بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــة بوليتكنك فلسطيـــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري المقترح بناؤه في مدينة الخليل

فريق العمل

ركاض فخري مصباح طنينه

محمد جمال عوض أبو رعية

إشراف

م. سفيان الترك .

فلسطين – الخليل

حزيران - 2010 م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمجمع تجاري المقترح بناؤه في مدينة الخليل .

فريق العمل

رکاض فخري مصباح طنينه **محمد جمال عوض أبو رعية**

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

م. سفيان الترك

توقيع رئيس الدائرة

م. خليل كرامة

.....

حزيران - 2010م

خلاصة المشروع

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمجمع تجاري المقترح بناؤه في مدينة الخليل .

فريق العمل

رکاض فخري مصباح طنينه **محمد جمال عوض أبو رعية**

جامعة بوليتكنك فلسطين – 2010 م

إشراف

م. سفيان الترك

يمكن تلخيص هدف المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إليه وذلك للتقليل من عدد المخازن الموزعة بشكل يشوه مدينة الخليل مما يؤدي إلى عدم الكفاءة المعمارية في المنطقة والتقليل من أزمة المركبات في الشوارع وذلك لوجود مواقف للسيارات داخل المشروع.

يتكون المشروع من أحد عشر طابقا (720م^2 للطابق تقريبا) بمساحة إجمالية للمشروع ككل تقدر (8000 م2) , بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات , حيث أن اثنان منهما عبارة عن موقف للسيارات وأما البقية فتحتوي على المكاتب والمخازن والمطاعم وغرف ألعاب، الموزعة معماريا بشكل مناسب.
من الجدير بالذكر تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 02) , و في بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2007, STAAD Pro2007, Office2007, Atir , Sap2000 وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الأخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها

والله ولي التوفيق.

Structural Design for Structural Design and Details of a Multi story Building

Prepared by

Rekad F. Tanenh Mohammad J .Abu-Raiya

Palestine Polytechnic University -2010

Supervisor
Eng .Sufian Alturk

Abstract

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of a multi story building in Hebron city.

This building consists of 11 floors and it contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure.

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

In this project many useful previous studies and projects and used them as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, where ACI_318- 02 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2008, Atir, and Office2007, Staad-Pro2006…etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building will be done

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
الفهرس	viii
List of Abbreviations	xii
فهرس الجداول	xiv
فهرس الأشكال	xv

الفصل الأول	المقـــدمـــة	رقم الصفحة
1-1	مقدمة	2
2-1	نظرة عامة	3
3-1	مشكلة المشروع	4
4-1	أسباب اختيار المشروع	5
5-1	أهداف المشروع	6
6-1	خطوات المشروع	7
7-1	نطاق المشروع	7
8-1	حدود المشروع	8
9-1	وصف المشروع	9
الفصل الثاني	الوصف المعماري	10
1-2	مقدمة	11
2-2	لمحة عامة عن المشروع	12

3-2	موقع المشروع	13
4-2	أهمية الموقع	15
5-2	حركة الشمس والرياح	15
6-2	عزل الصوت	16
7-2	التعديلات التي جرت على المبنى	17
8-2	توزيع عناصر المشروع	17
	2. 8. 1 طابق التسوية-2-	18
	2. 8. 2 طابق التسوية-1-	19
	2. 8. 3 الطابق الأرضي	19
	2. 8. 4 الطابق الأول	21
	2. 8. 5 الطابق الثاني	21
	2. 8. 6 الطابق الثالث	22
	2. 8. 7 الطابق الرابع	23
	2. 8. 8 الطابق الخامس	25
	2. 8. 9 الطابق السادس	26
	2. 8. 10 الطابق السابع	27
	2. 8. 11 الطابق الثامن	28
9-2	النواحي المعمارية للمشروع	29
	2. 9. 1 العناصر المعمارية	29
	2. 9. 2 الحركة	30
10-2	الواجهات	32
	2 .1.7. الواجهة الشرقية	33
	2 .2.7. الواجهة الشمالية	33
	2 .3.7. الواجهة الجنوبية	34
	4.7.2 الواجهة الغربية	35

الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	36
1-3	مقدمة	37
2-3	هدف التصميم الإنشائي	38
3-3	الدراسات النظرية و التحليل و طريقة العمل	38

4-3	الاختبارات العملية	39
5-3	الأحمال	39
	1.5.3 الأحمال الرئيسية المباشرة	40
	2.5.3 الأحمال الثانوية غيرالمباشرة	40
	1.1.5.3 الأحمال الميتة	41
	2.1.5.3 الأحمال الحية	41
	3.1.5.3 الأحمال البيلية	43
	1-2.5.3 أحمال الانكماش والتمدد	47
6-3	العناصر الإنشائية	47
	1.6.3 العقدات	48
	1.1.6.3 العقدات المصمتة	49
	2.1.6.3 العقدات المفرغة	50
	2.6.3 الجسور	50
	3.6.3 الأعمدة	53
	4.6.3 جدران القص	54
	5.6.3 فواصل التمدد	56
	6.6.3 الأساسات	56
	7.6.3 الأدراج	58
	8.6.3 الجدران الإستنادية	60
7-3	البرامج المستخدمة	61

Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	62
4-1	Introduction	63
4-2	Factored loads	64
4-3	Slabs thickness calculation	64
4-4	Load Calculations (T Section) :-	66
4.5	Design of Topping	66
4.6	Design of Ribs	68
4.7	Design of Beam	87
4.8	Design of One way solid slab	111
4.9	Stair Design	115
4.10	Design of Column	121
4.11	Design of Basement Wall	126
4.12	Design of strip footing	130
4.13	Design of Isolated footing	133
4.14	Design Deep Beam	138
4.15	Design of shear wall	142
4.16	Design of steel stair	163

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_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.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- f_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.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- $\acute{\epsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	8
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	41
2-3	الأحمال الحية في المباني المختلفة	43
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	44
4-3	Wind Velocity Pressure (Q)According To The German Code (DIN 1055-5).	45
1-4	calculation of the total dead load for each column in all Floors	121
2-4	calculation of the total load from Translation in all Floors	145
3-4	calculation of Load from rotation in all Floors	146
4-4	calculation of the total load from Earthquake for each Floors	148
5-4	calculation of the load from earthquake in each wall from point load	148
6-4	calculation of the load from earthquake in each wall in all Floors	149
7-4	Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 1 of 2	164
8-4	Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 2 of 2	164
9-4	Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 1 of 2	166
10-4	Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 2 of 2	166

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	مخطط موقع المبنى	14
2-2	مسقط تربيط المبنى	14
3-2	حركة الشمس و الرياح	16
4-2	المساقط قبل وبعد التعديل	17
5-2	المسقط الأفقي للطابق الثاني (التسوية -2-)	18
6-2	المسقط الأفقي للطابق الأول (التسوية -1-)	19
7-2	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	20
8-2	المسقط الأفقي للطابق الأول	21
9-2	المسقط الأفقي للطابق الثاني	22
10-2	المسقط الأفقي للطابق الثالث	23
11-2	المسقط الأفقي للطابق الرابع	24
12-2	المسقط الأفقي للطابق الخامس	25
13-2	المسقط الأفقي للطابق السادس	26
14-2	المسقط الأفقي للطابق السابع	27
15-2	المسقط الأفقي للطابق الثامن	28
16-2	الأدراج الكهربائية	31
17-2	المصاعد الكهربائية	32
18-2	قطاع جانبي يمر في الدرج الرئيسي	32
19-2	الواجهة الشرقية	33
20-2	الواجهة الشمالية	34
21-2	الواجهة الجنوبية	35
22-2	الواجهة الغربية	35

1-3	رسم توضيحي لكيفية انتقال الأحمال	40
2-3	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	46
3-3	تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	46
4-3	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	48
5-3	عقدة مصممة باتجاه واحد	49
6-3	عقدة مصممة باتجاهين	50
7-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	51
8-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	51
9-3	أشكال الجسور	52
10-3	يبين أنواع الأعمدة المستخدمة	54
11-3	جدار القص	55
12-3	شكل الأساس المنفرد	57
13-3	مسقط أفقي للأساس	58
14-3	مقطع طولي في الأساس	58
15-3	مقطع توضيحي في الدرج	59
16-3	مقطع توضيحي في الدرج الكهربائي	59
17-3	جدار استنادي	60

List of Figures

No# Figures	***Description***	*Page*
4-1	Structural Position Plane	68
4-2	Section of (Rib)	68
4-3	Spans Length of Rib (R05).	69
4-4	Load Diagram of Rib (R05).	70
4-5	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R05).	70
4-6	Section of (R05).	81
4-7	Spans Length of Rib (R01).	82
4-8	Load Diagram of Rib (R01).	82
4-9	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R01)	82
4-10	Spans Length of Rib (R04).	83
4-11	Load Diagram of Rib (R04)	84
4-12	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R04)	84
4-13	Spans Length of Rib (R13).	85
4-14	Load Diagram of Rib (R13)	86
4-15	Envelope Shear and moment Diagram of Rib (R13).	86
4-16	Spans Length of Beam(B15)	87
4-17	Spans Length of Beam (B15)..	88
4-18	Load Diagram of Beam (B15)	88
4-19	Envelope Shear Diagram and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B15) .	88
4-20	Section of (Beam).	103

4-21	Sec of Beam – (B20).	104
4-22	Detail of Beam – (B20)	104
4-23	Spans Length of Beam (B13).	105
4-24	Load Diagram of Beam (B13).	106
4-25	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B13).	106
4-26	Spans Length of Beam (B 03).	107
4-27	Load Diagram of Beam (B03).	108
4-28	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B03).	108
4-29	Spans Length of Beam (B22)	109
4-30	Load Diagram of Beam (B22).	110
4-31	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B22).	110
4-32	One way solid slab of Basement 2 Floor	111
4-33	Spans Length of Solid Slab (S1)	112
4-34	Envelope moment Diagram of Solid Slab (S1).	112
4-35	Stair A	115
4-36	Envelope Shear and moment Diagram of Stair(A).	116
4-37	Section of Stair A	120
4-38	Detail column (C09)	124
4-39	Detail column (C01)	125
4- 40	Basement wall Diagram	126
4-41	Strip Footing Detail	132
4-42	Footing (F01) Detail	137
4-43	Deep Beam Detail	138
4-44	Section of Deep Beam.	141

4-45	Rigid Box	142
4-46	Shear Wall Plan	142
4-47	Wind in Y direction	143
4-48	Load from earth of Shear wall (W02).	150
4-49	Moment and Shear Diagram (W02).	153
4-50	Section of Shear wall (W02)	155
4-51	Figure(4-51) : Dead and Live Load of Shear wall in (a & b), Load from earth of Shear wall(c) (W01).	156
4-52	Load from earth of Shear wall (W08).	157
4-53	Dead and Live Load of Shear wall (W08).	158
4-54	Load from earth of Shear wall (W11).	159
4-55	Dead and Live Load of Shear wall (W11).	160
4-56	Load from earth of Shear wall (W16).	161
4-57	Dead and Live Load of Shear wall (W16).	162
4-58	Steel Stair	163
4-59	C-Beam Profile steel Detail	164
4-60	Steel Stair	165
4-61	Steel Stair Detail	166

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١-١ مقدمـــــــــــــة

١-٢ نظرة عامة عن المشروع

١-٣ مشكلة البحث (المشروع)

١-٤ أسباب اختيـــار المشروع

١-٥ أهداف المشـــــــروع

١-٦ خطوات المشـــــــروع

١-٧ نطاق المشـــــــروع

١-٨ حدود المشـــــــروع

١-٩ وصف المشـــــــروع

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة :-

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من أخر هذا التطور العمراني أسلوب إقامة المراكز والمجمعات التجارية .

ومن خلال هذا التطور والنمو الاقتصادي السريع كانت التجارة واحدة من أهم القطاعات التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم ، و بمرور الزمن ظهرت الحاجة إلى المباني المتخصصة في هذا القطاع و ازدياد رغبات المستثمرين في إقامة مشاريع على شكل المراكز والمجمعات التجارية بأنواعها ، كالمحال التجارية الصغيرة و المخازن التجارية والتجمعات التجارية الصغيرة (السوبر ماركت) والمراكز التجارية والمجمعات التجارية وغيرها (مول تجاري) ، بالإضافة إلى زيادة توافد الزوار والمتسوقين لتلك الأماكن بسبب توفيرها للراحة والرفاهية في أثناء التسوق، لهذا أصبحت هذه المراكز والمجمعات التجارية أمرا ضروريا في حياة الإنسان الفلسطيني .

ومن هذه المجمعات التجارية المجمع التجاري المقترح إنشائه في منطقة عين سارة في مدينة الخليل الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع ؛ فبناء المجمعات التجارية يعد من عناوين التقدم الاقتصادي لأي شعب أو أمة.

ولهذا السبب كان لابد من الاهتمام بهذه المجمعات والمراكز التجارية من جميع النواحي وخاصة المعمارية والإنشائية، نظرا للدور الذي تلعبه هذه المراكز والمجمعات من خدمة كبيرة لتلبية احتياجات الإنسان المتزايدة.

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم من إيجاد الحلول المناسبة لهذه احتياجات، من تصميم وتطوير لهذه المجمعات والمراكز التجارية. بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوة الواقعة عليها، وبحيث تلبي رغبات المستهلكين وتوفر الراحة والأمان لرواد هذه المراكز.

لذا ولأهمية هذا المشروع والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على المجمع التجاري المقترح في منطقة شارع عين سارة في مدينة الخليل ، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مجمع تجاري قادر على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه، ويصبح المشروع قابلا للتنفيذ.

١-٢ نظرة عامة عن المشروع :-

المراكز التجارية هي مكان تتجمع فيه أصناف التجارة والمطاعم والخدمات الإدارية والاجتماعية، كل ذلك في مجمع واحد متماسك . هناك مميزات كبيرة لهذه المراكز تتجلى في سهولة الاستخدام وتحقيق الاقتصاد وإمكانية التجهيز الرفيع. ونرى في مثل هذه الأنواع المنتشرة ، خاصة في الدول المتقدمة ، حيث أن المواطن يكفيه الحضور في كل أسبوع مرة واحدة لشراء مختلف أنواع البضائع من مكان واحد .

و نظرا للاستخدام المتعدد أو لتوفير أكثر من وظيفة للمباني التجارية عمد إلى إضافة أجزاء تخصص لاستعمال المكاتب الإدارية بكافة أنواعها من شركات ومكاتب متخصصة وعيادات طبية، وزودت

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة :-

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من اخر هذا التطور العمراني أسلوب إقامة المراكز والمجمعات التجارية .

ومن خلال هذا التطور والنمو الاقتصادي السريع كانت التجارة واحدة من أهم القطاعات التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم ، و بمرور الزمن ظهرت الحاجة إلى المباني المتخصصة في هذا القطاع و ازدياد رغبات المستثمرين في إقامة مشاريع على شكل المراكز والمجمعات التجارية بأنواعها ، كالمحال التجارية الصغيرة و المخازن التجارية والتجمعات التجارية الصغيرة (السوبر ماركت) والمراكز التجارية والمجمعات التجارية وغيرها (مول تجاري) ، بالإضافة إلى زيادة توافد الزوار والمتسوقين لتلك الأماكن بسبب توفيرها للراحة والرفاهية في أثناء التسوق، لهذا أصبحت هذه المراكز والمجمعات التجارية أمرا ضروريا في حياة الإنسان الفلسطيني .

ومن هذه المجمعات التجارية المجمع التجاري المقترح إنشائه في منطقة عين سارة في مدينة الخليل الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع ؛ فبناء المجمعات التجارية يعد من عناوين التقدم الاقتصادي لأي شعب أو أمة.

بعناصر الحركة الراسية لتوفير الراحة والسرعة في الحركة وعادة تكون هي المكاتب العلوية، وتخصيص مساحات مناسبة لكل مكتب حسب الاستعمال، كما يراعى توفير الإضاءة والتهوية الكافيين، ومن الملاحظ أيضا يتم تخصيص الأدوار الأرضية للمحلات التجارية.

المبنى عبارة عن مجمع تجاري متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم الاقتصادي الكبير في العالم، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين،،من قبل د. غسان جودة دويك .

والمبنى مكون من احد عشر طابقا بمساحة إجمالية تفوق ثمانية الآلاف متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة ومواقف للسيارات.

١-٣ مشكلة البحث (المشروع) :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى التجاري الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو " المجمع التجاري المقترح بناءه في منطقة عين سارة في مدينة الخليل "؛ وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور ...الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :-

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مجمعا تجاريا، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

١. إن الواقع التجاري السائد في مجتمعنا الفلسطيني وما يشهده من ندرة لمجمعات تجاريه تكون على مستوى من التقدم والتطور ليدفع إلى العمل على التشجيع على إنشاء وبناء مثل هذه المجمعات التي تساعد في الارتقاء بالاقتصاد الوطني وتشجيع المستثمرين على الاستثمار في هذه المنطقة بغية إيجاد روافد وموارد ماليه وبالتالي التطور الناتج في جميع المجالات المختلفة للمجتمع ، ولذا جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى الاقتصادي وكان ذلك بالتصميم الإنشائي لمجمع تجاري .

٢. من جهة أخرى فإن تصميم مجمع تجاري من هذا النوع يسهم في إحياء المنطقة المقترح إقامة المشروع فيها نظرا لإطلاله على شارع حيوي ورئيسي وهو شارع عين سارة الذي يوصل إلى مركز المدينة التجاري، وسهولة حركة المواصلات المؤدية من والى الموقع واحتفاظ الموقع بمميزاته .

بعناصر الحركة الراسية لتوفير الراحة والسرعة في الحركة وعادة تكون هي المكاتب العلوية، وتخصيص مساحات مناسبة لكل مكتب حسب الاستعمال، كما يراعى توفير الإضاءة والتهوية الكافيين، ومن الملاحظ ايضا يتم تخصيص الأدوار الأرضية للمحلات التجارية.

المبنى عبارة عن مجمع تجاري متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم الاقتصادي الكبير في العالم، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين،،من قبل د. غسان جودة دويك .

والمبنى مكون من احد عشر طابقا بمساحة إجمالية تفوق ثمانية الألاف متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة ومواقف للسيارات.

١-٣ مشكلة البحث (المشروع) :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى التجاري الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث وهو " المجمع التجاري المقترح بناءه في منطقة عين سارة في مدينة الخليل "؛ وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور ...الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

الأسباب الشخصية :-

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعليا في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

١-٥ أهداف المشروع :-

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :-

١. **أهداف معمارية :-**

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح ، لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات، ويكون للمراكز التجارية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري، وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

٢. **أهداف إنشائية :-**

أ- التحليل والتصميم الإنشائي للمجمع التجاري، حيث تم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأساسات... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على حركة الزبائن داخل المبنى، ولا يؤثر على الطابع المعماري المصمم .

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع .

١-٦ خطوات المشروع :-

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

١-٧ نطاق المشروع :-

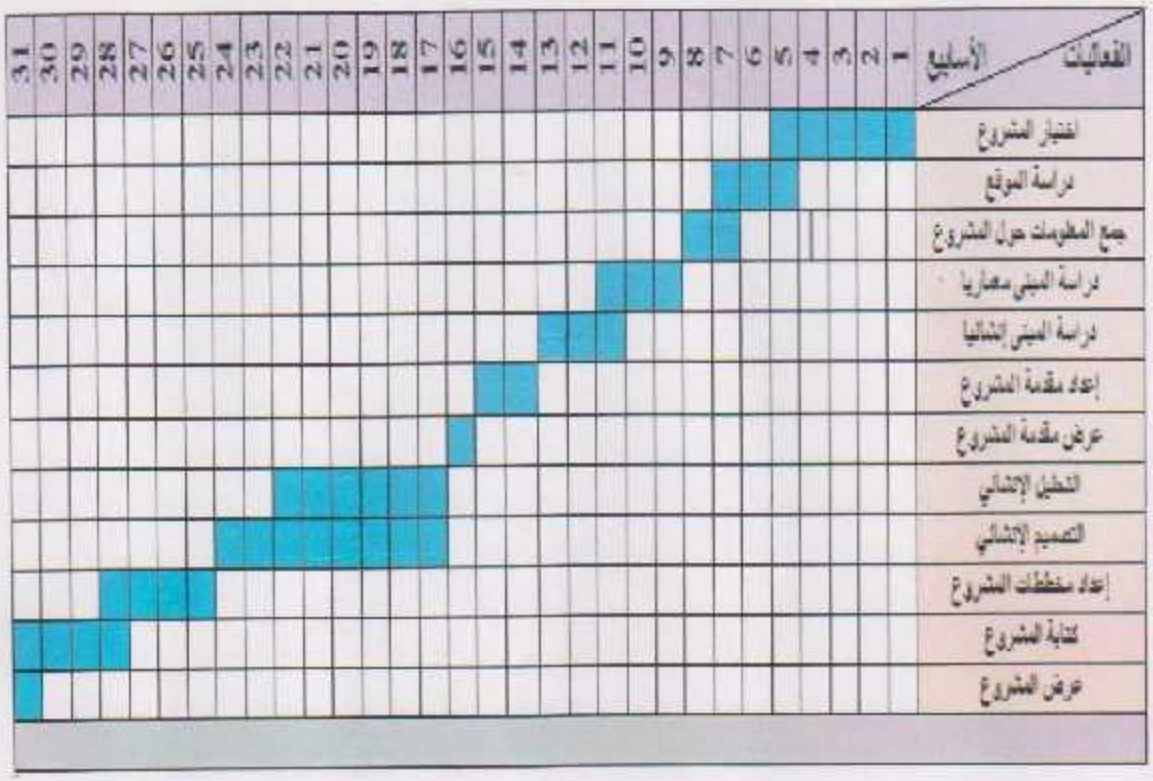
- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع اهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

١-٨ حدود المشروع :-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

ويبين الجدول (١-١) تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط :-

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع



١-٦ خطوات المشروع :-

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملا دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

١-٧ نطاق المشروع :-

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

١- ٩ وصف المشروع :-

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي :-

١. الفصل الأول :-

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

٢. الفصل الثاني :-

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

٣. الفصل الثالث : -

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

٤. الفصل الرابع :-

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

٥. الفصل الخامس :-

ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها .

٦. الفصل السادس :-

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمت في البحث وكذلك الملاحق للمخططات المعمارية و المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها والجداول والأشكال و الرموز التي استخدمت .

الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

٢-١ مقدمـــــــــــــــة

٢-٢ لمحة عامة عن المشـــــروع

٢-٣ موقع المشـــــــــــروع

٢-٤ أهمية الموقـــــــــــع

٢-٥ حركة الشمس والريـــــاح

٢- ٦ عزل الصـــــــــــوت

٢-٧ التعديلات التي جرت على المبنى

٢- ٨ توزيع عناصر المشـــــروع

٢- ٩ النواحي المعمـــــــارية

٢- ١٠ الواجهـــــــــات

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة :-

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

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

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

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

الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

٢-١ مقدمـــــــــــــــة

٢-٢ لمحة عامة عن المشـــــروع

٢-٣ موقع المشـــــــــــروع

٢-٤ أهمية الموقـــــــــــع

٢-٥ حركة الشمس والريـــــاح

٢- ٦ عزل الصـــــــــــوت

٢-٧ التعديلات التي جرت على المبنى

٢- ٨ توزيع عناصر المشـــــروع

٢- ٩ النواحي المعمـــــــارية

٢- ١٠ الواجهـــــــــات

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

كانت فكرة تصميم المجمع التجاري في مدينه الخليل ، تكمن بحد ذاتها بموقع مدينة الخليل المميز إذ تقع في جنوب الضفة الغربية وما تتمتع به هذه المنطقة من حركة تجارية نشطة على مستوى الوطن حيث تتزاحم وتتوافد إليها الزوار من الداخل والخارج ، ولذلك فأنها بحاجة بشكل طبيعي إلى مثل هذا المبنى لتوفير الاحتياجات للمواطنين وتسهيلها دون الحاجة إلى البحث في أكثر من مكان وذلك بتوفير كل ما يحتاجونه في مكان واحد .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :-

ولو تتبعنا الواقع الاقتصادي والتجاري في فلسطين لوجدنا أنه مر بتغيرات قاسية خلال السنوات الماضية، وتم الخروج بنتيجة مفادها أن هذا القطاع الوليد ما زال في طور التنمية والبناء للوصول إلى مرحلة يكون فيها قادرا على تعزيز قدرة الشعب الفلسطيني على البقاء، وتعزيز التنمية الذاتية للاقتصاد الفلسطيني، وتخفيف المعاناة التي يتحملها الشعب الفلسطيني وتقوية مناعته، وتنويع العلاقات الاقتصادية الخارجية و من ضمنها التجارية ، وتطويرها مع الدول العربية والإسلامية وجميع دول العالم .

لهذا فإن فلسطين على وجهة العموم و مدينة الخليل على وجهة الخصوص تعتبر المصدر الرئيسي للاقتصاد والتجارة في فلسطين لهذا فأنها بحاجة إلى أماكن تتوفر فيها الكثير من الخدمات، ولذلك التسهيل على الأسرة معاناة البحث عن احتياجاتها وبالإضافة لتوفير جميع الخدمات الإدارية والتي تتمثل في المكاتب ومقرات الشركات والمؤسسات ، وتشجيع المستثمرين المحليين والأجانب للقيام في مثل هذه المشاريع، ولهذا فهي بحاجة إلى مزيد من المشاريع لتعمل على تنميتها وتفعيل دورها للحاق بركب الحضارة المتنامية ، مع ذلك فالاقتصاد الفلسطيني بحاجة إلى أماكن و كفاءات تهتم به وتحقق التقدم والنمو المطلوب حتى تكون فلسطين إحدى الدول الناجحة تجاريا واقتصاديا.

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء مجمع تجاري في مدينة الخليل يحقق الأهداف التي ذكرت آنفا ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية ؛ فهو يشتمل على مواقف للسيارات ، ومحلات تجاريه تلبي جميع الاحتياجات، ومطاعم وأماكن للعب الأطفال، ومكاتب لاستخدامات مختلفة منها إدارية و قانونيه وهندسيه و مقرات للشركات والمؤسسات وغيرها من الخدمات.

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

٢-٣ موقع المشروع : -

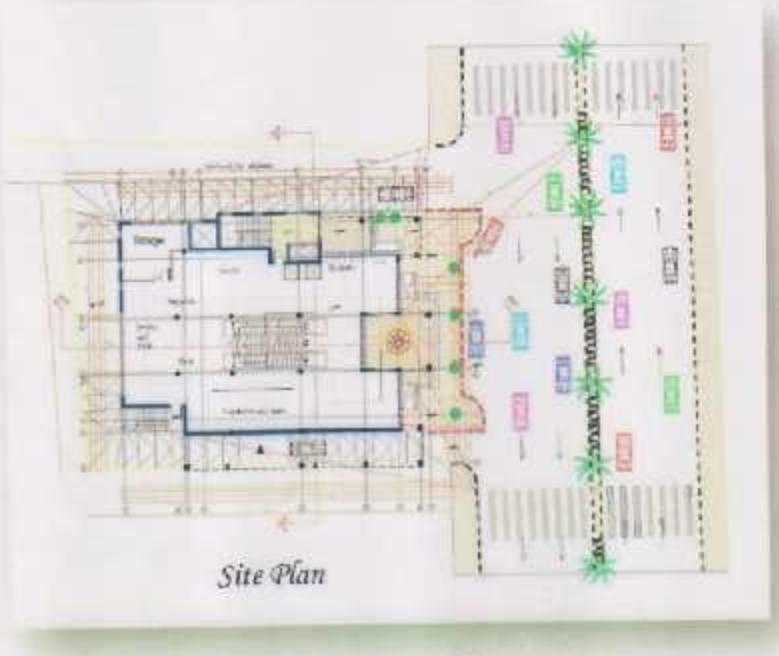
لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

يقع هذا المشروع في الشمال لمدينة الخليل عند مدخل المدينة ، في منطقة شارع عين سارة في مدينة الخليل ،الواصل بين مدخل المدينة الشمالي و مركز المدينة الرئيسي (باب الزاوية) ، وبالتالي فان المواصلات والاتصالات متوفرة بسهولة في هذه المنطقة ، على قطعة ارض تبلغ مساحتها 1100 م^2.

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (٢-١) ، و الشكل (٢-٢) ، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية.

الشكل (٢-١) مخطط موقع المبنى .



الشكل (٢-٢) مسقط تربيط المبنى .

٢-٤ أهمية الموقع : -

إن مدينة الخليل تتمتع بموقع مميز بين مدن فلسطين، بالإضافة إلى اعتبارها المركز التجاري الرئيسي في منطقة جنوب الضفة الغربية في فلسطين .

وكان هذا واحد من أسباب اختيار هذه المنطقة لإنشاء المجمع التجاري بالإضافة إلى حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع .

وان من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي في النقاط التالية :-

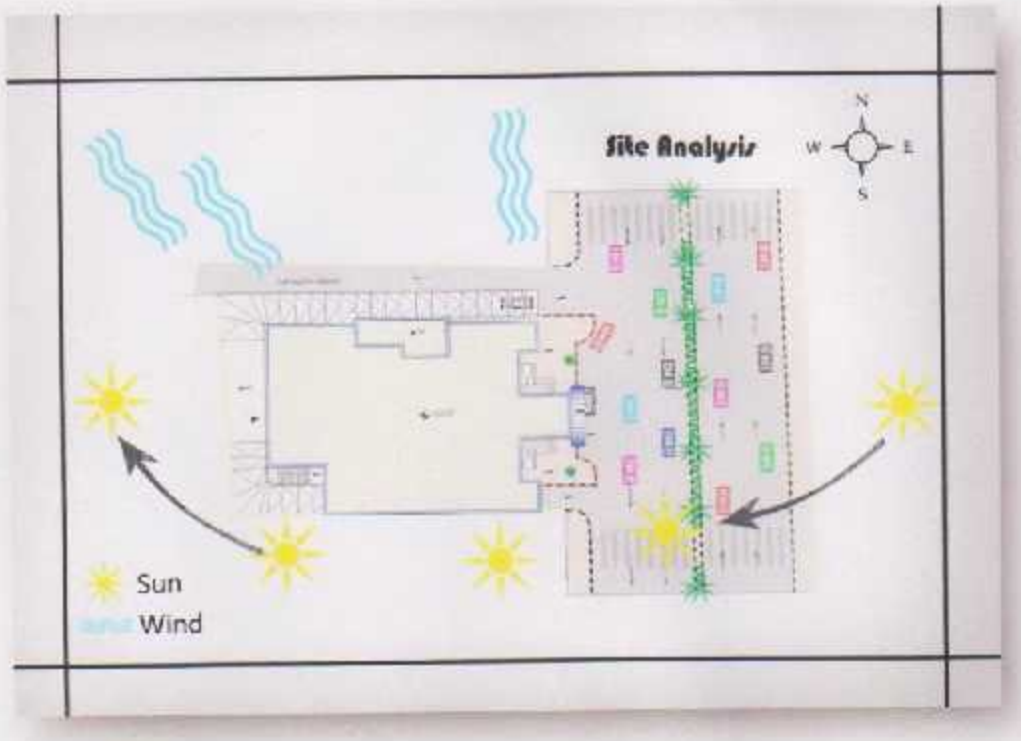
١. حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع ، وذلك لتخفيف الضغط عن مركز المدينة.
٢. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣. حيوية المنطقة .
٤. سهولة الوصول إلى الموقع.
٥. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

٢-٥ حركة الشمس والرياح : -

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

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

والشكل (٢-٣) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالرسومات التالية :-



الشكل (٢-٣) حركة الشمس و الرياح

٢- ٦ عزل الصوت :-

نظراً لفعاليات المشروع المختلفة . وكون هذا المشروع مجمعا تجاريا تحتوي الطوابق العليا على مكاتب إدارية تحتاج إلى الهدوء والبعد عن الضجيج. لذلك كان لا بد من عزل الصوت وتوفير الأجواء الملائمة لهذا المبنى. حيث تم استخدام الزجاج المزدوج في الواجهات . وصممت جدرانه بسماكة تتيح عزل الصوت ، وسوف نأخذ بعين الاعتبار عزل الصوت في التصميم الإنشائي للبلاطات.

٢-٧ التعديلات التي جرت على المبنى :-

ارتكز التعديل المعماري للمخططات المعمارية على أساس مواقع الأعمدة الصحيحة بما يوافق الاتزان الإنشائي مع المحافظة على الشكل و المظهر المعماري . فكان التغيير يشمل بعض التوزيعات الداخلية للفراغات وتعديل المخططات ، وتمت دراسة حركة السيارات ومواقفها و لوازمها وتعديل عليها ، بحيث لا يتعارض مع التصميم الإنشائي ولا مع حركة السيارات في طوابق الكراجات .

بعد التعديل

قبل التعديل

الشكل (٢- ٤) المساقط قبل وبعد التعديل

٢- ٨ توزيع عناصر المشروع :-

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المربع نظرا لطبيعة الأرض وتتراوح المساحة الطابقية لهذا المجمع ما بين (835 - 640 م^2) موزعة على احد عشر وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

١.٨.٢ طابق التسوية -٢- ، (موقف السيارات الطابق الثاني) :-

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (620 م^{٢}) تقريبا ، وبارتفاع (3.0 م) وينخفض منسوبة عن مستوى الشارع الرئيسي بمسافة (6.0 – م) ، حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجاه حركة الدخول والخروج ، ويتم من خلال الأدراج والمصاعد التنقل من موقف السيارات إلى مختلف طوابق المجمع ، ويحتوي كذلك على غرفة للكهرباء وغرفة صيانة ميكانيكية للمصاعد ، أنظر الشكل (٢- ٥) ، وعلى مستودع (مخزن كبير) مع مصعد خاص به وذلك لخدمه طابق المطعم من تخزين وشحن و غيره .

الشكل (٢-٥) المسقط الأفقي للطابق الثاني (التسوية -٢-)

٢.٨.٢ طابق التسوية -١- ، (موقف السيارات الطابق الأول) :-

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (620 م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.0 م) ، وينخفض منسوبة عن مستوى الشارع الرئيسي بمسافة (2.40 – م) ، حيث يظهر كيفيه توزيع السيارات في الموقف واتجاه حركة الدخول والخروج ، ويتم من خلال الأدراج والمصاعد التنقل من موقف السيارات إلى مختلف طوابق المجمع ، أنظر الشكل (٢- ٦).

تم التعديل علية بسبب موقع السيارات .

الشكل (٢-٦) المسقط الأفقي للطابق الأول (التسوية -١-)

٣.٨.٢ الطابق الأرضي :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (645 م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.0 م) ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة كأدراج كهربائية للصعود للطابق الأول وكذلك أدراج كهربائية للنزول منه ويتوسطهن درج عادي ويحتوي على أدراج ومصاعد للمكاتب والطوابق الأخرى .

و يحتوي هذا الطابق على مدخل ومخرج رئيسين منفصلين ، حيث يؤدي المدخل إلى داخل الطابق الأرضي، وهو يرتفع عن مستوى الأرض الطبيعية بعدة درجات عن منسوب الشارع المحاذي له. وكذلك يحتوي على مدخل فرعي مكون من مصاعد ومطلع درج عادي ، يخدم الطوابق العليا دون الحاجة بالمرور من وسط الطابق الأرضي .

ومن الفعاليات الموجودة في هذا الطابق ، مساحات الإنتظار، استعلامات والأمن ، محلات تجارية مثل (محال الفواكه و الخضار واللحوم و أطعمة ومشروبات ساخنة وباردة) ، مخازن ، مصاعد ، أنظر الشكل (٢- ٧) .

