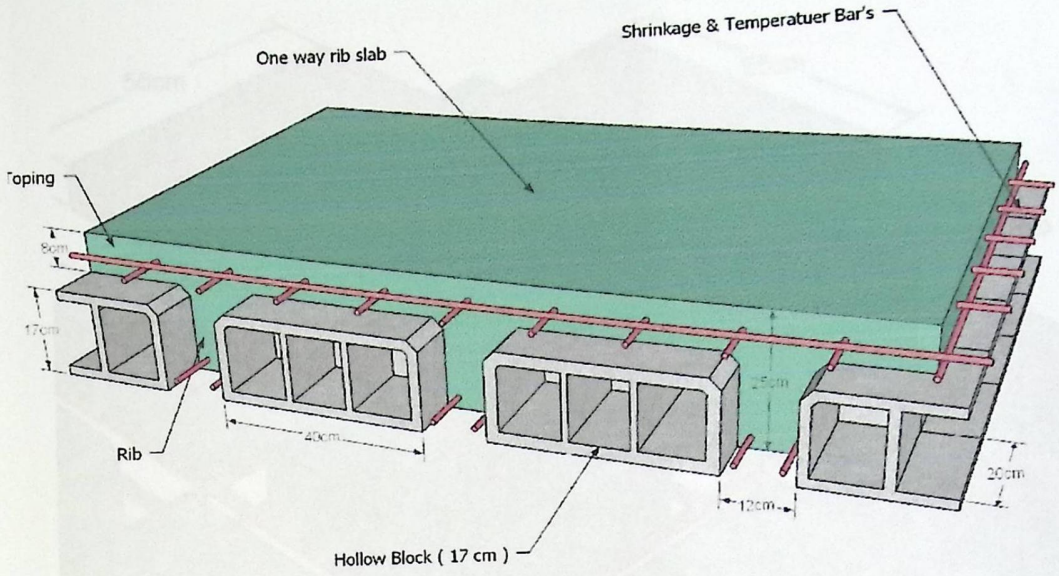
والشكل (٣-٢) يوضح طريقة توزيع الأحمال لهذا النوع من البلاطات ،حيث تتوزع الأحمال المؤثرة على البلاطة في اتجاه واحد فقط.




شكل (٣-٢) بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد

### ٣-٤-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

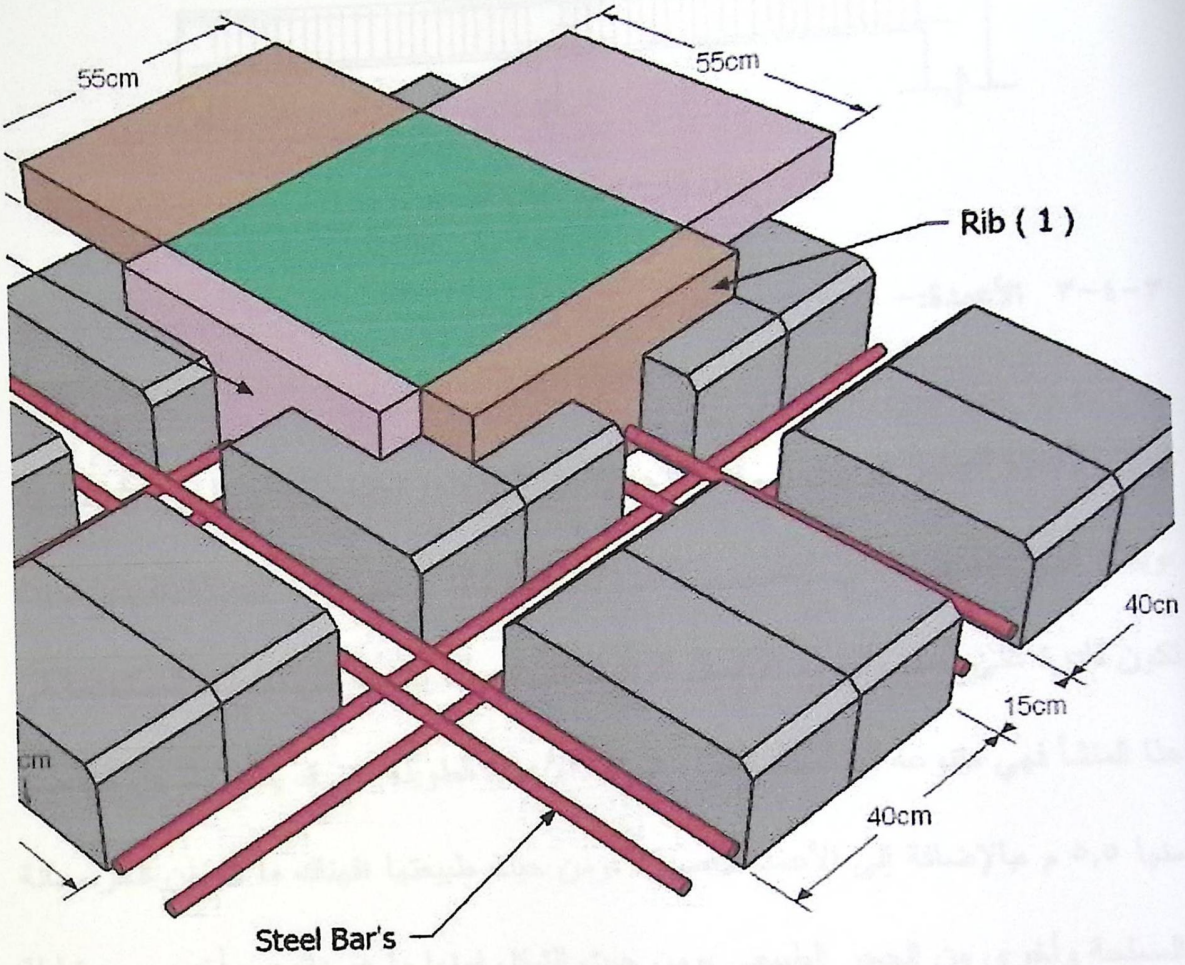
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥ م إلى ٧ م وقد تم استخدام جزء هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما.




شكل(٣-٣) عقدات العصب باتجاه واحد

**٣-١-٤-٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين( two way ribbed slab)**

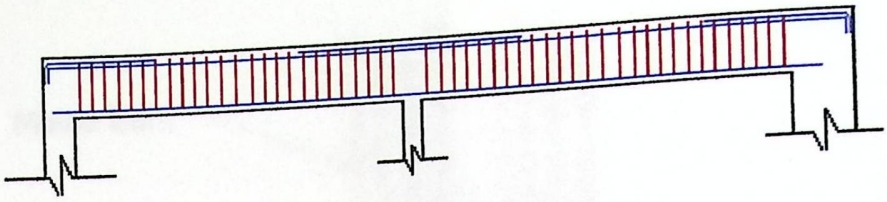
يستخدم هذا النوع من العقدات عندما تكون المسافات بين الأعمدة تتجاوز ٧ م قد استخدمت في كل الطوابق في المشروع نظرا لفعاليتها وتستخدم أيضا عندما تكون النسبة بين ال(span) القصير إلى ال (span) الطويل اكبر من (٠.٥).




شكل(٣-٤) عقدات العصب باتجاهين

٣-٤-٢ الجسور:-

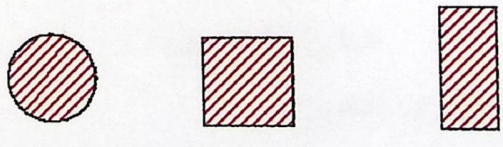
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العقدات _ والجسور الساقطة " Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الكبيرة ،فإن الجسور التي ستستخدم في العقدة ستكون جميعها جسور مخفية.ومن المقرر تصميم جسور مدلاّه وهي جسور الداير للمبنى .



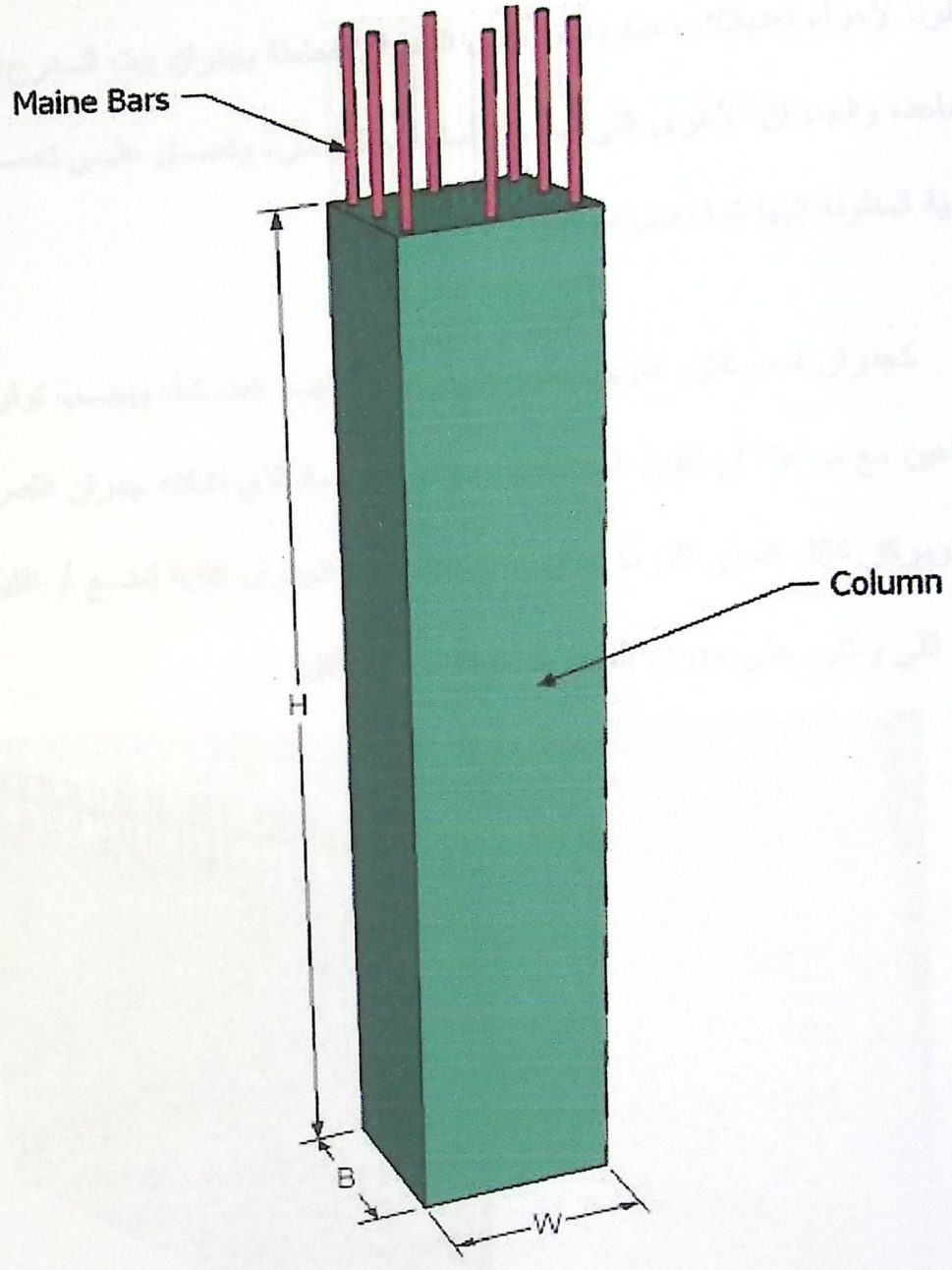
شكل (٣-٥) يبين شكل الجسور.

## ٣-٤-٣ الأعمدة:-

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلـى الأساسـات ،وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الاحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الطول ؛فهناك الأعمدة الطويلة التي قد يصل طـول الواحـد منها ٥,٥ م ،بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ،ومن حيث طبيعتها ؛فهناك ما هو من الخرسـانة المسلحة وأخرى من الحجر الطبيعي ،ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مـستطيلة الشكل ،ويبين الشكل (٣-٤)عدد من مقاطع الأعمدة.




شكل (٣-٦) مقاطع الأعمدة




شكل(٣-٧) عمود

### ٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص ( shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى مما

### ٣-٤-٧ فواصل التمدد (Expansions Joints) :

**١. المسافة القصوى بين فواصل التمدد:**

تكون المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي:

من ٤٠ إلى ٤٥ متراً في المناطق المعتدلة.

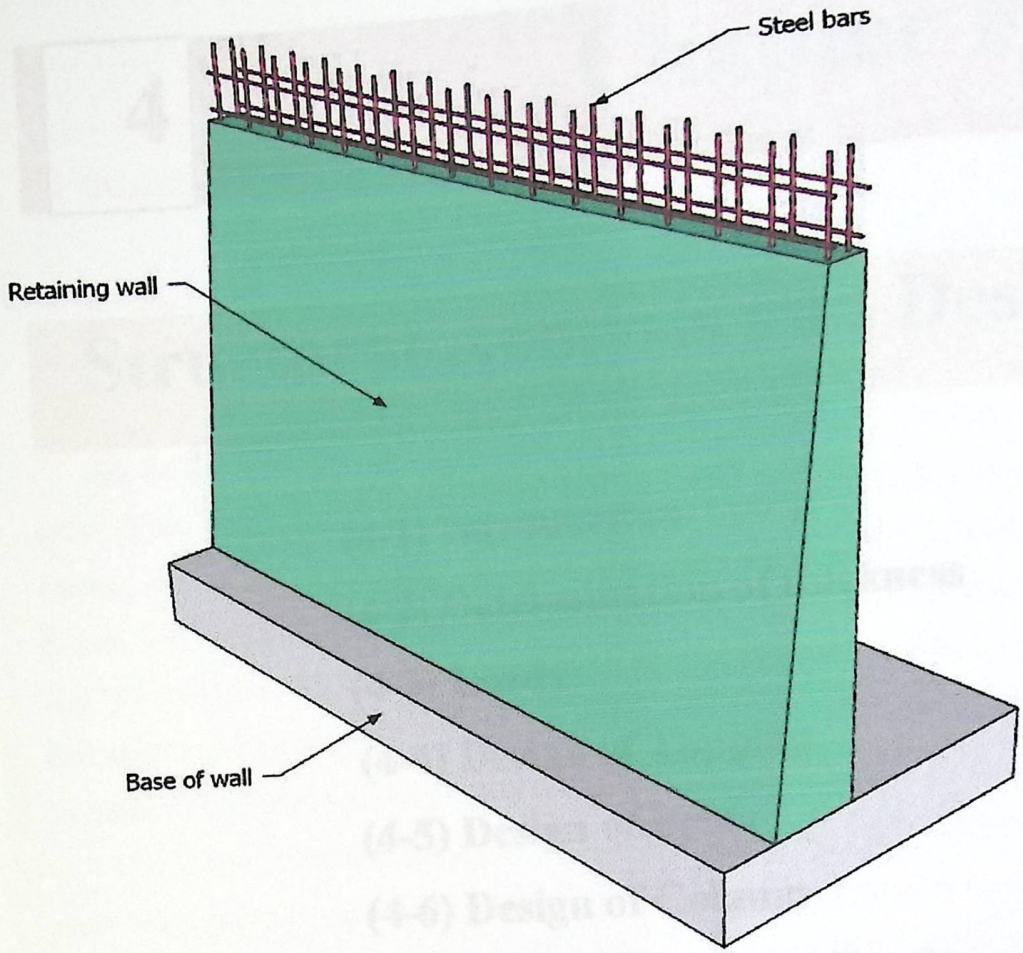
من ٣٠ إلى ٣٥ متراً في المناطق الحارة.

