

## تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى سما لحلول " المقترح إنشاؤها في

مدينة لحول - الخليل

فريق العمل

بلال أبو منشار

طارق سلطان

أحمد سيات

بإشراف :

د. بلال محمود المصري

2019/2018

## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



التصميم الإنشائي لـ " مستشفى سما لحلول " المقترح إنشاؤها في

مدينة لحلول - الخليل

فريق العمل

طارق سلطان      بلال أبو منشار      أحمد سجاج

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية، وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع رئيس الدائرة

م.فيضي شبانة

توقيع مشرف المشروع

د. بلال المصري

توقيع اللجنة الممتحنة

2019/2018

## الإهداء

بكل فخر واعتزاز نهدي باكورة أعمالنا هذه .....  
إلى اللواتي ضبطن دقات عقاربنا كما ضبطن دقات قلوبنا  
أمهاتنا الحبيبات

إلى أهل الكدح ..... أهل العرق والصبر...  
آبائنا العظام

إلى قرائن المحبة في هذا الكوكب ..... شقيقاتنا وأشقائنا  
إلى منظومة الصبر والصمود في هذه المرحلة الشاقة... زملائنا الأعزاء

إلى عروبتنا الخالدة  
إلى فلسطين الوجد

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

قال تعالى : (اللَّهُ وَلِيُّ الَّذِينَ آمَنُوا يُخْرِجُهُم مِّنَ الظُّلُمَاتِ إِلَى النُّورِ)

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من :

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة ، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ( بلال المصري ) والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق .

إلى زملائي المخلصين ، الذين لم يتوانوا عن تقديم كل ما في جعبتهم.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم .

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدايةً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم المباني وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

**التصميم الإنشائي لـ " مستشفى سما حلحول " المقترح إنشاؤه في**

**مدينة حلحول - الخليل**

فريق العمل

طارق سلطان      بلال أبو منشار      أحمد سباح

جامعة بوليتكنك فلسطين

إشراف

د. بلال المصري

## ملخص المشروع

تدور فكرة هذا المشروع حول التصميم الإنشائي لمستشفى مقترح إنشاؤه في مدينة لحول والذي تم اختياره بعد دراسة مجموعة من المشاريع المعمارية المتنوعة، وتم اقتراح الفكرة نظراً للشعور بالحاجة الماسة لإنشاء مستشفى، يتألف المبنى من أربعة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية، كما هو موضح بالجدول التالي:

رقم الطابق	الخدمة	المساحة م <sup>2</sup>
التسوية	كراج سيارات ، مولدات الكهرباء ، أدوات الخدمه ، مخازن ، غرف غسيل الموتى ، كافيتيريا للأطباء	4696
الأرضي	عيادات ، غرف علاج فيزيائي ، مصلى ، مكاتب محاسبة ، محلات تجارية ، قسم التصوير ، كافيتيريا للزوار	3270
الأول	قسم الطوارئ ، قسم الأطفال ، قسم العناية بالقلب	3513
الثاني	قسم النساء والتوليد، قسم العمليات ، العناية المكثفة	3890
الثالث	قسم الباطني رجال ونساء	1962

سيتم العمل على التصميم الإنشائي للمبنى بالاستعانة بعدة برامج مختلفة مثل ETABS 2016 , SAFE 14 , BEAMD وإعداد المخططات التنفيذية اللازمة بالاستعانة ببرنامج AutoCAD 2015 وذلك حسب متطلبات:

\* ACI – 318M -14 Code لتصميم العناصر الخرسانية.

\* UBC (1997) لأحمال الرياح والزلازل .

\*الكود الأردني للأحمال لحساب الأحمال الحية والميتة.

# **The Structural Design of**

## **" Sama Halhoul Hospital "**

**that proposed to be established in Halhoul City**

### **Working team:**

**Tareq sultan**

**Bilal abu munshar**

**Ahmad siaj**

**Palestine Polytechnic University**

### **Supervisor:**

**Dr. Belal Almassri**

### **Project Abstract**

**The idea of this project is the structural design of a new Hospital, which was selected after a study of different architectural projects. The idea has been proposed as a result of the urgent need for the establishment of a new hospital for the city, better for the spatial and inclusiveness. the proposed site is in Halhoul City.**

**The hospital consists of four floors, in addition to basement floor. Basement floor includes Parking, generator room and stores. The ground floor also includes reception hall, clinics, physiotherapy rooms , prayer room and accounting office. The first floor consist of patient rooms, emergency ,department of child care and cardiology department . The second floor consist of operations section , obstetrics and ICU. The third floor consist of department of Internal Medicine and patients rooms.**

**The structural design will be done by using several programs such as: ETABS 2016, SAFE14, BEAMD also Structural details will be completed by using : AutoCAD 2015 and according to the requirements of:**

**\*ACI 318M – 14 Code for design of concrete elements.**

**\* UBC (1997) to define the wind and earthquakes loads.**

**\* Jordanian Code for loads, for dead and live loads calculation.**

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	المحتويات	
I	صفحة العنوان	
Ii	شهادة تقييم مشروع التخرج	
Iii	الإهداء	
Iv	الشكر والتقدير	
V	ملخص المشروع باللغة العربية	
Vi	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
Vii-X	فهرس المحتويات	
Xi	فهرس الجداول	
Xi-xiii	فهرس الأشكال	
Xiv	List of abbreviations	
1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
3	أهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
4	المسلمات	5-1
4	فصول المشروع	6-1
5	إجراءات المشروع	7-1
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	8-1
6	الوصف المعماري	الفصل الثاني
7	مقدمة	1-2
8	لمحة عامة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	3-2

9	أهمية المشروع	4-2
10-9	عناصر الحركة في المبنى	5-2
10	حركة الشمس والرياح	6-2
11	دراسة عناصر المشروع	7-2
11-12-13-14-15	وصف المساقط الأفقية	1-7-2
11	طابق التسوية	1-1-7-2
12	الطابق الأرضي	2-1-7-2
13	الطابق الأول	3-1-7-2
14	الطابق الثاني	4-1-7-2
15	الطابق الثالث	5-1-7-2
16-17-18-19	وصف الواجهات	2-7-2
16	الواجهة الشرقية	1-2-7-2
17	الواجهة الغربية	2-2-7-2
18	الواجهة الجنوبية	3-2-7-2
18	الواجهة الشمالية الغربية	4-2-7-2
20	وصف المقاطع	8-2
20	مقطع A-A	1-8-2
20	مقطع B-B	2-8-2
21	الوصف الإنشائي للمشروع	الفصل الثالث
22	مقدمة	1-3
22-23	هدف التصميم الإنشائي	2-3
23	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	3-3
23-24	الاختبارات العملية	4-3
24	الأحمال	5-3
24	الأحمال الرئيسية	1-5-3



25	الأحمال الثانوية	2-5-3
25	الأحمال الميتة	1-1-5-3
26	الأحمال الحية	2-1-5-3
26-27-28-29	الأحمال البيئية	3-1-5-3
29	أحمال الانكماش والتمدد	1-2-5-3
30	العناصر الإنشائية	6-3
31	العقدات	1-6-3
31	العقدات المفرغة	1-1-6-3
32	العقدات المفرغة في اتجاه واحد واتجاهين	1-1-1-6-3
32-33	العقدات المصمتة في اتجاه واتجاهين	2-1-6-3
33	الجسور	2-6-3
33-34	الجسور الخرسانية العادية	1-2-6-3
34-35	الأعمدة	3-6-3
35-36	جدران القص	4-6-3
36-37	فواصل التمدد	5-6-3
37-38	الأساسات	6-6-3
39	الأدراج	7-6-3
40	برامج الحاسوب المستخدمة	7-3
41	<b>Structural analysis and design</b>	<b>Chapter 4</b>
42	<b>Introduction</b>	<b>4.1</b>
43	<b>Factored loads</b>	<b>4.2</b>
43	<b>Slab thickness calculations</b>	<b>4.3</b>
44	<b>Load calculations</b>	<b>4.4</b>
44	<b>One way ribbed slab</b>	<b>4.4.1</b>
45-46	<b>Design of topping</b>	<b>4.5</b>
46-47-48	<b>Design of rib(1)</b>	<b>4.6</b>

48	Design of flexure of rib(1)	4.6.1
48-49	Design of positive moment for rib(1)	4.6.1.1
49-50	Design of negative moment for rib(1)	4.6.1.2
51-53	Design of shear for rib(1)	4.6.2
54-56	Design of beam(B2)	4.7
56-62	Design of flexure for beam(B2)	4.7.1
66-70	Design of solid slab	4.8
71	Design of column (Group 4)	4.9
71	Load calculation for column	4.9.1
71	Dimensions of column	4.9.2
72	Design of ties	4.9.3
73	Design of stair	4.10
78	Design of Basement wall	4.11
82	Design of Shear wall	4.12
84	Design of Footing	4.13
87	النتائج و التوصيات	الفصل الخامس
88	النتائج	1-5
88	التوصيات	2-5
89	قائمة المصادر و المراجع	3-5
90-95	قائمة الملحقات	4-5

## فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	1-1
25	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	3-1
27	أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع البناء عن سطح البحر	3-2
27	معامل شكل السطح لأحمال الثلوج	3-3
44	Calculation of the total dead load for one way rib slab	4-1
45	Calculation of the total dead load for topping	4-2
68	Calculation of the total dead load for one way solid slab	4-3
73	Dead load of stair	4-4
74	Dead load of landing	4-5

## فهرس الأشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	اسم الشكل
8	مخطط الموقع المقترح للمشروع	2-1
10	حركة الشمس والرياح	2-2
11	مخطط طابق التسوية	2-3
12	مخطط الطابق الأرضي	2-4
13	مخطط الطابق الأول	2-5
14	مخطط الطابق الثاني	2-6
15	مخطط الطابق الثالث	2-7
16	الواجهة الشرقية	2-8
17	الواجهة الغربية	2-9

18	الواجهة الجنوبية	2-10
19	الواجهة الشمالية	2-11
20	مقطع A-A	2-12
20	مقطع B-B	2-13
24	إنتقال الأحمال	3-1
29	خريطة درجة المخاطر الزلزالية في منطقة وسط فلسطين	3-2
30	رسم توضيحي للعناصر الانشائية	3-3
32	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	3-4
33	العقدات المصمتة في اتجاهين	3-5
34	أشكال الجسور	3-6
35	مقطع في عمود	3-7
36	جدار القص	3-8
38	شكل الأساس المنفرد	3-9
38	مقطع طولي في أساس منفرد	3-10
38	توزيع الحديد في أساس منفرد	3-11
39	مقطع توضيحي في الدرج	3-12
43	Master Floor slab	4-1
44	One way ribbed slab	4-2
46	Rib(1) geometry	4-3
47	Loading of rib(1)	4-4
47-48	Moment and Shear envelope of rib(1)	4-5
54	Beam(B2) geometry	4-6
55	Loading of beam(B2)	4-7
55-56	Moment and Shear envelope for beam(B2)	4-8
67	Moment & shear envelope of solid slab	4-9
71	Location of column	4-10
72	Detailing of column	4-11

<b>73</b>	<b>Stair</b>	<b>4-12</b>
<b>74</b>	<b>Loading of stair</b>	<b>4-13</b>
<b>77</b>	<b>Detailing of stair</b>	<b>4-14</b>
<b>78</b>	<b>Geometry of basement</b>	<b>4-15</b>
<b>79</b>	<b>Shear diagram of basement</b>	<b>4-16</b>
<b>80</b>	<b>Moment diagram of basement</b>	<b>4-17</b>
<b>81</b>	<b>Reinforcement for basement wall</b>	<b>4-18</b>
<b>82</b>	<b>Shear &amp; Moment diagrams of shear wall</b>	<b>4-19</b>
<b>86</b>	<b>Detailing of Footing</b>	<b>4-20</b>

## List of abbreviation:

D : Dead load.

L : live load.

$W_u$ : factored total load.

$L_n$ : clear length of member.

$\delta$ : thickness of a layer.

$\gamma$ : unit weight of material.

$M_n$ : nominal bending moment strength of the section.

$M_u$ : ultimate factored bending moment strength of the section.

$f'_c$ : compression strength of concrete.

$f_y$ : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

$\rho$ : ratio of steel area.

$\epsilon_s$ : strain of tension steel.

$\Phi$ : strength reduction factor.

$V_n$ : nominal shear strength.

$V_u$ : factored shear force of the section.

$V_c$ : nominal shear strength provided by concrete.

$V_s$ : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

$A_s$ : area of steel.

$A_v$ : area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

$b_w$ : web width.

d: distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h: over all thickness of member.

$P_n$ : nominal axial load.

$P_u$ : factored axial load.

S: spacing between bars.

الفصل الأول - المقدمة

- 1-1 المقدمة .
- 2-1 أهداف المشروع .
- 3-1 مشكلة المشروع .
- 4-1 حدود مشكلة المشروع .
- 5-1 المسلمات .
- 6-1 فصول المشروع .
- 7-1 إجراءات المشروع .
- 8-1 المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع .

**(1-1) المقدمة :-**

بعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة , وأكثرها لزوماً على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة, كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والكليات والجامعات والمكتبات والمنشآت الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجمعات التجارية والسكنية .

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم , من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً في ركب الثورة البشرية. فالمهندس هو من يصمم وينشأ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك, بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمستشفى سما لحلول.



**(2-1) أهداف المشروع :-**

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

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

**(3-1) مشكلة المشروع :-**

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمستشفى سما لحلول تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور والأدراج والأساسات والحوائط الحاملة والساندة .... الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليها، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ. تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

**(4-1) حدود مشكلة المشروع :-**

يتناول العمل لهذا المشروع دراسة المبنى من الناحية المعمارية المقترحة والذي قامت بتصميمه المهندستان (براءة الحرباوي) و (هبة أبو عيشة ) عام 2017 للوفاء بمتطلبات مادة تصميم معماري6 في وقتها، وكذلك اقتراح نظام إنشائي ينسجم مع المقترح المعماري وهذا ما تم خلال الفصل الأول (2019/2018) من خلال مقدمة مشروع التخرج، وتم خلال الفصل الثاني (2019) تصميم جميع العناصر الإنشائية للمشروع .

**(5-1) المسلمات :-**

هذا وسوف يتم :

- (1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318M-14) .
- (2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (BEAMD), (Safe16), (Etabs2016) وغيرها .

**(6-1) فصول المشروع :-**

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول بالإضافة إلى الملحقات وهي :-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

**(7-1) إجراءات المشروع :-**

- (1) دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع كاملةً والتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وخدماته.
- (2) دراسة المبنى من الناحية الإنشائية واختيار النظام الإنشائي الأنسب لتوزيع العناصر الأساسية لهذا النظام كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- (3) تحديد الأحمال الواقعة على مختلف العناصر الإنشائية وتحليل هذه العناصر إنشائياً لتحديد القوى الداخلية المتولدة في العناصر.
- (4) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- (5) التصميم باستخدام برامج التصميم المختلفة.
- (6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

**(8-1) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :-**

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الأول و الفصل الثاني من العام الأكاديمي 2019/2018:

المرحلة الزمن المقترح (اسبوعياً)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
اختيار المشروع																									
دراسة الموقع																									
جمع المعلومات حول المشروع																									
دراسة المبنى معمارياً																									
دراسة المبنى إنشائياً																									
إعداد مقدمة المشروع																									
عرض مقدمة المشروع																									
التحليل الإنشائي																									
التصميم الإنشائي																									
إعداد مخططات المشروع																									
كتابة المشروع																									
عرض المشروع																									

الجدول (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

## الفصل الثاني - الوصف المعماري للمشروع

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع.

5-2 عناصر الحركة في المبنى.

6-2 حركة الشمس والرياح.

7-2 دراسة عناصر المشروع.

1-7-2 وصف المساقط الأفقية.

2-7-2 وصف الواجهات.

8-2 وصف المقاطع.

9-2 وصف الحركة.

**(1-2) مقدمة :-**

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

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

إن بساطة المبنى ليست دليلاً على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبي لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لأن المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض، وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع، مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

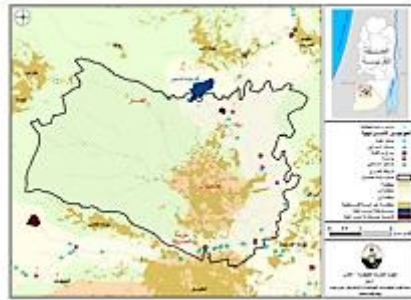
وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

**(2-2) لمحة عن المشروع :-**

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مستشفى سما لحلول والذي من المقترح إنشاؤه في مدينة الحلحول، وتم اقتراح الفكرة نظراً للشعور بالحاجة الماسة لإنشاء مستشفى في مدينة لحلول نظراً لعدم وجود أي مستشفى في المحافظة غير جمعية صغيرة للهلال الأحمر. حيث يتمتع المبنى بجميع المرافق والأقسام اللازمة والتي تلبي حاجات المرضى و المواطنين المختلفة، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جداً، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحتويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

**(3-2) موقع المشروع :-**

عند البدء بتصميم أي مشروع فإنه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من أجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه، لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة، وأيضاً فإنه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها، أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها. يقع هذا المشروع المقترح في مدينة لحلول ، ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.



**الشكل (1-2) صورة جوية للموقع المقترح للمشروع**

## (4-2) أهمية الموقع : -

تتمتع مدينة لحول بموقع متميز على المستوى الجغرافي والحيوي ووجود هذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة. والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

- (1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
- (2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
- (3) حيوية المنطقة.
- (4) سهولة الوصول إلى الموقع.
- (5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

## (5-2) عناصر الحركة في المبنى :-

يمكن أن تُضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

### (1) الأدراج:

لقد تم تزويد هذا المبنى بمجموعة من الأدراج (ثلاثة أدراج رئيسية) تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى، وتتميز هذه الأدراج بموقعها المتوسط بين المساحات التي تستخدمها، إضافة إلى وقوعها بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها.

### (2) الممرات:

يتمتع المشروع بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة، كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفير مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد و الأقسام .