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق .

الشكل (٢-٧) المسقط الأفقي للطابق الأرضي .

٤.٨.٢ الطابق الأول :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (820 م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.40 م) ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، ومن أهم الفعاليات الرئيسية في هذا الطابق حيث يحتوي على محلات تجاريه مثل (محلات الملابس للرجال والنساء وكذلك محلات إكسسوارات ومحلات أحذية ومحلات للأدوات المنزلية و غيره مما يلزم جميع أفراد الأسرة ، أنظر الشكل (٢-٨).

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي، بالإضافة إلى أدراج في مكان متوسط من هذا الطابق .

الشكل (٢-٨) المسقط الأفقي للطابق الأول .

٥.٨.٢ الطابق الثاني :-

تبلغ مساحة المقترحة هذا الطابق (820 م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.40 م) ، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للطابق الأول ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :

المطعم - ويحتوي هذا المطعم على عدد من طاولات الجلوس ، وكذلك يحتوي على مراحيض عامة لاستخدام الرجال والنساء وكذالك على مطبخ لتحضير وجبات الطعام مع وجود مكان للتخزين ، أنظر الشكل (٢-٩) ، مع وجود مدخل إلى المطعم لتسهيل الحركة والعبور، و مكان لألعاب الأطفال .

الشكل (٢-٩) المسقط الأفقي للطابق الثاني .

٢.٨.٦ الطابق الثالث :-

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة وليست طويلة، وإمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة من الجهة الشرقية ، تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (٨٣٥ م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.40 م) ، أنظر الشكل (٢- ١٠) ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب .

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب إدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين و المسؤولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- المطبخ :-
- دورات المياه ، يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار

و تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.

الشكل (٢-١٠) المسقط الأفقي للطابق الثالث .

٧,٨,٢ الطابق الرابع :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق(٨٣٥ م^{٢}) تقريبا ، وبارتفاع (3.40 م) ، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للطابق الثالث، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، أنظر الشكل (٢- ١١) .

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب أدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار .

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.

الشكل (٢-١١) المسقط الأفقي للطابق الرابع .

٢.٨.٨ الطابق الخامس :-

نلاحظ هنا تماثل في المسقط الأفقي للطابق الذي قبله ، وتبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (835 م^2) تقريبا ، وبارتفاع (3.40 م) ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، أنظر الشكل (٢- ١٢).

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب أدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- المطبخ :-
- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار .

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.

الشكل (٢-١٢) المسقط الأفقي للطابق الخامس .

٩.٨.٢ الطابق السادس :-

نلاحظ هذا تماثل في المسقط الأفقي للطابق الذي قبله ، وتبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (835 م^2) تقريبا ، وبارتفاع(3.40 م،) و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، أنظر الشكل (٢- ١٣).

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب أدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- المطبخ :-
- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار.

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.

الشكل (٢-١٣) المسقط الأفقي للطابق السادس .

٢.٨.١٠ الطابق السابع:-

نلاحظ هذا تماثل في المسقط الأفقي للطابق الذي قبله ، وتبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (835 م^{2}) تقريبا ، وبارتفاع 3.40 م، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب، أنظر الشكل (٢- ١٤) .

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب أدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- المطبخ :-
- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار.

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.

الشكل (٢-١٤) المسقط الأفقي للطابق السابع.

١١.٨.٢ الطابق الثامن :-

نلاحظ هنا تماثل في المسقط الأفقي للطابق الذي قبله ، وتبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (835 م٢) تقريبا ، وبارتفاع 3.40 م، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب، أنظر الشكل (٢- ١٥) .

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مكاتب أدارية للموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو الممر مثل (مكاتب هندسة أو عيادات طبية أو مكاتب إداريه أو قانونيه "محاماة" وغيرها .

- المطبخ :-
- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.
- تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في جميع الطوابق.
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار.

الشكل (٢-١٥) المسقط الأفقي للطابق الثامن .

٢-٩ النواحي المعمارية :-

يهدف التصميم المعماري بشكل عام إلى الوصول إلى الشكل المعماري المناسب لقطعة الأرض و المنسجم مع المباني الموجودة حوله وبحيث يكون ملبيا للاحتياجات الإنسانية المختلفة وبالرغم من تعدد العوامل المؤثرة على هذه العملية التصميمية وتداخلها فلا بد من الوصول إلي الشكل المعماري المناسب الذي يؤدي إلى الغاية من إنشاءه وهذه الأمور نبرزها في هذا القسم كما هو معروض في الصفحات التالية

٢-٩-١ العناصر المعمارية :-

إن البناء المقترح لهذا المشروع هو عبارة عن بناية مكونة من أحد عشر طابقا حيث يحتوي هذا المبنى على محال تجارية ومكاتب وأدراج وممرات والكثير من العناصر المعمارية التي سيتم تفصيلها في ما يلي:

١- المحلات التجارية:-

تتنوع في هذا المجمع التجاري المحلات التجارية تبعا لمساحة المحل وموقعه ومن الأمور المهمة التي يجب ذكرها هي إن هذه المحلات لم تحدد استخداماتها إلا أنها تصلح لكثير من الأعمال المتداولة مثل محلات الملابس والمجوهرات بالإضافة إلى السوبر ماركت.

٢-المكاتب:-

يوجد في هذا المجمع الكثير من المكاتب التي تتعدد استخداماتها حيث يمكن أن تكون هذه المكاتب لمؤسسات أو شركات أو عيادات طبية أو مكاتب هندسية.

٣-الأدراج : -

لقد زود مبنى المجمع التجاري بنوعين من الأدراج النوع الأول يقع في منتصف المبنى واحد أطرافه الذي يبدأ من الطابق الثالث ويمتد حتى الطابق الأخير علما بان هذا النوع من الأدراج مزود بمصاعد كهربائية أما النوع الأخر فهو درج كهربائي الذي يستخدم لنقل الحركة في الطوابق الثلاثة الأولى، كما ويوجد درج خارجي يستخدم في حالات الطوارئ حيث يمتد من طوابق التسوية الأولى (مواقف السيارات) حتى أخر طابق في المبنى ويقع هذا الدرج في الزاوية الجنوبية من المبنى .

٤-الممرات :-

يتوفر في هذا المبنى الكثير من الممرات المتشابهة في الشكل وطريقة التوزيع ويميز هذه الممرات سهولة الوصول إليها بالإضافة إلى وسعها.

٢- ٩ - ٢ الحركة في المبنى :-

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من مدخلين وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، حيث تنقسم الحركة:-

١- الحركة خارج المجمع التجاري:-

هي حركة سيارات الزوار وأصحاب المحلات التجارية ، وهذه الحركة صممت على أساس تجنب أي تقاطع قد يحدث بين السيارات وذلك بالاعتماد على تصميم طريق باتجاه واحد حيث لا تضطر أي سيارة تدخل الموقع إلى الرجوع من نفس الطريق .

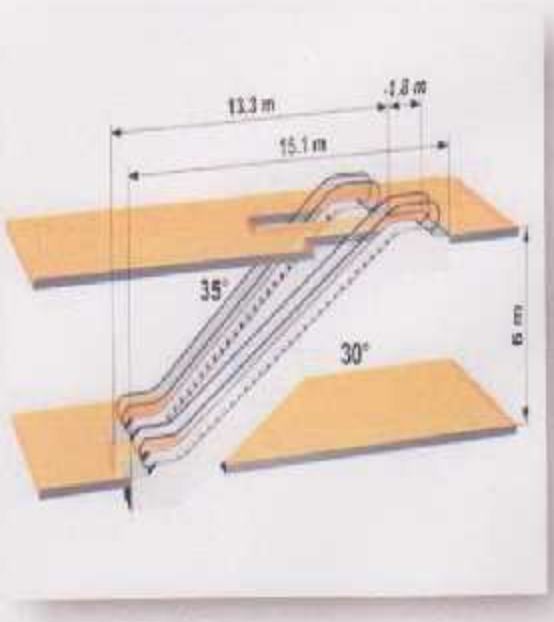
2- الحركة داخل المجمع التجاري :-

نقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما : -

- الحركة أفقية : -

تتم من خلال ساحة كبيرة تتفرع منها إلى الأدراج الكهربائية وبيت الدرج والمصاعد الكهربائية التي تسهل الحركة ما بين طوابق المبنى، وتوزع إلى الأقسام المختلفة داخل الطابق الواحد، ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها.

أنظر الشكل (٢- ١٦) .



الشكل (٢-١٦) الأدراج الكهربائية .

- الحركة الرأسية :-

(العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تقع على الجانب الأيمن عند الدخول للمجمع وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية (عمودية) بين طابق وآخر.

فالحركة الرأسية هي حركة الموظفين والإداريين وعمال النظافة وعناصر الأمن بمصاعد وأدراج خاصة يمنع الزوار من استخدامها.

وهذا ما يوضحه الشكل(٢-١٧) و الشكل(٢-١٨) .

الشكل (٢- ١٧) المصاعد الكهربائية .

الشكل (٢- ١٨) قطاع جانبي يمر في الدرج الرئيسي.

٢- ١٠ الواجهات :-

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

١- الواجهة الشرقية (الواجهة الرئيسية):-

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى وإن كان تداخل الكتل قد أخفاه بعض الشيء إلا أنه تم تأكيده من خلال أعمدة دائرية تعلوها كتلة على شكل قوس وأحواض لنباتات الزينة كما أن هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي.

الشكل (٢-١٦) الأدراج الكهربائية .

- الحركة الرأسية :-

(العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تقع على الجانب الأيمن عند الدخول للمجمع وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية (عمودية) بين طابق وآخر.

فالحركة الرأسية هي حركة الموظفين والإداريين وعمال النظافة وعناصر الأمن بمصاعد وأدراج خاصة يمنع الزوار من استخدامها.

وهذا ما يوضحه الشكل(٢-١٧) و الشكل(٢-١٨) .

31

الشكل (٢- ١٧) المصاعد الكهربائية .

الشكل (٢- ١٨) قطاع جانبي يمر في الدرج الرئيسي.

٢- ١٠ الواجهات :-

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

١- الواجهة الشرقية (الواجهة الرئيسية):-

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى وإن كان تداخل الكتل قد أخفاه بعض الشيء إلا أنه تم تأكيده من خلال أعمدة دائرية تعلوها كتلة على شكل قوس وأحواض لنباتات الزينة كما أن هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي.

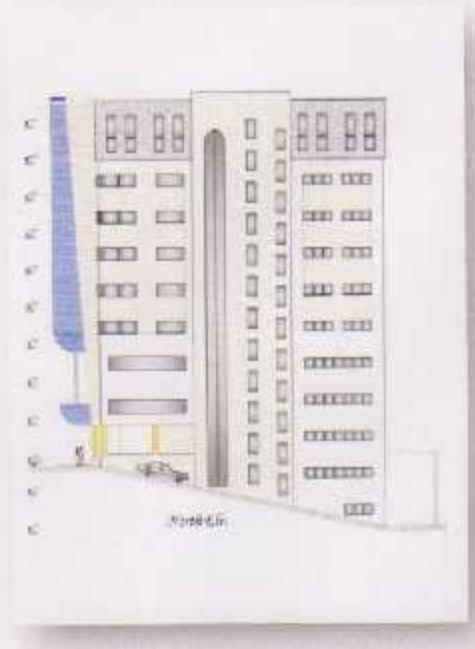
والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا ملحوظا، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة وإعطائها نوعا من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى .

ومن الجدير ذكره أن المبنى في هذه الواجهة يظهر بشكل رأسي كما في الواجهات الأخرى (الشمالية والغربية والجنوبية).

الشكل (٢- ١٩): الواجهة الشرقية .

٢- **الواجهة الشمالية :-**

في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضفي علية بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة.



الشكل(٢-٢٠): الواجهة الشمالية.

٣- الواجهة الجنوبية :-

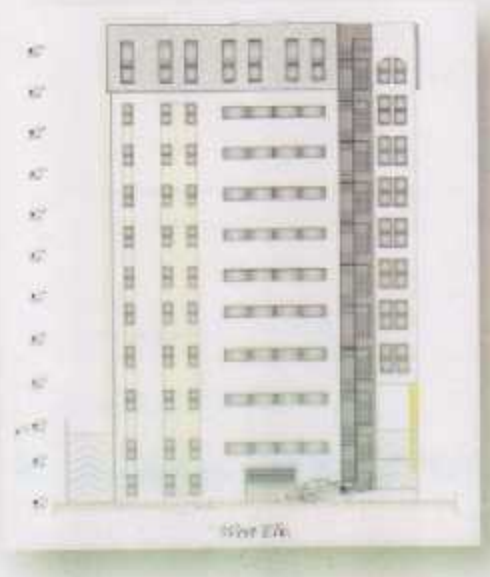
تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق.

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

الشكل(٢-٢١): الواجهة الجنوبية .

٤- الواجهة الغربية :-

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.



الشكل(٢-٢٢): الواجهة الغربية.

الشكل(٢-٢٠): الواجهة الشمالية.

٣- الواجهة الجنوبية :-

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق.

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

الفصـــــل الثـــــــالث

الوصف الإنشائـــــي

3

٣-١ مقدمـــــــــــــة

٣-٢ هدف التصميم الإنشـــائي

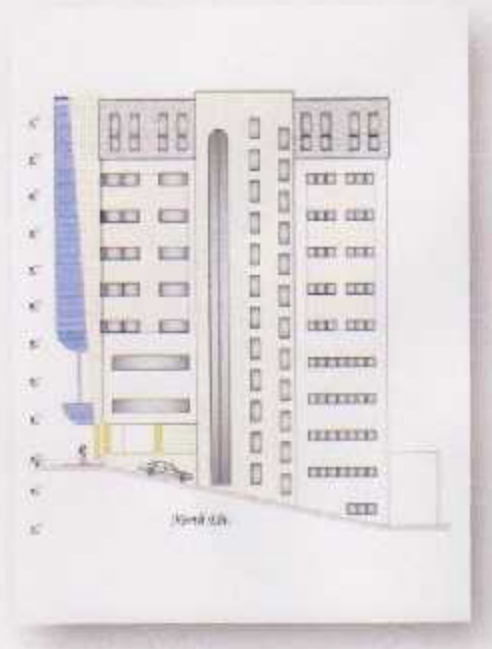
٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٤ الاختبارات العمـــــــلية

٣-٥ الأحمـــــــــــــال

٣-٦ العناصر الإنشـــــــائية

٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة

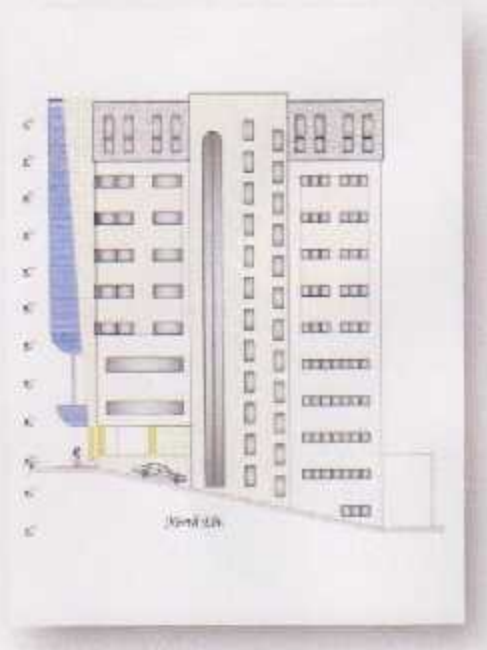


الشكل(٢-٢٠): الواجهة الشمالية.

٣- الواجهة الجنوبية :-

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق.

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.



الشكل(٢-٢٠): الواجهة الشمالية.

٣- الواجهة الجنوبية :-

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق.

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣ـ١ مقدمة :-

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

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

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI) (Building Code Requirements for Structural Concrete ((318-02) ، وفي بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) بشكل آمن وفعال ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) .

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

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

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

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

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة :-

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

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

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

ان الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة اي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI) (Building Code Requirements for Structural Concrete ((318-02) ، وفي بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) بشكل آمن وفعال ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) .

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

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

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

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

٣-٤ الاختبارات العملية :-

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

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ، وقد تم الحصول على قيمة قوة التحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (٤ كغم /سم٢) ،و كذلك [Modulus of Subgrade [KN/m³ (Ks) . ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

٣-٥ الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها ، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان اي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI) ((318-02) ، وفي بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) بشكل آمن وفعال ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) .

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

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

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

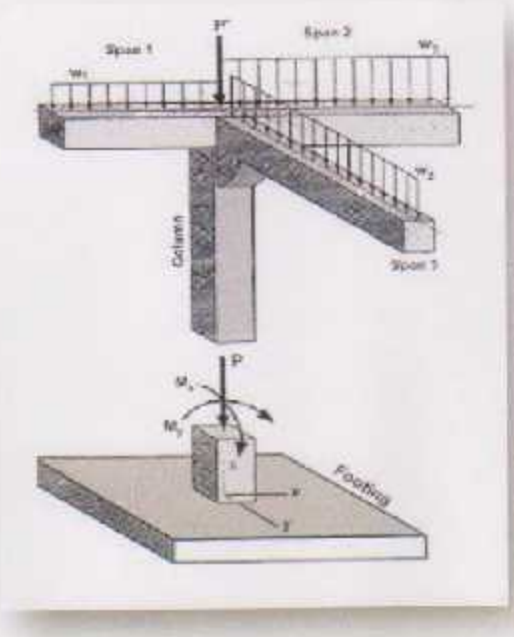
تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٥-١ الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

١. الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .
٢. الأحمال الحية(Live Load –LL) .

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

٣. الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣-١) : انتقال الأحمال .

٣-٥-٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهم بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد حرارية داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الاحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فان التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI) ((318-02) ، وفي بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) بشكل امن وفعال ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) .

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

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

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

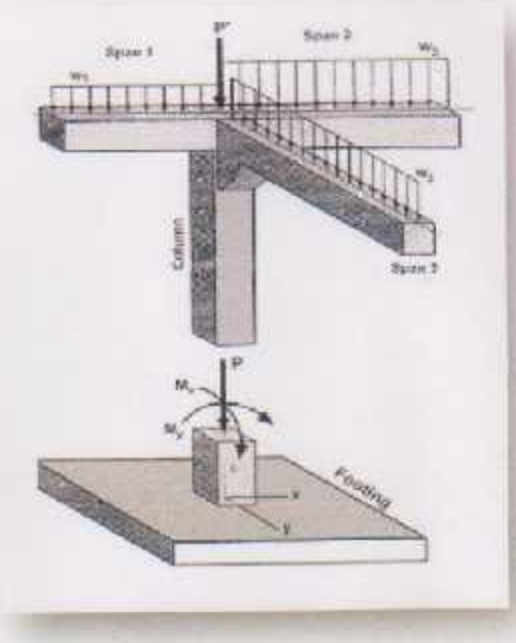
تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

٣ـ٥ـ١ الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

١. الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .
٢. الأحمال الحية(Live Load - LL) .

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

٣. الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣ـ١) : انتقال الأحمال .

٣ـ٥ـ٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهم بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد حرارية داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

٣- ٥-١- ١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) ، كالأوزان على مختلف أنواعها ، سواء الأوزان الذاتية للمنشأ ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها ، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى ، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلا ، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية ، و أعمال الأرضيات ،ومواد العزل ،و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القصارة ، و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كودة الأحمال والقوى الأردني .

جدول (٣- ١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية(S. Weight (KN/m³
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	(15-18)
5	طوب الأيتونغ (Yetong Block)	5
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطمم) (Backfill)	20
9	الحديد المصنع(الهيكلي) (Mild Steel)	78.5
10	السقف المستعارة (Celling)	0.10 KN/m²
11	التمديدات (Installation)	0.20 KN/m²

٣- ٥-١- ٢ الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة ، وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

- ✓ أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
- ✓ الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر ، كأثاث البيوت ، والقواطع ، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، و المواد المخزنة .
- ✓ أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة ، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتمادا على كودة الأحمال والقوى الأردني :

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة :-

رقم البند	نوع المساحات (Type of Area)	Live Loads (KN/m²)
1	مرائب السيارات (Car Parking) مرائب العربات الثقيلة والتي يزيد وزنها عن (25KN) مرائب السيارات والعربات التي لا يزيد وزنها عن (25KN)	5.00 2.50
2	المطاعم (Restaurants)	5.00
3	رووف بيت الدرج (السطح) (Roof)	1.50
4	محلات التسوق (Mall Shopping)	4.00
5	الأدراج (Stairs)	4.00
6	المكاتب (Offices)	2.50
7	الممرات (Corridors)	4.00
8	المصعد (Elevator)	10.00
وقواطع الطوب (Partition) مقدارها (1 KN/m²)		

٣- ٥-١- ٣ الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ،وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه ، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها ، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١ - أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٣) الموضح في مايلي (حسب كودة الأحمال والقوى الأردني) :-

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

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

واستنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (910 م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي :-

$$\text{Snow Load} = (h - 400) / 400$$
$$= (910 - 400) / 400$$
$$= 1.275 \text{ KN/m}^2$$

٣ - أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى افقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم اعتمادا على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى .

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

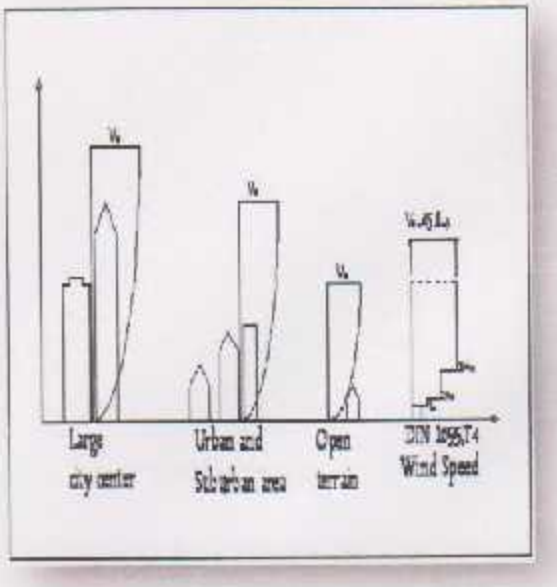
حيث أن :-

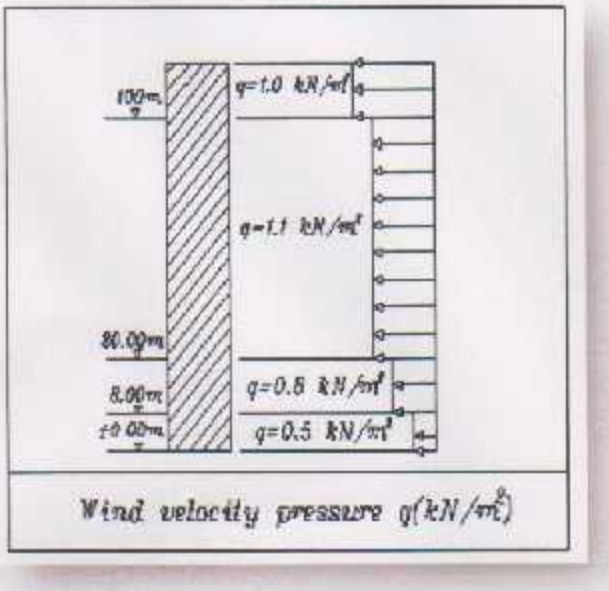
q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

v: السرعة التصميمية للرياح (m/scc).

Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30





الشكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

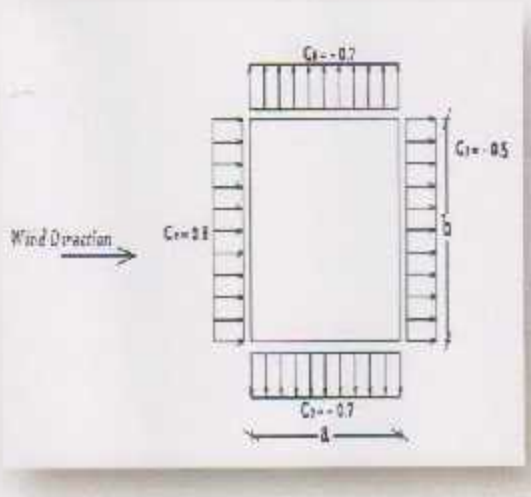
- **Wind Resultant :-**

$W = Cp * q \ [KN/m^2]$

$W = Cp * q * A \ [KN]$

Cp : External Pressure Coefficient .

A: Exposure Area .



الشكل (٣-٣) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

- **External Pressure Coefficient (Cp):-**

Cp = + 0.8 (pressure , Wind Ward)

Cp = - 0.5 (section , Lee Ward)

Cp = - 0.7 (section , Sideward) , for ..... h/a > 0.5

Cp = - 0.5 (section Sideward) , for ..... h/a ≤0.5

٢ - أحمال الرياح :-

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

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :-

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب (Wind Velocity Pressure) سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

v: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30

٣ - أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً حسب ، Uniform Building Code (U.B.C) .

٣- ٥-٢-١ أحمال الانكماش والتمدد :-

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

٣-٦ العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر: -

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ الأدراج Stairs .
- ✓ جدران استنادية Retaining Wall .
- ✓ جدران حاملة Bearing Wall .
- ✓ فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -

٢ - أحمال الرياح :-

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

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

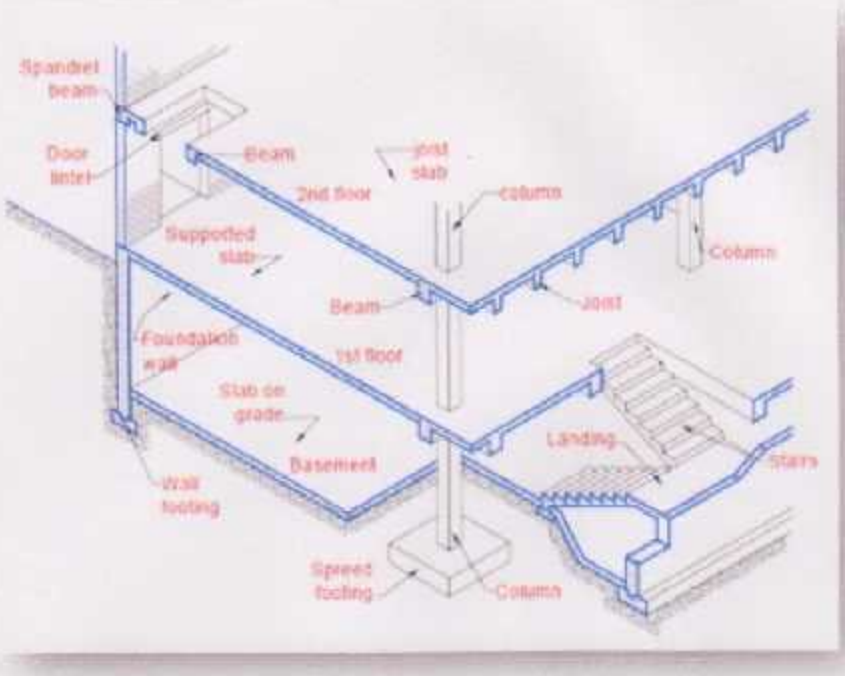
حيث أن :-

q : (Wind Velocity Pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

v: السرعة التصميمية للرياح (m/scc).

Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30



الشكل (٣ - ٤) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

١.٦.٣ العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

٢ - أحمال الرياح :-

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

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، و هذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :-

q : (Wind Velocity Pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

v: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30

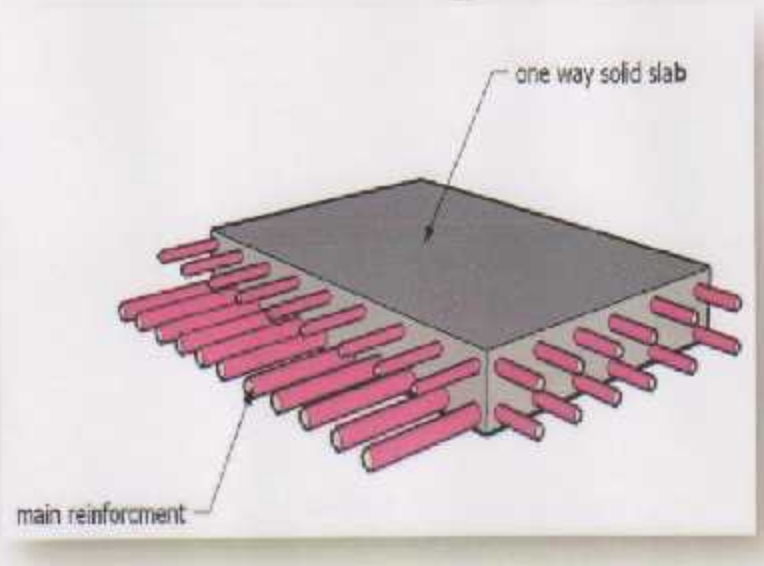
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .
- العقدات المصمتة في اتجاهين Two Way Solid Slabs .
- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

٣- ٦-١- ١ العقدات المصمتة Solid Slabs :-

وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

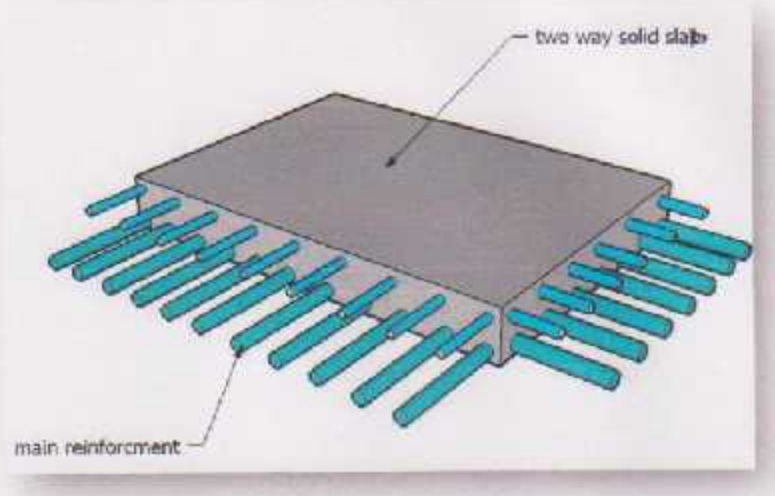
أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ٥) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
١٢٥٥٠

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (٣ - ٦) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .

٣- ٦-١- ٢ العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

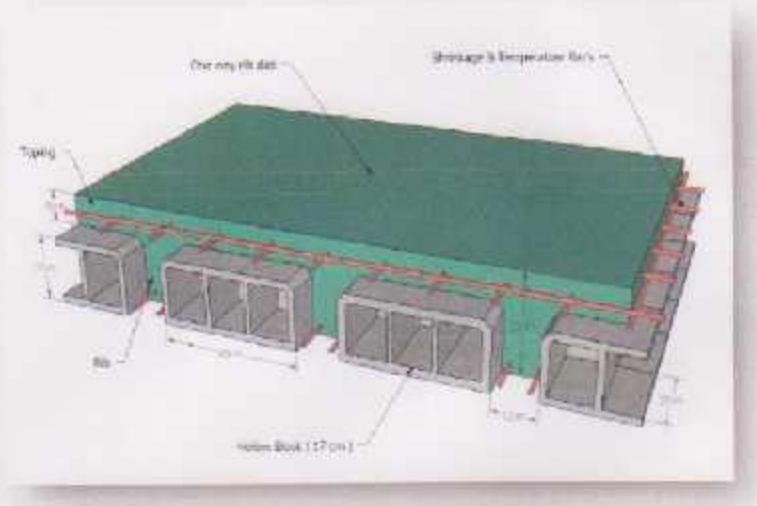
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

٣- ٦-١- ٢ - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

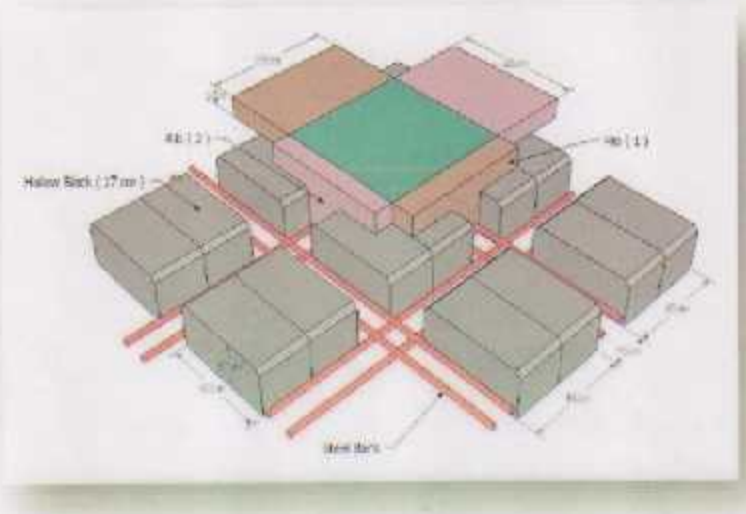
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقا من عقدات الكراجات ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٧) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣- ٦-١- ٢ - ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م .



الشكل (٣ – ٨) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٣.٦.٣ الجسور :-

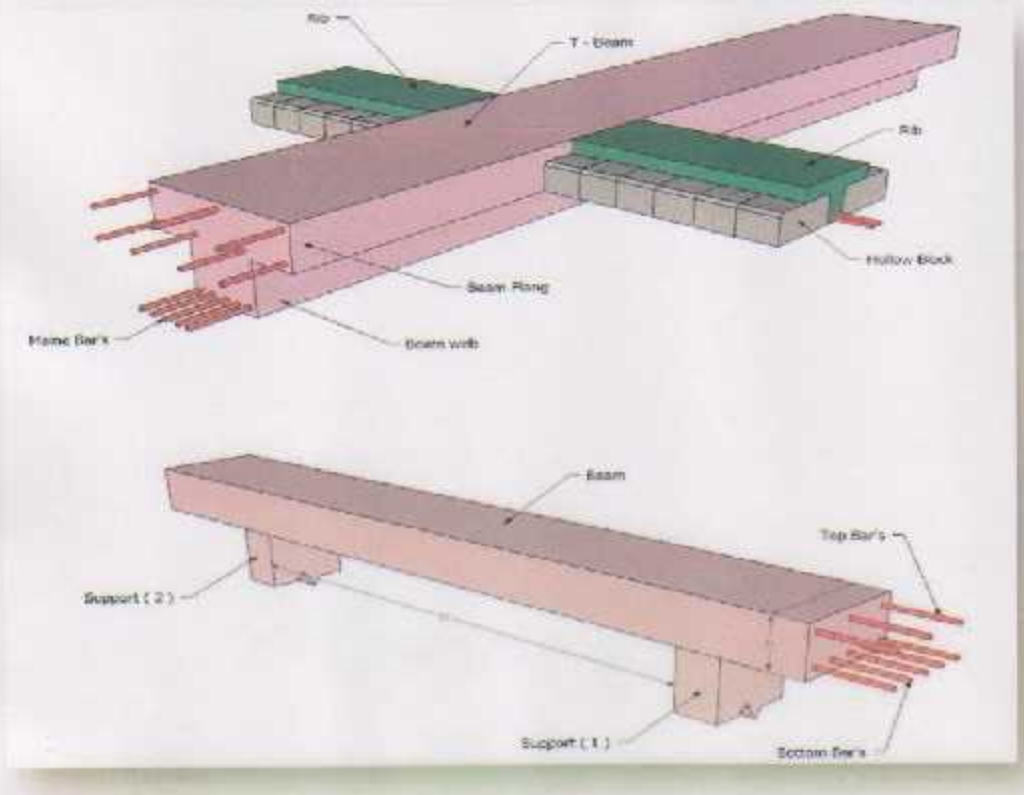
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة . وهي نوعان :-

١. الجسور المستورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢. الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L section , T-section .