ويمكن أن يسمح بزيادة هذه المسافات بشرط الأخذ في الاعتبار عند التصميم تأثير عوامل التمدد والانكماش والزحف.

وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الساندة و الأسوار يجب ترتيب الفواصل على مسافات أقل, مع أخذ الاحتياطات لعدم تسرب المياه في هذه الفواصل.

### ٣-٤-٨ الجدران الاستنادية :

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة ارض المشروع كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار او الانزلاق ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانه المسلحة أو العادية أو من الحجر.




شكل (٣-١١) تسليح الجدران الاستنادية

## ٣-٥ برامج الحاسوب المستخدمة :-

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

١. AUTOCAD ٢٠٠٤/٢٠٠٦/٢٠٠٧ : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.

٣. PROKON : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.

٤. ATIR : - للتصميم الإنشائي

# 4 Chapter Four

# Structural Analysis and Design

(4-1) Introduction

(4-2) Determination of thickness

(4-3) Loads

(4-4) Design of Topping

(4-5) Design of Beam

(4-6) Design of Column

(4-7) Design of Isolated Footing

(4-8) Design of Retaining Wall

(4-9) Design of solid slab

(4-10) Design of Strip Footing

(4-11) Design of Stair1

(4-12) Design of Stair2

(4-13) Design of two way ribbed slab

(4-14) Design of Shear wall

## 4.1 Introduction

In This Project, all of design calculations for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, In This Project, there are two types of slabs: solid slabs and one-way ribbed slabs . They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAADPRO 2004" and "Prokon" programs to find the internal forces, deflections and moments for one way-solid slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members

The design procedure started from the top to the bottom of structure, so, numbers were being given to each member to simplifying and classifying these members. The key plans for each level which show the keys for each member can be shown in the figures in appendix "B", then the calculation started step by step from the roof to the foundations.

## 4-2 Determination of thickness:

Determination of thickness for two way rib slab:-

$$y=\sum\frac{A*Y}{A}$$

$$Yrib=\frac{2*.2*.08*.04+0.15+0.35*0.175}{2*0.2*0.8+0.15*0.35}=0.123m=12.3cm$$

$$Irib=\frac{0.55*(0.123)^3}{3}-\frac{(0.55-0.15)*(0.006)^3}{3}+\frac{0.15*(0.264)^3}{3}=3.14*10^{-4}m^{-4}/b$$

$$Islab=\frac{3.14*10^{-4}}{0.55}*8.62=5.34*10^{-3}m^4$$

$$Ib1=\frac{1}{12}b*h^3=\frac{1}{12}*0.8*0.32=0.021m^4$$

$$Ib2=0.01m^4$$

$$\alpha 1=\frac{Ib1}{Is}=\frac{0.021}{0.03}=0.7$$

$$\alpha 2=\frac{Ib2}{Is}=\frac{0.01}{0.03}=0.33$$

$$\alpha m=\frac{\alpha 1+\alpha 2}{2}=\frac{0.7+0.33}{2}=1.061$$

$$0.2<\alpha m<2$$

$ACI$

$$hm=\frac{\ln*(0.8+fy/1500)}{36+5*\beta(\alpha m-0.2)}$$

$$\beta=\frac{la}{lb}=\frac{8.32}{7.05}=1.18$$

$$hm=\frac{8.63*(0.8+412/1500)}{36+5*1.18(1.060-0.2)}=0.017m=17cm$$

| We select from the way ribbed slab , the thickness will be =32 cm |
|---|

## 4-3-1 Determination of Loads of two way rib slab:

Table (4-1)

| Material type | The Load |
|---|---|
| Block | 0.24*0.40*9*.4 = .3456 kN/unit of rib |
| Concrete Rib | .12*(.52+.4)*.24*25 = .6624 kN/ unit of rib |
| Coarse Sand Fill and Tile | ٢*.٥٢*.٥٢ =٠,٥٤ kN/ unit of rib |
| Topping | 0.52*0.52*25*.08 = 0.54 kN/ unit of rib |
| Plaster | 0.03*0.52*.52*22 = 0.178 KN/ unit of rib |

Total Dead Load = 2.266 kN/ unit of rib

Total Dead Load = 2.266/0.52*0.52=8.3KN/m²

ultimate dead load = 1.2*8.3=9.96 KN/ m²

live load =5 KN/ m².

ultimate dead load=5*1.6=8 KN/ m²

qu=1.2DL+1.6LL=1.2*8.3+1.6*5=17.96 KN/ m².

## 4-3-2 Determination of Loads of one way rib slab:

Table (4-2)

| Material type | The Load |
|---|---|
| Block | 0.24*0.40*9 = .864 kN/unit of rib |
| Concrete Rib | 0.24*0.12*25 =.72 kN/unit of rib |
| Coarse Sand Fill and Tile | ٠,١٠*٠,٥٢*٢٢ =١,٠٤ kN/unit of rib |
| Topping | 0.08*0.52*25 = 1.04 kN/unit of rib |
| Plaster | 0.03*0.52*22 = .23 kN/unit of rib |

Total Dead Load = 3.89 kN/ unit of rib

Total Dead Load = 3.89/0.52=7.48KN/m

ultimate dead load = 1.2*7.48=8.97 KN/ m²

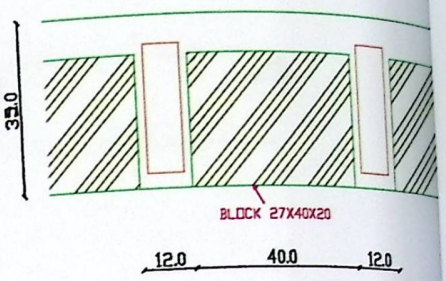
live load =5 KN/m^2.

ultimate dead load=5*1.6=8 KN/ m²

qu=1.2DL+1.6LL=1.2*8.97+1.6*5=18.76 KN/ m²

## 4-4 Design of Topping:

### (4-4-1) Design of Topping of one way rib slab:




fig(4-1): section in ribbed slab

Dead load of rib = bw * height * Density = 0.12 * 0.24 * 25

= 0.72 kN/m

= 72 kg/m

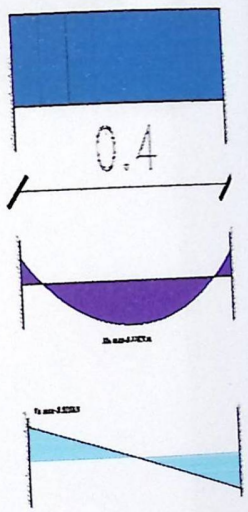
Dead Load of the topping = (Total dead load ) – (dead load of one rib)

$= (3.89 \div 0.52 - 0.72 \div 0.52) = 7.2$ kN/m²

Live Load = 5 kN/m²

$q_u = 1.2$ (DL) + 1.6 (LL)

$= 1.2\,(7.2) + 1.6\,(5) = 16.64$ kN/m².




Assume slab is fixed at support points (Ribs)

$$Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{16.64*(0.4)^2}{12} = 0.22 \text{ kN.m}$$

is small so design as plain concrete

$Mn = 0.42*\sqrt{fc}*sm$

$$S\,m = \frac{b*h^2}{6} = \frac{1000*(80)^2}{6} = 1.07*10\text{^}6 mm^3$$

$\Phi\, Mn = 0.55*0.42*\sqrt{24}*1.07*10\text{^}6 = 1.35$ kN.m

Fig(4-2):moment and shear of

1.35>>>.22 the slab is plain concrete

To prevent shrinkage cracks and minimize temperature, we will put minimum reinforcement bars:

$As_{min} = 0.0018 * b * d$

$= 0.0018 * 100 * 8 = 1.44$ cm²

| select 2 Φ 12 per one meter ----- $As_{prov.} = 2.26$ cm² |
|---|

## 4-5 Design of Beam (B08 Basement):

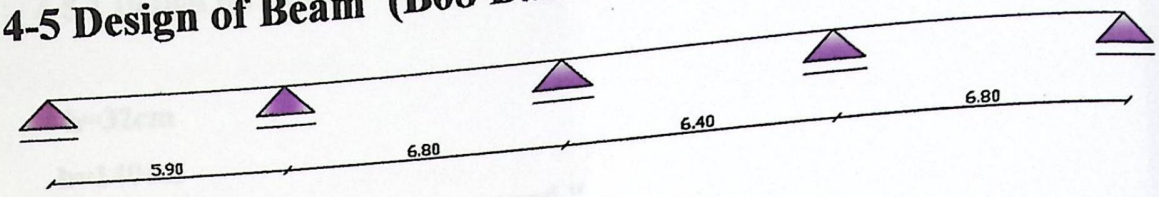



fig. (4-3) : Beam Detail

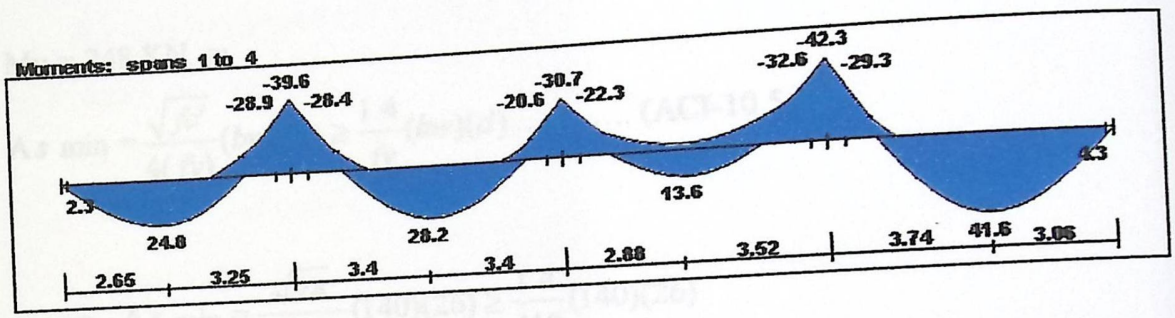



Fig (4 – 4) Beam moment values

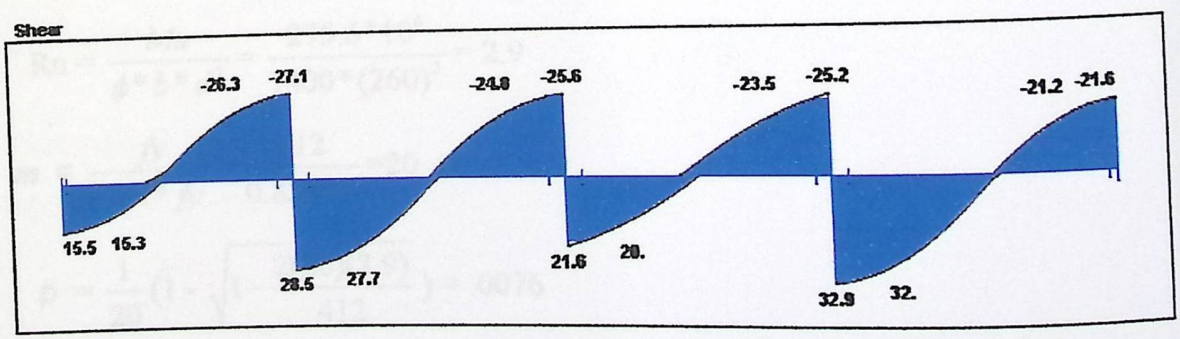



Fig (4 – 5) Beam shear Values(ton)

**4-5-1 Design for Positive Moment:**

**h=32cm**

**b=140cm**

**d=32-4-1-1=26cm "If Φ 20 are used "**

**1st span:**

Mu = 248 KN. m

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow\ As\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(140)(26) \geq \frac{1.4}{412}(140)(26)$$

$As\ min = 10.8\ cm^2 \geq 12.4\ cm^2$

$\Rightarrow\ As\ min = 12.4\ cm^2$

Determine As req:-

$Mn_{(required)} = 248/0.9 = 275.6$ KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{275.6 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 2.9$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(2.9)}{412}}\right) = .0076$$

$As_{(req)} = .0076 * 140 * 26 = 27.7\ cm^2$

Determine $A_s$ max.

Cheek $A_s$ req < $A_s$ max.

C=T

.85*fc*a*b=As*Fy ⟶ $A_s$ max.= ρ *b*d

.85*24*a*140=27.7*412

Xmax=.375d

Xmax=a/β

$A_s$ max.=.85*24*.85*.375/412

ρmax = .015

$A_s$ max.=.015*140*26

=54.6cm$^2$

$A_s$ req < $A_s$ max.

$A_s$ req=27.7cm$^2$

Select 10Φ 20 with $A_{s\,prov.}$ = 31.4 cm².

**2nd span:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)}$= 282/0.9 = 313.3 KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{313.3 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 3.3$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(3.3)}{412}}\right) = .0087$$

$A_{s\,(req)}$= .0087*140*26 = 31.96 cm$^2$

Select 11Φ 20 with $A_{s\,prov.} = 34.54\ cm^2$.

**3rd span:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)} = 136/0.9 = 151.1$ KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{151.1 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 1.6$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(1.6)}{412}}\right) = .004$$

$A_{s\,(req)} = .004 * 140 * 26 = 14.56\ cm^2$

Select 8Φ 16 with $A_{s\,prov.} = 16\ cm^2$.

**4th span:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)} = 416/0.9 = 462.2$ KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{462.2 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 4.88$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(4.88)}{412}}\right) = .013$$

$A_{s\,(req)} = .013 * 140 * 26 = 50\ cm^2$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
{PPU}
The Library المكتبة
Acc. 1091 الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

Select 16Φ 20 with $A_{s\,prov.} = 51\ cm^2$.

### 4-5-2 Design for Negative Moment:

**2nd suport:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)} = 396/0.9 = 440KN.m$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{440 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 4.6$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(4.6)}{412}}\right) = .012$$

$A_{s\,(req)} = .012 * 140 * 26 = 46.6cm^2$

Select 15Φ 20 with $A_{s\,prov.} = 47.1cm^2$.

**3rd suport:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)} = 307/0.9 = 341.1KN.m$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{341.1 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 3.6$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(3.6)}{412}}\right) = .0096$$

$A_{s\,(req)} = .0096 * 140 * 26 = 35.2cm^2$

Select 12Φ 20 with $A_{s\,prov.} = 38cm^2$.

**4th suport:**

Determine $A_s$ req:-

$Mn_{(required)} = 423/0.9 = 470KN.m$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{470 * 10^6}{1400 * (260)^2} = 5$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(5)}{412}}\right) = .014$$

$$A_{s\,(req)} = .014 * 140 * 26 = 51cm^2$$

Select 17Φ 20 with $A_{s\,prov.} = 53.38cm^2$.

