

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

_الخليل"

"التصميم الإنشائي لـ"

فلسطين-الخليل

فريق العمل

اميرة القيق لينا الهور

:-

. مزهر .

ايار-

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ " _الخليل"

فريق العمل

اميرة القيقلينا الهور

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

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

محمد مزهر . فيضي شبانة

الخليل- ايار-

تعتبر مرحلة الدراسة الإنشائية و التصميم الإنشائي المرحلة الأهم بعد التصميم المعماري وفيها يتم اختيار النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع الاعمدة و الجسور واختيار أنظمة العقود المناسبة لطبيعة الإستخدام اديةة و التشغيل و جميعها عوامل تقع على عاتق المصمم الإنشائي .

بحتوي هذا التقرير على الدراسة والتصميم الإنشائي لمبنى سكني تجاري مكون من العديد من الفعاليات بمساحة اجمالية 7562.75 .

يتم دراسة وتصميم متطلبات الناحية الجمالية و الوظيفية التي تتلخص في الإستخدام السكني و التجاري حيث يتميز هذا النوع من المشاريع بانتشاره الكبير في مجتمعنا المحلي تم اختياره للدراسة و التصميم لأهمية توفير نظام انشائي هيكلي على درجة عالية من الامان و المتانة التشغيلية و بأقل تكلفة اقتصادية لهذا النوع من المشاريع .

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI318-11) التحليل و التصميم الإنشائي و :

(AutoCAD 2014, Atir 12, adobe Photoshop cs.6, Microsoft office 2013).

وسيتضمن 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، من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

والله ولي التوفيق.

ProjectAbstract

In this project, we will make a structural design of aresidential and commercial Building.

This building consists of many floors has a total area of approximately 6616.6m².

The project is designed mainly on agglomeration, that gives a beauty from the outside view and very good functional goals, too. In addition, the architectural design of this building has some good positive properties in the inside of the building to provide the best service for consumers and producers as well.

Jordanian Code will be used in calculations of Live and Seismic loads, and the American Code (ACI318-11) will be used for structural analysis and design of several sections. It must be noted that we will make use of some computer software'ssuch as:

(AutoCAD 2014, Atir 12, adobe Photoshop cs.6, Microsoft office 2013).

The project will include a detailed structural study of the identification, and analysis of the elements of construction, and different loads expected. Then the structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design for all the structural elements; that are structural frames of the building. It is expected to be able to provide structural design of all structural elements with permission design after the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements.

الإهداء

نهدي هذا العمل إلى أصحاب الفضل الاول علينا آباءنا و أمهاتنا و إلى اساتذتنا الأجلاء
الكرماء الذين قدموا لنا كل العون والجهد بعلمهم وأفكارهم وصدقهم معنا فوضعونا
لنا الطريق
الذين وقفوا ومايزالون إلى
في إنجاز هذا العمل.

لكل طالب علم أراد أن يبحر في هذا المجال ليساهم في بناء ورفعة وطنه
إلى ارواح شهدائنا الأبرار وإلى احبائنا الأسرى في السجون وإلى
تراب هذه الأرض المباركة نهدي هذا العمل.

شكر وتقدير

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به
أولاً وأخيراً.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز هذا
محمد مزهر الذي لم يدخر جهداً في تقديم علمه
وخبرته الهندسية في سبيل إنجاز هذا العمل .

إلى أساتذتنا الأفاضل فدايرة الهندسة المدنية والمعمارية شكر خاص للاستاذ القدير غسان دويك
إلى أهلنا...
بقافة منلشكرو العرفان لمساندتكوم مساهمتكم في إتمام ه
... إلى أصدقائنا
... نوجه لكم جميعاً

Table of Contents

فهرس المحتويات

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الصفحات الابتدائية</u>
I	تقرير مقدمة مشروع التخرج
II	تقييم مقدمة مشروع التخرج
III	الملخص باللغة العربية
IV	الملخص باللغة الانجليزية
V	الاهداء
VI	الشكر والتقدير
VIII - VII	فهرس المحتويات
IX	فهرس الجداول
X	فهرس الاشكال
XI	List of Figures
XII	List of Abbreviations

<u>1</u>	<u>المقدمة</u>	<u>الفصل الاول</u>
2	مقدمة	-
	اهداف المشروع	-
	شكلة المشروع	-
	حدود شكلة المشروع	-
	المسلمات	-
	فصول المشروع	-
	الجدول الزمني للمشروع	-

	<u>الوصف المعماري</u>	<u>الفصل الثاني</u>
	مقدمة	-
	لمحة عامة عن المشروع	-
	موقع المشروع	-

	<u>وصف طوابق المشروع</u>	-
10	<u>الواجهات</u>	-
13	<u>المقاطع</u>	-
14	<u>وصف الحركة</u>	-
14	<u>المدخل</u>	-

15-30	<u>الوصف الاتشائي</u>	<u>الفصل الثالث</u>
16	<u>مقدمة</u>	-
16	<u>الهدف من التصميم الاتشائي</u>	-
16	<u>مراحل التصميم الاتشائي</u>	-
17	<u>الأحمال</u>	-
21	<u>الاختبارات العملية</u>	-
22	<u>العناصر الاتشائية</u>	-
30	<u>فواصل التمدد</u>	-
30	<u>برامج الحاسوب التي تم استخدامها</u>	-

Chapter 4	Structural Analysis and Design	58-31
4-1	Introduction	31
4-2	Check of Minimum Thickness of Structural Member.	35
4-3	Design of Topping.	36
4-4	Design of One Way Rib Slab.	38
4-5	Design of Beam.	48
4-	Design of Two Way Ribbed Slab.	57
4-	Design of Column (28), (N-9 Axis) First Floor.	70
4-	Design of Staircase.	75
4-	Design of Shear Wall case.	83
4-	Design of isolated Footing.	84

94	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
87	مقدمة	-
87	النتائج	-
88	التوصيات	-

فهرس ا

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
4	.	جدول (-)
	توزيع مساحات المشروع	جدول (-)
	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (-)
	الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقا للكود الأردني للأحمال.	جدول (-)
	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.	جدول (-)
	Determination of thickness for ribs from maximum values of cases.	جدول (-)
	DeadLoad calculations on topping.	جدول (-)
	DeadLoad calculations of rib.	جدول (-)
	The own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width .	جدول (-)
59	Dead Load calculations of two way Ribbed Slab.	جدول (4-5)
65	Dead Load calculations of beam.	جدول (4-6)
68	Dead Load calculations on flight.	جدول (4-7)
68	Dead Load calculations on Landing.	جدول (4-8)

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
	.	الشكل (-)
	لمسقط الأفقي لطابق التسوية الثانية.	(-)
	.	(-)
9	.	(-)
	.	الشكل (-)
	.	(-)
11	الواجهة الشمالية .	(-)
11	الواجهة الجنوبية .	(-)
12	الواجهة الشرقية .	(-)
12	الواجهة الغربية .	(-)
13	.A-A	(-)
13	.B-B	(-)
13	Load path from structure to the ground	(-)
17	تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع variation of wind velocity with height	(-)
19	تأثير الرياح على المباني من حيث المبنى والبيئة المحيطة به.	(-)
20	توضيح لبعض العناصر الإنشائية .	(-)
22	.	(-)
23	تجاهين.	(-)
24	.One way solid slab	(-)
24	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.	(-)
25	.	(-)
26	.	(-)
26	التسليح في الجسور.	(-)
27	.	(-)
28	.	(-)
29	(Isolated Foundation)	(15-)

List of Figures

Figure #	Description	Page #
(4-1)	Relation between cylinder and cube concrete test.	33
(4-2)	Stress-strain curve of concrete.	33
(4-3)	Values of understrength factors related to strength condition.	35
(4-4)	minimum thickness from code	35
(4-5)	Topping statical system.	37
(4-6)	typical section of rib with overall slab thickness $h = 32\text{cm}$	38
(4-7)	The location of rib in slab drawing plan.	39
(4-8)	Rib geometry and loads.	40
(4-9)	Moment envelop diagram.	40
(4-10)	Shear diagonal.	40
(4-11)	Shear envelop diagram.	44
(4-12)	location of Beam (B.G.19) in slab drawing plan	46
(4-13)	Beam (B.G.19) geometry.	48
(4-14)	Trapezoidal load on beam (B.G.28).	48
(4-15)	Analysis input load of beam (B.G.28).	49
(4-16)	Envelope moment diagram for Beam (B.G.21).	51
(4-17)	Shear envelop diagram of Beam.	56
(4-18)	location of Two way Ribbed slab.	58
(4-19)	Two way Ribbed slab.	60
(4-20)	Two way load transport on beams.	64
(4-21)	Two way load on beams.	65
(4-22)	stair case load.	69
(4-23)	landing load	72
(4-24)	cross section of column	74
(4-25)	column reinforcement.	76

(4-26)	Basement wall case.	77
(4-27)	Footing.	82

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s' = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete.
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete.

- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area.

الفصل الأول

المُقدِّمة

1

- 1-1 المقدمة.
- 2-1 أهداف المشروع.
- 3-1 مشكلة المشروع.
- 4-1 حدود مشكلة المشروع.
- 5-1 المسلمات.
- 6-1 فصول المشروع.
- 7-1 الجدول الزمني للمشروع.

1-1 المقدمة :

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة, وأكثرها لزوماً على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة , كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكاتب والمنشآت الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم , من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً الحضارة البشرية البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك , بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى سكني تجاري مكون من ثمانية أدوار يشمل ذلك لطابق سدد وطابق التسوية الأولى و الثانية.

1-2 أهداف المشروع :

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

- 1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات, وتصميمها مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
- 2) التدريب على تنسيق الوظيفة المعمارية و الإنشائية للمبنى حتى يؤدي الغاية الأساسية من تصميمه.
- 3) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- 4) التطبيق العملي لما تعلمناه من نظريات التحليل و التصميم الإنشائي وما أضافه لنا التدريب الميداني من انخراط مباشر في بيئة العمل في المنشآت و ورش البناء في المشاريع الإنشائية وما درسناه على مدار أربع سنوات وربط ذلك في مشروع تطبيقي .
- 5) ترسيخ المهارة في استخدام البرامج الهندسية المختلفة المختصة في الرسم والتحليل و التصميم الإنشائي.