**(3) المصاعد:**

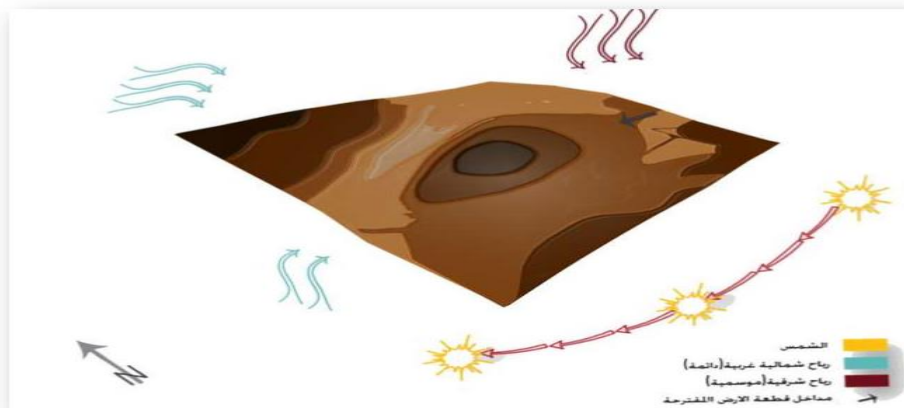
لقد تم تزويد هذا المبنى بسبعة مصاعد أحدها مزدوج تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى، وتتميز هذه المصاعد بموقعها المتوسط بين المساحات التي ستخدمها، إضافة إلى وقوعها بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها.

**(2-6) حركة الشمس والرياح :-**

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

الشكل (2-2) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل (2-2) حركة الشمس والرياح



(7-2) دراسة عناصر المشروع :-

(1-7-2) المساقط الأفقية:-

يحتوي المشروع على أربعة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية ، متنوعة خدماتياً وسيتم عرض تشغيل الفراغات للطوابق .

(1-1-7-2) طابق التسوية الأول بمساحة " 4696 " متر مربع " :-

ويشمل على موقف السيارات و قسم آخر لمولدات الكهرباء و غرف غسل الموتى و كافيتيريا و مخازن

كما هو ظاهر بالشكل رقم (3-2) :-



Basement floor plan

شكل (3-2) :- مخطط طابق التسوية

(2-1-7-2) الطابق الأرضي بمساحة "3270" متر مربع :-

ويشمل قاعة استقبال وغرف علاج فيزيائي ومكاتب للإداريين ومصلى و قسم التصوير و يحتوي أيضاً على عيادات، كما هو

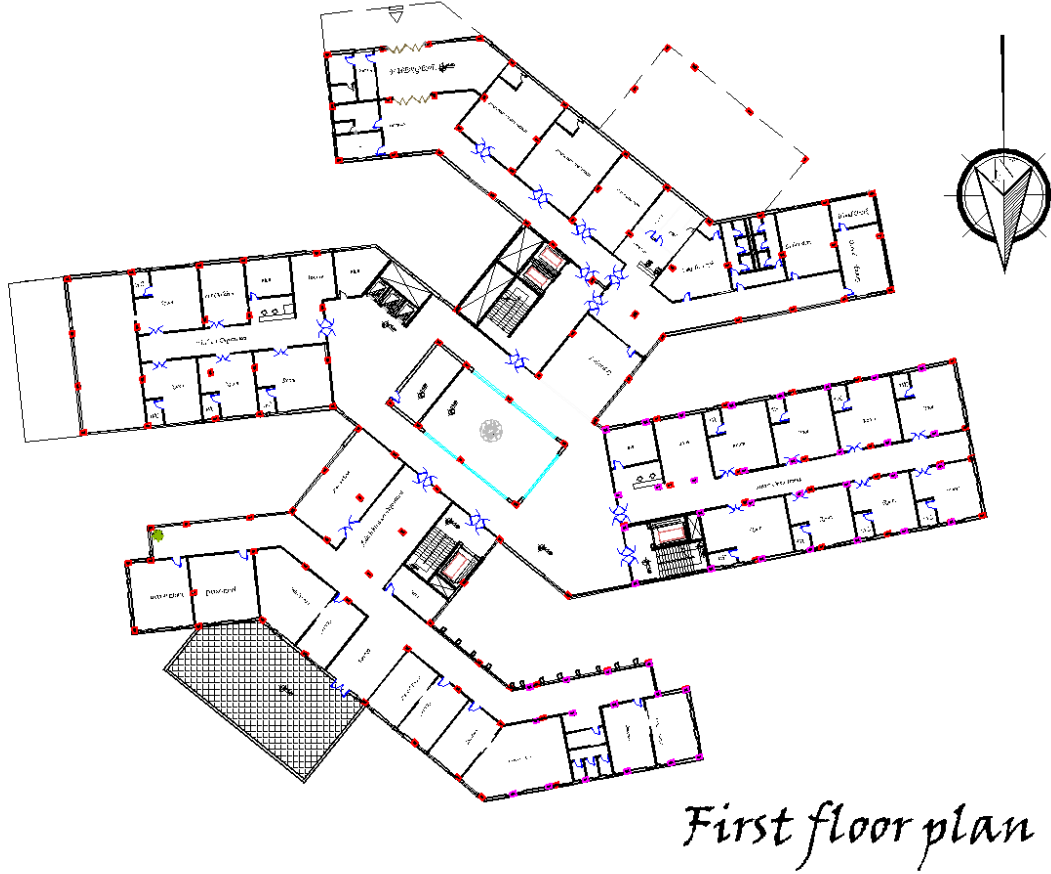
ظاهر بالشكل رقم (4-2) :-



شكل (4-2) :- مخطط الطابق الأرضي

(3-1-7-2) الطابق الأول بمساحة "3513" متر مربع :-

يشمل الطابق على قسم الطوارئ و قسم العناية بالقلب و قسم الأطفال، كما هو ظاهر بالشكل رقم (5-2) :-



شكل (5-2) :- مخطط الطابق الأول

(4-1-7-2) الطابق الثاني بمساحة "3890" متر مربع :-

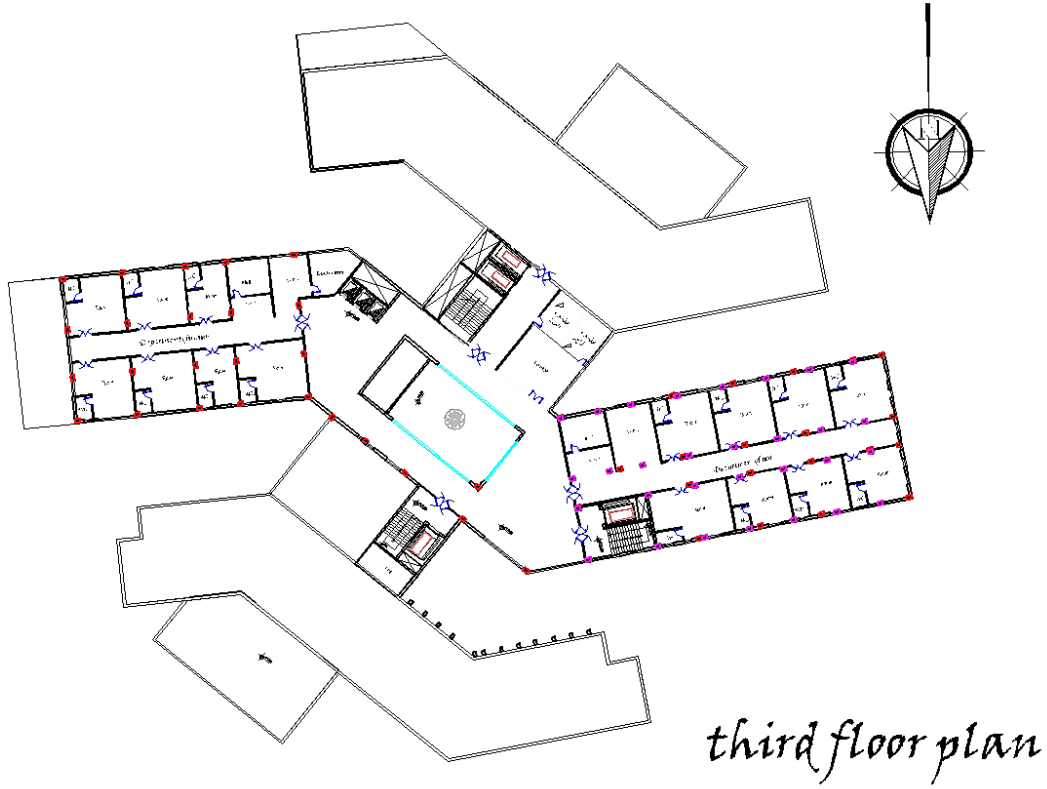
يشابه الطابق الأول و يشتمل على قسم النساء و قسم العمليات و العناية المكثفة ، كما هو ظاهر بالشكل رقم (6-2) :-



شكل(6-2) :- مخطط الطابق الثاني

## (5-1-7-2) الطابق الثالث بمساحة "1962" متر مربع :-

يشابه باقي الطوابق وظيفياً و يشتمل على قسم الباطني للرجال و قسم الباطني للنساء، كما هو ظاهر بالشكل رقم (7-2) :-



شكل(7-2) :- مخطط الطابق الثالث

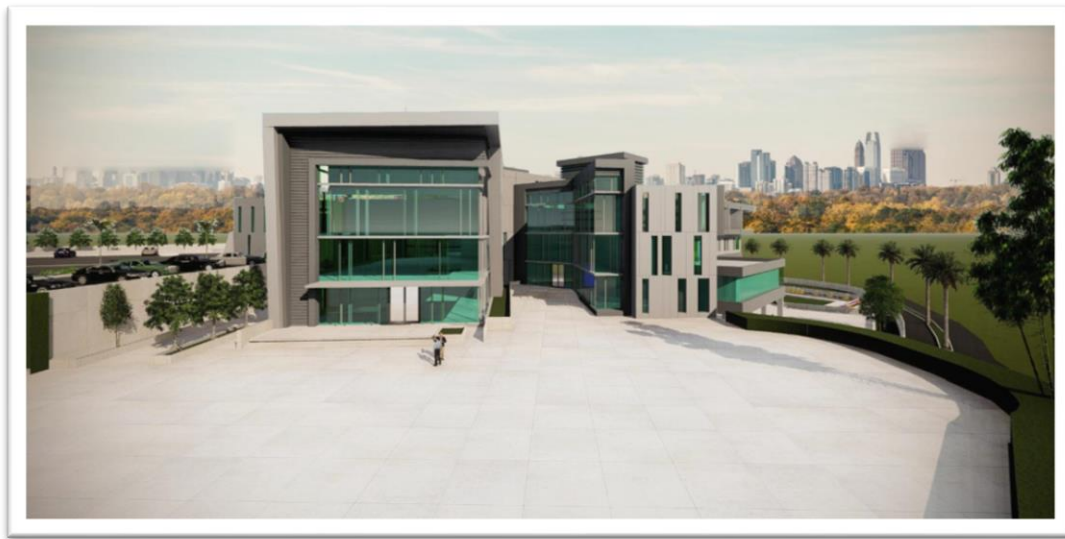
**(2-7-2) وصف الواجهات :-**

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأولي عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج .

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال، كما تم استخدام البروزات المعمارية الجمالية تقريبا في كل الواجهات بشكل مميز وجميل، يلاحظ أن الواجهات واجهات خرسانية ولم يتم استخدام الحجر فيها بشكل أساسي إلا للبروزات الجمالية.

**( 1-2-7-2) الواجهة الشرقية :-**

تعتبر هذه الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل، وتتضح عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة، وقد تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في لتغطية البروزات المعمارية الجمالية. كما هو موضح في شكل (7-2) .



شكل(7-2) :- الواجهة الشرقية

**(2-2-7-2) الواجهة الغربية :-**

يلاحظ تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر كبروزات معمارية جمالية لإبراز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدرج مع الأخذ بعين الاعتبار أن هذه الواجهة تعتبر أيضا كواجهة رئيسية أخرى للمبنى حيث أن هناك للمبنى مدخلين من جهة الجنوب والشرق، كما تحوي الواجهة الشرقية على مدخل طابق التسوية. واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر للفتحات والبروزات المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى بحيث يلاحظ استخدام الزجاج على طول المبنى في منطقة الأدرج والبروزات الجمالية كما هو موضح في شكل (8-2).



شكل(8-2) :-الواجهة الغربية

**(2-7-3)الواجهة الجنوبية :-**

تتشابه هذه الواجهة مع الواجهة الشرقية من حيث إخراجها المعماري، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة، وتم توزيع الفتحات الزجاجية بحيث يتم الاستفادة من الإضاءة الطبيعية بأكبر قدر ممكن، وتم استخدام أكثر من نوع من الحجر على البروزات المعمارية وتم توزيع الشبابيك كما هو في باقي الواجهات كما هو موضح في الشكل (2-9) أدناه.



شكل(2-9) :-الواجهة الجنوبية



### (4-2-7-2)الواجهة الشمالية الغربية :-

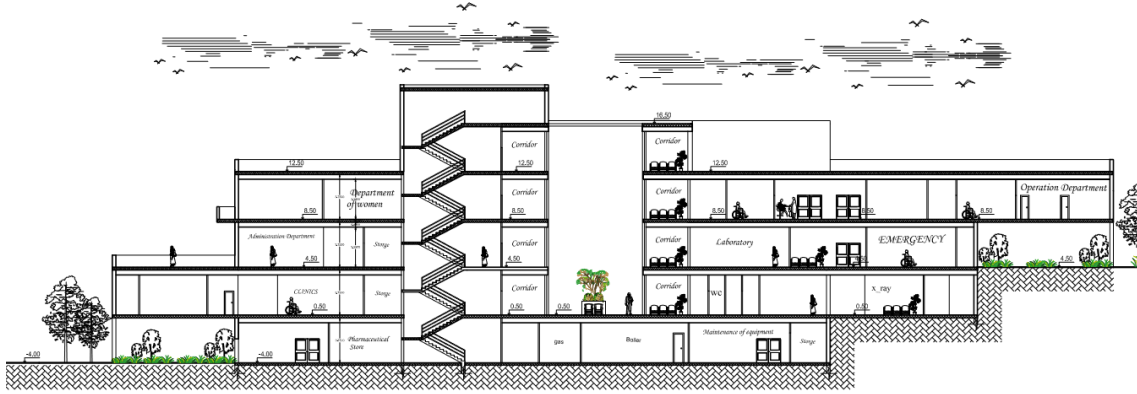
تتشابه هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبية من حيث الإخراج المعماري، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة، كما تظهر عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة، وتم توزيع الفتحات الزجاجية بحيث يتم الاستفادة من الإضاءة الطبيعية بأكبر قدر ممكن، وتم استخدام أكثر من نوع من الحجر للبروزات والفتحات وتم توزيع الشبابيك كما هو في باقي الواجهات كما هو موضح في الشكل (10-2) أدناه .



شكل(10-2) :-الواجهة الشمالية .

( 8-2 ) وصف المقاطع :-

:A-A مقطع (1-8-2)



section A-A  
scale: (1:200)

شكل (2-11) :- مقطع A-A

(2-8-2) مقطع B-B :



section B-B  
scale: (1:200)

شكل (2-12) :- مقطع B-B

## (9-2) وصف الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة لرواد هذا المبنى من الطلبة والمدرسين والإداريين والزوار، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى الساحات الخارجية والمقاعد في الساحات و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، والموقع العام لهذه الكلية يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه. أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج التي تتوزع بشكل منتظم في المبنى.

الفصل الثالث - الوصف الإنشائي للمشروع

1-3 مقدمة

2-3 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

4-3 الاختبارات العملية

5-3 الأحمال

6-3 العناصر الإنشائية

7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة

**(1-3) مقدمة :-**

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصل الثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع .

**(2-3) هدف التصميم الإنشائي :-**

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وثلوج وهبوط التربة، أي أن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية. ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318M-14)، ولتحديد أحمال الزلازل والرياح فسيتم استخدام (UBC 1997)، واستخدام الكود الأردني للأحمال لتحديد الأحمال الميتة والحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

- (1) عامل الأمان ( Factor of Safety ) : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- (2) التكلفة (Cost) : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- (3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي ترخيم زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- (4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

### (3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

### (3-4) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الاستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة، ولقد تم اعتماد قوة تحمل التربة  $q_{allowable} = 400 \text{ kN/m}^2$

### (5-3) الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ والتي يتم تصميم المنشأ ليعملها. إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه. ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

### (1-5-3) الأحمال الرئيسية ( Main Loads )، ومنها :-

#### 1- الأحمال الميتة ( Dead Loads -D ) :

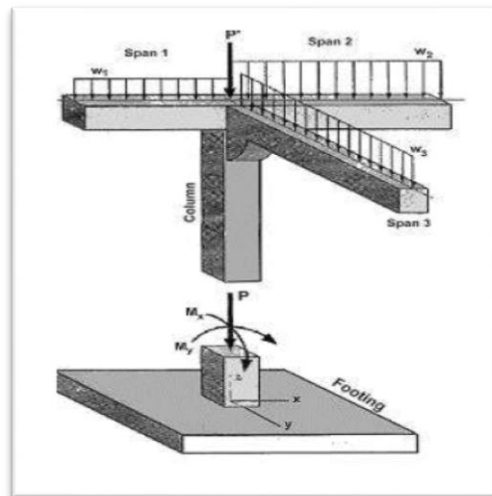
وهي الأحمال المستقرة والثابتة مع ثبات المنشأ كأوزان المواد المبنى منها المنشأ وأوزان العناصر الإنشائية كالبلطات والجسور والأعمدة والأساسات وغيرها، وكذلك أوزان العناصر غير الإنشائية كالقواطع والأرضيات والتشطيبات وغيرها.

#### 2- الأحمال الحية ( Live Loads -L ) :

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

#### 3- الأحمال البيئية:

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية كالثلوج والرياح والزلازل.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

**(3-5-2) الأحمال الثانوية ( غير المباشرة ) (Secondary Loads) :-**

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف والهبوط لتربة الأساس وقد أُخذ هنا بعين الاعتبار توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة بها والذي سيرد لاحقاً خلال هذا الفصل.

**(3-5-1) الأحمال الميتة:-**

هي الأحمال الناتجة دائماً عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية، وأعمال الأرضيات، ومواد العزل، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، والقضبان والتمديدات الكهربائية والصحية والأترية المحمولة. والجدول رقم (3-1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني.

رقم البند	المادة (Material)	Weight (KN/m <sup>3</sup> ). الكثافة النوعية
1	(Tile) البلاط	23
2	(Mortar) المونة الأسمنتية	22
3	(Sand) الرمل	16
4	(Hollow Block) الطوب الأسمنتي المفرغ	15 (تم استخدام طوب ارتفاع 24 سم )
6	( Reinforced Concrete ) الخرسانة المسلحة	25
7	( Plaster ) القسارة	22

جدول (3-1): الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء



**(3-5-1-2) الأحمال الحية :-**

- هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي، ويمكن تصنيفها كالتالي :-
- 1) الأحمال الديناميكية: مثلا الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
  - 2) الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت والقواطع والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.
  - 3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده، مثلاً في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
  - 4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

**(3-5-1-3) الأحمال البيئية :-**

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال الرياح، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. والعناصر التي يُعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، والارتفاع للمبنى، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

**وفيما يلي بيان كل حمل على حدى:-****(1) أحمال الثلوج:-**

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وزاوية ميلان السطح و باستخدام الجداول رقم (2-3) و (3-3) .