**4-5-3 Design Of Shear:**

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(140)(26)\left(\frac{10}{1000}\right) = 25.3\text{ton}$$

$$\Phi\ V_{smin} = (\ \Phi * \tfrac{1}{3} * b_w * d) = (.75 * \tfrac{1}{3} * 140 * 26)\left(\frac{10}{1000}\right) = 9.1\text{ton}$$

$V_u$=32 ton (From Shear Envelope)

$$\Phi V_c + \Phi\ V_{smin} = 25.3 + 9.1 = 34.4\text{ ton}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi\ V_{smin}$$

$25.3 < 32 < 34.4$ ..... $\therefore$ *Category*(3) *Satisfy* :

$$Av(\min) = \frac{b_w * S}{3 * F_y} \Rightarrow S = \frac{3 * F_y * Av(\min)}{b_w}$$

$$S = \frac{3 * 412 * 6 * 0.79}{60} = 28.4cm$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{26}{2} = 13\ \ cm \quad \text{...Control}$$

$(S) \le 60\ cm$

Use S = 10 cm.

| Use $\phi$10@ S = 10cm |
|---|

Fig(4-6):design of beam

## 4-6 Design of Column (C12):

The Column is an Internal one.

**Pu = 810 ton** Pn req = 835.26/0.7 = 1157 ton

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

Pn = 0.8 Ag {0.85 $fc'$ + $\rho$ g (fy – 0.85( $fc'$ ))}

1157 = 0.85 Ag {0.85(0.24)+0.02(4.12-(0.85)(0.24)

Ag = 4821 cm²

Ag=$\pi D^2/4$

4821=3.14*$D^2$/4

D=80cm

$\Rightarrow$ Ag =5024 $cm^2$

Determine $\rho$ g :

1157 = 5024(0.85) {(0.85)(0.24) + $\rho$ g (4.12-(0.85)(0.24))}

$\rho g = 0.017 > \rho min = 0.01$

$< \rho max = 0.08$

Ast req = (0.017)(5024) = 81 cm²

| Use 26Φ 20 with $A_{S\ prov.}$ = 81.64cm². |
|---|

Determine S :

$$\rho s = .45\{(\left(\frac{Ag}{Ac}-1\right)\frac{fc}{Fy})\}$$

$$=.45(\left(\frac{5024}{4069}-1\right)\frac{24}{412}$$

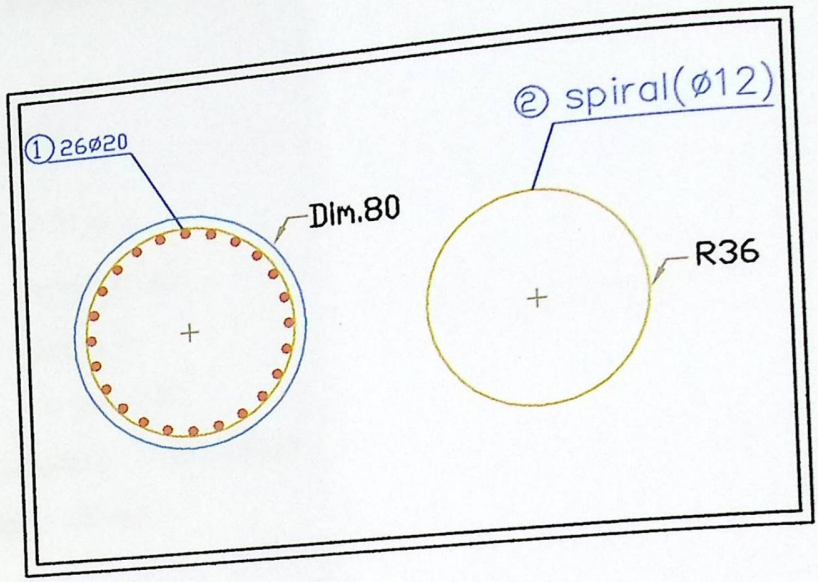
$$=6.15*10^{-3}$$

$$Smax=\left(\frac{as*\pi(Dc-db)}{\rho s*As}\right)$$

$$=\left(\frac{1.13*3.14*(72-1.2)}{6.15*10^{-3}*4069}\right)$$

=7.8 cm

Max clear S=6.6 cm




Fig(4-7) design of spiral column

## 4-7 Design of Isolated Footing:

From Column (C 12):

Total dead load = ٣٦٧ ton

Total live load = 139.25 ton

Factored load = 810 ton

Soil weighting = 1.7 ton/m$^3$

Allowable soil pressure = 5.00 kg/cm$^2$

Column Diameter = 80 cm

### 4-7-1 Footing Area:

Estimate footing to be about 80 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

Service Load = 367 + 139.25 = 506.25 ton.

Footing Weight = (0.9) (2.5) = 2.25 ton/m$^2$

P net = 50 – 2.25 = 47.75 ton/m$^2$

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 506.25 ton / 47.75 ton/m$^2$

= 11 m$^2$

**Use .....L=3.5 m ,B=3.5 m , A=12.25 m**

### 4-7-2 Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times (350) \times (d) \times 10 = 2429d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{810}{12.25} = 66.12 \text{ ton/m}^2 = 6.61 \text{kg/cm}^2$$

Vu = (Pnet)(one way shear area) = (6.61)(350)(135-d) = (3124.3-2314.3d)

$\Phi V_c = V_u \quad \Rightarrow \quad 2429\ d = (3124.3\text{-}2314.3d)$

$d = 66.8$ cm

$\therefore$ Use $d = 70$cm

Total depth of footing $= 70 + 8 + 2$

$= 80$ cm

**٤-٧-٣ Check this depth for two way shear action (punching):**

$V_u = P_{net} \times (B) \times (L) - (a+d)(b+d)\ )$

$6.61\ [(350)(350) - (75+70)(75+70)]/1000 = 670.7$ ton

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad = 0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d \ \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Control}$$

Where:

$\beta_c$ = a / b =80/ 80= 1

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

$= \pi(d1+d) = 3.14(80+70) = 471$ cm

$\alpha_s = 40$ for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{24}(4710)(700)/10000 = 532.9$ ton

$\Phi V_c < V_u$ 0.85*532.9 ton < 670.7 ton NOT OK

**Recalculate required "d"** to satisfy punching shear ;

**Use h = 90 cm.**

d = 90- 8 – 2 = 80 cm.

**Check calculations again;**

$V_u = P_{net} \times (B) \times (L) - (a+d)(b+d)$ ).

$= 6.62$ [(350)(350) – (75+80)(75+80)]/1000 = 651.9 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ .....Control

Where:

$\beta_c$ = a / b =80 / 80 = 1

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

= $\pi$(d1+d) = 3.14(80+80) =502.4 cm

$\alpha_s = 40$ for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{24}(5024)(800)/10000 = 649.76$ ton

$\Phi V_c < V_u$ 0.85*649.76 ton < 651.9 ton NOT OK

**Recalculate required "d" to satisfy punching shear ;**

**Use h = 100 cm.**

d = 100- 8 – 2 = 90 cm.

**Check calculations again;**

$V_u = P_{net} \times (B) \times (L) - (a+d)(b+d)$ ).

= 6.62 [(350)(350) –( 80+90)(80+90)]/1000 = 619.6 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ .....Control

Where:

$\beta_c$ = a / b =80 / 80 = 1

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

= $\pi$(d1+d) = 3.14(80+90) =534.4 cm

$\alpha_s = 40$ for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{24}(5344)(900)/10000 = 778$ ton

| $\Phi V_c > V_u$ 0.85*778 =661.3 ton > 619.6 ton .....OK |
|---|

**4-7-4 Check transfer of load at base of column:**

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc'Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(0.24)(\pi(80)^2/4) = 717.4 ton < 810$ ton

∴ Dowels are required for load transfer.

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc'Ag) + \Phi Pnsteel$

$\Phi Pnsteel = \Phi AsFy$

$As = \frac{(8100 - 7174)*10^3}{.65*412} = 35 cm^2$

As> As min

But the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(5024) = 25 $cm^2$

| Use ..... dowels 12 Φ 20 with $A_s = 37.68\ cm^2$ |
|---|

**4-7-4-1 Development Length ($L_d$):**

Ld for Φ 20:

$L_d = \frac{412}{4\sqrt{24}} \times d_b = \frac{412}{4\sqrt{24}} \times 2.0 = 42$ cm ≥ 0.044 ($d_b$) (fy) = 36.3

Available embedment = 100 – 8 – (2 *2) – 2 = 86 cm > 42 cm

∴ OK.

### 4-7-5 Design for Bending Moment:

$$Mu = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(6.62 \times 350 \times \left(\frac{350}{2} - \frac{80}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{350}{2} - \frac{80}{2}\right) / 100000 = 211.13 \text{ ton.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{211.13}{0.9} = 234.6 \text{ ton}$$

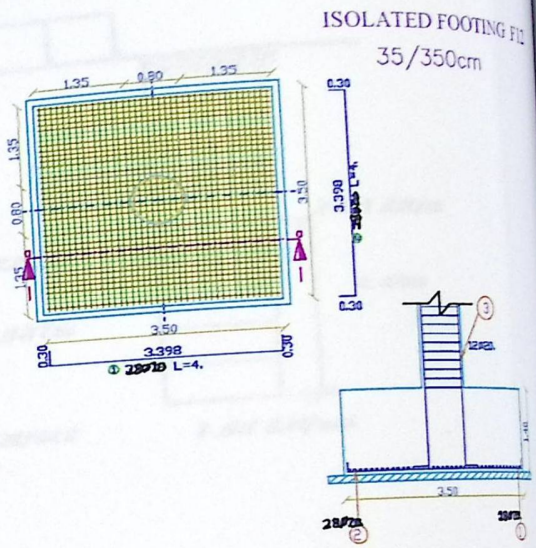
$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{234.6 * 10^6}{350 * (900)^2} = 8.3 \ Kg/cm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(8.3)}{412}}\right) = .0279$$

$$\rho = 0.00279 > \rho_{min} = 0.002$$

Req. $A_s = 0.00279(350)(90) = 88 \text{ cm}^2$




Fig(4-8)footing detail

**Use.... 28 Φ 20 with $A_s = 87.92 \text{ cm}^2$ (In each way)**

### 4-7-6 Development Length ($L_d$):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 20:

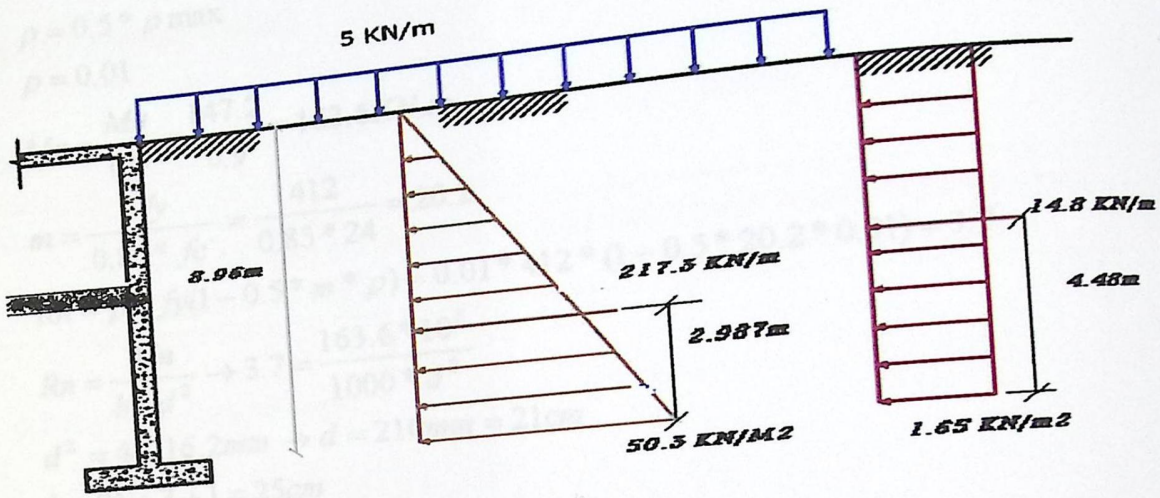
$$L_d = \frac{412}{2\sqrt{24}} * \alpha * \beta * \lambda * d_b = \frac{412}{2\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 2 = 84 \text{ cm}$$

Available embedment = ((350-80)/2) – 8 = 127cm > 84 cm

∴ OK.

## 4-8 Design of basement wall:

### 4-8-1 load calculation :




Fig(4-9) : loads on the basement wall

$$e_{\circ} = \gamma * h * K_{\circ}$$

$$\theta = 30^{\circ}$$

$$K = \frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.33$$

$$e_{\circ} = 17 * 8.96 * 0.33 = 50.3 KN/m^2$$

$$e_{\circ P} = P * K_{\circ} = 5 * 0.33 = 1.65 KN/m^2$$

$$E_{\circ} = e_{\circ} * \frac{H}{2} = 48.5 * \frac{8.96}{2} = 217.3 KN/m$$

$$E_{\circ p} = e_{\circ p} * H = 1.65 * 8.96 = 14.8 KN/m$$

### 4-8-2 Thickness calculation

After doing hand calculation Mu=92 KN.m

Factored Mu =1.6*92=147.2 KN.m

Assume

$\rho = 0.5 * \rho \max$

$\rho = 0.01$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{147.2}{0.9} = 163.6KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$Rn = \rho * fy(1 - 0.5 * m * \rho) = 0.01 * 412 * (1 - 0.5 * 20.2 * 0.01) = 3.7$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} \rightarrow 3.7 = \frac{163.6 * 10^6}{1000 * d^2}$$

$$d^2 = 44216.2mm \rightarrow d = 210mm = 21cm$$

$$h = 21 + 3 + 1 = 25cm$$

Select h=25cm

### 4-8-3 wall design:

$$Mu = 147.2KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{147.2}{0.9} = 163.6KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{163.6 * 10^6}{1000 * 210^2} = 3.71$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 3.71}{412}}\right) = 0.01$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.001 * 100 * 21 = 21cm^2$$

$$Asreq = 21cm^2$$

$checkAs$ min

$$As \min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 210}{412} = 6.24cm^2$$

$notless$

$$As \min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{412} = 7.14cm^2$$

$$Asshr \ \& \ temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5cm^2$$

$Asreq < As$ min

As=As req >Asmin
As=21cm2

select ø 18 @10 cm Asprov. = 25.4 cm2

**4-8-4 Design of secondary reinforcement:**

1-As=(1/5)*Asmain=4.5cm2

2-As shri&temp=0.0018*100*25=4.5cm2.....control

Select ø 12 @20 cm Asprov. = 5.65 cm2 (main reinforcement layer)
Select ø 12 @25 cm horizontal and vertical at the other layer

**4-8-5 check shear design:**

$$Vu = 94.3KN$$

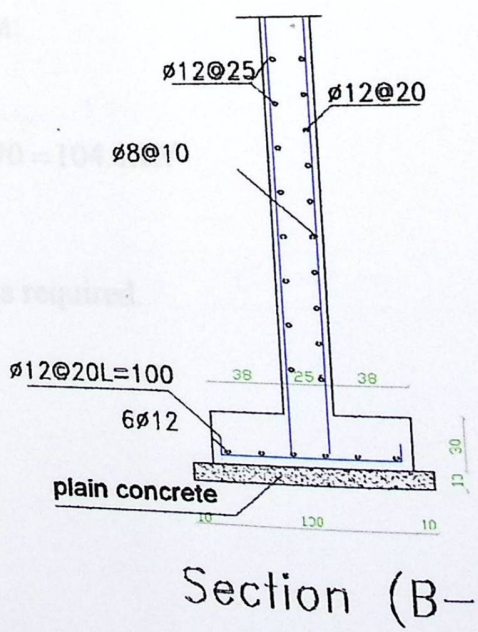
$$\phi * Vc \geq Vu$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 210 = 128.6KN$$

$$128.6 > 94.3$$

No shear reinforcement is required

**4-8-6 Basement wall detail:**




Section (B–B)

Fig(4-10): the reinforcement of the basement wall&its foundation

## 4-9Design of solid Slab:-

### 4-9-1 thickness

Select h =L/20 =330/20=16.5cm =20 cm

D=20-2-1=17cm

### 4-9-2 Dead load

Concrete=25*0.2=5KN/m2

Plaster =0.02*22=0.44KN/m2

Total dead load =5.44KN/m2

qu=1.2*D+1.6*L=1.2*5.44+1.6*5=14.53KN/m2

for 1m strip qu=14.53KN/m

Kfx=46.1, Kfy=43.7, KAx=2.01, KAy=2.05

$$\text{Mux}=\frac{qu*Lx^2}{Kfx}=\frac{14.53*6.8^2}{46.1}=14.57\frac{KN.m}{m}$$

$$\text{Muy}=\frac{qu*Ly^2}{Kfy}=\frac{14.53*7.43^2}{43.7}=18.36\frac{KN.m}{m}$$

$$\text{Ax}=\frac{qu*l}{KAx}=\frac{14.53*6.8}{2.01}=49.15KN/m$$

$$\text{Ay}=\frac{qu*l}{KAx}=\frac{4.53*7.43}{2.05}=52.7KN/m$$

Check shear reinforcement:

$\phi*Vc\geq Vu$

$0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1000*170=104.1KN$

$\therefore \phi*Vc\geq Vu$

No shear reinforcement is required.