3-1 مشكلة المشروع :

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

4-1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل على هذا المشروع على دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمبنى قيد الدراسة و دراسة من الناحية الإنشائية بوضع النظام الإنشائي الأنسب له وتصميمه هيكلياً ، حيث سيتم العمل خلال فصلين، مقدمة مشروع التخرج ستكون في الفصل الأول من العام 2017 من السنة الدراسية(2017-2018) و مشروع التخرج في الفصل الثاني من السنة الدراسية .

5-1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe2016, Etabs 2016)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD 2007

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
- 2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات.

7-1 الجدول الزمني للمشروع :

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال مقدمة المشروع في الفصل الدراسي الثاني والزمّن اللازم لكل نشاط.

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

جدول (1-1): الجدول الزمني لمقدمة مشروع التخرج.

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

- 1-2 مقدمة .
- 2-2 لمحة عامة عن المشروع .
- 3-2 موقع المشروع.
- 4-2 وصف طوابق المشروع.
- 5-2 الواجهات .
- 6-2 المقاطع.
- 7-2 وصف الحركة.
- 8-2 المداخل.

1-2 مقدمة :

العمل المعماري الناجح لابد أن تتوفر فيه جملة من الامور حتى يحقق الديمومة الوظيفية والجمال و المتانة والتكلفة الاقتصادية المعقولة لذلك لابد للمصمم المعماري أن يأخذ هذه الامور بعين الاعتبار حتى يخرج تصميماً متزناً فيه من العناصر الجمالية الجيدة وفيه من الإستغلال الجيد لمساحة الأرض.

ومن المعروف أن الإنسان دائم البحث عن التطوير والتحسين المستمر في نوعية حياته وتبع ذلك التصميم المعماري في كل حقبة زمنية تمر بها المجتمعات و الحضارات البشرية، فالحضارة المصرية لها طابعا الخاص في فن العمارة والحضارة الرومانية لها طابع خاص في فن العمارة ويرجع سبب ذلك إلى اختلاف الثقافات من منطقة جغرافية لأخرى و المواد المتوفرة للبناء في كل منطقة جغرافية، وفي عصرنا الحديث شهدت العمارة قفزة هائلة في العلم و الأسلوب و التنفيذ حتى أصبحت من اهم العلوم التي يعتمد عليها تقدم المجتمع .

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

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

ينظره فاحصة في مجتمعنا المحلي تبرز الحاجة إلى المباني التي تجمع بين الطبيعة التجارية والسكنية حيث توفر الحركة الاقتصادية في المجتمع المحلي وتوفر الوحدات السكنية المطلوبة وخاصة في مراكز المدن .

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى سكني تجاري ، يتمتع بجميع الفعاليات لتحقيق هذا الغرض ، كما أنه يتمتع بالعناصر الجمالية المعمارية التي تعكس الجانب الحضاري الجميل للمدن ، ويحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة .

ويتكون المبنى من ثمانية طوابق على قطعة ارض بمساحة 2 دونم ، وتتوزع مساحة البناء كما في الجدول (1-2).

الطباق	الإستخدام	المساحة ²
التسوية الأولى	كراجات	1808
الأرضي	سكني - تجاري	758.55
الأول	سكن	820.52
الثاني	سكن	820.52
الثالث	سكن	820.52
الرابع	سكن	820.52
الخامس	سكن	820.52
السادس	سكن	820.52
مكرر الدرج	مكرر الدرج	21.19
مكرر الدرج	مكرر الدرج	21.19
مكرر الدرج	مكرر الدرج	21.19
منور	منور	2.46
منور	منور	2.46
منور	منور	2.46
المجموع		7562.75

الجدول (1-2) توزيع مساحات المشروع .

3-2 موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه دراسة دقيقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تكامل لتحقيق التصميم الأمثل.

فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

يقع المشروع في مدينة الخليل بالقرب من شارع عين سارة وهو أحد الشوارع الرئيسية في مدينة الخليل وهو موجود على مفرق الجبان و تجدر الإشارة هنا أنه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري , وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً , كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة. والشكل (1-2) الموقع العام للمشروع وطبيعة قطعة الأرض التي تمتاز باستوائها نسبياً مع فروقات قليلة في مناسبتها كما ويوضح المجاورين .



الشكل (1-2) الموقع العام للمشروع.

1-3-2 أهمية الموقع:

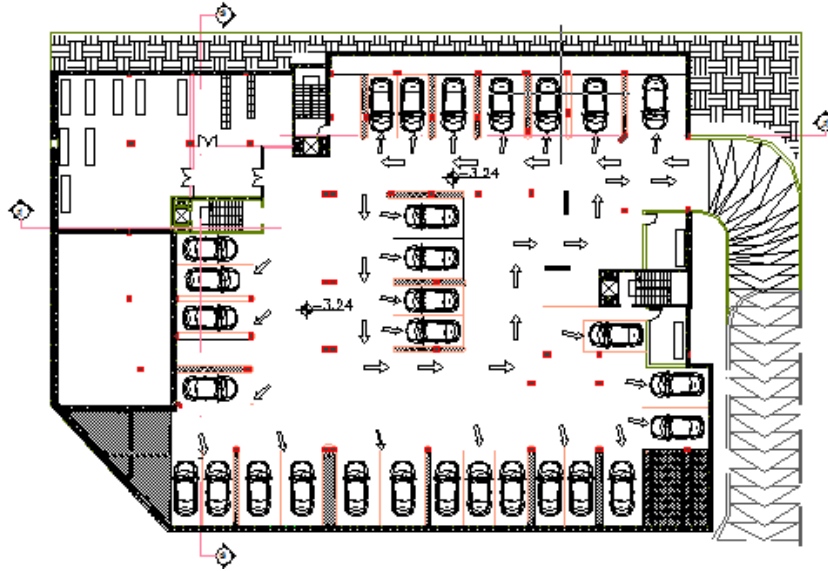
- يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :
1. قربه من مركز المدينة والشارع الرئيسي, حيث يسهل الوصول إليه مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.
 2. تتميز الأرض بأنها أرض مستوية وقليلة الميل .

2-4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من ثمانية طوابق ذات تنوع وظيفي بمساحة إجمالية وقدرها **7562.75** متر مربع, وهو عبارة عن مبنى متعدد الطوابق, حيث تتميز الطوابق السكنية بالمشروع بالتوزيع المعماري المتمثل بين الطوابق حيث يحتوي الطابق الواحد على **5 شقق** سكنية في مبنيين منفصلين إنشائياً وفيما يلي وصف عام لطوابق المشروع :

2-4-2 طابق التسوية :-

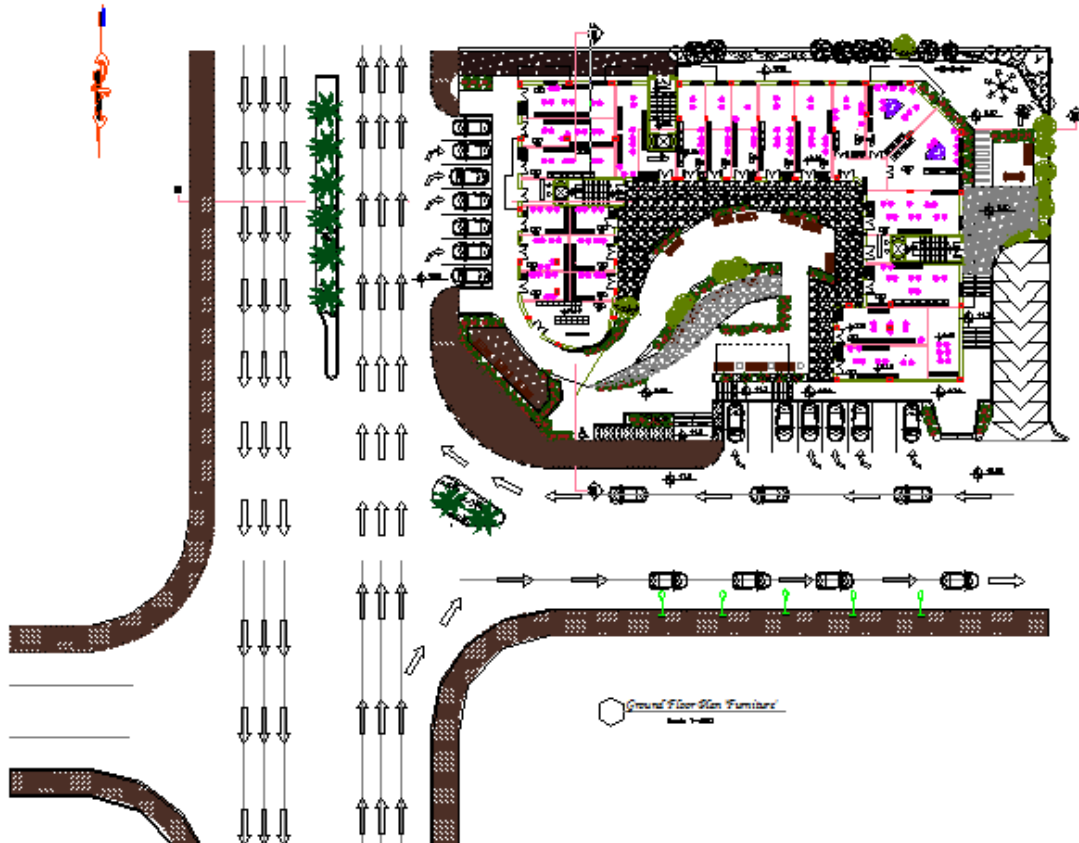
يقع طابق التسوية الأولى على منسوب (3.24) م بمساحة 1808 م^2 . حيث يقع هذا الطابق على منسوب أخفض من مستوى الشارع ويتكون هذا الطابق من كراجات السيارات التي تخدم الشقق السكنية ويتم الوصول إليه من مدخل الشارع بواسطة الرمبة مع فرق منسوب 3 متر ويحتوي أيضاً على غرف الكهرباء و الميكانيك التي توفر للمبنى الخدمات الميكانيكية و الكهربائية اللازمة ومخازن. **الشكل (2-3)** يوضح المسقط الأفقي لطابق التسوية الأولى (الكراجات).



