بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

التصميم الإنشائي لمبنى A+ المقترح إنشائه في واد الهرية

فريق العمل

لؤي العرامين　　علي ابو صوي　　ايمن سليميه

إشراف :

د. هيثم عياد.

تقرير مقدمة مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

الخليل- فلسطين

-2009- كانون اول -

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى كليه العلوم التطبيقية في جامعة بوليتكنك فلسطين(A+)

فريق العمل:

لؤي العرامين علي ابو صوي ايمن سليميه

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.هيثم عياد	**م.خليل كرامه**
.....	.....

- 2009- كانون اول –

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ......إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء ......أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ......زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الادراي.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....هيثم عياد .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنىA + في جامعه بوليتكنك فلسطين

إعداد

لؤي العرامين علي ابو صوي ايمن سليميه

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

تواجه جامعة بوليتكنك فلسطين الكثير من الضغط التدريسي وذلك بسبب نقص المساحة الكافية لاحتواء الطلاب في محاضراتهم الدراسية ، وذلك نتيجة التزايد الكبير في عدد الطلاب في الجامعة ، لأجل ذلك تقوم إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين بالسعي جاهدةً لتطوير الجامعة أكاديميا و إنشائيا ، فقامت الجامعة باقتراح بناء العديد من المباني والإضافات الجديدة لاستيعاب العدد الكافي من الطلاب ، كما وتقوم حاليا بتجميع مباني الجامعة في حرم جامعي موحد لإضفاء الجو الجامعي المريح لطلابها .

ولما كان لطلاب وخريجو كلية العلوم التطبيقية من فضل واسع ، ويد مديدة في الرقي بالعلوم في وقتنا هذا ، قامت إدارة الجامعة باقتراح مبنى كلية العلوم التطبيقية في جامعة بوليتكنك فلسطين وبالقرب من المبنى القديم لهذه الكلية ما هو إلا خطوة جديدةً تخطوها الإدارة في سبيل زيادة كفاءة هذه الجامعة العريقة .

ولما كانت الدراسات السابقة تشكل ثروة بما تحويه من تجارب وأفكار، ويمكن للباحث الاستفادة منها والوقوف عند نتائجها، في هذا البحث سوف يتم الوقوف عند عدد من هذه الدراسات منها: المشاريع التي تم إعدادها في مساقات سابقة"خرسانة مسلحة" ومشاريع التخرج التي تتناول هذا النوع من التصميم الإنشائي .

ونهجنا في هذا المشروع شأن ما ماثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدوءاً بتوزيع الأعمدة والجسور، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

.

Structural Design for A +Building in Palestine polytechnic university

Prepared by

ALI ABU SWAY AYMAN SOLAYMEA LOAI AL-ARAMEEN

Palestine Polytechnic University

Abstract

Palestine polytechnic university faces studying stress, due to lack in studying halls caused by increasing in student's number.
For these reasons the university always tries to develop its curricula and its building . it opens new building to satisfy the student number .the university administration start to collect all faculties in one place , in order to put its student in good atmosphere.
The graduators of applied science college enhance developing science in this time , so the administration of the university start to establish a new building near the old one of this college to increase its ability .
The previous studies are a wealth by its ideas, so the researcher may benefit of its results.
This study concern of the following:

- Studies are made in previous subjects "reinforcing concert
- Graduation studies which talk about designing
- In this study , we follow the architectural designing studies which suggest for this study , then we follow the establishing work which begin in columns and beams , then we define load and the best design system in order to choose the best with its elements , then , we go to design all of structural element completely with its details ,and finally we make the applied and structural plane completely with its details.

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii

الفصل الأول	المقـــدمـــة	رقم الصفحة
1-1	مقدمة ونظرة عامة	2
2-1	مشكلة البحث	2
3-1	أسباب اختيار المشروع	2
4-1	الهدف من المشروع	3
5-1	نطاق المشروع	3
6-1	مراحل إعداد المشروع	3
7-1	مضمون المشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	6
4-2	أسباب وأهمية اختيار المشروع	7
5-2	عناصر المشروع	9
1.5.2	المداخل	9
2.5.2	الممرات	9
3.5.2	القاعات الدراسية	10
4.5.2	المختبرات	10
5.5.2	الكافيتيريا	10

10	عناصر الخدمات		6.5.2	
11	المكتبة		7.5.2	
11	مكاتب المدرسين		8.5.2	
11	وصف الواجهات			6-2
12	الواجهة الجنوبية الشرقية		1.6.2	
13	الواجهة الشمالية الشرقية		2.6.2	
14	الواجهة الشمالية الغربية		3.6.2	
15	الواجهة الجنوبية الغربية		4.6.2	
16	تحقيق الفعاليات المختلفة			7-2
17	وصف الحركة			8-2
الوصف الإنشائي				الفصل الثالث
19	المقدمة			1-3
19	الهدف من التصميم الإنشائي			2-3
19	مراحل التصميم الإنشائي			3-3
20	الأحمال			4-3
20	الأحمال الميتة		1.4.3	
21	الأحمال الحية		2.4.3	
21	الأحمال البيئية		3.4.3	
22	أحمال الرياح	1.3.4.3		
22	أحمال الثلوج	2.3.4.3		
23	أحمال الزلازل	3.3.4.3		
23	الاختبارات العملية			5-3
24	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى			6-3
25	العقدات		1.6.3	
25	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	1.1.6.3		
26	عقدات العصب ذات الاتجاهين	2.1.6.3		
27	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	3.1.6.3		
28	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	4.1.6.3		
29	الأدراج		2.6.3	
30	الجسور		3.6.3	
31	الأعمدة		4.6.3	

32	جدران القص	5.6.3	
33	الأساسات	6.6.3	
34	الجدران الاستنادية	7.6.3	
35	برامج الحاسوب التي تم استخدامها		7-3

Chapter Four Structural Analysis and Design

37	Introduction		4-1
37	Determination of thickness of ribbed slabs		4-2
39	Load Calculations		4-3
40	Design of topping		4-4
41	Design of ribs R24 at the ground floor		4-5
43	Design of negative moment for rib R24	4.5.1	
45	Design of positive moment for rib R24	4.5.2	
49	Design of shear for rib R24	4.5.3	
51	Design of Beam B23 at ground floor		4-6
52	Load Calculations	4.6.1	
53	Design of positive moment for beam B23	4 .6.2	
57	Design of negative moment for beam B23	4.6.3	
59	Design of shear for beam B23	4 .6.4	
62	Design of One-way solid slab		4-7
62	Check if it's one way	4.7.1	
62	Determination of thickness	4.7.2	
63	Load Calculation	4.7.3	
63	Design for positive moment	4.7.4	
64	Check for Strain	4.7.5	
64	Shrinkage & Temperature Reinforcement	4.7.6	
65	Development length of the bars	4.7.7	
66	Design of Stairs		4-8
68	Determination of Slab thickness	4.8.1	
68	Load calculation	4.8.2	
69	Design of shear	4.8.3	
70	Design of Bending Moment	4.8.4	
71	Check for yielding	4.8.5	
72	Development length of the bars	4.8.6	
72	Secondary reinforcement	4.8.7	
74	Design of column		4-9
74	Design of Short column col-07		4.9.1
74	Load Calculation	4.9.1.1	
74	Design of Main Reinforcement	4.9.1.2	
75	Design of Tie Reinforcement	4.9.1.3	
76	Design of long column col-02		4.9.2
76	Load Calculation	4.9.2.1	

76	Determination of Agreq	4.9.2.2	
76	Check Slenderness Effect	4.9.2.3	
81	Design of the Reinforcement	4.9.2.4	
82	Design of Basement wall		4-10
82	Load Calculation	4.10.1	
83	Thickness Calculation	4.10.2	
83	Wall Design	4.10.3	
84	Design of Secondary Reinforcement	4.10.4	
85	Check for Shear	4.10.5	
86	Design Footing		4-11
86	Design of Strip Footing	4.11.1	
86	Load Calculation	4.11.1.1	
86	Determine the Footing Width	4.11.1.2	
87	Determined of footing depth	4.11.1.3	
87	Design of shear	4.11.1.4	
87	Bearing pressure	4.11.1.5	
88	Determine of Reinforcement for Moment Strength	4.11.1.6	
89	Check of strain	4.11.1.7	
89	Development length of main reinforcement	4.11.1.8	
90	Design of Secondary Bottom Reinforcement	4.11.1.9	
90	Design of dowels bars	4.11.1.10	
91	Strip Footing Detail	4.11.1.11	
92	Design of Isolated footing	4.11.2	
92	Load Calculation	4.11.2.1	
93	Design of Footing Area	4.11.2.2	
94	Determine the depth of footing based on shear strength	4.11.2.3	
94	Check for one way shear strength	4.11.2.4	
94	Check for two way shear action punching	4.11.2.5	
95	Check transfer of load at base of column	4.11.2.6	
96	Design of Bending Moment	4.11.2.7	
98	Check for Strain	4.11.2.8	
100	Design of combined footing	4.11.3	
100	Load Calculation	4.11.3.1	
100	Determination of the footing dimension	4.11.3.2	
101	Determination of the foundation depth	4.11.3.3	
101	Check for one way shear strength	4.11.3.4	
102	Check for two way shear action punching	4.11.3.5	
104	Design for Bending Moment	4.11.3.6	

106 Check for Strain 4.11.3.7
106 Check transfer of load at base of column 4.11.3.8
107 Combined Footing Detail 4.11.3.9
108 Design of Mat Foundation 4-12
109 Load Calculation 4.12.1
109 Calculation of required area 4.12.2
110 Design of shear 4.12.3
111 Design of bending moment 4.12.4
113 Design in X-directions 4.12.5
113 Design of positive moment 4.12.5.1
114 Design of negative moment 4.12.5.2
115 Design In Y-directions 4.12.6
115 Design of positive moment
116 Design of negative moment
117 Design of Shear wall 4-13
117 Load Calculation 4.13.1
117 Calculation of shear force on shear walls 4.13.2
120 Shear Wall Design Parameters 4.13.3
120 Design of Horizontal Reinforcement 4.13.4
122 Design of Vertical reinforcement 4.13.5
123 Shear Wall Detail 4.13.6
النتائج والتوصيات الفصل الخامس
125 النتائج 5.1
126 التوصيات 5.2

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	4
1-3	جدول الكثافة النوعية المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	21
2-3	جدول الأحمال الحية لعناصر المبنى	22
3-3	جدول أحمال الثلوج	23
1-4	Calculation of the total Fx	119

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	موقع المشروع	8
2-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	12
3-2	الواجهة الشمالية الشرقية	13
4-2	الواجهة الشمالية الغربية	14
5-2	الواجهة الجنوبية الغربية	15
6-2	مخطط مداخل القاعة متعددة الاستخدامات	17
1-3	العناصر الانشائيه في المبنى	24
2-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
3-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	26
4-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	27
5-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	28
6-3	الدرج	29
7-3	الجسور	30
8-3	أنواع الأعمدة المستخدمة	31
9-3	الجدران المقاومة لقوى القص	32
10-3	الأساسات المفردة	33
11-3	الجدران الاستنادية	34
4-1	Rib R24 Elevation	37
4-2	Section of one way Rib	38
4-3	Structural Plane	41
4-4	Spans Length of Rib R24	42
4-5	Envelope Moment Diagram of Rib R24	42
4-6	Envelope Shear Diagram of Rib R24	43
4-7	Structural Plane	51
4-8	Span Length of Beam B23	52

52	Envelope Moment Diagram of Beam B23	4-9
52	Envelope Shear Diagram of Beam B23	4-10
61	Steel of Beam B23	4-11
61	Section A-A of Beam B23	4-12
62	One-Way Solid Slab Plane	4-12
65	Steel of One-Way Solid Slab	4-14
66	Top view of the Stair	4-15
67	Moment Dig. Of stair	4-16
67	Shear Dig. Of stair	4-17
73	Detail of reinforcement for ST A.	4-18
75	Detail of Column col-07	4-19
81	Detail of Column col-02	4-20
82	Basement wall-Diagram	4-21
85	Basement wall-Det.	4-22
86	Strip Footing	4-23
91	Strip Footing Details	4-24
92	Isolated Footing	4-25
99	Isolated Footing Detail	4-26
99	Isolated Footing Section	4-27
104	Moment Diagram For Footing	4-28
107	Combined Footing Detail	4-29
107	Section A-A of Combined Footing	4-30
108	Mat Foundation (1)	4-31
111	Moment in X-direction	4-32
112	Moment in Y-direction	4-33
119	Shear & Moment Diagram for Shear Wall	4-34
123	Shear Wall Detail	4-35

List of Abbreviations

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

- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress .
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete .Kg/m³.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete =0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ =strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

المقدمة

1- 1 مقدمة وخطرة عامة.

١-٢ مشكلة البحث.

١-٣ أسباب اختيار المشروع.

١-٤ الهدف من المشروع.

١-٥ خلق المشروع.

١-٦ مراحل إعداد المشروع.

١-٧ مضمون المشروع.

(1-1) مقدمة ونظرة عامة:-

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف و التجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، و التكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء .

ولاستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة و الخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية، الخ...

فمنذ تأسست جامعة بوليتكنك فلسطين وهي تسعى جاهدة إلى التطوير والرقي بمبانيها التعليمية بما يتلاءم مع التزايد المستمر في احتياجاتهم ، فعلى صعيد كلية العلوم الإدارية قامت بإنشاء مبنى أبو رمان بتصميمه الرائع وإنشائه المتين وعلى صعيد كلية الهندسة والتكنولوجيا قامت وتقوم بإنشاء المباني التي تلبي احتياجاتها ولاستكمالاً لهذه المسيرة التطويرية سنقوم بعمل التصميم الإنشائي لمبنى (A+) المقترح إنشائه في منطقة واد الهرية لكلية العلوم التطبيقية الذي قامت بتصميمه معماريا الطالبة " أفنان السويطي ".

(١-٢) مشكلة البحث:-

تتلخص مشكلة البحث في عمل التصميم الإنشائي لمبنى (A+) المكون من أربع طوابق بحيث يراعي التصميم الأهداف والمعايير المعمارية والعناصر الجمالية .

يتضمن التصميم الإنشائي توزيع العناصر الإنشائية بما يتماشى مع المخططات المعمارية حيث سيتم دراسة التصميمات الإنشائية كاملة متمثلة في العقدات والأعمدة والجسور والأسلس وجدران القص .

(١-٣) أسباب اختيار المشروع:-

من الأسباب التي دعت إلى اختيار هذا المشروع ومنها:

١. الرغبة في أن يكون المشروع عائدا على الجامعة بالفائدة تقديرا و عرفانا لهذا الصرح العلمي.
٢. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعا حيويا قابلا للتنفيذ.
٣. الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية، وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.
٤. لأنه جزء من متطلبات إنهاء درجة البكالوريوس.

(١-٤) الهدف من المشروع:-

من أهداف المشروع ما يلي:

١. ربط المعلومات وتطبيق المعادلات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
٢. التدرب على كيفيه دراسه المشاريع اللانشائيه واختيار طرق التصميم المناسبه لها .
٣. تحديد الأحمال التي يتعرض لها المنشأ وتأثير الأحمال عليه.
٤. تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وتأثيرها على بعضها البعض.
٥. إعداد مخططات إنشائية كاملة تفصيلية.

(١-٥) خلق المشروع:-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث يجب القيام بعمل تصميم الأعصاب و.للبلاطات الخراسانية، الجسور، الأعمدة، الأسلس، جدران القص و الجدران الاستنادية .
أضف إلى ذلك عمل الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد .

(١-٧) مراحل إعداد المشروع:-

١. اختيار المشروع المناسب.
٢. دراسة المخططات المعمارية بشكل دقيق، بحيث تتوافق وأهداف المشروع وشروطه.
٣. دراسة العناصر الإنشائية، وكذلك توزيعها على المخططات مثل توزيع الأعمدة والجسور والأعصاب .
٤. تحديد الأحمال الواقعة على المبنى سواء كانت أحمال ميتة أو أحمال حية، كذلك أحمال الرياح والثلوج والزلازل.
٥. تحليل العناصر الإنشائية المختلفة.
٦. عمل التصميم الإنشائي الكامل للعناصر المختلفة بناءاً على نتائج التحليل، مع مراعاة عنصر الجمال في المبنى.
٧. إنجاز المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل مفصل، بحيث يسهل على المهندس المشرف قراءتها وتنفيذها.

الجدول (١ - ١) يوضح اعمال المشروع في الفصلين الاول والثاني

النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
اختيار المشروع		■	■	■	■																											
دراسه الموقع					■	■	■																									
جمع المعلومات حول المشروع							■	■																								
دراسه المبنى معماريا											■	■																				
دراسه المبنى انشائيا													■	■																		
اعداد مقدمه المشروع															■	■																
عرض مقدمه المشروع																■																
التحليل الانشائي																	■	■	■	■	■	■										
التصميم الانشائي																					■	■	■	■								
اعداد مخططات المشروع																									■	■	■	■				
كتابه المشروع																												■	■	■	■	
عرض المشروع	■																															

(١-٨) مضمون المشروع:

سيتم استعراض محتويات المشروع بشكل متسلسل مع خطوات العمل لتحقيق الأهداف الأنفة الذكر من خلال ستة فصول تم تقسيمها كما يلي:

١. الفصل الأول: مقدمة عامة عن المشروع.
٢. الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.
٣. الفصل الثالث: الدراسة الإنشائية للمشروع.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥. الفصل الخامس: النتائج والتوصيات
٦. الفصل السادس: المصادر والمراجع

الوصف المعماري

(٢-١) المقدمة.

(2.2) لمحة عامة عن المشروع .

(٢-٣) موقع المشروع.

(٢-٤) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(٢-٥) عناصر المشروع.

(٢-٦) وصف الواجهات.

(٢-٧) تحقيق الفعاليات المختلفة.

(٢-٨) وصف الحركة.

(٢-١) المقدمة:

إن من أهم أهداف التصميم المعماري تلبيه الاحتياجات المرجوة من المبنى من فراغات وحركة وأجواء مريحة .

تختلف متطلبات واحتياجات الحياة باختلاف الأفراد والمكان والزمان، فقد تنوعت الحاجات وازدادت مع التقدم الحضاري والثقافي، فمقدرة الطلاب على الاستيعاب والتحصيل العلمي تتأثر بالشكل والتصميم المعماري والإنشائي للمبنى الجامعي ، وبذلك فعلينا الاجتهاد للخروج بتصميم معماري كامل يلبي احتياجات الطلاب فهذا المشروع يتكون من عناصر معماريه تضفي جواً دراسياً مريحاً للطالب .

سنقوم بهذا الفصل بوصف المبنى وصفاً معمارياً كاملاً .

(2-2) لمحة عامة عن المشروع:

إن جامعة بوليتكنك فلسطين بحاجة لإنشاء مباني للكليات التابعة لها نظراً لتزايد عدد طلاب الجامعة بشكل كبير ، فقوم الجامعة باستخدام المساحات المتوفرة لديها لإقامة هذه المباني بهدف التخفيف من معاناة الطلاب من اكتظاظ القاعات وتباعد مواعيد المحاضرات .

وتتلخص فكرة المشروع بإنشاء مبنى (A+) التابع لكلية العلوم التطبيقية لتلبية الأهداف التي ذكرت أعلاه ، ولجميع احتياجات طلاب الجامعة بشكل عام ، وطلاب كلية العلوم التطبيقية بشكل خاص فالمبنى يشتمل على قاعات للمحاضرات وصاله متعددة الأغراض وصاله تدريب ، مكاتب ، مختبرات وغيرها من الخدمات .

تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي والمخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية الموجودة فيه.

(٢-٣) موقع المشروع:

البناء المقترح على قطعة أرض مستطيلة الشكل بجانب مبنى (A) بمنطقة وادي الهرية ضمن أراضي مدينة الخليل حيث الحرم الجامعي لمباني جامعة بوليتكنك فلسطين.

الحدود:

من الجهة الشمالية ـ أرض فراغ جبلية وعدة مباني سكنية

من الجهة الجنوبية ـ شارع يليه مسجد في الحرم الجامعي ثم مبنى(C) بعده مبنى +B ومبنى B

من الجهة الشرقية ـ ارض فراغ مشجرة بالإضافة إلى مبنى A.

من الجهة الغربية ـ مزرعة دواجن، مصنع أدوية.

كي يكون العمل والجهد باعلى مستوياته ً يجب وضع ومعرفة الخطط المستقبلية لاحتياجات الجامعة للأخذ بها والعمل على توفيرها وإيجادها في المخططات المعمارية المنوي عملها، وصولا إلى أفضل حلول حتى تكون الوظيفة متوافقة ومنسجمة مع الشكل المعماري.

(٤-٢) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

بالنظر إلى موقع المشروع نرى أنه مناسب و للأسباب التالية:

١. إن المشروع هو تكملة وتوسعة للحرم الجامعي الموجود في هذه المنطقة.
٢. توفر الخدمات الضرورية من مواصلات وماء وكهرباء وتلفون و صرف صحي.
٣. إمكانية التوسع المستقبلي بإضافة مباني أخرى في الأرض الفارغة المجاورة والخاصة بالجامعة..
٤. من الناحية المناخية فإن التشميس والإضاءة طبيعية وجيده و التهوية ممتازة لجميع الفعاليات.
٥. الجامعة تعطي المنطقة طابعا مميزا وفريدا من نوعه من إضفاء الحياة والحركة والنشاط على مدار الساعة للمنطقة وللجامعة.
٦. الجامعة معلم ومنارة علم وتحفه جماليه لفلسطين بشكل عام وللخليل على وجه الخصوص.

الشكل (٢ - ١) صوره جوية تظهر المبنى

(٢-٥) عناصر المشروع:

(٢.٥.١) المداخل:

المداخل لها أهميه معنوية وأخرى وظيفية في التأكيد على دور المبنى وهيبته ، حيث تم الربط بينها وبين الأهداف والغايات المتجهة إليها بطريقه سهله ومباشره .فقد تجلى ذلك من خلال ربط المداخل مع صالة المدخل الواسعة ومحور الحركة الرأسي الموصول إلى الطوابق العليا، بما تشتمل عليه من عناصر وفراغات مختلفه مثل القاعات الدراسية والمختبرات والمكاتب الإدارية وأماكن الجلوس والاستراحة .

الحركة العامة تتجه نحو ثلاث مداخل رئيسيه واضحة و كبيرة وواسعة حيث صممت من أجل استيعاب حركة الطلاب دخولا وخروجا، بالإضافة إلى مدخل رابع يوصل إلى طابق التسوية.

وهذه المداخل تقود إلى بهو أو ساحة المدخل الواسعة حيث تلتقي مع بعضها معطية جمالية للمكان.

(٢.٥.٢) الممرات:

يجب أن تكون ذات عرض كافي يسمح بحرية التنقل من خلالها، دون ضغط أو إعاقة كذلك يجب أن يتوفر نظام تأمين ضد الحريق ، وعمل عزل صوتي لتخفيف حدة الضوضاء.

هذه الممرات تتسم بأنها واضحة تنتهي بصالة واسعة لتوزيع الحركة، وللاستراحة وتبادل الأحاديث التي تهم الطلبة ولا يزيد طولها عن ٣٠مترا .

يمكن تزويد هذه الممرات بقاعة للجلوس ، ولوحات الإعلانات ، وأماكن لعرض أعمال ومشاريع الطلبة حيث لا تعيق عملية الحركة والمرور من خلالها .

أما الممرات الخارجية والساحات ، فقد تكون مسقوفة أو مكشوفة بحسب الفعاليات والأنشطة التي تمارس فيها .

أما المناطق الخضراء والمشجرة ، فقد تم تنسيق وتجميل أرض الموقع وزودت بالمقاعد للجلوس والاستراحة ، كل هذا صمم بشكل يضفي على المكان جو من الحيوية والراحة والهدوء والجمال.

(٣.٥.٢) القاعات الدراسية:

تم توزيعها على كافة الطوابق وبمساحة استيعابية مختلفة تبعا لأعداد الطلبة في الشعب المختلفة فهناك القاعات الصغيرة والمتوسطة والكبيرة.والوصول إليها سلس وسهل جدا ضمن ما جاء في التصميم , فالعلاقة الأفقية للمساقط واضحة , و الحركة الرأسية للمبنى مدروسة وموزعه في كل الاتجاهات وبشكل جلي وواضح , وهذا الوضوح يسمح للطلاب في فترة وجيزة الوصول أو مغادرة أي قاعه ومن أي اتجاه , كذلك فان المصاعد وجدت من أجل تسهيل عملية التنقل والحركة من طابق لآخر وكل هذا يعطي حرية الحركة والتجول في ردهات المبنى وساحاته الداخلية الموزعة هنا وهناك بسهوله ويسر دون إعاقات أو مشاكل وقد تم توجيه هذه القاعات بشكل جيد يسمح بوصول الإنارة والتهوية الطبيعية .