**4-9-3 Design of main reinforcement (in the short direction )**

Mux=14.57KN.m/m

$$Mn=\frac{Mu}{0.9}=\frac{14.57}{0.9}=16.2KN.m/m$$

$$Rn=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{16.2*10^6}{1000*170^2}=0.561MPa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{412}{0.85*24}=20.2$$

$$\rho=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})=\frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2*0.561*20.2}{412}})$$

$=0.001$

$A_s$ req $=0.001*100*17=2.34cm^2/m$

**Check As min**

$$Asmin=\frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{fy}=\frac{0.25*\sqrt{24}*1000*170}{412}=5.05cm^2/m$$

Not less than

$$Asmin=\frac{1.4*b*d}{fy}=\frac{1.4*1000*170}{412}=5.8cm^2/m$$

1.3*Asreq=1.3*2.34=3.042 cm2/m

Asshr&temp=0.0018*b*h=0.0018*100*20=3.6 cm2/m

As=3.6cm2/m

**Use Φ10@ 20 cm**..... $As_{prov.}$ 3.92 cm² /m

| **Use.... Φ10@ 20cm** ..... with $A_s = 3.92\ cm^2$ /m |
|---|

**4-9-4 Design of secondary reinforcement(y-direction) :**

Muy=18.36KN.m/m

$$Mn=\frac{Mu}{0.9}=\frac{18.36}{0.9}=20.4KN.m/m$$

$$Rn=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{20.4*10^6}{1000*170^2}=0.71MPa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{412}{0.85*24}=20.2$$

$$\rho=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})=\frac{1}{20.2}(1-\sqrt{1-\frac{2*0.71*20.2}{412}})$$

$=0.002$

$A_s$ req $=0.002*100*17=2.98cm^2/m$

**Check As min**

$$Asmin=\frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{fy}=\frac{0.25*\sqrt{24}*1000*170}{412}=5.05cm^2/m$$

Not less than

$$Asmin=\frac{1.4*b*d}{fy}=\frac{1.4*1000*170}{412}=5.8cm^2/m$$

1.3*Asreq=1.3*2.98=3.87 cm2/m

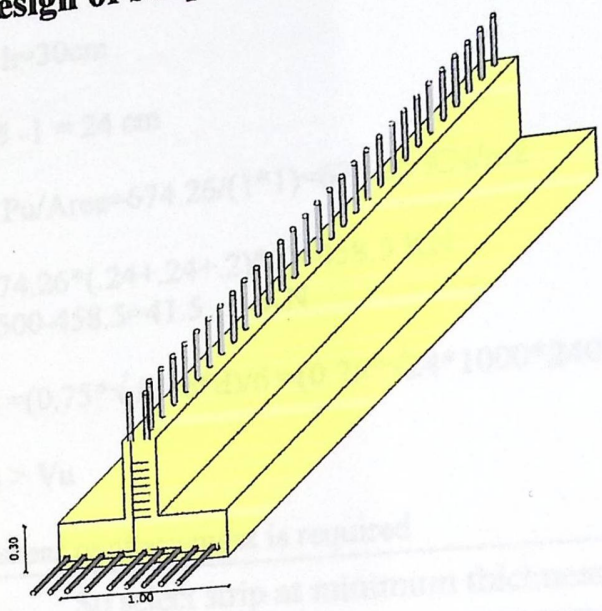
Asshr&temp=0.0018*b*h=0.0018*100*20=3.6 cm2/m

As=3.87cm2/m

**Use Φ10@ 20 cm**..... $As_{prov.}$ 3.92 cm² /m

**Use.... Φ10 @ 20cm** ..... with $A_s = 3.92\ cm^2$ /m

## 4-10 Design of strip footing:-




Fig(4-11):strip footing

### 4-10-1 load calculation:

The total dead load the it is taken is the sum of the weight of columns that he carries:

DL=8980KN/m2
LL=4306
L=26.2 m
Allowable soil pressure =500 KN/m2

### 4-10-2 design of the bearing pressure:

$\sigma = P/A < \sigma$ allowable

B= (4306+8980)/(26.2*500) =1m

Select B= 1 m

qu = (1.2*D+1.6*L)= 17665.6 KN/m

qu/lw =17665.6/26.2=674.26 KN/m2

### 4-10-3 Determination of the Depth of footing:

Select h=30cm

d=30 -5 -1 = 24 cm

Pnet = Pu/Area=674.26/(1*1)=674.26 KN/m2

Pu'=(674.26*(.24+.24+.2)*1)=458.5 KN

Vu =500-458.5=41.5 KN

Ø *Vc =(0.75*√ fc'*b*d)/6 =(0.75*√24*1000*240)/6=147KN

Ø *Vc > Vu

☺No shear reinforcement is required

So select strip at minimum thickness = 30 cm due to the ACI code

### 4-10-4 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = (Pnet) * (\frac{footingwid\ \ th - wallwidth}{2}) * (\frac{footingwid\ \ th - wallwidth}{4})$$

$$= 674.26 * 0.38 * 0.19$$

$$= 48.04\,KN.m$$

$$Mu = 48.04\,KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{48.04}{0.9} = 53.38\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{45.9 * 10^6}{1000 * 240^2} = 0.93$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.2 * 0.93}{412}}\right) = 0.002$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.002 * 100 * 24 = 4.8cm^2$$

$$Asreq = 4.8cm^2$$

$checkAs$ min

$$As\ \min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 240}{412} = 7.13cm^2$$

notless

$$As\ \min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 240}{412} = 8.16cm^2$$

$Asreq < As$ min

As shrinkage&temp =0.0018*b *h =0.0018*1000*300=5.4 cm2…control

As min =1.3 *As req =6.24 cm2
As=6.24cm2

Use ø 12 @15 cm Asprov. = 7.54 cm2

**4-10-5 Design of secondary reinforcement**

As shrinkage&temp =0.0018*b *h =0.0018*100*30=5.4cm2

Use 5 ø 12

Use ø 12 @20 cm Asprov. = 5.65 cm2

**4-10-6 Development length of main reinforcement:**

$$Ld = \frac{0.5 * fy}{\sqrt{fc'}} * \alpha * \beta * \gamma * db$$

$for \phi 12:$

$$Ld = \frac{0.5 * 412}{\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 1.2 > 30cm$$

$$Ld = 51.4cm > 30cm$$

Avialable Ld = 30-5=25cm < Required Ld = 51.4 cm .

$$0.24 * fy * 1.2 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 17\,cm$$

So a standard hook of (20cm ) must be used .

**4-10-7 Design of dowel bar:**

As min =0.0012*100*24 =2.88 cm2 .

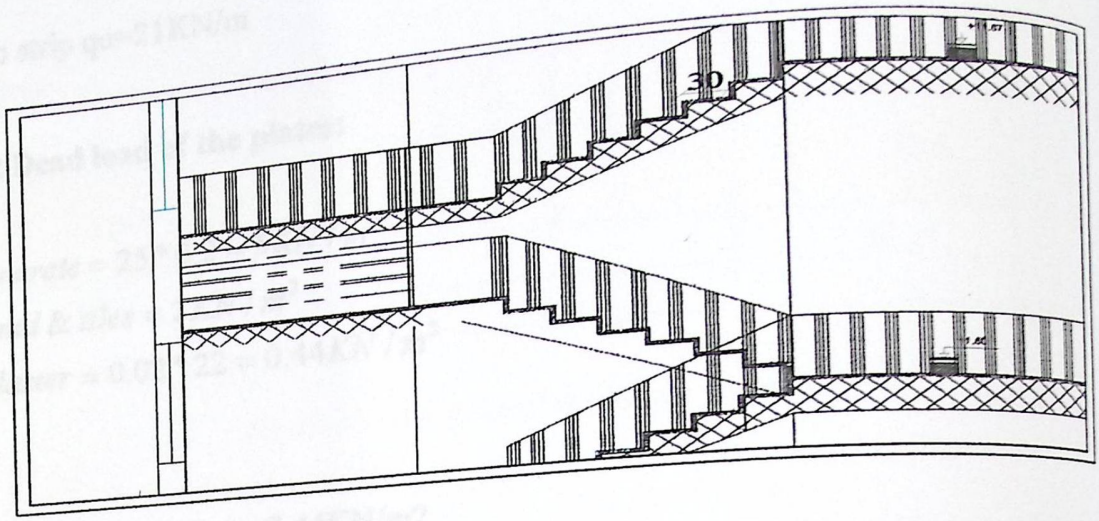
Use ø 10@20cm Aprov. = 3.14cm2

Ld = 0.044*db*fy=0.044*1*420=18.5 cm .
Not less than :

$$Ld = \frac{24 * db * fy}{\sqrt{fc'}} = \frac{24 * 1 * 412}{\sqrt{24}} = 20.57$$

Ld available=20cm

## 4-11 Design of stairs: -




Fig(4-12):detail of stair

### 4-11-1 Thickness:

H=l /20=307/20=15.35cm take h=20cm

$$\theta = \tan^{-1}\frac{16}{30} = 28.1^{\circ}$$

*DeadLoad* :

$$1-concreteplate = \frac{0.2*25}{\cos 28.1} = 5.67KN/m^2$$

$$2-steps = 0.16*25*0.5 = 2KN/m^2$$

$$3-plaster = \frac{0.03*22}{\cos 28.1} = 0.75KN/m^2$$

$$4-V.morter = \frac{0.03*22*16}{30} = 0.352KN/m^2$$

$$5-H.morter = 0.03*22 = 0.7KN/m^2$$

$$6-V.plate = \frac{0.03*22*16}{30} = 0.352KN/m^2$$

$$7-H.plate = \frac{0.04*22*33}{30} = 0.968KN/m^2$$

Total dead load =10.8 KN/m

qu=1.2*D+1.6*L=1.2*10.8+1.6*5=21KN/m2

For 1m strip qu=21KN/m

**4-11-2 Dead load of the plates:**

$1-concrete = 25*0.2 = 5KN/m^2$

$2-sand\ \&\ tiles = 2KN/m^2$

$3-plaster = 0.02*22 = 0.44KN/m^2$

Total dead load of plate =7.44KN/m2

Q=1.2*D+1.6*L=1.2*7.44+1.6*5=16.93 KN/m2

For 1m strip =7.44 KN/m

### 4-11-3 Moment & shear diagrams:

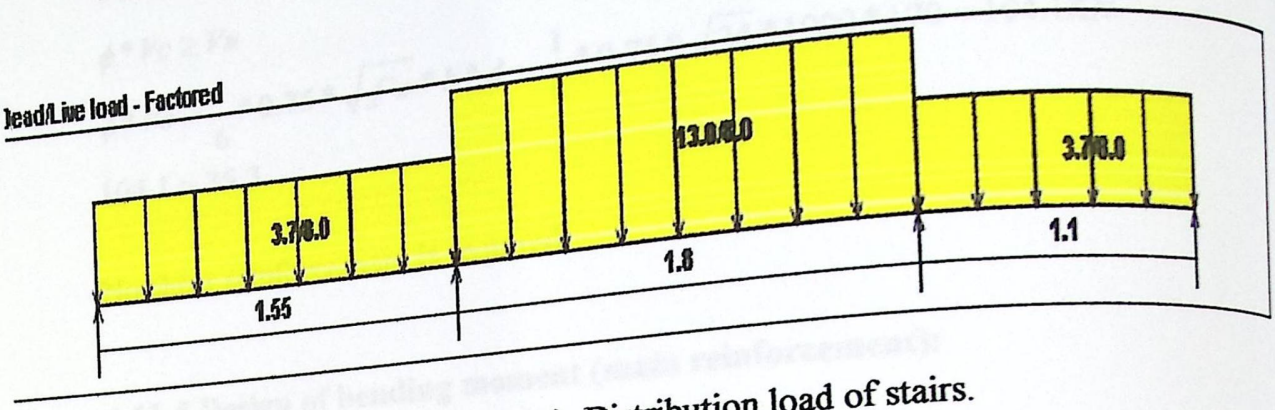



Fig (4-13): Distribution load of stairs.