الشكل (2-2) : المسقط الأفقي لطابق التسوية.

3-4-2 الطابق الأرضي :-

يقع الطابق الأرضي على منسوب واحد هو (0.16) م وأما المساحة الإجمالية للطابق الأرضي فهي تساوي 758.55م². و يحتوي هذا الطابق على العديد 25 محل تجاري بالإضافة إلى مساحة خاصة لتخزين البضائع . الشكل (4-2) يوضح المسقط الأفقي للطابق الأرضي .



الشكل (3-2) : المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

2-4-4 الطابق الأول وحتى السادس:-

تقع الطوابق الأولى والثانية والثالثة والرابعة والخامس والسادس على المناسيب على التالفة بالترتيب (+5.26) م , (+8.46) م , (+11.66) م , (+14.86) م , (+18.06) م , (+21.26) م , و تتميز هذه الطوابق بالتمائل من الناحية المعمارية حيث يحتوي كل طابق منها على 5 شقق سكنية بمساحة إجمالية لكل طابق 820.52 م² . الشكل (2-5) يوضح المسقط الأفقي للطابق الأول وحتى السادس .

ة



الشكل (2-4) : المسقط الأفقي للطابق الأول وحتى السادس.

2-5-5 الواجهات :

إن الواجهات الناتجة عن أي تصميم معماري تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم واجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر . شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال وفيما يلي وصف لجميع واجهات المشروع .

1-5-2 الواجهة الشمالية :

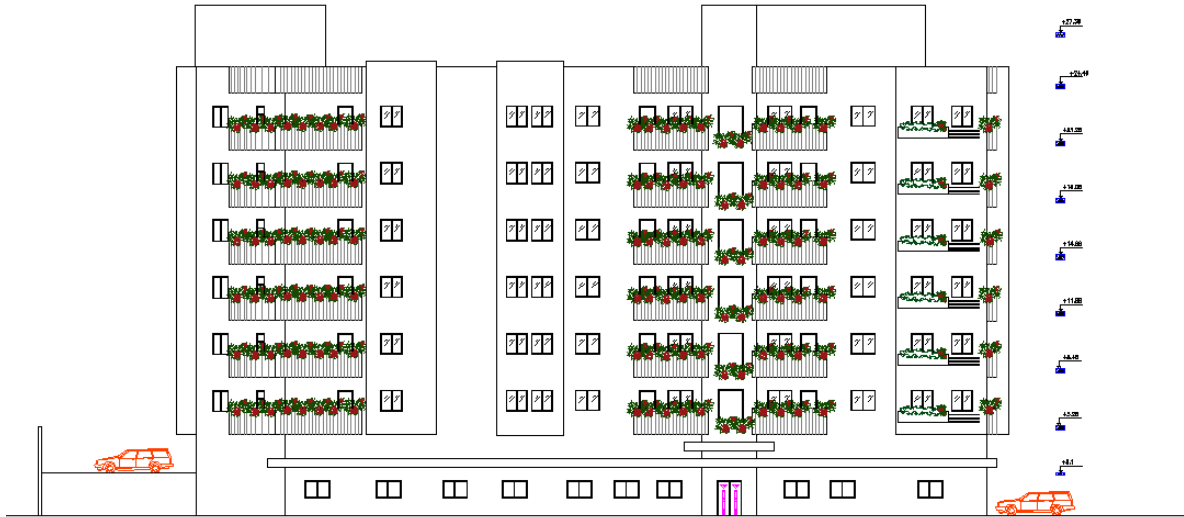
وتعتبر الواجهة الرئيسية في المشروع حيث تحتوي على واجهات المحلات التجارية وتظهر ايضا هذه الواجهة الشقق السكنية والمداخل الرئيسية للمبنى وتمتلك ناحية جمالية معمارية رائعة تكمن في البروزات الحجرية و توزيع الكتل المعمارية المختلفة في الإظهار .



الشكل (5-2) الواجهة الشمالية .

2-5-2 الواجهة الجنوبية :

وتظهر هذه الواجهة شكل المبنى من ناحية الجنوب حيث تظهر فيها الناحية الجمالية و الإظهار وكذلك فرق المناسيب بين الطابق الارضي والشقق .



الشكل (6-2) الواجهة الجنوبية .

3-5-2 الواجهة الشرقية:

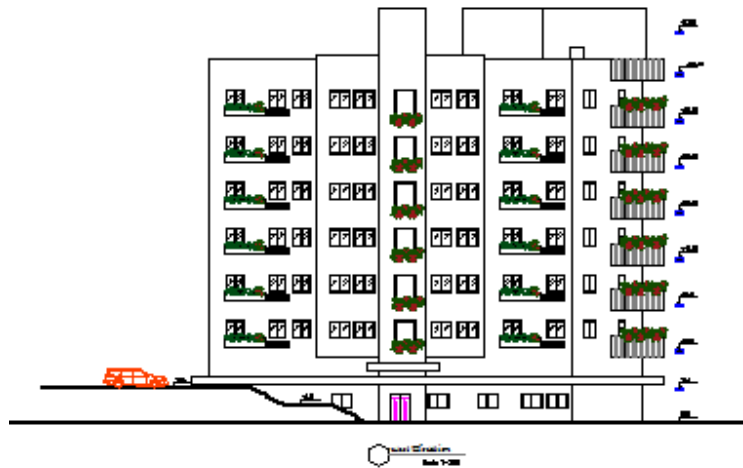
وتظهر هذه الواجهة مداخل المحلات التجارية الأخرى , كما ويظهر الإختلاف في المناسيب بين لبشقق والطابق الأرضي .



الشكل (7-2) الواجهة الشرقية .

4-5-2 الواجهة الغربية:

وتظهر هذه الواجهة شكل المبنى من ناحية الغرب حيث تظهر فيها الناحية الجمالية و الإظهار وكذلك فرق المناسيب بين التسوية الثانية و الأولى .

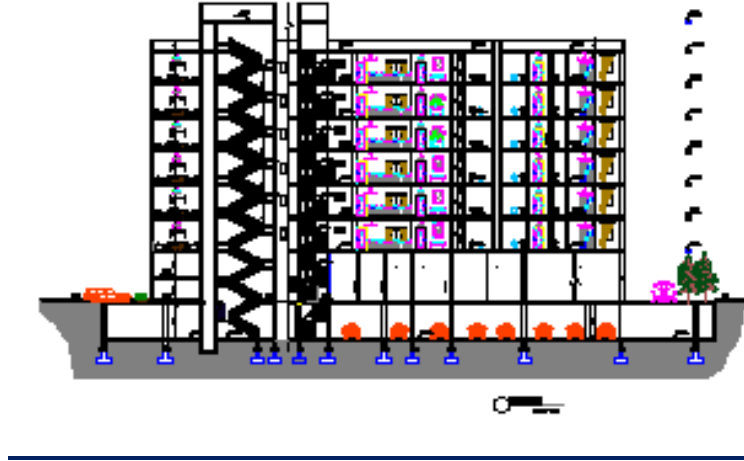


الشكل (8-2) الواجهة الغربية.

6-2 المقاطع:

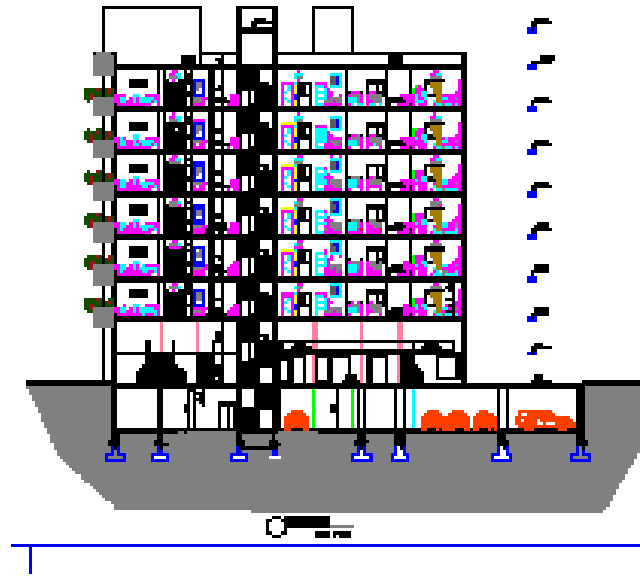
وتظهر هذا المقطع فروقات المناسيب بين العقدات و الإرتفاع الطابقي في المبنى والتفاصيل الداخلية الأخرى .

1-6-2 المقطع A-A:



الشكل (9-2): المقطع A-A.

2-6-2 المقطع B-B:-



الشكل (10-2): المقطع B-B.

7-2 وصف الحركة:-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل المجمع إلى خارجه أو بالعكس, حيث تقع طوابق المجمع على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض, وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة, حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ, وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

8-2 المداخل :-

يحتوي المشروع على المداخل :

1. المداخل الخاصة بالمحلات التجارية وتقع على الشارع مباشرة .
2. المدخل الخاص بالتسوية (الكراجات) وفي ذات الطابق يمكن التنقل عبر الادراج و المصاعد .
3. المداخل الخاصة بالشفق السكنية وتقع في الجهة الشرقية والغربية والجنوبية للمبنى .

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

- 1-3 مقدمة .
- 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي.
- 4-3 الأحمال.
- 5-3 الاختبارات العملية.
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.
- 7-3 فواصل التمديد.
- 8-3 برامج الحاسوب.

3-1 | مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية في الفصل السابق لابد من الانتقال لدراسة المشروع من الناحية الإنشائية وذلك بدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى بمختلف أنواعها وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع المتطلبات الوظيفية و التشغيلية للمبنى ويحقق عامل الأمان المطلوب ضمن محددات التكلفة الاقتصادية للمشروع .

