بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى كلية طب في مدينة أريحا

فريق العمل :

رحمة الدراويش　　سهير نوفل　　مريم سويطي

إشراف :

د. نصر عبوشي

الخليل – فلسطين

2013-2012

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى كلية طب في مدينة أريحا

فريق العمل :

رحمة الدراويش **سهير نوفل** **مريم سويطي**

إشراف :

د. نصر عبوشي

الخليل – فلسطين

2013 -2012

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى كلية طب في مدينة أريحا

فريق العمل :

رحمة الدراويش سهير نوفل مريم سويطي

بناءاًعلى نظام كلية الهندسةوالتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني .

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

إهداء

إلى من سهرت وتعبت ورفعت يداها في جوف الليل كي تدعو لنا بأن نصل , فوصلنا

إلى من قدَم ويقدِم حياته لنا , ومن أخذ منه السعي لأجلنا زهرة العمر .

إلى كل الذين نحبهم

نهدي هذا العمل

فريق العمل

شكر وتقدير

وقبل أن نمضي , هي كلمة شكر لا بدَّ لنا أن نرسلها إلى من يستحق .

وبعد شكر الله وحمده والثناءِ عليه،

فهي إلى كليَة الهندسة والتكنلوجيا , ففيها غرسنا بذرة الأمل , وسقيناها بماء الاجتهاد ,وها نحن اليوم نجني ثمرتها .

وهي لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية , ففي أروقتها مشينا نحو هدفنا الذي حلمنا به.

وهي أيضا لأساتذتنا الأفاضل , الذين كان لهم الدور الأكبر في وضع حجر فوق حجر لنبني حلمنا .

وهي خالصة معطرة للدكتور نصر عبوشي , الذي أعطانا من وقته الكثير , ولم يبخل علينا بالمتابعة والمشورة والنصيحة والكلمة الطيبة .

فشكراً لكم جميعا .

فريق العمل.

التصميم الإنشائي لمبنى كلية طب في مدينة أريحا

فريق العمل :

رحمة الدراويش **سهير نوفل** **مريم سويطي**

جامعة بوليتكنك فلسطين

2012- 2013 م

إشراف :

د. نصر عبوشي

ملخص المشروع

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لكلية طب حيث إنَّ المشروع عبارة عن مبنى كلية طب متكاملة توفر كافة الإحتياجات والمتطلبات التي يحتاجها الطالب والباحث، حيث أنَّ الكلية بمساحتها الكبيرة وفرت العدد الكافي من المختبرات والمعامل وغرف التدريس وغرف العمليات والقاعات والمكتبات ،وغرف الموظفين والعاملين.

ويتكون مبنى الكلية من اربعة طوابق بمساحة 15,000 $م^2$ تقريبا للطابق الواحد.

وسيتم التصميم بناءاً على متطلبات الكود الأمريكي **ACI_code (318_08)** والكود الأردني للأحمال ،وقد استعنا ببعض البرامج لإخراج المشروع مثل AutoCAD 2010, office 2007 ،واستخدمنا عدداً من برامج التحليل والتصميم الانشائي وهي: Atir , Safe 12.3,Etaps 9.7.1, Sap 2000,DeconSTDesign, Pca- column.

والله ولي التوفيق

The structural design of Medical College

Working team:

Mariam Swiety **Rahma Darawesh** **Suhir nofal**

Palestine Polytechnic University.

2012-2013

Supervisor:

Dr. Nasr Abboushi.

Project abstract

The idea of this project is the structural design of medical college. The project is integrated medical college meet all needs of the student and researcher, where there is a sufficient number of laboratories, operating rooms, classrooms, libraries, and offices.

The building consists of four floors with an area of 15000 m^2 per floor.

The design will be based on the requirements of the American Code **(ACI -318-08)**, and the Jordanian Code of loads. And we used some of software like (Office 2007) and (AutoCAD 2007) to project output, and also we use some of programs for structural design and analysis like, Atir , Safe 12.3,Etaps 9.7.1, Sap 2000,DeconSTDesign, Pca-column.

فهرس المحتويات

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان	**i**
	نسخة عن صفحة العنوان	**ii**
	شهادة تقيم مقدمة مشروع التخرج	**iii**
	الإهداء	**iv**
	الشكر والتقدير	**v**
	ملخص المشروع باللغة العربية	**vi**
	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	**vii**
	فهرس المحتويات	**viii**
	فهرس الجداول	**xii**
	فهرس الأشكال	**xii**
	List of abbreviations	**xv**
الفصل الأول	**المقدمة**	
1-1	مقدمة	**2**
2-1	تعريف عام بالمشروع	**3**
3-1	اسباب اختيار المشروع	**3**
4-1	أهداف المشروع	**4**
5-1	مشكلة المشروع	**5**
6-1	نطاق وحدود المشروع	**5**
7-1	محتويات المشروع	**5**
8-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	**6**
الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	
1-2	مقدمة	**8**
2-2	لمحة عامة عن المشروع	**8**
3-2	موقع المشروع	**10**
1-3-2	مساحة قطعة الأرض	**10**
2-3-2	أسباب اختيار الموقع	**11**
3-3-2	المناخ العام في مدينة أريحا	**11**
4-2	وصف عناصر المشروع	**12**
1-4-2	وصف المساقط الأفقية	**12**
1-1-4-2	الطابق الأرضي	**12**
2-1-4-2	الطابق الأول	**13**
3-1-4-2	الطابق الثاني	**14**
4-1-4-2	الطابق الثالث	**14**
5-1-4-2	طابق السطح	**15**
2-4-2	وصف واجهات المبنى	**16**
1-2-4-2	الواجهة الشمالية الغربية	**16**
2-2-4-2	الواجهة الشمالية الشرقية	**16**
3-2-4-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	**17**

4-2-4-2	الواجهة الجنوبية الغربية	**17**
3-4-2	وصف الحركة الرأسية	**18**
الفصل الثالث	**الوصف الإنشائي**	
1-3	مقدمة	**20**
2-3	الهدف من التصميم الإنشائي	**20**
3-3	الدراسة التحليلية والنظرية	**20**
4-3	الأحمال وأنواعها	**21**
1-4-3	الأحمال الميتة	**21**
2-4-3	الاحمال الحية	**22**
3-4-3	الأحمال البيئية	**23**
1-3-4-3	أحمال الزلازل	**23**
2-3-4-3	أحمال الرياح	**23**
3-3-4-3	أحمال الثلوج	**23**
5-3	الاختبارات العملية	**24**
6-3	العناصر الإنشائية المستخدمة	**24**
1-6-3	البلاطات الخرسانية	**25**
1-1-6-3	Ribbed slab	**26**
2-1-6-3	solid Slab	**27**
3-1-6-3	Flat Plate	**28**
2-6-3	الجسور	**29**
3-6-3	الأعمدة	**29**
4-6-3	جدران القص	**30**
5-6-3	الأساسات	**31**
6-6-3	الأدراج	**32**
7-6-3	فواصل التمدد	**33**
8-6-3	Prestressed concrete	**34**
1-8-6-3	المقدمة	**34**
2-8-6-3	طرق واساليب الاجهاد المسبق	**35**
3-8-6-3	المواد المستخدمة في عملية الاجهاد المسبق والاجهادات المسموح بها	**36**
4-8-6-3	اختيار المقطع للعنصر الخرساني	**37**
5-8-6-3	الخسارات الجزئية في الاجهاد المسبق	**38**
9-6-3	Truss	**38**
7-3	برامج الحاسوب المستخدمة	**38**
Chapter 4	**Structural analysis and design**	
4.1	Introduction	**41**
4.2	Design method and requirements	**41**
4.2.1	Strength design method	**41**
4.2.2	Factored loads	**42**
4.3	Design of topping	**42**
4.3.1	Dead load of topping	**42**
4.3.2	Check max. spacing between bars	**43**
4.4	Design of one way rib slab	**44**
4.4.1	Determination of slab thickness	**44**
4.4.2	Design constant	**45**
4.4.3	Load calculation	**45**

49	Check rectangular or T-section	**4.4.4**
49	Design the rib for flexure	**4.4.5**
50	Design the rib for shear	**4.4.6**
52	Design of two way ribbed slab	**4.5**
52	Determination of thickness	**4.5.1**
54	Load calculation	**4.5.2**
55	Calculate of moments	**4.5.3**
57	Check rectangular or T-section	**4.5.4**
57	Design the slab for flexure	**4.5.5**
57	Design for positive moment	**4.5.5.1**
59	Design for negative moment	**4.5.5.2**
61	Design of shear	**4.5.6**
63	Design of flat plate	**4.6**
63	Drawing the planes as DXF	**4.6.1**
64	Determination of slab thickness	**4.6.2**
65	Determination of loads	**4.6.3**
67	Check the allowable deflection	**4.6.4**
68	Design of moment	**4.6.5**
71	Solid slab design	**4.7**
71	Slab thickness	**4.7.1**
71	Load calculation	**4.7.2**
73	Check for shesr	**4.7.3**
73	Design of flexure	**4.7.4**
73	Design for positive moment	**4.7.4.1**
75	Design for negative moment	**4.7.4.2**
75	Temperature and shrinkage reinforcement	**4.7.5**
76	Design of beam B021	**4.8**
76	Load calculation	**4.8.1**
79	Check for singly or doubly section	**4.8.2**
79	Flexure design	**4.8.3**
79	Design for positive moment	**4.8.3.1**
82	Design for negative moment	**4.8.3.2**
82	Design the beam for shear	**4.8.4**
83	Check for section dimension	**4.8.4.1**
83	Check for the case of shear	**4.8.4.2**
85	Design of prestressed concrete beam	**4.9**
85	Section properties	**4.9.1**
86	Check the allowable stress	**4.9.2**
88	Check the design strength	**4.9.3**
90	Design for shear reinforcement	**4.9.4**
93	Design of short column	**4.10**
93	Load calculation	**4.10.1**
94	Check the slenderness effect	**4.10.2**
95	Select the longitudinal bars	**4.10.3**
95	Design for ties	**4.10.4**

95	Check for code requirements	**4.10.5**
96	Design of punching at interior column in flat plate	**4.11**
97	Load calculation	**4.11.1**
97	Compute shear force acting at critical section	**4.11.2**
98	Compute øVc	**4.11.3**
98	Design for headed shear studs	**4.11.4**
101	Design of long column	**4.12**
101	Check the slenderness effect	**4.12.1**
101	Calculate e_{min} , M_{min}	**4.12.2**
102	Determine of Euler buckling load	**4.12.3**
102	Calculate the moment magnifier factor	**4.12.4**
103	Select the longitudinal bars	**4.12.5**
103	Design for ties	**4.1.2.6**
103	Check for code requirements	**4.12.7**
104	Design of stair	**4.13**
104	Determination of slab thickness	**4.13.1**
105	Load calculation	**4.13.2**
107	Design of shear for flight	**4.13.3**
108	Design of bending moment for flight	**4.13.4**
109	Design of landing	**4.13.5**
110	Design of shear for landing	**4.13.6**
112	Design of bending moment for landing	**4.13.7**
114	Design of truss	**4.14**
114	Design of sheet metal	**4.14.1**
115	Design of purline	**4.14.2**
116	Load calculation	**4.14.2.1**
117	Bending moment design	**4.14.2.2**
118	Check of load plate buckling	**4.14.2.3**
118	Design of shear	**4.14.2.4**
118	Design of truss	**4.14.3**
119	Load calculation	**4.14.3.1**
121	Analysis and design for members	**4.14.4**
121	Design of diagonal members	**4.14.4.1**
122	Design of top members	**4.14.4.2**
123	Design of bottom members	**4.14.4.3**
123	Design of fillet weld	**4.14.5**
127	Shear wall design	**4.15**
128	Check max. shear strength permitted	**4.15.1**
128	Calculate shear strength provided by concrete	**4.15.2**
128	Determine the required horizontal reinforcement	**4.15.3**
129	Determine the required vertical reinforcement	**4.15.4**
129	Design for flexure	**4.15.5**
131	Design of isolated footing	**4.16**
131	Area of footing	**4.16.1**
132	Depth of footing	**4.16.2**

4.16.3	Design of flexure reinforcement	**134**
4.16.4	Develop length of flexure reinforcement	**135**
4.16.5	Develop length of column reinforcement	**135**
4.16.6	Dowels design	**136**
4.16.7	Lap splice of column	**137**
الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	
1-5	المقدمة	**140**
2-5	النتائج	**140**
3-5	التوصيات	**141**
	الملاحق	**a**

فهرس الجداول

اسم الجدول	وصف الجدول	رقم الصفحة
1-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.	**6**
1-2	معدل سرعة الرياح في مدينة أريحا	**11**
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	**22**
2-3	الأحمال الحية حسب الكود الأردني	**22**
3-3	أحمال الثلوج بناءاًعلى ارتفاع البناء عن سطح البحر	**24**
4-1	Sheet metal for one span	**115**
4-2	Square HSS dimensions and properties	**125**

فهرس الأشكال

اسم الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
1-2	رسم توضيحي لأقسام المبنى	**9**
2-2	صورة جوية لقطعة الأرض	**10**
3-2	الموقع العام للمشروع	**12**
4-2	الطابق الارضي	**13**
5-2	الطابق الأول	**13**
6-2	الطابق الثاني	**14**
7-2	الطابق الثالث	**15**
8-2	طابق السطح	**15**
9-2	الواجهة الشمالية الغربية	**16**
10-2	الواجهة الشمالية الشرقية	**17**
11-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	**17**
12-2	الواجهة الجنوبية الغربية	**18**
13-2	القطاع الراسي	**18**
1-3	بعض العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ	**25**

26	بلاطة عصب ذات اتجاه واحد	**2-3**
27	بلاطة ذات عصب باتجاهين	**3-3**
28	بلاطة مصمته	**4-3**
28	Flat plat	**5-3**
29	جسر مسحور	**6-3**
30	أنواع الأعمدة	**7-3**
31	جدران قص	**8-3**
32	شكل الأساسات المنفردة	**9-3**
32	مقطع توضيحي للدرج	**10-3**
33	فواصل التمدد في المشروع	**11-3**
35	مسار الكوابل داخل الجسر	**12-3**
36	كابل مجدول	**13-3**
37	Double T section	**14-3**
44	Location of R004 at GF slab	**1-4**
46	Typical section at ribbed slab	**2-4**
47	Loading of rob Roo4	**3-4**
48	Shear diagram	**4-4**
48	Moment diagram	**5-4**
51	Reinforcement of rib Roo4	**6-4**
52	Two way rib slab location at GF slab	**7-4**
52	Rib and beams sections	**8-4**
53	Two way rib slab	**9-4**
55	Case 7 coefficient	**10-4**
56	Moment diagram	**11-4**
62	Reinforcement of S015	**12-4**
63	Plane on Auto CAD as DXF	**13-4**
64	Plan on SAFE	**14 -4**
66	Super dead load	**15 -4**
66	Live load	**16 -4**
67	Deflection (service)	**17 -4**
68	Moment in X-direction	**18-4**
69	Moment in Y-direction	**19-4**
70	Reinforcement of 1^{st} part at 1^{st} plan	**20 -4**
71	Solid slab	**21-4**
72	Geometry of solid slab	**22-4**
72	Loading of solid slab	**23-4**
73	Envelop moment and shear diagram of solid slab	**24-4**
75	Reinforcement of solid slab	**25-4**
76	Beam B021	**26-4**
77	Geometry of B021	**27-4**
78	Dead load for B021	**28-4**
78	Live load for Bo21	**29-4**
78	Moment for B021	**30-4**
78	Shear for B021	**31-4**
84	Detail of B021	**32-4**

92	Cross section at mid span of the beam	**33-4**
93	Cross section at end of span of the beam	**34-4**
96	C0177 detail	**35-4**
96	C1177	**36-4**
99	Detail of stud rail	**37-4**
100	Stud rails	**38-4**
102	The results from PCA-column program	**39-4**
103	C0305	**40-4**
104	Stair plan	**41-4**
106	Loads of flight	**42-4**
107	Moment and shear of flight	**43-4**
110	Loads on landing	**44-4**
110	Moment and shear of landing	**45-4**
113	Reinforcement detail for stair	**46-4**
114	Cross section of sheet metal	**47-4**
117	Load ,shear and moment for purlines	**48-4**
119	Truss's geometry	**49-4**
120	Joint spacing	**50-4**
120	Truss analysis	**51-4**
127	The shear wall No 9	**52-4**
127	Shear and moment for the wall	**53-4**
130	Top view for the wall	**54-4**
131	Detail of F9	**55-4**
132	One way shear	**56-4**
133	Two way shear	**57-4**
138	Detail for the footing	**58-4**

List of abbreviation:

D_L: Dead load.

L_L: live load.

W_u: factored total load.

L_n: clear length of member.

δ: thickness of a layer.

γ: unit weight of material.

M_n: nominal moment.

M_u: factored moment at section.

f_c': Compression strength of concrete.

f_y: specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ: ratio of steel area.

ε_s: strain of tension steel.

Ø: strength reduction factor.

V_n: nominal shear strength.

V_u: factored shear force at section.

V_c: nominal shear strength provided by concrete.

V_s: nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s: area of steel.

A_v: area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b_w: web width.

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

h: over all thickness of member.

P_n: nominal axial load.

P_u: factored axial load.

S: spacing between bars.

الفصل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة.
2-1 تعريف عام بالمشروع.
3-1 أسباب اختيار المشروع.
4-1 أهداف المشروع.
5-1 مشكلة المشروع.
6-1 نطاق وحدود المشروع.
7-1 محتويات المشروع.
8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل في المشروع.

1-1 مقدمة:

لقد شهدت بداية القرن الماضي بداية عصر من الازدهار والتطور في كل الجوانب الحياتية التي يعيشها الانسان اليوم ، ومع زيادة متطلبات الانسان في مجالات حياته فكان لا بدّ من مواكبة هذا التطور بشتى مجالاته بشكل يتلائم مع طبيعة العصر المتمثلة في تسخير الطبيعة والسيطرة عليها.

ولما كان الإنسان يمثل أغلى قيمة خلقها الله على الأرض وسخرها له فقد بات من المؤكد أن صحة هذا الإنسان وسلامة بدنه وعقله ونفسه تعد من أهم ضرورات حياته وضرورات استمرار إعماره لهذا الكون، لذا فقد دأب الإنسان منذ الأزل على تطوير العلاج والبحث عن الشفاء، حتى وصل الطب إلى ما نحن عليه الآن من تقدم. وما زال الطب يبحث عن المزيد من التطور مستخدماً كل وسائل العلم المتاحة وأهمها تقنية المعلومات التي أصبح من المستحيل ممارسة الطب الحديث دون استخدامها. إنَّ كل تلك الجهود تتطلب وجود بيئة علمية مناسبة ترعى البحث الطبي وتهتم به وتوفر بيئة مناسبة للباحثين في ذاك المجال من أجل التنشئة السلمية المتضمنة الابتكار والتطوير فيما بعد.

إنّ مواكبة التقدم العلمي الكبير الذي تشهده الساحة الطبية العالمية يفرض علينا استحداث تخصصات طبية جديدة تخرّج كفاءات مؤهلة قادرة على تلبية الاحتياجات المستجدة في المجالات الطبية من جهة، والإسهام في دفع عجلة التطور الطبي والصحي في بلدنا خطوات إلى الأمام من جهة أخرى ,وذلك من أجل ايجاد فرق طبية قادرة على المنافسة عالميا في مجالات العلوم الطبية المختلفة . من هنا جاءت أهمية ايجاد كليات الطب التي تعنى بتخريج الكفاءات العلمية المؤهلة والقادرة على التميز في مجال الطب بشكل بتناسب مع متطلبات البشرية الحالية في ذاك المجال.

ان كل ما سبق يعمّق فكرة اهمية التركيز على البيئة الطبية المتمثلة في كليات الطب وتسخير الناحية المعمارية والانشائية بشكل يتوائم مع طبيعتها من أجل ضمان راحة الباحث والدارس .

2-1 تعريف عام بالمشروع :

تعد كليات الطب ذات أهمية كبيرة في مرحلة اعداد الاطباء من اجل اكسابهم الخبرة والتميز في مجالهم ومن هنا يتم التركيز على توفير البيئة العلمية لهم والتي تتمثل في اماكن مجهزة بكافة التجهيزات العلمية المطلوبة والتي تطلق لهم العنان في التفكر وايجاد حلول للمشاكل التي تواجههم .

المشروع عبارة عن كلية طب في مدينة أريحا تتوفر فيها كافة المتطلبات التي تضمن توفير بيئة مناسبة للدارس تتمثل في معامل الدراسات العليا ومعامل الابحاث والمختبرات وغرف التحضير والمسارح الطبية وغيرها من المتطلبات الاساسية لدارس الطب.

3-1 أسباب اختيار المشروع :

بعد فترة من البحث عن مشروع ملائم تم اعتماد مشروع التصميم الانشائي لكلية الطب ولم تكن عملية الاختيار عشوائية بل بعد فترة من الدراسة لعدد من المشاريع الاخرى , وتأتي اهمية اختيار هذا المشروع بالتحديد الي الضرورة الملحة لاكتساب الخبرة والمهارة لعملية التصميم للعناصر الانشائية في المبنى كونه مشروع يتميز بكبر حجمه وتنوع العناصر الانشائية وكذلك المشاكل الانشائية التي يعرضها المشروع مما يساهم في اكتساب خبرات ومهارات لربما لم نتعرض لها من قبل طوال فترة الدراسة وهي فرصة للاصطدام بالواقع العملي المتمثل لبعض من المشاكل التي سوف تواجهنا في سوق العمل حال الالتحاق به ان شاء الله.

ويمكن تلخيص الاسباب المتعلقة باختيار المشروع على النحو التالي :

أسباب تتعلق بطبيعة هذا المشروع :

1- التأكيد على أهمية مواكبة التطور الحاصل في مجال الطب في عصرنا هذا.
2- توفير بيئة ملائمة ومناسبة لدارس الطب بشكل يخدم عملية التقدم العلمي التي نمر بها.
3- توثيق العلاقة وايجاد مكان ملائم للتواصل بين طلاب الدراسات العليا ودارسي الطب بشكل يضمن استمرارية الحلقة التعليمية النظرية والعملية.

أسباب تتعلق بفريق العمل :

1- ان من أهم تلك الاسباب هو التمكين من التصميم للعناصر الانشائية في المباني وعليه كانت الرغبة بأن يكون المشروع انشائيا .
2- ايجاد عملية الربط ما بين المساقات الانشائية النظرية التي تم طرحها على مدار 4 سنوات والتطبيق العملي لتلك المساقات مما يعمق فكرة الاحتكاك بين المساقات النظرية والواقع العملي وهو ما نسعى له بشكل أكبر.

4-1 أهداف المشروع :

1. **أهداف معمارية** :

يتم التركيز بشكل كبير على الجانب المعماري لهكذا مشاريع ضخمة لما لها من أثر في ترك الطابع المعماري عن المنطقة المتواجدة فيها بصورة تعكس طبيعة الذوق والرقي الحضاري من خلال اختيار الكتل المتناسقة والتي تنسجم أحيانا مع فكرة المبنى فنجد الكثير من المباني التي يعكس شكلها طبيعة المبنى والعمل الذي يقوم به وهو نوع من الابداع . ويكون لكليات الطب طابع معماري خاص ومميز لكثرة زائريها ومرتاديها وهو ما يتم التركيز فيه على اعطاء صورة تفوق الممتازة عن طبيعة الجهد المعماري المبذول فيه.

2- أهداف انشائية :

1. التركيز على فكرة القدرة على اختيار النظام الانشائي الملائم للطبيعة الموجودة في المبنى.
2. العمل على ايجاد العلاقة بين المساقات النظرية المطروحة والواقع العملي الذي يحتك بتلك المساقات النظرية.
3. اكتساب خبرات ومهارات جديدة تنتج من مشاكل يواجهها فريق العمل لم يتطرق لها من قبل من خلال الدراسة النظرية.
4. يعد المشروع مرجع متكامل في التحليل والتصميم للعناصر الانشائية المختلفة .

5-1 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة المشروع في التحليل والتصميم الانشائي للعناصر الانشائية المكونة لكلية الطب وهو المشروع المعتمد ليكون مجال دراستنا وعليه سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الانشائية المعروفة من جسور وأعمدة وغيرها , من خلال عملية تحديد الاحمال الواقعة على كل عنصر انشائي من اجل تحديد الابعاد والتسليح الذي يضمن الامان والعمل بكفاءة لذاك العنصر المصمم ,ثم عملية ايجاد المخططات التنفيذية لتلك العناصر التي تم تصميمها بالاعتماد على الاسس الصحيحة بصورة تضمن اخراج هذا البحث بصورة متكاملة تخرج من حيز الاقتراحات الى حيز التطبيق.

6-1 نطاق وحدود المشروع :

سوف تقتصر الدراسة على اعداد المخططات الانشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الانشائية الموجودة في المبنى بشكل يوائم التصاميم المعمارية الموجودة.

7-1 محتويات المشروع :

الفصل الاول :

مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني :

الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث :

الدراسة الانشائية بما يحتويه من عناصر انشائية واحمال ووصفها الوظيفي.

الفصل الرابع:

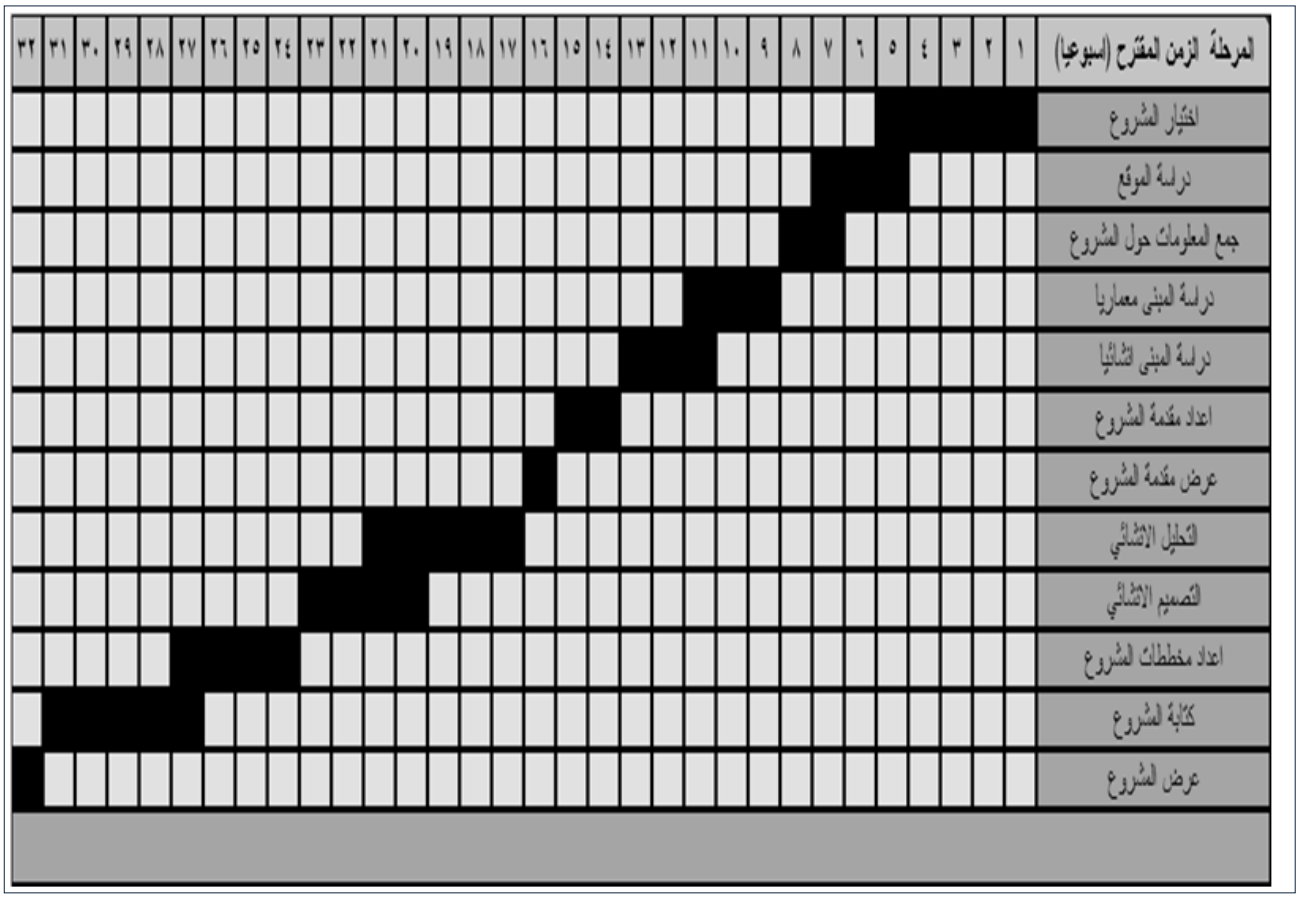
التحليل والتصميم الانشائي لبعض العناصر الانشائية كالجسور والاعمدة والبلاطات.

الفصل الخامس :

النتائج والتوصيات .

8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الاول:



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

الفصل الثاني
الوصف المعماري

2-1 مقدمة .
2-2 لمحة عامة عن المشروع .
2-3 موقع المشروع .
2-3-1 مساحة قطعة الارض .
2-3-2 أسباب اختيار الموقع .
2-3-3 المناخ العام في مدينة أريحا .
2-4 وصف عناصر المشروع.
2-4-1 وصف المساقط الأفقية .
2-4-1-1 الطابق الأرضي .
2-4-1-2 الطابق الأول .
2-4-1-3 الطابق الثاني .
2-4-1-4 الطابق الثالث .
2-4-1-5 طابق السطح .
2-4-2 وصف واجهات المبنى .
2-4-2-1 الواجهة الشمالية الغربية .
2-4-2-2 الواجهة الشمالية الشرقية .
2-4-2-3 الواجهة الجنوبية الشرقية .
2-4-2-4 الواجهة الجنوبية الغربية .
2-4-3 وصف الحركة الرأسية داخل المبنى .

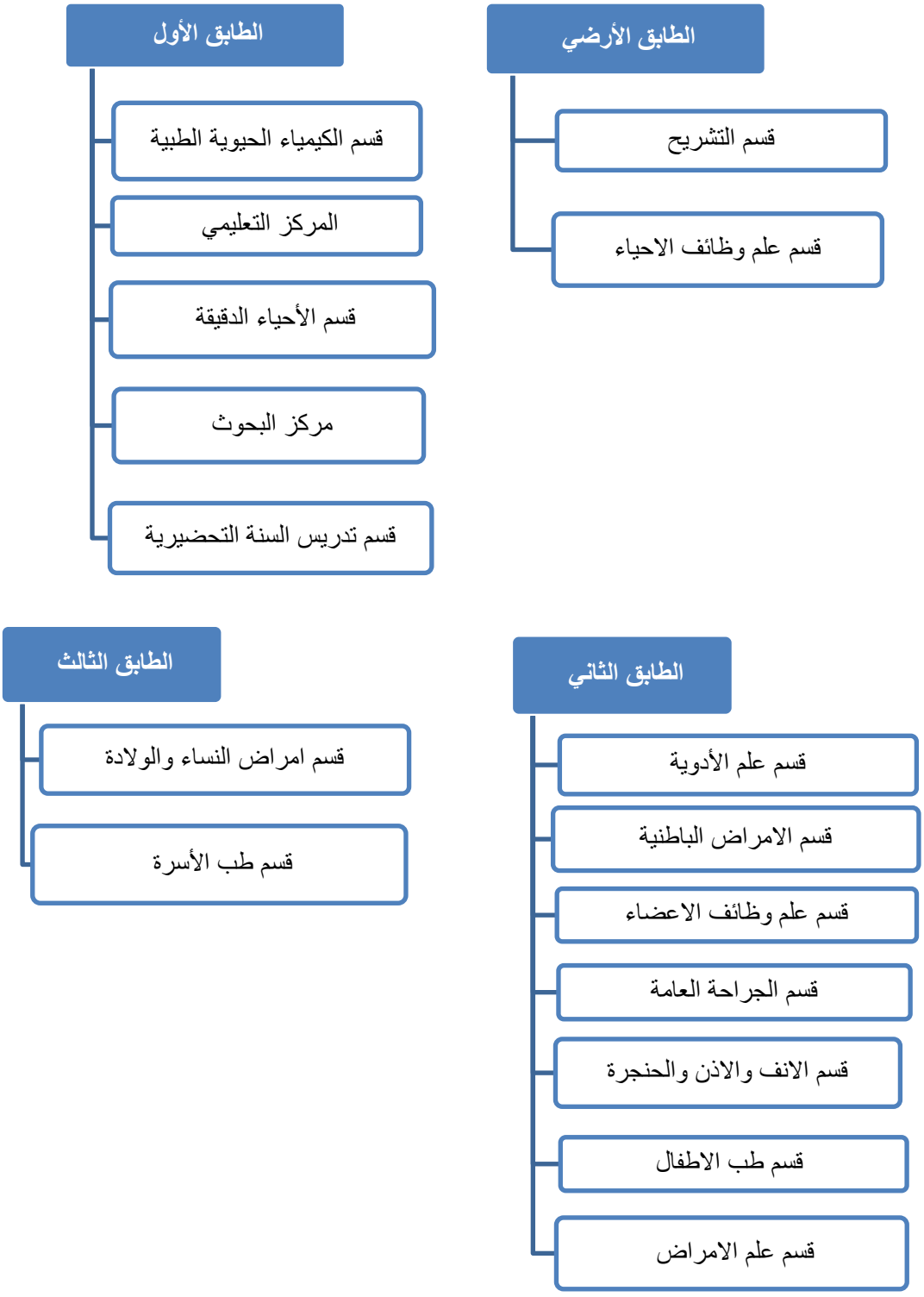
2-1 مقدمة :

إنَّ تصميم أي منشأة يبدأ بحاجتنا لهذه المنشأة ، وعملية التصميم هذه تمر بعدة مراحل أولها هي الفكرة التي يرى من خلالها المهندس المعماري الحل الأمثل الذي يسد حاجاتنا لهذا المبنى ،لذلك يراعي المهندس المعماري عدة امور في تصميمه ،أولها وأهمها تحقيق الوظائف والمتطلبات التي من اجلها سيتم انشاء المبنى ،ويراعي ايضا توفير أسباب الراحة والمرونة في المبنى من حيث سهولة الحركة والتنقل ،الانارة ،التهوية، وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وأيضا المهندس المعماري يراعي ويهتم بالناحية الجمالية في تصميمه وتوافر عنصر الفن والإبداع في هذا التصميم ،وبعد الإنتهاء من مرحلة التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي للمبنى وتحديد كافة العناصر الإنشائية .

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

إنَّ أي مشروع يتم التفكير في إنشاؤه لابد أن يكون هناك هدف وحاجة لهذا المشروع ، لذا فإن الهدف الأساسي من إنشاء هذا المبنى الضخم لكلية الطب هو توفير مكان متكامل يلبي كافة الاحتياجات للطلاب والمدرسين من حيث قاعات التدريس وطاقاتها الاستيعابية، المكتبات ،المختبرات ،ومعامل الابحاث وغيرها من وحدات وعناصر المبنى ، حيث أنَّ جميع هذه العناصر والعوامل إتحدت لتلبي الحاجات من وراء إنشاء هذا المشروع.



الشكل (2-1) : رسم توضيحي لأقسام المبنى .

3-2 موقع المشروع :

عند اختيار موقع أي مشروع يجب أن يكون هذا الموقع منسجم والأهداف والأغراض والاستخدامات للمشروع ،لذلك يجب دراسة الموقع جيدا وهذه الدراسة تشمل عدة أمور أهمها : الموقع الجغرافي ،الحالة المناخية للمنطقة ،واتجاه وطبيعة الرياح في المنطقة ، أيضا يجب دراسة طبوغرافية الأرض وفهم طبيعة التربة ومقدار تحملها.

تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع عليها في الجهة الغربية من مدينة أريحا وهذه المنطقة هي أرض منخفضة واقعة تحت مستوى سطح البحر، حيث تعتبر مدينة أريحا منطقة منخفضة عن سطح البحر ويتراوح إنخفاض سطح المدينة ما بين (145 -400)م تحت مستوى سطح البحر .

صورة (2-2) : صورة جوية لقطعة الارض

1-3-2 مساحة قطعة الارض :

تبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع حوالي 88.5 دونم .

2-3-2 اسباب اختيار الموقع :

1. مساحة الأرض المتناسبة مع مساحة وحجم المشروع .
2. طبيعة الارض السهلة وهذا يساعد في عمليات الحفر وعمل الاساسات .
3. طبيعة المنطقة متناسبة مع طبيعة المبنى وأغراضه .
4. طبيعة المنطقة التي تتميَّز بالسكون .
5. البعد عن التلوث حيث المنطقة بعيدة عن وسط المدينة .
6. عدم وجود طابع معماري موحد في المنطقة يجعل من المبنى عنصراً متميِّزاً في المنطقة ككل .

2-3-3 المناخ العام في مدينة أريحا :

أريحا مدينة حارة وهواؤها حار جداً، ويرجع ارتفاع درجات الحرارة هذا إلى انخفاض أريحا عن مستوى سطح البحر ،حيث قد تصل درجات الحرارة فيها في فصل الصيف في شهر تموز إلى 45 درجة مئوية .