(٤.٥.٢) المختبرات:

تم تصميم المختبرات بشكل اقتصادي حيث تجمعت على عدة مستويات لتحقيق عدة عوامل منها الهدوء و سهولة الوصول إليها ، أضف إلى ذلك الناحية الاقتصادية حيث أن البنية التحتية لمثل هذه المختبرات سوف تكون محصورة في هذه المنطقة من المبنى فقط .

وقد وضعت ضمن توجيه يسمح للإنارة والتهوية الطبيعية من الوصول إليها ، وبتصميم داخلي يسمح بوضع الأثاث المناسب وفق الأسس والمعايير التصميمية .

(٥.٥.٢) الكفتيريا:

تقع الكفتيريا في الطابق الأرضي قريبا من الساحات الخارجية حيث تجمع الطلبة ، وقد الحق بالكفتيريا كاونتر طويل وواسع لتخدم أكبر جزء من الطلبة في نفس الوقت دون إضاعة للوقت أو الجهد ومتصل فراغ الكاونتر بالمطبخ الرئيسي والذي يشتمل على كل ما يلزم لتقديم أفضل الخدمات لجمهور الطلبة ، كذلك فان هناك عددا من الوحدات الصحية تخدم كلا الجنسين مع التأكيد على عملية الفصل بينهما .

(٦.٥.٢) عناصر الخدمات:

وجود هذه العناصر ضروري لاحتياجات المبنى، فالدورات الصحية تم توزيعها بأعداد كافيه على جميع مستويات المبنى لتخدم الموظفين والطلبة ومن كلا الجنسين، كذلك تم توفير المخازن الضرورية، وغرف للمراسلين وكل ما يلزم من العناصر الخاصة بالخدمة.

(٢.٥.٧) المكتبة:

هي القلب العلمي والثقافي للجامعة، ومركز الحياة الفكرية في الجامعة حيث تتدفق منها المعرفة إلى جمهور الطلبة.

تقع في الطابق الأخير بمساحة ١٣٥٠م٢ تقريبا ، وهي مكتبه متخصصة تحتوي على فراغات داخليه من أجل القراءة والمطالعة مع توفير مساحه جيده لحوامل المراجع والكتب والمجلات والدوريات ومشاريع التخرج ومخزن ومكان خاص (كاونتر) لعمليات الإعارة ، كذلك ساحة خارجية للاستراحة ، و يتم الوصول للمكتبة من خلال درجين ومصعد ، الأول رئيسي خاص بالطلبة و الموظفين والآخر درج طوارئ مغلق يفتح عند الحاجة ، ويوجد وحدة صحية ملحقه بالمكتبة.

توجيه المكتبة صحي ومناسب فهي مطلة على الجهات الأربع وخصوصا الاتجاه الجنوبي حيث المناظر الجميلة ، إضافة إلى موقعها الذي يوفر جوا هادئا ومناسبا قدر الإمكان، للمطالعة والقراءة بعيدا عن مسببات الإزعاج والضوضاء مع مراعاة التهوية والإضاءة الطبيعية جيدة .

(٢.٥.٨) مكاتب المدرسين:

تم تصميم عدد كبير من مكاتب المدرسين وبمساحات مختلفة حيث أنها وزعت على كافة طوابق وكتل المبنى بطريقة تسمح بعملية تواصل جيدة وفعاله مع شرائح الطلبة المختلفة من أجل المراجعة للمناقشة والاستفسار في الأمور الأكاديمية وغير الأكاديمية.

هذا وقد روعي في عملية التصميم عملية التوجيه نحو الإنارة، والتهوية الطبيعية، ووضع وترتيب الأثاث الداخلي وفق احتياجات المدرسين، وبطريقه تسمح بحرية المرور والحركة ودون إزعاج أو إعاقة.

(٢-٦) وصف الواجهات:

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة، والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمسم)، شريطة ملاءمتهما لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال، حيث يتم إستخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب والبلاكين .

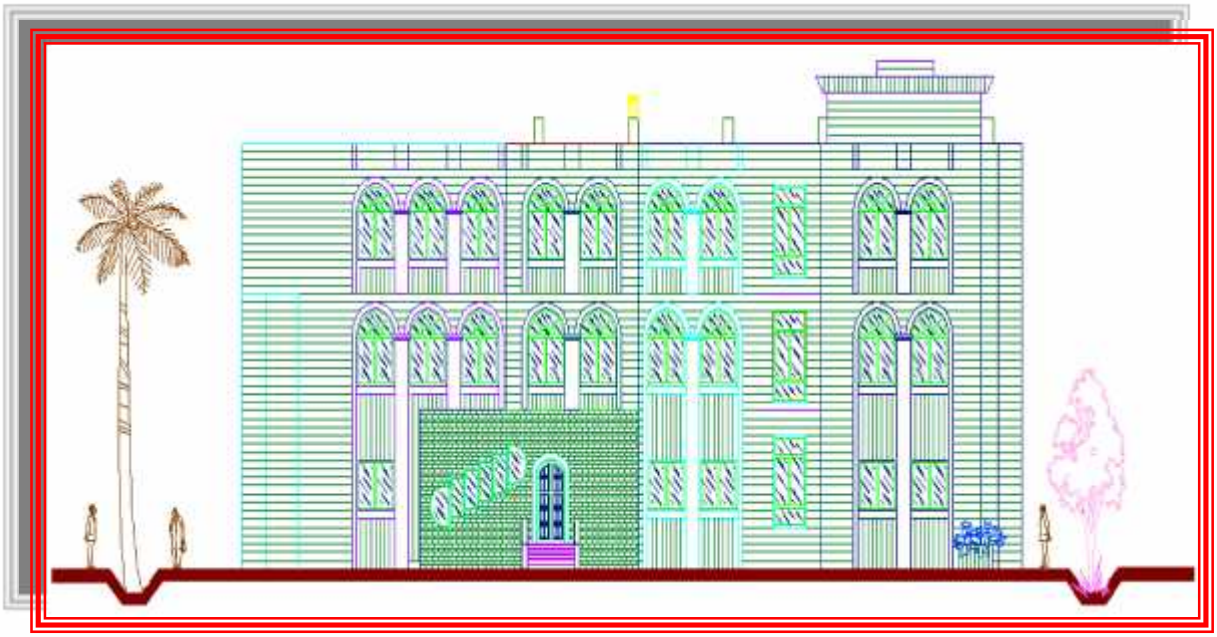
(١.٦.٢)الواجهة الجنوبية الشرقية:

وهي الواجهة الرئيسية للمبنى ويظهر فيها الجمال في التصميم المعماري من أقواس وفتحات وبروزات ، كما وتحتوي على تداخلات وتراجعات لتضفي جمالاً أكثر على المبنى .أنظر للشكل (٢-٢).

الشكل (٢ - 2) : الواجهه الجنوبيه الشرقيه (الرئيسيه)

(٢.٦.٢) الواجهة الشمالية الشرقية:

ويظهر فيها منسوب واحد للأرض، والإضاءة الجانبية الناتجة عن الفتحات الزجاجية على طول الواجهة، مما يضفي منظراً جمالياً على الواجهة. أنظر الشكل (٢-٣).

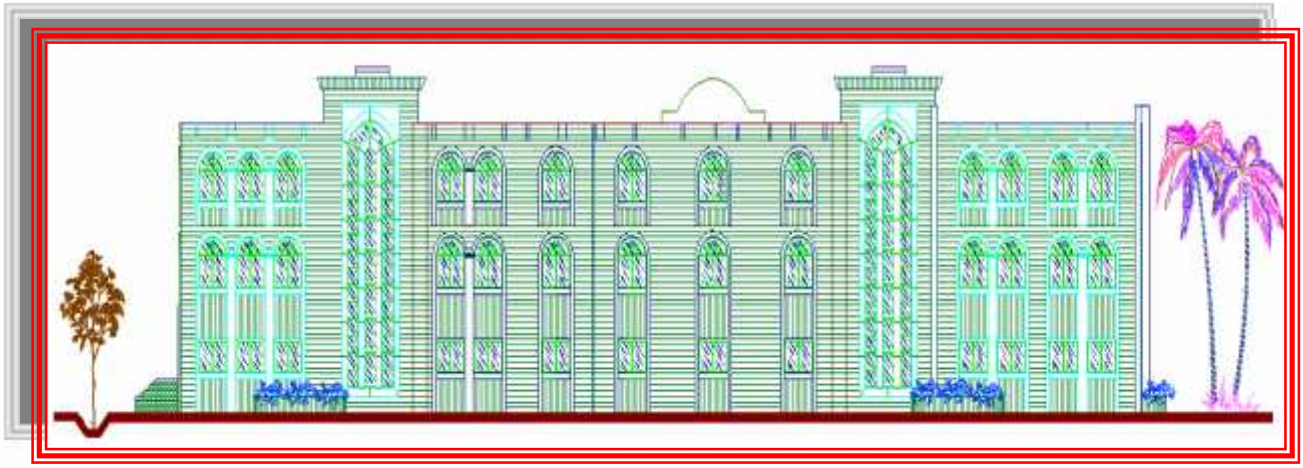


الشكل (٢ - 3) : الواجهه الشماليه الشرقيه

(٣.٦.٢) الواجهة الشمالية الغربية:

ويظهر فيها منسوب واحد هو منسوب **الطابق الأرضي**. وهي الواجهة الخلفية للمبنى.

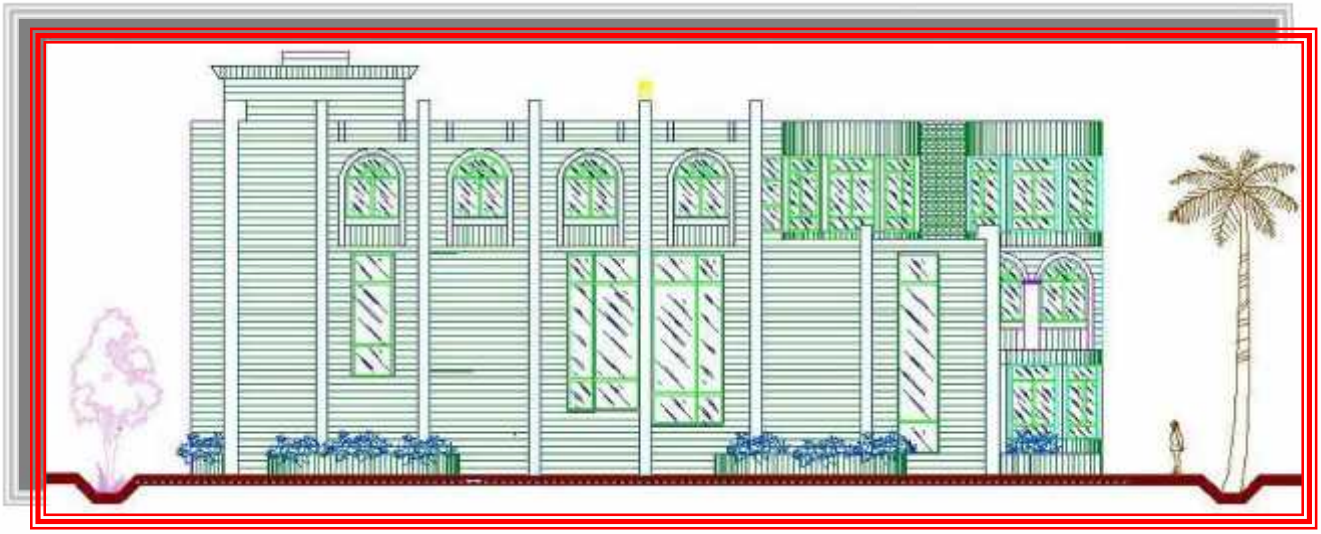
وتحتوي هذه الواجهة على توزيع **للأحجار** بشكل يضفي رونقا على الواجهة ويجعل الإخراج المعماري لها أفضل. أنظر الشكل (٢-٤).



الشكل (٢ - ٤) : الواجهه الشماليه الغربيه

(٤.٦.٢) الواجهة الجنوبية الغربية:

يظهر في هذه الواجهة جمال معماري وهي تظهر كجزء من الواجهة الرئيسية فتقابل نظر الشخص المقبل للجامعة من المدخل الرئيسي ، تحتوي على فتحات الإنارة والتهوية إضافة للتداخلات والتراجعات التي تضفي جمالاً أخر للواجهة ، شاهد الشكل. (٢-٥)



الشكل (٢ - ٥) : الواجهه الجنوبيه الغربيه

(٢-٧) تحقيق الفعاليات المختلفة:

تتسم العلاقة بين الفعاليات الموجودة داخل المبنى بالانسيلب والتناسق فيما بينها، ويتضح ذلك في توزيع القاعات والمكاتب والفعاليات الأخرى، كالكافيتيريا وصالة الاستقبال وغيرها , وسهولة الحركة، والتنقل فيما بينها، وتتعدد طرق التنقل بين الأدراج والمصاعد.

وقد جاء توزيع القاعات والمكاتب والصالات بما يكفل تحقيق الإضاءة والتهوية بشكل مناسب عن طريق الشبابيك والمناور الموزعة في المبنى.

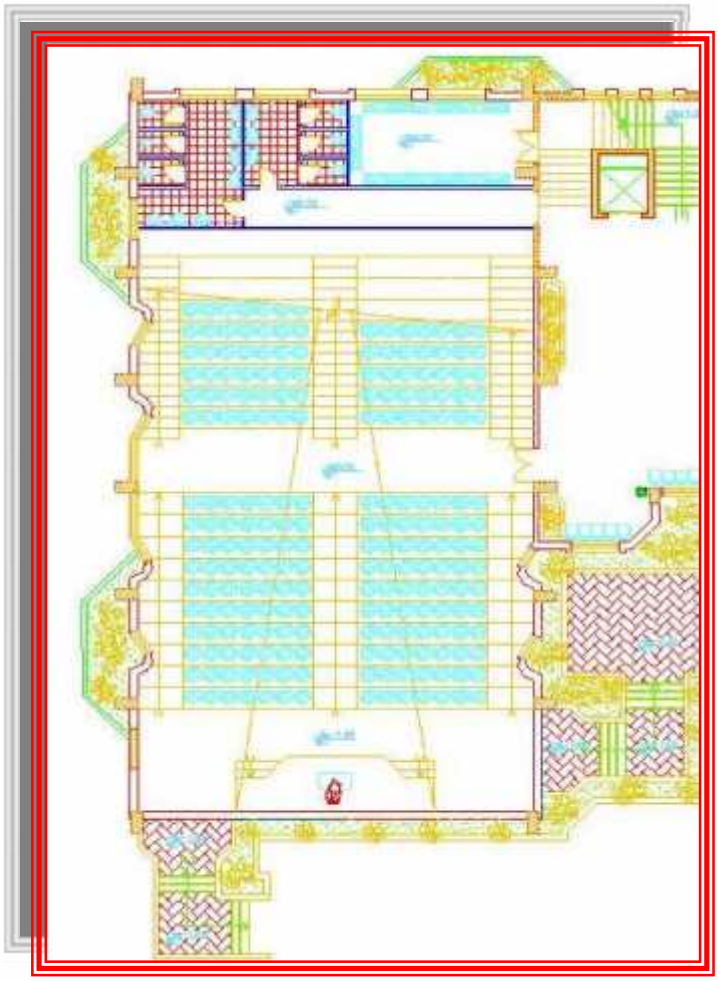
أضافه لذلك تكثر الشبابيك في المبنى، والانارة والتهوية وذلك لتوفير الجو المناسب للطلاب في القاعات والمكاتب والصالات والمختبرات فالإنارة الطبيعية للطالب أفضل بكثير من الإنارة الصناعية والتهوية تلعب دوراً أكبر في الراحة النفسية للطالب ، بذلك تكون معظم الفعاليات قد تحققت وتم إنجازها .

(٢-٨) وصف الحركة:

نظراً لتعدد الطوابق في هذا المبنى، لا بد من وجود مصاعد كهربائية وأدراج ثابتة لتقوم بتنظيم الحركة داخل المبنى.

المبنى يحتوي على مصعدين كهربائيين موزعة في الطابق لتسهل الحركة والتنقل في أرجاء المبنى، وهناك درجين رئيسين موجودين داخل المبنى لتسهيل التنقل من طابق لآخر وموزعة لتغطي اكبر مساحة ممكنة، والدرجين قريبين من المدخل الرئيسي لتسهيل التنقل.

يحتوي المبنى على درجين فرعيين خارجيين لسهولة الانتقال والوصول للصالة متعددة الاستخدامات والموضحة في الشكل التالي أنظر الشكل (2-6). :



كما ويحتوي المبنى على درج خارجي يظهر في الواجهة الشمالية الشرقية ليسهل الانتقال للكافيتيريا في الطابق الأرضي .

الشكل (٢-6) الأدراج الخارجية في المبنى

الوصف الإنشائي للمبنى

(٣-١) المقدمة.

(٣-٢) الهدف من التصميم الإنشائي.

(٣-٣) مراحل التصميم الإنشائي.

(٣-٤) الأحمال الواقعة على المبنى.

(٣-٥) الاختبارات العملية.

(٣-٦) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(٣-٧) برامج الحاسوب التي تم استخدامها

(٣-١) المقدمة:-

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

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

(٣-٢) الهدف من التصميم الإنشائي:-

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

١- الأمان(Safety): حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
٢- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
٣- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
٤- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ

(٣-٣) مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الاولى :- وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام , والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

(٣-٤) الأحمال:-

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

(٣.٤.١) الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى:-

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

جدول (٣ - ١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m^3)
1	المونة والبلاط	٢٣٠٠
2	الطمم	١٨٠٠
3	الخرسانة	٢٤٠٠
4	الطوب	١٠٠٠
5	القصارة	٢٢٠٠
٦	الرمل	١٧٠٠

(٣.٤.٣) الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

جدول(٣ - ٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kg/m^2)
1	مواقف السيارات	٥٠٠
2	المخازن	٥٠٠
3	الأدراج	٥٠٠
4	السقوف	٢٠٠
5	المطاعم	٥٠٠
6	المكاتب	٢٥٠

(3.4.3) الأحمال البيئية:

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

(1.3.4.3) أحمال الرياح:-

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها تقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

(2.3.4.3) أحمال الثلوج:

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

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

جدول(٣ - ٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

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

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_l = \frac{900 - 400}{400} = 1.25 Kn/m^2$$

(3.3.4.3) أحمال الزلازل:

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

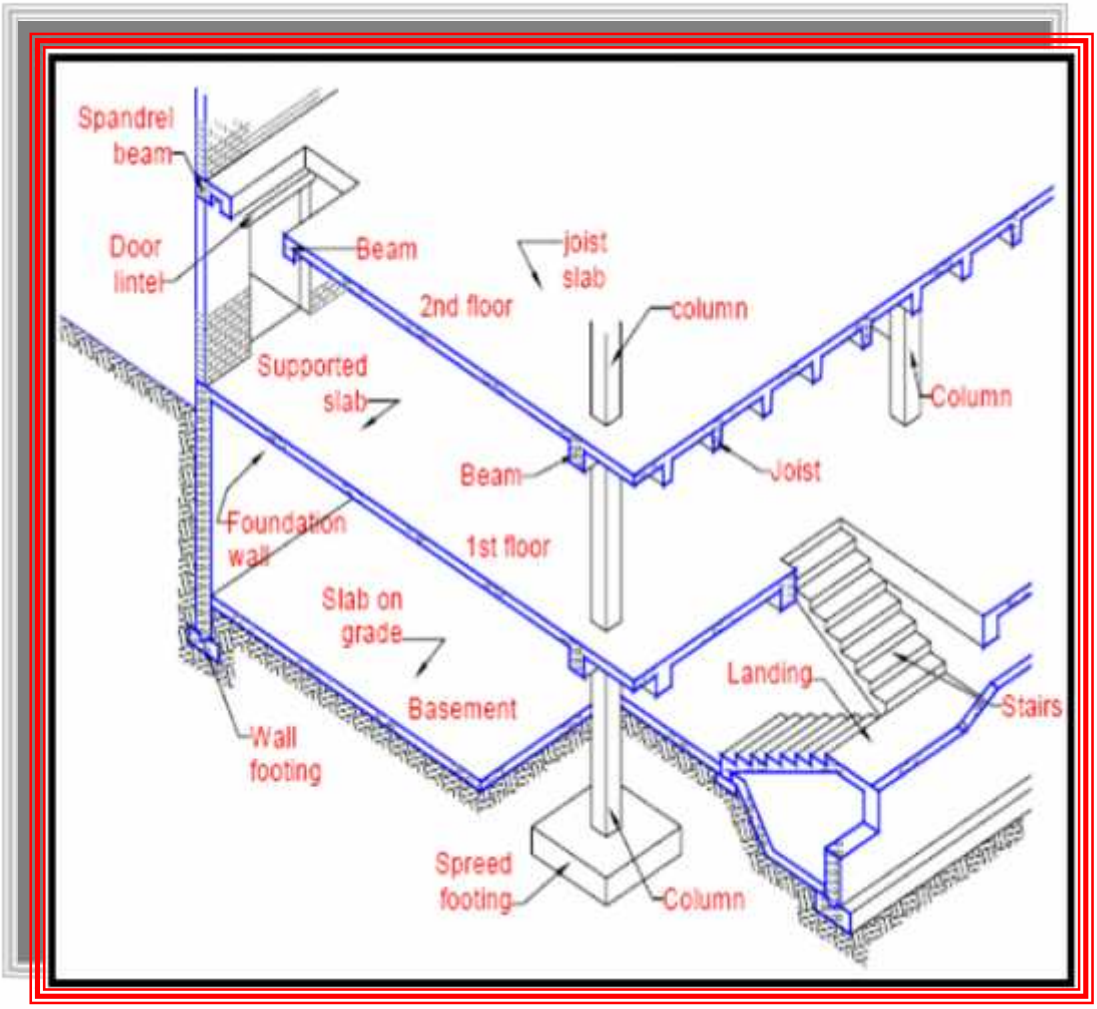
وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

(٣-٥) الاختبارات العملية:

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

(٣-٦) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: القدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأسلات.