ونظرا للتوزيع الجيد القوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد استخدمنا الجسور مستورة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٣- ٩) أشكال الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

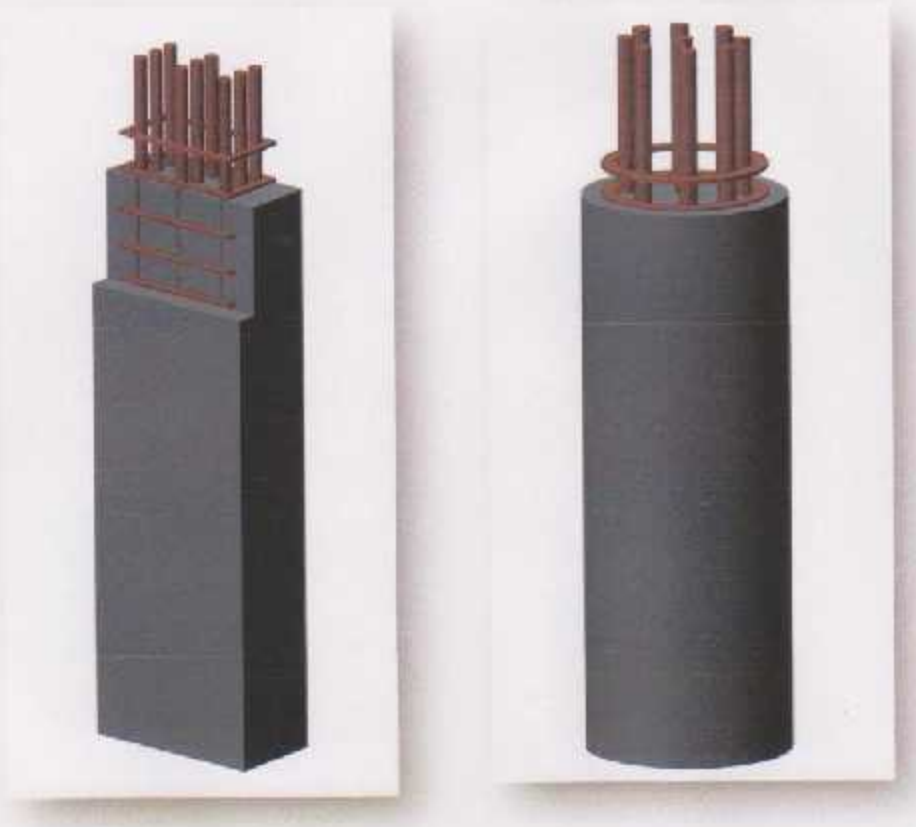
- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).
- بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

٣.٦.٣ الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة . ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب.

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول ، فهناك الأعمدة الطويلة ، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها ، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة و أخرى من الحجر الطبيعي أو من الحديد (Steel) ، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ، ويبين الشكل (٣- ١٠) عدد من مقاطع الأعمدة .



الشكل (٣ – ١٠) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

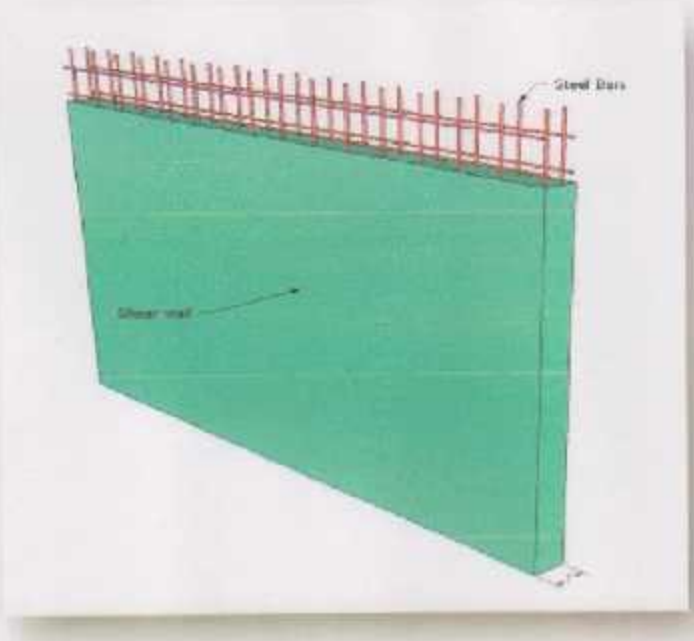
٤.٦.٣ جدران القص (Shear Wall) :-

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

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

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم واثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ١١) جدار القص

٣.٦.٥ فواصل التمدد :-

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

١. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

وفي هذا المشروع لم نحتاج إلى استخدام هذه الفواصل .

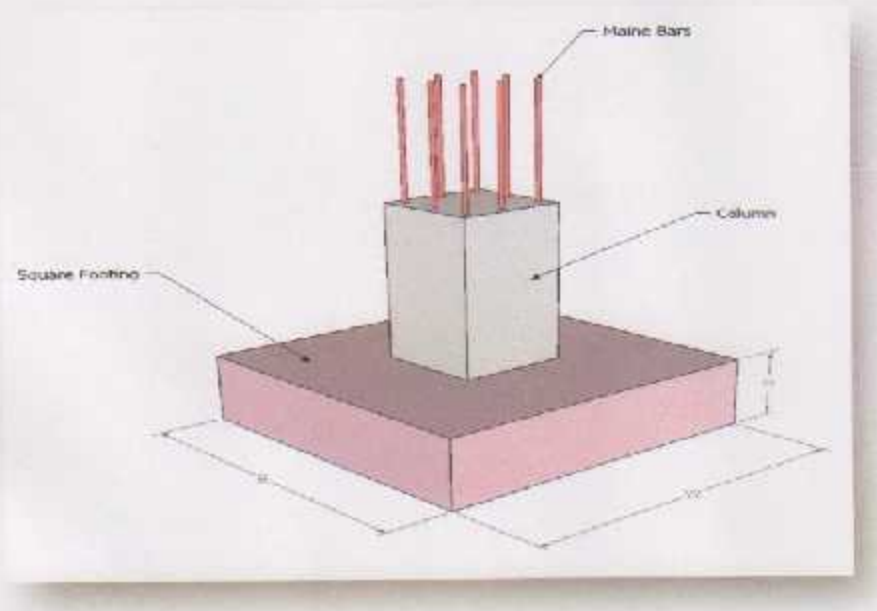
٣.٦.٦ الأساسات :-

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

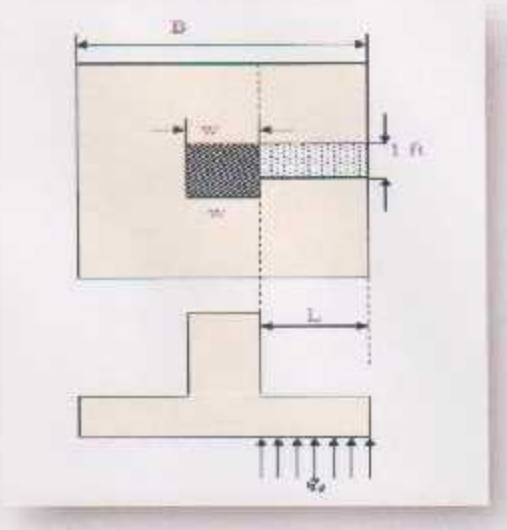
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج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

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل عمودي ليتلائم وطبوغرافية الموقع .

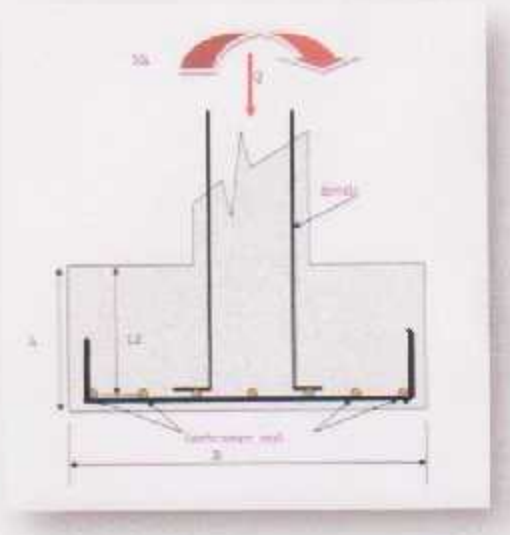
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(**Deep Foundation**).



الشكل (٣- ١٢) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل رقم (٣-١٣) مسقط أفقي للأساس



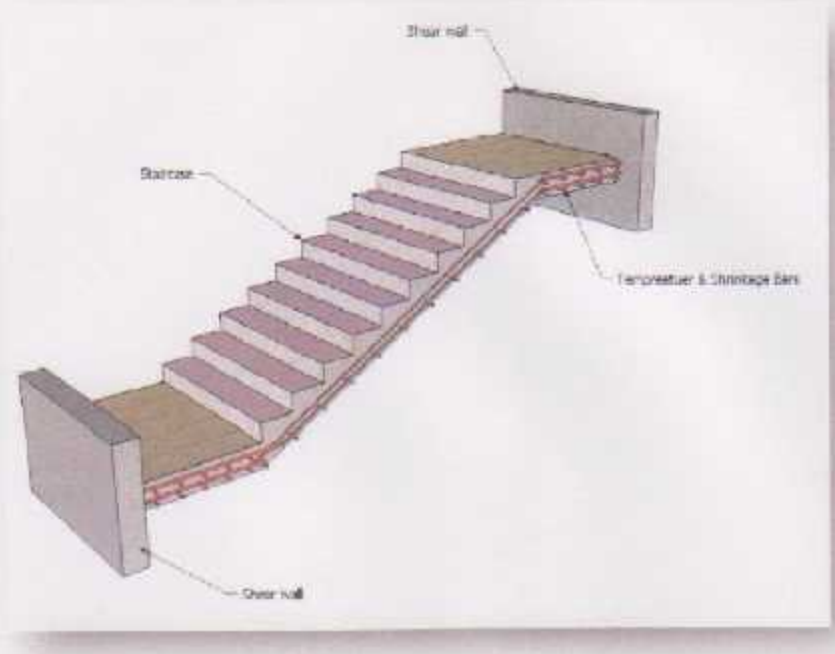
الشكل رقم (٣-١٤) مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (٣ - ١٣)، (٣- ١٤) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

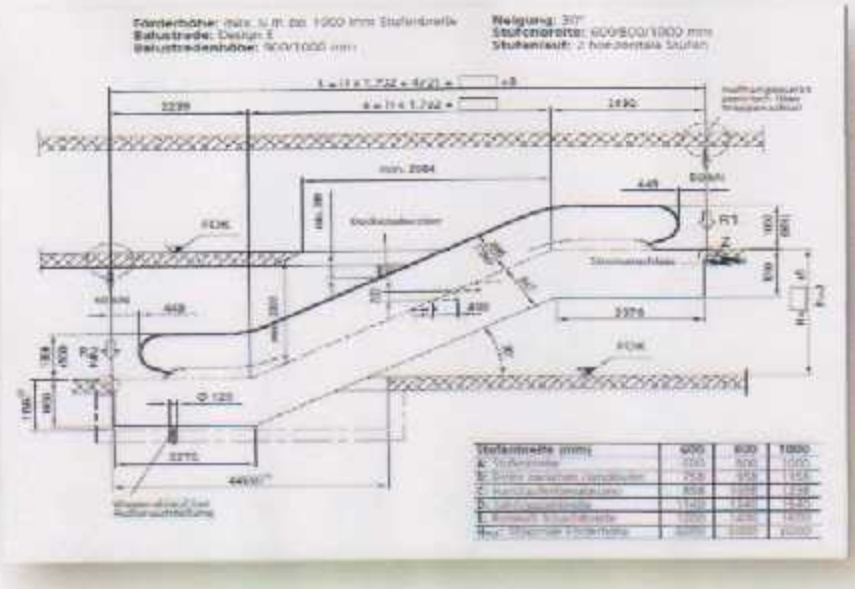
٧,٦,٣ الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسئول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع و يحتوي بالإضافة إلى ذلك على مخرج طوارئ عبارة عن درج معدني خارجي ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن الأدراج الكهربائية وكذلك المصاعد الكهربائي .

والشكل (٣- ١٥) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (٣ - ١٥) مقطع توضيحي في الدرج .



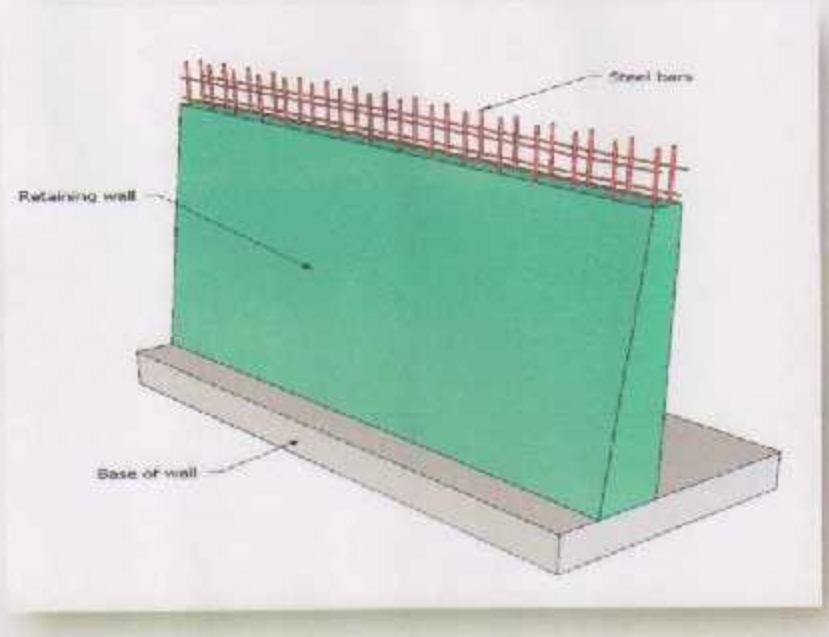
الشكل (٣ - ١٦) مقطع توضيحي في الدرج الكهربائي .

٨.٦.٣ الجدران الإستنادية :-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣ - ١٧) جدار استنادي

٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

١. AUTOCAD 2008: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. Sketch up5: برنامج رسم ثلاثي الأبعاد .
٣. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
٤. PROKON CalcPad: و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.
٥. ATIR : للتصميم الإنشائي.
٦. Microsoft Office 2007:

تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص و التنسيق و إخراج .

٧. SAFE : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية
٨. ETABS : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية

Chapter Four
Design and Structural Analysis for Element

4

4-1 Introduction

4-2 Factored loads

4-3 Slabs thickness calculation

4-4Load Calculations (T Section)

4- 5 Design of Topping

4-6 Design of Rib

4-7 Design of Beam

4-8 Design of One-Way Solid Slab

4-9 Design of Stairs

4-10 Design of columns

4-11 Design of Basement wall

4-12 Design of strip footing

4-13 Design of Isolated footing

4-14 Design Deep Beam

4-15 Design of Shear Wall

4-16 Design of steel stair

Chapter Four
Structural Analysis And Design

4 .1 Introduction:-

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

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

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

So, in this project, there are Twe types of slabs : One way solid slab, one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006",Etabs,Safe,And Sap2000, programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-02 (9.5.a) - code.

NOTE:

$fc' = 35N/mm^2 (MPa)$ **For circular section but for rectangular**

$(fc' = 35*.8 = 28MPa)$.

4 .2 Factored loads :-

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

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$.

4.3 Slabs thickness calculation:-

Determine The Required Depth Of The Joist (Rib) Based On The Deflection Criteria From Table 9.5(A) ,The Minimum Required Thickness Of Joist Is , For Fy =420 N/Mm2 Grad 60.

- ✓ L/18.5 = 3.2/18.5 =0.173 m , for one end continues .
- ✓ L/21 = 5.71/21 = 0.27.3 m , for two end continues .
- ✓ L/21 = 5.29/21 = 0.252 m , for two end continues .
- ✓ L/18.5 = 6.36/18.5 = 0.344m , for one end continues .

(Control)..... ACI-318-02 (9.5.a) .

- ✓ L/16 = 5.09/16 = 0.32 m , for simply support

Select h = 35 cm

Determine The Required Depth Of The Joist(Rib) Based On Max Moment .

Max moment : Mu = 35.1 KN.m . Chose a reinforcement ratio ρ equal to about :-

$\rho = 0.5 * \rho_t$ ..... from Table 6-1 ,ACI-318-02

OR ..... $\rho_t = \frac{As}{b.d} = 0.319 * \beta_1 \frac{fc'}{fy}$

$\beta_1 = 0.85$ ..... ($fc' = 28$ N/mm^2 ≤ 30 N/mm^2

$fy = 420$ N/mm^2

$$\rho_t = 0.319 * 0.85 \frac{28}{420} = 0.01807$$

$$\rho - 0.5 * \rho_t = 0.5 * 0.01807 = 0.009035$$

$$\omega = \frac{\rho * fy}{fc'} = \frac{0.009035 * 420}{28} = 0.135525 \quad \ldots\ldots \quad \text{From ACI-318-2002.}$$

$$\frac{Mu}{\phi * fc' * b * d^2} = \omega(1 - 0.59 * \omega) = 0.125$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * fc' * b * \omega(1 - 0.59 * \omega)}} = \sqrt{\frac{35.1}{0.9 * 28 * 10^3 * 0.52 * 0.125}} = 0.15\text{m}.$$

h= 150+20+6+12=188 mm

We are Select h = 35 cm.

4. 4 Load Calculations (T Section) :-

4.4.1 Calculation of Dead load :-

Weight Of Tile = 0.03*0.52*24 =0.3744 KN /M
Weight Of Mortar = 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN /M
Weight Of Sand =0.07*0.52*18= 0.6552 KN /M
Weight Of Topping = 0.08*0.52*25 = 1.04 KN /M
Weight Of Rib =0.27*0.12*25 = 0.81 KN /M
Weight Of Block =0.27*0.5*10 =1.35 KN /M
Weight Of Plastering =0.02*0.52*22 =0.2288 KN /M
Weight Of Installation =0.2*0.52 =0.104 KN /M

$D.L_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.104 = 4.79
⇨ **4.8KN/m of rib.**

4.4.2 Calculation of live load :-

L.L =5KN/m^2 , weight of partition is neglected (L.L > 3.8 KN/m^2).
$L.L_{Total}$ = 5*0.52 = 2.6 KN/m of rib.

4 . 5 Design of Topping :-

The slab reinforcement normal to the ribs is often located at mid-depth of the slab ,to resist both positive and negative moments.

4.5.1 Loading :-

✓ **Calculation of Dead load .**
weight of Tile = 0.03*24*1 =0.72 KN /m^2
weight of mortar = 0.02*22 *1= 0.44 KN /m^2
weight of sand =0.07*18*1= 1.26 KN /m^2
weight of topping = 0.08*25*1 = 2 KN /m^2
$D.L_{total}$ = 0.72+0.44+1.26+2 = **4.42 KN/m^2** .

✓ **Calculation of Live load.**
$L.L_{total}$ = 5KN/m^2.

✓ **Weight of Partition is Neglected , (L.L > 3.8 KN/m^2) .**

Wu = (1.2*4.42+1.6*5) = 13.304 KN/m.

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.304 * 0.4^2}{12}$$

$$= 0.177 KN.m.$$

$$fc' = 0.8 * 35 = 28 Mpa$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{28} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.37 KN.m\ .$$

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.37 = 1.3035 KN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.3035 > Mu = 0.177 KN.m.$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

$$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

Then use Φ 8 @ 25 cm. in both directions

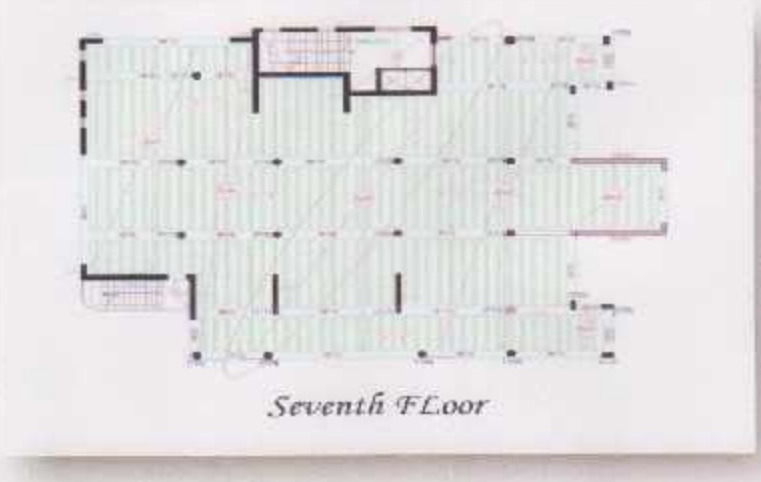
4.6 Design of Ribs:-

4.6 .1 Pos. Rib (R05) , Ribbed slab in seventh floor .

❖ Material :-

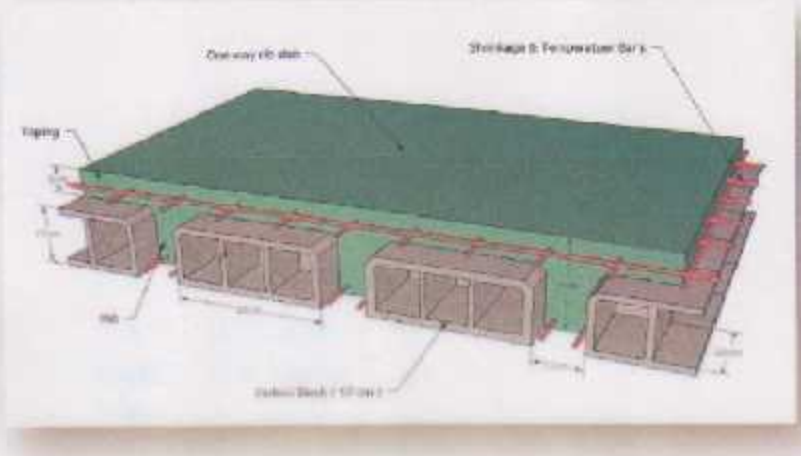
Concrete B350 , $Fc' = 0.8*35 = 28\ N/mm^2 = 28Mpa$

Reinforcement Steel , $fy = 420\ N/mm^2 = 420\ Mpa$



Figure(4-1) : Structural Position Plan.

❖ Section :-



Figure(4-2) : Section of (Rib).

• Determine The Effective Flange Width (B_E) According To ACI-Code 8.10.2 For T-Section.

$b_E \leq L/4 = 3.2/4 = 0.8$ m

$\leq 16Tf + bw = 16*0.08 + 0.12 = 1.4$ m

$\leq$ c/c spacing = 0.52 m (Control) .

• Requirements For Joist(Rib) Floor According ACI- 318-02 .

d ≤75 cm ..... select : d=40cm

bw ≥10cm ..... select : bw=12 cm.

h ≤3.5*B =3.5*12 = 42 cm ..... select : h =35cm

Tf ≥1/12 *d =1/12*40 = 3.33 cm .

for permanent fillers between ribs (Hollow block).

≥1.5 inch = 3.81 cm ..... select Tf = 8cm.

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

Figure(4-3) : Spans Length of Rib (R05).

❖ Loading :-

✓ **Calculation Of Dead Load :-**

weight of Tile = 0.03*0.52*24 =0.3744 KN /m

weight of mortar = 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN /m

weight of sand =0.07*0.52*18= 0.6552 KN /m

weight of topping = 0.08*0.52*25 = 1.04 KN /m

weight of rib =0.27*0.12*25 = 0.81 KN /m

weight of Block =0.27*0.5*10 =1.35 KN /m

weight of plastering =0.02*0.52*22 =0.2288 KN /m

weight of installation =0.2*0.52 =0.104 KN /m

$D.L_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.104

= 4.79 = **4.8KN/m of rib** .

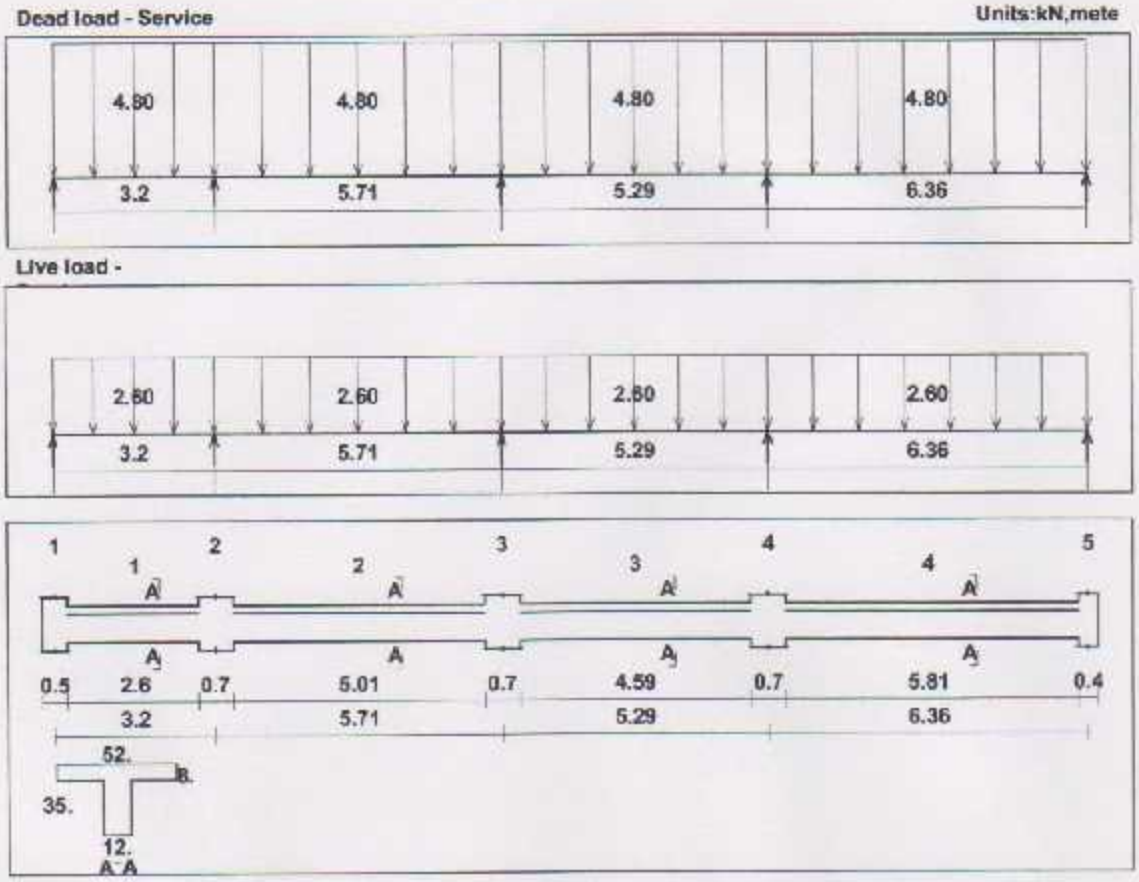
✓ **Calculation Of Live Load :-**

$L.L_{Total}$ =5KN/m^2

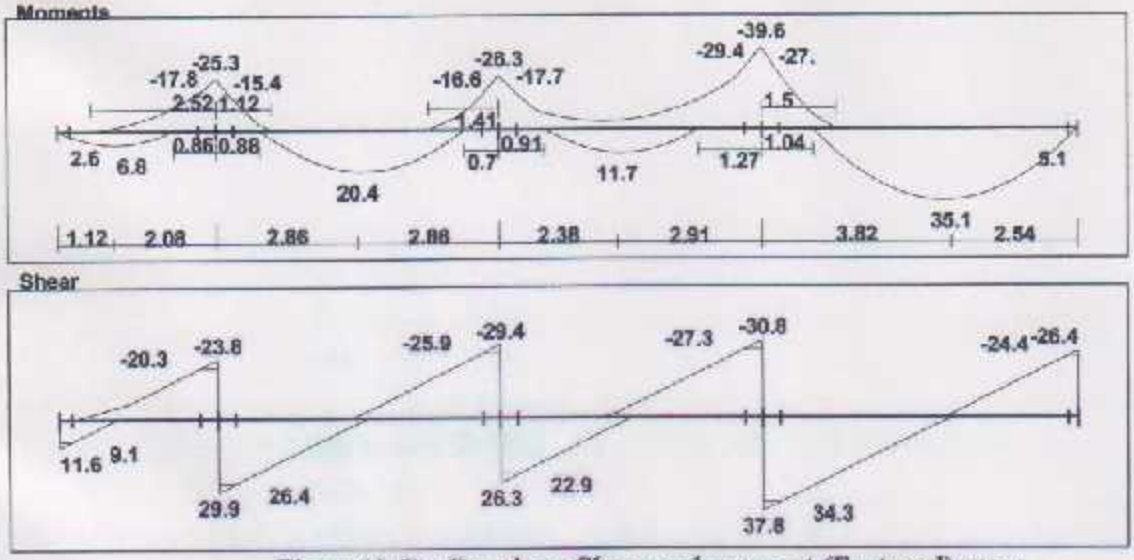
weight of partition is neglected (L.L > 3.8 KN/m^2)

$L.L_{Total}$ (for rib) = 5*0.52 = 2.6 KN/m of rib.

Using "Atir" Software For The Following Values Of Moment And Shear:-



Figure(4-4) : Load Diagram of Rib (R05).



Figure(4-5) : Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R05).

❖ **Design : -**

✓ **Design for positive Moment for Rib (R05):-**

a) This Design of span No(1) , L= 3.2 m

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

$b_E \leq L/4 = 3.2/4 = 0.8$ m

$\leq 16Tf + bw = 16*0.08+0.12 = 1.4$ m

$\leq$ c/c spacing $= 0.52$ m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 6.8 kN.m .

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

For $a = t_f = 8$cm

$d = h - \text{cover} - \Phi/2\text{-stirrups} = 350 - 20 - 12/2 - 12 = 312$ mm.

$\phi .Mnf = 0.9*0.85\ f_c' * t_f * b_E * (d - t_f/2)$

$= 0.9* 0.85\ (28)\ (0.08)\ (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3$

$= 242.4$ KN

$\phi Mnf = 242.4KN > Mu = 6.8$ KN.

Design as a rectangular with $b_E = 52$cm

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{6.8*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.312)^2} = 0.149 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.149)}{420}}\right) = 0.00036$$

$As_{req} = (0.00036)* (520)* (312) = 58.04\ mm^2$.

# of bars = As/ As_{bar} = 58.04/79 = 0.73

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 10} = 79$ mm².

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2 .

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{min} = 117.9 < 124.8$ .....the larger is control

$As_{min} = 124.8 mm^2 > As_{req} = 58.04$

As $= 124.8\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 124.8/79 = 1.58

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 10} = 79\ mm^2$

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.52 * a$

$a = 5.36\ mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.36}{0.85} = 6.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 6.3}{6.3} X 0.003 = 0.14$$

$\varepsilon_s = 0.14 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

b) This Design of span No(2) , L= 5.71 m .

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

$b_E \leq L/4 = 5.71/4 = 1.43$ m

$\leq 16Tf + bw = 16*0.08 + 0.12 = 1.4$ m

$\leq$ c/c spacing $= 0.52$ m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 20.4 kN.m.

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

For a = t_f = 8cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -12= 312 mm

$\phi Mnf = 0.9*0.85\ f_c * t_f * b_E * (d - t_f/2)$

$= 0.9* 0.85\ (28)\ (0.08)\ (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3$

= 242.4 KN

ϕMnf =242.4KN > Mu =20.4 KN

Design as a rectangular with b_E = 52cm

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2} = \frac{20.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.312)^2} = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.45)}{420}}\right) = 0.0011$$

$As_{req} = 0.0011\ (520)\ (312) = 178.5\ mm^2$.

$As_{req} = 178.5\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 178.5/113 = 1.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm².

Select bottom bars 2 Φ 12mm. Total As= 226 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5).**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

As_{min} = 117.9 < 124.8 .....the larger is control

$As_{min} = 124.8\ mm^2 < As_{req} = 178.5$

$\Rightarrow$ OK

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 113 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.52 * a$

$a = 7.67\ mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangula r

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

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 9.02}{9.02} X 0.003 = 0.1$$

$\varepsilon_s = 0.1 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

c) This Design of span No(3) , L= 5.29 m .

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

$b_E \le L/4 = 5.29/4 = 1.32$ m

$\le 16Tf + bw = 16*0.08+0.12 = 1.4$ m

$\le$ c/c spacing $= 0.52$ m (Control)

>> use Mu max. Positive for span – 11.7 kN.m

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

For $a = t_f = 8$cm

$d = h - \text{cover} - \Phi/2\text{-stirrups} = 350 - 20 - 12/2 - 12 = 312$ mm

$\phi Mnf = 0.9*0.85\ f_c' * t_f * b_E * (d - t_f/2)$

$= 0.9* 0.85\ (28)\ (0.08)\ (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3$

$= 242.4$ KN.

$\phi Mnf = 242.4$KN > Mu $= 11.7$ KN.

Design as a rectangular with $b_E = 52$cm

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2} = \frac{11.7 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.312)^2} = 0.26\ \text{N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.26)}{420}}\right) = 0.00062$$

$As_{req} = 0.00062\ (520)\ (312) = 100.6\ mm^2$.

$As_{req} = 100.6\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 100.6/79 = 1.3

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 10} = 79$ mm².

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \ge \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \ge \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{min} = 117.9 < 124.8$ ..... the larger is control

$As_{min} = 124.8 mm^2 > As_{req} = 100.6$

As $= 124.8\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 124.8/79 = 1.58

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm².

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. **Total As= 158 mm^2.**

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-4} * 420 = 0.85 * 28 * 0.52 * a$

$a = 5.36\ mm < 8\ cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.36}{0.85} = 6.3\ mm$

$\varepsilon_s = \frac{312 - 6.3}{6.3} X\, 0.003 = 0.14$

$\varepsilon_s = 0.14 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

d) This Design of span No(4) , L= 6.36 m .

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

$b_E \leq L/4 = 6.36/4 = 1.59$ m

$\leq 16Tf + bw = 16*0.08+0.12 = 1.4$ m

$\leq$ c/c spacing = 0.52 m (Control) .

>> use Mu max. Positive for span = 35.1 kN.m

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

For a = t_f = 8cm.

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -12= 312 mm

$\phi Mnf = 0.9*0.85\ f_c' * t_f * b_E * (d - t_f/2)$

$= 0.9* 0.85\ (28)\ (0.08)\ (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3$

= 242.4 KN

$\phi Mnf = 242.4 KN > Mu = 35.1$ KN

Design as a rectangular with b_E = 52cm

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2} = \frac{35.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.312)^2} = 0.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.77)}{420}}\right) = 0.00186$$

$As_{req} = 0.00186\ (520)\ (312) = 301.766\ mm^2$.

$As_{req} = 301.766\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 301.766/154 = 1.96

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm².

Select bottom bars 2 Φ 14 mm. Total As= 308 mm^2.

- Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{min} = 117.9 < 124.8$ .....the larger is control

$As_{min} = 124.8\ mm^2 < As_{req} = 301.766$

$\Rightarrow$ OK

- Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 154 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.52 * a$

$a = 10.45\ mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangula r

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.45}{0.85} = 12.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 12.3}{12.3} X\, 0.003 = 0.14$$

$\varepsilon_s = 0.073 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

❖ **Design for negative moment for Rib (R05) :-**

a) Design of support No. 4

>> use Mu max. negative for support = 39.6 kN.m

Design as a rectangular with $b = 12$ cm

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2} = \frac{39.6 * 10^3 / 0.9}{0.12 * (0.312)^2} = 3.76 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(3.76)}{420}}\right) = 0.0098$$

$As_{req} = 0.0098\ (120)\ (312) = 366.9\ mm^2$.

