بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق سياحي وسط مدينة الخليل

فريق العمل :-

علاء اسعيد صافيناز الكركي هالة الدرباشي

إشراف :-

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق سياحي وسط مدينة الخليل

فريق العمل :-

علاء اسعيد صافيناز الكركي هالة الدرباشي

إشراف :-

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-

التصميم الإنشائي لفندق سياحي وسط مدينة الخليل

أسماء الطلبة :-
علاء اسعيد صافيناز الكركي هالة الدرباشي

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية مُحَمَّد بن عبدالله

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

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

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

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

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

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

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

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

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

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

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الانشائي لمركز لفندق سياحي وسط مدينة الخليل

فريق العمل:

علاء اسعيد صافيناز الكركي هالة الدرباشي

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2011 م

إشراف:

د.هيثم عياد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لفندق سياحي وسط مدينة الخليل المشروع عبارة عن فندق سياحي وسط مدينة الخليل تتوفر فيه كافة المتطلبات والفعاليات التي تعمل على توفير جو مريح للنازل ,عن طريق توفير غرفة نوم مريحه واطلالة جيدة ومقبوله ، و كان من الضروري ان يشمل الفندق على العديد من الخدمات كمطاعم خاصة لنازلي الفندق وموقف سيارات .

والمشروع بالاضافه الى كونه مصم ليكون فندق الانه يشتمل على استعمالات اخرى :_

1- موقف سيارات ارضي .
2- محلات تجاريه .
3- مكاتب .
4- مطعم .

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design Of Tourist Hotel At Middle City Of Hebron

WORKING TEAM:

Alaa W Isaeed Safenaz Karaki Hala Drbashi

Palestine Polytechnic University -2011

SUPERVISOR:

DR .HAYTHAM AYAD.

Project Abstract

The idea of this project in the structural design of tourist hotel at middle city of Hebron ¸ project is a hotel specialized for visitors and it prepared to give a visitors a rest and as possible as good side view, in addition to prepare of it as hotel, addition uses have been taken into account such as restaurant and parking.

The project prepared for many uses as shown below: _

1 - Parking.
2 - Shops.
3 – Offices .
4 - Restaurant.

will be design - God willing - based on code requirements for the American Concrete (ACI _318) and will be drawing on some programs, design and construction drawing programs such as Autocad2007, Office2007, Atir, etc. It is worth mentioning that the use of code Jordanian to determine the loads of live and will be available on some graduation projects the previous , and the project will study the construction of detailed identification and analysis of the structural elements and different loads and then the expected structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on design prepared for all the structural elements that are structural frames of the building.

فهرس المحتويات

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان	I
	نسخه عن صفحة العنوان	II
	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	III
	الاهداء	IV
	الشكر والتقدير	V
	ملخص المشروع باللغه العربيه	VI
	ملخص المشروع باللغه الانجليزيه	VII
	فهرس المحتويات	XI-X11
	List of Abbreviations	XII1

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقدمة	1-5
1-1	مقدمة	2
2-1	تعريف عام بالمشروع	2
3-1	أسباب اختيار المشروع	2
4-1	أهداف المشروع	3
5-1	مشكلة البحث (المشروع)	4
6-1	نطاق المشروع	4
7-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	5
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	6-20
1-2	مقدمه	6
2-2	لمحه عامه عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	6-7
4-2	1-4-2 اهمية الموقع	7
	2-4-2 حركة الشمس والرياح	8
	3-4-2 العناصر المعماريه	8
	4-4-2 حركة الرياح في الموقع	8
5-2	وصف المساقط الافقيه	8-15
	1-5-2 طابق التسويه	9

	2-5-2 الطابق الارضي	10
	2-5-3 الطابق الاول	11
	2-5-4 الطابق الثاني	12
	2-5-5 الطابق الثالث	12
	2-5-6 الطابق الرابع	13
	2-5-7 الطابق الخامس	14
2-6	وصف الواجهات	15-19
	2-6-1 الواجهة الشماليه	16
	2-6-2 الواجهة الجنوبيه	17
	2-6-3 الواجهة الشرقية	18
	2-6-4 الواجهة الغربيه	19
الفصل الثالث	وصف العناصر الانشائية	21-38
3-1	مقدمة	21
3-2	هدف التصميم الانشائي	21
3-3	مراحل التصميم الانشائي	22
3-4	الاحمال	22
	3-4-1 الاحمال الميته	23
	3-4-2 الاحمال الحيه	24
	3-4-3 الاحمال البيئيه	24
	3-4-3-1 احمال الرياح	24
	3-4-3-2 احمال الثلوج	24
	3-4-3-3 احمال الزلازل	
3-5	الدراسات الجيوتقنية	26
3-6	الاختبارات العمليه	26-38
	3-6-1 البلاطات	27-31
	3-6-1-1 عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	28
	3-6-1-2 عقدة العصب ذات الاتجاهين	29
	3-6-1-3 العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد	30
	3-6-1-4 العقدات المصمته ذات الاتجاهين	31
	3-6-2 الادراج	32
	3-6-3 الجسور	33
	3-6-4 الاعمده	34
	3-6-5 جدران القص	35
	3-6-6 الاساسات	36
	3-6-7 الجدران الاستناديه	37
3-7	برامج الحاسوب	38

40-71	التحليل و التصميم الإنشائي	الفصل الرابع
41	Introduction	4-1
41	Factored Loads	4-2
41	Determination of thickness	4-3
41-42	Load calculation	4-4
43-44	Design of Topping	4-5
52-59	Design of Rip	4-6
48-51	4-6-1 design of positive moment for Rip1	
51-52	4-6-2 design of negative moment for Rip1	
52	4-6-3 design of shear for Rip1	
54-56	4-6-4 design of positive moment for Rip2	
56-61	4-6-5 design of negative moment for Rip2	
61	4-6-6 design of shear for Rip2	
63-69	Design of beam	4-7
65	4-7-1 design of positive moment for beam	
67	4-7-2 design of negative moment for beam	
69	4-7-3 design of shear for beam	
69-74	Design of columns	4-8
69	4.8.1: Load Calculation.	
69	4.8.2: Check Slenderness Effect.	
71	4.8.3: Design of the Reinforcement.	
72	4.8.4:Design of short Column.	
72	4.8.5:Design of Col 65.	
74-80	Design of Isolated Footing	4-9
65	4.9.1 : Load Calculation.	
67	4.9.2 : Design of Positive Momentfor B	
69	4.9.3: Determine the depth of footing based on shear strength	
70	4.9.4: Design for Bending Moment.	
71	4.9.5: Development Length of main Reinforcement for Mu1.	
81-84	Design of Basement Wall	4-10
81	4.10.1 : Loading.	
83	4.10.2 : Design	
84	4.10.3: Determine the depth of footing based on shear strength	
85-90	Design of Stair	4-11
85	4.11.1 : Determination of Slab Thickness	
86	4.11.2 : Load Calculations at section (A-A)	
86	4.11.2.1: Load on Stringer strength	

86	4.11.2.2: Load on landing.	
87	4.11.3: 3 Design of Shear	
88	4.11.4: Design of Bending Moment	
91-95	Design of Shear Wall	4-12
91	4.12.1 : Design of the Horizontal reinforcement	
92	4.12.2 : Design of shear	
93	4.11.3: Design for Vertical reinforcement	
94	4.11.4: Design of bending moment.	
96-98	النتائج والتوصيات	5-1
96	5-1 المقدمه	
97	5-2 النتائج	
98	5-3 التوصيات	

فهرس الجداول

رقم الصفحة	الجدول	
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	1-1
23	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء	1-3
23	الأحمال الحية لعناصر المبنى	2-3
25	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3-3
62	Calculation of the total dead load for one way rib slab	1-4

فهرس الأشكال

الشكل		رقم الصفحة
1-2	صورة تبين الموقع العام	7
2-2	صورة تبين حركة الشمس	8
3-2	مسقط طابق التسويه	9
4-2	مسقط الطابق الارضي	10
5-2	مسقط الطابق الاول	11
6-2	مسقط الطابق الثاني	12
7-2	مسقط الطابق الثالث	13
8-2	مسقط الطابق الرابع	14
9-2	مسقط الطابق الخامس	15
10-2	الواجه الشمالية	16
11-2	الواجهة الجنوبيه	17
12-2	الواجهة الشرقيه	18
13-2	الواجهة الغربيه	19
14-2	مقطع B-B	20
1-3	بعض العناصر الانشائيه المكونه للمباني	26
2-3	بلاطه مصمته باتجاه واحد	28
3-3	بلاطه مصمته باتجاهين	29
4-3	بلاطات العصب ذات الاتجاه واحد	30
5-3	بلاطات العصب ذات الاتجاهين	31
6-3	الدرج	32
7-3	انواع الجسور المستخدمه	33
8-3	انواع الاعمده المستخدمه	34
9-3	جدار مقاوم لقوى القص	35
10-3	الاساسات	36
11-3	الجدران الاستناديه	37
1-4	One way rib slab	41

43	**Topping of slab**	**2-4**
45	**Rib location**	**3-4**
45	**Geometry of rib 1**	**4-4**
46	**Service of dead load of rib 1**	**5-4**
46	**Service of live load of rib 1**	**6-4**
46	**Moment Diagram of rib 1**	**7-4**
47	**Shear of rib 1**	**8-4**
52	**Geometry of rib 2**	**9-4**
52	**Service of dead load of rib 2**	**10-4**
52	**Service of live load of rib 2**	**11-4**
53	**Moment diagram of rib 2**	**12-4**
53	**Shear Diagram of rib 2**	**13-4**
61	**Support reaction of rib 1**	**14-4**
61	**Support reaction of rib 2**	**15-4**
62	**Geometry of Beam**	**16-4**
63	**Factored of dead load of beam**	**17-4**
63	**Factored lived load of beam**	**18-4**
63	**Moment diagram of beam**	**19-4**
63	**Shear diagram of beam**	**20-4**
77	**Isolated Footing**	**21-4**
80	**Isolated Footing Details**	**22-4**
81	**Loads on basement Wall**	**23-4**
82	**Loads & Shear/Moment envelope for basement wall**	**24-4**
85	**Stairs plan**	**25-4**
87	**Shear Envelope**	**26-4**
88	**Moment Envelope**	**27-4**
90	**Stair Section**	**28-4**
91	**Moment and Shear Diagram for SW01**	**29-4**

List of Abbreviations

- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- ***bw*** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- ***fy*** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- ***Ln*** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- ***M*** = bending moment.
- ***Mu*** = factored moment at section.
- ***Mn*** = nominal moment.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

الفصل الأول

1-1المقدمة.

1-2تعريف عام بالمشروع .

1-3أسباب اختيار المشروع .

1-4 أهداف المشروع .

1-5 مشكلة البحث (المشروع) .

1-6نطاق المشروع (حدود المشروع).

1-7محتويات المشروع .

1-8المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع .

1-1المقدمة

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

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

وحيث ان مشروعنا يتمحور حول فندق ,واليكم نبذة مختصرة عن الفنادق:

الفنادق هي عصب نشاط السياحه في اي دولة من دول العالم المتحضر ,فلا يمكن تصورقيام نشاط سياحي من دون وجود شبكة قوية من الفنادق والمنتجعات والقرى السياحية والمطاعم....الخ

تتدرج الفنادق في درجاتها على حسب توفر درجة الرفاهية ومستوى الخدمات من النزل العادي إلى فنادق الخمس نجوم والسبع نجوم.

تشتمل الفنادق على المسابح والملاعب والمطاعم والنوادي الصحية ومراكز التسوق والبازارات ومراكز المؤتمرات ورجال الاعمال ومكاتب تاجير السيارات ...الخ

والفنادق :هي عبارة مؤسسة توفر سكن على أساس قصير الأجل وتوفر جميع سبل الراحة .

1-2تعريف عام بالمشروع :

المشروع عبارة عن فندق يقع في مدينة الخليل في منطقة عين سارة ، يتكون المبنى من خمس طوابق ، بالاضافة الى طابقي ارضي وتسويه ، على مساحة قطعة ارض 4285.7متر مربع ، ومساحة بناء 1734 متر مربع .....

1-3أسباب اختيار المشروع:

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني, وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث .بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية

المتبعة في بلادنا ,وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله .

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

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع -:

1.الحاجه لبناء فنادق لنزول السائحين فيها نظرا لقلتها في مدينة الخليل.

2. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيوياً قابلاً للتنفيذ.

3.الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية, وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.

4.لانه جزء من متطلبات انهاء درجة الباكالوريوس.

الأسباب الشخصية -:

1.رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

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

4-1أهداف المشروع-:

أهداف معمارية -:

- مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح ,لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ,فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل

المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ,ويكون للمراكز البحثية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري ,وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

2-**أهداف انشائية -:**

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل .
3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

1-5مشكلة البحث(المشروع)-:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للفندق الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ,وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ .بتحديد الأحمال الواقعة عليه ,ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ,ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ,لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

1-6نطاق المشروع(حدودالمشروع):

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

1-7المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

يبين الجدول رقم (1-1)المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال الفصل الدراسي الأول .

الفعاليات الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الجدول :(1-1)المخطط الزمني للمشروع الفصل الأول

2.1 المقدمه

إن الوصف المعماري هو حاجة وضرورة للمساعده في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ، و ذلك طبقا لاستخداماته والحاجه التي دفعت لانشائه ، ومن اهم ما يميز الفنادق في تصميها ، هو ضرورة توفير الراحه نفسيا و جسديا ، نفسيا من خلال اطلالة مميزة وجميلة ، وجسديا بتوفير سبل الراحه الماديه ، والقرب من مركز المدينة ، ولعل هذا ما سيكون احد اسباب جذب الزائر المغترب .

ولا بد ان يتوفر في الفنادق على اختلاف مستوياتها ، وتصنيفتها من حيث عدد النجوم ، مواقف للسيارات وقاعات انتظار ، وقد يضاف الى الفنادق خصوصا ذات التصنيف الراقي (خمسة او أربع نجوم) قاعات للمؤتمرات ، وقاعات أفراح ، ومطاعم ، هذا بالاضافه الى الغرف و الاجنحه الفندقيه الهادئة والمريحه ، وقد يضاف لبعض الفنادق احواض للسباحه ، مراكز لليلاقه للبدنية .

إن بناء الفندق هو مثل اي عملية بناء لا بد ان يمر بعدة مراحل ، وهي مشابه لمراحل البناء المعهوده ، مع مراعاة لبعض الخصوصيه التي تتطلبها المنشأه ، فعادة ما نبدأ بالتصميم المعماري ، الذي يهتم بالمبنى من الناحية الجماليه و توزيعات الوظائف ، واستخدمات الكتل المعماريه والابعاد المناسبه للكتل وفقا للوظيفه المعماريه المطلوبه ، ولا بد ان يراعى في التصميم مواضيع اخرى ذات اهمية مثل : الاناره الجيده ، ووسائل تهويه صحية والحركه .

بعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري ، نبدأ بالمرحلة الثانية وهي مرحلة التصميم الانشائي ، وخلال هذه المرحله تحديد العناصر الانشائية وابعادها وخصائصها ، وذلك اعتمادا على احمال المبنى و طبيعة استخدامه مراعيا نقل الاحمال عبر العناصر الانشائيه الى الاساسات الحامله والتربه .

2.2 لمحة عن المشروع

المشروع هو عباة عن فندق يقع في مدينة الخليل في منطقة عين سارة ، وصمم هذا الفندق ليكون شاملا للمتطلبات الوظيفية المعماريه المذكورة انفا ، وقد تم الحصول على هذه المخططات من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعماريه في جامعة بولتكنيك فلسطين ، ليتسنى لنا عمل التصميم الانشائي واعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائيه التي يشملها المبنى ، والمشروع من اعداد : روان ابو صبيح ، واشراف : الدكتور غسان الدويك .

يتكون المبنى من خمس طوابق ، بالاضافة الى طابقي ارضي وتسويه ، على مساحة قطعة ارض 4285.7 متر مربع ، ومساحة بناء 1734 متر مربع .

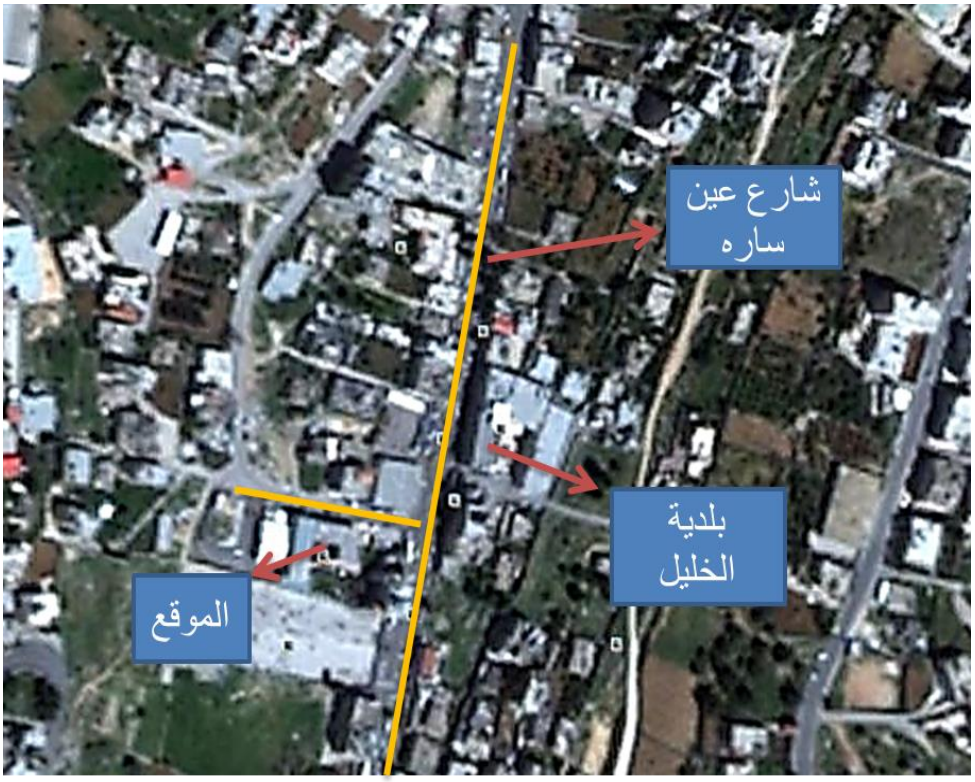
2.3 موقع المشروع

لتصميم اي مشروع فانه ينبغي دراسة الموقع المراد الانشاء فيه بعناية فائقه ، مراعيا بذلك الموقع الجغرافي وتاثير الظروف المناخية السائده في المنطقه بحيث تصان العناصر القائمه وتتالف وتتناغم مع التصميم المقترح .

فلذلك يجب اعطاء فكره عامه عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الارض المقترحه للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطه ، ارتفاع المباني المحيطه ، واتجاه الرياح السائده والصحيح مسار الشمس .

قطعة الارض غير منتظمة الشكل ، تبلغ مساحتها تقريبا 4285 متر مربع ، تقع في منطقة عين ساره (موقع المبنى الرئيسي لجامعة بولتكنيك فلسطين) ، بالقرب من مركز المدينة / منطقة دوار ابن رشد ، وقد تماشى شكل المشروع المنوي انشاءه مع

قطعة الارض ذات الشكل المستطيل مراعيا التصميم واخذا بعين الاعتبار الحاجه الى وجود موقف خاص للسيارات ، وحركة السير القوية على الشارع المجاور .



صورة (2.1) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

2.4.1 اهمية الموقع

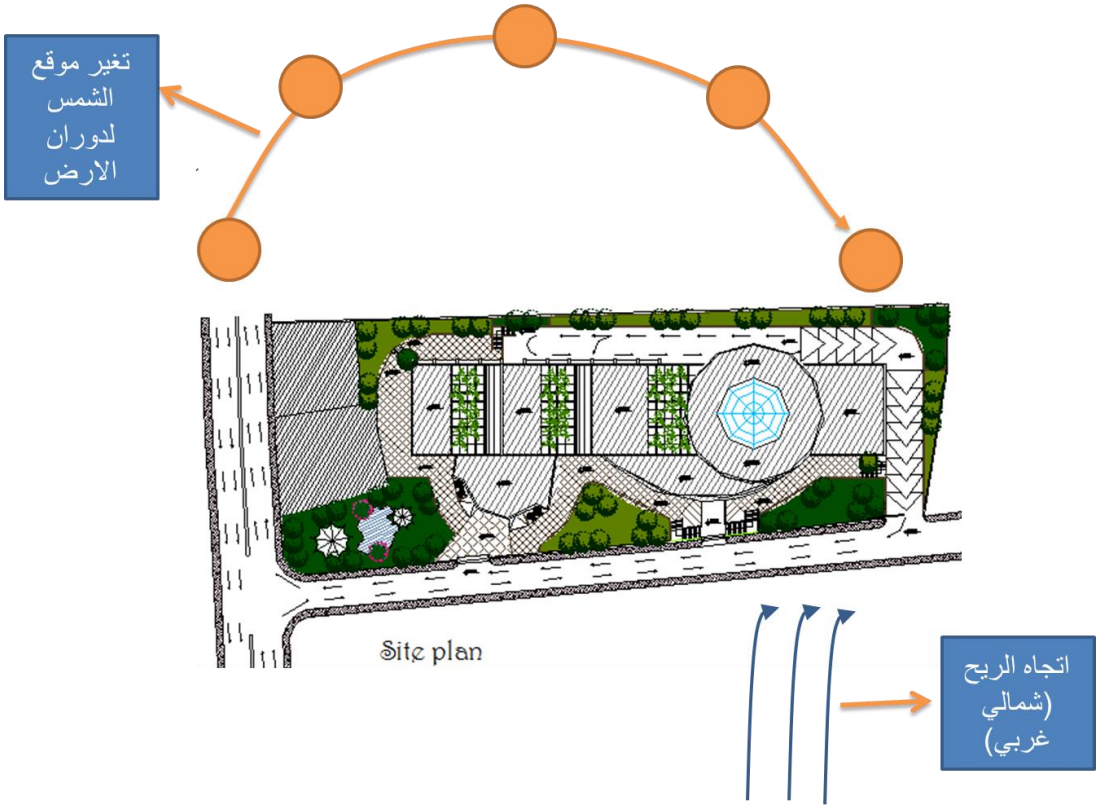
قطعة الارض تقع على جانب شارع عبن ساره ، في المنطقة القريبة من دوار اب رشد ، ويحيط بالشارع ابنية سكنية ومحال تجاريه ، الابنية المجاورة تتكون في الغالب من طابق الى ثلاثة طوابق .