( حسب كود الأحمال والقوى الأردني ) :-

جدول (2-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج $S_o$ (Snow Loads) ( $KN /m^2$ )	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	$250 > h$
2	$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
3	$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
4	$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

جدول (2-3): أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع البناء عن سطح البحر

$60^\circ \leq \alpha^\circ$	$30^\circ < \alpha^\circ < 60^\circ$	$0^\circ \leq \alpha^\circ \leq 30$	زاوية ميل السقف $\alpha^\circ$
$\mu_i = 0$	$\mu_i = 0.8 \left[ \frac{60 - \alpha}{30} \right]$	$\mu_i = 0.8$	معامل الشكل $\mu_i$

جدول (3-3): معامل شكل السطح لأحمال الثلوج

\*حساب أحمال الثلوج في موقع المشروع في مدينة الخليل:

$$S_d = \mu_i S_o$$

$$\mu_i = 0.8 \dots \alpha^\circ = 0^\circ \text{ (flat roof)}$$

$$h = 913 \text{ (reduce level)} + 30 \text{ (building height)} = 943 \text{ m} \dots 1500 > h > 500$$

$$S_o = (h-400) / 400 = (943-400) / 400 = 1.36 \text{ KN /m}^2$$

$$S_d = 0.8 * 1.36 = 1.09 \text{ KN /m}^2$$

**(2) أحمال الرياح:-**

أحمال الرياح تؤثر بقوة أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى. ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (UBC 1997) وذلك وفقاً لهذه المعادلة:

$$P=C_e * C_q * q_s * I_w$$

C<sub>e</sub>: Combined height.

C<sub>q</sub>: Pressure coefficient of structure.

I<sub>w</sub>: Importance factor.

P: Design wind pressure.

وقد تم اعتماد السرعة الأساسية للرياح في مدينة لحول 120 Km/h، وسيتم حساب أحمال الرياح بشكل تفصيلي في مشروع التخرج.

**(3) أحمال الزلازل :-**

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتتخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة لحول، ذلك أن هذه المنطقة قد تتعرض لزلازل. وتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم (UBC 1997).



الشكل رقم (2-3) خريطة درجة المخاطر الزلزالية في منطقة وسط فلسطين.

بحسب الشكل أعلاه فإن منطقة الخليل تتواجد في منطقة متوسطة المخاطر الزلزالية (zone 2A) مع معامل  $Z=0.15$ .

### (3-5-2-1) أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم أخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

وجدير بالذكر أننا قمنا باختيار أحمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الأردني للأحمال وكانت كالتالي:

$$\text{Live load} = 5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\text{Partitions} = 1.8 \text{ KN/m}^2 .$$

تم استخدام هذه الأحمال بشكل مرحلي، وسوف يتم حساب الأحمال بشكل دقيق في مرحلة مشروع التخرج.

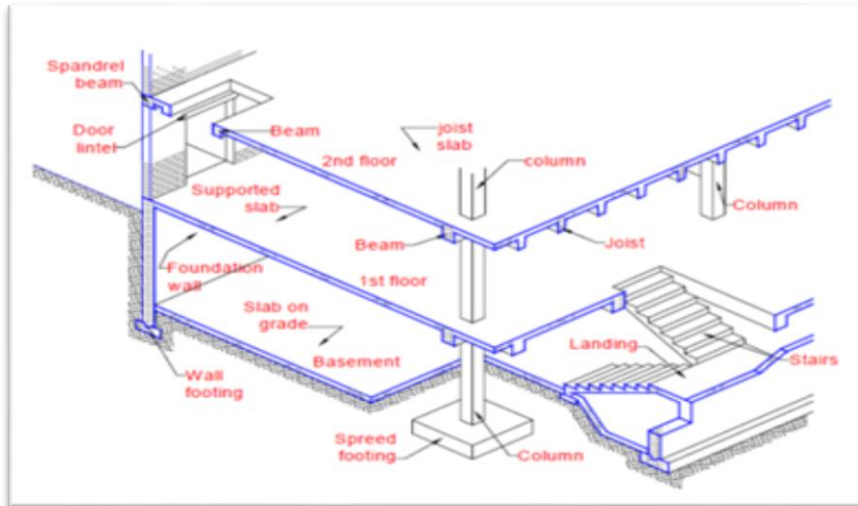
### (6-3) العناصر الإنشائية :-

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى

وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر :-

- (1) الأساسات Foundations .
- (2) الأعمدة Columns .
- (3) الجسور Beams .
- (4) العقدات Slabs .
- (5) جدران القص Shear walls .
- (6) الأدراج Stairs .
- (7) الجدران الاستنادية Retaining Walls .
- (8) الجدران الحاملة Bearing Walls .
- (9) فواصل التمدد Expansion Joints .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :-



الشكل ( 3-3 ) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

### (1-6-3) العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتتوع المتطلبات المعمارية تم اختيار أنواع معينة من العقدات حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

### (1-1-6-3) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

(1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs)، وتم استخدام هذا النوع في عقدات معظم الفراغات في المشروع.

(2) العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs)، وقد تم استخدام هذا النوع في عقدات الفراغات في بعض أجزاء المشروع.

جدير بالذكر أنه قد تم تحديد نوع العقدات بشكل مرحلي حسب أطوال البحور المفترضة حسب معادلات الكود الأمريكي ، وقد تم في الفصل الرابع من البحث حساب السماكة المفترضة لعقدة الاتجاه الواحد مع استثناء (ACI 318M-14) ، أعصاب الارتكاز البسيط حيث من المفترض حساب سماكتها في المشروع على شكل مناطق مختلفة السماكة.

According to ACI-Code-318M-14, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):  $l = 5.9 m$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{5900}{18.5} = 318.9mm.$$

The maximum span length for both end continuous (for ribs):  $l = 5.8 m$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{5800}{21} = 276.2mm.$$

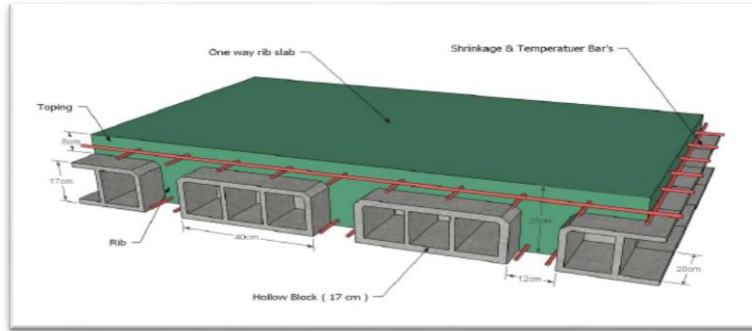
The minimum ribbed slab thickness will be  $h_{min} = 318.9mm$ .

Take slab thickness  $h_{min} = 320mm > h_{min} = 318.9mm$ .

$$h = 32cm (24cm Hollow Block + 8cm Topping)$$

### (3-1-1-6) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs) :-

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات تكون عادة تتخذ شكل المستطيل، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات معظم الفراغات في هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها.



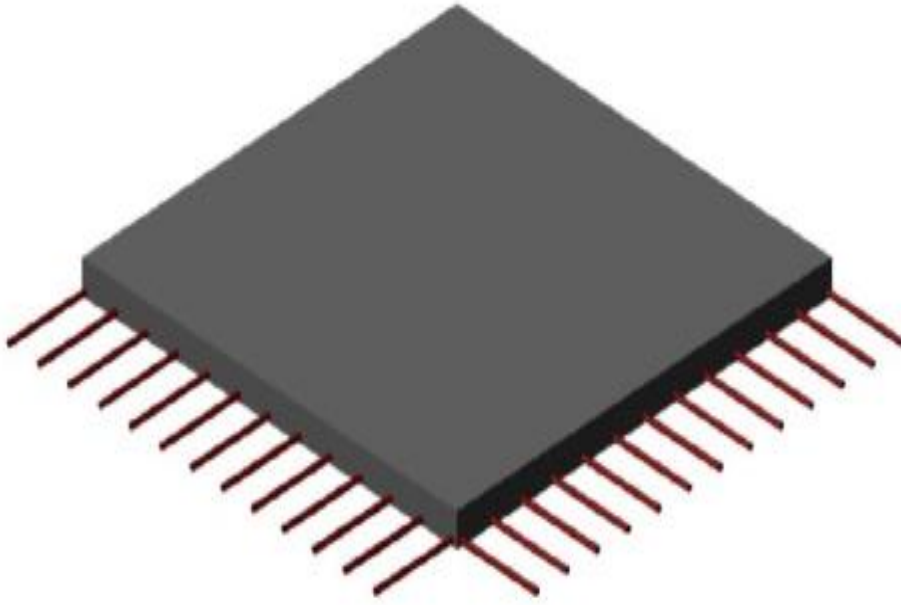
الشكل (3-4) العقدات المفرغة في اتجاه واحد .

### (3-2-1-6) العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs) :-

تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور (spans) متقاربة، إلا أنها أكثر كلفة من العقدة المفرغة ذات الاتجاه الواحد.

### (3-2-1-6) العقدات المصمتة في اتجاه وفي اتجاهين (One Way and Two Way Solid Slabs) :-

إن العقدات المصمتة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور (spans) متقاربة، وفي حالة كان طول أحد البحور ضعف طول البحر الآخر أو أكثر فإنه يتم استخدام العقدات المصمتة في اتجاه واحد كما في عقدات الأدرج في هذا المشروع .



الشكل (3-5) عقدات مصمتة في اتجاهين .

### (3-6-2) الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب ، وهي من النوع الخرساني :-

### (3-6-2-1) الجسور الخرسانية العادية :-

(1) الجسور مخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة ( Hidden Beams ).

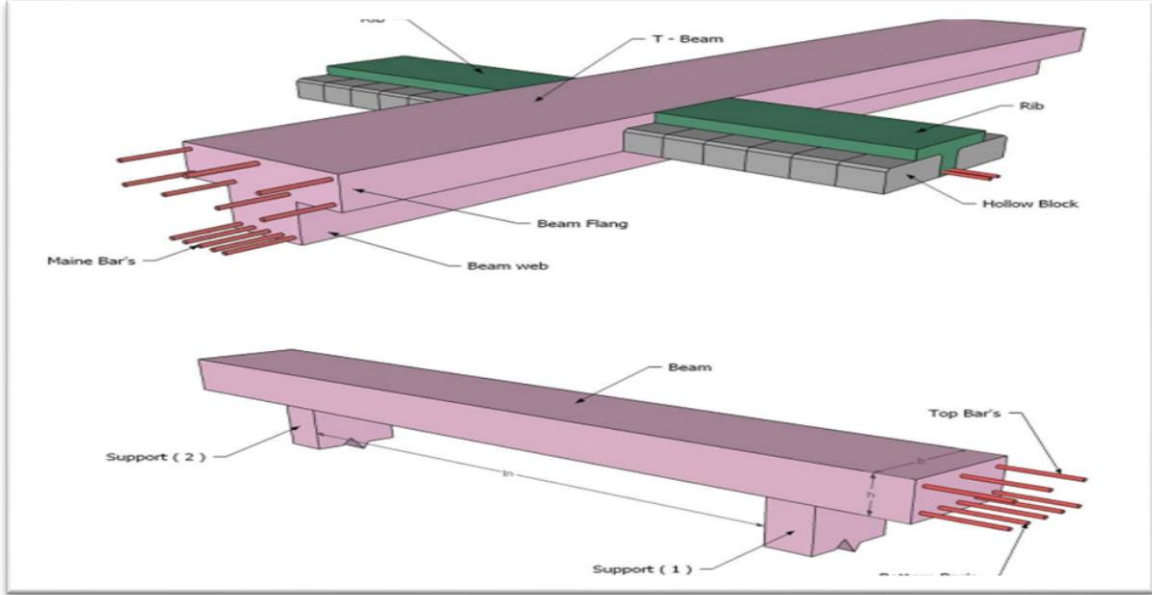
(2) الجسور الساقطة ( Dropped Beams ) :-

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين

السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L -T- section .



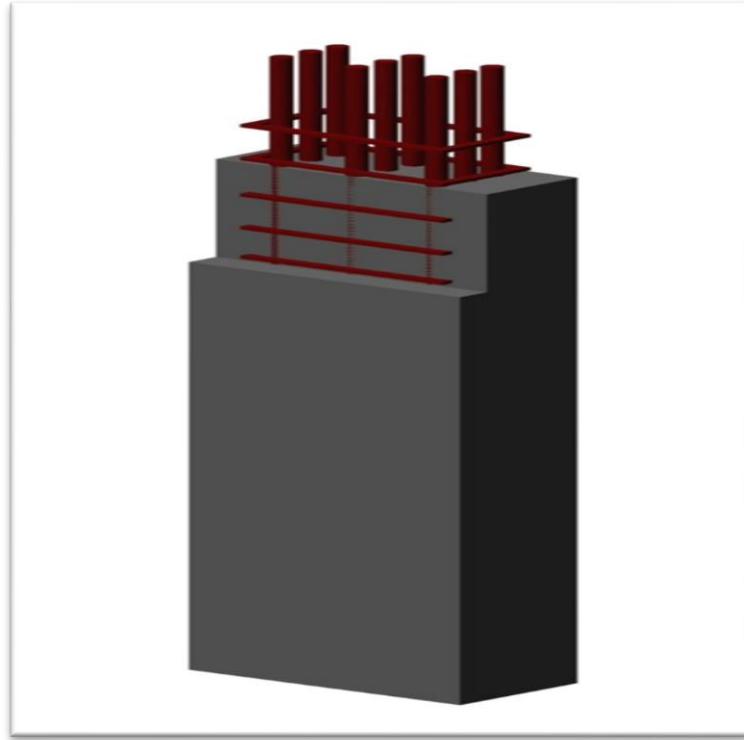
ونظراً للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور وكذلك المسافات الكبيرة نوعاً ما لبحور الجسور، فقد تم استخدام الجسور الساقطة.



الشكل (3-6) أشكال الجسور .

### (3-6-3) الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة (Short) والأعمدة النحيفة (Long). ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المثلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متساوية من حيث الطول، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل، وقد تم استخدام عمودين دائريين في الطابق الأرضي فقط.



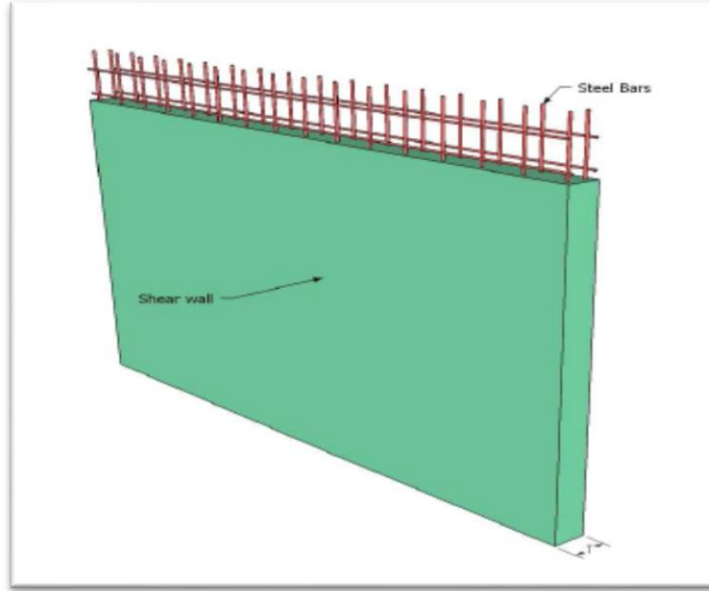
الشكل (3-7) مقطع في عمود .

### (4-6-3) جدران القص ( Shear Wall ) :-

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

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

كما أن هذه الجدران يجب أن تكون كافية لتقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



الشكل (3-8) جدار قص

### (3-6-5) فواصل التمدد:-

تتفد في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي :

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها .

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي :

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

ولقد تم استخدام فاصل تمدد في هذا المشروع يقطع فجوة متوسطة في المبنى، حيث يقسم المبنى إلى قسمين رئيسيين بحيث أصبح كل قسم مبنى قائم بذاته.

### (3-6-6) الأساسات :-

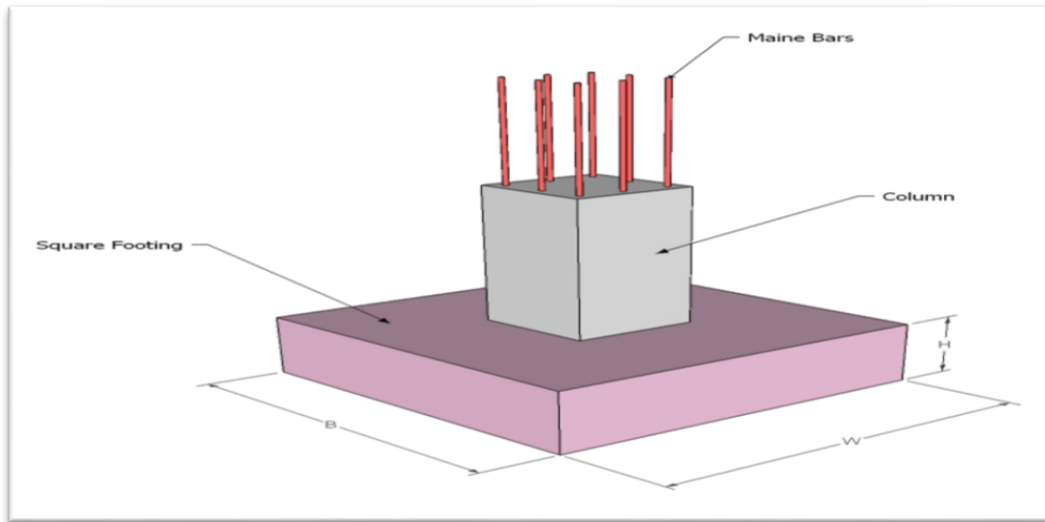
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضاً الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضاً الأحمال الحية داخل المبنى.