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد بما يتناسب مع الوظيفة المعمارية التي صمم لأجلها مع مراعاة عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً, ويحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 | الهدف من التصميم الإنشائي

يعتبر التصميم الإنشائي عملية متكاملة تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الأهداف الوظيفية المرجو منه, وتتلخص هذه الأهداف:-

- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى المسلطة على المبنى و الإجهادات الناتجة عنها.
 - التكلفة الاقتصادية (Economical): يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء والمقاطع الإنشائية المناسبة في مرحلة التصميم تضمن متطلبات الأمان وبأقل تكلفة اقتصادية و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
 - ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ مثل الهبوط الزائد (Deflection) و ظهور التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري وتبعد ظروف الراحة المطلوبة في المبنى.
 - الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.
- ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراود القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة وفقاً للكود الأمريكي (ACI318-11) (American Concrete Institute), ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام الكود (UBC97) واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

3-3 | مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

1. المرحلة الأولى :

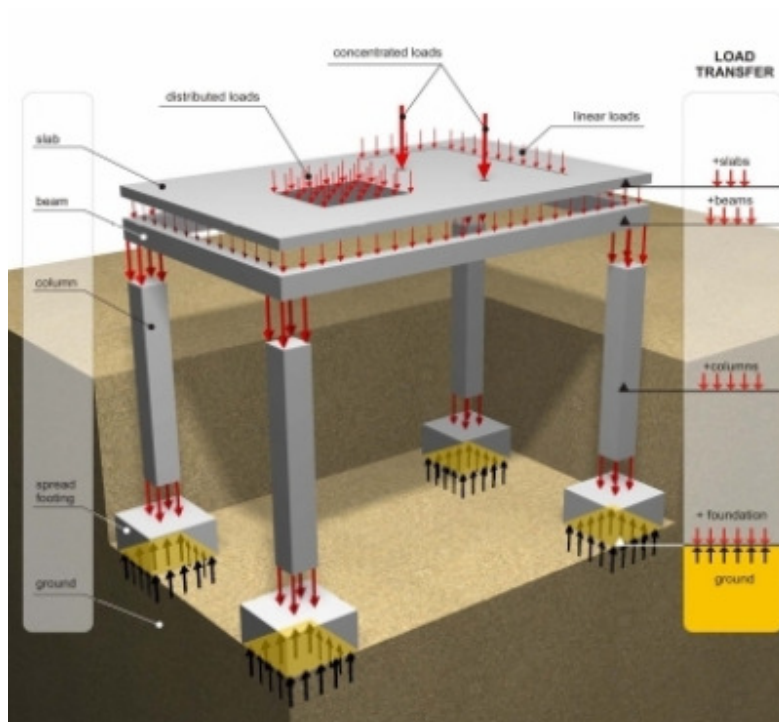
وتشمل الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه, وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع, و اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع من توزيع للأعمدة والجسور واختيار انواع العقدات المناسبة وتوزيع جدران القص واختيار الأبعاد الأولية للمقاطع تمهيداً لدراستها وتصميمها بشكل دقيق في المرحلة الثانية في التصميم الإنشائي.

2. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل دقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم إختياره ودراسة المشروع باستخدام البرامج الهندسية ونمذجة العناصر ونقل الأحمال إليها ودراسة سلوكها وتصميمها ضمن محددات الكود المستخدم واستخراج المخططات الإنشائية اللازمة لها من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفصيل تفريد حديد التسليح في كل عنصر من هذه العناصر , تمهيداً لتنفيذها على أرض الواقع ضمن حدود الجدول الزمني للمشروع بشكل عام.

4-3 الأحمال

هي مجموعة القوى المؤثرة على المبنى وتقسّم لعدة أنواع من الأحمال لا بد من حسابها بشكل دقيق من أجل دراسة وتصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال وتكون وظيفة النظام الإنشائي الذي تم اختياره , نقل جميع الأحمال الرأسية أو الأفقية التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان وفق مسار الأحمال حيث يتم نقل الأحمال من العقدات إلى الجسور ومن الجسور إلى الأعمدة ومن الأعمدة إلى الأساسات بمختلف أنواعها والتي بدورها تنقل الأحمال إلى الأرض , والشكل التالي يوضح مسار نقل الأحمال:



الشكل (1-3): مسار نقل الأحمال من البنية إلى الأرض

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

1-4-3 الأحمال الميتة:

وتشمل الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له، والجدول (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القضارة والمونة الإسمنتية	22
5	الرمل	17

جدول (1-3) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

(Partition load) = kN/m²1

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث القيمة والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة، والمعدات واحتمالات تنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وتحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m ²)
1	المباني السكنية	2
2	الدكاكين والمحلات التجارية	2.4
3	الكراجات (سكني)	2.5
4	الممرات و المادخل و الأدرج و الشرفات	3

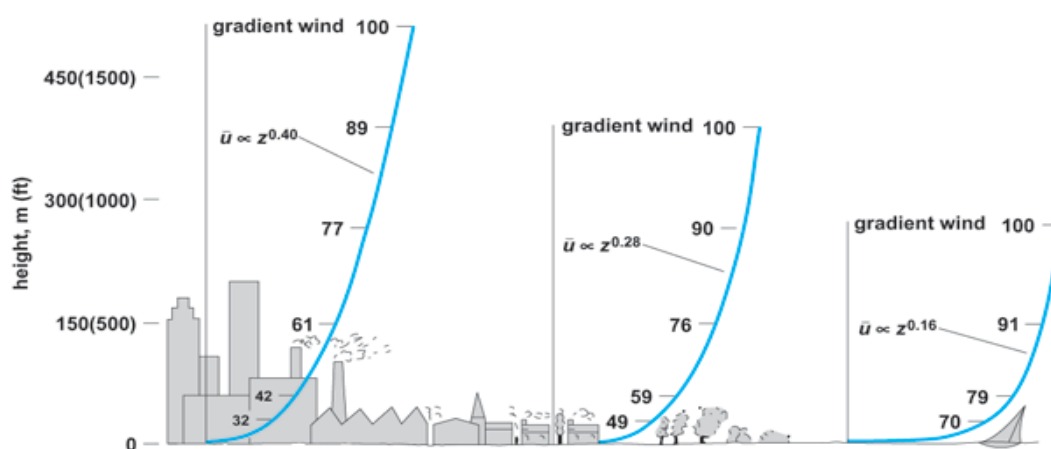
جدول (2-3) : الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقاً للكود الأردني .

3-4-3 الأحمال البيئية :-

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

1-3-4-3 أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى والشكل التالي يوضح تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع :



الشكل (2-3): تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع variation of wind velocity with height

ولتحديد حمل الرياح سوف يتم استخدام (UBC-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

$$p = c_e \cdot c_q \cdot q_s \cdot l_w$$

Where:

p : design wind pressure (psf or kN/m²)

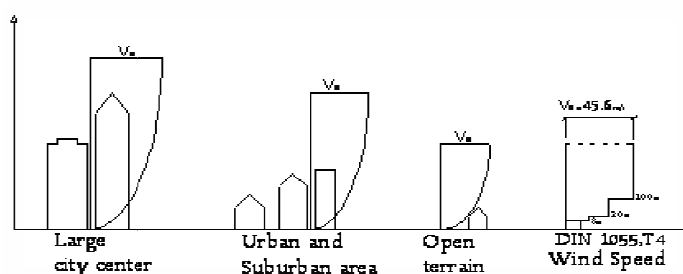
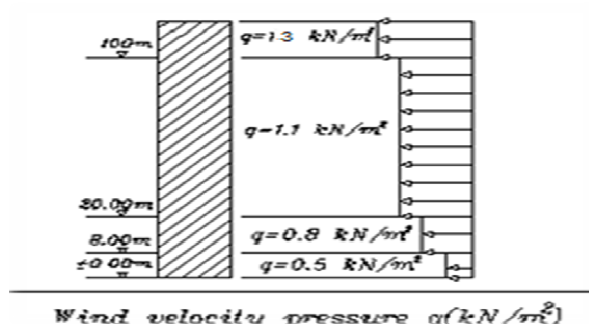
c_e : combined height (ft or m)

c_q : pressure coefficient of structure.

q_s : The pressure manifesting on the surface of a building due to a mass of air with density , moving at a velocity is given by Bernoulli's equation $q_s = \frac{1}{2} \rho v^2 \dots \dots \left(\frac{kN}{m^2}\right)$

l_w : Importance

ويبين الشكل (3-3) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.



الشكل (3-3) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

2-3-4-3 أحمال الثلوج :

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

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر وفقاً للكود الأردني .

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

جدول (3-3) : أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3-4-3-3 أحمال الزلازل :

تنشأ الزلازل بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض المختلفة في الظروف الجيولوجية وينتج عن هذه الحركة اهتزازات أفقية ورأسية، تسبب قوى قصو عزوم واجهادات تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند تصميم العناصر الإنشائية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوثها .

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بحيث لا تقل عن 3 جدران و تماشياً مع الظروف المعمارية الموجودة ومطابقة مركز كتلة المبنى مع مركز الصلابة قدر الإمكان أثناء عملية التصميم.

3-4-3-4 أحمال التمدد و الإنكماش:

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

3-5 الاختبارات العملية

قبل البدء بالدراسة الإنشائية للمبنى , لا بد من عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع وتشمل استكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية و إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها , ومن هذه الفحوصات:

- Unconfined Compression test
- Triaxial test .
- Unconfined Shear test.