وقد ذكرت المراجع المختلفة أنَّ معدل درجات الحرارة العظمى السنوية فيها يتراوح ما بين (30 – 31.4) درجة مئوية ،كما يبلغ معدل درجات الحرارة الصغرى مابين (16 – 17.7) درجة مئوية .[4]

بالنسبة للرطوبة في أريحا فهي متوسطة وليست جافة ،وتتراوح مابين 60% -70% وذلك بسبب قربها من البحر الميِّت .[4]

أما متوسط سقوط الأمطار فقليل نسبياً إذا ما قيست بما هو في المناطق الجبلية والساحلية، حيث يبلغ معدل هطول الأمطار السنوي حوالي (146 -152)ملم .[4]

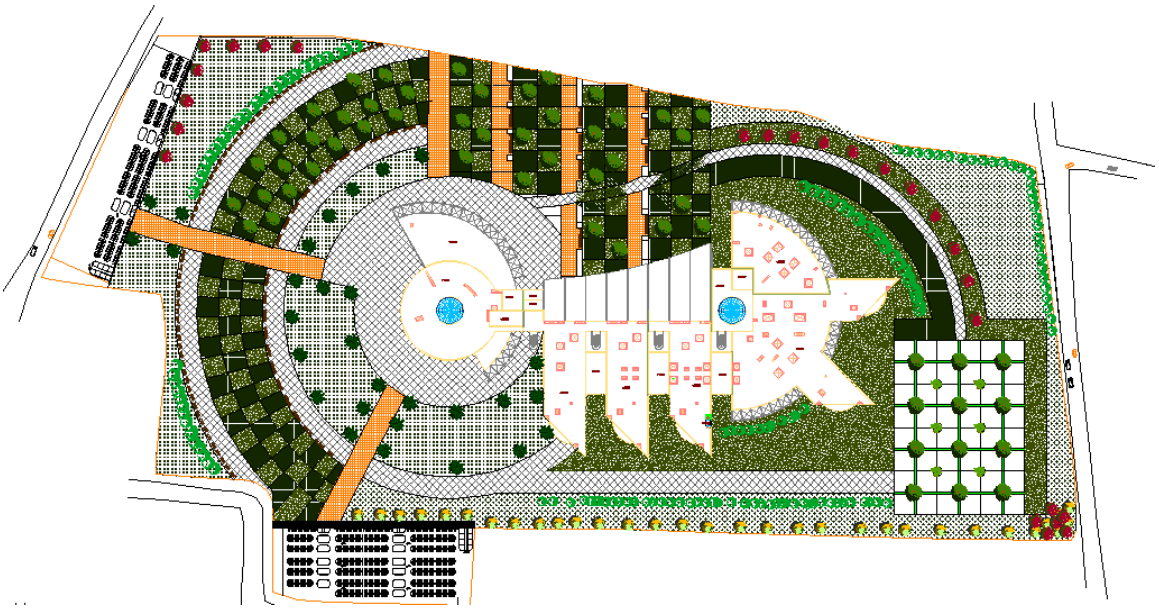
والجدول المرفق يبين معدل سرعة الريَّاح في مدينة أريحا خلال اشهر السنة .

	كانون الثاني	شباط	آذار	نيسان	ايار	حزيران	تموز	آب	أيلول	تشرين أول	تشرين ثاني	كانون أول
معدل سرعة الرياح كم/ساعة	8.9	10.4	13.1	16.2	15.8	15.3	16	14.8	12.5	9.4	7.9	7.6

جدول (2-1) : معدل سرعة الرياح في مدينة أريحا .[4]

4-2 وصف عناصر المشروع :

قام المصمم باستخدام أنصاف الدوائر ككتل رئيسية موصولة بمحور منحني يمثل الممرات بين أجزاء المبنى مع اختلاف توجيه هذه الكتل لإعطاء الحركة وتقليل الجمود في المبنى مع مراعات التوزيع الداخلي من الناحية الوظيفية بالإتجاه المناسب ،واستخدام التكتيل لإعطاء المبنى الحركة في الواجهات .
وقام بتوزيع الواجهات الزجاجية بطريقة مناسبة لتوفير الإضاءة دون الدخول المباشر لأشعة الشمس .

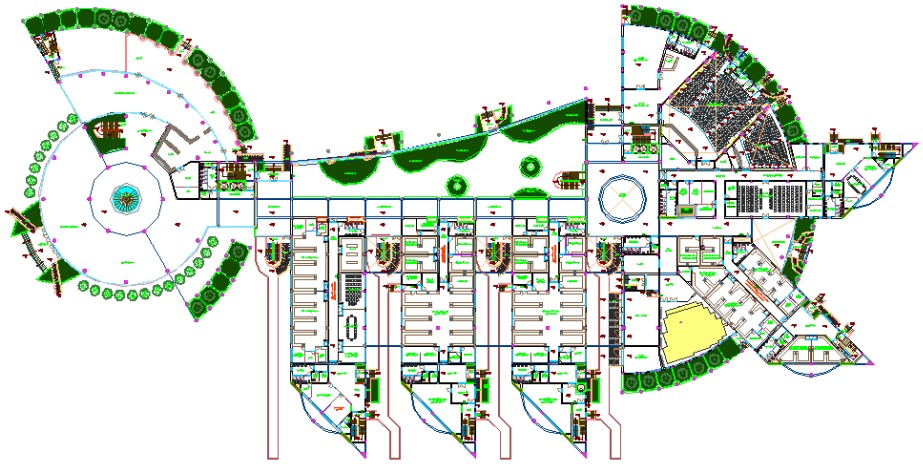


صورة (2-3): الموقع العام للمشروع

1-4-2 وصف المساقط الأفقية للمشروع :

1-1-4-2 الطابق الأرضي :

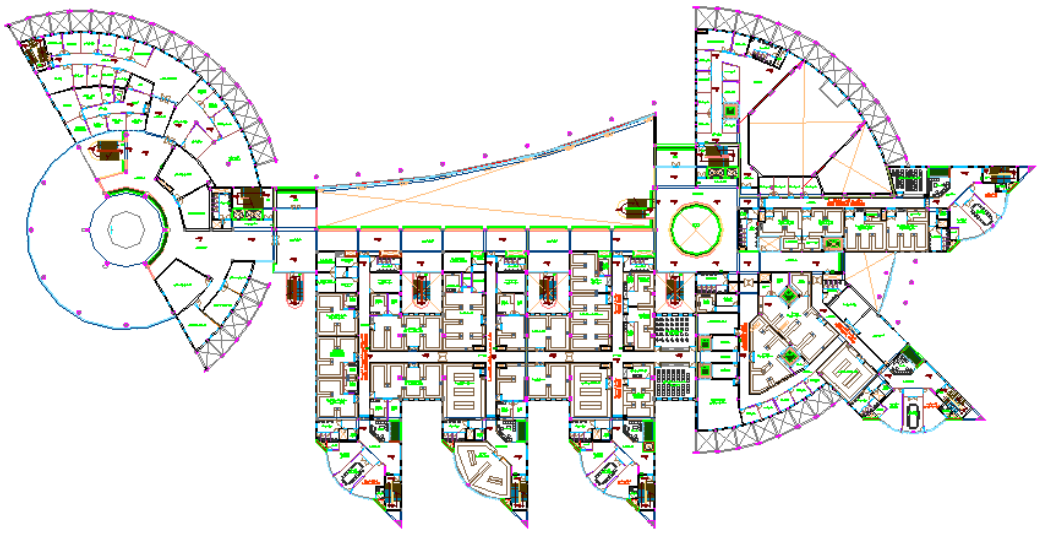
تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي 15,000 م^2 ،ويتكون الطابق الأرضي من أقسام وأجزاء خدماتية متنوعة ،حيث أنه يحتوي على قسم التشريح وقسم وظائف الأعضاء ،ومعامل أبحاث للدراسات العليا ،ويحتوي أيضا على قاعات تدريسية وقاعة احتفالات واسعة ومصلى ومجموعة من المكاتب الإدارية ومكاتب الموظفين، وتميز هذا الطابق ايضاً بالمساحات الخضراء التي أضافت له طابع مميَز وخاص .



صورة (2-4) : الطابق الأرضي .

2-1-4-2 الطابق الأول :

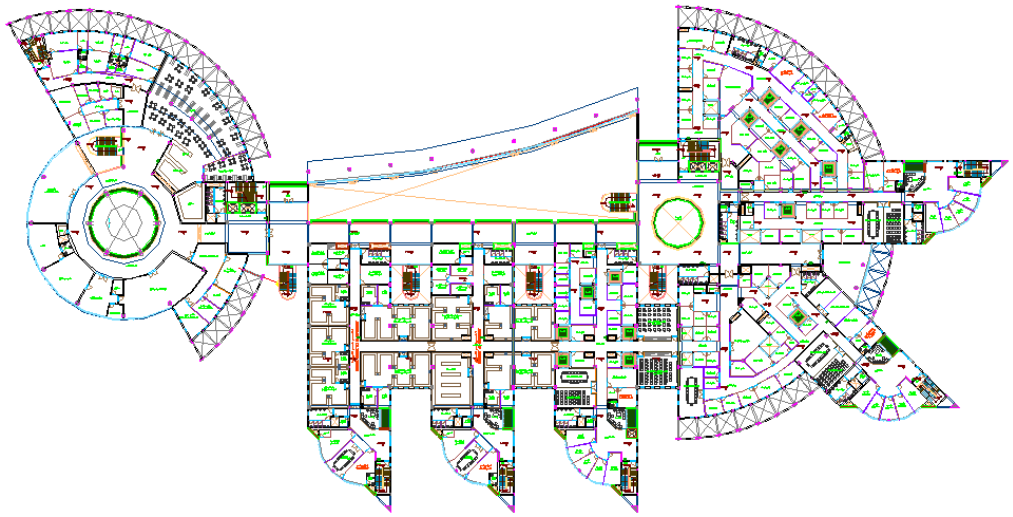
تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي 15,000 م^2 ،ويتكون الطابق الأول من مجموعة من المكاتب الخدماتية ومكاتب الموظفين والإداريِّن و رؤساء الأقسام ،ويتكون أيضا من فرع الكيمياء الحيوية الطبية ومعامل تدريس مواد السنة التحضيرية ,ومركز للبحوث وقسم الأحياء الدقيقة .



صورة (2-5) :الطابق الأول

2-4-1-3 الطابق الثاني :

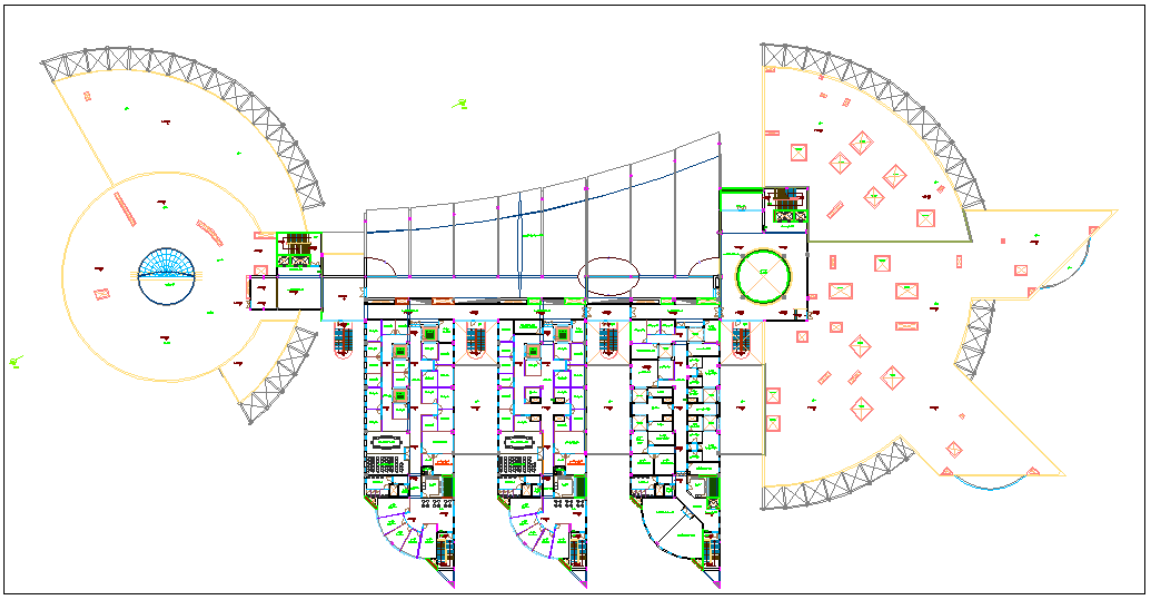
تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي 15,000 م^2 ،ويحتوي الطابق الثاني على مجموعة من المكاتب الخدماتية ومكاتب الاساتذة و رؤساء الأقسام ، ويحتوي أيضاً على أقسام علم الأدوية ،علم الأمراض ،الأمراض الباطنية ،طب الأطفال ،أمراض الأنف والأذن والحنجرة ،وقسم الجراحة العامة



صورة (2-6) : الطابق الثاني

2-4-1-4 الطابق الثالث :

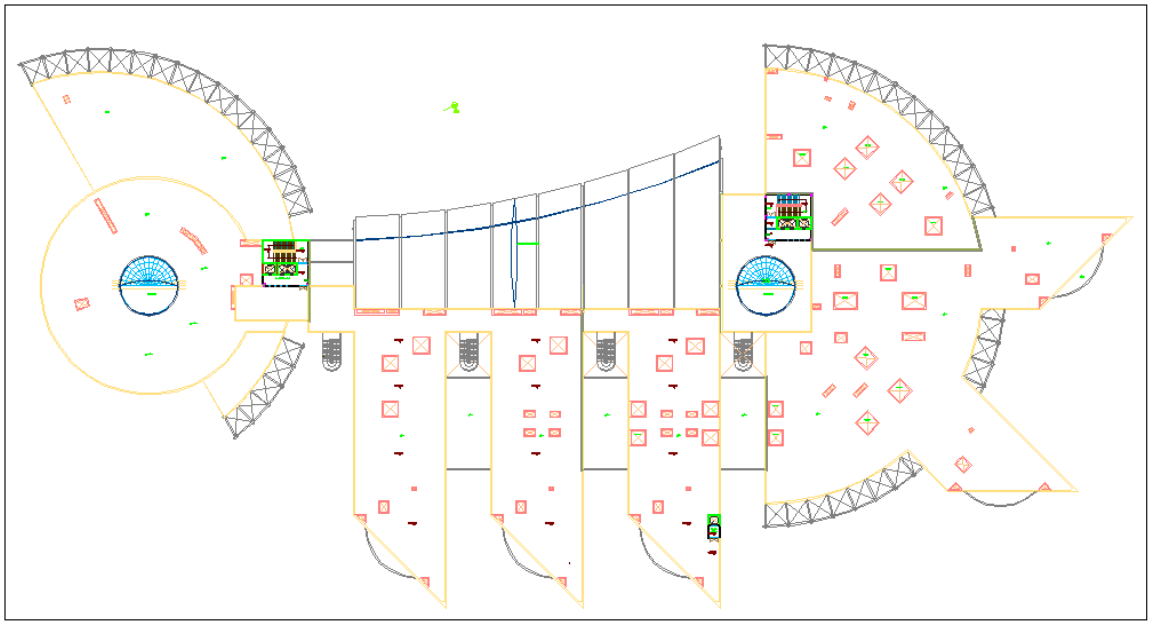
تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي 15,000 م^2 ، وفي هذا الطابق نلاحظ التراجعات الحاصلة في المبنى حيث أنَّ المنطقتين على الأطراف عبارة عن سطح أمَّا المنطقة في الوسط فتحتوي على مكاتب أساتذة ورؤساء أقسام وغرف خدماتية ،وقسم أمراض النساء والتوليد ،وقسم طب الاسرة .



صورة (2-7) :الطابق الثالث .

5-1-4-2 طابق السطح :

تبلغ مساحة طابق السطح حوالي 15000 م^2 بمنسوب 20.2 م ،ومنسوب 15.4م ، ومنسوب 28.25 م .



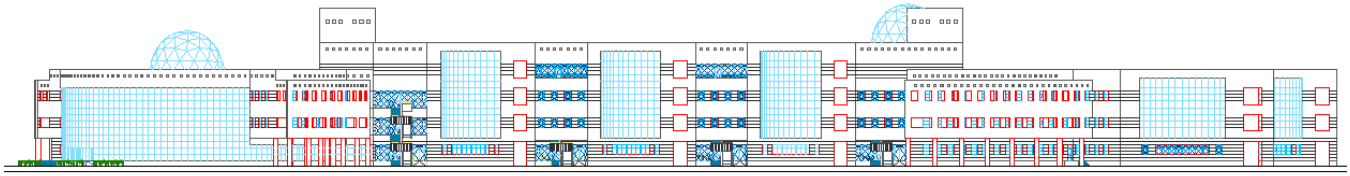
صورة (2-8) :طابق السطح .

2-4-2 وصف واجهات المبنى :

إنَّ إهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى وإستخداماته ،لذا على المهندس مراعاة كل تفصيلة من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها ،توزيع الفتحات ، تفاوت المناسيب والتراجعات ،وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة .

2-4-2-1 الواجهة الشمالية الغربية :

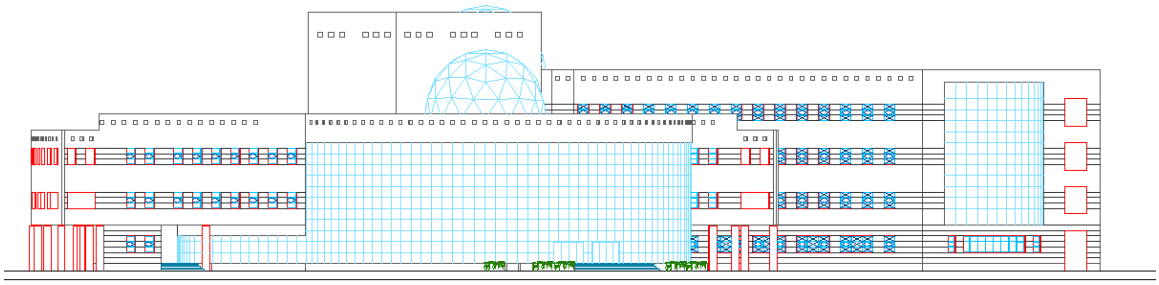
نجد الإبداع المعماري ظاهراً في هذه الواجهة بدايةً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والمناسيب المتفاوتة ،والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً وديناميكياً للواجهة .
وأيضاًتنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينها حيث تم الدمج بين الغرانيت بأنواعه المصقول والخشن والملهب ،وأيضا تم تكسية الأعمدة الخارجية بالسيراميك الملون ، واستخدم ايضا الزجاج (curtain wall) ،وأيضاً الاعمدة الخارجية الدائرية المقطع والمنسجمة مع الكتل الدائرية في المبنى أضافت طابعا جمالياً للواجهة .



صورة (2-9) : الواجهة الشمالية الغربية .

2-4-2-2 الواجهة الشمالية الشرقية :

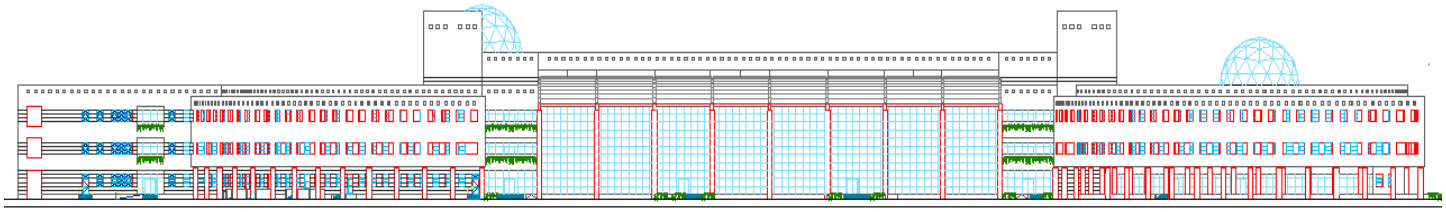
في هذه الواجهة أيضاً يتمثل الجمال المعماري بشكل واضح في آلية الدمج الجميل والمتناسق بين العناصر المستخدمة في الواجهة حيث نجد أنَّ هناك سلاسة وإبداع في التنقل بين الخامات المستخدمة من غرانيت الى (curtain wall) وأيضاً القبة تظهر واضحةً في هذه الواجهة مما يضيف اليها طابعاً جمالياً خاص .



صورة (2-10) : الواجهة الشمالية الشرقية.

2-4-2-3 الواجهة الجنوبية الشرقية :

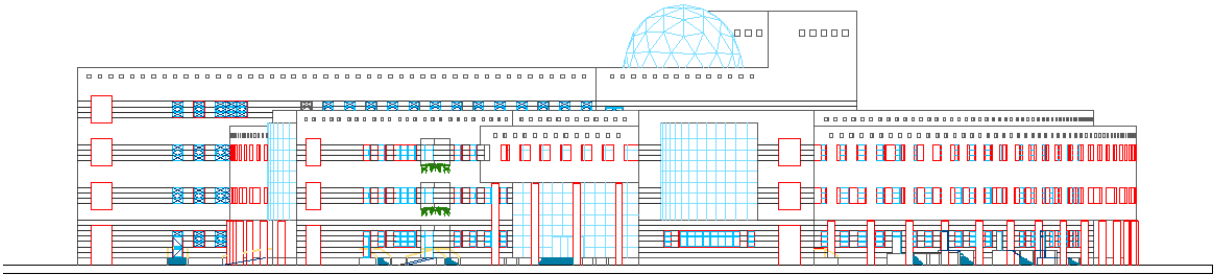
في هذه الواجهة تظهر التراجعات واختلاف المناسيب و هذا أعطاها حركة وتكتيل واضحين ،وأيضا تظهر هنا المظلة (تجليد المنيوم) ،وتظهر القباب بزاوية تختلف عن زاوية ظهوره في بقية الواجهات ،واستخدم ايضا نفس اسلوب الدمج بين المواد المكونة للواجهة .



صورة (2-11) : الواجهة الجنوبية الشرقية .

2-4-2-4 الواجهة الجنوبية الغربية :

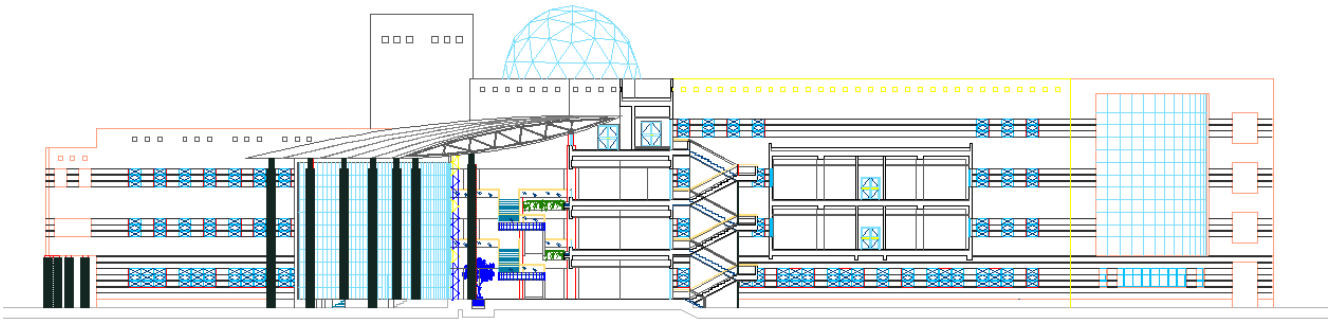
كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة ،ونجد التراجعات واختلاف المناسيب والمنحنيات والأعمدة الدائرية ،جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة .



صورة (2-12) : الواجهة الجنوبية الغربية .

2-4-3 وصف الحركة الرأسية داخل المبنى :

قام المصمم بتوزيع الحركة عن طريق المحاور الأفقية والعمودية من خلال الأدراج والممرات مع توفير المصاعد بحسب عدد المستخدمين والمسافة المسموحة بين كل محور رأسي لتسهيل الإتصال بين الطوابق وتسهيل الخروج في حالة الطوارئ .



صورة (2-13) :القطاع الرأسي A-A

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3-1 المقدمة

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية

4-3 الأحمال و أنواعها

1-4-3 الأحمال الميتة

2-4-3 الأحمال الحية

3-4-3 الأحمال البيئية

1-3-4-3 أحمال الزلازل

2-3-4-3 أحمال الرياح

3-3-4-3 أحمال الثلوج

5-3 الاختبارات العملية

6-3 العناصر الإنشائية المستخدمة

1-6-3 البلاطات الخرسانية

Ribbed Slab 1-1-6-3

Solid Slab 2-1-6-3

Flat Plate 3-1-6-3

2-6-3 الجسور

3-6-3 الأعمدة

4-6-3 جدران القص

5-6-3 الأساسات

6-6-3 الأدراج

7-6-3 فواصل التمدد

Prestressed Concrete 8-6-3

truss 9-6-3

7-3 برامج الحاسوب المستخدمة

1-3 المقدمة :

بعد الانتهاء من دراسة المشروع من الناحية المعمارية , لا بد من الانتقال إلى دراسته من الناحية الإنشائية, من أجل تحديد النظام الإنشائي الأمثل لجميع طوابق المشروع , و تصميم العناصر الإنشائية اللازمة فيه . و يعتمد التصميم الإنشائي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها , و بالتالي يجب وصف هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الإنشائية للمشروع .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي:

إن الهدف من التصميم الإنشائي هو إنتاج مبنى آمن , مترابط يلبي الهدف من إنشائه , و يحقق جميع المتطلبات الهندسية و الإنشائية و مقاوم للمؤثرات الخارجية البيئية من زلازل و رياح و هبوط للتربة . فعند تصميم أي عنصر إنشائي لا بد من مراعاة المعايير التالية :

1- الأمان (Safety) : و يتم تحقيقه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب في المكان المناسب , القادر على مقاومة الأحمال التي يتعرض لها بأمان .
2- التكلفة (Cost) : و يتم تحقيقها من خلال مواد البناء المستخدمة , و مقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم لأجله , من دون المبالغة فيها .
3- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) : من حيث تجنب حدوث أي هبوط زائد و تجنب التشققات التي تشوه المبنى معمارياً , و تضعفه إنشائياً .
4- الرونق الجمالي للمبنى .

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية :

إن من أهم الأعمال السابقة لعملية التصميم الإنشائي هي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعته و حجمه , تحديد الأنظمة الإنشائية المراد استخدامها فيه , دراسة الأحمال التي سيتعرض لها المنشأ و تحديد العناصر الإنشائية القادرة على مقاومتها .

4-3 الأحمال و أنواعها

الأحمال هي قوى يتم تطبيقها على عنصر من عناصر المنشأ أو على المنشأ ككل باعتباره وحدة واحدة , و عملية تحديد هذه الأحمال عملية معقدة , حيث أن طبيعة هذه الأحمال تختلف باختلاف التصميم المعماري , المواد الإنشائية المستخدمة و موقع المنشأ .

و تقسم الأحمال حسب طريقة تأثيرها بالمنشأ إلى :

1- الأحمال الرئيسية : تتضمن الأحمال الميتة , الحية و البيئية .
2- الأحمال الثانوية : تتضمن انكماش الجفاف للخرسانة , التأثير الحراري , الزحف و هبوط الأساسات .

إن تقدير الأحمال الواقعة على المنشأ من واجبات المهندس الأساسية فمن الواجب مراعاة الدقة في تمثيل هذه الأحمال على العناصر الإنشائية , حيث أن الخطأ في الحسابات الإنشائية قد يؤثر سلبا على المنشأ و يتسبب في خسائر مادية و بشرية فادحة و هذه الأحمال هي :

3-4-1 الأحمال الميتة :

إن المنشأ و قبل كل شيء يحمل الأحمال الميتة و التي تتضمن الوزن الذاتي للعناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة التي يتكون منها , وهذه أحمال ثابتة من حيث المقدار و الموقع . و يمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي و الكثافة النوعية للمواد المكونة له , و الجدول التالي يبين الكثافة النوعية للمواد المستعملة في عملية البناء :

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	الجرانيت	28
2	البلاط	23
3	المونة	22
4	الرمل	17
5	القصارة	22
6	الخرسانة العادية	24
7	الخرسانة المسلحة	25

8	كلكل للعزل في العقدات بسماكة 28 cm	0.2
9	كلكل للعزل في الجدران بسماكة 5cm	0.2
10	طوب للجدران بسماكة 10 cm	9.4
11	طوب للعقدات بسماكة 6 cm	10

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

3-4-2 الأحمال الحية :

وتتضمن أوزان الأشخاص , الأثاث , الأجهزة و المعدات , المواد المخزنة و السيارات , و هذه أحمال متغيرة من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة , و تعتمد قيمتها على طبيعة استخدام المنشأ او جزء منه و الجدول التالي يبين قيمة الأحمال الحية حسب الكود الأردني :

الرقم	الاستخدام	الأحمال الحية (KN/m^2)
1	غرف التدريس	3.0
2	مكاتب الموظفين	2.5
3	المختبرات	3.0
4	المسارح و المدرجات	5.0
5	الممرات و الأدراج	3.0
6	غرف المطالعة	4.0
7	غرف الأشعة و العمليات و الخدمات	2.5
8	قاعات المعدات	2.0
9	المراجل و المحركات	7.5
10	قاعات المشروبات و الوجبات الخفيفة	5.0
11	المصلّى	3.0

الجدول (3-2): الأحمال الحية حسب الكود الأردني .

3-4-3 الأحمال البيئية :

و هي الأحمال الناتجة عن التغيرات البيئية التي يتعرض لها المنشأ كأحمال الزلازل , الرياح و الثلوج .

3-4-3-1 أحمال الزلازل :

و تحدث الزلازل بسبب الحركة المفاجئة للصفائح التكتونية المكونة للقشرة الأرضية على طول الصدوع الموجودة مسبقاً , حيث أنها تسبب اهتزازات أفقية و عمودية ينتج عنها عزوم منها عزم الانقلاب و عزم الدوران و يتم مقاومتها بجدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافٍ يضمن سلامة المنشأ عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة و المحافظة على أداء المنشأ لوظيفته أثناء الزلزال . و نظراً لصعوبة تحليلها فإنه يتم تحويل أحمال الزلازل إلى قوى ثابتة من خلال أخذ قيم مكافئة لها حسب ال UBC1997 .

3-4-3-2 أحمال الرياح :

و هي قوى أفقية تؤثر في المبنى و يظهر تأثيرها في المباني المرتفعة , و تكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط و سالبة إذا كانت ناتجة عن شد و تقاس ب KN/m^2 . و يم تحديدها اعتماداً على سرعة الرياح القصوى , ارتفاع المبنى و موقعه من حيث الإحاطة بمبانٍ أخرى سواءً كانت مرتفعة أو منخفضة .

و قد أصبحت هذه الأحمال مهمة جداً في السنوات الأخيرة بسبب الاستخدام الواسع للمواد الأخف وزناً و تقنيات البناء الجديدة التي مكنت من بناء مبانٍ أكثر ارتفاعاً من ذي قبل .

3-4-3-3أحمال الثلوج :

و هي الأحمال الناتجة بفعل تراكم الثلوج و يمكن تقييمها بناءً على الأسس التالية :

- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج .

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع المنشأ عن سطح البحر حسب الكود الأردني :

الارتفاع عن سطح البحر"h" (المتر)	احمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (3-3): أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع المنشأ عن سطح البحر حسب الكود الأردني .

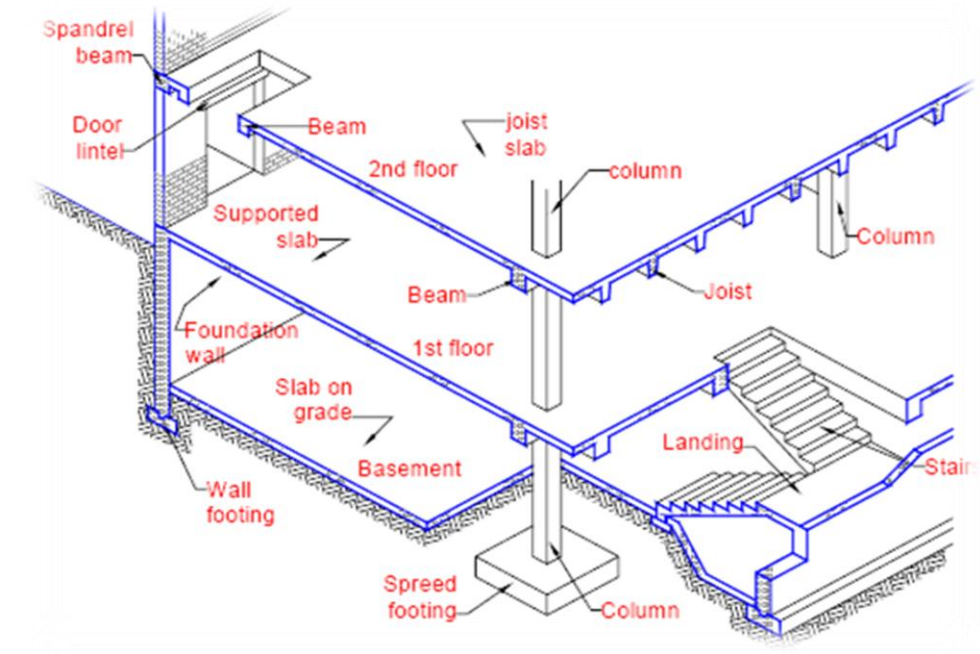
و من الجدير بالذكر أنه لم يتم أخذ أحمال الثلوج في المشروع بعين الاعتبار لأن الكلية تقع في مدينة أريحا .

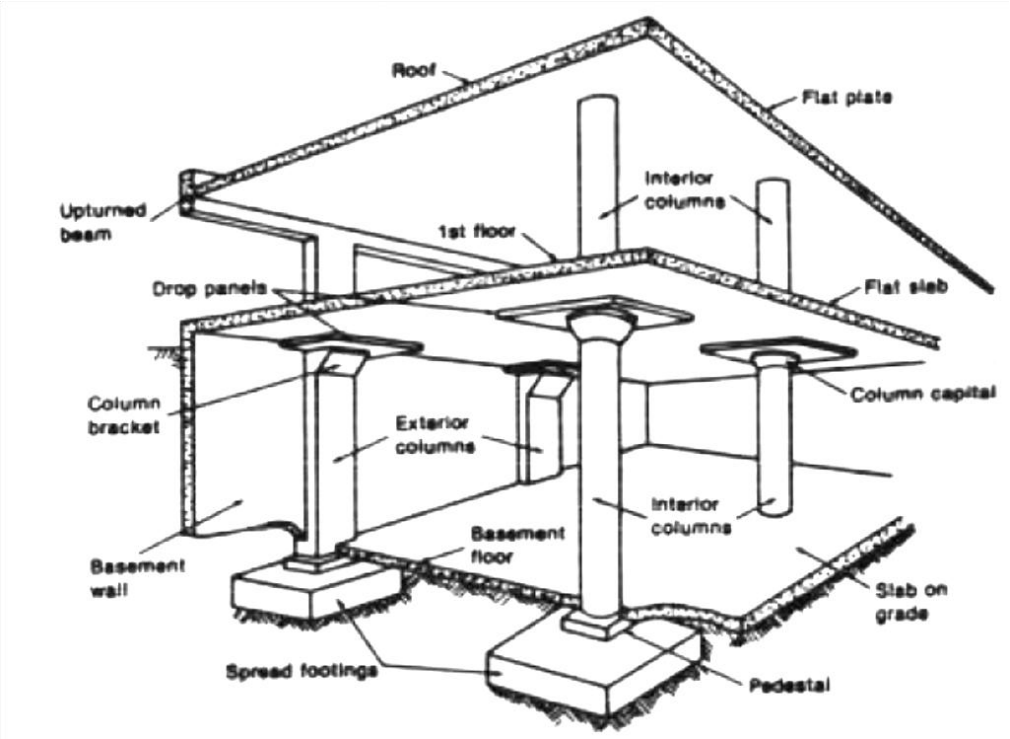
3-5 الاختبارات العملية :

يسبق الدراسات الإنشائية لأي مبنى عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع , و يعني بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع و دراسة التربة و الصخور و المياه الجوفية , و تحليل المعلومات و ترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها , و أكثر ما يهم المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى .

3-6 العناصر الإنشائية المستخدمة :

هناك مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل معاً كوحدة واحدة لمقاومة الأحمال الواقعة عليها و من أهم هذه العناصر : البلاطات الخرسانية , الجسور , الأعمدة , الأدراج , الجدران الحاملة و الأساسات .





الشكل (3-1): بعض العناصر الإنشائية للمكونة للمنشأ .

3-6-1 البلاطات الخرسانية (Slabs) :

و هي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة لها في المنشأ مثل الجسور و الأعمدة و الجدران . و يتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها :

1- الفضاءات بين الأعمدة .
2- وظيفة المنشأ .
3- التكلفة.
4- السهولة ، الوقت ، القوالب الشائعة منها .

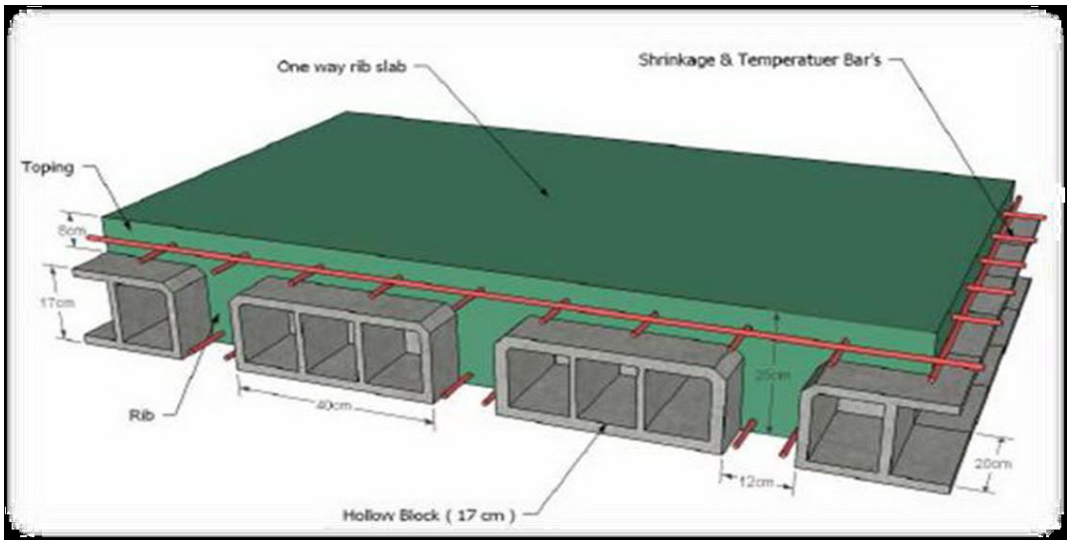
ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في المشروع ,و تنوع المتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام الأنواع التالية حسبما هو ملائم لطبيعة الاستخدام :

1- Ribbed slabs.
2- Solis slabs
3- Flat Plate.