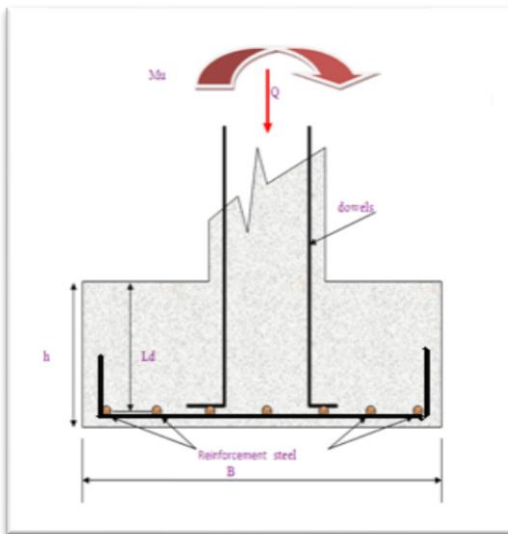
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساساً شريطياً (Strip Foundation)، أو أساس قاعدة منفصلة (Isolated Footing)، أو أساسات لبشة أو حصيرة (Matt Foundation).

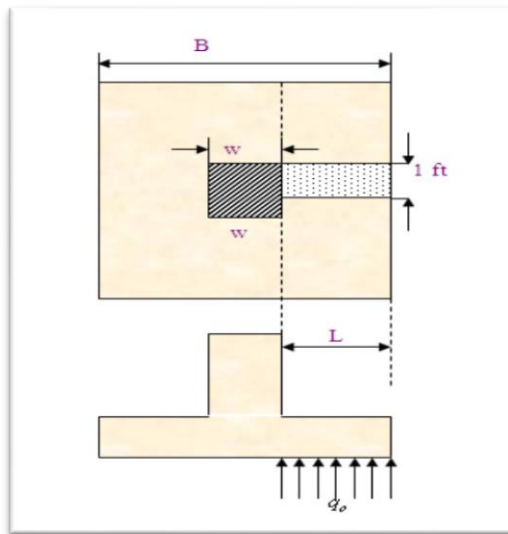
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية (Piles).



الشكل (3-9) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل (3-11) توزيع الحديد في أساس مفرد

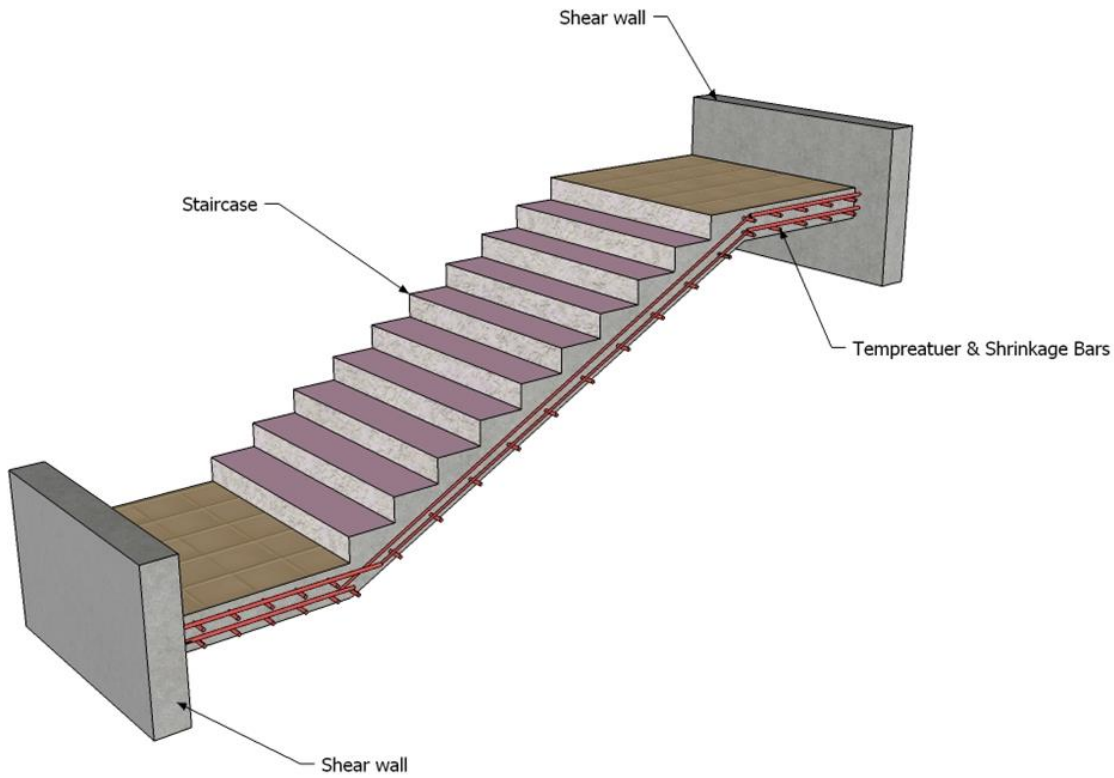


الشكل (3-10) مقطع طولي في أساس مفرد

**(3-6-7) الأدرج :-**

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في هذا المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.

والشكل (3-13) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل(3-12) مقطع توضيحي في الدرج .

**(7-3) البرامج الحاسوبية المستخدمة:-**

(1) AutoCAD 2016 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

BEAMD (2)

Etabs 2017 (3)

Safe 2014 (4)

Foundation (5)

SP Column (6)

**Chapter 4 - Structural Analysis & Design**

- 4.1 Introduction.**
- 4.2 Factored load.**
- 4.3 Slabs Thickness Calculation.**
- 4.4 Load Calculations.**
- 4.5 Design of Topping.**
- 4.6 Design of Rib (R1).**
- 4.7 Design of Beam (B2).**
- 4.8 Design of Solid Slab.**
- 4.9 Design of column.**
- 4.10 Design of Stair.**
- 4.11 Design of Basement Wall.**
- 4.12 Design of Shear Wall.**
- 4.13 Design of Footing.**



### (4.1)Introduction:-

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

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

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

So, in this project, there are two types of slabs “one way ribbed slab” and “two way ribbed slab”,. The one way ribbed slab would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for it, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318M-14 code.

#### NOTE:

$f_c' = 24N / mm^2 (MPa)$  **For concrete slab.**

$f_c' = 24N / mm^2 (MPa)$  **For beams.**

$f_y = 420N / mm^2 (MPa)$  **For flexural Reinforcement Steel.**

$f_{yt} = 420N / mm^2 (MPa)$  **For shear Reinforcement Steel.**

## (4.2) Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.4D.L$$

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L \text{ (Larger value controled)}$$

## (4.3) Slabs Thickness Calculation:



Figure (4-1): Master Floor #1 Slab.

### (4.3.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318M-14, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):  $l = 2.95m$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{295}{18.5} = 15.94 \text{ cm.}$$

The maximum span length for both end continuous (for ribs):  $l = 6.1m$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{610}{21} = 29.048 \text{ cm.}$$

The minimum ribbed slab thickness will be  $h_{min} = 29.048 \text{ cm.}$

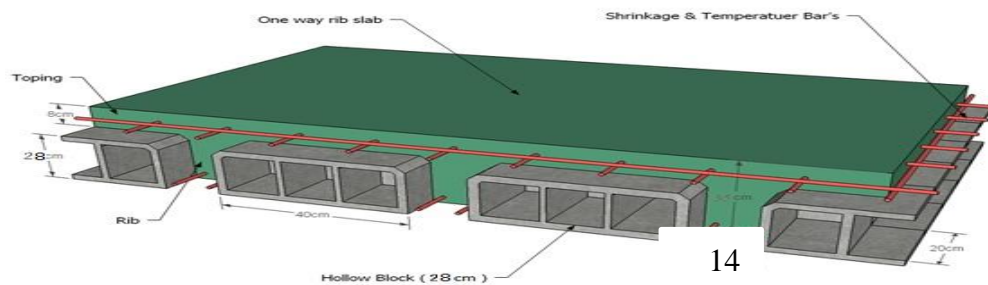
Take slab thickness  $h_{min} = 320mm > h_{min} = 29.048 \text{ cm.}$

$$h = 32cm \text{ (24cm Hollow Block + 8cm Topping)}$$

## (4.4) Load Calculations:

### (4.4.1) One way ribbed slab:

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



**Fig. (4-2)** One way ribbed slab

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

**Table (4 – 1)** Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Dead load from	$\delta * \gamma * b$	$KN/m$
Tiles	$0.03 * 23 * 0.54$	0.373
Mortar	$0.02 * 22 * 0.54$	0.238
Coarse Sand	$0.07 * 16 * 0.54$	0.605
Topping	$0.08 * 25 * 0.54$	1.08
RC Rib	$0.24 * 25 * 0.14$	0.84
Hollow Block	$0.24 * 15 * 0.4$	1.44
Plaster	$0.02 * 22 * 0.54$	0.238
Interior Partitions	$1.8KN/m^2 * 0.54$	0.972
	$\Sigma$	5.785

$$\begin{aligned} \text{Total Dead load / rib} &= 5.785 \text{ KN/m.} \\ \text{Total live load / rib} &= 5 * 0.54 = 2.7 \text{ KN/m.} \end{aligned}$$

**(4.5) Design of Topping:**

Dead load Calculations:

**Table (4 – 2)** Calculation of the total dead load for Topping.

Dead Load from:	$\delta * \gamma * 1$	$KN/m$
Tiles	$0.03 * 23$	0.69
Mortar	$0.03 * 22$	0.66
Coarse Sand	$0.07 * 16$	1.12
Topping	$0.08 * 25$	2
Interior Partitions	$1.8 * 1$	1.8
$\Sigma$		6.27

Live load Calculations:  $5 * 1 = 5 KN/m$ .

Total Factored load:  $w_u = 1.4 * 6.27 = 8.778 KN/m$

$w_u = 1.2 * 6.27 + 1.6 * 5 = 15.536 KN/m$ , so  $w_u = 15.536 KN/m$

$$V_u = \frac{W_u * l}{2} = \frac{15.536 * 0.4}{2} = 3.107 KN$$

$$\phi V_c = 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{24} * 1000 * 80 * \left(\frac{1}{1000}\right) = 48.99 KN$$

$\phi V_c = 48.99 KN \gg V_u = 3.107 KN$

NO shear reinforcement is required.

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.536 * 0.4^2}{12} = 0.207 KN.m$$

$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2 / 6 = 1.21 KN.m$

$\phi M_n = 1.21 KN.m \gg M_u = 0.207 KN.m$

NO reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5, provided  $A_{s,min}$  for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI 7.12.2.1,  $\rho_{shrinkage} = 0.0018$ .

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

Try bars  $\emptyset 8$  with  $A_s = 50.27 mm^2$

Bar number  $n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Try  $3\phi 8/m$  with  $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/m$  strip or  $\phi 8@300 \text{ mm}$  in both directions.

Step (S) is smallest of:

1.  $3h = 3 * 80 = 240 \text{ mm} - \text{control}$
2.  $450 \text{ mm}$
3.  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$

$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Take  $\phi 8@200 \text{ mm}$  in both directions.  $s = 200 \text{ mm} < s_{max} = 240 \text{ mm} - \text{ok}$

#### (4.6) Design of Rib (Rib1)

##### Material:-

Concrete B300  $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$

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

Reinforcement Steel of shear  $f_{yt} = 420 \text{ N/mm}^2$

##### Section:-

$$b = 14 \text{ cm} \quad bf = 54 \text{ cm} \quad h = 32 \text{ cm} \quad Tf = 8 \text{ cm}$$

Geometry Units: meter, cm

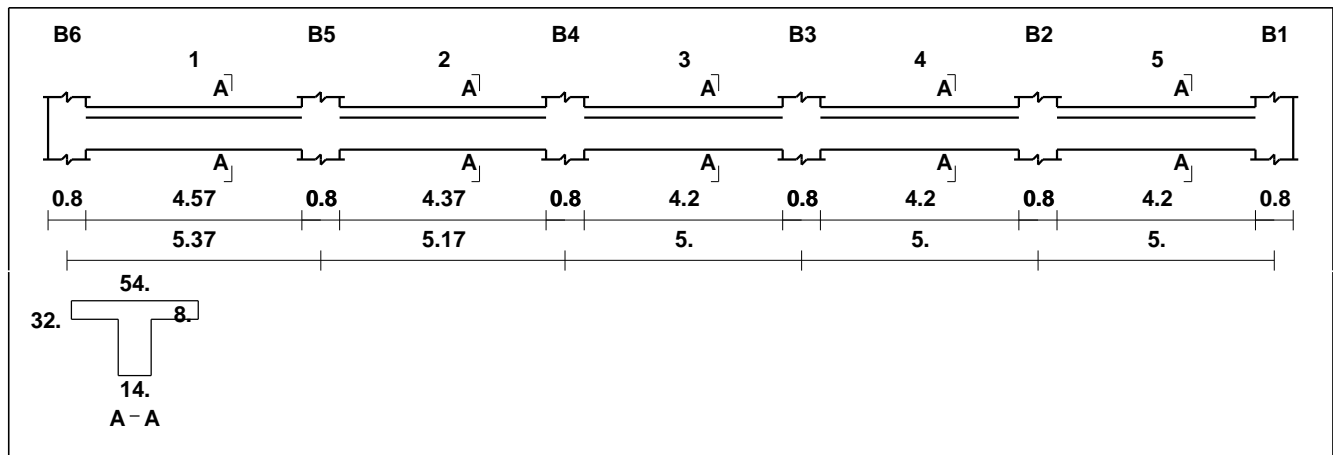
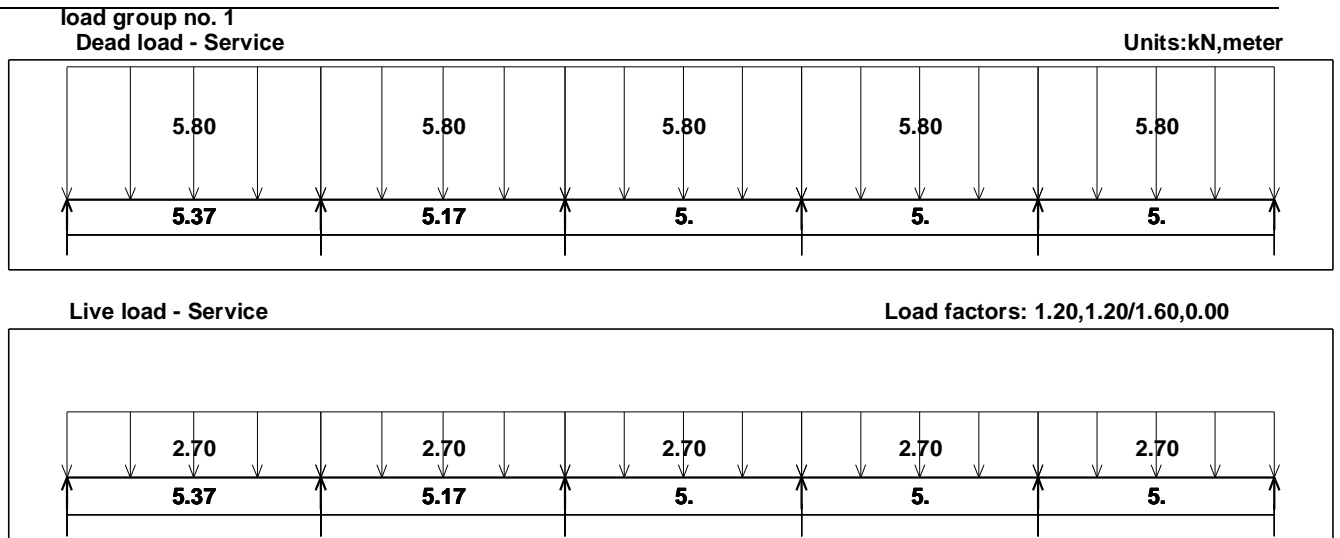


Figure (4-3) : Rib 1 Geometry

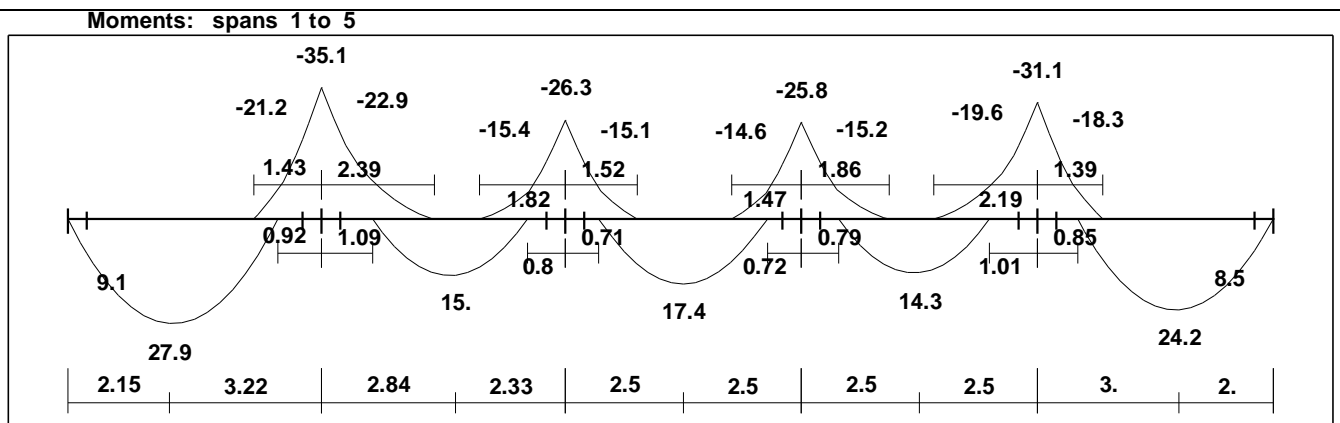
**Loading :-**

Loading

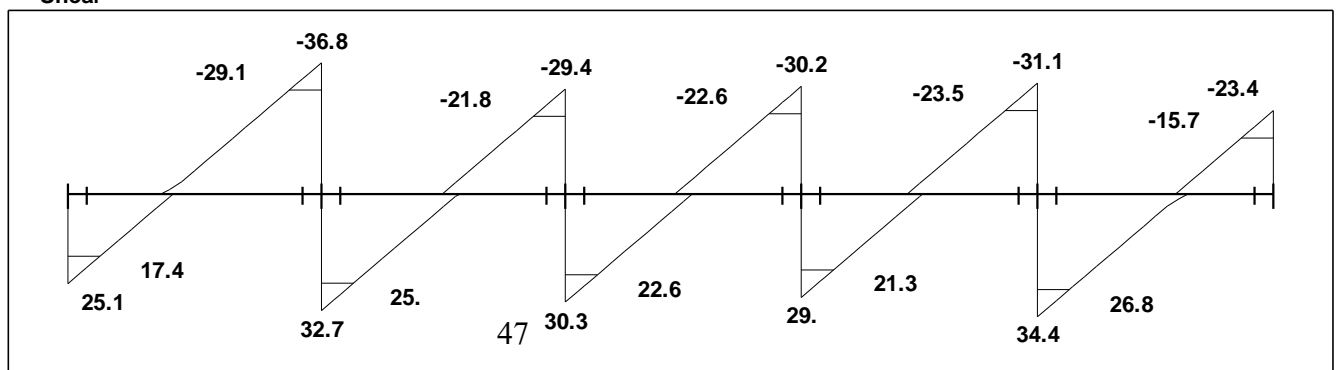


**Figure (4-4): loading of Rib (1)**

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter



Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter  
Shear



Reactions						
Factored						
DeadR	14.82	41.89	34.08	33.84	39.39	13.74
LiveR	10.29	27.6	25.66	25.36	26.16	9.67
MaxR	25.11	69.49	59.75	59.21	65.55	23.4
MinR	13.72	52.18	41.69	41.74	49.25	12.59
Service						
DeadR	12.35	34.91	28.4	28.2	32.82	11.45
LiveR	6.43	17.25	16.04	15.85	16.35	6.04
MaxR	18.78	52.16	44.44	44.05	49.18	17.49
MinR	11.66	41.34	33.16	33.14	38.99	10.73