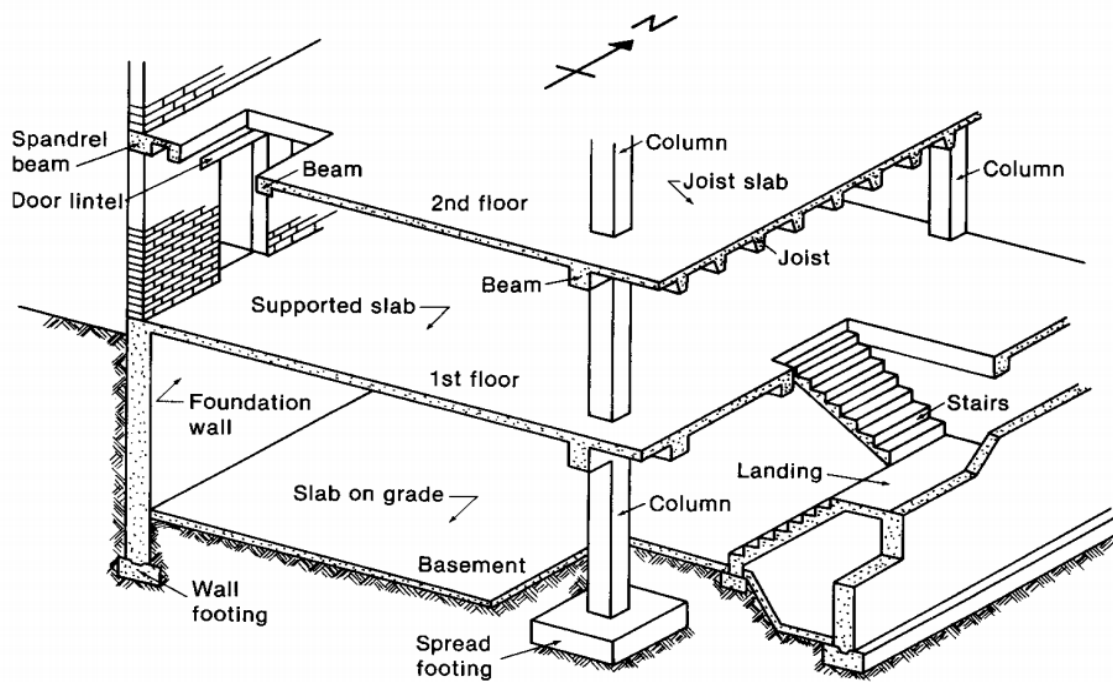
لإستخراج نتائج وقيم قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة وذلك لإختيار أنواع الأساسات وطريقة تنفيذها التي تحقق المطلوب في عملية نقل الأحمال.

6-3 العناصر الإنشائية

تتكون المباني من مجموعة عناصر إنشائية التي تعمل معاً بشكل متكامل لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتجعل منه مبنى قائماً يؤدي وظيفته التي صمم من أجلها وتشمل:-

- (1) الأساسات Foundation .
- (2) الأعمدة Columns .
- (3) الجسور Beams .
- (4) العتبات Slabs .
- (5) جدران القص Shear walls .
- (6) الأدراج Stairs .
- (7) جدران استنادية Retaining Walls .
- (8) جدران حاملة Bearing Walls .
- (9) فواصل إنشائية Joint System .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :



الشكل (3-4): توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

1-6-3العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات, دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) المستخدمة في مكرر بيت الدرج وتقسم إلى :-

• العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

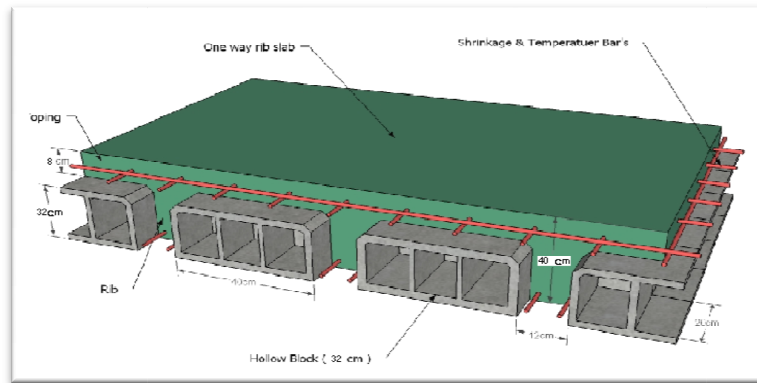
• عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

• عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 الى 6 متر , أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً, و في التصميم الإنشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

1-1-6-3عقداتالعصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

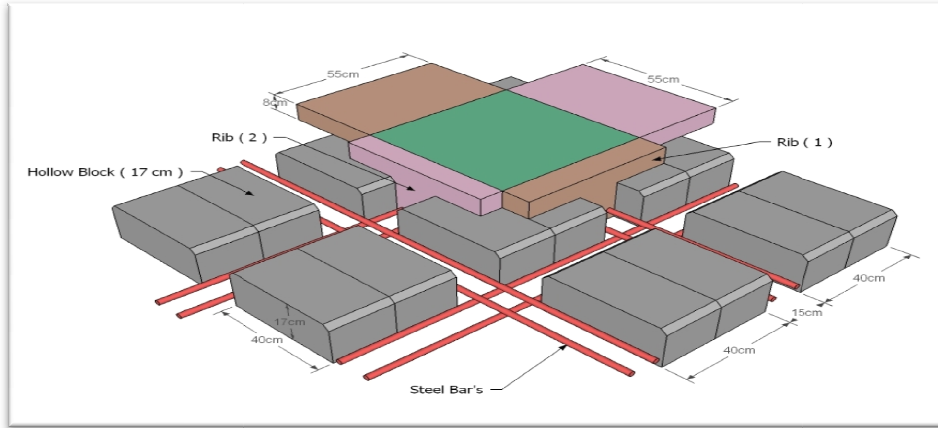
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (6-3).



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

2-1-6-3عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) :

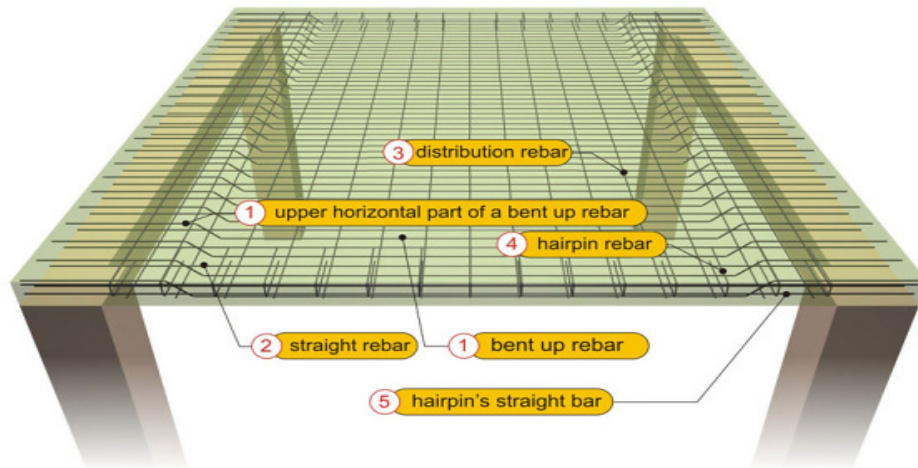
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث تقاطع الأعصاب في الإتجاهين و كون التسليح باتجاهين, ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (7-3).



الشكل(3-6) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

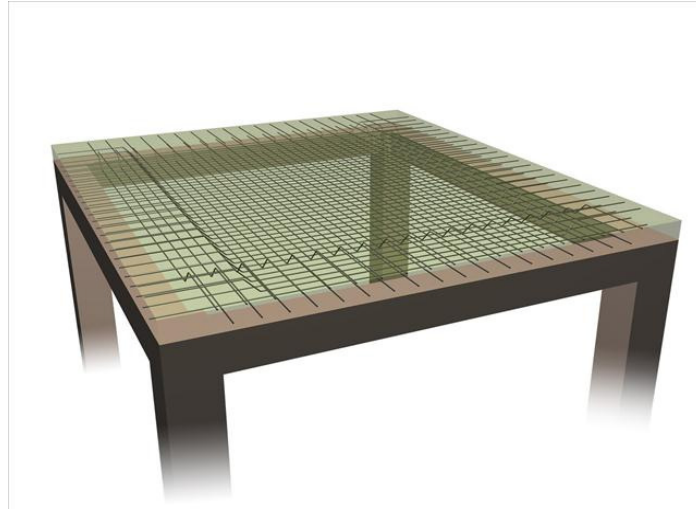
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات الكراجات والأدراج ويلعب شكل توزيع الجسور في العقدات المصمتة و النسبة بين ابعادها الدور الأساسي في تحديد ما إذا كانت العقدة المصمتة في اتحاه واحد أو اتجاهين ، و الشكل (8-3) يوضح One way solid slab.



الشكل (7-3) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد One way solid slab.

4-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

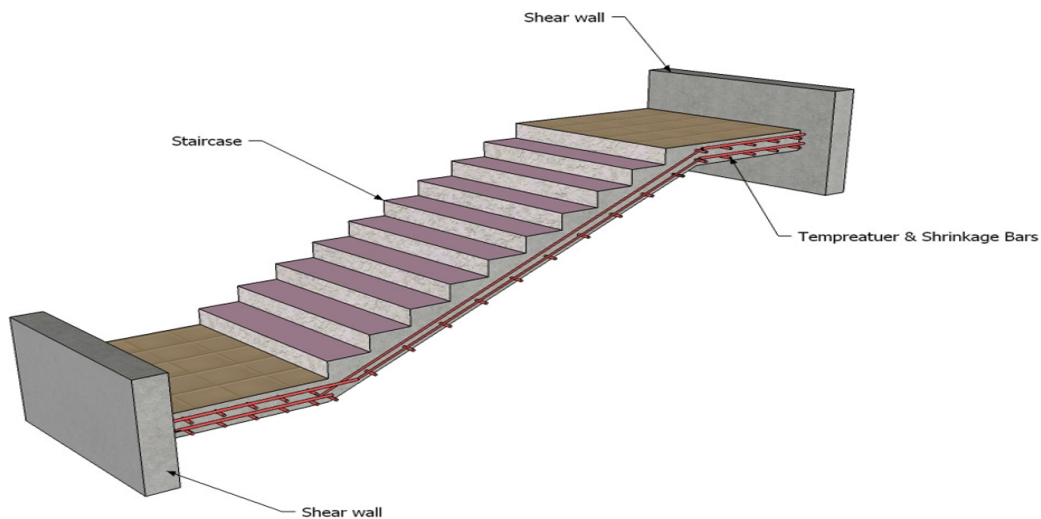
تستخدم في حال النسبة ما بين الاتجاه الطويل إلى الاتجاه القصير للعقدة أقل من 2 ويتم هنا نقل الحمل الواقع عليها في الاتجاهين وتستخدم في الفضاءات الكبيرة نسبياً ويكون التسليح الرئيسي فيها flexural reinforcement بالاتجاهين كما هو موضح في الشكل (9-3).