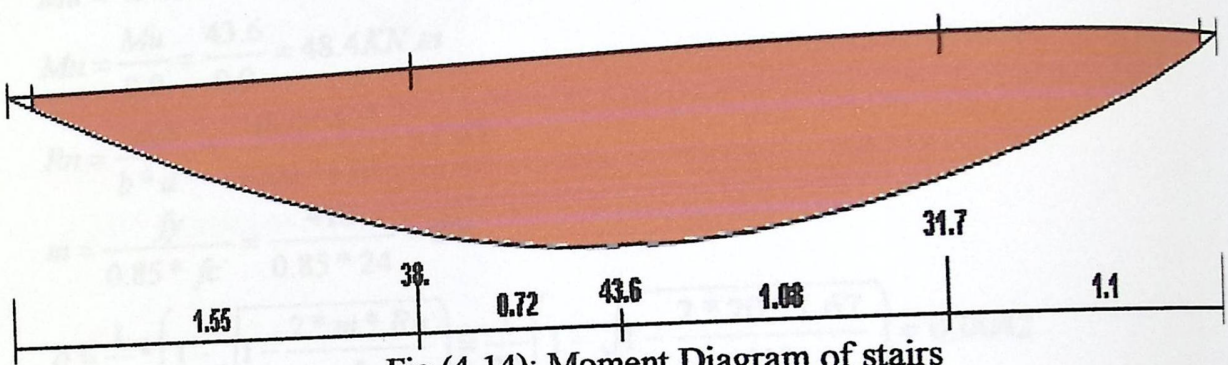



Fig (4-14): Moment Diagram of stairs

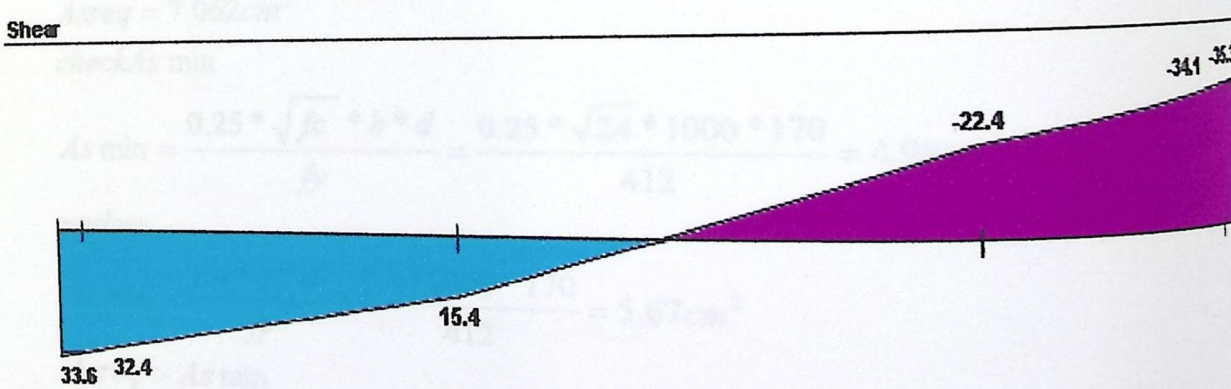



Fig (4-15): Shear Diagram of stairs

**4-11-4 Check shear design:-**

$$\phi * Vc \geq Vu$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 170 = 104.1KN$$

$$104.1 > 35.3$$

No shear reinforcement is required

**4-11-5 Design of bending moment (main reinforcement):**

$$Mu = 43.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{43.6}{0.9} = 48.4KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{48.4 * 10^6}{1000 * 170^2} = 1.67$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20 * 1.67}{412}}\right) = 0.0042$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.0042 * 100 * 17 = 7.062cm^2$$

$$Asreq = 7.062cm^2$$

*checkAs* min

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 170}{412} = 4.96cm^2$$

*notless*

$$As\min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{412} = 5.67cm^2$$

$Asreq > As\min$

$$Assh\ \&\ temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$$

$Asreq > Assh\ \&\ temp$

| As=Asreq=7.062cm2 | use Φ12 @15 with As=7.54>As |
|---|---|

**4-11-4 Check shear design:-**

$$\phi * Vc \geq Vu$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 170 = 104.1KN$$

$$104.1 > 35.3$$

No shear reinforcement is required

**4-11-5 Design of bending moment (main reinforcement):**

$$Mu = 43.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{43.6}{0.9} = 48.4KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{48.4 * 10^6}{1000 * 170^2} = 1.67$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20 * 1.67}{412}}\right) = 0.0042$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.0042 * 100 * 17 = 7.062cm^2$$

$$Asreq = 7.062cm^2$$

*checkAs* min

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 170}{412} = 4.96cm^2$$

*notless*

$$As\min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{412} = 5.67cm^2$$

$$Asreq > As\min$$

$$Assh\ \&\ temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$$

$$Asreq > Assh\ \&\ temp$$

| | |
|---|---|
| As=Asreq=7.062cm2 | use Φ12 @15 with As=7.54>Asreq |

**4-11-4 Check shear design:-**

$$\phi * Vc \geq Vu$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 170 = 104.1KN$$

$$104.1 > 35.3$$

No shear reinforcement is required

**4-11-5 Design of bending moment (main reinforcement):**

$$Mu = 43.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{43.6}{0.9} = 48.4KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{48.4 * 10^6}{1000 * 170^2} = 1.67$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20 * 1.67}{412}}\right) = 0.0042$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.0042 * 100 * 17 = 7.062cm^2$$

$$Asreq = 7.062cm^2$$

*checkAs* min

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 170}{412} = 4.96cm^2$$

*notless*

$$As\min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{412} = 5.67cm^2$$

$$Asreq > As\min$$

$$Assh\ \&\ temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$$

$$Asreq > Assh\ \&\ temp$$

As=Asreq=7.062cm2 use Φ12 @15 with As=7.54>Asreq

**4-11-6 Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$7.54 * 412 = 0.85 * 24 * a * 1$$

$$31.66 * 10^{-6} = 0.85 * 24 * a * 1$$

$$a = 1.55cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 1.83cm.$$

$$\varepsilon s = \left(\frac{17}{1.83} * 0.003\right) - 0.003 = 0.025$$

$$\varepsilon s > 0.005$$

$OK$

**4-11-7 Development length of bars:**

$$Ld = \frac{0.5 * fy}{\sqrt{fc'}} * \alpha * \beta * \gamma * db$$

$for \phi 12:$

$$Ld = \frac{0.5 * 412}{\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 1.2$$

$$Ld = 51.4cm$$

$use:$

$$Ld = 100cm$$

**4-11-8 Design Secondary reinforcement:**

$$Assh \& temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$$

use Φ12 @30 with As=3.77

## 4-12 Design of stairs: -

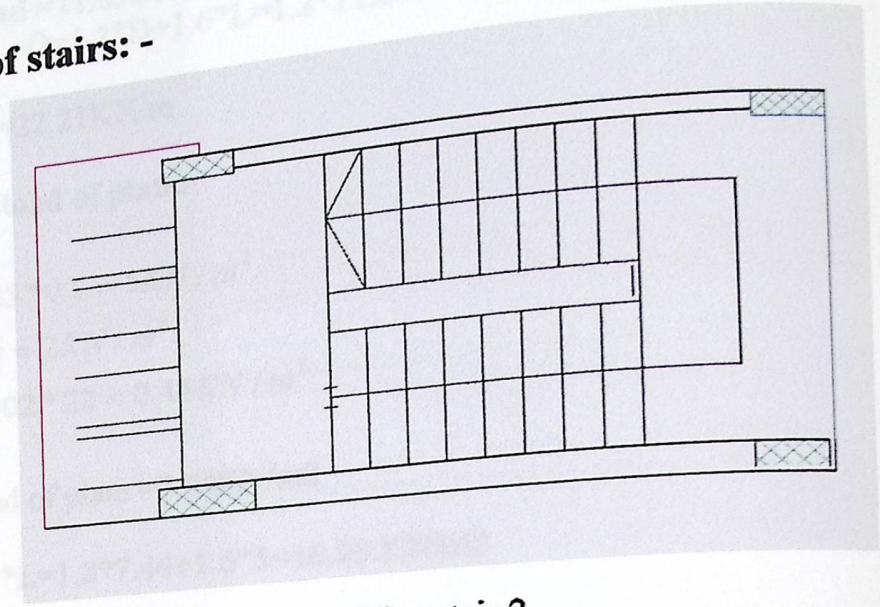


Fig (4-16) : stair 2

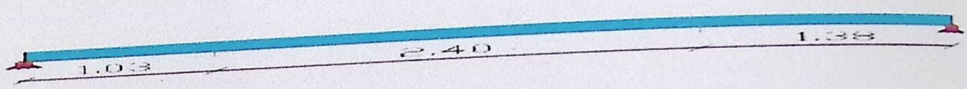



Fig (4-17): dimension of stair

### 4-12-1 Determination of thickness:

$$1-h=\frac{l}{20}=\frac{481}{24}=20cm$$

$$select\ldots h=20cm.$$

$$\theta=\tan^{-1}\frac{20}{30}=33.7^{\circ}$$

### 4-12-2 Dead loads:

#### 4-12-2-1 dead load of stair:

$$1-concreteplate=\frac{0.2*25}{\cos 33.7}=6KN/m^2$$

$$2-steps=0.2*25*0.5=2.5KN/m^2$$

$$3-plaster=\frac{0.03*22}{\cos 33.7}=0.79KN/m^2$$

$$4-V.morter=\frac{0.03*22*20}{30}=0.44KN/m^2$$

$$5-H.morter=0.03*22=0.7KN/m^2$$

$$6-V.plate=\frac{0.03*22*20}{30}=0.44KN/m^2$$

$$7-H.plate=\frac{0.04*22*33}{30}=0.968KN/m^2$$

**Total dead load** =11.838 KN/m2

Q=1.2*D+1.6*L=1.2*11.838+1.6*5=22.21 KN/m2

For 1m strip q=22.21KN/m

**4-12-2-2 dead load of plate:**

$1-concrete = 25*0.2 = 5KN/m^2$

$2-sand\ \&\ tiles = 2KN/m^2$

$3-plaster = 0.02*22 = 0.44KN/m^2$

Total dead load of plate =7.44KN/m2

Q=1.2*D+1.6*L=1.2*7.44+1.6*5=16.93 KN/m2

For 1m strip =7.44 KN/m

## 4-12-3 Moment & shear diagrams:

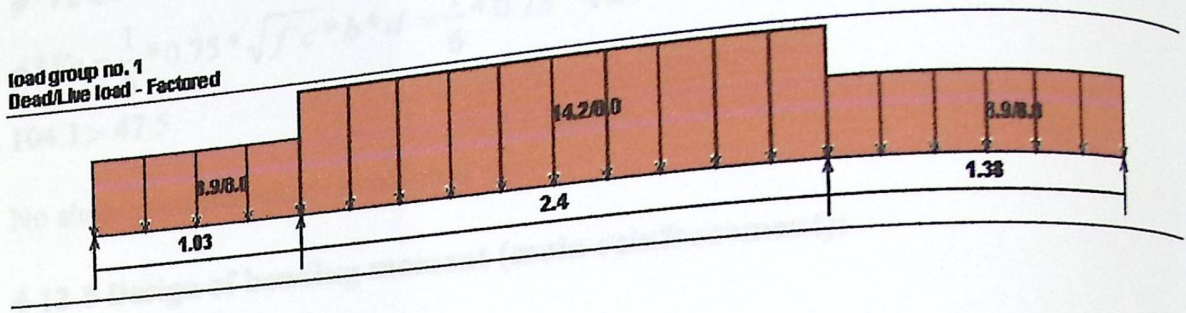



Fig (4-18): Distribution load of stairs.

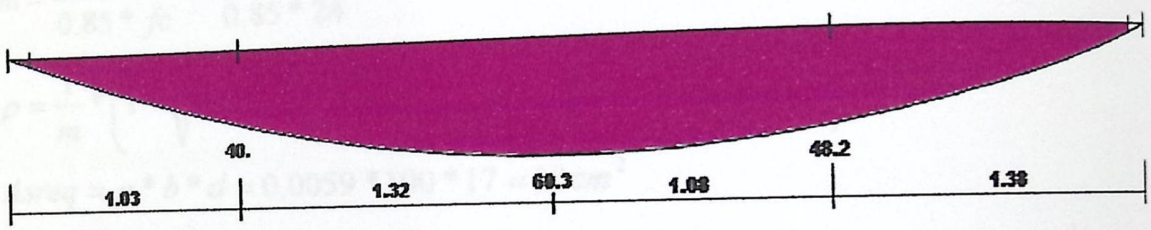



Fig (4-19): Moment Diagram of stairs

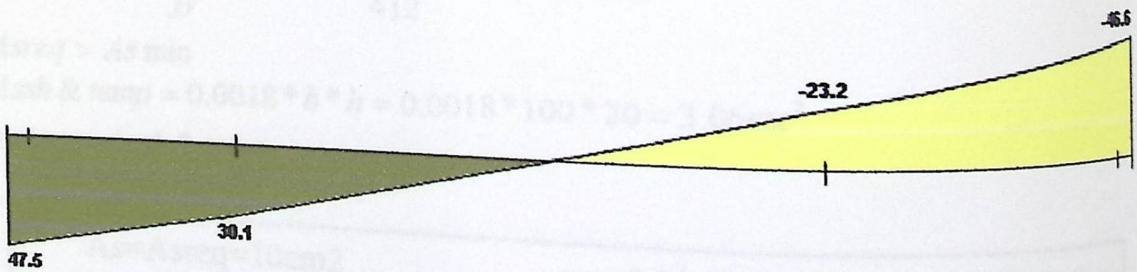



Fig (4-20): Shear Diagram of stairs

**4-12-4 Check shear design:**

$$\phi * Vc \geq Vu$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 170 = 104.1KN$$

$$104.1 > 47.5$$

No shear reinforcement is required

**4-12-5 Design of bending moment (main reinforcement):**

$$Mu = 60.3KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{60.3}{0.9} = 67KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{67 * 10^6}{1000 * 170^2} = 2.32$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20 * 2.32}{412}}\right) = 0.0059$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.0059 * 100 * 17 = 10cm^2$$

$$Asreq = 10cm^2$$

*checkAs* min

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 170}{412} = 4.96cm^2$$

*notless*

$$As\min = \frac{1.4 * b * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{412} = 5.67cm^2$$

$Asreq > As\min$

$Assh\ \&\ temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$

$Asreq > Assh\ \&\ temp$

| | |
|---|---|
| As=Asreq=10cm2 | use Φ14 @15 with As=10.25>Asreq |

**4-12-6 Check for yielding:**

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * fc * a * b$$
$$10.25 * 412 = 0.85 * 24 * a * 1$$
$$43.05 * 10^{-6} = 0.85 * 24 * a * 1$$
$$a = 2.11cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 2.48cm.$$

$$\varepsilon s = \left(\frac{17}{2.48} * 0.003\right) - 0.003 = 0.0175$$
$$\varepsilon s > 0.005$$
$$OK$$

**4-12-7 Development length of bars : -**

$$Ld = \frac{0.5 * fy}{\sqrt{fc'}} * \alpha * \beta * \gamma * db$$
$$for \phi 14:$$
$$Ld = \frac{0.5 * 412}{\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 1.4$$
$$Ld = 60cm$$
$$use:$$
$$Ld = 100cm$$

**4-12-8 Design Secondary reinforcement:**

$$Assh \& temp = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.06cm^2$$

use Φ12 @30 with As=3.77

## 4-13 Design of two way ribbed slab:

### 4-13-1 Load

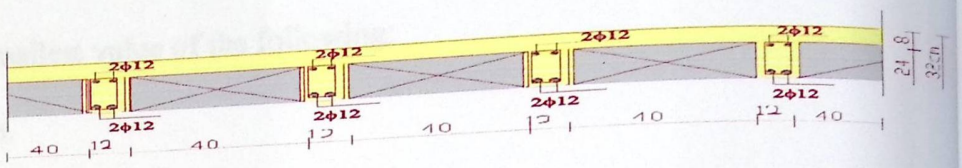



Fig (4-21) rib detail

Lx =5.3 m

Ly =7.1 m

$\frac{Lx}{Ly}=\frac{5.3}{7.1}=0.75$

Kfx=25.2

Kfy=49.6

KAx =1.67 . KAy=1.84 .....( Kfx, Kfy, Ksx, Ksy)=reduction factors from appendix A

DL =8.3 KN/m2

LL =5 KN/m2

qu =1.2*DL+1.6*LL=1.2*8.3+1.6*5=17.96 KN/m2

$$\max Mfx=\frac{qu*Lx^2}{Kfx}=\frac{17.96*5.3^2}{25.2}=20.02KN.m/m$$

$$\max Mfy=\frac{qu*Ly^2}{Kfy}=\frac{17.96*7.1^2}{49.6}=18.25KN.m/m$$

Ax =57 KN/m

$$Ax=\frac{qu*Lx}{KAx}=\frac{17.96*5.3}{1.67}=57KN/m$$

$$Ay=\frac{qu*Ly}{KAy}=\frac{17.96*7.1}{1.84}=69.3KN/m$$

**4-13-2 Design for positive moment for rib in the X_direction:**

Mux =20.02 KN.m

$Mnx=\frac{Mux}{0.9}=22.24$ KN.m

Effective Flange width (bE): .....ACI_318_02 (8.10.2)

Be for T_section is the smallest value of the following:

bE =L/4 =5.3/4=1.325 m.

bE =bw+16*t = 0.12+16*0.08=1.4 m

bE =bw+0.5Lc1+0.5Lc2=0.12+0.5*0.4+0.5*0.4=0.52m

bE =0.52 ..... control

check if a<t for T-section for the rib :

let a = t :

c=0.85*fc'*t*bE=0.85*30*80*520 = 1060.8KN

d =h-cover-d/2= 32-3-(2/2)=28 cm

$Mn=CorT(d-0.5*a)=1060.8*(0.28-0.08)=\frac{254.6}{2}$ KN.m

Mn =254.6 KN.m >22.24 KN.m

So a<t :

Mn =22.24 KN.m.

d=620 cm.

