

بسم الله الرحمن الرحيم

# جامعة بوليتيكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج  
اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا

فريق العمل

ليلى قباجة

حنين السويطي

المشرف

د. نصر عيوشي

الخليل - فلسطين

أيار - ٢٠٠٨

بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتيكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا

فريق العمل

ليلى قباجة

حنين السويطي

المشرف

د. نصر عبوش

الخليل - فلسطين

أيار - ٢٠٠٨

شهادة تقييم مشروع التخرج  
جامعة بوليتيكنك فلسطين  
الخليل فلسطين



التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا

فريق العمل

ليلى قباجة

حنين السويطي

بناء على توجيه 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 رئيس الدائرة:

د. هيثم عياد

توقيع مشرف المشروع:

د. نصر عبوشي

أيار - ٢٠٠٨

## إهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

إلى كل شهداء فلسطين ومقاومتها الصامدة بإذن الله

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل.

ونسأل الله الع العظيم أن يجعل هذا العمل خالصا

لوجه الكريم.

## شكر وتقدير

نتقدم بالشكر والعرفان إلى جامعة بوليتكنك فلسطين التي لها الفضل

الكبير وإلى كلية الهندسة والتكنولوجيا وإلى جميع القائمين

عليها و العاملون وإلى حاضرة الهندسة المدنية والمعمارية

، وإلى المشرف الدكتور نصر عبوشي ، وإلى الدكتور ماهر عمرو ،

وإلى جميع المدرسين في قسم هندسة المباني و التخصصات الأخرى .

ونتقدم بالشكر الجزيل إلى ذوينا وإلى كل من ساعدنا في تقديم هذا

المشروع بوجه الأمل .

## ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا

فريق العمل:

حنين رسمي السويطي      ليلى رسمي قباجة

إشراف:

د. نصر عبوشي

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠٠٨ م

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة عامة في مدينة دورا بحيث يلزم التصميم الإنشائي والتفاصيل اللازمة لهذا المبنى.

هذا المشروع يتكون من أربعة طوابق من ضمنها السطح لهذا المبنى وكل طابق تليه مرافقه الخاصة المبنى صمم على أن يكون موقعه بالقرب من مجموعة من المدارس الثانوية والأساسية وهناك مسجد بالقرب منه أيضا.

تم تصميم المبنى معماريا من قبل طلبة الجامعة وتم اعتماده لنا من قبل المشرف لنصممه إنشائيا حيث سنقوم بالعمل على بعض التعديلات المعمارية وم ثم سنعمل على تحليل الأوزان الراسية والأفقية ومن ثم نوزعها على العناصر الإنشائية الراسية والأفقية. وسنبين التصميم الإنشائي لكل المتبع مع إرفاق جميع المخططات اللازمة.

## **Abstract**

### **Structural design for a public library in Dura city**

#### **Project team:**

**Haneen Rasmie Al-swaiti**

**Layla Rasmie Qabaja**

#### **Supervisor:**

**Dr. Nasr Abboushi**

**Palestine Polytechnic University-2008**

The main idea of this project is to prepare the structural design for public library in Dura city.

This project consist of 4 floors, its located near many schools and a mosque, we need to take a look on the architectural design.

We will design the building to satisfy the ACI code 2005.

We will make the analysis for vertical and horizontal loads and the structural design for each member in the project for the buildings.

## فهرس المحتويات

<u>الصفحة</u>	<u>الموضوع</u>
I	صفحة المقدمة.....
II	صفحة التقييم.....
III	الإهداء.....
IV	الشكر والتقدير.....
V	ملخص المشروع.....
VI	Abstract .....
VII	فهرس المحتويات.....
X	فهرس الجداول.....
X	فهرس الأشكال والصور.....
XIII	المختصرات.....
١	الفصل الأول: المقدمة
٢	- .....
٣	- .....
٣	الأهداف من - .....
٤	أسباب اختيار - .....
٤	- .....
٥	- .....
٦	محتويات - .....
٧	- .....
٨	الفصل الثاني: الوصف المعماري
٩	- .....
٩	- .....
١٥	- .....
١٥	- .....



١٥	- - - .....	
١٥	المساحات العامة الرئيسية - - - .....	
١٦	- - - .....	
١٦	- - - .....	
١٦	- - - .....	
١٧	أقسام العمليات التقنية - - - .....	
١٧	- - - .....	
١٧	- - - .....	
١٨	الواجهات - .....	
٢٣	- .....	
٢٤	<b>الفصل الثالث : الدراسات الإنشائية</b>	
٢٥	.....	1-3
٢٥	.....هدف التصميم الإنشائي.....	2-3
٢٥	.....	3-3
٢٥	.....1-3-3 الأحمال الميتة.....	
٢٦	.....ل الحية3-3-2.....	
٢٧	.....3-3-3 الأحمال البيئية.....	
٢٨	.....	4-3 الإنشائية
٢٨	.....1-4-3.....	
٢٨	.....2-4-3.....	
٢٩	.....3-4-3.....	
٢٩	.....4-4-3.....	
٣٠	.....5-4-3( ).....	
٣٠	.....6-4-3 الإستنادية.....	
٣٠	.....7-4-3.....	
٣١	.....8-4-3 المصاعد الكهربائية.....	
٣١	.....	5-3

32	<b>Chapter Four :Structural Analysis and Design</b>
33	4-1 Introduction.....
33	4-2 Determination of the Thickness of the slab.....
35	4-3 Design of the Rib (R1).....
50	4-4 Design of the Beam (B1) .....
62	4-5 Design of tow way solid slab.....
66	4-6 (A) Design of Column c4.....
69	4-6 (B) Design of Column c19.....
73	4-7 Design of isolating footing.....
78	4-8 Design of strip footing.....
81	4-9 Design of mat footing.....
89	4-10 Design of stairs.....
96	4-11 Design of basement wall .....
100	4-12 Design of shear wall .....

### الفصل الخامس

108	5.1
109	5.2 التوصيات
111	

(A) المخططات المعمارية و الملحق (B) الإنشائية والملحق (c)

## فهرس الجداول

الصفحة	الدلالة	الجدول
٧	الجدول الزمني لإعداد المشروع	(٨-١)
٢٦	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	(١-٣)
٢٧	الأحمال الحية	(٢-٣)
٨٩	Dead load of system (1) of stairs	(٤-١)
٩٢	Dead load of system (2) of stairs	(٤-٢)

## فهرس الصور والأشكال

الصفحة	الدلالة	الشكل
١١	موقع قطعة الأرض بالنسبة لمدينة دورا	(١-١-٢-٢)
١٢	صورة فوتوغرافية للموقع المقترح	(٢-١-٢-٢)
١٢	صورة عامة لمحيط الموقع	(١-٢-٢-٢)
١٣	صورة لحدود الموقع من الشمال	(١-٣-٢-٢)
١٣	صورة لحدود الموقع من الجنوب	(٢-٣-٢-٢)
١٤	صورة لحدود الموقع من الشرق	(٣-٣-٢-٢)
١٤	صورة لحدود الموقع من الغرب	(٤-٣-٢-٢)
١٩	الواجهة الشمالية	(١-٥-٢)

٢٠	الواجهة الجنوبية	(٢-٥-٢)
٢١	الواجهة الشرقية	(٣-٥-٢)
٢٢	الواجهة الغربية	(٤-٥-٢)
٢٩	مقطع رأسي في الجسر	(١-٣)
٢٩	مقطع أفقي في العمود	(٢-٣)
٣٠	مقطع رأسي في الأساس	(٣-٣)
٣١	مقطع رأسي في الدرج	(٤-٣)
34	The widest Rib	(١-٤)
35	Rib (R1)	(٢-٤)
37	Moment envelop for rib (R1)	(٣-٤)
49	Shear Envelop For Rib (R1)	(٤-٤)
50	Spans (1,2,3,4) in beam (B1)	(٥-٤)
50	Moment Envelop For Beam (B1)	(٦-٤)
61	Shear Envelop For Beam (B1)	(٧-٤)
62	Tow way solid slab	(٨-٤)
65	Reinforcement of solid slab (s)	(٩-٤)
81	Dimensions of mat footing under stairs	(١٠-٤)
82	Section of mat footing under stairs	(١١-٤)
83	Shear Envelop of mat footing under stairs section(A-A)	(١٢-٤)
84	Moment diagram of mat footing under stairs section(A-A)	(١٣-٤)
86	Shear Envelop of mat footing under stairs section(B-B)	(١٤-٤)
87	Moment diagram of mat footing under stairs section(B-B)	(١٥-٤)

<b>89</b>	<b>STAIR NO (1)</b>	<b>(۱۶-۴)</b>
<b>90</b>	<b>Structural system (1) of stairs</b>	<b>(۱۷-۴)</b>
<b>92</b>	<b>Reinforcement of system (1) of stairs</b>	<b>(۱۸-۴)</b>
<b>93</b>	<b>Structural system (2) of stairs</b>	<b>(۱۹-۴)</b>
<b>95</b>	<b>Reinforcement of system (2) of stairs</b>	<b>(۲۰-۴)</b>
<b>96</b>	<b>Loads on basement wall</b>	<b>(۲۱-۴)</b>
<b>97</b>	<b>Zero shear point of the basement wall</b>	<b>(۲۲-۴)</b>
<b>102</b>	<b>Moment and shear diagram of the shear wall no 12</b>	<b>(۲۳-۴)</b>
<b>106</b>	<b>Reinforcement of the shear wall no 12</b>	<b>(۲۳-۴)</b>

## LIST OF ABBREVIATIONS

- **AS**= area of non-prestressed tension reinforcement.
- **AC**= area of concrete section resisting shear transfer
- **Ag**= gross area of section.
- **Av**= area of shear reinforcement within a distance (s).
- **At**= area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a(s)
- **b**= width of compression face of member.
- **bw**= web width, or diameter of circular section.
- **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- prestressed 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 supports in slabs without beams and face-to-face of beam or other supports in other cases.
- **LL**= live loads.
- **Ld**= development length.

- **LW= length of wall.**
- **M= bending moment.**
- **Mu= factored moment at section.**
- **Mn=nominal moment.**
- **Pc= critical load.**
- **Pu= factored axial load.**
- **Pn = nominal axial load.**
- **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/m<sup>3</sup> )**
- **W = width of beam or rib.**
- **Wu = factored load per unit area.**
- **Φ = strength reduction factor.**
- **K = EFFECTIVE LENGTH FACTOR FOR COMPRESSION MEMBERS.**
- **r= radius of gyration of cross section of a compression member, mm.**

:

## 1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRET (ACI 318M-05) .

" - " - .

"تصميم العناصر الإنشائية

تصاميم مختلفة للبلاطات " مشروع تخرج جامعة بوليتكنك فلسطين الخليل فلسطين .

" تيسير العويضات و سامي السعدة " التصميم الإنشائي .  
مشروع تخرج جامعة بوليتكنك فلسطين الخليل فلسطين .  
تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف .



- (1-1) المقدمة .
- (2-1) المشروع.
- (3-1) الأهداف من المشروع.
- (4-1) أسباب اختيار المشروع.
- (5-1) نطاق وحدود المشروع.
- (6-1) محتوى المشروع ( مراحل الدراسة ) .
- (7-1) محتويات المشروع .
- (8-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

## (1-1) المقدم .

بدأ الإنسان حياته على هذه الأرض بداية بسيطة وسهلة حيث كان يلبي احتياجاته من البيئة المحيطة به و بالفعل كانت حياة خالية من التعقيدات والحسابات اليومية التي نقوم بها حالياً .

إلى ماذا يعود السبب ؟؟ انه التطور والتقدم والرفق الذي حصلنا عليه بالبحث والإدراك والمعرفة التي الممنا بها من سهر الليالي والتتقيب يوميا عنها بغية الوصول إلى أعلى مراتب العلم والمعرفة .

إن عود السبب إلى العلم . انه السلاح الحصين الذي تستعين به الدول لتحصن نفسها جيدا ضد أعدائها المتربصين بها فلا بد لنا من التمسك به بجعله متاحا لكل من يرغب به . يكون ذلك بتشييد صروح العلم أي ( المكتبات ) .

ولا يخفى على احد منا أهمية المكتبات و ما تحويه من كتب و كنوز بداخلها، لا سيما أنها مقياس لمدى تقدم الأمم و تطورها وهي أيضا مرآة تعكس مدى وعي و ثقافة مجتمع عن غيره و تعتبر دراسة "مباني المكتبات" من الدراسات الهامة في مجال أدبيات المكتبات والمعلومات، وذلك لما تمثله هذه المباني من أهمية علمية واقتصادية المكتبات - ولا سيما العامة منها- تعتبر بمثابة حجر الأساس في نجاح الخدمات والأنشطة المقدمة لجمهور المترددين على تلك المكتبات، كما يتوقف نجاح هذه المكتبات قدرتها على تحقيق أهدافها الثقافية والاجتماعية والسياسية . فلا بد أن نأخذ بعين الاعتبار المعايير المساحية المثلى، والموقع الملائم، والتجهيزات اللازمة لنجاح أهدافنا كلها .

إذا بدأ الحديث عن المكتبات وبالأخص العامة منها فلن نوفيها حقها وذلك لأهميتها ولقيمتها التاريخية التي عرفت لذا فقد وقع الاختيار على مشروع تصميم مكتبة عامة من الناحية الإنشائية تصمم وتنشأ في مدينة دورا .

إن ؟ يتناول هذا البحث - التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا- دراسة النظام الإنشائي لمبنى المكتبة وتوزيع عناصره الإنشائية بما ينسجم مع التصميم المعماري ويحافظ على الفراغات الضرورية لهذا النوع من المباني كما سيتم تصميم كافة العناصر الإنشائية للمبنى من بلاطات وجسور وأعمدة وأساسات وجدران قص بعد تحديد الأحمال المؤثرة على كل عنصر وإعداد المخططات الإنشائية والتنفيذية لها .

## (2-1) مشكلة المشروع

تفتقر مدينة دورا إلى وجود مكتبة عامة حديثة تضم عددا كبيرا من الكتب في مختلف التخصصات بحيث تلبي طلب جميع القراء والباحثين بالرغم من وجود عدد قليل من المكتبات العامة الصغيرة إلا أنها لا توفر الأجواء العلمية التي يطلبها رواد المكتبات فكانت بداية هذا المشروع عند طلبة الهندسة المعمارية حيث قاموا بتصميم المبنى معماريا وهم : صلاح العميرة محمد اطبيشة تحت إشراف م. عبد الرحمن الحلواني.

تقع المكتبة في منطقة ناقة نوح خلف مدرسة الشهيد ماجد أبو شرار ويقرب العديد من المدارس وبعض رياض الأطفال ومن مسجد سعد ابن أبي وقاص أيضا تمتاز هذه المنطقة بالهدوء والبعد عن الشارع الرئيسي مما يوفر الجو المريح والمطلوب لرواد المكتبة. ومن بعدهم أخذنا على عاتقنا انجاز التصميم الإنشائية للمبنى ليكون بمثابة مساهمة منا في تطوير مجتمعنا الفلسطيني عامة وخدمة مدينة دورا خاصة.

## (3-1) الأهداف من المشروع

يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها من خلال هذا المشروع في عدد من النقاط وهي:

- عمل التصميم الإنشائي المتكامل لمختلف عناصر مبنى المكتبة وتجهيز المخططات الإنشائية .
  - العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
  - التعرف على أسس التصميم الإنشائي للمباني ومختلف طرق التصميم حسب النظام الإنشائي المستخدم لكل .
  - المساهمة في خدمة مجتمعنا ومدينتنا و أهلنا في دورا.
- وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه المواضيع.

## (4-1) أسباب اختيار المشروع

- . اكتساب المهارة والقدرة وذلك بالقيام بتصميم هذا المبنى بمراقبه المختلفه.
- . معرفة كافة التفاصيل الإنشائية للمباني والحلول الممكنة لها .
- . وجود الحاجة الملحة لتوفير مكتبات تتطابق مع المواصفات العالمية وذلك لما توفره لروادها اليوميين
- معلى الصعيدين العلمي والترفيهي.

## (5-1) نطاق وحدود المشروع

وي هذا المشروع على ، فصوا وهي:

- الفصل الأول: ويشمل المقدمة، مشكلة المشروع، الأهداف من المشروع، أسباب اختيار المشروع، نطاق وحدود المشروع، محتوى المشروع (مراحل الدراسة) محتويات المشروع المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع موضعا بالجداول و المخططات.
- الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع ويشمل: لمحة عامة عن المشروع المشروع المقترح موقع المشروع توزيع عناصر المشروع.
- الفصل الثالث: وصف العناصر الإنشائية ويشمل: مقدمة هدف التصميم الإنشائي الأحمال العناصر الإنشائية برامج الحاسوب المستخدمة .
- الفصل الرابع: التصميم الإنشائي.
- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.
- الفصل السادس: الملاحق.

## (6-1) محتوى المشروع ( مراحل الدراسة )

يمكن إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية :

- . الدراسة الدقيقة لمختلف المخططات المعمارية الموجودة بين أيدينا لمبنى المكتبة .
- . في حالة الحاجة التصوي إلى إجراء أي تعديل معماري بعد دراسة المخططات المعمارية سوف تتم عملية مراجعة المصمم المعماري لمبنى المكتبة ومشاورته في أي تعديل يراد إدخاله على المخططات أيضا في حال وجود نقص في المخططات المعمارية سنقوم برسمه .
- . العمل على دراسة نموذج المكتبة وتحديد العناصر الإنشائية التي يحتويها .
- . تحديد كافة أنواع الأحمال للمبنى من أحمال ميتة وأحمال حية وأحمال بيئة حيث أن قيم هذه الأحمال تعتمد بشكل أساسي على نوع المبنى المراد إنشائه .
- . القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بحيث يتم التقيد بالمتطلبات العلمية والهندسية في هذا المجال .
- . القيام بعملية التأكد من صحة ومنطقية حلول التصميم التي تم التوصل إليها .
- . القيام بتجهيز المخططات الإنشائية للمبنى .

## **(7-1) محتويات المشروع**

### **الفصل الأول:**

مقدمة عامة عن المشروع.

### **الفصل الثاني:**

الوصف المعماري للمشروع .

### **الفصل الثالث:**

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال والوصف الوظيفي لهذه العناصر .

### **الفصل الرابع:**

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

### **الفصل الخامس:**

النتائج والتوصيات.

### **الفصل السادس:**

ق المخططات المعمارية والإنشائية .

(8-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع .

جدول ( - ) الجدول الزمني لإعداد المشروع

مراحل العمل المشروع	200٧		200٨				
	11	12	1	2	3	4	5
دراسة المخططات المعمارية للمبنى							
إجراء أية تعديلات لازمة على المخططات بمشاورة المهندس المعماري المصمم							
تحديد العناصر الإنشائية بشكلها النهائي							
التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية في المبنى							
التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية وفق المتطلبات العلمية و الهندسية							
تجهيز المخططات الإنشائية بشكلها النهائي للمبنى على تنوعها							
كتابة نتائج و توصيات المشروع							
كتابة التقرير النهائي							

## الفصل الثاني

# 2

### الوصف المعماري

---

- مقدمة
- مقدمة عن موقع المشروع
- لمحة عن المشروع
- اصر المشروع المقترح
- الواجهات
- الحركة
- التعديلات المعمارية



لأداء أي عمل لابد وان يمر بمراحل عدة حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي ( المعمارية الإنشائية الكهربائية الميكانيكية ... الخ) يبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ، ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها، وذلك بالاعتماد على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها إلى الأساسات عبر هذه العناصر، ومن ثم تنتقل إلى التربة عبر الأساسات.