3-6-1-1 بلاطات العصب (Ribbed Slab) :

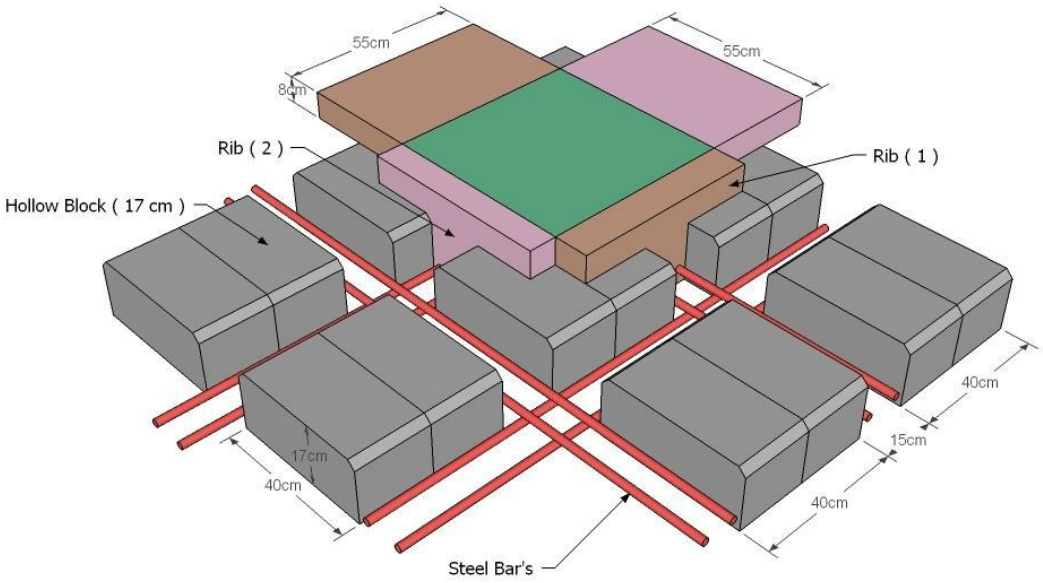
و قد تم استخدام النوعين في المشروع . حيث تتكون هذه البلاطة من أعصاب فوقها بلاطة تغطية سماكتها ما بين (5-10cm) تصب فوق قوالب مؤقتة أو دائمة , و قد تكون الجسور فيها مسحورة أو ساقطة .

و تسمى بلاطة عصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Ribbed Slabs) إذا كانت الأعصاب باتجاه واحد فقط و يتم استخدامها إذا كانت النسبة بين طول البلاطة و عرضها أكبر من 2 .



الشكل(3-2) بلاطة عصب ذات اتجاه واحد .

و تسمى بلاطة عصب باتجاهين (Two Way Ribbed Slabs) إذا كانت الأعصاب بالاتجاهين حيث يتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات , و يتم استخدامها إذا كانت النسبة بين طول البلاطة و عرضها أقل من 2.

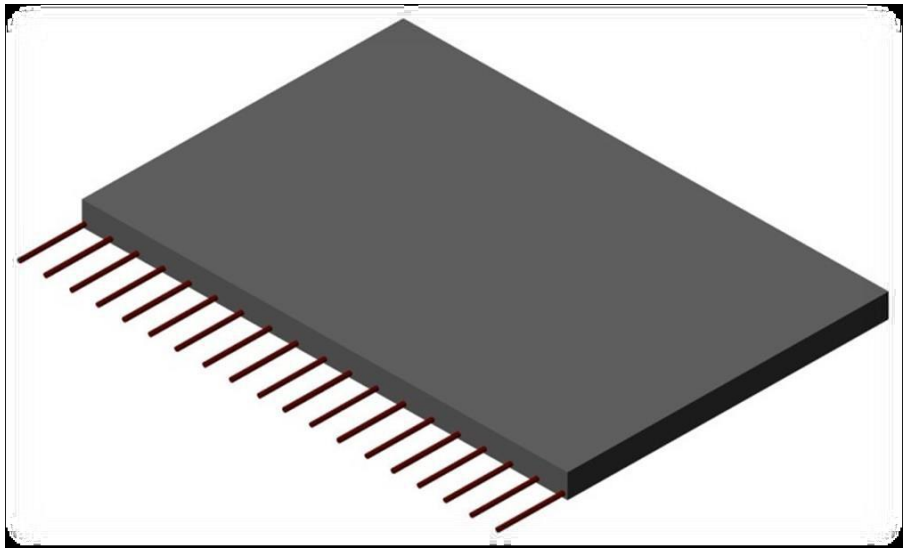


الشكل(3-3) بلاطة عصب باتجاهين .

3-1-6-2 البلاطات المصمتة (Solid Slabs) :

و قد تم استخدام البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs) في المشروع .

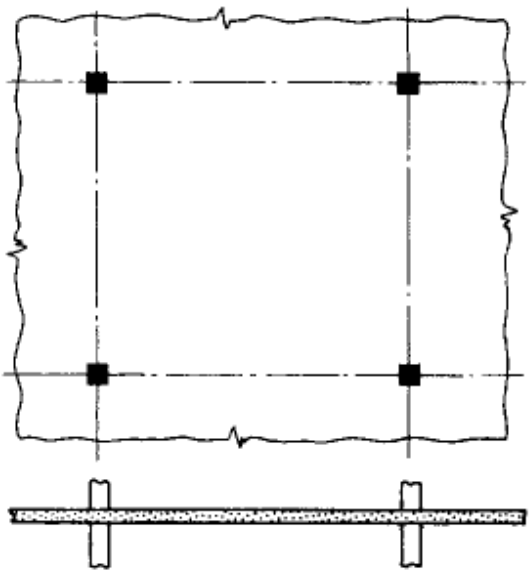
و تسمى بذلك إذا كان الإسناد من جهتين فقط حيث تنتقل الأحمال باتجاه الإسناد و منها للأعمدة أو إذا كان الإسناد من الجهات الأربعة لكن الاتجاه الطويل أكبر من ضعف القصير ففي هذه الحالة تنتقل معظم الأحمال بالاتجاه القصير و تهمل الأحمال التي تنتقل بالاتجاه الطويل , و تكون الجسور فيها من نوع (Dropped Beams) .



الشكل(3-4) بلاطة مصمته.

: Flat Plate 3-1-6-3

وهي بلاطة باتجاهين ذات سمك ثابت تستند على الأعمدة مباشرة , و تستعمل إذا كانت الأعمدة موزعة بطريقة غير منتظمة , حيث تنتقل الأحمال منها إلى الأعمدة مباشرة .

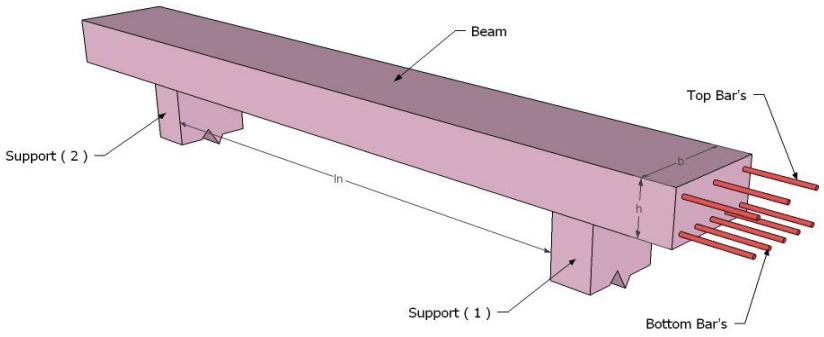


الشكل(3-5) Flat Plate .

2-6-3 الجسور (Beams) :

و هي عناصر إنشائية أساسية تقوم بنقل الأحمال من العقدات إلى الأعمدة , و قد تكون مسحورة (Hidden Beam) أي مخفية داخل العقدة و لها نفس ارتفاع العقدة , أو ساقطة (Dropped Beam) أي ان ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة, و قد يتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين العلوي أو السفلي .

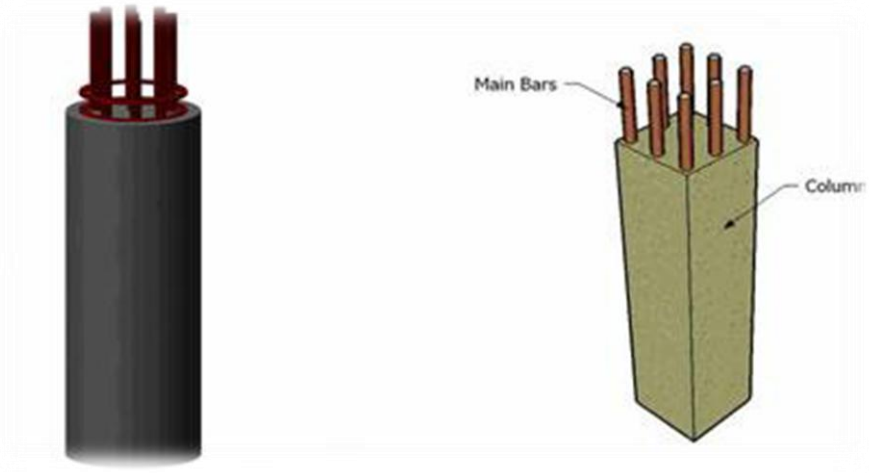
ومن الجدير بالذكر أنه قد تم استخدام جسور من خرسانة مسبقة الاجهاد (Prestressed Concrete Beams) في المشروع والتي سيتم الحديث عنها لاحقاً.



الشكل(3-6) جسر مسحور .

3-6-3 الأعمدة (Columns) :

و هي العناصر الإنشائية الرئيسية التي تقوم بنقل الأحمال من العقدات و الجسور إلى الأساسات , و بذلك فهي عنصر رئيسي في نقل الأحمال و ثبات المنشأ و يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل و توزيع الأحمال الواقعة عليها . و بالنسبة لأنواعها فمنها الطويلة و القصيرة , و حسب أشكالها فهناك الدائرية و المستطيلة و المربعة .

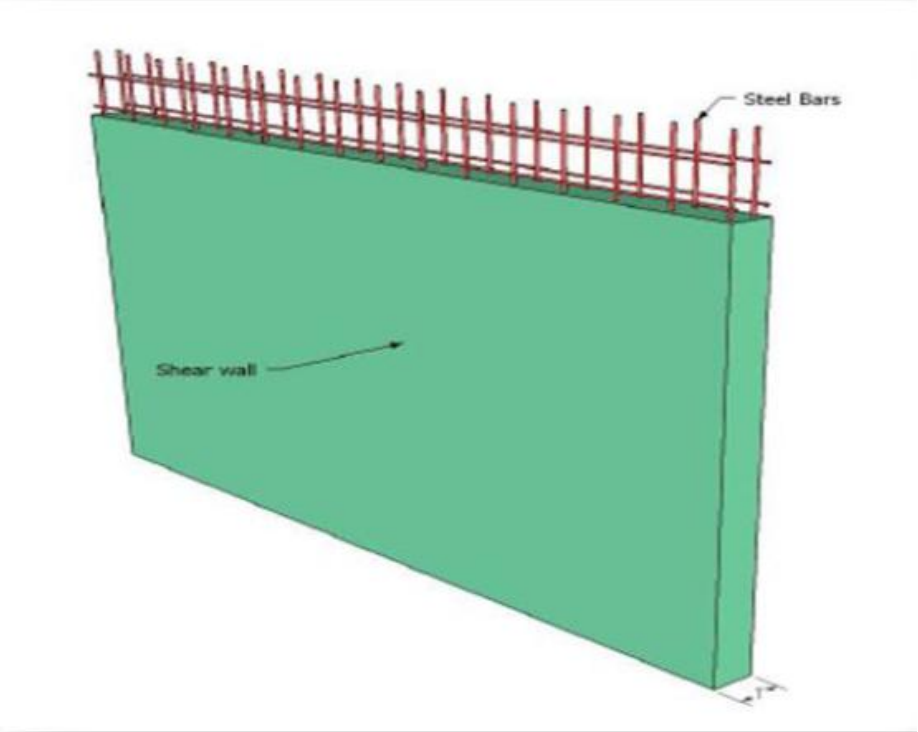


الشكل(3-7) أنواع الأعمدة .

4-6-3 جدران القص (Shear Walls) :

و هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها و تستخدم بشكل رئيسي في مقاومة الأحمال الأفقية كأحمال الرياح و الزلازل , و تسلح بطبقتين من الحديد لزيادة كفاءتها في مقاومة الأحمال الأفقية الواقعة عليها .

تعمل هذه الجدران على تحمل الأحمال الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي تتعرض لها المنشأ , و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المنشأ أقل ما يمكن , و أن تكون هذه الجدران كافية لتقليل تولد العزوم و آثارها على جدران المنشأ المقاومة للقوى الأفقية . و تتمثل هذه الجدران بجدران بيت الدرج و جدران المصاعد و الجدران الأخرى التي تبدأ من الأساسات .

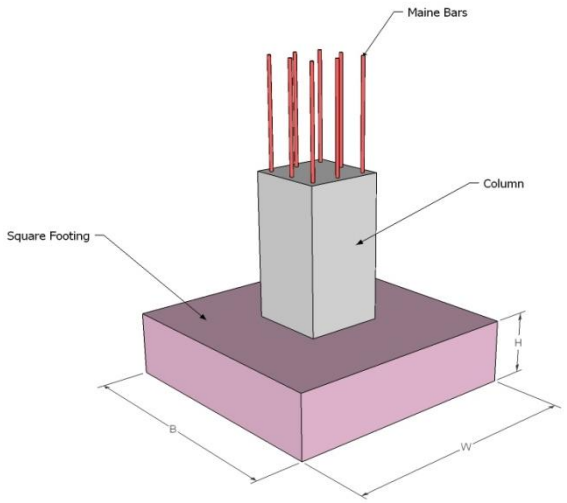


الشكل(3-8) جدران القص .

5-6-3 الأساسات (Foundations) :

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نقوم بتنفيذها إلا أنها آخر ما نقوم بتصميمه . و تعتبر الأساسات حلقة الوصل ما بين العناصر الإنشائية في المنشأ و الأرض .

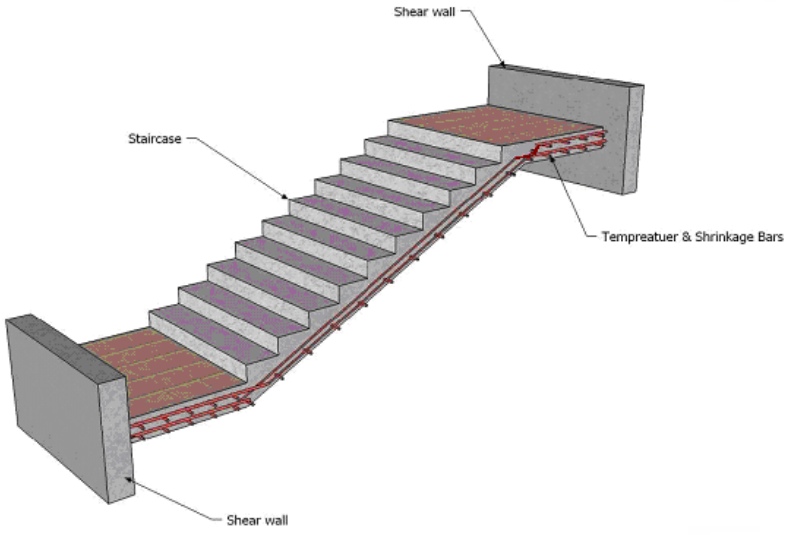
و لمعرفة الأحمال و الأوزان الواقعة عليها , فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور منها إلى الأعمدة و أخيرا إلى الأساسات التي تقوم بنقلها و توزيعها في التربة . بالتالي يكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة و الحية للمنشأ بالإضافة لأحمال الزلازل و الرياح و الثلوج . و تكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات و بناءً عليها و على طبيعة التربة يتم تحديد أبعاد و نوع الأساسات المستخدمة , وقد تم استخدام أساسات من أنواع مختلفة و ذلك تبعاً للأحمال الواقعة على كل أساس و قوة تحمل التربة تحته .



الشكل(3-9) شكل الأساسات المنفرد (Isolated Footing) .

6-6-3 الأدراج (Stairs) :

و هي العناصر المسؤولة عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المنشأ , و قد تم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد .



الشكل(3-10) مقطع في الدرج .

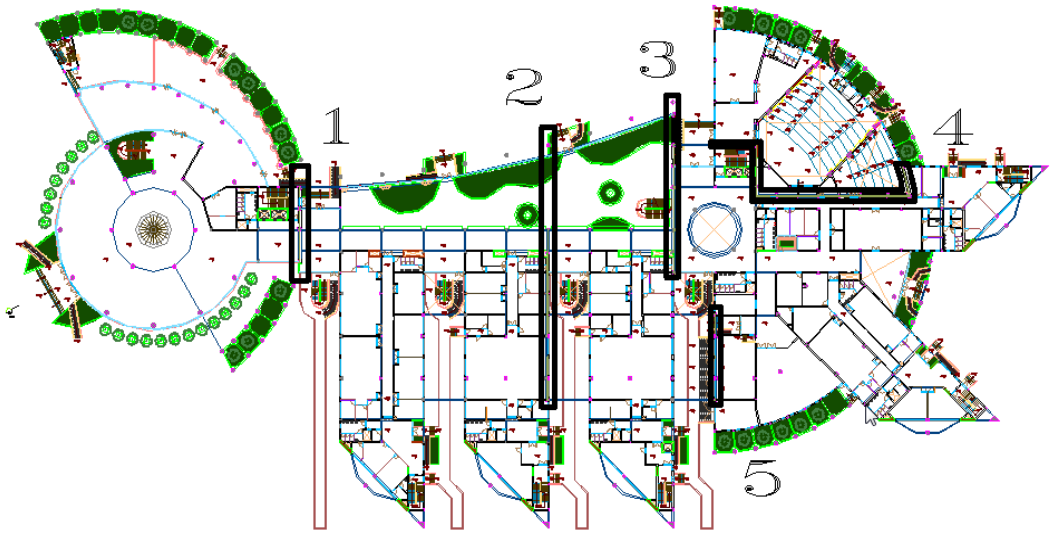
7-6-3 فواصل التمدد (Expansion Joints) :

في المنشآت ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة , أو ذات الأشكال و الأوضاع الخاصة يتم استخدام فواصل التمدد الحراري . و يتم وضع فاصل التمدد إذا كان عرض المنشأ أكبر من 40 متراً , و لذلك للسماح للمنشأ بالتمدد دون أن يؤدي ذلك لحدوث تشققات . و لها بعض الاشتراطات :

1- ينبغي استخدام فواصل التمدد الحراري في كتلة المنشأ , على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها , و تعتبر 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 .

2- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن 3 cm .

وقد تم استخدام 5 فواصل تمدد حراري في الكلية بعرض 5 سم للواحدة منها .



صورة (3-11) فواصل التمدد في المشروع .

3-6-8 الخرسانة مسبقة الإجهاد (Prestressed Concrete) :

3-6-8-1 المقدمة :

تعتبـر الخرسانة مادة جيدة المقاومة للضـغط و ضعيفة المقاومة للشـد , حيث تشكل المقاومــة للشـد %(8-14) من قوة المقاومة للضغط . هذا العيب في الخرسانة يسبب ظهور التشققات في مراحل مبكرة من تحميل المنشأ بالأحمال الخارجية , و للتقليل و لمنع تطور هذه الشقوق لا بد من تأثير قوة محورية أو غير محورية (لا مركزية) على طول العنصر الإنشائي .

الغرض من هذه القوى هو الحد من إجهادات الشد - في المقاطع الحرجة سواء في منتصف الفضاء أو عند المساند - الناتجة من الأحمال الخدمية مما يرفع من قدرة المقطع على مقاومة عزم الانحناء و قوى القص و عزم اللي و غيرها . هذا يؤدي بالمقاطع العرضية للعنصر إلى الاستمرار في سلوكها المرن و بالتالي استغلال خواص و قوة تحمل الخرسانة على الضغط بشكل فعّال و شبه كامل من خلال استخدام مجمل العمق للمقطع الخرساني عند تحميل المنشأ بكافة الأحمال الخارجية المتوقعة .

إن هذه القوى المؤثرة على طول العنصر تسمـــى بقوى الإجهاد المسبق - بمعنى آخر - هي قوى الضغط المسببة للإجهادات المسبقة في المقاطع العرضية على طول الفضاء للعنصر الإنشائي قبل تأثير و تطبيق الأحمال الرأسية العرضية الميتة أو الحية أو تأثير الأحمال الحية الأفقية الزائلة أو العابرة .

إن تحديد طبيعة و نوعية قوة الإجهاد المسبق يعتمد بشكل رئيسي على أساس و طبيعة النظام الإنشائي المراد تنفيذه و كذلك على أطوال الفضاءات و سمك العنصر المطلوب . و قد تم استخدام الإجهاد المسبق الخطي في المشروع و فيه تكون القوة المؤثرة على طول محور العنصر الإنشائي أو بشكل موازٍ له .

العناصر الإنشائية مسبقة الإجهاد من الخرسانة المسلحة تكون في مقطعها أقل عمقاً من مثيلاتها من الخرسانة المسلحة العادية و التي لها نفس الفضاءات و ظروف التحميل . بشكل عام , عمق العنصر المسبق الإجهاد يشكل عادةً حوالي %(65-80) من عمق العنصر المكافئ له من الخرسانة المسلحة العادية , لهذا العنصر الإنشائي المسبق الإجهاد يتطلب خرسانة أقل و بنسبة تتراوح بين %(20-35) أقل من كمية التسليح و بالتالي أقل وزناً . إلا أن هذا المكسب في توفير المواد يتم ضياعه وفقدانه نتيجةً للكلفة العالية للمواد عالية الجودة المطلوب استخدامها في عملية الإجهاد المسبق , هذا بالإضافة إلى أن عملية الإجهاد المسبق للخرسانة هي عملية ذات تكاليف باهظة .

2-8-6-3 طرق و أساليب الإجهاد المسبق (Prestressing Methods) :

و يتم تصنيف العناصر الإنشائية الخرسانية مسبقة الإجهاد عادةً حسب طريقة شد الفولاذ المستخدمة و كيفية تثبيته مع الخرسانة , و تقسم إلى قسمين :

1- الشد المسبق (Pretensioning System) .
2- الشد اللاحق (Posttensioning System) .

و قد تم استخدام الطريقة الثانية في المشروع ؛ و التي يتم فيها تحديد المسار المنحني للكابل سلفاً و صب الخرسانة و من ثمَّ تمرير أسلاك الشد الفولاذية من خلال المسار , و لتثبيت الأوتار مع الخرسانة يمكن حقن القنوات تحت الضغط بمونة إسمنتية (رمل + إسمنت) خاصةً . هذا و يمكن إبقاء الأسلاك دون تثبيت مع الخرسانة إذا كان ذلك مطلوباً حسب التصميم مع الأخذ بعين الاعتبار عندئذٍ حماية الأسلاك من الصدأ أو استخدام أسلاك فولاذية مغلفة بطبقة عازلة للرطوبة .

عند تثبيت الصفيحة بطرف الكابل و إزالة المشدات , يحاول الكابل بعد إزالة القوة الرجوع إلى طوله الأصلي و لكن يعيقه في ذلك وجود الخرسانة مما يسبب ضغط هذا العنصر الخرساني و تسمى هذه المرحلة بمرحلة النقل (نقل قوة الشد من المشدات إلى المقطع الخرساني كقوة ضغط) . نتيجةً للضغط الحاصل للخرسانة تقوم العتبة بالانكماش المرن (القصر المرن) في حين تقل استطالة الكابل و تنقص قيمة القوة فيه.

الشكل (3-12) مسار الكوابل داخل الجسر .

3-8-6-3 المواد المستـــخدمة في عملية الإجهـــاد المسبق و الإجهـــادات المسموح بهـــا (Materials and Allowable Stress) :

إن المغزى من عمل الإجهاد المسبق هو أن تكون قيمة الإجهاد الداخلي الابتدائي في الأوتار الفولاذية كافية لدرجة أن نسبة الإجهادات المتبقية في الفولاذ بعد حدوث التغيرات السابقة في الخرسانة كبيرة بالمقارنة مع الإجهادات الضائعة بسببها . الإجـهادات من القصـر المرن للخرسـانة تسبب ضـياع في إجهاد الفولاذ يتراوح تقريـباً بين MPa (344.7 – 137.9) و عليـه يتراوح الإجهاد الابتدائي فـي الفولاذ بيـن MPa (1310 – 862) .

إن الفولاذ المستخدم في عملية الإجهاد المسبق متوفر على عدة أنواع و أشكال :

1- سلك فولاذي على طريقة السحب البارد Cold – Drawn Wire .
2- كابل مجدول (على الأغلب سبعة أسلاك مجدولة مع بعضها البعض) Standard Cable .
3- قضبان فولاذية خلـــيطة .

الشكل (3-13) كابل مجدول

و يتـــم إنتاج الأسلاك من النوعين الأول و الثاني بقوة شد قصوى تتراوح بين (1862 – 1724) MPa , في حين أن القضبان عالية المقاومة و ذات أسطح ملساء و أقطارها تتراوح بين mm (35 – 19) تصنع بقوة بقوة شد قصوى MPa (1103 – 1000) .

4-8-6-3 اختيار المقطع للعنصر الخرساني (Proper Section of Beam Sections) :

على عكس المقاطع الفولاذية , مقاطع العتبات من الخرسانة المسلحة مسبقة الإجهاد ليست كلها مجدولة و مثبتة . ففي كثير من الأحيان يحتاج المهندس إلى اختيار المقطع لاستخدامه في الموقع المصمم لأجله , و أحياناً أخرى قد لا تكون المقاطع المختارة في الجداول .

في معظم حالات تصميم العتبات بسيطة الإسناد , فإن الـلامركزية للمسـار بين (cgc Line) و (cgs Line) تتناسب و قوة الشد المطلوبة , و حيث أن التصميم على أساس العزم في منتصف الفضاء ؛ فإن أكبر لامركزية في منتصف الفضاء تعطي أصغر قوة شدٍ مطلوبة , و بالتالي أفضل حلٍ من الناحية الاقتصادية . و كلما زادت اللامركزية للوتر , كانت مساحة الخرسانة في الألياف العليا اللازمة أكبر و لهذا فإن المقاطع على شكل T أو L ذات الحواف العريضة تعتبر الأنسب عند التصميم .

هذه المقاطع تستخدم في الإنشاءات الهندسية المختلفة , فالمقاطع على شكل I تستخدم كعتبات لأرضيات الكراجات ذات الفضاءات الواسعة , و المقاطع على شكل T تستخدم بشكل واسع في الجسور , في حين المقاطع عل شكل Double-T يشيع استخدامها في أرضيات المباني و منشآت الكراجات .

هناك أيضاً مقاطع مغلقة على شكل صندوق تستخدم بشكل خاص في الجسور ؛ و ذلك لمقاومتها العالية للدوران (Large Torsional Resistance) , هذا بالإضافة إلى أن مقاومتا لوزنها الذاتي عالٍ مقارنة مع المقاطع الأخرى المستخدمة في أنظمة الإجهاد المسبق .

الشكل (3-14) مقاطع على شكل Double-T

3-6-8-5 الخســـارات الجزئـــية في الإجهاد المسبق (Partial Loss of Prestress) :

إن قوة الإجهاد المسبق الابتدائية للعنصر الخرساني تتعرض لتغير تدريجي مع الزمن , حيث تتضاءل قيمة القوة في فترة تصل إلى 5 سنوات تقريباً و من الضروري معرفة مستوى هذه القوة في كل مرحلة من مراحل التحميل , من مرحلة النقل إلى مرحلة الأحمال الخدمية إلى الحد النهائي للقوة .

إن الخسارات (النقصان) في قيمة الإجهاد المسبق يمكن تقسيمه إلى قسمين :

1- الخسارة المرنة المباشرة خلال التصنيع و الإنشاء , مثل :
القصر المرن (Elastic Shortening) , خسارات التثبيت (Anchorage Losses) , خسارات الاحتكاك (Frictional Losses) .
2- الخسارات المعتمدة على الوقت , مثل :
الزحف (Creep) , الانكماش (Shrinkage) , و كذلك الخسارات من تأثير الحرارة و ارتخاء الفولاذ (Steel Relaxation) .

إن الخسارات من المجموعة الثانية يصعب تحديدها ؛ و ذلك لاعتمادها على عدة عوامل مترابطة فيما بينها , و تختلف طرق تحديدها باختلاف الكود المستخدم حسب الطرق المعتمدة لتحديد هذه الخسارات .

3-6-9 Truss :

هو عنصر انشائي يتألف من مجموعة من الوحدات المترابطة ‘وعادةً تكون هذه الوحدات عبارة عن: Top members, Bottom members, vertical members, diagonal members , حيث يتم تركيب اجزاء ال truss باستخدام البراغي والبراشم واللحام ‘ويتميز بخفة وزنه وفضاءاته الكبيرة .

3-7 برامج الحاسوب المستخدمة :

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural .
2. For Text Edition Microsoft Office (2007) .
3. Atir Software for Structural Calculations .
4. Safe 12.3.0 .

5. Etabs 9.7.1 .

6. Sap2000 15 .

7. Decon STDesign 3.1 .

8.Pca Column.

Chapter 4

Structural analysis and design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Design of topping.

4.4 Design of one way rib slab.

4.5 Design of two way rib slab.

4.6 Design of flat plate.

4.7 Design of solid slab.

4.8 Design of beam (B021).

4.9 Design of prestressed beam.

4.10 Design of short column (C0177).

4.11 Design of punching (two way shear at interior column in flat plate).

4.12 Design of long column.

4.13 Design of stair.

4.14 Design of truss.

4.15 Design of shear wall.

4.16 Design of isolated footing.

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

4.2.1 Strength design method:

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

4.2.2 Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$$ **ACI-code-318-08(9.2.1).**

NOTE:

$f_c' = 24\ Mpa.$

$f_y = 420\ Mpa$

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used at design and calculations.

4.3 Design of Topping:

4.3.1 Dead load of topping:

Tiles $23 \times 0.03 \times 1.0 = 0.69$ kN/m .

Mortar $22 \times 0.03 \times 1.0 = 0.66$ kN/m .

Coarse Sand Fill $17 \times 0.07 \times 1.0 = 1.19$ kN/m .

Topping $25 \times 0.08 \times 1.0 = 2$ kN/m.

Partition $2.3 \times 1.0 = 2.3$ KN/m.

Total Dead Load = 0.69 + 0.66 + 1.19+ 2 + 2.3

= 6.84 KN/m.

Live Load = $5 \times 1 = 5$ KN/m

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.84 + 1.6 * 5 = 16.2 KN/m. (Total Factored Load)

$$Mu = \frac{Wu \times l^2}{12} = \frac{16.2 \times (0.5)^2}{12} = 0.3321 kN.m$$

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

$$= 0.42\sqrt{24} \times \frac{1000*80^2}{6} = 2.19kN.m$$.

$$\phi Mn = 0.65 \times 2.19 = 1.427kN.m.$$

$$\phi Mn = 1.427kN.m > Mu = 0.3321kN.m.$$

Where $S_m = \frac{b \times h^2}{6}$ .is the section modulus.

and Ø = 0.65 for plain concrete.

No structural reinforcement is required by analysis.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided (ACI 10.5.4)

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2.1)*

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

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86 ≈ 3 bars/ m strip

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/3=333.3 mm.

4.3.2 Check for max. Spacing between bars:

S=3h=3×80=240mm…… (Control)

S=450mm.

S=380(280/f_s)-2.5C_c =380(280/.667*420)-2.5*20=330mm.

S=300(280/fs) =300(280/0.667*420) =300mm.

Use 1Φ8/20 cm (4Φ8/1m), with $As = 200$ mm^2/1m in both directions.

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

4.4 Design of one way Rib slab (R004) at ground floor slab:

4.4.1 Determination of Slab Thickness:

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed for simply supported one way rib given as follow :

h_{min} for simply supported = L/16

= 465 /16 = 29 cm.

h = 36 cm will be used, with etolight block 6cm, polystrene 22cm & Topping 8cm.

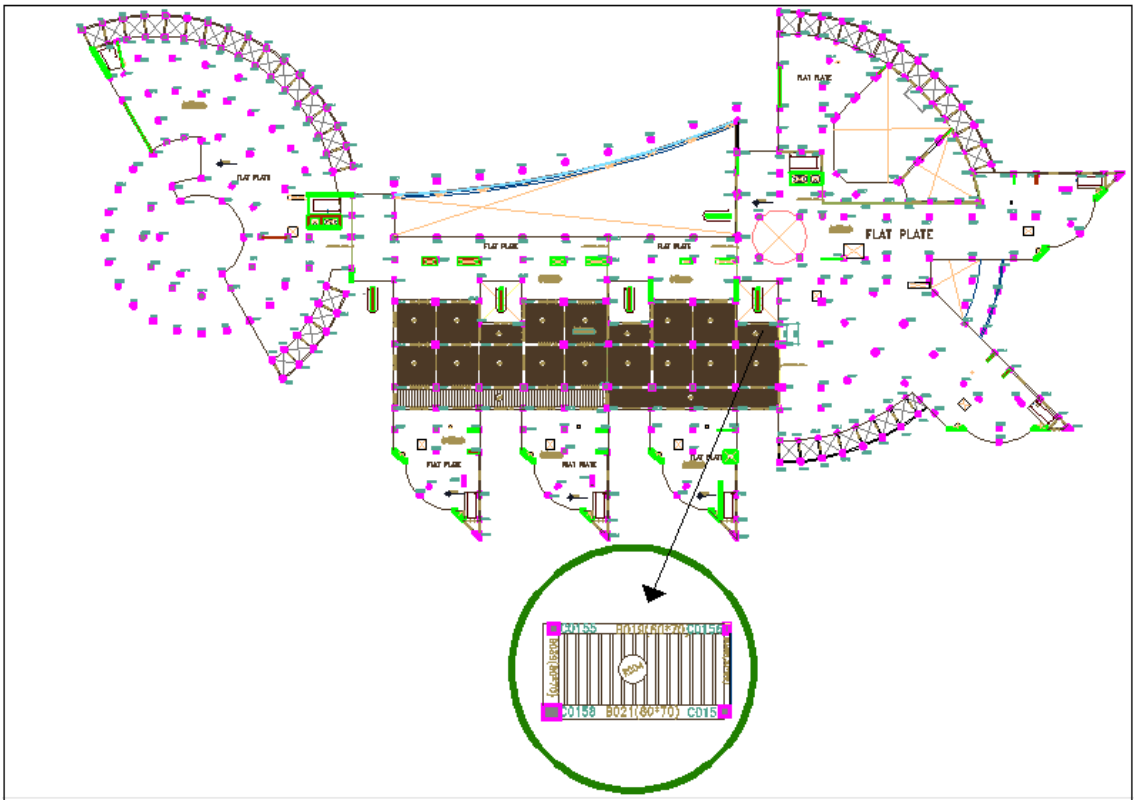


Fig (4-1):location of R004 at the ground floor slab

4.4.2 Design Constants:

From the geometry of T-Section :

bw = 140 mm h= 360 mm t = hf = 80 mm.

The effective width (be) according to ACI 8.12.2 be is the smallest of :

b_E = Ln/4 = 3.95 / 4 =0.987 m

b_E = bw + 16 tf = 14 + 16 (8) = 1.42 m

b_E = c/c spacing between beams = 0. 64 m

Control ……. 64 cm

- Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08) :*

bw ≥ 10cm ** ACI(8.13.2)

Select bw=14cm

h ≤ 3.5*bw ** ACI(8.13.2)

Select h=36cm<3.5*14 =49cm

Tf ≥ Ln/12 ≥50mm ** .ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm.

4.4.3 Load calculations:

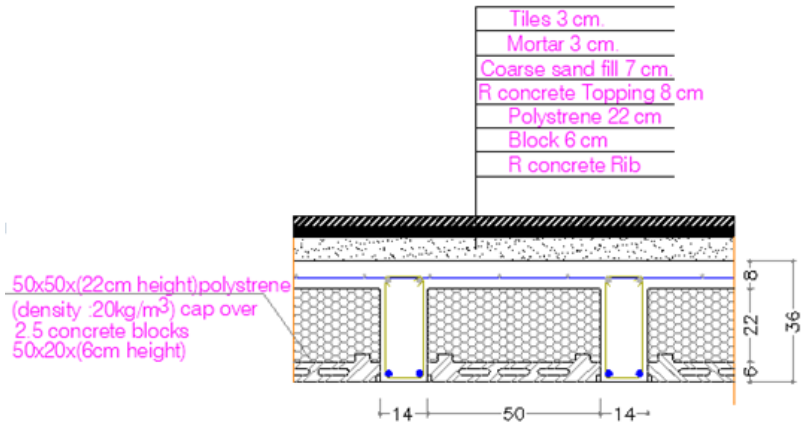


Fig (4-2): Typical Section at Ribbed Slab.

Tiles	0.03×0.64×23 = 0.4416 kN/m /rib
Mortar	0.03×0.64×22 = 0. 4224 kN/m / rib
Coarse Sand Fill	0.07×0.64×17 = 0.7616 kN/m / rib
Topping	0.08×0.64×25 = 1.28 kN/m./rib
Polystyrene	0.22 ×0.50×0.22 = 0.0220 KN/m./rib
Block	0.06×0.50 ×10 = 0.30 kN/m / rib
Concrete Rib	0.28×0.14×25 = 0.98 kN/m / rib
partitions	2.30×0.64 = 1.472 kN/m / rib

Nominal Total Dead Load =

0.4416 + 0. 4224+ 0.7616 + 1.28 + 0.30 + 0.022 + 1.472+ 0.98

= 5.70 kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.64 = 3.2 kN/m of rib.

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.70 = 6.84 KN/m of rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*3.2 = 5.12 KN/m of rib.

Total Factored Load = 6.84 + 5.12 = 11.96 KN/m of rib.

