

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بيرزيتكناك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمبنى تجاري سكني في مدينة نابلس

إعداد:

هيا الكركي

آية ظاهر

مريم الحيح

إشراف:

د. رياض عوض

قُدم هذا التقرير استكمالاً لمتطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في هندسة المباني

2017/2018

شكر وتقدير

نشكر الله العلي القدير الذي أنعم عليّ بنعمة العقل والدين، القائل في محكم التنزيل "وَفَوْقَ كُلِّ ذِي عِلْمٍ عَلِيمٌ" سورة يوسف آية 76.... صدق الله العظيم.

تقديراً واعترافاً منا بالجميل، نتقدم بجزيل الشكر لأولئك المخلصين الذين لم يبخلوا جهداً في مساعدتنا، إلى كل من مدوا لنا يد العون في إخراج هذا العمل علي أكمل وجه، وأخص بالذكر المشرف الفاضل: د. رياض عوض الذي لم يبخل علينا بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عوناً لنا في إتمام هذا البحث.

للسجاح أناس يقدرون معناه، وللإبداع أناس يحصدونه، لذا نقدر جهودكم المضيئة،
فأنتم أهل للشكر والتقدير... فوجب علينا تقديركم... فلکم منا كل الثناء والتقدير.

إهداء

إلى أمي وأبي

إلى أهلي وعشيرتي

إلى أساتذتي

إلى زملائي وزميلاتي

إلى الشموع التي تحترق لتضيء للآخرين

إلى كل من علمني حرفا

نهدي هذا العمل المتواضع راجيين من المولى

عز وجل أن يجد القبول والنجاح

الفهرس

رقم الصفحة	العنوان	
1	الشكر	
2	الإهداء	
3	الفهرس	
5	فهرس الأشكال	
7	فهرس الجداول	
9	الملخص	
11	الفصل الأول	
12	المقدمة	1.1
13	مشكلة البحث	2.1
13	أسباب اختيار المشروع	3.1
13	أهداف المشروع	4.1
13	المسلمات	5.1
14	خطوات المشروع	6.1
14	نطاق المشروع	7.1
15	حدود المشروع	8.1
16	الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع	
17	مقدمة عن المشروع	1.2
17	لمحة تاريخية عن المشروع	2.2
18	موقع المشروع	3.2
22	وصف المساقط الأفقية للمبنى	4.2
30	وصف الواجهات	5.2
32	وصف الحركة	6.2
34	الفصل الثالث: الوصف الإنشائي	
35	المقدمة	1.3

35	أهداف التصميم الإنشائي	2.3
36	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	3.3
36	الأحمال	4.3
39	الاختبارات العملية	4.3
40	العناصر الإنشائية	5.3
40	العقدات	
43	الجسور	
44	الأعمدة	
44	الجدران الحاملة (جدران القص)	
45	الأساسات	
47	الأدراج	
48	الجدران الإستنادية	
48	رامب	
49	الفصل الرابع: تحليل وتصميم العناصر الإنشائية	
50	Introduction	4.1
51	Design of two way rib	4.2
53	Check for the minimum thickness of the slab	4.2.1
54	Moment calculation	4.2.2
55	Slab reinforcement	4.2.3
60	Design for shear	4.2.4
61	Design for Beam	4.3
61	Load Calculation	4.3.1
63	moment calculation	4.3.2
75	Design of shear	4.3.3
77	Design of one way rib	4.4
77	Determining the total slab thickness	4.4.1

77	Designing the topping slab	4.4.2
79	total Dead and Live loads acting on the ribs	4.4.3
80	Design of Ribs in one way slab	4.4.4
82	Design of a shear wall	4.5
86	Design of column (7)	4.6
91	Design the stair	4.7
97	Design of a panel of two way solid slab	4.8
103	الفصل الخامس :تصميم منشأ معدني	5
104	Introduction	5.1
106	Design of a steel truss	5.2
106	Design of truss	5.2.1
106	Load calculation	5.2.1.1
107	Design of Purlins	5.2.1.2
109	Design of the members of truss	5.2.1.3
118	Design of steel truss column	5.2.2
120	Design of foundation	5.2.3

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	عنوان الشكل	رقم الشكل
18	مخطط موقع البناء	1-3-2
19	الموقع بالنسبة للمجاورين	2-3-2
22	مسقط طابق المواقف	1-4-2
23	مسقط طابق التسوية الثاني	2-4-2
24	مسقط طابق التسوية الاول	3-4-2
25	مسقط طابق الارضي	4-4-2
26	مسقط طابق الاول	5-4-2
27	مسقط طابق المكرر	6-4-2

28	مسقط طباق الخامس	7-4-2
29	مسقط طباق السادس	8-4-2
30	الواجهة الغربية	1-5-2
31	الواجهة الشمالية	2-5-2
31	الواجهة الجنوبية	3-5-2
32	الواجهة الشرقية	4-5-2
33	قطاعات في عدة أماكن في المبنى	1-6-2
41	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	1-5-3
41	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	2-5-3
42	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	3-5-3
42	عقدات العصب ذات الاتجاهين	4-5-3
43	أشكال الجسور الساقطة و المسحورة	5-5-3
44	أحد أشكال الأعمدة	6-5-3
45	جدار القص	7-5-3
45	الأساس المنفرد	8-5-3
46	مسقط أفقي للأساسات	9-5-3
46	مقطع طولي في الأساس	10-5-3
47	الدرج	11-5-3
48	جدار استنادي	12-5-3
48	رامب	13-5-3
50	Structural plan	1-1-4
51	Section in ripped slab	1-2-4
52	Repeat coefficient	2-2-4
53	Form of slab	1-1-2-4
53	slab section	2-1-2-4
61	Rib 11 and loads on it	1-1-3-4

62	Shear and moment diagram for Rib11 and its reactions on beams	2-1-3-4
63	loads on beam 015	1-2-3-4
64	The envelope moment and shear diagrams for beam	2-2-3-4
64	Moment envelop of span 3	3-2-3-4
66	Moment envelop of span 1	4-2-3-4
68	Moment envelop of span 2	5-2-3-4
71	Moment envelop of support 3	6-2-3-4
73	Moment envelop of support 4	7-2-3-4
76	Beam B015 reinforcing	1-3-3-4
77	rib 1	1-4-4
79	T- section in rib	1-3-4-4
80	moment and shear envelop	1-4-4-4
82	Location of the Shear wall	1-5-4
82	Shear and Moment Diagrams of Shear wall	2-5-4
86	Place Of Column (C7) within the Ground floor.	1-6-4
90	Section of Column (C7).	2-6-4
91	Stair form	1-7-4
93	Loading of slab 1	2-7-4
95	Loading of slab 2	3-7-4
97	two solid slab panel	1-8-4
97	section of slab	2-8-4
105	Cross section of sheet metal	5-1-1
107	Moment envelope of purlins	5-2-1-2-1
108	Shear envelope for purlins	5-2-1-2-2
109	Truss system	5-2-1-3-1

116	Weld between diagonal member and gusset plate	5-2-1-3-2
117	Weld between gusset plate and bottom member	5-2-1-3-3
118	Steel truss column system	5-2-2-1
119	Steel truss column design	5-2-2-2
120	Steel foundation	5-2-3-1

فهرس الجداول

رقم الصفحة	عنوان الجدول	رقم الجدول
36	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	1-4-3
37	الأحمال الحية	2-4-3
39	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3-4-3
51	calculation of dead load	1-2-4
62	Dead load of beam	1-1-3-4
77	Dead load of topping	1-2-4-4
79	Dead load of rib 1	1-3-4-4
92	Dead load of stair	1-7-4
99	<i>Dead load of slab</i>	1-8-4
105	<i>Sheet metal for 2 and 3 spans</i>	5-1-1
105	<i>Type wight support load of duct</i>	5-1-2
109	<i>Vertical member forces</i>	5-2-1-3-1
110	<i>Diagonal member forces</i>	5-2-1-3-2
110	<i>Top member forces</i>	5-2-1-3-3
111	<i>Bottom member forces</i>	5-2-1-3-4

المخلص

التصميم الإنشائي لـ " بناية طارق السخل – عالول في نابلس "

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

سنقوم في هذا المشروع بالتصميم الإنشائي لمبنى تجاري سكني – بناية طارق السخل - في نابلس حيث يتكون من عشرة طوابق على النحو التالي : طابق موقف سيارات ، وطابقين تسوية و سبعة طوابق اخرى ارضي و اول وثاني وثالث ورابع وخامس و روف ، حيث تبلغ مساحة المشروع الإجمالية 5900 م².

حيث صُمم المشروع بحيث يلبي الغاية التي يسعى المشروع إلى تحقيقها وهي توفير مبنى سكني تجاري يوفر للناس شقق سكنية وبعض المحلات التجارية.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض (ACI_318_08) الأمريكي برامج الحاسوب مثل :-

AutoCAD (2007+2015), ATIR, ETABS 2015, SAFE 2014
SAP 2000, Google Sketch Up, Microsoft Office XP.

ويتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى .

Abstract

Structural Design For "Tariq Al-Sakhal – Aloul Building " in Nablus

Structural design is the most important designs necessary to the building after the architectural design, distribution of columns and the highest level of security and safety is the responsibility of the structural designer.

We will in this project, the architectural design for " Tariq Al-Sakhal – Aloul Building " in Nablus which it consists of ten floors as follows:-

One floor for parking ,two floors for basement and another seven floors ,ground floor , first floor, second floor , third floor ,fourth floor, fifth floor and roof floor with a total project area of 5900 m².

The project is designed to meet the purpose for which the project which is to provide apartments for people and some shops.

It is noteworthy that Jordan's code will be used to determine the live loads, and to determine the seismic loads, but for the structural analysis and design section will be the use of the US Code (ACI_318_14), it must be noted that it will rely on some computer programs such as:-

AutoCAD (2007+2015), Atir, ETABS 2015, SAFE 2014, SAP 2000 Google Sketch Up, Microsoft Office XP.

The project will include a detailed structural study of the identification and analysis of the elements of construction and different loads expected and then the structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on the prepared for all the structural elements that are structural frames of the building.

1-1 المقدمة

2-1 مشكلة البحث (المشروع)

3-1 أسباب اختيار المشروع

4-1 أهداف المشروع

5-1 المسلمات

6-1 خطوات المشروع

7-1 نطاق المشروع

8-1 حدود المشروع

1-1 المقدمة :

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها, حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة, أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه , إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا , ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا , ومن الشعلة ضوء يستنار به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان, أخذت حياته بالرقى و التطور شيئا فشيئا , وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة , ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر, و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام, حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد, وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط, وبعده تم بناء المدارس والأكاديميات التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعسكرية العليا .

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى تجاري سكني في مدينة نابلس يحقق احتياجات الافراد الاساسية ويلبي جميع الخدمات التي توفرها المكاتب والشركات ؛ فهو يشمل على طابق مواقف سيارات وطابقين تسوية عبارة عن معارض ومكاتب والطابق الارضي بالإضافة لستة طوابق شقق سكنية مع مكاتب.

2-1 مشكلة البحث :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة لبناية طارق السخل التي تم اعتمادها لتكون ميداناً لهذا البحث, حيث يتضمن المشروع التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر .

3-1 أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا, وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي سوف تواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

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

4-1 أهداف المشروع :

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

5-1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-02) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, staad pro, safe, etabs)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6-1 خطوات المشروع :

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

7-1 نطاق المشروع :

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.

- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- عرض المشروع للمناقشة.

8-1 حدود المشروع :

يقتصر هذا المشروع على التصميم الإنشائي للمبنى لكافة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى, حيث سيتم العمل بالمشروع خلال الفصلين الاول والثاني من السنة الدراسية 2017- 2018 م من خلال مساق مقدمة مشروع التخرج خلال الفصل الاول , ومساق مشروع التخرج خلال الفصل الدراسي الثاني.



الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5-2 وصف الواجهات.

6-2 وصف الحركة.

1-2 مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن أهم ميزات المباني السكنية والمكاتب الإدارية توفير الراحة النفسية لدى السكان والموظفين بالإضافة إلى توفير عدد من الخدمات الرئيسية مثل توفير حرية الحركة بين الغرف وتوفير مساحات كافية للمطبخ والحمامات وتوفير قاعات الاجتماعات وغرف انتظار ذات المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغ الإنشائي بالإضافة إلى توفير التهوية والإضاءة المناسبة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماداً على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

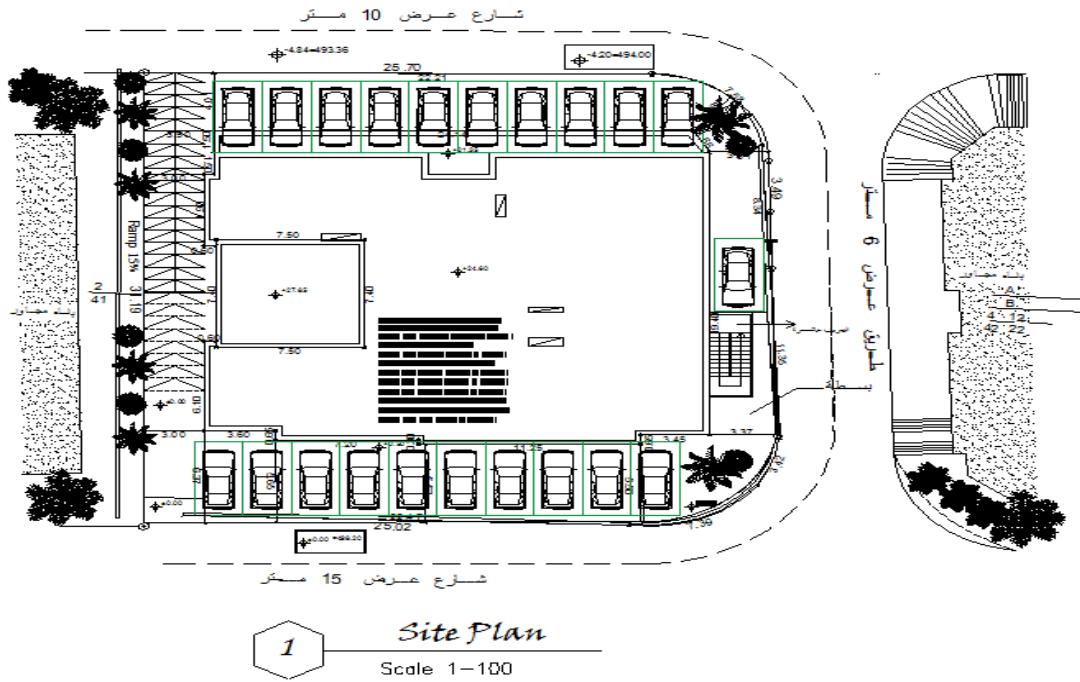
2-2 لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء بناية طارق السخل في مدينة نابلس تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المكاتب والشقق السكنية والمعارض ؛ فهي تشتمل على مجموعة من المكاتب والمعارض وغرف سكنية وغيرها من الخدمات بالإضافة إلى المعارض. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها، والمشروع من إعداد المهندس بلال الخياط والمهندسة شهد بيشاوي ، بإشراف المهندس سامي قصرأوي. يكون المبنى من عشرة طوابق على قطعة أرض مساحتها 100متر مربع ، ومساحة البناء

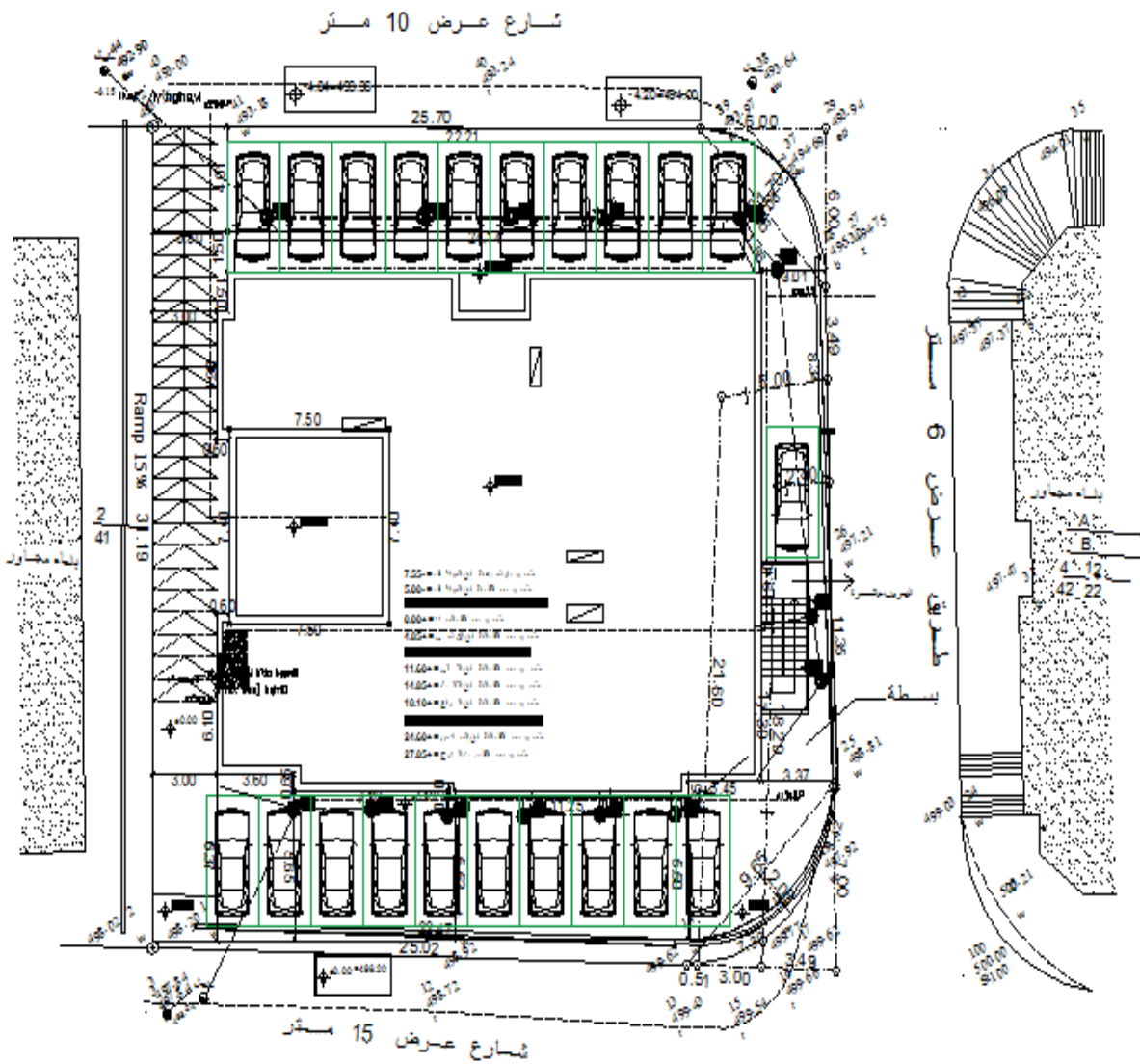
الاجمالية لكافة الطوابق 5900 متر مربع وحيث تبلغ مساحة منسوب اقل طابق 720 متر مربع وهو عبارة عن مواقف سيارات.

3-2 موقع المشروع

تقع الأرض المقترحة في مدينة نابلس حيث تطل قطعة الارض على شارعين باتجاهين مختلفين وطريق عرضه 6 امتار ، ويجاورها من الناحية الغربية بناء قائم مجاور ، وهذا إن دل إنما يدل على سهولة الوصول للموقع من مناطق مختلفة وتتميز عمارة السخل بالموقع المميز والراقي مع اطلالة مثالية والبناء يتميز بوجود مواقف سيارات مريحة سهلة الوصول بسبب توفر خط للمواصلات العامة



شكل (1-3-2) يبين مخطط موقع البناء



1 Location of the land
Scale 1-100

شكل (2-3-2) الموقع بالنسبة للمجاورين.

أسباب اختيار الموقع

تم اختيار هذا الموقع لعدة أسباب منها:

1. وقوع الأرض داخل المدينة أو بجوار الاستثمارات ، بحيث تكون قريبة من مركز المدينة
2. يتميز الموقع بإمكانية الوصول السهل إليه وبكل وسائل النقل الخاص والعام.
3. قلة الازدحام المرورية في المنطقة بالمقارنة بالمناطق المجاورة وذلك لتسهيل الدخول والخروج.
4. توفير كافة الخدمات الضرورية وتوزيعها بشكل يناسب احتياجات المشروع.
5. وجود حركة سير عامة تؤدي إلى المنشأة ، وموقف السيارات .

يتم الوصول إلى قطعة الأرض المقترحة بثلاث طرق مختلفة:

1. طريق معبد يحيط بقطعة الارض من الشمال
2. طريق معبد يحيط بقطعة الارض من الجنوب
3. طريق بعرض 6 امتار من الناحية الشرقية

حركة الشمس والرياح:

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

حركة الشمس: في فصل الشتاء تكون زاوية الشمس منخفضة بحيث تصل إلى 35 درجة مما يسمح بولوج أشعة الشمس بشكل أعمق داخل الفراغات . أما في فصل الصيف فتكون أعلى ما يمكن حتى تصل إلى 82 درجة. فيراعى عند التصميم هذه الزوايا من حيث ضرورة حجب أشعة الشمس الساطعة بوضع كاسرات للشمس.

حركة الرياح : في فصل الشتاء يكون هناك رياح مرافقة للمنخفضات الجوية وهبوب رياح جنوبية غربية عاصفة ممطرة في الغالب ، أما النوع الآخر فهي رياح تعقب المنخفضات الجوية وهي رياح شمالية غربية باردة تعمل على تصفية الجو، وأخر نوع من الرياح التي تهب في فصل الشتاء هي الرياح الشرقية ، وهي تهب قبل مرور قبل مرور المنخفضات الجوية التي تتركز في شرق حوض البحر الأبيض المتوسط، وهي باردة جافة لقدمها من المناطق الشرقية الباردة.

أما في فصل الصيف فتهب الرياح الغربية والشمالية الغربية أغلبها تهب على شكل نسيم بحري قادم نهارة من البحر المتوسط ، وهي تلطف حرارة شهور الصيف لا سيما في المناطق الجبلية ، أما النوع الآخر فهي الرياح الشرقية والشمالية الشرقية وتعتبر جزءاً من الرياح الموسمية وهي جافة وحارة نسبياً وتهب خلال أواخر الصيف ، أما الرياح الخماسينية فهي تهب من المناطق الجنوبية وتكون حارة جافة محملة بالغبار في الصيف .

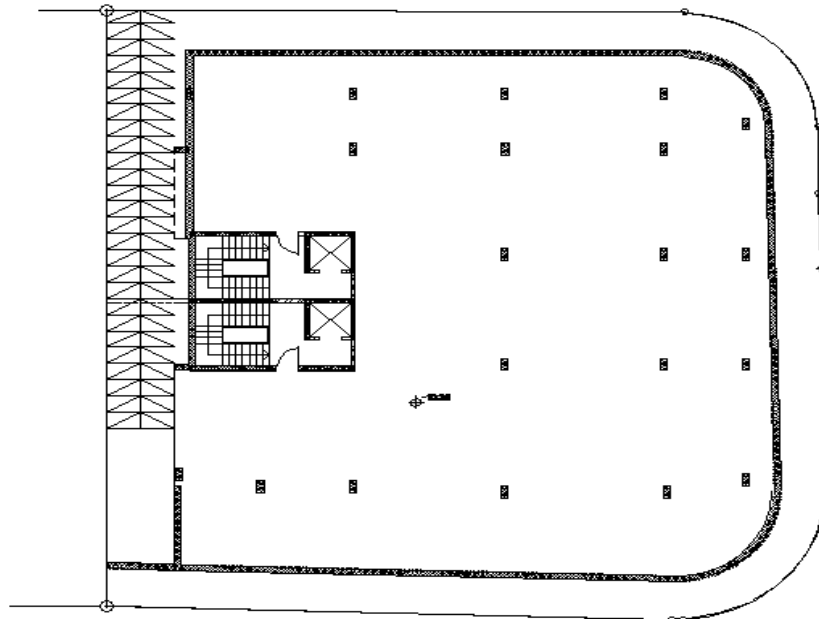
العناصر المعمارية

4-2 وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل مع كسرات بسيطة نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة لهذا المبنى 5900 م².

طابق المواقف:

تبلغ مساحة هذا الطابق 720 م² ذات منسوب (-10.25) متر من سطح الأرض وهو عبارة عن موقف سيارات ، يمتاز بسهولة حركة السيارات بداخله وكذلك سهولة الانتقال من طابق المواقف الى طابق التسوية الثاني ، و مساحة اصطفاة مناسبة لكل مركبة، وتوفير عدد كافي من مواقف السيارات.