### ( - ) مقدمة عن موقع المشروع

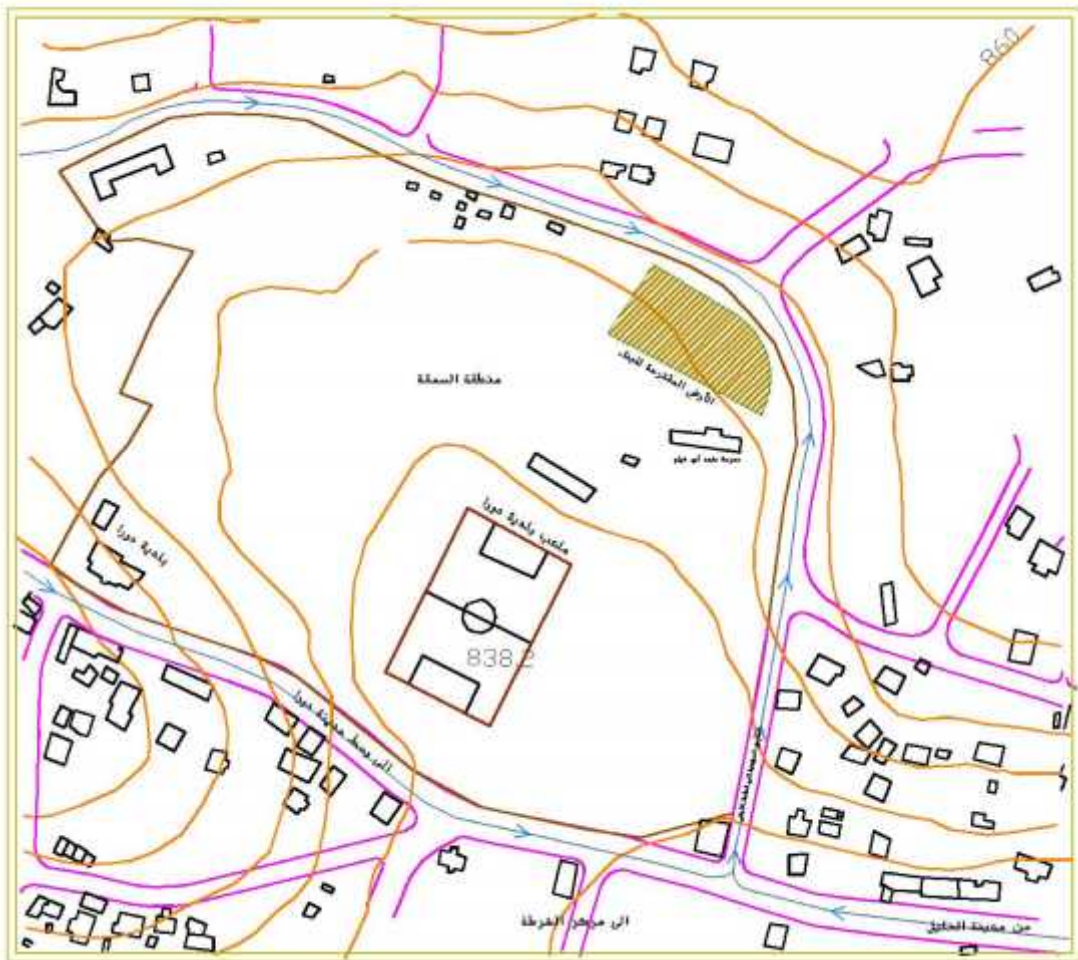
عند القيام بتصميم أي مشروع ينبغي القيام بدراسة الموقع العام القائم بالمنطقة بعناية فائقة  
تتصاغ المشكلات القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تلف وتتساعم لتحقيق التصميم  
الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن الموقع، حيث يتم عمل مخطط مساحي لقطعة الأرض المنوي بناء المشروع عليها وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة به، وارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس وكذلك قوانين البناء السائدة في تلك المنطقة .

### ( - - ) موقع المشروع

تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع عليها في مدينة نورا في منطقة تدعى - السمقة- وهذه المنطقة خاصة بالمجمعات العلمية والثقافية والرياضية ، لذلك منطقة ت الكثير من المدارس التي تم تنفيذها لمختلف المراحل الدراسية، وعليه تدور الكثير من النشاطات الثقافية والتعليمية والرياضية، وكذلك تضم المنطقة مبنى مركز شهداء نورا الثقافي والحديقة العامة و المدرج الرياضي. تبلغ مساحة قطعة الأرض تقريبا ثلاثة دونمات وتقع ضمن حوض رقم ( ) .

اتجاه الشمال إلى الأعلى .



الشكل ( - - - ) موقع قطعة الأرض بالنسبة لمدينة دورا



الشكل ( - - - ) صورته فوتوغرافية للموقع المقترح

### ( - - ) النسيج العمراني المحيط بالموقع

يتكون النسيج العمراني المحيط بالمشروع من مجموعه من المباني السكنية وبعض الأبنية الخاصة  
الفعاليات الثقافية والاجتماعية مثل مركز النادي الأهلي وقاعة الاحتفالات كما يوجد مسجد وهناك شارع  
فرعي يمر بمحاذاة موقع المشروع يفصل هذه الأبنية ويجعلها بالجهة المقابلة لمبنى المكتبة .



الشكل رقم ( - - - ) صورته عامه لمحيط الموقع.

### ( - - ) الد المحيطة بالموقع

يحد المبنى من الناحية الشمالية شارع رئيسي باتجاه واحد عرضه م يصا بوسط المدينة مباشرة ويقابل الموقع من هذه الواجهة مباني سكنية لا يزيد عدد طوابقها عن أربع طوابق.



الشكل ( - - - ) صورته لحدود الموقع من الجهة الشمالية

يحد المبنى من الناحية الجنوبية مدرسة ماجد أبو شرار .



الشكل ( - - - ) صورته لحدود الموقع من الجهة الجنوبية.

من الناحية الشرقية يقع شارع رئيسي باتجاه واحد عرض م بوسط المدينة مباشرة ويقابل الموقع من هذه الواجهة مباني سكنية و النادي الأهلي و المسجد.



الشكل ( - - - ) صورته لحدود الموقع من الجهة الشرقية .

الناحية الغربية تقع هذه الـ على الجهة الخلفية للمدرسة الصناعية.



الشكل ( - - - ) صورته لحدود الموقع من الجهة الغربية.

## - لمحة عن المشروع

تقوم فكرة المشروع على عمل التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا. تعد هذه المكتبة الأولى من نوعها في المدينة نسبة إلى مساحتها وضخامتها مقارنة بالمكتبات الموجودة حاليا. صممت هذه المكتبة بحيث تتكون من طابق تسوية وطابق ارضي وطابق أول وثاني بالإضافة إلى طابق السطح والهدف الرئيسي من المشروع هو خدمة المجتمع بتقديم مشروع مفيد له.

## - عناصر المشروع المقترح

### ( - - ) دراسة عناصر المشروع

يتم تقسيم المساحات في المكتبة العامة بناءا على طبيعة استعمالها إلى:

### ( - - - ) المساحات العامة الرئيسية

ويشمل هذا القسم جميع مساحات الخدمات العامة التي تتصل بالجمهور وهذه الخدمات هي:

. فراغ المدخل: يهيئ الزوار للدخول إلى المكتبة ويجب أن يكون واسعا وجميلا من الناحية المعمارية وتبلغ

( م ) .

- . مساحة انتقالية: تتمثل بالأدراج والممرات والمصاعد و تبلغ مساحتها حوالي ( م ) .
- . إيداع الحقائب: عبارة عن ركن صغير يضع فيه الرواد حقائبهم و أماناتهم وتبلغ مساحته ( م ) .
- . قسم الحراسة والسيطرة: عبارة عن نظام مراقبة و حماية يمكن أن يكون الكتروني أو يدوي يعمل على مراقبة و حماية جميع أجزاء المكتبة وتبلغ مساحته ( م ) .
- . قسم الإعارة: يتصل هذا القسم بالمخازن عن طريق درج خدمة وتوضع في هذا القسم طاولات لإملاء القسام خلف الكاونترات و لأخذ الكتب المعارة وحواسيب مخصصة للإعارة ورفوف لوضع الكتب التي بحاجة إلى حفظ أو صيانة بعد تسليمها وتبلغ مساحة قسم الإعارة ( م ) .

#### ( - - - ) الخدمات الخاصة

- . قسم المراجع: يتشتمل الصحف المجلدة والأطالس وتبلغ مساحته ( م ) .
- . قسم المجلات و الدوريات: وتوضع أكثرها في مساحة مخصصة وتبلغ مساحته ( م ) .
- . قسم الخرائط: الطريقة المتبعة في حفظها هي خزائن عمودية ويتم عرضها على الجدران وتبلغ مساحة هذا القسم ( م ) .
- . قسم الفهارس: تستخدم عادة حاويات خاصة ذات جوارير مستقلة ويمكن سحبها إلى الطاولات المجاورة وتبلغ المساحة المخصصة لها ( م ) .

#### ( - - - ) قسم الكتب والمطالعة

- . قاعة المطالعة الرئيسية: تكون هذه القاعة على علاقة مباشرة بقسم التزويد وتتميز بالإضاءة الجيدة وتبلغ ( م ) .
- . مخازن الكتب: تشكل قسما رئيسيا في المكتبات الكبيرة وتبلغ مساحته ( م ) .
- . قاعات المطالعة الفردية: وتبلغ مساحتها ( م ) .



### ( - - - ) قسم المساحات المساعدة

. قاعة متعددة الأغراض: يتم استخدامها للاجتماعات المختلفة واللقاءات والندوات واستخدامها للعرض وتبلغ ( م ) .

. الكافتيريا: يجب أن تكون في ركن مستقل من المبنى ولها علاقة مع الأنشطة الجماعية الخاصة مع الجمهور حتى لا تكون مصدرا للإزعاج وتقدم خدماتها لرواد المكتبة والطاقم العامل بها والرواد الآخرين والمحاضرين وعامة الجمهور وتحتوي على مطبخ وحمامات عامة وصالة للطعام وتبلغ مساحتها ( م ) .

. مساحات لاستراحة الطاقم: وتشمل مطابخ صغيرة لإعداد المشروبات الخفيفة وغرف الاستراحة وحمامات خاصة بالموظفين وخزانين وغرف علاج أولي وتبلغ مساحتها ( م ) .

### ( - - - ) أقسام العمليات التقنية

. قسم الفهرسة والتصنيف: يهدف إلى تيسير الوصول للمواد والمصادر لتسهيل القيام بأعمال التصنيف للكتب الجديدة وتبلغ مساحته ( م ) .

. قسم التوثيق: يقوم هذا القسم بعملية توثيق للكتب المفهرسة وإدراجها في قوائم محتويات المكتبة من الكتب وغيرها كل حسب نوعه كما يقوم بمراقبة ومتابعة حقوق النشر وتبلغ مساحة هذا القسم ( م ) .

. قسم التجليد والترميم: يحتوي على غرف للفنيين ومساحات للقيام بأعمالهم والأدوات التي يستخدموها أما قسم الترميم فنتم فيه صيانة الكتب والمخطوطات القديمة المعرضة للتلف بفعل العوامل والرطوبة والغياب ويزود القسم بإضاءة وتهوية جيدة وتبلغ مساحته ( م ) .

. قسم التزويد: يقوم بإعداد الكتب المتوفرة بالمكتبة حسب رقمها التسلسلي وتبلغ مساحته ( م ) .

. قسم الميكروفيلم: يقوم هذا القسم على تحويل المعلومات و الكتب المهمة من شكل مقروء إلى شكل إلكتروني وتبلغ مساحته ( م ) .

### ( - - - ) المساحات المخصصة للأطفال

. غرف إيداع الحقائب: وتبلغ مساحته ( م ) .

- . ركن لقراءة القصص: وتبلغ مساحتها ( م ).
  - . ركن المطالعة والقراءة: تكون ديكوراتها الداخلية تتناسب مع عقلية الطفل وتبلغ مساحتها ( م ).
  - . ركن المشرفين والمرشدين: وتبلغ مساحته ( م ).
  - . المرافق العامة: وتبلغ مساحتها ( م ).
- ( - - - ) قسم الإدارة

يشمل المكاتب الإدارية وتشتمل المكاتب التالية:

- . مكتب المدير العام ( م ).
- . مكتب السكرتارية ( م ).
- . مكتب نائب المدير ومدير العلاقات العامة ( م ).
- . مدير المالية ( م ).
- . قاعة اجتماعات ( م ).

## - الواجهات

المبنى بكامله مكون من الحجر والخرسانة المسلحة حيث استخدم الحجر الملطش في تغطية جميع الأجزاء الخرسانية في المبنى باستثناء بعض الأجزاء التي تم فيها استخدام الحجر المسمم الناعم والحجر المجلي السادة بالإضافة إلى استخدام الأحجار المزخرفة مع وجود الزجاج الذي يغطي معظم الواجهات خاصة الرئيسية منها .

وفيما يلي وصف تفصيلي لواجهات المبنى :

### • الواجهة الشمالية للمكتبة :

هي أكثر واجهات المبنى تنوعا وجمالا والتي تحتوي على المدخل الرئيسي وتضم مجموعة من الكتل البارزة بارتفاعات متفاوتة ونلاحظ إتباع الشكل الدائري في الواجهة مما أضفى منظرا جماليا للمبنى وتتكون هذه الواجهة من الحجر الملطش وحجر القمط والحجر الواقف ( السمس الناعم ) وتمتاز بوجود النوافذ

الزجاجية المتعددة ذات المساحات الكبيرة والارتفاعات العالية التي تعطي الاضاءه الجيدة لجميع الطوابق ويظهر في هذه الواجهة الطابق الأرضي والأول والثاني وطابق السطح ويرتفع المدخل أربع درجات عن مستوى الأرض .



( - - ) الواجهة الشمالية للمكتبة.

#### • الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة اليروزات المعمارية بالاضافه إلى مدخل ثانوي يؤدي إلى طابق التسوية ومدخل يؤدي إلى المخزن بالاضافه إلى الدرج والمصعد الكهربائي اللذين يربطان الطوابق عموديا .



( - - ) الواجهة الجنوبية للمكتبة.

#### • الواجهة الشرقية

يظهر في هذه الواجهة تداخل للطبقات حيث تخلو تقريبا من البروز المعمارية ولكن اتبع فيها الاسلوب الدائري وتظهر الطبقات كلها من طابق التسوية إلى الطابق الأخير وتحتوي على فتحات تمتد إلى ارتفاع المبنى مما يمد المبنى من الداخل بالإضاءة الطبيعية لجميع الطبقات .



( - - ) الواجهة الشرقية للمكتبة.

#### • الواجهة الغربية

تظهر فيها البروزات المعمارية الحجرية التي تعطي مظهرا جمالياً بالإضافة إلى مخرج الطوارئ والذي يعتبر جزءاً مهماً لأي مبنى عام .



( - - ) الواجهة الغربية

## - الحركة

أ- الحركة من خارج المكتبة إلى داخلها: وهي عبارة عن حركة الرواد وحركة العربات المختلفة سواء كانت لنقل الرواد إلى المكتبة أو لنقل الكتب.

ب- الحركة داخل المكتبة: وهي عبارة عن حركة أفقية تتم من خلال المدخل الرئيسي تعمل على توزيع الحركة داخل الطابق الواحد من خلال الممرات الموجودة في كل طابق، وتتوزع الوحدات ( الغرف ) الممرات، وحركة عمودية وهي حركة الرواد عبر الطوابق المتعددة من خلال أدراج ومصاعد وسلالم .

## - التعديلات المعمارية:

خلال العمل في المشروع كان لا بد لنا من عمل تعديلات على المخططات وذلك بعد اخذ رأي المهندس المعماري وكانت هذه التعديلات كالتالي:

- إزالة احد المصاعد من المبنى وذلك لان جدران القصر الحاملة له التي تبدأ من الطابق تحت ارضي وتستمر إلى الروف تعترض المداخل الرئيسية للطابق التحت ارضي علما بان المصعد المتبقي يكفي لخدمة الطوابق المتبقية .

## الفصل الثالث

# 3

### الدراسات الإنشائية

---

(1-3) المقدم .

(2-3) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الأحمال.

(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(5-3) البرامج المستخدمة.



### (1-3) المقدمة:

بعد إتمام الوصف المعماري في الفصل الثاني لهذا المشروع ، ننتقل إلى مرحلة الوصف الإنشائي للمبنى والذي يتناول دراسة إنشائية للمبنى من حيث النظام الإنشائي الأمثل له وكذلك توزيع العناصر الإنشائية المختلفة بما يتوافق والتصميم المعماري المقترح وكذلك تحديد الأحمال المؤثرة على هذا النظام وتصميم العناصر الإنشائية بناء على الأحمال المؤثرة .

### (2-3) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي قادر على تحمل الأحمال المختلفة التي يتعرض لها المبنى وتصميم عناصره الإنشائية من بلاطات وأعصاب وجسور وأعمدة وأساسات بحيث تعمل كلها معا كنظام واحد مقاوم لتأثير الأحمال الخارجية المتوقعة.

### (3-3) الأحمال:

بتعرض المبنى لأحمال مختلفة يتم تحديدها بشكل دقيق باستخدام الكودات المختلفة.

### (1-3-3) الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال الافتراض الأولي لمقاطع العناصر الإنشائية ، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة. والجدول التالي يوضح بعض الكثافات الخاصة بمواد البناء المستخدمة في المبنى .

### جدول ( - ) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m <sup>3</sup> )
1	المونة والبلاط	2300
2	الطعم أو الرمل	1650
3	الخرسانة	2400
4	الطوب	1000
5	القضارة	2200

ملاحظة: تحسب أوزان الفواطع بقيمة 1250 كغم / م<sup>2</sup> للمقطع.

### (2-3-3) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى. وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، الأثاث والأجهزة والمعدات، ويتغير مقدار الأحمال من مبنى لآخر حسب طبيعة المبنى المراد إنشاؤه.

يمكن تقسيم الأحمال الحية حسب زمن تأثيرها إلى نوعين أساسيين:

. أحمال حية قصيرة الأمد مثل وزن الأشخاص والمعدات المتنقلة ومواد التخزين المؤقت.

. أحمال حية طويلة الأمد مثل وزن المعدات الثقيلة الغير قابلة للتقليل ومواد التخزين طويلة الأمد.

الجدول ( - ) التالي يبين الأحمال الحية لعناصر المبنى.

والمصدر بالاعتماد على معطيات الكود ٢٠٠٥ :

### جدول ( - ) الأحمال الحية

الحمال الحي (kg/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
500	وقف السيارات	1
500	المخازن	2
500	الأدراج	3
200	أسطح المباني العامة	4
250	المكاتب أو القاعات	5

### (3-3-3) الأحمال البيئية

الأحمال الناتجة من تأثيرات طبيعية مثل الرياح والزلازل و الثلوج وغيرها حسب الموقع :

#### . الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أوار

د على الكود كمصدر للمعلومات.

إن أحمال الرياح متغيرة حسب المنطقة الجغرافية ويعتمد حمل الرياح على سرعة الرياح القصوى وشكل المبنى وطبوغرافية المنطقة والمباني المحيطة بالمبنى ويتم تحديد ضغط الرياح على المباني من الكود الخاص بها وهنا تم

تحديدها بالرجوع إلى الكود المستخدم لتصميم جدران القص وقيمتها (0.4 KN/m<sup>2</sup>).

#### . الثلوج:

وهو أيضا حمل بيئي تأثيره لا يكون إلا على السطح وتعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح

البحر وكذلك تعتمد على شكل السقف للمبنى ويتم إيجادها من الكود الخاص بأحمال الثلوج بالاعتماد على ارتفاع

المبنى عن سطح البحر. وحددت قيمتها هنا ب ( 150 kg/m<sup>2</sup> ) لعقدة السطح.

## . الزلازل:

وهي من أهم الأحمال البنائية التي يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في التصميم و تؤثر في الاتجاهين الأفقي والراسي إلا أن تأثير المركبة الأفقية أكبر وبالتالي يتولد عنها في المبنى عزوم التواء وانقلاب ويتم مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال لذا يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، و تحدد أحمال الزلازل وقوى القص ، اعتماداً و رجوع إلى الكود المستخدم.

## (4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

### 1-4-3 العقدات:

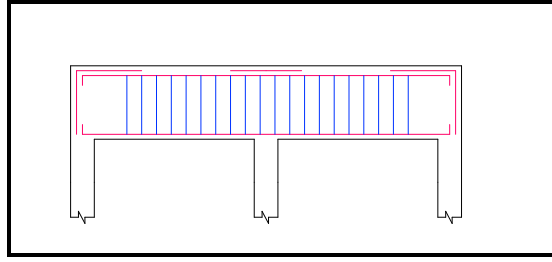
وهي عبارة عن الجسم الخرساني المستوي الذي يشكل الأساس للأسقف بين الطوابق ويتألف من البلاطات بأنواعها والجسور الحاملة لهذه البلاطات في هذا المشروع ونظراً لوجود العديد من الفعاليات ولمراعاة المتطلبات المعمارية فقد تم استخدام أنواع من العقدات وذلك بناء على اختيار العقدة لكل مستوى وأبعاد و طبيعة الاستعمال ، وفيما يلي بيان هذه الأنواع :

1. عقدات أعصاب باتجاه واحد (One-way ribbed slab)
2. عقدات أعصاب باتجاهين (Two-way ribbed slab)
3. العقدات المصمتة. ( Solid slab )

أما الأعصاب فهي عبارة عن جسور ثانوية بوضع بينها طوب والذي من شأنه تقليل حمل العقدة الذاتي.