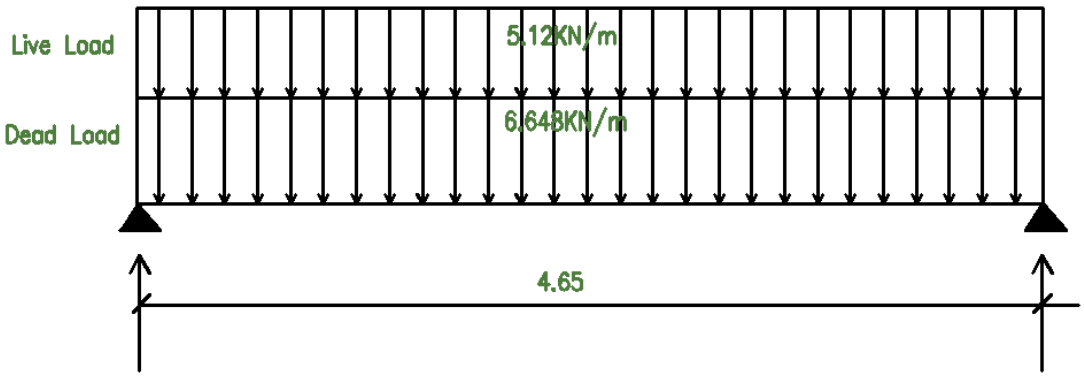


Figure (4- 3) : loading of Rib (004).

$$RA = RB = \frac{Wu}{2} \times L = \frac{11.96}{2} \times 4.65 = 27.36KN$$

$$\text{Mu} = \frac{Wul^2}{8} = \frac{11.96 \times 4.65^2}{8} = 31.8\ KN.m.$$

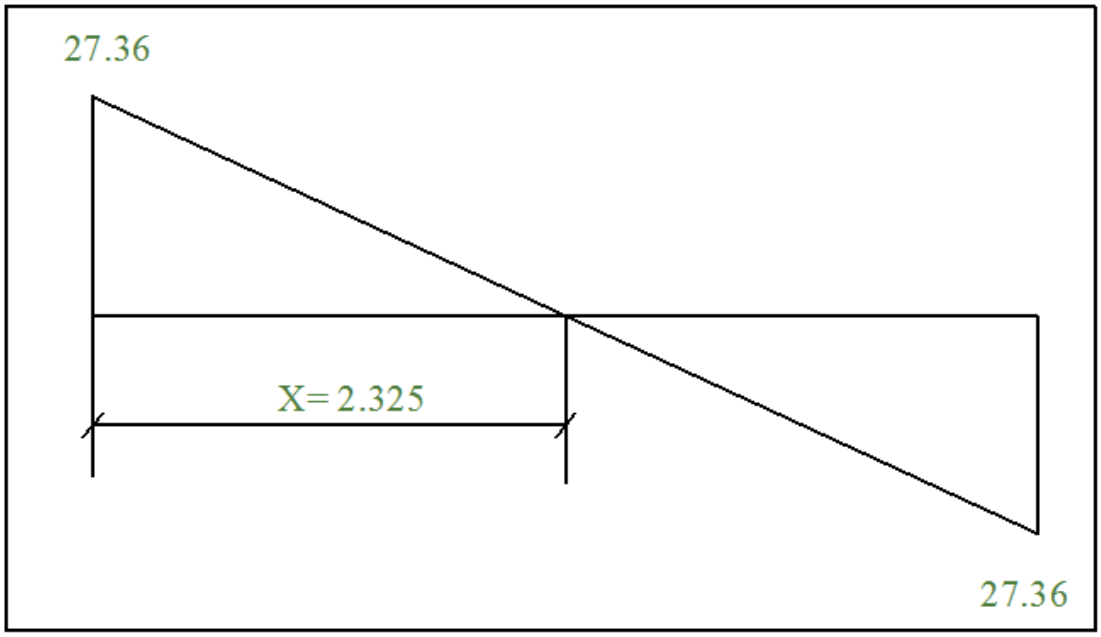


Figure (4-4) : Shear Diagram.

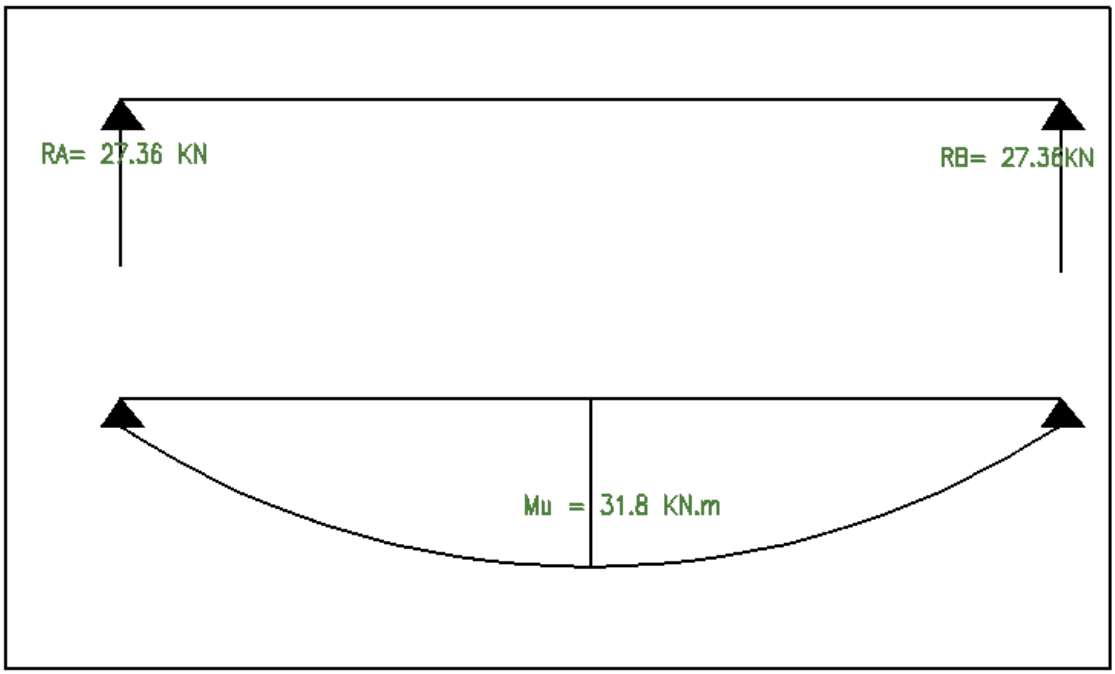


Figure (4-5) : Moment Diagram For Simply Supported Rib.

4.4.4 Check rectangular section or T-section:

Select diameter of bar = 14mm.

$bw = 14cm, h = 36cm$

$d = 360 - 20 - 10 - (14/2) = 323mm$

Mu max = 31.8 KN.m.

$Mn_f = 0.85 \times fc \times bf \times \text{tf}\left(d - \frac{\text{tf}}{2}\right)$

$Mn_f = 0.85 \times 24 \times 0.64 \times 0.08 \times \left(0.323 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 281.73$ KN .m

$\Phi\ Mn_f = 0.9 * 281.73 = 253.56$ KN .m >> $Mu_{\max}$

The Rib will act as (Rectangular Section).

4.4.5 Design Rib(004) For Flexure :

Design for positive moment:

$Mu = 31.8$KN .m

d = h – cover-$d_{stirrup}$ -$\frac{d_b}{2} = 360 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 325mm$

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{31.8}{0.9} = 35.33$ KN .m

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

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(14)(32.5) \geq \frac{1.4}{420}(14)(32.5)$

$As_{\min} = 1.31 < 1.50$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1.50cm^2$

$$Rn = \frac{35.33*10^{-3}}{0.64*(0.325)^2} = 0.53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.53)}{420}}\right) = 1.28\times 10^{-3}$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 1.28 \times 10^{-3} \times 64 \times 32.5 = 2.65 \text{ cm}^2$

$2.65\ cm^2 > As_{min} = 1.50 cm^2$

Use 2 Φ 14 with As = 3.07 cm² > As req = 2.37 cm² .

Check for strain:

Tension = compression

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

$$307.9*420 = 0.85*24*640*a$$

$$a = 9.90mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.90}{0.85} = 11.65mm$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{325-11.65}{11.65}\right)*0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.08 > 0.005 \rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$$

4.4.6 Design of shear for Rib (R004):

The reaction at the face of support = $\frac{11.96\times 3.95}{2} = 23.6\ KN.$

d = 325mm.

V_u at distance d = 23.6 – 0.325(1.2×5.7 +1.6×3.2) =19.7 KN

According to (ACI cod ,sec 8.13.8),shear strength V_c provided by concrete for ribs may be taken 10% greater than that for beams.

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 140 \times 325 \times 10^{-3} = 40.87KN$

ϕV_c = 0.75 ×40.87 = 30.65 KN

0.5 ϕV_c = 15.3 KN.

0.5 ϕV_c < Vu < ϕV_c case II.

Min shear reinforcement is required except for concrete joist construction.

Use 2 leg Φ 8@ 200mm for practical use.

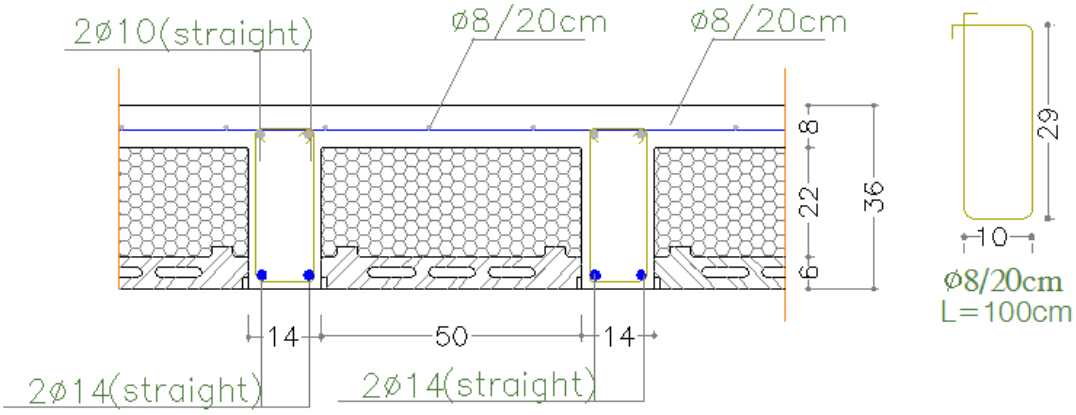
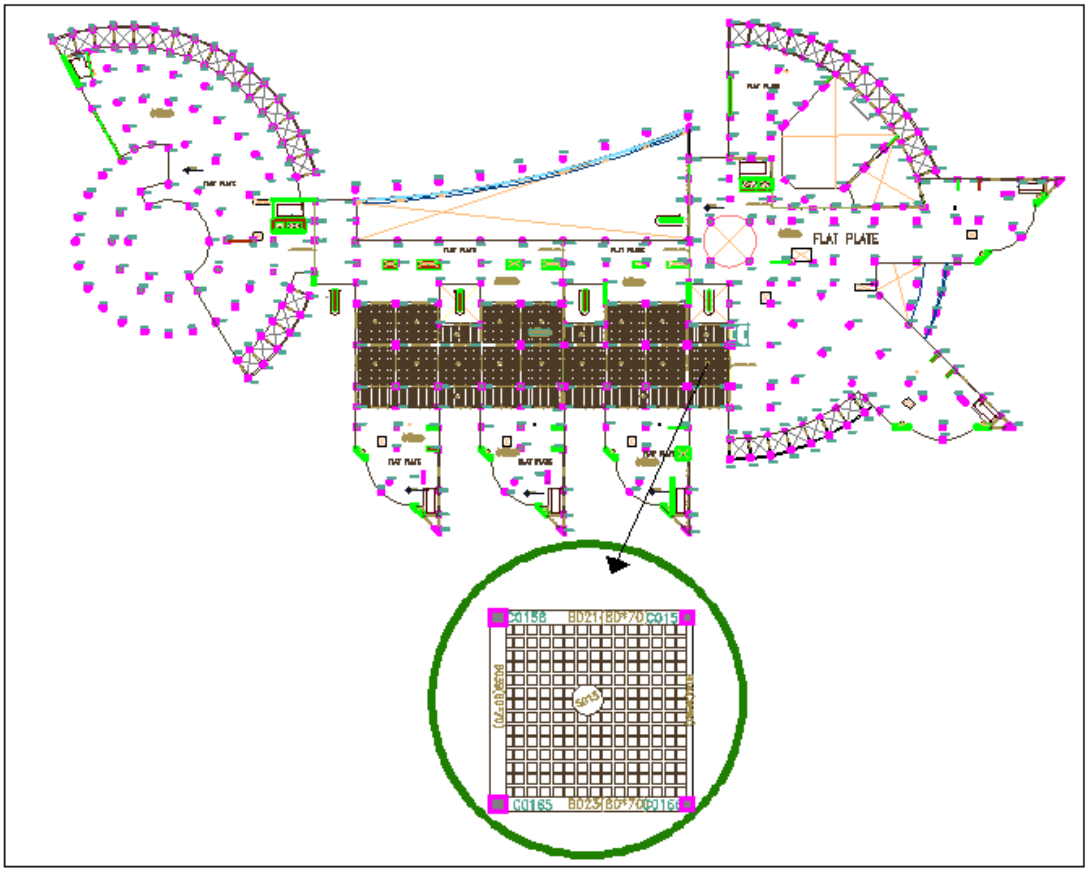


Fig (4- 6) : Reinforcement of Rib (004).

4.5 Design of Tow way ribbed slab:



Fig(4- 7):two way rib slab location at the ground floor slab.

4.5.1 Determination of Thickness for Two Way Ribbed Slab:

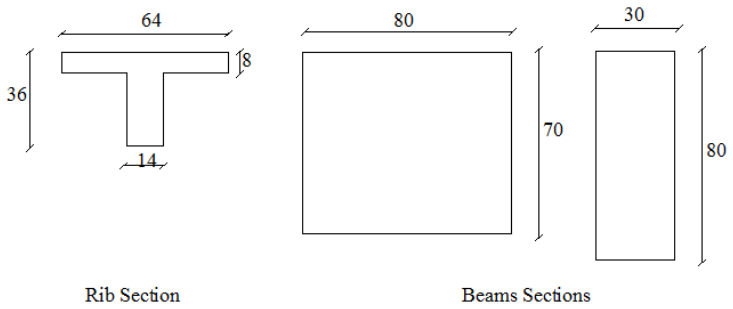


Fig (4- 8): rib and beams sections

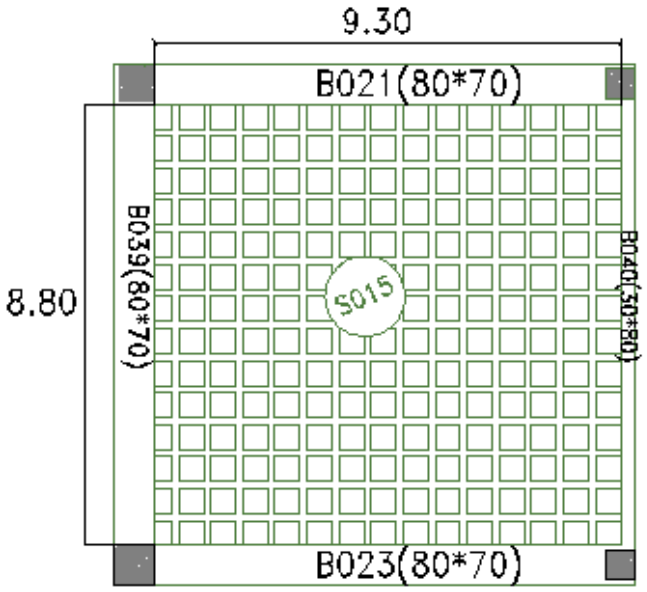


Figure (4- 9): two way ribbed slab.

$$\overline{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

$$\overline{Y} = \frac{0.5*0.08*0.04 + 0.14*0.36*0.18}{0.5*0.08 + 0.14*0.36} = 0.118m$$

$$I_{rib} = \frac{0.64 \times (0.117)^3}{3} - \frac{0.50 \times (0.028)^3}{3} + \frac{0.14 \times (0.242)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 10.082 \times 10^{-4} m^4 / b$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.7)^3 = 2.29 * 10^{-3} \text{ m4.}$$

$$I_{b2} = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} * 0.3 * (0.8)^3 = 1.28 * 10^{-3} \text{ m4.}$$

$$I_{s1} = \frac{10.08 \times 10^{-4}}{0.64} \times 5.2 = 81.92 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s2} = \frac{10.08 \times 10^{-4}}{0.64} \times 4.95 = 77.98 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s3} = \frac{10.08\times10^{-4}}{0.64}\times 9.85 = 155.17\times10^{-4}\,m^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{2.29\times10^{-3}}{81.92\times10^{-4}} = 2.79.$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_{s2}} = \frac{1.28\times10^{-3}}{77.97\times10^{-4}} = 1.64.$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{2.29\times10^{-3}}{81.92\times10^{-4}} = 2.79.$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_{s2}} = \frac{1.28\times10^{-3}}{77.97\times10^{-4}} = 1.64.$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1+\alpha_2+\alpha 3+\alpha 4}{4} = \frac{2.79+1.64+2.79+1.47}{4} = 2.17$$

$$\alpha > 2$$

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{\ln(0.8+ fy/1400)}{36+9\beta}$$ ***ACI-318-02 (Eq: 9-12)***

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{9.3}{8.8} = 1.056$$

$$h_m = \frac{9.3*(0.8+420/1400)}{36+9*1.056} = 0.225m < 0.36m$$

4.5.2 Load Calculation:

Tiles	0.03×0.64×0.64×23 = 0.283 kN
Mortar	0.03×*0.64×0.64×22 = 0.27 kN
Sand	0.07×0.64×0.64×17 = 0. 487 KN.
Topping	0.08×0.64×0.64×25 = 0.8192 kN
Block	0.06×0.64×0.64×10 = 0.15 kN
polystrene	0.22×0.5×0.50.2 = 0.011 kN
Rib	0.28×0.14× (0.64+0.5) ×25 = 1.117 kN
partition	2.3× 0.64 ×0.64 = 0.942 kN

Dead Load = 4.079 KN.

Dead Load per unit area = 4.079/ 0.64*0.64= 9.96 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2 .

D_u =1.2 ×9.96 =11.95 KN/ m^2

L_u =1.6 ×5 = 8 KN/m^2

W_u = 19.95 KN/m^2

4.5.3 Calculation of moment by using coefficients method:

$\frac{L_a}{L_b} = \frac{8.8}{9.3} = 0.95$

From tables use Case (7):

$C_{b\ neg}$ = 0.067.

$C_{a,dL}$ =0.031 , $C_{a,LL}$ =0.036 , $C_{b,dL}$ =0.031 , $C_{b,LL}$ =0.032.

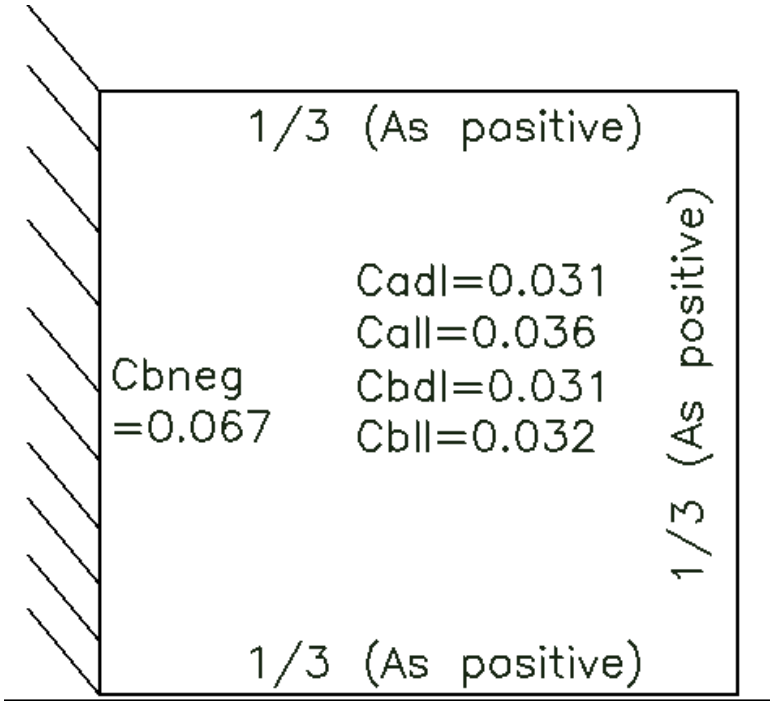


Figure (4-10): case (7) coefficients

$M_{b\ neg}$ = Cb neg × Wu × L^2 = 0.076 × 19.95× $(9.3)^2$ ×0.64 = 73.1 KN .m / rib.

$M^{+}_{a,d} = C_{a\ dl} \times W_{ud} \times L^2$ = 0.031 × 11.95× $(8.8)^2$ ×0.64= 18.0 KN .m / rib.

$M^{+}_{aL} = C_{a\ ll} \times W_{ul} \times L^2$ = 0.036 × 8× $(8.8)^2$ ×0.64= 14.27 KN .m / rib.

$M_{a\ positive}$ = 18.0 + 14.27 = 32.27 KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3 positive

$M_{a\ neg}$ =(1/3) ×32.27 = 10.76 KN .m / rib.

$M^{+}_{b,d} = C_{b\ dl} \times W_{ud} \times L^2$ = 0.031 × 11.95× $(9.3)^2$ ×0.64= 20.1 KN .m / rib.

$M^{+}_{aL} = C_{a\ ll} \times W_{ul} \times L^2$ = 0.032× 8× $(9.3)^2$ ×0.64 = 14.17 KN .m / rib.

$M_{a\ positive}$ = 20.1 + 14.17 = 34.27 KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3 positive .

$M_{b\ neg}$ = (1/3) × 34.27 = 11.42 KN.m / rib.

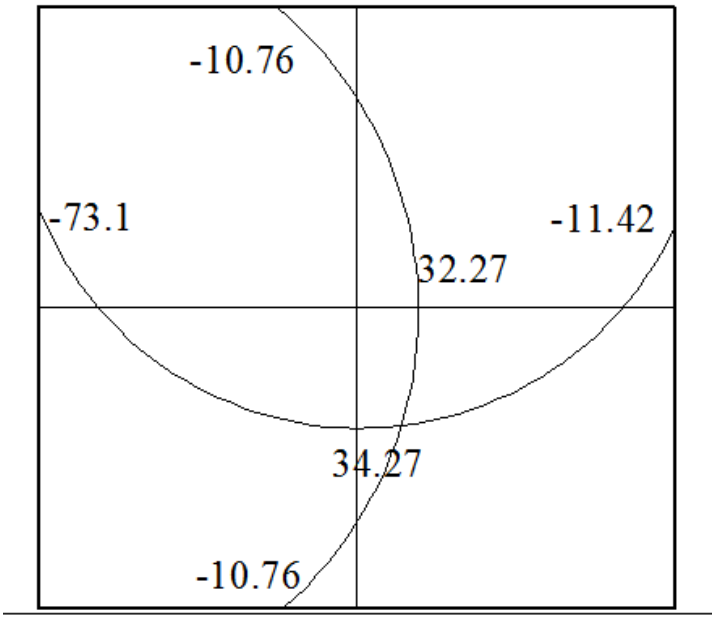


Figure (4-11): moment diagram.

4.5.4 Check rectangular section or T-section:

Let diameter of bar 14 mm.

$bw = 14cm, h = 36cm$

$d = 360 - 20 - 8 - (14/2) = 325mm$

$Mn_f = 0.85 \times fc \times bf \times \text{tf} \times \left(d - \frac{\text{tf}}{2}\right)$

$Mn_f = 0.85 \times 24 \times 0.64 \times 0.08 \times \left(0.325 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 295.6$ KN .m

$\Phi\ Mn_f = 0.9 \times 295.6 = 266$ KN .m >> $M_{a,pos}$.

The Rib will act as (Rectangular Section) .

4.5.5 Design Rib(S015) For Flexure:

4.5.5.1 Design for positive moment:

d = 325mm

M_u = 34.27 & Mu = 32.27 KN.m/rib.

$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{34.27}{0.9} = 38.08$ KN .m

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

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(14)32.5 \geq \frac{1.4}{420}(14)(32.5)$

$As_{\min} = 1.32 < 1.50$ …….the larger is control

$As_{\min} = 1.50cm^2$

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2}$

Rn = $\frac{38.08*10^{-3}}{0.64*(0.325)^2}$ = 0.56 Mpa

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.56)}{420}}) = 0.0014$

A req = ρ× b × d = 0.0014× 64× 32.5 = 2.91 cm²

2.91 $cm^2 > As_{min} = 1.50cm^2$.

Use 2 Φ 14 with As = 3.079 cm² > As req = 2.88 cm² .

Calculate (d):

d = 360 – 20 – 8 - $\frac{14}{2} = 325mm$

Check for strain:

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$307.9*420 = 0.85*24*640*a$

$a = 9.90mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.90}{0.85} = 11.65mm$

$\varepsilon_s = (\frac{325-11.65}{11.65})X0.003$

$\varepsilon_s = 0.08 > 0.005 \rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

4.5.5.2 Design for negative moment:

Mu = 11.42 & Mu = 10.76 KN.m /rib.

Asumme Φ 10 will be used .

d = h – cover – $d_{stirrup}$ – $\frac{d_b}{2}$ = 360 – 20 - 8 - $\frac{10}{2} = 327mm$

$Mn = \frac{M_{b,neg}}{\Phi} = \frac{11.42}{0.9}$ = 12.70 KN .m

take $As_{min} = 1.50cm^2$

Rn = $\frac{12.70 * 10^{-3}}{0.14 * (0.327)^2}$ = 0.848Mpa

m = 20.59

ρ = $\frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.848)}{420}})$ = 0.0021

A req = ρ× b × d = 2.1 × 10^{-3} × 14× 32.7= 0.97 cm²

As = 0.97 $cm^2 < As_{min} = 1.50cm^2$.

Use 2 Φ 10 with As = 1.57 cm² $> As_{min} = 1.50cm^2$.

Since , no reinforcement less2 Φ 10 is used for Mu = 10.76 KN.m use 2 Φ 10 .

Check for strain:

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 140 * a$

$a = 23.088mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.088}{0.85} = 27.16mm$

$\varepsilon_s = (\frac{327 - 27.16}{27.16})X0.003$

$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005 \rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

For M_u = 73.1 KN.m/rib.

Assume Φ 22 will be used,

d = h – cover – $d_{stirrup}$ – $\frac{d_b}{2}$ = 360 – 20 - 8 - $\frac{22}{2} = 321mm$

$Mn = \frac{M_{b,neg}}{\Phi} = \frac{73.1}{0.9}$ = 81.22 KN .m

$As_{\min} = 1.50cm^2$

Rn = $\frac{81.22 * 10^{-3}}{0.14 * (0.321)^2}$ = 5.63 Mpa

m= 20.59

ρ = $\frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(5.63)}{420}})$ = 0.0161 .

A req = ρ× b × d = 0.0161 × 14× 32.1= 7.24 cm²

As = 7.24 $cm^2 > As_{\min} = 1.50cm^2$.

Use 2 Φ 22 with As = 7.60 cm² > As req = 7.24 cm²

Check for strain:

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$760 * 420 = 0.85 * 24 * 140 * a$

$a = 111.79mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{111.79}{0.85} = 131.5mm$

$\varepsilon_s = (\frac{321 - 131.5}{131.5})X0.003$

$\varepsilon_s = 0.0043 \leq 0.005$

Mn = . $0.85 \times fc \times b \times a \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

Mn = . $0.85 \times 24 \times 140 \times 111.79 \times \left(321 - \frac{111.79}{2}\right) = 84.65\ KN.m$

Φ = 0.65 + (€s – 0.002) (250/3)

Φ = 0.65 + (0.0043 – 0.002) (250/3) = 0.84

Φ Mn = 0.84 × 84.32 = 74.0 KN.m > Mu = 73.1 ….. OK.

4.5.6 Design of shear:

L_a / L_b = 8.8/9.3 = 0.95

From Table , Case (7)

W_a = 0.33 , W_b =0.67.

W_u =19.95 $\frac{KN}{m^2} \approx 20 \frac{KN}{m^2}$

The total load on the panel = (20 ×9.3×8.8) = 1636.8 KN.

The load per rib at the face of long beam is = (0.33×1636.8×0.64 / (2×9.3) =18.6KN

The load per rib at the face of short beam is = (0.67×1636.8×0.64 / (2×8.8)=39.88KN

Vu = 39.88 KN…. Control.

The critical section for shear is at distance (d) from the face of beam, d = 325mm.

V_{ud} =39.88 - W_u b_e d = 39.88 – 19.95 ×0.64×0.321 = 35.77 KN

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 140 \times 0.321 = 40.36KN$

ϕV_c =30.27KN

$V_{ud} > \phi V_c$

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d \geq \frac{1}{3}b_w d$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 140 \times 0.321 = 14\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 140 \times 0.321 = 15.167 KN$ $cont.$

$\emptyset\ (V_{s,min} + V_c) = 0.75\ (40.36 + 15.167) = 42.03$ KN

$\phi V_c < V_{ud} < \emptyset\ (V_{s,min} + V_c)$ case III

Min. shear reinforcement must be provided.

Let use ϕ8 double leg , with A_v =100.5 mm^2

$s = \frac{A_v f_y}{V_{s,min}} d = \frac{100.5 \times 420 \times 321}{15.167 \times 1000} = 904.5mm$

but $s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{325}{2} = 162.5\ cont.$, $s_{max} \leq 600$

use ϕ8 double leg @150mm

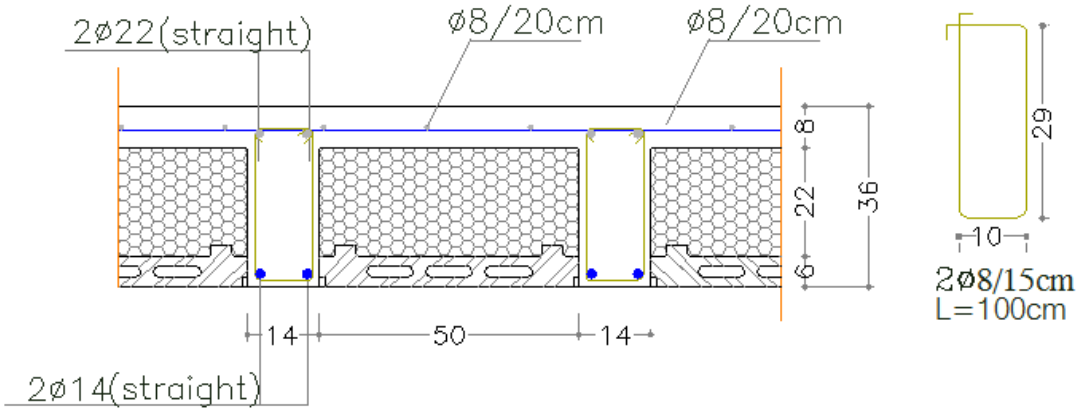


Figure (4- 12): Reinforcement for Rib (S015)

4.6 Design of Flat Plate:

We use SAFE Program to design the flat plate in the project . Each plan was divided into 5 parts by expansion joints and entered into the SAFE Program as parts .

4.6.1 Drawing the Plan as DXF :

We draw the plan on the AUTOCAD as DXF format . After entering the drawing into SAFE Program , we define all materials , members and combinations , and redraw it there .

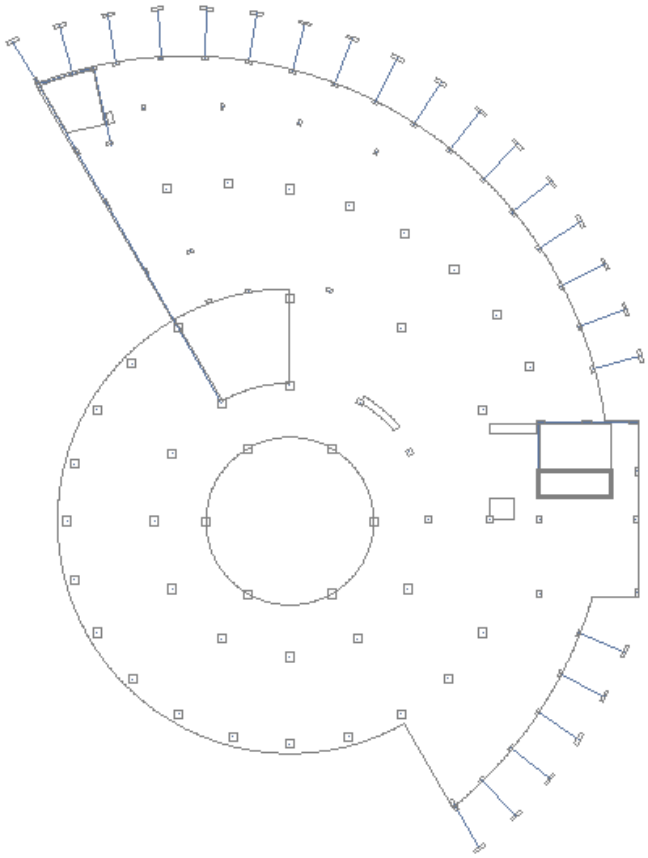


Fig (4- 13):plan on AutoCAD as DXF

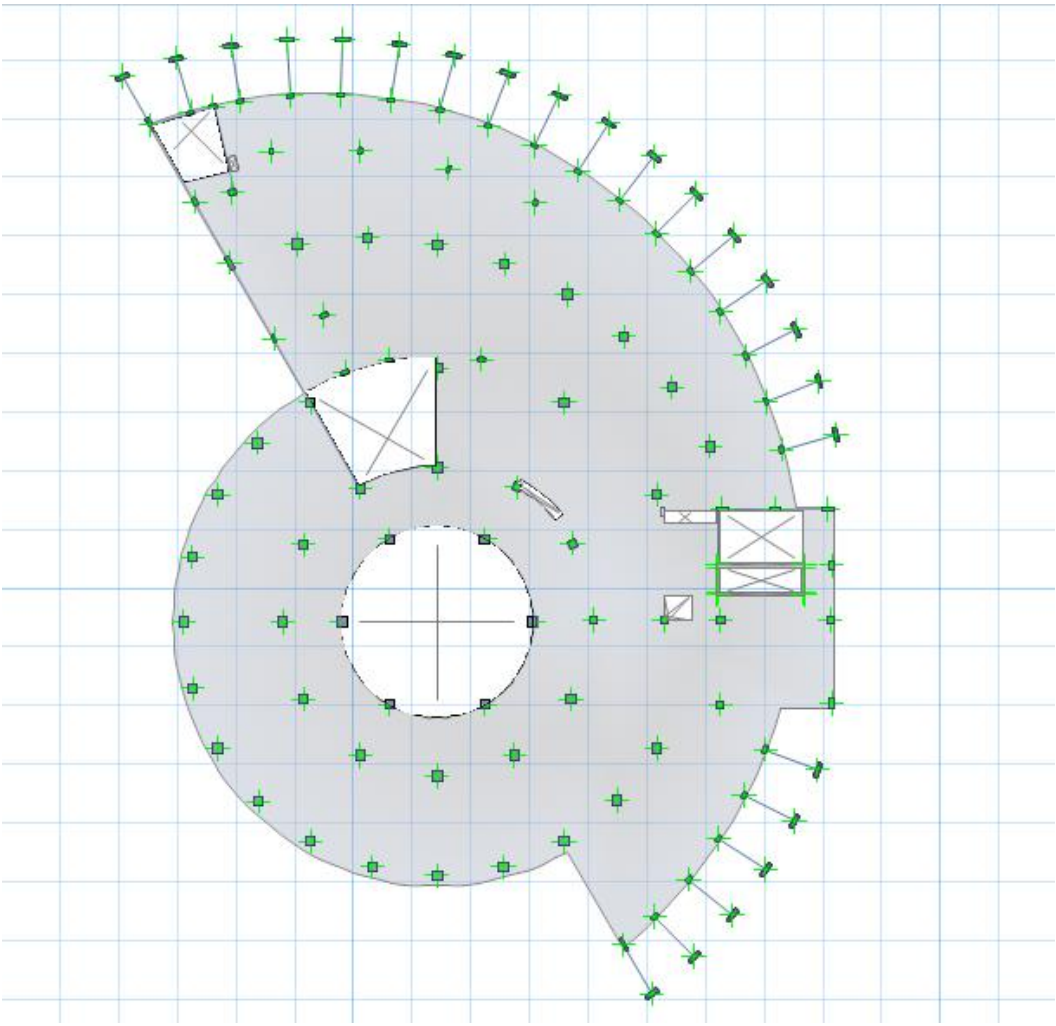


Fig (4- 14):plan on SAFE Program

4.6.2 Determination of Slab Thickness:

We can determine min. thickness of Flat plate which is without interior beams and drop panel (with fy = 420 Mpa) , as following :

1. for Exterior panels without edge beams:

span length (L = 10m) $\rightarrow\rightarrow\rightarrow h_{min} = \frac{l_n}{30} = \frac{10}{30} = 0.333$

2. for Interior panels:

span length (L = 10m) →→→ $h_{min} = \frac{l_n}{33} = \frac{10}{33} = 0.303$

Use slab thickness = 35 cm .

4.6.3 Determination of the Loads:

For the circular part in 1st plan :

Tiles = 23*.03=0.69 KN/m^2

Mortar=22*0.3=0.66 KN/m^2

Sand=17*0.7=1.19 KN/m^2

Partition=2.3 KN/m^2

Total Super dead load =0.69+.66+1.19+2.3=4.84 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

Then , we enter these values into the SAFE drawing and apply the self weight as service loads .