Figure (4-5): Moment &amp; Shear Envelope of rib (1)

**(4.6.1) Design of flexure of rib (Rib1):****(4.6.1.1) Design of Positive moments of rib (Rib1).**

$b_e \leq$  Center to center spacing between adjacent beams = 540 mm ... Controled.

$$\leq \frac{\text{Span}}{4} = \frac{5370}{4} = 1342 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 140 = 1420 \text{ mm.}$$

$$b_e = 540 \text{ mm.}$$

Assume bar diameter  $\emptyset 14$  for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm.} \dots M_{nf} = 0.85 f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right) = 0.85 * 24 * 540 * 80 * \left(285 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 215.914 \text{ KN.m} \dots \phi M_{nf} = 0.9 * 215.914 = 194.32 \text{ KN.m}$$

1) Positive moment of first span  $Mu^{(+)} = 27.9 \text{ KN.m}$

$$\phi M_{nf} = 194.32 \text{ KN.m} \gg Mu = 27.9 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design as rectangular section.

$$M_n = Mu / \phi = 27.9 / 0.9 = 31 \text{ KN.m}$$

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{31 * 10^6}{540 * 285^2} = 0.707 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.707 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0017 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left( \frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

\* Note:  $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0017 \cdot 540 \cdot 285 = 261.63 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 140 \cdot 285 = 116.35 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} \cdot 140 \cdot 285 = 133 \text{ mm}^2$$

$= 116.35 \text{ mm}^2 < 133 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$

$$A_{s,req} = 261.63 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 133 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 261.63 \text{ mm}^2.$$

Use 2  $\emptyset 14$  with  $A_{s_{pro}} = 307.88 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 261.63 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

**$\therefore$  Use 2  $\emptyset 14$**

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

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm.}$$

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$307.88 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 540 \cdot a$$

$$a = 11.7 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.7}{0.85} = 13.76 \text{ mm.}$$

\* Note:  $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left( \frac{285 - 13.76}{13.76} \right) = 0.059 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

#### (4.6.1.2) Design of Negative moment of rib (Rib1):

**1) Negative moment at support (B5)  $M_u^{(-)} = 22.9 \text{ KN.m.}$**

$$M_n = M_u / \phi = 22.9 / 0.9 = 25.44 \text{ KN.m}$$



$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{25.44 * 10^6}{140 * 285^2} = 2.23 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.23 * 20.6}{420}} \right) = 0.00565 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left( \frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

$$A_s = \rho * b_w * d = 0.00565 * 140 * 285 = 225.4 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 140 * 285 = 116.35 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} * 140 * 285 = 133 \text{ mm}^2$$

$$= 116.35 \text{ mm}^2 < 133 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s_{req}} = 225.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 133 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 225.4 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Use 2 } \emptyset 14 \text{ with } A_{s_{pro}} = 307.88 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 225.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

**$\therefore$  Use 2  $\emptyset 14$**

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

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm.}$$

*Tension = Compression*

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

$$307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 140 * a$$

$$a = 45.27 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.27}{0.85} = 53.25 \text{ mm.}$$

$$* \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

$$= 0.003 * \left( \frac{285-53.25}{53.25} \right) = 0.013 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S)... OK.}$$

**(4.6.2) Design of shear of rib (1):****1) Design of shear at support (B1) & (B6) :**

Critical section at distance  $d = 285 \text{ mm}$  from the face of support

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

$$V_{u,max}(\text{between two value}) = 17.4 \text{ KN}.$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\ &= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 285 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}. \\ \phi * V_c &= 0.75 * 35.8 = 26.85 \text{ KN} \\ \frac{1}{2} \phi * V_c &= 0.5 * 26.85 = 13.43 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\phi * V_c = 26.85 \text{ KN} > V_u = 17.4 \text{ KN} > \frac{1}{2} \phi * V_c = 13.43 \text{ KN}$$

**NO shear reinforcement is provided at support (1)&(7).**

**2) Design of shear at support (B2) :**

Critical section at distance  $d = 285 \text{ mm}$  from the face of support

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

$$V_{u,max}(\text{between two value}) = 26.8 \text{ KN}.$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\ &= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 285 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}. \\ \phi * V_c &= 0.75 * 35.8 = 26.85 \text{ KN} \\ \frac{1}{2} \phi * V_c &= 0.5 * 26.85 = 13.43 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\phi * V_c = 26.85 \text{ KN} > V_u = 17.4 \text{ KN} > \frac{1}{2} \phi * V_c = 13.43 \text{ KN}$$

**NO shear reinforcement is provided at support (B2)**

**3) Design of shear at support (B3) :**

Critical section at distance  $d = 285 \text{ mm}$  from the face of support

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

$$V_{u,max}(\text{between two value}) = 22.6 \text{ KN} .$$

$$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 285 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 35.8 = 26.85 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 26.85 \text{ KN} > V_u = 22.6 \text{ KN} > \frac{1}{2} \phi * V_c = 13.43 \text{ KN}$$

**NO shear reinforcement is provided at support (B3)**

**4) Design of shear at support (B4) :**

Critical section at distance  $d = 285 \text{ mm}$  from the face of support

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

$$V_{u,max}(\text{between two value}) = 22.6 \text{ KN} .$$

$$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 285 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 35.8 = 26.85 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 26.85 \text{ KN} > V_u = 22.6 \text{ KN} > \frac{1}{2} \phi * V_c = 13.43 \text{ KN}$$

**NO shear reinforcement is provided at support (B4)**

**5) Design of shear at support (B5) :**

Critical section at distance  $d = 295 \text{ mm}$  from the face of support

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

$$V_{u,max}(\text{between two value}) = 29.1 \text{ KN} .$$

$$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 285 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 35.8 = 26.85 \text{ KN}$$

**$V_u = 29.1 > \phi * V_c = 26.85$  ..... shear reinforcement is required .**

**Check for section dimensions:**

$$V_s = Vu/\phi - Vc = 29.1/0.75 - 35.8 = 3 \text{ KN.}$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 140 * 285 * 10^{-3} = 130.31 \text{ KN}$$

$$V_s = 3 \text{ KN} < V_{s,max} = 130.31 \text{ KN} - \text{the section is large enough.}$$

**Check for  $V_{s,min}$ :**

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 140 * 285 * 10^{-3} = 12.22 \text{ KN.}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} * 140 * 285 * 10^{-3} = 13.3 \text{ KN} - \text{control}$$

$$V_{s,min} = 13.3 \text{ KN} > V_s = 3 \text{ KN} - \text{NOT OK}$$

$$\therefore \text{Use } V_s = 13.3 \text{ KN}$$

**Find the maximum stirrup spacing**

$$\therefore V_s < V_{s,min} - \text{Case 3}$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm} \quad , \quad S_{max} \leq \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm} - \text{control}$$

Use stirrups (2 legs stirrups)  $\phi 8$  with  $A_v = 2 * 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 285}{13.3 * 10^3} = 904.86 \text{ mm}$$

$$S = 904.86 \text{ mm} > S_{max} = 142.5 \text{ mm} - \text{NOT OK}$$

Use U – shape (2 legs stirrups)  $\phi 8$  @ 135 mm <  $S_{max} = 142.5 \text{ mm}$

for support (B5)

**(4.7) Design of Beam (B2):****Material:-**

concrete B300  $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

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

**Section:-**

$$B = 80 \text{ cm .}$$

$$h = 52 \text{ cm .}$$

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for beam):  $l = 6.46 \text{ m}$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{6750}{18.5} = 373.5 \text{ mm.}$$

The maximum span length for both end continuous (for beam):  $l = 3.46 \text{ m}$ , then

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{3460}{21} = 164.8 \text{ mm.}$$

The controller beam total depth is 37.35 cm.

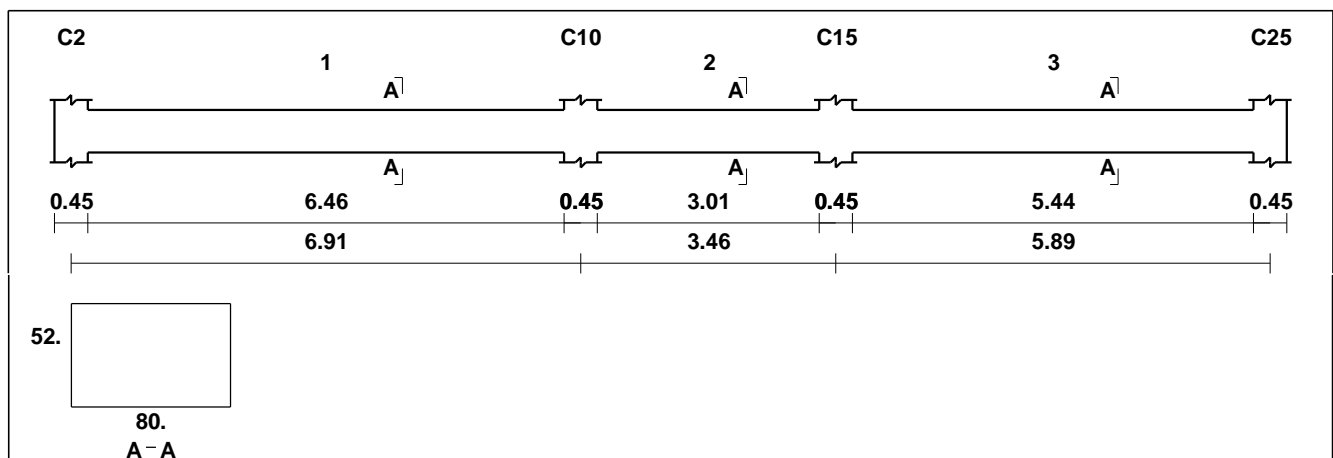
→ **Select Total depth of beam  $h = 52\text{cm}$ . ( drop beam).**

**Loads on beam : (SERVICE)**

load from rib1 + self weight =

$$((32.8/0.54) D + (16.35/0.54) L) + 10.4 \text{ KN/m} = (60.7 D + 30.2 L + 10.4) \text{ KN/m}$$

Geometry Units: meter, cm



**Figure (4-6): Beam Geometry.**

Loading

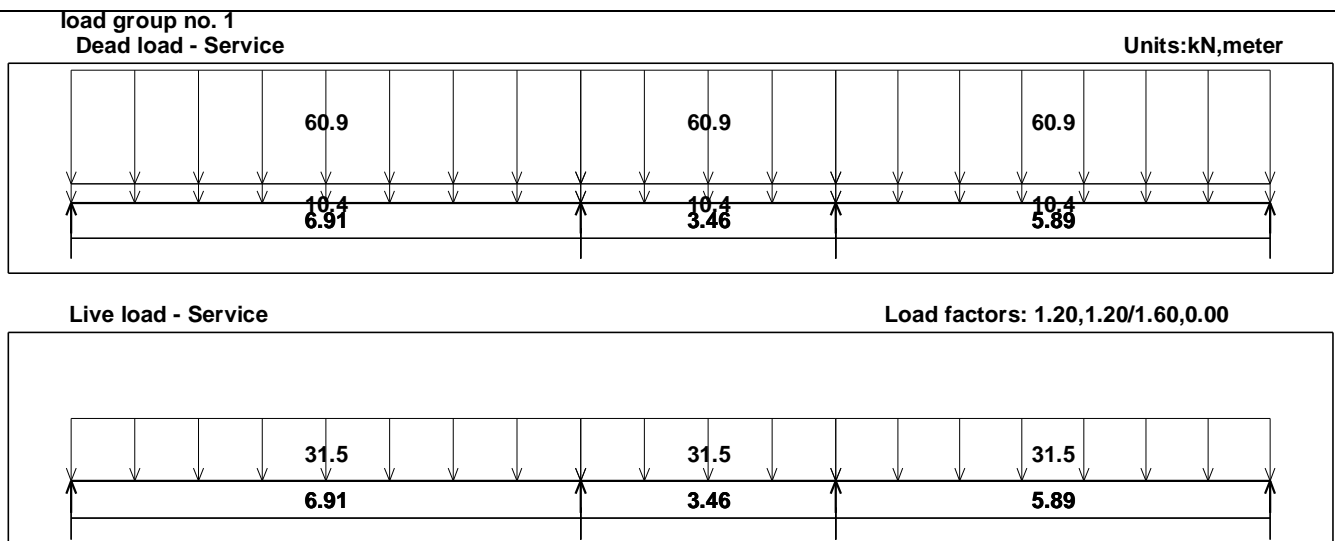
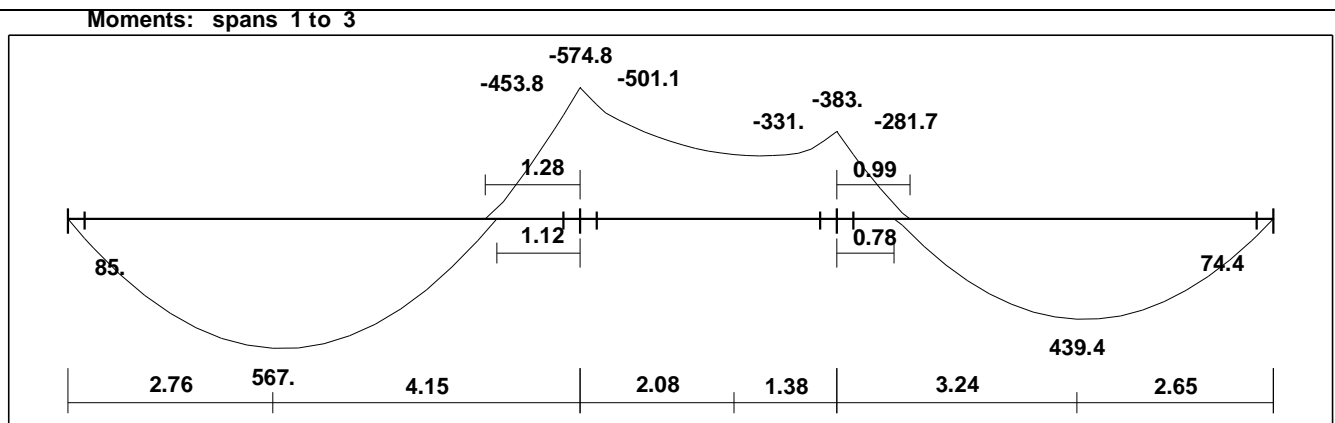
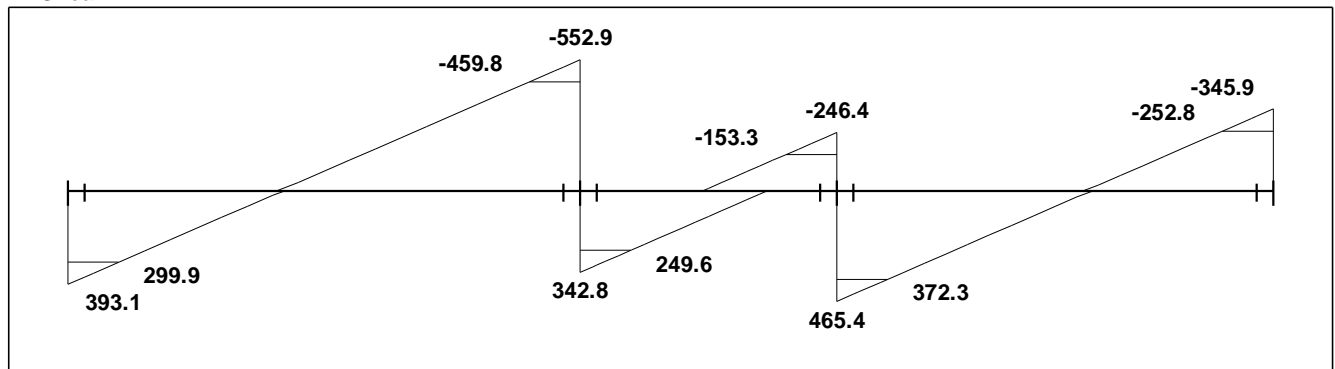


Figure (4-7): Loading of Beam .