### 2-4-3 الجسور

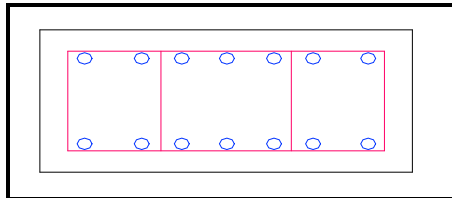
تكم أهمية الجسور في نقل الأحمال الواقعة عليها من العقدات وتوزيعها على الأعمدة وتعمد كمية حديد التسليح الأحمال الواقعة على الجسر بالتناسب الطردي مع طول الجسر بحيث تسهل عملية تقطيع الفراغات داخل المنشأ ومن المفترض معرفة مقدار هذه الأحمال والمسافات الموجودة ليتم اختيار أنواع الجسور المناسبة سواء كانت المسحورة أو المدله .



( - ) : مقطع رأسي في الجسر

### 3-4-3 الأعمدة

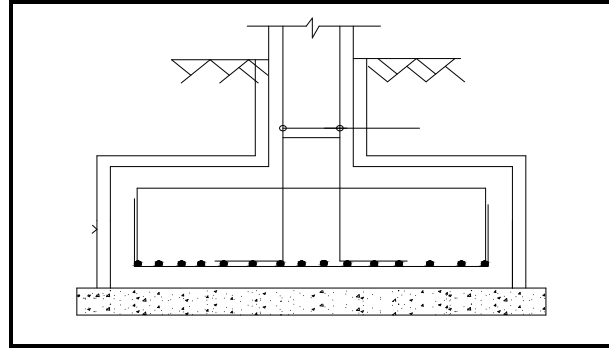
هي تلك العناصر الراسية التي يقوم عليها البناء، فوجودها يعني وجود البناء وقوتها تعني استقرار المبنى وثباته، فعن طريقها يتم نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات والتربة، لذلك تجب الدقة في تصميمها لتكون ذات قدرة كافية على نقل وحمل الأحمال الواقعة عليها وتوزيعها بما يتناسب مع قوة تحمل التربة.



( - ) : مقطع أفقي في العمود

### 4-4-3 الأساسات

الأساسات هي العنصر الأهم في أي منشأة، وهي أول ما يبدأ بتنفيذه عند إنشاء البناء إلا أن بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى حيث تقوم بنقل وتوزيع الأحمال المنقولة من الجدران والأعمدة إلى التربة وهذا يتطلب إعطاؤها أهمية خاصة ، يتم تحديد الأساس الذي يمكن استخدامه بما يتلاءم مع قدرة تحمل التربة والأحمال الواقعة عليها.



( - ) مقطع رأسي في الأساس

### 5-4-3 جدران القص:

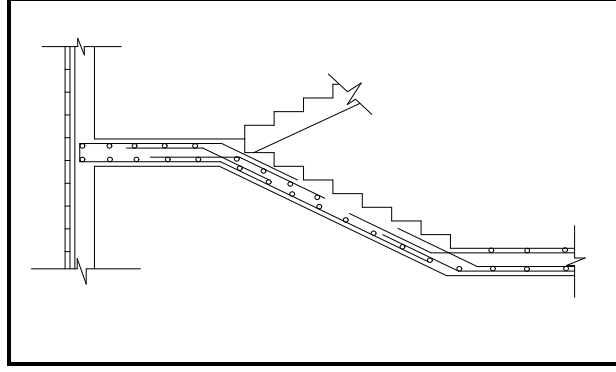
جدران قوى القص هي جدران راسية تعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها ولكنها أساساً تصمم لتقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ وتمثل بجدران بيت الدرج وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى ، لذلك عند تصميم المنشأة يجب مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى اقل ما يمكن ويجب توافرها بالاتجاهين.

### 6-4-3 الجدران الإستنادية

تبعاً لكون المنشأ يحتوي على تسويتين تحت منسوب سطح الأرض، فلذلك يفرض استخدام جدران إستنادية على محيط التسويتين، وعمل التصميم الإنشائي لها بشكل مفصل وفقاً للمعايير التي يحددها الكود الأمريكي.

### 7-4-3 الأدراج

تعتبر من عناصر الاتصال الرأسي، حيث يتوقف التصميم الجيد للأدراج على مدى مطابقته لأبعاد جسم الإنسان وحركته في الصعود والنزول والجهد المبذول. سيتم في هذا المشروع تصميم الأدراج الخاصة بالمبنى على الأحمال المؤثرة عليها.



( - ) مقطع رأسي في الدرج

### 8-4-3 المصاعد الكهربائية

وهي من عناصر الإيصال الرأسي، حيث توضع في تصميم المباني بشكل عام عندما يزيد ارتفاعها عن ناكثر.

#### (5-3) برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب ، تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

1. ATIR .
2. STAAD PRO 2004 : وذلك لإجراء التحليل الإنشائية لبعض أجزاء المبنى .
3. PROKON : لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية .
4. AUTOCAD 2007 لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية .

## Chapter Four

# 4

## Structural Analysis and Design

---

**4-1 Introduction**

**4-2 Determination of the Thickness of the slab**

**4-3 Design of the Rib (R1)**

**4-4 Design of the Beam (B1)**

**4-5 Design of Tow Way Solid Slab (Slab S)**

**4-6 (A) Design of Column (Column C4 in Building)**

**4-6 (B) Design of long Column (Column C19 in Building)**

**4-7 Design of Isolated Footing (Footing F2 IN BUILDING)**

**4-8 Design of Strip Footing (wall footing)**

**4-9 Design of Mat footing under stairs**

**4-10 Design of stairs**

**4-11 Design of Basement Wall**

**4-12 Design of Shear Wall**



## **Chapter Four**

### **Structural Analysis and Design**

#### **4-1 Introduction**

In this chapter, we will demonstrate the procedure for designing structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the Ribs, beams, slabs, columns, retaining wall, foundations, shear walls.

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

All of these members will be designed according to (ACI – Code\_318M- 05).

#### **4-2 Determination of the Thickness of the slab**

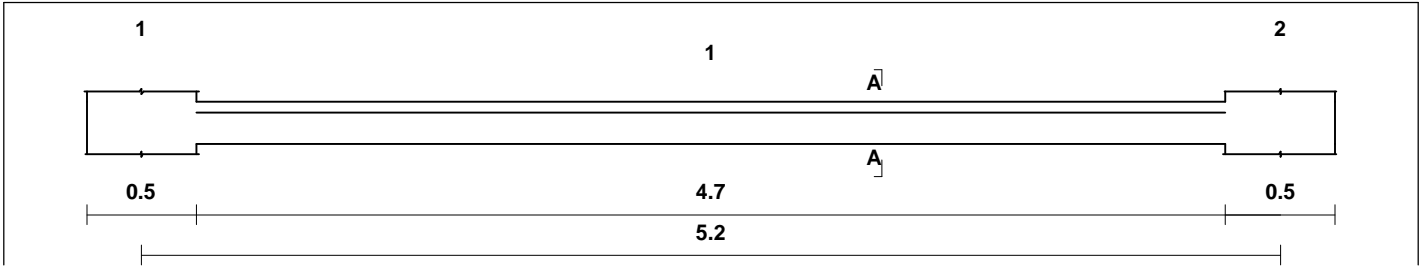
There are two main types of loads acting on the structure:-

- 1- Dead loads: - which will be determined by weight calculations based on its density.
- 2- Live load: And its value will be taken from the Jordanian code.

The thickness of the slab will be determined according to (ACI – code\_318M- 05), table 9.5 a for one way ribbed slab & table 9.5 c for two way ribbed slab. So, according to this code, the minimum thickness of the slab of non- pre-stressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

We will take the longest span available in our project, which is Rib number (R15).

See the following figure (4-1).



**Fig (4-1) the widest Rib**

$$h_{\min} = L_n / 21$$

For Interior span.

$$h_{\min} = L_n / 18.5.$$

For Exterior span.

$$h_{\min} = L_n / 16.$$

For simply supported beam.

$$h_{\min} = L_n / 8.$$

For cantilever.

Where:  $L_n$  is the clear span length from the face of support to the face of support.

- So for this simply supported: -

$$h_{\min} = 4.7/16 = 0.29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

As we calculated the minimum thickness is 29 cm, we will take it as 32 cm.

With block size (24 cm\*40cm\*20cm), and the concrete Topping above the block will be equal 8cm.& the lengths span available in our project **in two way ribbed slab is 10.59cm :**

- So for this exterior span: -

$$h_{\min} = 10.59 / 33 = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

These ensure that the thickness is 32cm.

### 4-3 Design of the Rib (R1)

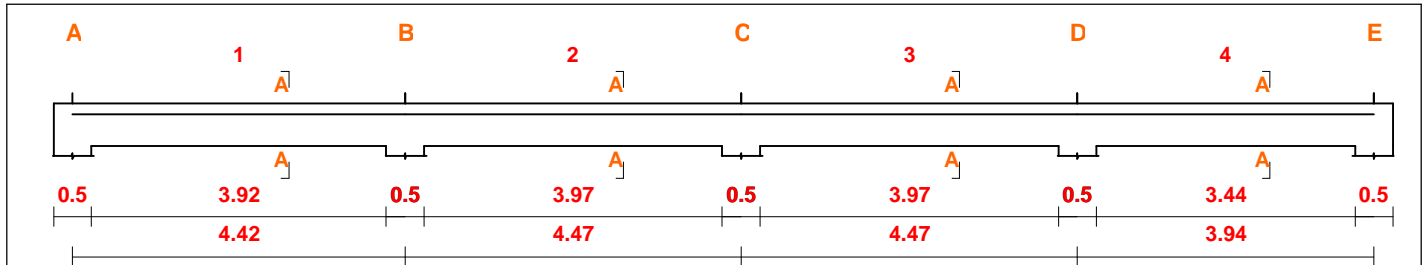


Fig (4-2) Rib (R1)

#### 4-3-1 Load Determination

- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to ACI\_05 code 8.10.2:

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

$$b_E = L / 4 = 4.42 / 4 = 1.105 \text{ m} = 110.5 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 52 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{ Control}$$

$\Rightarrow b_E = 52 \text{ cm.}$

##### 1. Dead load:

Dead load of ribbed slab: -

- **Topping** =  $(0.08) * (0.52) * (24) = 0.9984 \text{ KN / m.}$
- **Rib** =  $(0.12) * (0.24) * (24) = 0.6912 \text{ KN / m}$
- **Block** =  $(0.24) * (0.40) * (10) = 0.96 \text{ KN / m}$
- **Sand** =  $(0.13) * (0.52) * (16.5) = 1.1154 \text{ KN / m}$
- **Tile** =  $(0.03) * (0.52) * (23) = 0.3588 \text{ KN / m}$
- **Plaster** =  $(0.02) * (0.52) * (22) = 0.2288 \text{ KN / m}$
- **Partitions** =  $(1.25) * (0.52) = 0.65 \text{ KN / m}$

**Total Dead Load** = 5.4316 KN / m

**2. Live Load for commercial buildings is = 5 KN / m<sup>2</sup> SO.....:**

For stories = 500 kg / m<sup>2</sup>

= 5 \* 0.52 = 2.6 KN / m.

#### 4-3-2 Design of Topping

- Live load = 5 KN / m<sup>2</sup> (For stories).
- Dead load = (5.4316 / 0.52) – (0.6912 / 0.52) = 9.11 KN / m<sup>2</sup>
- $W_u = 1.2 (9.11) + 1.6 (5) = 18.932 \text{ KN / m}^2$

Assume slab is fixed at support point (ribs):

- $M_u = \left( \frac{W_u \times L^2}{12} \right)$

$$M_u = \left( \frac{18.932 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.252 \text{ KN.m, for 1 m wide strip.}$$

- According to **ACI\_05 ( 22.5.1)**

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.42 \sqrt{f'_c} = 0.42 \sqrt{24} = 2.1 \text{ MPa} = 0.21 \text{ KN / cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7 \text{ cm}^3$$

$$M_n = f_r \times S = 0.21 \times 1066.7 = 224.0 \text{ KN.cm} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$wM_n = 0.55 \times 2.24 = 1.232 \text{ KN.m}$$

$$w = 0.55 \quad \text{for plain concrete}$$

$$w M_n > M_u$$

$$1.232 > 0.252$$

No structural reinforcement is necessary

∴ Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

- Referring to **(ACI-7.12.2.1.b)**.

The steel used in our region has a yielding stress = 420 MPa.

$$= 0.0018.$$

- $A_s \text{ min} = \dots \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$

**Use bars 8**

$$\rightarrow \# \text{ of bars} = \frac{1.44}{0.5} = 2.88$$

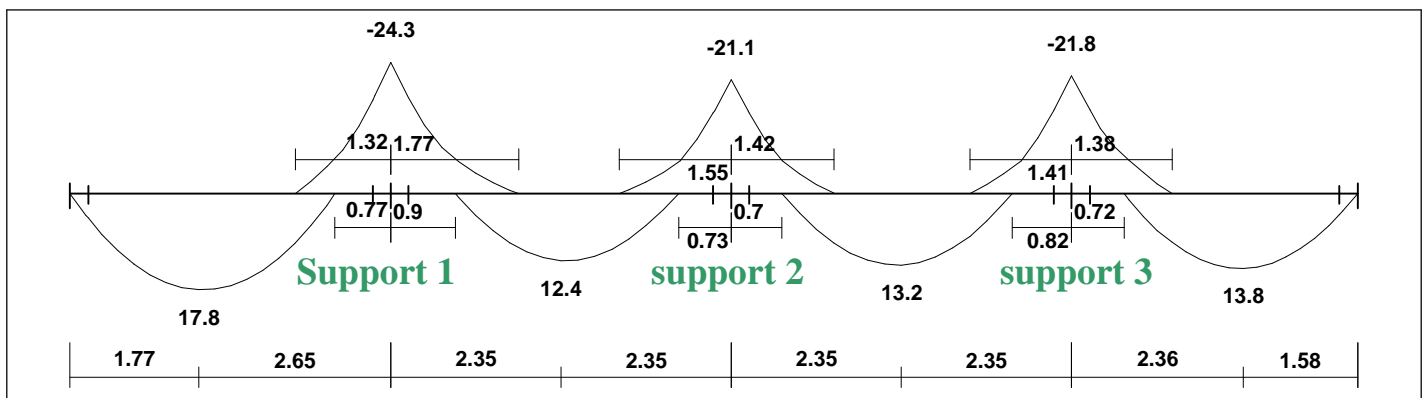
$\therefore$  use W8 @ 20 cm

$$A_{s \text{ provide}} = \frac{5 \times 0.8 \times 0.8 \times f}{4} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_s \text{ min} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### 4-3-3 Design of Negative and Positive Moment:

Design for 4.42 m, 4.47 m, 4.47 m, and 3.94 m spans.



**Fig (4-3) Moment envelop for rib (R1)**

Using Atir software we found that the envelope of moment for this Rib (R1) is as follows:-

See fig (4-3).

Live load = 5.4316 KN/m.

Dead load = 2.6 KN / m.

### 4-3-3-1 Design of Negative Supports

• **Design of Negative Moment for support1 :**

- Negative Mu max = - 24.3 KN.m
- $d = h - \text{Cover} - (d_b/2) = 32 - 2 - (1.0) = 29 \text{ cm.}$
- $Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 290^2} = 2.67 \text{ MPa.}$
- $m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.67}{420}} \right) = 0.0068 .$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.0068 \times 12 \times 29 = 2.38 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(29) \geq \frac{1.4}{420} (12)(29)$
- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$
- $A_{s \text{ req}} = 2.38 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 2.38 \text{ cm}^2 \text{ take bars } = 10\text{mm } A_s = 0.785 \text{ cm}^2$
- $\# \text{ of bars} = \frac{2.38}{0.785} = 3.03 \text{ bar } \dots\dots\dots \text{ Use 4 10}$
- $A_{s \text{ provid}} = 4 \times 0.785 = 3.14 \text{ cm}^2$
- Check yielding

$$T = A_s \times f_y = 3.14 \times 42 = 131.88 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{131.88}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 5.38 \text{ cm}$$

$$\text{From table } s = 0.85$$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{5.28}{0.85} = 6.33 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 6.33}{6.33} \times 0.003 = 0.011$$

$$\rightarrow 0.011 > 0.005 \quad o.k$$

### • Design of Negative Moment for support 2:

- Negative Mu max = - 21.1KN.m
- d = h - Cover - (d/2) = 32 - 2 - (1.0) = 29 cm.
- $Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.1 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 290^2} = 2.32 \text{ MPa.}$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.32}{420}} \right) = 0.00588 \text{ .}$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.00588 \times 12 \times 29 = 2.046 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(29) \geq \frac{1.4}{420} (12)(29)$
- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$

- $A_{s \text{ req}} = 2.046 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 2.046 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $\frac{2.046}{0.785} = 2.61 \text{ bar}$  ..... Use 3 10
- $A_{s \text{ provid}} = 3 \times 0.785 = 2.355 \text{ cm}^2$
- Check yielding  
 $T = A_s \times f_y = 2.355 \times 42 = 98.91 \text{ KN}$   
 $C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$   
 $a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{98.91}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 4.04 \text{ cm}$   
From table  $s = 0.85$   
 $x = \frac{a}{s} = \frac{4.04}{0.85} = 4.75 \text{ cm}$   
 $v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 4.57}{4.75} \times 0.003 = 0.0153$   
 $\rightarrow 0.0153 > 0.005 \quad \text{o.k}$

• **Design of Negative Moment for support 3:**

- Negative Mu max = - 21.8 KN.m
- $d = h - \text{Cover} - (d/2) = 32 - 2 - (1.0) = 29 \text{ cm.}$
- $Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.8 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 290^2} = 2.4 \text{ MPa.}$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$   
 $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.4}{420}} \right) = 0.0061 \text{ .}$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.0061 \times 12 \times 29 = 2.12 \text{ cm}^2$



- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(29) \geq \frac{1.4}{420}(12)(29)$
- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 2.12 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 2.12 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $\frac{2.12}{0.785} = 2.71 \text{ bar} \dots\dots\dots$  Use 3 10
- $A_{s \text{ provid}} = 3 \times 0.785 = 2.355 \text{ cm}^2$
- Check yielding  
 $T = A_s \times f_y = 2.355 \times 42 = 98.91 \text{ KN}$   
 $C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$   
 $a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{98.91}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 4.04 \text{ cm}$   
From table  $s = 0.85$   
 $x = \frac{a}{s} = \frac{4.04}{0.85} = 4.75 \text{ cm}$   
 $v_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{29-4.57}{4.75} \times .003 = 0.0153$   
 $\rightarrow 0.0153 > 0.005 \quad o.k$

### 4-3-3-2 Design of Positive Spans

#### • Design of Positive Moment for span 4.42m:

- Positive Mu max = 17.8 KN.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to ACI\_05 code 8.10.2:
  - $b_E$  For T- section is the smallest of the following:
  - $b_E = L / 4 = 4.42 / 4 = 1.105 \text{ m} = 110.5 \text{ cm}$ .
  - $b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$
  - $b_E = C/C \text{ spacing} = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$

$\Rightarrow b_E = 52 \text{ cm}$ .

- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:
  - For  $a = t = 8 \text{ cm}$
  - $C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (2.4) (8) (52) = 848.6 \text{ KN}$
- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 848.6 (29 - 0.5 (8)) / 100 = 212.15 \text{ KN.m}$
- $M_n = 0.9 (212.15) = 190.935 \text{ KN.m}$
- Check  $M_n = 190.935 \text{ KN.m} > M_u = 17.8 \text{ KN.m}$

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

- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.8 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 290^2} = 0.452 \text{ MPa}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$
- $\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.452}{420}} \right) = 0.0011$  .
- $A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0011 \times 52 \times 29 = 1.66 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} (b_w) (d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 (420)} (12) (29) \geq \frac{1.4}{420} (12) (29)$

- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 1.66 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 1.66 \text{ cm}^2$

- # of bars =  $\frac{1.66}{1.13} = 1.47 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{Use 2 12}$

- $A_{s \text{ provid}} = 2.26 \text{ cm}^2$

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 42 = 94.92 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{94.92}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 3.88 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{3.88}{0.85} = 4.56 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 4.56}{4.56} \times 0.003 = 0.016$$

$\rightarrow 0.016 > 0.005 \quad o.k$

• **Design of Positive Moment for span 4.47m:**

- Positive Mu max = 12.4 KN.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to **ACI code 8.10.2:**

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

$$b_E = L / 4 = 4.47 / 4 = 1.11 \text{ m} = 111 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\Rightarrow b_E = 52 \text{ cm.}$$

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

For  $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (2.4) (8) (52) = 848.6 \text{ KN}$$

- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 848.6 (29 - 0.5 (8)) / 100 = 212.15 \text{ KN.m}$
- $M_n = 0.9(212.15) = 190.935 \text{ KN.m}$
- Check  $M_n = 190.935 \text{ KN.m} > M_u = 12.4 \text{ KN.m}$

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

- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{12.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 290^2} = 0.315 \text{ MPa}$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.315}{420}} \right) = 0.00075$$

- $A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.00075 \times 52 \times 29 = 1.14 \text{ cm}^2$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(29) \geq \frac{1.4}{420} (12)(29)$

- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$

- $A_{s \text{ req}} = 1.16 \text{ cm}^2 \geq 1.14 \text{ cm}^2$

- ∴ select  $A_{s \text{ req}} = 1.16 \text{ cm}^2$

- # of bars =  $\frac{1.16}{0.785} = 1.03 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{Use 2 10}$

- $A_{s \text{ provid}} = 1.57 \text{ cm}^2$

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 1.57 \times 42 = 56.94 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{56.94}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 2.69 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.69}{0.85} = 3.2 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 3.2}{3.2} \times 0.003 = 0.024$$

$\rightarrow 0.024 > 0.005$  o.k

• **Design of Positive Moment for span 4.47m:**

- Positive Mu max = 13.2 KN.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to **ACI code 8.10.2:**

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

$$b_E = L / 4 = 4.47 / 4 = 1.11 \text{ m} = 111 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\Rightarrow b_E = 52 \text{ cm.}$$

- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:  
For  $a = t = 8 \text{ cm}$   
 $C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (2.4) (8) (52) = 848.6 \text{ KN}$
- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 848.6 (29 - 0.5 (8)) / 100 = 212.15 \text{ KN.m}$
- $M_n = 0.9(212.15) = 190.935 \text{ KN.m}$
- Check  $M_n = 190.935 \text{ KN.m} > M_u = 13.2 \text{ KN.m}$   
 $\therefore$  Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.2 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 290^2} = 0.335 \text{ MPa}$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.332}{420}} \right) = 0.0008 .$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.0008 \times 52 \times 29 = 1.2 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(29) \geq \frac{1.4}{420} (12)(29)$
- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$
- $A_{s \text{ req}} = 1.2 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 1.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $\frac{1.2}{0.785} = 1.54 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{ Use 2 10}$
- $A_{s \text{ provid}} = 1.57 \text{ cm}^2$
- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 1.57 \times 42 = 56.94 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{56.94}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 2.69 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.69}{0.85} = 3.2 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 3.2}{3.2} \times 0.003 = 0.024$$

$\rightarrow 0.024 > 0.005 \quad o.k$

• **Design of Positive Moment for span 3.94 m:**

- Positive Mu max = 13.8 KN.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to **ACI code 8.10.2:**

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

$$b_E = L / 4 = 3.94 / 4 = 0.985 \text{ m} = 98.5 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 52 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{ Control}$$

$$\Rightarrow b_E = 52 \text{ cm.}$$

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

For  $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (2.4) (8) (52) = 848.6 \text{ KN}$$

- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 848.6 (29 - 0.5 (8)) / 100 = 212.15 \text{ KN.m}$

- $M_n = 0.9(212.15) = 190.935 \text{ KN.m}$

- Check  $M_n = 190.935 \text{ KN.m} > M_u = 13.8 \text{ KN.m}$

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

- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{13.8 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 290^2} = 0.35 \text{ MPa}$

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

$$\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.35}{420}} \right) = 0.00086 \text{ .}$$

- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.00086 \times 52 \times 29 = 1.3 \text{ cm}^2$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(29) \geq \frac{1.4}{420}(12)(29)$
- $A_{s \text{ min}} = 1.015 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$
- $A_{s \text{ req}} = 1.3 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 1.66 \text{ cm}^2$
- $\# \text{ of bars} = \frac{1.3}{1.13} = 1.15 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{Use 2 12}$
- $A_{s \text{ provid}} = 2.26 \text{ cm}^2$
- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 42 = 94.92 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{94.92}{0.85 \times 2.4 \times 12} = 3.88 \text{ cm}$$

From table  $\rho = 0.85$

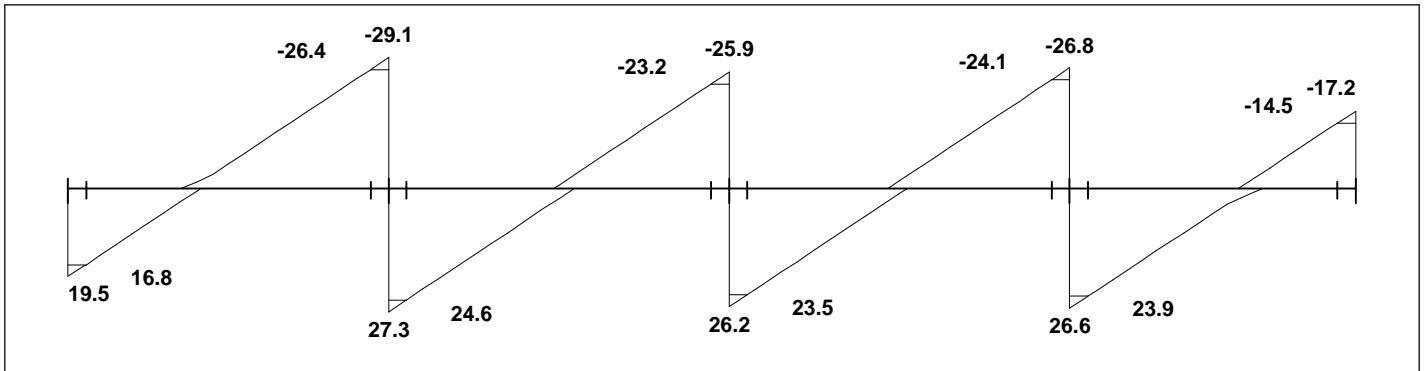
$$x = \frac{a}{\rho} = \frac{3.88}{0.85} = 4.56 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 4.56}{4.56} \times 0.003 = 0.016$$

$\rightarrow 0.016 > 0.005 \quad o.k$



#### 4-3-4 Check of shear:



**Fig (4-4) Shear Envelop For Rib (R1)**

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Rib ( R1 ) is as follows:-  
See fig (4-4).

##### 1. check for one value :

$V_{u\max} = 26.4$  kN At distance  $d$  from the face of interior support (2)

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b d = 0.75 \left( \frac{\sqrt{24}}{6} \right) (0.12)(0.29)(1000) = 21.31 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 26.4 \text{ kN} > 0.5 \Phi V_c = 10.655 \text{ KN}$$

Category (2):

$$0.5 \Phi V_c < V_u \quad \Phi V_c$$

∴ Minimum reinforced is required.

$$S = 3 A_v f_y / b_w = 3 * 420 * 0.35 * 1 / 12 = 36.75 \text{ cm}$$

$$S \quad d/2 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Controls.}$$

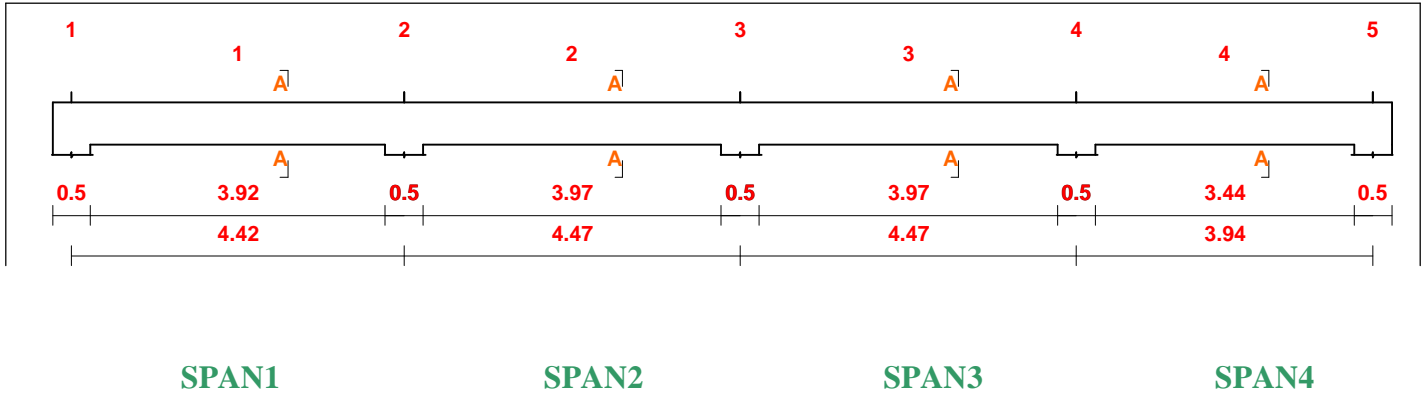
$$S \quad 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_s = 0.85 A_v f_y d / S = 0.85 * 42 * 2 * 0.35 * 29 / 15 = 48.3$$

$$V_u = 48.3 + 21.31 = 69.91 \text{ KN} > 26.4 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Use 8 mm stirrups @ 15 cm.

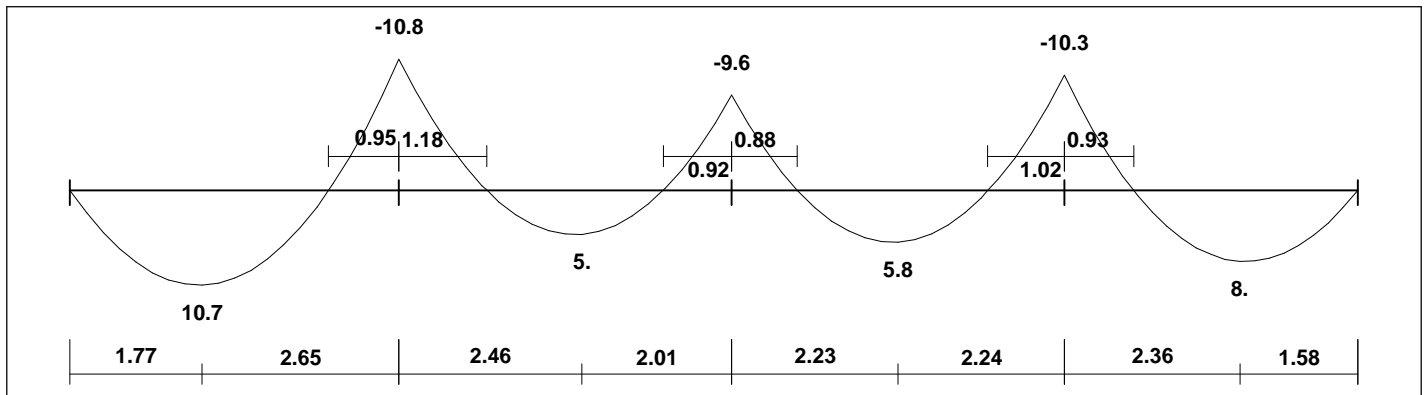
### 4-4 Design of the Beam (B1)



**Fig (4-5) :Spans (1,2,3,4) in beam (B1)**

Using Atrir software we found that the envelope of moment for this beam (B1) as follows:-

See Fig. (4-6)



**Fig (4-6) Moment Envelop For Beam (B1)**

**Check of b for beam when we assume it at first as 60 cm:**

$$M_n = M_u / 0.9 = 10.8/0.9 = 12 \text{ KN.m}$$

$$\dots = \frac{1}{2} \dots \text{ max}$$

$$\dots = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \dots b$$

$$\dots b = \frac{0.85 \times 24 \times 0.85}{420} (600/600 + 420) = 0.024$$

$$\dots = \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0.024 = 0.009$$

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

$$0.009 = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times R_n}{420}} \right)$$

$$R_n = 3.43$$

$$3.43 = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{12 \times 10^6}{0.9 \times b \times 260^2} = 0.575 \text{ m}$$

**Assume b= 60 cm.**

**• Design of Negative Moment for support (1):**

- Negative  $M_u \text{ max} = - 10.8 \text{ KN.m}$
- $M_n = M_u / 0.9 = 12 \text{ KN.m}$
- $d = h - \text{Cover} - (d/2) - \text{db (stirrups)} = 32 - 4 - (2.0/2) - 1.0 = 26 \text{ cm.}$
- $R_{n_{req}} = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{12 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.33 \text{ MPa}$
- $m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.33}{420}} \right) = 0.000792$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.000792 \times 60 \times 26 = 1.24 \text{ cm}^2$ .
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (60)(26) \geq \frac{1.4}{420} (60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 1.24 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.38$  bar..... **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2$

▪ Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{26 - 2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

• **Design of Negative Moment for support (2) :**

- Negative  $M_u \text{ max} = -9.6 \text{ KN.m}$
- $M_n = M_u / 0.9 = 10.67 \text{ KN.m}$
- Design a rectangular beam section with  $b_E = 60 \text{ cm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{10.67 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.292 \text{ MPa}$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.292}{420}} \right) = 0.0007.$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.0007 \times 60 \times 26 = 1.09 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (60)(26) \geq \frac{1.4}{420} (60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2 \text{ controls}$
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.37 \text{ bar} \dots\dots\dots$  **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2.$
- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{26 - 2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

### • Design of Negative Moment for support ( 3 ):

- Negative  $M_u$  max = - 10.3 KN.m
- $M_n = M_u / 0.9 = 11.4$  KN.m
- $d = h - \text{Cover} - (d/2) - db$  (stirrups) =  $32 - 4 - (2.0/2) - 1.0 = 26$  cm.
- $Rn_{req} = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.4 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.313 \text{ MPa}$
- $m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.313}{420}} \right) = 0.0007522.$
- $A_{s_{req}} = \dots \times b \times d = 0.0007522 \times 60 \times 26 = 1.17 \text{ cm}^2.$
- $A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$
- $A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (60)(26) \geq \frac{1.4}{420} (60)(26)$
- $A_{s_{min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2$  controls

- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.37$  bar..... Use 4 14
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2$ .

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{26-2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

### • Design of Positive Moment for span 1 :

- Positive Mu max = 10.7 KN.m
- Mn = Mu / 0.9 = 11.88 KN.m
- Design a rectangular beam section with  $b_E = 60 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.88 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.325 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.325}{420}} \right) = 0.000782.$$

- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.000782 \times 60 \times 26 = 1.22 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(26) \geq \frac{1.4}{420}(60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 1.22 \text{ cm}^2$
- $\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.37$  bar..... **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2$ .
  
- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{26 - 2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k



• **Design of Positive Moment for span 2 :**

- Positive Mu max =5 KN.m
- Mn = Mu / 0.9 = 5.56 KN.m
- Design a rectangular beam section with b<sub>E</sub> = 60 cm
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5.56 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.152 \text{ MPa}$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.152}{420}} \right) = 0.00036.$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.00036 \times 60 \times 26 = 0.57 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d)$
- 
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (60)(26) \geq \frac{1.4}{420} (60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 0.57 \text{ cm}^2$
- $\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars = 5.2/1.54= 3.37 bar..... **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2 .$
  
- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\nu_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{26 - 2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

### • Design of Positive Moment for span 3 :

- Positive  $M_u \text{ max} = 5.8 \text{ KN.m}$
- $M_n = M_u / 0.9 = 6.44 \text{ KN.m}$
- Design a rectangular beam section with  $b_E = 60 \text{ cm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{6.44 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.177 \text{ MPa}$
- $\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$
- $\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.177}{420}} \right) = 0.00042.$
- $A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.00042 \times 60 \times 26 = 0.66 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (60)(26) \geq \frac{1.4}{420} (60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2 \text{ controls}$
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 0.66 \text{ cm}^2$

- $\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.37$  bar..... **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2$ .

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{26 - 2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

#### • Design of Positive Moment for span 4 :

- Positive Mu max = 8 KN.m
- Mn = Mu / 0.9 = 8.89KN.m
- Design a rectangular beam section with  $b_E = 60 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.89 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 260^2} = 0.244 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.244}{420}} \right) = 0.00058.$$

$$A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.00058 \times 60 \times 26 = 0.911 \text{ cm}^2$$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(26) \geq \frac{1.4}{420}(60)(26)$
- $A_{s \text{ min}} = 4.55 \text{ cm}^2 \geq 5.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.2 \text{ cm}^2$  controls
- $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2 > 0.911 \text{ cm}^2$
- $\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 5.2 \text{ cm}^2$
- # of bars =  $5.2/1.54 = 3.37$  bar..... **Use 4 14**
- $A_{s \text{ provid}} = 6.16 \text{ cm}^2$ .

▪ Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 6.16 \times 42 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{258.72}{0.85 \times 2.4 \times 60} = 2.114 \text{ cm}$$

From table  $s = 0.85$

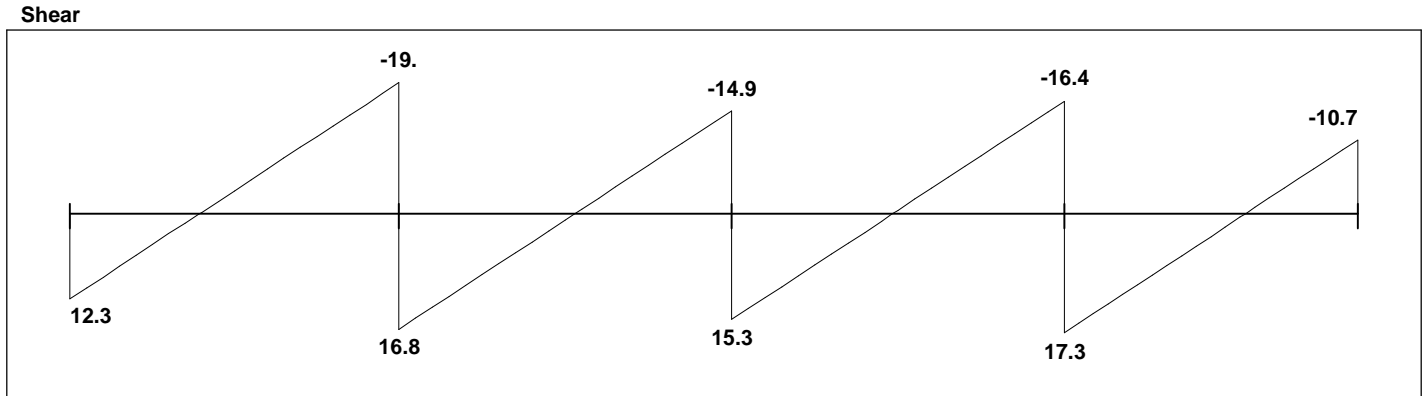
$$x = \frac{a}{s} = \frac{2.114}{0.85} = 2.5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{26-2.5}{2.5} \times 0.003 = 0.0282$$

$\rightarrow 0.0282 > 0.005$  o.k

#### 4-4-1 Check for Shear:

See Fig. (4-7) for shear envelope for Beam (B1)



**Fig (4-7) Shear Envelop For Beam (B1)**

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Beam ( B1 ) is as follows:-  
See fig (4-7).