الشكل (٣ - ١) يوضح بعض العناصر الانشائيه في المبنى

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

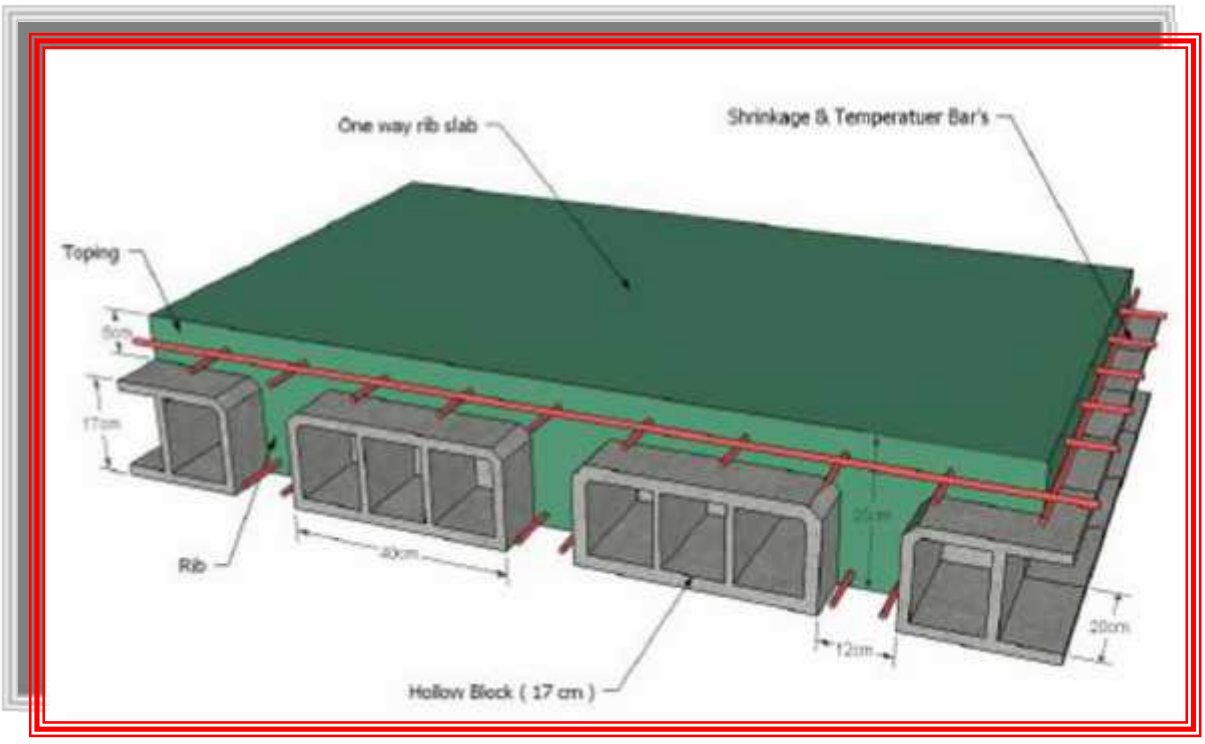
(٣-٦-١) العقدات:

أنواع العقدات:

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
٤. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

(1.1.6.3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

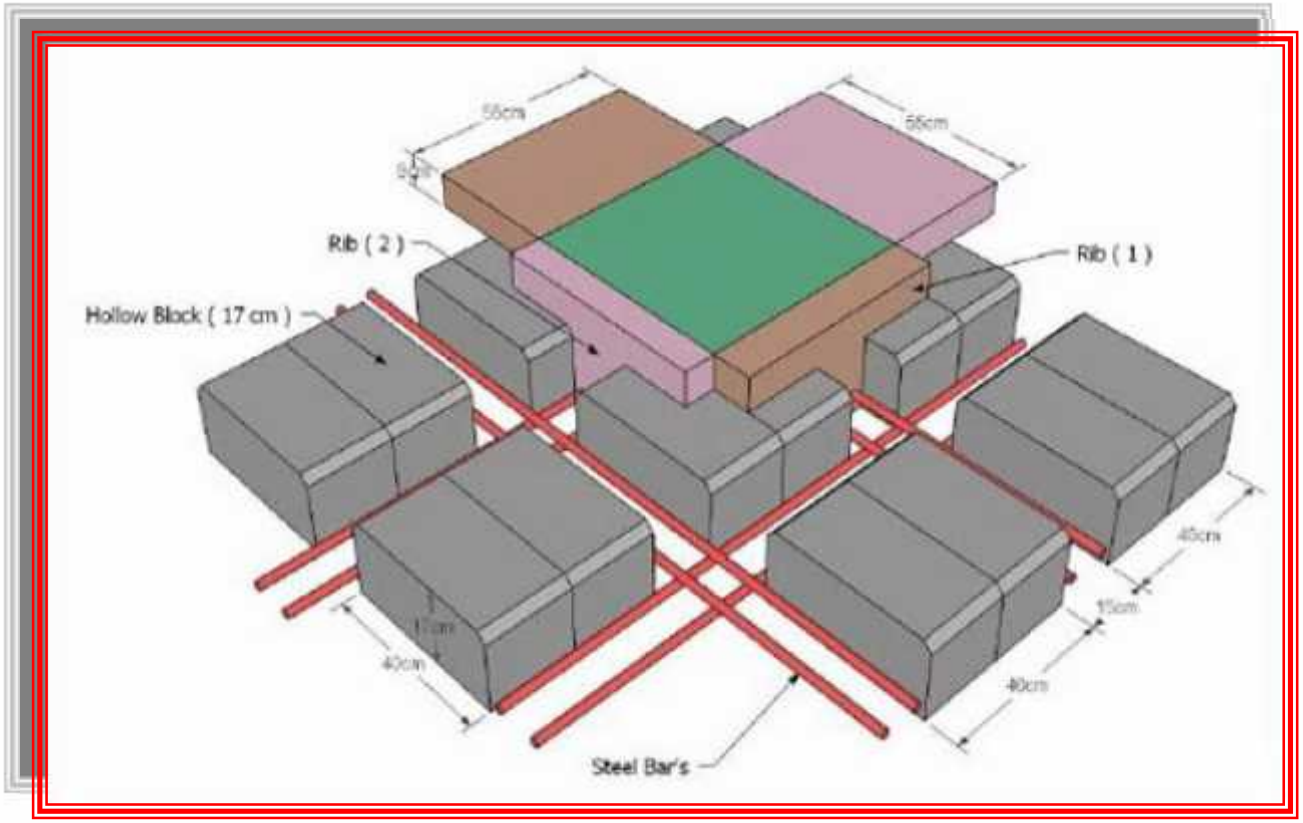
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٢).



الشكل (٣ - ٢): العقدة ذات العصب باتجاه واحد

(2.1.6.3) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

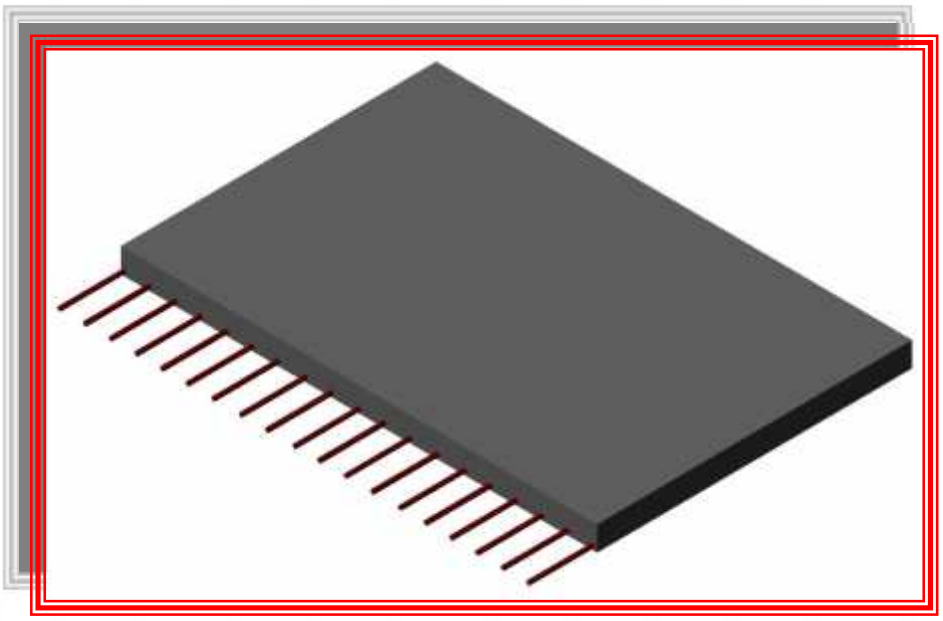
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٣):



الشكل (٣ - ٣): العقدة ذات العصب باتجاهين.

(3.1.6.3) القدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):-

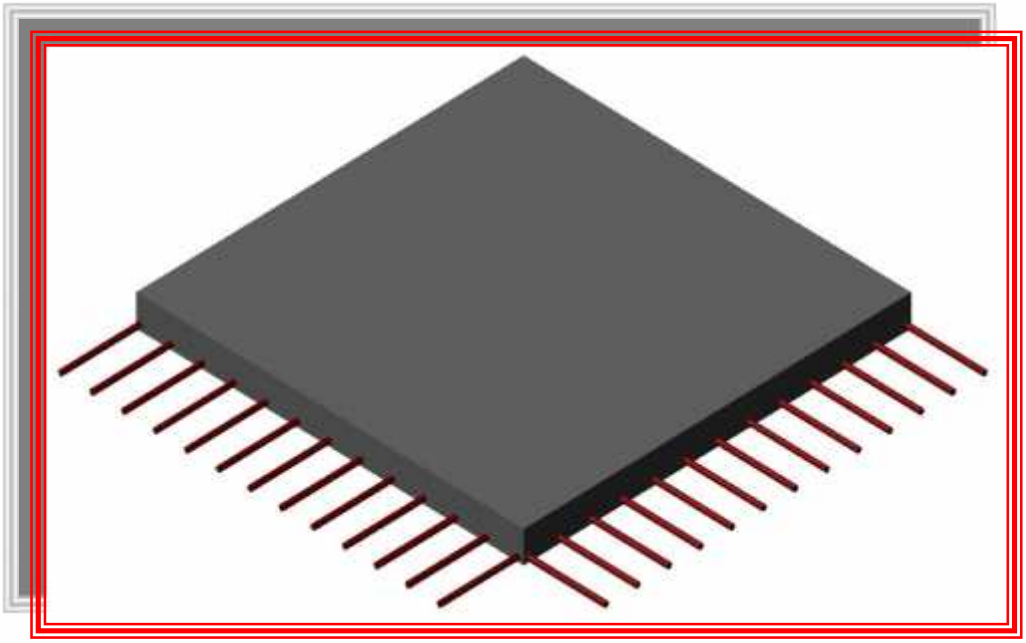
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج كما في الشكل (٣-٤).



الشكل(٣ - ٤): القدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

(4.1.6.3) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

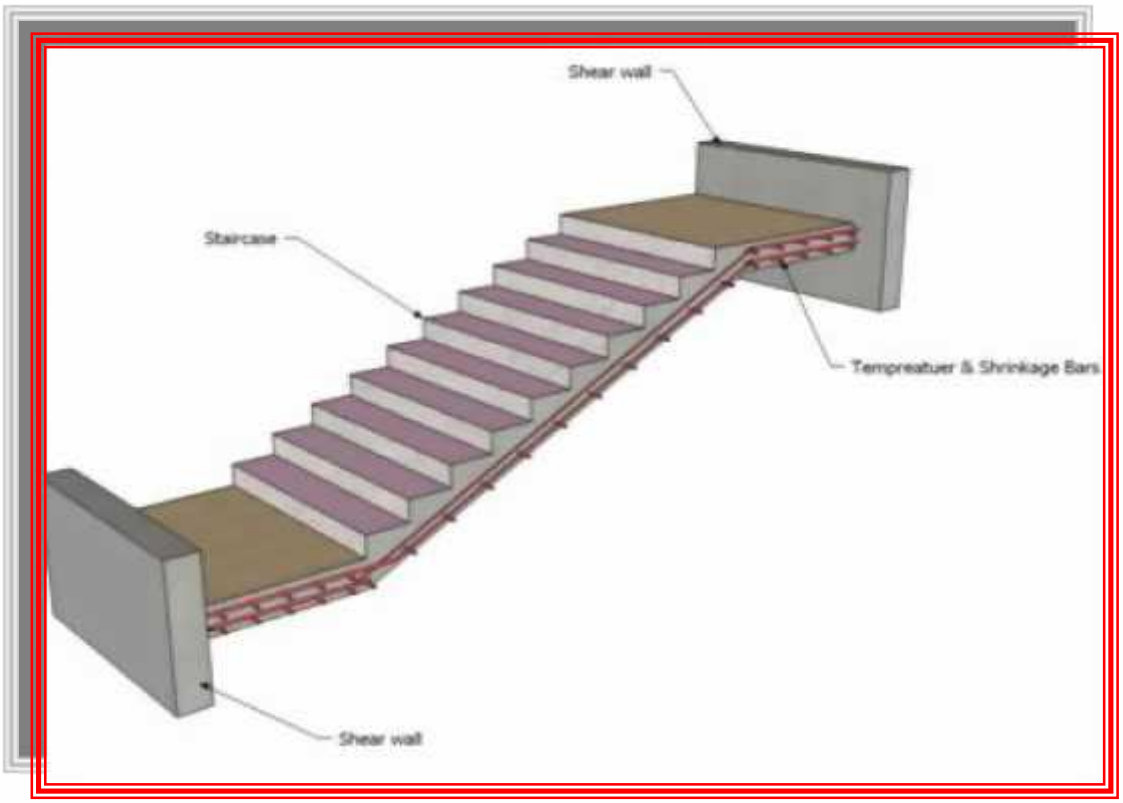
تستخدم في حال كانت المسافات بين الاعمده كبيره والأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣ - ٥): العقدة المصمتة ذات الاتجاهين

(٢.٦.٣) الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (٣-٦).



الشكل (٣ - ٦): الدرج.

(٣.٦.٣) الجسور:

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

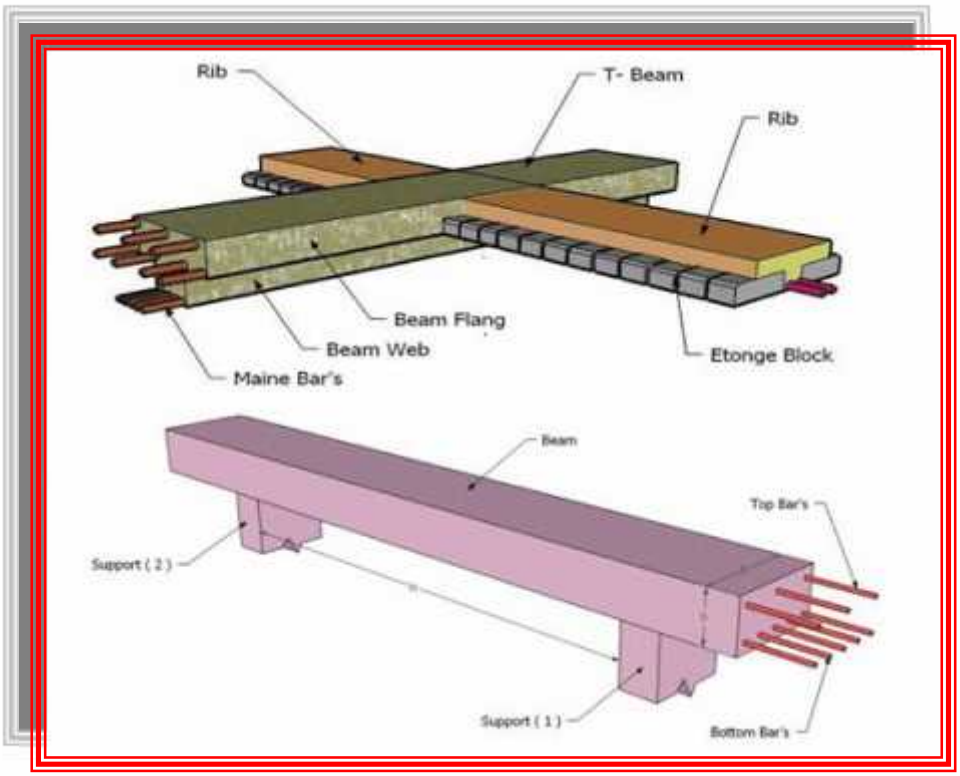
١- جسور مسحورة.

٢- وجسور متدلية(T-section) .

٣- وجسور مقلوبة.

٤- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٧) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



الشكل (٣ - ٧) أنواع الجسور المستخدمة في المشروع

(٣.٦.٤)الأعمدة:

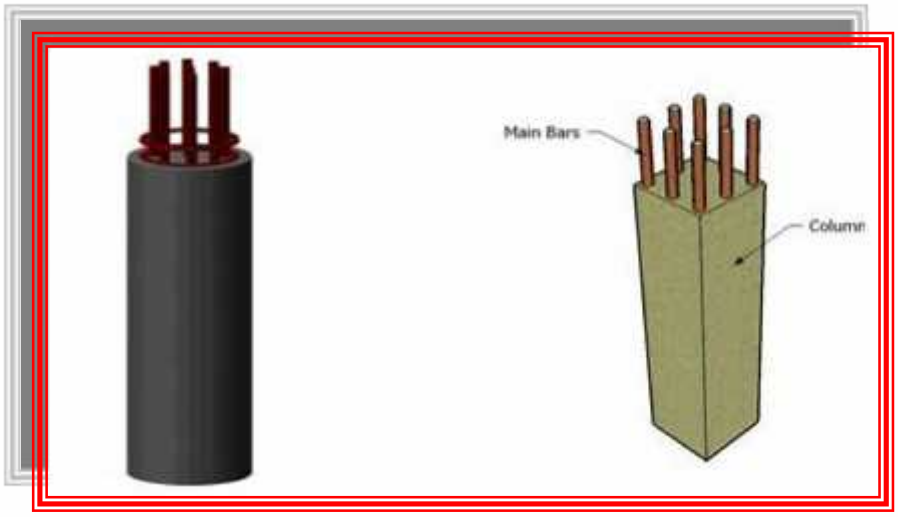
هي عنصر أنشائي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأنشائي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

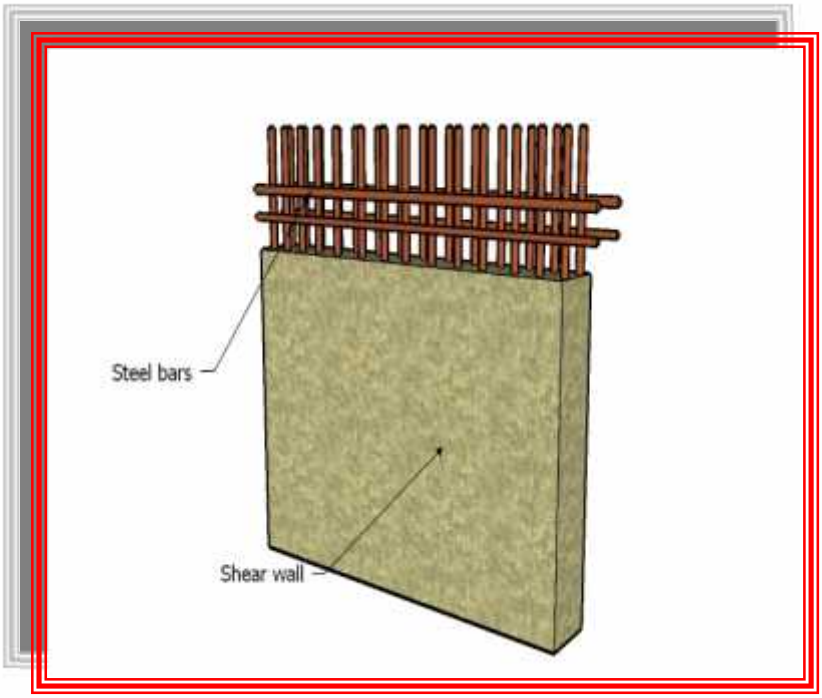
منها المستطيل والدائري والمضلع ، والمربع والمركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (٣-٨).



الشكل(٣ - ٨): يبين أنواع الأعمدة المستخدمة

(٥.٦.٣) جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).



الشكل (٣ - ٩): يبين جدار المقاومة لقوى القص

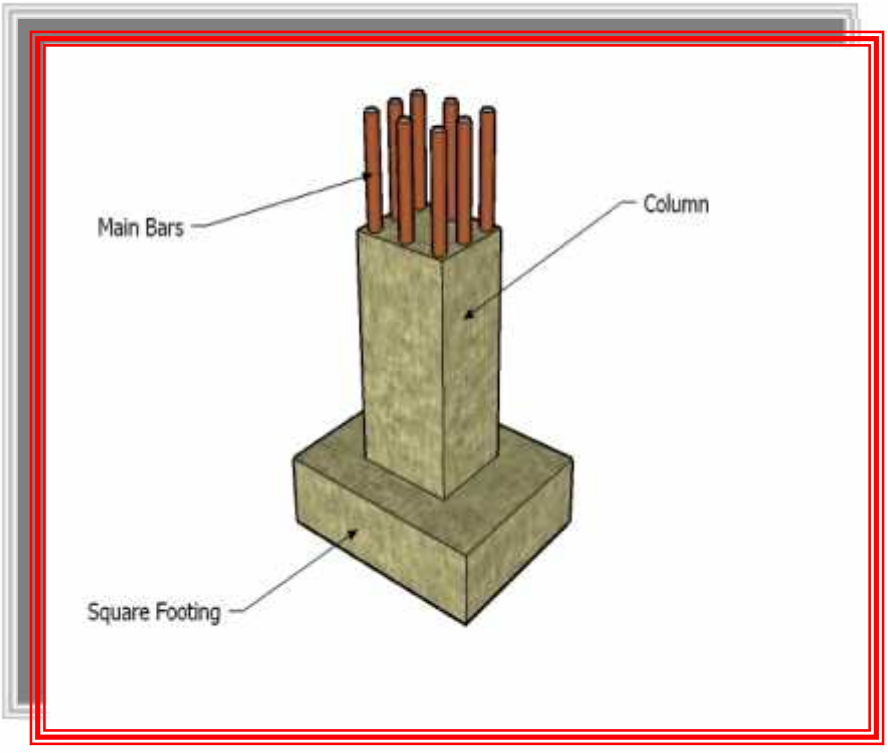
(٦.٦.٣) الأساسات:

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

١- أساسات مفصلة
٢- أساسات مزدوجة
٣- أساسات شريطية.

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

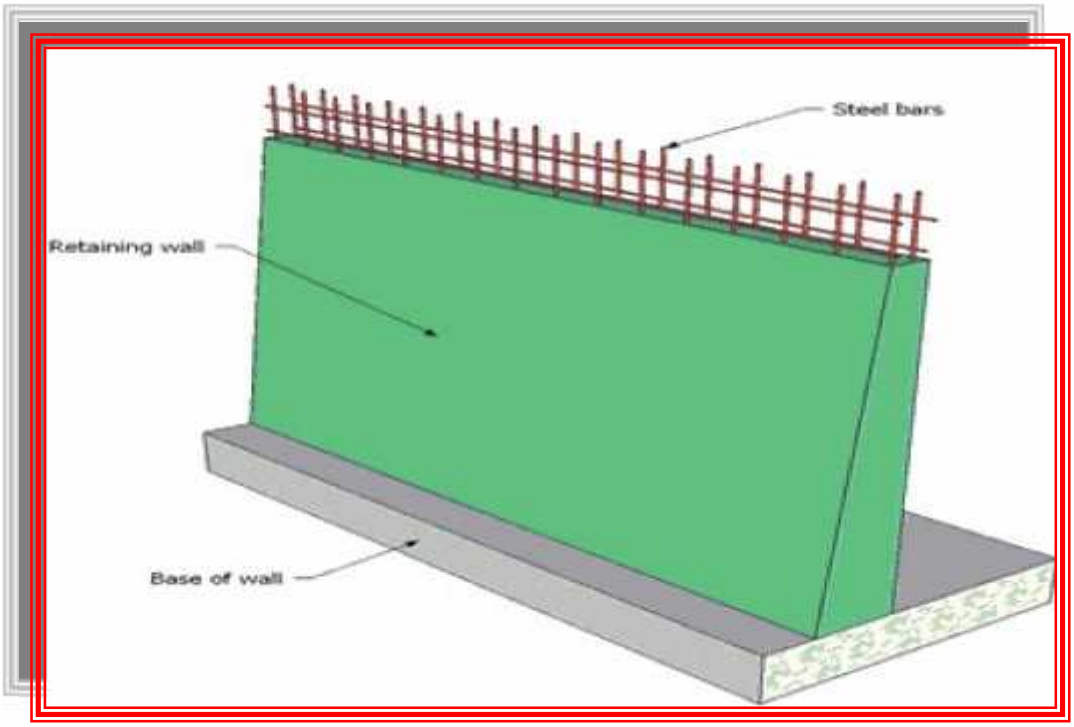
ولعمل تصميم للأساسات تم اعتماد قوة تحمل التربة (5.0) كغم/سم^2 لمنطقة المشروع للشكل (٣-١٠).



الشكل (٣ - ١٠): أساس مفرد.

(٣.٦.٧) الجدران الإستنادية:

نظراً لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع ، وتمنع أي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكي كما في الشكل (٣-١١).



الشكل (٣-١١) الجدران الأستنادية

(٣-٧) برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.

٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

٣. Atir Software for Structural Calculations.

٤. Staad pro. (2007)

٥. Prokon2.3 program

Structural Analysis and Design

(4-1) Introduction.
(4-2) Determination of thickness of ribbed slabs (T section).
(4-3) Load Calculations.
(4-4) Design of topping.
(4-5) Design of Rib (R20) at ground floor.
(4-6) Design of Beam (B23).
(4-7) Design of One-way solid slab.
(4-8) Design of Stairs.
(4-9) Design of column.
(4-10) Design of Basement wall.
(4-11) Design Footing.
(4-12) Design of Mat Foundation.
(4-13) Design of Shear wall.

(4-1) Introduction:

The structural design for the A+ collages PPU University:

In this chapter we will analysis and design several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using the finite element method using many computer software such as "ATIR" and "Prokon" to find the internal forces, deflections and moments for all the structural element in order to design the elements. There are two types of slabs: one-way ribbed and solid slabs, several type of beam such drop beam and hidden beam, different type of columns rectangular and circler and many elements that would be analyzed and designed and then hand calculation would be made to find the required steel for example for some structural elements in this project such beam and rib.

(4-2) Determination of thickness of ribbed slabs (T section):

According to ACI-Code-318-Rm, the minimum thickness of non pre stressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5.a), as follows:
For Rib (R22) in the Ground Floor, as shown in fig (4-1) and fig. (4-2).