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter



Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter  
Shear



Reactions				
Factored				
DeadR	245.42	531.35	399.29	215.14
LiveR	147.63	364.34	312.54	130.81
MaxR	393.05	895.69	711.83	345.95
MinR	242.36	569.45	414.04	211.07
Service				
DeadR	204.52	442.79	332.74	179.28
LiveR	92.27	227.71	195.34	81.75
MaxR	296.79	670.5	528.08	261.04
MinR	202.6	466.6	341.96	176.74

Figure (4-8): Moment & Shear Envelope for Beam

### (4.7.1) Design of flexure:

#### (4.7.1.1) Design of Positive moment:

$$B = 80 \text{ cm} . , h = 52 \text{ cm} . , \phi_{st} = 10 \text{ mm} .$$

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

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2) = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} \\ = 457.5 \text{ mm}.$$

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

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

$$C_{max} = 0.42 * d = 0.42 * 457.5 = 196.1 \text{ mm}.$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 196.1 = 166.7 \text{ mm} .$$

$$* \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$M_{n,max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2}) \\ = 0.85 * 24 * 800 * 166.7 * \left( 457.5 - \frac{166.7}{2} \right) * 10^{-6} = 1017.9 \text{ KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816.$$

**1) Positive moment of first span :  $M_u = 567 \text{ KN.m}$**

$$M_u = 567 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 1017.9 = 830.6 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design the section as single reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 567 / 0.9 = 630 \text{ KN.m.}$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{630 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 3.76 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.76 * 20.6}{420}} \right) = 0.0099 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 (0.42) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0099 * 800 * 457.5 = 3294 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5$$

$$= 1067.27 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 3294 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 3294 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } 7\phi 25 \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 3436.12 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3294 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

**Check for bar placement:**

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 25}{6} = 87.5 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$



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

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}$$

Tension = Compression

$$\begin{aligned} A_s * f_y &= 0.85 * f'_c * b * a \\ 3436.12 * 420 &= 0.85 * 24 * 800 * a \\ a &= 88.42 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{88.42}{0.85} = 104.03 \text{ mm} * \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= 0.003 * \left( \frac{d - c}{c} \right) \\ &= 0.003 * \left( \frac{457.5 - 104.03}{104.03} \right) = 0.01 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S)... OK.} \end{aligned}$$

**2) moment of second span :  $M_u = 4 \text{ KN.m}$**

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$M_u = 275.9 \text{ KN.m} < \phi M_n = 0.816 * 1017.9 = 830.6 \text{ KN.m}$$

*\therefore Design the section as single reinforced concrete section.*

$$M_n = M_u / \phi = 275.9 / 0.9 = 306.6 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{306.6 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 1.31 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.31 * 20.6}{420}} \right) = 0.0045 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 (0.42) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0045 * 800 * 457.5 = 1674.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

=

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5 = 1067.3 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1674.5 \text{ mm}^2 \dots$$

$$\therefore A_s = 1674.5 \text{ mm}^2$$

Take **6\phi20** in one layer with  $A_{s,pro} = 1884 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1674.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

**Check for bar placement:**

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 20}{5} = 124 > 25\text{mm} \dots \text{ok}$$

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

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 460 \text{ mm}$$

Tension = Compression

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

$$1884 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 48.48 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{48.48}{0.85} = 57.04 \text{ mm} * \text{Note: } f'_c = 24\text{MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

$$= 0.003 * \left( \frac{460 - 57.04}{57.04} \right) = 0.171 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S)} \dots \text{OK.}$$

**3) Positive moment of third span :  $M_u = 439.4 \text{ KN.m}$**

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$M_u = 439.4 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 1017.9 = 830 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design the section as single reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 439.4 / 0.9 = 488.2 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{488.2 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 2.92 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.92 * 20.6}{420}} \right) = 0.0075 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 (0.42) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0075 * 800 * 457.5 = 2758.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots \dots \dots \text{(ACI-10.5.1)}$$

=

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5 = 1067.3 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 2758.75 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 2758.75 \text{ mm}^2$$

Take  $6\phi 25$  in one layer with  $A_{s,pro} = 2945.2 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2758.75 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

**Check for bar placement:**

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 25}{5} = 110 > 25 \text{mm} \dots \text{ok}$$

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

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{mm}$$

Tension = Compression

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

$$2945.2 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 75.8 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75.8}{0.85} = 89.17 \text{ mm} * \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

$$= 0.003 * \left( \frac{457.5 - 89.17}{89.17} \right) = 0.012 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

### (4.7.1.2) Design of negative moment:

**1) Negative momenton at support (2)  $M_u = -501.1 \text{ KN.m}$**

$$M_u = 501.1 \text{ KN.m} < \phi M_n = 0.816 * 1017.9 = 830 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design the section as single reinforced concrete section.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \left( \text{diameter of } \frac{\text{bar}}{2} \right) =$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{mm.}$$

$$M_n = M_u / \phi = 501 / 0.9 = 556.7 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{556.7 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 3.32 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.32 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0086 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 (0.42) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0086 * 800 * 457.5 = 3177.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5$$

$$= 1067.3 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 3177.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 3177.2 \text{ mm}^2$$

Take 7Ø25 in one layer with  $A_{s,pro} = 3436 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3177.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

**Check for bar placement:**

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 25}{6} = 87.5 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

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

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}$$

Tension = Compression

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

$$3436 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 88.42 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{88.425}{0.85} = 104.02 \text{ mm} * \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

$$= 0.003 * \left( \frac{457.5 - 104.02}{104.02} \right) = 0.0109 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

**2) Negative momenton at support (3)  $M_u = -331 \text{ KN.m}$**

$$M_u = 331 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 1017.9 = 830 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design the section as single reifored concrete section.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \left( \text{diameter of } \frac{\text{bar}}{2} \right) =$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{331}{0.9} = 367.8 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{331 \cdot 10^6}{800 \cdot (457.5)^2} = 1.97 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.97 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0049 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 (0.42) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0049 \cdot 800 \cdot 457.5 = 1815.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 800 \cdot 457.5 \leq \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 457.5$$

$$= 1067.3 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 1815.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 1815 \text{ mm}^2$$

Take **4Ø25** in one layer with  $A_{s,pro} = 1963.5 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1815.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

**Check for bar placement:**

$$S_b = \frac{800 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - 4 \cdot 25}{3} = 200 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

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

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}$$

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$1963.5 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 800 \cdot a$$

$$a = 50.53 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.44 \text{ mm} \cdot \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

$$= 0.003 \cdot \left( \frac{457.5 - 59.44}{59.44} \right) = 0.02 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

**(4.7.2) Design of Beam (B2) for shear****1) Design of shear at support (C2)&(C25):**

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

Critical section at distance  $d = 457.5 \text{ mm}$  from the face of support.  $V_{u,max} = 299.9 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 298.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 298.8 = 224.1 \text{ KN}$$

$V_u = 299.9 > \phi * V_c = 224.1 \text{ KN}$  ..... **shear reinforcement is required.**

**Check for section dimensions:**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{299.9}{0.75} - 298.8 = 101.06 \text{ KN.}$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 1195.3 \text{ KN}$$

$$V_s < V_{s,max} \text{ - the section is large enough.}$$

**Find the maximum stirrup spacing**

If  $V_s < V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d$  then  $S_{max} \leq \frac{d}{2}$  or  $S_{max} = 600 \text{ mm}$ .

$$V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 597.67 \text{ KN.}$$

$$V_s = 101.06 \text{ KN} < V_s' = 597.67 \text{ KN} \quad \text{then}$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm} \quad , \quad S_{max} \leq \frac{457.5}{2} = 228.75 \text{ mm - control}$$

**Check for  $V_{s,min}$ :**

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 112.06 \text{ KN.}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 121.99 \text{ KN - control}$$

$$V_s = 101.06 < V_{s,min} = 121.99 \text{ KN} \quad \& \quad V_s < V_s' = 597.67 \text{ KN}$$

Use stirrups U – shape (4 legs stirrups) Ø8 with  $A_v = 4 * 50.24 = 200.96 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{200.96 * 420 * 457.5}{101.06 * 10^3} = 382 \text{ mm}$$

$$\text{Take } S = 100 \text{ mm} < S_{max} = 382 \text{ mm} \text{ - OK}$$

Use U – shape (4 legs stirrups) Ø8 @ 100 mm <  $S_{max} = 382 \text{ mm}$

**2) Design of shear at support (C10):**

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

Critical section at distance  $d = 467.5 \text{ mm}$  from the face of support.  $V_{u,max} = 459.8 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 298.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 298.8 = 224.1 \text{ KN}$$

$V_u = 459.8 > \phi * V_c = 224.1 \text{ KN}$  ..... **shear reinforcement is required .**

**Check for section dimensions:**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{459.8}{0.75} - 298.8 = 613.06 \text{ KN.}$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 1195.3 \text{ KN}$$

$V_s < V_{s,max}$  - the section is large enough.

**Find the maximum stirrup spacing**

If  $V_s < V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d$  then  $S_{max} \leq \frac{d}{2}$  or  $S_{max} = 600 \text{ mm}$  .

$$V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 597.67 \text{ KN.}$$

$$V_s = 613.06 \text{ KN} > V_s' = 597.67 \text{ KN}$$

$$V_{s,max} = 1195.3 \text{ KN} > V_s = 613.06 \text{ KN} > V_s' = 597.67 \text{ KN}$$

Use stirrups U - shape (4 legs stirrups)  $\phi 8$  with  $A_v = 4 * 50.24 = 200.96 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{200.96 * 420 * 457.5}{613.06 * 10^3} = 62.98 \text{ mm}$$

Take  $S = 50 \text{ mm} < S_{max} = 62.98 \text{ mm}$  - OK

Use U - shape (4 legs stirrups)  $\phi 8$  @  $50 \text{ mm} < S_{max} = 62.98 \text{ mm}$

**3) Design of shear at support (C15):**

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

Critical section at distance  $d = 457.5 \text{ mm}$  from the face of support.  $V_{u,max} = 372 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 298.83 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 305.37 = 224.13 \text{ KN}$$

$$V_u = 372 > \phi * V_c = 224.13 \text{ KN} \quad \dots \text{ shear reinforcement is required.}$$

**Check for section dimensions:**

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{372}{0.75} - 298.83 = 197.17 \text{ KN.}$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 1195.35 \text{ KN}$$

$$V_s < V_{s,max} \text{ - the section is large enough.}$$

**Find the maximum stirrup spacing**

$$\text{If } V_s < V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d \text{ then } S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ or } S_{max} = 600 \text{ mm.}$$

$$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 597.68 \text{ KN.}$$

$$V_s = 197.17 \text{ KN} < V'_s = 597.68 \text{ KN} \quad \text{then}$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm} \quad , \quad S_{max} \leq \frac{457.5}{2} = 228.75 \text{ mm - control}$$

**Check for  $V_{s,min}$ :**

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 112.06 \text{ KN.}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 800 * 457.5 * 10^{-3} = 122 \text{ KN - control}$$

$$V_{s,min} = 122 \text{ KN} < V_s = 197.17 < V'_s = 597.68 \text{ KN} \text{ - Case 4}$$

Use stirrups U – shape (4 legs stirrups)  $\phi 8$  with  $A_v = 4 * 50.24 = 200.96 \text{ mm}^2$

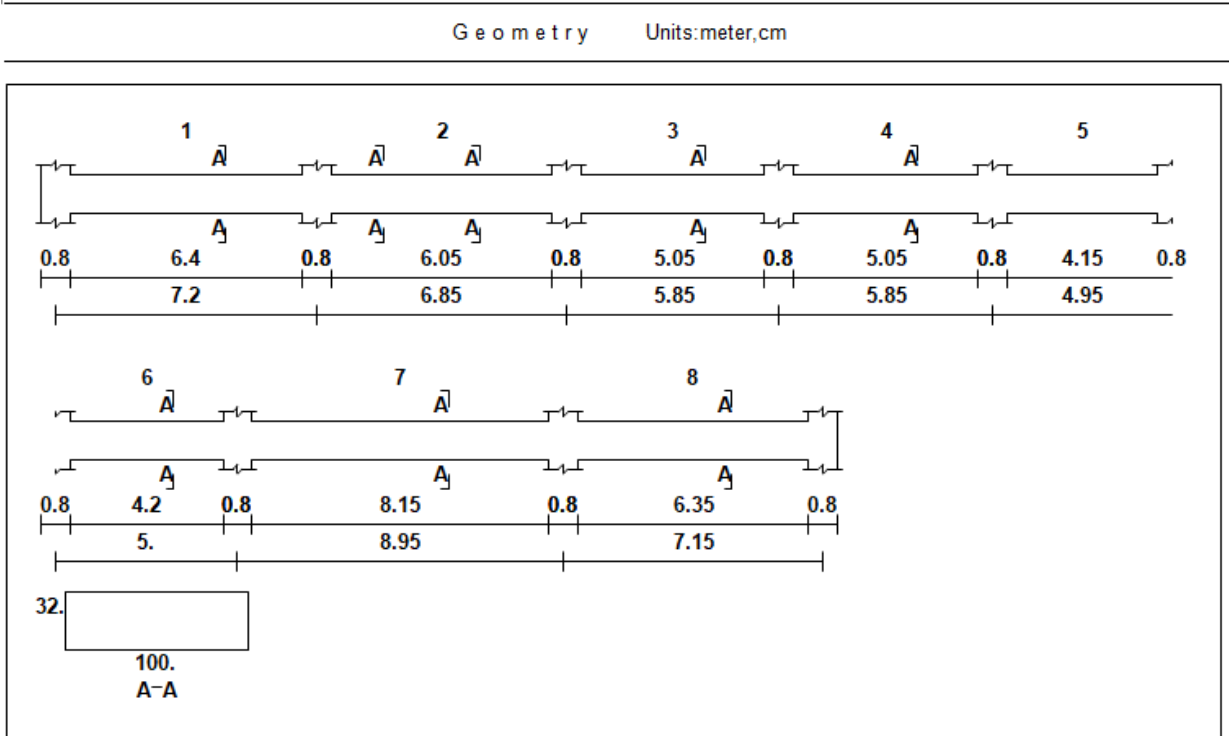
$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{200.96 * 420 * 457.5}{197.17 * 10^3} = 195.84 \text{ mm}$$

$$\text{Take } S = 100 \text{ mm} < S_{max} = 195.84 \text{ mm} \text{ - OK}$$

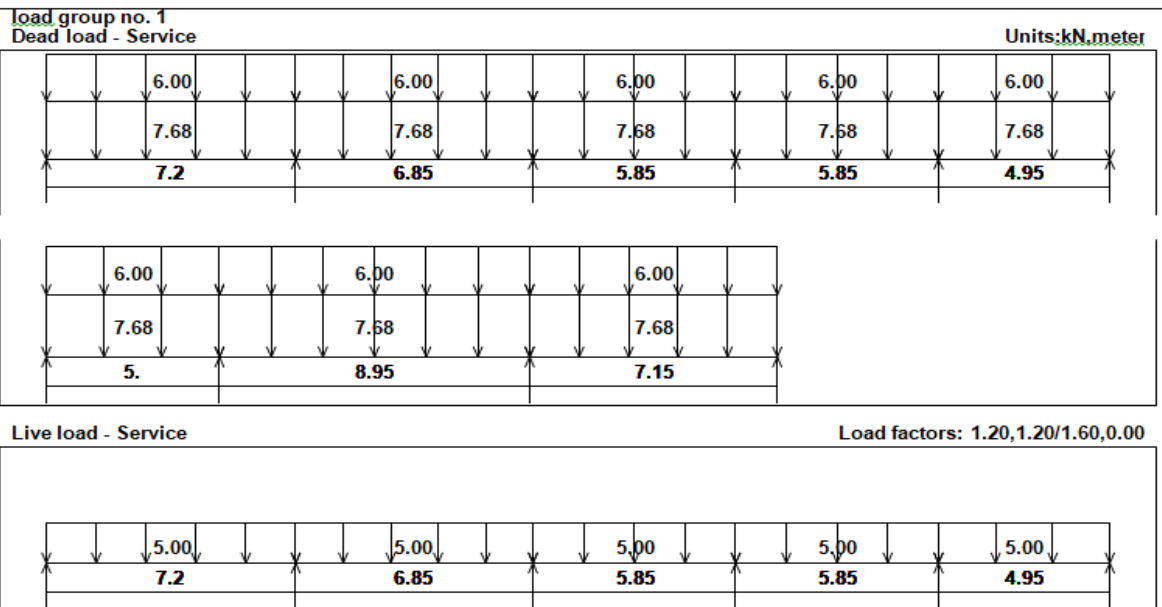
Use U – shape (4 legs stirrups)  $\phi 8$  @ 100 mm <  $S_{max} = 195.84 \text{ mm}$



**(4.8) Design of Solid slab:**



Loading



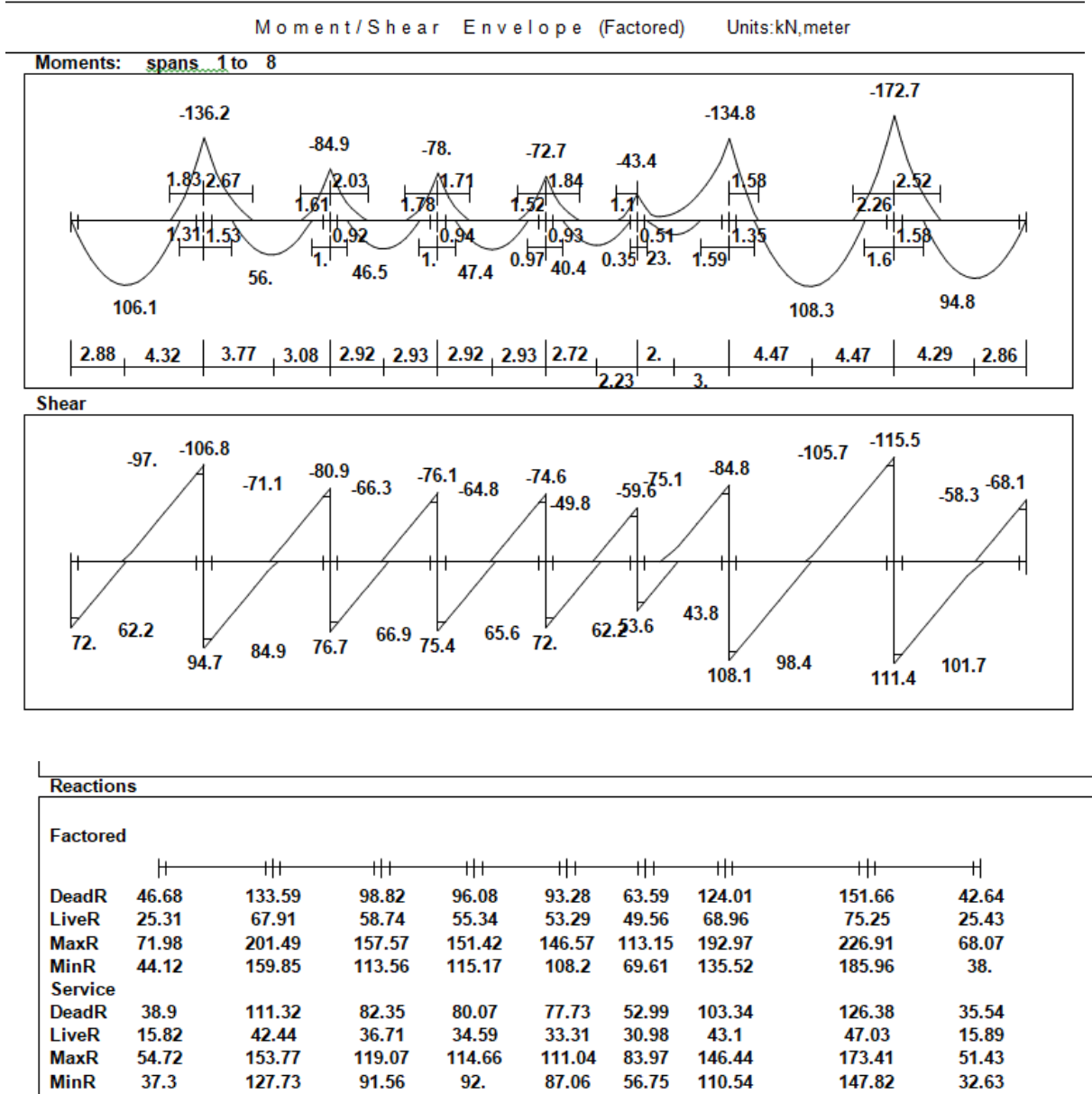


Figure (4-9): Moment & Shear Envelope of Solid Slab.