##### 1. Check for one value:

$V_{u\max} = 19 \text{ kN}$  At support (2)

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd = 0.75 \left( \frac{\sqrt{24}}{6} \right) (0.6)(0.26)(1000) = 95.53 \text{ kN}$$

Category (1):

$$0.5W_c = 47.8 \text{ kN} \geq V_u = 19 \text{ kN}$$

$\therefore$  No shear reinforcement is required according to Category 1

## 4.5 Design of Tow Way Solid Slab (Slab S)

The slab would be analyzed and designed by using table of two way solid slab to find the internal forces, deflections and moments, and then manual calculation will be made to find the required steel for all members

### 4.5.1 Determination of Thickness:

$$L_x = 4.6 \text{ m.}$$

$$L_y = 5.88 \text{ m.}$$

$$L_y/L_x = 1.28 < 2.$$

∴ Two Way Solid Slab.

$$h > h_{\min}$$

$$200 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

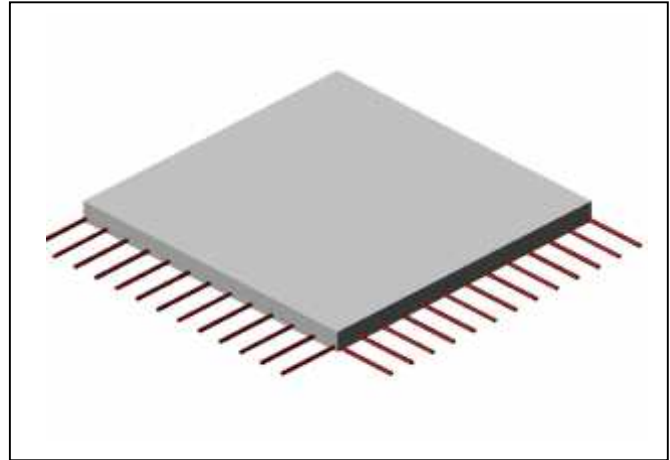


Fig (4-8) tow way solid slab

### 4.5.2 Determination of Loads:

$$DL = 8 \text{ kN/m}$$

$$LL = 5 \text{ kN/m}$$

$$qu = 1.2 * DL + 1.6 * LL$$

$$qu = 1.2 * 8 + 1.6 * 5 = 17.6 \text{ kN/m}$$

For 1m Strip In X & Y direction  $qu = 17.6 \text{ kN/m}$

From Table

$$K_{fx} = 21.5$$

$$K_{fy} = 28.7$$

$$K_{Ax} = K_{Ay} = 2.07$$

$$M_{ux} = \frac{qu * l_x^2}{K_{fx}} = \frac{17.6 * 4.6^2}{21.5} = 17.32 \text{ kN.m/1m strip}$$

$$M_{uy} = \frac{qu * l_x^2}{K_{fy}} = \frac{17.6 * 4.6^2}{28.7} = 13 \text{ kN.m/1m strip}$$

$$A_y = A_x = \frac{qu * l_x}{K_{Ax}} = \frac{17.6 * 4.6}{2.07} = 39.11 \text{ kN}$$

#### 4.5.3 Design of Shear:

$$w * V_c \geq V_n$$

$$w * V_c = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 17$$

$$104.103 \text{ KN} \gg 39.1 \text{ KN}$$

$\therefore$  No Shear Reinforcement Required

#### 4.5.4 Design of Reinforcement:

$$d = 20 - 2 - 1.0 = 17 \text{ cm.}$$

$$M_{ux} = 17.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 13 \text{ KN.m}$$

- In x-direction.

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 2.59$$

$$M_{nx} = 17.32 / 0.9 = 19.24 \text{ KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{19.24 * 10^6}{(1000)(170)^2} = 0.665 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.665)}{420}} \right) = 0.0016$$

$$A_{req} = m * b * d = 0.0016 * 100 * 17 = 2.74 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = \frac{0.25 \sqrt{24} * 1000 * 170}{420}$$
$$= 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

But not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 * b_w * d^2}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 170^2}{420} = 5.66 > 5.0 \dots \text{Control}$$

$$1.3 * A_{s_{req}} = 1.3 * 2.74 = 3.56 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} \dots \text{Control}$$

Then we use 10 @ 20 cm.  $A_{s_{provided}} = 5 * .785 = 3.925 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.3 * A_{s_{req}}$

- In y-direction.

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

$$M_{nx} = 13/0.9 = 14.44 \text{ KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{14.44 * 10^6}{(1000)(170)^2} = 0.5 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.5)}{420}} \right) = 0.0012$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0012 * 1000 * 170 = 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = \frac{0.25 \sqrt{24} * 1000 * 170}{420} = 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

But not less than

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 * b_w * d^2}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{400} = 5.66 > 5.0 \dots \text{Control}$$

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 2.05 = 2.665 \text{ cm}^2 \dots \text{Control}$$

$$\text{Then we use } 10 @ 20 \text{ cm. } A_{s \text{ provided}} = 0.785 * 5 = 3.9 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.3 * A_{s \text{ req}}$$

#### 4.5.5 Check for yielding:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$3.9 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 0.8 \text{ cm}$$

$$x = \frac{a}{\rho_1} = \frac{0.8}{0.85} = 0.94 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{17.0 - 0.94}{0.94} * 0.003$$

$$v_s = 0.05 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$



#### 4.5.6 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \gamma \times S \times X \times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 = 60.0 \text{ cm.}$$

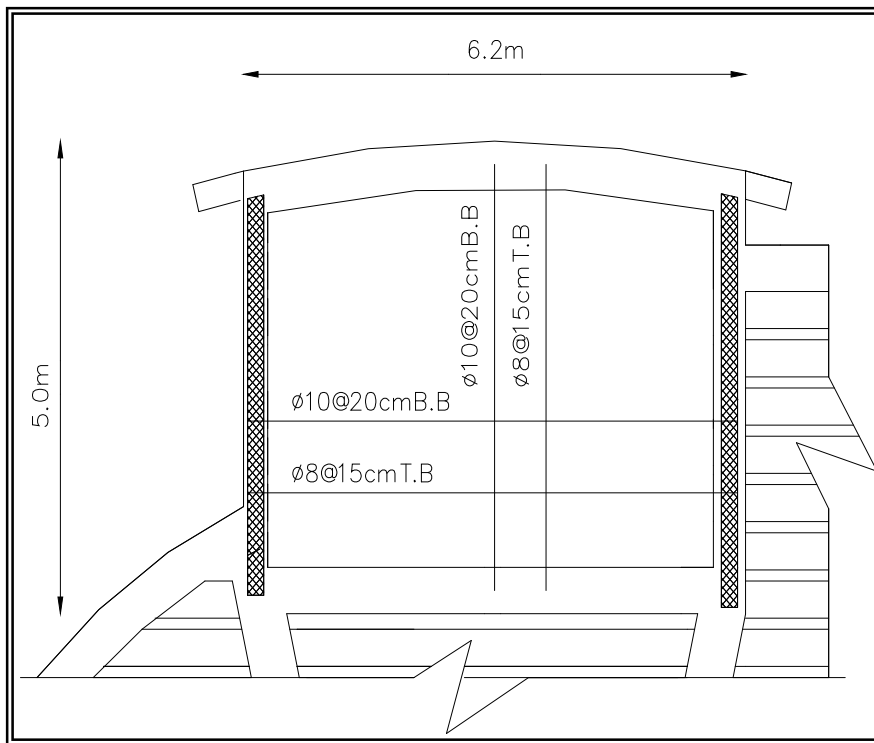
Use...  $L_d = 60 \text{ cm.}$

#### 4.5.7 Shrinkage & Temperature Reinforcement:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = (0.0018) (100) (17) = 3.06 \text{ cm}^2.$$

Then we use 8 @ 15 cm.  $A_{s_{\text{provided}}} = 3.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$  In both direction x&y



**Fig. (4.9) Reinforcement of solid slab S**

## 4.6 Design of Column (Column C4 in Building)

(A)

### 1. Design of cross sectional area:

Designing the cross sectional area of the column will have the dimensions which are (70cm x 70cm) cross sectional area column which is suitable for this interior column!

$$DL = 434.512 \text{ KN}$$

$$LL = 208 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 DL + 1.6 LL$$

$$= 1.2(434.512) + 1.6(208)$$

$$= 854.2144 \text{ KN}$$

$$P_n \text{ req} = P_u / \phi \quad (\text{where } \phi = 0.65 \text{ ----- ACI 9.3.2.2})$$

$$= 854.2144 / 0.65 = 1314.176 \text{ KN} \quad \text{for five floors } P_n \text{ req} = 5 (1314.176) = 6570.88 \text{ KN}$$

Use  $\rho_g = 1.5\%$  and  $A_g = 4900 \text{ cm}^2$ .

$$P_n = 0.8 \{0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} \text{ ----- ACI Code 10.3.6.2}$$

$$= 0.8 A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$= 0.8 (4900) \{0.85 (2.4) + 0.015 (42.0 - 0.85(2.4))\}$$

$$P_n \text{ available} = 10346.448 \text{ KN} > P_n \text{ req} = 6570.88 \text{ KN}$$

∴ The dimension of the column is sufficient for carrying the loads (as assumed previously).

### 2. Design of reinforcement:

Using  $\rho_{min} = 0.015$

$$A_{st} \text{ req} = (0.015) (4900) = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Use 24 #20 with  $A_s = 75.36 \text{ cm}^2$

### 3. Slenderness effect:

- Check of slenderness ratio,  $\frac{Kl_u}{r}$

$$\left( \frac{Kl_u}{r} \right) \leq (34 - 12) \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad \dots \quad \text{ACI 10.12.2}$$
$$\leq 40$$

Where:

Lu: Actual unsupported length.

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

r: radius of gyration =  $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$$I = bh^3/12 = 70(70)^3/12 = 2000833.33 \text{ cm}^4$$

$$A = 4900 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{2000833.33}{4900}} = 20.21 \text{ cm}.$$

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times 3.55 \text{ m}}{0.2021} = 17.57 < 22$$

∴ NO NEED to evaluate Slenderness effect .... We have short column.

### Calculation for factored moment....ACI 10.12.3.2

$$M_{2,min} = (15 + 0.03h)$$

$$e_{min} = 15 + 0.03(h) = 15 + 0.03(650) = 34.5 \text{ mm}$$

$$e_{used \text{ for the design}} = 34.5 \text{ mm} = 3.45 \text{ cm}$$

The capacity (Pn) of the column

$$C_s = A_s (F_Y - 0.85 \times f_c) = 5 \times 3.14 (42.0 - 0.85 \times 2.4)$$

$$= 627.372 \text{ KN}$$

$$C_c = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$= 0.85 \times 2.4 \times 70 \times a$$

$$= 0.85 \times 2.4 \times 70 \times 0.85 X = 121.38 X$$

$$s = (d - X) \left( \frac{0.003}{X} \right)$$

$$s = (64 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right)$$

- Est = 20000 KN/cm<sup>2</sup>

$$F_s = (64 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right) \times \text{Est}$$

$$F_s = (64 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right) \times 20000 = 60 \left( \frac{64 - X}{X} \right)$$

$$T = A_s \times F_s = 5(3.14) \left( \frac{60 \times (64 - X)}{X} \right) = \left( \frac{60288 - 942X}{X} \right)$$

$$\sum M (+ \text{Clockwise}) = 0$$

$$-\left( \frac{60288 - 942X}{X} \right) 32.45 + 121.38X \left( \frac{0.85X}{2} - 31.55 \right) - 627.372 \times 24 = 0.0$$

By trial and error the value of X = 37.72 cm

**Then:**         $C_s = 627.372 \text{ KN}$

$$C_c = 121.38(37.72) = 4578.45 \text{ KN}$$

$$T = \left( \frac{60288 - 942 \times 37.72}{37.72} \right) = 656.3 \text{ KN}$$

$$P_n = C_s + C_c - T = 627.372 + 4578.45 - 656.3 = 4549.522 \text{ KN}$$

$$P_n = 4549.522 \text{ KN}$$

$$M_n = P_n \times e$$

$$M_n = 4549.522 \times 0.0345$$

Check if:

$$s > (F_y / E_s)$$

$$(F_y / E_s) = (420 / 200000) = 0.0021$$

$$0.002523 > 0.0021$$

CORRECT.....

∴ The column is sufficient for the applied load.

#### 4. Lateral Ties Selection:

For 10 mm ties: according ACI 7.10.5.2

$$S \leq 16 d_b = (16 \times 2.0) = 32 \text{ cm} \quad \dots \text{use}$$

$$\leq 48 d_t = (48 \times 1.0) = 48 \text{ cm}$$

$$\leq \text{smaller dimension of the column} = 70 \text{ cm}$$

- Use 10 tie @ 35 cm.

#### 4.6 Design of long Column (Column C19 in building)

##### (B)

Designing the cross sectional area of the column will have the dimensions which are (30cm x 50cm) cross sectional area column which is suitable for this exterior column

#### 5. Design of cross sectional area:

$$DL = 126.63 \text{ KN}$$

$$LL = 62.75 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 DL + 1.6 LL$$

$$= 1.2(126.63) + 1.6(62.75)$$

$$= 252.356 \text{ KN}$$

$$P_n \text{ req} = P_u / \quad (\text{where } = 0.65 \text{ ----- ACI 9.3.2.2})$$

$$= 252.356 / 0.65 = 388.24 \times 4 = 1552.96 \text{ KN}$$

$$\text{Use } \rho_g = 1.5 \% \quad \text{and } A_g = 1500 \text{ cm}^2.$$

$$P_n = 0.8 \{0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} \text{ ----- ACI Code 10.3.6.2}$$

$$= 0.8 A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$= 0.8 (1500) \{0.85 (2.4) + 0.015 (42.0 - 0.85(2.4))\}$$

$$P_n \text{ available} = 3167.28 \text{ KN} > P_n \text{ req} = 1552.96 \text{ KN}$$

∴ The dimension of the column is sufficient for carrying the loads (as assumed previously).

## 6. Design of reinforcement:

Using  $\min=0.015$

$$A_{st \text{ req}} = (0.015)(1500) = 22.5 \text{ cm}^2$$

- Use 8 20 with  $A_s = 25.12 \text{ cm}^2$

## 7. Slenderness effect:

- Check of slenderness ratio,  $\frac{Kl_u}{r}$

$$\left( \frac{Kl_u}{r} \right) \leq (34 - 12) \left( \frac{M1}{M2} \right) \quad \dots \quad \text{ACI 10.12.2}$$
$$\leq 40$$

Where:

$L_u$ : Actual unsupported length.

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

$$r: \text{radius of gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I = bh^3/12 = 30(50)^3/12 = 312500 \text{ cm}^4$$

$$A = 1500 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{312500}{1500}} = 14.43 \text{ cm}.$$

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times 3.55 \text{ m}}{0.1443} = 24.60 > 22$$

$\therefore$  Slenderness effect must be considered

$$\dagger 1 = \left( \frac{C_m}{1 - (Pu / .75P_c)} \right) > 1$$

$$= \left( \frac{1}{1 - (1009.424 / .75P_c)} \right) > 1$$

**Determination of  $P_c$ :**

$$P_c = \frac{f^2 \times EI}{k lu}$$

$$E_c = \frac{15000\sqrt{240}}{100} = 2323.8 \text{ KN/cm}^2$$

$$E_s = 20000 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_{gross} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^3$$

$$I_s = 2(18(3.14) (14.6)^2) = 3300.8 \text{ cm}^4$$

**EI larger of:**

$$0.2(E_c I_g) + E_s I_s = 0.2(2323.8) (312500) + (20000) (3300.8) = 211252860 \text{ KN.cm}^2$$

$$0.4 E_c I_g = 0.4(2323.8) (312500) = 290475000 \text{ KN.cm}^2$$

$$P_c = \frac{f^2 \times 290475000}{355^2} = 22748.5 \text{ KN}$$

$$\dagger 1 = \left( \frac{1}{1 - (1009.424 / .75(22748.5))} \right) = 1.06$$

$$e_{min} = 15 - 0.03(h) = 15 - 0.03(250) = 22.5 \text{ mm}$$

$$e_{used \text{ for the design}} = 22.5(1.06) = 23.85 \text{ mm} = 2.85 \text{ cm}$$

The capacity ( $P_n$ ) of the column

$$C_s = A_s (f_y - 0.85 \times f_c) = 5 \times 3.14(42.0 - 0.85 \times 2.4)$$

$$= 627.372 \text{ KN}$$

$$C_c = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$= 0.85 \times 2.4 \times 30 \times a$$

$$= 0.85 \times 2.4 \times 30 \times 0.85X = 52.02X$$

$$s = (32 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right)$$

$$= (32 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right) \times 20000$$

$$F_s = (32 - X) \left( \frac{0.003}{X} \right) \times 20000 = 60 \left( \frac{32 - X}{X} \right)$$

$$T = A_s \times F_s = 5(3.14) \left( \frac{60 \times (32 - X)}{X} \right) = \left( \frac{30144 - 942X}{X} \right)$$

$$\sum M (+ \text{Clockwise}) = 0$$

$$- \left( \frac{30144 - 942X}{X} \right) 23.36 + 52.02X \left( \frac{0.85X}{2} - 22.64 \right) - 627.372 \times 18.46 = 0.0$$

By trial and error the value of  $X = 42.8$  cm

Then:

$$C_s = 627.372 \text{ KN}$$

$$C_c = 52.02(42.8) = 2226.456 \text{ KN}$$

$$T = \left( \frac{30144 - 942 \times 42.8}{42.8} \right) = -237.7 \text{ KN}$$

∴ The tension force is in the opposite direction

$$P_n = C_s + C_c + T = 627.327 + 2226.456 + 237.7 = 3091.43 \text{ KN}$$

$$P_n = 3091.43 \text{ KN} > P_n = 1552.96 \text{ KN}$$

∴ The column is sufficient for the applied load.

## 8. Lateral Ties Selection:

For 10 mm ties: according ACI 7.10.5.2

$$S \leq 16 d_b = (16 \times 2.0) = 32 \text{ cm} \quad \dots \text{use}$$

$$\leq 48 d_t = (48 \times 1.0) = 48 \text{ cm}$$

$$\leq \text{smaller dimension of the column} = 30 \text{ cm}$$

- Use 10 tie @ 25 cm.



## 4.7 Design of Isolated Footing (Footing F2 IN BUILDING)

- *Total factored load = 830.02 KN.*
- *Soil weighting = 18 KN/m<sup>3</sup>.*
- *Allowable soil pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>*
- *Column dimensions = 60 cm x 30 cm.*

### 1. Bearing pressure design:

Estimate footing to be about 30 cm thick in addition to about 10 cm of blinding concrete and let the base elevation to be 70 cm.

- Footing Weight = 0.4 m (24KN/m<sup>3</sup>) = 9.6 KN/m<sup>2</sup>.
- Overburden Weight = 0.3 m (18 KN/m<sup>3</sup>) = 5.4 KN/m<sup>2</sup>.

$$P_{\text{net}} = 400 - 9.6 - 5.4 = 385 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Required area (A)} &= \text{Total Weight} / \text{Net Soil Pressure} \\ &= 830.02 \text{ KN} / 1.4 (385) \text{ KN/m}^2 \\ &= 1.539 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } \dots\dots L = 1.40 \text{ m, } B = 1.10 \text{ m, } A = 1.54 \text{ m}^2.$$

### 2. Thickness of the footing design:

$$P_u = 830.02 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{net}} (\text{factored}) = 830.02 \text{ KN} / 1.54 \text{ m}^2 = 538.974 \text{ KN/m}^2 = 539 \text{ KN/m}^2.$$

- **One way shear:**

$$\left( V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \right) \geq V_u$$

$$0.75 \left( \frac{1}{6} \right) (\sqrt{24} \times 10)(110)(d) \geq 5.39(110)(40 - d)$$

$$673.6 d = 23716 - 592.9 d$$

$$\therefore d = 18.73 \text{ cm}$$

Total depth  $h = 18.73 \text{ cm} + 8 \text{ cm (cover)} + 2 \text{ cm (of reinforcing bars)} = 28.72 \text{ cm}$

Minimum  $h$  (practically executed) = 40.0 cm.

$$\therefore d = 40.0 - 8 - 2 = 30.0 \text{ cm}$$

- **Two way shear:**

$$V_u = P_{\text{net}} \times [(B) \times (A) - (a+d)(b+d)]$$

$$V_u = 5.39 [(140 \times 110) - (90 \times 60)] 10/1000$$

$$V_u = 539 \text{ KN}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{S_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

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

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

Where:

$$S_c = \frac{\text{long side of the column}}{\text{short side of the column}}$$

$$= 60/30 = 2$$

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

$$= 2 [(60+30) + (30+30)]$$

$$= 300.0 \text{ cm.}$$

$$s = 30 \text{ (for exterior column)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.333 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.417 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \dots \therefore \text{use}$$

$$V_c = 0.33(\sqrt{24})(3000)(300)/1000 = 1469.69 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 \times 1469.69 = 1102.27 \text{ KN}$$

$$V_c = 1102.27 > V_u = 539$$

$\therefore$  Use 40 cm as a total depth in addition to 10 cm as a blinding concrete

### 3. Dowels design:

$$P_n = (0.85f'_c)A_g > P_u$$

$$P_n = 0.65 \left( 0.85 \times \frac{24}{10} \right) (60 \times 30) = 2386.8 \text{ KN} > 830.02 \text{ KN}$$

Dowels are not required for load transfer.