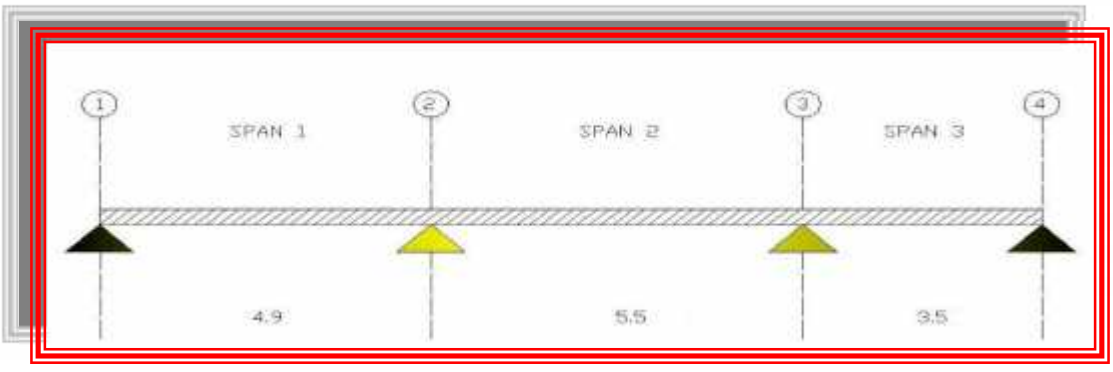


Fig. (4-1) Rib (24) Elevation

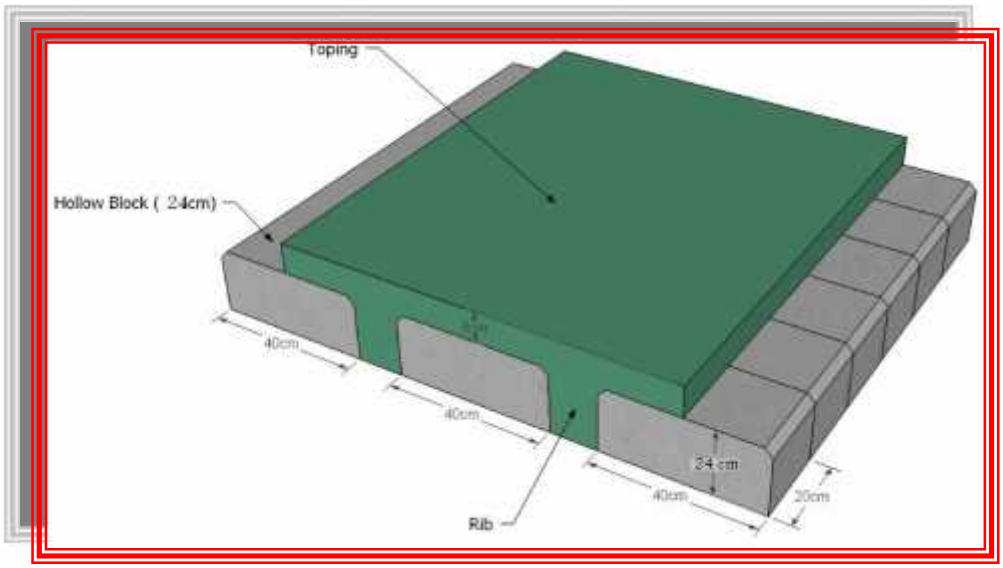


Fig. (4-2) Section of one way Rib

h_{min} for simply support = $\frac{L}{16}$ ..... *ACI-318-02 (9.5a)*

$$= \frac{510}{16} = 31.8\ cm \quad \text{(for rib 18)}$$

h_{min} for one-end continuous = $\frac{L}{18.5}$

$$= \frac{530}{18.5} = 28.6\ cm \quad \text{(for rib 21)}$$

h_{min} for both-end continuous = $\frac{L}{21}$

$$= \frac{555}{21} = 26.4\ cm \quad \text{(for rib 24)}$$

h_{min} for cantilever $= \frac{L}{8}$

$$= \frac{190}{8} = 23.75\ cm \quad \text{(for rib 16)}$$

We selected h = 32cm..... For Rib (18) in the ground floor 32 cm controls

(4-3) Load Calculations:-

Dead load:

Tiles	$0.03\times0.52\times22$	= 0.34 kN/m /rib
Mortar	$0.03\times0.52\times22$	= 0.34 kN/m / rib
Coarse Sand Fill	$0.1\times0.52\times17$	= 0.88 kN/m / rib
Topping	$0.08\times0.52\times24$	= 1.04 kN/m./rib
Block	$0.24\times0.40\times10$	= 0.96 kN/m / rib
Concrete Rib	$0.24\times0.12\times24$	= 0.72 kN/m / rib
Plaster	$0.02\times0.52\times22$	= 0.23 kN/m / rib

Nominal Total Dead Load =

0.34 + 0.34 + 0.88 + 1.04 + 0.96 + 0.72+0.23 = 4.51 kN/m / rib

Nominal Total live load = $5\times0.52\times1$ = 2.6 kN/m / rib

Total dead load = $\frac{4.51}{0.52}$ = 8.67 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

(4-4) Design of topping:

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$DL_{topping} = \frac{4.51}{0.52} - \frac{0.72}{0.52} = 7.29 \text{ kN/m}^2.$$

$q_u = (1.2 \times 7.29) + (1.6 \times 5) = 16.75 \text{ kN/ m}^2$

For a one meter strip $q_u = 16.75/1.0$

$q_u = 16.75 \text{ kN/ m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{16.75 \times (0.4)^2}{12} = 0.223 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

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

$¤ \times Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 kN.m.$

$¤ \times Mn = 1.21 kN.m > Mu = 0.223 kN.m.$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$° = 0.0018$ *ACI-318-02 (7.12.2)*

$As_{min} = ° \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2/1m.$

Use 1Φ8/25 cm (4Φ8/1m), with $As = 200 \text{ mm}^2/1\text{m}$ in both directions.

$As = 2.0 cm^2/m > As_{min} = 1.44 cm^2$ *Ok*

(4-5) Design of Rib (R24) at ground floor:

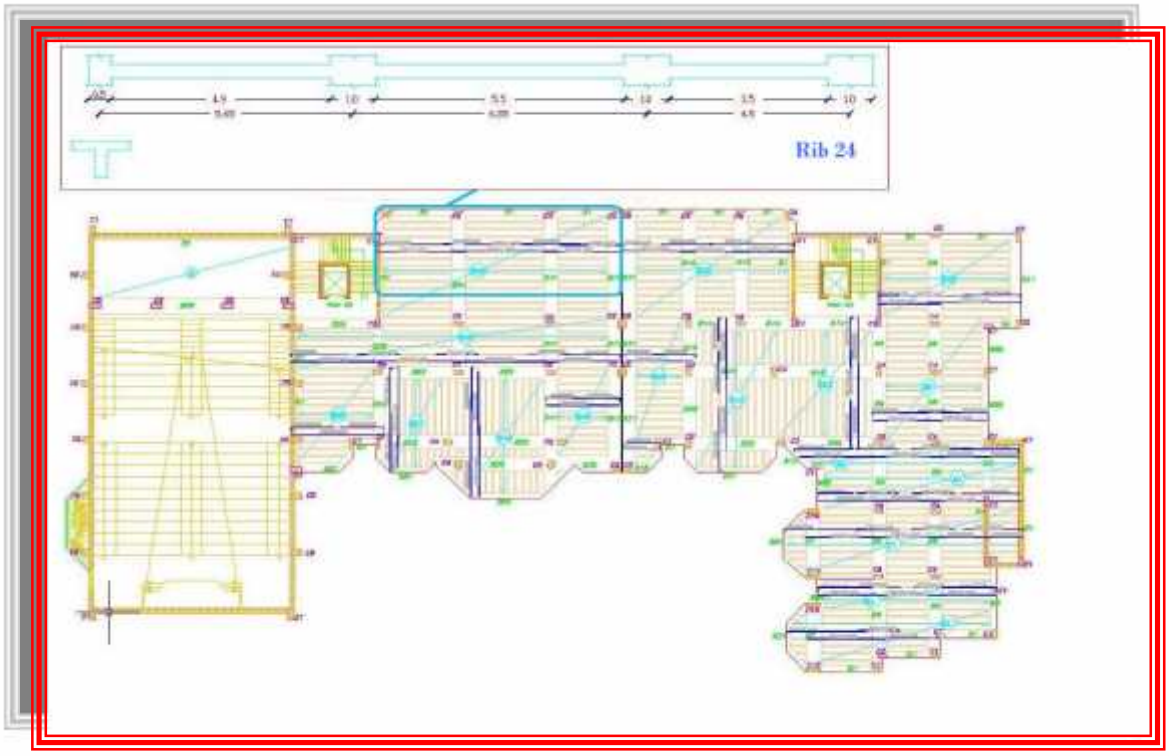


Fig. (4-3) Structural Plane

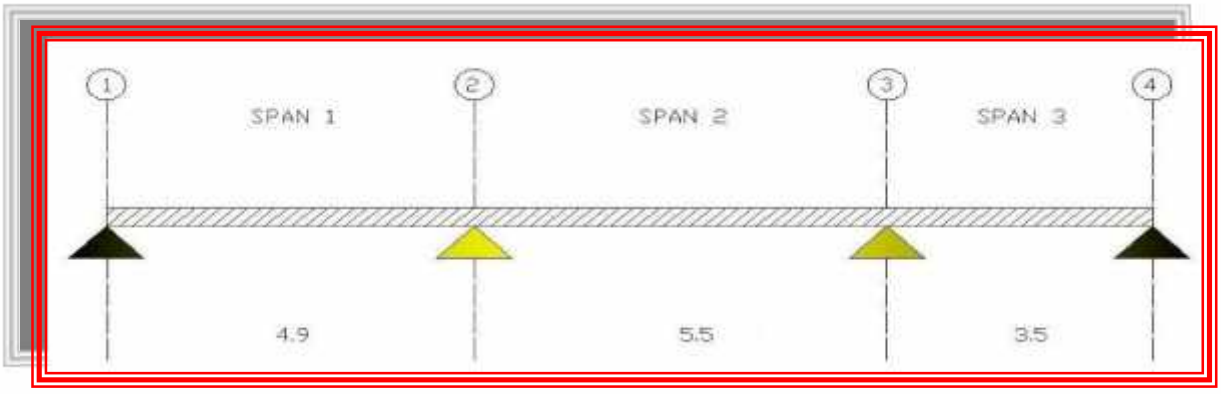


Fig. (4-4) Spans Length of Rib (R2

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

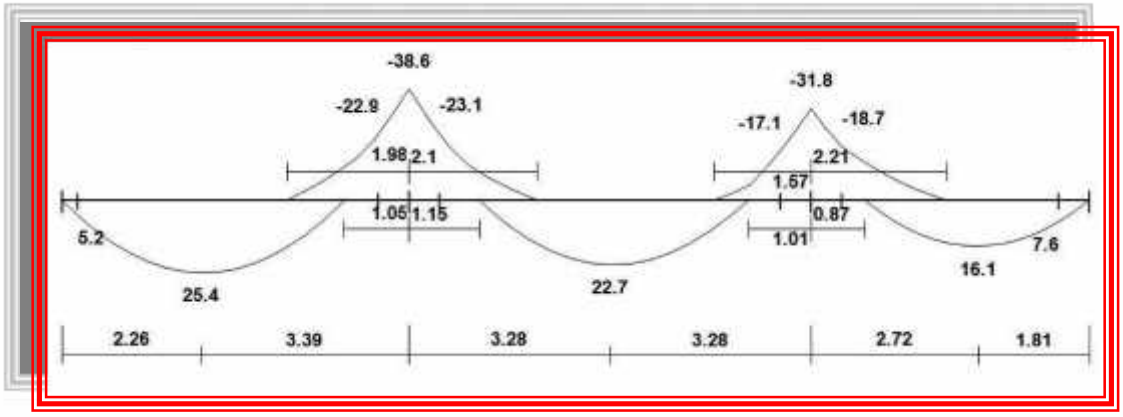


Fig. (4-5) Envelope Moment Diagram of Rib (R24)

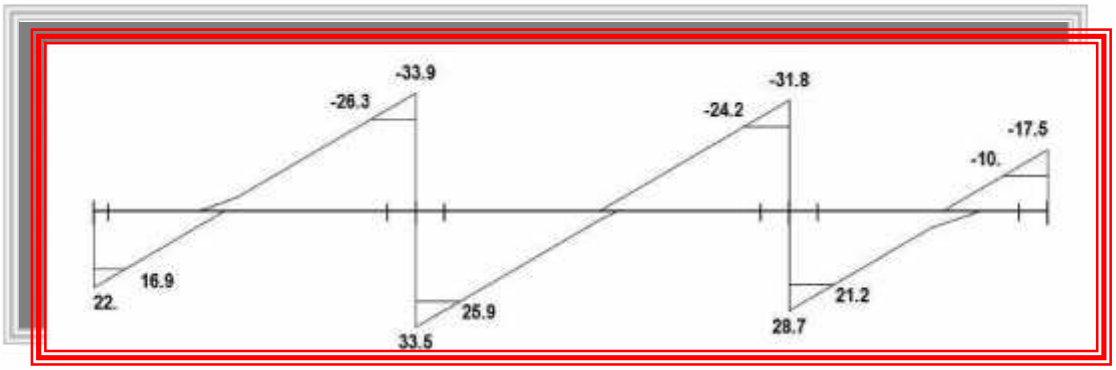


Fig. (4-6) Envelope Shear Diagram of Rib (R24)

(4.5.1) Design of negative moment for rib (R24):

Effective Flange width (b_E) ……*ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 5.5 / 4 = 138 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

$b_E \le$ *center to center between rib* = 52 *cm*

Control ……. 52cm

Maximum negative moment is Mu = -23.1 kN.m

$$\text{Mn} = \frac{23.1}{0.9} = 25.67 \text{ kN.m}$$

$$\text{d} = \text{h} - \text{cover} - \Phi_s - \frac{¤}{2} = 32 - 2 - 0.8 - \frac{1.4}{2} = 28.5 \text{ cm}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{25.67 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.285)^2} = 2.63\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 20.1 \times 2.63}{410}\right)}\right)\right) = 0.0069$$

$$\text{As}_{\text{req.}} = 0.0069 * 120 * 285 = 236\, mm^2$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} bw \times d \ge \frac{1.4}{fy} bw \times d \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)} 120 \times 285 = 102.16 \ge \frac{1.4}{410} 120 \times 285 = 116.8$$

$As_{\min} = 102.16 mm^2 < 116.8 mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 116.8mm^2$

$As_{req.} = 236mm^2 > As_{\min} = 116.8mm^2$ … controls

No. of bars = As/ As $_{bar}$ = 236/154 = 1.53 bars , Note $A_{\Phi 14}$ = 1.54 cm²

Select 2 Φ 14 mm

- **Check for yielding**:

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$2 \times 154 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 51.6mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{51.6}{0.85} = 60.68mm$

$£_s = \frac{224.3 \times 0.003}{60.68}$

$£_s = 0.011 > 0.005$

$\Rightarrow$ **Ok**

(4.5.2) Design of positive moment for rib (R24):

- **Span 1 & 2**

Use Mu max. Positive = 25.4 kN.m

Mn =25.4/0.9 = 28.22 kN.m

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

ΦMn= Φ $\times 0.85 \times$ fc $\times$ bf $\times$ hf (d-hf/2)

= $0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08$ (0.285-0.08/2)

= 187.12 Kn.m

ΦMn>Mu

Then design as a rectangular with b_f = 52cm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{28.22 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.285)^2} = 0.663MPa$$

$$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$$

$$° = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - (\frac{2 \times 20.1 \times 0.663}{410})}) = 0.0016$$

As = $° \times b \times d$

$As_{req.} = 0.0016 \times 520 \times 285 = 237.95 mm^2$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{fy} bw \times d$$

$$\geq \frac{1.4}{fy} bw \times d \qquad (ACI - 10.5.1)$$

$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{410}120 \times 285 = 102.16\ mm^2$

$\frac{1.4}{410}120 \times 285 = 116\ mm^2$

$As_{min} = 102.16 mm^2 < 116 mm^2$ ……..the larger control

$As_{min} = 116 cm^2$

$As_{req.}=237.95mm^2 > As_{min}=116mm^2$ …….ok

So select 2Φ14

$A = 2 * 154 = 308\ mm^2$.

- **Check for yielding**

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$2 \times 154 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 11.9mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{11.9}{0.85} = 14mm$

$£_s = \frac{271 \times .003}{14} = .0543$

$£_s = 0.058 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 3**

Use Mu. Positive = 16.1 kN.m

Mn =16.1 / 0.9 = 17.89 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{17.89 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.285)^2} = 0.423 \quad MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 20.1 \times 0.423}{410}\right)}\right) = 0.001$$

$As = \circ \times b \times d$

$As_{req.} = 0.001 \times 520 \times 285 = 154.46 \text{ mm}^2$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{fy} bw \times d$$

$$\geq \frac{1.4}{fy} bw \times d \qquad (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{410} 120 \times 285 = 102.16 \ mm^2$$

$$\frac{1.4}{410} 120 \times 285 = 116 \ mm^2$$

$As_{min} = 102.16 \ mm^2 < 116 \ mm^2$ …….the larger control

$As_{min} = 116 \quad mm^2$

$As_{req.} = 154.46 \text{ mm}^2 > As_{min} = 116 \text{mm}^2$ …….ok

So select 2Φ12

$A = 2 * 113 = 226 \text{ mm}^2$.

- **Check for yielding**

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$2 \times 2.26 \times 10^2 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 17.5mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{17.5}{0.85} = 20.55mm$$

$$£_s = \frac{264.4 \times .003}{20.55} = 0.039$$

$$£_s = 0.039 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

(4.5.3) Design of shear for Rib (R24):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu = 26.3 kN

Use Φ10 with two legs

$Av = 2 \times 79 = 158\ mm^2$

1. $Item1: \Phi Vc \geq Vu$

$$\Phi\ Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \Phi\ Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 285$$

= 20.94kN

Since $\Phi\ Vc \leq Vu$ not control

2. Item 2

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$\Phi\ Vc = 20.94\ kn$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{20.94}{2} = 10.47 Kn$$

Not control

3. Item 3

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

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} = 0.75 (\frac{1}{3}) \times 0.12 \times 0.285 \times 10^3 = 8.55 kN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{\text{fc}'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{\min} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.285 \times 10^3 = 10.47\ KN \quad control$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 10.47 + 20.94 = 31.41 kN$$

$\text{Vu} = 20.94\text{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 31.47\text{kN}$ control

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 10^{-6} \times 410}{0.12} = 1.62m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 410}{\sqrt{24} \times .12} = 1.76m$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{\max} = \frac{28.5}{2} = 14.25cm$$

Then Select $S = 14\text{cm} < \frac{\text{d}}{2}$.....*ok*

Select 1 Φ 10 / 14 cm

(4-6) Design of Beam (B23).

Introduction:

The design of beams must be comply with the ACI-Code requirement for both the strength and the serviceability. Beams must be designed for flexure and shear.

*For continuous beam (spans are not equal) we used analysis for many loading patterns & Envelope for results was taken by using Atir.

* Main positive and negative reinforcement according to the moment values obtained from Atir analysis.

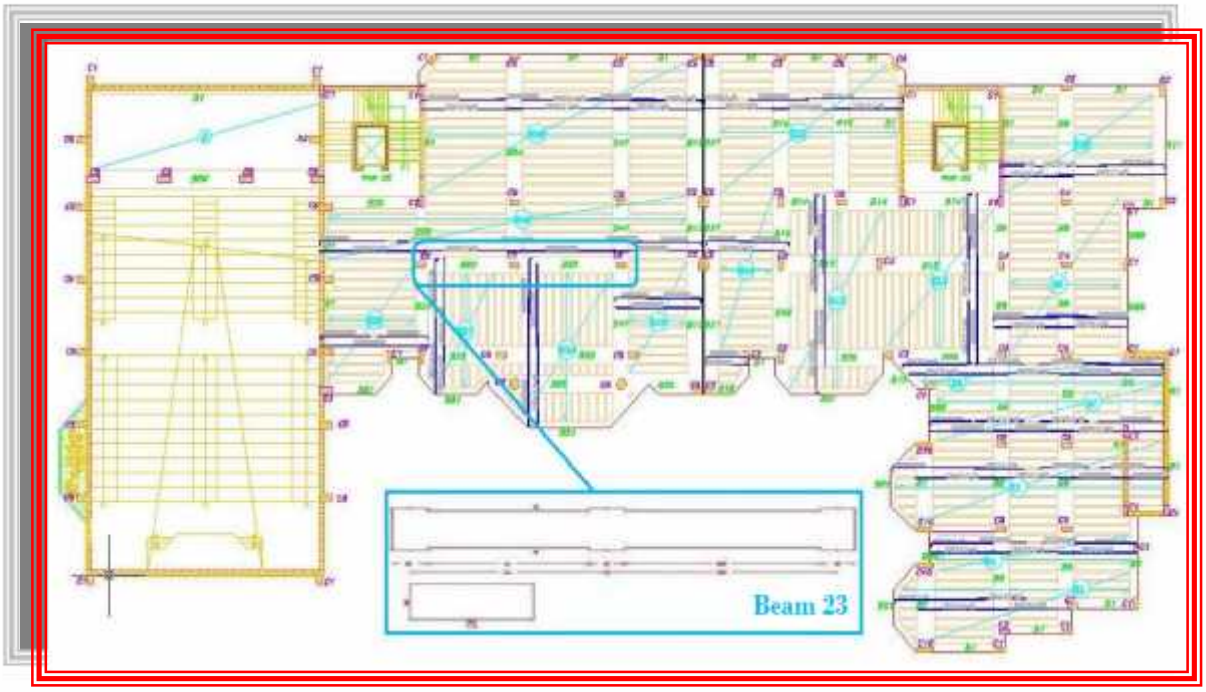


Fig.(4-7) Structural Plane

(4-6-1) load calculation

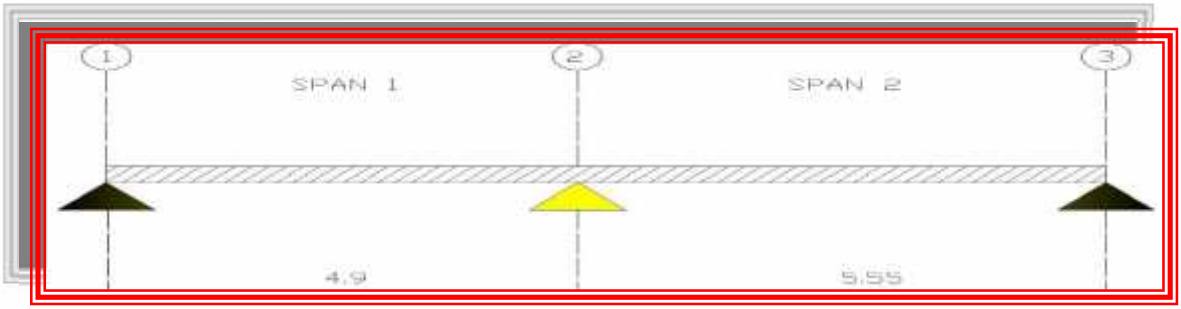


Fig. (4-8) Span Length of Beam (B23)

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

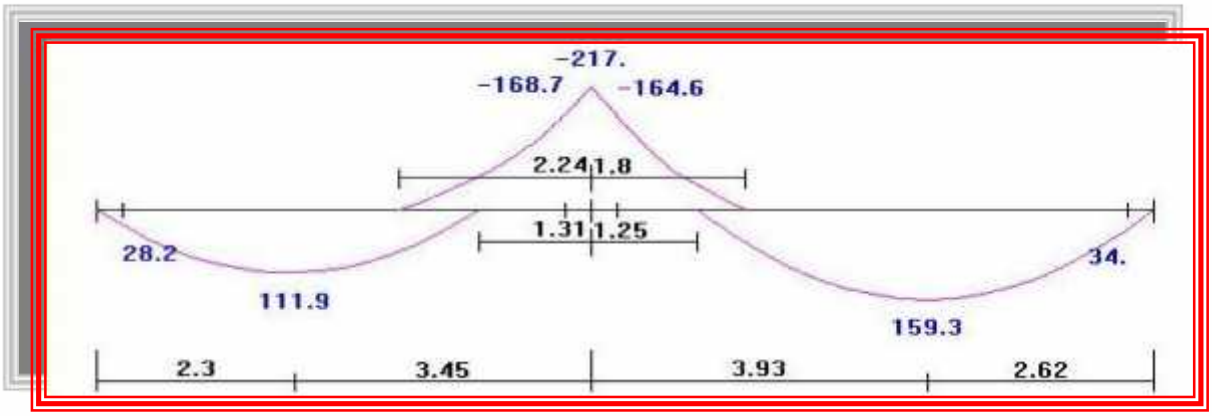


Fig. (4-9) Envelope Moment Diagram of Beam (B23)

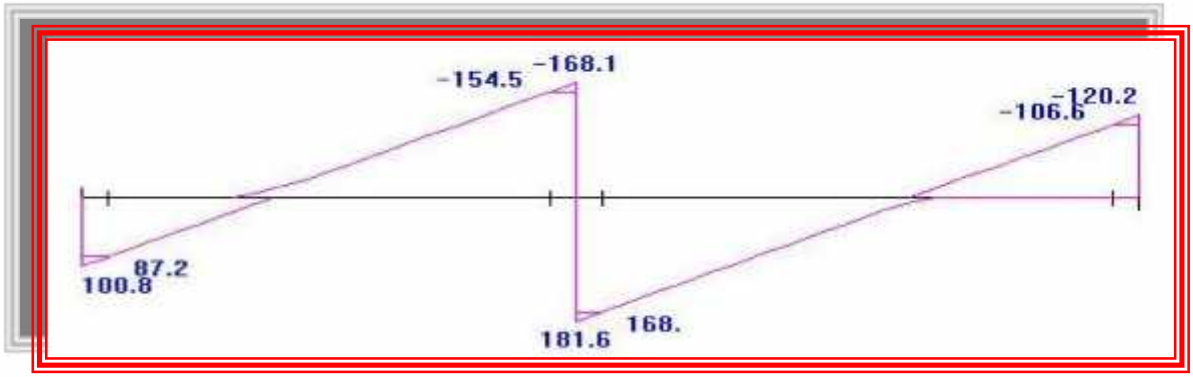


Fig. (4-10) Envelope Shear Diagram of Beam (

(4.6.2) Design of positive moment for beam (B23):

- **Span 1**

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

$Mu = 111.9\,\text{kN.m}$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{111.9}{0.9} = 124.33\,kN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{124.33}{0.8 \times (0.26)^2} = 2.3MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 20.1 \times 2.3}{410}\right)}\right) = .006$$

$As = \circ \times b \times d$

$$As_{req.} = 0.006 \times 800 \times 260 = 1248\text{mm}^2$$

$$As_{\min} \geq 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d)$$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)} \times 800 \times 260 = 621.33\ mm^2$$

$$= \frac{1.4}{410} \times 800 \times 260 = 710.25\ mm^2$$

$As_{\min} = 710.25mm^2 > 621.33mm^2$ …..…..…..the larger control

$As_{\min} = 710.25mm^2$

$As_{req} = 1248mm^2 \geq 710.25mm^2$

$$\#\text{ of bars} = \frac{1248}{201} = 6.2 \quad \text{select } 7\Phi16$$

- **Check for yielding:**

For span1

$A = 7 \times 201 = 1407$ mm².