$As_{req} = 366.9\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 366.9/201 = 1.8

⇒ Note $A_{\Phi 16} = 201$ mm².

Select Top bars 2 Φ 16 mm. **Total As= 402 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{min} = 117.9 < 124.8$ .....the larger is control

$As_{min} = 124.8 mm^2 < As_{req} = 366.9$

⇒ OK

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 201 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.12 * a$

$a = 59.12\,mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.12}{0.85} = 69.55\,mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{312 - 69.55}{69.55} X\, 0.003 = 0.01$$

$\varepsilon_t = 0.01 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

b) Design of support No. (3) & support No. (2).

>> use Mu max. negative for support = 26.3 kN.m

Design as a rectangular with $b = 12$ cm

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2} = \frac{26.3 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.312)^2} = 2.47\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(2.47)}{420}}\right) = 0.0062$$

$As_{req} = 0.0062\ (120)\ (312) = 232.13\,mm^2$.

$As_{req} = 232.13\,mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 232.13/154 = 1.5

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14} = 154\ mm^2$.

Select Top bars 2 Φ 14 mm. **Total As= 308 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{min} = 117.9 < 124.8$ .....the larger is control

$As_{min} = 124.8\,mm^2 < As_{req} = 232.13$

$\Rightarrow$ OK

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2*154*10^{-6}*420 = 0.85*28*0.12*a$

$a = 45.3mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.3}{0.85} = 53.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 53.3}{53.3} X0.003 = 0.015$$

$\varepsilon_s = 0.015 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

❖ **Design shear for Rib (R05):-**

a) At support No 4 :

Factored shear forces at d=0.312 m from support

Vu =34.3KN

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

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{6}\ 0.12 * 0.312*10^3 = 24.76$ KN

$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} * 24.76 = 12.38$

$Vu = 34.3 > \frac{1}{2}\Phi\ Vc = 12.38$ ..... not control

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

$Vu = 34.3 > \Phi Vc = 24.76$ ..... notcontrol

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

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi\ Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \geq \phi\ (\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{28} * 0.12 * 0.312 * 10^3 \geq 0.75\ (\frac{1}{3}) * 0.12 * 0.312 * 10^3$

$\Phi\ Vs_{min} = 12.4 \geq 9.36$

$\Phi\ Vs_{min} = 12.4\ KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 24.76 + 12.4 = 37.16 kN$

$Vu = 34.3 kN < \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 37.16\ kN$ .....control

Minimum shear reinforcement is required

Use2Φ10 with two legs.

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

$S_{req} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req}} = \frac{0.75 \times 158 \times 10^{-6} \times 420 \times 10^3 \times 0.312}{12.4} = 1.25m$

$S_{req} < \frac{d}{2} = \frac{31.2}{2} = 15.6cm < 60cm$

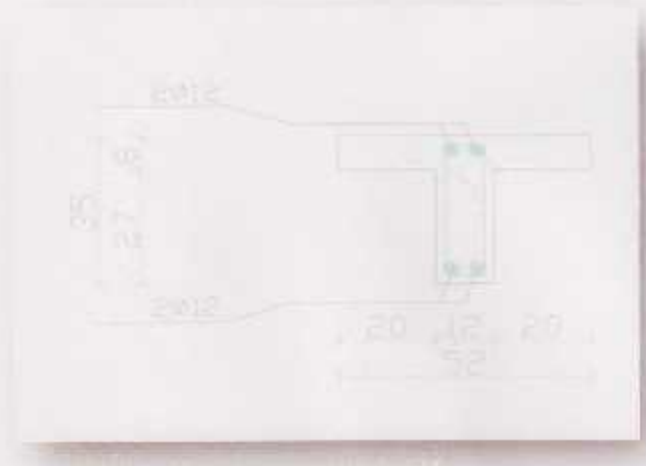
Then Select $S = 15cm < \frac{d}{2}$ .....*ok*

Then use 2Φ 10 @ 15 cm.

- At support No 1,2,3 and 5 :-

Minimum shear reinforcement is required.

Then use 2Φ 10 @ 15 cm.



Figure(4-6) : Section of (R05).

4.6 .2 Pos. Rib (R01) : Ribbed slab in seventh floor .

❖ **Material :-**

Concrete B350 ,

Fc' = 0.8*35= 28 N/mm^2 =28Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

❖ **Section :-**

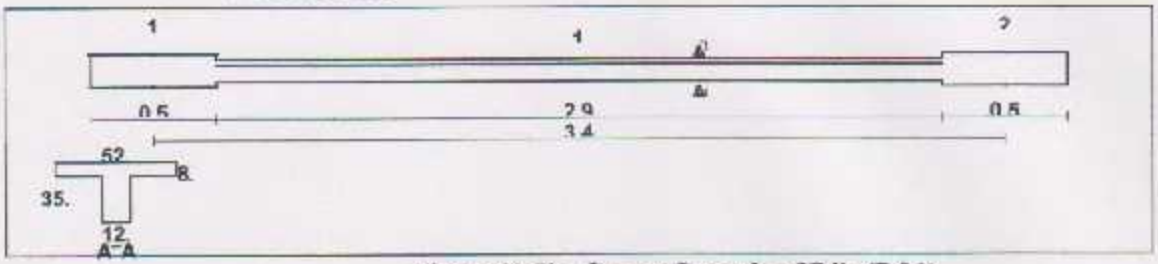
bw =12cm

h =35cm

d =40cm

Tf = 8cm

❖ **System :-**



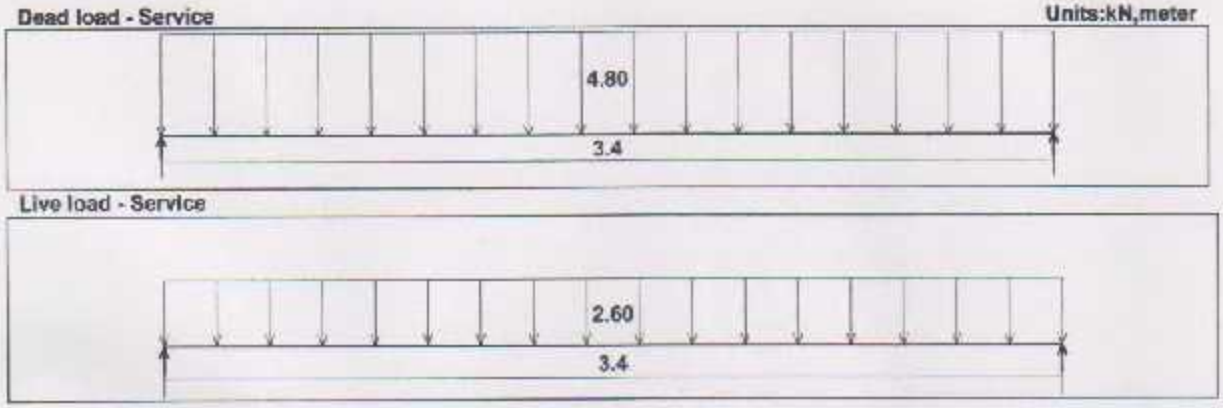
Figure(4-7) : Spans Length of Rib (R01).

❖ **Loading :-**

D.L $_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.104

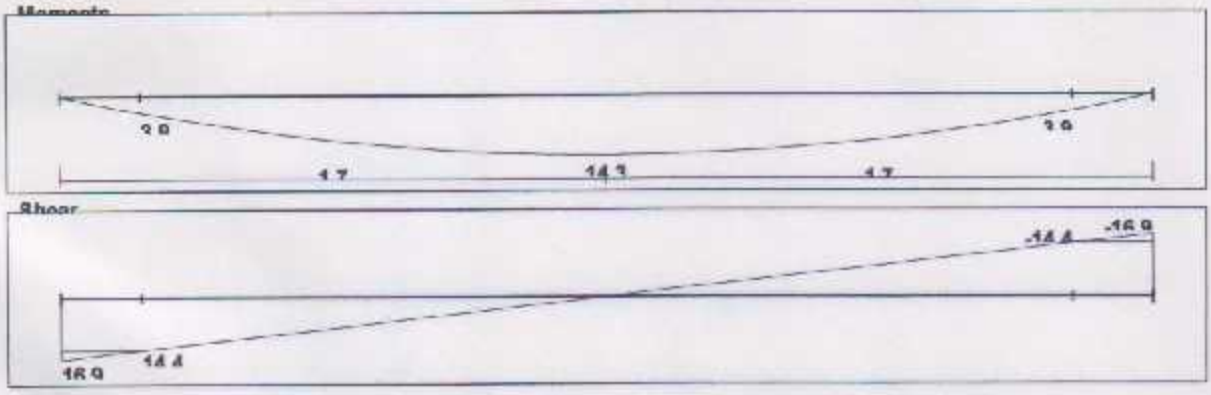
= 4.79 = **4.8KN/m of rib** .

L.L = 5*0.52 = **2.6 KN/m of rib.**



Figure(4-8) : Load Diagram of Rib (R01).

Using "Atir" Software For The Following Values Of Moment And Shear:-



Figure(4-9) : Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R01).

❖ **Design : -**

See the Rib reinforcement Plans.

4.6.3 Pos. Rib (R04) : Ribbed slab in seventh floor .

❖ **Material :-**

Concrete B350 ,

$Fc' = 0.8*35 = 28\ N/mm^2 = 28Mpa$

Reinforcement Steel , $fy = 420\ N/mm^2 = 420\ Mpa$

❖ **Section :-**

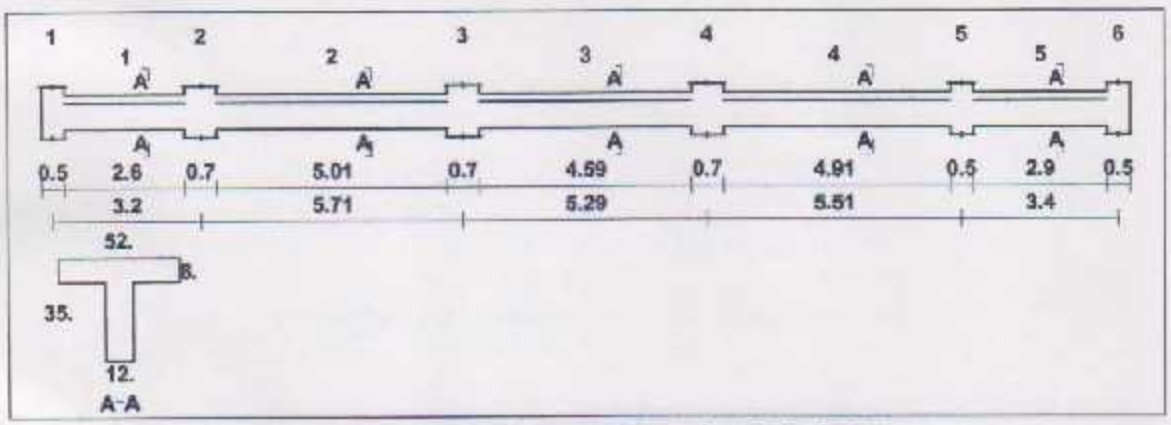
bw =12cm

h =35cm

d =40cm

Tf = 8cm

❖ **System :-**



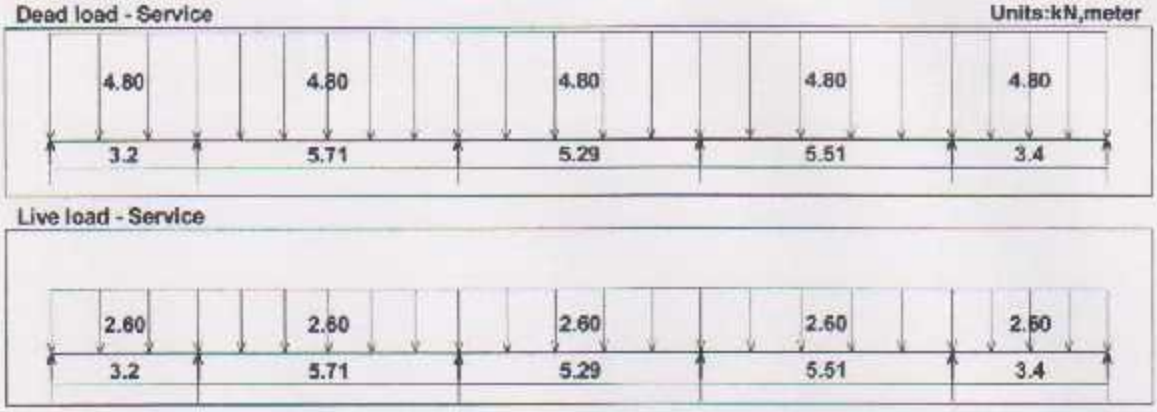
Figure(4-10) : Spans Length of Rib (R04).

❖ **Loading :-**

D.L $_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.104

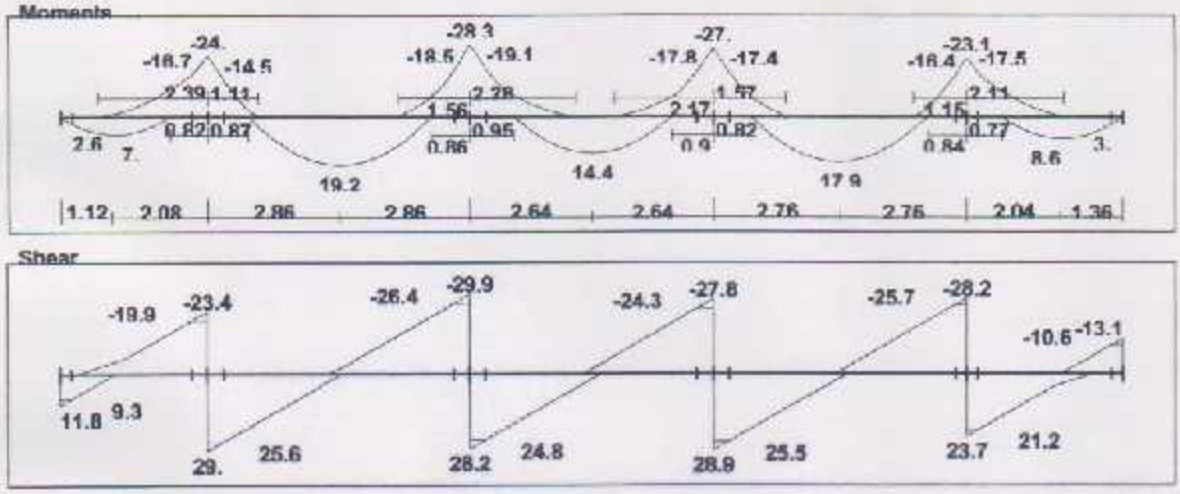
= 4.79 = **4.8KN/m of rib** .

L.L = 5*0.52 = **2.6 KN/m of rib.**



Figure(4-11) : Load Diagram of Rib (R04)

Using "Atir" Software For The Following Values Of Moment And Shear:-



Figure(4-12) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R04)

❖ **Design : -**

See the Rib reinforcement Plans.

4.6 . 4 Pos. Rib (R13) : Ribbed slab in Eighth floor .

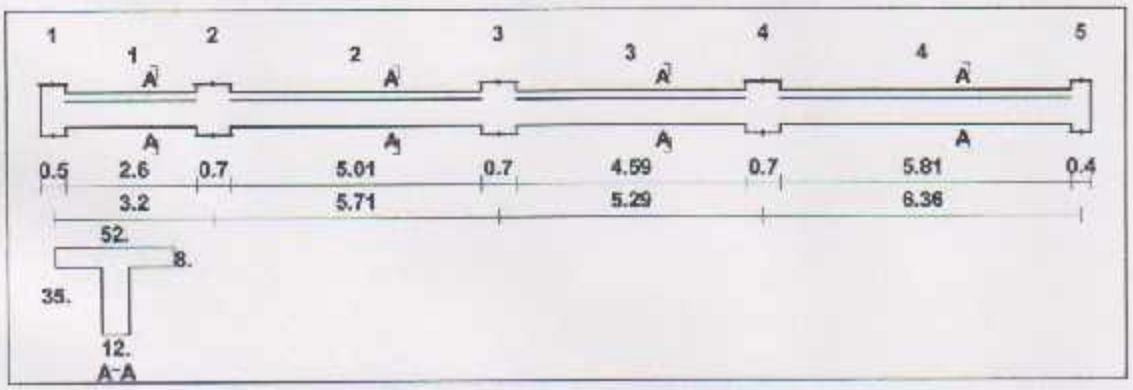
❖ **Material :-**

Concrete B350 ,
Fc' = 0.8*35= 28 N/mm^2 =28Mpa
Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

❖ **Section :-**

bw =12cm
h =35cm
d =40cm
Tf = 8cm

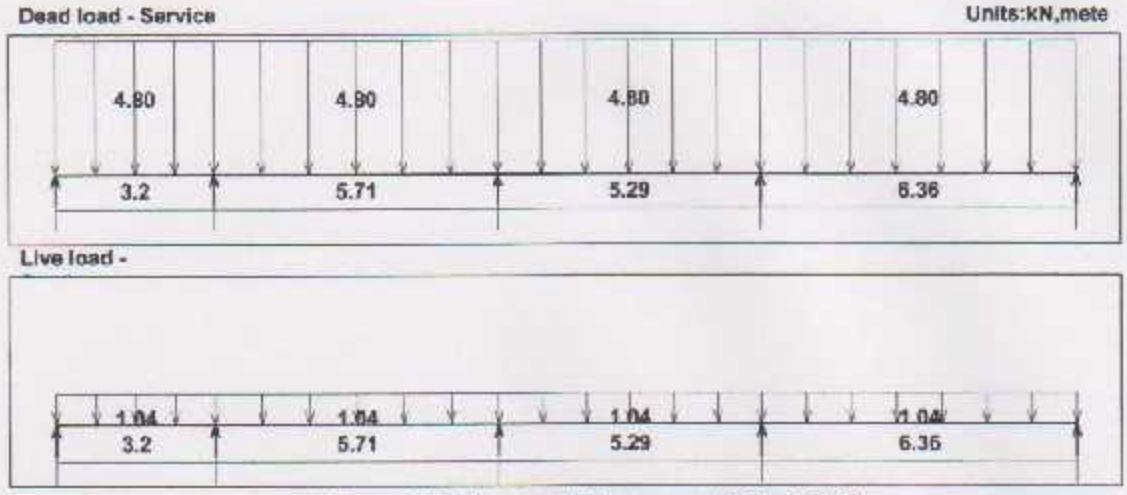
❖ **System :-**



Figure(4-13) : Spans Length of Rib (R13).

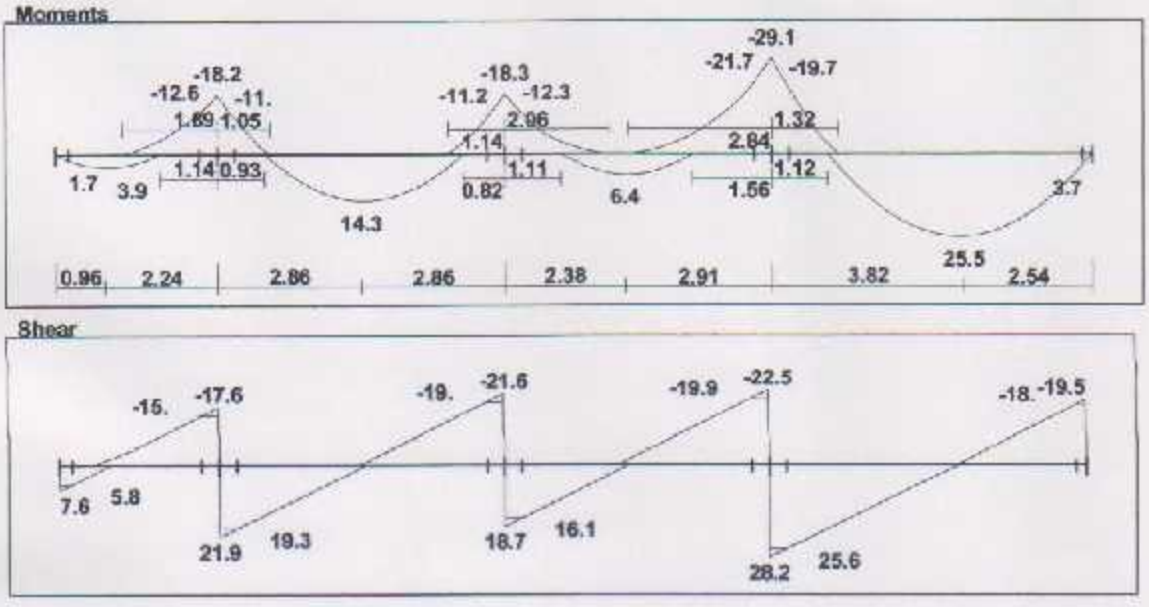
❖ **Loading :-**

D.L $_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.104
= 4.79 = **4.8KN/m of rib .**
L.L = 5*0.52 = **2.6 KN/m of rib.**



Figure(4-14) : Load Diagram of Rib (R13).

Using "Atir" Softwarc For The Following Values Of Moment And Shear:-



Figure(4-15) : Envelope Shear and moment Diagram of Rib (R13).

❖ **Design : -**

See the Rib reinforcement Plans.

4.7. Design of Beam :-

4.7.1 Pos. B(15) : Beam in seventh floor :-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **Section :-**

B =70

h =35cm

❖ L/18.5 = 5.3/18.5 =0.286 m ,for exterior span

❖ L/21 = 5.3/21 = 0.252 m ,for interior span

(Control) ACI-318-02 (9.5.a)

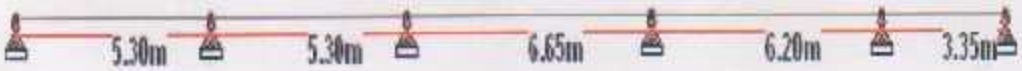
✓ L/21 = 6.65/21 = 0.3167 m ,for interior span

✓ L/21 = 6.2/21 = 0.295 m ,for interior span

✓ L/18.5 = 3.35/18.5 = 0.181 m ,for exterior span

⇒ Select h = 35cm.

❖ **System : -**



Figure(4-16) : Spans Length of Beam(B15)

❖ **Loading :-**

Reaction from rib(4) , D.L =26.05/0.52 =50.1 KN/m

L.L =15.9/0.52 = 30.57 KN/m

Reaction from rib(5) , D.L =32.28/0.52 = 62.07

L.L =18.64/0.52 =35.85 KN/m

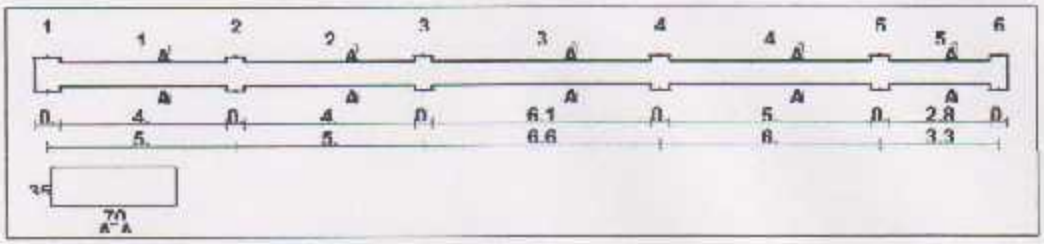
Reaction from rib(6) , D.L =28.82/0.52 =55.42 KN/m

L.L =17.05/0.52 = 32.78 KN/m

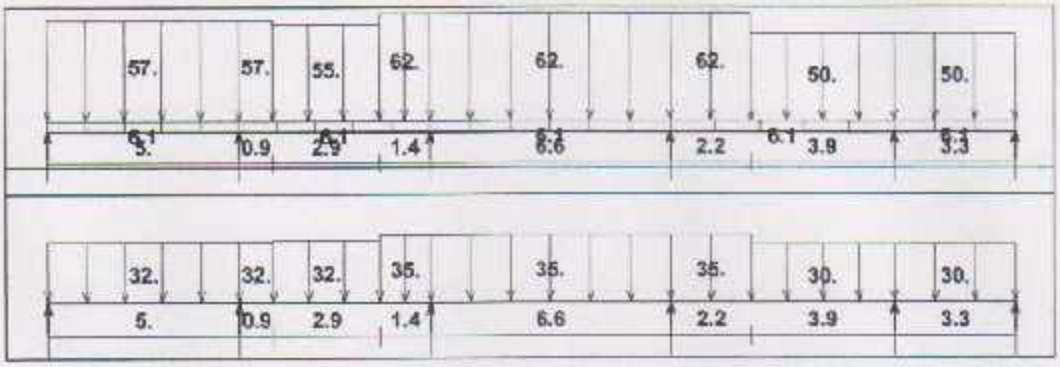
Reaction from rib(7) , D.L =30.03/0.52 =57.75 KN/m

L.L =16.78/0.52 =32.27 KN/m

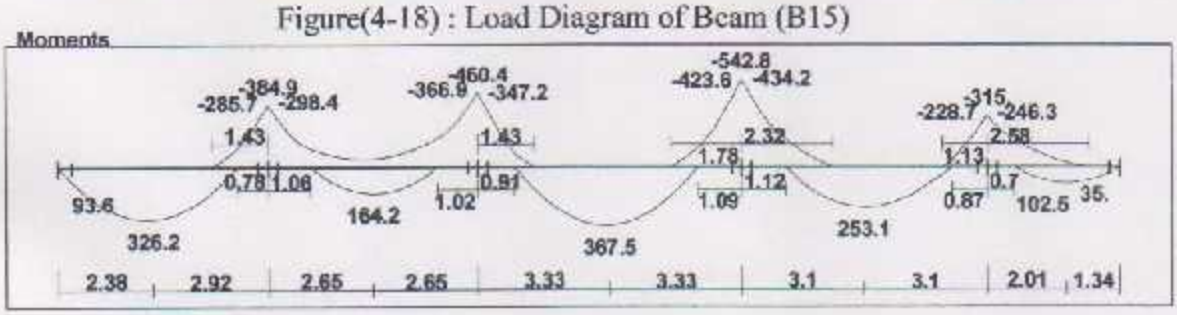
Using "Atir" software for the following values of moment and shear:-

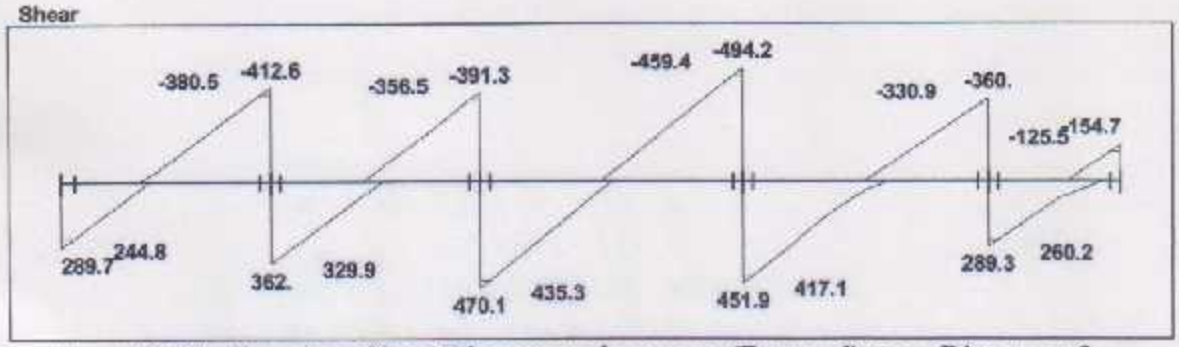


Figure(4-17) : Spans Length of Beam (B15).



Figure(4-18) : Load Diagram of Beam (B15)





Figure(4-19) : Envelope Shear Diagram and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B15) .

❖ **Design :-**

✓ **Design of Positive Moment for Beam (B15):-**

a) This design of span No. (1) , L = 5.3 m ,

$B = 70cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 12 - 10 - = 288mm$

$d' = 62mm$

Mu= 326.2 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{326.2}{0.9} = 362.44kN.m$$

Fc' – 28 N/mm^2 $\rightarrow \beta = 0.85$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 123 .4\ mm$

$a = \beta_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123 .4 = 104 .89\ mm$

$c_{max} = 123 .4\ mm$

$a_{max} = 104 .89\ mm$

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

$\Phi Mnc = \Phi * 0.85 f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85 (28) (0.7) (0.10489)(0.288 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 335.88$ KN.m

$Mu = 326.2$ KN .m $< \Phi Mnc = 335.88$ KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

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

$$Rn = \frac{326.2 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 6.24 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(6.24)}{420}}\right) = 0.0176$$

As req = ρ * b * d = 0.0176 * 700 * 288 = 3548.16 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 3548.16/491 = 7.23

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select bottom bars 8 Φ 25 mm. Total As= 3928 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

As_{min} = 635 < 672 .....the larger is control

As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 3548 .16

$\Rightarrow$ OK

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$8 * 491 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.7 * a$

$a = 99.03mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{99.03}{0.85} = 116.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{288 - 116.5}{116.5} X 0.003 = 0.0044$$

$\varepsilon_s = 0.0044 < 0.005$

ϕ =0.65+250/3*(ϵs-0.002) = 0.65+250/3*(0.0044-0.002) = 0.85

$$Rn = \frac{326.2 * 10^{-3} / 0.85}{0.7 * (0.288)^2} = 6.61 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(6.61)}{420}}\right) = 0.019$$

As req = ρ * b * d = 0.019 * 700 * 288 = 3830.4mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 3830.4/491 = 7.8

$\Rightarrow$ Note A_{d25} = 491 mm²

Select bottom bars 8 Φ 25 mm. **Total As= 3928 mm^2.**

$\Rightarrow$ Ok

- **This design of span No(2), L = 5.3 m ,**

$B = 70cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 12 - 10 - = 288mm$

$d' = 62mm$

Mu= 164.2 KN .m

Fc' = 28 N/mm² $\rightarrow \beta$ =0.85

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 123 .4\,mm$

$a = \beta_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123 .4 = 104 .89\ mm$

$c_{max} = 123 .4\,mm$

$a_{max} = 104 .89\ mm$

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

$\phi Mnc = \phi * 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (28)\ (0.7)\ (0.10489)(0.288 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 335.88$ KN.m

Mu= 164.2 KN .m < ϕMnc =335.88 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:-

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

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

$$Rn = \frac{164.2 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 3.14\ \text{N/mm}^2\ \text{(Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(3.14)}{420}}\right) = 0.008$$

As req = ρ * b * d = 0.008 * 700 * 288 = 1612.8 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1612.8/314 = 5.14

* Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm²

Select bottom bars 6 Φ 20 mm. Total As= 1884 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement Asmin.(ACI-318-02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

As_{min} = 635 < 672 .....the larger is control

$As_{min} = 672mm^2 < As_{req} = 1612.8$

⇒ OK

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$6*314*10^{-6}*420 = 0.85*28*0.7*a$

$a = 47.5mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.5}{0.85} = 55.88mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{288 - 55.88}{55.88} X0.003 = 0.0125$$

$\varepsilon_s = 0.0125 > 0.005$

⇒ OK

- **This design of span No. 3, L = 6.65m ,**

$B = 70cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 12 - 10 - = 288mm$

$d' = 62mm$

$Mu = 367.5$ KN .m

Fc' = 28 N/mm^2 $\rightarrow \beta = 0.85$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 123 .4\ mm$

$a = \beta_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123 .4 = 104 .89\ mm$

$c_{max} = 123 .4\ mm$

$a_{max} = 104 .89\ mm$

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

$\phi Mnc = \phi * 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (28)\ (0.7)\ (0.10489)(0.288 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 335.88$ KN.m

$Mu = 367.5$ KN .m $> \phi Mnc = 335.88$ KN .m

$\Rightarrow$ The section must be doubly reinforced section:

Compute AS_1

Tc = Cc

$AS_1 * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$AS_1 * 420 = 0.85 * 28 * 0.7 * 0.10489$

$AS_1 = 4160.6\ mm^2$

Mns= Mu/ϕ - Mnc = (367.5/0.816) - 335.88/0.816 = 34.52 KN.m

Ts = $Mns/d - d' = 34.52/(0.288 - 0.062) = 152.74$ KN

=0.15274Mpa

$$fs' = \frac{c - d'}{c} * 600 = \frac{c - d'}{c} * 600 = \frac{0.1234 - 0.062}{0.1234} * 600 = 298.54\ Mpa$$

< fy

$fs' = 298.54\ Mpa$

$$As_2 = \frac{Ts}{fs' - 0.85\,fc'} = \frac{0.15274}{298.54 - 0.85 * 28} * 10^6 = 555.94\,mm^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 4160.6 + 555.94 = 4716.54 mm^2$$

$$As' = As_2 = 555.94\,mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 4716.54/491 = 9.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select bottom bars 10 Φ 25 mm. **Total As= 4910 mm^2.**

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 555.94/154 = 3.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

Select Top bars 4 Φ 14 mm. **Total As= 616 mm^2.**

- **This design of span No(4), L = 6.2 m .**

$B = 70\ cm\ , h = 35\ cm$

$d = 350 - 40 - 12 - 10 = 288\ mm$

$d' = 62\ mm$

Mu= 253.1 KN .m

Fc' = 28 N/mm² $\rightarrow \beta$ =0.85

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 123\ .4\ mm$

$a = \beta_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123\ .4 = 104\ .89\ mm$

$c_{max} = 123\ .4\ mm$

$a_{max} = 104\ .89\ mm$

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

$\phi Mnc = \phi * 0.85\ f_c' * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (28)\ (0.7)\ (0.\ 10489)(0.288 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 335.88$ KN.m

Mu= 253.1 KN .m < ϕMnc =335.88 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

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

$$Rn = \frac{253.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 4.84 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(4.84)}{420}}\right) = 0.013$$

As req = ρ * b * d = 0.013 * 700 * 288 = 2620.8 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 2620.8/491 = 5.33

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select bottom bars 6 Φ 25 mm. **Total As= 2946 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin.(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

As_{min} = 635 < 672 .....the larger is control

$As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 2620.8$

$\Rightarrow$ OK

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$9 * 314 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.7 * a$

$a = 71.24 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71.24}{0.85} = 83.8 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{288 - 83.8}{83.8} X 0.003 = 0.007$$

$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

• **This design of span No. 5, L = 3.35 m ,**

$B = 70cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 12 - 10 - = 288mm$

$d' = 62mm$

Mu= 102.5 KN .m

Fc' = 28 N/mm^2 → β=0.85

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 123 .4\,mm$

$a = \beta_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123 .4 = 104 .89\ mm$

$c_{max} = 123 .4\,mm$

$a_{max} = 104 .89\ mm$

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

$\phi Mnc = \phi * 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (28)\ (0.7)\ (0.\ 10489)(0.288 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 335.88$ KN.m

Mu= 102.5 KN .m < ϕMnc =335.88 KN .m

⇒ The section must be singly reinforced section:

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

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

$$Rn = \frac{102.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 1.96\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.96)}{420}}\right) = 0.00487$$

As req = ρ * b * d = 0.00487 * 700 * 288 = 981.8 mm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 981.8/201 = 4.88

⇒ Note $A_{\Phi 16}$ = 201 mm^2

Select bottom bars 5 Φ 16 mm. Total As= 1005 mm^2 .