وقد تم مراعاة ما يلي في اختيار الموقع :

- ان يكون الفندق في مكان وسطي قريب من مركز المدينة .
- مساحة قطعة الارض كافية لانشاء المشروع وما يلزمه من متطلبات .
- توفر وسائل النقل والمواصلات .
- توفر ما يلزم من خدمات مثل : (كهرباء وماء) .

2.4.2 حركة الشمس والرياح

تعتبر حركة الشمس والرياح من العوامل المهمه في تحليل المبنى ، فيجب مراعاة تاثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه الى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والاضاء الطبيعية .



صورة (2.2) : صورة تبين قطعة الارض وموقع الشمس واتجاه الريح .

2.4.3 العناصر المعماريه

مدينة الخليل تقع الى الجنوب من الضفة الغربية محاطه بقمم الجبال العالية ، وهذا ما اكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابه الطبيعية من النقب جنوبا الى مرتفعات القدس شمالا ، وشهدت مينة الخليل في العقود الاخيره تزايدا في عدد السكان ، وفي عدد الابنية و المنشات ، وهذا بالاضافه الى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي ، مما اكسب طرازها المعماري طرازا فريدا يتماشى مع طبيعتها .

2.5 وصف المساقط الافقيه

المبنة في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل والشكل الدائري وهذا محكوم بطبيعة قطعة الارض و موقعها في مركز المدينة وتبلغ مساحة البناء 9537 متر مربع وهي موزعة على طابق تسوية وطابق ارضي و خمس طوابق كالتالي :

2.5.1 طابق التسويه

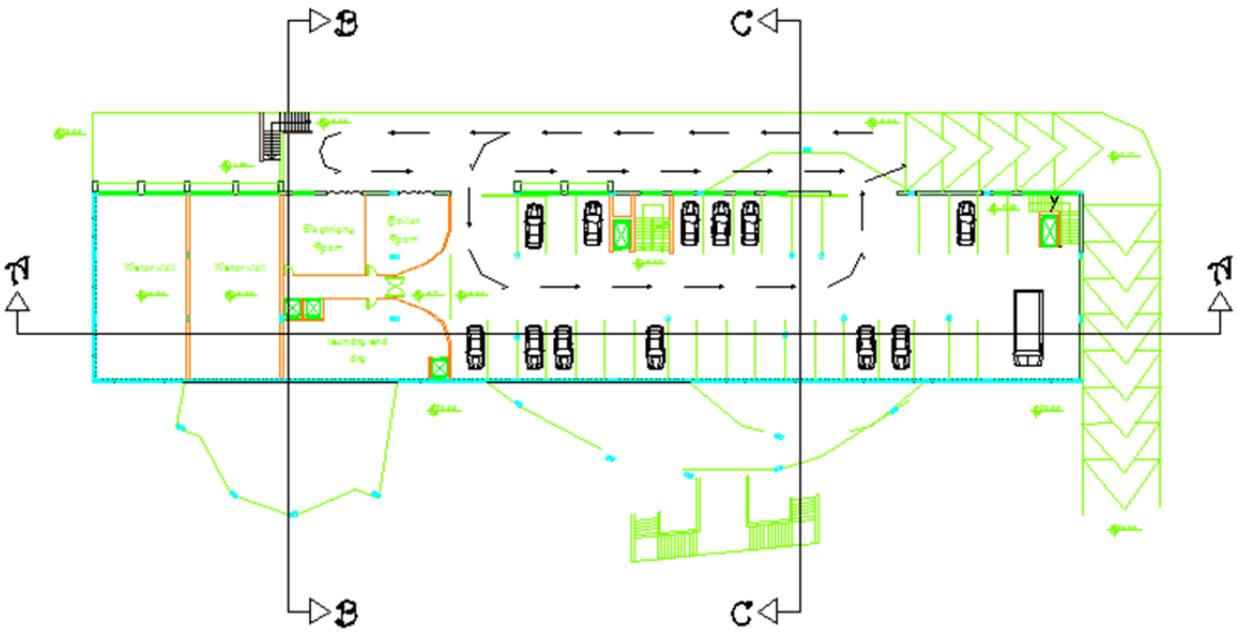
مساحة هذه الطابق هي 1374 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- موقف للسيارات يتسع لما يقارب الى 27 مركبة .
- غرف للغسيل والتنظيف .
- غرفة كهرباء .
- غرفة للحارقه الخاصة بالتدفئه .
- بئر ماء (5*15.7*15.7) .

طريقة الوصول :

- من خلال مدخل موقف السيارات .
- من خلال الادراج الداخليه .



صورة (2.3) : مسقط طابق التسويه .

2.5.2 الطابق الارضي

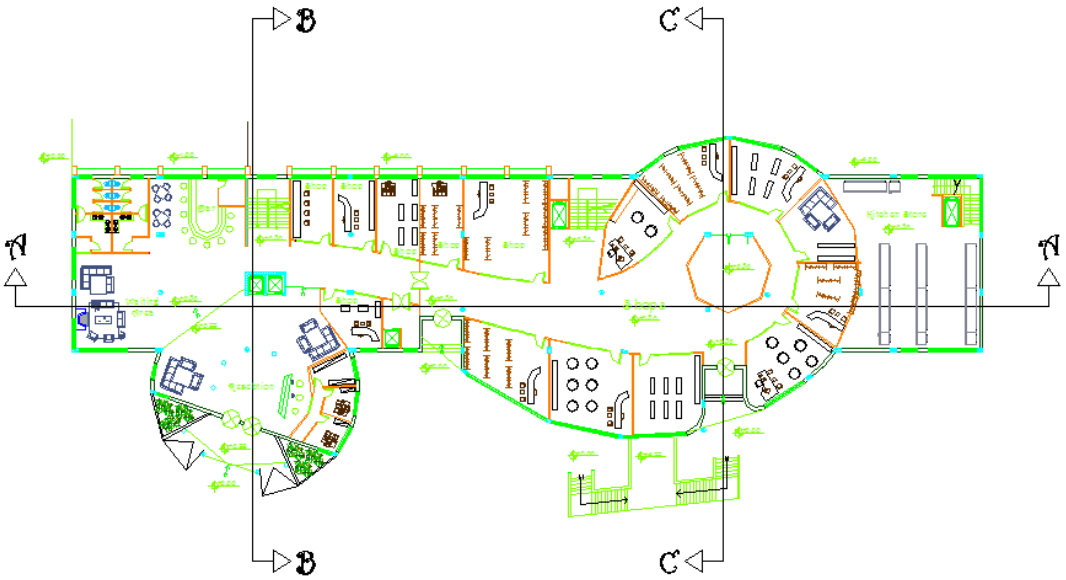
مساحة هذا الطابق 1734 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- مطبخ كبير مع مخزن.
- عدد من المحال التجاريه متعددة الاستعمال .
- قاعة استقبال لاستقبال الزوار .

طريقة الوصول :

- المداخل الرئيسية للفندق .
- الادراج .



صورة (2.4) : مسقط الطابق الارضي .

2.5.3 الطابق الاول

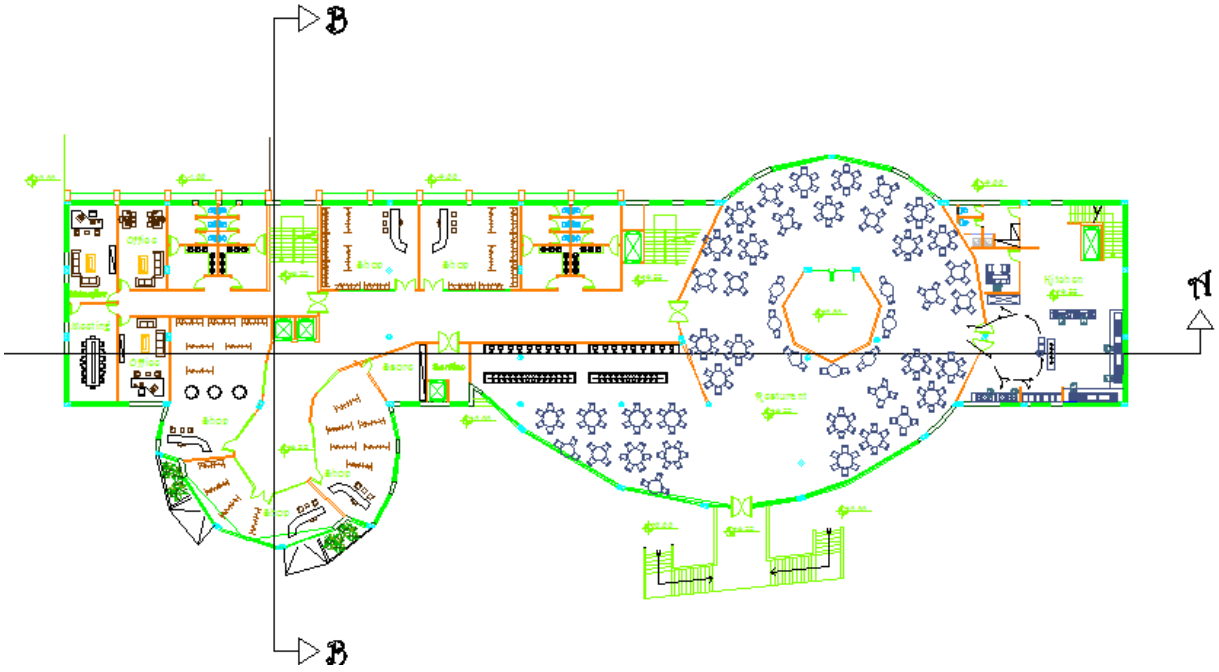
مساحة هذا الطابق 1734 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- مطعم كبير .
- عدد من المحال التجاريه .
- عدد من المكاتب .
- قاعة اجتماعات .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- مصاعد كهربائيه .
- من خلال جسر خارجي يوصل الى المطعم .



صورة (2.5) : مسقط الطابق الاول .

2.5.4 الطابق الثاني

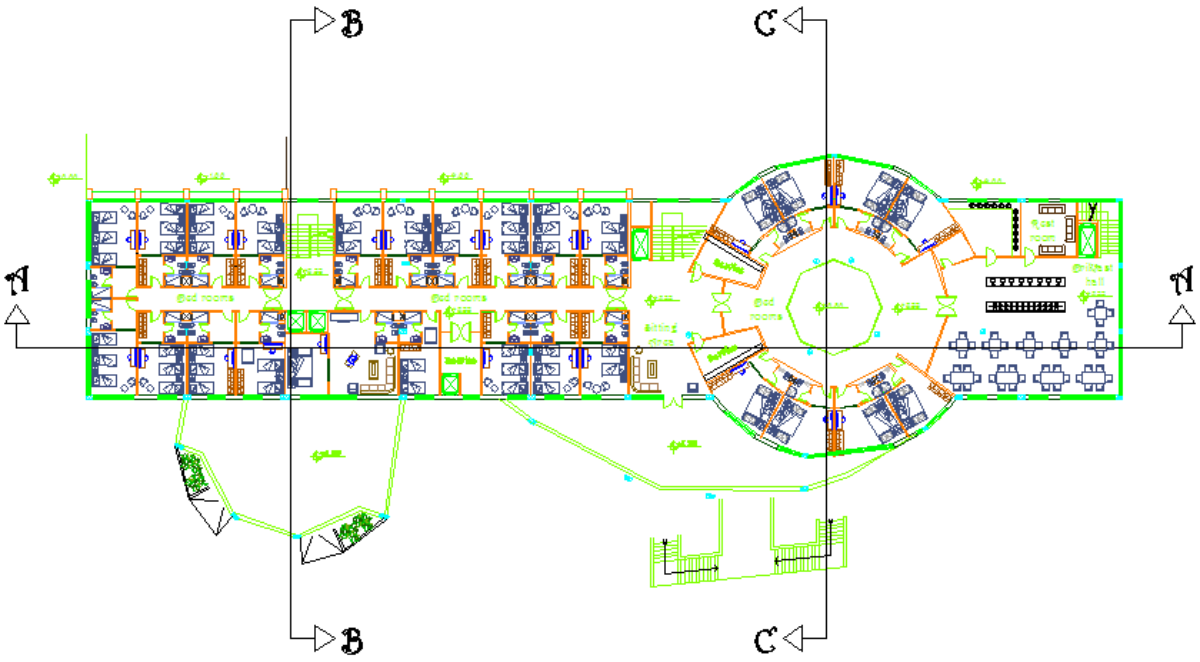
مساحة هذا الطابق 1734 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قاعة افطار كبيرة تتسع لغاية 50 شخص .
- غرف نوم .
- حدائق خارجية .

طريقة الوصول :

- مصاعد كهربائية
- ادراج .



صورة (2.6) : مسقط الطابق الثاني .

2.5.5 الطابق الثالث

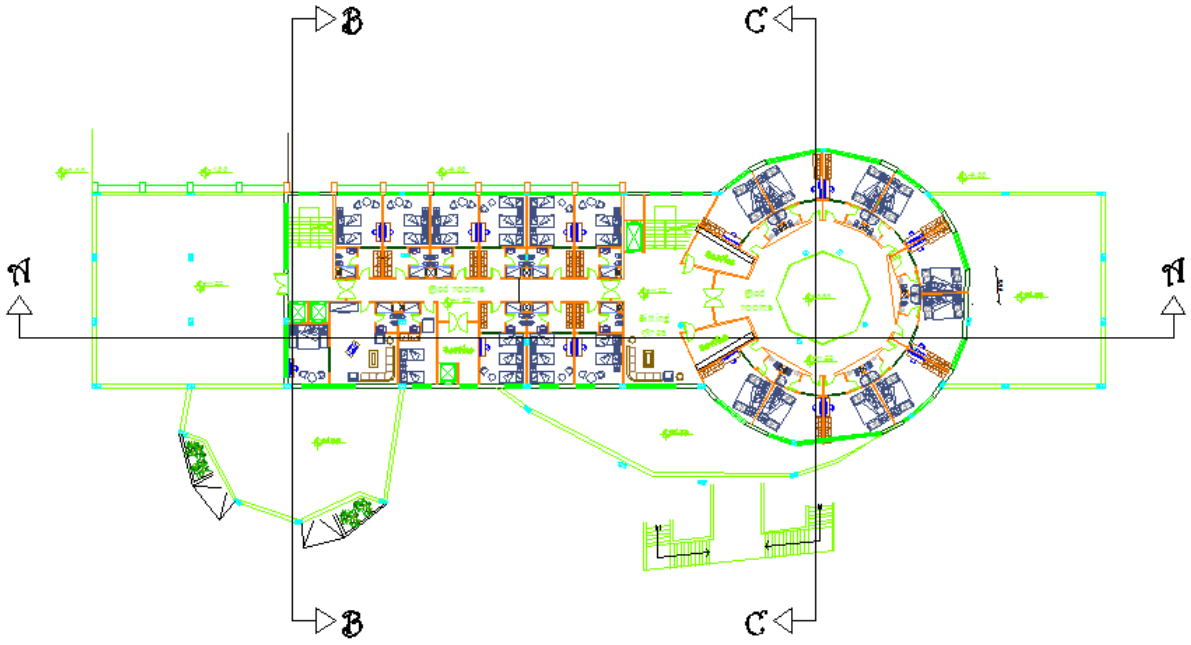
مساحة هذا الطابق 1238 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- غرف نوم .
- تراس .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد .



صورة (2.7) : مسقط الطابق الثالث .

2.5.6 الطابق الرابع

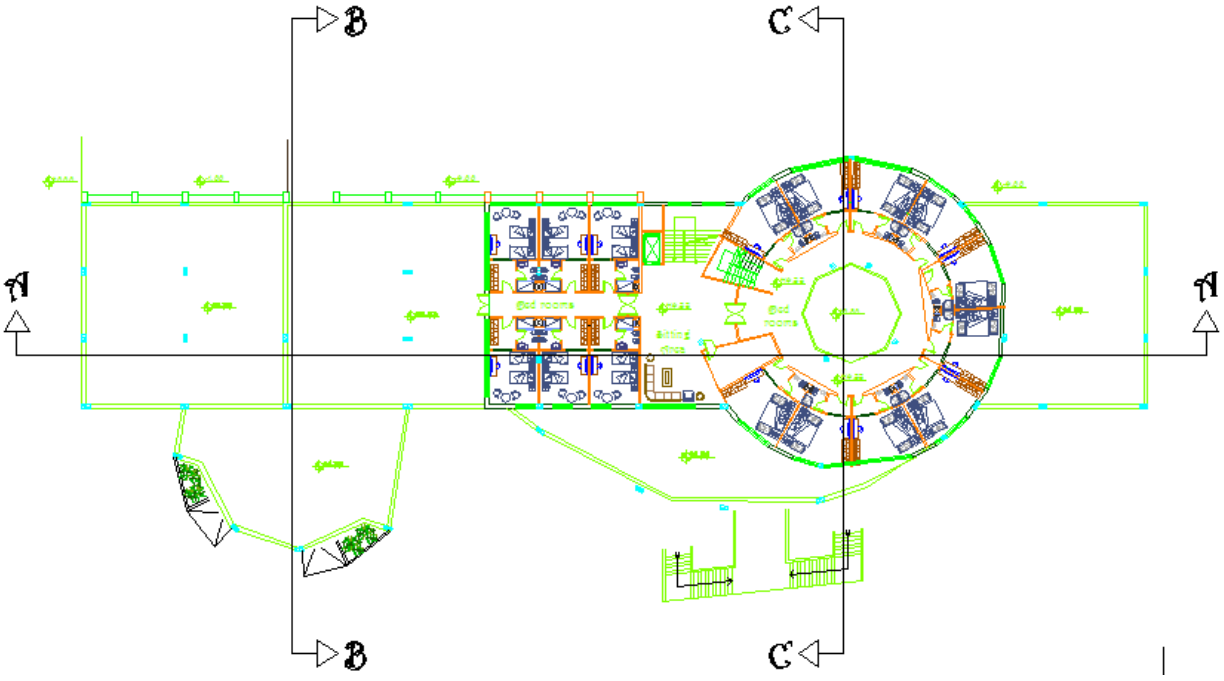
مساحة هذه الطابق 986 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- غرف نوم .
- تراس .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد .



صورة (2.8) : مسقط الطابق الرابع .

2.5.7 الطابق الخامس

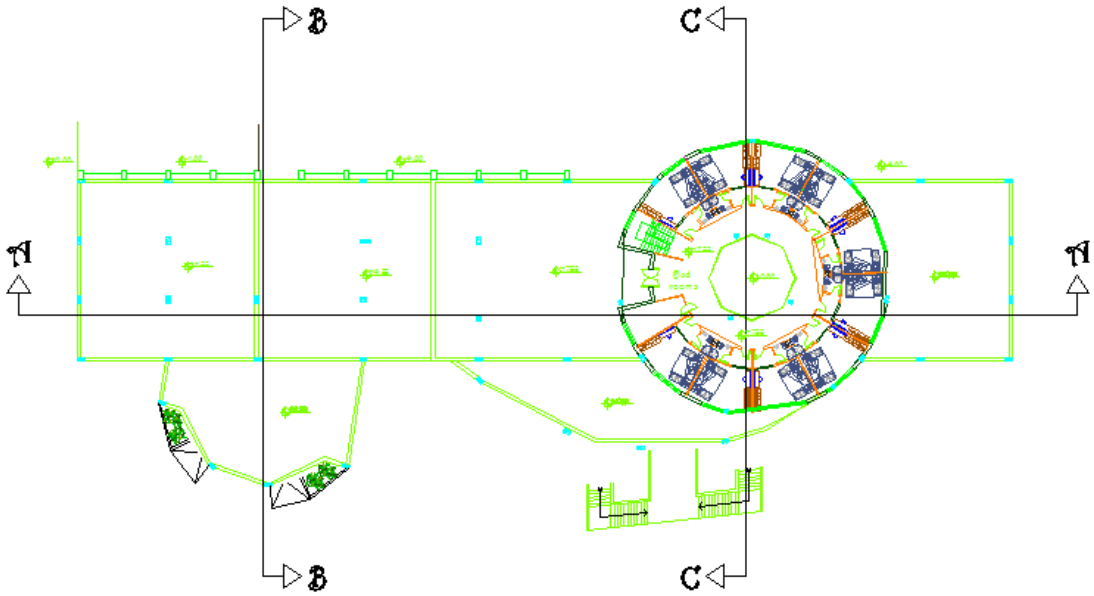
مساحة هذا الطابق 737 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- غرف نوم .
- تراس .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد.