$\therefore$  Use the minimum dowels area,

$$A_s \text{ min} = 0.005 \times (60 \times 30) = 9.0 \text{ cm}^2$$

Use 6 14 dowels with  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

The 14 dowels must be developed above and below the base of the column (to face of footing), as below:

- **Development Length ( $L_d$ ):**

$L_d$  for 14:

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times d_b = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 1.4 = 30 \text{ cm} \quad 0.044 (db) (FY) = 25.87 \text{ cm}$$

$$\therefore L_d = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = 40 - 8(\text{cover}) - 2(1.4) (\text{footing bars}) = 30 \text{ cm}$$

$\therefore$  OK

#### 4. Design of Bending Moment:

The critical section for moment is at the face of the column, the design of the bending moment will depend on the larger value of 60 cm (since the column is not square, the other value is less; 30 cm).

$$\begin{aligned} M_u &= \left( P_{\text{net}} \times W \times \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left( 5.39 \times 110 \times \left( \frac{140}{2} - \frac{30}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{140}{2} - \frac{30}{2} \right) / 10000 \\ &= \{ (5.39 \times 110 \times 55) \times 0.5(55) \} / 10000 \\ &= 89.68 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{89.68}{0.9} = 99.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Required } R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{99.64 \times 10^4}{110 \times 30^2} = 10.06 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$= \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(10.06)}{4200}} \right)$$

$$= 0.00245$$

$$\text{Required } A_s = 0.00245 \times 110 \times 40$$

$$= 10.812 \text{ cm}^2$$

$$1.3 (\text{Required } A_s) = 1.3(10.812)$$

$$= 14.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Minimum } A_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$\text{Minimum } A_s = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (110)(30) \geq \frac{1.4}{420} (110)(30)$$

$$\text{Minimum } A_s = 9.62 \text{ cm}^2 \geq 11.0 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ minimum } A_s = 11.0 \text{ cm}^2$$

$$1.3 (\text{Required } A_s) = 14.06 \text{ cm}^2 > \text{ minimum } A_s = 11.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.0 \text{ cm}^2 = A_s \text{ select}$$

$$A_s \text{ for shrinkage and temperature} = 0.002(110)(40)$$

$$= 8.80 \text{ cm}^2 < A_s \text{ select}$$

$$\therefore A_s \text{ provid} = 11 \text{ cm}^2$$

- Use 5 18  $A_s = 12.7 \text{ cm}^2$  (In each way)

## 4.8 Design of Strip Footing (wall footing)

### 1. Calculation of load:

- **Dead load:**

Service Dead load = 125.928 KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 5 KN/m

Total Service load (Pn) = 125.928 + 5 = 130.928 KN/m

Total Factored load (Pu) = 1.2(130.928) + 1.6(5) = 165 KN/m

### 2. Design of footing width:

Estimate footing to be about 40cm thick in addition to 10 cm of blinding concrete and let the base elevation to be 80 cm.

- Footing weight = 0.5(24)=12 KN/m<sup>2</sup>
- Assume soil pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>
- Net soil pressure = 400-(12)=388 KN/m<sup>2</sup>
- Footing width = total weight / net soil pressure
- = 165 KN/m / 1.4(400) KN/m<sup>2</sup> = 0.295

**Use ..... 70 cm width strip footing**

$$P_{\text{net}} = P_u / \text{area} = 165 / 0.7 \times 1 = 236 \text{ KN/m}^2$$

The shear strength of concrete,

$$V_u = V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$wV_c = V_u$$

$$0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times d = 180 + 1[[1 - 0.3/2] - d]$$

$$d = 0.127m \Rightarrow d = 12.7cm$$

$$\text{Total thickness} = 12.7 + 8 + 1.6 = 22.6cm$$

.....Select thickness of strip footing = 40 cm

### 3. Determination reinforcement for moment strength:

$$Mu = (\text{pent}) (\text{footing width} - \text{wall width})/2 * (\text{footing width} - \text{wall width})/4$$

$$= 165(0.4/2) * (0.4/2) = 3.3 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare Rn_{req} = \frac{Mu}{W * b * d^2} = \frac{3.3 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 304^2} = 0.04 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.04}{420}} \right) = 0.000095 \leq \dots \text{ min} = 0.0018 .$$

$$\blacksquare A_s_{req} = \dots \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 30.4 = 5.472cm^2$$

**Use ..... W 12@15 cm**

### 4. Developments length of main reinforcement

$$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{f'_c}} \times r \times s \times x \times d$$

for W14bars

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 = 60.0cm.$$

$$\text{Available } L_d = 30 \leq \text{Required } L_d = 60 \text{ cm}$$

so standard hook of ( 20 cm ) must be used to provide  $L_d$  .

## 5. Design of dowels bars:

$$A_{s \text{ min req}} = 0.00095 * 100 * 30.4 = 2.888 \text{ cm}^2$$

**Use ..... w 12@25 cm**

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times r \times s \times x \times d$$

*for w14 bars*

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 51.44 \geq 30 \text{ cm.}$$

$\therefore$  OK

## 6. Design for secondary reinforcement:

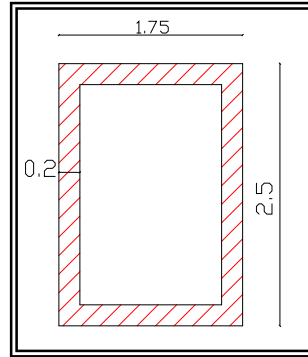
$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

**Use ..... w 12@20 cm**



#### 4-9 Design of Mat footing under stairs:

Load calculation:



**Fig.(4-10) Dimention of mat footing under stair**

$$\begin{aligned} \text{Total (D.L) of the Wall} &= \text{Wall Height} * (W) * (c). \\ &= (17.49) * 0.2 * 24 = 83.952 \text{KN / m.} \end{aligned}$$

$$\text{Slab Weight (D.L) / m on the wall} = 27.72 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Slab Weight (L.L) / m on the wall} = 43.5 \text{ KN / m}$$

$$\text{Total Dead load} = 111.672 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Total live load} = 43.5 \text{ KN/m.}$$

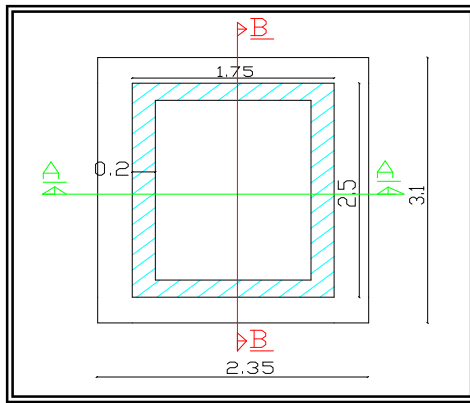
$$\text{Dead load factored} = 1.2 * 111.672 = 134 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Live load factored} = 1.6 * 43.5 = 69.6 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Total load factored} = 204 \text{ KN/m.}$$

.

$$P_{Ru} = 204 * (2 * 2.1 + 2 * 1.75) = 1570.3 \text{ KN.}$$



**Fig.(4-11) Sections of mat footing under stair**

Required area =  $P / 1.4 * \text{Allowable soil pressure} = 1570.8 / 1.4 * 400 = 2.805 \text{ m}^2$ .

Select A provided =  $2.35 * 3.1 = 7.285 \text{ m}^2 > \text{Area req} \dots\dots\dots \text{OK}$ .

Total Factored load for one meter strip =

$$1.2 * \text{DL} + 1.6 * \text{LL} = 1.2 * 111.672 + 1.6 * 43.5 = 204 \text{ KN/m}$$

**A- Design in X- Direction.**

Check of Bearing capacity for Section a-a.

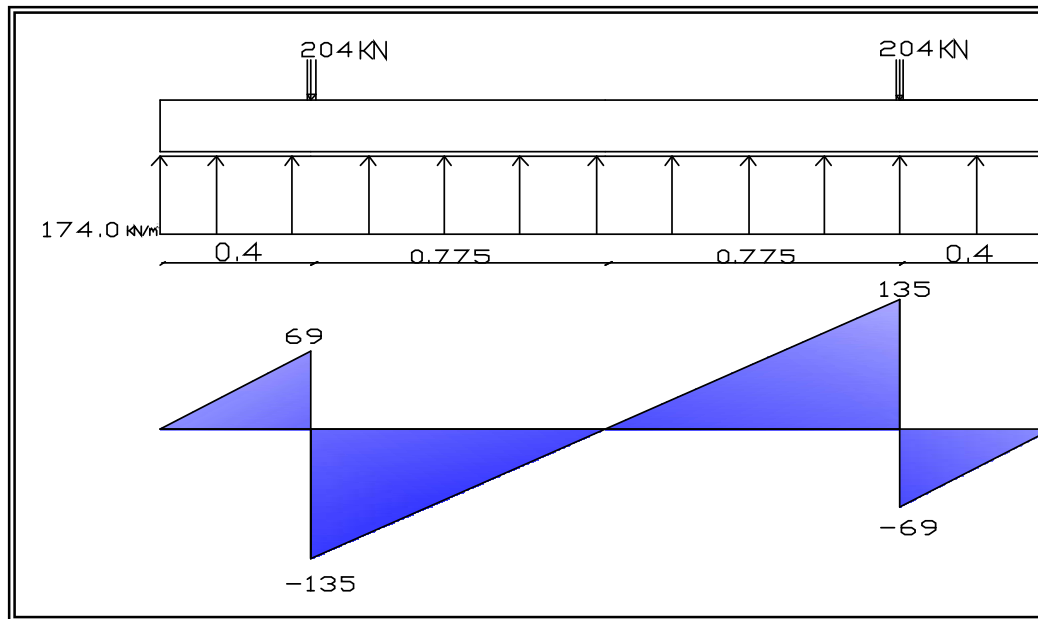
$$q_1 = (2 * 204) / (1 * 2.35) = 174 \text{ KN/ m}^2$$

$$( q_1 = 174 \text{ KN/ m}^2 ) < ( 1.4 * \text{B.C} = 560 \text{ KN/ m}^2 ) \dots\dots\dots \text{OK}$$

Section A-A

From atir software we found that the shear

Envelope is as shown in the figure  $\therefore$



**Fig.(4-12) Shear envelope of mat footing under stair  
Section A-A**

**Estimation of footing depth:**

$V_u = 135 \text{ KN.}$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (1000) \times (d) = 612.4d$$

Let  $V_u = V_c.$

$$135 \times 10^3 = 612.4 d$$

So,  $d = 0.22\text{m} = 22\text{cm.}$

Assume 10 for main reinforcement.

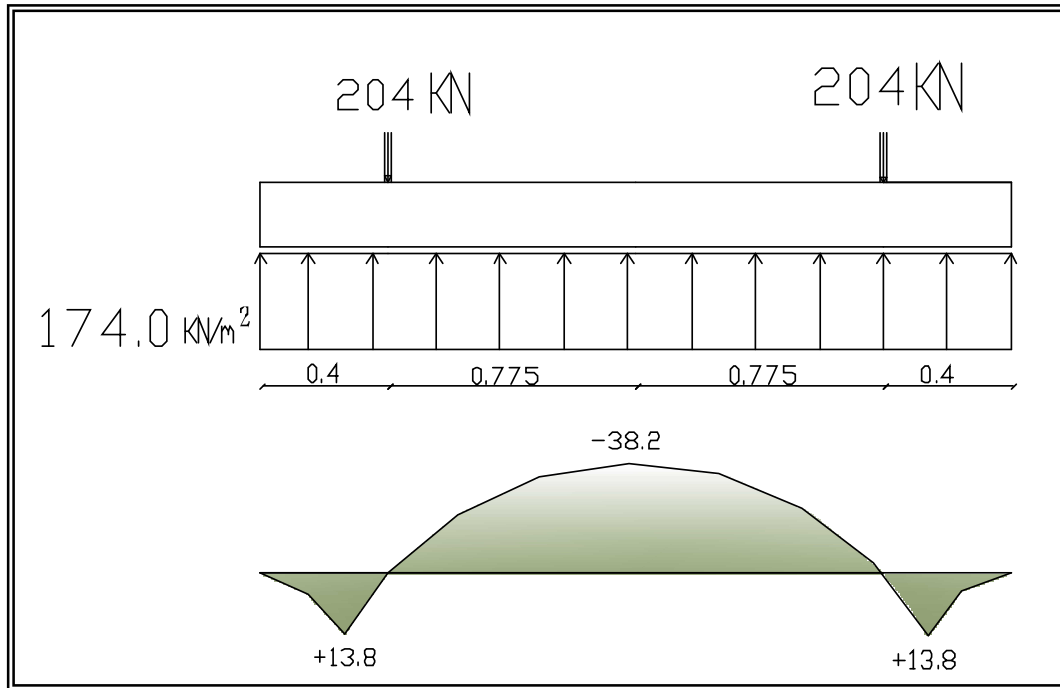
$$h_{req} = 22 + 1 + 6 + 1 = 30 \text{ cm.}$$

Select  $h = 40\text{cm.}$

$$d_{req} = 40 - 6 - 1 - 1 = 32 > 22\text{cm} \dots \dots \dots \text{O.K.}$$

**Design of reinforcement:-**

By using Atir software we found that the moment envelope of this section is as the following figure,



**Fig.(4-13) Moment diag. of mat footing under stair  
Section A-A**

### 1- Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in X direction).

$M_u = 13.8 \text{ kN.m} / 1 \text{ meter strip}$ , (At the face of support).

$M_{n \text{ req}} = M_u / 0.9 = 13.8 / 0.9 = 15.33 \text{ kN.m}$ .

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{15.33 \times 10^6}{1000 \times 320^2} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.15}{420}} \right) = 0.00036$$

... Req = 0.00036.

$$A_{s \text{ req}} = 0.00036 \times (100) \times (32) = 1.152 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b_w \times d \geq \frac{1.4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 100 \times 32 \geq \frac{1.4 \times 100 \times 32}{420} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.33 \geq 10.67$$

Select  $A_{s \min} = 10.67 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 1.152 = 1.4976 \leq A_{s \min}$$

$A_{s \text{ used}}$  must be  $>$   $A_{s \text{ required}}$  for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$1.4976 < 7.2, \text{ So use } A_s = 7.2 \text{ cm}^2 \dots$$

So, use **12 @ 12.5 cm** for bottom reinforcement in X direction.

$A_{s \text{ provided}} = 9.04 > 7.2 \dots \dots \dots$  **OK.**

### 2-Design of negative moment:-

Top reinforcement (in X direction).

$M_u = 38.2 \text{ KN.m} / 1 \text{ meter strip}$ , (At the face of support).

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 38.2 / 0.9 = 42.44 \text{ KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{42.44 \times 10^6}{1000 * 320^2} = 0.414 \text{ MPa}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.414}{420}} \right) = 0.001$$

$$\dots \text{ req} = 0.001.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.001 * (100) * (32) = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 100 * 32 \geq \frac{1.4 * 100 * 32}{420} \Rightarrow A_{s \min} = 9.33 \geq 10.67 \text{ cm}^2$$

Select  $A_{s \min} = 10.67 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 3.2 = 4.16 \geq A_{s \min} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{So, use } A_{s \min} = 4.16 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ used}}$  must be  $>$   $A_{s \text{ required}}$  for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$7.2 > 4.16, \text{ so use } A_s = 7.2 \text{ cm}^2$$

So, use **12 @ 12.5cm** for Top reinforcement in X direction.

$A_s \text{ provided} = 9.04 > 7.2 \dots \dots \dots \text{OK.}$

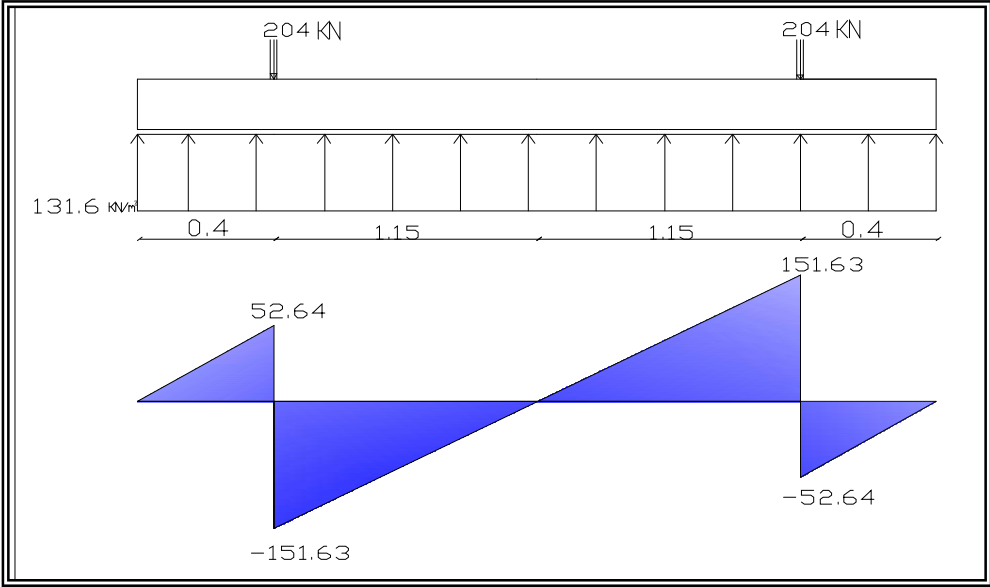
**B- Design in Y- Direction.**

Check of bearing capacity for

$$q_1 = (2 \times 204) / (1 \times 3.1) = 131.6 \text{ kN/m}^2.$$

$(q_1 = 131.6) < (1.4 \times \text{B.C} = 560) \dots \dots \dots \text{OK.}$

From Atir software we found that the shear Envelope is as Figure.

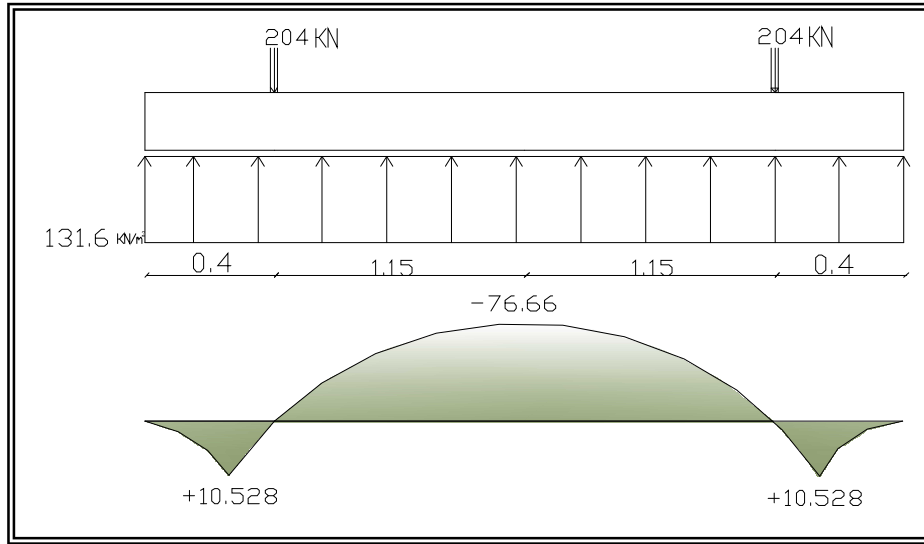


**Fig.(4-14) Shear envelope of mat footing under stair Section B-B**

Because the shear action is the same we use the depth of mat = 40 cm.

**Design of reinforcement:-**

By using Atir software we found that the moment envelope of this section is as the following figure,



**Fig.(4-15) Moment diag. of mat footing under stair  
Section B-B**

### 3- Design of positive moment:

Bottom reinforcement (in Y direction).

$M_u = 10.528 \text{ kN.m/1 meter strip}$ , (At the face of support).