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$1407 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 35.34\ mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{35.34}{0.85} = 41.6\ mm$

$£_s = \frac{2218.3 \times .003}{41.6} = 0.015$

$£_s = 0.015 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 2**

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

$Mu = 159.3\,\text{kN.m}$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{159.3}{0.9} = 177kN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{177 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.26)^2} = 3.27MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 20.1 \times 3.27}{410}\right)}\right) = 0.0088$$

$$\text{As} = \circ \times b \times d$$

$$\text{As}_{\text{req.}} = 0.0088 \times 800 \times 260 = 1820\text{mm}^2$$

$$As_{\min} \geq 0.25 \times \frac{\sqrt{fc'}}{Fy} \times bw \times d$$

$$\geq \frac{1.4}{fy} \times bw \times d \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)} \times 800 \times 260 = 621.33mm^2$$

$$= \frac{1.4}{410} \times 800 \times 260 = 710.25\ mm^2$$

$As_{\min} = 710.25mm^2 > 621.33mm^2$ ……..the larger control

$As_{\min} = 710.25mm^2$

$As_{req} = 1820mm^2 \geq 710.258mm^2$

Of bars = $\frac{1820}{254} = 8$ select 8Φ18

- **Check for yielding:**

For span2

$A = 8 \times 254 = 2032$ mm².

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$2032 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 51\ mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{51}{0.85} = 60\ mm$

$£_s = \frac{200 \times .003}{60} = 0.01$

$£_s = 0.01 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

(4.6.3) Design of negative moment for beam (B23):

$Mu = 168.7\ \text{kN.m}$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{168.7}{0.9} = 187.44\ kN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{187.44 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.26^2} = 3.46\ MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 3.46}{410}}\right) = 0.009$$

$$\text{As} = \circ \times b \times d$$

$$\text{As}_{\text{req.}} = 0.009 \times 800 \times 260 = 1872\ \text{mm}^2$$

$$As_{\min} \geq 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} \times bw \times d$$

$$\frac{1.4}{fy} \times bw \times d \qquad (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(410)} \times 800 \times 260 = 621.33\ mm^2$$

$$= \frac{1.4}{410} \times 800 \times 260 = 710.25\ mm^2$$

$As_{\min} = 710.25 mm^2 > 621.33\ mm^2$ the larger control

$As_{\min} = 710.25\ mm^2$

$As_{req} = 1872\ mm^2 > 710.25\ mm^2$

# of bars $= \frac{1872}{254} = 7.37$ select 8Φ18

$A = 8 \times 254 = 2032$ mm².

- **Check for yielding**

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$2032 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 51\ mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{51}{0.85} = 60\ mm$

$£_s = \frac{200 \times 0.003}{60} = 0.01$

$£_s = 0.01 > 0.005$

$\Rightarrow$ ok

(4.6.4) Design of shear for beam (B23):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu = 168.1 kN

Use Φ10 with 4 legs

$Av = 4 \times 79 = 316\ mm^2$

Item 1:

$$\Phi Vc \geq Vu$$

$$\Phi\ Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \Phi\ Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 260$$

$$= 127.37\ kN$$

Since $\Phi\ Vc \leq Vu$ not control

Item 2:

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$$\Phi\ Vc = 127.37\ kn$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{127.37}{2} = 63.7\ Kn$$ *not contol*

Item 3:

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

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} = 0.75\left(\frac{1}{3}\right) \times 0.8 \times 0.26 \times 10^3 = 52kN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{\text{fc}'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{\min} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.8 \times 0.26 \times 10^3 = 169.8\ kN \text{.....} control$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 127.37 + 169.8 = 349.20 kN$$

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

$$127.37 \leq 168.7 \leq 349.20$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 4 \times 79 \times 10^{-6} \times 410}{0.8} = 0.48\ m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times b$$

$$\Rightarrow S_{req} = \frac{4 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 410}{\sqrt{24} \times 0.8} = 0.53\ m$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\Rightarrow S_{\max} = \frac{26}{2} = 13\ cm$$

Then Select $S = 12.5\text{cm} < \frac{d}{2}$ .....*ok*

Select 1 Φ 10 / 12.5 cm.

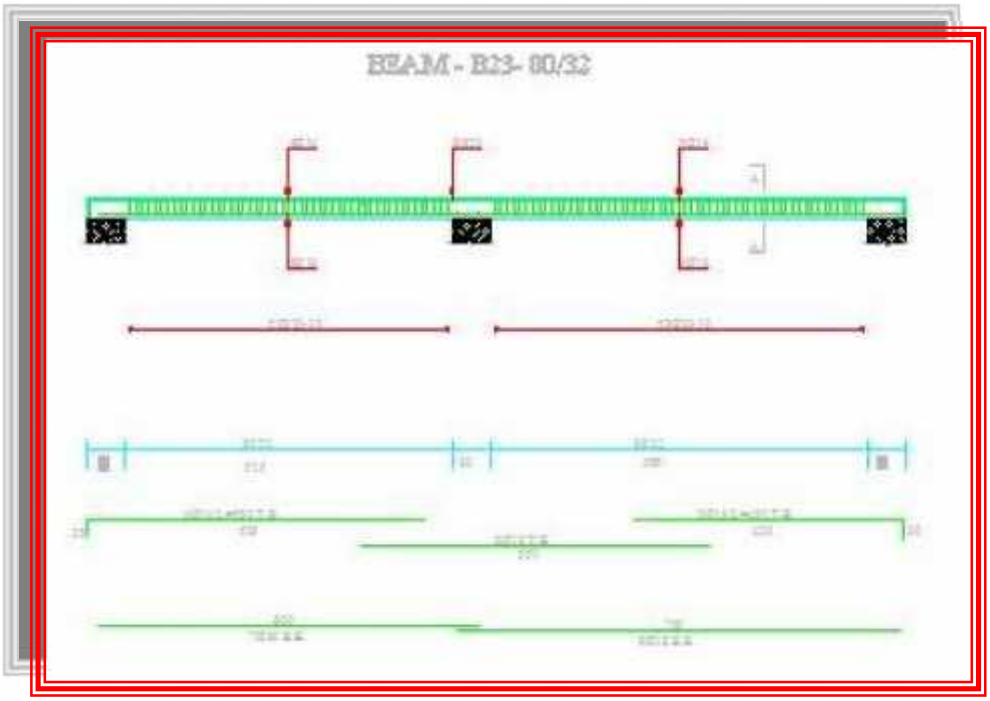


Fig (4-11) Steel of Beam (B23)

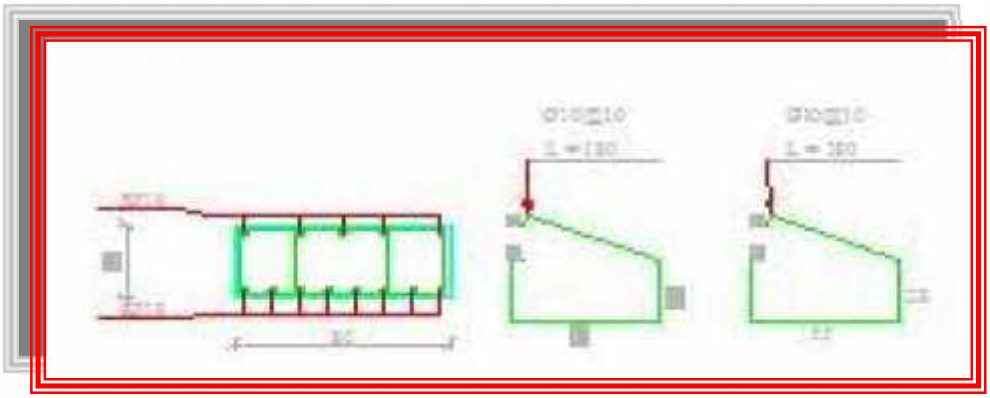


Fig (4-12) Section (A-A) of Beam (B23)

(4-7) Design of One-way solid slab

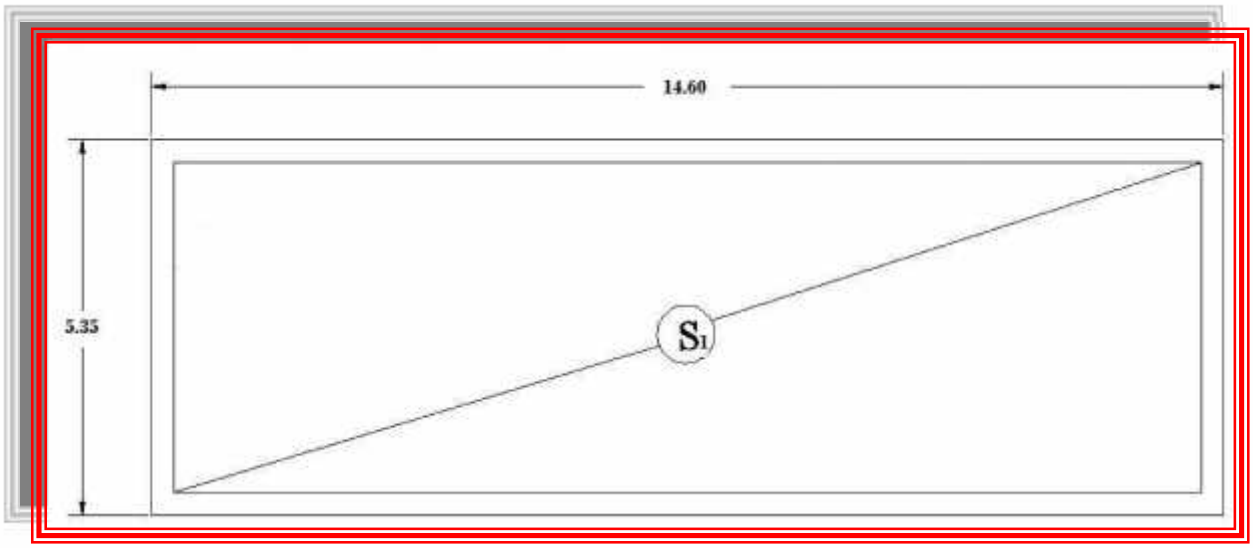


Fig (4-13) One-Way Solid Slab Plane

(4.7.1) Check if it's one way

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{14}{5} = 2.8 > 2.0 \quad ....One\ way$$

(4.7.2) Determination of thickness:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{4.8}{20} = 24cm$$

$$Select\ h = 25cm$$

(4.7.3) Load Calculation

$D.L = 10KN/m^2$

$L.L = 5KN/m^2$

$From\ Ater\ Por.we\ get$

$V_u = 63.9KN$

$M_u = 85KN.\times M$

(4.7.4) Design for positive moment:

$d = 250 - 20 - 12 = 218\,mm$

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{85}{0.9} = 94.4\,KN.m$

$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{94.4}{(1)(0.218)^2} = 2Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85*24} = 20.1$

$\circ = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$

$\circ = \frac{1}{20.1}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 2\times 20.1}{410}}\right] = 0.0051$

$As_{req} = \circ \times b \times d$

$= 0.0051\times 1000\times 218 = 1090mm^2$

$\#of\ bars = \frac{As_{req}}{As¤16} = \frac{1090}{201} = 6$

$use\ 6¤16/m$

$Use¤16@20cm\ c/c$

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450\,mm^2$$

$$As_{\min} = 450\,mm^2 \prec As_{req} = 1090$$

$$\#\ of\ bars = \frac{450}{113} = 4$$

$$\therefore \quad Use\ 12@25cm\ c/c$$

(4.7.5) Check for Strain :

Tension =Compression

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

$$1206 \times 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 2.42cm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{2.42}{0.85} = 2.84cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{21.8 - 2.84}{2.84} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005 \quad .....ok$$

(4.7.6) Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450$$

$$\#\ of\ bars = \frac{450}{79} = 6$$

$$Use\ 10@15cm\ c/c$$

(4.7.7) Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99 cm.$$

Use $L_d = 50 cm.$

Fig (4-14) Steel of One-Way Solid Slab

(4-8) Design of Stairs:

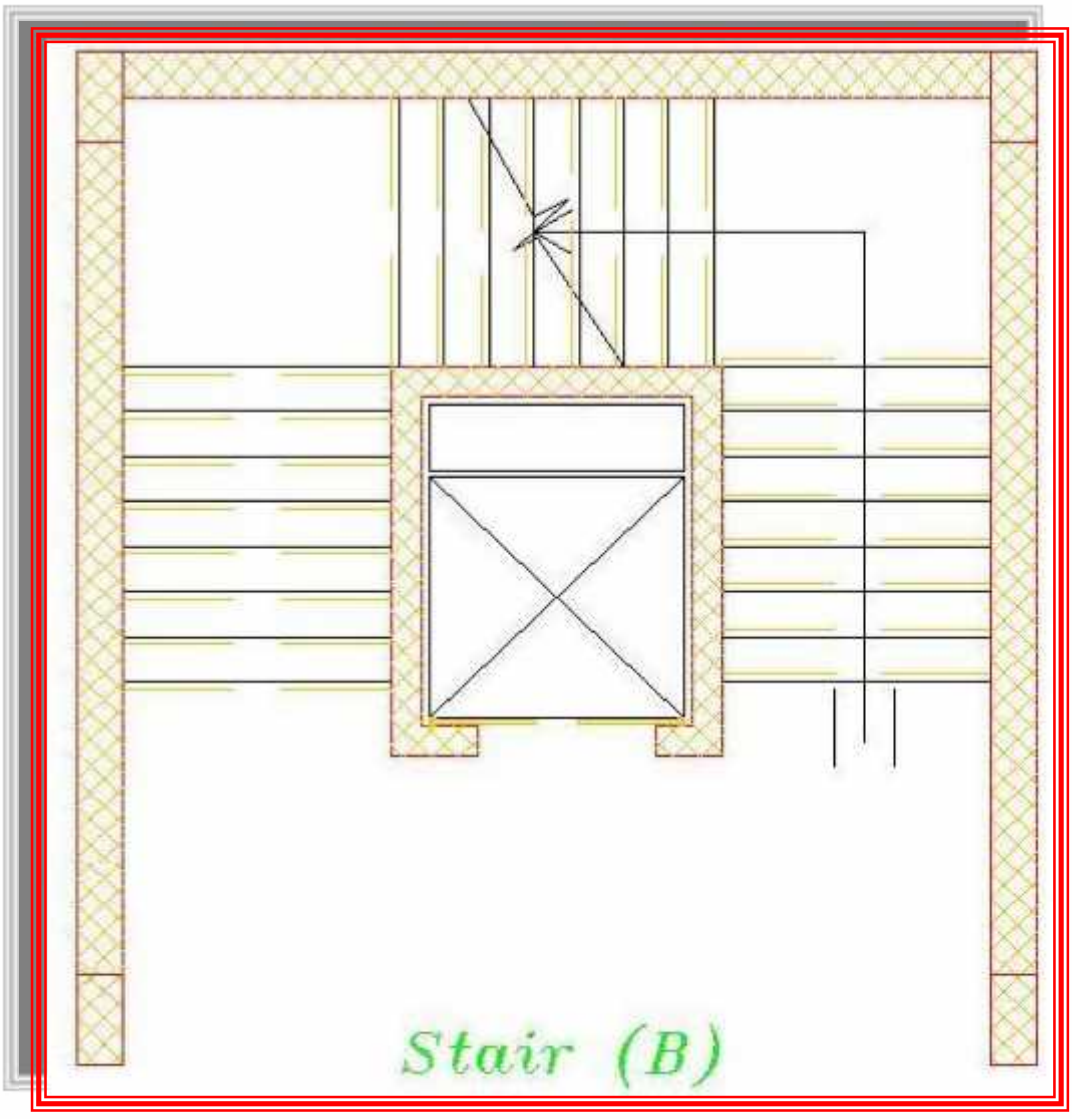


Fig.(4-15) Top view of the Stair

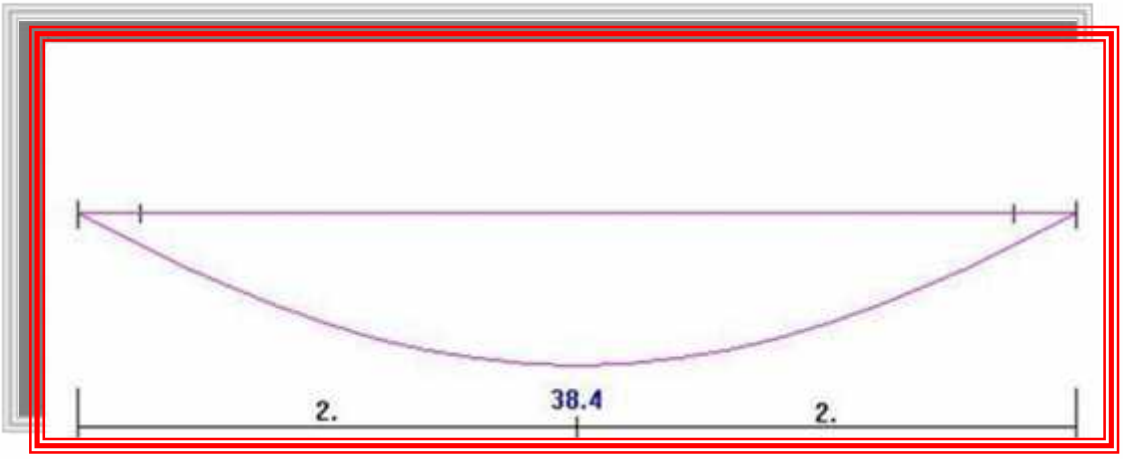


Fig (4-16) Moment Dig. Of stair

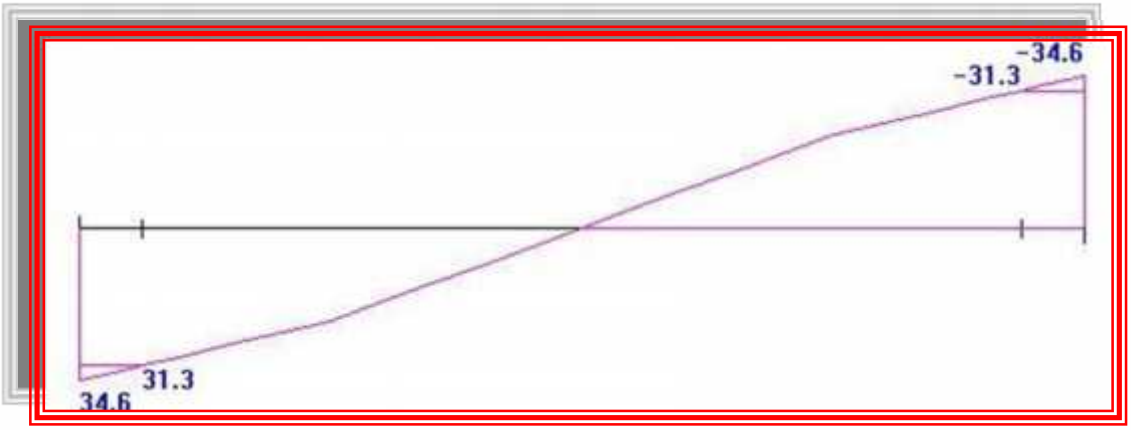


Fig (4-17) Shear Dig. Of stair

(4.8.1) Determination of Slab thickness:

$$h_{min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{min} = \frac{0.975 + 2.2 + 0.975}{20} = 0.21\ m$$

$$Use \quad h_{min} = 25\ cm$$

(4.8.2) Load calculation:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = \frac{(0.17 + 0.35) \times 0.03 \times 27}{0.3} = 0.69\ KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.17 + 0.3) \times 0.02 \times 22}{0.3} = 0.76\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.17 \times 24}{0.3} = 2.04\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.25 \times 24}{\cos 30} = 6.93\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02 \times 22 \times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Total Load:

$D.L_{total} = 10.93\ KN/m$

$L.L_{total} = 5\ KN/m$

Factored load

$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2 \times 10.393 + 1.6 \times 5 = 21.116\ KN/m$

For one meter Strip, qu =21.116 KN/m.

From ater pro.We get

Mu =38.4 KN/M

Vu =31.3 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm..

Take d =22.4 cm

(4.8.3) Design of shear:

Vu =31.3 KN.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =31.3 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK .

(4.8.4) Design of Bending Moment:

- Mu =38.4 KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{38.4}{0.9} = 42.67\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{42.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 0.85MPa\ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{410}{0.85 \times 0.24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.85}{410}}\right) = 0.0021$$

As req =0.0021×1000×223 =472

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

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{410}(1000)(224)$$

$$696.12 \leq 764.9$$

$$so \quad As_{\min} = 764.9\ mm^2$$

$$A_{s\ min} = 764.9 \geq A_{s\ req} = 47$$

$A_{s\ min} = 764.9 mm^2$ …….Control.

$$\#\ Of\ Bars = \frac{764.9}{154} = 4.96$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200×153 = 765mm².