- **Check Minimum Reinforcement Asmin (ACI-318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

$As_{min} = 635 < 672$ ..... the larger is control

$As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 981.8$

$\Rightarrow$ OK

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5 * 201 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 0.7 * a$

$a = 25.34\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.34}{0.85} = 29.8 mm$ ..... OK

$\varepsilon_s = \frac{288 - 29.8}{29.8} X 0.003 = 0.026$

$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$

✓ **Design for negative moment for Beam (B15):-**

- **Support No.(2) :-**

$Mu = 384.9$ KN .m

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

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

$$Rn = \frac{384.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 7.37 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(7.37)}{420}}\right) = 0.0217$$

As req = ρ * b * d = 0.0217 * 700 * 288 = 4374.72 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 4374.72/491 = 8.9

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select Top bars 9 Φ 25 mm. **Total As= 4419 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

$As_{min} = 635 < 672$ .....the larger is control

$As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 4374.72$

$\Rightarrow$ OK

- **Support No.(3)**

Mu= 460.4 KN .m

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

$$Rn = \frac{460.4 * 10^3 / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 8.8 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(8.8)}{420}}\right) = 0.0278$$

As req = ρ * b * d = 0.0278 * 700 * 288 = 5603.744 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 5603.744 /491 = 11.4

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select Top bars 12 Φ 25 mm. **Total As= 5892 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

$As_{min} = 635 < 672$ ..... the larger is control

$As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 5603.74$

$\Rightarrow$ OK

- **Support No.(4) :-**

$Mu = 542.8$ KN .m

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

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

$$Rn = \frac{542.8*10^{-3}/0.9}{0.7*(0.288)^2} = 10.38 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(3.166)}{420}}\right) = 0.0365$$

As req = ρ * b * d = 0.0365 * 700 * 288 = 7352.418 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 7352.418 /491 – 14.9

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm²

Select Top bars 15 Φ 25 mm. **Total As= 7365 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

$As_{min} = 635 < 672$ ..... the larger is control

$As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 7365$

$\Rightarrow$ OK

- **Support No.(5) :-**

Mu= 315 KN .m

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

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

$$Rn = \frac{5428 * 10^{-3} / 0.9}{0.7 * (0.288)^2} = 6.03 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(3.166)}{420}}\right) = 0.017$$

As req = ρ * b * d = 0.017 * 700 * 288 = 3399.367 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 3399.367 /491 = 6.9

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ = 491 mm².

Select Top bars 7 Φ 25 mm. **Total As= 3437 mm^2.**

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5).**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(700)(288) \geq \frac{1.4}{420}(700)(288)$$

As_{min} = 635 < 672 .....the larger is control

As_{min} = 672 mm^2 < As_{req} = 3399 .367

$\Rightarrow$ OK

✓ **Design of Shear for Beam (B15):**

d=350-40-12-10=288 mm

- **At support No 4 :-**

Factored shear forces at d=0.288 m from support Vu =459.4 KN

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{6} 0.7 * 0.288*10^3 = 133.34$ KN

$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{1}{2} * 133.34 = 66.67$

$Vu = 459.4 > \frac{1}{2}\Phi Vc = 66.67$ ..... notcontrol

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

Vu=459.4>ΦVc=133.34..... notcontrol

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \ge \phi (\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{28} * 0.7 * 0.288 * 10^3 \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * 0.7 * 0.288 * 10^3$

$\Phi Vs_{min} = 66.67 \ge 50.4$

$\Phi Vs_{min} = 66.67 KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 133.34 + 66.67 = 200.01\ kN$

$Vu = 459.4kN > \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 200.01kN$ ..... not control

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{3} * 0.7 * 0.288 * 10^3 = 266.69KN$

$200.01 \le 459.4 \le 133.34 + 266.69 = 400.03$ kN.....not control

5. $\Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d \le Vu \le \Phi Vc + 2\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$400.03 \le 459.4 \le 133.34 + 2 * 266.69 = 666.72$ kN .... control

So categories (5) satisfy:

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d}$

$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{459.4}{0.75} - \frac{133.34}{0.75} = 434.75KN$

Use 4ϕ12

$\frac{4 * 113 * 10^{-6}}{s} = \frac{434.75 * 10^{-3}}{420 * 0.288}$

S=0.125 m =12.5 cm

$S_{max} \le d/2 = 28.8/2 = 14.4$ cm ≤ 30 cm

⇒ **Then use 4Φ 12 @ 12.5 cm.**

- **At support No 5 :-**

Factored shear forces at d=0.288 m from support Vu =260.2KN

categories (4)

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{3} * 0.7 * 0.288 * 10^3 = 266.69KN$

$200.01 \le 260.2 \le 133.34 + 266.69 = 400.03$ kN ..... control

So categories (4) satisfy:

$$\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy*d}$$

$$Vs=\frac{Vu}{\phi}-Vc=\frac{260.2}{0.75}-\frac{133.34}{0.75}=169.15\,KN$$

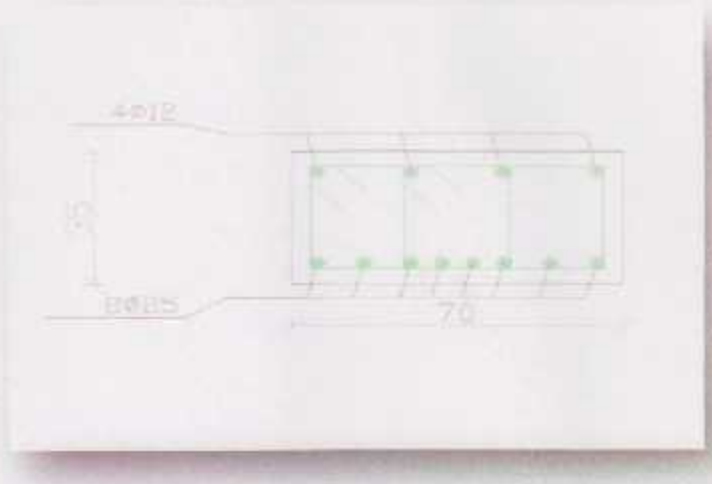
Use 4ϕ10

$$\frac{4*79*10^{-6}}{s}=\frac{169.15*10^{-3}}{420*0.288}$$

S=0.226 m =22.6 cm

$S_{max} \le d/2 = 28.8/2 = 14.4$ cm ≤ 60 cm

⇒ **Then use 4Φ10 @ 12.5cm.**



Figure(4-20) : Section of (Beam).

✓ **Design of Hanger Reinforcement in Beam B20:-**

Reaction support of Beam B14, B15 on B20

D.L=97 KN L.L=62.7 KN

Ru=1.2*D.L+1.6*L.L

= 1.2*97+1.6*62.7=216.72 KN

The area of the Hanger Reinforcement

$$A_{Hreq} \ge \left(1-\frac{hb}{h1}\right)\times\frac{Ru}{\phi.fy}$$

hb= 0.25 m , h1=0.6 m

$$A_{Hreq} \geq \left(1-\frac{0.25}{0.6}\right)\times\frac{216.72\times10^{3}}{0.75\times420}=401.3 \quad mm^{2}$$

⇒ **Then use 4Φ10 @ 12.5cm. of 2-legs Total As= 632 mm^2.**

This is an addition to the shear reinforcement already provided.

- **Placement of Hanger Reinforcement :-**

According to the German Code -(DIN 1045-1)

hb :- the distance from the bottom of the supporting beam to the supported beam =0.25m.

b1:- the width of supporting beam B20 =0.3m.

b2:- the width of supported beam B15 =0.7m.

h1:- the depth of supporting beam B15=0.6m.

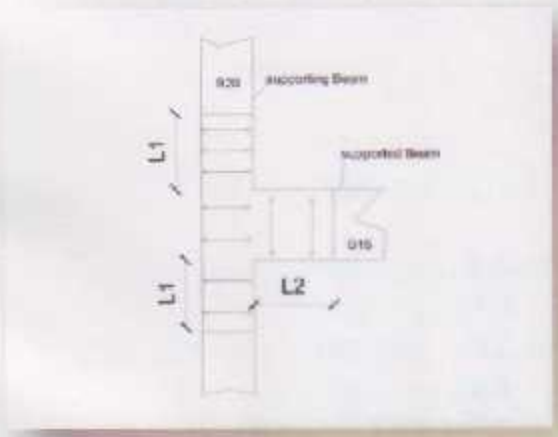
h2:- the depth of supported beam B15=0.35m.

$$L2 \leq \frac{h2}{3}=\frac{35}{3}=17.5 \quad cm$$

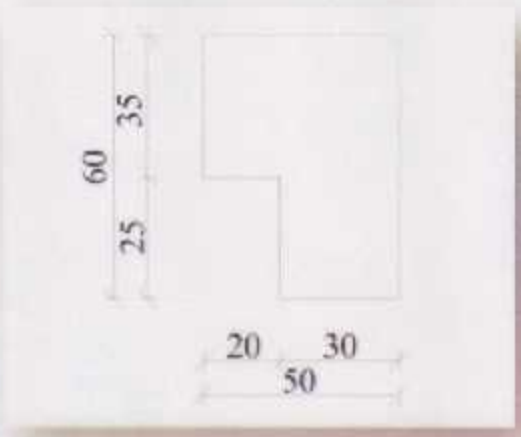
$$\leq \frac{h2-b1}{2}=\frac{35-30}{2}=2.5 \quad cm \rightarrow select$$

$$L1 \leq \frac{h1}{3}=\frac{60}{3}=20 \quad cm \rightarrow select$$

$$\leq \frac{h1-b2}{2}=\frac{60-70}{2}=-5 \quad cm$$



Figure(4-22) : Detail of Beam – (B20).



Figure(4-21) :Sec of Beam – (B20).

4.7.2 Pos. B(13) : Beam in seventh floor .

❖ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **Section :-**

B =70 , h =35cm

✓ L/18.5 = 4.56/18.5 =0.246 m ,for exterior span

✓ L/21 = 6.79/21 = 0.322 m ,for interior span

(Control) ACI-318-02 (9.5.a)

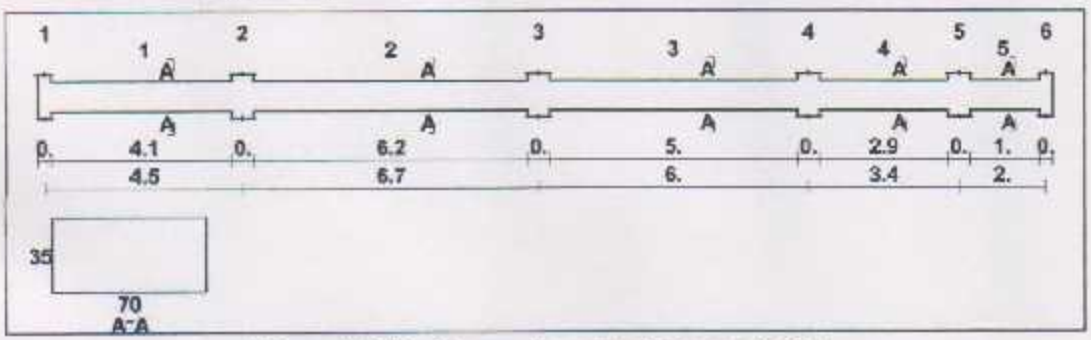
✓ L/21 = 6.2/21 = 0.295 m ,for interior span

✓ L/21 = 3.45/21 = 0.16 m ,for interior span

✓ L/18.5 = 2/18.5 = 0.108 m ,for exterior span

⇒ **Select h = 35cm**

❖ **System :-**



Figure(4-23) : Spans Length of Beam (B13).

❖ **Loading :-**

Reaction from rib(1) , D.L =8.16/0.52 =15.7KN/m

L.L =4.42/0.52 =8.5 KN/m

Reaction from rib(4) , D.L =24.39/0.52 = 47KN/m

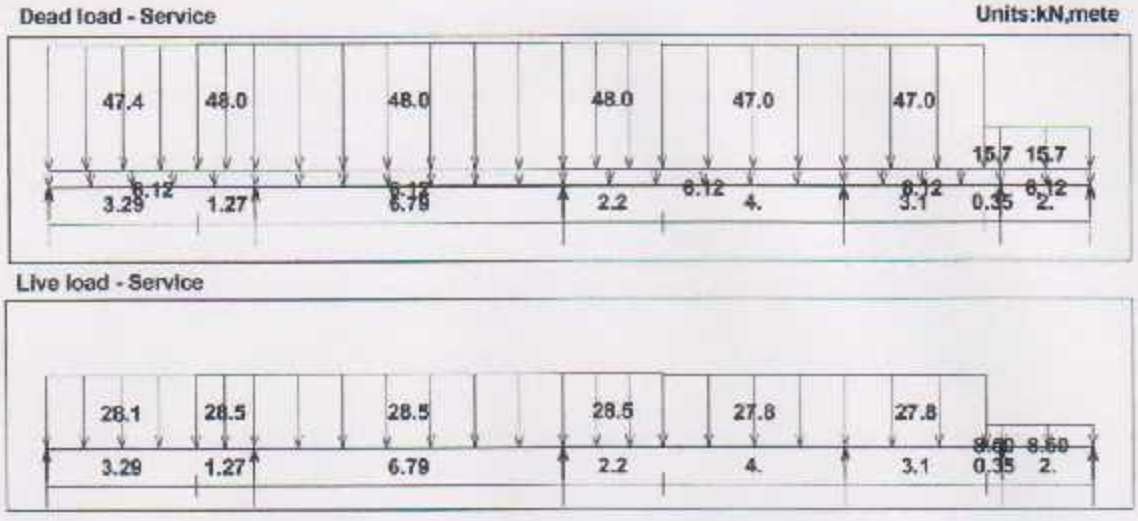
L.L =14.46/0.52 =27.8KN/m

Reaction from rib(5) , D.L =24.97/0.52 =48KN/m

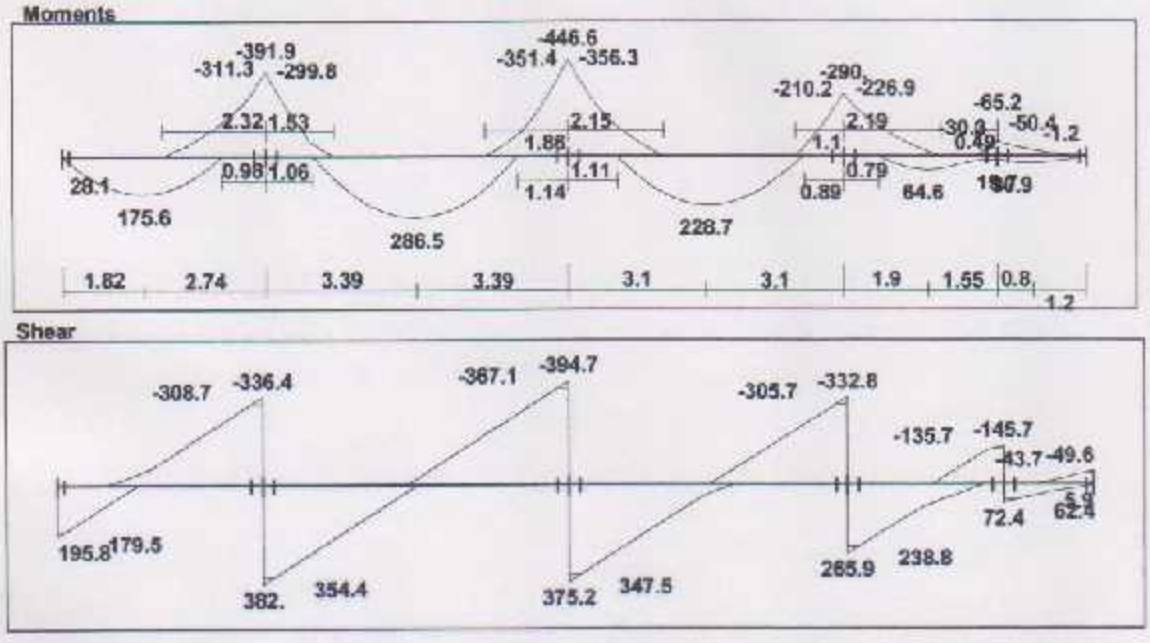
L.L =14.82/0.52 = 28.5KN/m

Reaction from rib(6) , D.L =24.65/0.52 =47.4KN/m

L.L =14.62/0.52 =28.1KN/m



Figure(4-24) : Load Diagram of Beam (B13).



Figure(4-25) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B13).

❖ **Design :-**

See Beam Details Plan.

4.7.3 Pos. B(03) : Beam in Eight floor .

❖ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **Section :-**

B =70 , h =35cm

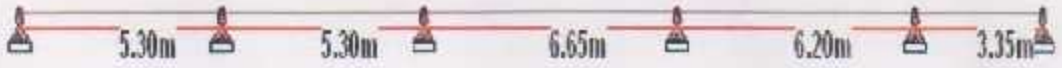
- ✓ L/18.5 = 5.3/18.5 =0.286 m ,for exterior span
- ✓ L/21 = 5.3/21 = 0.252 m ,for interior span

(Control) ACI-318-02 (9.5.a)

- ✓ L/21 = 6.65/21 = 0.3167 m ,for interior span
- ✓ L/21 = 6.2/21 = 0.295 m ,for interior span
- ✓ L/18.5 = 3.35/18.5 = 0.181 m ,for exterior span

⇒ Select h = 35

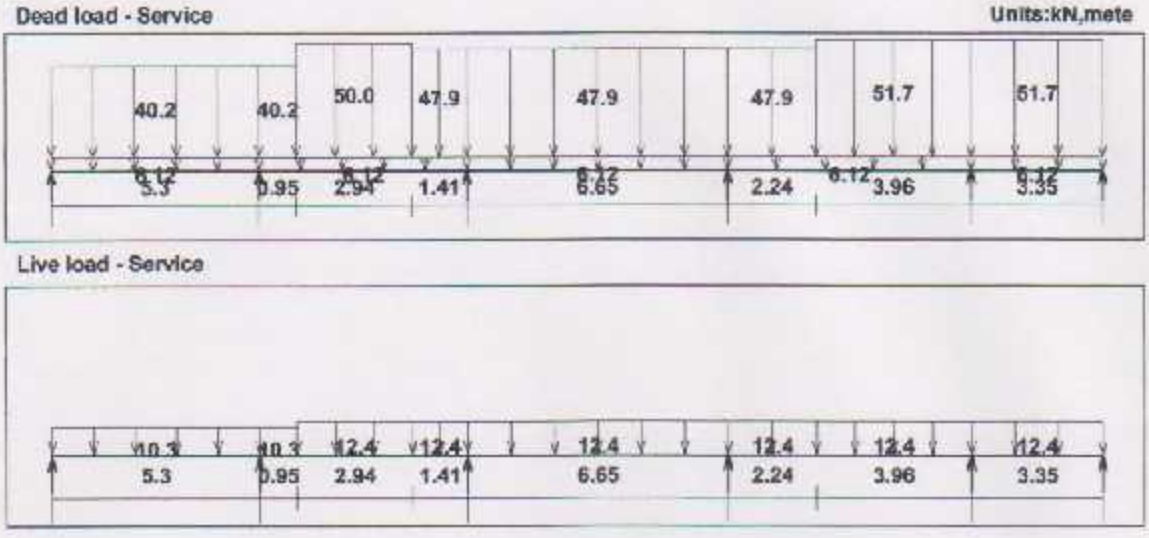
❖ **System :-**



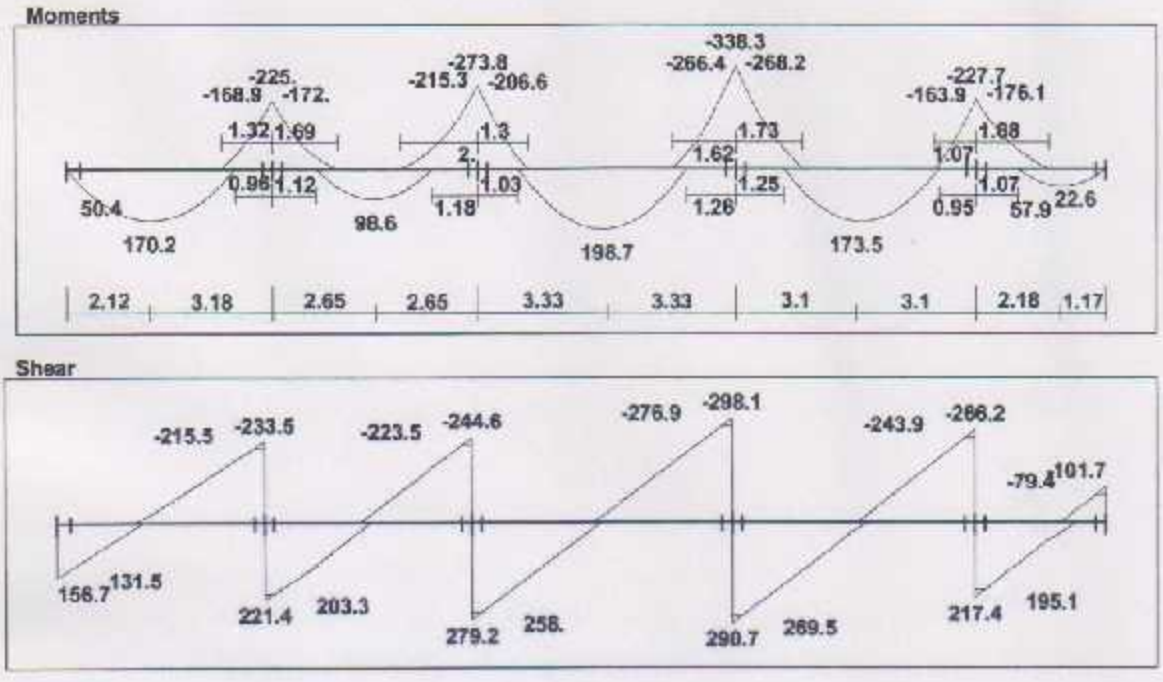
Figure(4-26) : Spans Length of Beam (B 03).

❖ **Loading :-**

Reaction from rib(4) , D.L =26.89/0.52 =51.7KN/m
L.L =6.46/0.52 = 12.4 KN/m
Reaction from rib(5) , D.L =24.91/0.52 = 47.9 KN/m
L.L =6.46/0.52 =12.4 KN/m
Reaction from rib(6) , D.L =26.01/0.52 =50.02 KN/m
L.L =6.45/0.52 = 12.4 KN/m
Reaction from rib(7) , D.L =20.92/0.52 =40.23 KN/m
L.L =5.34/0.52 =10.3 KN/m



Figure(4-27) : Load Diagram of Beam (B03).



Figure(4-28) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B03).

❖ **Design :-**

See Beam Details Plan.

4.7. 4 Pos. B(22) : Beam in Ground floor .

❖ **Material :-**

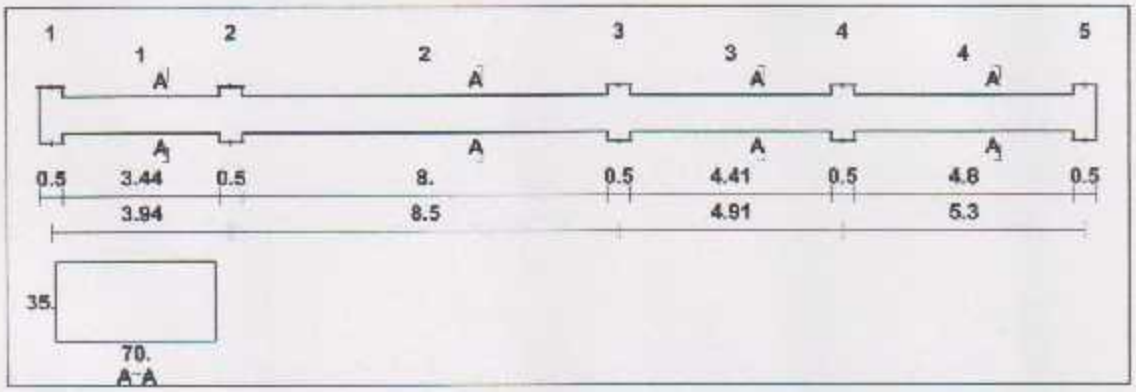
concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **Section :-**

B =70 , h =35cm

❖ **System :**



Figure(4-29) : Spans Length of Beam (B22)

❖ **Loading :-**

Reaction from rib(1) , D.L =8.16/0.52 =15.7KN/m

L.L =4.42/0.52 =8.5 KN/m

Reaction from rib(4) , D.L =4.34/0.52 = 8.3KN/m

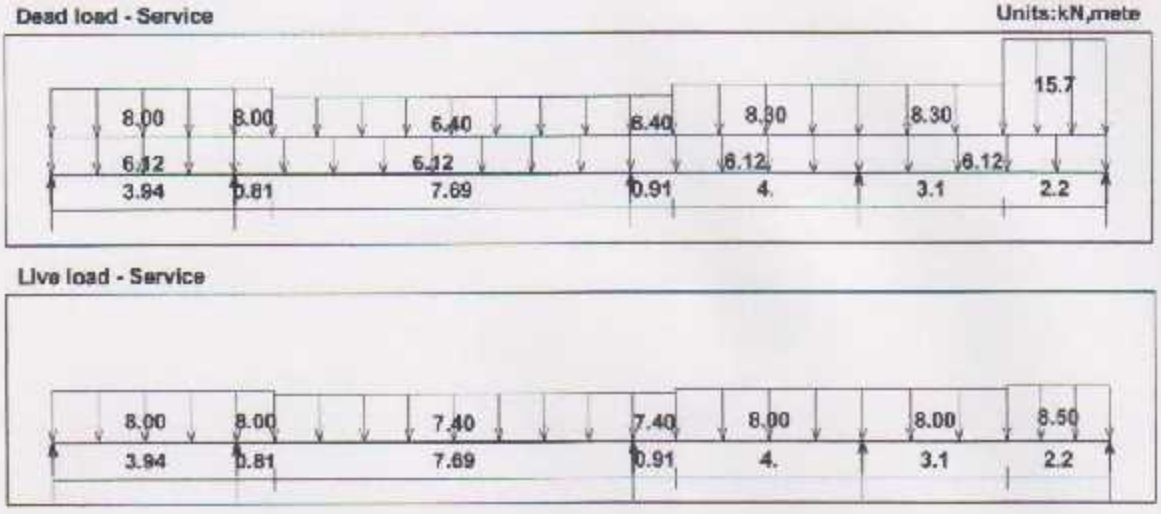
L.L =4.14/0.52 = 8KN/m

Reaction from rib(8) , D.L =3.33/0.52 =6.4KN/m

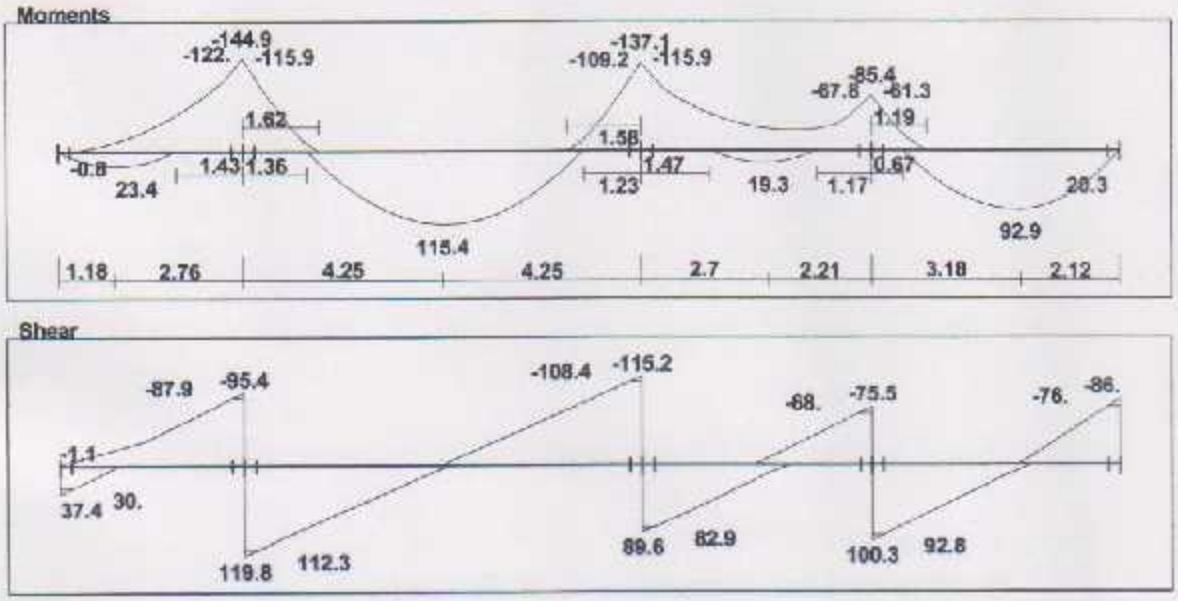
L.L =3.84/0.52 = 7.4 KN/m

Reaction from rib(5) , D.L =4.16/0.52 =8KN/m

L.L =4.14/0.52 = 8 KN/m



Figure(4-30) : Load Diagram of Beam (B22).

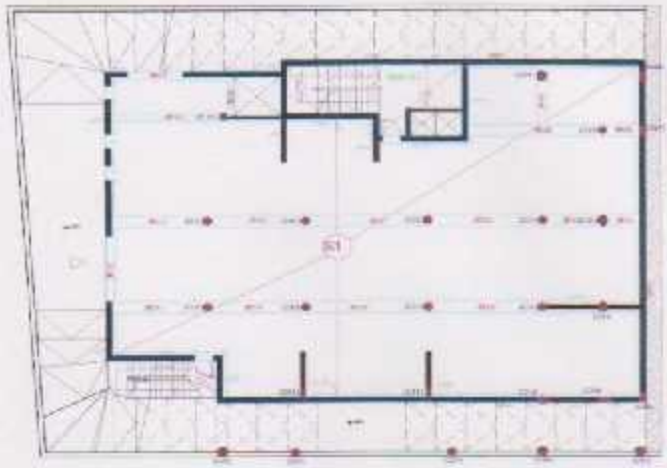


Figure(4-31) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B22).

❖ **Design :-**

See Beam Details Plan. .

4.8 Design of One way solid slab :-



Basement 2 FLoor

Figure(4-32) : One way solid slab of Basement 2 Floor.

❖ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

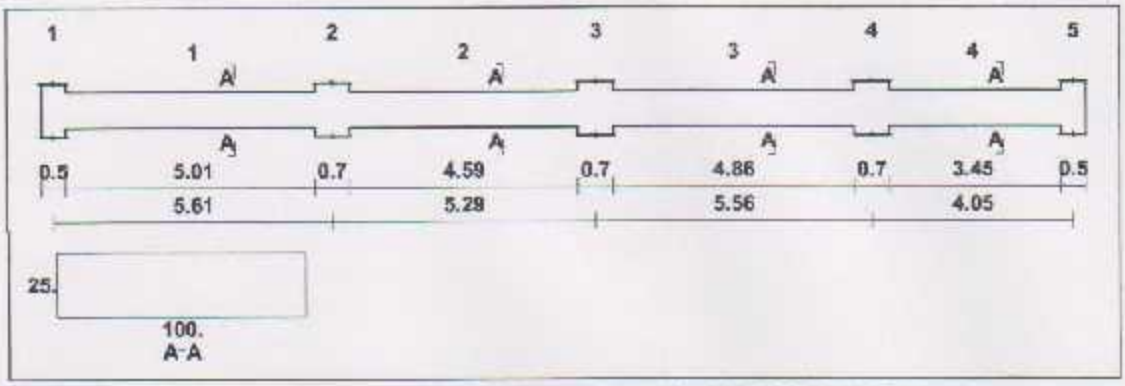
❖ **Section :-**

✓ $L/24 = 5.61/24 = 0.233$ m , for exterior span

✓ $L/28 = 5.56/28 = 0.198$ m ,for interior span (Control) ACI-318-02 (9.5.a)

⇒ **Select h = 25cm**

❖ **System :-**



Figure(4-33) : Spans Length of Solid Slab (S1)

❖ **Loading :-**

✓ Live Load :-

L.L =5 KN/m^{2*}1m =5 KN/m

✓ Dead Load :-

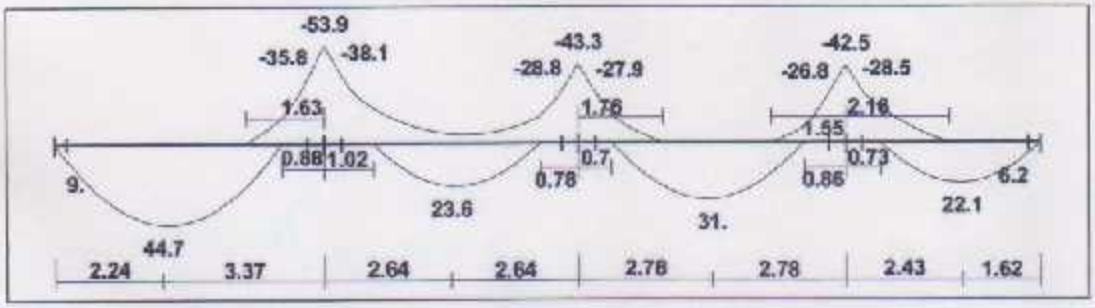
Weight Of Solid =0.25*25=6.25KN /M^2

Weight Of Plastering =0.02*22 =0.44 KN /M^2

D.L=6.7 KN/m^2

d= 250-20-12=218

❖ **Design :-**



Figure(4-34) : Envelope moment Diagram of Solid Slab (S1).

a) Design of shear:-

Vu =54.6 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{6} 1 * 0.218*10^3 = 144.2$ KN

$\Phi Vc = 17144.2 > Vu = 53.5$

No shear reinforcements is required

b) Design of negative moment:-

Mu=53.9

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

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{53.9*10^{-3}/0.9}{1*(0.218)^2} = 1.26 N/mm^2$

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

$\rho = \frac{1}{17.65}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.26)}{420}}) = 0.0031$

ρ=0.0031

$As_{req} = 0.0031\ (1000)\ (218) = 675.8\ mm^2/m.$

$As_{req} = 675.8\ mm^2/m$

# of bars = As/ As_{bar} = 675.8/113 = 6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Select top bars Φ 12@15 cm**

c) Design of positive moment.

Mu=44.7

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{44.7*10^3/0.9}{1*(0.218)^2} = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.05)}{420}}) = 0.00255$$

$As_{req} = 0.0025\ (1000)\ (218) = 555.9\ mm^2$ /m.

$As_{req} = 555.9\ mm^2$ /m

# of bars – As/ As_{bar} – 555.9/113 = 5

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Select bottom bars Φ 12@20cm.**

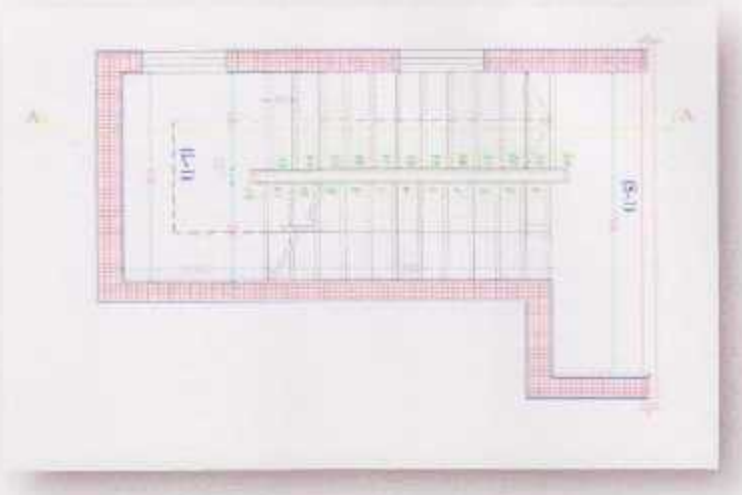
d) In the other direction:-

Shrinkage &temperature reinforcement

As = 0.0018 (1000) (250) = 450 mm^2 /m.