صورة (2.9) : مسقط الطابق الخامس .

2.6 وصف الواجهات

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من اي تصميم تعطي الانطباع الاول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطه بل وانها تظهر اختلافات الوظيفه التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهه ، وهذا يتتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهه والتي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

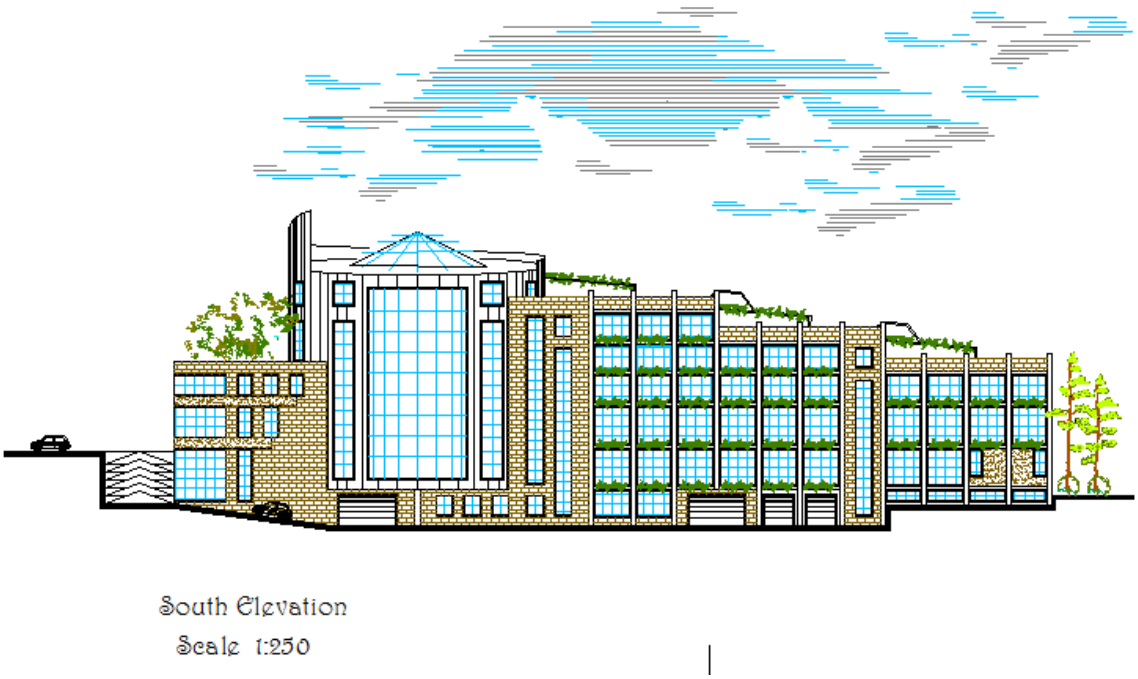
1. 2.6 الواجهة الشماليه

تعد هذه الواجهه هي الواجهه الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى ، ونرى فيها تعدد انظمة الفتحات المستخدمه ، وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحتويها فراغات المبنى . وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الافقية والراسية ، كما نلاحظ استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ، وذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر ، هذا بالاضافة الى ان استخدام الزجاج اضفى نوع من الحداثه من جهة ومن جهة اخرى اضفى جانب جمالي ، بالاضافة الى مساهمته في توفير جزء من الاضاءة الطبيعية .

صورة (2.10) : الواجهة الشماليه .

2.6 .2 الواجهة الجنوبيه

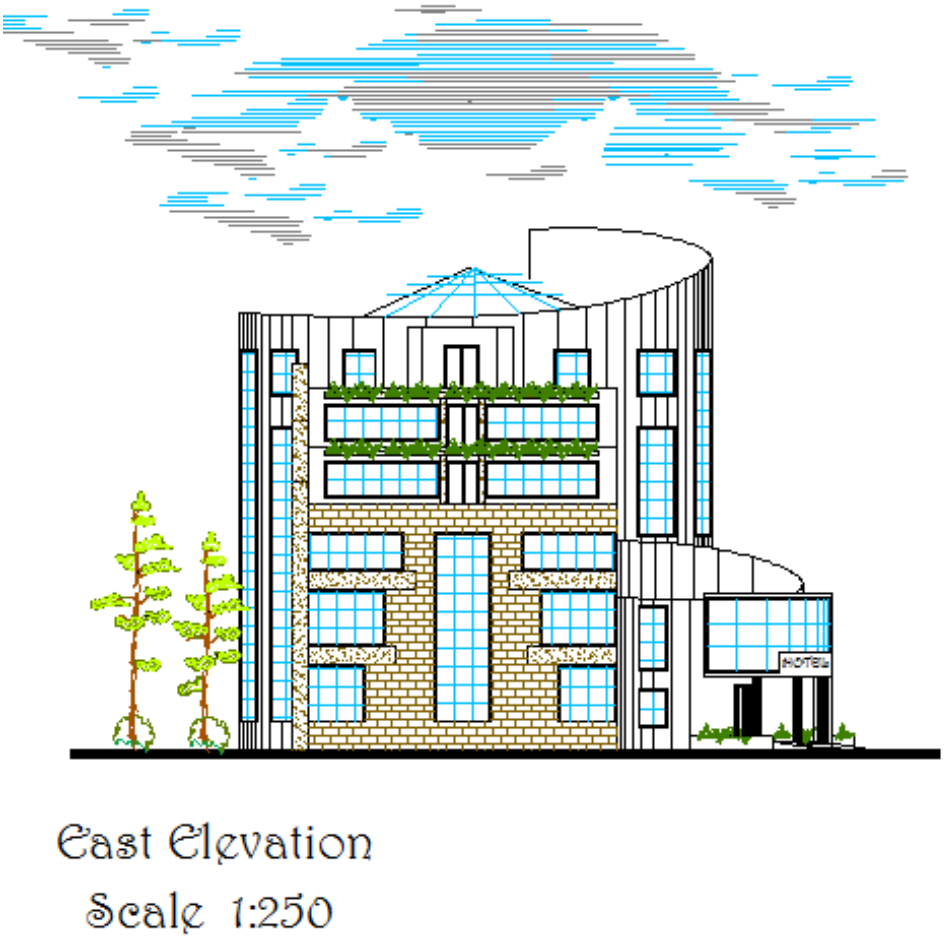
تعددت في هذه الواجهة ايضا اظمة الفتحات ، هذا بالاضافة الى اختلاف المناسيب ، وتعدد استعمالات الزجاج والالمنيوم ، التي ساهم ايضا في كسر الملل لدى الناظر للواجهة .



صورة (2.11) : الواجهة الجنوبية .

3. 2.6 الواجهة الشرقيه

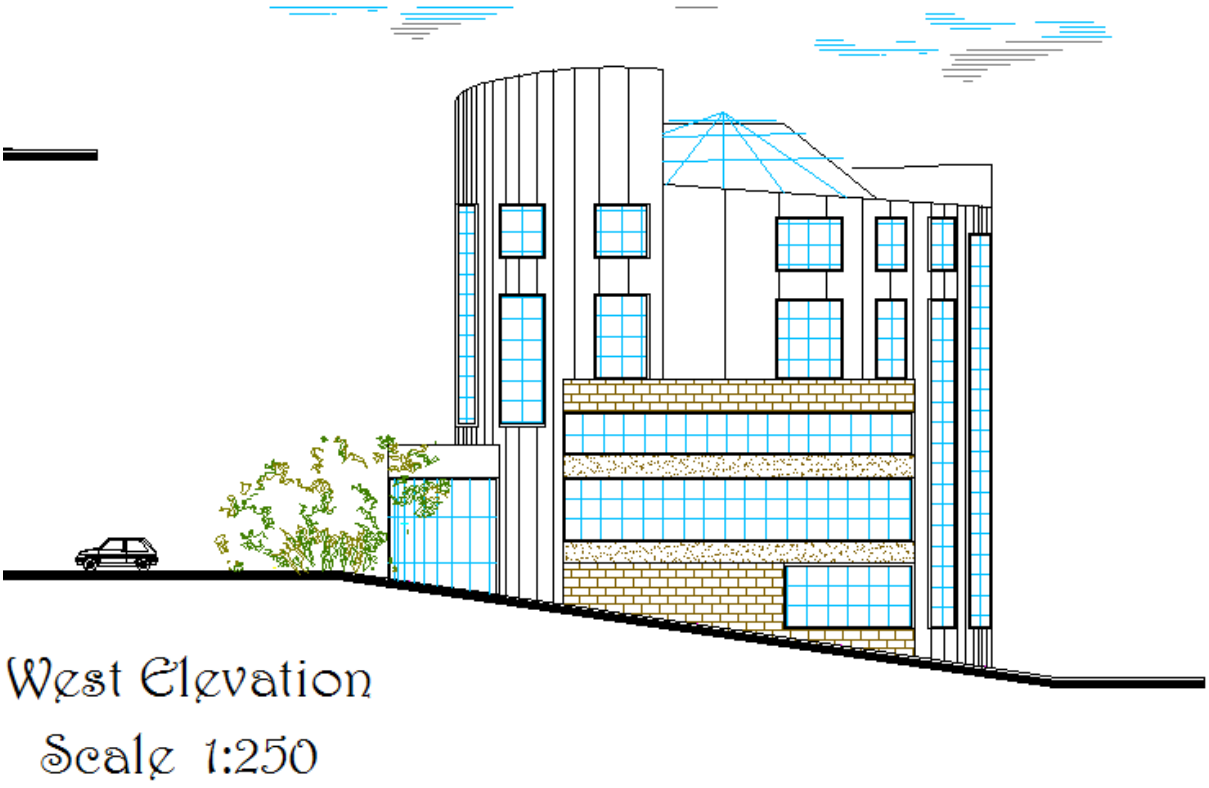
استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام اشكال متعددة من الفتحات ، واستعمال المنحيات (Curves) ، لاغناء واثراء الواجهة ، التي تعد قصيرة بالمقارنه مع الواجهتين الشمالية والجنوبية .



صورة (2.12) : الواجهة الشرقية .

4. 2.6 الواجهة الغربيه

استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام اشكال متعددة من الفتحات ، واستعمال المنحيات (Curves) ، لاغناء واثراء الواجهة ، التي تعد قصيرة بالمقارنه مع الواجهتين الشمالية والجنوبية .



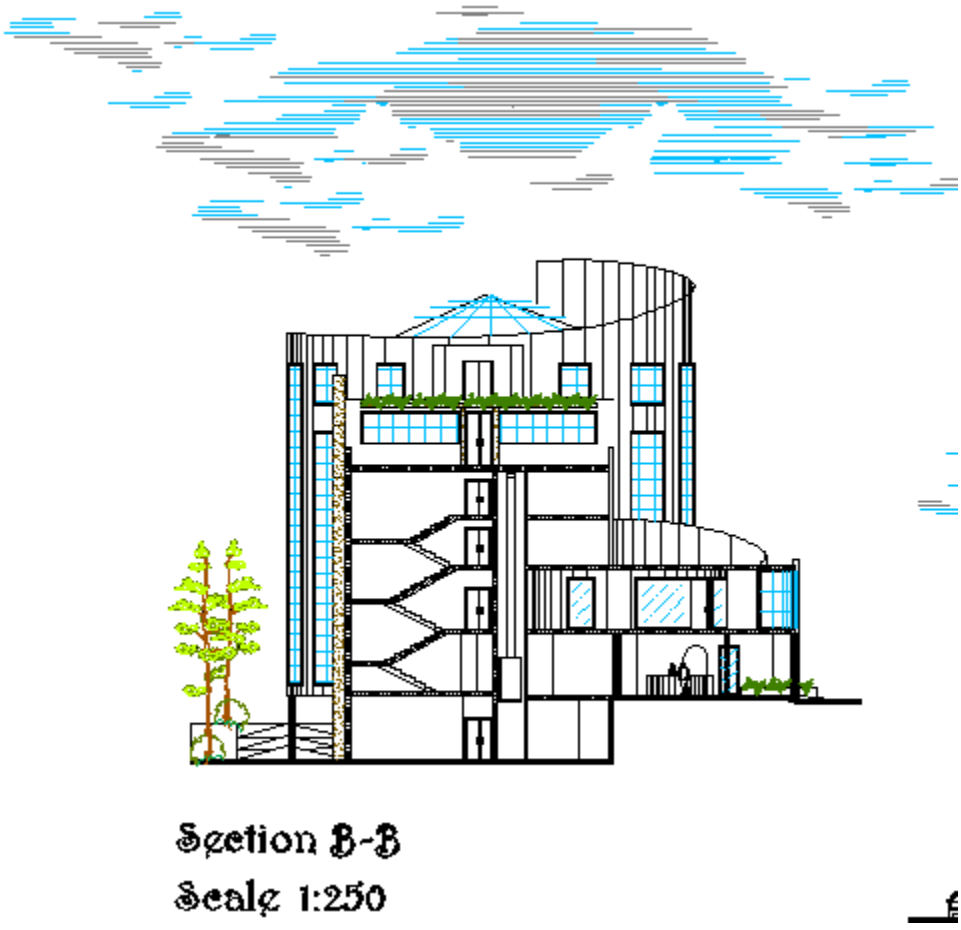
صورة (2.13) : الواجهة الغربيه .

2.7 وصف الحركه

تاخذ الحركة اشكالا عدة ، سواء من الخارج او من الداخل ، فالحركة من الخارج الى الداخل تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي (طابق الاول) .

ويمكننا الوصول للمبنى من عدة اماكن مثل : الدرج ، والجسر الخارجي ، وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد ، وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفه.

فالحركه في الطابق الارضي تاخذ شكل خطي في الممرات ، بالاضافه الى الحركة الراسية بين الطوابق فانها تتم من خلال الادراج والمصاعد الكهربائية المتوفرة في اماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينهما .



صورة (2.14) : مقطع B-B ، يبين بعض انواع الحركة .

3.1 المقدمه

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

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

3.2 الهدف من التصميم الانشائي

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

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

3.3 مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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

3.4 الاحمال

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

3.4.1 الاحمال الميته

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

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي, وكثافات المواد المكونة له , والجدول (3.1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم	المادة المستخدمه	الكثافة المستخدمه(KN/m^3)
1	المونة والبلاط	**22**
2	الخرسانه	**25**
3	الطوب	**10**
4	القصارة	**22**
5	الرمل	**16.4**

جدول (3.1) : جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمه .

3.4.2 الاحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة, والجدول (3.2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^3)
1	مواقف السيارات	**2.5**
2	المخازن	**3**
3	الأدراج	**4**
4	السقوف	**4**
5	المطاعم	**5**
6	المكاتب	**2**
7	الفنادق	**4.5**

جدول (3.2) : جدول الاحمال الحية لعناصر المبنى .

3.4.3 الاحمال البيئيه

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

3.4.3.1 احمال الرياح

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

3.4.3.2 احمال الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع 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) : احمال الثلوج حسب الارتفاعات عن سطح البحر .

3.4.3.3 احمال الزلازل

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

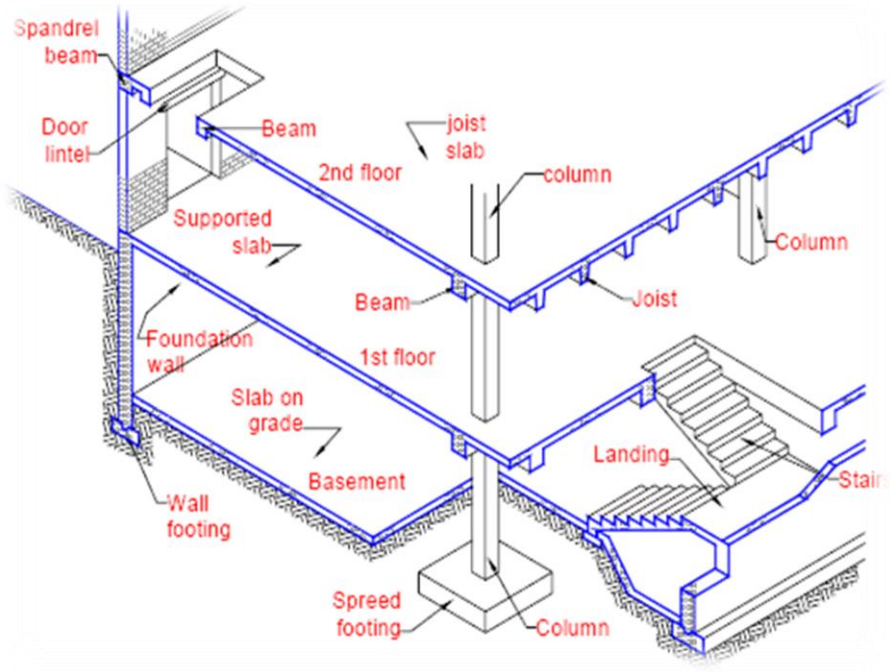
وسيتم التعامل معها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

3.5 الدراسات الجيوتقنية

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

3.6 الاختبارات العمليه

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات, والجسور, والأعمدة, وجدران القص, والأدراج, والأساسات.



صورة (3.1) : توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى .

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

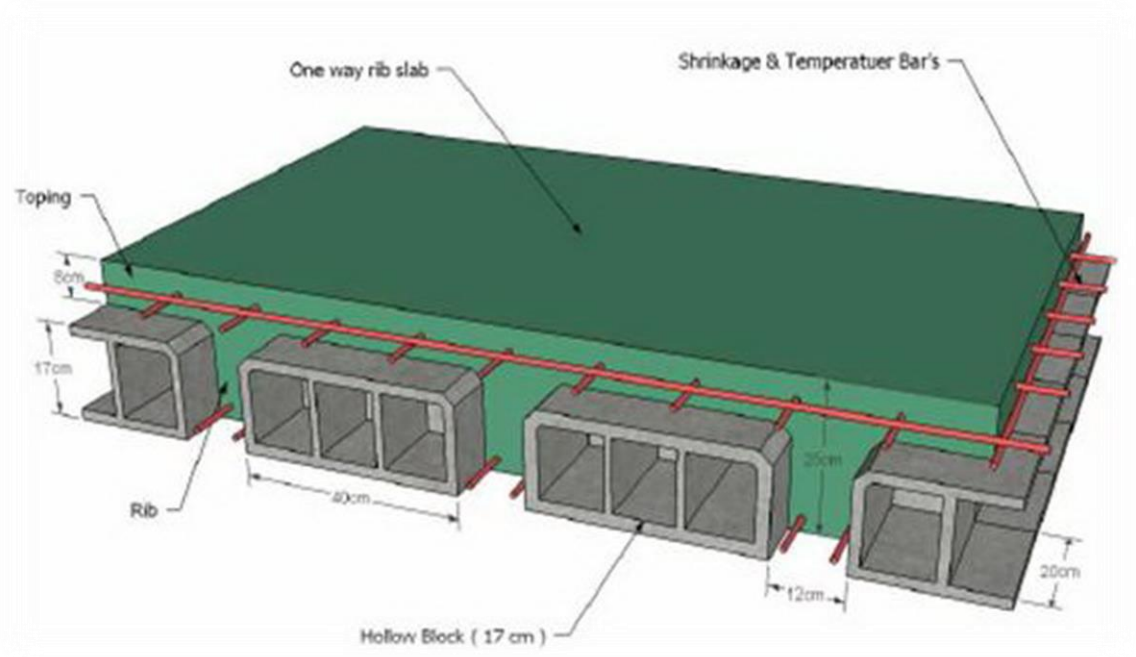
3.6.1 العقدات

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاه للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
4. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

3.6.1.1 عقدة العصب الواحد ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

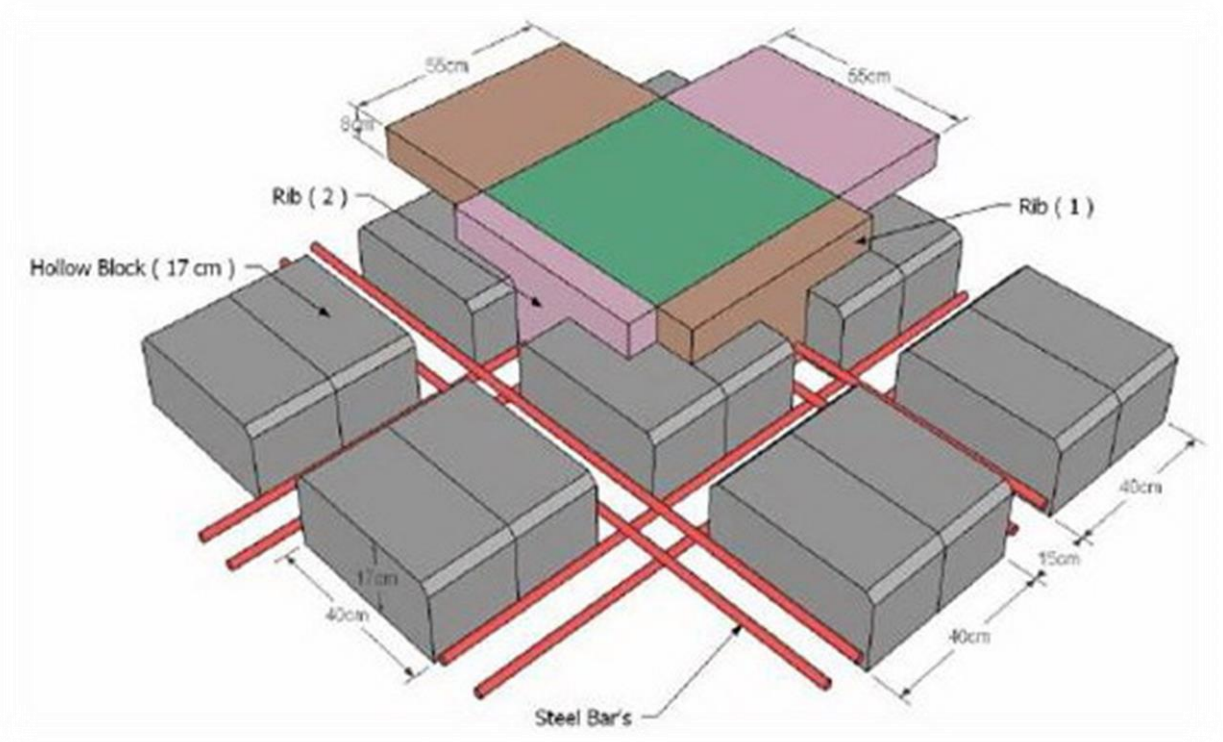
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليهالعصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3.2).