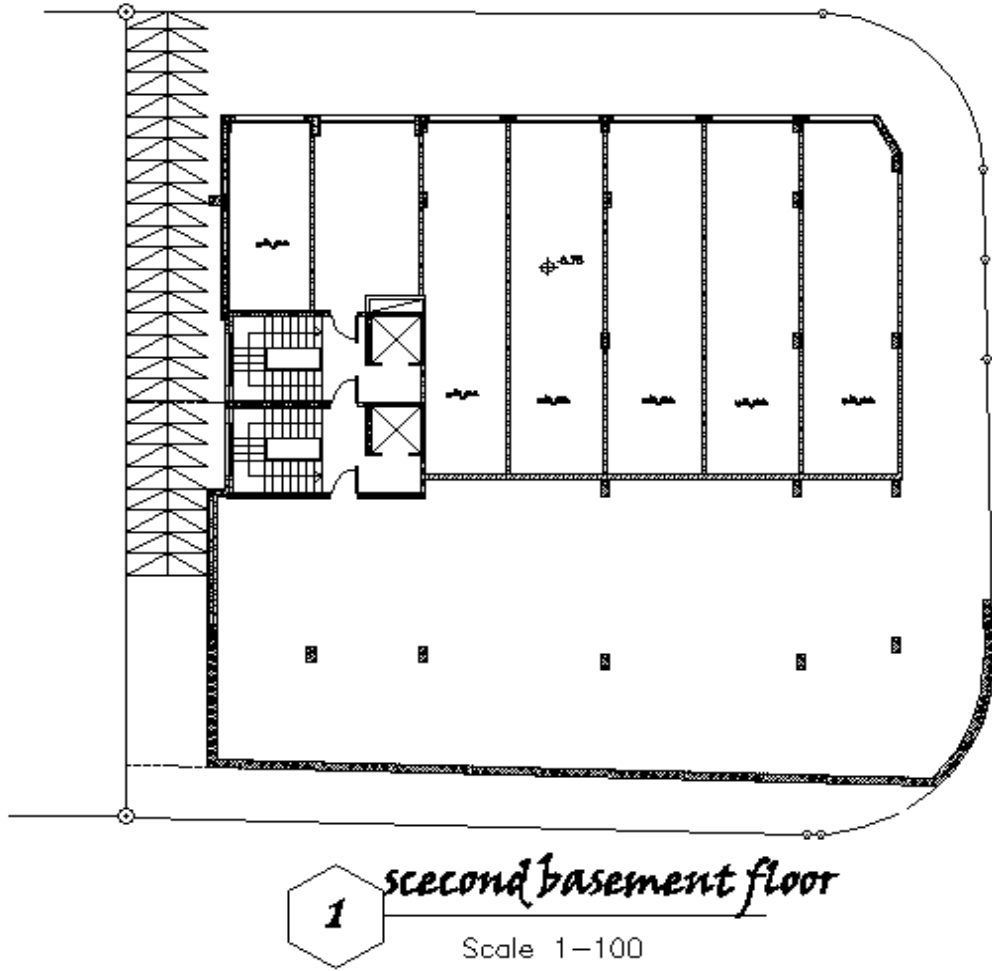


1 parking floor plan
Scale 1-100

الشكل(1-4-2)مسقط طابق المواقف

طابق التسوية الثاني :

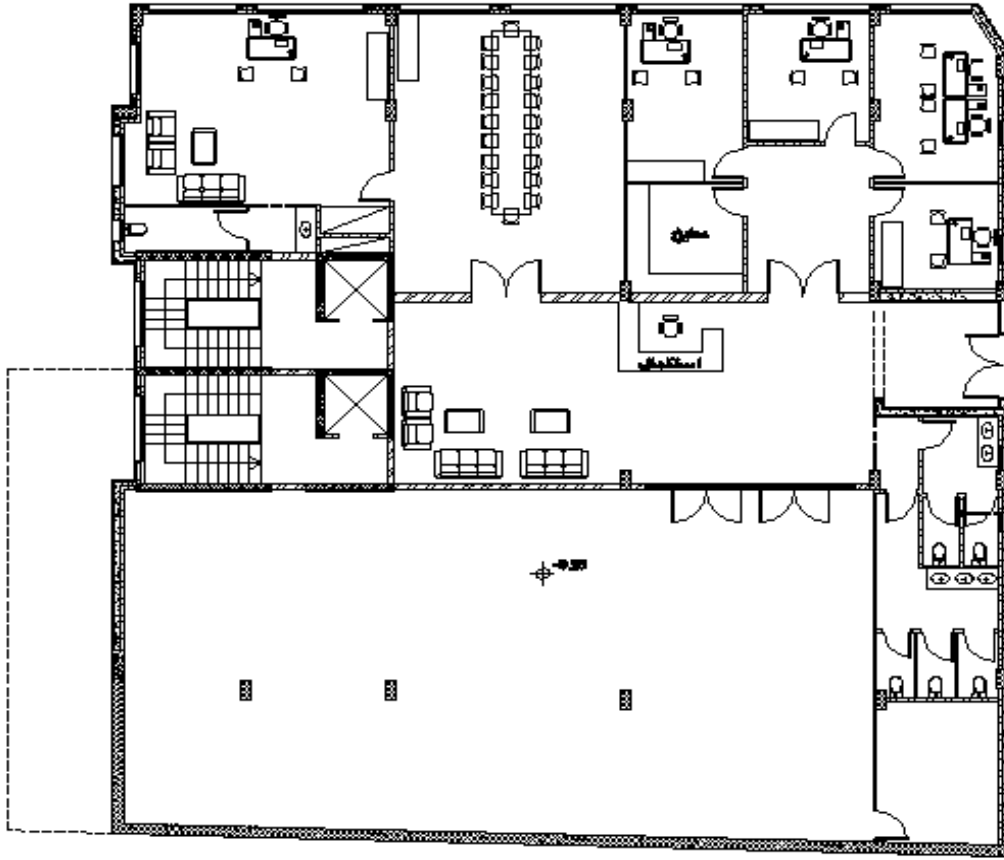
تبلغ مساحة هذا الطابق 720 م² ذات منسوب (-6.75) متر من سطح الأرض وهو عبارة عن موقف سيارات ومعارض، يمتاز بسهولة حركة السيارات بداخله وكذلك سهولة الانتقال من طابق التسوية الثاني إلى الأول ، و مساحة اصطفاف مناسبة لكل مركبة، وتوفير عدد كافي من مواقف السيارات، ويحتوي هذا الطابق على مدخل ومخرج واحد لموقف السيارات.



الشكل(2-4-2) مسقط طابق التسوية الثاني

طابق التسوية الاول:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 720 م² منسوب هذا الطابق -3.25 متر من سطح الأرض , ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: قاعة استقبال حيث تبلغ مساحتها مساحة ثلث الطابق تقريباً، مطبخ ، مخزن، وحدات صحية، وشركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات

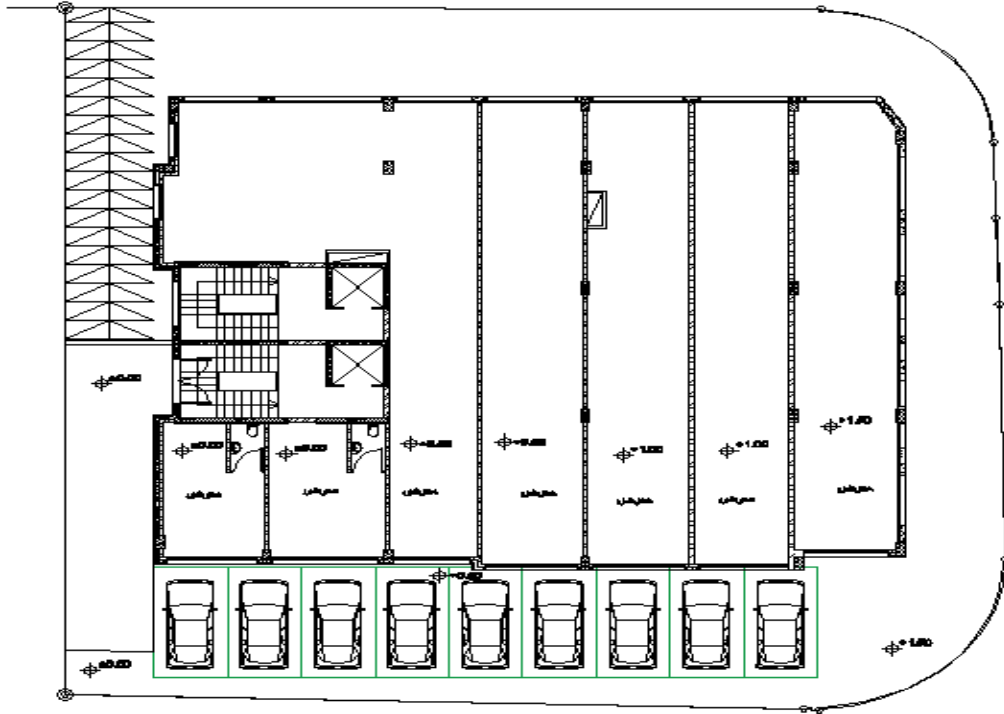


1 *first basement floor*
Scale 1-100

الشكل (2-4-3) مسقط طابق التسوية الاول

الطابق الارضي :

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 539.6 م² منسوباً هذا الطابق (0 ، 0.5 ، 1.5، 1) متر من سطح الأرض , ويشمل على مجموعة من المعارض متعددة الاستخدام ، حيث ان مساحة المعارض كبيرة لتتلاءم مع استعمالات التخزين وغيرها.

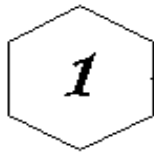
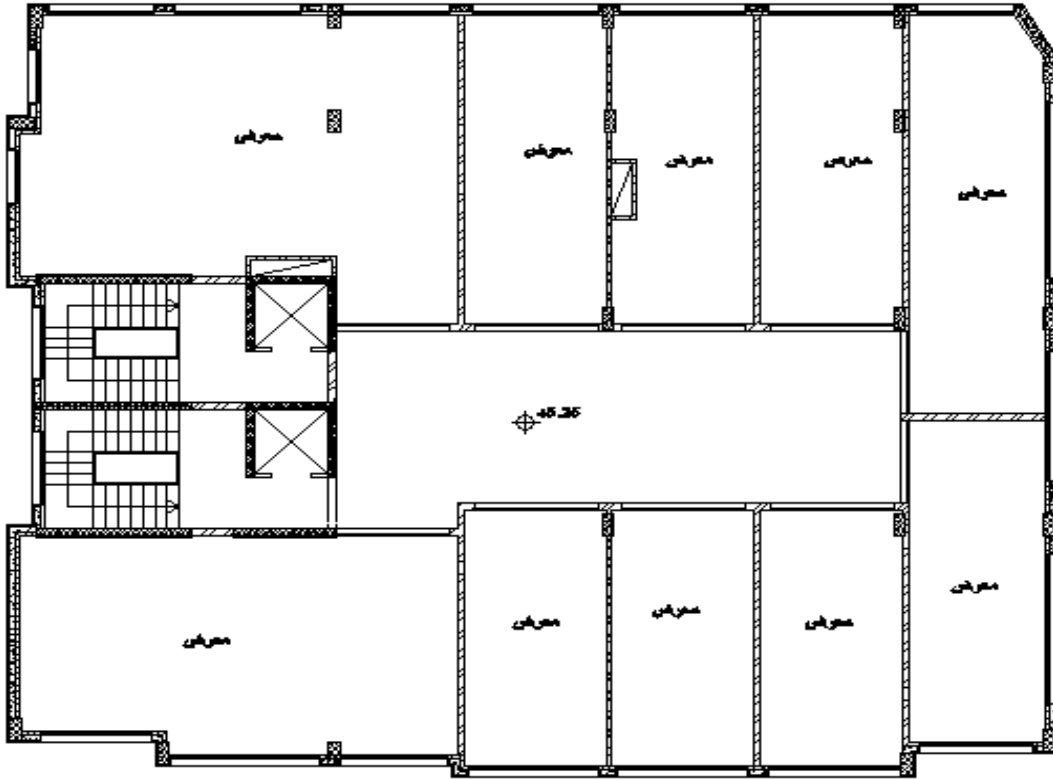


1 *ground floor plan*
Scale 1-100

الشكل (4-4-2) مسقط الطابق الارضي

الطابق الاول:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 539.6 م² منسوب هذا الطابق 5.25 متر من سطح الأرض , ويمتاز بسهولة الحركة بين المعارض المختلفة، حيث يحتوي على موزع مساحته ربع مساحة الطابق تقريبا والعديد من المعارض الخاصة بأغراض العرض والتخزين وكل معرض يتبعه وحدة صحية.



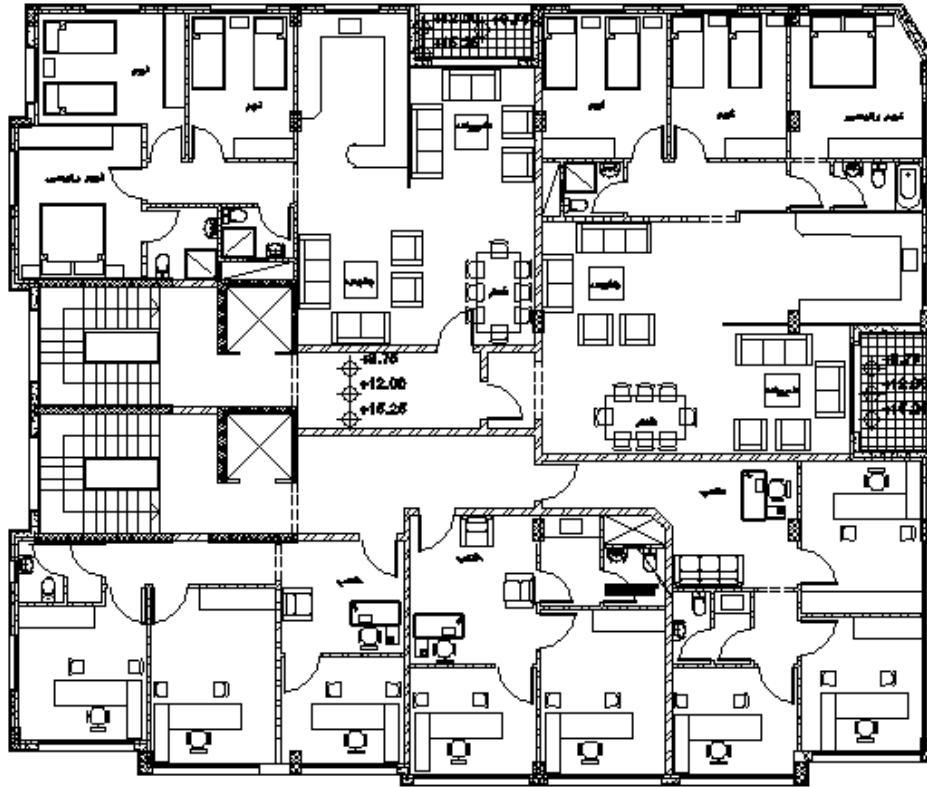
first floor plan

Scale 1-100

الشكل (2-4-5) مسقط الطابق الاول

الطابق الثاني, الثالث والرابع(مكرر):

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 539.6 م² منسوب هذا الطابق (8.75،12.0،15.25) متر من سطح الأرض , ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل: شركات تحتوي على غرف إدارة وغرف سكرتارية وغرف اجتماعات بالإضافة الى عدد 2 من الشقق السكنية الخاصة بالموظفين.

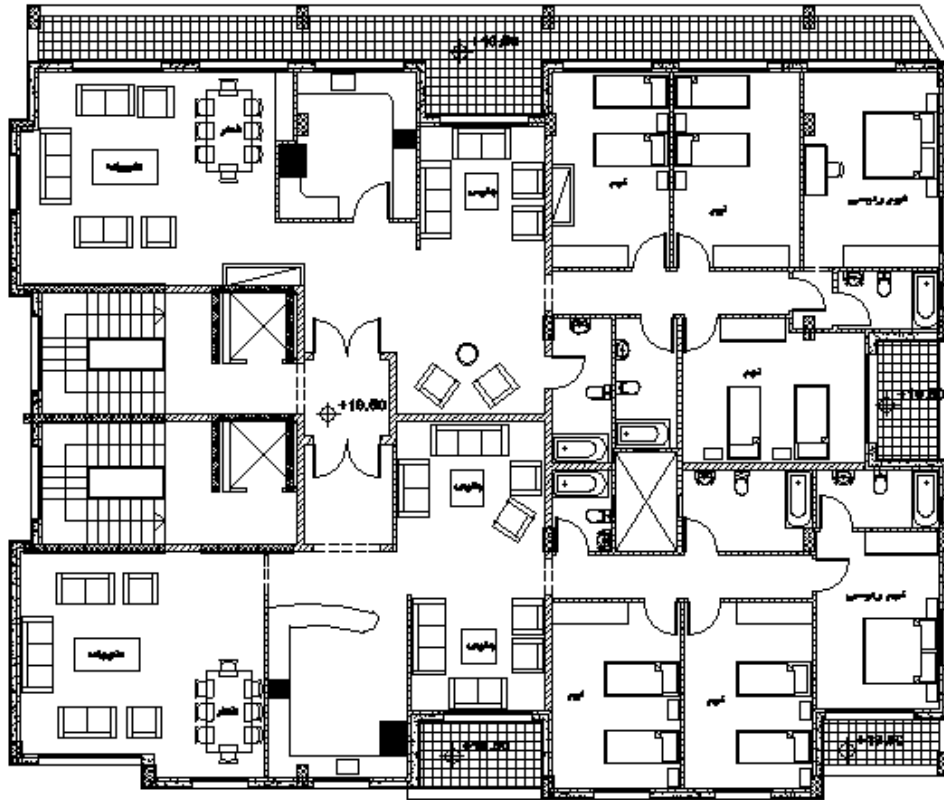


1 repeated floor plan
Scale 1-100

الشكل(2-4-6)مسقط الطابق المكرر

الطابق الخامس:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 539.6 م² منسوب هذا الطابق 18.50 متر من سطح الأرض , ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات وهذا الطابق عبارة عن عدد 2 من الشقق السكنية حيث تحتوي كل شقة على غرف نوم , استقبال ضيوف , وحدات صحية, مطبخ , طعام وبلكنات.

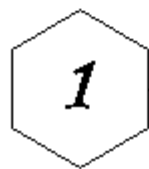
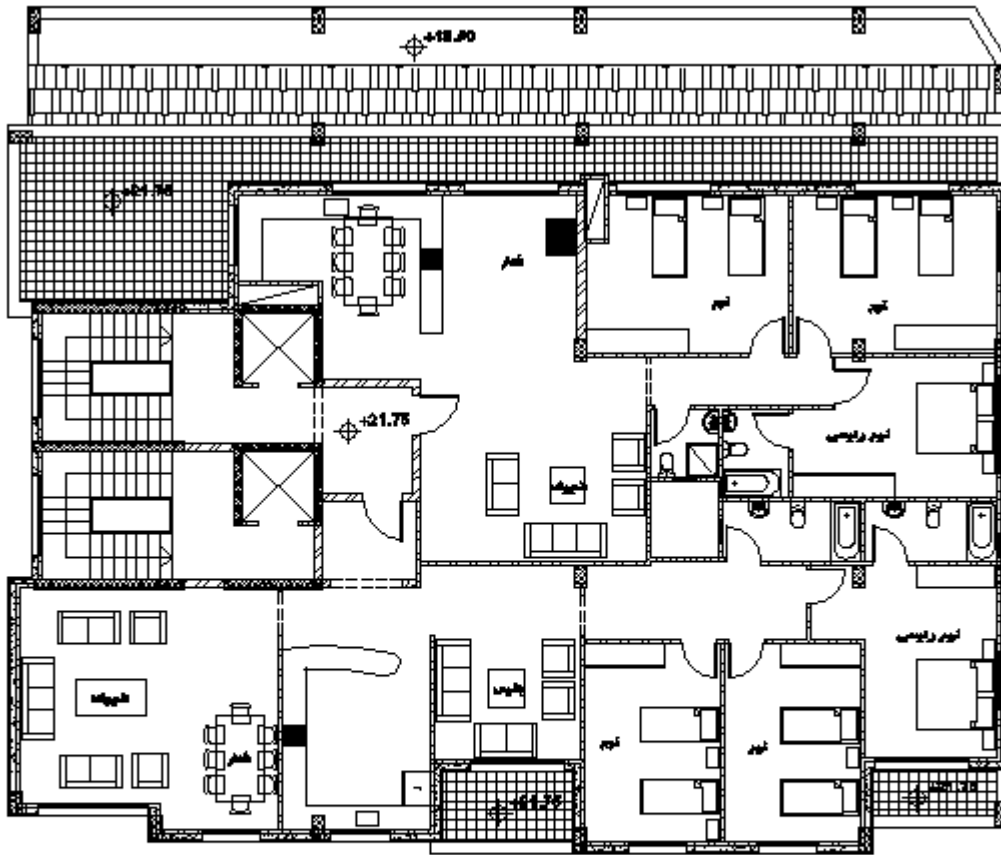


1 *fifth floor plan*
Scale 1-100

الشكل (2-4-7) مسقط الطابق الخامس

الطابق السادس :

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 539.6 م² منسوب هذا الطابق 21.75 متر من سطح الأرض ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات ويشمل هذا الطابق على عدد 2 من الشقق السكنية , تحتوي على غرف نوم , ضيوف , وحدات صحية , طعام , مطبخ , وبلكنات كبيره .



sixth floor plan

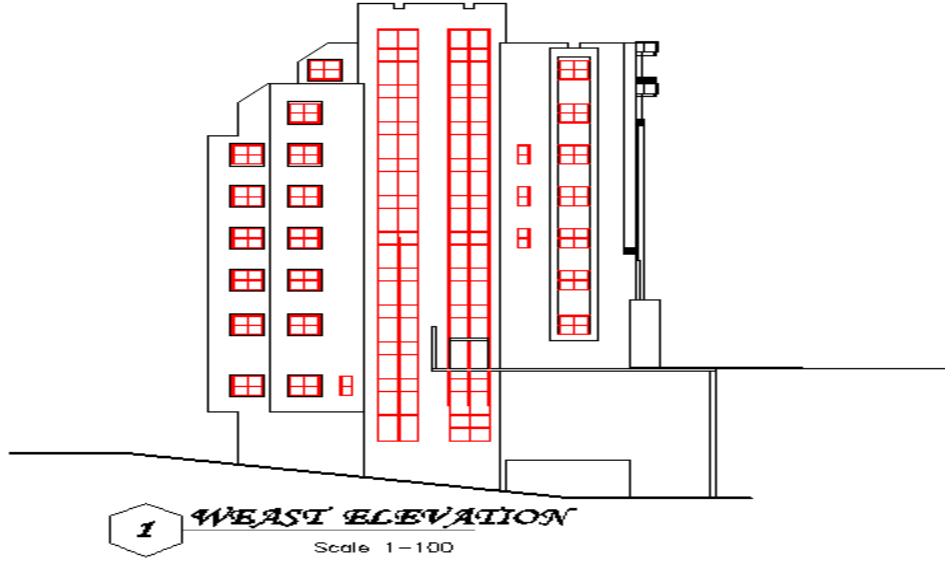
Scale 1-100

الشكل(8-4-2)مسقط الطابق السادس

5-2 وصف الواجهات :

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

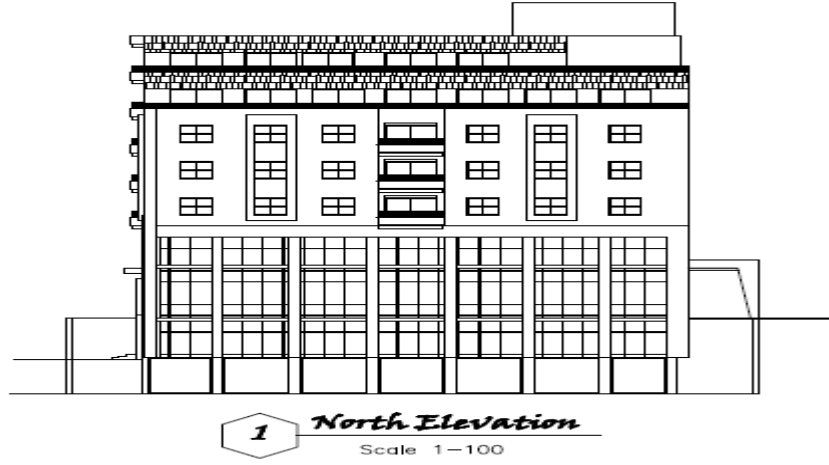
• الواجهة الغربية:



الشكل(1-5-2)الواجهة الغربية.