$\Rightarrow$ **use Φ 12@25cm. in bottom & top**

4.9 Stair Design:



Figure(4-35) : Stair A

4.9.1 .1 Determination of Slab thickness:-

- ✓ L=12*30 = 3.60 m.
- ✓ $\theta = \tan^{-1}(15 / 30) = 26.56^{o}$.
  Cos θ =0.89.
- ✓ Ls = 3.60/cos 26.56 = 4.0 m.
- ✓ Lu = 4.0 + 0.4*2 = 4.80
- ✓ h ≥ 4.80/ 20 = 0.24 m =24cm.

⇒ Use h= 25 cm and limitation of deflection will considered.

4.9.1.2 Load calculation:-

- ❖ **Dead Load:-**
  - Horizontal Tiles = 0.03*24*(0.33/0.30) = 0.79 KN/m^2.
  - Vertical Tiles = 0.03*24*(0.15/0.30) = 0.36 KN/ m^2.
  - Horizontal mortar = 0.03*22 = 0.66 KN/ m^2.
  - Vertical mortar = 0.02*22*(0.15/0.30) = 0.22 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.56) = 0.74 KN/ m^2.
  - Steps = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.15*25)\0.3= 1.88 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25 *25/ Cos 26.56 =7.022 KN/ m^2.

Total dead load = 0.79 + 0.36+ 0.66+ 0.22+ 0.74+ 1.88+7.02

c) Design of positive moment.

Mu=44.7

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{44.7*10^3/0.9}{1*(0.218)^2} = 1.05\ N/mm^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.05)}{420}}\right) = 0.00255$$

$As_{req} = 0.0025\ (1000)\ (218) = 555.9\ mm^2$/m.

$As_{req} = 555.9\ mm^2$/m

# of bars = As/ As_{bar} = 555.9/113 = 5

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Select bottom bars Φ 12@20cm.**

d) In the other direction:-

Shrinkage &temperature reinforcement

As = 0.0018 (1000) (250) = 450 mm^2/m.

$\Rightarrow$ **use Φ 12@25cm. in bottom & top**

$= 11.67\ KN/m^2$.

❖ **Live load:-**

Live load for stairs $=5\ KN/m^2$.

❖ **Factored load**

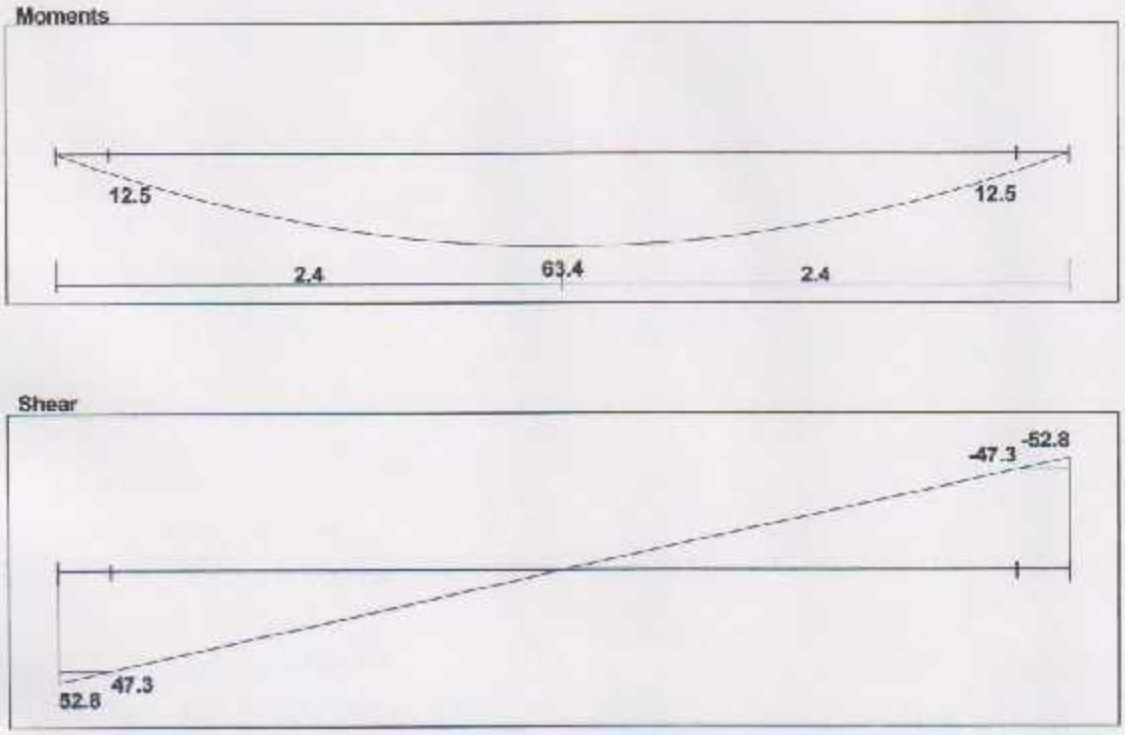
$qu = 1.2*11.67 + 1.6*5 = 22\ KN/m^2$.

⇒ For one meter Strip, qu = 22 KN/ m .

⇒ Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 25-2 -0.6 = 22.4 cm..

Take d= 22 cm



Figure(4-36) : Envelope Shear and moment Diagram of Stair(A).

4.9.1 .3. Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

Mu = 63.4kN.m/m

$Mn_{req} = Mu / 0.9 = 63.4 / 0.9 = 70.44$ kN.m.

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

$$R_n = \frac{70.44 * 10^6}{1000 * 220^2} = 1.455\ N/mm^2.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.455)}{420}}\right) = 0.0036$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0036 * 100 * 22 = 7.92\ cm^2/m$

$A_{s\ min} = 0.0018 * 25 * 100 = 4.5\ cm^2$

$A_{s\ min} = 4.5 \leq 7.92$

Use $As_{req} = 7.92\ cm^2$.

Use Φ 12 @ 10 cm. ..... with As Provided =(140 / 10)*1.13 = 15.82 cm².

4.9.1.4 Check for yielding:-

Tension = Compression

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

$7.92 * 420 = 0.85 * 28 * 100 * a$

$a = 1.40cm$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.40}{0.85} = 1.64cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{22 - 1.64}{1.64} * 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.037 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.9.1.5. Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{28}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 47.62cm.$$

Usc:..... L_d =50cm.

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 52,8 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 220}{6} = 1145.5KN$$

Vu = 52.8 KN < Ø.Vc = 145.5 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is..... OK.

4.9.1.7.Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 7.92 = 1.59cm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2 / m$$

Use Φ 10 @ 15 cm ..... With As = (100 / 15)*0.79 = 5.3 cm²

4.9.2 Design of landing :-

- **Design as one way solid slab.**

4.9.2.1 Load calculations:-

- Tiles = 0.03*24 = 0.72 KN/m².
- Mortar = 0.03*22 = 0.66 KN/m².
- Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m².
- Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 0.72+ 0.66 +6.25 + 0.66

= 8.29 KN/m².

⇒ Width of landing = 1.70 m.

⇒ **Dead load** =8.29 * 1.7 = 14.1KN /m.

Live load on the landing = 5 KN /m².

☒ **Live load on landing** = 5 *1.7 = 8.5 KN /m .

- Reaction of the stair on the landing = 52.8 KN / m.

Factored Total load / m. = 1.2 (D.L) + 1.6 (L.L) + Reaction of the satire
= (1.2*14.1) + (1.6*8.5) + 52.8 = 83.32 KN / m.

4.9.2.2 Design of Bending:-

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{83.32 \times 3.30^2}{8} = 113.4 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{113.4}{0.9} = 126 KN.m$$

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

d = 25-2-1 =22 cm.

Take d = 22 cm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}.$$

$$R_n = \frac{126 * 10^6}{1000 * 220^2} = 2.6 \ MPa.$$

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2.6}{420}}\right) = 0.0066$$

$$As_{req.} = 0.0066 \times 100 \times 22 = 14.46 cm^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(100)(22) \geq \frac{1.4}{420}(100)(22)$$

$$As_{min} = 6.93 \geq 7.3$$

$$\rightarrow As_{min} = 7.3 cm^2 \ldots\ldots Control$$

$$As_{req.} = 14.46 cm^2 > As_{min} = 7.33 cm^2$$

Use 1Φ 14 @ 10cm, with As = (140 / 10)*1.54 = 21.56 cm² > As $_{req}$ = 14.46 cm²

4.9.2.3. Secondary reinforcement:-

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 14.46 = 2.89 cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 cm^2$$

Use 1Φ 10 @ 15 cm, with As = (100 / 15)*0.79 = 5.2 cm² > As $_{req}$ = 4.5 cm²

4.9.2.4 Design of shear:-

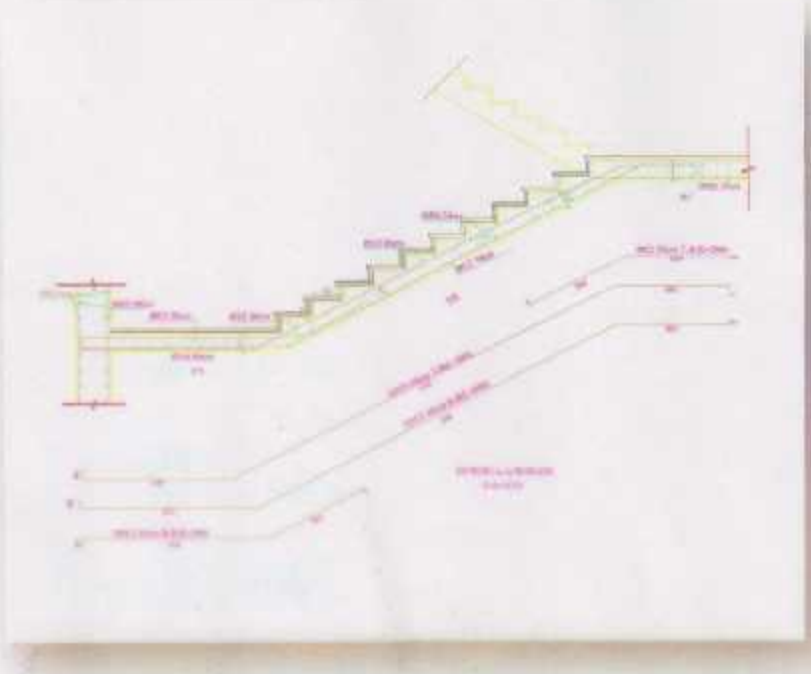
$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{83.32 \times 3.30}{2} = 137.48 KN$$

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 220}{6} = 145.5 KN$$

$$\phi Vc = 145.5 KN > Vu = 137.48 KN$$

No shear Reinforcement is required.



Figure(4-37) : Section of Stair A

4 .10 Design of Column:-

Table (4.1): calculation of the total dead load for each column in all Floors.

	8th	7th	6th	5th	4th	3rd	2nd	1st	G	B1	B2
C01	470.16	1119.45	1768.74	2418.03	3067.32	3716.62	4365.91	5015.20	5645.71	6275.83	6827.12
C02	483.64	1146.15	1808.67	2471.18	3133.70	3796.22	4458.73	5121.25	5766.80	6473.59	7086.50
C03	702.88	1649.00	2595.12	3541.23	4487.35	5433.46	6379.58	7325.70	7780.11	8716.15	9415.77
C04	588.74	1394.15	2199.56	3004.98	3810.39	4615.80	5421.21	6226.62	6671.28	7543.43	8322.67
C05	523.84	1252.76	1981.68	2710.59	3439.51	4168.42	4897.34	5626.26	6161.09	6946.24	7649.76
C06	629.38	1490.78	2352.19	3213.60	4075.01	4936.42	5797.82	6659.23	7234.73	8108.15	8740.79
C07	571.09	1345.63	2120.18	2894.72	3669.26	4443.81	5218.35	5992.90	6819.60	7616.57	8227.94
C08	454.92	1081.11	1707.30	2333.49	2959.68	3585.86	4212.05	4838.24	5479.25	6116.86	6797.17
C09	194.58	475.56	756.54	1037.52	1318.50	1599.48	1880.46	2161.44	0.00	0.00	0.00
C10	443.56	1049.38	1655.20	2261.02	2866.84	3472.66	4078.48	4684.30	0.00	0.00	0.00
C11	573.23	1343.13	2113.03	2882.93	3652.83	4422.73	5192.63	5962.53	0.00	0.00	0.00
C12	533.36	1251.78	1970.20	2688.62	3407.04	4125.46	4843.88	5562.30	0.00	0.00	0.00
C13	558.45	1302.74	2047.04	2791.33	3535.62	4279.91	5024.20	5385.14	5746.08	6107.01	6414.88
C14	846.82	1693.63	2540.45	3387.26	4234.08	5080.90	5927.71	6774.53	7621.34	8468.16	9314.98
C15	32.16	72.24	112.32	152.40	192.48	232.56	272.64	312.72	352.80	0.00	0.00
C16	81.93	188.19	294.46	400.72	506.98	613.25	719.51	825.78	907.70	0.00	0.00
C17	64.61	156.75	248.90	341.04	433.18	525.33	617.47	709.62	786.99	0.00	0.00
C18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1672.72	2044.96	2376.12
C19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1672.72	2010.64	2310.00
C20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1822.86	0.00	0.00
C21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1822.86	0.00	0.00
C22	66.53	152.39	238.25	324.11	409.97	495.83	581.69	667.55	796.06	0.00	0.00
C23	125.13	300.74	476.36	651.97	827.58	1003.19	1178.80	1354.42	1530.23	0.00	0.00
C24	161.82	366.42	571.02	775.61	980.21	1184.80	1389.40	1594.00	1798.75	0.00	0.00
C25	168.74	379.51	590.28	801.04	1011.81	1070.52	1281.29	1492.06	1707.19	0.00	0.00
C26	21.25	58.96	96.67	134.38	172.10	209.81	247.52	285.23	353.81	0.00	0.00
C27	138.54	324.75	510.97	697.18	883.40	1069.62	1255.83	1442.05	1628.26	1668.34	1708.40

4.10.1Design of long column.

- **Pos. (C09) : Column in first floor .**

❖ **Loading :-**

Pu = 1.2*913.84+1.6*665.52=2161.44 KN

Pu = 2161.44 KN

Pn = 2161.44 /(0.65) =3325.3 KN

Assume $\rho g = 0.015$

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

$3325.3 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 28(1 - 0.015) + 0.015 * 420]$

$Ag = 0.1118\,m^2 = 1118\,cm^2$

Try 30*50 cm with Ag = 1500 cm^2

Lu = 3.2 m

M1&M2 =1

K=1

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

$\frac{1*3.2}{0.3*0.3} = 35.55 > 22$

$\therefore long \quad Coloumn$

Check slenderness limit:

$\frac{klu}{r} = 35.55 < 100$

Slenderness limit not exceeded

$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$

$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{28} = 25134.64Mpa$

$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(913.84)}{2161.44} = 0.51$

$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 1.125*10^{-3}m^4$

$EI = \frac{0.4*25134.64*1.125*10^{-3}}{1+0.51} = 7.5MN.m^2$

$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$

$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{28} = 25134.64Mpa$

$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(913.84)}{2161.44} = 0.51$

$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 1.125*10^{-3}m^4$

$EI = \frac{0.4*25134.64*1.125*10^{-3}}{1+0.51} = 7.5MN.m^2$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 7.5}{(1.0 * 3.2)^2} = 7.22\,MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right)$$

$$Cm = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - (Pu / 0.75 P_c)} \geq 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (2161.44 / 0.75 * 7220)} = 1.66 > 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 320 = 24.6mm = 0.0246\ m$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 0.0246 * 1.66 = 0.041$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.041}{0.3} = 0.137$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2161.44 * 10^{-3}}{0.3 * 0.5} * \frac{145}{1000} = 2.1ksi$$

$$\gamma = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{300} = 0.6$$

$$\rho_g = 0.02$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.02 * 50 * 30 = 30\,cm^2$$

Check $\phi.P_n > P_u$

$$\phi Pn_{max} = \phi.[0.8 * \{0.85 * fc'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\}] \quad \text{.....} ACI318 - 2008(Eq.10-2)$$

$$= 0.65[0.8 * \{0.85 * 28(1500 - 30) * 10^{-4}) + 420 * 30 * 10^{-4}\}]$$

$$= 2.47MN > 2.16MN \quad Ok$$

☒ *Select* $12\phi 18 \Rightarrow As_{Provided} = 30.5cm^2 > As_{req.} = 30cm^2$

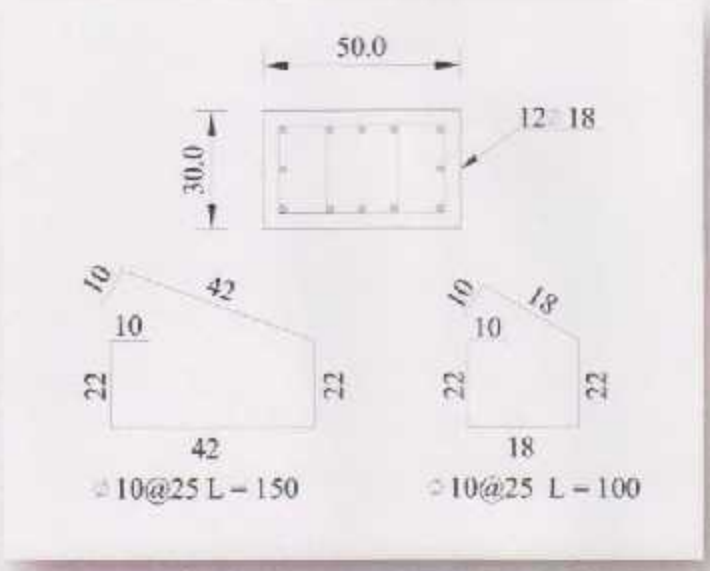
4.10.2.Design of the Tie Reinforcement:-

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.8 = 28.8cm.$

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

$Spacing \le Least.\text{dimension} = 30cm$

$\therefore$ *Use* $\phi 10@25cm$



Figure(4-38) : Detail column (C09)

4.10.3.Design of Short Column :-

- **Pos. (C01) : Column in second floor** .

  ❖ **Loading :-**

Pu = 1.2*2048.27+1.6*1192.49=4366 KN

Pu = 4366 KN

Pn = 4366 /(0.65) =6717 KN

$\rho g = 0.015$

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

$6717 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 28(1 - 0.015) + 0.015 * 420]$

$Ag = 0.2823m^2 = 2823cm^2$

Try D=70 cm with Ag = 3846.5 cm^2

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

$6717 * 10^{-3} = 0.8 * 0.2826 [0.85 * 28 (1 - \rho g) + \rho g * 420]$

$\rho g = 0.017$

Lu = 3.2 m

M1&M2 =1

K=1

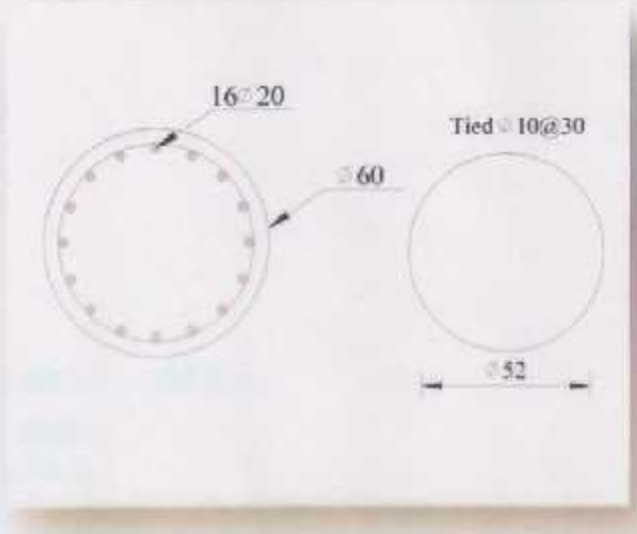
$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$ .... $ACI - (10.12.2)$

$\frac{1 * 3.2}{0.25 * 0.6} = 21.3 < 22$

$\therefore$ *short Coloumn*

$A_s = \rho * A_g = 0.017 * 2826 = 48cm^2$

$\therefore$ *Select* $16\phi 20 \Rightarrow As_{Provided} = 50.24cm^2 > As_{req.} = 48cm^2$



Figure(4-39) : Detail column (C01)

4.11 Design of Basement Wall:-

❖ **Position :-**

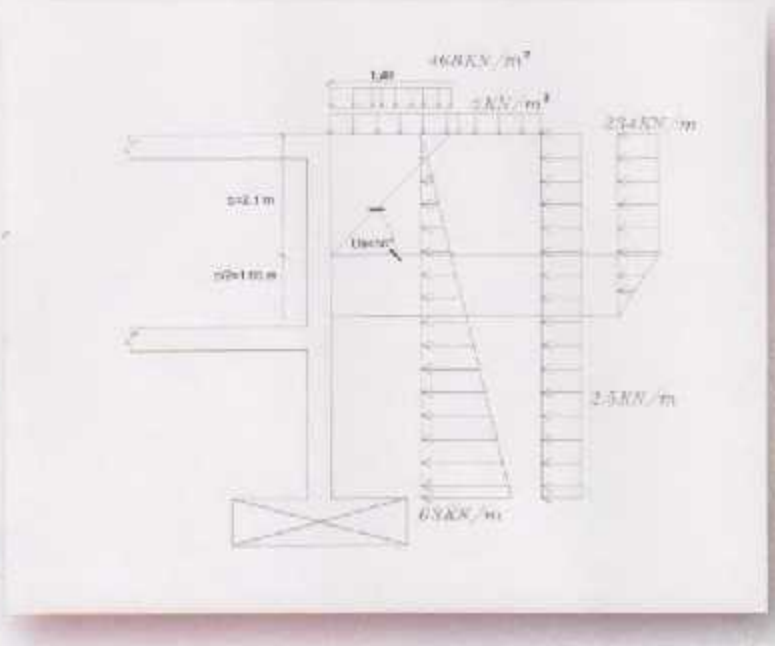
Basement Wall (BW) .

❖ **Material :-**

Concrete B350 , $Fc' = 0.8*35 - 28\ N/mm^2 = 28Mpa$

Reinforcement Steel , $fy = 420\ N/mm^2 = 420\ Mpa$

❖ **System :-**



Figure(4-40) : Basement wall Diagram

❖ **Loading :-**

a) Load calculation

$\phi = 30°$

$K_0 = 1 - \sin 30 = 0.5$

$\gamma = 18KN/m^3$

Self weight of earth [D.L]

$e_0 = \gamma * h * K_0 = 18 * 0 * 0.5 = 0$

$e_1 = \gamma * h * K_0 = 18 * 3.55 * 0.5 = 32 KN/m$

$e_2 = \gamma * h * K_0 = 18 * 7 * 0.5 = 63 KN/m$

Load from live load [L.L=5 KN/m^2]

$e_p = P * K_0 = 5 * 0.5 = 2.5 KN/m$

Load from Foundation F20 (F=1441.42 KN)

D=0.7m

S=1.4m

L=2.2m

$$F^* = \frac{F}{A_F} = \frac{F}{L * S} = \frac{1441.42}{1.4 * 2.2} = 468 KN/m^2$$

$\delta_a = \frac{2}{3}\phi = 20°$ (wall friction angle)

$\alpha = \beta = 0$

$$f = \frac{\cos(\alpha + \phi)}{\sin(\phi + \delta_a) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \bullet \cos(\alpha + \beta) \bullet \cos(\delta_a - \alpha)}{\sin(\phi - \beta)}}} = 0.44$$

Ua : Ground sliding angle

$$\tan Ua = \frac{\sin\phi + f \bullet \cos(\phi + \delta_a - \alpha)}{\cos\phi - f \bullet \sin(\phi + \delta_a - \alpha)} = 1.48$$

$Ua = 56°$

$eah(F^*) = K_a * P = 234 KN/m$

Normal force N is ignored

❖ **Design :-**

a) Thickness Calculation:

Assume h=40cm

d= 400-75-20=305 mm

Vu=113.7

$$\phi V_C = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'}\,b.d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 1 * 0.305 * 10^3 = 201.75kN$$

⇒ No shear reinforcement is required.

Vu=420.6 KN

Vn=420.6/0.75 = 560.8 KN.

b) Shear provided by concrete:-

$$\phi V_C = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'}\,b.d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 1 * 0.305 * 10^3 = 201.75kN$$

Is the cross section large enough

$$\phi V_C + \frac{2\phi}{3}\sqrt{f_c'}\,b.d = \phi Vn_{max}$$

$$\phi Vn_{max} = 201.75 + \frac{2 \times 0.75}{3}\sqrt{28}.1.0.305 \times 10^3 = 1008.7$$

$$Vn_{max} = 1345 \quad KN/m$$

$$Vn < Vn_{max} \Rightarrow cross\ section\ is\ large\ enough$$

c) Shear provided by steel.

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - V_C = \frac{420.6}{0.75} - \frac{201.75}{0.75} = 291.8kN$$

$$req\ \ asv = \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{291.8}{42 \times 0.305} = 22.78 \quad cm^2/m^2$$

⇒ **Φ14@12 cm. in both direction**

d) Wall Design.1:-

Mu=66.7 KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{66.7 * 10^3/0.9}{1 * (0.305)^2} = 0.8$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.8)}{420}}\right) = 0.002$$

$As_{req} = 0.002\ (1000)\ (305) = 610\ mm^2$.

$As_{req} = 610\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 610/113 = 5.4

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Φ12@15 cm.**

$As_{min} = 0.0012*1000*305 = 366\ mm^2$

$As_{req} = 610\ mm^2 > As_{min} = 366\ mm^2$

$\Rightarrow$ OK

c) Wall Design.2:-

Mu=306 KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{306*10^{-3}/0.9}{1*(0.305)^2} = 3.65$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(3.65)}{420}}\right) = 0.01$$

$As_{req} = 0.01\ (1000)\ (305) = 3050\ mm^2$.

$As_{req} = 3050\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 3050/491 = 6.21

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

$\Rightarrow$ **Φ25@15 cm.**

The horizontal reinforcement of Basement wall .

$As_{req} = 0.002\ (1000)\ (400) = 800\ mm^2$.

$\Rightarrow$ **Φ10@15 cm.**

4.12 Design of strip footing:-

4.12.1. Load Calculation:-

- Weight of wall (D.L) – height×Thickness × 1m wide × γ_c
  $=41.45\times0.45\times25 = 466.3$ KN/m
- From one way rib D $=9\times11 \times= 99$ KN/m
  L $=3.2+8\times10= 83.2$ KN/m

$\Rightarrow$ D.L $_{total}$ $= 466.3+ 99 = 565.3$ KN/m

Wu=565.3+83.2=648.5 KN/m
Total Wu $=1.2\times565.3+1.6\times83.2 =811.48$ KN/m

4.12.2.Determine the footing width:-

Assume soil pressure = 480 KN/m²

$$Footing \quad width = \frac{(DL+LL)}{\gamma_{all}} = \frac{648.5}{480} = 1.35m$$

$\Rightarrow$ **So select 140 cm width of strip footing.**

4.12.3. Determined of footing depth:

Assume h $_{footing}$ =40 cm
$d = 40-7-1 = 32\ cm$

✓ **Design of one way shear:-**

$$p_{net} = q_u = \frac{1.2*D.L+1.6*L.L}{Area} = \frac{811.48}{1.4*1} = 580KN/m^2$$

$$Vu = 580\times(0.475-0.32)\times1 = 89.9$$

$$\phi Vc = \frac{\phi}{6}\sqrt{fc'}\times b\times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{28}\times1\times0.32\times10^3 = 211.66$$

$\phi Vc > Vu \quad \Rightarrow h = 40cm$

$\Rightarrow$ **Select h =40cm.**

✓ **Determine of Reinforcement for Moment Strength:-**

$$Mu = \frac{p_{ma}(1.4-0.45)^2}{2} = \frac{580 \times 0.475^2}{2} 65.43$$

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{65.43 * 10^{-3}/0.9}{1 * (0.32)^2} = 0.71 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

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

$As_{req} = 0.0017\ (100)\ (32) = 5.44\,cm^2$.

$As_{req} = 5.44\,cm^2$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 40 = 7.2\,cm^2$

$As = 7.2\ cm^2$

# of bars = $As / As_{bar} = 7.2/1.13 = 6.4$

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 1.13$ cm²

$\Rightarrow$ **Select Φ 12 @15cm.**

✓ **Check of strain**

Tension =Compression

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

$720 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$

$a = 12.7\,mm$

$$C = \frac{a}{\beta 1} = \frac{12.7}{0.85} = 15\,mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{320 - 15}{15} * 0.003 = 0.061$$

$\varepsilon_s = 0.061 > 0.005$ ..... *OK*

✓ **Development length of main reinforcement:**

$$Ld = 0.24 \times db \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times 0.7 = 16\,cm$$

Available Ld = 47.5 - 7 = 40.5cm > 16cm *OK*

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

✓ **Design of Secondary Bottom Reinforcement**

As_{min} for shrinkage & temperature

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

$As_{min} = 0.0018 \times 140 \times 40 = 10.08$

$As = 10.08\ mm^2$

Select 9Φ 12with AS prov .=10.17 cm^2

✓ **Design of dowels bars:-**

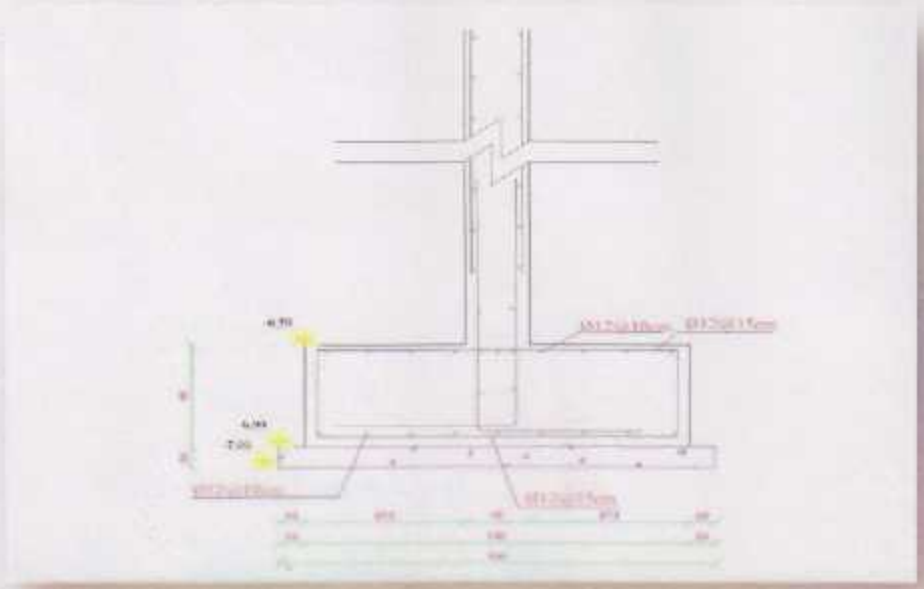
$A_{s\,min} = 0.0012 \times 100 \times 32 = 3.84 m^2$

Use longitudinal shear wall bars

Use ϕ 12@30 cm

$$Ld = 0.24 \times db \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times 0.7 = 16\,cm$$

$Available Ld = 40 - 7 - 3 \times 1.2 = 29.4cm > 16cm$ *OK*



Figure(4-41) : Strip Footing Detail.

4.13 Design of Isolated footing:-

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F01) .

4.13.1 Load Calculation:-

Factored load Pu = 6827.12 KN (Load from column C01)
Soil weight = 18 KN/m^2
Column geometry D=80cm
Allowable soil pressure = 480 KN/m^2

4.13.2 Design of Footing Area:-

Allowable soil pressure = 4.8 kg/cm^2
Area (A) = Total Weight / Soil Pressure
= 6827.12 KN / 480 KN/m^2
= 14.22m^2
Try 3.8*3.8 Area = 14.44m^2
Select Foot Geometry 3.8*3.8

For the design of the reinforced concrete member factored load must be used :
Pu = 6827.12 KN
Pnet (factored) = Pu/ Area = 6827.12 /14.44 = 473 KN/m^2

4.13.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

Assume h = 75 cm ….. d = 750-75-20 = 655 mm

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{3.8-0.8}{2} - 0.655\right) \times 473 * 3.8 = 1518.8$$

$$Vu = 1518.8$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{28} \times 3.8 \times 0.655 \times 10^3 = 1646.3$$

$$\phi Vc > Vu \quad OK$$

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{80}{80} = 1$$

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

$= \pi(D+d) = \pi(80+65.5) = 456.87$ cm.

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{28}*4.57*0.655*10^3 = 5939.7kN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.655}{5.82}+2\right)*\sqrt{28}*4.57*0.655*10^3 = 6436.5kN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*4.57*0.655*10^3 = 3960kN \ldots.\ \text{control}$$

$$Vu = \left[(3.8*3.8)-(0.8+0.655)^2\right]*473 = 5828.7kN$$

Assume :- h = 85 cm

d = 850-75-20 = 755 mm.

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

$= \pi(D+d) = \pi(80+75.5) = 488.27$ cm.

$\alpha_s = 40$ ..... for interior column

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{28}*4.88*0.755*10^3 = 9318.5kN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.755}{6.22}+2\right)*\sqrt{28}*4.88*0.755*10^3 = 10647kN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 6.22 * 0.755 * 10^3 = 6212.3kN \quad \ldots\ldots \text{control}$$

$$Vu = \left[(3.8*3.8) - (0.8+0.755)^2\right] * 473 = 5686.4kN$$

$$\phi V_C = 6212.3kN > Vu = 5686.4KN \quad OK$$

4.13.4. Design for Bending Moment.

Mu =473*3.8*1.5*1.5/2 = 2022.1 KN

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{2022.1*10^{-3}/0.9}{3.8*(0.755)^2} = 1.04 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.04)}{420}}\right) = 0.00253$$

$As_{req} = 0.00253\ (3800)\ (755) = 7258.57\ mm^2$

$As_{req} = 7258.57\ mm^2$ control

$\rho_{min} = 0.0018$

$A_{s\,min} = 0.0018\ (3800)\ (800) = 5472 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 7258.57/314 = 23.11

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm²

Use 24Φ 20 As provided = 7536 mm² (in both direction)

4.13.4. Check for yielding:-

Tension = Compression

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

$7403.7 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 3.8 * a$

$a = 0.034\,m$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{34}{0.85} = 40\,mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{755 - 40}{40} * 0.003 = 0.054$$

$\varepsilon_s = 0.054 > 0.005$ ..... *OK*

4.13.5. Development Length (L_d):-

Category (A), item 2 applies,

$$Ld = \left(\frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \alpha \times \beta \times \gamma \times db \right)$$

$$Ld = \left(\frac{420}{2\sqrt{28}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.6 \right) = 63.5 \text{ cm}$$

$$Ld = 0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc'}} db \times 0.7 = 0.24 \frac{420}{\sqrt{28}} 1.6 \times 0.7 = 21.33 cm$$

Available Ld =142.5 cm

142.5>63.5

$\Rightarrow$ OK.

Check transfer of load at base of column:

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

$$\Phi Pn = 065(0.85)(28)(\frac{\pi 0.8^2}{4}) * 10^3 = 7772.13kN > \text{Pu} = 6827.12 \text{ KN.}$$

Since ΦPn>Pu.