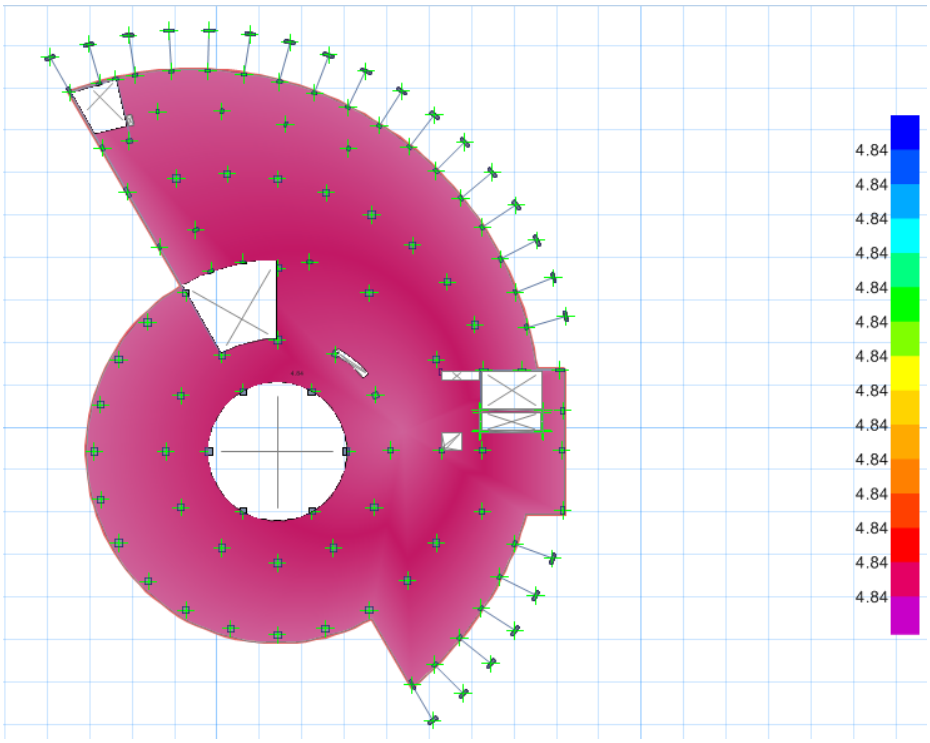


Fig (4-15):super dead load

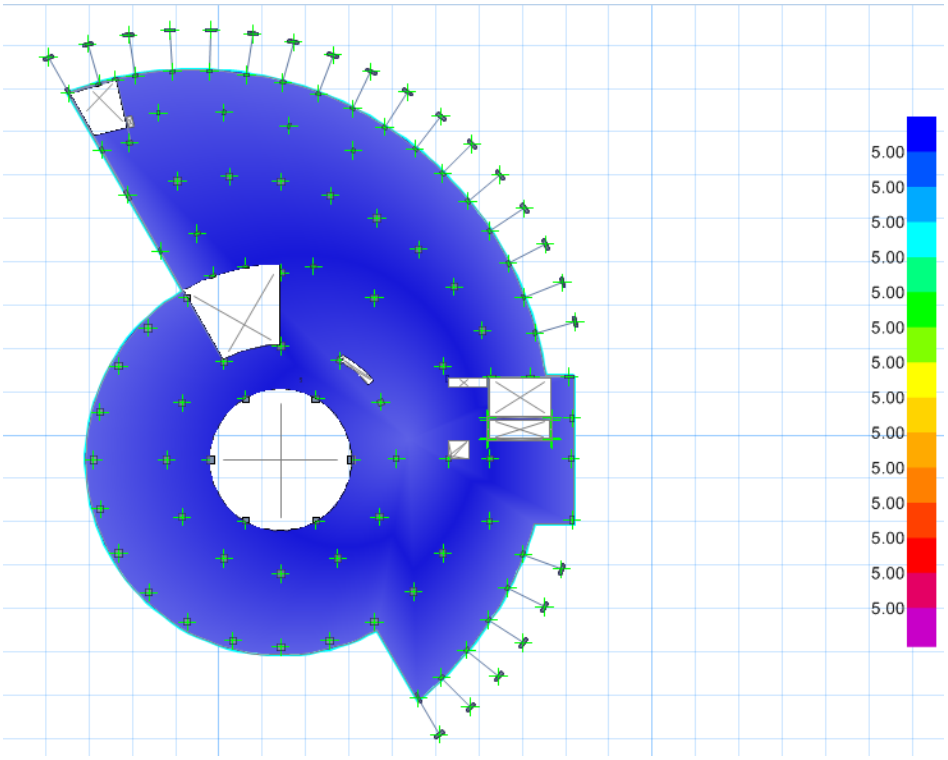


Fig (4- 16):live load

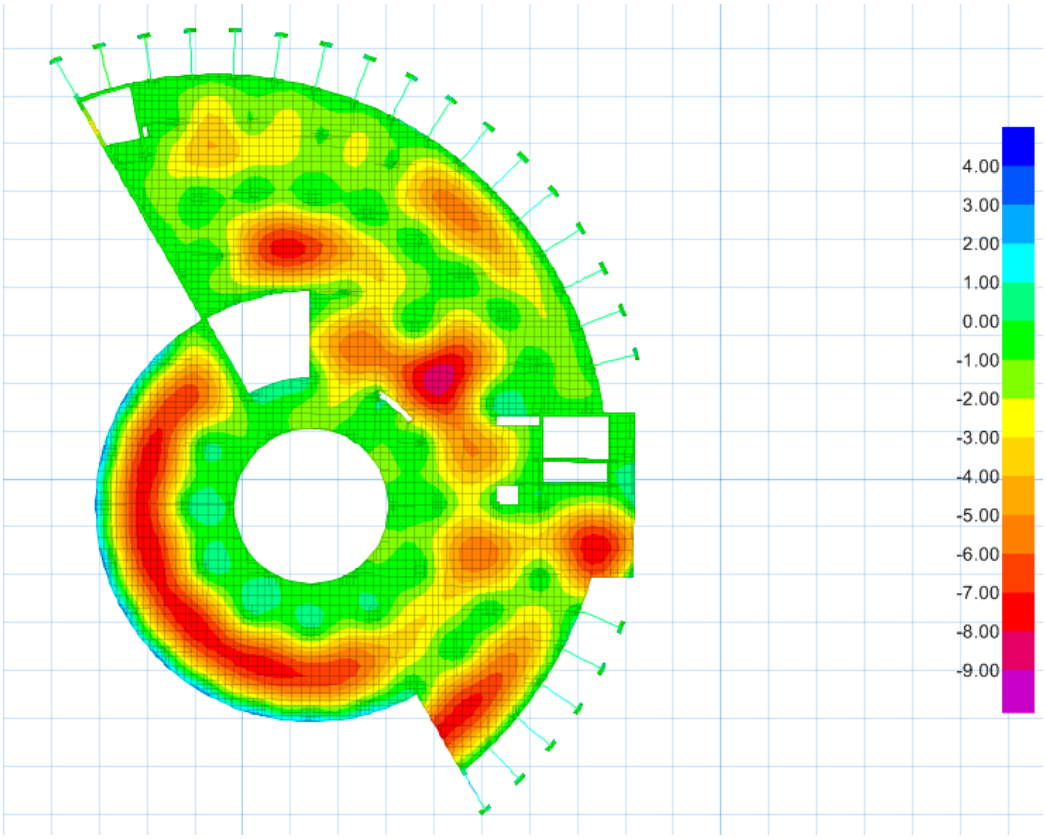
4.6.4 Check the Allowable deflection:

After finishing the whole procedure, and running the program, we should compare the deflection with the maximum one.

$$max.def.(\Delta) = \frac{L}{360}$$

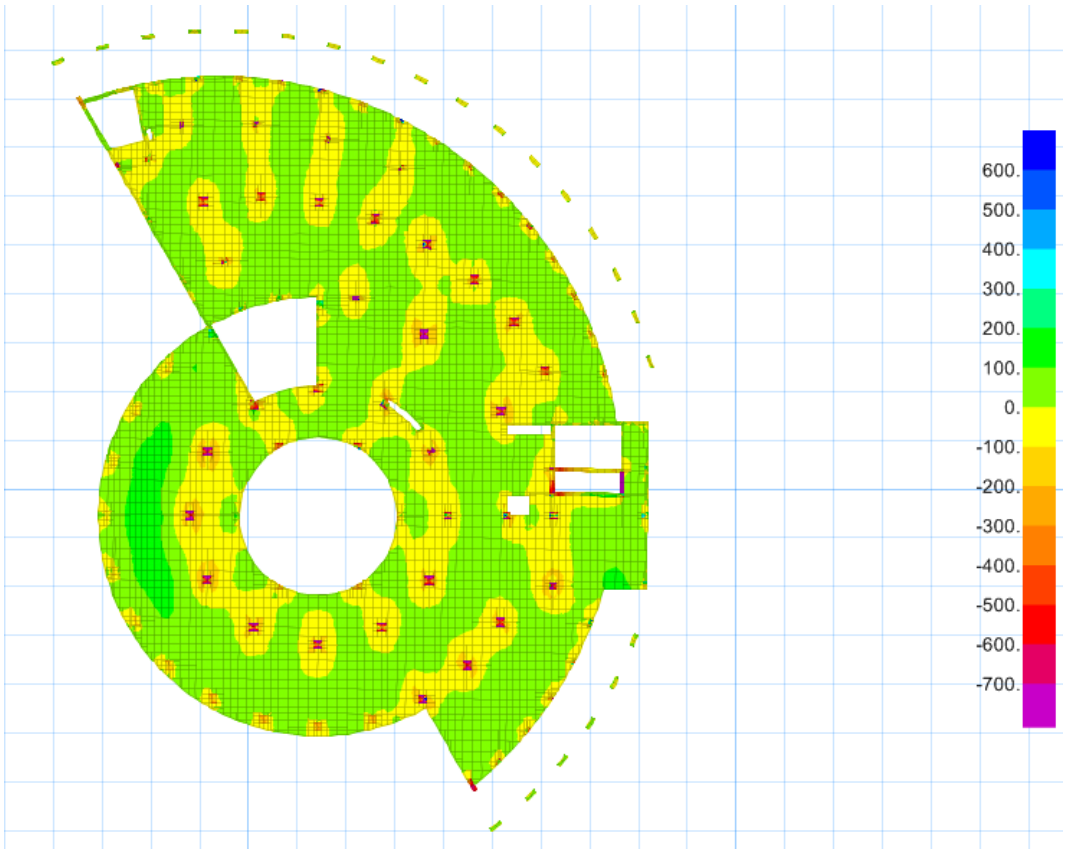
$$for\ max.span\ L = 10m \rightarrow\rightarrow\rightarrow max.\Delta. = \frac{10}{360} = 27.8\ mm$$

$$\Delta = -8.784\ mm < max.\Delta = -27.8$$



Fig(4- 17):Deflection (service)

4.6.5 Design of Moment:



Fig(4- 18):moment in X-direction

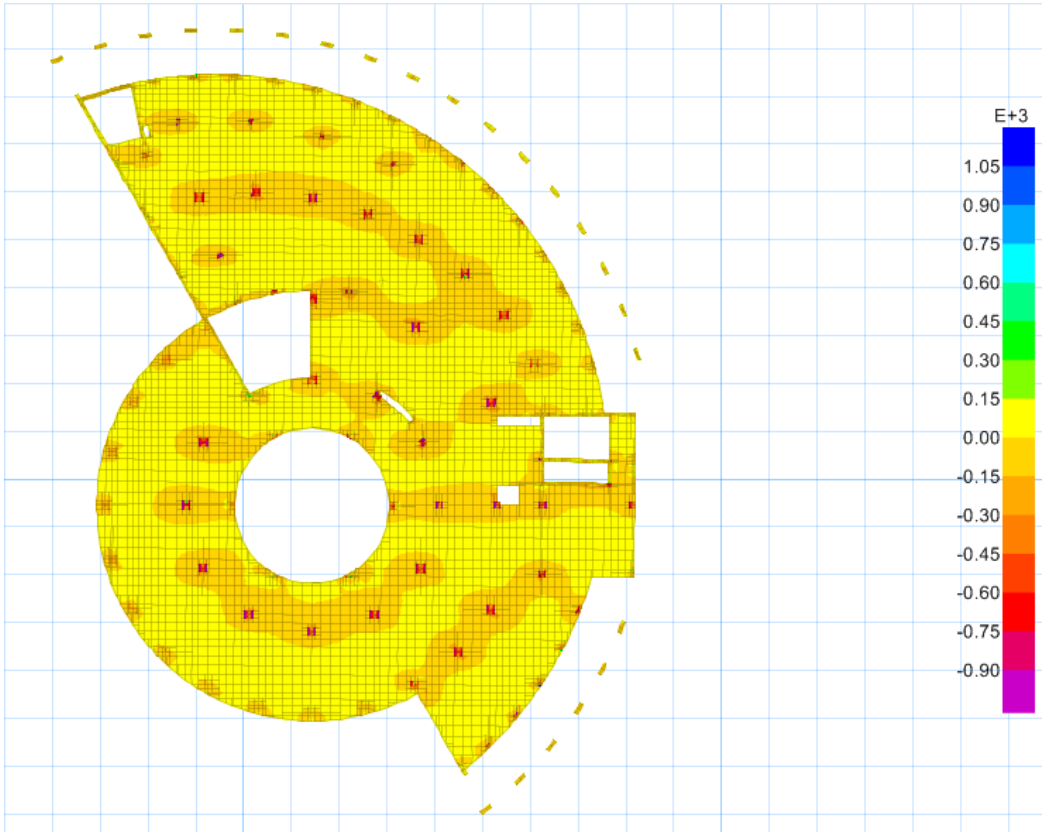


Fig (4-19):moment in Y-direction

Therefore , the Bottom reinforcement is ϕ12@10 cm c/c and the Top reinforcement is ϕ16@10 cm c/c as Basic Meshes with additional reinforcement in some areas .

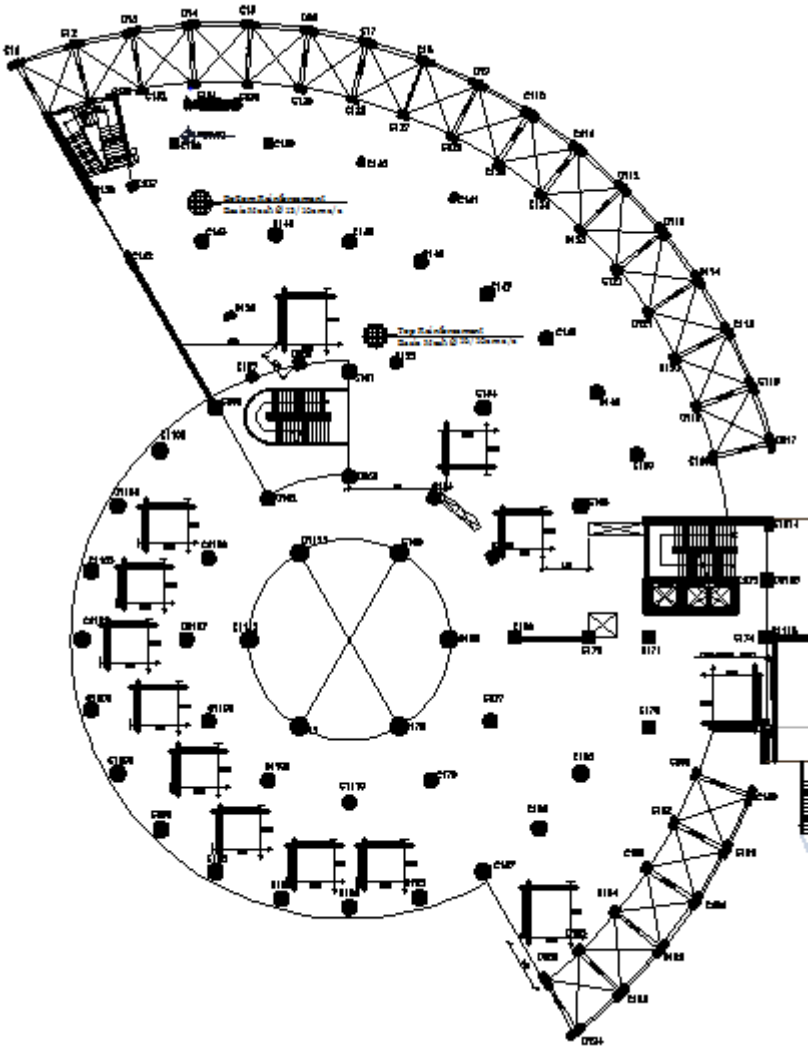


Fig (4-20):reinforcement of 1st part in 1st plan

4.7Design of Solid slab:

4.7.1 Slab thickness:

For one end continuous = $\frac{L}{24} = \frac{6.28}{24} = 0.249\ m$

For one end continuous = $\frac{L}{28} = \frac{6.65}{24} = 0.237m$

Take h = 25 cm.

Assume use ϕ18 , d= 250 -20- $\frac{18}{2}$ $221mm$.

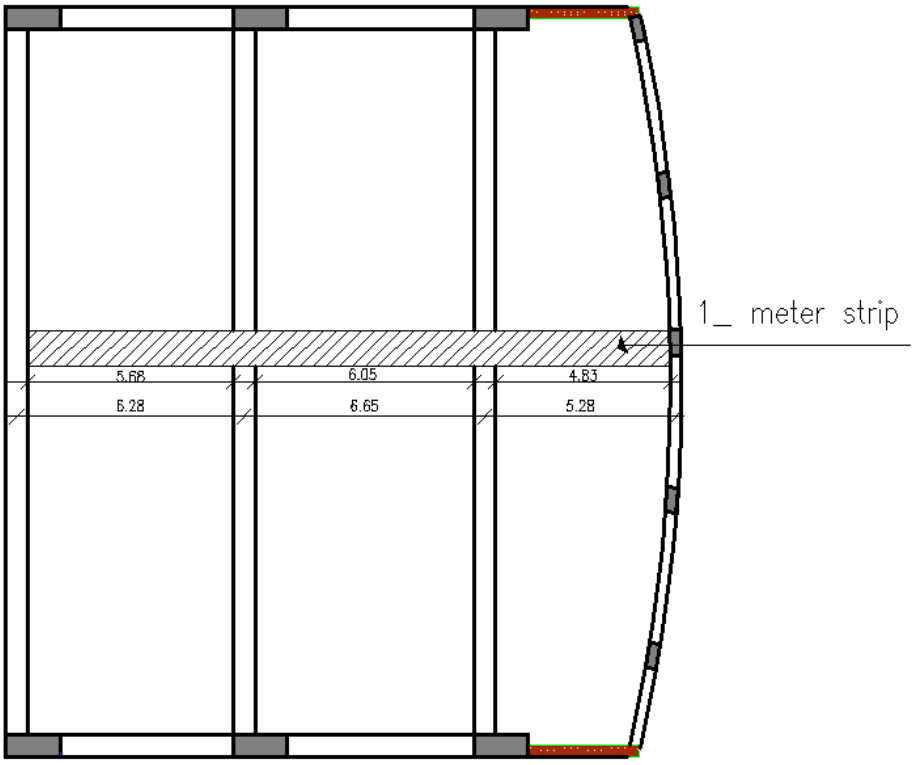


Fig (4- 21): solid slab.

4.7.2 Load calculations:

Material	**Δ×h×1**	**Load** (KN/m)
Tile	**0.03×23×1**	**0.69**
mortar	**0.03×22×1**	**0.66**

sand	**0.07×17×1**	**1.19**
partition	**2.3×1**	**2.3**
Self weight	**0.25×25×1**	**6.25**
∑		**11.1**

Live load = 5×1= 5 $\frac{KN}{m}$

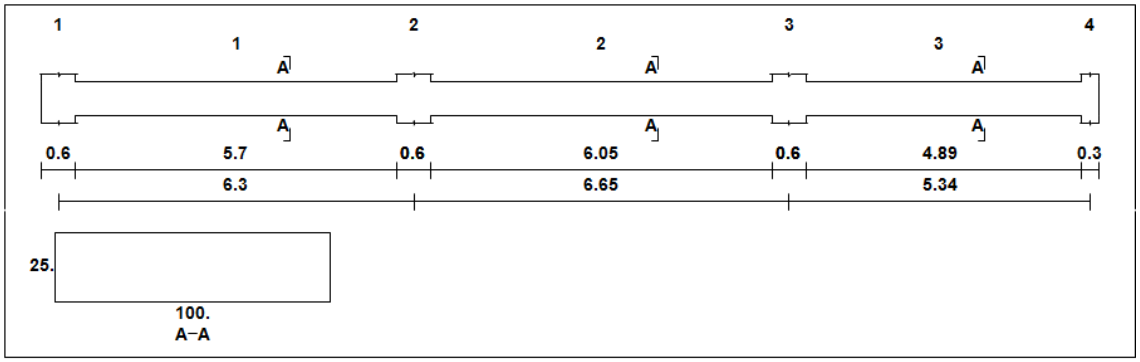


Fig (4-22): geometry of solid slab.

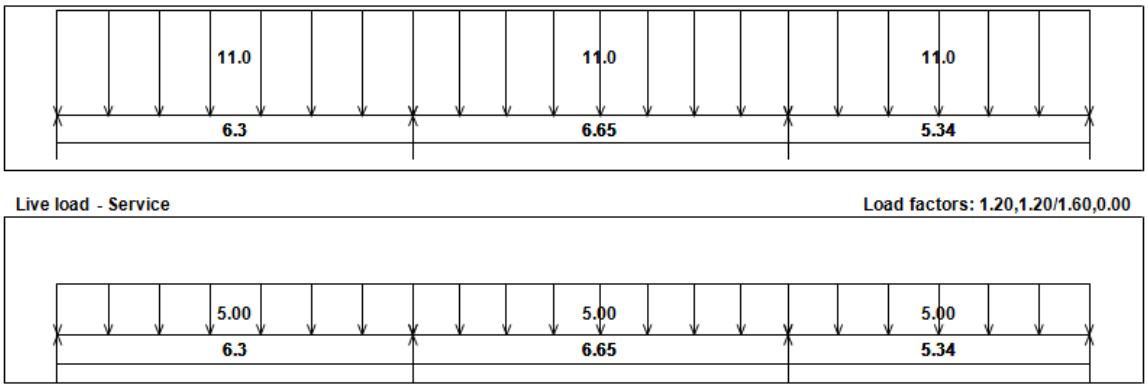


Fig (4-23): loading of solid slab.

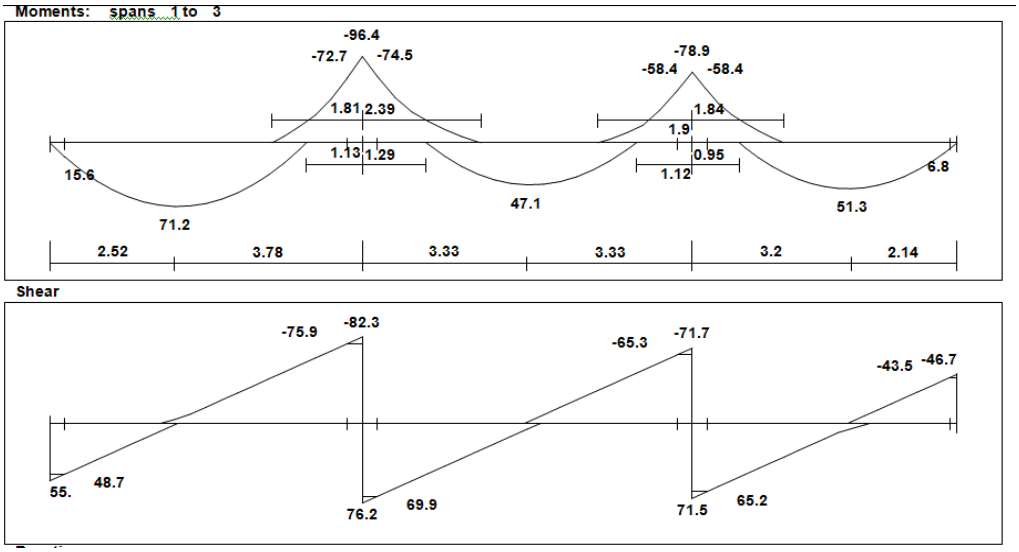


Fig (4-24): envelop moment and shear diagrams of solid slab.

4.7.3 Check whether the thickness of the slab is adequate for shear:

$V_{u,max}$ = 75.9 KN.

$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 221 \times 10^{-3} = 180.45\ \frac{KN}{1m\ strip}$

ø V_c = 0.75×180.45 =135.3$\frac{KN}{1m\ strip}$

$V_{u,max}$ < ø V_c

No need to increase the slab thickness, its adequate enough.

4.7.4 Design for flexure:

4.7.4.1 Design for positive moment:

For M_u =+71.2 KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2}$

$Rn = \frac{71.2\times10^6}{0.9\times1000\times221^2} = 1.62\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$

$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.62}{420}}\right) = 0.0041$

$A_s = \rho.b.d = 0.0041 \times 1000 \times 221 = 906.5\ mm2$

$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450\ mm^2 < A_{s,req}$

$n_{\phi 18} = \frac{906.5}{254.5} = \frac{4\phi 18}{m\ strip}$, ϕ18@250.

Step (S) is the smallest of:

- 3×h =3×250 =750mm.
- 450mm.
- $S = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) - 2.5C_c$ = 330mm

  $S \leq 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) = 300mm$ $cont.$

S=250mm <S_{max} Ok

For M_u =+47.1 $KN.m$

R_n =1.07 Mpa.

ρ = 0.00262

A_s =578.62 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 16} = \frac{3\phi 25}{m\ strip}$, ϕ16@333mm

But 333mm > S_{max} , so use ϕ16@250mm.

For M_u =+51.3$KN.m$

R_n =1.17 Mpa.

ρ = 0.0029

A_s =632.7 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 16} = \frac{4\phi 25}{m\ strip}$, ϕ16@250mm.

4.7.4.2 Design for negative moment:

For M_u = -74.5$KN.m$

R_n =1.695 Mpa.

ρ = 0.00422

A_s =932.3 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 18}=\frac{4\phi 25}{m\ strip}$, ϕ18@250mm.

For M_u = -58.4$KN.m$

R_n =1.33 Mpa.

ρ = 0.0033

A_s =723.5 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 16}=\frac{4\phi 25}{m\ strip}$, ϕ16@250mm.

4.7.5 Temperature and shrinkage reinforcement:

$A_{s,min}$ = 450mm^2

$n_{\phi 12}=\frac{450}{113.1}=\frac{4\phi 12}{m\ strip}$, ϕ12@250mm.

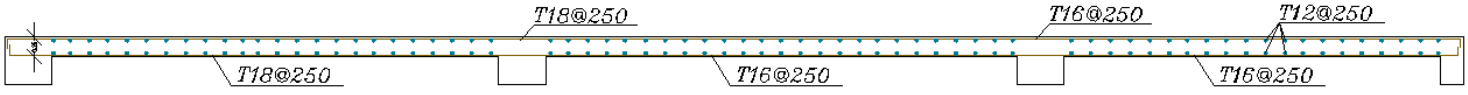


Fig (4-25):reinforcement of solid slab.

4.8 Design for beam (B021):

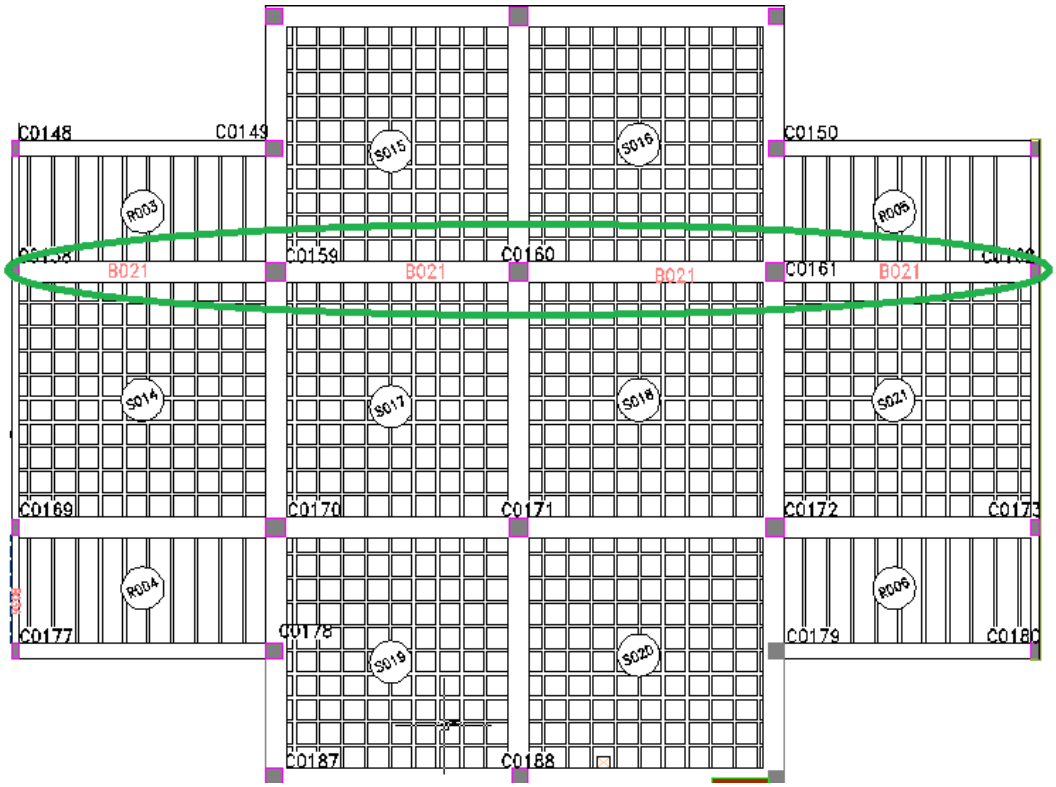


Fig (4-26): Beam B021

4.8.1 Load calculations:

- Dead load for two way rib slab ≈ 10 $\frac{KN}{m^2}$.
- Dead load for one way rib slab ≈ 5.7 $\frac{KN}{m}$.
- The service dead reaction upon the beam from the two way rib slab
  = 4.4 × 10 = 44 $\frac{KN}{m}$.
- The service live reaction upon the beam from the two way rib slab
  =4.4 × 5 = 22 $\frac{KN}{m}$.
- The service dead reaction upon the beam from the two way rib slab
- = 2 × 4.15 × 10 = 83 $\frac{KN}{m}$.

- The service live reaction upon the beam from the two way rib slab
  $= 2 \times 4.15 \times 5 = 41.5 \ \frac{KN}{m}$.
- The service dead reaction upon the beam from the two way rib slab
  $= 2 \times 4.4 \times 10 = 88 \ \frac{KN}{m}$.
- The service live reaction upon the beam from the two way rib slab
  $= 2 \times 4.4 \times 5 = 44 \ \frac{KN}{m}$.
- The service dead reaction upon the beam from the one way rib slab
  $= \frac{5.7 \times 3.95}{2} = 11.26 \ KN \longrightarrow \frac{11.26}{0.64} = 17.6 \ \frac{KN}{m}$
- The service live reaction upon the beam from the one way rib slab
  $5 \ \frac{KN}{m^2} \times 0.64 = 3.2 \ \frac{KN}{m}$
- $= \frac{3.2 \times 3.95}{2} = 6.32 \ KN$. $\longrightarrow \frac{6.32}{0.64} = 9.88 \ \frac{KN}{m}$

The weight of the beam and the floor materials acting directly on the beam:

MATERIAL	Δ×L×γ	Load $\frac{KN}{m}$
RC concrete	0.8×0.7×25	14
Tile	0.03×0.8×23	0.552
Mortar	0.03×0.8×22	0.528
Sand	0.07×0.8×17	0.952
Partition	2.3×0.8	1.84
∑D		17.872

Live load upon the beam = 5×0.8 =4 $\frac{KN}{m}$

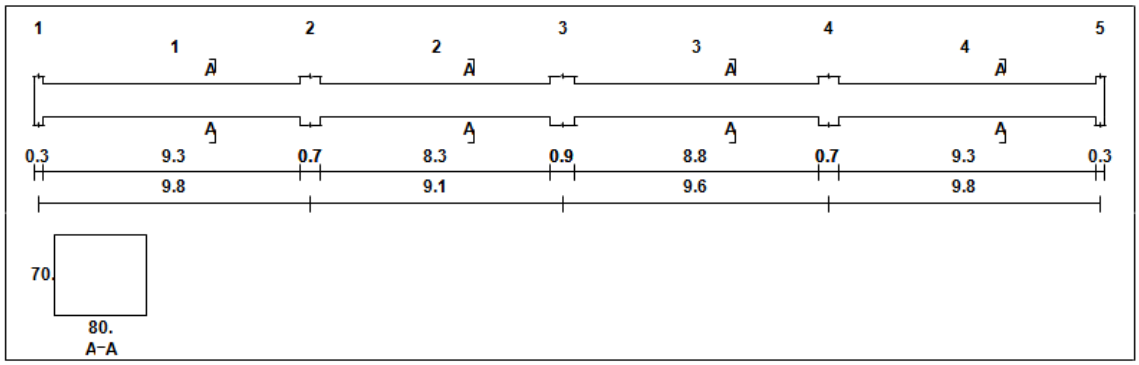


Fig (4-27) :geometry of B021.

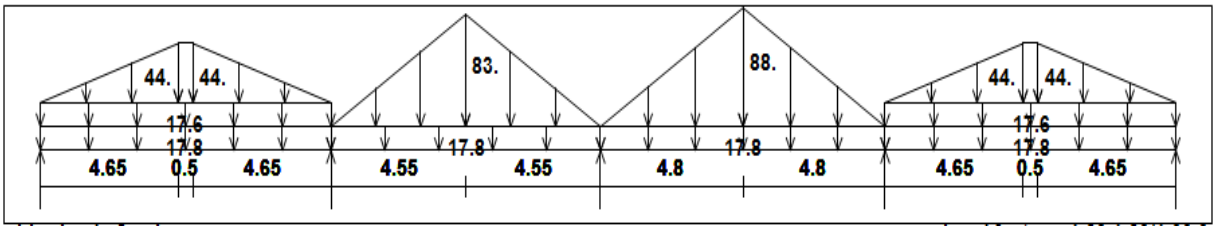


Fig (4-28) :dead load for B021.

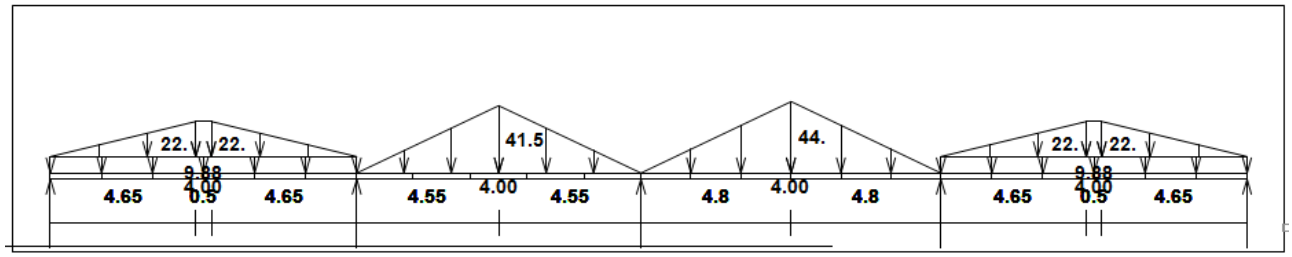
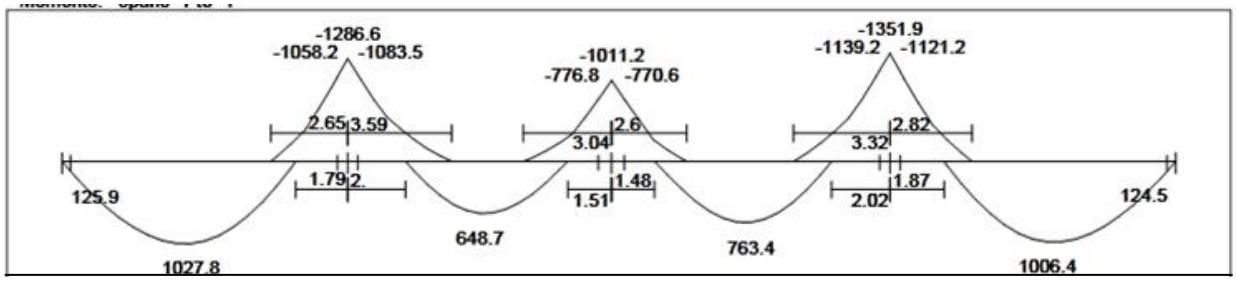


Fig (4-29) :live load for B021.



. Fig (4-30) :moment diagram of B021.

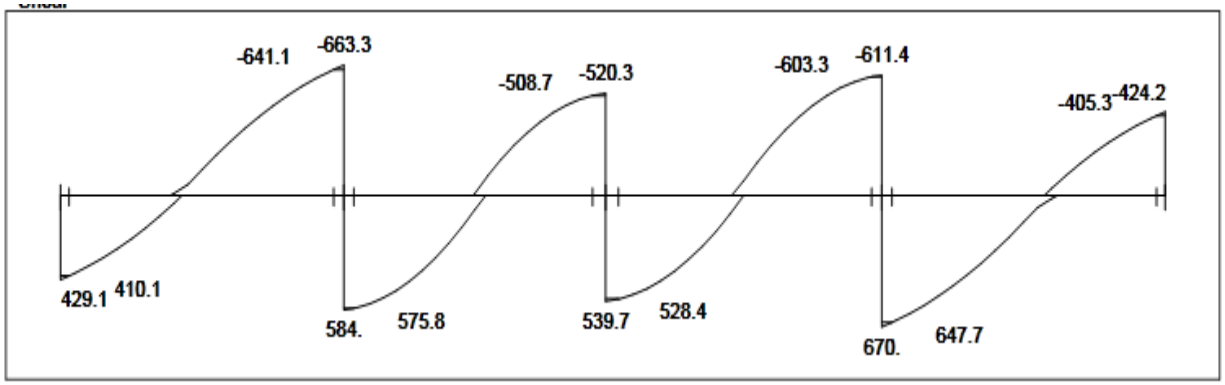


Fig (4-31) :Shear diagram of B021.

4.8.2 Check whether the section will be act as singly or doubly reinforcement section:

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$ = $700 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 637.5\ mm.$

c $= \frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7} \times 637.5 = 273.2$ mm.

a= β_1. c = 0.85 × 273.2= 232.2 mm.

$M_{n,\ max}$ = 0.85× fc' × a × b × (d - $\frac{a}{2}$)= 0.85 × 24 × 232.2 ×800(637.5- $\frac{232.2}{2}$)

$M_{n,max}$ = 1975.8 KN.m .

ø = 0.82 , ø $M_{n,\ max}$ = 1620 KN.m > M_u= 1139.2 KN.m.

Design the section as singly reinforcement section.

4.8.3 Flexure design:

4.8.3.1 Design for positive moment:

For M_u =+1027.8 KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$

$Rn = \frac{1027.8 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 637.5^2} = 3.51\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$

$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 3.51}{420}}\right) = 0.00935$

A_s = ρ.b.d =$0.00935 \times 800 \times 637.5 = 4709.95\ mm2$

$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\ b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 637.5 = 1487.2 mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 637.5 = 1700\ mm^2$

Let use ϕ25,with A_s=490.9 mm^2 ⟶ $n = \frac{4709.95}{490.9} = 10\ bars, with\ A_s = 4909mm^2$.