(4.8.5) Check for yielding:

- Tension =Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$765 \times 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.38 mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.38}{0.85} = 18.1 mm$$
$$£_s = \frac{224 - 18.1}{18.1} * 0.003$$
$$£_s = .033 > 0.005 \longrightarrow ok$$

(4.8.6) Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{410}{2\times\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 585.83\ mm$$

$$L_d = 60\ cm$$

(4.8.7) Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 765 = 153 mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

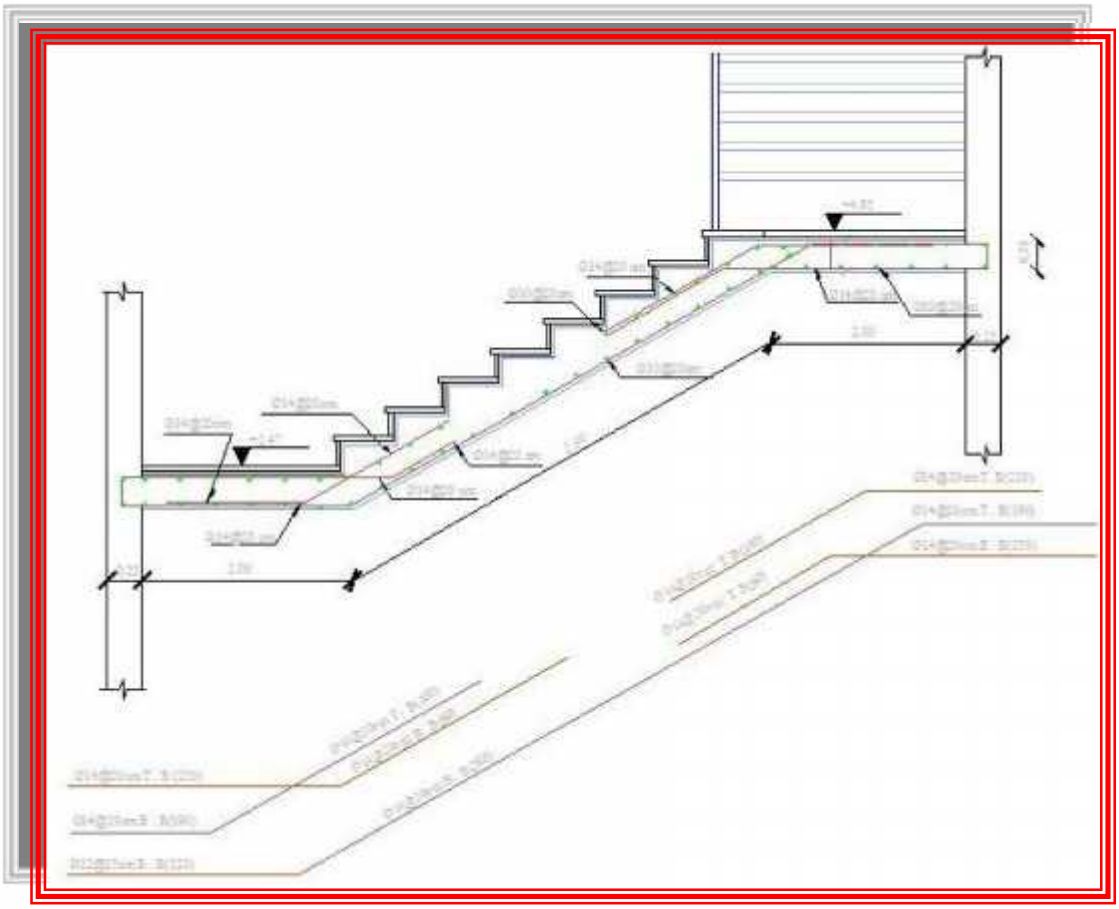


Fig (4-18) Detail of reinforcement for Stair A

(4-9) Design of column

(4.9.1) Design of Short column (col .07)

(4.9.1.1) Load Calculation:

$$p_u = 5000KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{5000}{0.65} = 7692.30KN$$

$Use° = °g = 1.6\%$

(4.9.1.2) Design of Main Reinforcement:

$$Pu = 0.8 \times Ag(0.85 \times Fc' + °g(Fy - 0.85Fc')$$

$$7692.30 \times 10^{+3} = 0.8Ag(0.85 \times 24 + 0.016(410 - 0.85 \times 24)$$

$$Ag = 3410.5cm^2.$$

$$Use\ \ 60cm \times 60cm \Rightarrow Ag = 3600cm^2$$

$$7692.30 \times 10^{+3} = 0.8 \times 3600 \times 10^2 \times \{0.85 * 24 + °g(410 - 0.85 \times 24)$$

$$°g = 0.0162 \geq °_{\min} = 0.01$$

$$A_{streq} = 0.0162 \times 360000 = 5832mm^2$$

Use ¤12@25 As provide = 5880 mm^2

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34-12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40.....ACI.10-12-2$$

L_u : *Actual unsupported (unbraced) length*

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

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

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 19.16 < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22$$

$\therefore$ *Short.....Column*

(4.9.1.3) Design of Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

$Spacing \le 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \le Least.\dim ension = 60cm$

Use ¤10 @ 25cm c/c spacing.

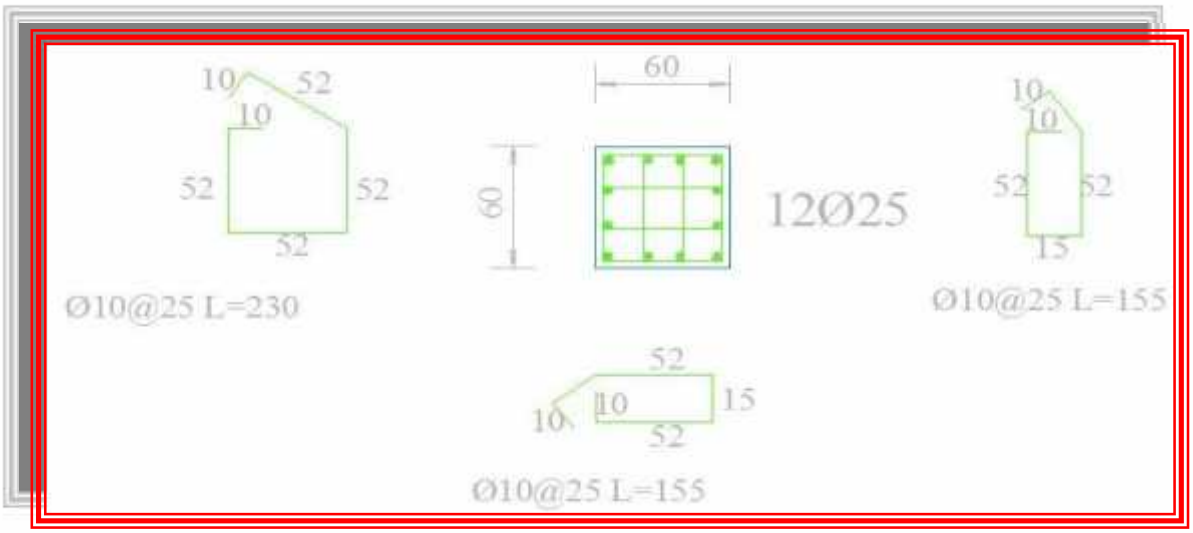


Fig. (4-19) Detail of Column. (Col – 07)

(4.9.2) Design of long column

Select column (C02) for design

(4.9.2.1) Load Calculation:

Pu = 1500 KN

Pn 1500/ (0.65) = 2307.7 KN

(4.9.2.2) Determination of Ag req

$$°g = 1.6\ \%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$$

$$2307.7 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (410 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 1083 cm^2$$

Use 30×50 cm with Ag = 1500 cm² > Agreq = 1083 cm²

(4.9.2.3) Check Slenderness Effect:

- **In 50cm-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.45 m

M1/M2 =1

K=1, According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** the effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... ..... } ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1*3.45}{0.3*0.3} = 38 > 22$$

$$\therefore \textit{long Coloumn}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+{}_d} \quad \text{.....[} ACI 318-2002 \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(870)}{1500} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.5^3}{12} = 0.003125 \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.003125}{1+0.58} = 18.4 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI 318-2002 (Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*18.4}{(1.0*3.45)^2} = 15.24 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..} ACI\ 318-2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According \ \ to \ \ ACI\ 318-2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1500/0.75*15.24*10^3)} = 1.15 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 500 = 30\,mm = 0.030\,m$

$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.030 * 1.15 = 0.0345$

$\frac{e}{h} = \frac{0.0345}{0.5} = 0.069$

From Interactio n Diagram

$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1500}{0.5 \times 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.45 \quad Psi$

$° _g = 0.01$

$A_s = ° \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500\ mm^2$ ‘

$\therefore Use 8¤16$

- **In 30cm-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.45 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .... ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1*3.45}{0.3*0.3} = 38.3 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad 30:dirction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI318-2002 \ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(870)}{1500} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 0.001125 \ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.001125}{1+0.58} = 6.63MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*6.63}{(1.0*3.45)^2} = 5.49MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318 - 2002 (Eq.10 - 16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 12)}$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{0.75 * 5.49 * 10^3}} = 1.573 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 * 1.573 = 0.0377$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0377}{0.3} = 0.126$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1500}{0.5 \times 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.45 \quad Psi$$

$$° _g = 0.01$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500\ mm^2 ‘$$

$$\therefore use 8¤16$$

(4.9.2.4) Design of the Reinforcement:

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

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

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6\ cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \leq least\ .\dim . = 30\ cm$$

Use¤10@25 *cm*

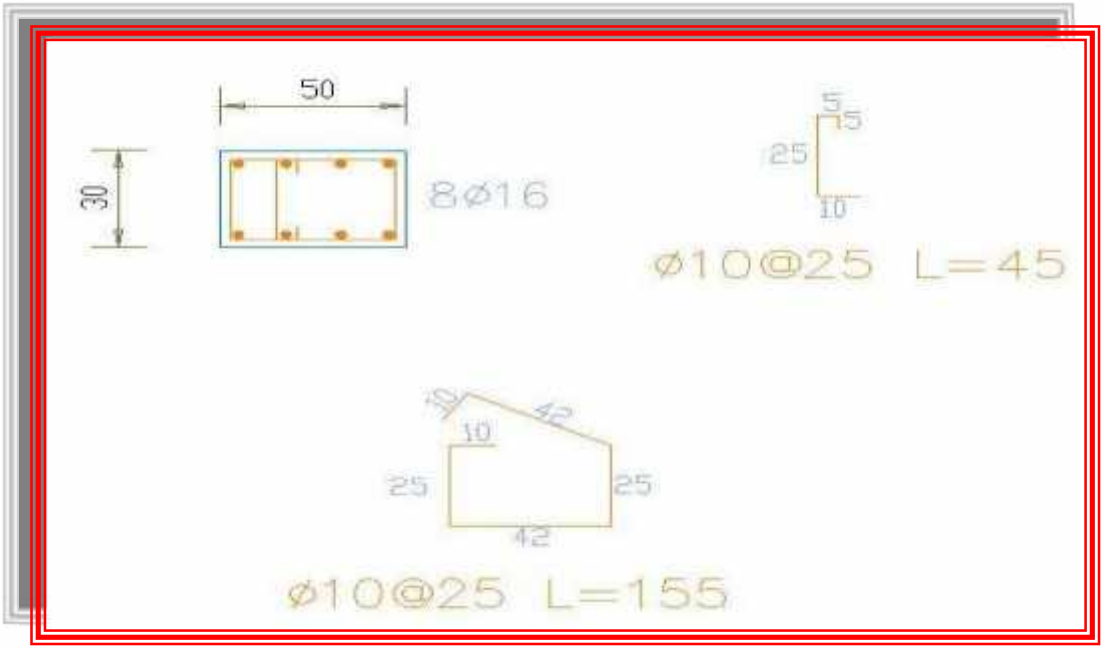


Fig. (4 - 20)Detail of Column (col - 02)

(4.10) Design of Basement wall:

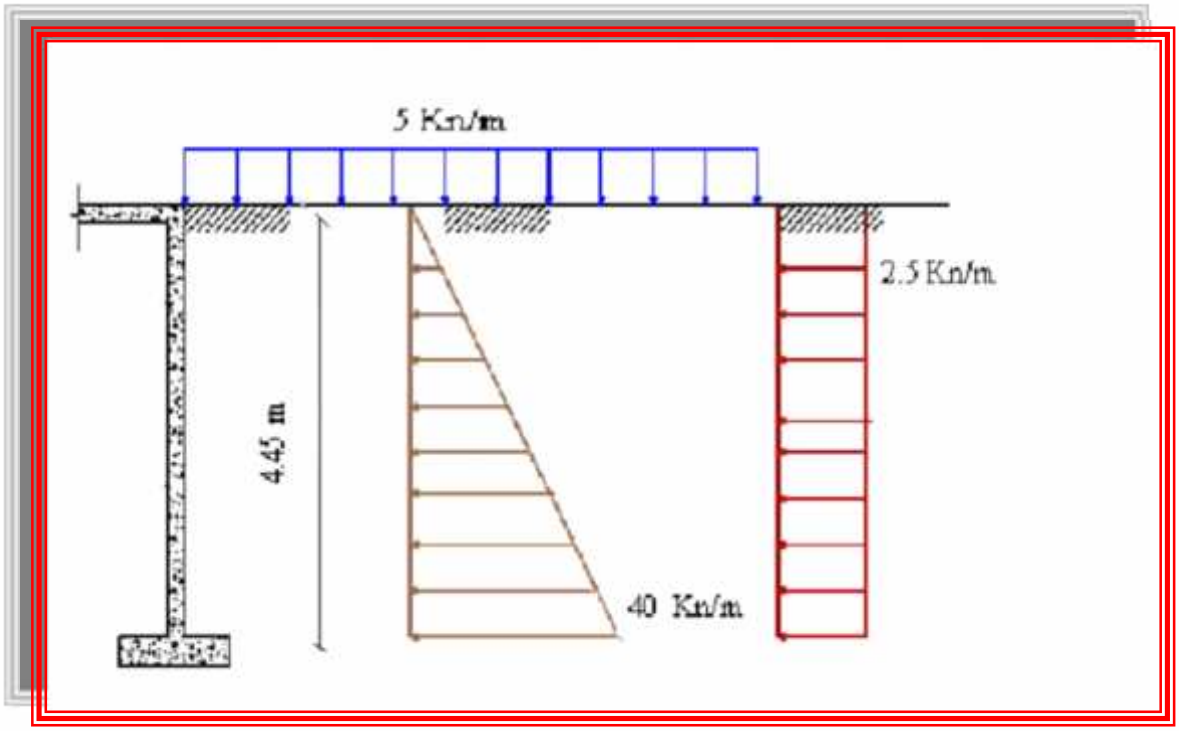


Fig. (4 - 21) Basement wall - Diagram

(4.10.1) Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 4.45 \times 0.5 = 40$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\ \text{Kn/m}^2$

(4.10.2) Thickness Calculation :

Assume ρ =0.01

Mu =69.8 kN.m

Mn =69.8/0.9 =77.56kN.m

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{410}{0.85\times 24} = 20.1$$

$$Kn = \rho \times \frac{fy}{1-0.5m\rho} = 0.01\times \frac{410}{1-0.5\times 20.1\times 0.01} = 3.69Mpa$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{91.11\times 10^6}{0.9\times 1000\times 3.69}} = 165\ mm$$

$$h = 165 + 30 + 10 = 205\ mm$$

select $h = 250mm$

(4.10.3) Wall Design :

$$d = 250 - 30 - 12 = 208\ mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{77.56\times 10^6}{1000\times 208^2} = 1.8Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.1\times 1.8}{410}}\right) = 0.0045$$

$$As_{req} = 0.0045\times 1000\times 208 = 952mm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy}\times b\times d = \frac{0.25\sqrt{24}\times 1000\times 208}{410} = 621.3mm^2/m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^{2}}{fy} = \frac{1.4*1000*208}{410} = 710mm^{2}/m$$

$$As_{\min} = 710mm^{2}/m < As_{req} = 952mm^{2}/m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{952}{154} = 6.18$$

Select Φ14@15cm c/c

$As_{min} = 0.0012 \times b \times h$

$= 0.0012 \times 1000 \times 250$

$= 300\ mm^2/m$

$As_{req} > As_{\min} .....oK$

(4.10.4) Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002*1000*250 = 500mm^{2}/m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{500}{113} = 4.65$$

Select ¤12@20cm with As = $565mm^2/m$

(4.10.5) Check for Shear :

$$\phi \times Vc \geq Vn$$

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 208$$

$$\phi Vc = 127.4 >> Vu = 70\ kN$$

$$\therefore\ No\ Shear\ Reiforcement\ Required$$

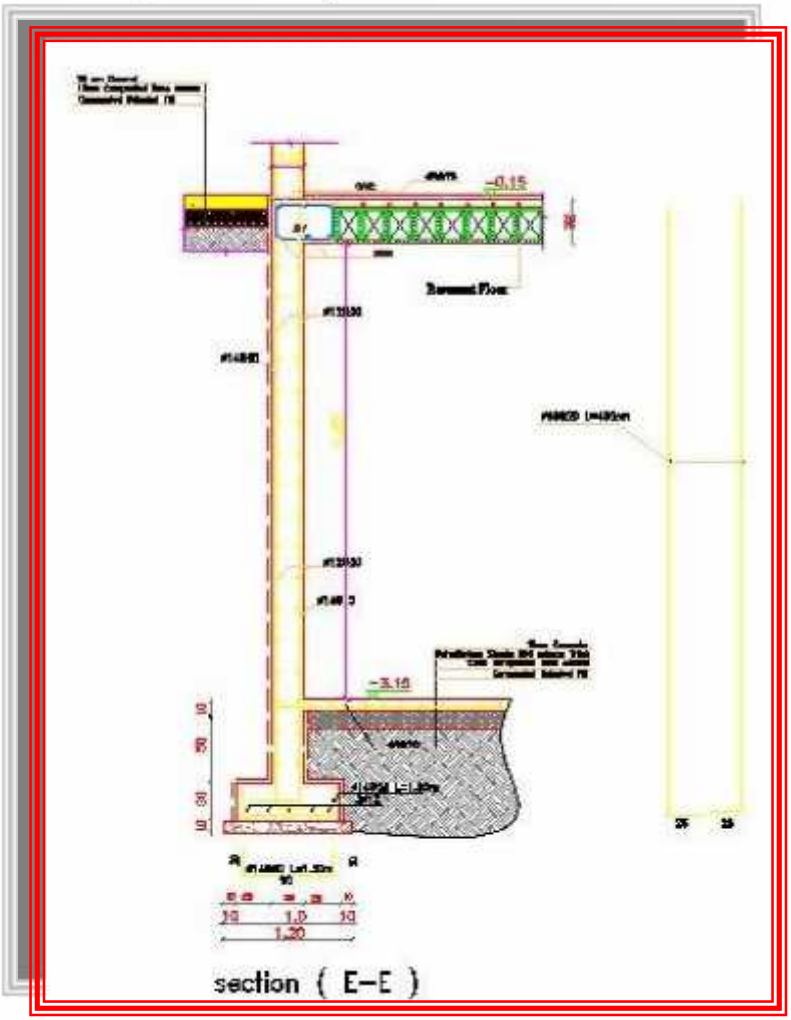


Fig. (4-22) Basement wall - Detail

(4.11) Design Footing:

(4.11.1) Design of Strip Footing for (S.F.1)

(4.11.1.1) Load Calculation:

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × γ_c

=14.25 ×0.25×24 =85.5 KN/m

From one way rib D =9 .65×6.65×3 =192.5 KN/m

L =6.56×6.65 × 3= 130.87 KN/m

D.L $_{total}$ = 85.5+192.5 = 278 KN/m

Total W =278 + 130.87 =408.87 KN/m

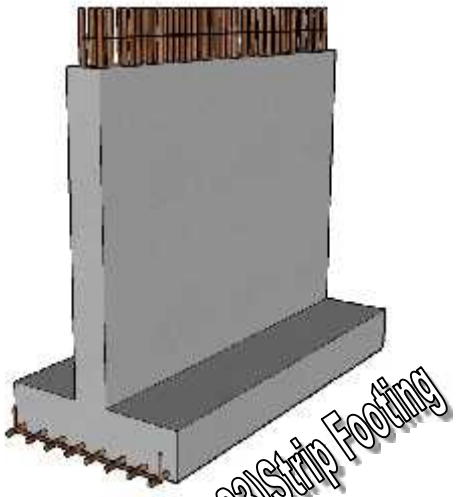


fig. (4-23)Strip Footing

(4.11.1.2) Determine the Footing Width :

Allowable soil pressure =500 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{soil pressure}} = \frac{408.87}{500} = 0.82\ \text{cm}$$

Select 1.0 m

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due

to the following Equation :

$$L = \frac{0.24 \times fy}{\sqrt{fc'}} d_b = \frac{0.24 \times 400}{\sqrt{24}} \times 1.2 = 23.51cm$$

L=23.51 from each side, we have L =43 cm

So select 100 cm width of strip footing.

(4.11.1.3) Determined of footing depth:

Assume $h_{footing}$ =40 cm

(4.11.1.4) Design of shear:

$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times l$

$q_u = 1.2 \times 278 + 1.6 \times 130.87 = 543\ Kn$

$h_{footing} = 40\ cm$

$d = 40 - 7 - 1 = 32\ cm$

(4.11.1.5) Bearing pressure:

$$p\ \text{net} = \frac{pu}{Area} = \frac{543}{1*1} = 543 Kn \setminus m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * d = \frac{611.7}{1} * (\frac{1 - 0.25}{2} - d)$$

- ⇨ d =19 cm.
- ⇨ Total thickness =19+7+2 =28 cm .
- ⇨ Select h =30 cm.

(4.11.1.6) Determine of Reinforcement for Moment Strength:

$$Mu = P_{net}\left(\frac{footing\ width - wall\ width}{2}\right) \times \frac{footing\ width - wall\ width}{4}\Big)$$

$= \quad 543 \times 1 \times 0.375 \times 0.1875$

⇨ Mu = 30.54 KN.m

d =30-7-2 =21 cm

$$Mn = \frac{30.54}{0.9} = 34KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{34 \times 10^6}{1000 \times 210^2} = 1.08Mpa = \quad 0.77\,Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.77}{400}}\right) = 0.0028$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.002 * 1000 * 210 = 402mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 210}{410} = 627mm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{410} = 717cm^2$$

$As_{req} < As_{\min}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 5540mm^2$$

$\therefore As = 717mm^2$

Select ¤14@20....$As_{Provided} = 770mm^2 > 717mm^2$.....*ok*

(4.11.1.7) Check of strain

Tension =Compression

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

$770 * 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.5mm$

$C = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$

$£_s = \frac{210 - 18.2}{18.2} * 0.003 = 0.032$

$£_s = 0.032 > 0.005$ .....OK

(4.11.1.8) Development length of main reinforcement:

For Φ14 bars db=1.4 cm:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \; ¥.d_b$

$Ld = \frac{410}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.4$

$Ld = 58.6 \geq 30cm$

$Available \; \text{Ld} = 35 - 7 = 28\text{cm} \leq 58.6\text{cm}$

$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$

So a standard hook of 25 cm must be used to provide Ld.

(4.11.1.9) Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

As_{min} =0.0018 ×b ×h

As_{min} =0.0018 ×1000×300

As=540 mm^2

Select 5¤12 with AS prov. = 5.65 cm^2.

(4.11.1.10) Design of dowels bars:

$A_{s\,min} = 0.0012 \times 1000 \times 210 = 2520 mm^2$

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@30 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad ¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{410}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 50.2 \geq 30cm$$

$$Available\ \text{Ld} = 30 - 7 = 23\text{cm} \leq 48\text{cm}$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of 20 cm must be used to provide Ld.

(4.11.1.11) Strip Footing Detail:

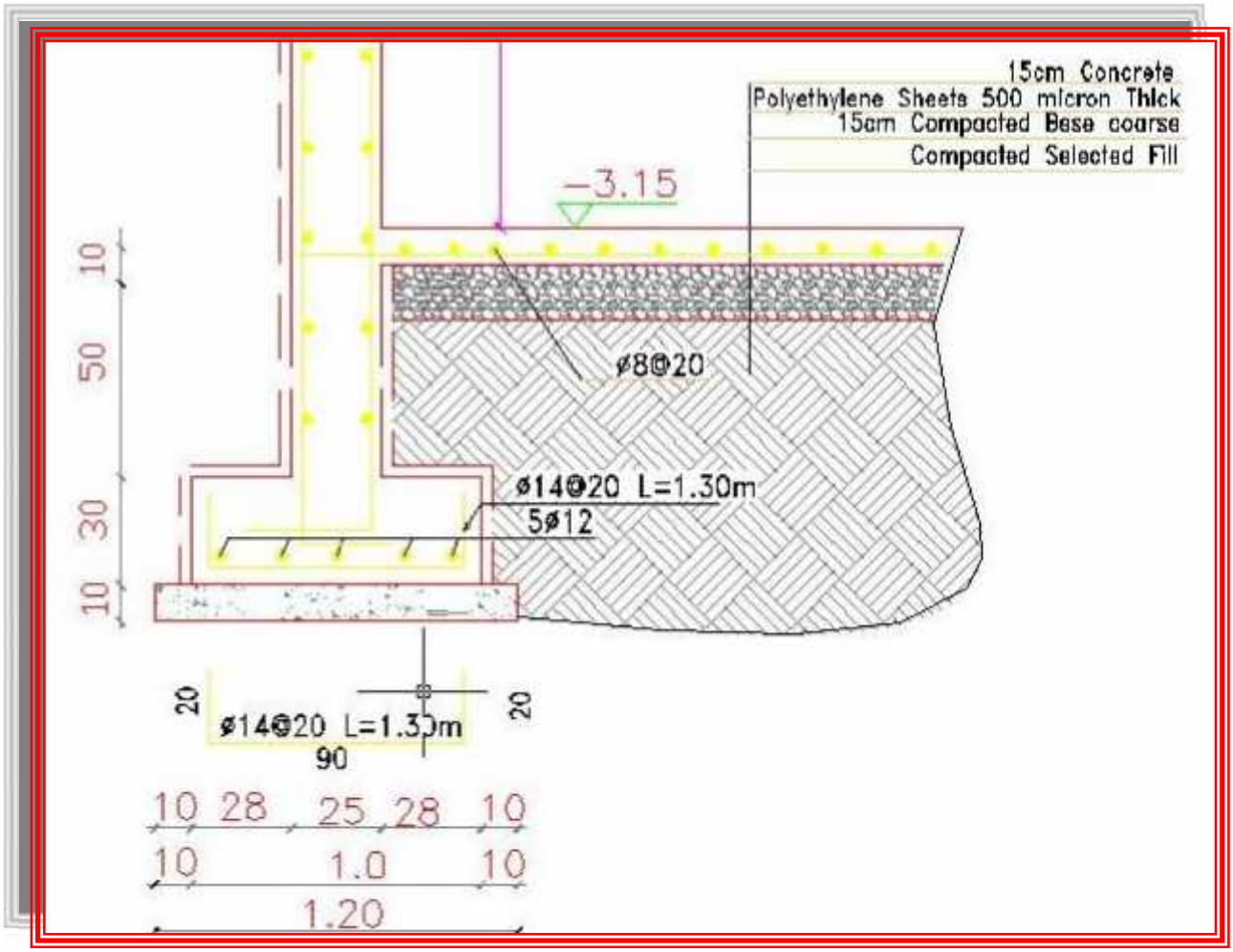


Fig . (4-24) Strip Footing Details

(4.11.2) Design of Isolated footing (F 03).