صورة (3.2) : العقدة ذات العصب بالاتجاه الواحد .

3.6.1.2 عقدة العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

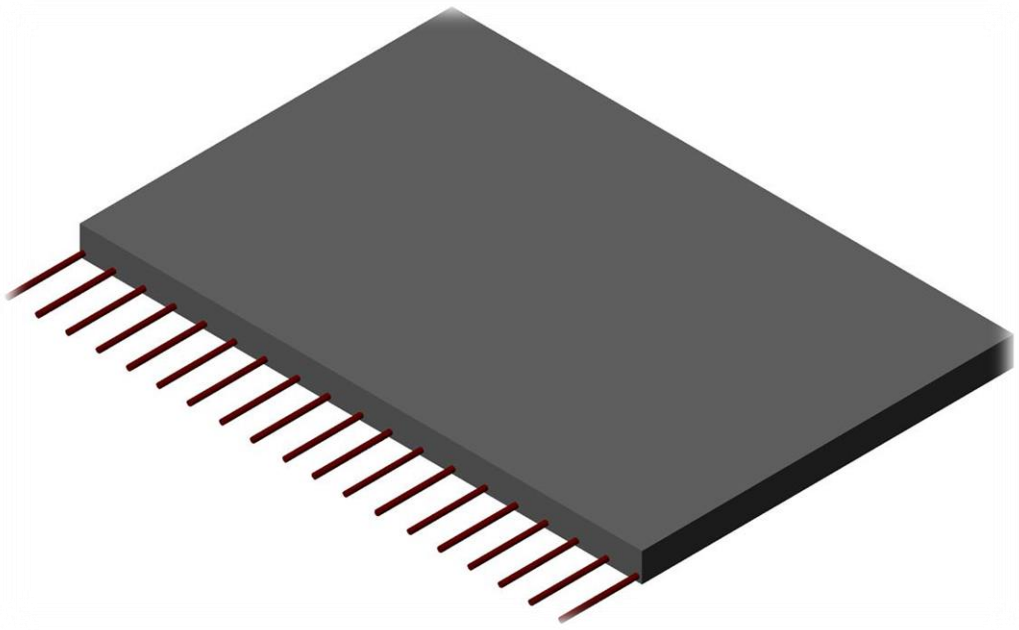
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3.3):



صورة (3.3) : العقدة ذات العصب بالاتجاهين .

3.6.1.3 العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

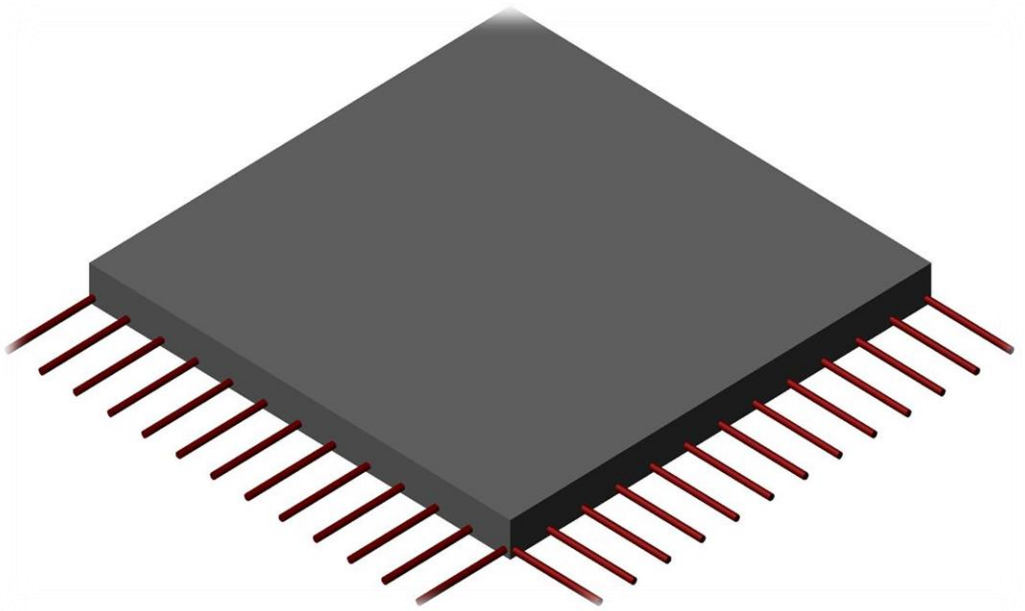
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة, وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3.4) .



صورة (3.4) : العقدة المصمته ذات الاتجاه الواحد .

3.6.1.4 العقدات المصمته ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

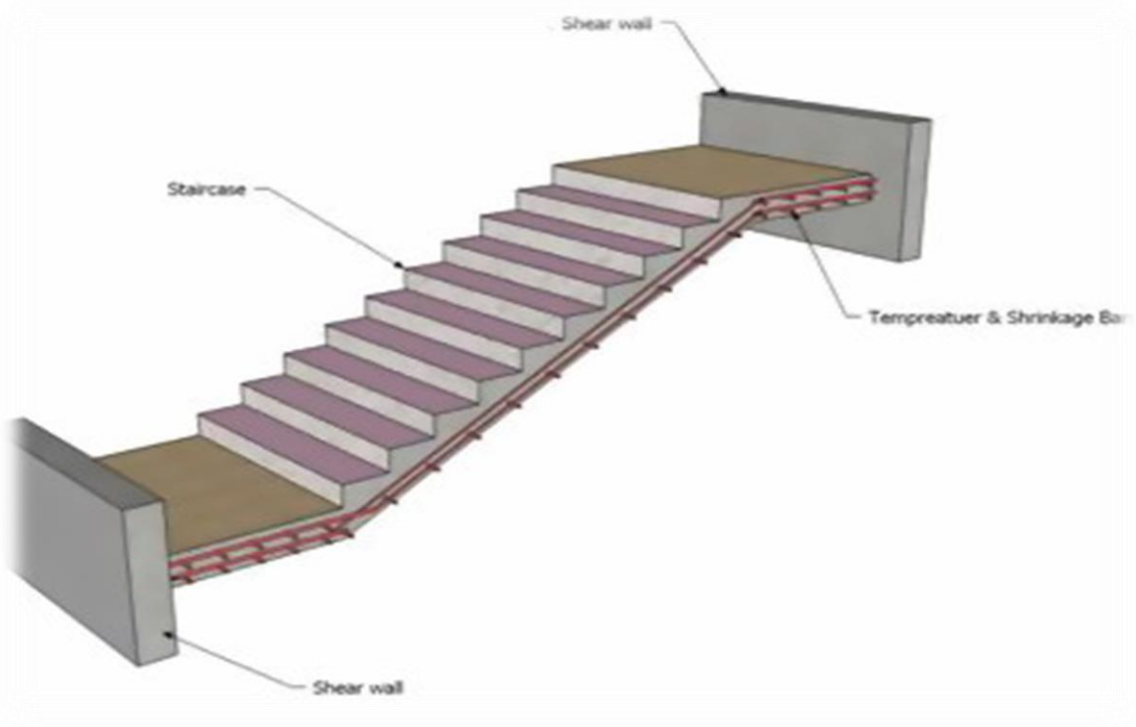
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-5).



صورة (3.5) : العقدة المصمته ذات الاتجاهين .

3.6.2 الادراج

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (3-6).



صورة (3.6) : الدرج .

3.6.3 الجسور

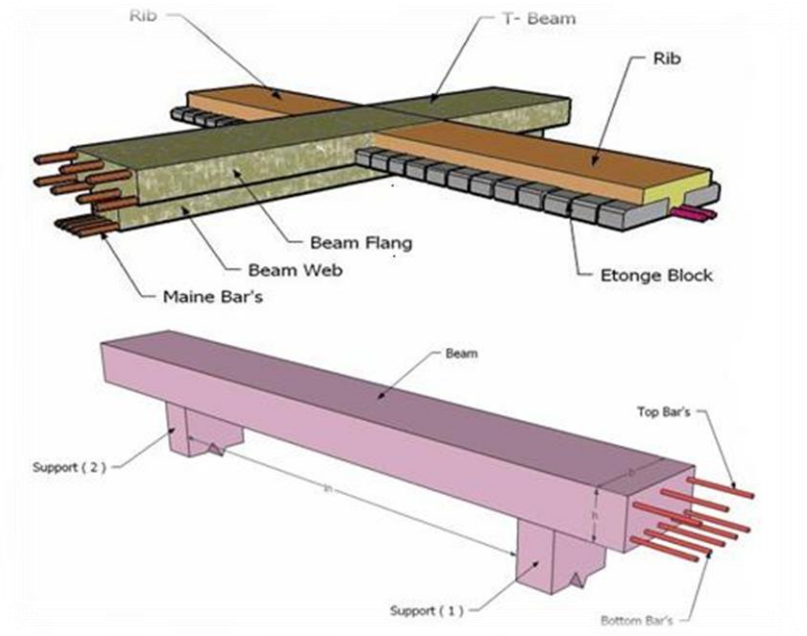
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة, حيث تقسم الى:

1- جسور مسحورة.

2- وجسور متدلية(T-section) .

3- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-7) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



صورة (3.7) : انواع الجسور المستخدمه في المشروع .

3.6.4 الاعمدة

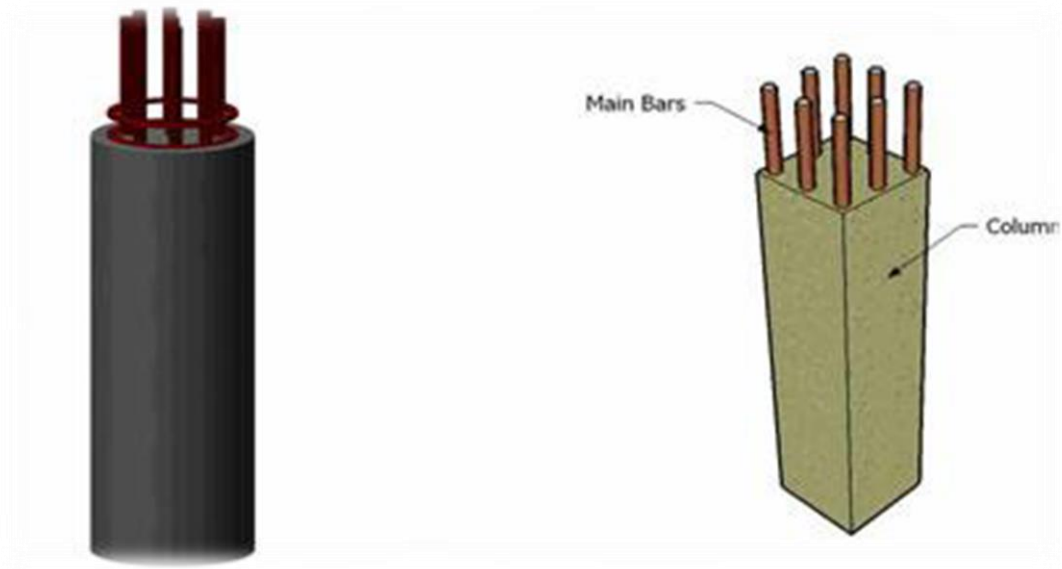
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور , وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة , ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي, فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

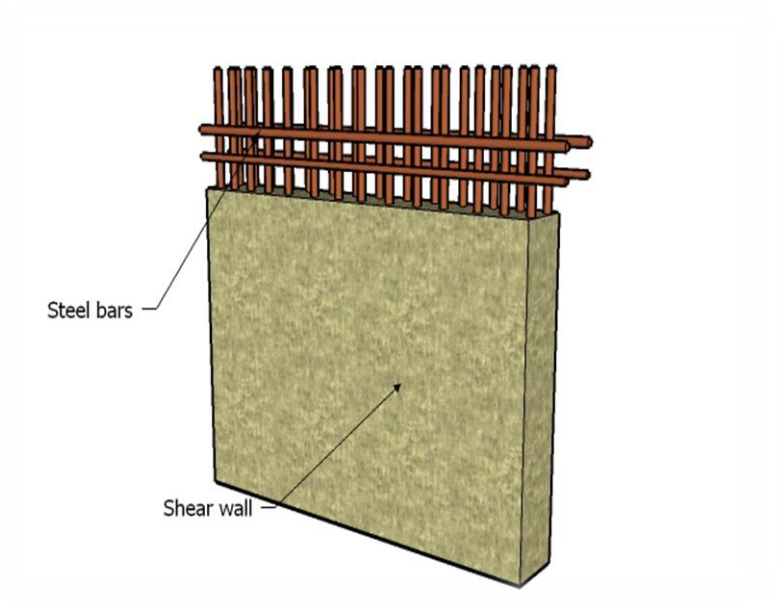
منها المستطيل والدائري, والمربع ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (3-8).



صورة (3.8) : انواع الاعمده المستخدمه في المشروع .

3.6.5 جدران القص

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).



صورة (3.9) : جدار المقاومة لقوى القص .

3.6.6 الاساسات

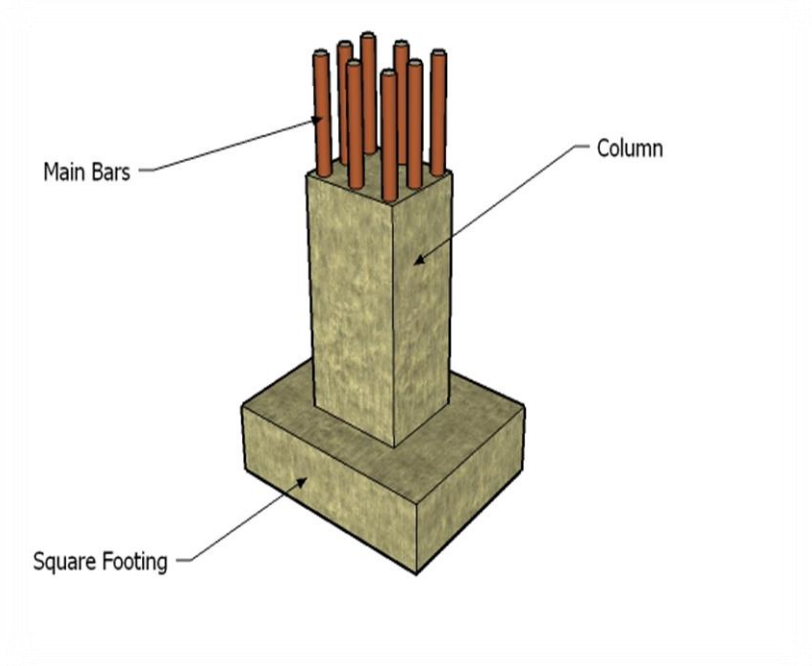
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط, وهي على عدة أنواع كما يلي:-

1- أساسات منفصلة(Isolated)

2- أساسات مزدوجة(Combined)

3- أساسات شريطية.(Strip)

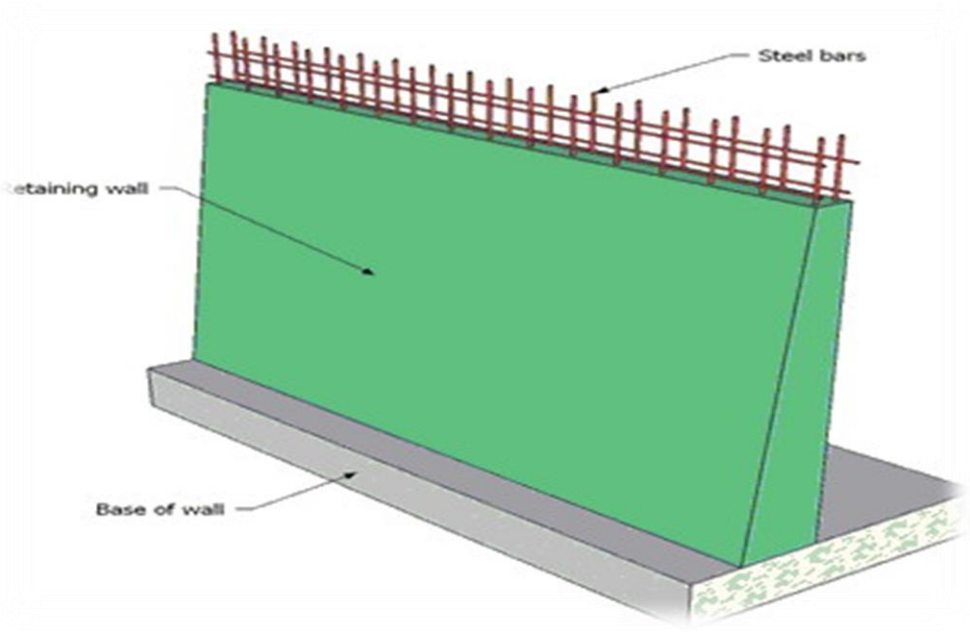
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



صورة (3.10) : الاساسات .

3.6.7 الجدران الاستناديه

نظراً لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع , وتمنع أي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكي كما في الشكل (3-11).



صورة (3.11) : الجدران الاستناديه .

3.7 برامج الحاسوب التي تم استخدمها

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

Chapter Four

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of Rib

4.6.1 : Design of Positive Momentfor Rib.

4.6.2 :Design of Negative Momentfor Rib.

4.6.3 : Design of shear for Rib.

4 – 7 Design of Beam

4.7.1 : Design of Positive Momentfor Beam.

4.7.2 Design of Negative Momentfor Beam.

4.7.3 : Design of shear for Beam.

4 – 8 Design of columns

4.8.1: Load Calculation.

4.8.2: Check Slenderness Effect.

4.8.3: Design of the Reinforcement.

4.8.4 :Design of short Column.

4.8.5 :Design of Col 65.

4 – 9 Design of isolated footing

4.9.1 : Load Calculation.

4.9.2 : Design of Positive Momentfor B

4.9.3: Determine the depth of footing based on shear strength

4.9.4: Design for Bending Moment.

4.9.5: Development Length of main Reinforcement for Mu1.

4.9.6 :Design of dowels .

4.9.7 : Isolated Footing Detail.

4– 10 Design of Basement Wall

4.10.1:Loading .

4.10.2:Design.

4.10.3 Design of the Vertical reinforcement.

4.11 Design of Stairs

4.11.1 Determination of Slab Thickness

4.11.2: Load Calculations at section (A-A)

4.11.2.1: Load on Stringer

4.11.2.2 Load on landing

4.11.3 Design of Shear

4.11.4 Design of Bending Moment

4 -12 Design of shear wall

4.12.1: Design of the Horizontal reinforcement

4.12.2: Design of shear

4.12.3: Design for Vertical reinforcement.

4 .12. 4 : Design of bending moment

4.1: Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

4 .2 : Factored Loads.

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

$q_u = 1.2DL + 1.6LL$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4.3 : Determination of Thickness:

4.3.1Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.
The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

The minimum required thickness of the joist is:

$\frac{L_1}{18.5} = \frac{5.98}{18.5} = 0.323m$ For exterior span (Rib) *ACI-318-08 (9.5a)*

$\frac{L_2}{21} = \frac{5.82}{21} = 0.277m$ For interior span (Rib)

$\frac{L_3}{18.5} = \frac{6.18}{18.5} = 0..334m$ For exterior span (Beam)

4.4:Load Calculation:

One - way ribbed slab.