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى , كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

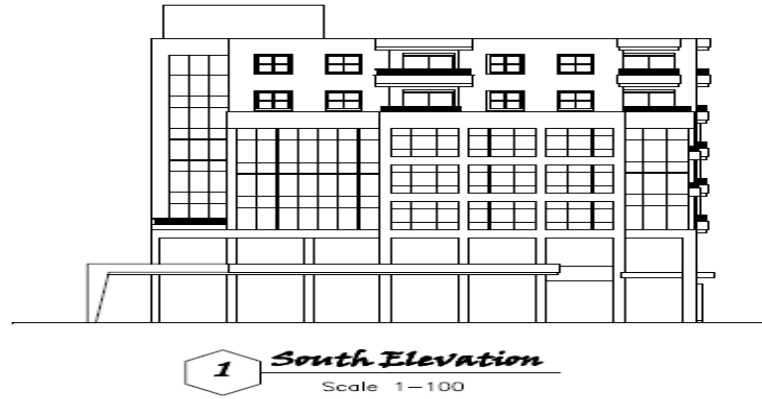
• الواجهة الشمالية:



الشكل (2-5-2) الواجهة الشمالية

لاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها , والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات.

• الواجهة الجنوبية :



الشكل (3-5-2) الواجهة الجنوبية

تناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الشمالية.

• الواجهة الشرقية:



الشكل (2-5-4) الواجهة الشرقية.

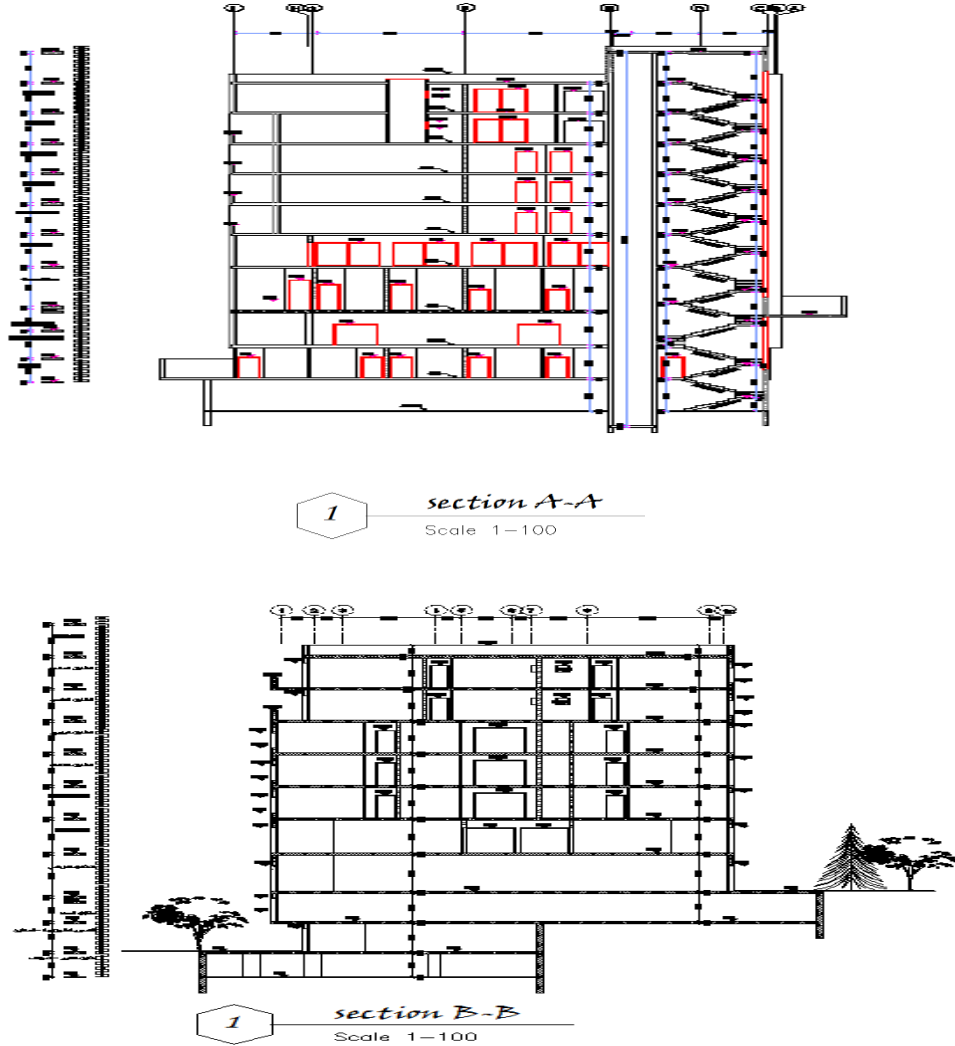
تتناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الغربية

6-2 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي، إذ يمكن الدخول للمبنى من عدة أماكن: مكان مخصص لدخول السيارات للموقف ومكان لدخول الموظفين والمراجعين والسكان من بيت الدرج ومكان لدخول الموظفين فقط في طابق التسوية الأولى، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في طابق التسوية الاولى تأخذ شكل خطي ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشياً مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معداً للاستقبال والمكاتب وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .



الشكل (1-6-2) مقاطعات في عدة أماكن في المبنى

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

3

1-3 المقدمة

2-3 أهداف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

4-3 الأحمال و تصنيفها

5-3 الاختبارات العملية

6-3 العناصر الإنشائية

العقدات

الجسور

الأعمدة

الجدران الحاملة (جدران القص)

الأساسات

الأدراج

الجدران الإستنادية

3-1 مقدمة

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه , وإنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزء لا يتجزأ منه , فبعد التدقيق الجيد للمشروع , و التعرف على مقتضياته الجمالية , كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي , ليصبح بالإمكان تشغيله مع مراعاة السلامة و الأمان .

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافته العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

3-2 أهداف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مينة و حية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

4-3 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

• الأحمال الميتة

هي أحمال تتجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-4-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	5
5	القضارة	23
6	الرمل	16

• الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او استعملات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات, والمكاتب , والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (2-3-4) الأحمال الحية

الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	مواقف السيارات	1
5.0	المدارس	2
5.0	المستشفيات	3
2.5	الفنادق	4
5.0	المطاعم	5
2.5	المباني السكنية	6
2	مباني تجارية (مكاتب)	7

• الأحمال البيئية

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

أحمال الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة 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 حسب الكود الأمريكي (UBC) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار (0.4 KN/m²) حسب الكود الأردني.

أحمال 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.

وبما ان المبنى يقع في مدينة نابلس وهي منطقة مرتفعة ، فإننا سنأخذ بعين الاعتبار

احمال الثلوج ضمن الاحمال المؤثرة على المبنى .

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (3-4-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)
0	H < 250
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 7400	1500 > h > 500
(h - 812.5) / 250	2500 > h > 1500

أحمال الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء و عزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم.

4-3 الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة , عند البناء عليها , وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي 48 كغم/سم³.

3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض , لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة , منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقود والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

• العقود

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقود الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

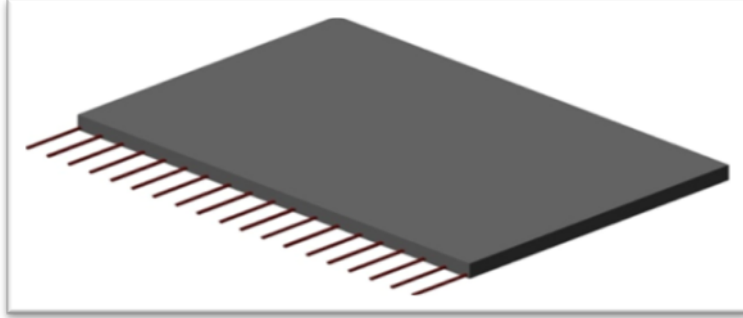
- العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقود المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

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

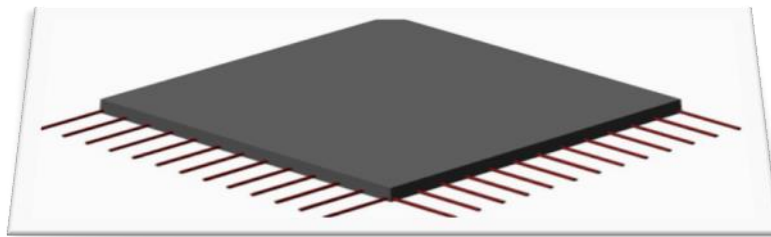
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسمكة المنخفضة، وتم استخدامها في عقده البرر كما في الشكل (1-5-3):



الشكل (1-5-3): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- العقدات المصمتة 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 موضحة في الشكل (2-5-3):

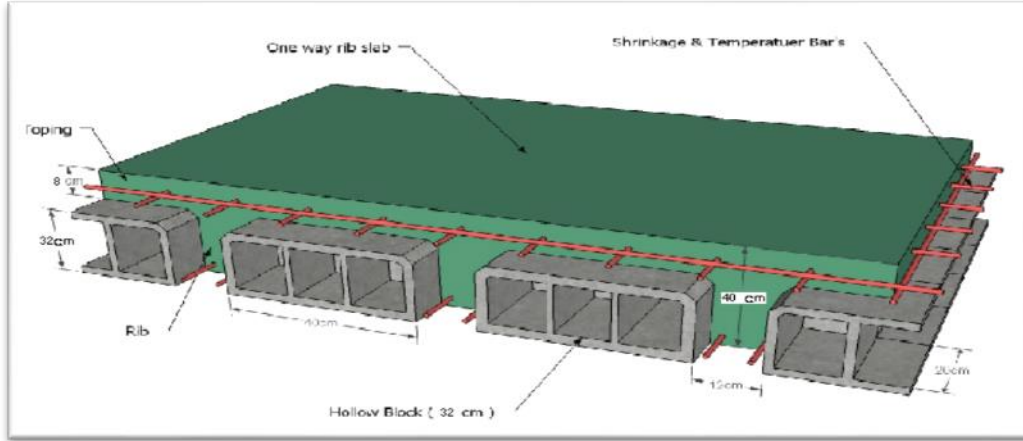


الشكل

(2-5-3): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

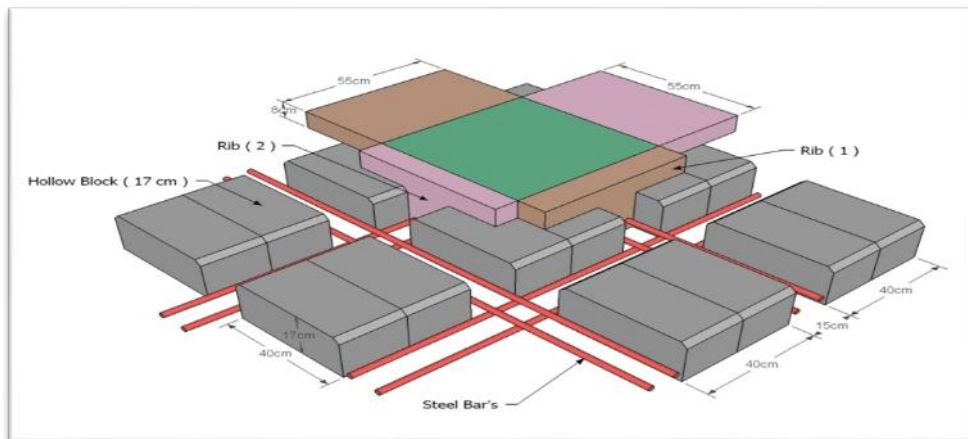
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-5-3)



الشكل (3-5-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

- عقدات 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 (4-5-3):



الشكل (4-5-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

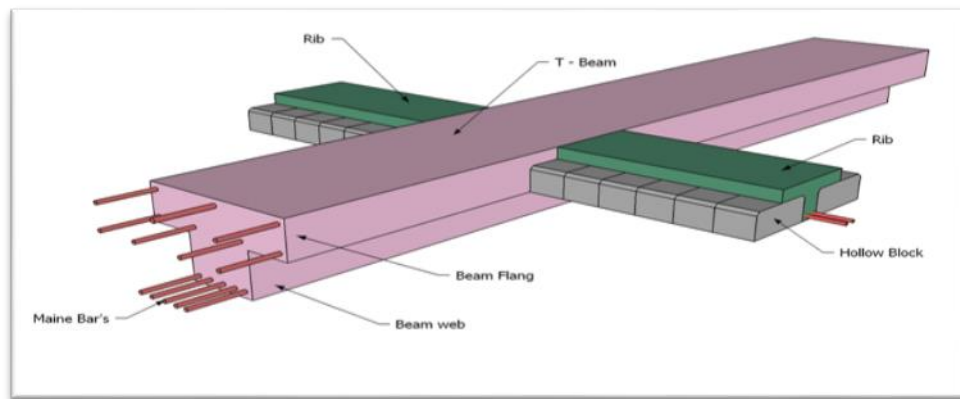
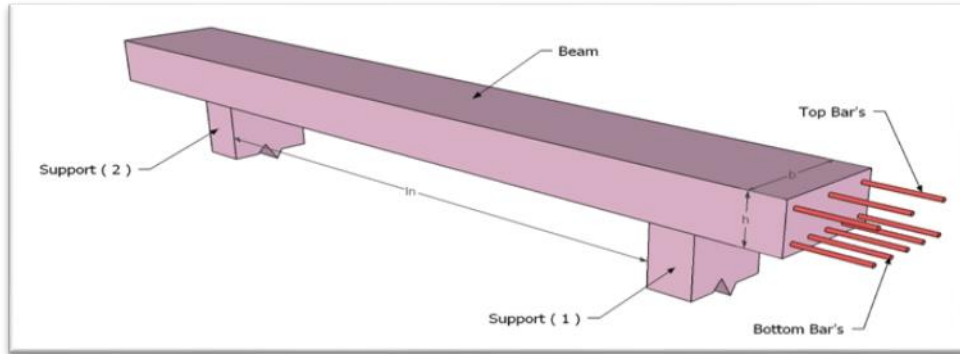
• الجسور :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين

1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2. والجسور المدلاه "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L-section , T-section .

ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

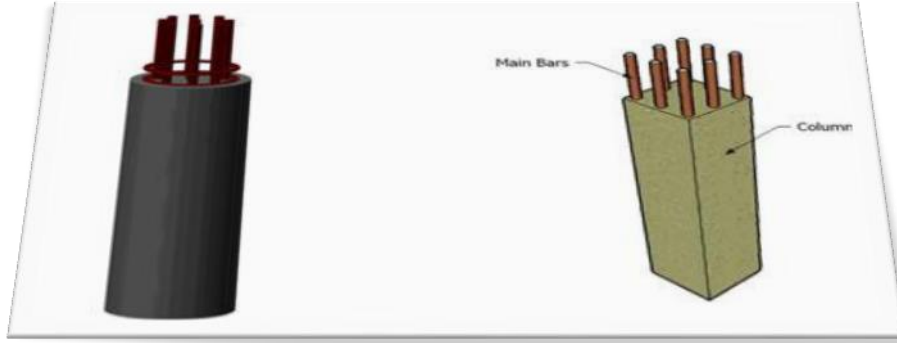


الشكل (5-5-3) أشكال الجسور المدلاه و المسحورة

• الأعمدة:

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

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



الشكل (3-5-6): أحد أشكال الأعمدة.

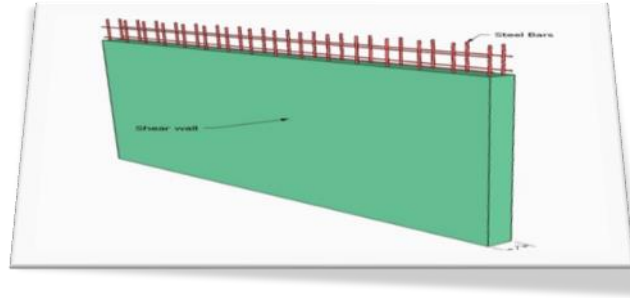
• الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall).

وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل

الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية (الرياح والزلازل) التي يتعرض لها المنشأ.

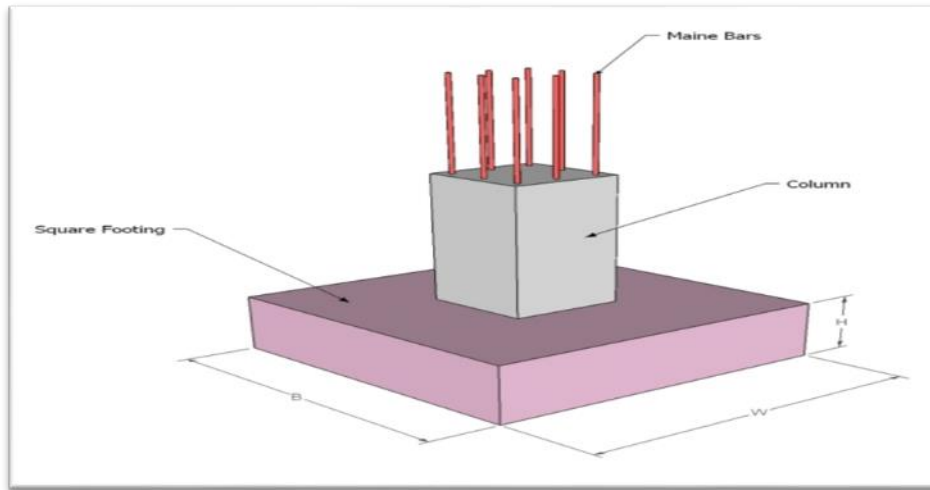
ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (7-5-3): جدار القص

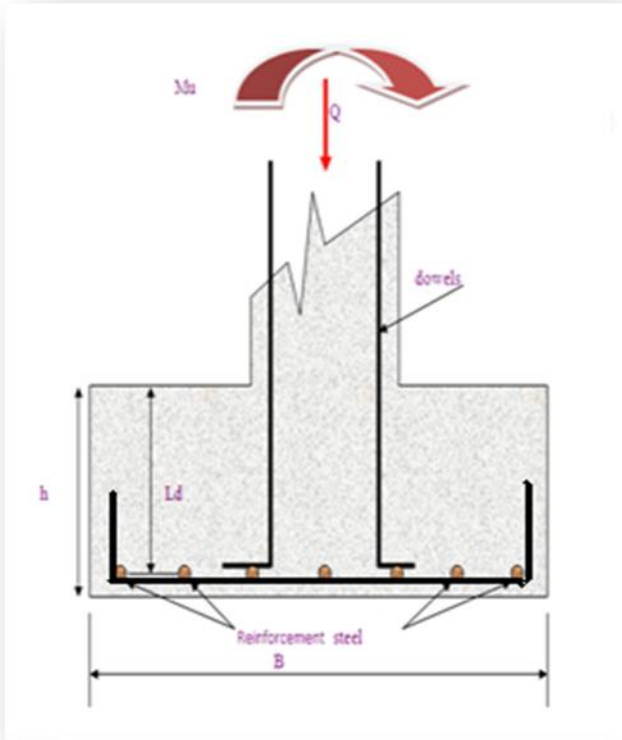
• الأساسات:

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

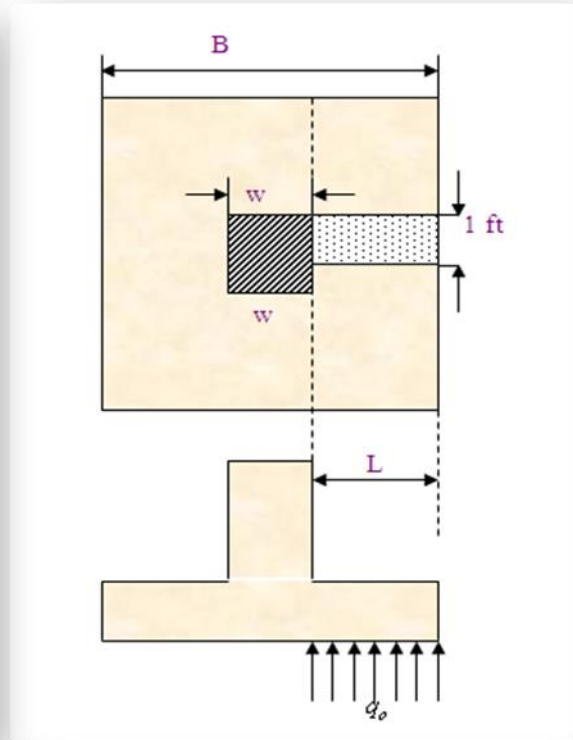


الشكل (8-5-3) : الأساس المنفرد

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (10-5-3) مقطع طولى في الأساس

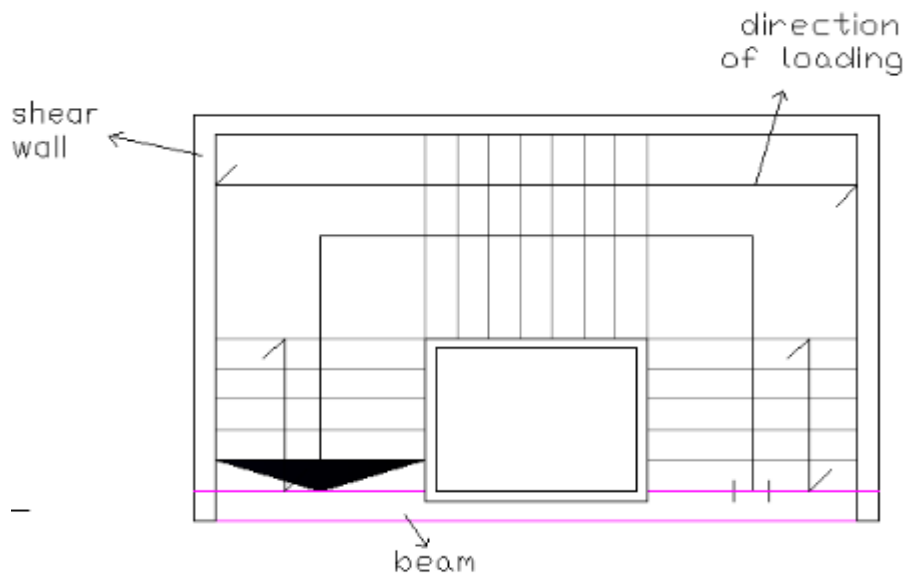
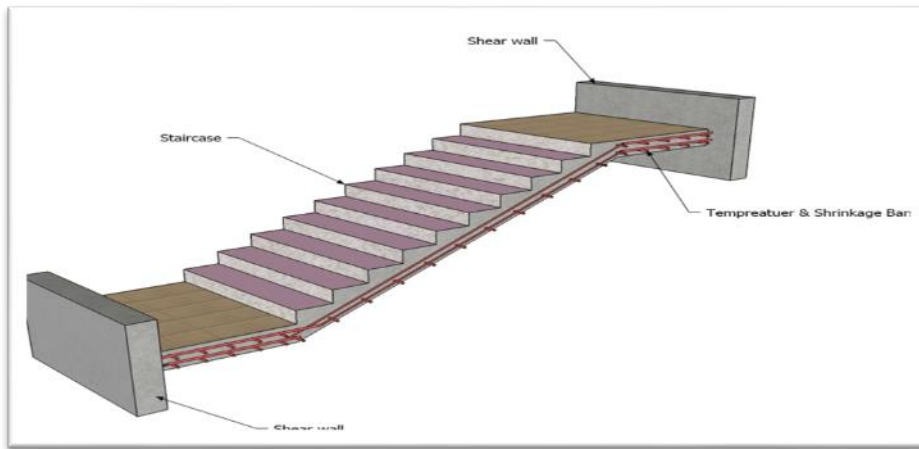


الشكل رقم (9-5-3) مسقط أفقي للأساسات

في الشكلين (9-5-3) (10-5-3) يوضحان كيفية نقل الأحمال من المبنى إلى الأساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الأساس

• الأدرج :

الأدرج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



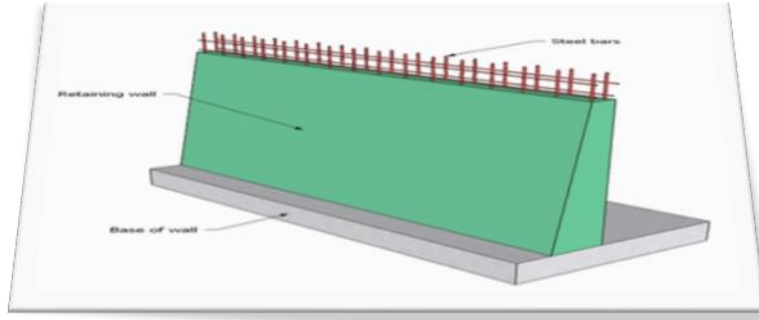
الشكل (11-5-3): تحميل الدرج في المشروع .

• الجدران الإستنادية .