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{412}{0.85*24}=20$$

$$Rn=\frac{(22.24)*10^6}{520*280^2}=0.55MPa$$

$$\rho=\frac{1}{20}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20)(0.55)}{412}}\right)=0.0013>\rho_{min}$$

$$As_{req}=0.0013*52*28=1.93cm^2$$

**4-13-2 Design for positive moment for rib in the X_direction:**

Mux =20.02 KN.m

Mnx=$\frac{Mux}{0.9}$ = 22.24 KN.m

Effective Flange width (bE): .....ACI_318_02 (8.10.2)

Be for T_section is the smallest value of the following:

bE =L/4 =5.3/4=1.325 m.

bE =bw+16*t = 0.12+16*0.08=1.4 m

bE =bw+0.5Lc1+0.5Lc2=0.12+0.5*0.4+0.5*0.4=0.52m

bE =0.52 ..... control

check if a<t for T-section for the rib :

let a = t :

c=0.85*fc'*t*bE=0.85*30*80*520 = 1060.8KN

d =h-cover-d/2= 32-3-(2/2)=28 cm

Mn=CorT(d-0.5*a) =1060.8*(0.28-0.08)=$\frac{254.6}{2}$ KN.m

Mn =254.6 KN.m >22.24 KN.m

So a<t :

Mn =22.24 KN.m.

d=620 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$Rn = \frac{(22.24) * 10^6}{520 * 280^2} = 0.55MPa$$

$$\rho = \frac{1}{20}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(0.55)}{412}}\right) = 0.0013 > \rho_{min}$$

$$As_{req} = 0.0013 * 52 * 28 = 1.93cm^2$$

Check As min :

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc} * bw * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 120 * 280}{412} = 1.09cm2$$

Not less than :

$$As\min = \frac{1.4 * bw * d}{fy} = \frac{1.4 * 120 * 280}{412} = 1.12cm2$$

As req =1.93>As min

Select 2 Φ 12 with As =2.26>As req

**4-13-3 Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$$2.26 * 412 = 0.85 * 24 * a * 52$$

$$a = 0.72cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 0.84cm.$$

$$\varepsilon s = \left(\frac{28}{0.84} * 0.003\right) - 0.003 = 0.097$$

$$\varepsilon s > 0.005$$

$OK$

**4-13-4 Design of positive moment for rib in Y-direction:**

Muy = 18.25 KN.m.

$$Mny = \frac{18.25}{0.9} = 20.28KN.m$$

Effective Flange width (bE): .....ACI_318_02 (8.10.2)
Be for T_section is the smallest value of the following:

bE =L/4 =7.1/4=1.775 m.

bE =bw+16*t = 0.12+16*0.08=1.4 m

bE =bw+0.5Lc1+0.5Lc2=0.12+0.5*0.4+0.5*0.4=0.52m

bE =0.52 ..... control

check if a<t for T-section for the rib :

let a = t :

C = 0.85*fc'*t*bE=0.85*30*80*520 = 1060.8KN

d =h-cover-d/2= 32-3-(2/2)=28 cm

Mn=CorT(d-0.5*a) =1060.8*(0.28-0.08)/2=254.6 KN.m

Mn =254.6 KN.m >22.24 KN.m

So a<t :

Mn =20.28 KN.m.

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$Rn = \frac{(20.28) * 10^6}{520 * 280^2} = 0.50MPa$$

$$\rho = \frac{1}{20}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(0.50)}{412}}) = 0.0012 > \rho_{min}$$

$$As_{req} = 0.0012 * 52 * 28 = 1.75cm^2$$

Check As min :

$$As\min = \frac{0.25 * \sqrt{fc} * bw * d}{fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 120 * 280}{420} = 1cm2$$

Not less than :

$$As\min = \frac{1.4 * bw * d}{fy} = \frac{1.4 * 120 * 280}{420} = 1.12cm2$$

As req =1.75>As min

Select 2 Φ 12 with As =2.26>As req

**4-13-5 Check for yielding:**

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * fc * a * b$$
$$2.26 * 412 = 0.85 * 24 * a * 52$$
$$a = 0.89cm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 1.05cm$$

$$\varepsilon s = \left(\frac{28}{1.05} * 0.003\right) - 0.003 = .077$$
$$\varepsilon s > 0.005$$
$$OK$$

Anchorage reinforcement for resistance against rotation:

$$As = \frac{1}{3} * Asreq = \frac{1}{3} * 1.93 = 0.643cm2$$

Select 1 Φ 12 with As =1.13>As req

**4-13-6 Design the shear for the two-way rib in both directions:**

$$\varphi * Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 120 * 280 = 20.6\,KN$$

$$\phi * Vs\min = \frac{1}{3} * \phi * bw * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 280 = 8.4KN$$

$$\frac{1}{3} * \phi * \sqrt{fc} * bw * d = \frac{1}{3} * 0.75 * 120 * \sqrt{24} * 280 = 41.15KN$$

$$\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{fc'} * bw * d = 0.75 * \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 120 * 280 = 82.3KN$$

$$\phi * Vc + \frac{1}{3} * \phi * \sqrt{fc'} * bw * d > Vu > \phi * Vc + \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$20.6 + 41.15 < 69.3 < 20.6 + 82.3$$

$$61.75 < 69.3 < 102.9$$

$$category\,(5) is satisfied$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{69.3}{0.75} - \frac{20.6}{0.75} = 63.2KN.$$

$$use\,\phi 8$$

$$Av = 50.24mm^2.$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 50.24 * 412 * 280}{63.2 * 10^3} = 196.94mm = 19.7cm.$$

$$S < \frac{d}{4} = \frac{28}{4} = 7cm$$

$$use \therefore S = 5cm$$

Select Φ 8 @5cm

## 4-14Design of Shear Wall:

### 4-14-1 Calculation of Loads:

$$W_{for\ one\ floor} = Dl * Area + Ll * Area * 0.25$$

$$W_{for9\ to\ right\ 5\ floor} = 8.74 * 553.40 + 2.5 * 553.40 * 0.25 = 5183KN$$

$$W_{for\ 4\ to\ 1\ floor} = 8.74 * 689 + 2.5 * 0.25 * 689 = 6453KN$$

### 4-14-2 Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

**Z=0.3 zone "3"**

**R= 5.5**

**I=1**

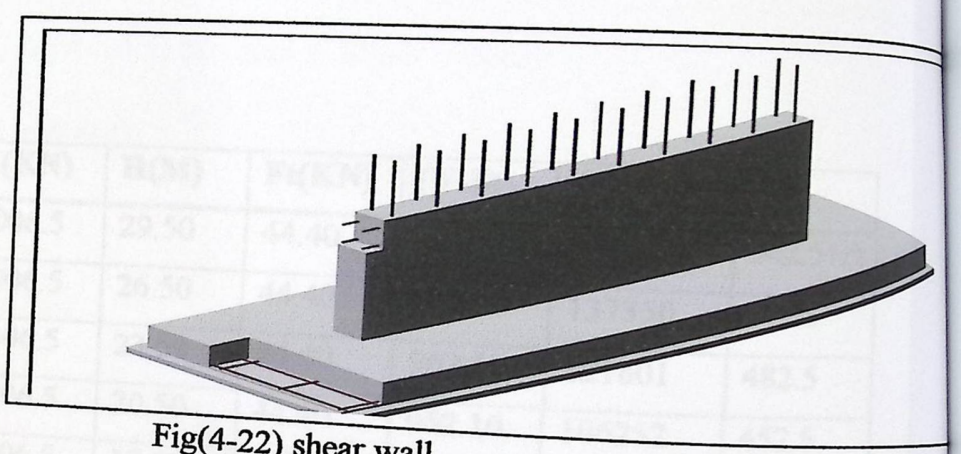
**Ca = 0.3**

**Cv = 0.3**

**hn=27.6**

**Ct = 0.02**

**Where:**



Fig(4-22) shear wall

*Z*=Seismic zone factor as given in table 16-1.

*R*= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

*I*= importance factor given in table 16-K.

*Ca* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

*Ct* = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

*Cv* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

***hi, hn, hx*** = height in feet (m) above the base to level *i , n or x*, respectively.

## 4-14Design of Shear Wall:

### 4-14-1 Calculation of Loads:

$$W_{\text{for one floor}} = DI * Area + LI * Area * 0.25$$

$$W_{\text{for 9 to right 5 floor}} = 8.74 * 553.40 + 2.5 * 553.40 * 0.25 = 5183KN$$

$$W_{\text{for 4 to 1 floor}} = 8.74 * 689 + 2.5 * 0.25 * 689 = 6453KN$$

### 4-14-2 Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

**Z=0.3 zone "3"**

**R= 5.5**

**I=1**

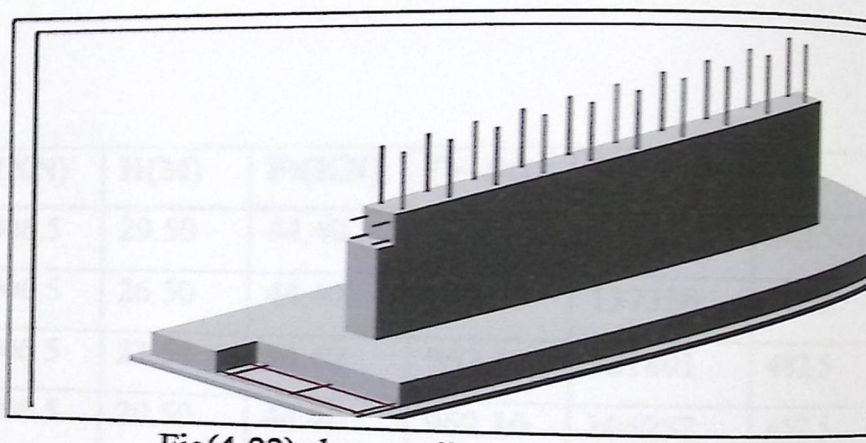
**Ca = 0.3**

**Cv = 0.3**

**hn=27.6**

**Ct = 0.02**

**Where:**



Fig(4-22) shear wall

*Z*=Seismic zone factor as given in table 16-1.

*R*= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

*I*= importance factor given in table 16-K.

*Ca* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

*Ct* = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

*Cv* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

***hi, hn, hx*** = height in feet (m) above the base to level *i* , *n or x*, respectively.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{Eq.... 30-8 (UBC)}$$

$$T = 0.0488(30.30)^{3/4} = 0.63$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.3*1}{5.5*0.63} * W = 0.0865W \quad \text{.....Control}$$

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R.} W = \frac{2.5*0.3*1}{5.5} * W = 0.136W$$

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11*0.3*1*W = 0.033W$$

$$V = 0.0865*W = 0.0865*11636 = 1006.50\ KN \quad \text{....Control}$$

$$F_t = 0.07*T*V = 0.07*0.63*1006.50 = 44.40KN$$

| Floor | W(KN) | V(KN) | H(M) | Ft(KN) | (V-Ft) | (W*H) | Fx |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9 | 5183 | 1006.5 | 29.50 | 44.40 | 962.10 | 152899 | 542.5+ |
| 8 | 5183 | 1006.5 | 26.50 | 44.40 | 962.10 | 137350 | 512.5 |
| 7 | 5183 | 1006.5 | 23.50 | 44.40 | 962.10 | 121801 | 482.5 |
| 6 | 5183 | 1006.5 | 20.50 | 44.40 | 962.10 | 106252 | 452.5 |
| 5 | 5183 | 1006.5 | 17.50 | 44.40 | 962.10 | 90703 | 422.5 |
| 4 | 6453 | 1006.5 | 14.70 | 44.40 | 962.10 | 94859 | 322.5 |
| 3 | 6453 | 1006.5 | 11.60 | 44.40 | 962.10 | 74855 | 222.5 |
| 2 | 6453 | 1006.5 | 7.20 | 44.40 | 962.10 | 46462 | 122.5 |
| 1 | 6453 | 1006.5 | 3.50 | 44.40 | 962.10 | 22586 | 80.5 |
| | | | | | | 847767 | |

Table(4.3) Calculation of the total Fx.

$$Vu = Fx*30\%$$

$$Vu9 = 686.9*0.3 = 206$$

| Floor | Fx | Vu | Mu |
|---|---|---|---|
| 9 | 686.9 | 206 | 721 |
| 8 | 1199.4 | 360 | 1981 |
| 7 | 1681.9 | 505 | 3749 |
| 6 | 2134.4 | 640 | 5989 |
| 5 | 2556.9 | 767 | 8673 |
| 4 | 2879.4 | 864 | 11697 |
| 3 | 3101.9 | 931 | 14956 |
| 2 | 3224.4 | 967 | 18340 |
| 1 | 3304.9 | 992 | 21812 |

Table (4.4) Moment & Shear Values

**4-14-3 Design of shear wall #(2):**

Fc = 24 MPa

Fy = 412 MPa

t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 7 m .shear wall width

hw=30.30story height

**4-14-3-1 Design of the Horizontal reinforcement:**

**- internal forces & moments:**

$$\sum Fx = Vu = 6232KN$$

$$Mu = 21812KN.m$$

$$Pu_{w\ of\ wall} = 7 * 24 * 0.3 * 7.2 = 363KN$$

**Design it by using plain concrete**

$$\phi * Vn \geq Vu$$

$$0.55 * \sqrt{24} * 7000 * 300 * .11 = 622.42$$

$$622.42 < 6232KN$$

*Plain concrete not Satisfied*

Check of eccentricity e = 21812/363 = 60>>1.17

**Design it by using Reinforced concrete**

$$Mu = 21812KN.m$$

$$Pu = 363KN$$

$$Vu = 6232KN$$

Design of shear

$$d = 7 - 0.8 = 6.2m$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 6200 = 1139KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * Vc = 569.5KN < 6232KN$$

$\therefore$ *We have Shear* Reinf *orcement*

$$\phi * Vc + \phi * Vs \geq Vu \Rightarrow 1139 + \phi * Vs = 6232$$

$$\phi * Vs = 5093KN$$

$$\phi * Vs = 0.75 * Fy * d * \left(\frac{Av}{S}\right)_{req} = 5093$$

$$\left(\frac{Av}{S}\right)_{req} = \frac{5093 * 10^{+3}}{0.75 * 400 * 6200} = 27.38mm = 2.738cm \quad \text{.....Control}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 30 = 0.075cm$$

$$S_{\min} = \frac{Lw}{5} = \frac{620}{5} = 124cm$$

$$S_{\min} = 3 * h = 3 * 30 = 90cm$$

$$S_{\min} = 450mm = 45cm$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right) = \frac{16\phi 32}{45} = 2.85 > 2.74 \qquad Satisfied$$

**4-14-3-2 Design of the Vertical reinforcement:**

$$\rho_{\min} = 0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_h = (2 * 0.785 * \frac{100}{15}) / 100 * 30 = 3.48 * 10^{-3}$$

$$\rho_{\min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{30}{700})(3.48 * 10^{-3} - 0.0025)$$

$$\rho_{\min} = 3.74 * 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho * b * h = 0.00374 * 30 * 100 = 11.22cm^2 \qquad At \quad 2 - side$$

Select Φ 12 @ 10cm. $As_{provided} = 11.3cm^2$

**4-14-3-3 Design of moment:**

d=620 cm.