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

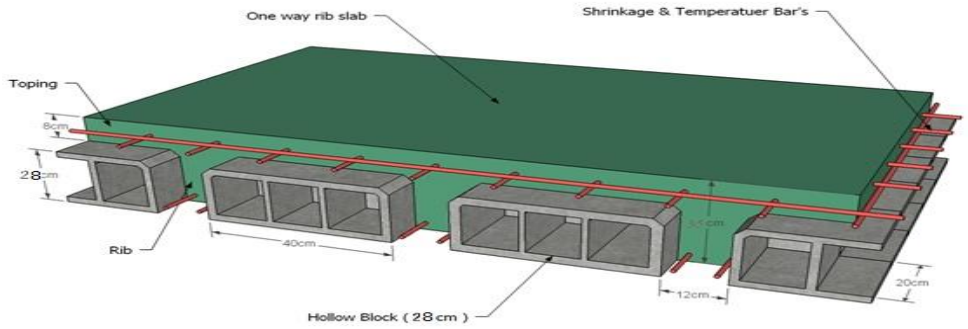


Fig. (4-1) One way rib slab

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-08 (8.12.2)*

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

b_E = (4190-800) / 4 = 847.5 mm

b_E = 120 + 16 t = 120 + 16 (80) = 1400 mm

b_E = 520 mm ..... control

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	**Rib**	0.12 × 0.27 × 25 = 0.81 KN/m		
2	**Hollow Block**	0.4 × 0.27 × 10 = 1.08 KN/m		
3	**Top Slab**	0.08 × 0.52 × 25 = KN/m1.04		
4	**Plaster**	0.03 × 0.52 × 22 = 0.3432 KN/m		
5	**Sand Fill**	0.07 × 0. 52 × 16.4 = 0.59696 KN/m		
6	**Tile**	0.03 × 0. 52 × 22 = 0.3432 KN/m		
7	**Mortar**	0.03 × 0. 52 × 22 = 0.3432 KN/m		
8	**partition**	2× 0.52 = 1.04 KN/m		
			5.6	KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.81+ 1.08 + 1.04 + 0.59696+ 0.3432 + .3432+ .3432 + 1.456= 5.6KN/m of rib

For library the live load is 4.5 KN/m²

Live load = 4.5× 0.52 = 2.34 KN/m of rib

4.5 : Design of Topping:

Design of Topping for Ribbed Slab:

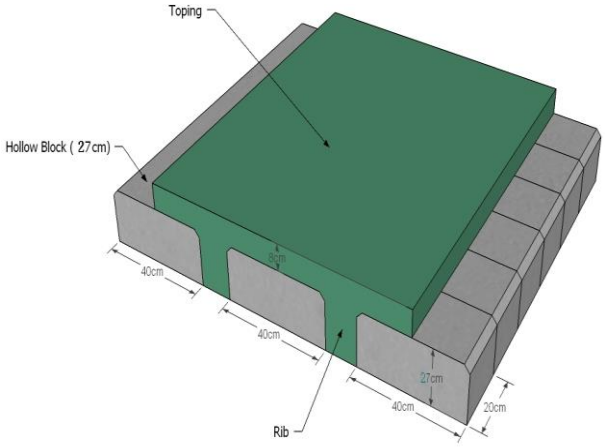


Fig. (4-2) Topping

Dead load of topping =

0.03 × 22×1 (tiles)

+ 0.03× 22×1 (mortar)

+ 0.07× 16.4×1 (sand)

+ 0.08 × 25×1 (slab)

+ 2.0×1 (partitions') =6.44 KN/m

Live Load = 4.5 × 1 = 4.5 KN/m. (for Hotels)

Wu = (1.2 ×6.44) + (1.6 ×4.5)
= 14.93 KN/m

→ For a one meter strip Wu 14.93 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu \times l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{14.93 \times 0.4^2}{12} = 0.2 KN.m$$

ACI-318-08 (22.5.1) $fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}$

$fr = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.0576\,MPa$

Mn = fr× s

$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.667 mm^3$

Mn = $2.0576 \times 1066666.667 \times 10^{-6} = 2.1947$KN.m

ΦMn = 0.55 × 2.1947= 1.207085KN.m

Φ Mn = 1.207085 KN.m > Mu = 0.2KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-08 (7.12.2.1)*

As = ρ× b × h = 0.0018 × 1000× 80 = 144 mm^2

Try bars Φ 8 with As = 50.27

Bar numbers $n = \frac{As}{As\phi 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take 3 Φ 8 with As = 150.8 mm²/m strip or Φ 8 @ 300mm

In both direction step (S) is the smallest of :-

1) 3h = 3*80=240mm……control ACI-318-08 (10.5.4)
2) 450mm
3) $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

BUT :

$s \le 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) = 300mm$

Take Φ 8 @200mm in both direction S= 200mm<Smax =240mm…..ok

Use Φ 8 @ 20 cm

4.6 : Design of Rib1 :

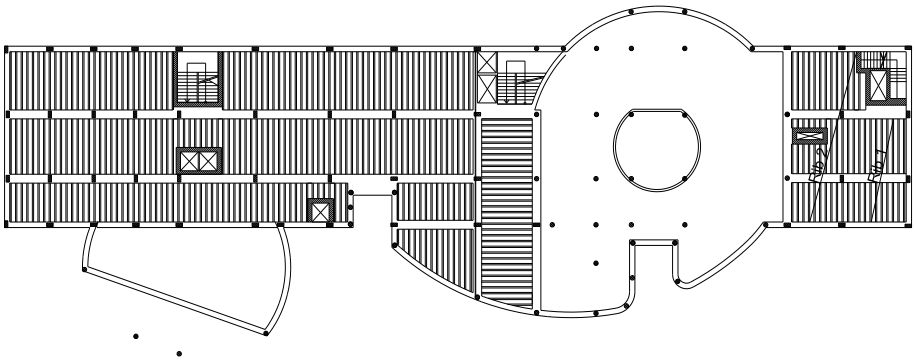


Fig.(4-3) Rib location .

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

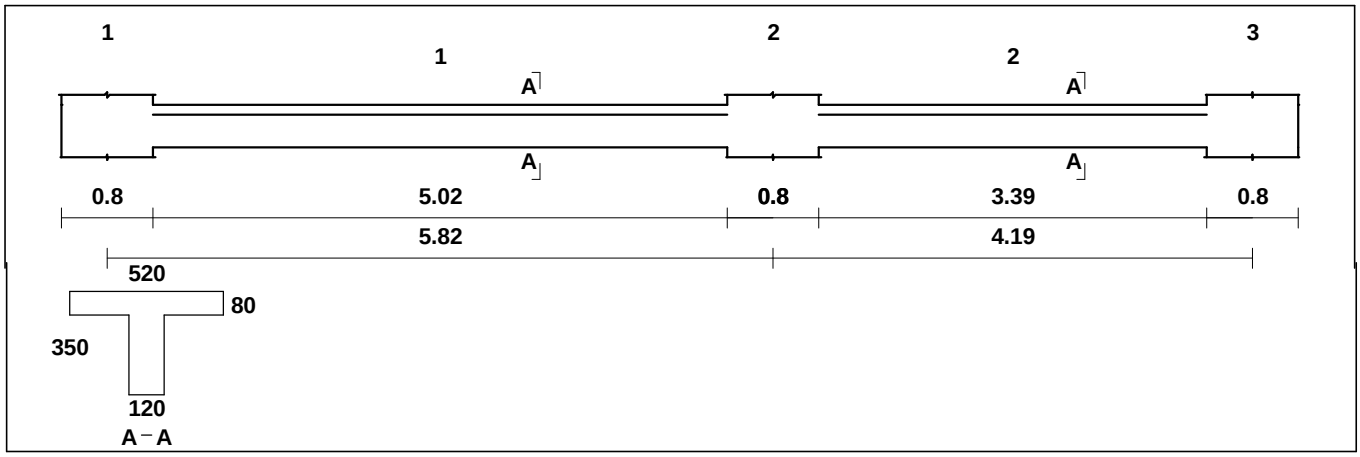


Fig. (4-4)geometry of rib 1

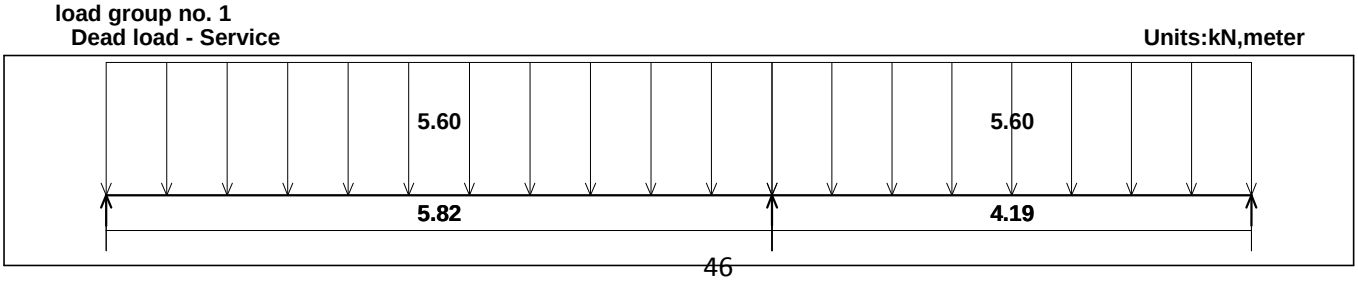


Fig. (4-5) Service dead load of rib 1 .

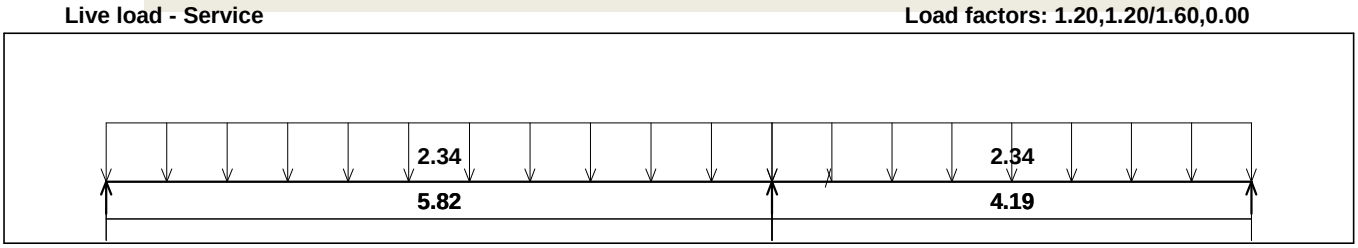


Fig. (4-6) service live load of rib 1

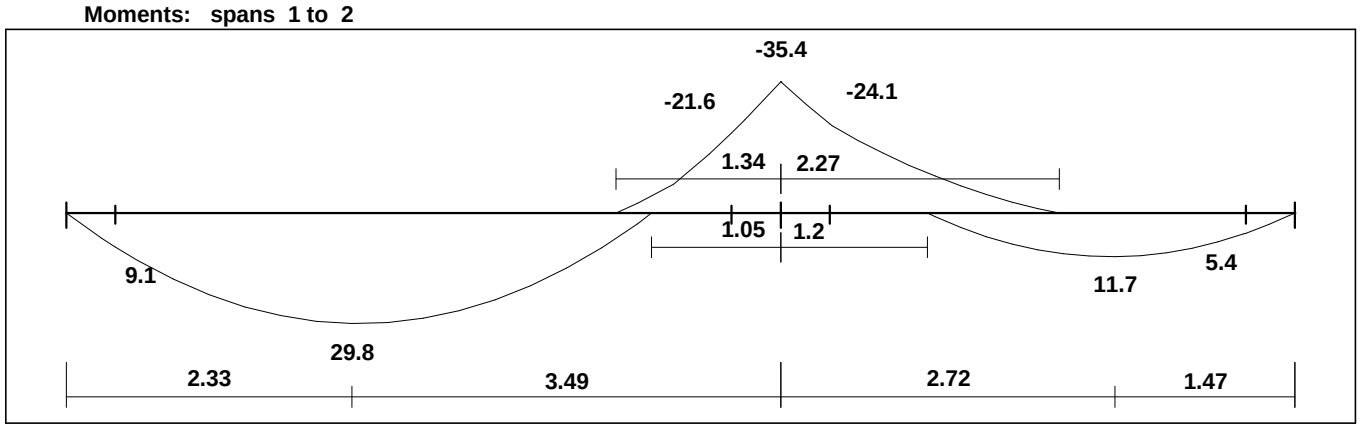


Fig. (4-7)moment diagram of rib 1 .

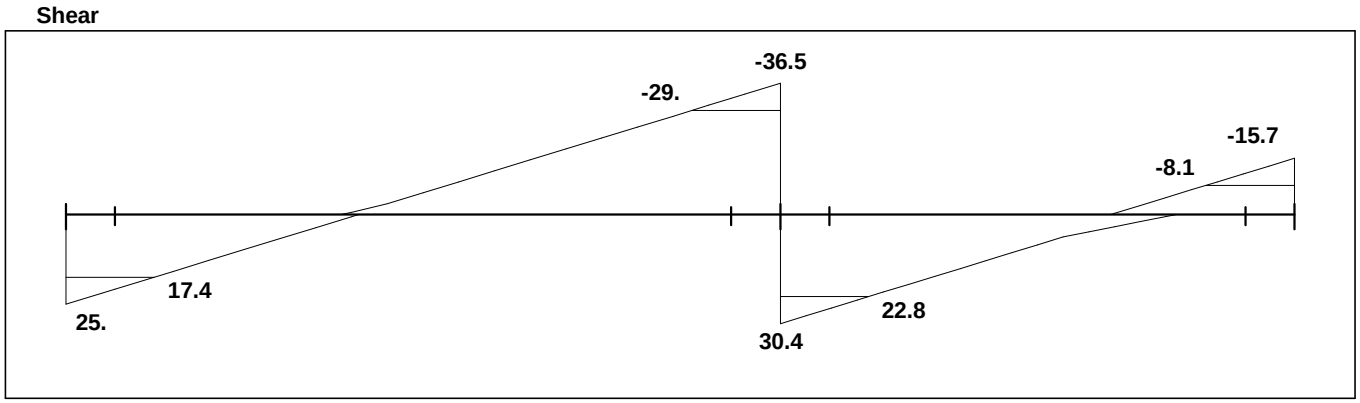


Fig. (4-8)shear diagram of rib 1

4.6.1 : Design of Positive Momentfor Rib:

Assume bar diameter Φ 12 for main positive reinforcement :-

$$d = h - \text{cov}er - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314mm$$

The maximum positive moment in all spans of rib =29.8KN.m

»Use M_u max positive for span = 29.8kN.m

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

For hf = 80 mm

d = $350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314mm$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f'c \times b \times hf \times (d - \frac{hf}{2})$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times (0.314 - \frac{0.08}{2}) = 209.2743KN.m$$

ΦMn = 209.2743 KN.m> M_u =29.8KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \text{ .....control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(29.8/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.65 MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.65 \times 20.59}{420}}\right) = 0.00157$$

A_s = 0.00157(520) (314) = 256.35 mm^2> $A_s\ \min$ = 125.6 mm^2

Use 2Φ14 with As=3.07cm^2>2.66cm^2

Select bottom bars 2Φ14

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.18 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{12.18}{0.85} = 14.329 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 14.329}{14.329} \times 0.003 = 0.018$$

$$\varepsilon_s = 0.0627 > 0.005$$

Ok…….

»Use M_u positive = 11.7kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 11.7KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \text{ .....control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(11.7/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.254 MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.254 \times 20.59}{420}}\right)$$

$$= 0.0006086$$

A_s = 0.000632(520) (314) = 103.2mm^2 < A_s min = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$ =157 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.216 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{6.216}{0.85} = 7.313 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 7.313}{7.313} \times 0.003 = 0.1258$$

$$\varepsilon_s = 0.1258 > 0.005$$

Ok…….

4.6.2 :Design of Negative Moment for Rib:

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is

Mu = -24.1kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 24.1KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = 125.6 \text{ mm}^2$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(24.1/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.12)(0.314)^2} = 2.26 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.26 \times 20.59}{420}}\right) = .00572$$

A_s = 0.006(120) (314) = 215.53 mm^2> A_s min = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =307 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.67mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{52.67}{0.85} = 61.96mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 61.96}{61.96} \times 0.003 = 0.0122$$

$$\varepsilon_s = 0.0122 > 0.005$$

4.6.2 :Design of shear for Rib 1:

V_u= 22.8 KN

$V_c = 1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{fc'} b_w\, d$

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} * 120 * 314$

V_c= 33.84KN.

ΦV_c= 0.75 *33.84 = 25.38 KN

$0.5\emptyset v_c < v_u \leq \emptyset(v_c)$

No shear reinforcement req.

Design of Rib2 :