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

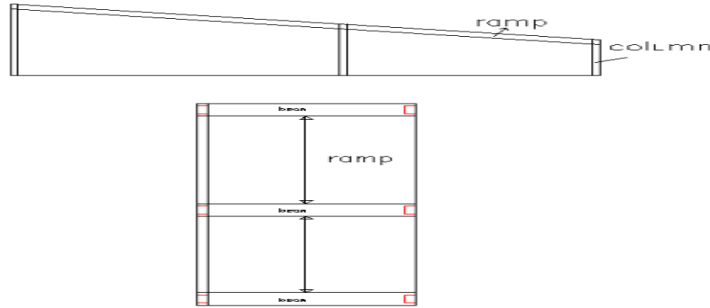
بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

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



الشكل (3-5-12) جدار استنادي

• الرامب .



الشكل (3-5-13) رامب

Chapter 4

4 Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Design of two way rib

4-3 Design for Beam

4-4 Design of one way rib

4-5 Design of a shear wall

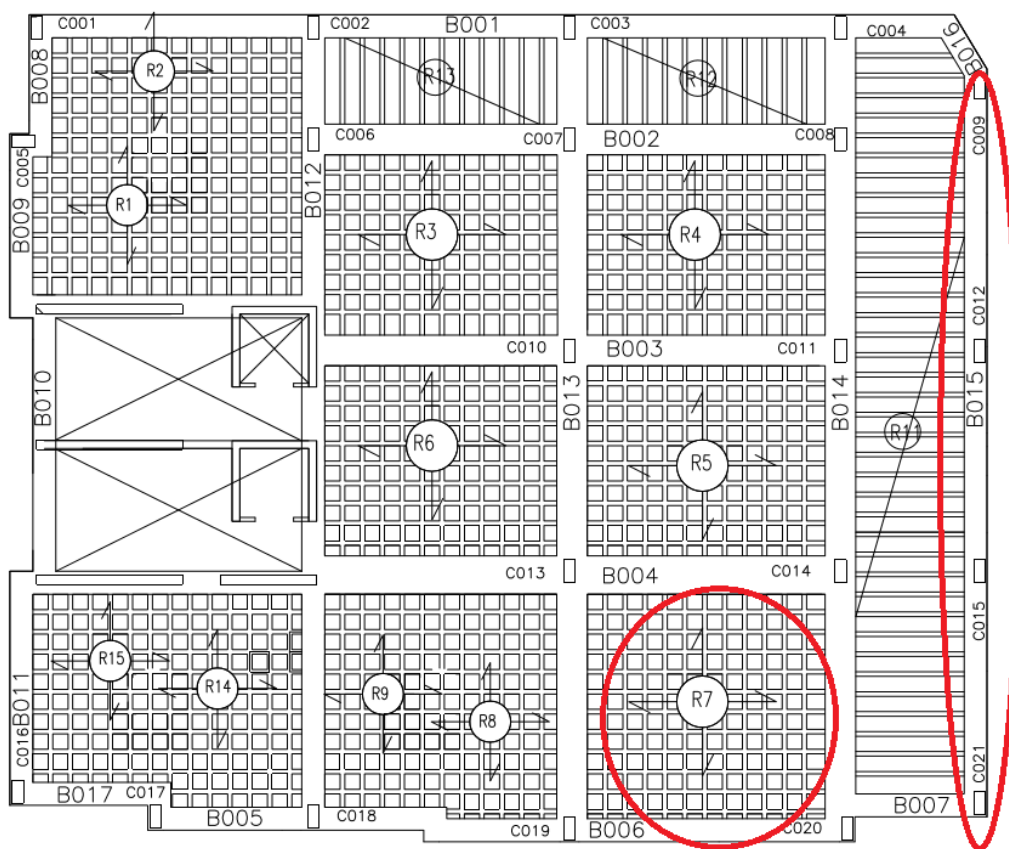
4-6 Design of column (7)

4-7 Design the stair

4-8 Design of a panel of two way solid slab

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much computer software such as “ATIR” to find the internal forces, deflections and moments for the all



structural element in order to design it.

Figure (4-1-1): Structural plan

4.2 Design of two way rib

- Determination of Dead load

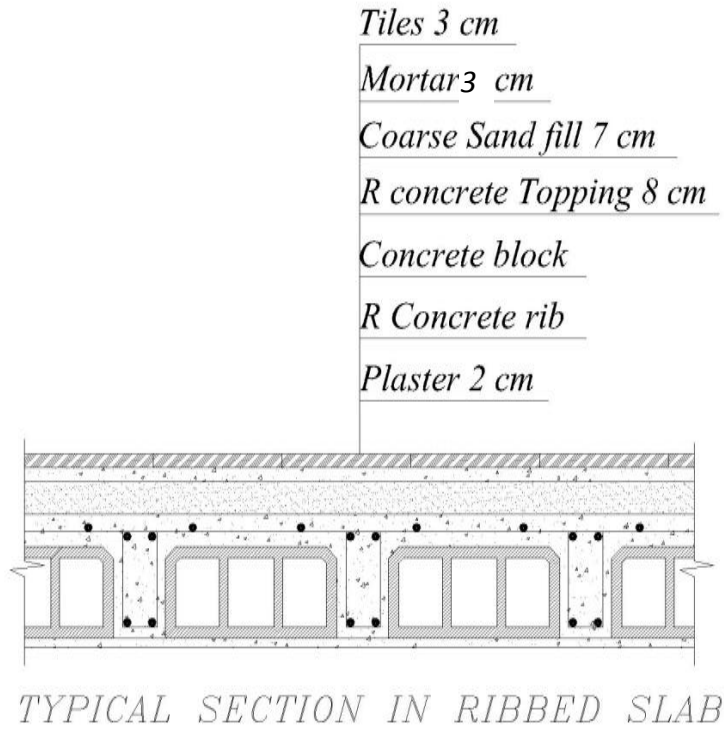


Figure (4-2-1): Section in rib slab

table (4-2-1) calculation of dead load

Material	Calculation	kN/m / rib
Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 23 \times 0.52$	0.186
Mortar	$0.03 \times 0.52 \times 22 \times 0.52$	0.178

Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17 \times 0.52$	0.322
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25 \times 0.52$	0.54
Block	$0.24 \times 0.40 \times 10 \times 0.4$	0.38
Concrete Rib	$0.24 \times 0.12 \times 25 \times (0.52 + 0.4)$	0.66
Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 22 \times 0.52$	0.12
Partitions	$2.3 \times 0.52 \times 0.52$	0.62
Total Dead load , KN		3.006

Dead load for slab

$$DL = \frac{3.006}{0.52 \cdot 0.52} = 11.12 \text{ kN/m}^2$$

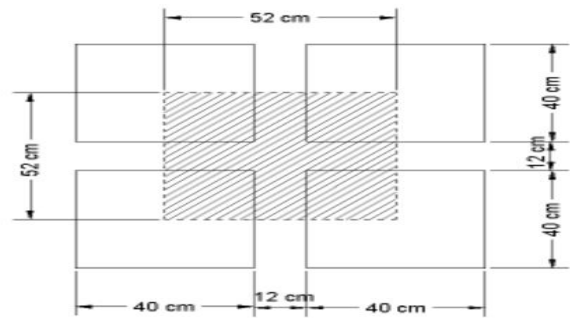
$$w_D = 1.2 \times 11.3 = 13.34 \text{ kN/m}^2$$

DEAD LOAD FOR SLAB

$$LL = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

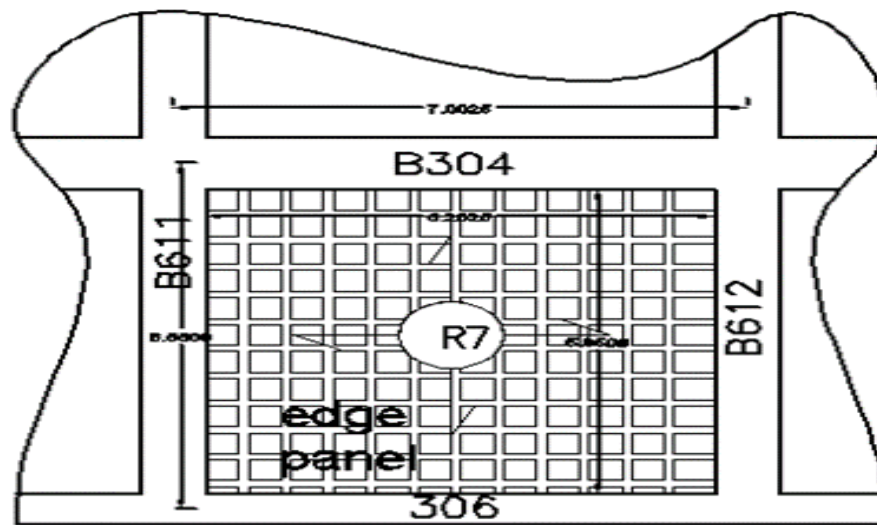
$$w_L = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$w = 13.34 + 4 = 17.34 \text{ kN/m}^2$$



4-2-2 Repeat coefficient

4-2-1 Check for the minimum thickness of the slab take $h=32\text{cm}$:



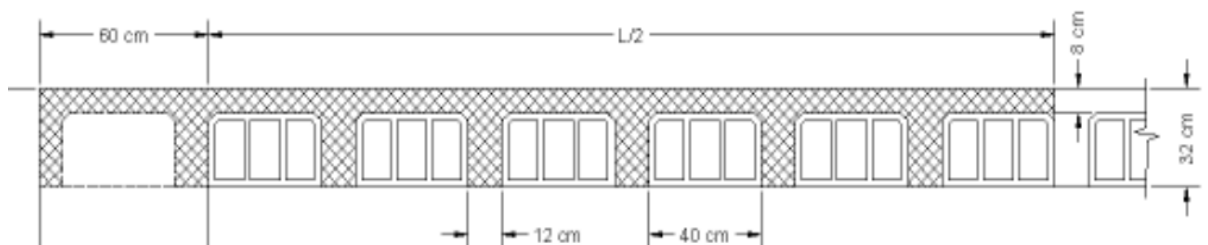
4-2-1-1 Form of slab

All Exterior beams have rectangular section of 60 cm width and 32 cm depth

Note: we consider the upper beam which connected with the building as exterior beam because the other part of the building is one way slab so there is no integrity between the one way and two way slabs so this beam is considered as pin not fixed.

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 32^3}{12} = 163840 \text{ cm}^4$$

- Slab section for Exterior beam:



4-2-1-2 slab section

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of moment of inertia of T-section ribs within a distance $(1/2-b_w)$

$$y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 32 \cdot 12 \cdot 16}{40 \cdot 8 + 32 \cdot 12} = 10.55 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = \frac{52 \cdot 10.55^3}{3} - \frac{40 \cdot (10.55 - 8)^3}{3} + \frac{12 \cdot 21.45^3}{3} = 59609 \text{ cm}^4$$

✓ Short direction $l=585 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} \cdot \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{59609 \cdot \left(\frac{585}{2} + 60\right)}{52} = 404080.24 \text{ cm}^4$$

✓ Long direction $l=620 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} \cdot \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{59609 \cdot \left(\frac{620}{2} + 60\right)}{52} =$$

$$424140.96 \text{ cm}^4$$

2-4-4

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{163840}{424140.96} = 0.386$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{163840}{404080.24} = 0.405$$

$$\alpha_{fm} = \sum \alpha_f / 4 = \frac{2 \cdot (0.271 + 0.365)}{4} =$$

$$0.3955$$

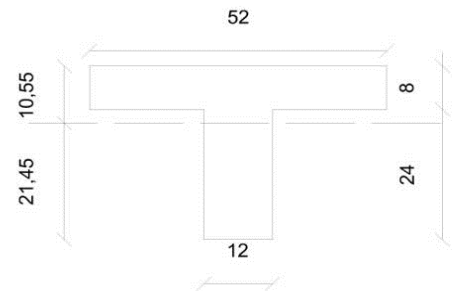
$$0.2 < \alpha_{fm} < 2$$

$$\beta = 620/585 = 1.06$$

4-2-1-3 T-section

$$\rightarrow h = \frac{\ln \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{6.2 \cdot \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 5 \cdot 1.06 \cdot (0.3955 - 0.2)} = 0.184 \text{ m} = 18.4$$

$$\text{cm} < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$



4-2-2 Moment calculation

$$m = l_a / l_b = 585 / 620 = 0.7$$

form Case I

$$C_{a,neg} = 0.0387$$

$$C_{b,neg} = 0.0554$$

$$C_{a,DL} = 0.0622$$

$$C_{b,DL} = 0.0207$$

$$C_{a,LL}=0.0315 \quad C_{b,LL}=0.0265$$

$$W_a=0.387 \quad W_b = 0.613$$

+ve moment :

○ long direction $=0.52 \times 0.0622 \times 13.34 \times 5.85^2 + 0.52 \times 0.0315 \times 4 \times 5.85^2 = 17 \text{ kN.m/rib}$

○ short direction $=0.52 \times 0.0207 \times 13.34 \times 6.20^2 + 0.52 \times 0.0265 \times 4 \times 6.20^2 = 7.6 \text{ kN.m/rib}$

-ve moment

○ long direction $=0.52 \times 0.0554 \times 17.34 \times 5.85^2 = 17.1 \text{ kN.m/rib}$

○ Short direction $=0.52 \times 0.0387 \times 17.34 \times 6.20^2 = 13.4 \text{ kN.m/rib}$

Negative moments at Discontinuous edges (1/3 positive) :

$M_b, \text{ neg} = 1/3 \times 17.1 = 5.7 \text{ kN.m/rib}$

4-2-3 Slab reinforcement

design for +ve moment short direction

Assume Ø14 are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$:

$$\overline{M}_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 (283 - 40) \times 10^{-6} = 207 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{nf} = 207 > \frac{M_u}{\Phi} = 7.6 / 0.9 = 8.44 \rightarrow a < h_f$$

→ design as rec. "b = 520mm"

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{7.6 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 283^2} = 0.202$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.202 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00048$$

mm^2

$$A_s = \rho b d = 0.00048 \times 520 \times 283 = 70.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 283 = 99.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

→ $A_{s,min} > A_{s,req}$ → so take $A_{s,min}$

If we use $2\emptyset 10 A_s = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 113.2 \text{ mm}^2$ → ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 \hat{f}_c b} = \frac{157.1 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.2 \text{ mm} < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 285 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.114 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

design for +ve moment long direction

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$:

$$\overline{M}_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 (283 - 40) \times 10^{-6} = 207.07 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{nf} = 207.07 > \frac{M_u}{\Phi} = 17 / 0.9 = 18.8 \rightarrow a < h_f$$

→ design as rec. "b = 520 mm"

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{17 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 283 \times 283} = 0.453$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \hat{f}_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.453 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00109$$

$$A_s = \rho b d = 0.00109 \times 520 \times 283 = 160.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 283 = 99.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

→ $A_{s,req} > A_{s,min}$ → ok

If we use $2\emptyset 12 A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s,req}$ → ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.95 < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{8.53}{0.85} = 10.5 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.078 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

design for -ve moment long direction

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{17.1 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 283 \times 283} = 0.453$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.453 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00109$$

$$A_s = \rho b d = 0.00109 \times 520 \times 283 = 160.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 283 = 99.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

→ $A_{s,req} > A_{s,min}$ → ok

If we use $2\emptyset 12 A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s,req}$ → ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.95 < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{8.53}{0.85} = 10.5 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.078 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

design for -ve moment short direction

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{13.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 283 \times 283} = 0.357$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.357 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00085$$

$$A_s = \rho b d = 0.00085 \times 520 \times 283 = 126.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 283 = 99.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

$$\rightarrow A_{s,\text{req}} > A_{s,\min} \rightarrow \text{ok}$$

If we use $2\emptyset 10 A_s = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{req}} \rightarrow \text{ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157.1 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.22 < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 285 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.114 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

design for Negative moments at Discontinuous edges ($M_u = 5.7$ kN.m/rib)

Assume $\emptyset 10$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 285 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5.7 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 285 \times 285} = 0.15$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.15 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00035$$

$$A_s = \rho b d = 0.00035 \times 520 \times 285 = 51.87 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 283 = 99.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

$\rightarrow A_{s,\min} > A_{s,\text{req}} \rightarrow$ so take A_s min

If we use $2\emptyset 10 A_s = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{req}} \rightarrow \text{ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157.1 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.22 < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.114 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

4-2-4 Design for shear

The shear in the slab calculated using tributary area for shear (as simply supported 1m strip):

$$V_{ud} = w_u b_f \left(\frac{ln}{2} - d \right)$$

$$V_{ud} = 17.34 \cdot 0.52(3.1 - 0.285) = 25.38 \text{ kN}$$

$$V_c = 1.1 \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 285 \cdot 10^{-3} = 30.72 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 30.71 = 23.03 \text{ kN}$$

$$V_{s(\min)} = \frac{1}{11} \sqrt{\hat{f}_c} \times b_w \times d = \frac{1}{11} \sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3}$$
$$= 10.47 \text{ kN}$$

$$\geq \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 11.4 \rightarrow \text{control}$$

$$\phi V_c = 23.03 \text{ kN} < V_{ud} = 25.38 \text{ kN} < \phi(V_c + V_{s(\min)}) = 31.58$$

Provide minimum shear reinforcement.

$$\text{Use } 2 \text{ } \phi 8 \text{ for stirrups } A_{v,2\phi 8} = 2 \cdot 50 = 100 \text{ mm}^2$$

$$\left(\frac{A_{v,\min}}{s} \right) = \frac{1}{3} \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{412} = 0.0971,$$

$$\left(\frac{100}{s} \right) = 0.0971 \rightarrow s = 1030 \text{ mm}$$

Use 2 $\phi 8$ @ 12.5 cm c/c for the distance of 1 m from the face of support, and 2 $\phi 8$ @ 30 cm c/c in the middle space. Note that the shear force at distance 1 m from the face of support is

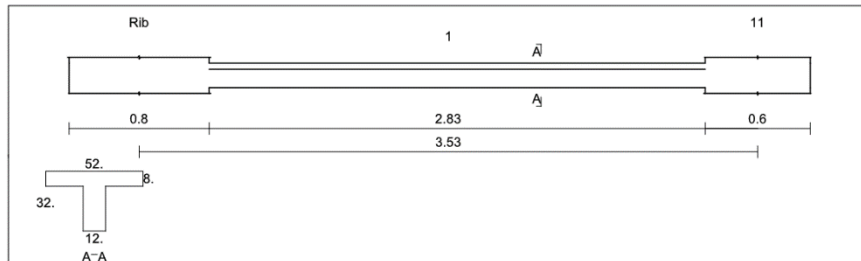
$$V_u \text{ at } 1 \text{ m} = 17.34 \cdot 0.52(3.1 - 1) = 18.9 \text{ kN} < \phi V_c = 23.03 \text{ kN},$$

so no shear reinforcement is required for the middle space.

4-3 Design for Beam (B015)

4-3-1 Load Calculation

The Load on this Beam it is From Rib 11



Loading

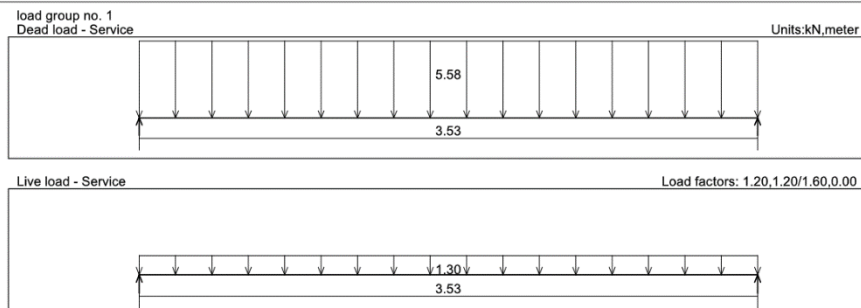


Figure (4-3-1-1) Rib 11 and loads on it

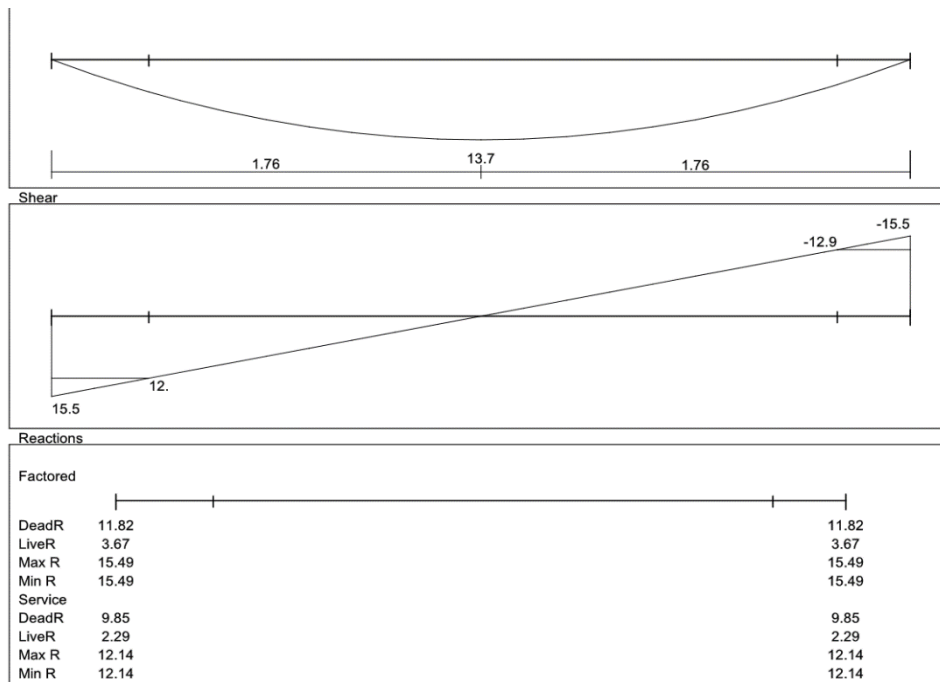


Figure (4-3-1-2) Shear and moment diagrams for Rib 11 and its reactions on beams

Support reaction from rib on beam 015:

$$DL=9.85 * \frac{1}{0.52} = 18.94 \text{ KN/m}$$

$$LL=2.29 * \frac{1}{0.52} = 4.4 \text{ KN/m}$$

Assume the width of the beam b =1 m , then:

Table (4-3-1-1): Dead load of beam

Material	Calculation	kN/m / rib
Tiles	$0.03 \times 0.6 \times 23$	0.414
Mortar	$0.03 \times 0.6 \times 22$	0.396
Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.6 \times 17$	0.714
Partitions	2.3×0.6	1.38
Plaster	$0.02 \times 0.6 \times 22$	0.264
Total Dead load, KN/m		3.168

The live load within the beam width (1 m) :

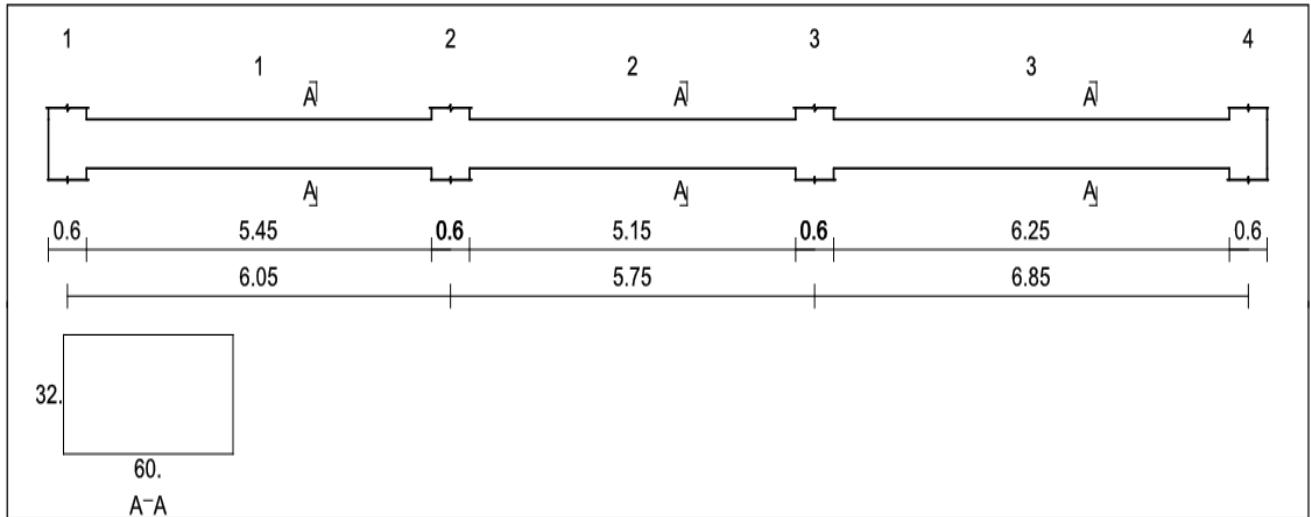
$$LL= 2.5 \times 0.6 = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total factored Dead load} = 1.2 (18.94 + 3.168) = 26.53 \text{ KN/m}$$