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed .

The following subsections describe the analysis and design of footing F 03

(4.11.2.1) Load Calculation:

From Column:

Dl = 1114Kn

Ll = 402 Kn

Factored load =2000 Kn

Soil weight =18 KN/m^3

Soil depth =0.60 m

Column geometry 30×60 cm

Allowable soil pressure =500 KN/m^2

$Pu = 2000\ Kn$

$Cw = 24 \times 0.3 \times 0.6 \times 1.5 = 6.48 Kn$

$Sw = 18 * 3.2 * 0.60 = 34.56 Kn$

$Pu_T = Pu + (1.2 \times Cw) + (1.2 \times Sw)$

$Pu_T = 2000 + (1.2 \times 6.48) + (1.2 \times 34.56) =$

$Service\ load = 1114 + 402 + 6.48 + 34.56$

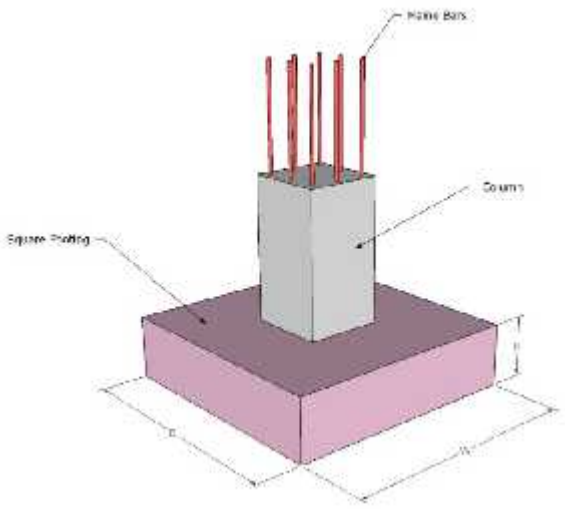


fig. (4.25) Isolated Footing

Where :

Cw :Column leg weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

Pu_T :Total load on foundation

(4.11.2.2) Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure =500 KN/m²

Area = Total service load / Soil Pressure

= KN /500 KN/m²

= 3.1 m^2

Try 1.70m *2.0m Area =3.4 m^2 > Required Area =3.1 m^2

For the design of the reinforced concrète membre, factored load must be used :

Pu =2000 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{2000}{3.4} = 588.23 KN/m^2 < 1.4*500 = 700 KN/m^2 .....OK$$

(4.11.2.3) Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 50 cm … ..d =50-7-1 =42 cm

(4.11.2.4) Check for one way shear strength

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.42=0.72m$$

$$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$$

$$Vu=588.23\times(\frac{2}{2}-0.72)\times 1.7=280KN$$

$$¤.Vc=¤.(\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b_w\times d)$$

$$¤.Vc=0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times 1700\times 420=437.23Kn$$

$$¤.Vc=437.23KN>Vu=280KN$$

(4.11.2.5) Check for two way shear action punching

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)}=\frac{60}{30}=2$$

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

$b_o = 4d + 2a + 2b = (4\times 0.42) + (2\times 0.6) + (2\times 0.3) = 3.48m$

$\sim_s = 40$ for interior column

$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1+\frac{2}{2}\right)\times\sqrt{24}\times 3480\times 420 = 1790Kn$

$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40*0.42}{3.48}\right) * \sqrt{24} * 3480 * 420 = 4320Kn$

$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{24}\times 3480\times 420 = 1790Kn$

$\text{¤}.V_C = 1790Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} \times area\ of\ critical\ \text{section}$

$Vu_C = \left[(2.0\times 1.7) - \langle (0.6+0.42)\times(0.3+0.42)\rangle\right]\times 588.23 = 1568Kn$

$\text{¤}.Vc = 1790Kn > Vu_C = 1568Kn$..... *satisfied*

(4.11.2.6) Check transfer of load at base of column:

$\text{¤}.Pn = \text{¤}.(0.85\,fc'Ag)$

$\text{¤}.Pn = \frac{0.65\times[0.85\times 24\times(300\times 600)]}{1000} = 2387Kn$

But $Pu = 2000 < \text{¤}.Pn = 2387$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005\times Ag = 0.005\times 300\times 600 = 900m^2$

Select $8\Phi 12 < 10\text{¤}16$ $\quad \therefore use\cdots 10\text{¤}16$

(4.11.2.7) Design of Bending Moment:

- **At 60 cm Direction.**

$$Mu = 588.23 \times (0.7 \times 2.0) \times \frac{0.7}{2} = 288.23 Kn.m$$

Try to design it by Plain concrete

$$\text{¤}\ Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{288.23}{0.9} = 320.25 Kn$$

Using Reinforced Concrete .

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{320.25 \times 10^6}{1700 \times 420^2} = 1.07 Mpa = 0.59\, Mpa .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.07}{410}}\right) = 0.0027$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ \times b \times d = 0.0027 \times 1700 \times 420 = 1928\ mm^2$$

$Check \quad As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1700 \times 500 = 1530\ mm^2$$

$$\therefore As = 1928 mm^2$$

Select ¤18@15*cm* $\cdots c/c$

At 30 cm Direction:-

$$Mu = 588.23 \times (0.7 \times 1.7) \times 0.35 = 245 Kn.m$$

$$Mn = \frac{245}{0.9} = 272 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{272 \times 10^6}{2000 \times 420^2} = 0.77 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.77}{410}}\right) = 0.0019$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.0019 \times 2000 \times 420 = 1612\ mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 500 = 1800\ mm^2$$

$$As = 1800 mm^2$$

Select ¤18@15*cm c / c*

(4.11.2.8) Check for Strain :

Tension =Compression

$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$1800 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 1700 * a$

$a = 21.3mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{21.3}{0.85} = 25$$

$$£_s = \frac{420 - 25}{25} * 0.003$$

$£_s = 0.047 > 0.005$ .....OK

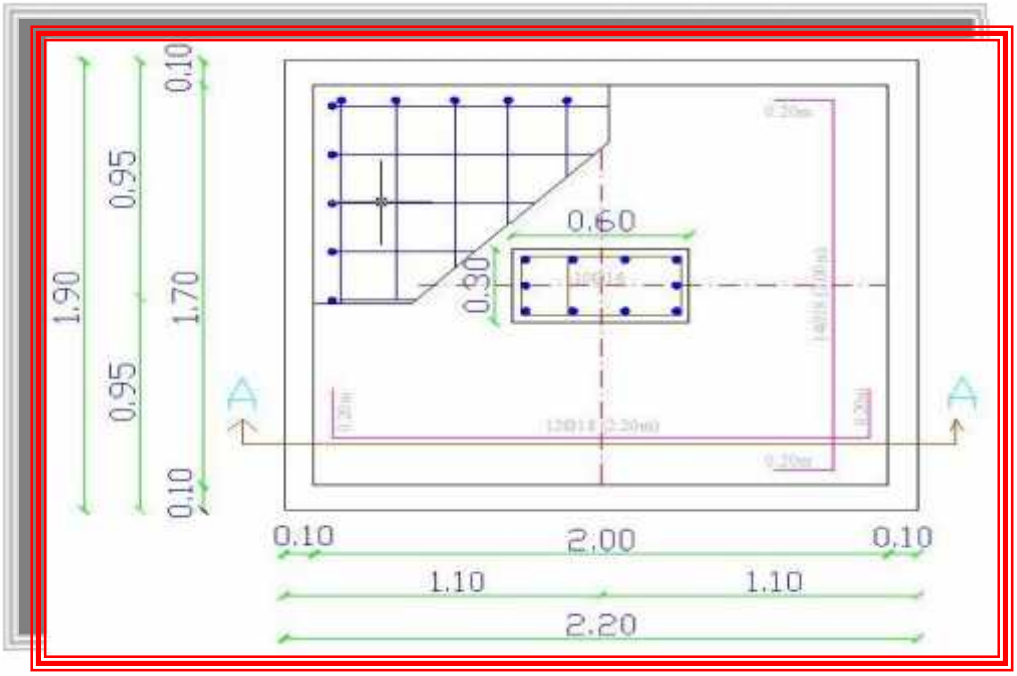


Fig. (4-26) Isolated Footing Detail

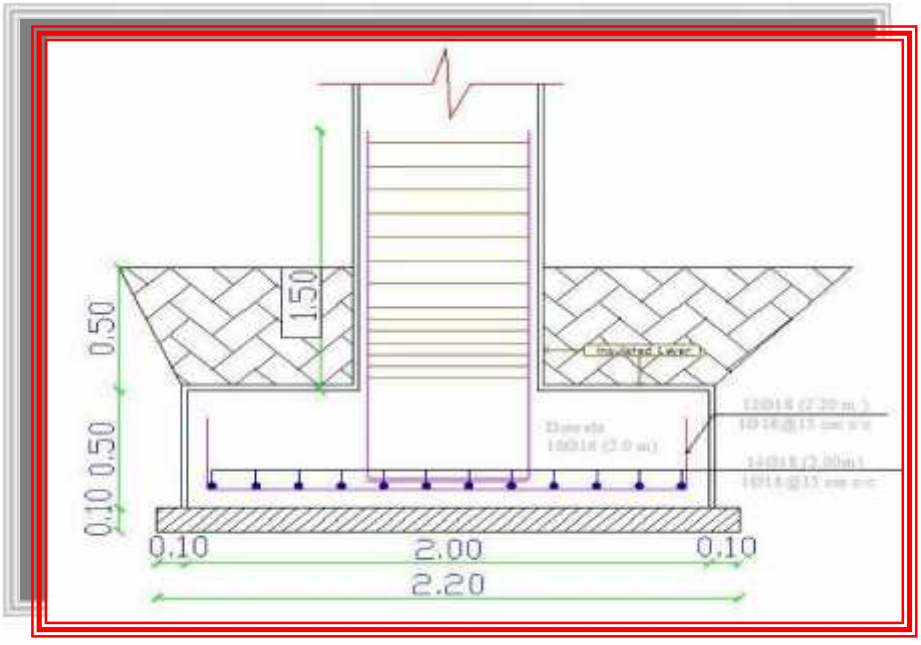


Fig. (4-27) Isolated Footing Section

(4.11.3) Design of combined footing:

Footing for the column C1 & C2:

(4.11.3.1) Load Calculation

C1 :40×30 ……Pu =1000 Kn ,

C2 :50×30 …… Pu =1500Kn.

Footing weight =1.2×24×0.6 = 14.4 KN/m2.

Soil weight above the footing =1.6×0.5 ×18 =14.4 KN/m2 .

Base Slab weight =1.2×0.10×24 =2.9 KN/m2.

P net =14.4+14.4+2.9 = 31.7 KN/m2.

$$p_{net} = 31.7 \times 3.4 \times 2.2 - [0.4 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3] = 236.85KN$$

(4.11.3.2) Determination of the footing dimension:

Allowable soil pressure =500 KN/m2

$$Pu = 1000 + 1500 = 2500Kn$$

$$Pu_{total} = 2500 + 236.85 = 2736.85Kn$$

Distance between the two columns is 1.4 cm center to center

FR Position at the center between the two coulumn

$$\Rightarrow X_1 = 0.84m \quad from \ C01 center$$

$$\Rightarrow X_2 = 0.56m \quad from \ C03 center$$

$$A_{req.} = \frac{P_{u_{total}}}{q} = \frac{2736.85}{500} = 5.47m^2$$

$$\therefore select \ Ag = 3.4 \times 2.2 = 7.48m^2 > 5.47m^2$$

$$q = \frac{2736.85}{7.48} = 365.88Kn/m^2 < 1.4 \times 500 = 700KN/m^2 .....OK$$

(4.11.3.3) Determination of the foundation depth :

Select h =50 cm ….d =42 cm

(4.11.3.4) Check for one way shear strength

- **For Col. 1**

$$V_u = 1000 - [(0.85 + 0.3 + 0.42) \times 365.88 \times 2.2]$$

$$V_u = -263.75\ Kn$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 420 = 565.83Kn$$

$$¤.Vc = 565.83Kn > Vu = -263.75Kn$$

$\therefore$ *Safe*

- **For Col. 2**

$$V_u = 1500 - [(0.85 + 0.3 + 0.42) \times 365.88 \times 2.2]$$

$$V_u = 236.25\ Kn$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 420 = 565.83Kn$$

$$¤.Vc = 565.83Kn > Vu = 236.25Kn$$

$\therefore$ *Safe*

(4.11.3.5) Check for two way shear action punching

- **For Col. 1**

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

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

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

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

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{40}{30} = 1.33$$

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

$$b_o = 2\times(400+\frac{420}{2})+2\times(300+\frac{420}{2}) = 2240mm$$

$\sim_s = 40$ …… .for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*2240*420 = 1442.46Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{2.24}\right)*\sqrt{24}*2240*420 = 2160.45Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2240*420 = 1152.24Kn$$

$¤.V_C = 1442.45Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = q_u * area\ \ of\ \ critical\ \ section$

$Vu_C = 1000-[0.5904*365.88] = 784.13KN$

$¤.Vc = 1442.45Kn > Vu_C = 784.13Kn.....$ *satisfied*

- **For Col. 2**

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{50}{30} = 1.67$$

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

$$b_o = 2\times(500+\frac{420}{2})+2\times(300+\frac{420}{2}) = 2440mm$$

$\sim_s = 40$ …… .for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*2440*420 = 1379.1Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{2.44}\right)*\sqrt{24}*2440*420 = 2160Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2440*420 = 1255.1Kn$$

$¤.V_C = 1260.1Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 1500 - [0.6624*365.88] = 1257.64KN$

¤.$Vc = 1260Kn > Vu_C = 1257.64Kn$..... *satisfied*

(4.11.3.6) Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**

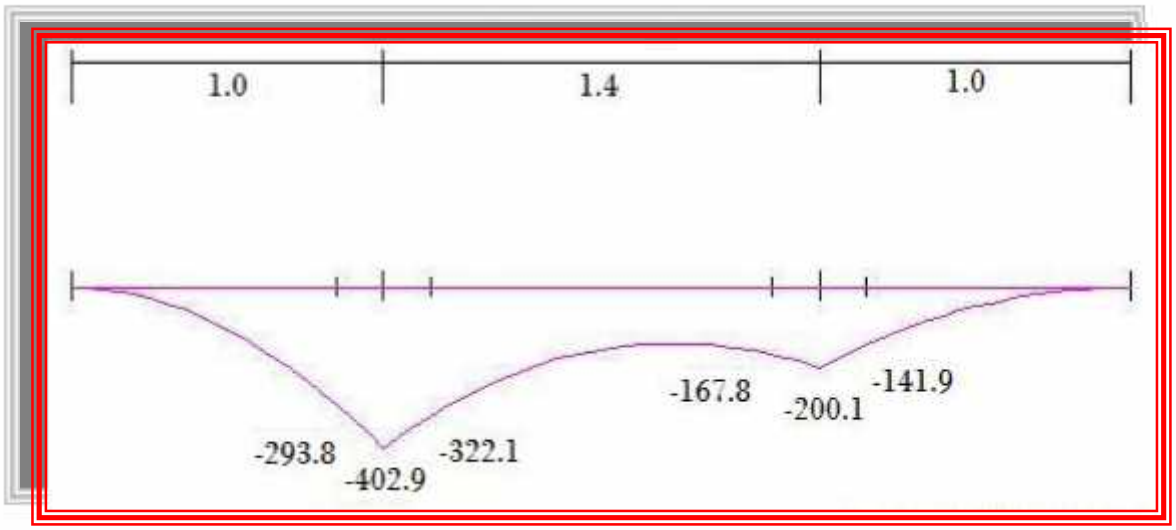


Fig. (4-28) Moment Diagram For Footing

- **At section A-A**

$Mu = 322.1Kn..m$

$d = 500 - 80 = 420\ mm$

$$Mn = \frac{322.1}{0.9} = 357.89KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{357.89 \times 10^6}{2200 \times (420)^2} = 0.922Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 0.922}{410}}\right)=0.0023$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0023 * 2200 * 420 = 2127 \ \ mm^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2200 * 500 = 1980 mm^2$$

$$\therefore As = 2127 mm^2 .....control$$

Select 9 ¤ 18/m…..Asprovided = 2286mm^2 > 2127mm^2 ….ok

Tension =Compression

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

$$2286 * 410 = 0.85 * 24 * 2200 * a$$

$$a = 20.88 mm$$

$$c = \frac{20.88}{0.85} = 24.56$$

$$£_s = \frac{420 - 24.56}{24.56} * 0.003 = 0.048$$

$$£_s = 0.048 > 0.005 \qquad .....OK$$

- **At section B-B**

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3400 * 500 = 3060mm$

Select¤ 13@18 cm…..As provided = 3302mm2 > 3060mm2…..ok²

(4.11.3.7) Check for Strain :

Tension =Compression

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

$3302 * 410 = 0.85 * 24 * 2200 * a$

$a = 30.17mm$

$c = \frac{30.17}{0.85} = 35.5$

$£_s = \frac{420 - 35.5}{35.5} * 0.003 = 0.032$

$£_s = 0.032 > 0.005$ .....*OK*

(4.11.3.8) Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85 fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (300 * 400)] / 1000 = 1591KN$

$But \ \ Pu = 1000 < ¤.Pn = 1591KN$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 30 * 40 = 6cm^2$

Use the column bars as a dowels

for col.1

$As = 6 \times 154 = 924 > As_{min}$

$\therefore Use$ 6¤14 *for dowels*

*for co.*2

$As = 8 \times 201 = 1608 > As_{min}$

$\therefore Use$ 8¤16 *for dowels*

(4.11.3.9) Combined Footing Detail

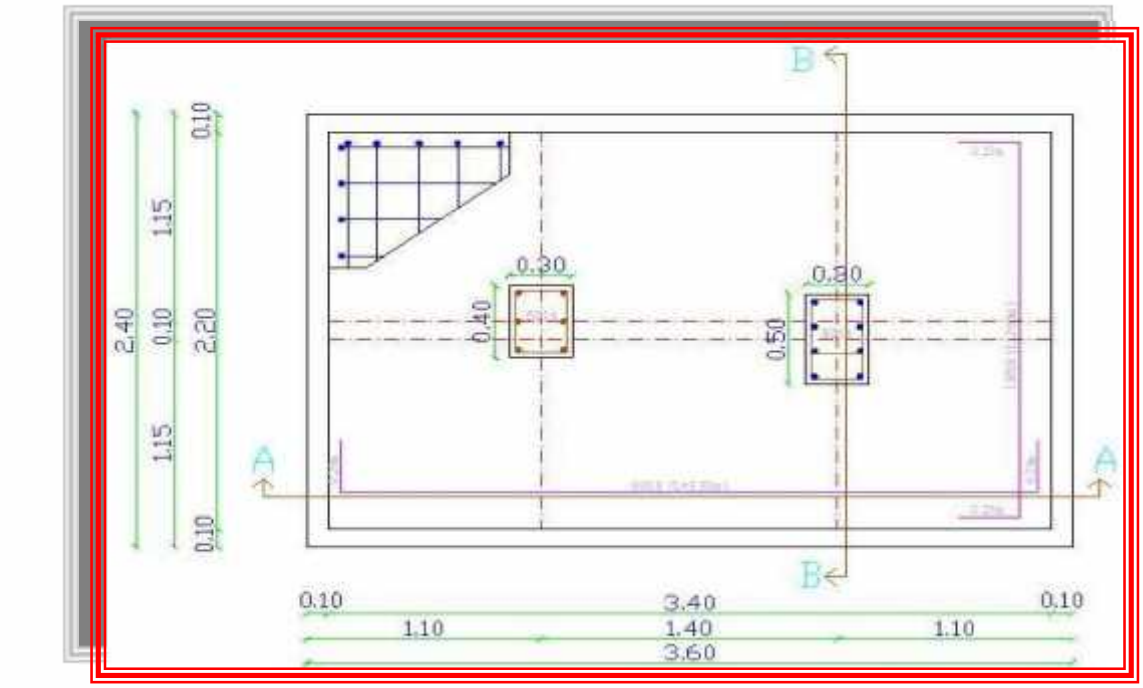


Fig. (4-29) Combined Footing Detail

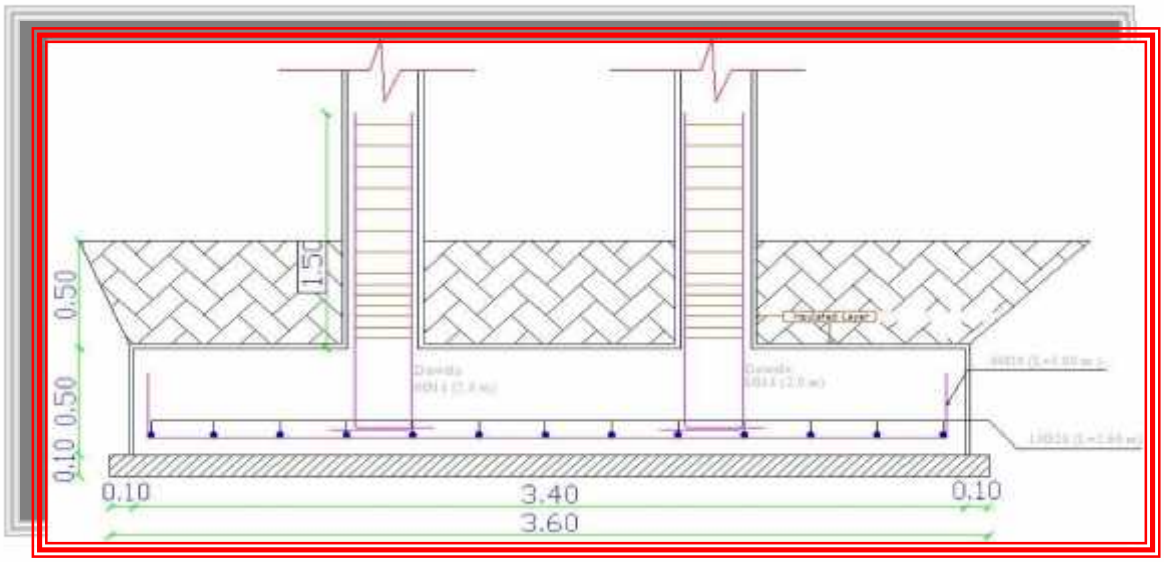


Fig. (4-30) Section (A-A) of Combined Footing

(4-12) Design of Mat Foundation:

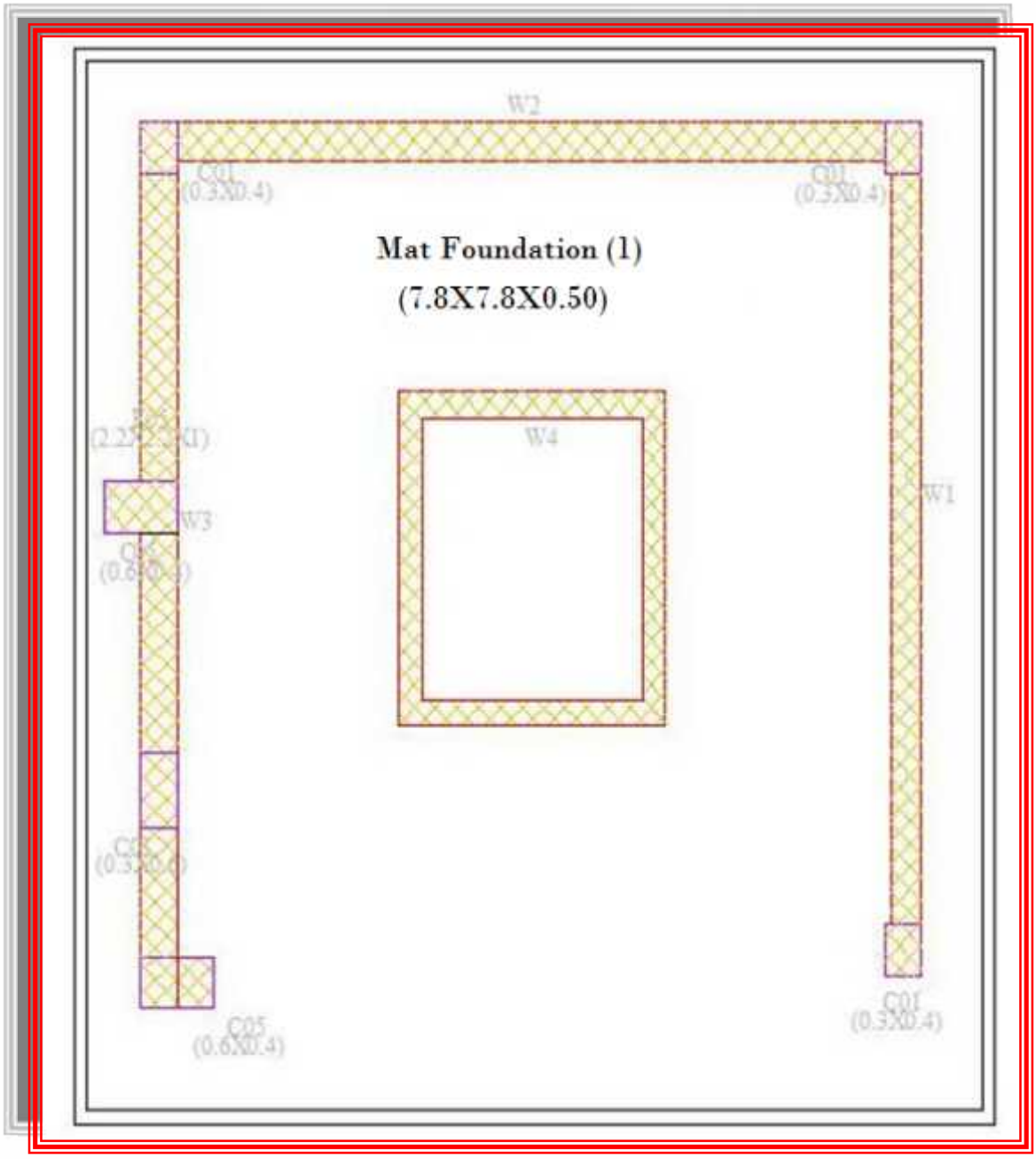


Fig (4-31) Mat Foundation (1)