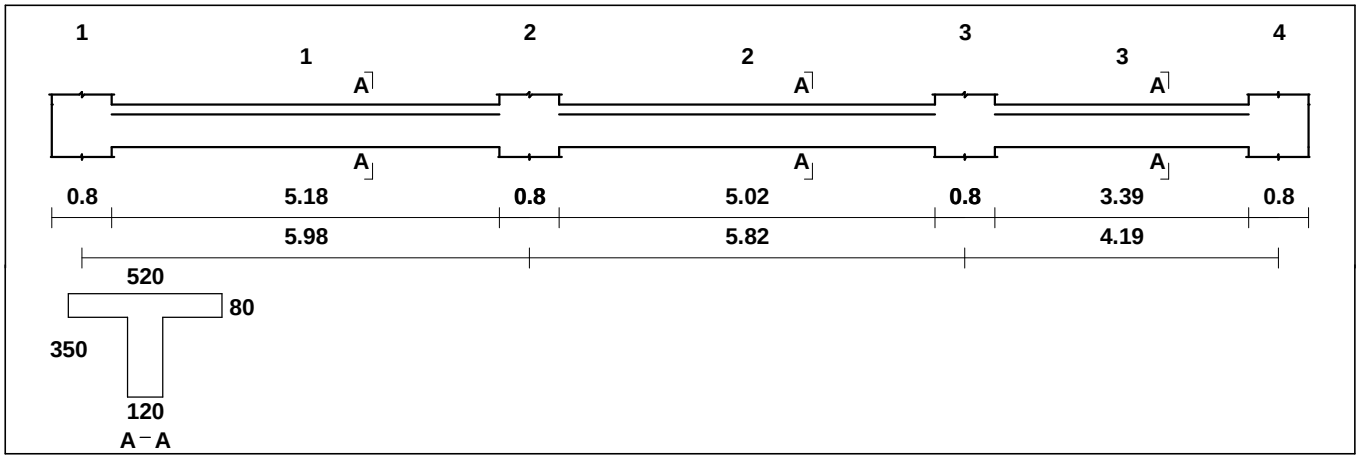


Fig. (4-9) Geometry of rib 2

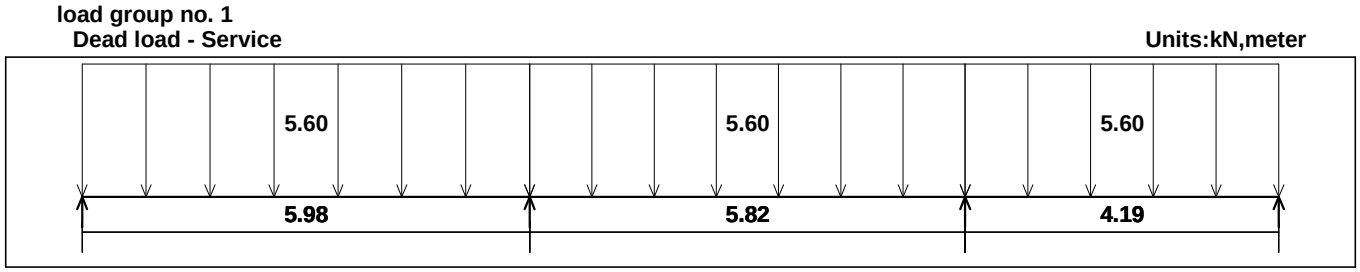


Fig. (4-10)service dead load of rib 2

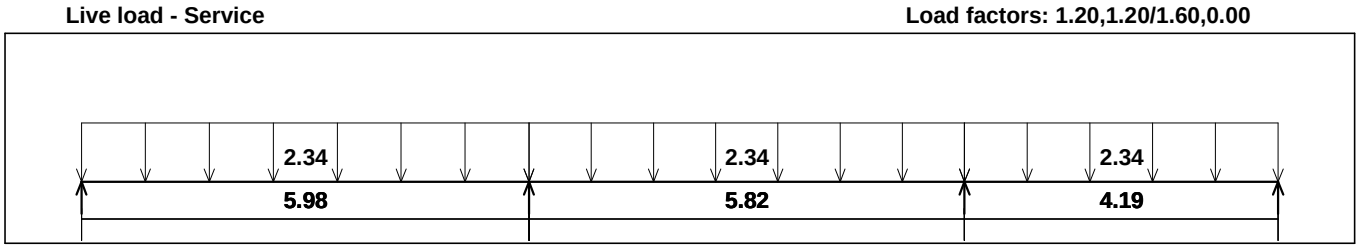


Fig. (4-11)service live load of rib 2

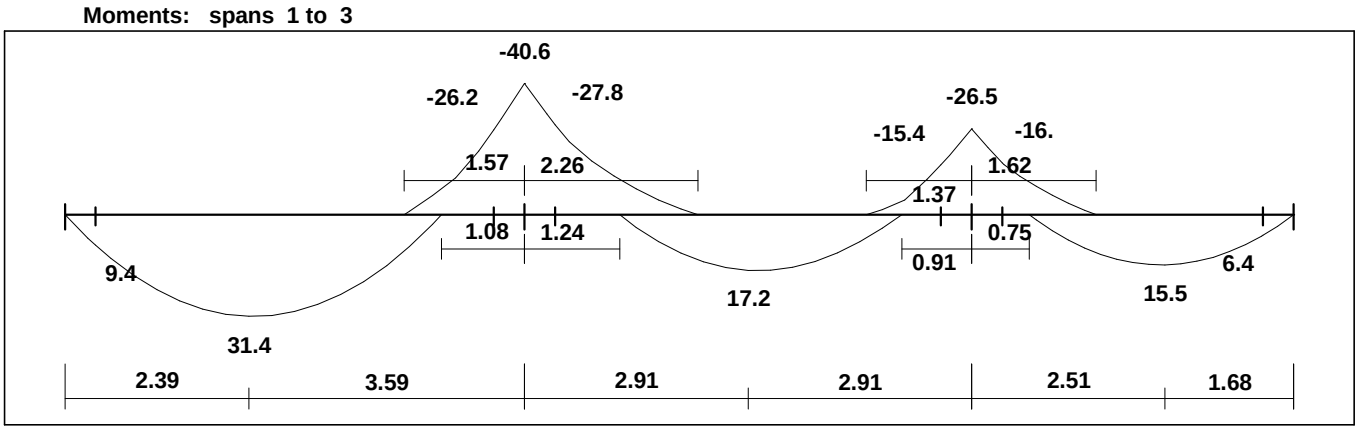


Fig. (4-12) Moment diagram of rib 2

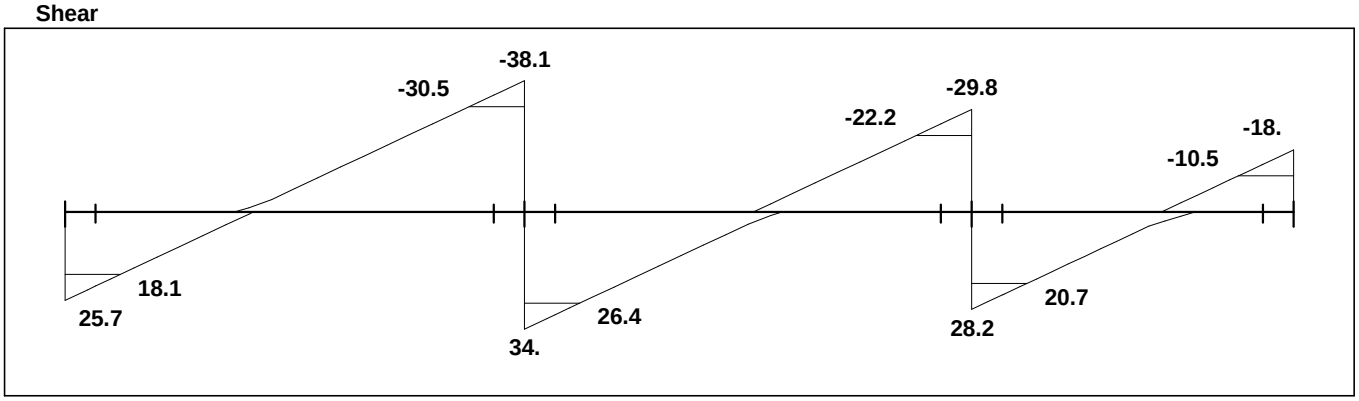


Fig. (4-13) Shear diagram of rib 2

Design of Positive Momentfor Rib2:

Assume bar diameter Φ 12 for main positive reinforcement :-

$$d = h - \text{cov}er - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314mm$$

»Use M_u max positive for span = 32.9kN.m

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

For hf = 0.08 m

d = $350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314mm$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f'c \times b \times hf \times (d - \frac{hf}{2})$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times (0.314 - \frac{0.08}{2}) = 209.2743KN.m$$

ΦMn = 209.2743 KN.m> M_u =31.4KN.m

Design as a rectangular with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \text{ …..control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(31.4/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.68 MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.68 \times 20.59}{420}}\right) = 0.00165$$

A_s = 0.00165(520) (314) = 269.412 mm^2> A_s min = 125.6 mm^2

Use 2Φ14 with As=3.07cm^2>2.69cm^2

Select bottom bars 2Φ14

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.18 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{12.18}{0.85} = 14.329 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 14.329}{14.329} \times 0.003 = 0.0627$$

$$\varepsilon_s = 0.0627 > 0.005$$

Ok…….

»Use M_u max positive for span = 16.9kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 17.2KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \text{ …..control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.2/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.37 MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.37 \times 20.59}{420}}\right)$$

$$= .00088$$

A_s = 0.00088(520) (314) = 143.68mm^2 > A_s min = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$ =157 mm^2

* Check Strain:
Tension = Compression

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

$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 6.216mm$

$c = \frac{a}{\beta_1}$

$c = \frac{6.216}{0.85} = 7.313mm$

$\varepsilon_s = \frac{314 - 7.313}{7.313} \times 0.003 = 0.1258$

$\varepsilon_s = 0.1258 > 0.005$

Ok…….

»Use M_u max positive for span = 15.5kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 15.5KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ *ACI-318-08 (10.5.1)*

$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87mm^2$

$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ …..control

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

$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(15.5/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.314)^2} = 0.336MPA$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.336 \times 20.59}{420}}\right)$

$= 0.000807$

A_s = 0.000807(520) (314) = 130.62mm^2 > $A_s \text{ min}$ = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total As $_{(provide)}$ =157 mm^2

* Check Strain:
Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.216mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{6.216}{0.85} = 7.313mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 7.313}{7.313} \times 0.003 = 0.1258$$

$$\varepsilon_s = 0.1258 > 0.005$$

Ok…….

Design of Negative Moment for Rib:

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is

Mu = -27.8kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 27.8KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(27.8/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.12)(0.314)^2} = 2.61Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.61 \times 20.59}{420}}\right) = .00667$$

A_s = 0.00667(120) (314) = 251.43 mm^2 > A_s min = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =307 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.67mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{52.67}{0.85} = 61.96mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 61.96}{61.96} \times 0.003 = 0.0122$$

$$\varepsilon_s = 0.0122 > 0.005$$

ok…….

Design of Negative Moment for Rib2:

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is

Mu = -16kN.m

ΦMn = 209.2743KN.m> M_u = 16KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = 125.6 \text{ mm}^2$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(16/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.12)(0.314)^2} = 1.502 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.502 \times 20.59}{420}}\right) = .003718$$

A_s = 0.003718(120) (314) = 140.11 mm^2> A_s min = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$ =157 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.93 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{26.93}{0.85} = 31.68 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 31.68}{31.68} \times 0.003 = 0.026$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

ok…….

4.2.3 : Design of shear for rib 2:

V_u= 30.5 KN

$V_c = 1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} * 120 * 314$

V_c= 33.84KN.

Φ V_c= 0.75 *33.84 = 25.38 KN

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w\, d$ (control)

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} * 120 * 314$$

$$v_{s,min} = 12.56\ KN$$

$$\emptyset(v_c) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s_{min}})$$

$$0.75 * 33.84 < 30.5 \leq \emptyset(33.84 + 12.56)$$

$25.38 < 30.5 \leq 34.8$.

Case III minimum Shear reinforcement required .

Use Φ 8,2 leg .

A_v = 100.53 mm^2 .

$$Vs = \frac{v_u}{\emptyset} - v_c = \frac{30.5}{0.75} - 33.84 = 6.82\ KN$$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{100.53 * 420 * 314}{6.82 * 1000} = 1944\ mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{314}{2}\ 157\ mm\ (control)$$

Use 2 leg Φ8 , @ 150 mm .

4.7.1 : Design for Beam .

Calculation of beam load :

1	Plaster	0.03 × 1× 22 = 0.66 KN/m
2	**Sand Fill**	0.07 × 1× 16.4 = 1.148 KN/m
3	**Tile**	0.03 × 1 × 22 = 0.66 KN/m
4	**Mortar**	0.03 × 1 × 22 = 0.66 KN/m
5	**RC Beam**	0.55 × 1 × 25 = 13.75 KN/m
6	**partition**	2× 1 = 1.04 KN/m
	Sum	17.92 KN/m

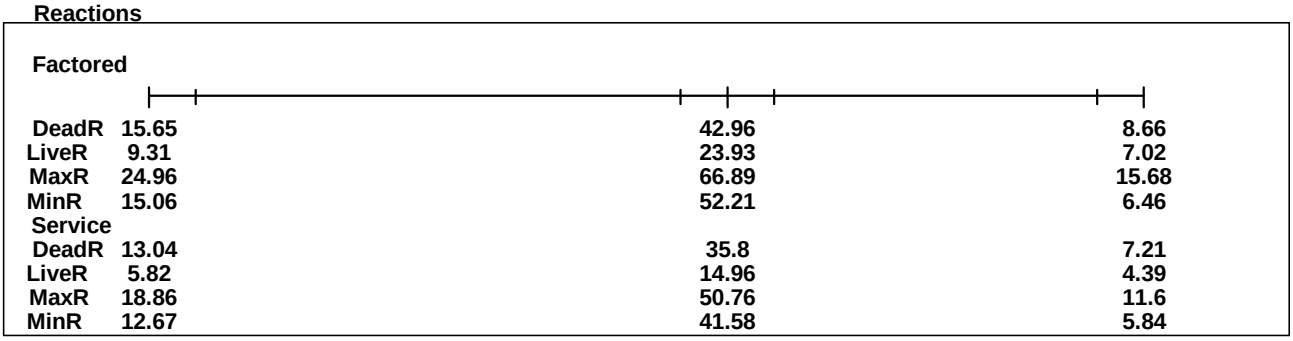


Fig. (4-14)support reaction of rib 1

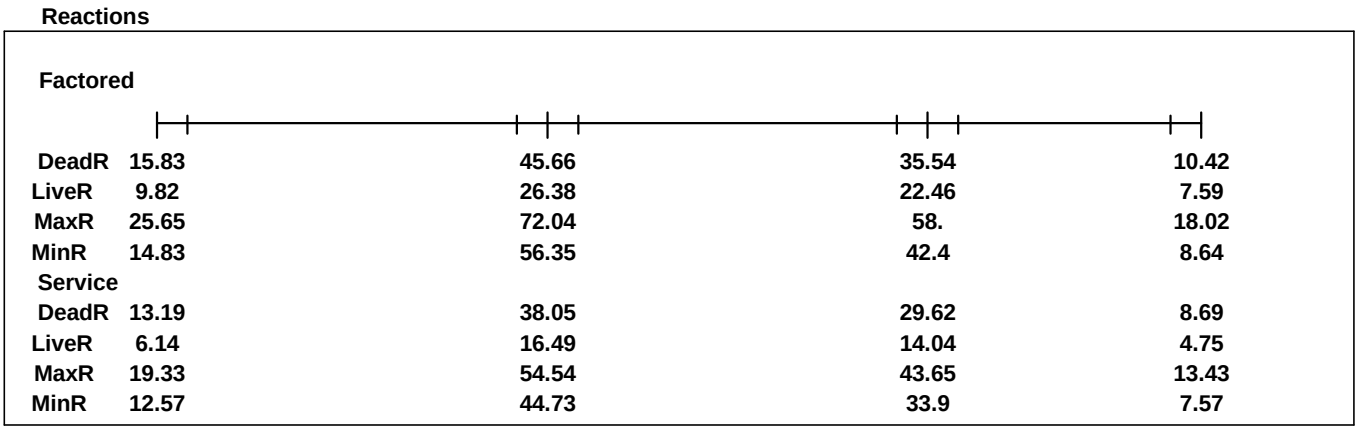


Fig. (4-15)support reaction of rib 2

Dead load for first span of beam = 1.2DL + $\frac{Reaction\ of\ rib\ 1}{0.52}$

DL = 1.2 *17.92 + $\frac{42.96}{0.52} = 104.12\ KN/m$

Dead load for second span of beam = 1.2DL + $\frac{Reaction\ of\ rib\ 2}{0.52}$

DL = 1.2 *17.92 + $\frac{35.54}{0.52} = 89.85\ KN/m$

Live load for first span of beam = 1.6LL + $\frac{Reaction\ of\ rib\ 1}{0.52}$

LL = 1.6 *4.5 + $\frac{23.93}{0.52} = 53.22\ KN/m$

Dead load for second span of beam = 1.6DL + $\frac{Reaction\ of\ rib\ 2}{0.52}$

LL = 1.6 *4.5 + $\frac{14.04}{0.52} = 34.2\ KN/m$

M_nMax when we design as T-section .

d = 550 – 40 -10 – 10 = 490 mm

a = h_f = 350 mm

$M_{n,max}$= 0.85 * f_c * h_f * b *(d- h_f /2) = 0.85* 24 * 350 *1000* (490-350/2) * 10^{-6}

= 2249.1 KN .m

$M_{u\ max}$ = 0.9*2249.1 = 2024.19 KN.m

4.7.1 : Design of Beam

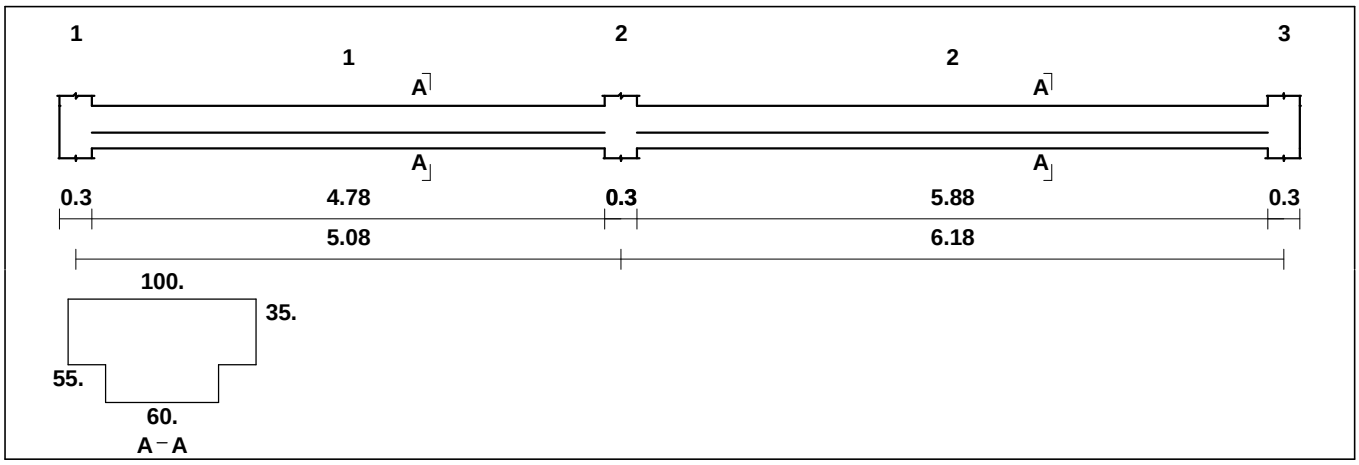


Fig. (4-16) Geometry of beam

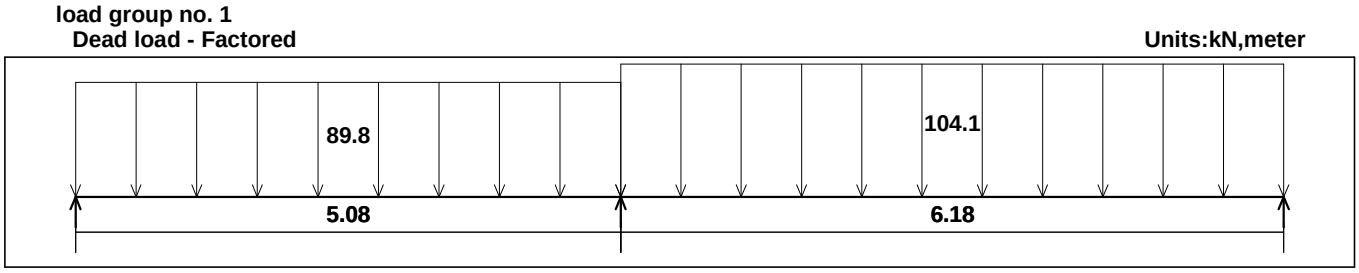


Fig. (4-17) Dead load of beam

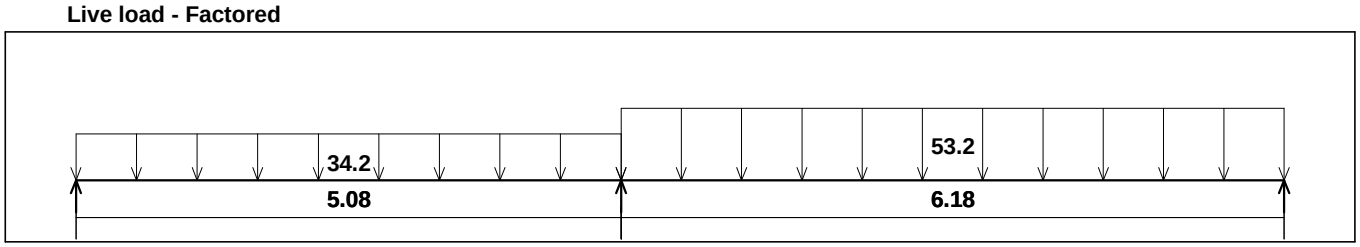


Fig. (4-18) live load of beam

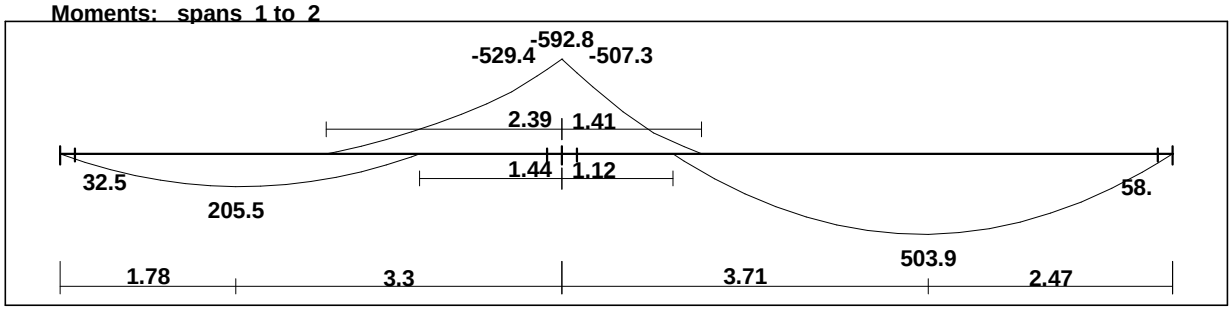


Fig. (4-19) Moment diagram of beam

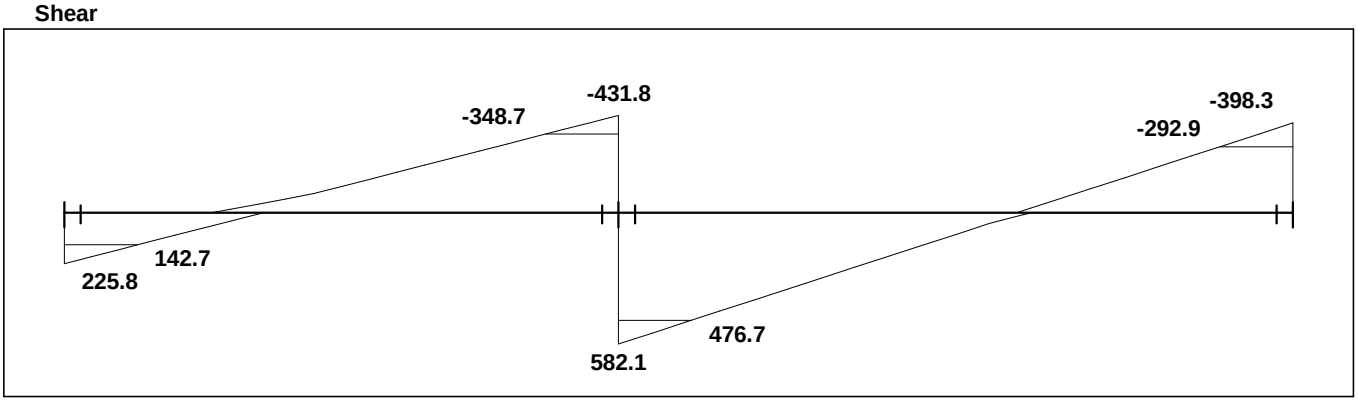


Fig. (4-20) Shear diagram of beam

Design for positive moment :

M_u = 503.9KN.m<2024.19 KN.m (Design as rectangular)

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(503.9/0.9)\times(10)^6}{(1000)(490)^2} = 2.33Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 2.33\times 20.59}{420}}\right) = 0.00591$$

A_s = 0.00591(1000) (490) = 2895.9 mm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(490) = 857.32mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 600 * 490 = 980mm^2 \ (control)$$

A_s = 0.00591(1000) (490) = 2895.9 mm^2> $A_{s\,min}$

Select bottom bars 10Φ20

Total $As_{(provide)}$ =3141.6mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$3141.6 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$

$a = 64.68mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{64.68}{0.85} = 76.09mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{490 - 76.094}{76.094} \times 0.003 = 0.0163$$

$\varepsilon_s = 0.0163 > 0.005$

Ok …

Check space :

(600-40-40-10-10-10*20)/9 = 33.33 mm

33.33mm>25mm .