الشكل (8-3) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدرج :-

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (7-3).

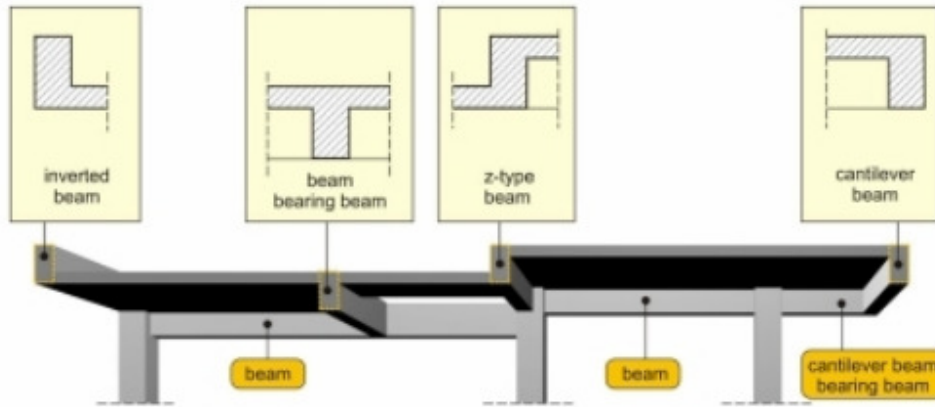


الشكل (9-3): الدرج.

3-6-3 الجسور :-

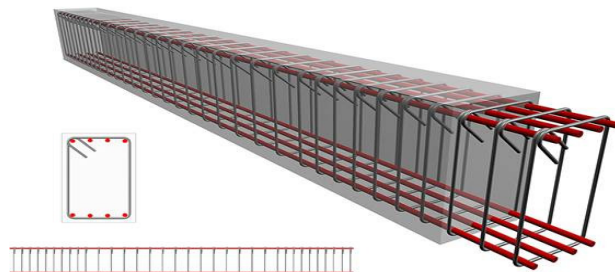
وهي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من مختلف الأنواع من العقدات إلى الأعمدة, حيث تقسم إلى:-

- 1- جسور مسحورة (Hidden Beam): وهي الجسور التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
- 2- جسور بارزة (Dropped Bea): وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة, ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-section. و الشكل (11-3) يوضح عدة أنواع منها مع مقاطعها المختلفة في العقدات.



الشكل (10-3) المقاطع المختلفة للجسور في العقدات .

يتم تسليح الجسور وفقاً لمتطلبات flexural reinforcement لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص كما هو موضح بالشكل (12-3).

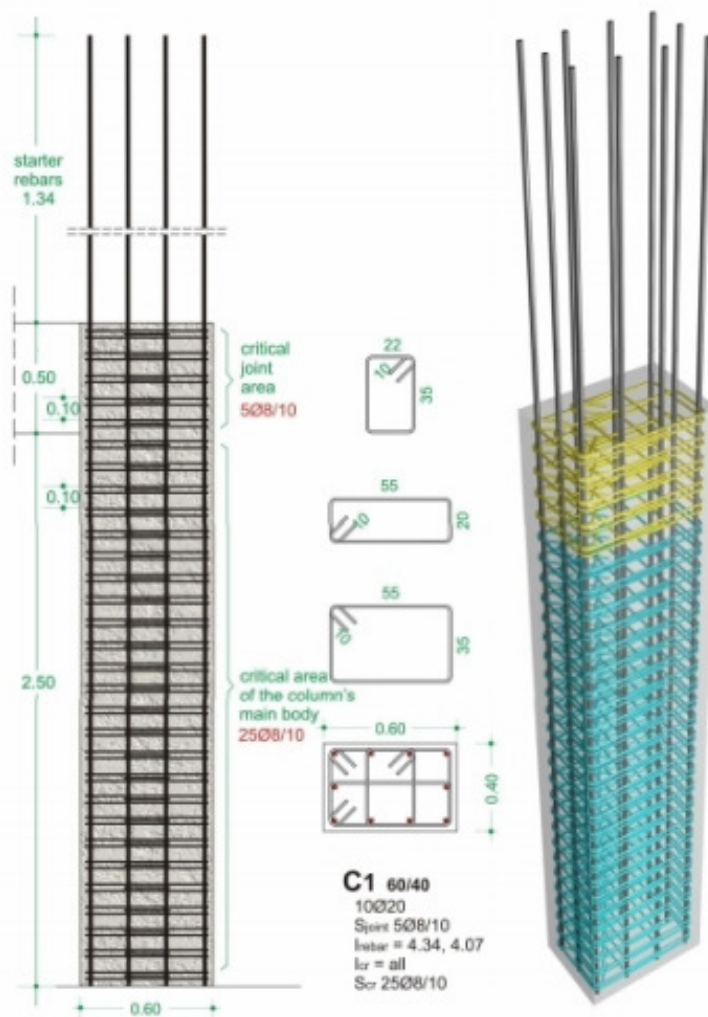


الشكل (11-3) التسليح في الجسور.

3-6-4 الأعمدة:-

هي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من الجسور إلى الأساسات لذلك لا بد من تصميمها بشكل دقيق لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة من ناحية إنشائية نوعين الأعمدة القصيرة (short column) و الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل، لمقاطع 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 والشكل (3-13) يوضح غالبية الأعمدة المستخدمة في المشروع وهي الأعمدة المستطيلة .



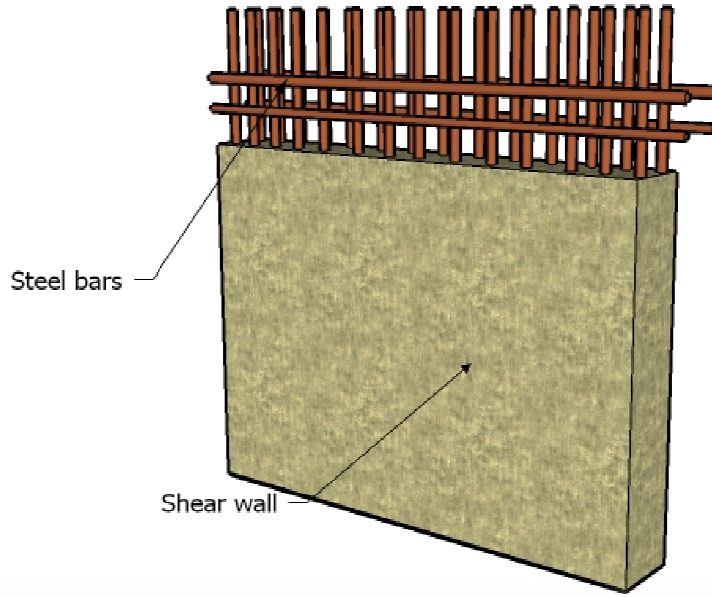
الشكل (3-12) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5 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 .

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

وأن تكون هذه الجدران بالأبعاد التصميمية المطلوبة لمنع أو تقليل تولد العزوم وأثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، والشكل (3-14) يوضح جدار قص وشكل التسليح فيه .



الشكل (3-13) : جدار قص.

3-6-6 الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة أشكال كأن يكون

أساسات لقواعد شريطية (strip footing)، أو أساسات لقواعد منفصلة (isolated footing)، أو أساسات حصيرة (mat foundation).

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية (piles foundation).

وفيما يلي بعض انواع الأساسات :

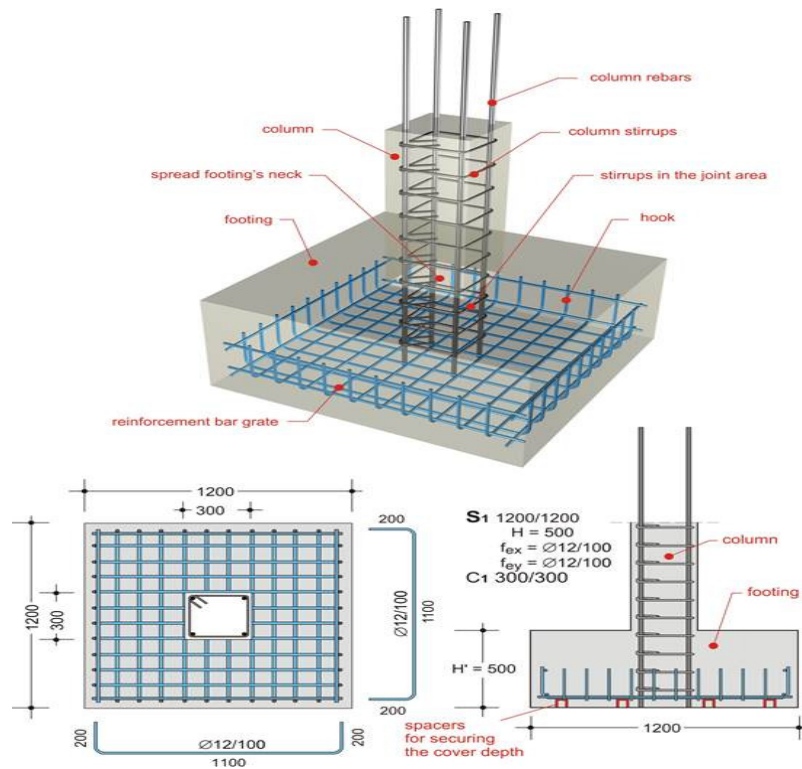
1- أساسات منفردة (Isolated Foundation).

2- أساسات مزدوجة (Combined Foundation).

3- أساسات شريطية (Strip Foundation).

4- أساسات حصيرة (Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها , الشكل (3-15)



يوضح شكل الأساس المنفصل وتفاصيل التسليح فيه. الشكل (3-14): أساسات منفردة (Isolated Foundation).

7-3 فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

- (1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (4) (28m) في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم)

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural .
2. Microsoft Office (2016) For Text Editing .
3. Microsoft Excel2016 .
4. Atir 12 .
5. Etabs 2016 .
6. Safe 2016 .

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-3 Design of Topping.

4-4 Design of One Way Rib Slab.

4-5 Design of Beam.

4-6 Thickness of Two Way Ribbed Slab.