∴ **Dowels are not required for load transfer.**

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As = 0.005 * (\frac{\pi 80^2}{4}) = 25.12 \text{ cm}^2$$

# of bars = As/ As_{bar} = 25.12/2.001 = 12.55

* Note $A_{\Phi 16}$ = 200.1 mm²

Use 13 Φ 16 dowels A_s Provided = 26.013cm2

4.13.6 Development Length (L_d):-

Ldb= $\frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times d_b$

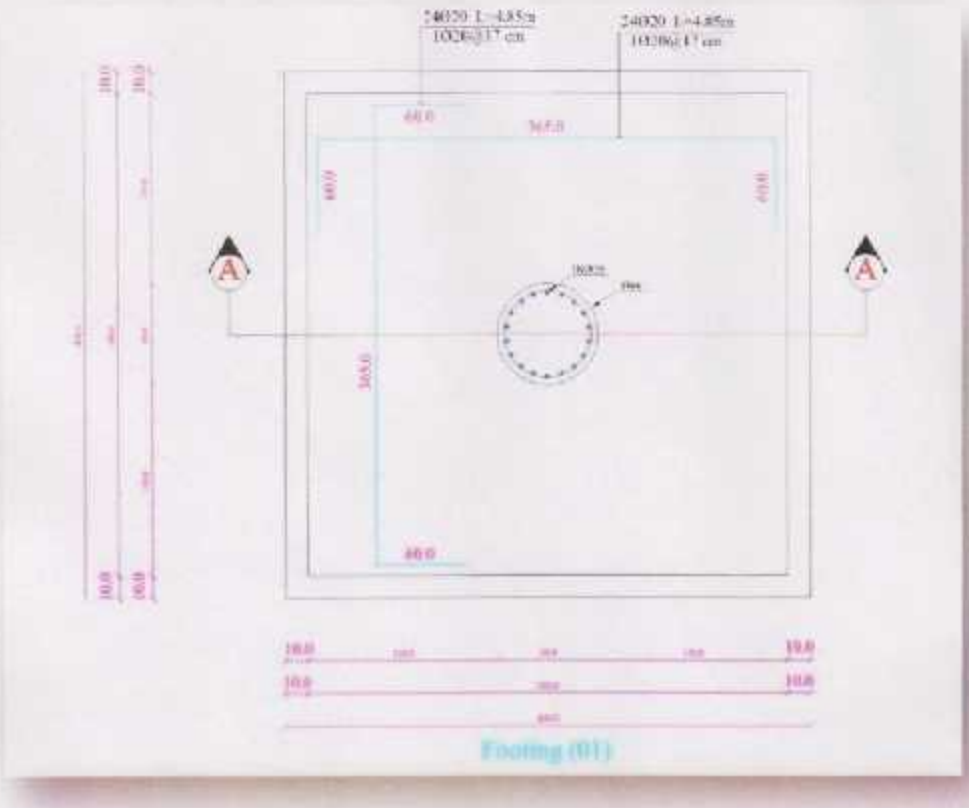
Ldb= $\frac{420}{4\sqrt{28}} \times 16 = 317.5mm$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b=0.04(420)*16 =268.8 mm

Available Ld =h-cover-db=85-7.5-3*1.6=72.7 cm

72.7 > 31.75 ..... OK



Figure(4-42) : Footing (F01) Detail.

4.14.Design Deep Beam:-

✓ **Material :-**

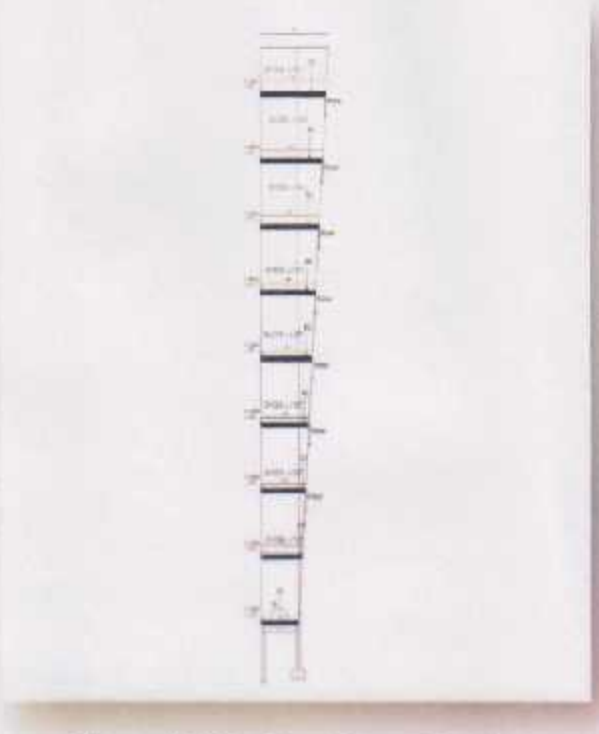
Concrete B350 , $Fc' = 0.8*35 = 28\ N/mm^2 = 28Mpa$
Reinforcement Steel , $fy = 420\ N/mm^2 = 420\ Mpa$

✓ **Section :-**

Thickness t=0.3m

✓ **Loading:-**

Self weight of the wall
G1=0.5*2.45*0.3*30.8*25=282.975 KN
G1=0.3*3*30.8*25=693 KN
$R_{1,D.L} = 23.5*2.45 = 57,6$ KN
$R_{1,L.L} = 12.7*2.45 = 31.12$ KN
$R_{2,D.L} = 23.5*1.98 = 46.53$ KN
$R_{2,L.L} = 12.7*1,98 = 25.2$ KN
$R_{3,D.L} = 23.5*1.64 = 38.54$ KN
$R_{3,L.L} = 12.7*1.64 = 20.83$KN
$R_{4,D.L} = 23.5*1.41 = 33.1$ KN
$R_{4,L.L} = 12.7*1.41 = 17.19$ KN
$R_{5,D.L} = 23.5*1.14 = 26.8$ KN
$R_{5,L.L} = 12.7*1.14 = 14.5$ KN
$R_{6,D.L} = 23.5*0.85 = 19.9$ KN
$R_{6,L.L} = 12.7*0.85 = 10.8$ KN
$R_{7,D.L} = 23.5*0.57 = 13.4$ KN
$R_{7,L.L} = 12.7*0.57 = 7.29$ KN
$R_{8,D.L} = 23.5*0.28 = 6.58$ KN
$R_{8,L.L} = 12.7*0.28 = 3.6$ KN
$R_{\text{steel construction}} = 3.75$ KN



Figure(4-43) : Deep Beam Detail.

- $M_{exc,\ D.L}$=690.5 KN.m

$M_{exc,\ L.L}$=162.5 KN.m

$R_{D.L}$ – 2380.3 KN

$R_{L.L}$ =329.2 KN

R_{total} = 2709.5 KN

- **Reaction from beam**

D.L= 55.26 KN

L.L =22 KN

- $M_{D.L=55.26}$=-55.26*9*1.5=-746.01 KN.m

$M_{L.L=55.26}$=-22*9*1.5=-297 KN.m

- **Total Dead Load**

$R_{D.L}$ = 2380.3 KN

$M_{D.L}$=690.5-746.01 =-55.1 KN.m

- **Total Live Load**

$R_{L.L}$ = 329.2 KN

$M_{L.L}$=162.5-297 =-134.5 KN.m

- **Stress:-**

Case 1 :- only from D.L

$$\sigma_{D.L} = \frac{N_D}{A} \pm \frac{M_D}{I_y} \times Z_{max}$$

$$\sigma_{D.L} = \frac{-2380.3}{0.9} + \frac{55.1}{0.675} \times 1.5 = -2522.4 \quad KN/m^2$$

$$\sigma_{D.L} = \frac{-2380.3}{0.9} - \frac{55.1}{0.675} \times 1.5 = -2767.2 \quad KN/m^2$$

Line load

$$q_{D.L} = -2522.4 \times 0.3 = -756.72 \quad KN/m$$

$$q_{D.L} = -2767.2 \times 0.3 = -830.16 \quad KN/m$$

Case 2 :- only from L.L

$$\sigma_{L.L} = \frac{N_L}{A} \pm \frac{M_L}{I_y} \times Z_{max}$$

$$\sigma_{L.L} = \frac{-329.2}{0.9} + \frac{134.5}{0.675} \times 1.5 = -66.9 \quad KN/m^2$$

$$\sigma_{L.L} = \frac{-2380.3}{0.9} - \frac{55.1}{0.675} \times 1.5 = -664.7 \quad KN/m^2$$

Line load

$$q_{L.L} = -66.9 \times 0.3 = 20.1 \quad KN/m$$

$$q_{L.L_n} = -664.7 \times 0.3 = 199.41 \quad KN/m$$

✓ **Design of Deep Beam:-**

According to German Code DiN1045 and Heft 240

A) Stress Distribution in Deep Beam

B) Deep Beam or Beam

We can calculated the deep beam as beam

If Lo/d >2 for simply support and one or tow end continues.

L0 : Moment zero point.

and $L_k/d > 1$ for cantilever

Lo/h =3/3.55=0.84 <2 → Deep Beam

C) Determine of Z=d-a/2

Z :-distance between the internal force T and C .

Z for simply support

0.5 < d/L<1 → Z=0.3*d(3-d/L)

d/L ≥ → Z=0.6*L

d/L =3.55/3=1.18 ≥ → Z=0.6*L=0.6*3=1.8 m

D) Design of the Deep Beam

Mu= 1268.7 from atir

Tension force T

$$T = \frac{Mu}{Z} = \frac{1268.7}{1.8} = 705KN$$

$$As = \frac{T}{0.75 \times fy} = \frac{705}{0.75 * 42} = 22.4 \quad cm^2$$

# of bars = As/ As_{bar} = 22.4/4.91 = 4.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 25}$ – 491 cm^2

Select 5 Φ 25 mm. **Total As= 24.55 cm^2.**

E) Design of Hanger Reinforcement.

Loading:-

0.5 *wall self weight =0.5*0.3*3.55*25 =13.3 KN/m

Load from rib

D.L= 23.5 KN/m

L.L= 12.7 KN/m

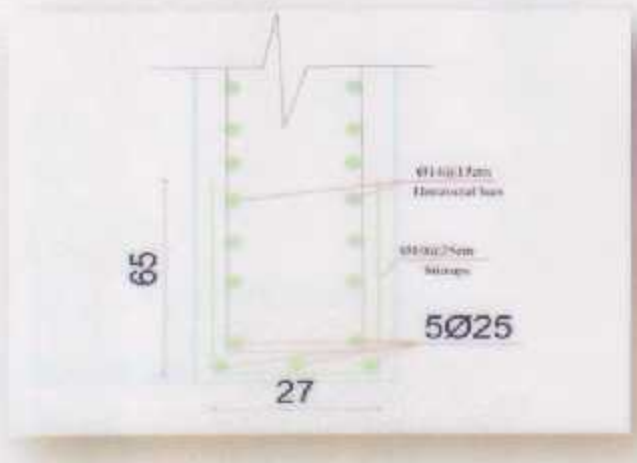
$D.L_{total}$ =23.5+13.3= 36.8 KN/m

$$Tu = 1.2 \times D.L + 1.6 \times L.L$$

$$= 1.2 \times 36.8 + 1.6 \times 12.7 = 64.48 \quad KN/m$$

$$As = \frac{Tu}{0.75 \times fy} = \frac{64.48}{0.75 * 42} = 2.05 \quad cm^2/m$$

use Φ10@25 cm.



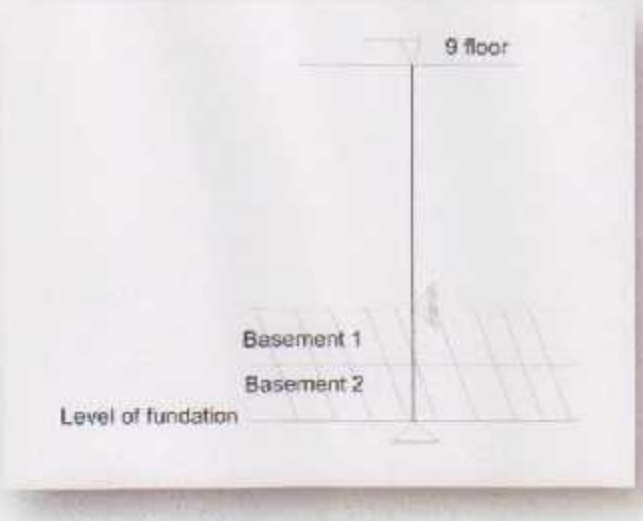
Figure(4-44) : Section of Deep Beam.

4.15.Design of shear wall:-

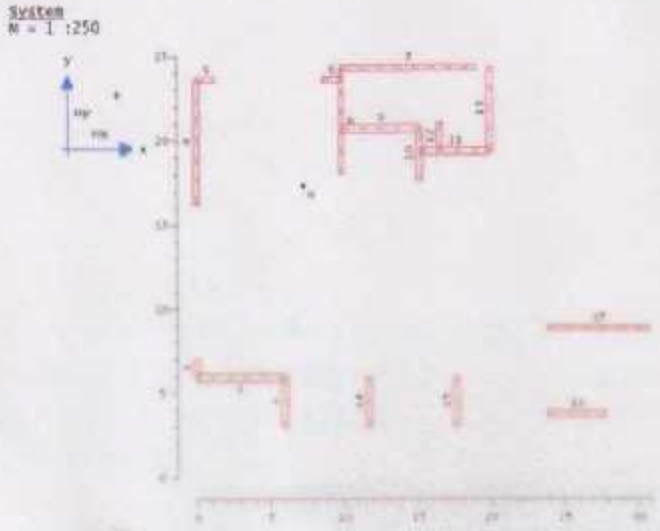
✓ **System:-**

System for the shear walls .

⇒ ((Basement 1-floor and Basement 2-floor both are considered as Rigid Box ,due to enough walls.))



Figure(4-45) : Rigid Box.

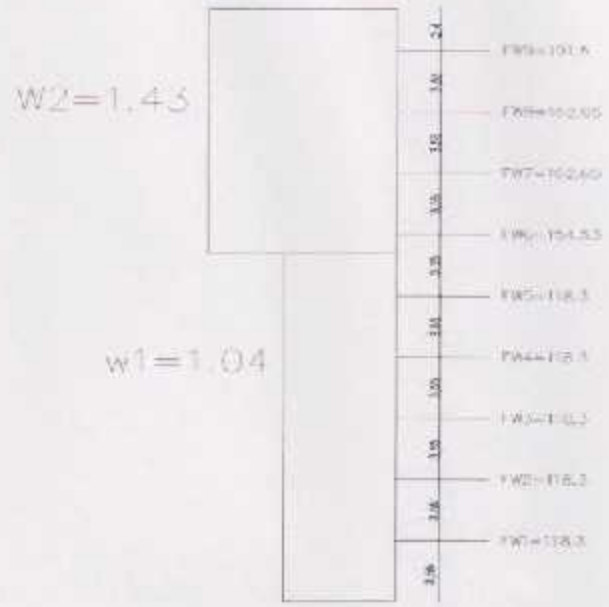


Figure(4-46) : Shear Wall Plan.

- **Wind in y direction**

(Load in every floor .)

W1=0.8*(0.8+0.5) =1.04 KN/m^2
W2=1.1*(0.8+0.5) =1.43 KN/m^2
FW1= FW2= FW3= FW4= FW5= 1.04*32.04*3.55 =118.3 KN
FW6= (1.04*0.65+1.43*2.9)*32.04 =154.53
FW7= FW8= 1.43*32.04*3.55 =162.65
FW9 =1.43*32.04*4.18 =191.5



Figure(4-47) : Wind in Y direction.

- **Wind in x direction**

(Load in every floor)

W1=0.8*(0.8+0.5) =1.04 KN/m^2
W2=1.1*(0.8+0.5) =1.43 KN/m^2
FW1= FW2= FW3= FW4= FW5= 1.04*24.3*3.55 =89.7 KN
FW6= (1.04*0.65+1.43*2.9)*32.04 =117.2
FW7= FW8= 1.43*32.04*3.55 =123.36
FW9 =1.43*32.04*4.18 =145.24

Limitation of the story drift using the code of Canada [19-17]

$$req \sum 0.7 \times I = \frac{500 \times ws \times hn^3}{6 \times Ec}$$

$$ws_x = 1.04 \times 1 \times 32.04 = 33.32\,KN$$

$$wsy = 1.04 \times 1 \times 24.3 = 25.3\,KN$$

$$hn = 34.35\,m$$

$$Ec = 4750 \times \sqrt{28} = 25134.6\,Mpa$$

$$req \sum Ix = \frac{500 \times 25.3 \times 34.35^3}{6 \times 0.7 \times 25134.6 \times 10^3} = 4.86\,m^4$$

$$req \sum Iy = \frac{500 \times 33.32 \times 34.35^3}{6 \times 0.7 \times 25134.6 \times 10^3} = 6.4\,m^4$$

$$prov \sum Ix = 27.58 > req \sum Ix = 4.86$$

$$prov \sum Iy = 49.84 > req \sum Iy = 6.4$$

OK

The structure is non sway (braced) .
The calculation using the first order analysis.

The first order analysis : the effect of lateral deflection on bending moment ,axial forces and lateral deflection is ignore.
Distribution H-load on the on the shear wall ..... ,using stiffness-method .

A- Load from Translation.

Calculation for H=1 unit load

$$S_i,x = \frac{Hx.I_i,y}{\sum I_i,y}$$

$$S_i,y = \frac{Hy.I_i,x}{\sum I_i,x}$$

Table (4.2): calculation of the total load from Translation in all Floors

wall	Ix	xi	Ix*xi	Iy	yi	Iy*yi	SY	SX
W01	0.915	6	5.49	0		0	0.03	0
W02	0		0	7.29	5.9	43.011	0	0.15
W03	0.048	0	0	0		0	0.002	0
W04	13.4	0	0	0		0	0.49	0
W05	0		0	0.057	23.3	1.33	0	0.01
W06	0		0	0.064	23.3	1.49	0	0.001
W07	0		0	22.91	24	549.84	0	0.46
W08	6.104	9.54	58.23	0		0	0.22	0
W09	0		0	5.583	20.7	115.57	0	0.11
W10	1.117	14.54	16.24	0		0	0.04	0
W11	0		0	4.147	19.3	80.03	0	0.08
W12	0.164	16.29	2.67	0		0	0.006	0
W13	4	19.34	77.36	0		0	0.145	0
W14	0.915	11,7	10.7	0		0	0.033	0
W15	0.915	17.65	16.15	0		0	0.033	0
W16	0		0	1.691	3.74	6.32	0	0.034
W17	0		0	8.1	8.85	71.7	0	0.16
Σ	27.58		186.8	49.842		869.3	1	1

B- Load from rotation

Determine the rigid center of the building

$$Xo = \frac{\sum Ix_i \times x_i^*}{\sum Ix} = 6.78$$

$$Yo = \frac{\sum Iy_i \times y_i^*}{\sum Iy} = 17.44$$

x_i^*, y_i^*:- Distance between the rigid center for every wall and the origin.

$$Sx_i = \frac{Iy_i \times y_i}{\sum \left(Ix * x_i^2 + Iy * y_i^2\right)}$$

$$Sy_i = \frac{Ix_i \times x_i}{\sum \left(Ix * x_i^2 + Iy * y_i^2\right)}$$

x_i, y_i:- Distance between the rigid center of the building and rigid center of every shear(positive or negative).

Table (4.3): calculation of Load from rotation in all Floors

wall	Ix	xi,	xi2	Ix*xi2	Iy	yi	yi2	Iy*yi2	Sy	Sx
W01	0.92	-0.78	0.608	0.5567	0	-13	170.04	0	-0.01	0
W02	0	-3.93	15.44	0	7.29	-11.5	133.17	970.82	0	0.10592
W03	0.048	-6.78	45.97	2.2065	0	-11.1	123.88	0	-0.001	0
W04	13.4	-6.78	45.97	615.98	0	1.72	2.9584	0	-0.18	0
W05	0	-6.31	39.82	0	0.057	5.86	34.34	1.96	0	-0.001
W06	0	1.97	3.881	0	0.06	5.86	34.34	2.2	0	-0.001
W07	0	7.66	58.68	0	22.91	6.56	43.034	985.9	0	-0.19
W08	6.10	2.76	7.618	46.498	0	3.59	12.888	0	0.03	0
W09	0	5.11	26.11	0	5.58	3.26	10.628	59.33	0	-0.023
W10	1.12	7.77	60.37	67.437	0	1.39	1.9321	0	0.02	0
W11	0	10.16	103.2	0	4.15	1.86	3.4596	14.35	0	-0.01
W12	0.16	9.51	90.44	14.832	0	2.86	8.1796	0	0.003	0
W13	4	12.56	157.8	631.01	0	4.21	17.724	0	0.10	0
W14	0.92	4.62	136.9	125.25	0	-13	170.04	0	0.01	0
W15	0.92	10.57	111.7	102.23	0	-13	170.04	0	0.02	0
W16	0	18.17	330.1	0	1.691	-3.84	14.746	24.935	0	0.01
W17	0	20.69	428.1	0	8.1	-8.43	71.065	575.63	0	0.09
Σ	27.58			1606	49.842			2635.1	-0.0014	-0.02
Σ	(Ix*xi2 + Iy*yi2) =		4241							

✓ **Calculate load from Earthquake:-**

D.L=9.2 KN/m^2 L.L =5 KN/m^2

$W_{\text{for floor}}$=D.L *area

W =835*9.2*9 =69138 KN

$$V = \frac{Cv \cdot I}{R \cdot T} W$$

$$\leq 2.5 \frac{Ca \cdot I}{R} W$$

$$\geq 0.11 \times Ca \cdot I W$$

$$T = Ct(hn)^{3/4}$$

UBC code

Zone '3' (west Bank)

From Table 16 –J soil profile type =SB
From Table 16 –I Z=0.3 (Seismic Zone Factor)
From Table 16 –K I=1.0 (Importance Factor)
From Table 16 –N R=5.5 (Over Strength Factor (Type of bracing system)
From Table 16 –Q Ca=0.3 (depended on soil profile and Zone)
From Table 16 –R Cv=0.3 (depended on soil profile and Zone)
Ct=0.0488 from 1630.2.2 of UBC

$$T = 0.0488\,(34.35)^{3/4} = 0.7$$

$$V = \frac{0.3 \times 1}{5.5 \times 0.7} W = 0.078\,W \qquad control$$

$$\leq 2.5 \frac{0.3 \times 1}{5.5} W = 0.14\,W$$

$$\geq 0.11 \times 0.3 \times 1 \times W = 0.033$$

$$V = 0.078 \times 69138 = 5392.764$$

$$Ft = 0.07\,T.V$$

$$= 0.07 \times 0.7 \times 5392.764 = 264.24\,KN$$

$$Fx = \frac{(V - Ft).wx.hx}{\sum wi.hi}$$

Center of mass
X=15.5
Y=12.1

$MTo\ (x)$ = Fx. - (CENTER OF RIGID - CENTER OF MASS) = - 5.34 * FX
$MTo\ (y)$ = FY.(CENTER OF RIGID - CENTER OF MASS) = 8.72 * FY

SUPERPOSTION OF EARTHQUAKE LOAD IN X AND Y-DIRECTION for
qx=qy=1
Sy,total= Sy,trans + Sy,rot
Sx,total= Sx,trans + Sx,rot

Table (4.4): calculation of the total load from Earthquake for each Floors.

		quake in x	quake in y
in X&Y-direction		MTo	MTo
Fx1	1167.164	-6232.65741	10177.673
Fx2	802.6349	-4286.07059	6998.9767
Fx3	702.3056	-3750.31177	6124.1046
Fx4	601.9762	-3214.55294	5249.2325
Fx5	501.6468	-2678.79412	4374.3604
Fx6	401.3175	-2143.0353	3499.4883
Fx7	300.9881	-1607.27647	2624.6163
Fx8	200.6587	-1071.51765	1749.7442
Fx9	100.3294	-535.758824	874.87209

Table (4.5): calculation of the load from earthquake in each wall from point load

wall	Sy	Sx
W01	0.031711	0
W02	0	0.252186
W03	0.001071	0
W04	0.299097	0
W05	0	0.000723
W06	0	0.000812
W07	0	0.270423
W08	0.255974	0
W09	0	0.089098
W10	0.058348	0
W11	0	0.073491
W12	0.009153	0
W13	0.24834	0
W14	0.04187	0
W15	0.053064	0
W16	0	0.042103
W17	0	0.248489

The horizontal load from earthquake is much too bigger than the horizontal load from wind design only for earthquake.

Table (4.6): calculation of the load from earthquake in each wall in all Floors

Floor / Wall	8 Fx1	7 Fx2	6 Fx3	5 Fx4	4 Fx5	3 Fx6	2 Fx7	1 Fx8	G Fx9
W01	37.012	25.452	19.089	19.089	15.907	12.726	9.5446	6.3631	3.1815
W02	294.34	202.41	177.11	151.81	126.50	101.20	75.905	50.603	25.301
W03	1.2504	0.8599	0.7524	0.6449	0.537	0.4299	0.3224	0.2149	0.1074
W04	349.09	240.066	210.05	180.04	150.04	120.0	90.024	60.01	30.008
W05	0.8439	0.5803	0.5078	0.4352	0.3627	0.2901	0.2176	0.1450	0.0725
W06	0.9475	0.6516	0.5701	0.4887	0.4072	0.3258	0.2443	0.1629	0.0814
W07	315.62	217.05	189.91	162.78	135.65	108.52	81.394	54.262	27.131
W08	298.76	205.45	179.77	154.09	128.40	102.7	77.045	51.36	25.681
W09	103.99	71.512	62.5737	53.634	44.695	35.756	26.817	17.878	8.9391
W10	68.101	46.832	40.978	35.124	29.270	23.416	17.562	11.708	5.8540
W11	85.776	58.98	51.61	44.239	36.866	29.49	22.11	14.746	7.37
W12	10.683	7.346	6.4285	5.5101	4.5918	3.673	2.755	1.8367	0.9183
W13	289.85	199.32	174.41	149.49	124.57	99.663	74.747	49.831	24.915
W14	48.869	33.606	29.405	25.204	21.004	16.803	12.602	8.4016	4.2008
W15	61.93	42.590	37.267	31.943	26.619	21.295	15.971	10.647	5.3238
W16	49.14	33.793	29.569	25.345	21.120	16.896	12.672	8.4483	4.2241
W17	290.02	199.445	174.515	149.584	124.653	99.722	74.792	49.861	24.930

✓ **Design of shear wall** :-

4.15.1 Pos : - W02

- **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

- **Section :-**

t=45 cm .shear wall thickness
Lw = 4.8 m .shear wall width
hw=34.35m.story height

Figure(4-48) : Load from earth of Shear wall (W02).

✓ **Design:-**

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

Critical Section

$$\frac{hw}{2}=\frac{4.8}{2}=2.4m\ldots\ldots\ control$$

$$\frac{hw}{2}=\frac{34.35}{2}=17.175m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 4.8=3.84m$$

$$V_u=1205.2\ KN$$

$$M_u=27723.73\ KN.m$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{28}}{6}\times 0.45\times 3.84*10^3=1524\ KN$$

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

Assume $N_u=205$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{28}\times 0.45\times 3.84*10^3}{4}+\frac{205\times 3.84}{4\times 4.8}=2327\ KN$$

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

$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=18.2>0$$

$\therefore V_{c3}=$ *Will apply*

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{28}}{2}+\frac{4.8\left(\sqrt{28}+\frac{2\times 205}{4.8\times 0.45}\right)}{\left\langle\frac{24831.5}{1205.2}-\frac{4.8}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.45\times 3.84}{10}\times 10^3=9348.8KN$$

Assume $N_u=0$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{28}}{2}+\frac{4.8\left(\sqrt{28}+\frac{2\times 0.0}{4.8\times 0.45}\right)}{\left\langle\frac{24831.5}{1205.2}-\frac{4.8}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.45\times 3.84}{10}\times 10^3=698.34KN\quad\ldots\ control$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1205.2}{0.75} - 698.34 = 917.6 \quad KN$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{917.6 \times 10^{-3}}{420 \times 3.84} = 0.00057m \quad \ldots \quad control$$

$$\frac{A_{vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b - 0.0025 \times 0.45 = 0.001125m$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{4.8}{5} = 960\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 450 = 1350mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.00057} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.00057} = 0.27\ m$$

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

- **Design of Vertical reinforcement:**

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

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{34.35}{4.8} \right)\left(\frac{2 \times 79}{250 \times 450} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{vn} = 0.005 \times S_1 \times h$$

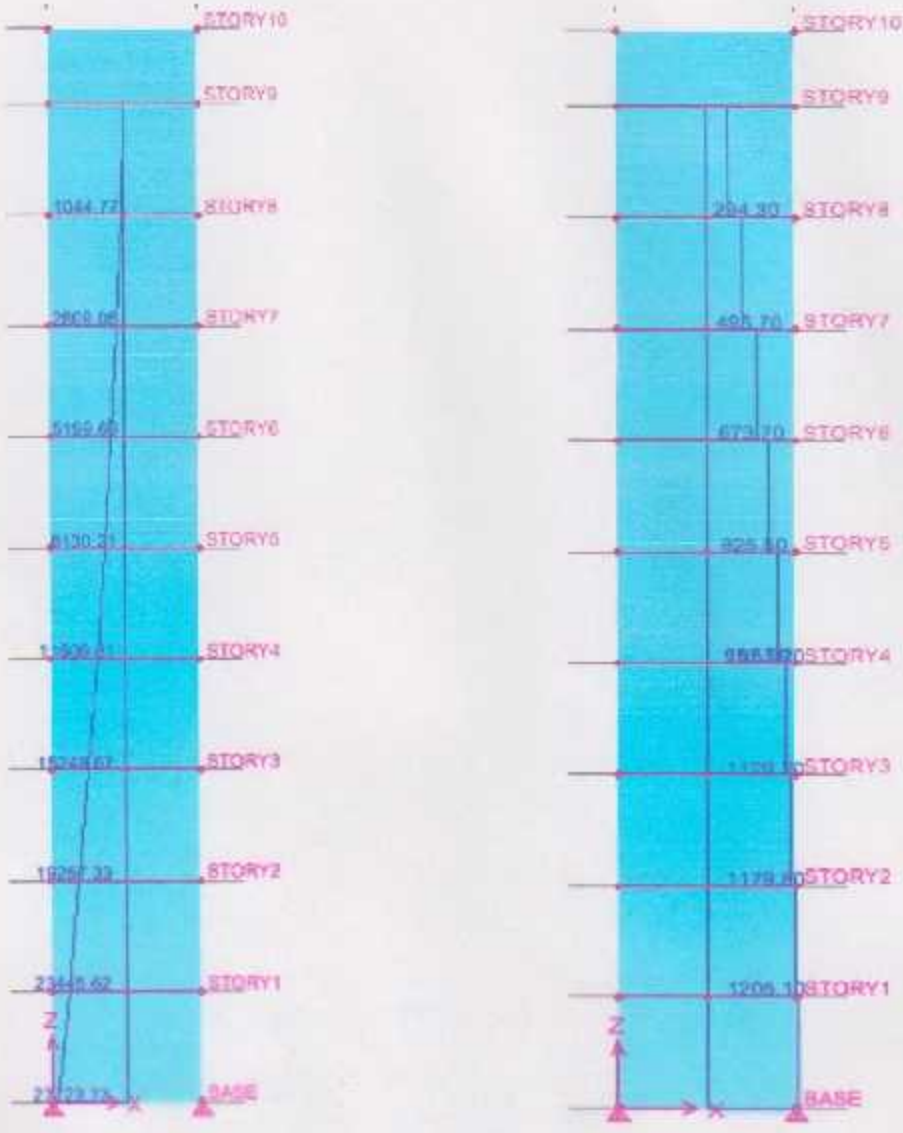
$$S_1 = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.005 \times 0.45} = 0.1\ m = 100\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 = \frac{l_w}{3} = \frac{4800}{3} = 1600\ mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 450 = 1350\ mm$$

$\therefore$ *Use* $\phi 12@10cm$ c/c *For* the reinforcement in two layers (*Vertical*)

- **Design of Moment:**



Figure(4-49) : Moment and Shear Diagram (W02).

Mu = 27723.73 kN.m

$$C \geq \frac{Lw}{600*(\delta n / hw)}$$

$assume \quad \delta n / hw \geq 0.007$

$$C \geq \frac{4.8}{600*0.007} = 1.14m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw = 1.14 - 0.1 \times 54.8 = 0.66m$$

$$Cw = \frac{C}{2} = \frac{1.14}{2} = 0.57 \ m$$

Select Cw = 0. 70 m > 0.57 m

$$Ast = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Ast = \frac{4.8}{0.1} \times 2 \times 113 = 10848m^2$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 28 \times 4.8 \times 0.45}{10848 \times 10^{-6} \times 420}} = 0.086$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{Lw})$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 10848 \times 10^{-6} \times 420 \times 4.8 \times (1 - 0.086)$$

$$Mu = 8995kN.m$$

$$Mu_{Design} = 27723.73 - 8995 = 18728.73kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/\phi}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{18728.73 \times 10^3 / 0.9}{420 \times (4.8 - 0.70)} = 12084.6 \ mm^2$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times b \times Cw$$

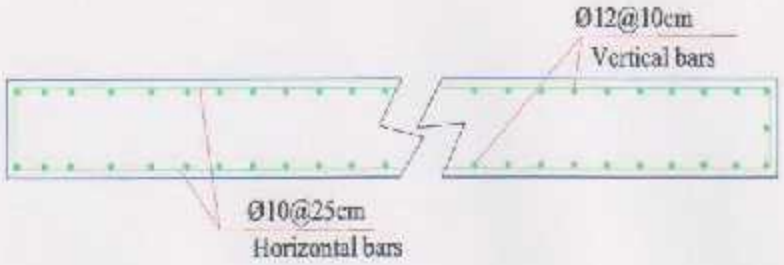
$$Ast_{MAX} = 0.08 \times 450 \times 700 = 25200 \ mm^2 > Ast = 12084.6 \ mm^2$$

$$As(1\phi 28) = 615 \ mm^2$$

Select 20Φ 28

with As = 20× 615 = 12300 mm^2. > Ast = 12084.3 mm^2.

& As = 17× 615 = 10455 mm^2. < Ast $_{max}$ = 25200 mm^2.



Figure(4-50) : Section of Shear wall (W02).