$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 10.528 / 0.9 = 11.7 \text{ kN.m}$ .

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.7 \times 10^6}{1000 \times 320^2} = 0.1143 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.1143}{420}} \right) = 0.000273$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.000273 \times (100) \times (32) = 0.8736 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b_w \times d \geq \frac{1.4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 100 \times 32 \geq \frac{1.4 \times 100 \times 32}{420} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.33 \geq 10.67 \text{ cm}^2$$

Select  $A_{s \text{ min}} = 10.67 \text{ cm}^2$ .

$$1.3 * A_s \text{ req} = 1.3 * 0.8736 = 1.136 \leq A_{s \text{ min}} .$$

**A<sub>s</sub>** used must be > A<sub>s</sub> required for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2 .$$

$$7.2 > 1.136, \text{ so use } A_s = 7.2 \text{ cm}^2 .$$

So, use **12 @ 12.5cm** for bottom reinforcement in Y direction.

$$A_{s \text{ provided}} = 9.04 > 7.2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

**4-Design of negative moment:-**

Top reinforcement ( in Y direction).

$$M_u = 76.66 \text{KN.m/ 1 meter strip, (At the face of support).}$$

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 76.66 / 0.9 = 85.2 \text{KN.m.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{85.2 \times 10^6}{1000 * 320^2} = 0.832 \text{ MPa}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.832}{420}} \right) = 0.002 .$$

$$\dots \text{ req} = 0.002 .$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.002 * (100) * (32) = 6.47 \text{cm}^2 .$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 100 * 32 \geq \frac{1.4 * 100 * 32}{420} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.33 \geq 10.67 \text{cm}^2$$

$$\text{Select } A_{s \text{ min}} = 10.67 \text{cm}^2 .$$

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 8.414 . \quad \text{So, use } A_s \text{ req} = 8.414 \text{ cm}^2 .$$

**A<sub>s</sub>** used must be > A<sub>s</sub> required for shrinkage & temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2 .$$

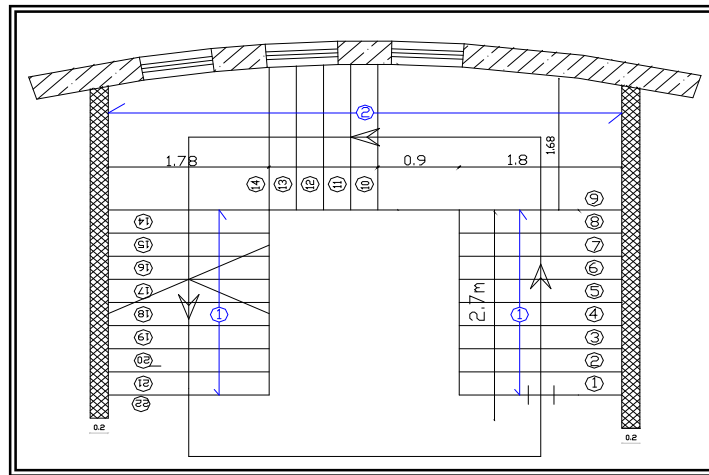
$$8.414 > 7.2 \text{ So use } A_s = 8.414 \text{cm}^2 ..$$

So , use **12 @ 12.5 cm** for Top reinforcement in Y direction.

$$A_{s \text{ provided}} = 9.04 > 8.414 \dots \dots \dots \text{OK.}$$



**(4-10) Design of stairs:**



**Fig. (4-16): Stair no.1**

**(4-10-1) Dead Load:** For system (1):

Material	Dead Load
Plate couer	$\frac{(0.15)(25)}{\cos 29.54} = 4.31 \text{ kN} / \text{m}^2$
H – plate	$0.04 * 22 * 33 / 30 = 0.968 \text{ kN} / \text{m}^2$ .
V – plate	$0.03 * 22 * 17 / 30 = 0.374 \text{ kN} / \text{m}^2$ .
Plaster	$= \frac{(0.03)(22)}{\cos 29.54} = 0.758 \text{ kN} / \text{m}^2$
Stairs	$\left(\frac{0.17}{2}\right) * 25 = 2.125 \text{ kN} / \text{m}^2$
H – mortar	$0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN} / \text{m}^2$
V – mortar	$0.03 * (0.17 / 0.33) * 22 = 0.34 \text{ KN} / \text{m}^2$

**Table (4-1) dead load of system (1) of stair.**

**Total Dead load=9.535 KN/m<sup>2</sup> =9.535 KN/m for 1m strip**

$$Dl = 9.535 \text{ kN / m}$$

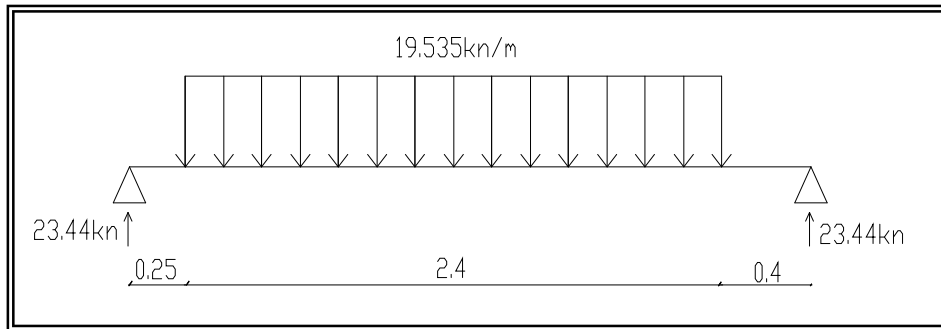
$$Ll = 5 \text{ KN / m}$$

$$qu = 1.2 * Dl + 1.6 * Ll$$

$$qu = 1.2 * 9.535 + 1.6 * 5 = 19.44 \text{ KN / m}$$

For 1m Strip

**(4-10-2) Design for positive moment:**



**Fig. (4-17): structural system (1) of stairs**

**Maximum moment stair:**

$$Mu = \frac{qL^2}{8} = \frac{19.535 * 2.4^2}{8} = 14.065 \text{ KN.m}$$

- Design of shear:

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) bd$$

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = h - c - d/2$$

$$= 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{25}}{6} \right) (1000)(120) = 75 \text{ KN} \gg V_u = 23.44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

✓ No shear reinforcement required

- Design of Bending moment :-

Design of main reinforcement:-

$$M_u = 14.065 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 14.065 / 0.9 = 15.628 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{15.628 * 10^6}{(1000)(120)^2} = 1.085 \text{ Mpa}$$

$$m = F_y / .85 f_c'$$

$$= 420 / 25 * .85 = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.085)}{420}} \right) = 0.00265$$

$$A_s \text{ req} = \rho * b * d = 0.00265 * 1000 * 120 = 3.18 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'} * b * d}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{24} * 1000 * 120}{420}$$

$$= 3.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

But not less than

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4 * b_w * d^2}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 120}{420} = 4 > 3.5 \dots \dots \text{Control}$$

$$A_s \text{ req.} = 3.18 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_s \text{ min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \dots \dots A_s = 4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

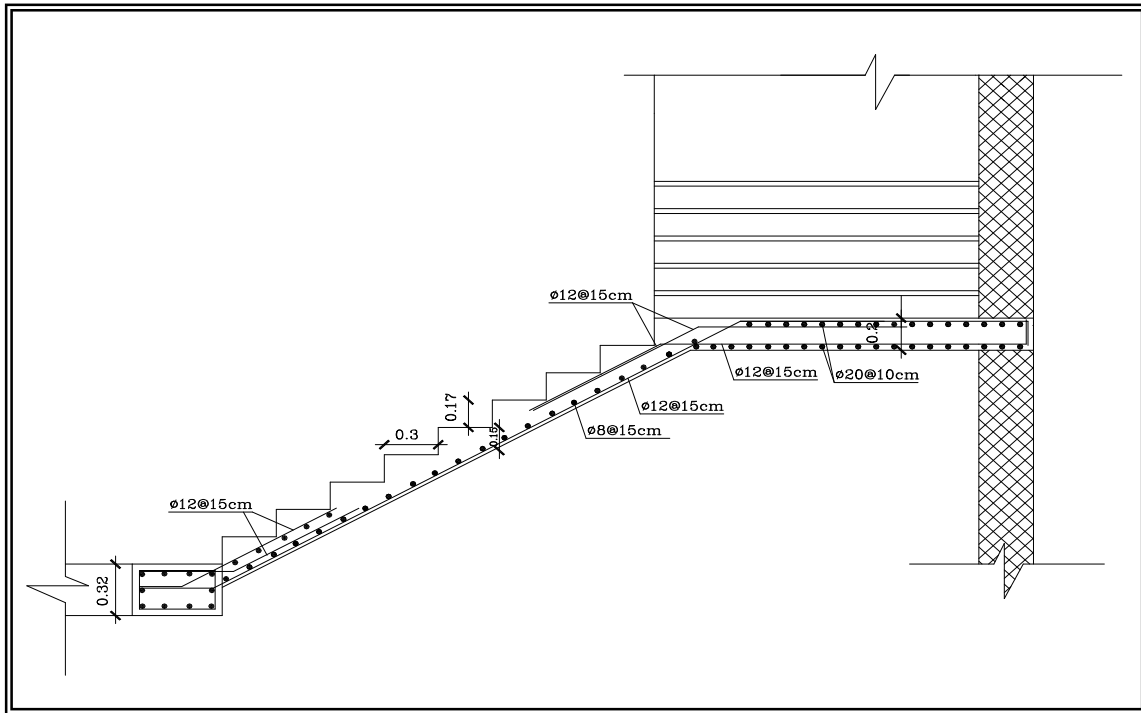
**Use 12 @ 15cm , AS = 7.5 cm<sup>2</sup> /m**

- Design of secondary reinforcement:

$$A_s = 0.0018 * 15 * 100 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m} > .2 * 10.2 = 2.04 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s \text{ req} = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Select 8 @ 15cm , AS = 3.35 cm<sup>2</sup> /m**



**Fig. (4-18): Reinforcement of system (1) of stair**

**(4-10-3) Dead Load:** For system (2):

Material	Dead Load
Plate cover	$\frac{(0.2)(25)}{\cos 29.54} = 5.75 \text{ kN/m}^2$
H – plate	$0.04 * 22 * 33/30 = 0.968 \text{ kN/m}^2$ .
V – plate	$0.03 * 22 * 17/30 = 0.374 \text{ kN/m}^2$ .
Plaster	$= \frac{(0.03)(22)}{\cos 29.54} = 0.758 \text{ kN/m}^2$
Stairs	$\left(\frac{0.17}{2}\right) * 25 = 2.125 \text{ kN/m}^2$
H – mortar	$0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$
V – mortar	$0.03 * (0.17/0.33) * 22 = 0.34 \text{ KN/m}^2$

**Table (4-2) dead load of system (2) of stair.**

**Total Dead load=10.97 KN/m<sup>2</sup> =10.97 KN/m for 1m strip**

$$Dl = 10.97kN / m$$

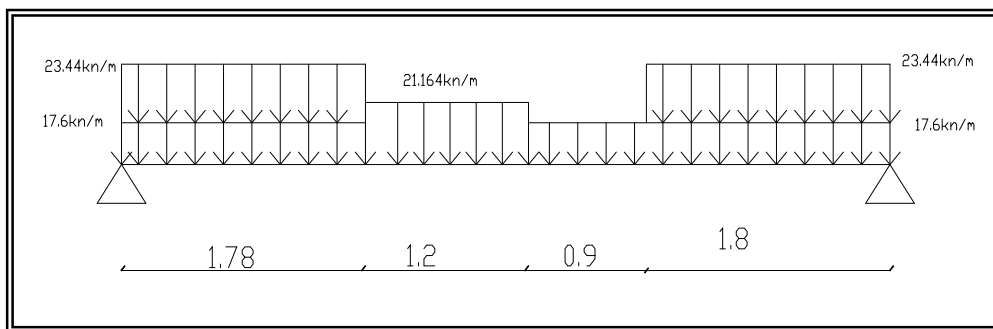
$$Ll = 5KN / m$$

$$qu = 1.2 * Dl + 1.6 * Ll$$

$$qu = 1.2 * 10.97 + 1.6 * 5 = 21.164KN / m$$

For 1m Strip

**(4-10-4) Design for positive moment:**



**Fig. (4-19): structural system (2) for stairs**

**Maximum moment stair:**

$$Mu = 111.25KN.m$$

$$Vu = 94.1$$

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd$$

$$h = 20cm.$$

$$d = h - c - d/2$$

$$= 20 - 2 - 1 = 17 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \left( \frac{\sqrt{25}}{6} \right) (1000)(170) = 106.25 \text{ KN} > Vu = 94.1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

✓ No shear reinforcement required

- **Design of Bending moment :-**

Design of main reinforcement:-

$$M_u = 111.25 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 111.25 / 0.9 = 123.6 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{123.6 * 10^6}{(1000)(170)^2} = 4.27 \text{ Mpa}$$

$$m = f_y / 0.85 f_c' = 420 / 25 * 0.85 = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.27)}{420}} \right) = 0.011$$

$$A_s \text{ req} = m * b * d = 0.011 * 1000 * 170 = 19.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = \frac{0.25 \sqrt{24} * 1000 * 170}{420}$$

$$= 4.96 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

But not less than

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4 * b_w * d^2}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 170^2}{420} = 5.67 > 3.5 \dots \dots \text{Control}$$

$$A_s \text{ req.} = 19.65 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_s \text{ min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \dots \dots A_s = 19.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

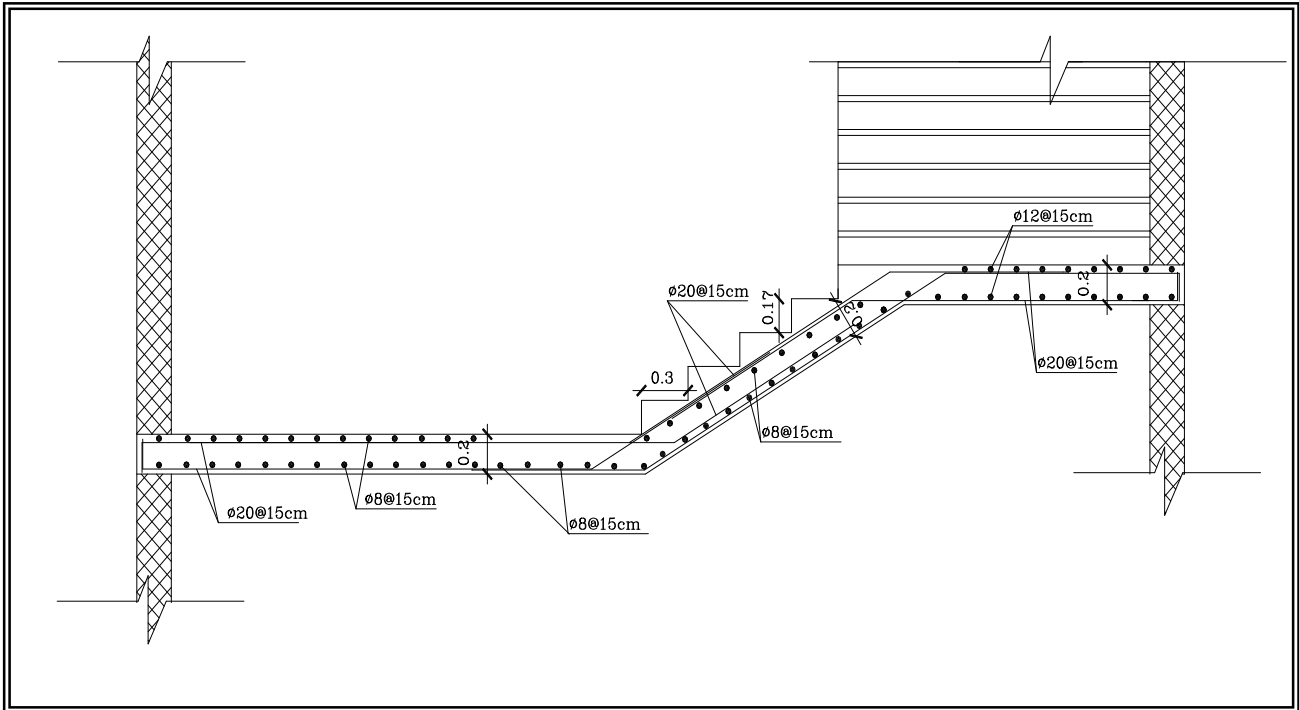
**Use 20 @ 10cm , AS = 20.92 cm<sup>2</sup> / m > A<sub>s</sub> req. = 19.65 cm<sup>2</sup> / m**

- **Design of secondary reinforcement:**

$$A_s = 0.0018 * 15 * 100 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m} > 0.2 * 10.2 = 2.04 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ req}} = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Select 8 @ 15cm , AS = 3.35 cm<sup>2</sup> / m**



**Fig. (4-20): Reinforcement of system (2) of stair**

## 4-11 Design of Basement Wall

### Case A: design against Earth load

$$\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ KN/m}^3 \text{ (Unit weight of the soil)}$$

$$\phi = 30^\circ \text{ (Assumption)}$$

$$H = 3.30 \text{ m (Height of retaining wall)}$$

$$K = 0.5$$

#### 1. Calculation of loads:

- **Dead load calculation**

$$e = \gamma_{\text{soil}} \times H \times K$$

$$= 18 \times 3.30 \times 0.5 = 29.7 \text{ KN/m}^2$$

$$E = 0.5 \times H \times e$$

$$= 0.5 \times 3.30 \times 29.7 = 49 \text{ KN/m}$$

- **Live load calculation**

$$e_p = p \times K$$

$$= 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$E_p = H \times e_p$$

$$= 3.30 \times 2.5 = 8.25 \text{ KN/m (for 1m strip)}$$

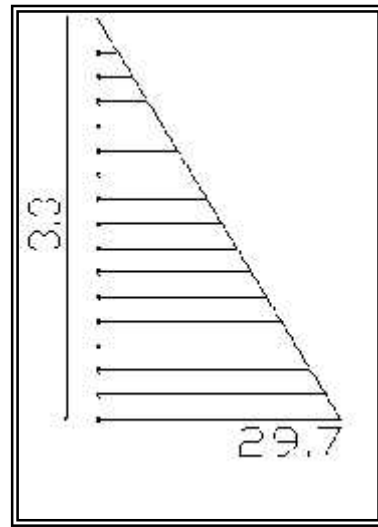


Fig. (4-21): loads on abasement wall

#### 2. Thickness of the retaining wall:

$$\sum M_b \text{ (positive clockwise)}$$

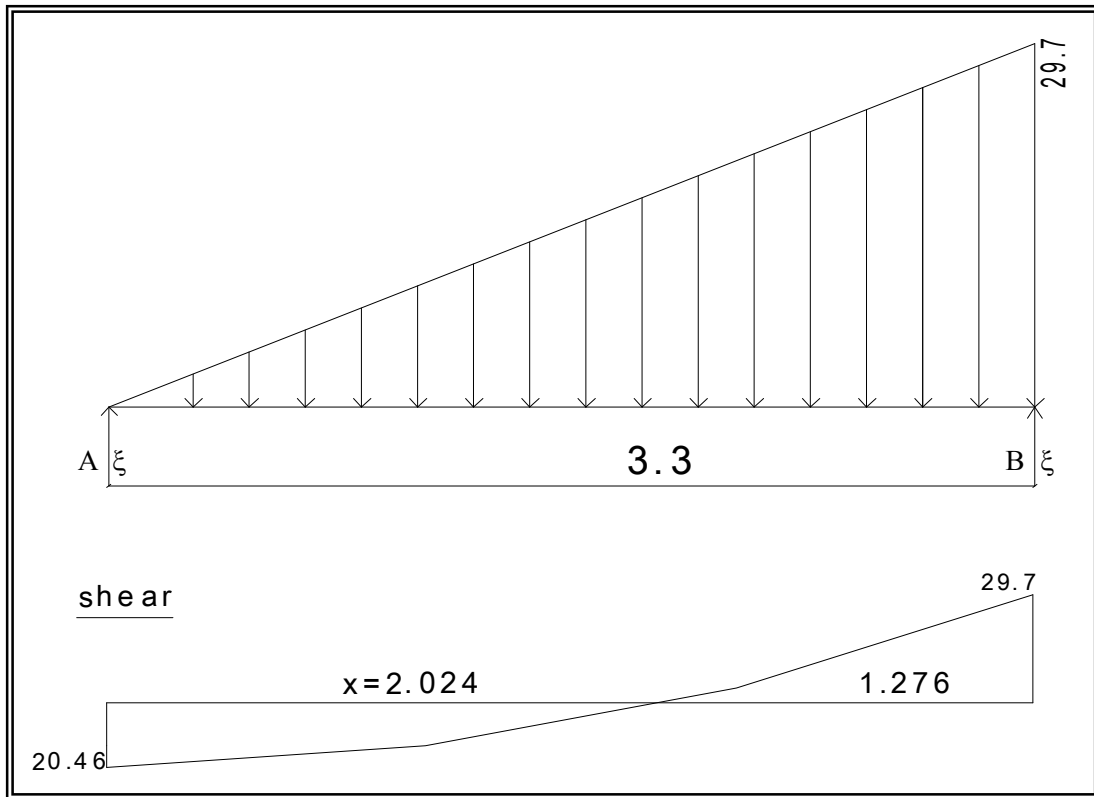
$$A_x \times 3.30 - 49 \times 1.1 + 8.25 \times 1.65 = 0.0$$

$$A_x = 20.46 \text{ KN}$$

$$B_x = 36.795 \text{ KN}$$



Determination of zero shear point:



**Fig. (4-22): zero shear point of the wall**

$$\frac{29.7}{3.3} = \frac{Z}{x} \Rightarrow Z = 9x$$

$$20.46 = 0.5 \times x \times 9x + x$$

$$20.46 = 4.5x^2 + x$$

$$4.5x^2 + x - 20.46 = 0.0$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \times A \times C}}{2 \times A}$$

$$x = \frac{-1 \pm \sqrt{1^2 - 4 \times 4.5 \times -20.46}}{2 \times 4.5} = 2.024m$$

$$\therefore Z = 9 \times 2.024 = 18.22 \text{ KN/m}^2$$

$\sum Mx$  (positive clockwise)

$$20.46 \times 2.024 - 0.5 \times 18.22 \times 2.024 \times 2.024 \times \frac{1}{3} - 2.5 \times 2.024 \times 2.024 \times 0.5 = 23.85 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 1.6 \times Mx = 1.6 \times 23.85 = 38.16 \text{ KN.m}$$

Use,

$$= 0.5(\text{ max})$$

$$\text{max} = 0.01935$$

$$= 0.009675$$

$$\text{Use} \approx 0.01$$

$$m = 20.59$$

$$Mu = 38.16 \text{ KN.m}$$

$$Mn = Mu / 0.9 = 42.4 \text{ KN.m}$$

$$Rn = (f_y (1 - 0.5 m)) = 3.77 \text{ MPa}$$

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn \times b}} = \sqrt{\frac{42.4 \times 10^6}{3.77 \times 1000}} = 106.0 \text{ mm}$$

If 20 bars are used:

$$h = (106.55 + 70 + 20) = 196 \text{ mm}$$

$\therefore$  Use  $h = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$ .