4-7 Design of Two Way Ribbed Slab.

4-8 Design of one Way Solid Slab.

4-9 Design of stair case.

4-10 Design of column.

4-11 Design of basement wall.

4-12 Design of Footing.

4-1 | Introduction

Reinforced concrete (RC) is a versatile composite and one of the most widely used materials in modern construction. Concrete is a relatively brittle material that is strong under compression but less so in tension. Plain, unreinforced concrete is unsuitable for many structures as it is relatively poor at withstanding stresses induced by vibrations, wind loading and so on.

To increase its overall strength, steel rods, wires, mesh or cables can be embedded in concrete before it sets. This reinforcement, often known as rebar, resists tensile forces. By forming a strong bond together, the two materials are able to resist a variety of applied forces, effectively acting as a single structural element.

Reinforced concrete can be precast or cast-in-place (in situ) concrete, and is used in a wide range of applications such as; slab, wall, beam, column, foundation, and frame construction.

4-1-1 Concrete and its Classifications:

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures, **Structural concrete can be classified into:**

- Lightweight concrete with a unit weight from about 1350 to 1850 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from aggregates of expanded shale, clay, slate, and slag.

- Normal-weight concrete with a unit weight from about 1800 to 2400 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from the most commonly used aggregates— sand, gravel, crushed stone.
- Heavyweight concrete with a unit weight from about 3200 to 5600 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from such materials such as barite, limonite, magnetite, ilmenite, hematite, iron, and steel punching or shot. It is used for shielding against radiations in nuclear reactor containers and other structures.

4-1-2 Compressive strength of concrete:

The strength of concrete is controlled by the proportioning of cement, coarse and fine aggregates, water, and various admixtures. The most important variable is (w/c) ratio.

Concrete strength (f_c') – uniaxial compressive strength measured by a compression test of a standard test cylinder (150 mm diameter by 300 mm high) on the 28th day–ASTM C31, C39. In many countries, the standard test unit is the cube (200 x 200 x 200 mm).

The concrete strength depends on the size and shape of the test specimen and the manner of testing. For this reason the cylinder (\varnothing 150mm by 300 mm high) strength is 80% of the 150 mm cube strength and 83% of the 150 mm cube strength, **figure (4-1)** demonstrate relation between cylinder and cube concrete test.

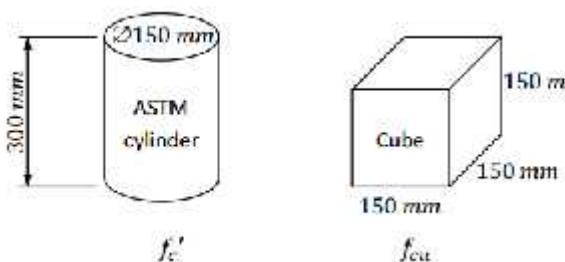
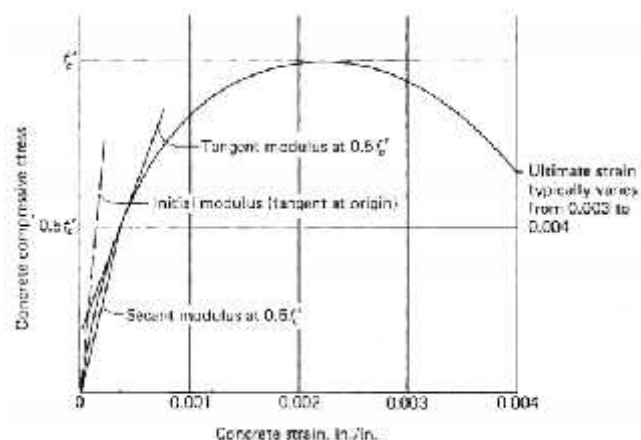


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

The modulus of elasticity of concrete varies,



unlike that of steel, with strength. A typical stress-strain curve for concrete in compression is shown. The initial modulus (tangent at origin), the tangent modulus (at $0.5 f_c'$), and the secant modulus are noted. Usually the secant modulus at from 25 to 50% of the compressive strength f_c' is considered to be the modulus of elasticity. For normal weight concrete, shall be permitted to be taken as $E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (Map)}$, figure (4-2) demonstrate stress-strain curve of concrete.

Figure (4-2) stress-strain curve of concrete.

4-1-4 Strength Design method (Ultimate strength method):

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

The strength design method may be expressed by the following:

$$\text{Strength provided} \geq [\text{strength required to carry factored loads}]$$

Where the "strength provided" (such as moment strength) is computed in accordance with the provisions of a building code, and the "strength required" is that obtained by performing a structural analysis using factored loads.

4-1-5 Load Factors U and strength reduction Factor ϕ :

According to (ACI 318-11 9.2.1) the factor U for overload is given:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.0W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Where:

D : deadload .

L : liveload.

L_r : roofliveload.

S : snowload.

R : rainload.

W : Windload.

E : Earthquake load.

The factor ϕ (under strength factor) according to ACI demonstrated in figure (4-3).

Strength Condition	ϕ Factors
1. Flexure (with or without axial force)	
Tension-controlled sections	0.90
Compression-controlled sections	
Spirally reinforced	0.75
Others	0.65
2. Shear and torsion	0.75
3. Bearing on concrete	0.65
4. Post-tensioned anchorage zones	0.85
5. Struts, ties, nodal zones, and bearing areas in strut-and-tie models	0.75

Figure (4-3) values of under strength factors related to strength condition.

4-1-6 General considerations:

- 1- ACI 318-11 Building code will be used in this project.
- 2- UBC-97 code will be used for lateral loads.
- 3- Ultimate strength design method will be used during the analysis and design of this project.
- 4- The compressive strength of concrete for all structural elements is **B300** which equals to $f_c' = 24 \text{ Mpa}$.
- 5- Yield strength of reinforcing rebar's $f_y = 420 \text{ Mpa}$.

4-2 | Check of Minimum Thickness of Structural Member:

It will be determined according to (ACI 318-11) to achieve deflection requirements, Figure (4-4) provided minimum thickness from code.

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

Member	Minimum thickness, <i>h</i>			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections				
Solid one-way slabs	<i>l</i> /20	<i>l</i> /24	<i>l</i> /28	<i>l</i> /10
Beams or ribbed one-way slabs	<i>l</i> /16	<i>l</i> /18.5	<i>l</i> /21	<i>l</i> /8

Notes:
 Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
 a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c , in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.
 b) For f_c other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_c/700)$.

By locating ribs on slab drawing plan and manual calculations, table (4-1) summarize determination of thickness for ribs that makes maximum values:

Supporting type	min. thickness equation	Rib	No. of span	min. thickness
Simply supported	$\frac{L}{16}$	R_{14}	1	$\frac{4.8}{16} = 30 \text{ cm}$
One end continues	$\frac{L}{18.5}$	R_3	6	$\frac{5.25}{18.5} = 28.38 \text{ cm}$
Both end continuous	$\frac{L}{21}$	R_{13}	3	$\frac{3.89}{21} = 18.52 \text{ cm}$
Cantilever	$\frac{L}{8}$	R_{23}	2	$\frac{1.8}{8} = 22.5 \text{ cm}$

Table (4-1) determination of thickness for ribs from maximum values of cases.

The thickness of two way ribbed slab provided from (ACI 318-11) to achieve requirements of deflection, depends on the Flexural stiffness of slab, by manual calculation comes about

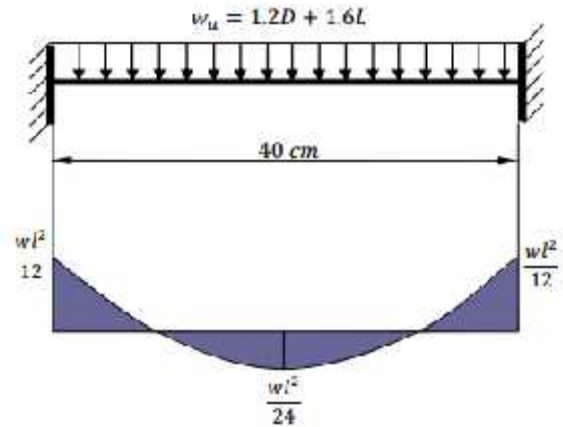
$h_{min} = 23.4 \text{ cm}.$

So, select **Slab thickness** $h = 32 \text{ cm } 24 \text{ cm Hollow Block} + 8 \text{ cm Topping} .$

4-3 | Design of Topping:

4-3-1 Load calculations:

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meter width** and span of hollow block length with both end fixed in the ribs, **Table (4-2)** shows Load calculations on topping.



Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 = 0.69$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 = 0.66$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 = 1.19$
Topping	0.08	25	$0.08 \times 25 = 2$
Interior Partitions			$2 \times 1 = 2$
Dead loads			6.54 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-2) Dead Load calculations on topping.

Live load calculations = $3 \times 1 = 3$ ($\frac{kN}{m}$)

4-3-2 Factored Load:

Total Factored Load:

$$w_u = 1.2 \times 6.54 + 1.6 \times 3 = 11.45 \left(\frac{kN}{m}\right)$$

Figure (4-5) Topping statically system.

$$M_u = \frac{w_u L^2}{12} = \frac{11.45 \times 0.4^2}{12} = 0.152 \text{ kN.m. for (1m) of strip width}$$

Strength condition for plain concrete:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{ACI 22.5.1}) \dots \text{where } \phi = 0.55$$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c S_m} \quad \text{Where } S_m \text{ for rectangular section of the slab : } S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6}$$

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

$$0.55 \times 2.19 = 1.2 \text{ kN.m} \gg M_u = 0.152 \text{ kN.m}$$

NO Reinforcement is required by analysis, According to (ACI 10.5.4), provide A_{smin} for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{shrinkage} = 0.0018 \text{ According to (ACI 7.12.2.1)}$$

$$A_s = \rho b t = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 \text{ for 1m strip}$$

Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ **control**
2. 450mm.
3. $S = 380 \frac{280}{t_s} - 2.5C_c = 380 \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$

Take $\phi 8 @$

4-4 | Design of One Way Rib Slab

4-4-1 Determination of geometry:

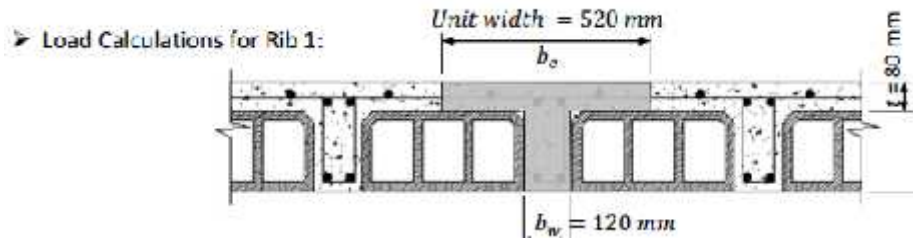
Requirements for Ribbed Slab (T-Beam Consideration According to ACI- 318-11).

$$b_w \geq 10 \text{ cm} \dots \text{select } b_w = 12 \text{ cm}$$

$$h \leq 3.5b_w = 3.5 \times 12 = 42 \text{ cm} \dots \text{select } h = 32 \text{ cm}$$

$$t_f \geq \frac{L_n}{12} \geq 50 \text{ mm} \dots \text{select } t_f = 8 \text{ cm}$$

Figure (4-6) shows typical section of rib with overall slab thickness $h = 32 \text{ cm}$.