❖ **Material:-**

⇒ concrete    B300                       $F_c' = 24 \text{ Mpa}$

⇒ Reinforcement Steel                       $F_y = 420 \text{ Mpa}$

### ✓ Slab Thickness Calculation:-

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

Min H (deflection requirement):-

-For one end continuous (one way) :-

$$\frac{L}{24} = \frac{7.15}{24} = 0.29$$

-For both end continuous (one way):-

$$\frac{L}{28} = \frac{8.65}{28} = 0.31$$

For One way solid slab, will use thickness of slab 32 cm.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 320 - 25 - \frac{14}{2} = 288 \text{ mm}$$

### ✓ Load Calculation:-

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

#### -Load Calculation For the Horizontal Slab:- (For one Meter Strip)

**Table (4 – 3)** Calculation of the total dead load for one way solid slab.

Dead load from	$\delta * \gamma$	$KN/m$
Tiles	$0.03 * 23$	0.69
Mortar	$0.02 * 22$	0.44
Coarse Sand	$0.1 * 16$	1.6
RC solid	$0.32 * 25$	8.0
Plaster	$0.02 * 22$	0.44
Interior Partitions	1.8	1.8
$\Sigma$		12.97

**Live load =5 KN/m**

✓ Design of Max. Positive Moment :

**Design of Positive Moment Mu = 108.3 KN.m)**

Assume bar diameter Φ16 for main reinforcement

$$d = 320 - 25 - 8 = 287$$

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

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

$$R_n = \frac{108.3 * 10^6 / 0.9}{1000 * (287)^2} = 1.46 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.46)}{420}} \right) = 0.00361$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00361 * 1000 * 287 = 1036.07$$

**Check for As min:-**

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 1036.07 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 576 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

**Use ø 16/15cm , A<sub>s,provided</sub> = 13.4 cm<sup>2</sup> > A<sub>s,required</sub> = 10.36 cm<sup>2</sup> .... Ok**

✓ Design of Max Negative Moment :

**Design of Negative Moment Mu = 172.7 KN.m)**

Assume bar diameter Φ20 for main reinforcement

$$d = 320 - 25 - 10 = 285$$

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

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

$$R_n = \frac{172.7 * 10^6 / 0.9}{1000 * (285)^2} = 2.36 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.36)}{420}} \right) = 0.006$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.006 * 1000 * 285 = 1710$$

**Check for  $A_s$  min:-**

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{req}} = 1710 \text{ mm}^2 > A_{s\text{min}} = 576 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

**Use  $\phi$  20/15cm ,  $A_{s\text{provided}} = 20.93 \text{ cm}^2 > A_{s\text{required}} = 17.1 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$**

**❖ Shear Design:-****Check Whether Thickness Is Adequate For Shear:-**

$$V_{u,\text{max}} = 105.7 \text{ KN/ 1m strip}$$

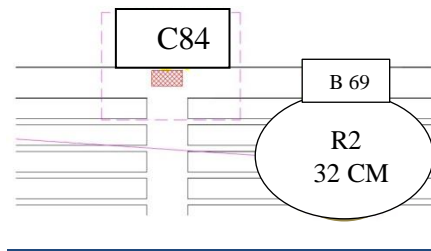
$$d = h - 25 - db/2 = 320 - 25 - (20 / 2) = 285 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 285 = 174.52 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$\Phi V_c = 174.52 \text{ KN} > V_{u,\text{max}} = 105.7 \text{ KN/ 1m strip}$$

The thickness of the slab is adequate enough.

**(4.9) Design of Column (Group 4):****Figure (4-10): Location of Column****❖ Material :-**

⇒ concrete B300  $F_c' = 24 \text{ MPa}$

⇒ Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ MPa}$

**(4.9.1) Load Calculation:-****Service Load:-**

Dead Load = 1775 KN

Live Load = 625 KN

**Factored Load:-**

$P_U = 1.2 \times 1775 + 1.6 \times 625 = 3130 \text{ KN}$

**(4.9.2) Dimensions of Column:-**

Assume  $\rho_g = 0.01$

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

$$3130 * 1000 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 24 (1 - 0.01) + 0.01 * 420\}$$

$$A_g = 246651 \text{ mm}^2$$

Assume Rectangular Section

Try  $h = 600 \text{ mm}$

$b = 450 \text{ mm}$

$$A_g = 270000 \text{ mm}^2$$

Selecting Longitudinal Bars:

$$3130 * 1000 = 0.65 \times 0.8 \times 270000 \{0.85 * 24 (270000 - A_{st}) + A_{st} * 420\}$$

$$A_{st} = 4570 \text{ mm}^2$$

Use  $18 \text{ } \phi \text{ } 18$ ,  $A_{st(\text{prov})} = 4578.12 \text{ mm}^2 > A_{st} = 4570 \text{ mm}^2$

$$\rho_g = A_{st}/A_g = 0.016$$

## (4.9.3) Design of the tie reinforcement :

$S \leq 16 \text{ db}$  (longitudinal bar diameter)

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

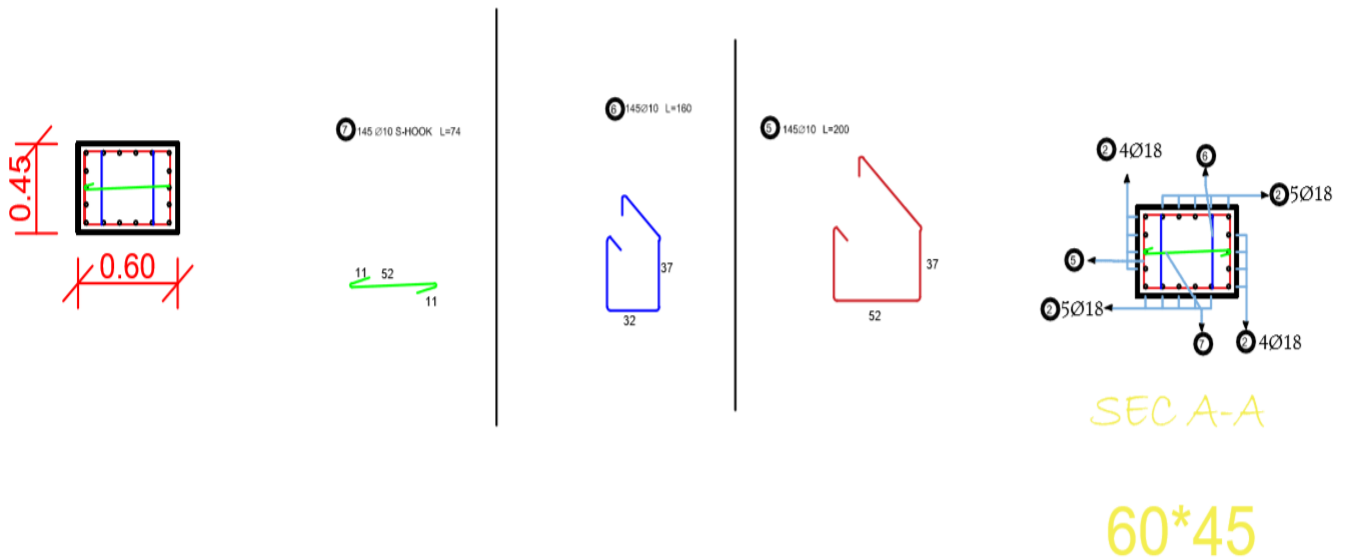
$S \leq \text{Least dimension.}$

spacing  $\leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8 \text{ cm} \dots$

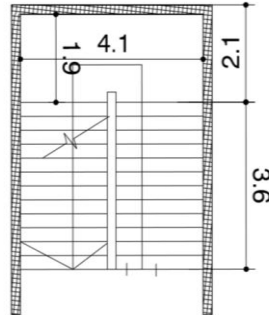
spacing  $\leq 48 \times dt = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$

spacing  $\leq \text{least.dim} = 45 \text{ cm control}$

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



**Figure (4-11): Detailing of Column**

**(4-10) Design of stair:****Figure (4-12): Stair**

Assume that the height of stair = 15cm

Thickness:

$$h_{min} = \frac{6.25m}{20} = 31.3 \text{ cm} \dots \text{ "as simple supported on way solid slab "}$$

$$h_{min} = \frac{6.25m}{28} = 22.3 \text{ cm} \dots \text{ "as both end continuous beam fixed "}$$

→ Take a value for  $h$  greater than the bigger of them

Take  $h_{min}=25\text{cm}$

\* Loads :

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{150}{300} \right) = 26.6$$

Table (4-4): Dead load of The stair :

DL from	$\Delta$	$\delta \times \gamma \times l$	KN/m
Tiles	23	$23 \left( \frac{0.15+0.35}{0.3} \right) \cdot 0.03 \cdot 1$	1.15
Mortar	22	$22 \left( \frac{0.15+0.3}{0.3} \right) \cdot 0.03 \cdot 1$	0.99
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \left( \frac{0.15 * 0.3}{2} \right) \cdot 1$	1.875
Reinforce con.	25	$\frac{25 \cdot 0.25 \cdot 1}{\cos 26.6}$	7.0
plaster	22	$\frac{22 \cdot 0.03 \cdot 1}{\cos 26.6}$	0.74
		$\Sigma=11.755 \text{ kN/m}$	



Table (4-5): Dead load of Landing:

<i>DL from</i>	$\delta \times \gamma \times l$	<i>KN/m</i>
<i>Tiles</i>	$0.03 \times 23 \times 1$	<i>0.69</i>
<i>Mortar</i>	$0.03 \times 22 \times 1$	<i>0.66</i>
<i>C solid slab</i>	$0.25 \times 25 \times 1$	<i>6.25</i>
<i>Plaster</i>	$0.03 \times 22 \times 1$	<i>0.66</i>
	$\Sigma = 8.26$	

*Live load*  $5 \text{ kN/m}^2$   $LL = 5 \times 1 = 5 \text{ kN/m}$

*Total factored load*  $W = 1.2D + 1.6L$

*For flight (stairs) ...*  $W = 1.2 (11.755) + 1.6(5) = 22.12 \text{ kN/m}$

*For landing ...*  $W = 1.2 (8.26) + 1.6(5) = 18 \text{ kN/m}$

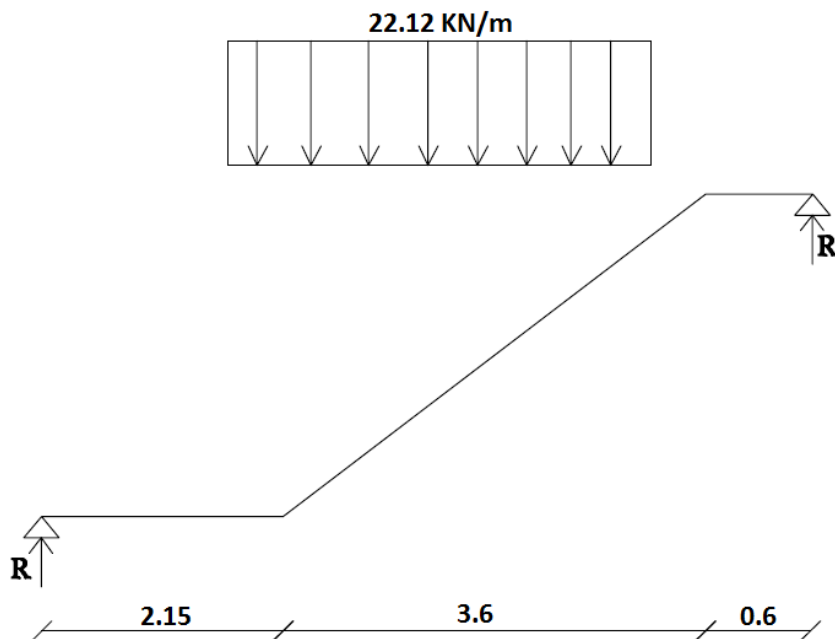


Fig.(4-13): Loading on stair

The reaction at each end:

$$\rightarrow RB = 49.7 \text{ KN}$$

$$RA = 30.2 \text{ KN}$$

Check for shear strength:

Assume  $\emptyset 14$  to be use for main reinforcement

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

Take the maximum shear as the support reaction  $V_u = 33.18 \text{ kN}$ ,  $V_u = 30.2$

$$\emptyset V_c = 0.75 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 0.223 = 136.56 \text{ KN}$$

$\emptyset V_c > V_u$  the thickness is enough "one of exceptions"

$$\text{And } \emptyset V_c/2 = 136.56/2 = 68.3 > V_u \rightarrow \text{ok}$$

No shear reinforcement is required

- Determining the max bending moment and  $A_s$

$M_u$  at the middle

$$M_u = 84.23 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{84.23 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.8 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \hat{f}_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.8 \times 20.58}{420}} \right) = 0.0045$$

$$A_s = \rho b d = 0.0045 \times 1000 \times 223 = 1003.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \rho b d = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 360 \text{ mm}^2 < A_s = 1003.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \emptyset 14 \rightarrow n = \frac{1003.5}{A_s \emptyset 14} = 6.52 \text{ mm}^2$$

Take 7  $\emptyset 14$

$$S = \frac{1}{6.52} = 153.4 \text{ mm}$$

Take 7  $\emptyset 14$  or  $\emptyset 14$  @ 150 mm

$$1- 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm.}$$

$$2- 450 \text{ mm.}$$

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

$$S \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) = 380 \text{ mm. .... Is control OK}$$

Temp. and shrinkage reinforcement

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} b t = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Try bar  $\emptyset 14$  with  $A_s = 153.94$

$$\# \text{ of bars } n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 14}} = 2.9 \text{ bars } s = 1/2.9 = 0.34\text{m}$$

Take  $3\emptyset 14/\text{m}$  with  $A_s = 461.7 \text{ mm}^2/\text{m strip}$

Or  $\emptyset 14 @ 300\text{mm}$  in both directions.

❖ *Design of Landing:*

The reaction at each end:

$$\rightarrow R_B = 87.5 \text{ KN}$$

$$R_A = 87.5 \text{ KN}$$

Check for shear strength:

Assume  $\emptyset 14$  to be use for main reinforcement

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

- *Determining the max bending moment and  $A_s$*

$M_u$  at the middle

$$M_u = 89.39 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{89.39 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \hat{f}_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2 \times 20.58}{420}} \right) = 0.00502$$

$$A_s = \rho b d = 0.00502 \times 1000 \times 223 = 1119.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \rho b d = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 360 \text{ mm}^2 < A_s = 1119.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \emptyset 14 \rightarrow n = \frac{1119.5}{A_{s\emptyset 14}} = 7.3$$

Take 8  $\emptyset 14$

$$S = \frac{1}{7.3} = 137 \text{ mm}$$

Take 7  $\emptyset 14$  or  $\emptyset 14 @ 120\text{mm}$

4-  $3h = 3 \times 250 = 750\text{mm}$ .

5-  $450\text{mm}$ .

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

$$S \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) = 380\text{mm}. \dots \text{ Is control OK}$$

*Temp. and shr reinforcement*

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b t = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Try bar  $\emptyset 14$  with  $A_s = 153.94$

# of bars  $n = \frac{A_s}{A_{s\phi 14}} = 2.9$  bars  $s = 1/2.9 = 0.34m$   
 Take  $3\phi 14/m$  with  $A_s = 461.7 \text{ mm}^2/m$  strip  
 Or  $\phi 14 @ 300mm$  in both directions.

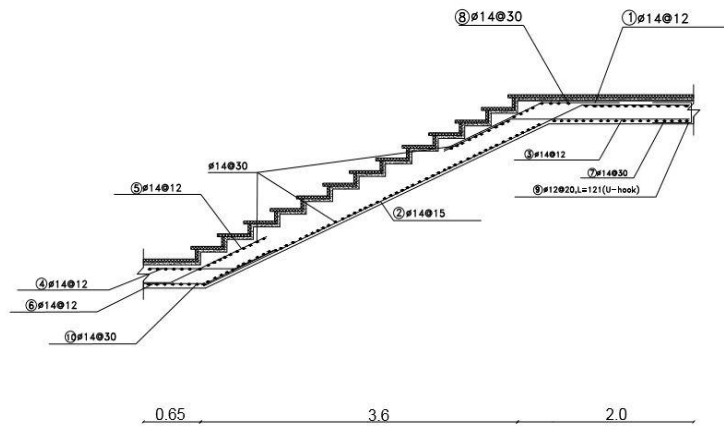


Figure (4-14): Detailing of Stair

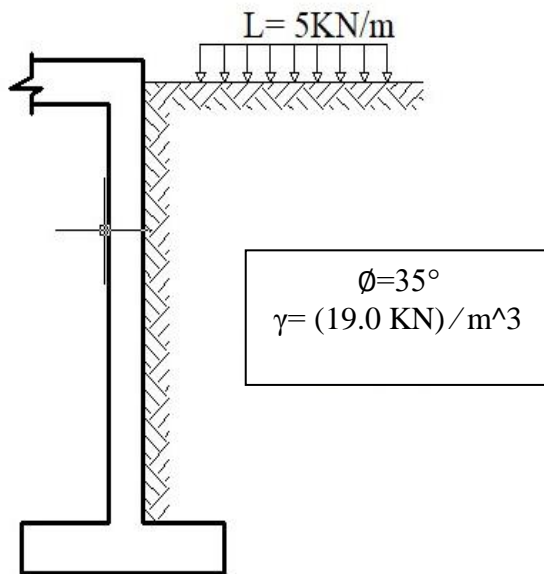
**(4.11) Design of Basement wall:**

Figure (4-15): Geometry of basement.