Mu = 21812 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20$$

$$Rn = \frac{(21812/0.9) * 10^6}{300 * 6200^2} = 2.1MPa$$

$$\rho = \frac{1}{20}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20)(2.1)}{412}}) = 0.0056 > \rho_{\min}$$

$$As_{req} = 0.0056 * 30 * 620 = 104.16cm^2$$

Select 13 Φ 32 $As_{provided} = 104.5cm^2$

## ٤-١٤-٤ Design of heavy loaded shear wall:

The Vertical reinforcement ( $As_{req}\phi 12/10cm$ )

$$As_{ver} = 10*1.2*\frac{700}{10} = 840cm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2+\frac{0.85*\beta_1*fc'*Lw*h}{As*fy}}$$

$$= \frac{1}{2+\frac{0.85*.85*24'*6200*300}{840*412}} = 0.01$$

$$M1 = \phi(0.5*fy*As*Lw*(1-\frac{Z}{Lw}))$$

$$M1 = 0.9*0.5*840*412*6200*(1-0.01) = 928KN.m$$

$$M2 = Mu - M1 = 21812 - 928 = 20884KN.m$$

$$As_{heavy} = \frac{M2/\phi}{Fy(Lw-Cw)} = \frac{(20884/0.9)}{412(6200-200)} = 9.67cm^2 \quad \text{.....Control}$$

Select Φ 12 # $of \quad bars = \frac{9.67}{1.13} = 9 \quad bars$

# صل الخامس

٥

## ستنتاجات والتوصيات

- الاستنتاجات
- التوصيات

## الاستنتاجات:

خطوة الأولى في عملية التصميم الإنشائي هي دراسة المخططات المعمارية دراسة جيدة,
ت المخططات المعمارية متقنة ومصممة تصميميا جيدا , كانت عملية التصميم الإنشائي
هل وأسرع .

معرفة العوامل المحيطة بالمنشأ المراد تصميمه من اجل معرفة القوى الناتجة عن تلك

أهم الخطوات في عملية التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية
ن خلال النظرة الشمولية للمبنى , ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد
يفية التصميم مع اخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

ة التصميم يتم البدء من اعلى المبنى وهي العقدات بكل ما فيها من عناصر, حتى يتم
ى الأساسات , وذلك حتى يتم تقدير الحمل الكلي الواقع على الأساسات,أما
لتنفيذ فانه يتم البدء بالأساسات حتى يتم الوصول إلى اعلى المبنى.

دام نظام (one way ribbed slab) بكمية قليلة في المبنى , فكانت أغلبية العقدات
two way ribbed) وذلك نظرا لان المسافات بين الأعمدة كانت كبيرة , وهي أكثر
حمل , كما تم استخدام عقدات (solid slab) لبيوت الدرج والمصاعد , لأنها أكثر
عقدات الأعصاب في تحمل الأحمال المركزة .

٦. تم استخدام الجسور من نوع(drop beam&hidden beam) لجسور الداير وذلك لان أحمالها كبيرة وسمكها قليل .

٧.تم تصميم أساسات المبنى بناءا على إن قدرة تحمل التربة هي (٥٠٠ KN/m٢) ,وبذلك تم اختيار الشكل النهائي للأساس وبناءا على نوع العناصر الإنشائية الواقعة على ذلك الأساس من أعمدة وجدران وغيره.

٨. تم استخدام الأساسات المنفردة عندما يتم حمل عمود, واستخدام الأساس المستمر عندما يتم حمل جدار مسلح مستمر .

٩.تم استخدام برنامج (Atir&strap) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد ان تم حسابها يدويا وكانت النتائج متطابقة.

١٠. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

١١. على كل من يقوم بعملية التصميم الإنشائي أن يتمتع بالقدرة على التصميم اليدوي إلى جانب المعرفة الجيدة ببرامج التصميم المتنوعة .

١٢.من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يستطيع من خلاله عمل تصميم قابل للتنفيذ على ارض الواقع, وهذا يتطلب خبرة عملية.

## ٥-٢ التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم . ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بان تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط بان يختار مشاريع ذات طابع إنشائي .

ففي البداية, يجب تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم اختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى , ذلك أن غالبية الأبنية هي خرسانية وبواجهات حجرية . ولا بد في هذه المرحلة أن تتوفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها , وذلك من خلال القيام بعمل اختبار لقوة تحملها, بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة , وأيضا بالتوافق والتنسيق مع المعماري , ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة , بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في أرجاء المبنى, ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع :

١. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية , والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة .

٢.تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج وغيرها .

٣. تصميم العناصر الراسية من أعمدة وجدران .

٤. التأكد من كفاءة جدران القص مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعة بانتظام في أرجاء المبنى, وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة , وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها .

٥. تصميم الجدران الاستنادية (Basement wall) .

٦. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة : المنفصلة , المشتركة , المستمرة , والحصيرة.

٧. يجب القيام بعملية الدمك المطلوبة تحت المدة الأرضية بشكل جيد وفقا للكود الأمريكي .

٨. المراجعة النهائية للتفاصيل الإنشائية , والتأكد من التوافق التام بينها وبين المخططات والتفاصيل المعمارية.

## المصادر والمراجع:


١. مجلس البناء الوطني الأردني , كود البناء الوطني الأردني , كوده الأحمال والقوى , عمان , الأردن , ١٩٩٠ م .

٢. منتديات الهندسة نت www.alhandasa.net.

٤. American concrete institute (ACI), Building code Requirements for structural concrete (ACI – ٣١٨-٠٢).

٥.A .M.Neville , Properties of concrete , Third edition ,Longman Scientific technical

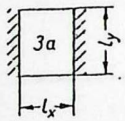
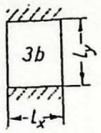
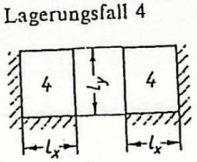
# Appendix A

## Reduction factor for the two- way slab

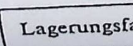
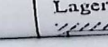
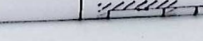
Tafel 6.6 Beiwerte $k$ für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

| | Lagerungsfall 1 | | | Lagerungsfall 2a | | | | Lagerungsfall 2b | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| |  | | |  | | | |  | | | |
| $l_y : l_x$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Ax} \approx k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ |
| 1,00 | 27,2 | 27,2 | 2,19 | 31,4 | 41,2 | 11,9 | 2,59 | 2,47 | 41,2 | 29,4 | 11,9 | 2,59 | 1,72 |
| 1,05 | 24,5 | 27,5 | 2,14 | 29,2 | 43,2 | 11,3 | 2,56 | 2,44 | 36,5 | 29,0 | 11,3 | 2,49 | 1,67 |
| 1,10 | 22,4 | 27,9 | 2,09 | 27,3 | 45,1 | 10,9 | 2,54 | 2,42 | 31,9 | 28,8 | 10,9 | 2,42 | 1,63 |
| 1,15 | 20,7 | 28,4 | 2,05 | 25,8 | 47,1 | 10,5 | 2,52 | 2,41 | 28,3 | 28,8 | 10,4 | 2,34 | 1,59 |
| 1,20 | 19,1 | 29,1 | 2,02 | 24,5 | 48,8 | 10,2 | 2,51 | 2,41 | 25,9 | 28,9 | 10,1 | 2,29 | 1,56 |
| 1,25 | 17,8 | 29,9 | 1,99 | 23,4 | 50,3 | 9,9 | 2,50 | 2,40 | 23,4 | 29,2 | 9,8 | 2,23 | 1,53 |
| 1,30 | 16,8 | 30,9 | 1,96 | 22,4 | 51,8 | 9,7 | 2,50 | 2,40 | 21,7 | 29,7 | 9,6 | 2,19 | 1,51 |
| 1,35 | 15,8 | 31,8 | 1,94 | 21,6 | 53,2 | 9,4 | 2,49 | 2,40 | 20,1 | 30,2 | 9,3 | 2,15 | 1,49 |
| 1,40 | 15,0 | 32,8 | 1,92 | 21,0 | 54,3 | 9,3 | 2,49 | 2,41 | 18,8 | 30,8 | 9,2 | 2,12 | 1,47 |
| 1,45 | 14,3 | 33,8 | 1,90 | 20,3 | 55,0 | 9,1 | 2,48 | 2,41 | 17,5 | 31,6 | 9,0 | 2,09 | 1,45 |
| 1,50 | 13,7 | 34,7 | 1,89 | 19,8 | 55,6 | 9,0 | 2,48 | 2,42 | 16,6 | 32,3 | 8,9 | 2,07 | 1,44 |
| 1,55 | 13,2 | 35,4 | 1,88 | 19,4 | 56,2 | 8,9 | 2,47 | 2,42 | 15,7 | 33,0 | 8,8 | 2,05 | 1,43 |
| 1,60 | 12,7 | 36,1 | 1,87 | 19,0 | 56,8 | 8,8 | 2,47 | 2,43 | 15,0 | 33,6 | 8,7 | 2,03 | 1,42 |
| 1,65 | 12,3 | 36,7 | 1,86 | 18,6 | 57,3 | 8,7 | 2,47 | 2,43 | 14,3 | 34,3 | 8,6 | 2,01 | 1,41 |
| 1,70 | 11,9 | 37,3 | 1,85 | 18,3 | 57,8 | 8,6 | 2,47 | 2,44 | 13,8 | 34,9 | 8,5 | 1,99 | 1,40 |
| 1,75 | 11,5 | 37,9 | 1,84 | 18,0 | 58,2 | 8,5 | 2,47 | 2,45 | 13,2 | 35,6 | 8,45 | 1,98 | 1,39 |
| 1,80 | 11,3 | 38,5 | 1,83 | 17,8 | 58,6 | 8,4 | 2,47 | 2,46 | 12,8 | 36,2 | 8,4 | 1,97 | 1,39 |
| 1,85 | 11,0 | 38,9 | 1,82 | 17,5 | 58,8 | 8,3 | 2,47 | 2,47 | 12,3 | 36,9 | 8,35 | 1,96 | 1,38 |
| 1,90 | 10,8 | 39,4 | 1,82 | 17,4 | 59,0 | 8,3 | 2,47 | 2,47 | 12,0 | 37,5 | 8,3 | 1,96 | 1,38 |
| 1,95 | 10,6 | 39,8 | 1,82 | 17,2 | 59,1 | 8,3 | 2,47 | 2,47 | 11,6 | 38,2 | 8,25 | 1,95 | 1,37 |
| 2,00 | 10,4 | 40,3 | 1,82 | 17,1 | 59,2 | 8,3 | 2,47 | 2,47 | 11,4 | 38,8 | 8,2 | 1,95 | 1,37 |