Check for placement of bas :

S=$\frac{800-40\times2-10\times2-10\times25}{9} = 50mm > 25mm$ ok

Check for the strain:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{4909\times420}{0.85\times800\times24} = 126.3mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{126.3}{0.85} = 148.63mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{637.5-148.63}{148.63}\right) = 0.009 > 0.005$ $0k$

Ø=0.9,

Ø $M_n = \emptyset A_{s.f_y}\left(d-\frac{a}{2}\right) = 0.9\times4909\times420\left(637.5-\frac{126.3}{2}\right) = 1065.8\ KN > M_u$

For M_u =+648.7 KN. m

R_n =2.22 Mpa.

ρ = 0.0056

A_s =2856.72 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi25} = \frac{2856.72}{490.9} = 6\phi25\ with\ As\ = 2945.4\ mm2$

check for placement :

S = 110mm > 25 mm ok

Check for strain :

a = 75.8 mm , c =89.2 mm.

ε_s = 0.018 > 0.005 ok ,

ø=0.9

ø M_n = 667.6 KN.m > M_u .

For M_u = +763.4 KN. m

R_n =2.61 Mpa.

ρ = 0.0067

A_s =3401.53 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 25} = \frac{3401.53}{490.9} = 7\phi 25 \ with \ As \ = 3436.3 \ mm2$

check for placement :

S = 87.5mm > 25 mm ok

Check for strain :

a = 88.4 mm , c =104.4 mm.

ε_s = 0.0153 > 0.005 ok ,

ø=0.9

ø M_n = 771.23 KN.m > M_u .

For M_u =+1006.4 KN. m

R_n =3.44 Mpa.

ρ = 0.009

A_s =4604.31 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 25} = \frac{4604.31}{490.9} = 10\phi 25 \ with \ As \ = 4909 \ mm2$

check for placement :

S =50mm > 25 mm ok

Check for strain :

ε_s = 0.009 > 0.005 ok ,

ø=0.9

ø M_n = 1065.8 KN.m > M_u

4.8.3.2 Design for negative moment:

For M_u = -1083.5 KN. m

R_n =3.7 Mpa.

ρ = 0.0098

A_s =4996.9 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 25} = \frac{4996.9}{490.9} = 11\phi 25 \ with$ As $= 5399.9$ mm2

check for placement :

S = 42.5mm > 25 mm ok

Check for strain :

a = 139 mm , c =163.5 mm.

ε_s = 0.0087 > 0.005 ok ,

ø=0.9

ø M_n = 1159.4 KN.m > M_u .

For M_u = -1139.2 KN. m.

Use 11ϕ25 with ø M_n = 1159.4 KN.m > M_u .

For M_u = -776.8 $KN.m$.

Use 8ϕ25 with ø M_n = 871.3 KN.m > M_u .

4.8.4 Design the beam for shear:

$V_{u,max}$ = 647.7 KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$ = $700 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 637.5\ mm.$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 637.5 \times 10^{-3} = 416.4\ KN$

4.8.4.1 Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{647.7}{0.75} - 416.4 = 447.2\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 800 \times 637.5 \times 10^{-3} = 1665.7\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

4.8.4.2 Check for the case of shear:

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b.d \quad OR = \frac{1}{3}\ b.d \quad which\ is\ larger.$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times\ 800 \times 637.5 \times 10^{-3} = 156.2\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 800 \times 637.5 \times 10^{-3} = 170 \quad cont.$

$\emptyset(V_{smin} + V_c) = 0.75(416.4 + 170) = 439.8$ KN.

$V_u > \emptyset(V_{smin} + V_c)$ NOT case(III).

$V_s' = 2V_c = 2 \times 416.4 = 832.8\ KN$

$V_{s,min} = 170 < V_s = 447.2 < V_s' = 832.8KN$ case (IV) for shear design.

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{637.5}{2} = 318.75$ mm OR $S_{max} \leq 600mm$

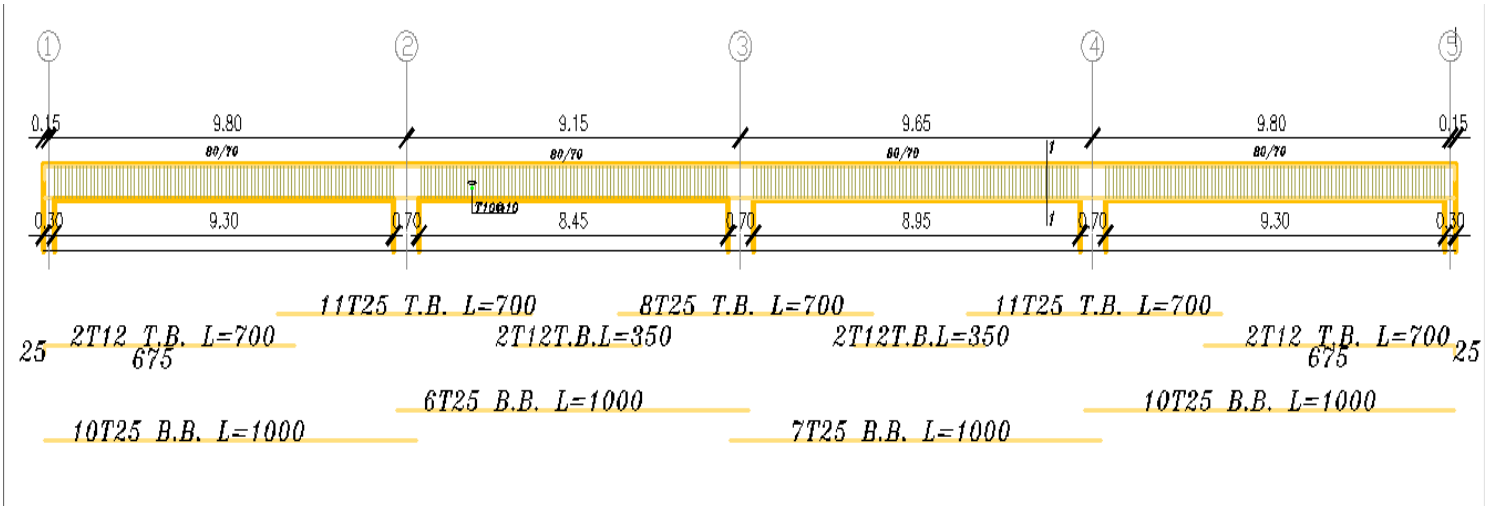
$S_{max} = 318.75$ mm cont.

By using ϕ 10 double legs stirrups, $A_v = 157.1\ mm^2$

$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{157.1 \times 420 \times 637.5}{447.2 \times 1000} = 99.6\ mm$

Use 2 leg ϕ10 @100mm

For all spans 2 leg ϕ10 @100mm will be used for stirrups.



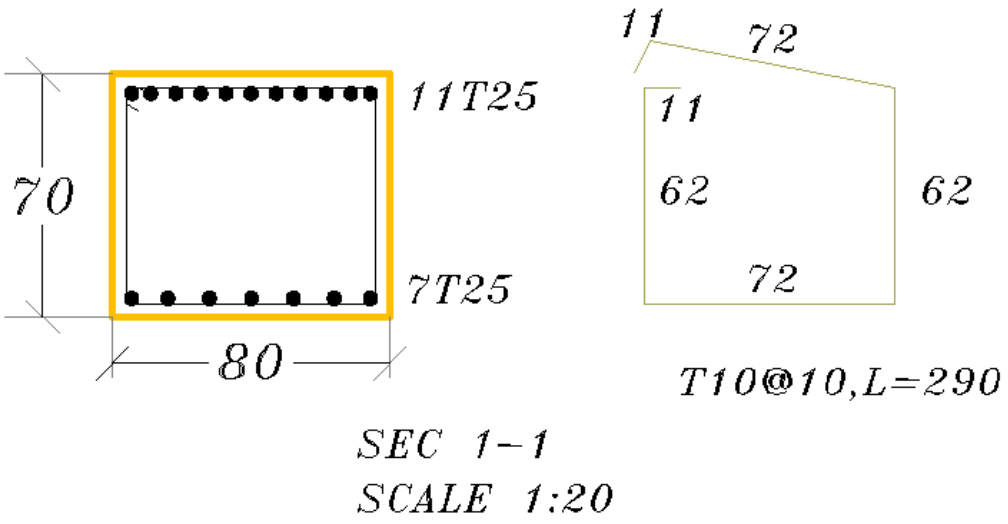


Fig (4-32): detail of B021.

4.9 Design of Prestressed Concrete Beam:

Beam (B141) in 1st Floor of the Medical College.

$fci' = 29\ MPa$

$fci = 41\ MPa$

$fy = 420\ MPa$

$fpu = 1860\ MPa$

$fpe = 1066\ MPa$

$fci = 0.6 * fci' = 0.6 * 29 = -17.4$

$fti = \frac{3}{12} * \sqrt{fci'} = \frac{3}{12} * \sqrt{29} = 1.35$

$fcs = 0.6 * fc' = 0.6 * 41 = -24.6$

$fts = \frac{7.5}{12} * \sqrt{fc'} = \frac{7.5}{12} * \sqrt{41} = 4$

4.9.1 Section Properties:

The beam is Simply supported with span length L = 20m .

The beam is rectangular (60*140) cm with the following section properties :

b = 600 mm

h = 1400 mm

$Ac = b * h = 600 * 1400 = 840 * 10^3 mm^2$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{600 * 1400^2}{6} = 196 * 10^6 mm^3$$

$$C = \frac{h}{2} = \frac{1400}{2} = 700\ mm$$

$$r^2 = (0.3 * h)^2 = (0.3 * 1400)^2 = 176.4 * 10^3 mm^2$$

$$w_\circ = \gamma * b * h = 25 * 0.6 * 1.4 = 21\ KN/m$$

$$M_\circ = \frac{(\mathrm{w} * \mathrm{L}^2)}{8} = \frac{21 * 20^2}{8} = 1050\ \mathrm{KN.m}$$

$$fcci = fti - \frac{C}{h} * (fti - fci)$$

$$fcci = 1.35 - \frac{700}{1400} * (1.35 + 17.4)$$

$$fcci = -8.025$$

$$Pi = fcci * Ac = 8.025 * 840 = 6741\ KN$$

$$e\ mid = (fti - fcci) * \frac{S}{Pi} + \frac{M_\circ}{Pi} = (1.35 + 8.025) * \frac{196}{6741} + \frac{1050}{6741}$$

$$e\ mid = 430\ mm$$

$$e\ end = -fcci * \frac{S}{Pi} = 8.025 * \frac{196}{6741}$$

$$e\ end = 235\ mm$$

4.9.2 Check Allowable Stresses:

a. Stage Pi alone (e end = 235 mm) :

$$f1 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e * C}{r^2}\right)$$

$$f1 = \frac{-6741}{840} * \left(1 - \frac{235 * 700}{176.4 * 10^3}\right) = -0.54$$

$$f2 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 + \frac{e * C}{r^2}\right)$$

$$f2 = \frac{-6741}{840} * \left(1 + \frac{235 * 700}{176.4 * 10^3}\right) = -15.5$$

$$0.7 * fci' = -0.7 * 29 = 20.3 > 15.5$$

$$\frac{6}{12} * \sqrt{fci'} = \frac{6}{12} * \sqrt{29} = 2.69 > 0.54$$

b. Stage Pi + $M_\circ$ at Beam Center (e mid = 430 mm):

$$f1 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e * C}{r^2}\right) - \frac{M_\circ}{S}$$

$$f1 = \frac{-6741}{840} * \left(1 - \frac{430 * 700}{176.4 * 10^3}\right) - \frac{1050}{196} = 5.67 - 5.36 = 0.31$$

$$f2 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 + \frac{e * C}{r^2}\right) + \frac{M_\circ}{S}$$

$$f2 = \frac{-6741}{840} * \left(1 + \frac{430 * 700}{176.4 * 10^3}\right) + \frac{1050}{196} = -21.72 + 5.36 = -16.36$$

$$0.6 * fci' = -0.6 * 29 = -17.4 > 16.36$$

$$\frac{3}{12} * \sqrt{fci'} = \frac{3}{12} * \sqrt{29} = 1.35 > 0.31$$

c. Stage Pi + Mtot **at Beam Center (e mid = 430 mm):**

$$f1 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e * C}{r^2}\right) * R - \frac{M_\circ}{S} - \frac{M_{tot}}{S}$$

$$f1 = \frac{-6741}{840} * \left(1 - \frac{430 * 700}{176.4 * 10^3}\right) * 0.95 - \frac{1050}{196} - \frac{3600}{196}$$

$$f1 = 5.4 - 5.36 - 17.35 = -18.33$$

$$f2 = \frac{-Pi}{Ac} * \left(1 + \frac{e * C}{r^2}\right) * R + \frac{M_\circ}{S} + \frac{M\ tot}{S}$$

$$f2 = \frac{-6741}{840} * \left(1 + \frac{430 * 700}{176.4 * 10^3}\right) * 0.95 + \frac{1050}{196} + \frac{3600}{196}$$

$$f2 = -20.6 + 5.36 + 18.4 = 3.16$$

$$0.45 * fc' = -0.45 * 41 = -18.45 > 18.33$$

$$\frac{12}{12} * \sqrt{fc'} = \frac{12}{12} * \sqrt{41} = 6.4 > 3.16$$

4.9.3 Check The Design Strength:

Use 30 Tendons with 10ϕ14

$$Aps = 30 * 98.7 = 2961\ mm^2$$

$$As = 10 * 153.9 = 1539\ mm^2$$

$$dp = C + emid = 700 + 430 = 1130mm$$

$$d = 1400 - 40 - 10 - \frac{14}{2} = 1343mm$$

$$0.5 * fpu = 0.5 * 1860 = 930\ MPa$$

$$fpe = 1066\ MPa > 930$$

The approximate ACI Equation can be used for determining fps.

$$fps = fpu * \left[1 - \frac{\gamma b}{\beta 1} * \left(\rho p * \frac{fpu}{fc'} + \frac{d}{dp} * (\omega - \omega')\right)\right]$$

$$\rho p = \frac{Aps}{b * dp} = \frac{2961}{600 * 1130} = 0.0044$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \frac{1539}{600 * 1343} = 0.00191$$

$$\frac{\rho}{\rho p} = \frac{0.00191}{0.0044} = 0.434 < 0.75$$

$$\frac{fpy}{fpu} = \frac{1676}{1860} = 0.90 \rightarrow\rightarrow\rightarrow \gamma p = 0.28$$

$$\beta 1 = 0.85 - 0.007 * (fc' - 28) = 0.85 - 0.007 * (41 - 28) = 0.76$$

$$\omega = \rho * \frac{fy}{fc'} = 0.00191 * \frac{420}{41} = 0.019566$$

$$\omega' = 0$$

$$fps = 1860 * \left[1 - \frac{0.28}{0.76} * \left(0.0044 * \frac{1860}{41} + \frac{1343}{1130} * (0.019566 - 0)\right)\right]$$

$$fps = 1707.3\ MPa$$

$$C = T$$

$$0.85 * fc' * a * b = Aps * fps + As * fy$$

$$0.85 * 41 * a * 600 = 2961 * 1707.3 + 1539 * 420$$

$$a = 272.7\ mm$$

$$Mn = 1539 * 420 * (1343 - 1130) + 0.85 * 41 * 600 * 272.7 * \left(1130 - \frac{272.7}{2}\right)$$

$Mn = 138 + 5666 = 5804\ KN.m$

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{272.7}{0.76} = 358.8\ mm$

$\varepsilon s = 0.003 * \frac{dp - c}{c} = 0.003 * \frac{1130 - 358.8}{358.8} = 0.0065 > 0.005$

$\rightarrow\rightarrow\rightarrow \varphi = 0.90$

$\varphi Mn = 0.90 * 5804 = 5223.6\ KN.m > Mu = 5000 KN.m \rightarrow\rightarrow\rightarrow O.K$

4.9.4 Design for Shear reinforcement:

For shear design , take the critical section at h/2 from the face of support (ACI 11.1.3.2) .

$\frac{h}{2} = \frac{1400}{2} = 700\ mm\ \ from\ face\ of\ support$

$x\ = \frac{h}{2} + \frac{support\ width}{2} = 700 + \frac{600}{2} = 1000\ mm\ \ from\ center\ of\ support$

$w = 94.4\ KN/m$

$Vu_d = \mathrm{R} - (\mathrm{w} * \mathrm{x}) = 944 - (94.4 * 1) = 849.6\ \mathrm{KN}$

$Mu_d = R * x - w * \frac{x^2}{2} = 944 * 1 - 94.4 * \frac{1^2}{2} = 896.8\ \mathrm{KN.\ m}$

$0.4 * fpu = 0.4 * 1860 = 74\ MPa < fpe = 1066\ MPa \rightarrow Use\ ACI\ altenate\ method$

$$e_d = e\ end + \frac{e\ end - e\ mid}{\frac{L}{2}} * 0.7 = 235 + \frac{430 - 235}{\frac{20}{2}} * 0.7 = 248.65\ mm$$

$$dp = C + e_d = 700 + 248.65 = 948.65\ mm > 0.8 * h = 0.8 * 1400 = 1120mm$$

$$\rightarrow Use\ dp = 1120mm\ at\ the\ critical\ section\ .$$

$$min.V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * dp = \frac{1}{6} * \sqrt{41} * 600 * 1120 = 717.15KN$$

$$max.V_c = \frac{5}{12} * \sqrt{fc'} * b * dp = \frac{5}{12} * \sqrt{41} * 600 * 1120 = 1792.875\ KN$$

$$\frac{Vu * dp}{Mu} * 10^{-3} = \frac{849.6 * 1149.5}{896.8} * 10^{-3} = 1.089 > 1.0 \rightarrow\rightarrow\rightarrow Take\ it = 1.0$$

$$Vc = \left[\frac{1}{20} * \sqrt{fc'} + 5 * \frac{V_u * d_p}{Mu}\right] * b_w * d_p$$

$$Vc = \left[\frac{1}{20} * \sqrt{41} + 5 * 1.0\right] * 600 * 1149.5 = 3669.3\ KN > max.Vc = 1792.875$$

$$\rightarrow Take\ Vc = 1792.875\ KN$$

$$\varphi Vc = 0.75 * 1792.875 = 1344.66\ KN$$

$$\frac{1}{2}\varphi Vc = \frac{1}{2} * 1344.66 = 672.33KN$$

$$\varphi Vc > Vu > \frac{1}{2}\varphi Vc$$

$$1344.66 > 849.6 > 672.33$$

Item п $\rightarrow\rightarrow\rightarrow$ min. shear reinforcement is required .

$$\frac{Av_{min}}{S} \geq \frac{1}{3} * \frac{bw}{fy} = \frac{1}{3} * \frac{600}{420} = 0.476$$

$$\geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{fc'}}{fy} * bw = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{41}}{420} * 600 = 0.572 \rightarrow\rightarrow\rightarrow Conrol$$

$$\geq \frac{Aps * fpu}{80 * fy * dp} * \sqrt{\frac{dp}{bw}} = \frac{2961 * 1860}{80 * 420 * 1120} * \sqrt{\frac{1120}{600}} = 0.20$$

$By\ using\ \emptyset 10\ with\ As = 2 * 78.5 = 157\ mm^2$

$$\frac{Av_{miin}}{S} = \frac{157}{S} = 0.572 \rightarrow\rightarrow\rightarrow S = 250\ mm$$

$\rightarrow Use\ \emptyset 10@25\ cm\ as\ shear\ reinforcement\ .$

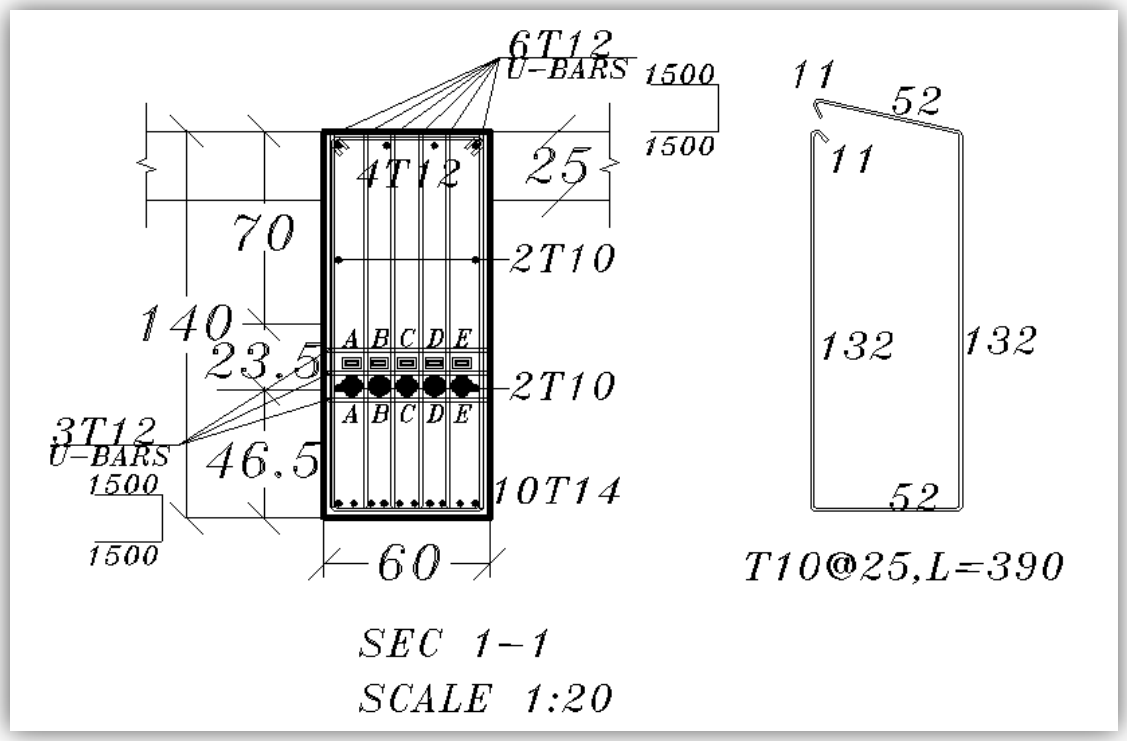


Fig (4- 33):cross section at mid span.

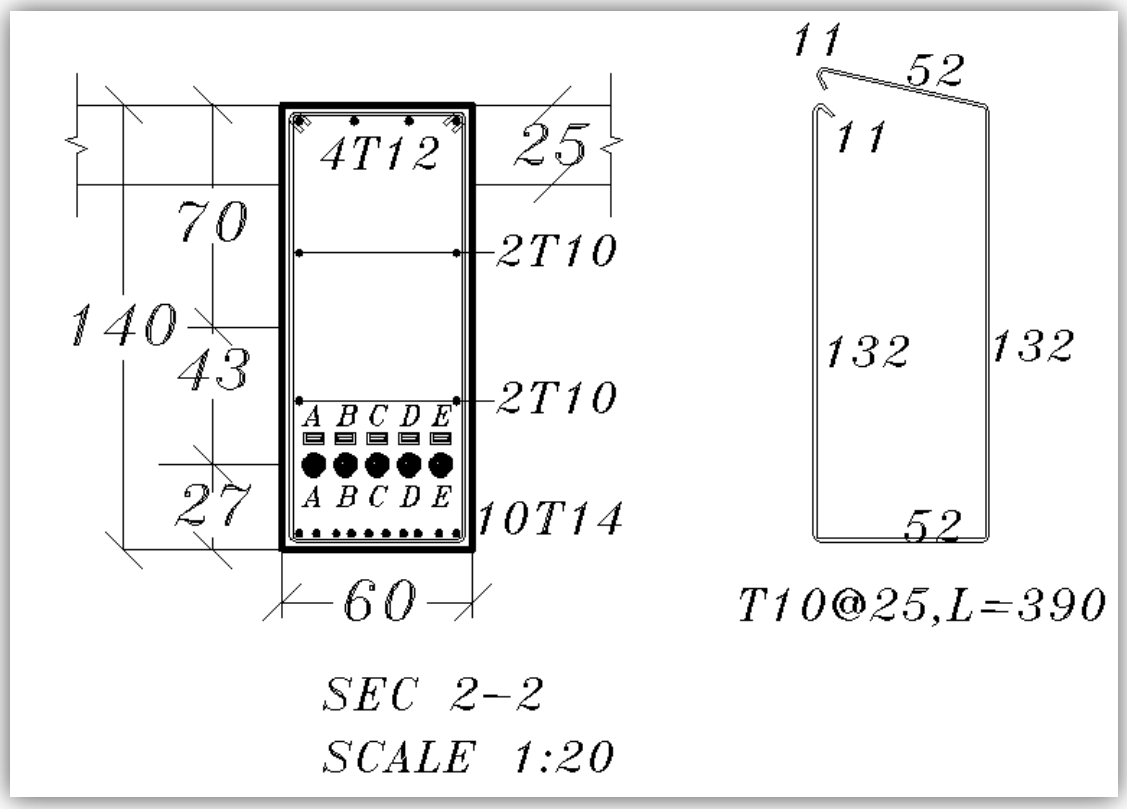


Fig (4-34):cross section at the end of span.

4.10 Design of Short Column:

Column (C0177) in the Ground Floor of the Medical College.

4.10.1 Load Calculation:

P_u = 9500 KN .

$\phi P_n = P_u$ (ø=0.65 for tied column) .

Let ρ =0.025

A_s =0.025 A_g

$\phi P_{n,max} = \phi 0.8\left[0.85f_c'\left(A_g - A_s\right) + A_s f_y\right] = 0.65 \times 0.8\left[0.85 \times 24\left(A_g - 0.025A_g\right) + 0.025 \times 420Ag\right.$

$9500 \times 10^3 = 15.8A_g$

$A_{g,req}$ = 601159.3 mm^2.

$A_g = a^2$,a = 775.3 mm

Take a =800 mm , A_g = 640000 mm^2 > $A_{g,req}$ ok .

4.10.2 Check Slenderness Effect:

In both direction:

$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \times \frac{M1}{M2}$ $\boldsymbol{ACI(10.12.2)}$

L_u : Actual Unsupported Length .

r: Radius Of Gyration = 0.3×h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

K = 1.0, According to **ACI 318-08 (10.12.2)** the effective length factor (K) shall be permitted to be taken as 1.0

L_u = 4.80 – 0.7 = 4.1 m.

$\frac{M_1}{M_2} = 1.0$

$r = 0.3 \times 0.8 = 0.24$

$\frac{1.0 \times 4.1}{0.24} \leq 34 - 12 \times 1.0$

$17.1 < 22$, short column in both directions .

4.10.3 Select the longitudinal bars:

ϕ $P_{n,max}$ =$0.65 \times 0.8[0.85 \times 24(640000 - A_s) + \times 420A_s]$

$A_{s,req}$ = 13046 mm^2 , try ϕ25 with A_s =490.9 mm^2

Use 28 ϕ25 with A_s =13745.2 mm^2 > $A_{s,req}$ ok

$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{13745.2}{640000} = 0.0215$

4.10.4 Design for ties:

use ties ϕ10 with spacing shall not exceed the smallest of :

- $48 \times d_s = 48 \times 10 = 480\ mm$.
- $16 \times d_b$= 16× 25 = 400 mm. Cont.
- The least dim. Of the column = 800 mm.

Use ϕ10 @300 mm.

4.10.5 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{800-40\times2-10\times2-25\times8}{7} = 71.5mm$

  71.5 mm > 40mm

  >1.5 d_b = 37.5 mm . ok
- gross reinforcement ratio = 0.0215 , 0.01 < 0.0215 <0.08 ok

- NO of bars = 28 > 4 bars for square columns.
- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

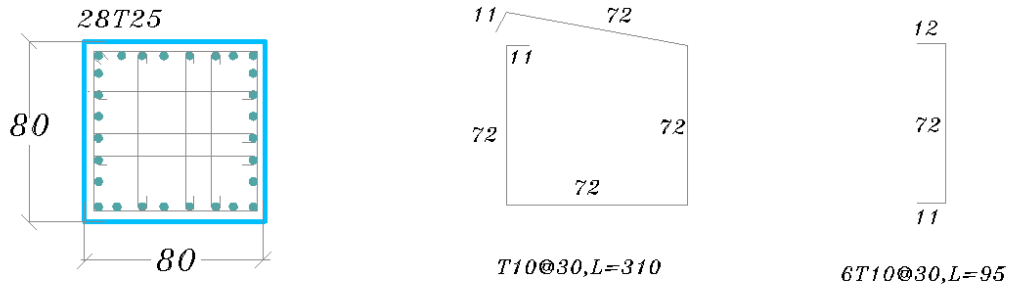


Fig (4-35):C0177 detail

4.11 Design of punching (two way shear) at interior column in flat plate

For column C1177

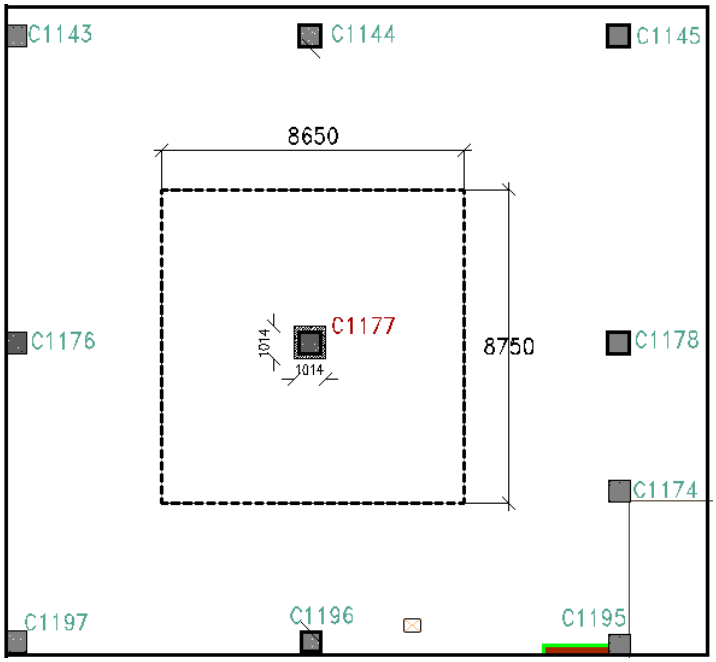


Fig (4- 36): C1177.

Column section is 700×700

h_{slab} = 350mm.

Flexure reinforcement of the slab is ϕ16.

4.11.1 Load calculations:

Dead load of the slab :

material	γ.Δ	Load (KN/m$^{2)}$
Tile	0.03 ×23	0.69
Mortar	0.03×22	0.66
Sand	0.07×17	1.19
Partitions	——	2.3
Self weight	0.35×25	8.75
∑		13.59

Live load = 5 $\frac{KN}{m^2}$

$d_{avg} = h_{slab} - cover - d_b = 350 - 20 - 16 = 314mm.$

The critical section for 2-way shear is at ($\frac{d}{2}$) from the face of the column.

$\frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157mm$.

The perimeter length of the critical section = $b_\circ$ = 4×1014 =4056mm.

The area enclosed within the critical section = 1.014^2 = 1.0282 m^2.

4.11.2 Compute the shear force acting on the critical section:

W_u= 1.2 D+ 1.6L =1.2 ×13.59+1.6×5 = 24.31$\frac{KN}{m^2}$.

The factored shear force on the critical section V_u =24.31(8.75×8.65 -1.0282) = 1815 KN

4.11.3 Compute øV$_c$:

$\mathcal{B}$= $\frac{700}{700} = 1.$

α= 40 , for interior column.

V_c is the smallest of :

- $\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\mathcal{B}}\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.5 \times \sqrt{f_c'}.b_o.d$
- $\frac{1}{12}\left(2+\frac{\alpha.d}{b_o}\right)\sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d = 0.4 \times \sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d$
- $\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d = 0.333 \times \sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d$ cont.

V_c =$0.3333\sqrt{24} \times 4056 \times 314 = 2079.8\ KN$

ø V_c =$0.75 \times 2079.8 = 1559.8\ KN.$

ø V_c < V_u ..... Shear reinforcement is required

Using shear studs as shear reinforcement.

For this V_c= $\frac{1}{4}\sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d = \frac{1}{4}\sqrt{24} \times 4056 \times 314 = 1559.8\ KN$

$V_s \geq V_n - V_c = \frac{V_u}{ø} - V_c = \frac{1815}{0.75} - 1559.8 = 860.2KN$

So $V_{s,req}$ = 860.2 KN.

- The max value of ø V_n allowed with headed shear studs is :

ø $V_{n,max}$ = $ø\frac{2}{3}\sqrt{f_c'}.b^{\circ}.d = 0.75 \times \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 4056 \times 314 = 3119.6KN > \frac{V_u}{ø} = \frac{1815}{0.75} = 2420\ KN$ $ok.$

4.11.4 design for headed shear studs

To determine the properties of shear studs reinforcement *the trial and error* process will be used.

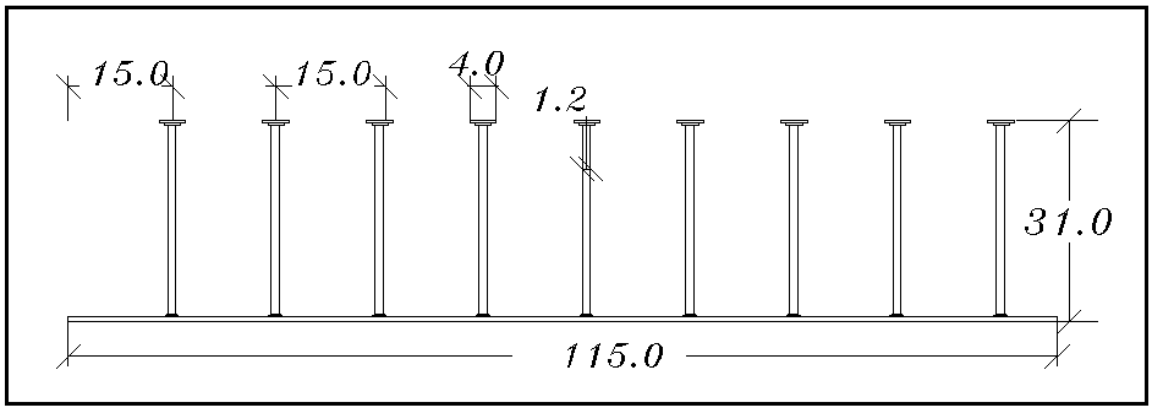


Fig (4-37): detail of stud rail.

Try a 12 stud rails ,each with nine 12mm diameter studs (A_b =113.1 mm^2) ,with 40 mm diameter head ,and $f_{yt} = 420\ Mpa$.

The spacing to the first set of shear studs ($s_\circ$) is to be taken $\leq \frac{d}{2} = 157\ mm$.

Take it = 150 mm.

The area provided by the inner row of shear studs is :

A_v =12×113.1 = 1357.2 mm^2

$V_s = \frac{Av f_{yt} d}{s} = \frac{1357.2 \times 420 \times 314}{150} = 1193.25\ KN\ \geq V_{s,req}$

The outer most studs at : 8×150 =1200 mm , from the face of the column.

And the outer critical section at 1200+ $\frac{d}{2}$ =1357 mm , from the face of column.

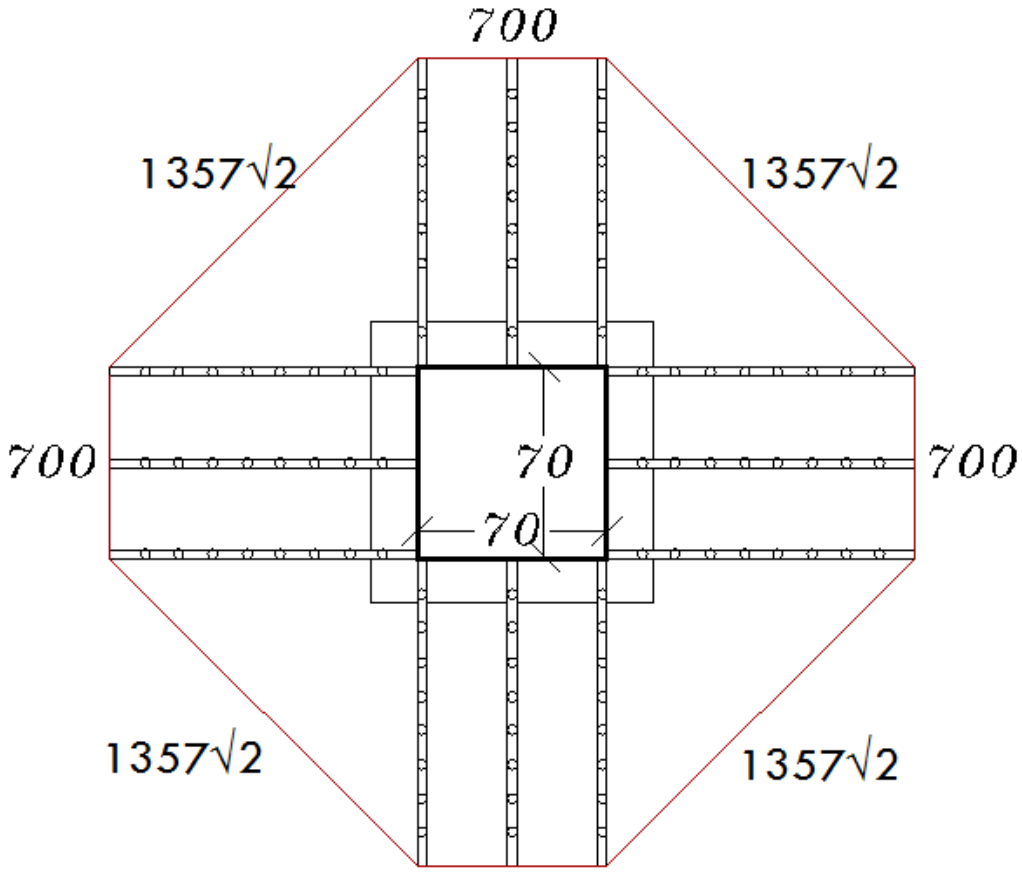


Fig (4-38): stud rails.