**Material:-**Concrete B300  $F_c' = 24 \text{ MPa}$ Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ MPa}$  $\phi = 35^\circ$   $\gamma = (19.0 \text{ kN/m}^3)$ **\*Soil at rest:**

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

$$= 1 - \sin 35$$

$$= 0.426$$

**4.11.1) Load on basement wall:**

For 1m length of wall:

Weight of backfill:

$$e = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

$$= 0.426 \times 19.0 \times 4 = 32.4 \text{ kN/m}$$

$$q_1 \text{ (Factored)} = 1.6 \times e$$

$$q_1 \text{ (Factored)} = 1.6 \times 32.4 = 51.8 \text{ KN/m}$$

#### Load from live load:

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

$$q_2 = K_o \times LL$$

$$= 0.426 \times 5 = 2.13 \text{ KN/m}$$

$$q_2 \text{ (Factored)} = 1.6 \times 2.13 = 3.408 \text{ KN/m}$$

(4.10.2) Design of the shear force:

Assume  $\emptyset 14$  for main reinforcement

Assume  $h = 300 \text{ mm}$ ,

$$d = 300 - 30 - 14 = 256 \text{ mm}$$

By using ATIR program, we get the envelope moment and shear force diagram

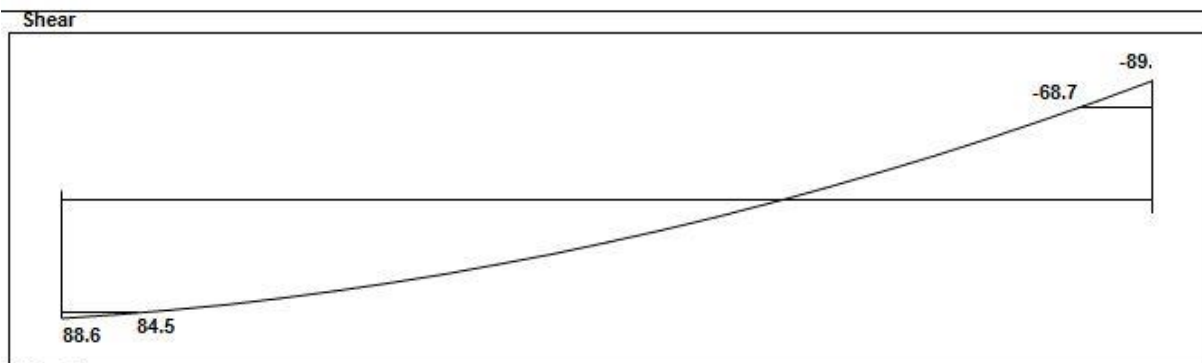


Figure (4.16) shear of basement

$$\text{Max } V_u = 84.5 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 268}{6} = 164.1 \text{ KN}$$

$$V_u = 84.5 \text{ KN} > = 164.1 \text{ KN.}$$

No shear Reinforcement is required.

4.10.3) Design of bending moment:

By using ATIR program, we get the envelope moment and moment force diagram

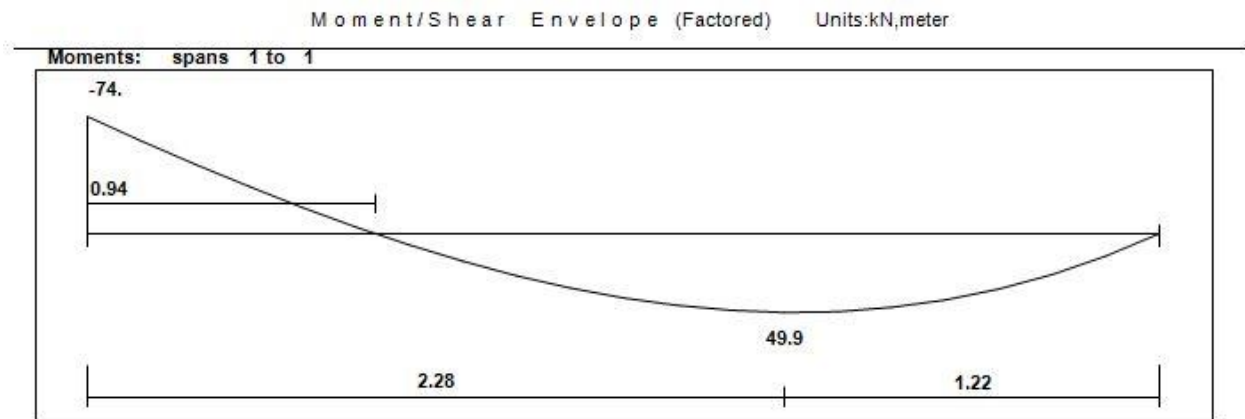


Figure (4.17) Moment of basement

$$M_u \text{ max} = 74 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 74 / 0.9 = 82.23 \text{ KN.m}$$

$$R_n = (M_n \times [10]^6) / (b \times d^2) = (82.23 \times [10]^6) / (1000 \times [256]^2) = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$m = F_y / (0.85 \times f_c') = 420 / (0.85 \times 24) = 20.58$$

$$\rho = 1/m \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times R_n \times m) / F_y})$$

$$= 1/20.58 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 1.25 \times 20.58) / 420})$$

$$= 3.07 \times [10]^{-3}$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 3.07 \times [10]^{-3} \times 1000 \times 256 = 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s \text{ req}} = 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use  $\Phi 14 @ 15 \text{ cm}$

$$A_s \text{ provided} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ req} = 7.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Step(s) is the smallest of :

$$3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

$$S = 380 (280 / f_s) - 2.5c_c = 380(280 / 280) - 2.5 \times 30 = 305 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm} < S_{\text{max}}$$

Select  $\Phi 14 @ 15 \text{ cm/m}$  in both direction.

With  $a_s = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

## (4.10.4) Design of the horizontal reinforcement:

$$A_s(\text{min}) = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select  $\varnothing 12 @ 20 \text{ cm/m}$ , in air side &  $\varnothing 10 @ 20 \text{ cm/m}$  in back fill side .

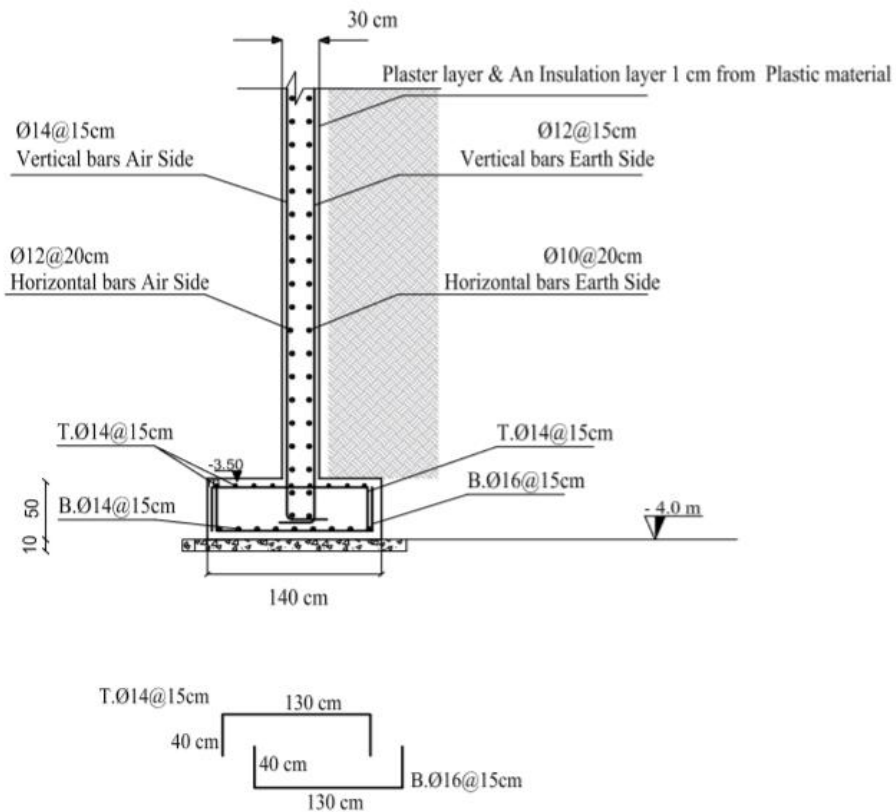


Figure (4.18): Reinforcement for basement wall.



**(4.12) Design of a shear wall :**

To design shear walls we use (ETABS) Software, and this is a manual example of shear wall design :

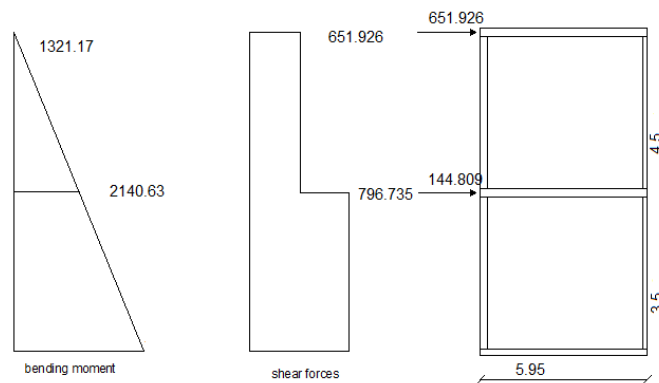


Fig. (4-19) Shear & Moment Diagrams of Shear wall

$$F_c = 24\text{MPa}$$

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

$t=20\text{ cm}$  .shear wall thickness

$L_w = 5.95\text{ m}$  .shear wall width

$H_w$  for One wall = 4 m story height

$H_w$  for One wall = 4 m story height

➔ Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 651 + 144.809 = 796.735\text{KN}$$

➔ Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.95}{2} = 2.98\text{m} \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{8}{2} = 4\text{m}$$

$$\text{story height} = 3.5\text{m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 5950 = 4760\text{mm}$$

$$\phi V_{nmax} = \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} h d$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 4760 * 10^{-3} = 4354.85 \text{ KN} > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 300 * 4760 * 10^{-3} = 1166 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 300 * 4760 + 0 = 1888.9 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{2140.63 - 1321.17}{3.5} + 2140.63 = 2374.76 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2374.76}{796.735} - \frac{5.95}{2} = 0.0056 > 0 \text{ (+ve value)}$$

$$V_c = \left[ 0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left( 0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d = \left[ 0.05 \sqrt{24} + \frac{5.95 (0.1 \sqrt{24} + 0)}{0.0056} \right] 300 * 4760$$

$$= 743.65 \text{ KN Control}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= (796.735 / 0.75) - 743.65 = 318.7 \text{ KN}$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{318.7 * 10^3}{420 * 4760} = 0.16 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.16}{300} = 0.0053 > 0.0025$$

Use  $\phi 10$   $A_s = 78.54 \text{ mm}^2$

$$\rho = \frac{2 * 78.54}{s * 300} = 0.0053 \Rightarrow S = 100 \text{ mm}$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5950}{5} = 1190 \text{ mm}$$

$$3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

450 mm.....cont.

Use  $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$  in two layer

### ➔ Design of bending moment :

$$A_{st} = \left( \frac{5950}{300} \right) * 2 * 254.5 = 10095.17 \text{ mm}^2$$

$$w = \left( \frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c'} = \left( \frac{10095.17}{5950 * 300} \right) \frac{420}{24} = 0.099$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.099 + 0}{2 * 0.099 + 0.85 * 0.85} = 0.12$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[ 0.5 A_{st} f_y l_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 10095.17 * 420 * 5950 (1 + 0) (1 - 0.12)] = 9990.22 \text{ KN.m} > M_u \end{aligned}$$

→ use  $\phi 16 @ 1500$  mm for vertical reinforcement

### 4.13 Design of Footing (isolated):

#### ❖ Material :-

⇒ concrete B300  $F_c' = 24$  MPa

⇒ Reinforcement Steel  $F_y = 420$  MPa

#### ✓ Load Calculations :-

Total Factored load = 1000 KN

Column Dimensions (a\*b) = 40\*70 cm

Soil density = 18 Kg/cm<sup>3</sup>

Allowable Bearing Capacity = 400 KN/m<sup>2</sup>

Assume h = 45cm

$$q_{net-allow} = 400 - 25 * 0.45 - 19 * 0.45 - 5 = 364.85 \text{ KN/m}^2$$

#### ✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{625 + 156.25}{364.85} = 2.14 \text{ m}^2$$

Assume the area = 1.65 \* 1.35 = 2.23 m<sup>2</sup>

#### ✓ Bearing Pressure :-

$$q_u = 1000 / 1.65 * 1.35 = 448.93 \text{ KN/m}^2$$

#### ✓ Design of Footing :-

#### ✓ Design of One Way Shear Strength :-

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

Assume h = 50cm, bar diameter  $\phi 14$  for main reinforcement and 7.5 cm Cover

$$V_u = \left( \frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) * q_u * b = \left( \frac{1.65}{2} - \frac{0.70}{2} - d \right) * 448.93 * 1.35$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 1.35 * d * 10^3$$

$$\text{Let, } \phi V_c = V_u$$

$$d = 0.2m$$

$$h = 200 + 75 + 14 = 289mm$$

$$\text{Try } h = 450 \text{ mm} \dots d = 450 - 75 - 14 = 361 \text{ mm}$$

### ✓ Design of Two Way Shear Strength :-

$$V_u = P_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$V_u = 448.93 * \{ (1.65 * 1.35) - [(0.4 + 0.361) * (0.7 + 0.361)] \} = 637.5KN$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{70}{40} = 1.75$$

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

$$b_o = 2 * (36.1 + 70) + 2 * (36.1 + 40) = 364.4cm$$

$\alpha_s = 40$  for interior column

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{1.75} \right) * \sqrt{24} * 3644 * 361 = 1726.21KN$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{40 * 361}{3644} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3644 * 361 = 2401.7KN$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3644 * 361 = 1611.13 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 1611.13 \text{ KN} > V_u = 637. \text{ KN}$$

### ✓ Design of Bending Moment :-

#### Deasign of short direction:

$$M_u = 448.93 * 1.35 * 0.475 * 0.475 / 2 = 68.37 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{68.37 \times 10^6}{0.9 \times 1350 \times 361^2} = 0.43 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.43}{420}} \right) = 0.00103$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00103 \times 1350 \times 361 = 502 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 * 1350 * 450 = 1093.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} < A_{s, \text{min}} = 1093.5 \text{ mm}^2 \text{ ..... is control}$$

#### Check for Spacing :-

$$S = 3h = 3 * 45 = 135 \text{ cm}$$

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

$$S = 45 \text{ cm} \text{ ..... is control}$$

**Use 8 $\phi$ 14,  $A_{s, \text{provided}} = 1231.5 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 1093.5 \text{ mm}^2 \dots$  Ok**

**And In Another Direction Use 10  $\phi$  14**

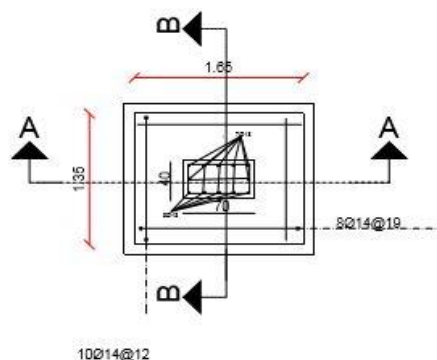


Fig. (4-20) Detailing of Footing.

الفصل الخامس - النتائج و التوصيات

1-5 النتائج

2-5 التوصيات

3-5 المراجع

4-5 الملحقات

**(1-5) النتائج :-**

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

- (1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
- (2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.
- (3) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

**(2-5) التوصيات :-**

- (1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج عن ذلك مبنى متكامل إنشائياً ومعمارياً.
- (2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- (3) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- (4) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

**(3-5) قائمة المصادر و المراجع :-**

1. كودات البناء الوطني الأردني ، **كود الأحمال والقوى** ، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. ACI Committee 318 (2014), **ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
4. D. Fanella, I. Alsamsam, "**The Design of Concrete Floor Systems**", PCA Professional Development Series, 2005.
5. UBC (1997).



**(4-5) قائمة الملحقات :-**

**الملحقات**

**Attachments**

**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)**

**TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED**

	Minimum thickness, $h$			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density  $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density,  $w_c$ , in the range  $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$ , the values shall be multiplied by  $(1.65 - 0.003w_c)$  but not less than 1.09.

b) For  $f_y$  other than 420 MPa, the values shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

**MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED.**

**TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS**

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to non-structural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$l/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$l/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load) <sup>†</sup>	$l/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$l/240^§$

\* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

**MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS**

## Seismic Coefficients :

$Z$  – seismic zone factor, as set forth in next Table (UBC Table 16-I). Note that  $Z$  does not directly appear in the base shear formula. It does, however, affect the seismic coefficients  $C_a$  and  $C_p$ .

Zone	1	2A	2B	3	4
$Z$	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

(From Table 16-I, UBC 1997.)

### Seismic Coefficient $C_a$

Soil profile type	Seismic zone factor, $Z$				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
$S_F$	Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed for soil profile $S_F$ .				

(From UBC 1997, Table 16-Q.)

$C_v$  – a numerical coefficient dependent on the soil conditions at the site and the seismicity of the region, as set forth in next Table (UBC Table 16-R),

Seismic Coefficient  $C_v$

Soil profile type	Seismic zone factor, $Z$				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
$S_D$	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
$S_E$	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
$S_F$	Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed for soil type $S_F$ .				

(From UBC 1997, Table 16-R.)

$R$  – a factor that accounts for the ductility and overstrength of the structural system, as set forth in next Table (UBC Table 16-N)

Structural Systems<sup>a</sup>

Basic structural system <sup>b</sup>	Lateral-force-resisting system description	$R$	$\Omega_s$	Height limit for seismic zones
				3 and 4
1. Bearing wall system	1. Shear walls	4.5	2.8	160
	a. Concrete			
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	2. Braced frames where bracing carries gravity load	4.4	2.2	160
	a. Steel			
	b. Concrete <sup>c</sup>			

Structural Systems<sup>a</sup> (Continued)

Basic structural system <sup>b</sup>	Lateral-force-resisting system description	$R$	$\Omega_p$	Height limit for seismic zones 3 and 4
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete <sup>c</sup>	5.6	2.2	N.P.
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
	3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)		
a. Steel		8.5	2.8	N.L.
b. Concrete <sup>d</sup>		8.5	2.8	N.L.
2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)		6.5	2.8	160
3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) <sup>e</sup>		5.5	2.8	N.P.
4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)				
a. Steel <sup>f</sup>		4.5	2.8	160
b. Concrete <sup>h</sup>		3.5	2.8	N.P.
5. Special truss moment frames of steel (STMF)		6.5	2.8	240
4. Dual systems (frame resists at least 25% of seismic shear)		1. Shear walls		
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF <sup>g</sup>	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF <sup>g</sup>	4.2	2.8	N.P.
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF <sup>g</sup>	6.5	2.8	N.P.
d. Concrete with concrete IMRF <sup>g</sup>	4.2	2.8	N.P.	