(4.12.1) Load Calculation

$shear\ \ wall\ \ (W\,1)$

$P_u = 260\ \ kn\ /\ m$

$shear\ \ wall\ \ (W\,2)$

$P_u = 135\ \ kn\ /\ m$

$shear\ \ wall\ \ (W\,3)$

$P_u = 135\ \ kn\ /\ m$

$shear\ \ wall\ \ (W\,4)$

$P_u = 135\ \ kn\ /\ m$

concentrat ed $Force\ \ from\ \ col\,.1$

$P_u = 1000\ \ kn$

concentrat ed $Force\ \ from\ \ col\,.3$

$P_u = 2000\ \ kn$

concentrat ed $Force\ \ from\ \ col\,.4$

$F\,.L = 3000\ \ kn$

$Soil\ \ weight\ \ above\ \ the\ \ footing\ \ = 547\ \ Kn$

$Base\ \ slab\ \ weight\ \ = 585\ \ Kn$

$Pu_{\ total} = 7797\ \ Kn$

(4.12.2) Calculation of required area:

$$\frac{P_u}{A_{req}} \le 1.4 \times \pm_{\ Allowable}$$

$$A_{req} = \frac{7797}{1.4 \times 500} = 11.14$$

$select\ \ A = 7.2 \times 7.2 > A_{req}$

$Assume\ \ h = 50\ \ cm$

(4.12.3) Design of shear:

$$d = 50 - 7 - 1 = 42\,cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 420 = 275.19\,KN$$

$$Pu_{max} = 206.25\,KN / m = 206.25\,x1 = 206.25\,KN$$

$$\text{¤}.Vc = 287.82\,KN > Pu = 206.25\,KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

(4.12.4) Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

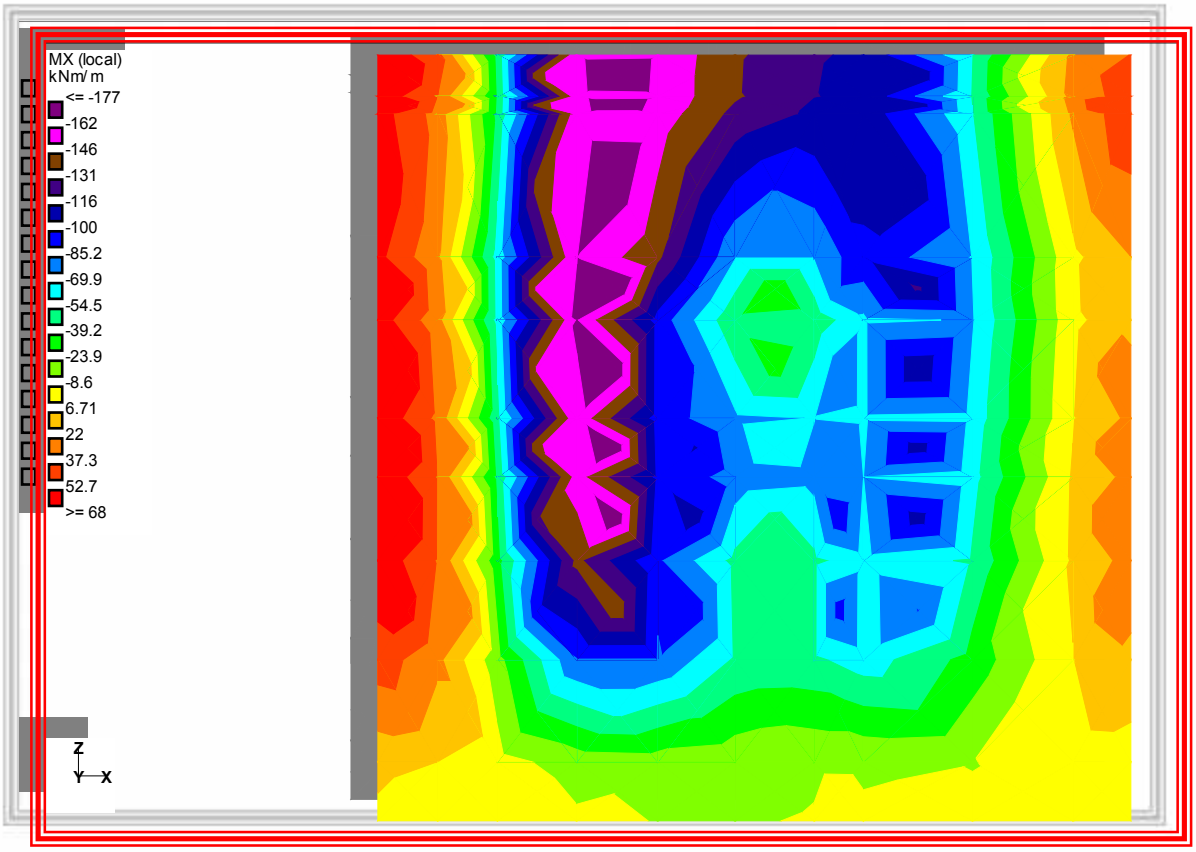


Fig (4-32) Moment in X - direction

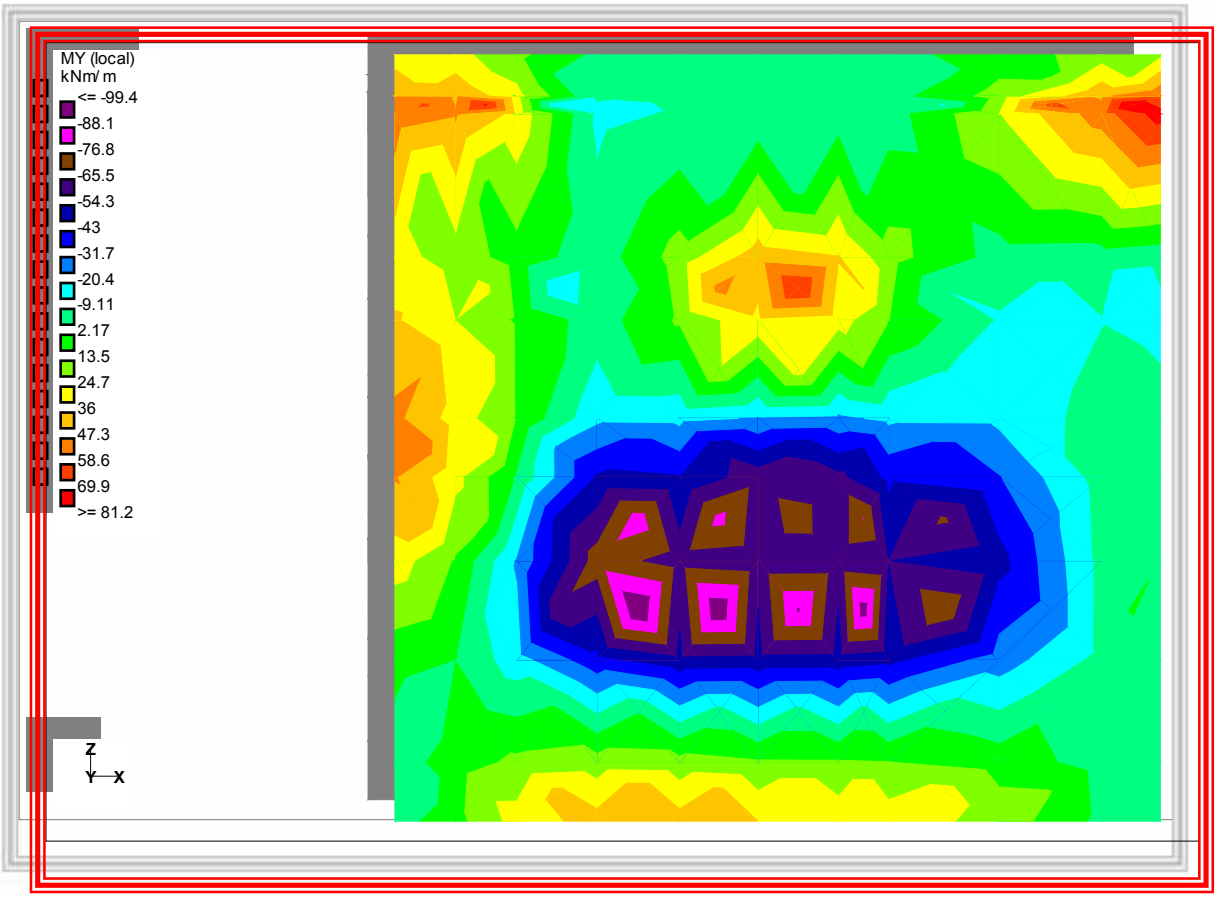


Fig (4 - 33) Moment in Y - direction

$h = 50\,cm$

$d = 42\,cm$

$Area = 7.2 \times 7.2$

$fy = 410\,Mpa$

$fc' = 24\,Mpa$

(4.12.5) Design in X-directions:

(4.12.5.1) Design of positive moment

$+ve \quad Mu_{X} = 68\,KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{68}{0.9} = 61.2\,KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{61.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.420^{2}} = 0.34\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.34}{410}}\right) = .0008$$

$$As_{req} = ° \times b \times d = 0.0008 \times 1000 \times 420 = 351 \quad mm^{2}$$

Shrinkage & temperatur e

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900 \quad mm^{2}$$

$As = 900 \quad mm^{2}$ ..... *Control*

Select ¤16 @ 20 *cm*

$As = 1005\,mm^{2} > As_{req} = 900\,mm^{2}$

(4.12.5.2) Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -177\ KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{177}{0.9} = 169.7\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{169.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42^2} = 1.11 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.11}{410}}\right) = 0.0028$$

$$As_{req} = ° \times b \times d = 0.0028 \times 1000 \times 420 = 1176 \quad mm^2$$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e$

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 1000 * 500 = 900\ mm^2$$

$As = 1176\ mm^2 ..... Control$

$Select\ ¤16\ @\ 15 cm$

$As = 1206\ mm^2 > As_{req} = 1176\ mm^2$

(4.12.6) Design in Y-directions:

(4.12.6.1) Design of positive moment

$+ve \quad Mu = -81.2\,KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{81.2}{0.9} = 90.22\,KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{90.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42^2} = 0.51\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.51}{410}}\right) = 0.0013$$

$$As_{req} = ° \times b \times d = 0.0012 \times 1000 \times 420 = 530\,mm^2$$

Shrinkage & temperatur e

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900\,mm^2$$

$As = 900\,mm^2$ ..... *Control*

Select ¤16 @ 20 *cm*

$As = 1005\,mm^2 > As_{req} = 900\,mm^2$

(4.12.6.2) Design of negative moment

$$-ve \quad Mu = -99.4\,KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\text{¤}} = \frac{99.4}{0.9} = 110.44\,KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{110.44 * 10^{-3}}{1 \times 0.42^2} = 0.63\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.1$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.63}{410}}\right) = 0.0016$$

$$As_{req} = \circ \times b \times d = 0.0016 \times 1000 \times 420 = 672\ mm^2$$

Shrinkage & temperatur e

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900\ mm^2$$

$$As = 900\ mm^2 \ldots\ldots\ldots \text{Control}$$

$$\text{Select } \text{¤}16\ @\ 15\,cm \Rightarrow As = 18.09\,cm^2 > As_{req} = 9.9\,cm^2$$

(4-13) Design of Shear wall:

(4.13.1) Load Calculation :

$$W_{\text{Basement Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 4915\,KN$$

$$W_{\text{Ground Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 19875KN$$

$$W_{\text{First Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 26388\,KN$$

$$W_{\text{Second Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 24508KN$$

$$W_{Total} = W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second}$$
$$W_{Total} = 75686\,KN$$

(4.13.2) Calculation of shear force on "shear walls" :

, the total design base shear in a given (UBC)From Uniform Building Code 1997 direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

:The total design base shear shall not be less than the following

V = 0.11Ca.I.W.....(Eq.30 – 5)

H Building =13.8m

Z = 3.0

R = 5.5

I = 1.0

Ca = 0.24

Ct = 0.0488

Cv = 0.24

:Where

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I .

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

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \qquad (UBS)$$

$$T = 0.0488 * (13.8)^{3/4} = 0.35$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.35}\right) \times 75686 = 9460.75kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 75686 = 8256.65kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 75686 = 1998.1kN$$

V =9460.75 kN ----Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.35 x 9460 = 231.79 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{9460.75 - 231.79}{765420.45}\right) \times W_i \times h_i = 0.01205 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
Floor) 4(	24508	9460.75	13.8	231.79	338210.4	4075.43	4307.22
Floor) 3(	26388	9460.75	10.35	231.79	273115.8	*3291.05*	7598.27
Floor) 2(	19875	9460.75	6.90	231.79	137137.5	1652.51	9250.78
Floor) 1(	4915	9460.75	3.45	231.79	16956.75	204.33	9460.75
∑	75686				765420.45		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 19.73%

$$for \text{ sec } ond \quad floor \quad F_x = \frac{19.73}{100} \times 4307.22 = 831.4 \; Kn$$

$$for \quad first \quad floor \quad F_x = \frac{19.73}{100} \times 7598.27 = 1466.6 \; Kn$$

$$for \quad ground \quad floor \quad F_x = \frac{19.73}{100} \times 9250.78 = 1985.6 \; Kn$$

$$for \quad basement \quad floor \quad F_x = \frac{19.73}{100} \times 9460.75 = 1826.1 \; Kn$$

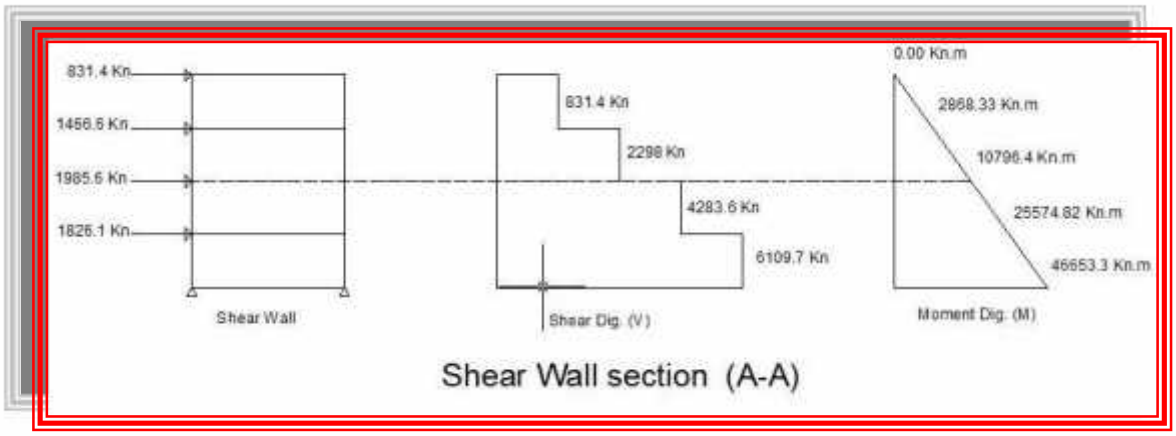


Fig. (4-34) Shear & Moment Diagram for Shear Wall

(4.13.3) Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$
$fy = 410\ Mpa$
$h = 25cm\ shear\ wall\ thickness$
$lw = 27m\ shear\ wall\ width$
$hw = 13.8m\ building\ height$

(4.13.4) Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{27}{2} = 13.5m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{13.8}{2} = 6.9m \quad \ldots\ldots \quad control$$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 27 = 21.6m$
$V_u = 2298\ Kn$
$M_u = 10796.4\ Kn.m$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 250 \times 21600 = 4409.0\ Kn \quad \ldots \quad control$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 250 \times 21600}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 6614.0\ Kn$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = -ve$$

$$\therefore V_{c3} = Will\ not\ apply$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{2298}{0.9} - 440.9 = 2112.4 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{2112.4 \times 10^3}{410 \times 21600} = 0.24\ mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{21600}{5} = 4320\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times b = 3 \times 250 = 750\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253\ m$$

$\therefore Use ¤10@25cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horezental*)

(4.13.5) Design of Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{13.8}{27}\right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.00253 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.00253 \times 0.25} = 0.24\ m = 240\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 = \frac{l_w}{3} = \frac{2700}{3} = 900\ mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750\ mm$$

$\therefore$ *Use*¤10@20*cm* *c/c* *For* the reinforcement in two layers (*Vertical*)

(4.13.6) Shear Wall Detail:

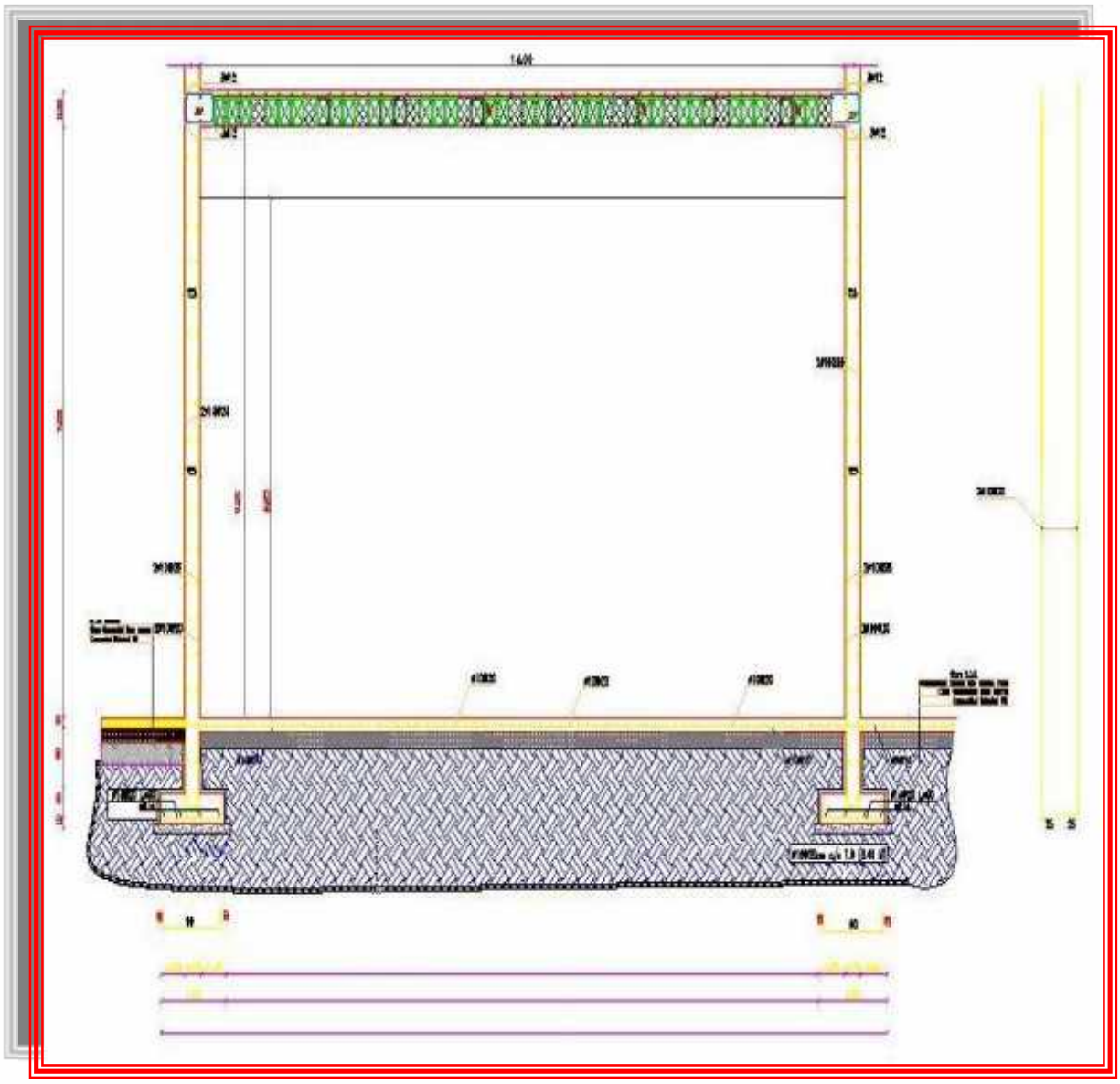


Fig. (4-35) Shear Wall Detail

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج.

5-2 التوصيات.

5-1 النتائج

١. على الطالب او المصمم الانشائي ان يكون قادر ومتمكن من التصميم الانشائي بشكل يدوي وذلك حتى يستطيع امتلاك الخبره والمهاره والمعرفه في استخدام برامج التصميم الهندسي المحوسبه .

٢. هناك بعض العوامل التي يجب اخذها بعين الاعتبار عند القيام بالتصميم الانشائي ومن هذه العوامل :

- العوامل البيئيه المحيطه بالمبنى
- طبيعه الموقع وتأثير القوى الطبيعيه عليه.
- خصائص التربه والخصائص الجيولوجيه.

٣. عند البدء بالتصميم الانشائي يجب اختيار التصميم الانسب من حيث الامان والتكلفه الاقتصاديه.

٤. على المهندس ان يكون ملما بطرق تنفيذ العناصر الانشائيه حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقه قابله للتنفيذ.

٥. في تصميم العقدات تم استخدام One Way Ribbed Slab في جميع الطوابق نظرا لطبيعه وشكل المنشأ وسهوله تنفيذها وجدوتها الاقتصاديه. كما تم استخدام عقدات One Way Solid Slab لبيوت الدرج والمصاعد.

٦. تم تحديد قيمه الاحمال الحيه بالرجوع للكود الاردني.

٧. على المصمم ان يتمتع بالحس الهندسي الذي يمكنه من تجاوز وحل اي مشكله تواجهه بشكل هندسي مقنع ومدروس.

5-2 التوصيات

٨. يجب ان يكون هناك تنسيق بين المصمم المعماري والمصمم الانشائي خلال عمليه التصميم ليكون المبنى متكاملا انشائيا ومعماريا .

٩. يوصى بالتقيد بتنفيذ المشروع حسب المخططات المعماريه والانشائيه باقل تغييرات ممكنه .

١٠. يوصى بتواجد مهندس انشائي مشرف عند تنفيذ المشروع بحيث يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الافضل للمشروع

١١. يجب عمل فحوصات التربه اللازمه والتاكد من قوه تحمل التربه ، وفي حال كانت اقل من القيمه التي تم التصميم عليها يجب اعاده تصميم الاساسات وفقا للقيمه الجديده.

١٢. يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل البدء في التنفيذ لادخال اي تعديلات محتمله على المشروع من الناحيه الانشائيه.

١٣. يجب ادراج جداول حساب الكميات والمواصفات في المشروع قبل البدء بالتنفيذ.

١٤. بعد مراجعه المخططات المعماريه والانشائيه وبدقه فان هذا المشروع جاهز للتنفيذ انشائياً ومعمارياً.

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص الأستاذ المشرف.

٣. أفنان السويطي ، تصميم مبنى A+ المقترح إنشائه في منطقة واد الهرية بمدينه الخليل ، المشروع استكمال لمتطلبات درجه البكالوريوس في جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٢م.

4. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

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	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 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 1440-1920 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 $(0.4 + f_y/700)$.

Table)4-1 (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 nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
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)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* 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 aretaken 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.

Table)4-2 :(MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

جدول رقم (6)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيـلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
	المكتبات	مستودعات الكتب	6.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
		مع مستودع كتب	4.000	4.500