### 3. Wall Reinforcement:

- Main reinforcement

$$d = 250 - (70 + 20) = 160 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{42.4 \times 10^6}{1000 * 160^2} = 1.66 \text{ N / mm}^2$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.66}{420}} \right) = 0.00413$$

$$A_{sreq} = 0.00413 \times 100 \times 16 = 6.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c} \times b \times d}{4 \times f_y} \geq \frac{1.4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{\sqrt{24} \times 1000 \times 160}{4 \times 420} \geq \frac{1.4 \times 1000 \times 160}{420} \\ &= 466.6 \text{ mm}^2 \geq 533.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore A_{s \text{ min}} = 5.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ req}} = 1.3 \times 6.6 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq A_{s \text{ min}} = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ selected}} = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Check shrinkage and temperature reinforcement,**

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ req}} = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq A_{s \text{ shrinkage}} = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ selected}} = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Use 5 12 @ 20 cm..... As prove. = 5.65 cm<sup>2</sup> /m**

- **Secondary Reinforcement**

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement.

$$A_{s \text{ shrinkage}} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$$\text{Use 12 @ 25 cm..... As prove. = 4.52 cm}^2 / \text{m}$$

## **(4-12) Design of shear wall:**

### ***4-12-1-Calculation of Floors Weight:-***

#### **► For the Basement Floor:-**

Total weight of the Basement Floor = 4471 KN.

#### **► For the Ground Floor:-**

Total weight of Ground Floor = 4068.95 KN.

#### **► For the first Floor:-**

Total weight of first Floor = 4118.11 KN.

#### **► For the second Floor:-**

Total weight of second Floor = 3617.71 KN.

#### **► For the final (roof ) Floor:-**

Total weight of final Floor = 1278 KN

**W<sub>(Total)</sub> for all Floors = 4471 + 4118.11 + 4068.95 + 3617.71 + 1278 = **17553.77 KN.****

### **4.12.2 Calculation of shear force on "shear walls":**

From Uniform Building Code 1997(UBC):

**Z=0.3 zone"3"**

**R=5.5**

**I=1**

**Ca=0.24**

**CV=0.24**

**hn =19m**

**Ct=0.0488      Where:**

**Z** = seismic zone factor as given in Table 16-I.

**R** = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth 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.

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

$$T = 0.0488(19)^{3/4} = 0.444$$

$$V = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0.24 \times 1}{5.5 \times 0.444} 17553.77 = 1725.19 \text{ KN}$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.444 \times 1725.19 = 53.62 \text{ KN}$$

#### **4.12.3 Load Calculation of Wall (SW12).**

$$F_{xi} = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i = [ ( 3.64 * 3693.03 ) + ( 7.54 * 3264 ) + ( 11.44 * 3313.15 ) + ( 15.34 * 3084.19 ) + ( 19 * 131.04 ) ] = 123298.55 \text{ KN}$$

$$F_{Basement} = (1725.19 - 53.62) * 3693.03 * 3.64 / 123298.55 = 182.24 \text{ KN}$$

$$F_{Ground} = (1725.19 - 53.62) * 3264 * 7.54 / 123298.55 = 333.65 \text{ KN}$$

$$F_{First} = (1725.19 - 53.62) * 3313.15 * 11.44 / 123298.55 = 513.85 \text{ KN}$$

$$F_{Second} = (1725.19 - 53.62) * 3084.19 * 15.34 / 123298.55 = 641.4 \text{ KN}$$

#### **Ratio calculation of each wall:**

<u>No. of wall</u>	<u>Ratio calculation</u>
<b>1</b>	<b>0.04</b>
<b>2</b>	<b>0.04</b>
<b>3</b>	<b>0.19</b>
<b>4</b>	<b>-0.08</b>
<b>5</b>	<b>0.12</b>
<b>6</b>	<b>0.00</b>
<b>7</b>	<b>-0.00</b>

8	0.00
9	-0.00
10	-0.46
11	0.11
12	0.26
13	-0.02
14	-0.03

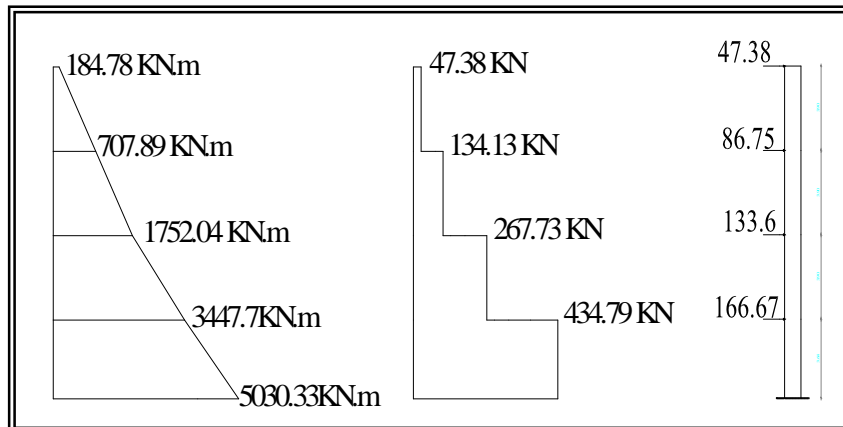
**Ratio calculation for wall no. 12 in X direction:**

$F_{x1} = 182.24 * 0.26 = 47.38 \text{ KN @ Basement floor.}$

$F_{x2} = 333.65 * 0.26 = 86.75 \text{ KN @ Ground floor.}$

$F_{x3} = 513.85 * 0.26 = 133.6 \text{ KN @ First floor.}$

$F_{x4} = 641.4 * 0.26 = 166.76 \text{ KN @ Second floor.}$



**Fig. (4-23) moment and shear diagram of the shear wall (no. 12)**

**4-12-4-Design of Reinforcement:-**

*-Internal Forces:-*

$M_u = 3447 \text{ KN.m.}$

$$V_u = 434.79 \text{ KN.}$$

**1- Design of shear:-**

$$V_u = 434.79 \text{ KN.}$$

$$d = 0.8 * LW = 0.8 * 610 = 488 \text{ cm} = 4880 \text{ mm.}$$

$$wV_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 200 * 4880 = 597.67 \text{ KN.}$$

$$(wV_c = 597.67 \text{ KN}) > (V_u = 434.79 \text{ KN}) > (0.5wV_c = 298.84 \text{ KN}).$$

**∴ Minimum shear reinforcement is required.**

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} * (Mpa) * b * d = \frac{1}{3} * 200 * 4880 = 325.33 \text{ KN.}$$

Assume 10 for shear Reinforcement.

$$\frac{A_v}{S} \text{ req} = \frac{325.33}{420 * 4880} = 0.0158 \text{ cm}$$

The required spacing is the smaller of the following:

$$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.0025 * 20 = 0.05 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ req} < \frac{A_v}{S} \text{ min}$$

$$\frac{A_v}{S} \text{ min} = 0.05 \text{ cm is controlled}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{Lw}{5} = \frac{610}{5} = 122 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 3 * h = 3 * 20 = 60 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 45 \text{ cm} \dots \text{ control}$$

Select 2 10 / 20cm:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{2 * 0.785}{20} = 0.0785 \text{ cm} > \frac{A_v}{S} \text{ req} = 0.05 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{w * A_v * f_y * d}{wV_{s \text{ req}}} = \frac{0.75 * 2 * 78.5 * 420 * 4880}{325.33 * 10^3} = 741.83 \text{ mm} = 74.183 \text{ cm}$$

Select, S = 20 cm.

So, use 10@35cm.

$$-S_{\text{used}} < Lw/5 \dots\dots\dots (ACI-318-11.10.9.3).$$

$$20 < (610/5 = 122 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$-S_{\text{used}} < 3*h \dots\dots\dots (ACI-318-11.10.9.3).$$

$$20 < (3*20 = 60\text{cm}) \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$-S_{\text{used}} < 45\text{cm} \dots\dots\dots (ACI-318-11.10.9.3).$$

$$20 < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

So, Use Horizontal Reinforcement = 10@35cm.

## 2- Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$$\dots_{\text{min}} = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hw}{Lw} \right) (\dots h - 0.0025) \dots\dots\dots (ACI-318-11.10.9.4).$$

...h = Horizontal reinforcement ratio.

$$\dots h = \frac{(2 * (0.785) * \frac{100}{20})}{100 * 20} = 3.925 * 10^{-3}.$$

$$\dots_{\text{min}} = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{20}{610} \right) (3.925 * 10^{-3} - 0.0025) = 0.004258$$

$$As_{\text{req}} = 0.004258 * 4880 * 20 = 4.16 \text{ cm}^2 \text{ (For Both Faces. <}$$

$$As_{\text{req}} = 0.01 * 4880 * 20 = 9.76 \text{ cm}^2 \text{ (For Both Faces).}$$

$$As_{\text{req}} = h/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Control.}$$

Use 10@35.....As provided = 15.7 cm<sup>2</sup> > As req=10 cm<sup>2</sup> .....OK.

$$\frac{Av}{s} \text{ req} \geq \left( \frac{Av}{s} \text{ min} = 0.0025 * h \right) \dots\dots\dots (ACI - 318 - 11.8.4).$$

$$\frac{2 * 0.785}{35} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.446 \text{ cm} \geq 0.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$



• **Design of Moment:-**

$$M_u = 3447.7 \text{ KN.m}$$

Design as light loaded shear wall.

(uniform distribution vertical reinforcement will neglected)

$$R_n = \frac{M_u}{wbd^2} = \frac{3447.7 * 10^6}{0.9 * 200 * 4880^2} = 0.8 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.8}{420}} \right) = 0.001944$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.001944 * 20 * 488 = 18.97 \text{ cm}^2$$

$$A_g \text{ boundary} = C_w * h = 25 * 20 = 500 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{A_{s \text{ boundary}}}{A_g \text{ boundary}} \leq 0.08 \dots\dots\dots (\text{ACI} - 318)$$

$$= \frac{18.97}{500} = 0.038 < 0.08 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\blacksquare A_{s \text{ req}} = \dots \times b \times d = 0.001944 \times 20 \times 488 = 18.97 \text{ cm}^2$$

$$\blacksquare A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b)(d)$$

$$\blacksquare A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (20)(488) \geq \frac{1.4}{420} (20)(488)$$

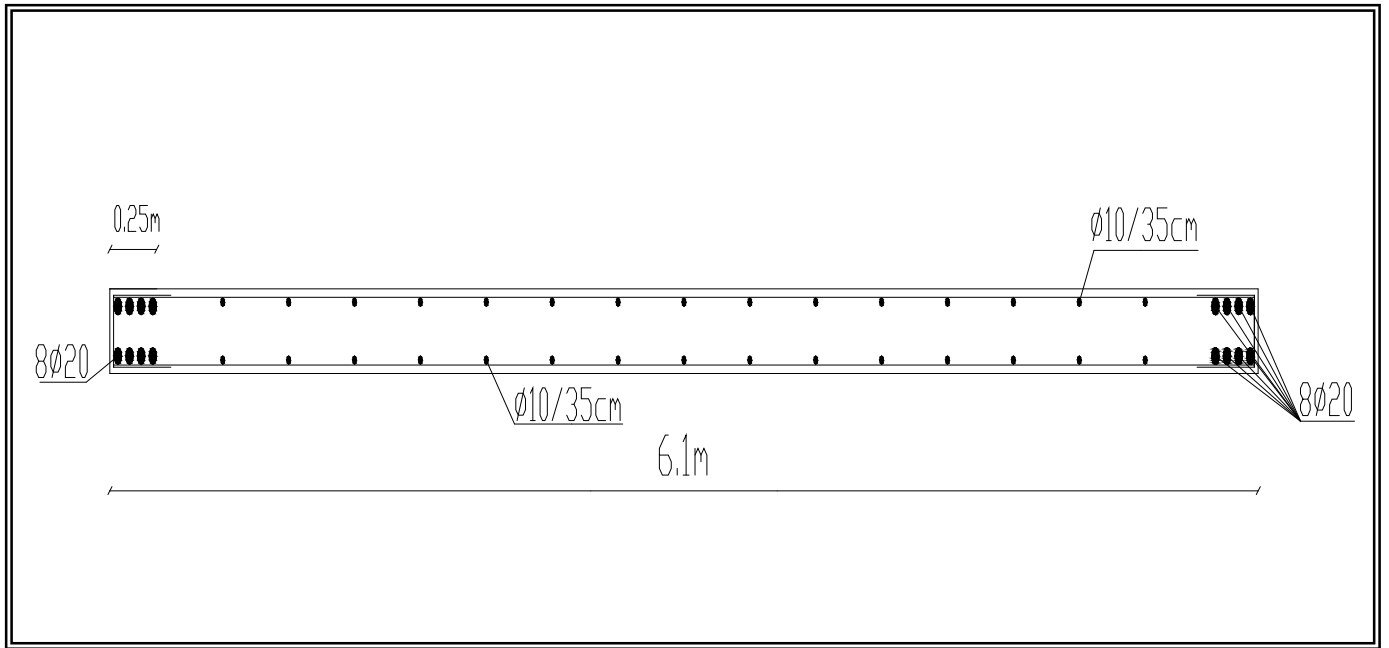
$$\blacksquare A_{s \text{ min}} = 28.46 \text{ cm}^2 \geq 32.53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 32.53 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$\blacksquare A_{s \text{ req}} = 1.3 * 18.97 = 24.66 \text{ cm}^2 < 32.53 \text{ cm}^2$$

$$\blacksquare \therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 24.66 \text{ cm}^2 \text{ take bars } = 25\text{mm } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\blacksquare \# \text{ of bars} = \frac{24.66}{3.14} = 7.85 \text{ bar } \dots\dots\dots \text{Use } \mathbf{8 \ 20}$$

$$A_{s \text{ provid}} = 8 \times 3.14 = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} = 24.66 \text{ cm}^2$$



**Fig. (4-24) reinforcement of shear wall no. 12**

## الفصل الخامس

### النتائج و التوصيات

#### النتائج :

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 بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمباني، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، أن يتم اختيار مبنى مكثف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكثفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

- . حساب الأحمال بنوعها الميتة والحية والتي يتعرض لها أي مبنى وعناصره المختلفة.
- . تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج الخ... .
- . تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.

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

. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".

. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصلة، المشتركة، المستمره، والحصيره.

## . التوصيات :

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

. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

. تم تصميم اساسات جميع المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها ( $4 \text{ Kg/cm}^2$ ) وبالتالي فإن اختيار الشكل النهائي للاساسات قد يختلف اذا ما تم فحص التربة و استنتاج غير ذلك.

. بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATIR) في التصميم و تم مقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدوياً وكانت النتائج متطابقة كما هي في الامثلة الموضحة.

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

. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع و مرضي .

. في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية و الهندسية الأردني الصادر عن  
وزارة الأشغال العامة الأردنية .

. في حال تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم الحساب عليها في التصميم فيجب  
إعادة تصميم الأساسات من جديد كما في البند .

. يجب استكمال تصميم المشروع بحيث يتم عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي قبل  
المباشرة في تنفيذ المشروع.

## الفصل الخامس

### النتائج و التوصيات

.

. التوصيات

# Appendix (A)

## Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

# Appendix (B)

## Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project



# Appendix (C)

Yield strength $F_y$ MPa	Without drop panels			With drop panels		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beam	With edge beam		Without edge beam	With edge beam	
300	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
400	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$

For values of reinforcement yield strength between the values given in the table, minimum thickness shall be determined by linear interpolation.

Table (4-1) Minimum thickness for two way slab without interior beams

	Minimum thickness, h			
	Simply Supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Member not supported or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid One -Way slab	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$
Beams or ribbed one - way slabs	$L/16$	$L/18.5$	$L/21$	$L/8$

For  $F_y$  other than 400 MPa the values shall be multiplied by  $(0.4 + F_y/700)$

Table (4-2) Minimum thickness of one slab

Table 3.6.1 Maximum Reinforcement Ratio  $\rho$  for Singly Reinforced Rectangular Beams (Corresponding to  $0.75\rho_b$ ).

$f_c$	$f_c' = 3000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 3500 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 4000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 5000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.80$	$f_c' = 6000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.75$
40,000 psi	0.0278	0.0325	0.0371	0.0437	0.0491
50,000 psi	0.0206	0.0241	0.0275	0.0324	0.0364
60,000 psi	0.0160	0.0187	0.0214	0.0252	0.0283
$f_c$	$f_c' = 20 \text{ MPa}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 25 \text{ MPa}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 30 \text{ MPa}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 35 \text{ MPa}$ $\beta_1 = 0.81$	$f_c' = 40 \text{ MPa}$ $\beta_1 = 0.77$
300 MPa	0.0241	0.0301	0.0365	0.0402	0.0436
350 MPa	0.0196	0.0244	0.0293	0.0326	0.0354
400 MPa	0.0163	0.0203	0.0244	0.0271	0.0295
$f_c$	$f_c' = 200 \text{ kgf/cm}^2$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 240 \text{ kgf/cm}^2$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 320 \text{ kgf/cm}^2$ $\beta_1 = 0.82$	$f_c' = 360 \text{ kgf/cm}^2$ $\beta_1 = 0.79$
2800 kgf/cm <sup>2</sup>	0.0256	0.0319	0.0372	0.0410	0.0444
3500 kgf/cm <sup>2</sup>	0.0197	0.0236	0.0276	0.0304	0.0330
4200 kgf/cm <sup>2</sup>	0.0153	0.0184	0.0214	0.0236	0.0256

Table (A2) maximum reinforcement ratio