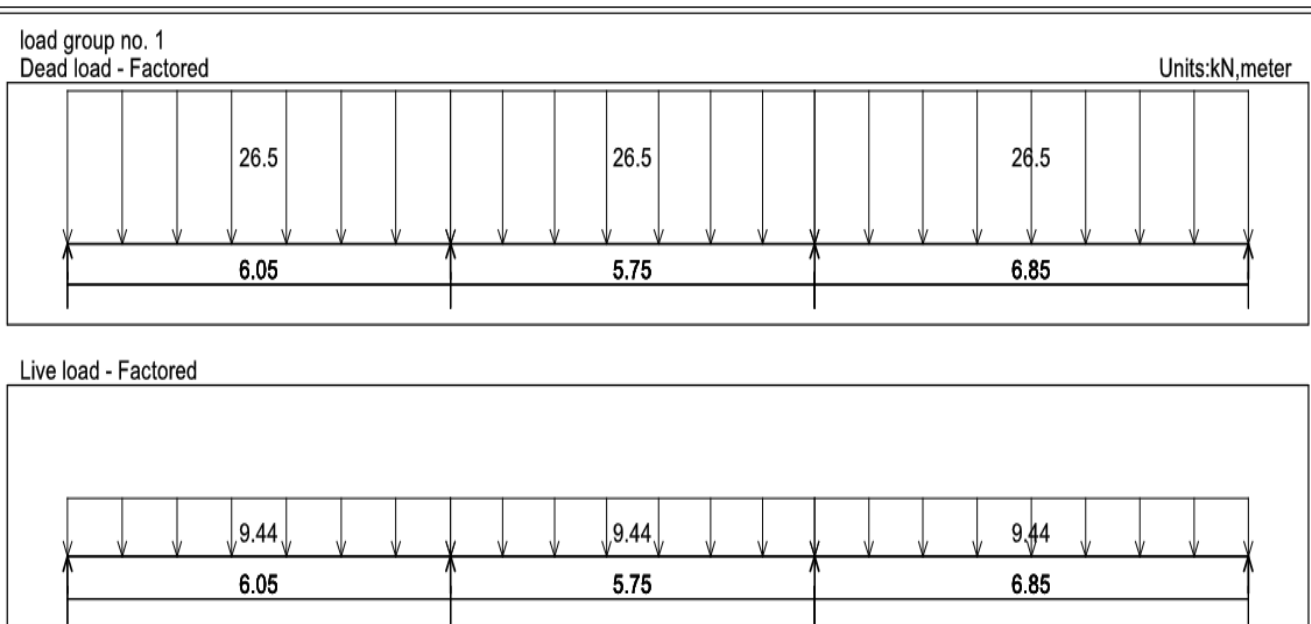
$$\text{Total factored Live load} = 1.6 (4.4 + 1.5) = 9.44 \text{ KN/m}$$

4-3-2 moment calculation

Using the structural analysis program Atir , we obtain the envelope



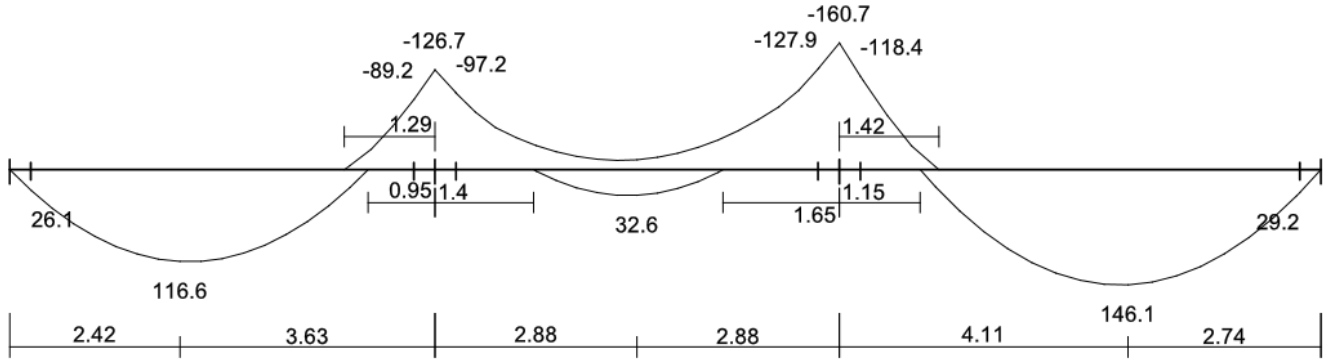
Loading



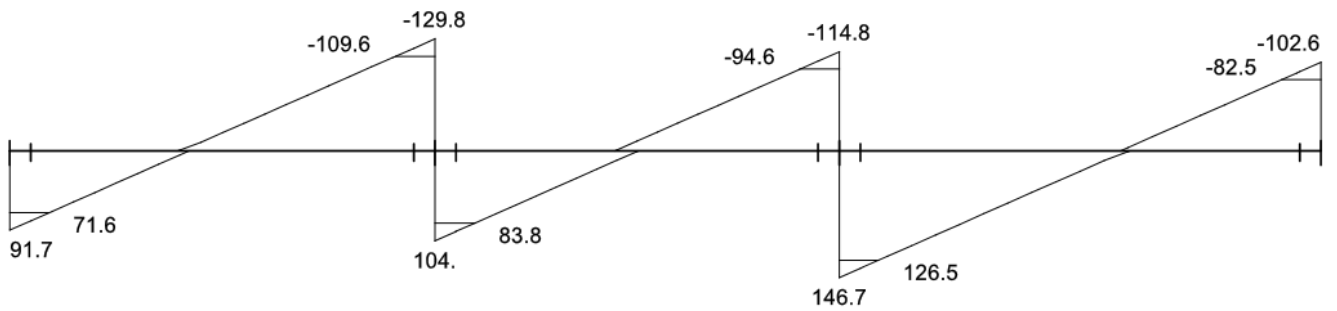
moment diagram of the beam:

Figure (4-3-2-1) loads on beam 015

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions
Factored

DeadR	65.75	166.36	188.54	74.13
LiveR	25.96	67.37	72.88	28.46
Max R	91.71	233.73	261.42	102.59
Min R	63.18	188.11	211.75	72.05

Figure (4-3-2-2) The envelope moment and shear diagrams for beam 015

- **Design of Positive Moment :**

Design of Span(3)

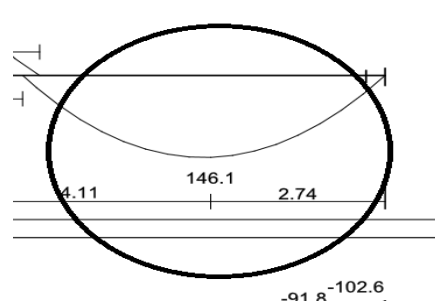


Figure (4-3-2-3): Moment envelop of span 3

Assume $\emptyset 25$ is used:

$$bw = 60\text{cm}, h = 32\text{cm}$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 12.5 = 257.5\text{mm}$$

$$Mu = 146.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{146.1}{0.9} = 162.33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(257.5) \geq \frac{1.4}{420}(600)(257.5)$$

$$As_{\min} = 450.53\text{mm}^2 < 515\text{mm}^2 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 515\text{mm}^2$$

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

$$Rn = \frac{162.33}{600 * 257.5^2} = 4.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(4.08)}{412}} \right) = 0.01094$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.01094 * 600 * 257.5 = 1690.44 \text{ mm}^2$$

$$1690.44 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 515\text{mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{1690.44}{491} = 3.44$$

Then we select 4 bars $\emptyset 25$ A_s provided = $4 * 491 = 1964\text{mm}^2$

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1964 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 67.4mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67.4}{0.85} = 79.28mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{257.5 - 79.28}{79.28} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.00675 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$\Phi * Mn = 0.9 * 1964 * 420 * (257.5 - 33.7) = 166.1 > 146.1 \text{ singly reinforcement}$$

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 4 * 25}{3}$$

$$S = 133.33mm \geq 25mm$$

-

Design of span(1):

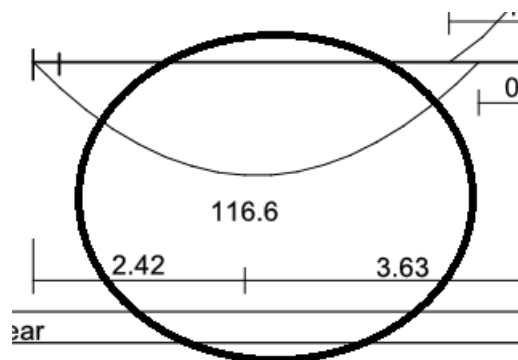


Figure (4-3-2-4): Moment envelop of span 1

Assume $\emptyset 25$ is used:

$$d = 320 - 40 - 10 - 12.5 = 257.5 \text{ mm}$$

$$Mu = 116.6 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{116.6}{0.9} = 129.55 \text{ KN.m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(257.5) \geq \frac{1.4}{420}(600)(257.5)$$

$$As_{\min} = 450.53 \text{ mm}^2 < 515 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 515 \text{ mm}^2$$

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

$$Rn = \frac{129.55}{600 * 257.5^2} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(3.25)}{420}} \right) = 0.00847$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00847 * 600 * 257.5 = 1308.615 \text{ mm}^2$$

$$1308.615 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 515 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{1308.615}{491} = 2.66$$

Then we select (3) bars $\emptyset 25$ A_s provided = $3 * 491 = 1473 \text{ mm}^2$

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1473 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 50.54mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.54}{0.85} = 59.46mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{257.5 - 59.46}{59.46} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.00999 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$\Phi * Mn = 0.9 * 1473 * 420 * (257.5 - 25.27) = 129.3 > 116.6 \text{ singly reinforcement}$$

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 3 * 25}{2}$$

$$S = 212.5mm \geq 25mm$$

-

Design of span(2):

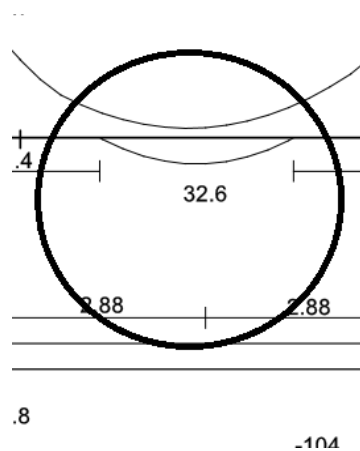


Figure (4-3-2-5): Moment envelop of span 2

Assume $\emptyset 18$ is used:

$$d = 320 - 40 - 10 - 9 = 261\text{mm}$$

$$Mu = 32.6 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{32.6}{0.9} = 36.22 \text{ KN .m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(261) \geq \frac{1.4}{420}(600)(261)$$

$$As_{\min} = 456.65\text{mm}^2 < 522\text{mm}^2 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 522\text{mm}^2$$

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

$$Rn = \frac{36.22}{600 * 257.5^2} = 0.91 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(0.91)}{420}} \right) = 0.002217$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.002217 * 600 * 261 = 347.18 \text{ mm}^2$$

$$347.18 \text{ mm}^2 < As_{\min} = 522\text{mm}^2 . \text{ Use } As = 522 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{522}{254.5} = 2.01$$

Try using $\emptyset 14$

$$\# \text{ of bar} = \frac{522}{153.9} = 3.39$$

Then we select (4) bars $\Phi 14 A_s \text{ provided} = 4 * 153.9 = 615.6 \text{ mm}^2$

Check for yielding

$$d = 320 - 40 - 10 - 7 = 263 \text{ mm}$$

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 21.12 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.12}{0.85} = 24.85 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{263 - 24.85}{24.85} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.02875 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Phi * Mn = 0.9 * 615.6 * 420 * (263 - 10.56) = 58.74 > 32.6 \text{ singly reinforcement}$$

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 4 * 14}{3}$$

$$S = 148 \text{ mm} \geq 14 \text{ mm}$$

- **Design of Negative Moment :**

-Design of support (3) :

$$Mu = 97.2 \text{ KN .m}$$

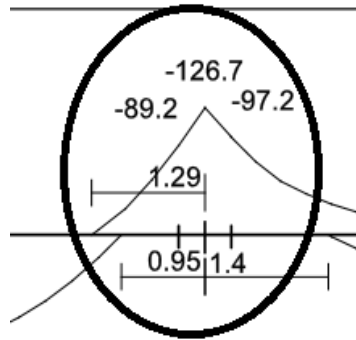


Figure (4-3-2-6): Moment envelop of support 3

Assume $\emptyset 25$ is used:

$$d = 320 - 40 - 10 - 12.5 = 257.5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{97.2}{0.9} = 108 \text{ KN.m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d).$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (600)(257.5) \geq \frac{1.4}{420} (600)(257.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 450.53 \text{ mm}^2 < 515 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 515 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{108}{600 * 257.5^2} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(2.71)}{420}} \right) = 0.006947$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.006947 * 600 * 257.5 = 1073.31 \text{ mm}^2$$

$$1073.31 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 515 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{1073.31}{491} = 2.185$$

$$\text{Use } \Phi 18 \text{ instead : } \# \text{ of bar} = \frac{1073.31}{254.5} = 4.2$$

$$\text{Then we select (5) bars } \Phi 18 A_{s_{provided}} = 2 * 254.5 = 1272.5 \text{ mm}^2$$

Check for yielding

New d :

$$d = 320 - 40 - 10 - 9 = 261 \text{ mm}$$

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1272.5 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 43.66 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{261 - 51.36}{51.36} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0122 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Phi * Mn = 0.9 * 1272.5 * 420 * (261 - 21.83) = 115 > 97.2 \text{ KN.m}$$

then singly reinforcement

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 5 * 18}{4}$$

$$S = 102.5 \text{ mm} \geq 18 \text{ mm}$$

-Design of support (4) :

$$M_u = 127.9 \text{ KN .m}$$

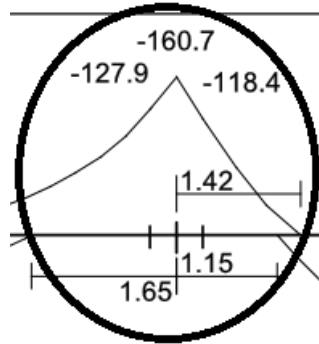


Figure (4-3-2-7): Moment envelop of support 4

Assume $\emptyset 25$ is used:

$$d = 320 - 40 - 10 - 12.5 = 257.5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{127.9}{0.9} = 142.11 \text{ KN .m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d).$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (600)(257.5) \geq \frac{1.4}{420} (600)(257.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 450.53 \text{ mm}^2 < 515 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 515 \text{ mm}^2$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{142.11}{600 * 257.5^2} = 3.57 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.5)(3.57)}{420}} \right) = 0.009407$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.009407 * 600 * 257.5 = 1453.38 \text{ mm}^2$$

$$1453.38 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 515 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{1453.38}{491} = 2.96$$

Then we select (3) bars $\Phi 25$ $A_{s_{provided}} = 3 * 491 = 1473 \text{ mm}^2$

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1473 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 50.54 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.54}{0.85} = 59.46 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{257.5 - 59.46}{59.46} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.00999 > 0.005$$

$$\Phi * Mn = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\Phi * Mn = 0.9 * 1473 * 420 * (257.5 - 25.77) = 129 > 97.2127.9 \text{ KN.m}$$

then singly reinforcement

Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 3 * 25}{2}$$

$$S = 212.2 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

4-3-3 Design of shear

$$V_u = 126.5 \text{ kN}$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 12.5 = 257.5 \text{ mm}$$

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

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 257.5 * 10^{-3} = 126.14 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 94.5$$

Check for section dimensions:

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 126.5 / 0.75 - 126.14 = 42.5 \text{ kN}$$

$$V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{2}{3} \sqrt{24} 600 257.5 = 504.6 \text{ kN}$$

$V_s = 42.5 \text{ kN} < V_{s_{\max}} = 504.6 \text{ kN}$ – The section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

$$\dot{V}_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} 600 257.5 = 252.3 \text{ kN}$$

$\dot{V}_s = 252.3 > V_s = 42.5 \text{ kN}$ the spacing:

$$S_{\max} = d/2 = 257.5/2 = 128.75 \text{ mm}$$

Check for $V_{s_{\min}}$:

$$A_{v_{\min}} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_y} = \frac{1}{16} \sqrt{24} \frac{600 * 128.75}{420} = 56.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} = \frac{1}{3} \frac{600 * 128.75}{420} = 61.3 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 600 * 257.5 = 51.5 \text{ kN} - \text{control}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 600 * 257.5 = 47.3 \text{ kN}$$

Case 3

$$\phi (V_c + V_{s,min}) = 0.75 \cdot (126.1 + 51.5) = 133.2 \text{ KN}$$

$$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s,min})$$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear forces

Use 2 leg $\phi 8$ with $A_v = 100.5 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \rightarrow \frac{100.5 \cdot 420 \cdot 257.5}{42.5 \cdot 10^3} = 255.8 \text{ mm} > s_{max} = 128.75 \text{ mm}$$

Take $s = 125 \text{ mm} < s_{max} = 128.75 \text{ mm}$

Take 2 leg $\phi 8$ @ 125mm

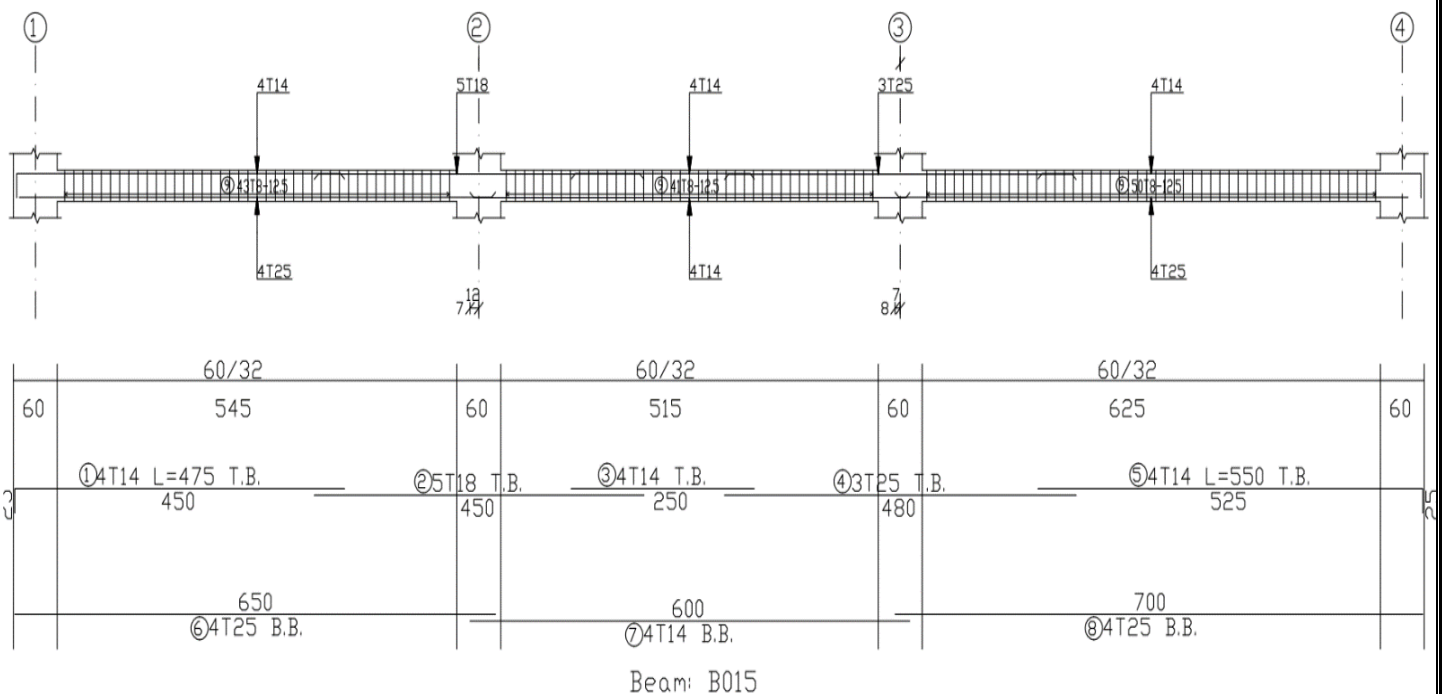


Figure (4-3-3-1): Beam B015 Reinforcing

○ 4-4 Design for one way Rib1 :

4-4-1 Determining the total slab thickness:

○ For simple support member the maximum length = 3.53m (rib)

→ For S.S, $h_{min} = \frac{353}{16} = 22\text{cm} \dots \text{control}$

→ Take $h=32\text{cm}$
(24cm hollow block + 8cm Topping)

4-4-2 Designing the topping slab:

Topping in one way ribbed slab can be considered as a strip of 1m width and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

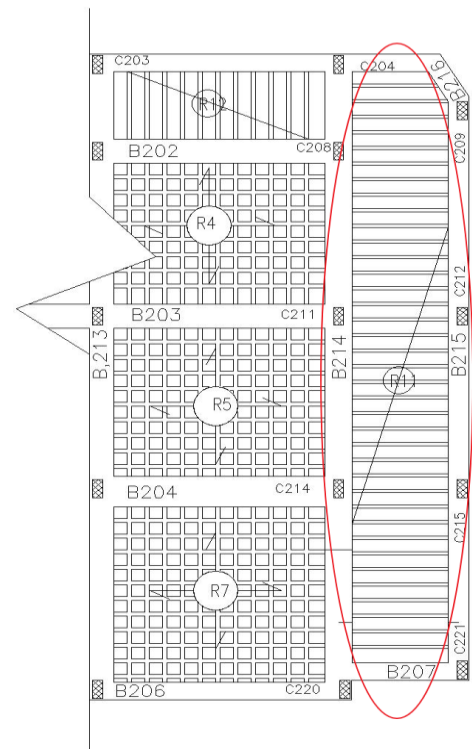


Figure (4-4-1):rib 1

• Calculation of dead load

DL from	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tites	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
Course sand	$0.07 \times 16 \times 1$	1.12
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2
Interior partition	2.3×1	2.3
	$\Sigma = 6.77$	

Table (4-4-2-1): Dead load of topping

• Live load calculation : $2.5 \times 1 = 2.5\text{KN/m}$

• Total factored load: $w_u = 1.2 \times 6.77 + 1.6 \times 2.5 = 12.1 \text{ KN/m}$

• $M_u = \frac{w_u l^2}{12} = \frac{12.1 \times 0.4^2}{12} = 0.16 \text{ KN.m/m of strip width.}$

$$M_n = 0.42 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times S_m$$

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1.0667 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 0.42 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1.0667 \times 10^3 = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 \times 2.19 = 1.20 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.16 \text{ KN.m}$$

→ No reinforcement is required by analysis. But provide $A_{s,min}$ for slabs as Temperature and Shrinkage reinforcement.

$$A_{s,min} = \rho_{min} b t = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Try bar $\emptyset 8$ with $A_s = 50.27$

$$\# \text{ of bars } n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take $3\emptyset 8/\text{m}$ with $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip}$

Step (s) the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm} \dots$ Is control.

2. 450 mm.

3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 400} \right) - 2.5 \cdot 20 = 349 \text{ mm but}$

$$S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 400} \right) = 315 \text{ mm.}$$

But we have $S = 300 \text{ mm} > S_{max} = 240 \text{ mm}$

○ Take $\emptyset 8$ @ 200 mm in both directions. $S =$

$200 \text{ mm} < 240 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$

4-4-3 Determining the total Dead and Live loads acting on the ribs:

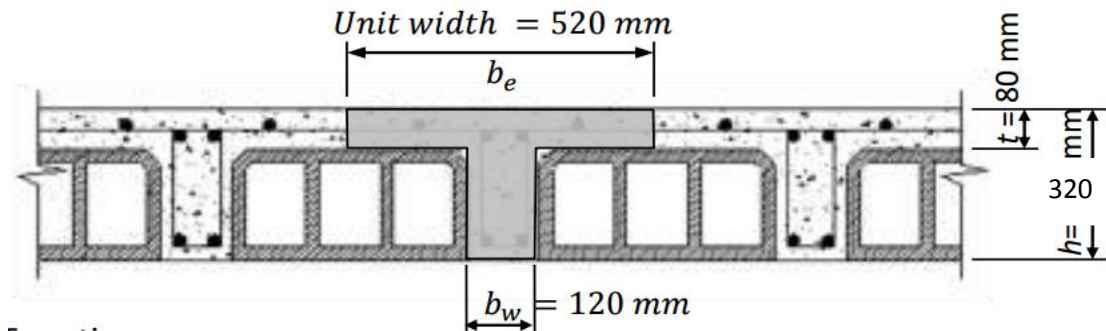


Figure (4-4-3-1): T- section in rib

From the Geometry of T-section:

$$b_w = 120 \text{ mm}, \quad h = 320 \text{ mm}, \quad t = h_f = 80 \text{ mm}$$

b_e is the smallest of:

$$1) \quad b_e \leq \frac{l}{4} = \frac{3230 - 800}{4} = 607.5 \text{ mm}$$

$$2) \quad b_e \leq b_w + 16h_f = 120 + 16 \times 80 = 1400$$

$$3) \quad b_e \leq \text{enter to enter spacing between adjacent beams} \\ = 400 + 120 = 520 \text{ mm}$$

take $b_e = 520 \text{ mm}$.