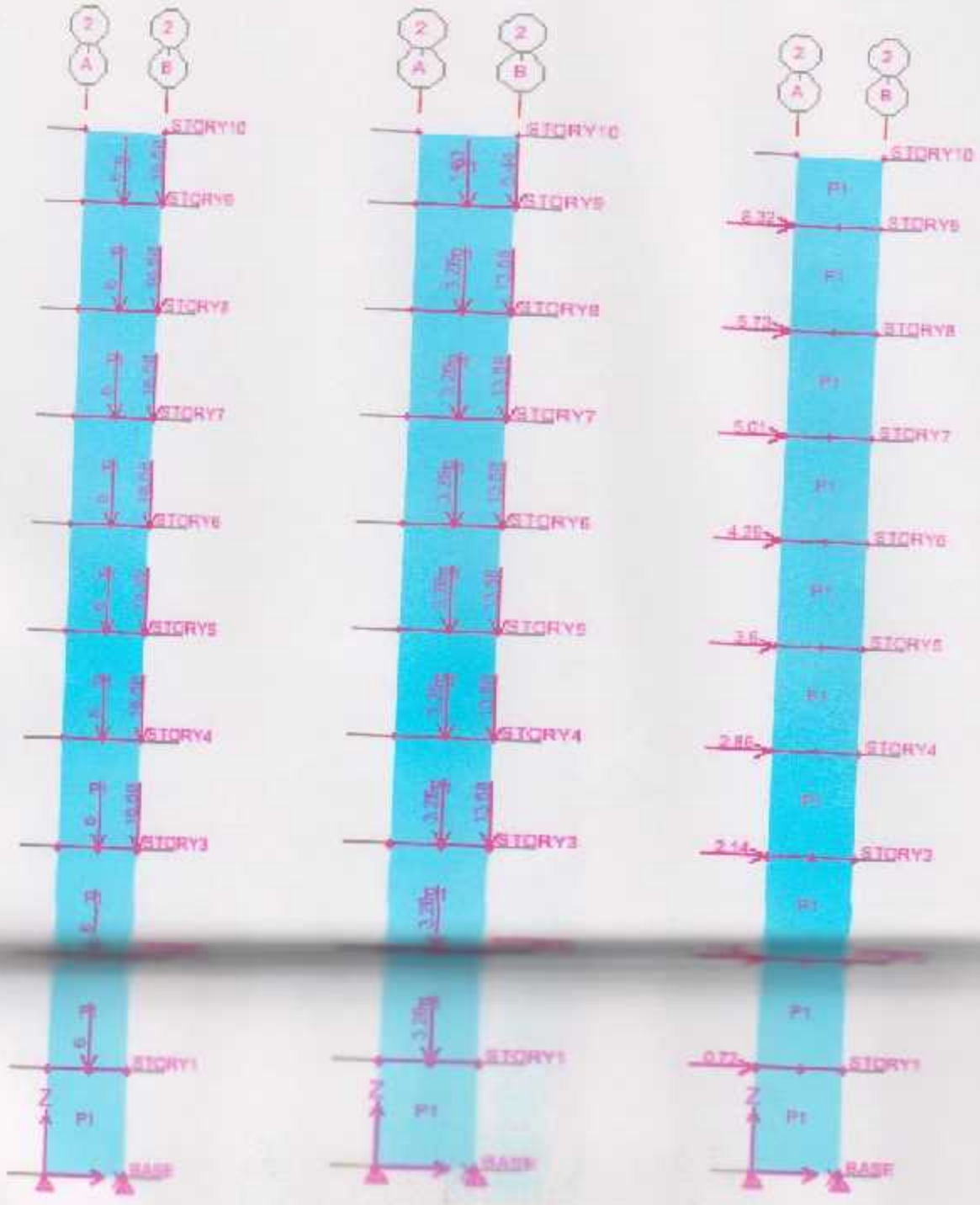
4.15.2.Pos : - W01

✓ **Material :-**

concrete B350	Fc' = 28 N/mm^2
Reinforcement Steel	fy = 420 N/mm^2

✓ **Section :-**

t=45 cm .shear wall thickness
Lw = 2.9 m .shear wall width
hw=34.35m.story height



(a) (b) (c)

Figure(4-51) : Dead and Live Load of Shear wall in (a & b), Load from earth of Shear wall(c) (W01).

4.15.3Pos : - W08

✓ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

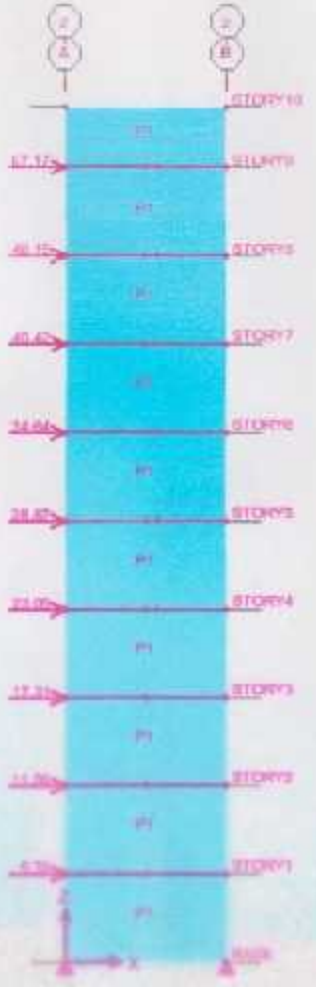
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

✓ **Section :-**

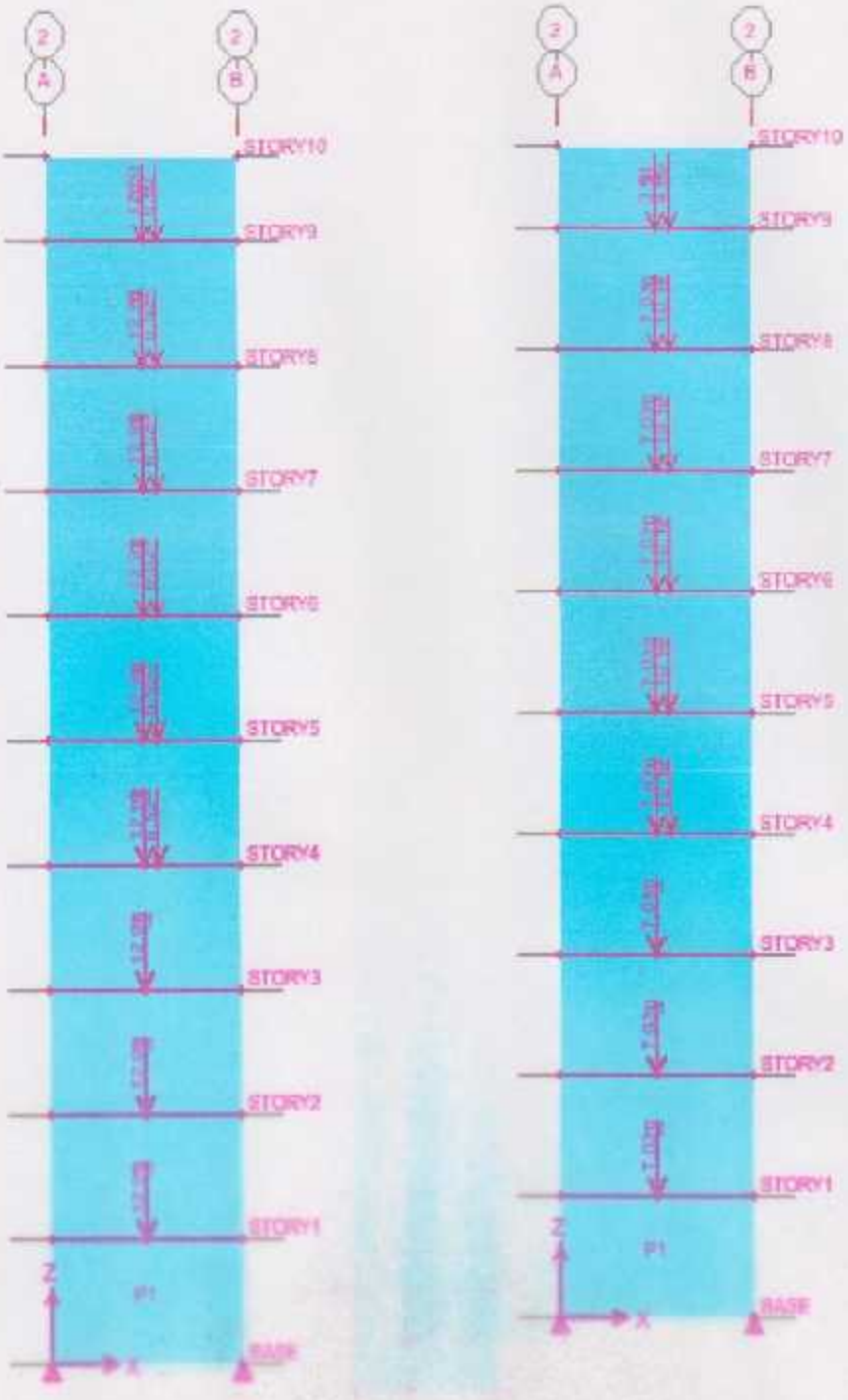
t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 3.25 m .shear wall width

hw=34.35m.story height



Figure(4-52) : Load from earth of Shear wall (W08).



Figure(4-53) : Dead and Live Load of Shear wall (W08).

4.15.4.Pos : - W11

✓ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

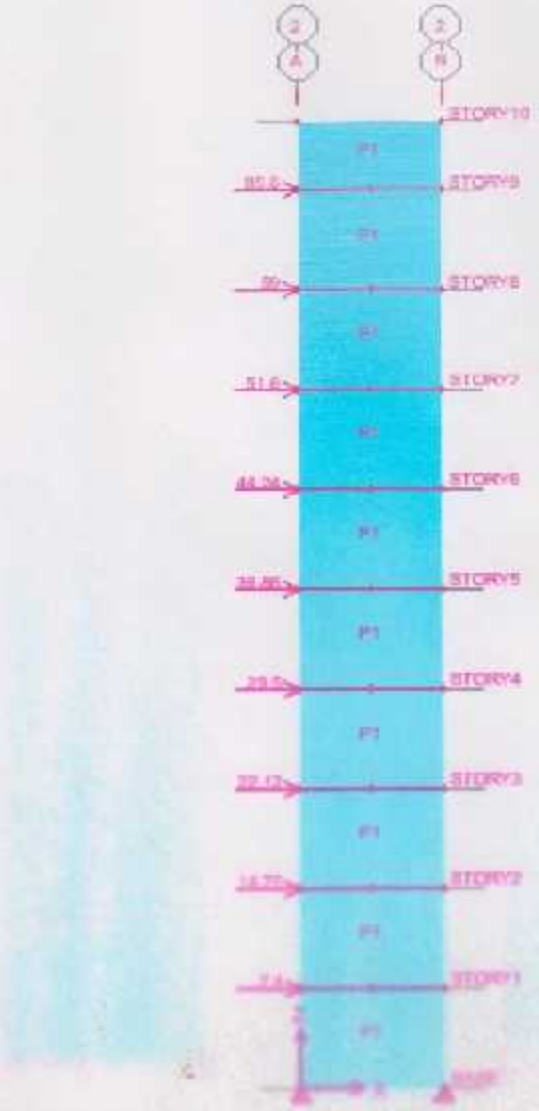
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

✓ **Section :-**

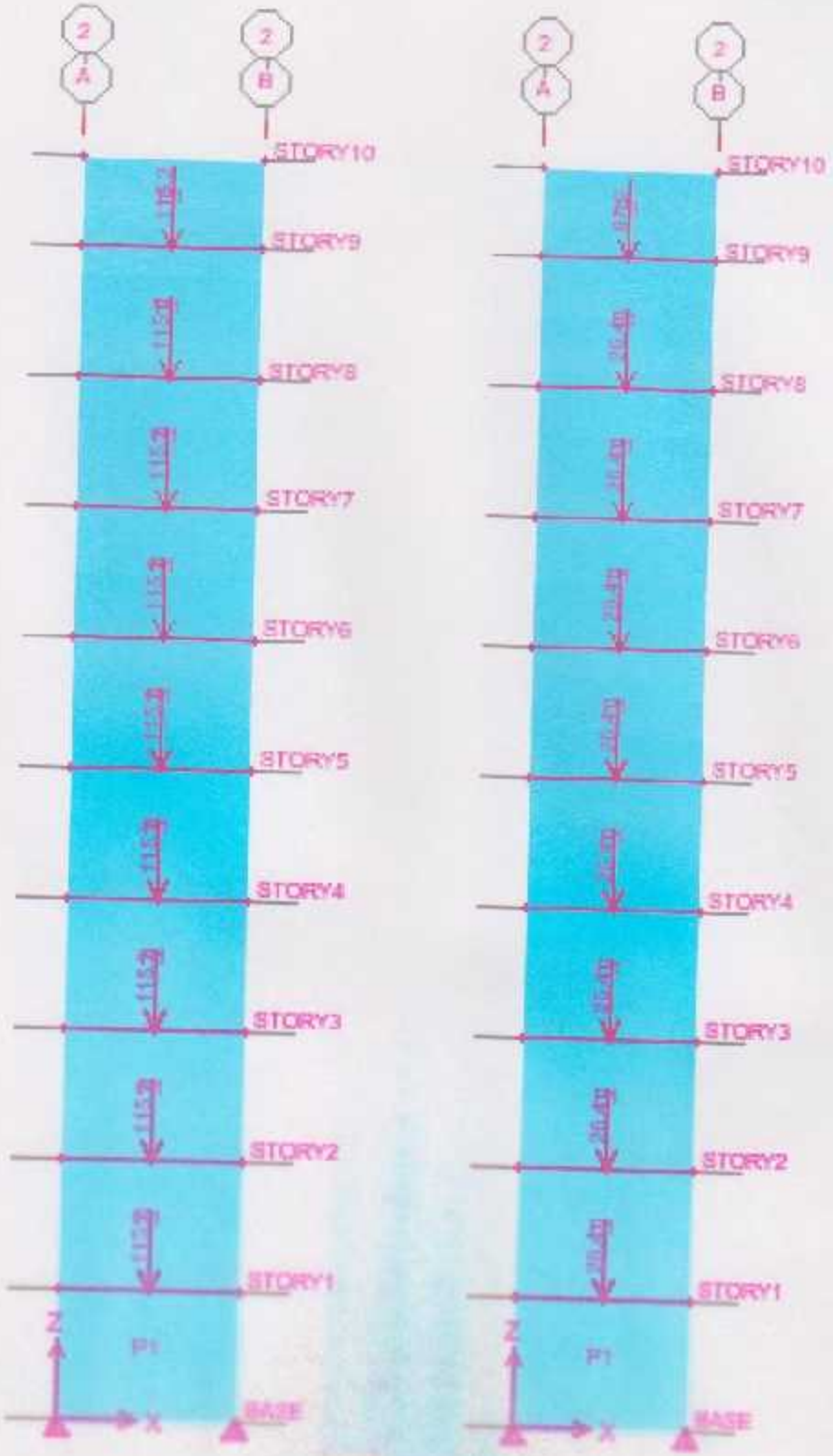
t=45 cm .shear wall thickness

Lw = 4.8 m .shear wall width

hw=34.35m.story height



Figure(4-54) : Load from earth of Shear wall (W11).



Figure(4-55) : Dead and Live Load of Shear wall (W11).

4.15.5.Pos : - W16

✓ **Material :-**

concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

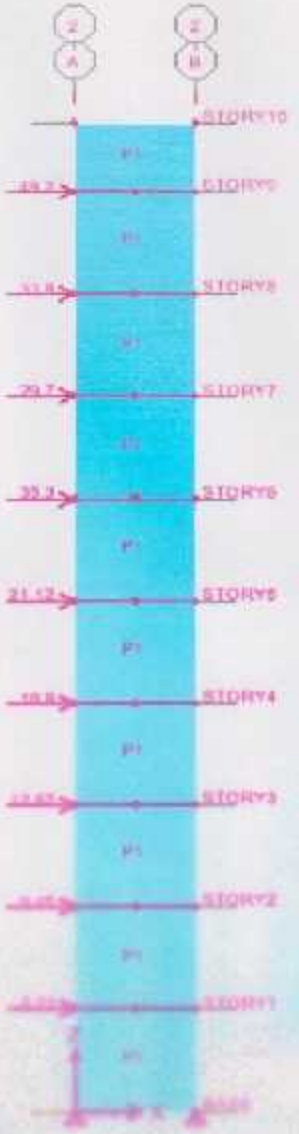
Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

✓ **Section :-**

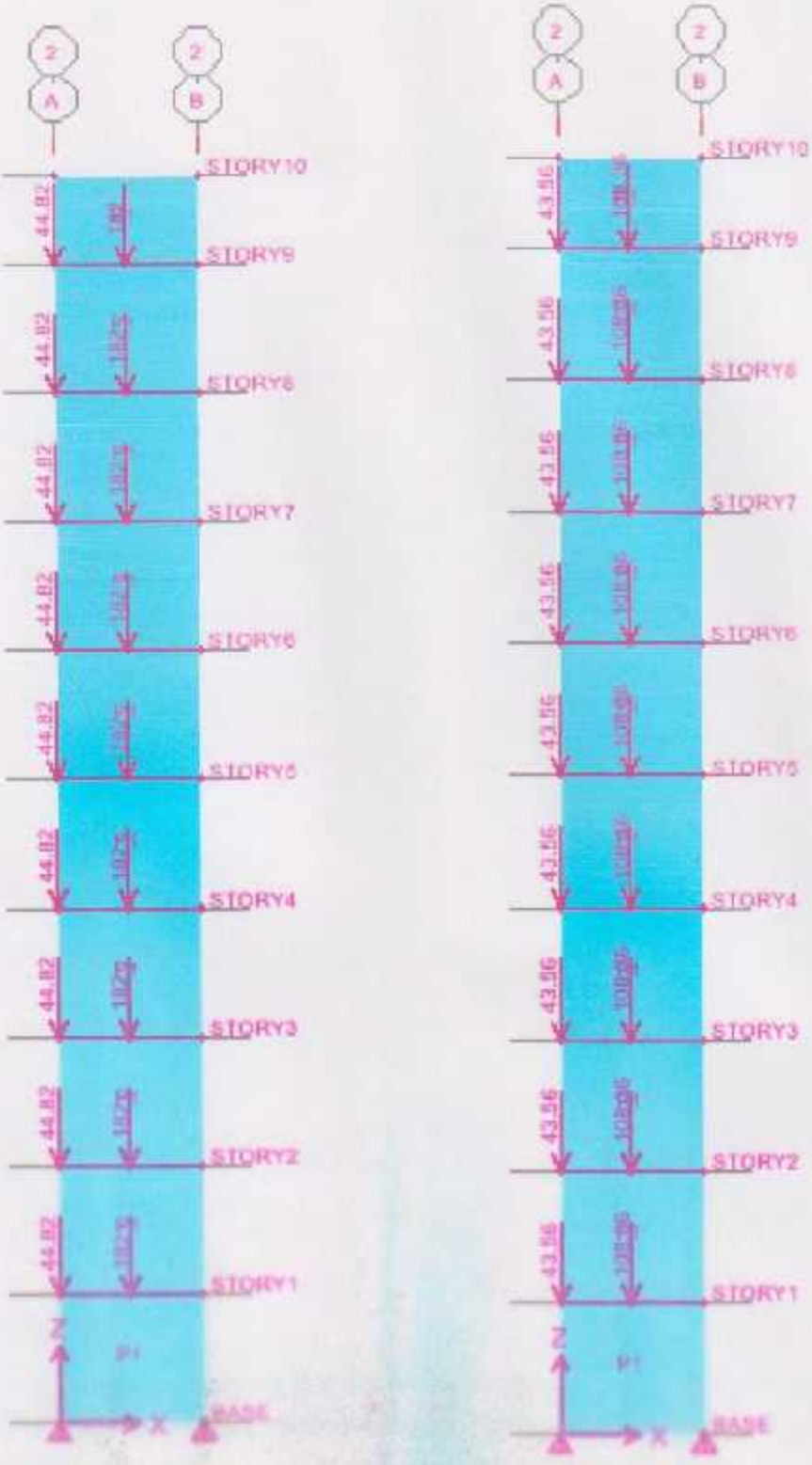
t=35 cm .shear wall thickness

Lw = 3.87 m .shear wall width

hw=34.35m.story height



Figure(4-56) : Load from earth of Shear wall (W16).



Figure(4-57) : Dead and Live Load of Shear wall (W16).

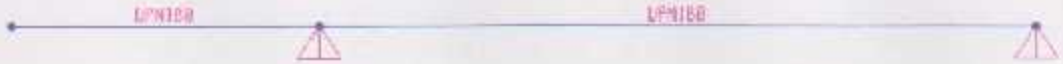
4.16. Design of steel stair :-

4.16.1.Pos. Bst02 .

❖ **Material :-**

⇒ Steel A36
Fy =36ksi,(240N/mm2)
Fu =58ksi,(360 N/mm2)

❖ **System :-**



Figure(4-58) : Steel Stair.

❖ **Loading :-**

✓ **Dead Load :**
self weight γ=75 KN/m
steel plate treads =0.4 KN/m

$$dead\ \ line\ \ load = \frac{0.4}{\cos 26.5} \times 0.5 = 0.22\ \ KN/m$$

✓ **Live Load :**
L.L =5 KN/m^2 =5*0.5 =2.5KN/m.

❖ **Design :-**

✓ **Design summary**

This section provides the design summary for each type of design, which highlights the controlling demand/capacity ratio and it's associated combination and location in each member.

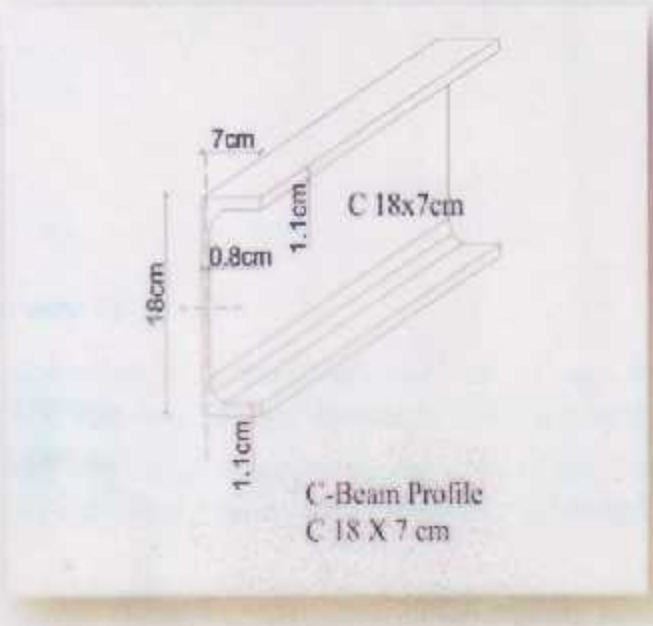
✓ **Steel design**

Table (4.7): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 1 of 2

Table (4.7: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 1 of 2					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
1	UPN180	Beam	No Messages	0.100475	PMM
2	UPN180	Beam	No Messages	0.112938	PMM

Table (4.8): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 2 of 2

Table (4.8): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD99, Part 2 of 2				
Frame	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
		m		
1	DSTL2	1.35000	No Messages	No Messages
2	DSTL2	1.80000	No Messages	No Messages



Figure(4-59) : C-Beam Profile steel Detail

4.16.2.Pos. Bst01 .

❖ **Material :-**

⇒ Steel A36

Fy =36ksi,(240N/mm2)

Fu =58ksi,(360 N/mm2)

❖ **System :-**

Figure(4-60) : Steel Stair.

❖ **Loading :-**

✓ **Dead Load :**

$dead\ \ line\ \ load = 1.4\ \ KN/m$

✓ **Live Load :**

L.L =8.04KN/m.

❖ **Design :-**

✓ **Design summary**

This section provides the design summary for each type of design, which highlights the controlling demand/capacity ratio and it's associated combination and location in each member.

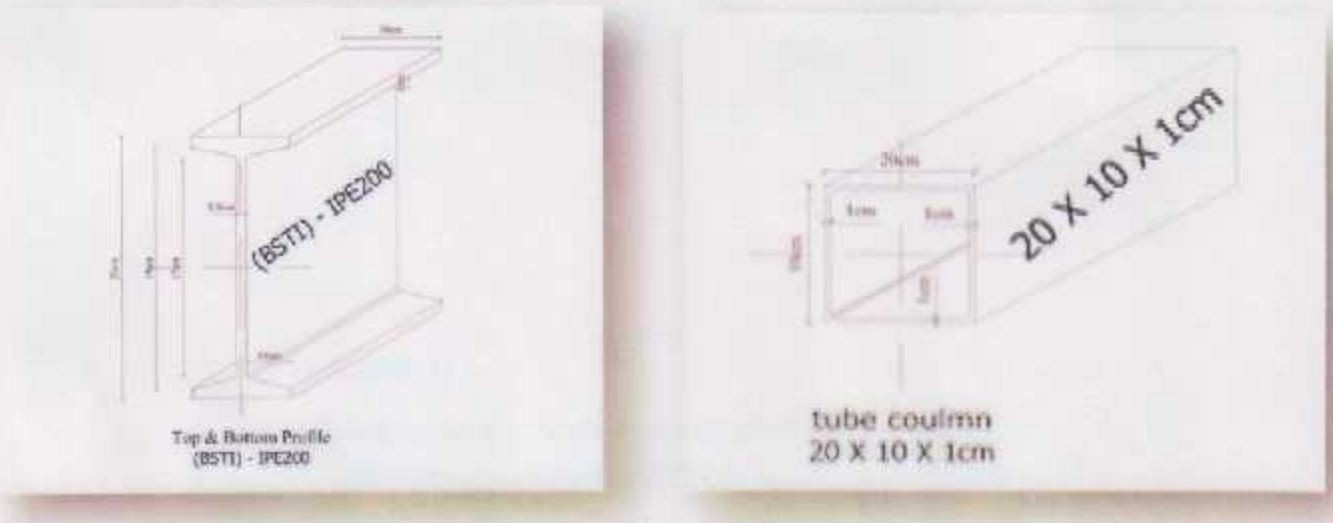
✓ **Steel design**

Table (4.9): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 1 of 2

Table (4.9): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 1 of 2					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
1	IPE200	Beam	No Messages	0.235643	PMM
2	IPE200	Beam	No Messages	0.235643	PMM

Table (4.10): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 2 of 2

Table (4.10): Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93, Part 2 of 2				
Frame	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
		m		
1	DSTL2	1.20000	No Messages	No Messages
2	DSTL2	0.00000	No Messages	No Messages



Figure(4-61) : Steel Stair Detail .

PROKON
Software Consultants (Pty) Ltd
Internet: http://www.prokon.com
E-Mail: mail@prokon.com

Job Number | Sheet
Job Title
Client
Drawn by | Checked by | Date

Strong axis bending F1-1 p31

$$M_{pv} = \frac{f_y \cdot z_y}{1 \cdot 10^6}$$
$$= \frac{248.2 \cdot 318\,000.0}{1 \cdot 10^6}$$
$$= 78.93 \text{ kNm}$$

$$M_{pv2} = \frac{1.5 \cdot f_y \cdot S_y}{1 \cdot 10^6}$$
$$= \frac{1.5 \cdot 248.2 \cdot 244\,000.0}{1 \cdot 10^6}$$
$$= 90.84 \text{ kNm}$$

$M_p = \min(M_{pv}, M_{pv2}) = 78.93$ kNm

F1-5 p33

$$\lambda_{lt} = \frac{0.13 \cdot E}{M_p \cdot 1 \cdot 10^6} \sqrt{J \cdot A}$$
$$= \frac{0.13 \cdot 200000000}{78.93 \cdot 1 \cdot 10^6} \sqrt{21500000 \cdot 5260}$$
$$= 110 \cdot 10^3$$

$$I_{lt} = \lambda_{lt} \cdot r_y$$
$$= 110774 \cdot 39.40$$
$$= 4.36 \cdot 10^6 \text{ mm}$$

F1-10 p33

$$\lambda_r = \frac{2 \cdot E}{M_{cr} \cdot 1 \cdot 10^6} \sqrt{J \cdot A}$$
$$= \frac{2 \cdot 200000000}{78.93 \cdot 1 \cdot 10^6} \sqrt{21500000 \cdot 5260}$$
$$= 1.70 \cdot 10^6$$

$$L_r = \lambda_r \cdot r_y$$
$$= 222106.5 \cdot 39.40$$
$$= 87.5 \cdot 10^6 \text{ mm}$$

Flange local buckling Table B5.1

$$\lambda_{pf} = 1.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 1.42 \cdot \sqrt{\frac{200000000}{248.2}}$$
$$= 1\,005.38$$

$$\lambda_{rf} = 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 1.40 \cdot \sqrt{\frac{200000000}{248.2}}$$
$$= 1\,256.73$$

$b/tf = 7.000$ => Flange is compact

F1-7 p33

$$M_{cy} = \frac{f_y \cdot S_y}{1 \cdot 10^6}$$
$$= \frac{248.2 \cdot 244\,000}{1 \cdot 10^6}$$
$$= 60.56 \text{ kNm}$$

Web local buckling

PROKON Software Consultants (Pty) Ltd
Internet: http://www.prokon.com
E-Mail: mail@prokon.com

Job Number | Sheet
Job Title
Client
Calcs by | Checked by | Date

Table H5.1

$$\lambda_{pw} = 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 5.76 \cdot \sqrt{\frac{200000000}{248.2}}$$

$$= 5\,375.22$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 5.70 \cdot \sqrt{\frac{200000000}{248.2}}$$

$$= 5\,116.69$$

dtw. = 17.00 => Web is compact

Lateral Torsional Buckling

Lb=7500 = Lb 430+420)

Weak axis bending

F1-1 p 31

$$M_{f1} = \frac{F_y \cdot Z_y}{1 \cdot 10^6}$$

$$= \frac{248.2 \cdot 195\,000.0}{1 \cdot 10^6}$$

$$= 48.40 \text{ kNm}$$

$$M_{f2} = \frac{1.5 \cdot F_y \cdot S_y}{1 \cdot 10^6}$$

$$= \frac{1.5 \cdot 248.2 \cdot 164\,000.0}{1 \cdot 10^6}$$

$$= 61.06 \text{ kNm}$$

M_{fb}=minM_{f1},M_{f2} = 48.40 kNm

Flange local buckling (Weak axis):

Mw=Mfb = 48.4 kNm

Axial force

COMPRESSION

F2-4 p 27

$$\lambda_c = \frac{L_{ey}}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$= \frac{95.18}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{248.2}{200000000}}$$

$$= 0.03$$

F2-3 p 27

Lc=<1.5

$$F_{cy} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y$$

$$= 0.658^{0.0006^2} \cdot 248.2$$

$$= 248.08 \text{ Mpa}$$

F2-1 p 27

PROKON Software Consultants (Pty) Ltd
Internet: http://www.prokon.com
E-Mail: mail@prokon.com

Job Number | Sheet
Job Title
Client
Calcs by | Checked by | Date

$$P_n = \frac{0.85 \cdot A_g \cdot F_{cu}}{1000}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 5260 \cdot 248.1}{1000}$$

$$= 1\,109.26 \text{ kN}$$

Combined Forces

BS: 8.1.a p 38

$$H1 = \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9}\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{uy}}\right]$$

$$= \frac{632.1}{0.85 \cdot 1305} + \frac{8}{9}\left[\frac{0.0000}{0.9 \cdot 78.95} + \frac{0.0000}{0.9 \cdot 48.40}\right]$$

$$= 0.57$$

Design of bolts

- *Assumption*

The bolt is 7/8 inch in diameter.

The bolt's length is 1.5 inch, 0.25 inch head, and with threads on the 0.25 inch of its edge.

Shear design

$$\phi.Rn = m \times 0.45 \times Fu^b \times Ab \times \phi$$

$$m = 1, Fu^b = 120ksi, \phi = o.65$$

$$Ab = \frac{\pi(\frac{7}{8})^2}{4} = 0.601in^2$$

$$\phi.Rn = 1 \times 0.45 \times 120 \times 0.601 \times 0.65 = 21.1kip/bolt$$

Bearing Design

$$\phi.Rn = \phi \times 2.4 \times Fu \times t \times d$$

$$Fu = 58ksi, \phi = o.75, t = 0.5^{"}, d = \frac{7^{"}}{8}$$

$$\phi.Rn = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times 0.5 \times \frac{7}{8} = 45.675kip/bolt$$

The design strength of each bolt is equal to :

$$\phi.Rn = 21.1kip/bolt$$

$$No.\ of\ bolts = \frac{Tu}{\phi.Rn} = \frac{33}{21.1} = 1.564bolt$$

>> Select 2 bolts

Weld Design

design as fillet weld – Submerged arc weld (SAW):
Shear Design

$$\phi.Rn = 0.75 \times te \times 0.6 \times Fu^w$$

$$\phi.Rn = 0.75 \times t \times 0.6 \times Fu$$

$a_{min} = \frac{3}{16}^{"}$ .....$from \rightarrow Table 5.11.1$

$a_{max} = t - \frac{1}{16} = \frac{8}{16} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16}^{"}, t > \frac{1}{4}$

$Select \rightarrow \frac{3}{16} < a = \frac{5}{16} < \frac{7}{16}$

$a < \frac{3}{8} \rightarrow te = a = \frac{5}{16}^{"}$

$\phi.Rn = 0.75 \times \frac{5}{16} \times 0.6 \times 120 = 16.875 kip \rightarrow weld$

$\phi.Rn = 0.75 \times 0.5 \times 0.6 \times 58 = 13.05 kip \rightarrow Base$

$\phi.Rn = 13 kip$

$Fu = 33 kip$

$L = \frac{33}{13} = 2.54"$

Select L = 3", 1.5" each side

الفصـــــل الخامس

النتـــــائج والتوصيـــات

5

5-1 النتـــــــــــائج

5-2 التوصيـــــــــات

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5-1 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
4. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
5. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق عدا الطابق الكراج (2) نظرا لطبيعة وشكل المنشأ.

   كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لعقدة الطابق الكراج (2) و لبيوت الدرج والمصاعد.
6. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5-2 التوصيات

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
5. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائيا ومعمارياً.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.

3. بلال أبو رجب, خالد العملة "**التصميم الإنشائي لمجمع تجاري**" مشروع تخرج, جامعة بوليتكنك فلسطين, الخليل , فلسطين, 2007.

4. واكد , خليل إبراهيم , **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ,دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع , جمهورية مصر العربية ,2001 م .

5. موقع المملكة المعمارية , **تصميم المراكز التجارية** . http://www.m3mare.com

6. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).***

7. **Uniform Building Code (UBC-97) .**

8. **According To The German Code (DIN 1055-5).**

الملاحق

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)

جدول رقم (6)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نوع المبنى		الاستعمال (الأشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص		كن/م2	كن
المباني السكنية والخاصة	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منازل الطلبة وما شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية 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

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	$\ell/180^2$
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)[3]	$\ell/480$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^4$

[2] 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.
[3] 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.
[4] Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.
[5] 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

TABLE 2-1 Typical Live Loads Specified in ASCE 7-98

	Uniform, kN/m²	Concentration, kN
Apartment buildings		
Private rooms and corridors serving them	1.9	
Public rooms and corridors serving them	4.8	
Office buildings		
Lobbies and first-floor corridors	4.8	8.9
Offices	2.4	8.9
Corridors above first floor	3.8	8.9
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy		
Schools		
Classrooms	1.9	4.45
Corridors above first floor	3.8	4.45
First-floor corridors	4.8	4.45
Stairs and exitways	4.8	
Storage warehouses		
Light	6.0	
Heavy	12.0	
Stores		
Retail		
Ground floor	4.8	4.45
Upper floors	3.6	4.45
Wholesale, all floors	6.0	4.45

Source: Based on *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard ASCE 7-98, with the permission of the publisher, the American Society of Civil Engineers.

generated by unusual events. The sustained portion changes a number of times during the life of the building—when tenants change, when the offices are rearranged, and so on. Occasionally, high concentrations of live loading occur during periods when adjacent spaces are remodeled, when office parties are held, or when material is stored temporarily. The loading given in building codes is intended to represent the maximum sum of these loads that will occur on a small area during the life of the building. Typical specified live loads are given in Table 2-1.

In buildings where nonpermanent partitions might be erected or rearranged during the life of the building, allowance should be made for the weight of these partitions. ASCE 7-98 specifies that provision for partition weight should be made, regardless of whether partitions are shown on the plans, unless the specified live load exceeds 3.8 kN/m². It is customary to represent the partition weight with a uniform load of 1 kN/m² or a uniform load computed from the actual or anticipated weights of the partitions placed in any probable position. ASCE 7-98 considers this a live load, because it may or may not be present in a given case.

As the loaded area increases, the average maximum lifetime load decreases because although it is quite possible to have a heavy load on a small area, it is unlikely that this would occur in a large area (Fig. 2-4). This is taken into account by multiplying the specified live loads by a *live-load reduction factor*.

In ASCE 7-98, this factor is based on the *influence area*, A_I, for the member being designed. The concept of influence lines and influence areas is explained in Section 10-7. To figure out the influence area of a given member, one imagines that the member in question is raised by a unit amount, say, 1 in (25 mm), as shown in Fig. 2-10. The portion of the floor area that is raised when this is done is called the *influence area*. Applied loads acting anywhere on this area will have a significant impact on the load effects in the member in question. This concept is illustrated in Fig. 2-10 for an interior floor beam and an edge column.