Tafel 6.7 Beiwerte $k$ für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

| | Lagerungsfall 3a | | | | | Lagerungsfall 3b | | | | | Lagerungsfall 4 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| |  | | | | |  | | | | |  | | | | | |
| $l_y : l_x$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ |
| 1,00 | 35,1 | 61,7 | 14,3 | 1,94 | 2,95 | 63,3 | 35,1 | 14,3 | 2,95 | 1,94 | 42,7 | 40,2 | 14,3 | 14,3 | 1,96 | 1,96 |
| 1,05 | 33,0 | 64,5 | 13,8 | 1,92 | 2,95 | 52,2 | 33,7 | 13,4 | 2,82 | 1,86 | 38,0 | 41,0 | 13,3 | 13,8 | 1,89 | 1,93 |
| 1,10 | 31,7 | 67,2 | 13,5 | 1,91 | 2,95 | 46,1 | 32,9 | 12,7 | 2,71 | 1,80 | 35,1 | 42,0 | 12,7 | 13,6 | 1,83 | 1,90 |
| 1,15 | 30,4 | 69,6 | 13,2 | 1,90 | 2,95 | 39,8 | 32,2 | 12,0 | 2,60 | 1,74 | 32,2 | 42,9 | 12,0 | 13,3 | 1,78 | 1,88 |
| 1,20 | 29,4 | 71,5 | 13,0 | 1,90 | 2,95 | 35,5 | 31,7 | 11,5 | 2,52 | 1,69 | 30,0 | 44,0 | 11,5 | 13,1 | 1,75 | 1,87 |
| 1,25 | 28,5 | 72,8 | 12,7 | 1,90 | 2,95 | 31,5 | 31,3 | 11,1 | 2,44 | 1,65 | 28,0 | 45,6 | 11,1 | 12,9 | 1,72 | 1,86 |
| 1,30 | 27,8 | 73,5 | 12,6 | 1,90 | 2,95 | 28,5 | 31,2 | 10,7 | 2,38 | 1,61 | 26,5 | 47,6 | 10,7 | 12,8 | 1,69 | 1,85 |
| 1,35 | 27,1 | 74,1 | 12,4 | 1,90 | 2,95 | 25,8 | 31,2 | 10,3 | 2,32 | 1,58 | 25,2 | 49,6 | 10,3 | 12,7 | 1,67 | 1,84 |
| 1,40 | 26,6 | 74,6 | 12,3 | 1,90 | 2,95 | 23,7 | 31,4 | 10,0 | 2,27 | 1,55 | 24,1 | 51,0 | 10,0 | 12,6 | 1,65 | 1,84 |
| 1,45 | 26,1 | 75,3 | 12,2 | 1,90 | 2,95 | 22,0 | 31,7 | 9,75 | 2,22 | 1,52 | 23,1 | 52,1 | 9,8 | 12,5 | 1,64 | 1,83 |
| 1,50 | 25,8 | 75,8 | 12,2 | 1,91 | 2,96 | 20,4 | 32,1 | 9,5 | 2,18 | 1,50 | 22,2 | 53,0 | 9,6 | 12,4 | 1,64 | 1,83 |
| 1,55 | 25,4 | 76,5 | 12,1 | 1,91 | 2,96 | 19,0 | 32,7 | 9,3 | 2,14 | 1,47 | 21,6 | 54,1 | 9,4 | 12,3 | 1,63 | 1,82 |
| 1,60 | 25,2 | 77,0 | 12,0 | 1,92 | 2,96 | 17,9 | 33,3 | 9,2 | 2,11 | 1,46 | 21,0 | 54,8 | 9,2 | 12,3 | 1,63 | 1,82 |
| 1,65 | 24,9 | 77,0 | 12,0 | 1,92 | 2,96 | 16,9 | 34,0 | 9,05 | 2,09 | 1,44 | 20,4 | 55,6 | 9,1 | 12,2 | 1,62 | 1,82 |
| 1,70 | 24,7 | 77,0 | 12,0 | 1,93 | 2,96 | 16,0 | 34,9 | 8,9 | 2,07 | 1,43 | 19,9 | 56,3 | 8,9 | 12,2 | 1,62 | 1,82 |
| 1,75 | 24,5 | 77,0 | 12,0 | 1,93 | 2,96 | 15,2 | 35,9 | 8,8 | 2,05 | 1,42 | 19,5 | 57,0 | 8,8 | 12,2 | 1,61 | 1,82 |
| 1,80 | 24,4 | 77,0 | 12,0 | 1,94 | 2,97 | 14,6 | 37,1 | 8,7 | 2,03 | 1,41 | 19,1 | 57,7 | 8,7 | 12,2 | 1,60 | 1,82 |
| 1,85 | 24,3 | 77,0 | 12,0 | 1,94 | 2,97 | 13,9 | 38,3 | 8,6 | 2,01 | 1,40 | 18,7 | 58,3 | 8,6 | 12,2 | 1,60 | 1,82 |
| 1,90 | 24,3 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 2,97 | 13,4 | 39,7 | 8,5 | 2,00 | 1,40 | 18,4 | 59,0 | 8,5 | 12,2 | 1,59 | 1,82 |
| 1,95 | 24,2 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 2,97 | 12,9 | 41,1 | 8,4 | 1,99 | 1,39 | 18,1 | 59,6 | 8,4 | 12,2 | 1,59 | 1,82 |
| 2,00 | 24,1 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 2,97 | 12,5 | 42,4 | 8,4 | 1,98 | 1,39 | 17,9 | 60,2 | 8,4 | 12,2 | 1,58 | 1,82 |

Tafel 6.8 Beiwerte $k$ für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

| | Lagerungsfall 5a | Lagerungsfall 5b | Lagerungsfall 6 |
|---|---|---|---|
| |  |  |  |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,75 | 24,3 | 77,0 | 12,0 | 1,94 | 14,6 | 37,1 | 8,7 | 2,03 | 1,41 | 19,1 | 57,7 | 8,7 | 12,2 | 1,60 | 1,82 | | | | | | | | | |
| 1,80 | 24,4 | 77,0 | 12,0 | 1,94 | 13,9 | 38,3 | 8,6 | 2,01 | 1,40 | 18,7 | 58,3 | 8,6 | 12,2 | 1,59 | 1,82 | | | | | | | | | |
| 1,85 | 24,3 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 13,4 | 39,7 | 8,5 | 2,00 | 1,40 | 18,4 | 59,0 | 8,5 | 12,2 | 1,59 | 1,82 | | | | | | | | | |
| 1,90 | 24,3 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 12,9 | 41,1 | 8,4 | 1,99 | 1,39 | 18,1 | 59,6 | 8,4 | 12,2 | 1,58 | 1,82 | | | | | | | | | |
| 1,95 | 24,2 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 12,5 | 42,4 | 8,4 | 1,98 | 1,39 | 17,9 | 60,2 | 8,4 | 12,2 | | | | | | | | | | | |
| 2,00 | 24,1 | 77,0 | 12,0 | 1,95 | 2,97 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tafel 6.8 Beiwerte $k$ für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

| | Lagerungsfall 5a | | | | | Lagerungsfall 5b | | | | | Lagerungsfall 6 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| |  | | | | |  | | | | |  | | | | |
| $l_y : l_x$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ | $k_{Fx}$ | $k_{Fy}$ | $k_{Sx}$ | $k_{Sy}$ | $k_{Ax}$ | $k_{Ay}$ |
| 1,00 | 44,1 | 55,9 | 16,2 | 18,3 | 2,11 | 2,21 | 59,5 | 44,1 | 18,3 | 16,2 | 2,21 | 2,11 | 56,8 | 56,8 | 19,4 | 19,4 | 2,24 | 2,24 |
| 1,05 | 40,5 | 57,5 | 15,3 | 17,9 | 2,05 | 2,14 | 51,6 | 43,6 | 16,6 | 15,4 | 2,10 | 2,05 | 50,6 | 58,2 | 18,2 | 18,8 | 2,17 | 2,20 |
| 1,10 | 37,9 | 60,3 | 14,8 | 17,7 | 2,01 | 2,10 | 46,1 | 43,7 | 15,4 | 14,8 | 2,01 | 2,00 | 46,1 | 60,3 | 17,1 | 18,4 | 2,10 | 2,16 |
| 1,15 | 35,5 | 64,2 | 14,2 | 17,6 | 1,97 | 2,09 | 41,4 | 44,2 | 14,4 | 14,3 | 1,95 | 1,97 | 42,4 | 62,6 | 16,3 | 18,1 | 2,05 | 2,14 |
| 1,20 | 33,8 | 66,2 | 13,9 | 17,5 | 1,96 | 2,09 | 37,5 | 44,8 | 13,5 | 13,9 | 1,89 | 1,94 | 39,4 | 65,8 | 15,5 | 17,9 | 2,01 | 2,12 |
| 1,25 | 32,3 | 67,7 | 13,5 | 17,5 | 1,94 | 2,10 | 34,2 | 45,8 | 12,7 | 13,5 | 1,85 | 1,91 | 37,0 | 69,4 | 14,9 | 17,7 | 1,98 | 2,11 |
| 1,30 | 31,0 | 69,0 | 13,2 | 17,5 | 1,93 | 2,11 | 31,8 | 46,9 | 12,2 | 13,3 | 1,81 | 1,89 | 34,8 | 73,6 | 14,5 | 17,6 | 1,96 | 2,10 |
| 1,35 | 29,9 | 70,5 | 12,9 | 17,5 | 1,92 | 2,12 | 29,6 | 48,6 | 11,6 | 13,1 | 1,78 | 1,87 | 33,3 | 78,4 | 14,0 | 17,5 | 1,94 | 2,09 |
| 1,40 | 29,0 | 72,0 | 12,7 | 17,5 | 1,92 | 2,13 | 28,0 | 50,3 | 11,2 | 13,0 | 1,76 | 1,86 | 31,9 | 83,4 | 13,7 | 17,5 | 1,92 | 2,09 |
| 1,45 | 28,2 | 73,4 | 12,6 | 17,5 | 1,93 | 2,16 | 26,4 | 52,3 | 10,9 | 12,8 | 1,73 | 1,85 | 30,6 | 89,4 | 13,4 | 17,5 | 1,92 | 2,10 |
| 1,50 | 27,6 | 75,2 | 12,5 | 17,5 | 1,94 | 2,19 | 25,2 | 55,0 | 10,6 | 12,7 | 1,71 | 1,85 | 29,6 | 93,5 | 13,2 | 17,5 | 1,92 | 2,12 |
| 1,55 | 27,0 | 76,9 | 12,4 | 17,5 | 1,94 | 2,19 | 24,2 | 58,2 | 10,3 | 12,6 | 1,70 | 1,84 | 28,8 | 96,1 | 13,0 | 17,5 | 1,92 | 2,12 |
| 1,60 | 26,5 | 78,7 | 12,3 | 17,5 | 1,94 | 2,19 | 23,3 | 61,6 | 10,1 | 12,6 | 1,69 | 1,84 | 28,1 | 98,1 | 12,8 | 17,5 | 1,92 | 2,12 |
| 1,65 | 26,1 | 80,5 | 12,2 | 17,5 | 1,94 | 2,19 | 22,5 | 65,6 | 9,9 | 12,5 | 1,68 | 1,84 | 27,5 | 99,9 | 12,7 | 17,5 | 1,92 | 2,12 |
| 1,70 | 25,7 | 82,5 | 12,2 | 17,5 | 1,94 | 2,19 | 21,7 | 70,4 | 9,7 | 12,5 | 1,67 | 1,84 | 26,9 | 101,3 | 12,5 | 17,5 | 1,91 | 2,12 |
| 1,75 | 25,2 | 84,6 | 12,1 | 17,5 | 1,94 | 2,20 | 21,1 | 75,0 | 9,5 | 12,4 | 1,66 | 1,83 | 26,4 | 102,4 | 12,4 | 17,5 | 1,91 | 2,12 |
| 1,80 | 25,1 | 86,8 | 12,1 | 17,5 | 1,94 | 2,20 | 20,5 | 79,6 | 9,4 | 12,4 | 1,65 | 1,83 | 26,0 | 103,3 | 12,3 | 17,5 | 1,91 | 2,12 |
| 1,85 | 24,9 | 89,2 | 12,0 | 17,5 | 1,94 | 2,20 | 20,0 | 84,7 | 9,2 | 12,3 | 1,64 | 1,83 | 25,7 | 104,0 | 12,2 | 17,5 | 1,91 | 2,12 |
| 1,90 | 24,7 | 91,7 | 12,0 | 17,5 | 1,95 | 2,21 | 19,5 | 89,8 | 9,0 | 12,3 | 1,63 | 1,83 | 25,4 | 104,6 | 12,1 | 17,5 | 1,91 | 2,13 |
| 1,95 | 24,6 | 94,3 | 12,0 | 17,5 | 1,95 | 2,21 | 19,1 | 95,4 | 8,9 | 12,3 | 1,62 | 1,82 | 25,2 | 104,9 | 12,0 | 17,5 | 1,91 | 2,13 |
| 2,00 | 24,5 | 97,0 | 12,0 | 17,5 | 1,95 | 2,21 | 18,7 | 101,0 | 8,8 | 12,3 | 1,61 | 1,82 | 25,0 | 105,0 | 12,0 | 17,5 | 1,91 | 2,13 |

Tafel 6.9 Erhöhungsfaktoren $\delta_x$ und $\delta_y$ für die Feldmomente von zweiachsig gespannten Platten mit verminderter Drillsteifigkeit in den Ecken (nach DAfStb Heft 240)

| $\varepsilon = l_y : l_x$ | Lagerungsfall 1 | | Lagerungsfall 2a | | Lagerungsfall 2b | | Lagerungsfall 3a | | Lagerungsfall 3b | | Lagerungsfall 4 | | Lagerungsfall 5a | | Lagerungsfall 5b | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ |
| 1,0 | 1,36 | 1,36 | 1,25 | 1,16 | 1,16 | 1,25 | 1,15 | 1,08 | 1,08 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,11 | 1,09 | 1,09 | 1,11 |
| 1,2 | 1,32 | 1,32 | 1,19 | 1,12 | 1,18 | 1,29 | 1,11 | 1,06 | 1,10 | 1,20 | 1,14 | 1,14 | 1,09 | 1,08 | 1,10 | 1,12 |
| 1,4 | 1,25 | 1,25 | 1,14 | 1,09 | 1,17 | 1,28 | 1,08 | 1,04 | 1,11 | 1,22 | 1,12 | 1,12 | 1,07 | 1,06 | 1,09 | 1,11 |
| 1,6 | 1,20 | 1,20 | 1,10 | 1,07 | 1,15 | 1,25 | 1,06 | 1,03 | 1,11 | 1,22 | 1,09 | 1,09 | 1,06 | 1,05 | 1,08 | 1,10 |
| 1,8 | 1,15 | 1,15 | 1,08 | 1,06 | 1,13 | 1,21 | 1,05 | 1,03 | 1,11 | 1,20 | 1,08 | 1,08 | 1,04 | 1,04 | 1,07 | 1,03 |
| 2,0 | 1,12 | 1,12 | 1,06 | 1,04 | 1,11 | 1,17 | 1,04 | 1,02 | 1,09 | 1,18 | 1,06 | 1,06 | 1,04 | 1,03 | 1,06 | 1,07 |

Tafel 6.9 Erhöhungsfaktoren $\delta_x$ und $\delta_y$ für die Feldmomente von zweiachsig gespannten Platten mit verminderter Drillsteifigkeit in den Ecken (nach DAfStb Heft 240)

| $\varepsilon = l_y : l_x$ | Lagerungsfall 1 | | Lagerungsfall 2a | | Lagerungsfall 2b | | Lagerungsfall 3a | | Lagerungsfall 3b | | Lagerungsfall 4 | | Lagerungsfall 5a | | Lagerungsfall 5b | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ | $\delta_x$ für $m_{Fx}$ | $\delta_y$ für $m_{Fy}$ |
| 1,0 | 1,36 | 1,36 | 1,25 | 1,16 | 1,16 | 1,25 | 1,15 | 1,08 | 1,08 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,11 | 1,09 | 1,09 | 1,11 |
| 1,2 | 1,32 | 1,32 | 1,19 | 1,12 | 1,18 | 1,29 | 1,11 | 1,06 | 1,10 | 1,20 | 1,14 | 1,14 | 1,09 | 1,08 | 1,10 | 1,12 |
| 1,4 | 1,25 | 1,25 | 1,14 | 1,09 | 1,17 | 1,28 | 1,08 | 1,04 | 1,11 | 1,22 | 1,12 | 1,12 | 1,07 | 1,06 | 1,09 | 1,11 |
| 1,6 | 1,20 | 1,20 | 1,10 | 1,07 | 1,15 | 1,25 | 1,06 | 1,03 | 1,11 | 1,22 | 1,09 | 1,09 | 1,06 | 1,05 | 1,08 | 1,10 |
| 1,8 | 1,15 | 1,15 | 1,08 | 1,06 | 1,13 | 1,21 | 1,05 | 1,03 | 1,11 | 1,20 | 1,08 | 1,08 | 1,04 | 1,04 | 1,07 | 1,03 |
| 2,0 | 1,12 | 1,12 | 1,06 | 1,04 | 1,11 | 1,17 | 1,04 | 1,02 | 1,09 | 1,18 | 1,06 | 1,06 | 1,04 | 1,03 | 1,06 | 1,07 |