The perimeter of outer critical section = 4(700 +1357$\sqrt{2}$) = 10476.4 mm.

The area inside the outer perimeter = 4(0.5 ×1357×1357) +4(700×1357) +(700×700)

= 8 m^2.

Now check the shear stresses at the outer critical section :

$V_u = 24.31(8.75 \times 8.65 - 8) = 1645.5$ KN

ø V_c =$0.75 \times \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 10476.4 \times 314 = 4028.9\ KN$

ø $V_c > V_u$ ..... the assumption is correct.

4.12 Design of long column (C0305):

P_u = 6000 KN

D_u = 3880 KN

L_u = 2120 KN

4.12.1 Check the slenderness effect:

(non sway system)

$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ $ACI(10.12.2)$

r = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.6 = 0.18$

L_u = 4.8 – 0.7 =4.1m

$\frac{kL_u}{r} = \frac{1\times4.1}{0.18} = 22.8 > 34 - 12 = 22$

So the column is long at x and y directions.

4.12.2 Calculate e_{min} ,M_{min}:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×600 =33mm.

M_{min}= P_u × e_{min}=6000×0.033 =198 KN.m

E_c =4700$\sqrt{f_c'}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

I_g = $\frac{b.h^3}{12}$ = 1.08 ×10^{10} mm^4.

β_{dns} = $\frac{D_u}{P_u}$ = $\frac{3880}{6000}$ =0.65 <1.

$$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times10.8}{1.65} = 60284.16\ KN.m^2$$

4.12.3 Determine of Euler buckling load:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2\times60284.16}{(4.1)^2} = 35394.46\ KN$$

4.12.4 Calculate the moment magnifier factor:

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{6000}{0.75\times35394.46}} = 1.3 > 1$$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns}\, e_{min} = 1.3 \times 33 = 42.9 \approx 43mm$

$M = \delta_{ns}\, M_{min} = 1.3 \times 198 = 257.4$ KN.m

From the interaction diagram constructed in **PCA _ COLUMN program**: ρ= 0.0308

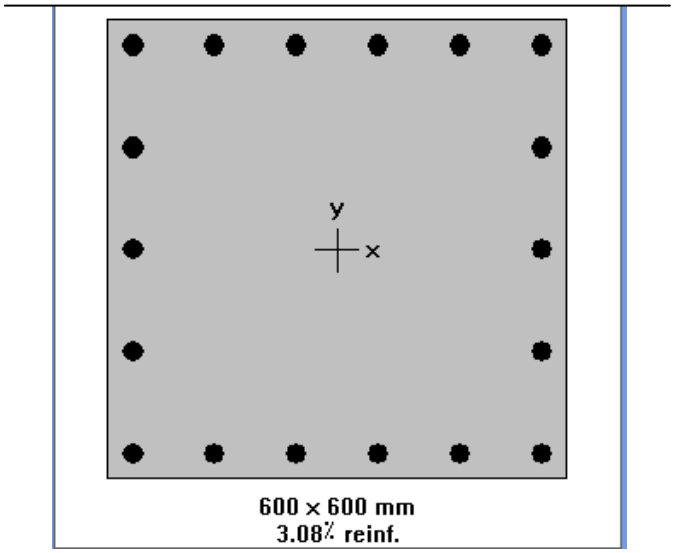


Fig (4-39):the results from PCA_COLUMN program.

4.12.5 Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho \times A_g = 0.0308 \times (600)^2 = 11088\ mm^2$

$n_{\phi 28} = \frac{11088}{615.8} = 18\phi 28$

Use $18\phi 28$

4.12.6 Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16\times d_b = 16\times 28 = 448$ mm cont.
- $48\times d_s = 48 \times 10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 600 mm

Use $\phi 10@300$mm.

4.12.7 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{600-40\times 2-10\times 2-6\times 28}{5} = 66.4mm$

  71.5 mm > 40mm

  $>1.5\ d_b = 42$ mm . ok
- gross reinforcement ratio = 0.0308 , 0.01 < 0.0308 <0.08 ok
- NO of bars = 18 > 4 bars for square columns.
- min ties diameter : $\phi 10$ for $\phi 32$ longitudinal bars and smaller.

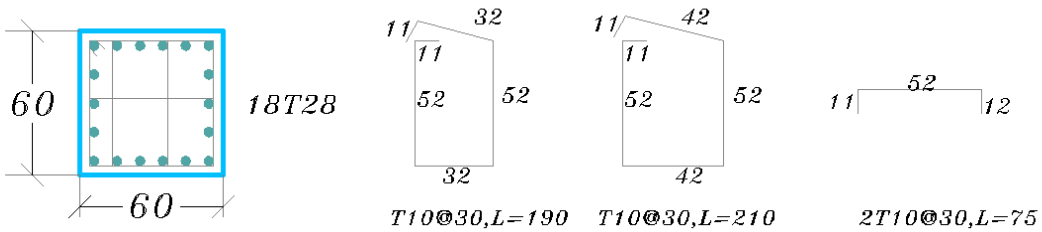
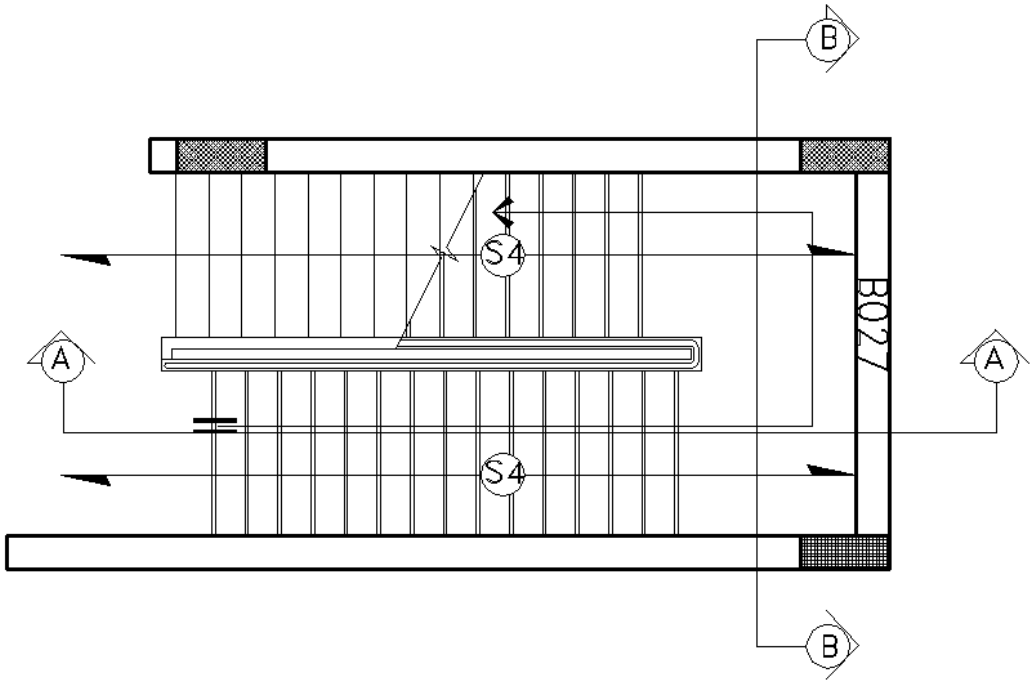


Fig (4-40): C0305 detail

4.13 Design of stair(No 4) :



Fig(4-41) stair plan

4.13.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

L = (1+4.65+1.75) = 7.4 m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 7.4 / 20 = 0.3665 m = 36.65 cm.

In the case presented here, where the slab end is cast with the supporting beams and additional negative reinforcement is provided, minimum thickness can be assumed to be:

h_{req}= L/28 .

h_{req} = (7.40/28) = 0.264 m. = 26.4 cm

Take h = 30 cm.

For Landing:

L = 3.6 m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 3.6 / 20 = 0.18 cm.

Use h= 30 cm.

4.13.2 Load Calculations:

The stair slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{150}{300}\right) = 26.56.$

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 23\left(\frac{0.15 + 0.35}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.15KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.15 + 0.3}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 0.99KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.15 * 0.30}{2}\right) * 1 = 1.875KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25 * 0.3 * 1}{\cos 26.56}\right) = 8.38KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.03 * 1}{\cos 26.56}\right) = 0.738KN/m$$

Total Dead Load = 13.133 KN/m.

Live Load = 5× 1 = 5 KN/m.

Total Dead Load For Flight = 1.2×13.133 + 1.6×5 = 23.76 KN/m.

For Landing :

Dead Load For Landing:

Tiles = 23×0.03×1 = 0.69KN/m

Mortar = 22×0.03×1 =0.66KN/m

Slab = 25×0.30×1= 7.5KN/m

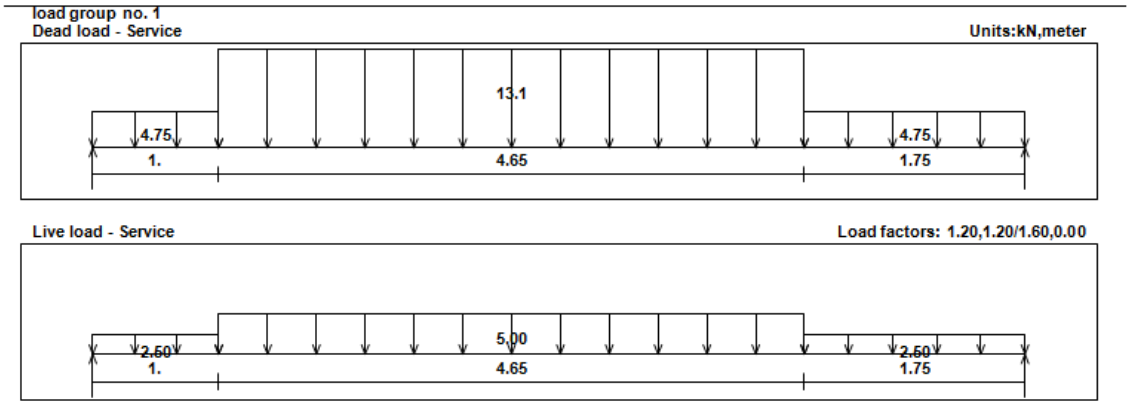
Plaster = 22*0.03*1= 0.66 KN/m

Total dead load for landing = 9.51 KN/m.

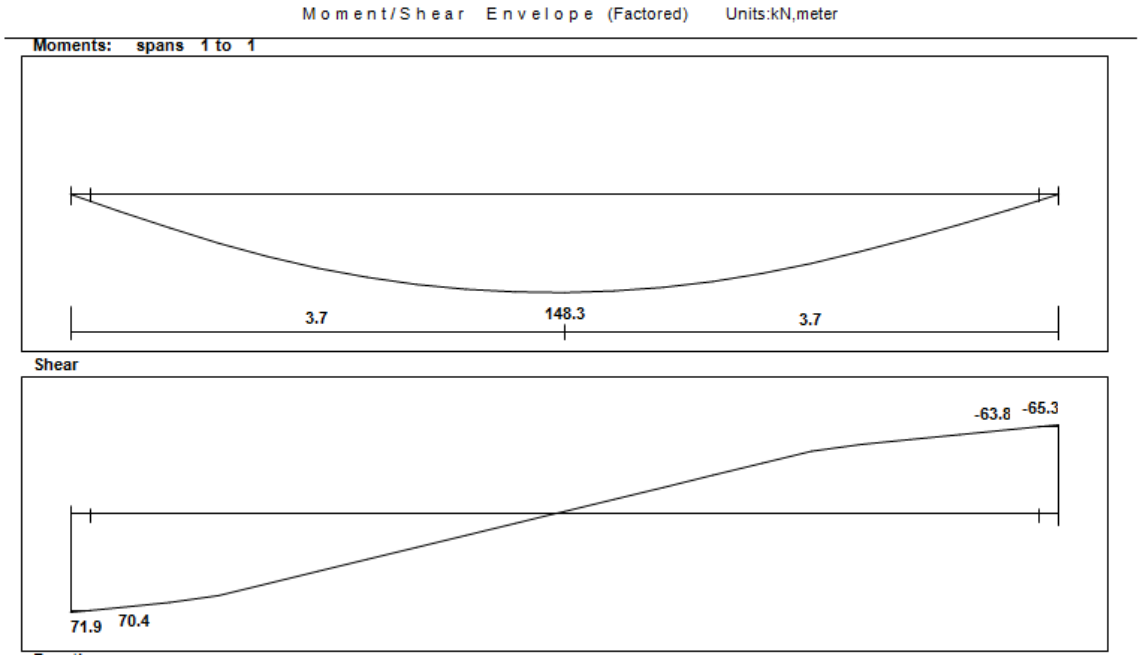
Live Load = 5×1 = 5 KN /m.

Total Dead Load For landing = 1.2×9.51 + 1.6×5 = 19.41 KN/m.

By using ATIR program use b = 100 cm.



Fig(4-42) Loads on Flight.



Fig(4-43)Moment and Shear on Flight.

4.13.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø 14 for main reinforcement:

So, d =300 – 20 - (14/2) = 273 mm..

- Vu = 71.88 KN .
- $\phi Vc = \dfrac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 273 * 10^{-3}}{6} = 167.2KN$
- Vu = 71.88 KN < Ø.Vc = 167.2 KN. .

Depth of flight is ok. Since, there is no shear Reinforcement .

4.13.4 Design of Bending Moment for Flight:

Mu =148.3 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 148.3/ 0.9 = 164.78 KN.m .

Assume bar diameter 14 for main reinforcement.

d = 300 – 20 – (14/2) = 273 mm.

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

$$R_n = \frac{164.78 * 10^6}{1000 * (273)^2} = 2.21 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.21}{420}}\right) = 0.00558$$

As req = $0.00558 \times 1000 \times 273 = 1524$ mm$^{2\cdots}$……..control

$A_s$min=$0.0018 \times 1000 \times 300 = 540$ mm^2

S=153.9/1524=0.10m.

Use 10 Φ 14 /m OR use Φ14 @ 10 cm.

- **Check for spacing:**

3h=3×300=900 mm.

S=450.

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$…… control.

Use 1Φ 14@ 10 cm.

- **Secondary Reinforcement:**

For shrinkage & Tempreture As provide equal :

As min = 0.0018 × B × h = 0.0018×1000×300 = 540 mm^2

Use 4 Φ14 /m or 1 Φ 14 @ 25 cm.

- **Check for strain:**

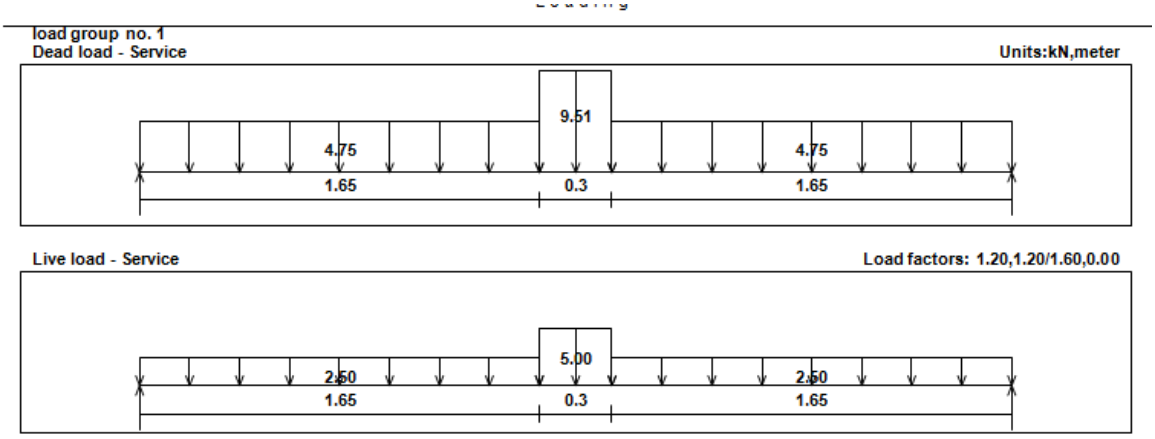
Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$1524 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 31.38mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.38}{0.85} = 36.9mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{273 - 36.9}{36.9} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005 \longrightarrow ok$$

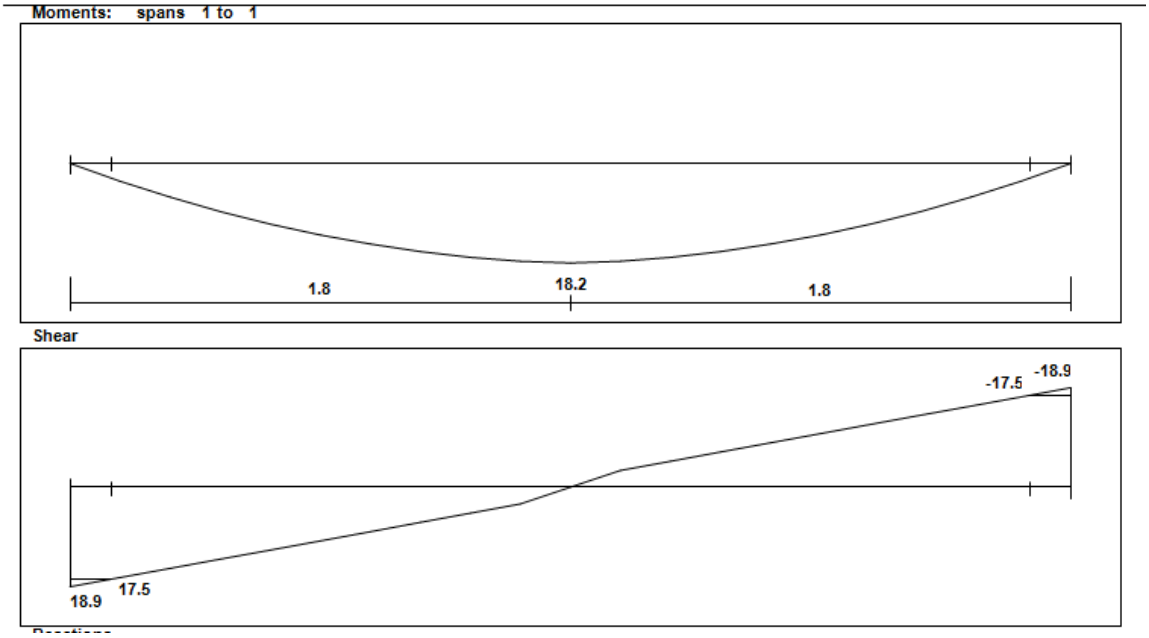
4.13.5 Design of landing:

same thickness =30 cm.

Total Dead Load For Flight = 1.2×9.51 + 1.6×5 = 19.41 KN/m.



Fig(4-44) Loads on Landing.



Fig(4-45) Moment and Shear Diagram.

4.13.6 Design of Shear for Landing:

- Vu = 18.92 KN.

- $\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 273 * 10^{-3}}{6} = 167.2$ KN
- Vu = 18.92 KN < Ø.Vc = 167.2 KN.

Depth of flight is ok. Since, there is no shear Reinforcement

4.13.7 Design of bending moment for landing:

Mu = 18.22 KN.m.

Mn req = 18.22 / 0.9 = 20.25 KN.m.

Assume diameter bar 14 for main reinforcement . because the bar in the landing will be placed on the top of the main reinforcement .

d= 300 – 20 – 14 – (14/2) = 259 mm.

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

$$Rn = \frac{20.25 * 10^6}{1000 * (259)^2} = 0.30MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.30}{420}}\right) = 0.00072$$

As req = $0.00072 \times 1000 \times 273$= 186.38 $mm^{2.}$

As min = $0.0018 \times 1000 \times 300$ =540 mm^2… control

As < As min ..

Use 4 Φ14 /m or 1 Φ 14 @ 25 cm.

- **Check for spacing:**

3h=3*300=900mm

S=450

$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$

$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$…… control .

Use 1Φ 14@ 25 cm.

- **Secondary Reinforcement :**

For shrinkage & Tempreture As provide equal :

As min = 0.0018 × B × h = 0.0018×1000×300 = 540 mm^2

Use 4 Φ14 /m or 1 Φ 14 @ 25 cm.

- **Check for strain:**

Tension = Compression

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

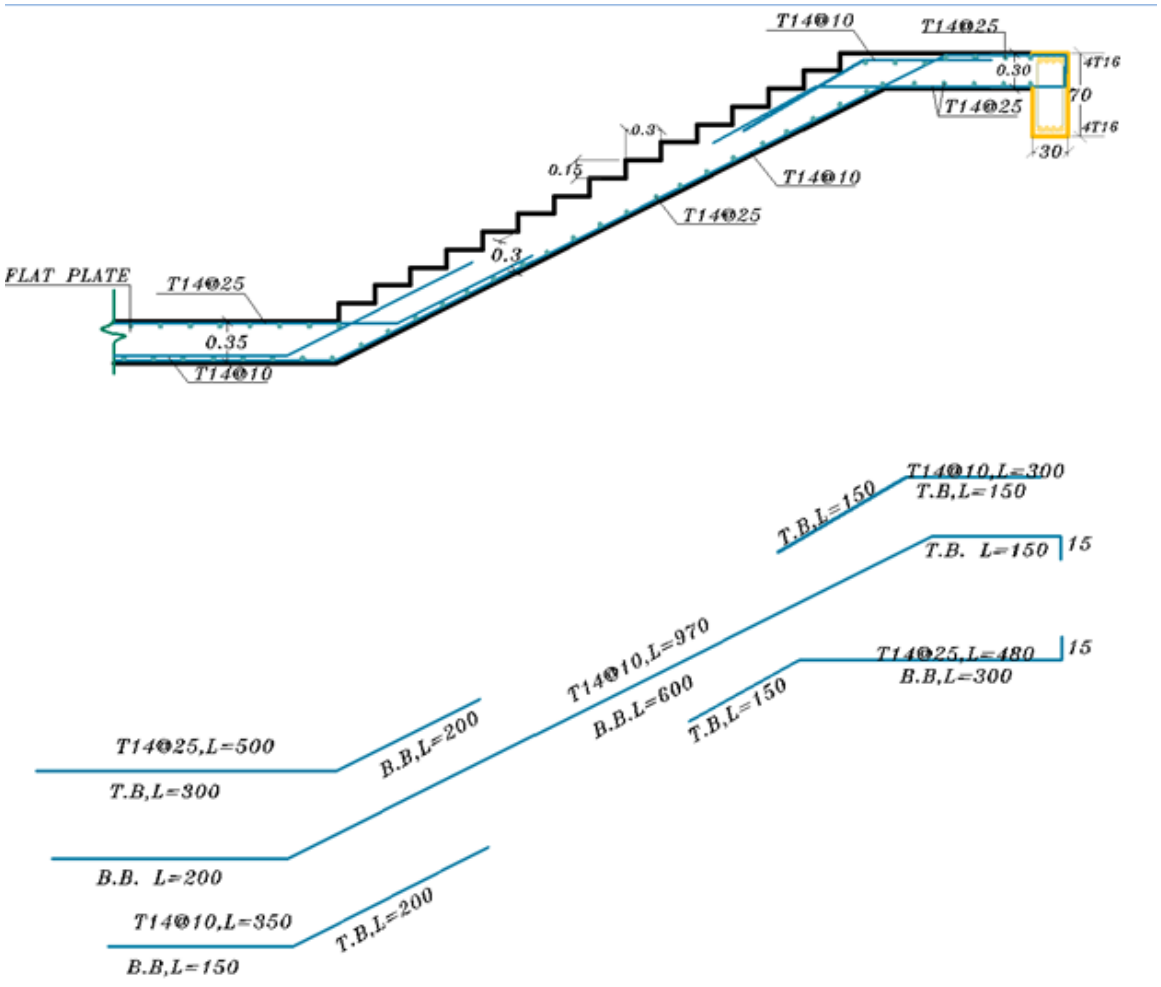
$$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 12.67mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.91mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{259 - 14.91}{14.91}) * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.049 > 0.005 \longrightarrow ok$$



Fig(4-46) Reinforcement Detail for Stair No 4.

4.14: Design of truss:

4.14.1:- Design of sheet metal

1. Dead Load:-

dead load of corrugate sheets with thickness 1mm = 0.104 KN/m^2.

Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.1 KN/m2.

dead load of gypsum plates double layer = 0.5 KN/ m2.

D.L=0.104 + 0.1+0.5=0.704 KN/m^2

2 . live load = 1 KN/m. = 1/1.1 = 0.9 KN/m^2

3.Wind load :

W.L = C_e *C_q * q_s * I_w

C_e = 1.41

C_q = 0.7 ……..outward

q_s =12.6 Psf

I_w = 1.

W.L = 1.41 ×0.7 × 12.6 × 1= -12.43×0.0479 = -0.596 KN/m^2.

Qt=0.596+0.704 +0.9 =2.2 KN/m^2.

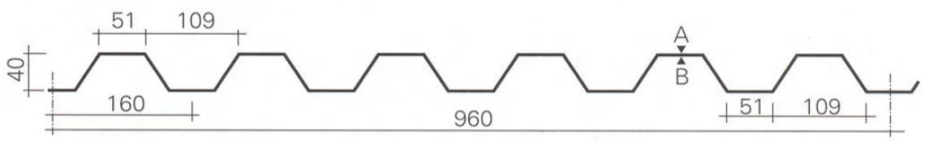
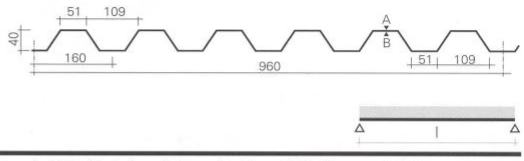


Fig.(4- 47) Cross section of sheet metal.

HP 41/160

Zeile 1: Ohne Berücksichtigung der Durchbiegung
Zeile 2: Mit Berücksichtigung einer Durchbiegung von l/200
Zeile 3: Mit Berücksichtigung einer Durchbiegung von l/300

Die Zeile mit der verlangten Durchbiegung muß mit Zeile 1 verglichen werden. Der jeweils kleinere Wert ist maßgebend.
Material: Stahlblech, Streckgrenze 280 N/mm².



Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{eff} cm⁴/m		Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)															
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75
0,63	0,066	16,5	1	8,95	5,73	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,44	0,40
			2	8,95	5,73	3,95	2,48	1,66	1,17	0,85	0,64	0,49	0,39	0,31	0,25	0,21	0,17	0,15	0,12
			3	8,88	4,54	2,63	1,66	1,11	0,78	0,57	0,43	0,33	0,26	0,21	0,17	0,14	0,12	0,10	0,08
0,75	0,078	20,8	1	11,62	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83	0,73	0,64	0,57	0,51
			2	11,62	7,44	4,98	3,14	2,10	1,48	1,08	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
			3	11,20	5,74	3,32	2,09	1,40	0,98	0,72	0,54	0,41	0,33	0,26	0,21	0,18	0,15	0,12	0,10
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,20	1,05	0,92	0,82	0,73	0,65
			2	14,75	9,44	6,15	3,87	2,60	1,82	1,33	1,00	0,77	0,60	0,48	0,39	0,32	0,27	0,23	0,19
			3	13,84	7,09	4,10	2,58	1,73	1,22	0,89	0,67	0,51	0,40	0,32	0,26	0,22	0,18	0,15	0,13
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,46	1,27	1,11	0,99	0,88	0,79
			2	17,82	11,41	7,27	4,58	3,07	2,15	1,57	1,18	0,91	0,71	0,57	0,47	0,38	0,32	0,27	0,23
			3	16,35	8,37	4,85	3,05	2,04	1,44	1,05	0,79	0,61	0,48	0,38	0,31	0,26	0,21	0,18	0,15
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,33	2,01	1,75	1,54	1,36	1,22	1,09
			2	24,65	15,78	9,41	5,92	3,97	2,79	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	21,16	10,83	6,27	3,95	2,65	1,86	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,53	3,01	2,60	2,26	1,99	1,76	1,57	1,41
			2	31,80	19,61	11,35	7,15	4,79	3,36	2,45	1,84	1,42	1,12	0,89	0,73	0,60	0,50	0,42	0,36
			3	25,53	13,07	7,57	4,76	3,19	2,24	1,63	1,23	0,95	0,74	0,60	0,48	0,40	0,33	0,28	0,24

Table(4-48) sheet metal for one span.

From the table above the bearing load of sheet metal at 1m = 17.82 KN/m^2

And the bearing load of sheet metal at 1.25 m = 11.41 KN/m^2

Using interpolation the bearing load of sheet metal at 1.1 m = 13.97 KN/m^2

Qu=13.97KN/m2 > Qt=2.2 KN/m2……Ok.

4.14.2 Design of purlins :

dead load of corrugate sheets = 0.104 KN/m^2.

dead load of purlins = 0.35 KN/ m^2.

dead load of installation = 0.1 KN/m^2.

dead load of truss = 1.0 KN/m.

dead load of gypsum plates double layer = 0.5 KN/ m^2.

Live Load on truss = 1 KN/m.

1. Wind load :

W.L = C_e *C_q * q_s * I_w

$C_e = 1.41$

$C_q = 0.7$ ……..outward

q_s =12.6 Psf

$I_w = 1$

W.L = 1.41 ×0.7 × 12.6 × 1= -12.43×0.0479 = -0.596 KN/m^2.

4.14.2.1 Load calculation:

dead load of corrugate sheets = 0.104×1.1=0.1144 KN/m.

dead load of purlins = 0.35× 1.1 = 0.385 KN/m .

dead load of installation = 0.1 ×1.1=0.11 KN/m.

dead load of gypsum plates double layer = 0.5×1.1=0.55 KN/m.

$\sum 1.1594 KN/m$

Wind load = -0.596×1.1= -0.6556 KN/m.

Live Load = 1 KN/m.

- Load Combination:

q_{u1} =1.4D.L

q_{u1} =1.4× 1.1594 = 1.623 KN/m

q_{u2} =1.2D.L+1.6L.L

q_{u2} =1.2 × 1.1594+1.6 ×1 = 2.991 KN/m. ……*Control*

q_{u3} =1.2D.L+1.6W.L

q_{u3} =1.2 × 1.1594+1.6 × -0.6556= 0.3423KN/m

q_{u4} =1.2D.L+1LL

q_{u4} =1.2 × 1.1594+1 = 2.391KN/m

q_{u5} =0.9 × D.L+ 1.6W.L.

q_{u5} =0.9 × 1.1594+1.6 × -0.6556= 0.005KN/m

q_u =2.991×0.06852× 1000 =204.94 Ib/ft.

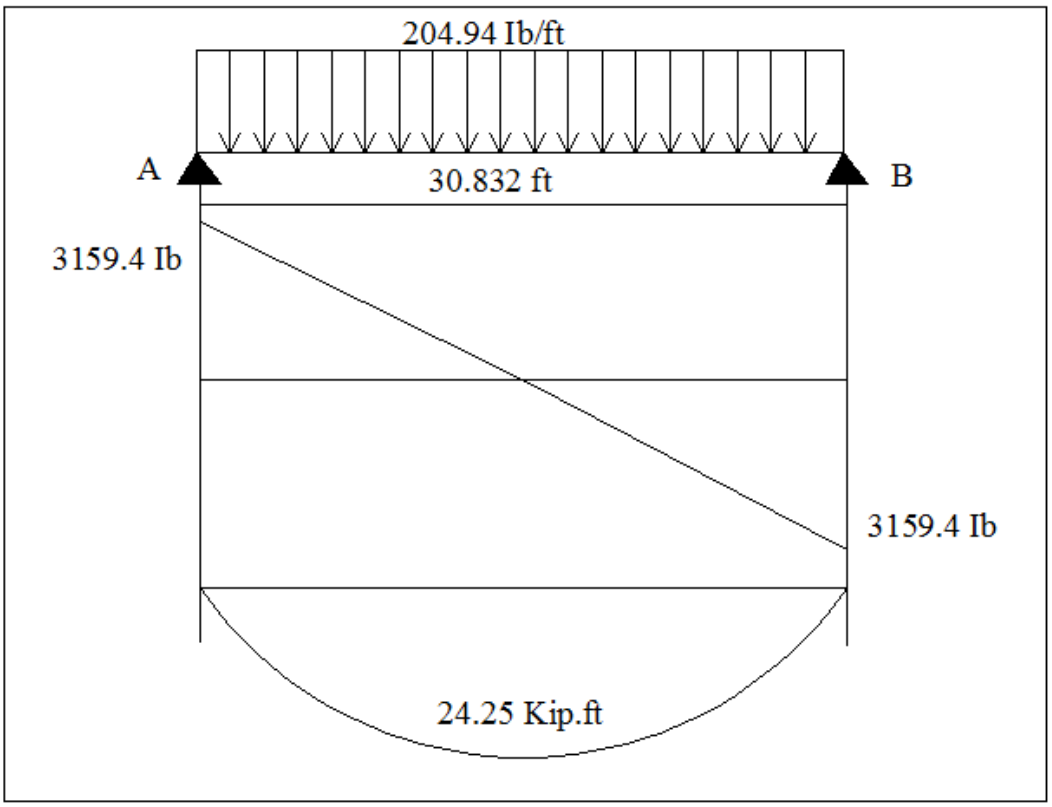


Fig (4-48) : load, shear & moment diagram for purlins

$$RA = \frac{204.94 * 30.832}{2} = 3159.4 Ib \ .$$

$$Mu_{max} = \frac{3159.4 * (30.832/2)}{2} = 24.35 kip.ft$$

4.14.2.2 Design of bending moment:

Assume compact section:-

$\varphi * Mn \geq Mu$

$0.9 * Fy * Zx_{req} \geq Mu$

$Zx_{req} = \frac{24.35 * 12}{0.9 * 36} = 9.018 in^3$

Select 5×5×3/8

$Zx = 10.6 in^3 > Zreq = 9.018 \Rightarrow .$

4.14.2.3 Check of local plate buckling:

b/t=11.3 , h/t=11.3

⇨Check Compact :

ʎp=1.12√(E/Fy) =1.12√(28000/36) = 31.23

ʎr=1.4√(E/Fy) =1.4√(28000/36) = 39

b/t and b/t < ʎp so Compact section

The assumption is correct (compact section).

4.14.2.4 Design of shear:

$\phi_v * V_n \geq V_u$

$\phi_v * 0.6 * fy * d * t_w \geq V_u .$

$0.9 * 0.6 * 36 * 5 * (3/8) = 36.45 \geq 3.159$

4.14.3: Design of truss :

Space between truss and other = 9.40m.

L =19.7m

B = 1.1m

h = 1.6 m

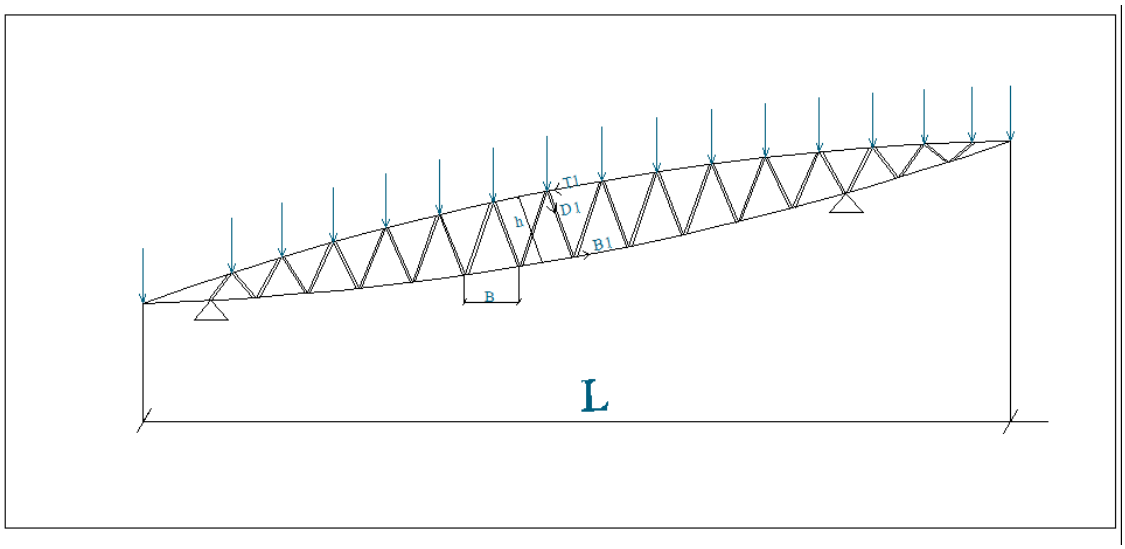


Fig (4-49) : Truss's Geometry

4.14.3.1: Load Calculations:

Point Load on each internal joint of truss:

dead load of truss= 1×1.1 = 1.1 KN.

dead load from purlins = 1.1594×9.40=10.898 KN.

$$\sum 11.998 KN.$$

Wind load = -0.596×9.40× 1.1 = -6.16 KN.

Live Load = 1×1.1 = 1.1 KN.

Load Combination:

q_{u1} =1.4D.L

q_{u1} =1.4× 11.998 = 16.797 KN. ……*Control*

q_{u2} =1.2D.L+1.6L.L

q_{u2} =1.2 × 11.998+1.6 ×1.1 = 16.157 KN.

q_{u3} =1.2D.L+1.6W.L

q_{u3} =1.2 × 11.998+1.6 × -6.16= 4.541KN.

q_{u4} =1.2D.L+1LL

q_{u4} =1.2 × 11.998+1.1 = 15.497KN.

q_{u5} =0.9 × D.L+ 1.6W.L.

q_{u5} =0.9 × 11.998+1.6 × -6.16= 0.9422KN.

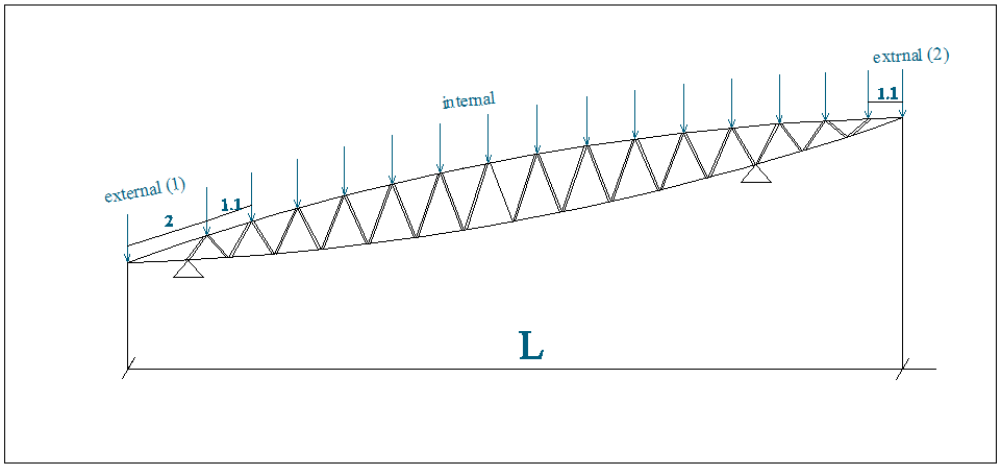


Fig (4-50) : Joint spacing.