33.33mm>d_b .ok

Design for positive moment :

M_u = 205.5KN.m(rectangular)

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(205.5/0.9) \times (10)^6}{(1000)(490)^2} = 0.95Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.95 \times 20.59}{420}}\right) = 0.00232$$

As = 0.00232(1000) (490) = 1135.42 mm^2> As min

Select bottom bars 4Φ20

Total As $_{(provide)}$ =1256.96.63mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$1256.64 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$

$a = 25.87mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{25.87}{0.85} = 30.44mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{490 - 30.44}{30.44} \times 0.003 = 0.045$$

$\varepsilon_s = 0.045 > 0.005$

Ok …

Check space :

(600-40-40-10-10-4*20)/3 = 140mm

140mm>25mm .

140mm>d_b .ok

Design for Negative moment :

M_u = -529.4KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(529.4/0.9) \times (10)^6}{(600)(490)^2} = 4.63Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.63 \times 20.59}{420}}\right) = 0.0126$$

A_s = 0.0126(600) (490) = 3730.51 mm^2> A_s min

Select Top bars 12Φ20

Total $As_{(provide)}$ =3770.00mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$3770 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 129.36mm$

$c = \frac{a}{\beta_1}$

$c = \frac{129.36}{0.85} = 152.19mm$

$\varepsilon_s = \frac{490 - 152.19}{152.19} \times 0.003 = 0.00665$

$\varepsilon_s = 0.00665 > 0.005$

Ok …

Check space :

Space ok …

Design a beam for shear :

V_u = 476.7KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'} b_w \, d$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 490$

V_c= 240.05KN.

Φ V_c= 0.75*240.05=180.037KN

$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'} b_w \, d$

$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w \, d$

$v_{s,min} = \frac{1}{3} \, 600 * \, 490$

$v_{s,min} = \, 98 \, KN$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'} b_w \, d$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 600 * 490$ = 480.1KN

Case 4

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(240.05+98) <476.6< 0.75(240.05+480.1)

shear reinforcement are required .

Use 4 leg Φ 10 .

As =314.16 mm^2 .

$V_s = V_n - V_c = \frac{476.7}{0.75} - 240.05 = 395.55$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 490}{395.55 * 1000} = 163.45\ mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{490}{2} = 245\ mm\ (control)$$

Use 4 leg Φ 10 , @ 150 mm .

4.8 : Design of column:

4.8.1 Load Calculation:

**For Col C2

$$p_u = 1386.5KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{1386.5}{0.65} = 2133.1KN$$

$$Use\rho = \rho g = 1.6\%$$

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

$$2.1331 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.10m^2$$

Use 0.3×0.6 cm with Ag = 0.18m² > Agreq = 0.10m²

4.8.2 Check Slenderness Effect:

- In 0.6 m-Dirction

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.00 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1\times 3.0}{0.3\times 0.6} = 16.67 < 22$$

$$\therefore short\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.6m : dirction$$

- In 0.3 m-Dirction

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.00 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.00}{0.3\times 0.3} = 33.3 < 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.3m : dirction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI\,318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(901.5)}{1386.5} = .78$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.3^3}{12} = 0.00135m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.00135}{1+0.78} = 7.1MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 7.1}{(1.0 \times 3.00)^2} = 7.73MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI\,318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{1386.5}{0.75 \times 7730}} = 1.314 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.314 = 0.031536$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.031536}{0.3} = 0.105$$

$$From\ \ Interaction\ \ Diagram$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1899.96}{0.6 * 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.530\ \ Ksi$$

$$\rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 600 \times 300 = 3600\ mm^2`$$

$$\therefore use 12\phi 14$$

4.8.3 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\ cm$$

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

$$spacing \leq least.\dim. = 25\ cm$$

$$Use \phi 10@25\ cm$$

4.8.4 Design of short Column:-

4.8.5 Design of Col 65:

Dead load from (*Beam 14*)(basement Slab&2nd Slab)=481.97*2=963.94 KN

Live load from (*Beam 14*) (basement Slab&2nd Slab)=98.02*2=196.14 KN

Dead load from (*Beam14*) (ground,1stSlab)=286.82*2=573.64 KN

Live load from (*Beam 14*) (ground,1stSlab)=123.12*2=246.24KN

Dead load from (*Beam7*) (3rdSlab)=553.09KN

Live load from (*Beam 7*) (3rdSlab)=273.23KN

Dead load from (*Beam7*) (4thSlab)=454.59KN

Live load from (*Beam 7*) (4thSlab)=98.22KN

Self Weight of Columns=25*0.6*0.3*3 *6=81 KN

Total Dead Load=2626.26KN

Total Live Load=813.83 KN

$Pu = 2626.26 + 813.83 = 3440.1KN$

$Lu = 3.00$

*** $Assume\ \rho g = 0.02$

*** Braced column

$Pn = 0.8Ag(0.85fc'(1-\rho g) + \rho g * fy)$

$Pn = \frac{3440.1}{0.65} = 5292.5KN$

$5.2925 = 0.8Ag(0.85 * 24(1-0.02) + 0.02 * 420)$

$Ag = 0.233m^2$

$Use .50 * .50 = 0.25\,m^2$

Check Slenderness Effect:

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

L_u : *Actual unsupported(unbraced)length*

K : *effectivelength factor*

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

$$\frac{K*Lu}{rx} = \frac{1*3.00}{0.3*0.5} = 20$$

$$\frac{K*Lu}{ry} = \frac{1*3.00}{0.3*0.5} = 20$$

$\Rightarrow$ **Short Column in Y Direction.**

$\Rightarrow$ **Short Column in X Direction.**

Selecting Longtitudinal bars :

$$3440.1*10\text{^}3 = .65*.8[.85*24*(250000 - Ast) + Ast*420]$$

$$Ast = 37.92cm\text{^}2$$

Use8φ25 : Ast=39.270 cm^2

P=3927/250000=.0157

Design of ties:

Use ties φ12 with spacing of ties shall not exceed the smallest of :

1_48 times the tie diameter,48ds=48*12=576mm.

2_16 times the longtitudinal bar diameter,16db=400mm. Control

3_the least dimension of the column=500mm

Useφ12@400mm.

Check for code requirments:

1.Clear spacing between longtitudinal bars :

Clear spacing=(500-40*2-12*2-25*3)/2=160.5mm>40mm

>1.5db=1.5*25=37.5mm

_ OK

2.Gross reinf ratio:

.01<ρg=.0157<.08.

3.Number of bars: 8>4 for square section.

4.Min tie diameter:φ12 for φ25bars

5.Spacing of ties : 400 mm

6.Arrangment of ties:100<150mm _OK

4.9 Design of Isolated Footing (F1) :

4.9.1 Load Calculation :

Total services load 3249.8KN.

Column Dimensions = 50*50 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (65 cm) thick.

live load =4.5 KN/m2.

qall =400 – 4.5 - 0.65*18 - 0.65*25 =367.5 kN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{3249.8}{367.5} = 8.84\ m^2$$

➔ **L= 2.97m**

Try3* 3 m with area = $9m^2$

Determinate q_u = 3249.8/9 = 361.1 KN/m^2

4.9.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 65 cm ….. d = 650-75-20 = 555 mm

- **Check for one way shear strength**

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

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.5}{2}+0.555=0.805m$$

$$Vu=361.1*(\frac{3.00}{2}-0.805)*3=752.9KN$$

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

$$\phi.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*3000*0.555=1019.6KN$$

$$\phi.Vc=1019.6KN>Vu=752.9KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{50}=1.0$$

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

$b_o = 4(d + a) = 4(50 + 55.5) = 422cm$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*4220*0.555 = 4303KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.555}{4.22}+2\right)*\sqrt{24}*4220*0.555 = 5207KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4220*0.555 = 2868.5KN$$

$\phi.V_C = 2868.5KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 3249.8 - [361.1*(0.5+0.0.555)*(0.5+0.0.555)] = 2847.9KN$

$\phi.Vc = 2868.5KN > Vu_C = 2847.9KN$..... *satisfied*

4.9.4 Design for Bending Moment:

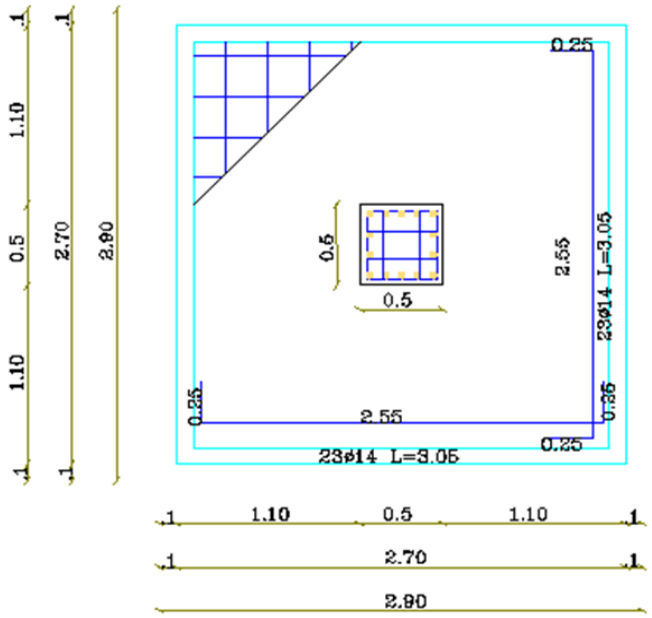


Figure (4-21): Isolated Footing

$$Mu = 361.1 * 3.00 * \frac{1.15^2}{2} = 716.33 KN.m$$

Mu =716.33 KN.m for both side

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{716.33}{0.9} = 795.9 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{795.9 \times 10^{-3}}{3.00 \times 0.555^2} = 0..8613 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.861}{420}}\right) = 2.1 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.1 * 10^{-3} * 300 * 55.5 = 34.88 \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 65 = 35.1 cm^2$$

$$As_{Req.} = 34.88 < As_{Shrinkage} = 35.1 cm^2$$

$$Select\ 14\phi 18 ....As_{Provided} = 35.56 cm^2 > 35.1 cm^2 .....ok$$

$$Select\ 14\phi 18 ....As_{Provided} = 35.56 m^2 > 35.1 cm^2 .....oK$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3556 * 420 = 0.85 * 24 * 3000 * a$$

$$a = 24.4 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.4}{0.85} = 28.7 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{555 - 28.7}{28.7} \text{X} 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.055 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

4.9.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$ $cb = 75 + 18 = 93cm$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 93}{18} = 5.17 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 18 = 444.4\ mm$$

Ld $_{available}$ = 1015-75= 940mm

Ld $_{available}$= 940 mm > $ld_{req} = 444.4mm$

- not required hook

4.9.6 Design of dowels :

P_u = 3249.8KN

$\phi.Pn = \phi.(0.85\, fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 500)] / 1000 = 3315KN$

$But \;\; Pu = 3249.8 < \phi.Pn = 3315KN$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 50 * 50 = 12.5cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 16Φ16

$As_{Provided} = 32.2cm^2 > As_{Req.} = 12.5cm^2$

$Ld_{(1)req} = \dfrac{0.24\, fy}{\sqrt{fc}}\, db = \dfrac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} 1.8 = 37\text{cm}$.

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 1.8 = 32.5\text{cm}$

$Ld_{(2)req} = 32.5\text{cm} < Ld_{(1)req} = 37\text{cm}$ ➔ control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 1.6 = 47.7\text{ cm} > 37\text{cm}$

Ls = 47.7cm

Available $Ld = 65 - 7.5 - 2 * 1.8 = 53.9$ cm.

Available Ld = 53.9 cm > Ls = 47.7cm

Using hook $\geq 16 * \phi$

Required length of hook $\geq 16 * \phi \geq 16 * 1.6 = 25.6\text{cm}$

Use Hooks= 30cm > 25.6cm

4.9.7 Isolated Footing Detail:

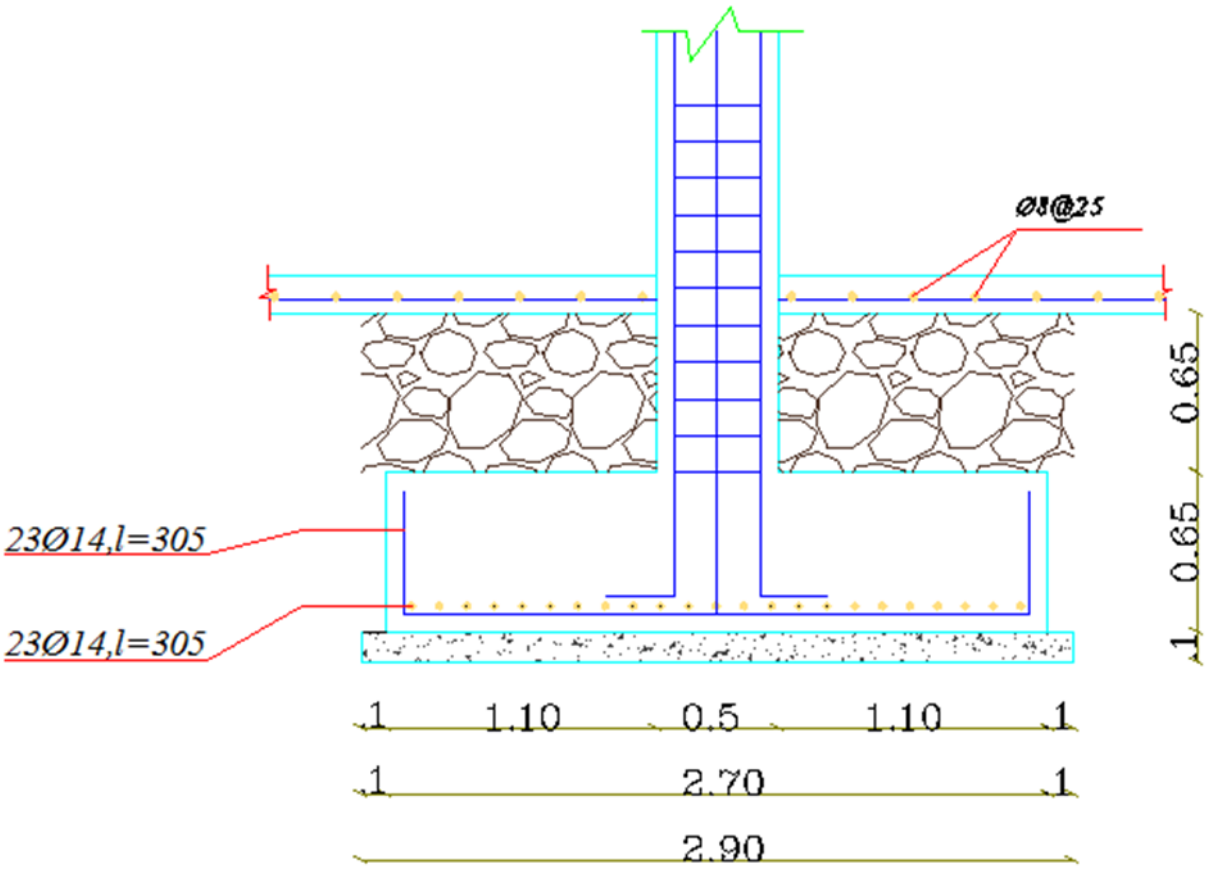


Figure (4-22): Isolated Footing Detail

4-10 Design of Basement Wall :

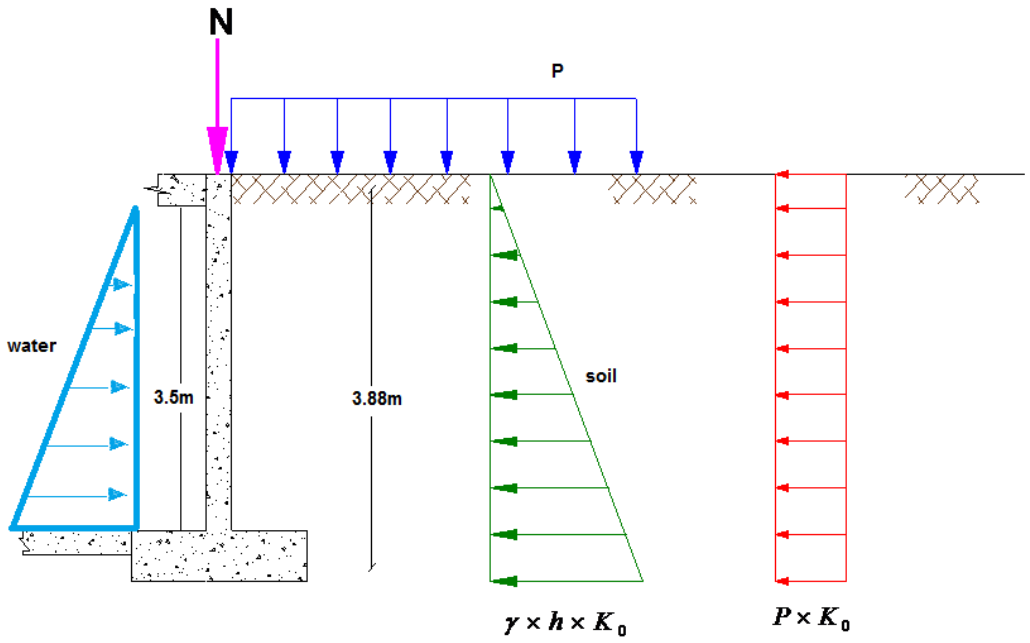


Figure (4-23) : Load on Basement Wall

4.10.1:Loading

- **Self weight of earth :**

$q_1 = \gamma \times h \times K_0$

Assume that :

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$\theta = 30^o$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 34.92\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 4.5 \times 0.5 = 2.25\ \text{KN/m}^2$

- **Normal Load :**

Is very small , it will be neglected (safe side) .