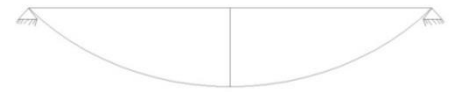
Dead Load calculations: Table (4-4-3-1): Dead load of rib 1

DL from	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tites	$0.03 \times 23 \times 0.52$	0.359
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.52$	0.343
Course sand	$0.07 \times 16 \times 0.52$	0.582
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52$	1.04
RC rib	$0.17 \times 25 \times 0.12$	0.51
Hollow Block.	$0.17 \times 10 \times 0.4$	0.68
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.52$	0.343
Interior partition	2.3×0.52	1.196
		$\Sigma = 5.1$

Calculation of LL

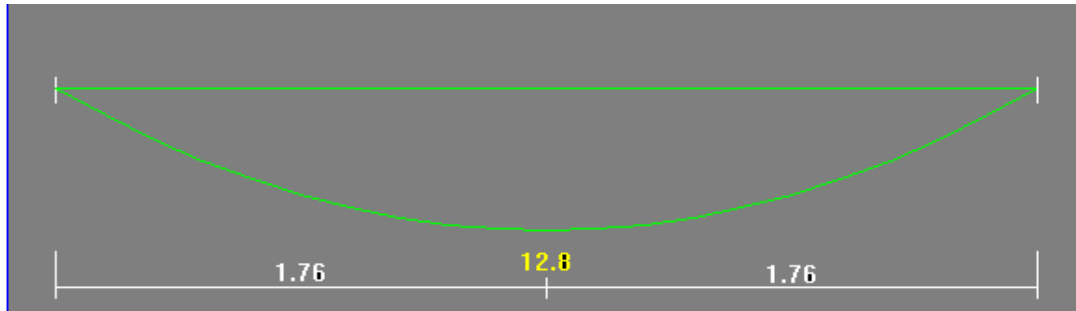
$$LL = 2.5 \times 0.52 = 1.3 \text{ KN/m}$$

$$W_u = 1.2 \times 5.1 + 1.6 \times 1.3 = 8.2 \text{ KN/m}$$

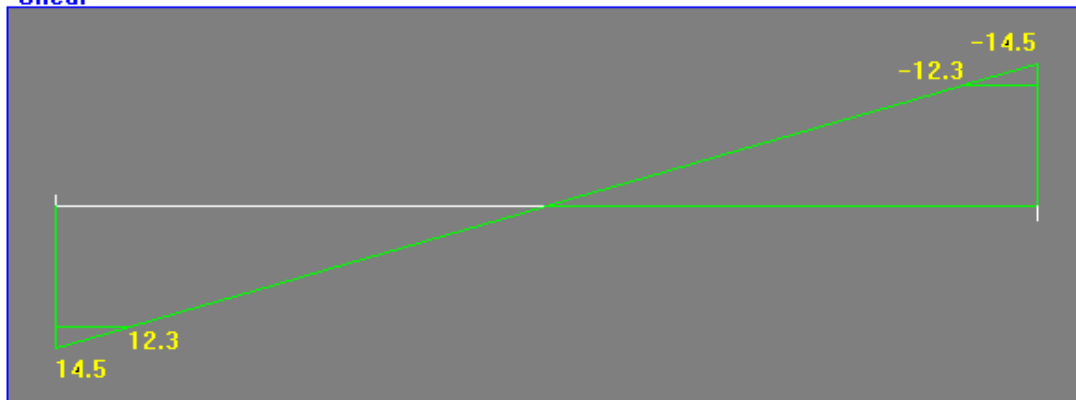


4-4-4 Design of Ribs in one way slab

- Design of Rib 1 :



Shear



Reactions

Factored	
Dead R	10.8
Live R	3.67
Max R	14.47
Min R	14.47
Service	
Dead R	9.
Live R	2.29
Max R	11.3
Min R	11.3

Figure (4-4-4-1): moment and shear envelop

It is a simple supported rib

$$+ve M_{umax} = \frac{W_u l^2}{8}$$

$$V_{u,max} = \frac{W_u l}{12}$$

For flexure:

$$M_u = \frac{8.2 \times 3.53^2}{8} = 12.8 \text{ kN.m}$$

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$:

$$\overline{M}_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 (283 - 40) \times 10^{-6} = 206.22 \text{ kN.m}$$

$$\overline{M}_{nf} = 206.22 > \frac{M_u}{\Phi} = 14.2 \rightarrow a < h_f$$

\rightarrow design as rec. " $b = 520 \text{ mm}$ "

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{12.8 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 283^2} = 0.34$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.34 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00085$$

$$A_s = \rho b d = 0.00085 \times 520 \times 283 = 125$$

$$A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{400} 120 \times 283 = 103.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{400} 120 \times 284 = 118.86 \text{ mm}^2 \text{ _ control}$$

$\rightarrow A_{s, \text{req}} > A_{s, \min} \rightarrow \text{ok}$

If we use $2\emptyset 10$ $A_s = 157 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 125 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.2 \text{ mm} < h_f = 80 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.11 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

• **For shear :**

$$V_u @ d = 12.3 \text{ kN}$$

$$V_c = 1.1 \frac{1}{6} \sqrt{24} * 120 * 283 * 10^{-3} = 30.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 30.5 = 22.87 > 12.3 \text{ N}$$

○ No shear reinforcement required

4-5 Design of a shear wall (W1):

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

Fig. (4-5-1) Location of the Shear wall

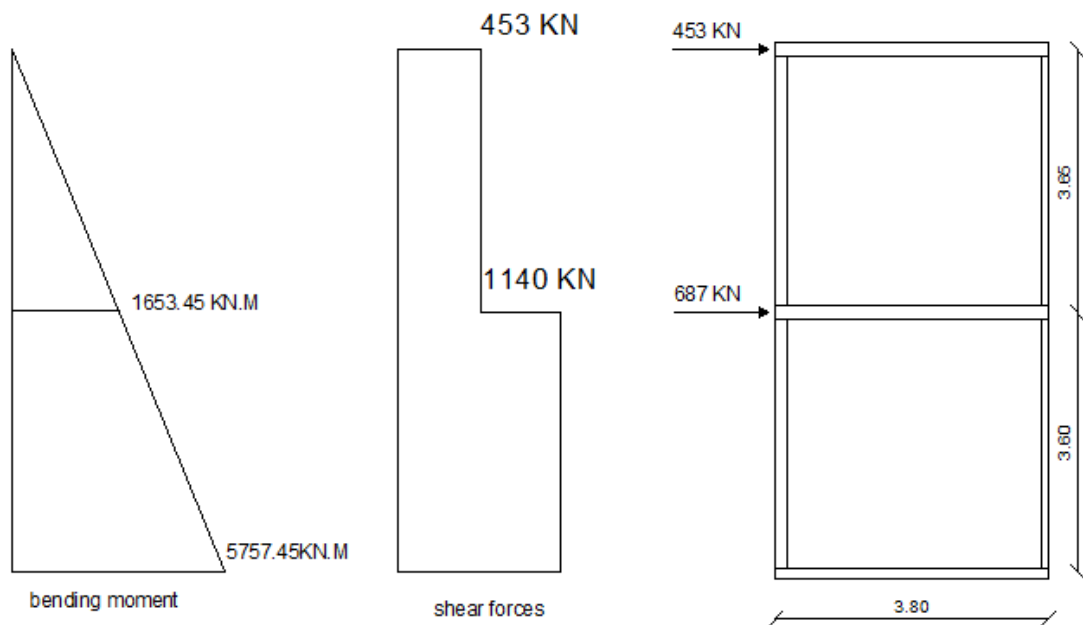
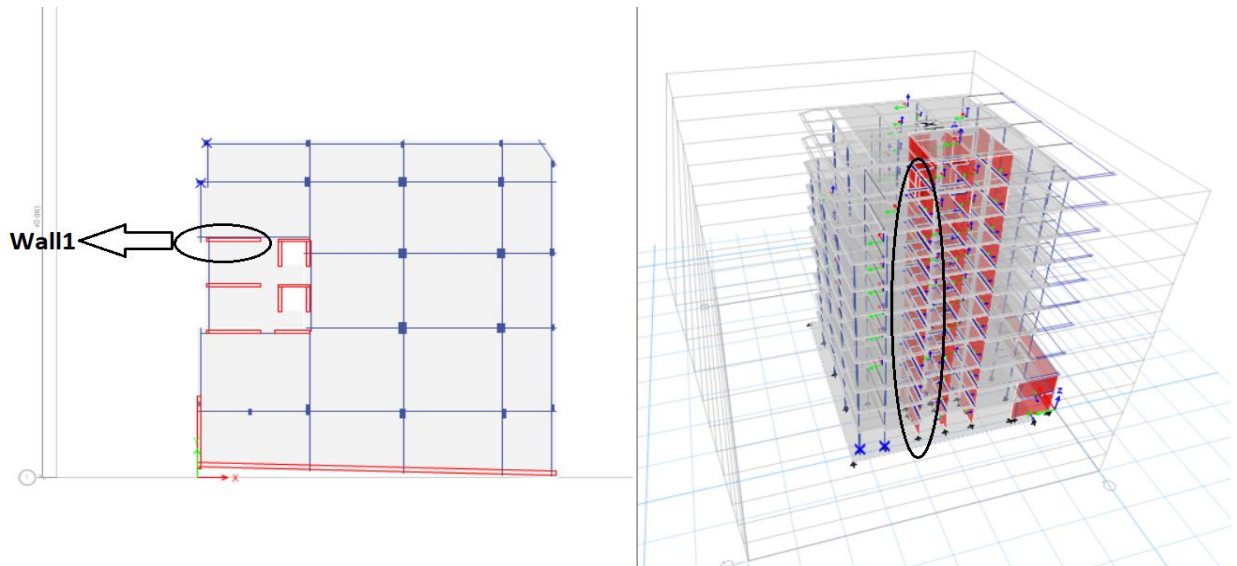


Fig. (4-5-2) Shear and Moment Diagrams of Shear wall

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

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

$t = 25 \text{ cm}$.shear wall thickness

$L_w = 3.8 \text{ m}$.shear wall width

Hw for One wall = 3.60 m story height

Hw for One wall = 3.65 m story height

➔ Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 453 + 687 = 1140 \text{ KN}$$

➔ Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{3.8}{2} = 1.9 \text{ m} \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{7.25}{2} = 3.625 \text{ m}$$

$$\text{story height} = 3.6 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 3800 = 3040 \text{ mm}$$

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

$$= 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{28} \times 250 \times 3040 \times 10^{-3} = 2503.4 \text{ KN} > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 250 \times 3040 \times 10^{-3} = 670.25 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{28} \times 250 \times 3040 + 0 = 1085.8 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{5757.45 - 1653.45}{3.6} + 5757.45 = 6897.45 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{6897.45}{1140} - \frac{3.8}{2} = 4.15 > 0 \text{ (+ve value)}$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1\sqrt{f_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{28} + \frac{3.8(0.1\sqrt{28} + 0)}{4.15} \right] 250 * 3040 = 636.73 \text{ KN Control}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= (1140 / 0.75) - 636.73 = 883.27 \text{ KN}$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{883.27 * 10^3}{420 * 3040} = 0.69 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.69}{250} = 0.0027 > 0.0025$$

Use $\phi 12$ $A_s = 113.1 \text{ mm}^2$

$$\rho = \frac{2 * 113.1}{s * 250} = 0.0027 \Rightarrow s = 335 \text{ mm take it } 350 \text{ mm}$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{3800}{5} = 760 \text{ mm}$$

$$3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

450 mm.....cont.

Use $\phi 12 @ 150 \text{ mm}$ in tow layer

➔ Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{3800}{250} \right) * 2 * 254.5 = 7736.8 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f'_c} = \left(\frac{7736.8}{3800 * 250} \right) \frac{420}{28} = 0.122$$

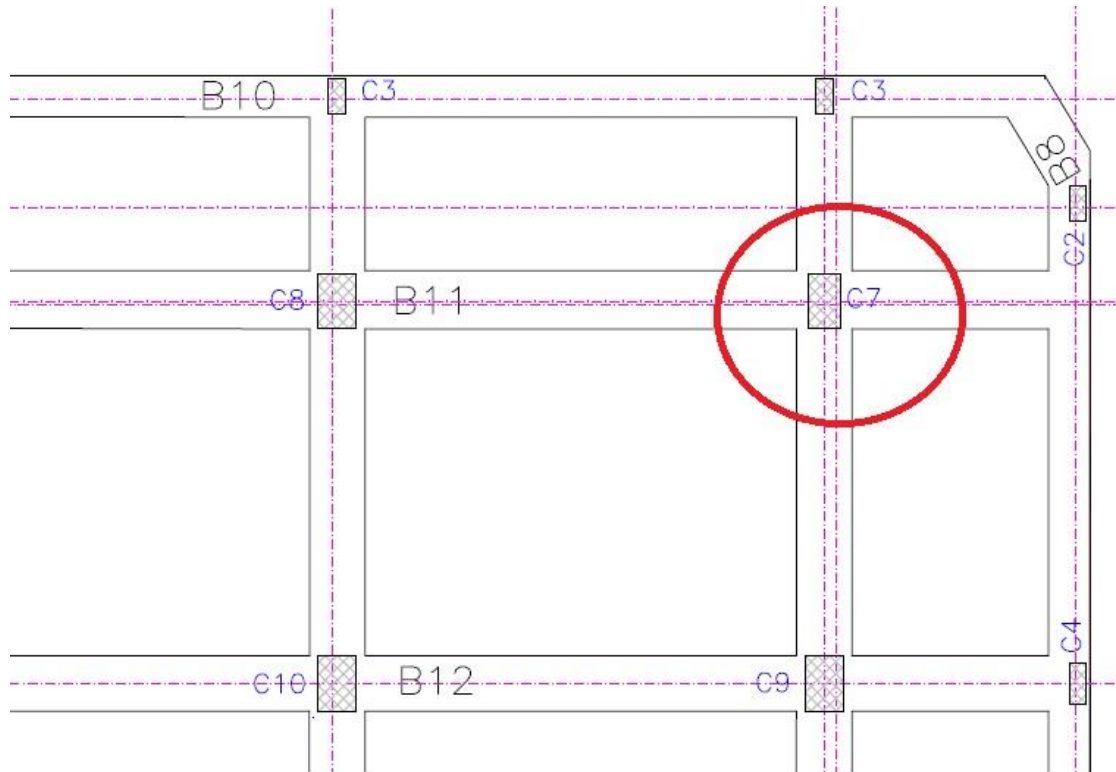
$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f'_c} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.122 + 0}{2 * 0.122 + 0.85 * 0.85} = 0.13$$

$$\phi M_n = \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$= 0.9 [0.5 * 7736.8 * 420 * 3800 (1 + 0) (1 - 0.13)] = 5834.2 \text{ KN.m} > M_u$$

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



4-6 Design of Column (C7):

Fig.(4-6-1) :Place Of Column (C7) within the Ground floor .

Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	f_c'	f_y
C7	80cm* 45 cm	28Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:**

$$P_u = 5944 \text{ KN}$$

$$Use \rho_g = \rho_g = 2\%$$

$$P_u = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} (f_y)\}$$

$$5944 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 28 * (A_g - 0.02 A_g) + 0.02 A_g * 420]$$

$$A_g = 359319.3 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 800 * a$$

$$359319.3 / 800 = a$$

$$a = 449 \text{ mm}$$

Use $800 \times 450 \text{ mm}$ with $A_g = 360000 \text{ mm}^2$

Pu(KN)	ρ_g	$A_g, \text{ provided}$	a(mm)	$A_g, \text{ required}$
5944	0.02	360000 mm^2	449	359319.3 mm^2

- **Selecting longitudinal bars:**

$$P_u = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} (f_y)\}$$

$$5944 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 28 * (360000 - A_{st}) + A_{st} * 420]$$

$$A_{st} = 7225.56 \text{ mm}^2$$

Take **16Φ 25 As, provided = 7854 mm² > As, req = 7225.56 mm²**

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{7854}{360000} = 0.0218$$

Φ	$A_{st, required}$	ρ_g
0.65	7225.56 mm^2	0.0218

- **Design of Ties:**

- Use ties $\Phi 10$ with spacing of ties shall not exceed the smallest of

1. $48 * d_s = 48 * 10 = 480 \text{ mm}$
2. $16 * d_b = 16 * 25 = 400 \text{ mm}$ - control
3. the least dimension of the column = 450 mm

Use ties $\Phi 10$ @ 200mm

$d_s(\text{mm})$	$d_b(\text{mm})$	S(mm)
$\Phi 10$	$\Phi 25$	200

- **Check for code requirements:**

$$1. \quad \text{Clear Spacing} = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 25}{5} = 110 \text{ mm} >$$

$$40 \text{ mm} > 1.5 d_b = 1.5 * 25 = 37.5 \text{ mm} \text{ - OK}$$

$$2. \quad 0.01 < \rho_g = 0.0218 < 0.08 \text{ - OK}$$

3. Number of bars $16 > 4$ for rectangular section – OK

4. Minimum tie diameter $d_s = \Phi 10$ for $d_b = \Phi 25$ bars – OK

5. Arrangement of ties $110 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$ – OK

Clear Spacing	No. of bars	ρ_g	d_s (mm)	d_b (mm)
110 mm	16	0.0218	$\Phi 10$	$\Phi 25$

- **Check Slenderness Effect:**

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

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 = 4.5m

M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 22 < 40 \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{klu}{r} = \frac{1 * 4.5}{0.3 * 0.800} = 18.75 < 22 < 40 \dots\dots$$

.....short column.

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
4.5	1.0	1.0	18.75

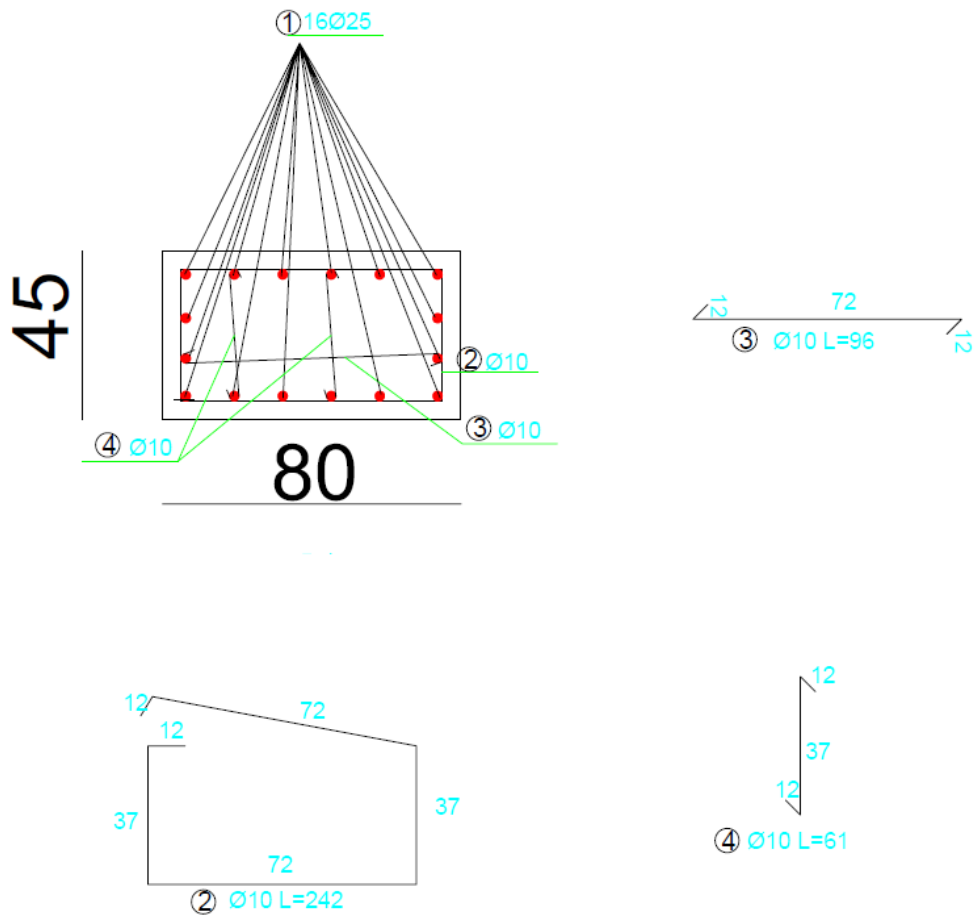


Fig. (4-6-2):Section of Column (C7).

4-7 Design the stair

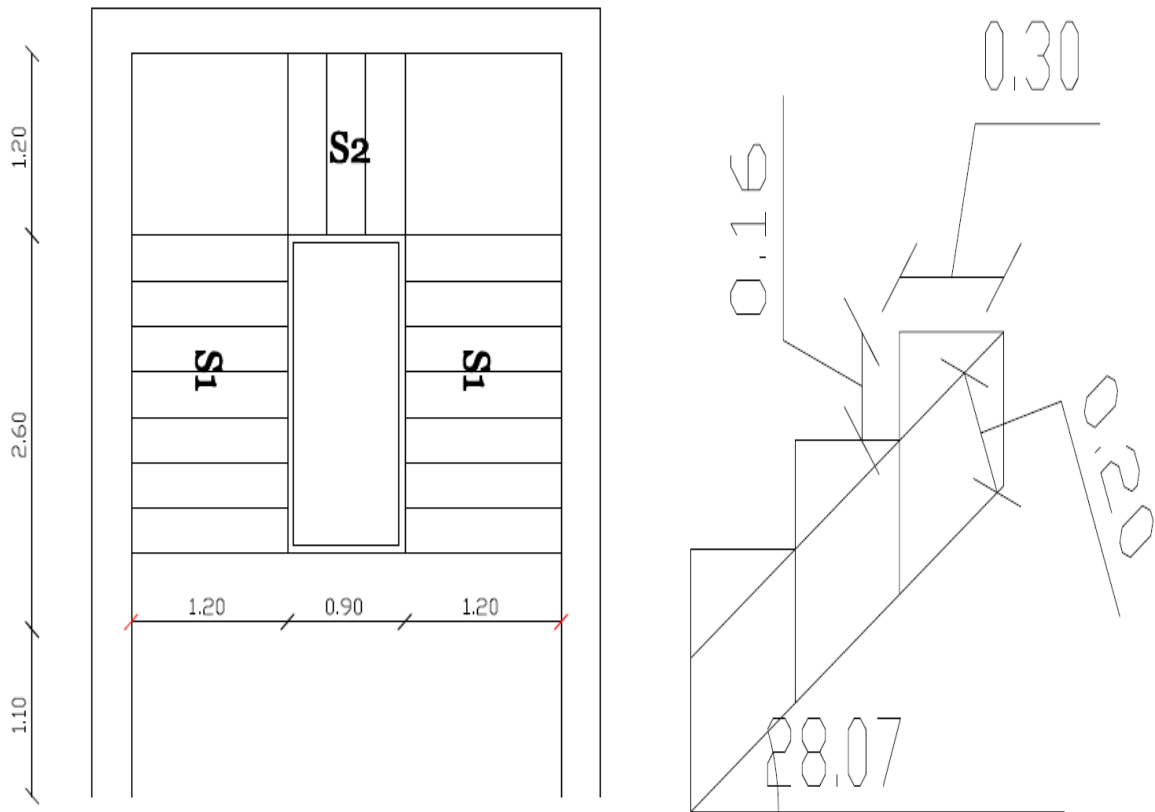


Fig. (4-7-1): stair

Assume that the height of stair = 16cm

Thickness:

$$h_{min} = \frac{3.5m}{20} = 17.5 \text{ cm ... "as simple supported on way solid slab"}$$

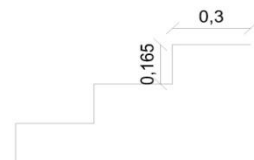
$$h_{min} = \frac{3.5m}{28} = 12.5 \text{ cm ... "as both end continuous beam fixed"}$$

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

Take $h_{min} = 20 \text{ cm}$

* Loads :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{160}{300} \right) = 28.07$$



Table(4-7-1): Dead load of stair

Load of the stair:

<i>DL from</i>	δ	$\delta \times \gamma \times 1$	<i>KN/m</i>
<i>Tites</i>	23	$\frac{23}{\left(\frac{0.16+0.35}{0.3}\right)} \cdot 0.03 \cdot 1$	1.17
<i>Mortar</i>	22	$\frac{22}{\left(\frac{0.16+0.3}{0.3}\right)} \cdot 0.03 \cdot 1$	1.012
<i>Stair steps</i>	25	$\frac{25}{0.3} \left(\frac{0.16 * 0.3}{2}\right) \cdot 1$	2
<i>Reinforce con.</i>	25	$\frac{25 \cdot 0.2 \cdot 1}{\cos 28.07}$	5.66
<i>plaster</i>	22	$\frac{22 \cdot 0.03 \cdot 1}{\cos 28.07}$	0.747
		$\Sigma=10.59\text{kN/m}$	

Load of the landing:

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

*Live load 4kN/m² LL=4*1=4kN/m*

Total factored load W= 1.2D +1.6L

For flight (stairs) ... W= 1.2 (10.59)+1.6(4) =19.1 kN/m

For landing ... W= 1.2 (8.26)+1.6(4) =16.312 kN/m

Design of Slab1 :

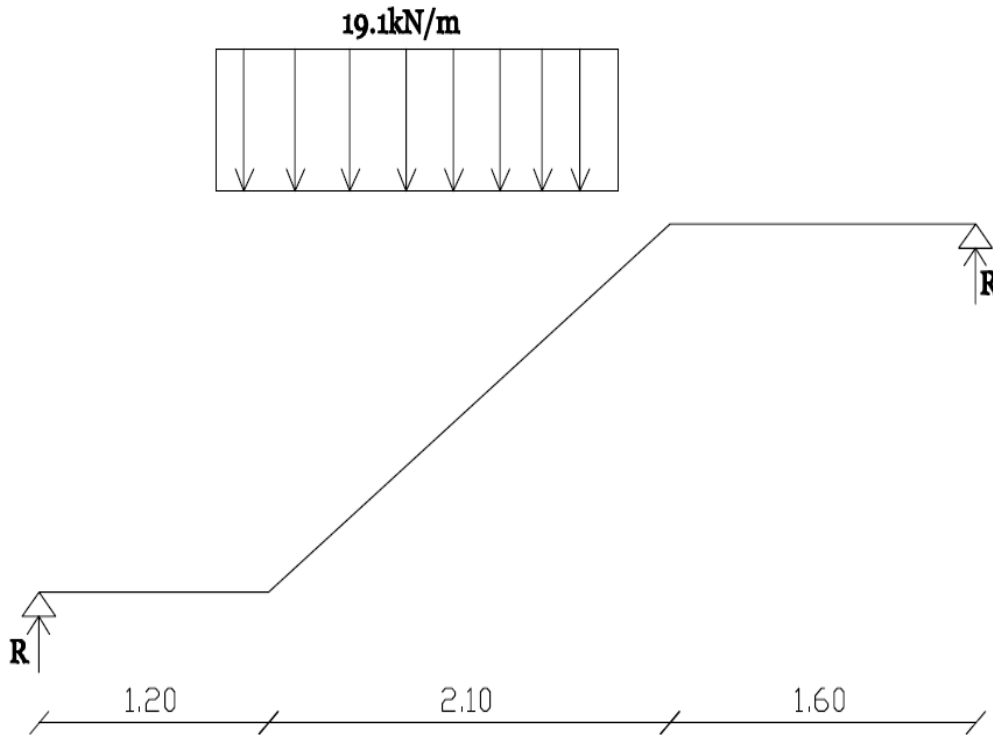


Fig.(4-7-2): Loading of slab 1

The reaction at each end:

$$R = 19.1((2.1 \cdot 0.5) + 1.6) / (1.2 + 1.6 + 2.1) = 21.7 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_B = 21.7 \text{ kN}$$

$$R_A = 18.41$$

Check for shear strength:

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

$$d = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

Take the maximum shear as the support reaction $V_u = 21.7$

kN

$$V_u = 21.7 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 0.173 = 105.94 \text{ kN}$$

$\emptyset V_c > V_u$ the thickness is enough "one of exceptions"
 And $\emptyset V_c / 2 = 105.94 / 2 = 52.97 > V_u \rightarrow ok$

No shear reinforcement is required

- Determining the max bending moment and A_s

M_u at the middle

$$M_u = 38.3 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{38.3 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 1.42 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.42 \times 20.58}{420}} \right) = 0.00351$$

$$A_s = \rho b d = 0.00351 \times 1000 \times 173 = 606.8 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{smin} = 360 \text{ mm}^2 < A_s = 606.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \emptyset 14 \rightarrow n = \frac{606.8}{A_s \emptyset 14} = 3.94 \text{ mm}^2$$

Take 4 $\emptyset 14$

$$S = \frac{1}{3.94} = 253 \text{ mm}$$

Take 4 $\emptyset 14$ or $\emptyset 14 @ 250 \text{ mm}$

1- $3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$.

2- 450 mm .

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

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

Temp. and shr reinforcement

$$A_{s,min} = \rho_{min} b t = 0.0018 \times 1000 \times 20 = 360 \text{ mm}^2$$

Try bar $\emptyset 8$ with $A_s = 50.27$

$$\# \text{ of bars } n = \frac{A_s}{A_s \emptyset 14} = 2.33 \text{ bars } s = 1 / 2.33 = 0.34 \text{ m}$$

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

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

Design slab 2:

For flight (stairs) ... $W = 1.2(10.59) + 1.6(4) = 19.1 \text{ kN/m}$

For landing ... $W = 1.2(8.26) + 1.6(4) = 16.312 \text{ kN/m}$

Since, we have beams or walls from 4 directions, the landing is carried only its load in one direction i.e. its load carried into two directions $\rightarrow W = 16.31 \text{ KN/m}$

And we take the whole load of flight on it = 19.1 kN/m

Also we add the reaction that will be distributed along the width of the landing:

$$W_R = 20.55/1.2 = 17.125 \text{ KN}$$

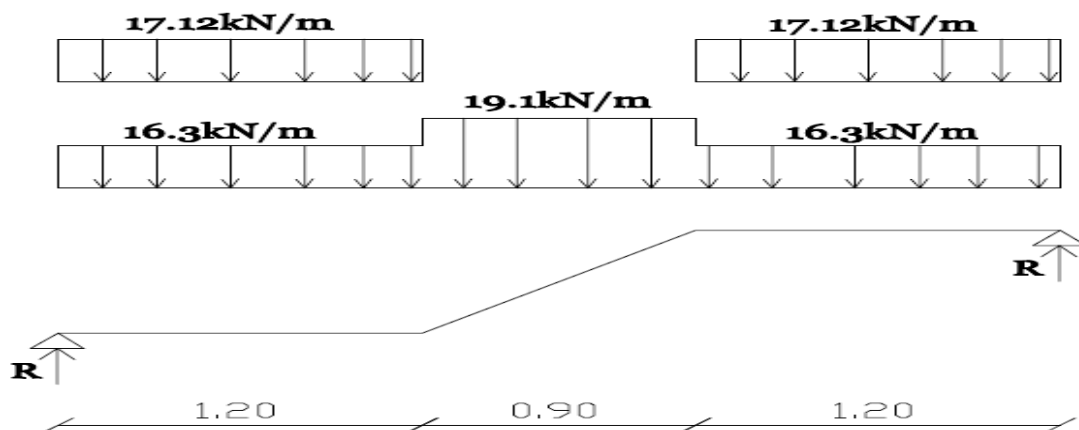


Fig.(4-7-3): Loading of slab 2

$$\sum M_A = 0$$

$$16.31 \cdot \frac{1.2^2}{2} + 17.125 \cdot \frac{1.2^2}{2} + 19.1 \cdot 0.9 \cdot (1.2 + 0.45) + 16.31 \cdot 1.2 \left(1.2 + 0.9 \frac{1.2}{2} \right) + 17.125 \cdot 1.2 \left(1.2 + 0.9 + \frac{1.2}{2} \right) - RB \cdot 3.3 = 0$$

$$\rightarrow RB = RA = 48.76 \text{ kN}$$

Check for shear strength:

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

$$d=200-20-14/2=173 \text{ mm}$$

Take the maximum shear as the support reaction

$$V_u=48.76 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{u\max}=48.76 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c=0.75 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 0.173 = 105.94 \text{ KN}$$

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

$$\text{And } \emptyset V_c/2 = 105.94/2 = 52.97 > V_u \rightarrow \text{ok}$$

No shear reinforcement is required

- Determining the max bending moment and A_s

M_u at the middle

$$M_u=38.84 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{38.84 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.44 \times 20.58}{420}} \right) = 0.00355$$

$$A_s = \rho b d = 0.00355 \times 1000 \times 173 = 614.15 \text{ mm}^2$$

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

Take $A_s=614.15 \text{ mm}^2$

$$\text{Use } \emptyset 14 \rightarrow n = \frac{614.15}{A_s \emptyset 14} = 3.98 \text{ mm}^2$$

Take 4 $\emptyset 14$

$$S = \frac{1}{3.98} = 250 \text{ mm}$$

Take 4 $\emptyset 14$ or $\emptyset 14 @ 250 \text{ mm}$

4- $3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$.

5- 450 mm .

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

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

Temp. and shr reinforcement

$$A_{s,min} = \rho_{min}bt = 0.0018 \times 1000 \times 20 = 360 \text{ mm}^2$$

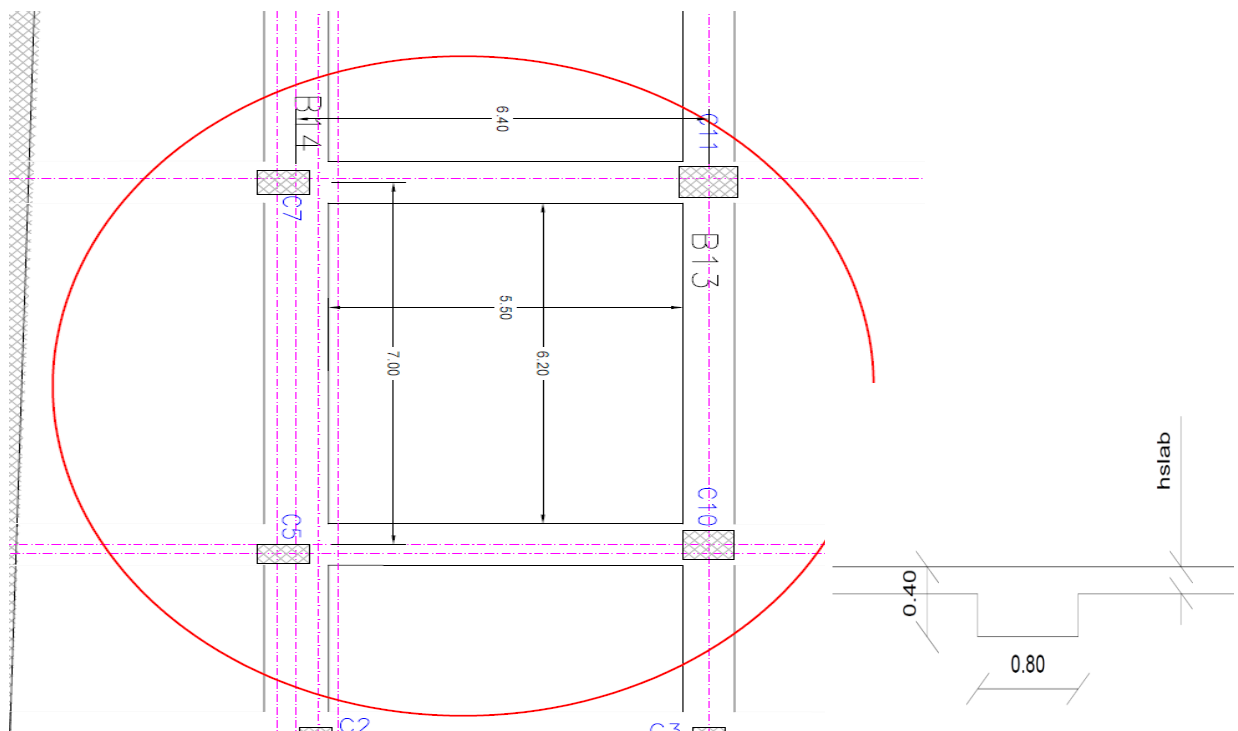
Try bar $\varnothing 8$ with $A_s = 50.27$

$$\# \text{ of bars } n = \frac{A_s}{A_{s\varnothing 14}} = 2.33 \text{ bars } s = 1/2.33 = 0.34 \text{ m}$$

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

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

4-8 Design of a panel of two way solid slab :



Fig(4-8-1) two solid slab panel

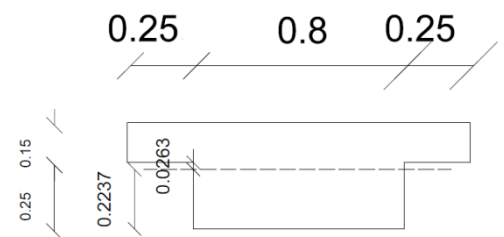
1- Thickness :

$$h_{min} = \frac{\text{Panel Perimeter}}{180} = \frac{2(5.5+6.2)}{180} = 0.13 \text{ m}$$

take $h_{min} = 0.15 \text{ m}$

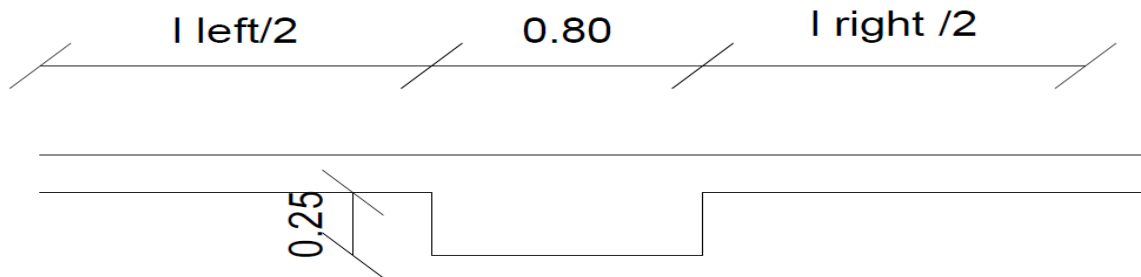
check the minimum thickness of the slab :

There are interior beams only in this panel , then:



Fig(4-8-2) section of slab

$$y_c = \frac{15 \cdot (80 + 25 \cdot 2) \cdot \left(25 + \frac{15}{2}\right) + 80 \cdot 25 \cdot \left(\frac{25}{2}\right)}{15 \cdot (80 + 25 \cdot 2) + 80 \cdot 25} = 22.37 \text{ cm}$$



$$I_b = \frac{(80 + 25 \cdot 2)(15 + 2.63)^3}{3} - \frac{2 \cdot 25 \cdot 2.63^3}{3} + 30 \cdot \frac{22.37^3}{3} = 349093.76 \text{ cm}^4$$

for beams :

short direction : $l_{\text{right}} = 4.89 \text{ m}$, $l_{\text{left}} = 3.67 \text{ m}$

$$I_s = \frac{(0.5 \cdot 4.89 + 0.5 \cdot 3.67 + 80) \cdot 15^3}{12} = 142875 \text{ cm}^4$$

Long direction: $l_{\text{right}} = 2.83 \text{ m}$, $l_{\text{left}} = 5.85 \text{ m}$

$$I_s = \frac{(0.5 \cdot 2.83 + 0.5 \cdot 5.85 + 80) \cdot 15^3}{12} = 144562.5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{f1} = \alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{349093.76}{142875} = 2.44$$

$$\alpha_{f3} = \alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{349093.76}{144562.5} = 2.41$$

$$\alpha_{fm} = \sum \alpha_f / 4 = \frac{2 \cdot 2.44 + 2 \cdot 2.41}{4} = 2.425 > 2 \text{ then the minimum slab}$$

thickness will be:

$$\frac{ln \cdot (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} = \frac{6200 \cdot (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9 \cdot 1.127} = 147 \text{ mm} > 90 \text{ mm} - \text{ok} \quad \beta =$$

$$620/550 = 1.127$$

$$147 \text{ mm} < 150 \text{ mm} - \text{ok}$$

Take $h = 20 \text{ cm}$

2- Loads calculation :

Material	Quality Density KN/m ³	W KN/m ²
Tiles	23	23 * 0.03 = 0.69
Mortar	22	22 * 0.03 = 0.66
Sand	17	17 * 0.07 = 1.19
R.C sloid slab	25	25 * 0.2 = 5
Plaster	22	22 * 0.02 = 0.44
Partitions 2.3 KN/m ²		2.3
Total Dead Load		10.28

Table (4-8-1): Dead load of slab

$$\text{Dead load of slab} = 10.28 \text{ KN/m}^2, w_{dl} = 1.2 * 10.28 = 12.336 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live load of slab} = 2.5 \text{ KN/m}^2, w_l = 1.6 * 2.5 = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$w = 1.6 * 2.5 + 1.2 * 10.28 = 16.336 \text{ KN/m}^2$$

3- Moments calculations:

$$M_a = C_a w l_a^2 \text{ and } M_b = C_b w l_b^2$$

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{5.5}{6.2} = 0.887$$

$$C_{a,neg} = 0.069 \rightarrow M_{a,neg} = 0.069 * 16.336 * 5.5^2 = 34.1 \text{ KN.m/m}$$

$$C_{b,neg} = 0.0239 \rightarrow M_{b,neg} = 0.0239 * 16.336 * 6.2^2 = 15 \text{ KN.m/m}$$

$$C_{a,D}=0.026 \rightarrow M_{a,DI,pos} = 0.026 * 12.336 * 5.5^2 = 9.7 \text{ KN.m/m}$$

$$C_{a,L}=0.0367 \rightarrow M_{a,L,pos} = 0.0367 * 4 * 5.5^2 = 4.44 \text{ KN.m/m}$$

$$C_{b,D}=0.0184 \rightarrow M_{b,DI,pos} = 0.0184 * 12.336 * 6.2^2 = 8.73 \text{ KN.m/m}$$

$$C_{b,L}=0.0214 \rightarrow M_{b,L,pos} = 0.0214 * 4 * 6.2^2 = 3.29 \text{ KN.m/m}$$

$$W_a=0.62$$

$$W_b=0.639$$

So,

$$M_{a,pos} = 9.7 + 4.44 = 14.14 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{b,pos} = 8.73 + 3.29 = 12.02 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a,neg} = 34.1 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{b,neg} = 15 \text{ KN.m/m}$$

4- Slab Reinforcement :

-Short direction:

design for Midspan ($M_u = 14.14 \text{ KN.m/m}$) :

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{14.14 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 0.52$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.52 \times 20.5}{420}} \right) = 0.001254$$

mm^2

$$A_s = \rho b d = 0.001254 \times 1000 \times 173 = 216.97 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

→ $A_{s,min} > A_{s,req}$ → so take A_s min

use $\emptyset 10 @ 150$ mm with provided $A_s = 520$
 $\text{mm}^2 > A_{s,req} = 360 \text{mm}^2 \rightarrow \text{ok}$
 $S = 150 \text{ mm} < 2h = 2 * 200 = 400 < 450 - \text{OK}$

design for Continuous edge ($M_u = 34.1 \text{ KN.m/m}$):

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{34.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 1.27$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.27 \times 20.5}{420}} \right) = 0.00312$$

mm^2

$$A_s = \rho b d = 0.00312 \times 1000 \times 173 = 539.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$\rightarrow A_{s,req} > A_{s,min} \rightarrow \text{so take } A_{s,req}$

use $\emptyset 12 @ 150$ mm with provided

$$A_s = 753.33 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 539.76 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$S = 150 \text{ mm} < 2h = 2 * 200 = 400 < 450 - \text{OK}$

- Long direction :

design for Midspan ($M_u = 12.02 \text{ KN.m/m}$):

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{12.02 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 0.446$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.446 \times 20.5}{420}} \right) =$$

$$0.001073 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \rho b d = 0.001073 \times 1000 \times 173 = 185.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

→ $A_{s,min} > A_{s,req}$ → so take A_s min

use $\emptyset 10$ @ 150 mm with provided $A_s = 520$

$\text{mm}^2 > A_{s,req} = 360 \text{ mm}^2$ → ok

$$S = 150 \text{ mm} < 2h = 2 * 200 = 400 < 450 - \text{OK}$$

design for Continuous edge ($M_u = 15 \text{ KN.m/m}$):

Assume $\emptyset 14$ are used:

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 0.56$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.56 \times 20.5}{420}} \right) = 0.001352$$

$$\text{mm}^2$$

$$A_s = \rho b d = 0.001352 \times 1000 \times 173 = 233.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} b h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

→ $A_{s,min} > A_{s,req}$ → so take $A_{s,min}$

use $\emptyset 10$ @ 150 mm with provided $A_s = 520$

$\text{mm}^2 > A_{s,req} = 360 \text{ mm}^2$ → ok

$$S = 150 \text{ mm} < 2h = 2 * 200 = 400 < 450 - \text{OK}$$

Chapter 5

5 Design of steel truss

5-1 Introduction.

5-2 Design of steel truss

5.1 Introduction

Truss :

In architecture and structural engineering ,a truss is a structure comprising one or more triangular units constructed with straight member whose ends are connected at joint referred to as nodes .External force and reaction to those forces are considered to act compressive force .Moment (torques) are explicitly excluded because , and only because , all the joints in a truss are treated as revolute.

A planar truss is one where all the members and nodes lie within a two dimensional plane , while a space truss has member and nodes extending into three dimensions.

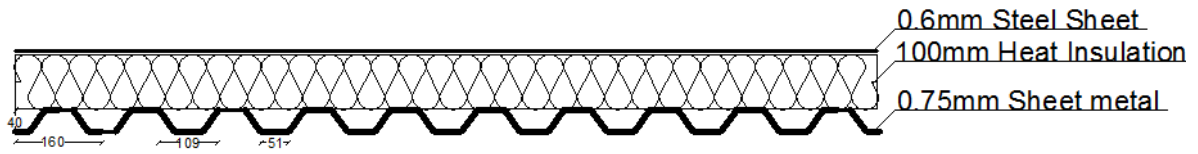
Truss type:

The type of truss that will be use is low truss .

The design uses vertical member for compression and horizontal member to respond to tension . what is remarkable about this style is that it remained popular even as wood gave way to iron , and even still as iron gave way to steel . the continued popularity of the low truss is probably due to the fact that the configuration of the member means that longer diagonal members are only in tension for gravity load effects. This allows these member to be used more efficiently , as slenderness effects related to buckling under compression loads (which are compounded by the length of the member) will typically not control the design . therefore ,for give planar truss with a fixed depth ,the low truss configuration is usually the most efficient under static , vertical loading.

Figure 5-1-1 shows a gross section of the components that is located over the purlin , and it is as the following :

1. Surface layer of galvanized steel sheet with thickness of 0.6 mm.
2. Specific kind of duct, its dimension taken from some tables depending on number of spans and the dead and live loads that can it supports.



(Figure 5.1.1:Cross section of sheet metal)

Table 1.1.1:sheet metal for 2&3spanes

Table 5.1.2 shows the values (type, weight ,support load) for duct that will be used to carry the live and the dead loads , consult the number and the length of spans.