Point load on each internal joint = 16.797 KN.

Point load external joint (2) = 16.797/2= 8.398 KN.

Point Load on external joint(1) = 16.797×(2/2) / 1.1 = 15.27 KN.

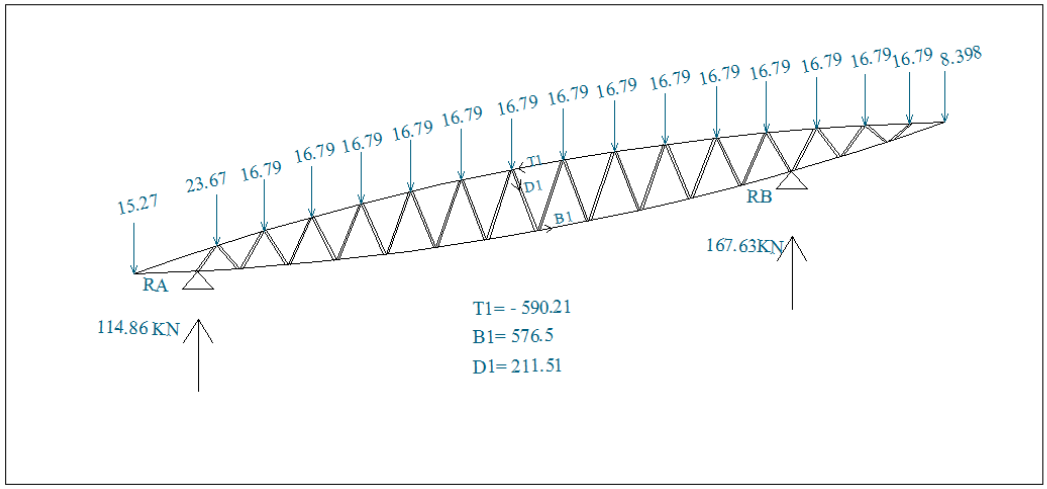


Fig (4- 51) : Truss Analysis

4.14.4: Analysis and design for members:

D_1 =211.51 KN

T_1= -590.21KN

B_1 = 576.5KN

4.14.4.1: Design of Diagonal member:

D_1 =211.51 KN =47.53Kip

Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 47.53$

Ag_{reg} =1.467 in^2

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.8m =5.9ft

$\frac{5.9 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.236in$

From Ag_{req} =1.467 in^2 and r =0.236in

Select tube 2*2* (1/4).

Ag = 1.51 > 1.467 in^2 . r = 0.704 > 0.236 in.

4.14.4.2:Design of Top member:

T_1 = -590.21 KN = 132.631 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.1*3.281*12 =43.31 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * \mathrm{Lx}}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * \mathrm{Pcr} \geq \mathrm{P}u$

$\varphi c * \mathrm{Fcr} * \mathrm{Ag} \geq \mathrm{P}u$

$0.85 * 22 * \mathrm{Ag} \geq 132.631$

Ag_{req} = 7.1 in^2

Select tube 4*4*(3/8).

Ag = 4.78 in^2 r = 1.47 in

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * \mathrm{Lx}}{rx} = \frac{Ky * \mathrm{Ly}}{ry} = \frac{1 * 43.31}{1.47} = 29.46$$

From curve of A36 steel F_{cr} = 35Ksi

Design strength:

$\varphi c * \mathrm{Pcr} \geq \mathrm{P}u$

$\varphi c * \mathrm{Fcr} * \mathrm{Ag} \geq \mathrm{P}u$

$0.85 * 35 * 4.78 \geq 132.631$

$142.205 > 132.631$

Ok

Select tube 4*4*(3/8) for the Top member.

4.14.4.3:Design of bottom member:

B_1 =576.5=129.6 Kip
Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 129.6$

Ag_{reg} =4.0 in^2

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.1m =3.6 ft.

$\frac{3.60 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.144 in$

From Ag_{req} =4.78 in^2 and r = 1.47 in

Select tube 4*4*(3/8)

Select tube 4*4*(3/8) for the Top and bottom member

4.14.5 Design of fillet welled to connect diagonal member:

Use (SAW) …….. Fu= 58 Ksi

Tu = 211.51 KN =47.53Kip

$a_{min} = \frac{3"}{16}$ from table 5.11.1

a_{max} ..... T joint ….no max size

select a = $\frac{4"}{16}$

a = $\frac{4"}{16} \leq \frac{3"}{8}$ so $t_e = a = \frac{4"}{16}$

1- Shear fracture of base metal :

$$\varphi R_{nw} \geq Ru$$

$$0.75 * t * 0.6 * Fu \geq \frac{Tu}{Lw}$$

$0.75 * \frac{5"}{16} * 0.6 * 58 = 8.16$ Kip/in

2- shear yielding of base metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$$1 * t * 0.6 * Fy \geq \frac{Tu}{Lw}$$

$1 * \frac{5"}{16} * 0.6 * 36 = 6.75$ Kip/in

3- Shear fracture of weld metal :

$$\varphi R_{nw} \geq Ru$$

$$0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw} \geq \frac{Tu}{Lw}$$

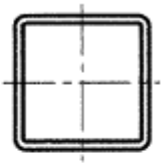
$0.75 * \frac{4"}{16} * 0.6 * 60 = 6.75$ Kip/in……..Control

$Lw_{req} = \frac{Tu}{\varphi R_{nw}} = \frac{47.53}{6.75} = 7.04$ in

$Lw_{min} = 4 * a = 4 * (4/16) = 1$ in Use L = 4*2 = 8 in > 7.7 in

HSS4–HSS2

Table 1–12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



Shape	Design Wall Thickness, *t*	Nominal Wt.	Area, *A*	*b*/*t*	*h*/*t*	*I*	*S*	*r*	*Z*	Workable Flat	Torsion		Surface Area
											J	*C*	
	in.	lb/ft	in.^{2}			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	ft^2/ft
HSS4×4×1/2	0.465	21.50	6.02	5.60	5.60	11.9	5.97	1.41	7.70	—	21.0	11.2	1.20
×3/8	0.349	17.20	4.78	8.46	8.46	10.3	5.13	1.47	6.39	2 5/16	17.5	9.14	1.23
×5/16	0.291	14.78	4.10	10.7	10.7	9.14	4.57	1.49	5.59	2 5/8	15.3	7.91	1.25
×1/4	0.233	12.18	3.37	14.2	14.2	7.80	3.90	1.52	4.69	2 7/8	12.8	6.56	1.27
×3/16	0.174	9.40	2.58	20.0	20.0	6.21	3.10	1.55	3.67	3 3/16	10.0	5.07	1.28
×1/8	0.116	6.45	1.77	31.5	31.5	4.40	2.20	1.58	2.56	3 7/16	6.91	3.49	1.30
HSS3 1/2×3 1/2×3/8	0.349	14.65	4.09	7.03	7.03	6.49	3.71	1.26	4.69	—	11.2	6.77	1.07
×5/16	0.291	12.65	3.52	9.03	9.03	5.84	3.34	1.29	4.14	2 1/8	9.89	5.90	1.08
×1/4	0.233	10.48	2.91	12.0	12.0	5.04	2.88	1.32	3.50	2 3/8	8.35	4.92	1.10
×3/16	0.174	8.13	2.24	17.1	17.1	4.05	2.31	1.35	2.76	2 11/16	6.56	3.83	1.12
×1/8	0.116	5.60	1.54	27.2	27.2	2.90	1.66	1.37	1.93	2 15/16	4.58	2.65	1.13
HSS3×3×3/8	0.349	12.09	3.39	5.60	5.60	3.78	2.52	1.06	3.25	—	6.64	4.74	0.900
×5/16	0.291	10.53	2.94	7.31	7.31	3.45	2.30	1.08	2.90	—	5.94	4.18	0.917
×1/4	0.233	8.78	2.44	9.88	9.88	3.02	2.01	1.11	2.48	—	5.08	3.52	0.933
×3/16	0.174	6.85	1.89	14.2	14.2	2.46	1.64	1.14	1.97	2 3/16	4.03	2.76	0.950
×1/8	0.116	4.75	1.30	22.9	22.9	1.78	1.19	1.17	1.40	2 7/16	2.84	1.92	0.967
HSS2 1/2×2 1/2×5/16	0.291	8.40	2.35	5.59	5.59	1.82	1.46	0.880	1.88	—	3.20	2.74	0.750
×1/4	0.233	7.08	1.97	7.73	7.73	1.63	1.30	0.908	1.63	—	2.79	2.35	0.767
×3/16	0.174	5.57	1.54	11.4	11.4	1.35	1.08	0.937	1.32	—	2.25	1.86	0.784
×1/8	0.116	3.90	1.07	18.6	18.6	0.998	0.799	0.965	0.947	—	1.61	1.31	0.800
HSS2 1/4×2 1/4×1/4	0.233	6.23	1.74	6.66	6.66	1.13	1.01	0.806	1.28	—	1.96	1.85	0.683
×3/16	0.174	4.94	1.37	9.93	9.93	0.953	0.847	0.835	1.04	—	1.60	1.48	0.700
×1/8	0.116	3.47	0.956	16.4	16.4	0.712	0.633	0.863	0.755	—	1.15	1.05	0.717
HSS2×2×1/4	0.233	5.38	1.51	5.58	5.58	0.747	0.747	0.704	0.964	—	1.31	1.41	0.600
×3/16	0.174	4.30	1.19	8.49	8.49	0.641	0.641	0.733	0.797	—	1.09	1.14	0.617
×1/8	0.116	3.04	0.840	14.2	14.2	0.486	0.486	0.761	0.584	—	0.796	0.817	0.633

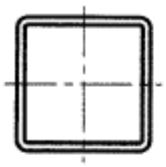


Table 1–12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties

HSS7–HSS4½

Shape	Design Wall Thickness, *t*	Nominal Wt.	Area, *A*	*b*/*t*	*h*/*t*	*I*	*S*	*r*	*Z*	Workable Flat	Torsion		Surface Area
											J	*C*	
	in.	lb/ft	in.²			in.⁴	in.³	in.	in.³	in.	in.⁴	in.³	ft²/ft
HSS7×7×5/8	0.581	50.60	14.0	9.05	9.05	93.4	26.7	2.58	33.1	4 3/16	158	47.1	2.17
×1/2	0.465	41.91	11.6	12.1	12.1	80.5	23.0	2.63	27.9	4 3/4	133	39.3	2.20
×3/8	0.349	32.51	8.97	17.1	17.1	65.0	18.6	2.69	22.1	5 5/16	105	30.7	2.23
×5/16	0.291	27.54	7.59	21.1	21.1	56.1	16.0	2.72	18.9	5 5/8	89.7	26.1	2.25
×1/4	0.233	22.39	6.17	27.0	27.0	46.5	13.3	2.75	15.5	5 7/8	73.5	21.3	2.27
×3/16	0.174	17.06	4.67	37.2	37.2	36.0	10.3	2.77	11.9	6 3/16	56.1	16.2	2.28
×1/8	0.116	11.55	3.16	57.3	57.3	24.8	7.09	2.80	8.13	6 7/16	38.2	11.0	2.30
HSS6×6×5/8	0.581	42.10	11.7	7.33	7.33	55.2	18.4	2.17	23.2	3 3/16	94.9	33.4	1.83
×1/2	0.465	35.11	9.74	9.90	9.90	48.3	16.1	2.23	19.8	3 3/4	81.1	28.1	1.87
×3/8	0.349	27.41	7.58	14.2	14.2	39.5	13.2	2.28	15.8	4 5/16	64.6	22.1	1.90
×5/16	0.291	23.29	6.43	17.6	17.6	34.3	11.4	2.31	13.6	4 5/8	55.4	18.9	1.92
×1/4	0.233	18.99	5.24	22.8	22.8	28.6	9.54	2.34	11.2	4 7/8	45.6	15.4	1.93
×3/16	0.174	14.51	3.98	31.5	31.5	22.3	7.42	2.37	8.63	5 3/16	35.0	11.8	1.95
×1/8	0.116	9.85	2.70	48.7	48.7	15.5	5.15	2.39	5.92	5 7/16	23.9	8.03	1.97
HSS5 1/2×5 1/2×3/8	0.349	24.85	6.88	12.8	12.8	29.7	10.8	2.08	13.1	3 13/16	49.0	18.4	1.73
×5/16	0.291	21.16	5.85	15.9	15.9	25.9	9.43	2.11	11.3	4 1/8	42.2	15.7	1.75
×1/4	0.233	17.28	4.77	20.6	20.6	21.7	7.90	2.13	9.32	4 3/8	34.8	12.9	1.77
×3/16	0.174	13.23	3.63	28.6	28.6	17.0	6.17	2.16	7.19	4 11/16	26.7	9.85	1.78
×1/8	0.116	9.00	2.46	44.4	44.4	11.8	4.30	2.19	4.95	4 15/16	18.3	6.72	1.80
HSS5×5×1/2	0.465	28.30	7.88	7.75	7.75	26.0	10.4	1.82	13.1	2 3/4	44.6	18.7	1.53
×3/8	0.349	22.30	6.18	11.3	11.3	21.7	8.68	1.87	10.6	3 5/16	36.1	14.9	1.57
×5/16	0.291	19.03	5.26	14.2	14.2	19.0	7.62	1.90	9.16	3 5/8	31.2	12.8	1.58
×1/4	0.233	15.58	4.30	18.5	18.5	16.0	6.41	1.93	7.61	3 7/8	25.8	10.5	1.60
×3/16	0.174	11.96	3.28	25.7	25.7	12.6	5.03	1.96	5.89	4 3/16	19.9	8.08	1.62
×1/8	0.116	8.15	2.23	40.1	40.1	8.80	3.52	1.99	4.07	4 7/16	13.7	5.53	1.63
HSS4 1/2×4 1/2×1/2	0.465	24.90	6.95	6.68	6.68	18.1	8.03	1.61	10.2	2 1/4	31.3	14.8	1.37
×3/8	0.349	19.75	5.48	9.89	9.89	15.3	6.79	1.67	8.36	2 13/16	25.7	11.9	1.40
×5/16	0.291	16.91	4.68	12.5	12.5	13.5	6.00	1.70	7.27	3 1/8	22.3	10.2	1.42
×1/4	0.233	13.88	3.84	16.3	16.3	11.4	5.08	1.73	6.06	3 3/8	18.5	8.44	1.43
×3/16	0.174	10.68	2.93	22.9	22.9	9.02	4.01	1.75	4.71	3 11/16	14.4	6.49	1.45
×1/8	0.116	7.30	2.00	35.8	35.8	6.35	2.82	1.78	3.27	3 15/16	9.92	4.45	1.47

Table (4- 2):square HSS dimensions and properties.

4.15 Shear wall (No 9) design:

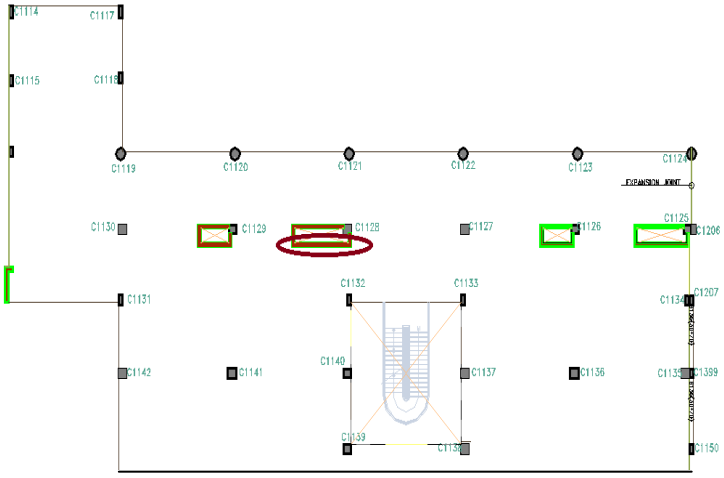


Fig (4- 52): the shear wall.

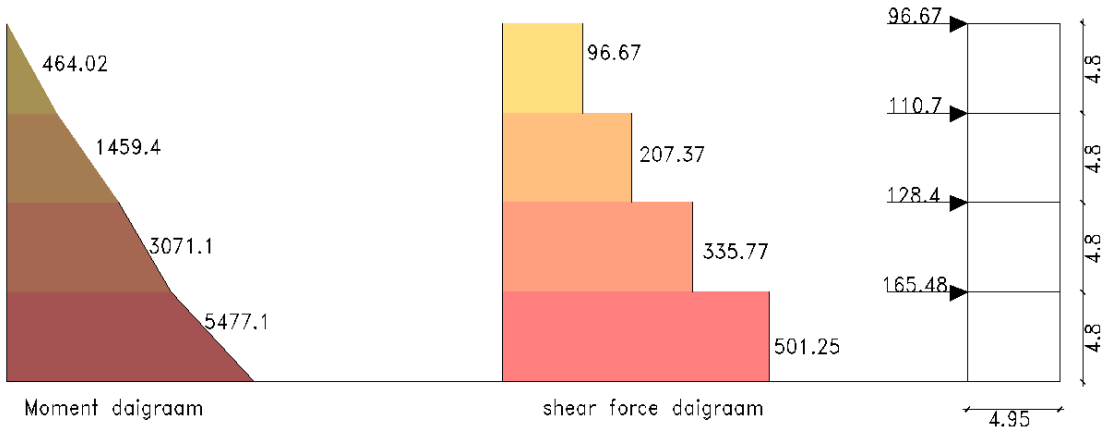


Fig (4-53): shear and moment for the shear wall.

Shear wall thickness, h = 20 cm.

Story height, h_w = 4.8 m

4.15.1 Check max shear strength permitted:

$\phi V_{n,max} = 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{f_c'} \times h \times d$

let that $d = 0.8\ L_w = 0.8 \times 4.95 = 3.96m$

$\phi V_{n,max} = 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{24} \times 200 \times 3.96 = 2415.3\ KN > V_u = 501.25\ KN$ ok .

4.15.2 Calculate shear strength provided by concrete:

Critical section for concrete is the smallest of:

- $\frac{L_w}{2} = \frac{4.95}{2} = 2.475m$ $cont.$
- $\frac{\sum h_w}{2} = \frac{4 \times 4.8}{2} = 9.6m$
- Story height = 4.8m.

V_c is the smallest of :

- $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\ h\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 200 \times 3.96 = 646.7\ KN$ $, cont.$
- $V_c = 0.27\sqrt{f_c'}\ h\ d + \frac{N_u . d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{24} \times 200 \times 3.96 + 0.0 = 1047.6\ KN$
- $V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f_c'} + \frac{L_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{h l_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] hd$

  M_u at critical section = 4233.6 KN.m

  $\frac{4233.6}{501.25} - \frac{4.95}{2} = 5.97 > 0.0 \quad ok.$

  $V_c = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{4.95(0.1\sqrt{24} + 0.0)}{5.97} \right] 200 \times 3.96 = 11122\ KN$

4.15.3 Determine required horizontal reinforcement:

$V_u = 501.25$ KN.

$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 646.7 = 242.5$ KN.

$V_u > 0.5øV_c$ need reinforcement.

$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{ø} - V_c = \frac{501.25}{0.75} - 646.7 = 21.63$ KN.

$\rho = \frac{A_s}{s.h}$, $\frac{A_s}{s} = \frac{A_s}{f_y.d} = \frac{21.63\times10^3}{420\times3960} = 0.02\ \frac{mm^2}{mm}$

$\rho = \frac{0.02}{200} = 0.0001 < 0.0025$

by using ϕ10

$\rho = \frac{2\times78.5}{s\times200} = 0.0025 \longrightarrow$ s = 314mm.

max. spacing is the smallest of:

- $\frac{L_w}{5} = \frac{4.95}{5} = 0.99m$
- 3h = 0.6m.
- 450mm cont.

For horizontal reinforcement use *ϕ10@300mm.*

4.15.4 Determine required vertical reinforcement:

$\frac{\sum h_w}{L_w} = \frac{4\times4.8}{4.95} = 3.6m.$

$\rho_{v,min} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{\sum h_w}{L_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025.$

take $\rho_v = 0.0025$.

max spacing is the least of,

- $\frac{L_w}{3} = \frac{4.95}{3} = 1.65m$
- 3h = 0.6m.
- 450mm cont.

Use *ϕ10@300mm.*

4.15.5 Design for flexure (uniformly distributed flexure reinforcement):

Check moment strength based on required vertical reinforcement for shear,
The uniformly distributed vertical reinforcement ϕ10@300mm.

$A_{st}=\frac{4950}{300}\times 2\times 78.5=2590.5\ mm^2$

$\omega=\left(\frac{Ast}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'}=\left(\frac{2590.5}{4950\times 200}\right)\frac{420}{24}=0.046$

$\alpha=\frac{P_u}{L_w f_c' h}=0.0$

$\frac{c}{L_w}=\frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1}=\frac{0.046+0.0}{2\times 0.046+0.85\times 0.85}=0.056$

$\text{ø}M_n=\text{ø}\left[0.5A_{st}f_y L_w\left(1+\frac{P_u}{A_s f_y}\right)\left(1-\frac{c}{L_w}\right)\right]$

$=0.9\ [0.5\times 2590.5\times 420\times 4950(1-0.056)]\times 10^{-6}$ =2288 KN.m

$\text{ø}M_n < M_u$,

the uniformly distributed vertical reinforcement ϕ10@300, is not adequate for flexure therefore the amount of vertical reinforcement must be increased.

Try ϕ14@200,

$A_{st}=\frac{4950}{200}\times 2\times 153.9=7618.05\ mm^2$

$\omega=\left(\frac{7618.05}{4950\times 200}\right)\frac{420}{24}=0.135$

$\frac{c}{L_w}=\frac{0.135}{2\times 0.135+0.85\times 0.85}=0.136$

$\text{ø}M_n$ =0.9 $[0.5\times 7618.05\times 420\times 4950(1-0.136)]\times 10^{-6}$ =6157.8 KN.m >M_u

Use ϕ14@200 for vertical reinforcement.

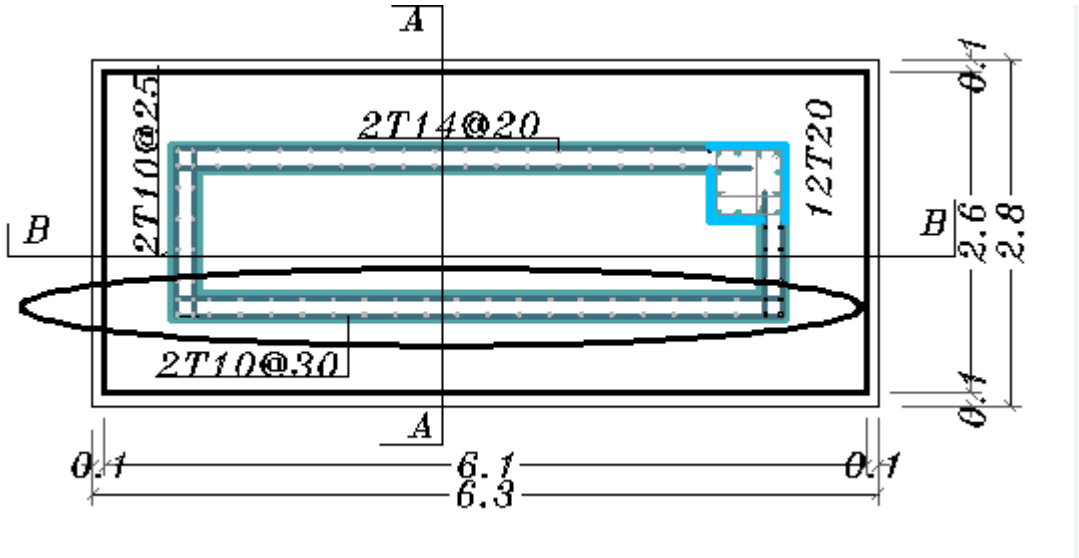


Fig (4-54):top view for the wall

4.16 Design of Isolated Footing (F9):

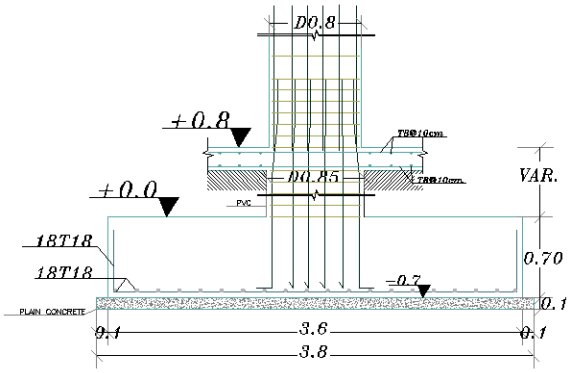


Fig (4 -55):detail for the footing

P_D = 1802.1 KN (service).

P_L = 610.8KN (service).

P_U =3140 KN (factored).

Column Dimensions D = 80 cm.

Allowable bearing capacity q_{all}= 250 KN/m^2.

4.16.1 Area of Footing:

Soil Density = 18 KN/ m^3

live load =5 KN/ m^2.

assume h = 70 cm.

$q_{all\cdot net}$ = 250 - 5 –0.7×25-0 .6×18 = 216.7 KN/m^2

Area $A = \frac{PD + PL}{qal\ln et} = \frac{1802.1 + 610.8}{216.7} = 12.2$

Use L = 3.6m, B = 3.6 m, A = 12.96 m^2

4.16.2 Depth of footing:

Assume h = 70 cm.

- **Check one-way shear:**

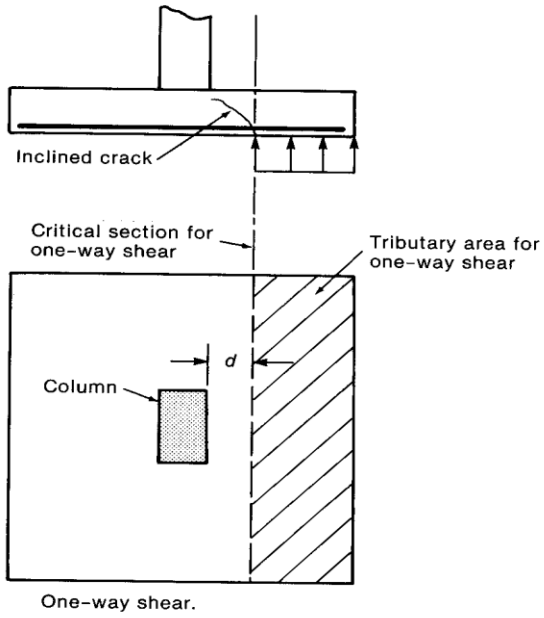


Fig (4-56):one way shear.

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = \frac{3140}{12.96} = 242.2 \text{ KN/ m}^2.$$

d =700 – 75 – 20 = 605 mm

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 3.6 * 0.605 * 1000 = 1333.74 KN$$

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{B-a}{2} - d \right) \times L$$

$$Vud = 242 \cdot 2 \times \left(\frac{3.6 - 0.8}{2} - 0.605 \right) \times 3.6 = 693.3KN$$

øV$_c$ =0.75 ×1333.74 = 1000.31 KN > V$_{ud}$ = 693.3 $\rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

- **Check two-way shear:**

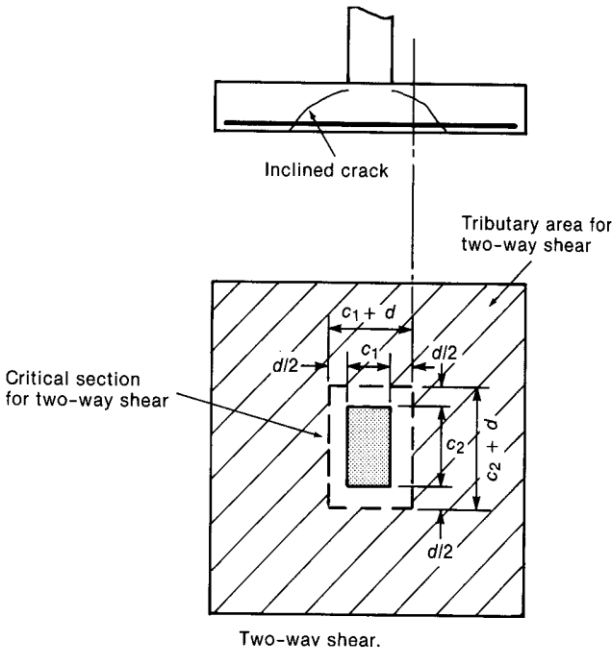


Fig (4-57):two way shear.

$\frac{d}{2} = \frac{605}{2} = 302.5mm.$

To calculate V$_u$ at the critical section which take circular shape with radius equal

0.4 +0.3025 = 0.7025m

Inner area =(radius) $^2 \times \pi$ = 0.7025 $^2 \times \pi$ = 1.55 m^2

Outer area = area of the footing = 12.96 m^2

V$_u$ = q$_u$ (outer area – inner area) = 242.2 ×(12.96 - 1.55) =2763.5 KN

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.5\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.585\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

β_c = a / b = 80 / 80 = 1

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

= Π × (0.8 + 0.605)= 4.42m

α_s = 40 for interior column.

$$\phi V_c = 0.75\times 0.33\sqrt{24}\times 4.42\times 0.605\times 1000 = 3227.7KN$$

$$\varphi Vc = 3227.7\ KN > \ Vu\ = 2763.5\ KN$$

SO h = 70 cm Is OK.

4.16.3 Design of flexural reinforcement:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult}\times W\times\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(242.2\times 3.6\times\left(\frac{3.6}{2}-\frac{0.8}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{3.6}{2}-\frac{0.8}{2}\right) = 854.83 \text{ KN.m}$$

Mn = 854.83/0.9 = 949.82 KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{949.82*10^{-3}}{3.6*(0.605)^2} = 0.72 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.72)}{420}}\right) = 1.75*10^{-3}$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 1.75 \times 10^{-3} \times 3600 \times 605 = 3811 mm^2$

$A_{s\,min} = 0.0018 \times 3600 \times 700 = 4536 \ mm^2$….. control

So , Use 18 Φ 18 with As = 4581 mm^2 > As req = 4536 mm^2… in both directions .

4.16.4 Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 18:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 444.5mm$$

Available length = ((3600-800)\2)-75=1325

= 1325mm > 444.5 mm ……ok

4.16.5 Development length of column reinforcement:

Ld for Φ 22 :

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 22 = 472mm$$

$$L_d = 0.043 \times db \times fy = 0.043 \times 22 \times 420 = 398 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 472 \text{ mm}$$

Available embedment =700 – 75 – (2 x18) = 589 mm > 472 mm

∴ OK.

4.16.6 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = \Pi (D^2/4) = \Pi(0.8^2/4) = 0.50 \text{ m}^2$

$A_2 = 3.6 \times 3.6 = 12.96 \text{ m}^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{12.96}{.50}} = 5.09 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.50 \times 2) \times 1000 = 13260KN$$

$$\Phi Pn = 12360 > Pu = 3140.....ok$$

In column:

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85\, fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.50 \times 1000) = 6630KN$$

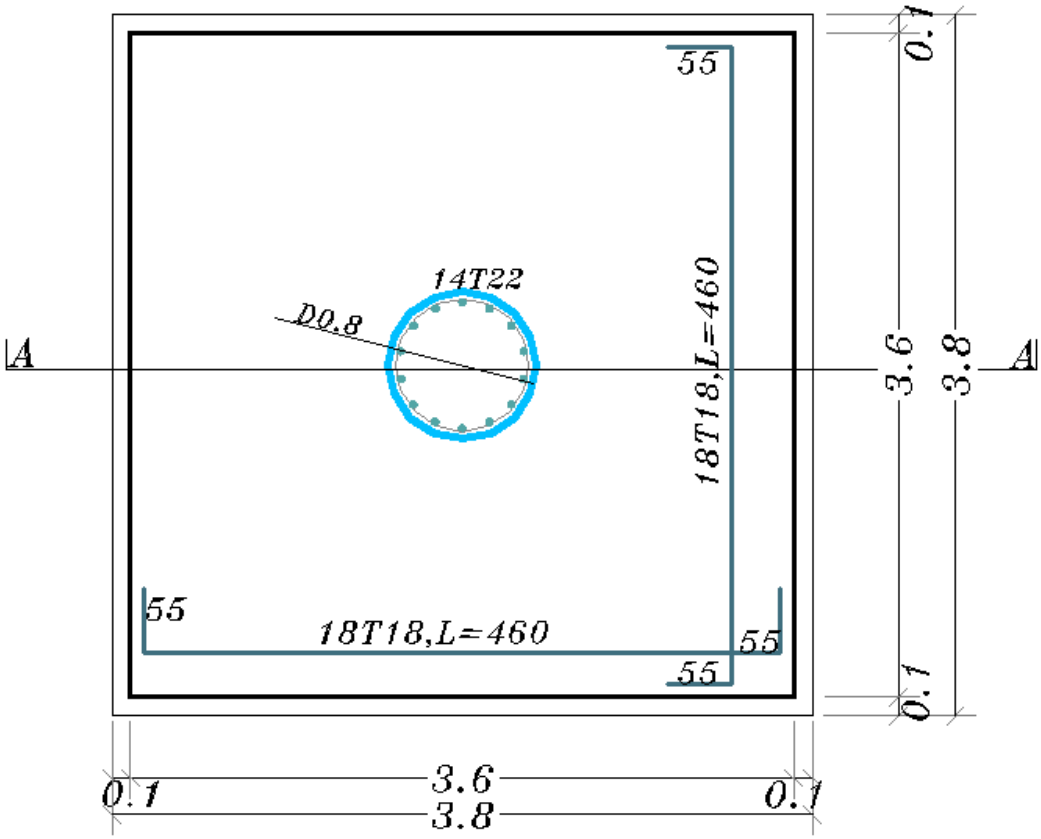
$\phi p_{n,b} = 6630$ KN > $p_u = 3140$ KN

and the minimum reinforcement of dowels:

$As = 0.005 \times (\Pi \times (0.8^2/4)) = 2512 \text{ mm}^2$

4.16.7 Lap splice of column:

Ls = 0.071 fy . db = 0.071 × 420× 22 = 656 mm. Use 660 mm .



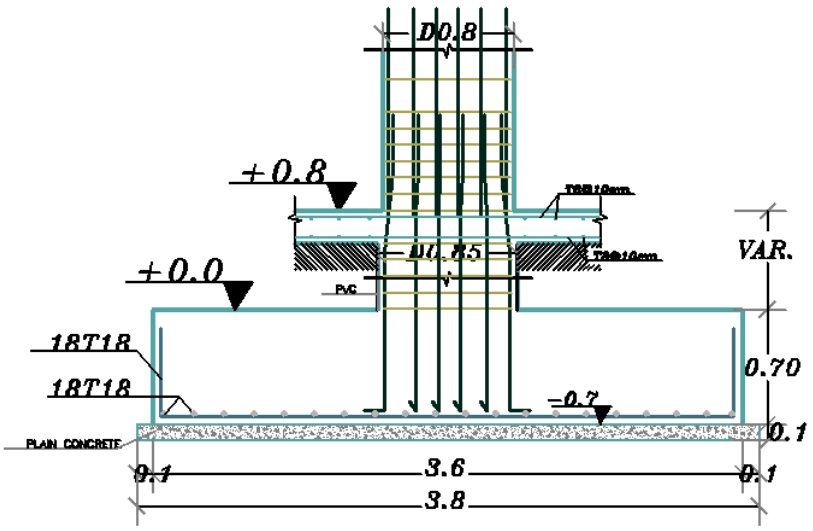


Fig (4- 58):details of the footing

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5.1 مقدمة.
5.2 النتائج .
5.3 التوصيات .

5-1 المقدمه :

في هذا المشروع تم الاطلاع على عدد من المخططات المعمارية, وبعد دراسة هذه المخططات المعمارية تم اختيار هذا المشروع الذي هو عبارة عن كلية طب مقترح انشاؤها في مدينة اريحا.
وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5-2 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. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $250\ KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab)و (Two-Way Ribbed Slab) و (solid slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام (Flate plate) في معظم طوابق المبنى.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AutoCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) SAFE: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
d) ETABS: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
f) Sap : لتحليل وتصميم الترس والقباب.
g) Decon STDesign : لتدقيق ال (punching shear) في ال(flate plate) .
h) Pca column: لتصميم الاعمدة.

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

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3-5 التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع:

1. كود البناء الوطني الاردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. Building code requirements for structural concrete (**ACI-318-08**), USA, 2008.

3. Uniform Building Code (UBC)

4. الكتاب المقررللخرسانة المسلحة وملاحظات المشرف .

5. محمد حسين سعد، تحليل وتقيم استعمالات الأراضي في مدينة أريحا، جامعة النجاح الوطنية ،2006م.

APPENDIX (A)

Architectural drawing

(This appendix is an attachment with this project).

APPENDIX (S)

Structural drawing

(This appendix is an attachment with this project).

APPENDIX (B)

جدول رقم (1).

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 $(0.4 + f_y/700)$.

جدول رقم(2): الأحمال الحية للأرضيات والعقدات وفقاً للكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الأحمال الحية (KN/m^2)
1	غرف التدريس	3
2	مكاتب الموظفين	2.5
3	المختبرات	3
4	المسارح والمدرجات	5
5	الممرات والادراج	3
6	غرف المطالعة	4
7	غرف الأشعة والتحاليل والخدمات	2.5
8	قاعات المعدات	2
9	المراجل والمحركات	7.5
10	قاعات المشروبات والوجبات الخفيفة	5
11	المصلى	3

جدول رقم(3): الكثافات المستخدمة في حساب الأحمال الميتة.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الرمل	17
4	الخرسانة المسلحة	25
5	الخرسانة العادية	24
6	الطوب	10
7	القصارة	22
8	الجرانيت	28
9	PVC	0.2

- تم بحمد الله -