- **water loud :**

$q_1 = \gamma \times h$

Assume that :

$\gamma_{waterl} = 10\ Kn/m^3$

$qwater = 10 \times 3.5 = 35\ \text{KN/m}^2$

W_{min}= 2.25*1= 2.25 kN/m

W_{max}= 2.25*1 + 34.92*1= 37.17 kN/m

$W_{min(factored)}$ =1.6*2.25= 3.6 kN/m

$W_{max(factored)}$ = 1.6*37.17= 59.47 kN/m

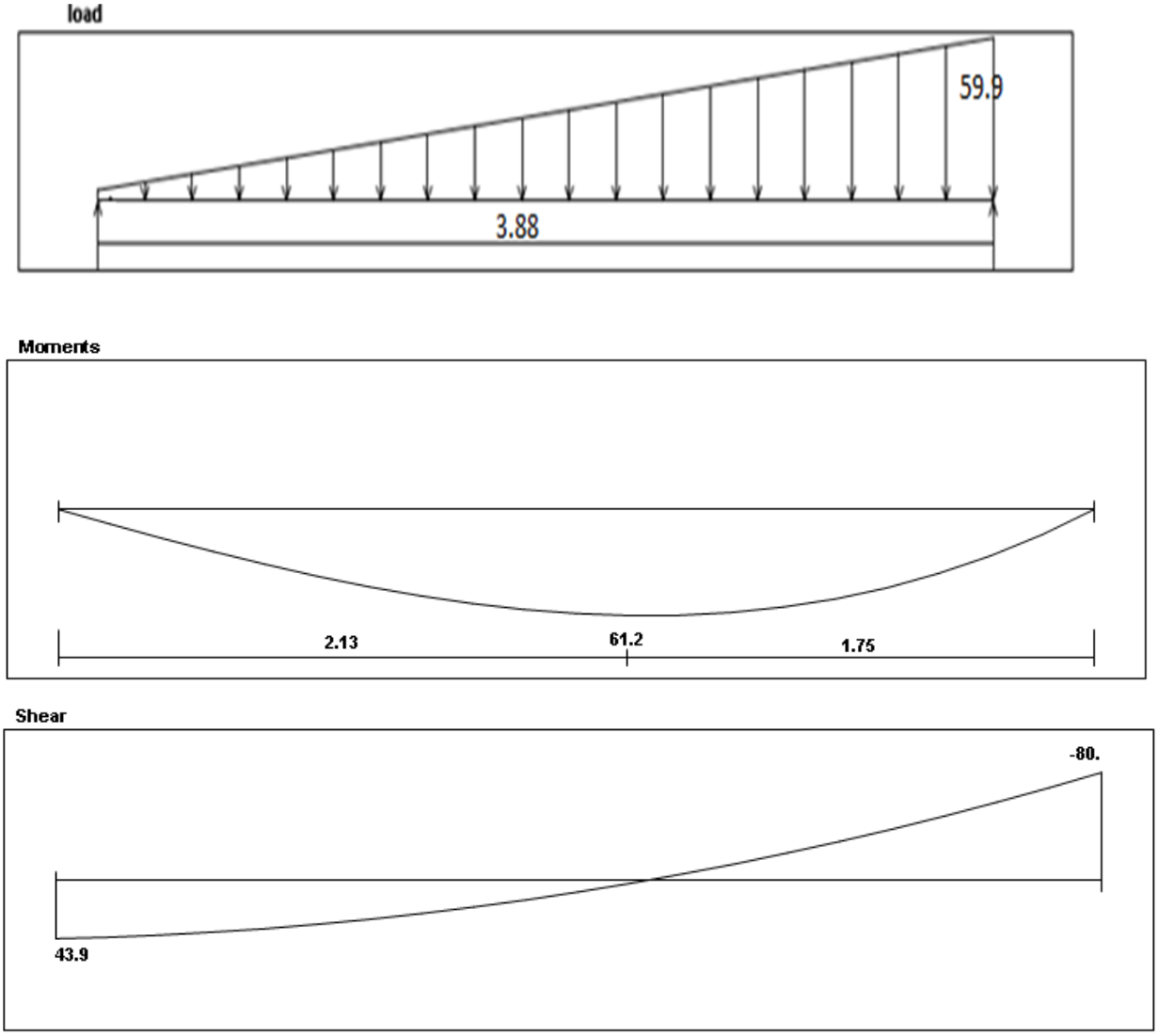


Figure (4-24) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

4.10.2Design :

Thickness Calculation
Assume ρ =.01

Mu =61.2KN/m

Mn =61.2/.9=68

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.588$$

$$K_n = \rho \times fy \times (1 - 0.5m\rho) = 0.01\times 420\times(1-0.5\times 20.588\times 0.01) = 3.77Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{68\times 10^6}{1000\times 3.77}} = 134\,mm$$

$$h = 134 + 20 + 7 = 161\,mm$$

$$select \quad h = 250mm$$

4.10.3 Design of the Vertical reinforcement:

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223\,mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{68\times 10^6}{1000\times 223^2} = 1.37Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.588\times 1.37}{420}}) = 3.373\times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 3.373\times 10^{-3}\times 1000\times 223 = 752mm^2/m$$

$$As_{\min} = 0.0012*1000*250 = 300mm^2/m$$

$$As_{\min} = 300mm^2/m < As_{req} = 752mm^2/m$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{752}{78.5} = 10$$

Select Φ10@25m c/c

4.10.4 Design of the Horizontal reinforcement:

: Select the greater of

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

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{500}{78.5} = 7$$

Select Φ10@25cm c/c, In tow layer

: Check for Shear

$$= 80 - \frac{(59.47 + 54.5)}{2} \times (0.15 + 0.223) = 58.17KN.m\ Vu$$

$$\phi \times Vc \geq Vu$$

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 223$$

$$\phi.Vc = 136.56 >> Vu = 58.17kN$$

$\therefore$ *No Shear* Re *iforcement* Re *quired*

4.11 Design of Stairs :

4.11.1 Determination of Slab Thickness:

L = 2.7+1.5 +0.8 = 5 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} =500 / 20 = 25 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

θ = $\tan^{-1}$(1.5 / 2.7) = 29^{o}

Cos θ = 0.88

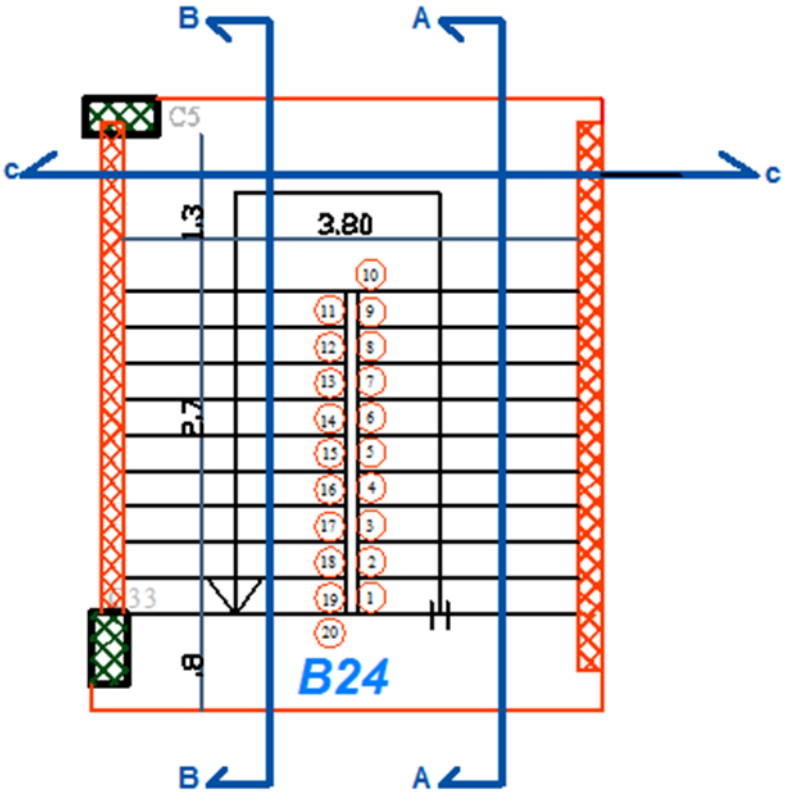


Figure (4-25) : Stairs plan

4.11.2: Load Calculations at section (A-A):

4.11.2.1: Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.33+0.15)/0.30) = **1.078 KN/m**.

mortar = 0.02*23 *((0.15+0.33)/0.3) = **0.751 KN/ m**.

Plaster = (0.03*23)/ (Cos 29) = **0.782 KN/ m**.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = **2 KN / m**.

Slab = 0.25 *25/ Cos 29 = **7.085 KN/ m**.

Total dead load = **11.7 KN/ m**.

Live load:

Live load for stairs =4.5 KN/ m^2.

Factored load

=1.2*11.696 + 1.6*4.5 = 22 KN/ m^2. qu

For one meter Strip, qu = 22 KN/ m .

4.11.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m^2

Mortar =0.02*23 = 0.46 kN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m^2.

Plaster = 0.03*23 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 8.03 KN/m^2.

Live load:

Live load for stairs = 4.5 KN/ m^2.

Factored load

=1.2*8.03+ 1.6 *4.5 = 17.64KN/ m^2. qu

For one meter Strip, qu = 17.64 KN/ m .

4.11.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12 = 218 mm = 21.8 cm

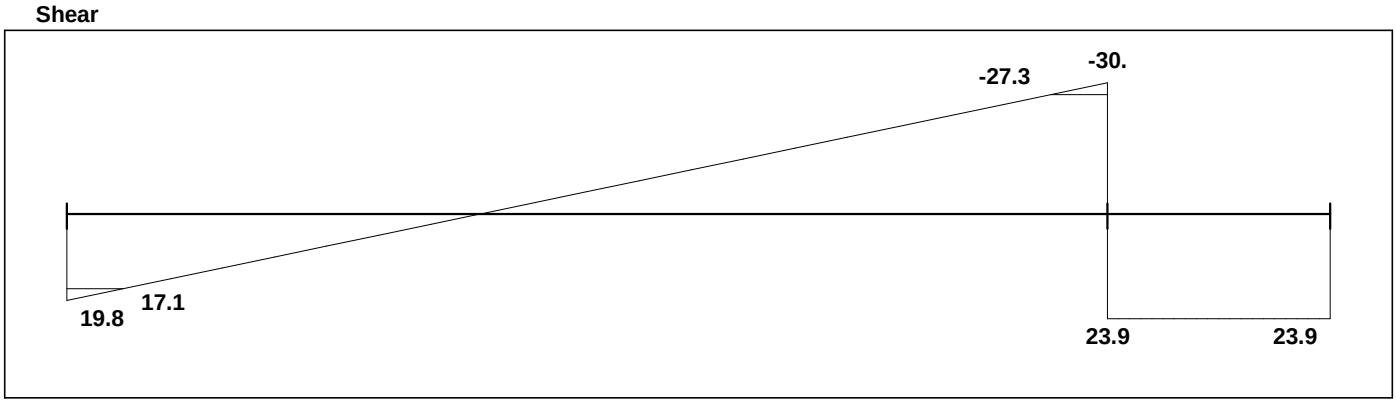


Figure (4-26) : Shear Envelope

Vu = 30 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 218}{6} = 133.5KN$$

ϕVc = 133.5 KN . <Vu = 30 KN

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.11.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

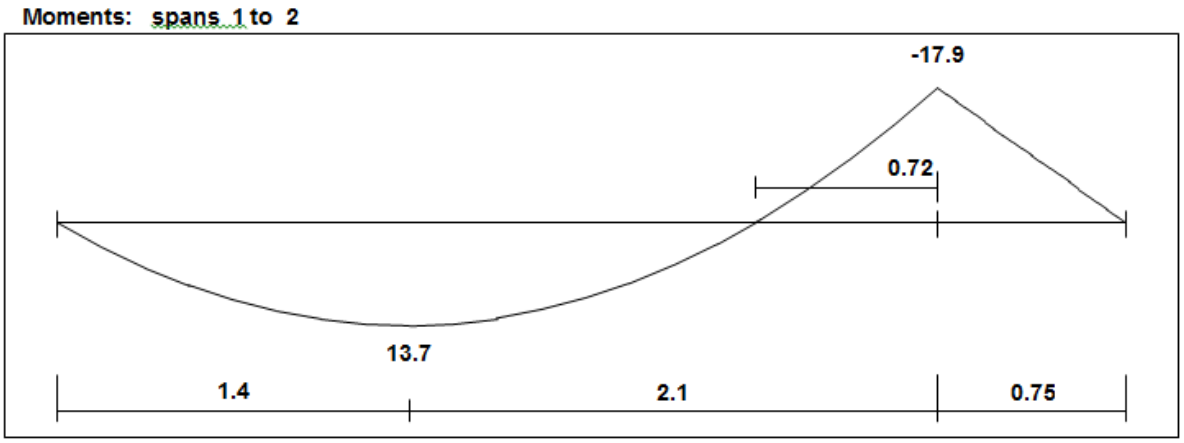


Figure (4-27) : Moment Envelope

Mu = 31.7 kN.m

= Mu / 0.9 = 31.7/ 0.9 = 35.2 KN.m. Mn

d = 21.8 cm.

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

$$K_n = \frac{35.2 * 10^6}{1000 * 218^2} = .75MPa \ .$$

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

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

$$= \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * .75}{420}}\right) = 1.80 * 10^{-3} \quad \rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right)$$

$= 1.80 * 10^{-3} * 100 * 21.8 = 3.91$ cm^2. As_{req}

$= 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5cm^2$ $As_{\min}$

$As_{\min} = 4.5$ cm^2 > $As_{req} = 3.91$cm^2

Use Φ 12 >>>450/113 = 3.98

Use 1Φ 12 @ 15cm c/c …….. with As =(100 / 15)*1.13 = 7.53 cm².

As provided > As req……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$753 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.5mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.23mm$

$\varepsilon_s = \frac{218 - 18.23}{18.23} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.032 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.11.5 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$

Use Φ12 @ 15 cm …….. With As = (100 / 15)*1.13 = 7.53cm².

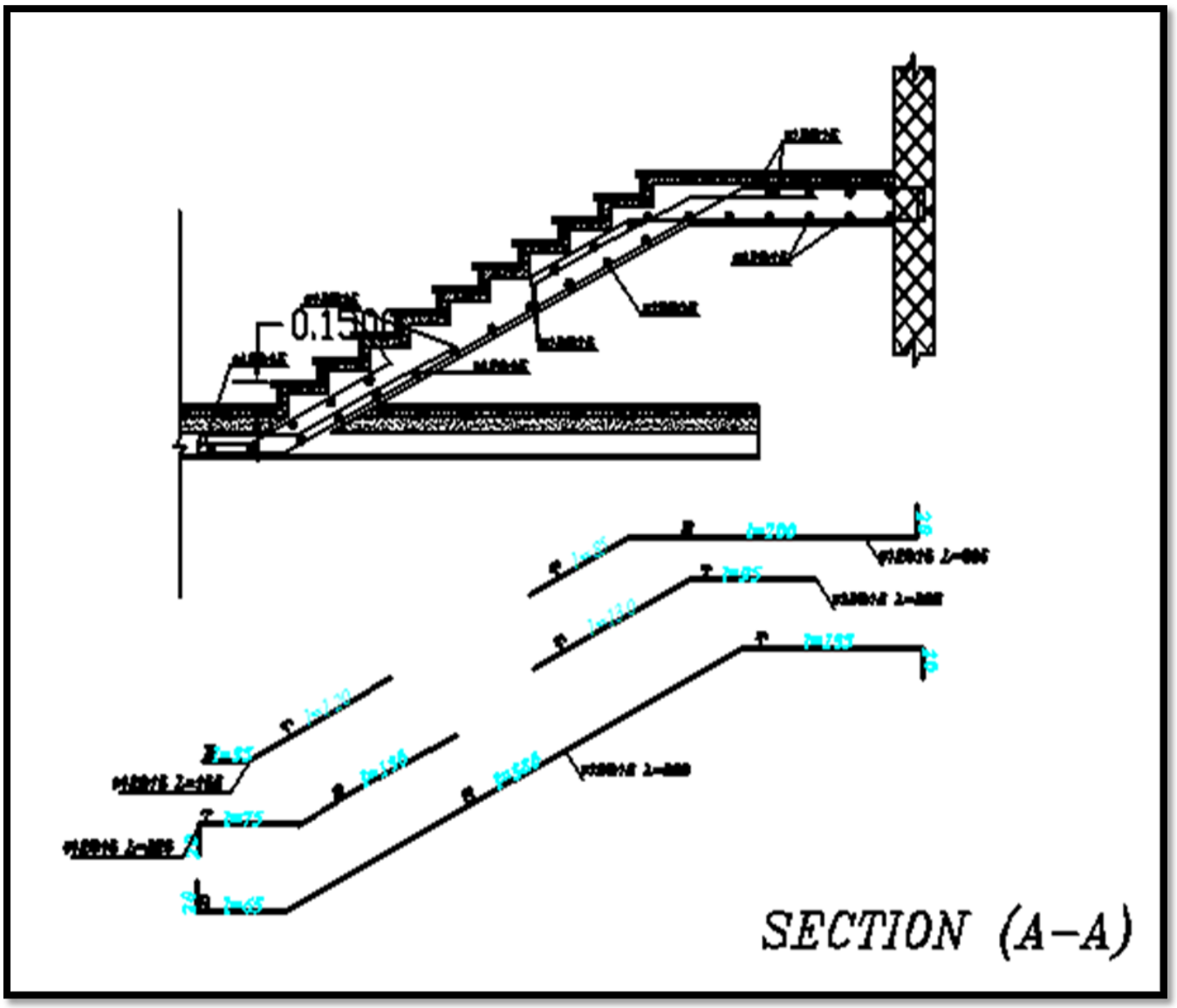


Figure (4-28) : Stair Section

4 -12 Design of shear wall :-

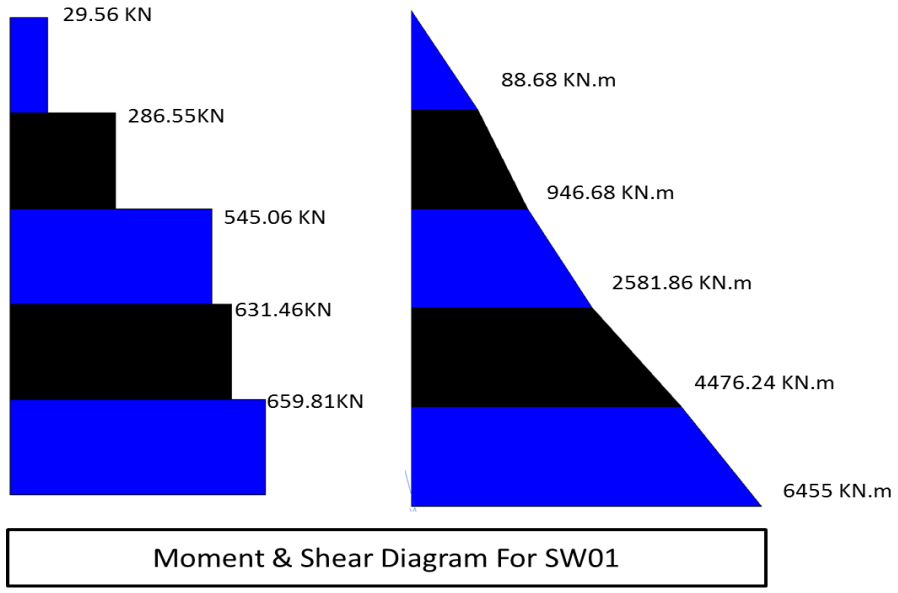


Figure (4-29) : Moment and Shear Diagram for SW01

Fc = 24 MPa

Fy = 420 MPa

t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 4.1 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.00 m (story height)

4.12.1: Design of the Horizontal reinforcement:

$$\sum Fx = Vu = 659.81KN$$

4.12.2: Design of shear

The critical Section is the smaller of :

$$\frac{lw}{2} = \frac{4.1}{2} = 2.05m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{15}{2} = 7.5m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 4.1 = 3.28m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.3 \times 3.28 * 10^3 = 803.43\ KN(control)$$

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

$$Assume\ N_u = 0KN$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.3 \times 3.28 * 10^3}{4} + 0 = 1205.15KN$$

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

$$Mu@critical - \sec tion = 5103.06KN.m$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 5.68 > 0$$

$$\therefore V_{c3} = Will\ \ apply$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.1\left(\sqrt{24} + 0\right)}{5.68} \right] \times \frac{0.3 \times 4.1}{10} \times 10^3 = 1338KN$$

$$Vs = Vn - Vc1$$
$$\therefore = (659.81/0.75) - 803.43 = 76.31KN$$
$$\frac{Avh}{S2} = \frac{Vs}{f_y d} = \frac{76.31}{420*3.28*10^{-3}} = 0.000055m^2/m$$
$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{hs_2} = \frac{0.000055}{0.3} = 0.000184 < \rho \min$$
$$use \quad \min, Try\phi 12$$
$$\left(\frac{Avh}{S2}\right) = 0.0025*h = 0.0025*300 = 0.75mm$$
$$S2 \le \frac{4.1}{5} = 4100/5 = 820mm, Control$$
$$S2 \le 3*h = 3*300 = 900mm$$
$$select \longrightarrow \phi 12 in \quad both \quad side \longrightarrow As = 226.6mm2$$
$$\frac{226.2}{S2} = 0.75 \Rightarrow S2 = 30cm$$
$$Select \longrightarrow S2 = 25cm < S\min = 82cm$$
$$use \longrightarrow \phi 12@25cm(c/c) in both \quad side$$

4 .12 .3: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{15}{4.1} = 3.65 > 2.5$$
$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$
$$S_1 \le \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 4100 = 1366.67mm$$
$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 300 = 900mm$$
$$Select \ \phi 12 \ With \ area \ As = 226.6mm^2 \quad in \quad both \quad side$$
$$226.6 = 0.0025 \times S_1 \times 300$$
$$\therefore S_1 = 302.13mm$$
$$Select \, S_1 = 25cm < 30.2cm$$
$$\longrightarrow Select \ \phi 12/25 \ cm \ c/c \quad both \quad side$$

Select 2Φ 12 / 25cm. In tow layer

4 .12. 4: Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{Lw}{0.007 * 600} \right) = \frac{4.1}{4.2} = 0.98m$$

$$length \quad of \quad boundary \quad element = C - 0.1 \times L_w$$
$$length \quad of \quad boundary \quad element = 0.98 - 0.1 \times 4.1 = 0.57m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{0.98}{2.0} = 0.49$$

$$Select\, The\, boundary\, element = 0.6m$$

$$\text{Avs= } As_v = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{4.1}{.25} \times 226.6 = 3716.24mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \beta * fc * Lw * h/(As * Fy)}$$
$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 4.1 \times 0.3/(3716.24 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.063$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2 \right) \right) =$$

$$Mu = 0.9 * 420 * 0.5 * 3716.24 \times 10^{-6} \times 4100 * (1 - \frac{0.063}{2}) = 2789\, KN.m$$

$$Mu_{Design} = 5103.06 - 2789 = 2314\, KN.m$$

So we need the boundary element

M_u=2314.06KN.m

d= 3.28m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(2314/0.9)\times(10)^6}{(300)(3280)^2} = 0.8Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 0.8\times 20.59}{420}}\right) = 0.001932$$

A s = 0.001932*300*3280 = 1904.42 mm^2

Use bars 14Φ14 which provided in columns

النتائج والتوصيات

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج.

5.3 التوصيات.

5.1 المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءها في مدينه الخليل.

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 $400 KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab)في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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.

5.3 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.