Zwischenauflagerbreite \geq 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I_{eff} cm ² /m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,44	0,40
			2	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,30
			3	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,30
0,75	0,078	20,8	1	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83	0,73	0,64	0,57	0,51
			2	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,94	0,77	0,63	0,53	0,44	0,38
			3	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,73	1,30	1,00	0,79	0,63	0,51	0,42	0,35	0,30	0,25
0,88	0,092	25,8	1	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,20	1,05	0,92	0,82	0,73	0,65
			2	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,17	0,95	0,78	0,65	0,55	0,47
			3	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,13	1,60	1,23	0,97	0,78	0,63	0,52	0,43	0,37	0,31
1,00	0,104	30,4	1	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,46	1,27	1,11	0,99	0,88	0,79
			2	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,38	1,12	0,92	0,77	0,65	0,55
			3	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,46	2,52	1,89	1,46	1,15	0,92	0,75	0,62	0,51	0,43	0,37
1,25	0,130	39,4	1	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,33	2,01	1,75	1,54	1,36	1,22	1,09
			2	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,23	1,78	1,45	1,19	1,00	0,84	0,71
			3	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,48	3,26	2,45	1,89	1,48	1,19	0,97	0,80	0,66	0,56	0,48
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,53	3,01	2,60	2,26	1,99	1,76	1,57	1,41
			2	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,42	2,69	2,15	1,75	1,44	1,20	1,01	0,86
			3	31,80	20,35	14,13	10,38	7,69	5,40	3,94	2,96	2,28	1,79	1,43	1,17	0,96	0,80	0,67	0,57
1,00	0,100	47,5	1	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45
			2	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Zwischenauflagerbreite \geq 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I_{eff} cm ² /m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,35	1,15	0,99	0,86	0,75	0,67	0,59	0,53	0,48
			2	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,21	0,93	0,73	0,59	0,48	0,39	0,33	0,28	0,23
			3	8,95	5,73	3,98	2,99	2,09	1,47	1,07	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
0,75	0,078	20,8	1	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,10	1,77	1,50	1,29	1,12	0,98	0,87	0,77	0,69	0,62
			2	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	11,62	7,44	5,16	3,95	2,64	1,86	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,26	1,92	1,65	1,43	1,26	1,11	0,99	0,88	0,80
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,51	1,88	1,45	1,14	0,91	0,74	0,61	0,51	0,43	0,37
			3	14,75	9,44	6,65	4,88	3,27	2,29	1,67	1,26	0,97	0,76	0,61	0,50	0,41	0,34	0,29	0,24
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	3,28	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,82	11,41	8,15	5,76	3,86	2,71	1,98	1,48	1,14	0,90	0,72	0,59	0,48	0,40	0,34	0,29
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,58	4,59	3,84	3,25	2,79	2,42	2,12	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,84	2,88	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,06	7,28	5,98	4,99	4,23	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,35	4,63	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Design of a steel truss

5-2-1 Design of truss

5-2-1-1 :Load calculation :

1-Dead load :

$$1\text{-load of galvanized steel sheet} = \frac{0.6}{1000} * 75 = 0.05 \text{ kKN/m}^2$$

$$2\text{-Dead load of heat insulation} = 0.1 \text{ m} * 1 \text{ kn/m}^3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$$

$$3\text{-Sheet metal with thickness of } 0.75 \text{ mm} = 0.078 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Total dead load} = 0.228 \text{ KN/m}^2$$

2-Snow load :

Depending on the table of the snow load which it depends on the height of the building over the sea level which is 740m, the snow load is :

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

$$S_l = \frac{740-400}{400} = 0.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Total snow load} = 0.85 \text{ KN/m}^2$$

2-Wind load :

$$P_{ww} = C_e * C_q * q_s * I_w$$

$$C_e = 1.06 \text{ (Exposure C)}$$

$$C_q = 0.8 \text{ (Inward wind)}$$

$$Q_s = 0.604 \text{ KN/m}^2$$

$$I_w = 1$$

$$P_{ww} = 0.513 \text{ KN/m}^2$$

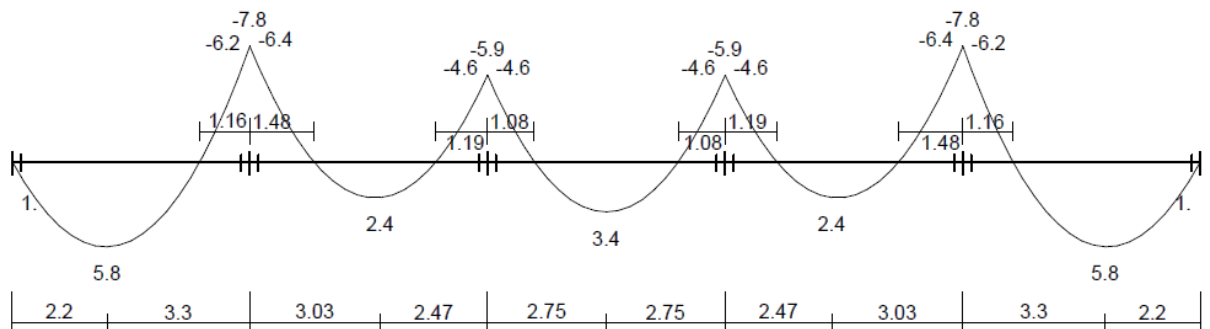
$$\rightarrow \text{Total load (qt=dead load +snow load +wind load} = 0.228 + 0.85 + 0.513 = 1.6 \text{ KN/m}^2)$$

From the table (5-1-1) the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m²

$$Q_u = 5.16 \text{ KN/m}^2 > q_t = 1.6 \text{ KN/m}^2 \dots \text{ok}$$

5-2-1-2 Design of purlins

Assume the members are A365 (FY=36 ksi and Fu=58 ksi)



By using the previous dead and snow loads determine the max reaction on the purlins , and then apply these values as a linear on the length of the purlin.

(Figure 5.2.1.2.1: Moment Envelope Purlins)

$$Q_u = (1.2D.L + 1.6S + 0.8W) = (1.2 * 0.228 + 1.6 * 0.85 + 0.8 * 0.513) = 2.044 \text{ KN/m}^2$$

-Design of moment:

$$M_U = 7.8 \text{ kn.m} = \frac{7.8}{4.448} * 1000 * \frac{1}{25.4} = 69.04 \text{ kip.in}$$

$$\phi_b M_b \geq M_u$$

$$0.9 * 36 * Z_x = 69.04 \text{ kip.in} \quad Z_x = 2.13 \text{ in}^3$$

$$\text{Select HSS } 3 \times 3 \times \frac{1}{4} \quad A_g = 2.44 \text{ in}^2$$

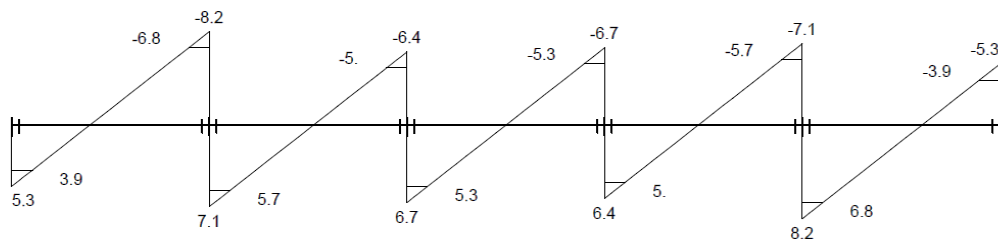
$$\frac{b}{2t} = 4.94, \frac{h}{t} = 9.$$

Check compact:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 10.5 > 4.94$$

$$\lambda_r = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 104.86 > 9$$

.... compact section



(Figure 5.2.1.2.2: Shear envelop for purlins)

-Design of shear:

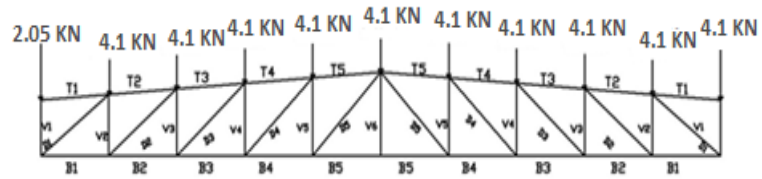
$$\phi_v V_u = 8.2 \text{ kn} = \frac{8.2}{4.448} * 1000 = 1.53 \text{ kip}$$

$$V_b \geq v_u$$

$$0.9 * 0.6 * f_y * d * t_w \geq 8.2 \text{ kip}$$

$$0.9 * 0.6 * 36 * 3 * \frac{1}{4} = 14.58 \text{ kip} > 8.2 \text{ kip} \dots \text{OK}$$

5-2-1-3 Design the member of the truss :



(Figure 5-2-1-3-1:Truss system)

The truss consist of four types of members :

- 1) The vertical member (v)

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1	2.05	0.461
V2	6.14	1.38
V3	10.23	2.3
V4	14.33	3.22
V5	18.43	4.14
V6	22.53	5.07

Table5-2-1-3-1:Vertical member forces

2) The Diagonal member (D)

These member are under tension force :

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
D1	3.48	0.78
D2	10.44	2.35
D3	17.4	3.91
D4	24.38	5.48
D5	31.35	7.05

Table5-2-1-3-2:diagonal member forces

3) The top member (T)

These member are under tension Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
T1	0	0
T2	2.81	0.63
T3	11.25	2.53
T4	25.33	5.69
T5	45.05	10.13

Table5-2-1-3-3:Top member forces

4) The bottom member (B)

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
B1	2.82	0.63
B2	11.26	2.53
B3	25.33	5.69
B4	45.05	10.13
B5	70.4	15.83

Table5-2-1-3-4bottom member forces

Design of tension member:

1st) Diagonal members :

Max. value of tension =31.35 Kn (7.05 Kips)

Check :

- Tensile yielding:

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 7.05 / 0.9 * 36 = 0.217 \text{ in}^2$$

Try L2*2*1/8 with $A_g = 0.484 \text{ in}^2$

- Tensile rupture strength :

$$\Phi_t * P_n = 0.75 * f_u * A_e$$

$$\Phi_t * P_n = 0.75 * 58 * (0.85 * 0.484) = 17.9 \text{ Kips} > 7.05 \text{ Kips} \dots \text{ok}$$

2nd) Top members :

Max. value of tension =45.05 Kn (10.13 Kips)

- Tensile yielding:

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 10.13 / 0.9 * 36 = 0.31 \text{ in}^2$$

$$P_u = \Phi * F_u * A_e$$

$$A_g = 10.13 / ((0.75^2) * 58) = 0.31 \text{ in}^2$$

Try W6*8.5 with $A_g = 2.52 \text{ in}^2$

- Tensile rupture strength :

$$\phi_t * P_n = 0.75 * f_u * A_e$$

$$\phi_t * P_n = 0.75 * 58 * (0.85 * 2.52) = 93.17 \text{ Kips} > 10.13 \text{ Kips} \dots \text{ok}$$

Design of compression member:

1st) vertical members :

Max. value of compression =22.53 KN (5.07Kips)

Take section member

(Try L3*3*3/16 with $A_g = 0.948 \text{ in}^2$)

$$A_g = 0.484 \text{ in}^2, r_x = 0.933 \text{ in}, r_y = 0.933 \text{ in} .$$

Length of the member =1.5m(4.92 ft)

-Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{3/16} = 16$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77$$

$$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.91 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 28.4$$

$$28.4 > 16 > 12.77 \dots Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.91$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1.0$$

$$\frac{L}{r_x} = \frac{4.92 * 12}{0.933} = 63.27$$

$$0 < \frac{L}{r_x} < 80$$

$$\left(\frac{k \times l}{r}\right) = 72 + 0.75 * \frac{L}{r_x} = 72 + 0.75 * \left(\frac{12 * 4.92}{0.91}\right) = 119.46$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q_s * f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 120.66$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k l}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(119.46)^2} = 20.05 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = Q \times 0.658^{(Q f_y / f_e)} \times f_y$$

$$F_{cr} = 1.0 \times 0.658^{(36/20.05)} \times 36 = 16.97 \text{ kips}$$

$$\phi P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 16.97 \times 0.948 = 31.8 \text{ kips} > 3.82 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

Note : use L3*3*3/16 for both of diagonal and vertical members .

2nd) bottom members :

Max. value of compression = 70.4 kn (15.83 kips)

$$\text{Assume } \frac{Kl}{r} = 75$$

$$4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(75)^2} = 50.88 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = Q \times 0.658^{(Qf_y/f_e)} \times f_y$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658^{(1 \times 36/50.88)} \times 36 = 26.77 \text{ kips}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 12 \times 4.92}{r} = 75 \rightarrow r = 0.787$$

$$A_g = \frac{pu}{\phi F_{cr}} = \frac{11.98}{0.9 \times 26.77} = 0.5 \text{ in}^2$$

Use W6*8.5 with $A_g = 2.52 \text{ in}^2$

Design of weld:

The calculation of weld based on the following :

- 1) Fillet weld is used.
- 2) The plates are A36 ($f_y = 36 \text{ ksi}$, $F_u = 58 \text{ ksi}$)
- 3) The plate thickness is ($t = 0.5 \text{ in}$)
- 4) The electrodes having $F_{Exx} = 70 \text{ ksi}$
- 5) The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

1st) Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corners of the truss:

The section of the vertical member is angle (L3*3*3/16) , $A_g=0.984 \text{ in}^2$, $y=0.812$.

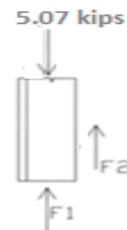
The value of Max. compression in the vertical member is $V_u=5.07 \text{ Kips}$.

$$\text{Max. weld size (a}_{\text{max}}) = t = \frac{3}{16} \text{ in}$$

$$\text{Min. Weld size (a}_{\text{min}}) = \frac{1}{8} \text{ in}$$

$$\text{Use weld size (a)} = \frac{3}{16} \text{ in}$$

(Figure 5-2-1-3-1) weld between vertical member and gusset plate)



- Design strength of weld :

$$\phi \times R_{nw} = \phi \times t \times 0.6 \times F_{Exx}$$

$$\phi \times R_{nw} = 0.75 \times \left(0.707 \times \frac{3}{16} \right) \times 0.6 \times 70 = 4.18 \text{ kips}$$

- Design strength of base material :

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_y) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times \frac{3}{16} = 4.05 \text{ kips} < 4.18 \text{ kips} \dots \text{control}$$

Or

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_u) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times \frac{3}{8} = 4.89 \text{ kips} > 4.18 > 4.05 \text{ kips} \dots \text{ok}$$

$$f_1 = 4.05 \times 3 = 12.15 \text{ kips}$$

$$5.07 \text{ kips} < f_1 = 12.15 \text{ kips}$$

Take $l_w = 1 \text{ in}$

$$\phi \times R_{nw} \times l_w = 4.05 \times 1 = 4.05 - \text{ok}$$

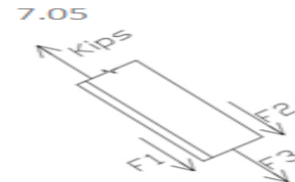
2nd) Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:

- The section of the diagonal member is angel (L2*2*1/8) y=0.534 in .
- For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

The value if Max. Tension in the diagonal member is $T_u = 7.05$ kip.

$$\text{Max. weld size (a}_{\text{max}}) = t = \frac{1}{8} \text{ in}$$

$$\text{Min = Weld size (a}_{\text{min}}) = \frac{1}{8} \text{ in}$$



Fig(5-2-1-3-2) Weld between diagonal member and gusset plate

$$\text{Use weld size (a)} = \frac{1}{16} \text{ in}$$

Design strength of weld :

$$\phi \times R_{nw} = \phi \times t_e \times 0.6 \times F_{Exx}$$

$$\phi \times R_{nw} = 0.75 \times \left(0.707 \times \frac{1}{16} \right) \times 0.6 \times 70 = 1.39 \text{ kips}$$

- Design strength of base material :

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_y) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times \frac{1}{8} = 2.7 \text{ kip} > 1.39 \text{ kip} \dots \text{ok}$$

Or

$$\phi \times R_n = \phi \times (0.6 \times f_u) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times \frac{1}{8} = 3.26 \text{ kip} > 2.7 > 1.39 \text{ kip} \dots \text{ok}$$

$$F_3 = 3 \times 1.39 = 4.17 \text{ kips}$$

$$\sum M \text{ at } F_1 = 0$$

$$= 4.17 \times 1.5 + F_2 \times 3 - 7.05 \times (3 - 0.534) = 0$$

$$F_2 = 3.7 \text{ kips}$$

$$F_1 = 7.05 - 4.17 - 3.7 = -0.82 \text{ kips}$$

For lw1 use 1 in

$$\phi \times R_{nw} \times l_w = 1.39 \times 1 = 1.39 - \text{ok}$$

$$l_w = \frac{f_2}{\phi \times R_{nw}} = \frac{3.7}{1.39} = 2.66 \text{ in} \dots \dots \text{use 3 in}$$

Check for rupture

$$L = \frac{(5 + 1.5)}{2} = 3.25$$

$$U = 1 - \frac{x}{l} = 1 - \frac{0.534}{3.25} = 0.835$$

$$\phi_t P_n = 0.75 * f_u * A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 * 58 * (0.835 * 0.484) = 17.58 \text{ kips} > 7.05 \text{ kips} \dots \dots \text{ok}$$

3rd) Design of weld between the bottom member and the gusset plate:
The section of the bottom member is angel (W6*8.5)

$$11 / 2.54 = 4.33 \text{ in}$$

$$R_u = \sqrt{(R_v + R_y)^2 * (R_h + R_x)^2}$$

$$R_v = \frac{P_y}{L} = 0$$

$$R_h = \frac{P_x}{L} = \frac{5.07}{14.76 * 2} = 0.17 \text{ kip/in}$$

$$I_p = 2 * \frac{14.76^2}{12} = 535.93 \text{ in}^3$$

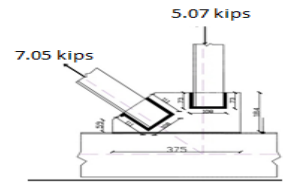
$$R_x = \frac{M * Y}{I_p} = 0 \dots \dots y = 0$$

$$R_y = \frac{M * x}{I_p} = \frac{(5.07) * \left(\frac{4.33}{2}\right)}{535.93} = 0.02$$

$$R_u = \sqrt{(0 + 0.02)^2 + (0.17 + 0)^2} = 0.171 \text{ kip/in}$$

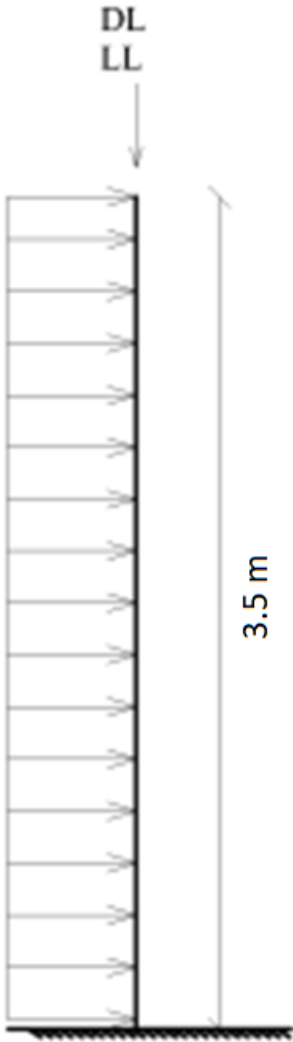
$$\phi * R_{nw} = R_u$$

$$0.75 * (0.707a) * 0.6 * 70 = 0.171 \dots \dots a = 0.0076 \text{ in} \dots \dots \text{Take } a = \frac{1}{16} \text{ in}$$



(Figure 5-2-1-3-3:weld between gusset plate and bottom member)

5-2-2 Design of Steel Truss Column.



(Figure5-2-2-1: Steel truss Column System)

Loading:

-vertical load from truss:

$$P_u = 100 \text{ KN}$$

-Lateral load (wind load):

The value of moment from wind load :

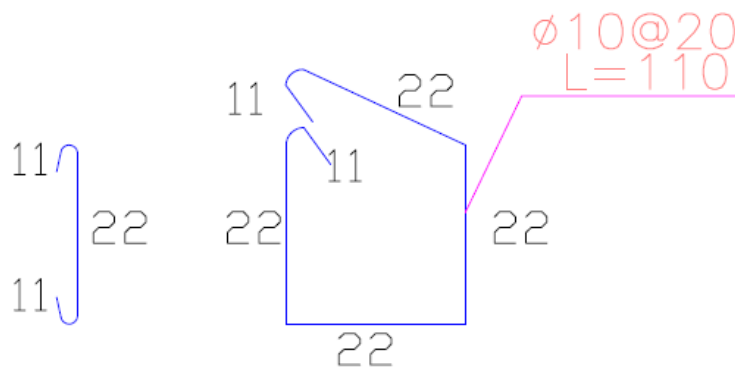
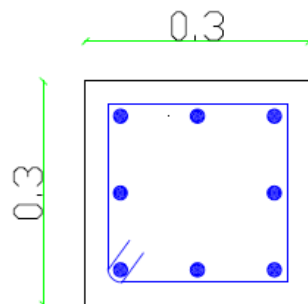
$$P.W.L = 4 \text{ KN from ETABS}$$

$$M = 4 * 3.5 * 3.5 * 0.5 = 24.5 \text{ kN.m}$$

Design:

By using ETABS program design we define the section and enter the load and get the design.

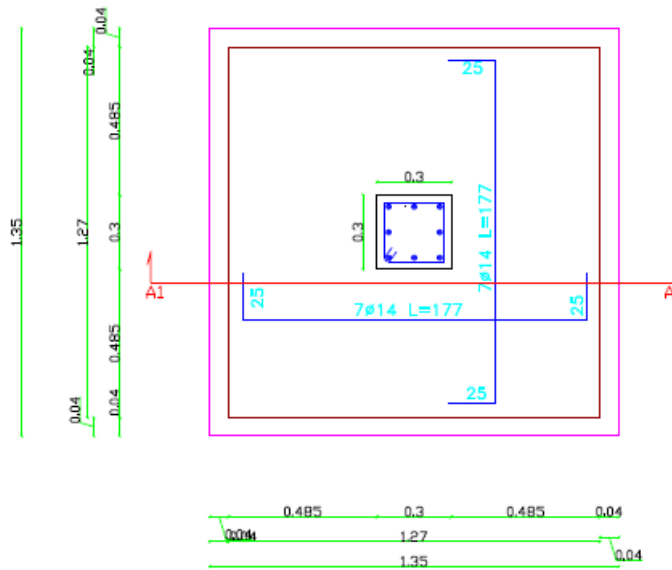
We use 6Ø16 .



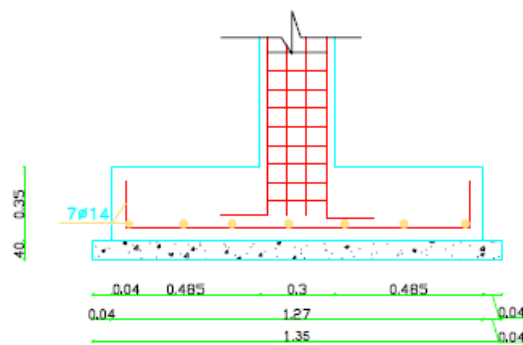
(Figure 5-2-2-2:Steel Truss Column Design)

5-2-3 Design of Foundation.

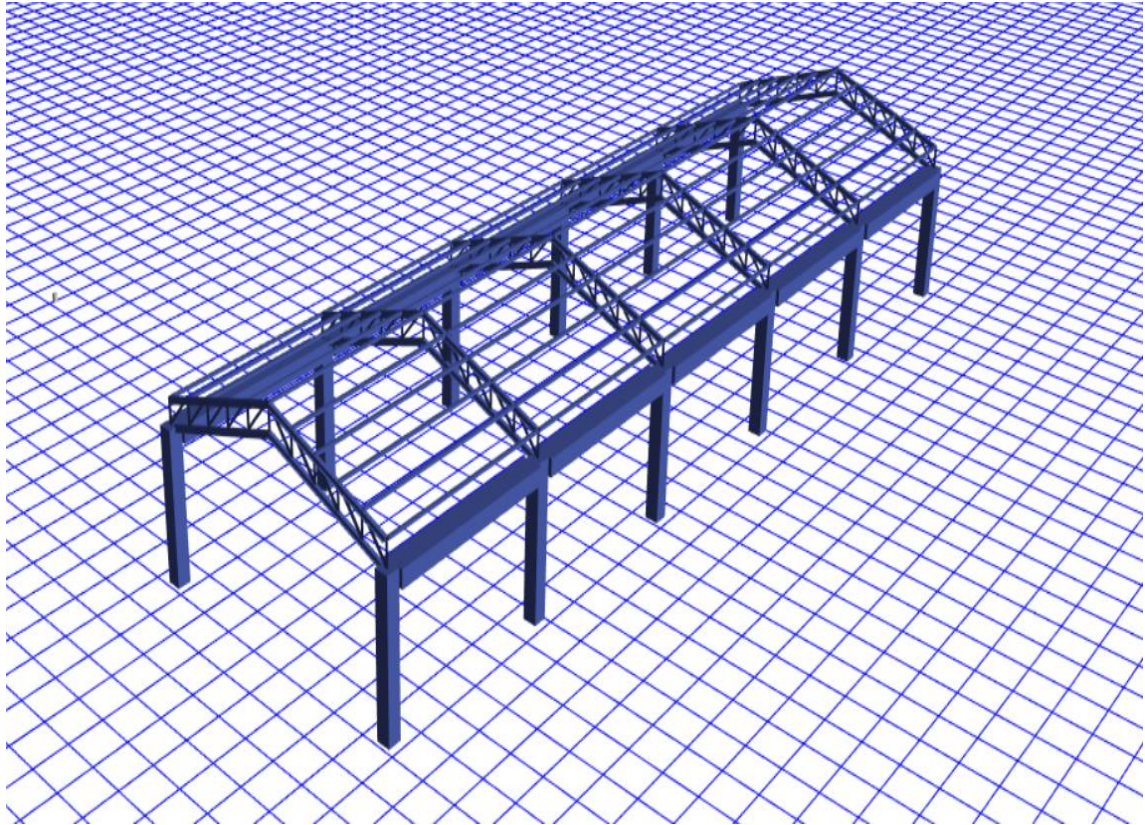
By using Atir program design we define the section and enter the load and get the design.



FOOTING Plan



(Figure 5-2-3-1 :Steel foundation)



(Figure 5-2-3-2 :Truss steel)

THE END