4-4-2 Load calculations for Rib:

$$f_c' = 24 \text{ Mpa} , f_y = 420 \text{ Mpa} , L_l = 2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.359$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.52 = 0.619$
Topping	0.08	25	$0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04$
RC Rib	0.24	25	$0.24 \times 25 \times 0.12 = 0.72$
Hollow Block	0.24	10	$0.24 \times 10 \times 0.40 = 0.96$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Interior Partitions			$1 \times 0.52 = 0.52$
Dead loads /rib			4.91 ($\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)

Table (4-)DeadLoad calculations of rib.

$$\text{Live load calculations} = 2 \times 0.52 = 1.04 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) / \text{rib}$$

Figure (4-7) shows the location of rib in slab drawing plan.

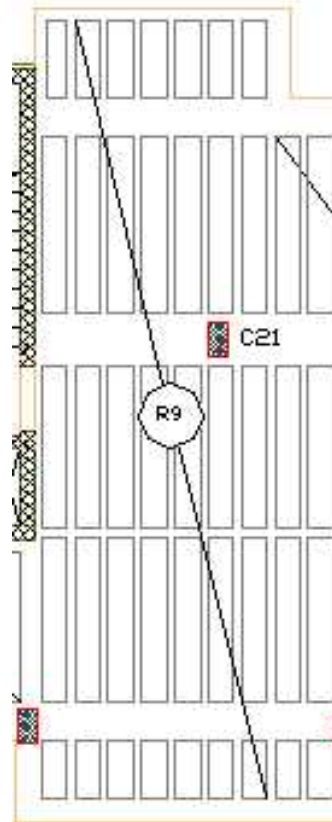


Figure (4-7) location of Rib (R9) in slab drawing plan.

Check for chosen effective flange width (b_e) According to (ACI 318-11)

b_e is the smallest of :

- (1) $b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{254}{4} = 635 \text{ mm} \dots$ where (L) is the smallest clear span of the rib.
- (2) $b_e \leq b_w + 16h_f = 120 + 16(80) = 1400 \text{ mm}.$
- (3) $b_e \leq \text{center to center between adjacent beams} = 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots \text{OK}$

4-4-3 Structural analysis of Rib (R9):

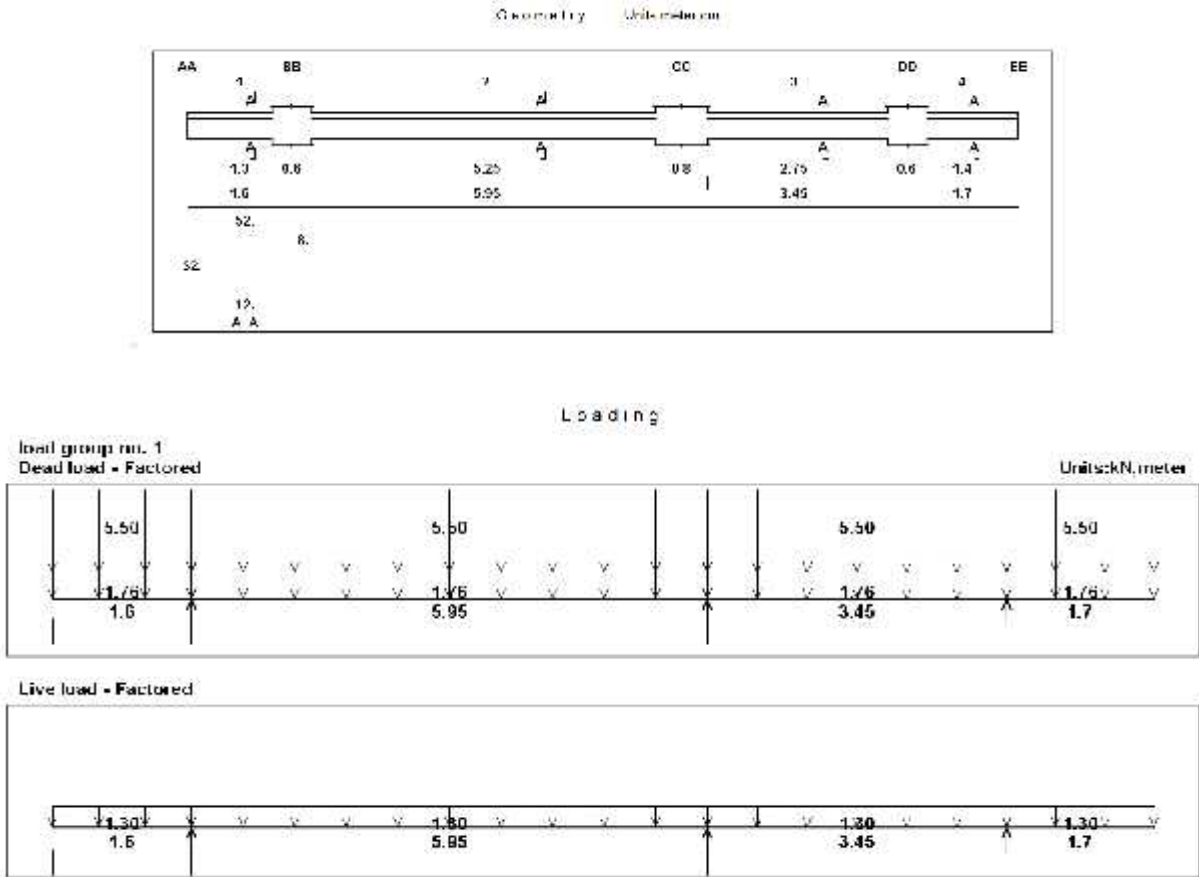


Figure (4-8) shows rib geometry and loads.

The envelope shear and moment diagrams (for all load combinations). Using the structural analysis and design program (Atir 12) we obtain the Envelope Moment diagram for Rib29.

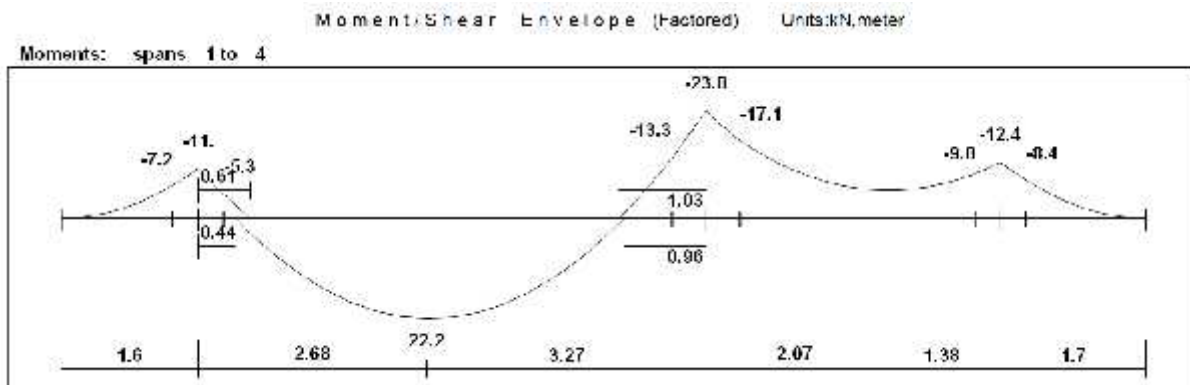


Figure (4-9) Moment envelop diagram.

4-4-4 Design Rib for Flexure (R9):

Design of (Rib) for positive moments

Assume bar diameter $\emptyset 12$ for main positive reinforcement.

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

The maximum positive moment in all spans of Rib $M_u = +22.2 \text{ kN.m}$

Check if $a > h_f$:

$$M_{nf} = 0.85 f_c' b h_f d - \frac{h_f}{2} = 0.85 \cdot 24 \cdot 520 \cdot 80 \cdot 284 - \frac{80}{2} = 207.06 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = 207.06 \text{ kN.m} \gg \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{22.2}{0.9} = 24.67 \text{ kN.m} \dots a < h_f$$

The section will be designed as rectangular section with $b = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d} = \frac{22.2 \times 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 284^2} = 588 \text{ MPa}, \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.588 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.0014$$

$$A_s = \rho b d = 0.0014 \cdot 520 \cdot 284 = 206.75 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 120 \cdot 284 = 99.37 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 284 = 113.6 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_s = 206.75 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 113.6 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Use $\emptyset 12$ with $A_s = 2.262 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 2.06 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{226.2 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 520} = 8.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{8.95}{0.85} = 10.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{284 - 10.5}{10.5} = 0.078 > 0.005 \quad -OK$$

Design of (Rib) for negative moments:

The maximum positive moment in all spans $M_u = -23.8 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 12$ for main positive reinforcement.

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{23.8 \times 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 284^2} = 63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.63 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.0015$$

$$A_s = \rho b d = 0.0015 \cdot 520 \cdot 284 = 221.5 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,req} = 221.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 113.6 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Use $\emptyset 12$ with $A_s = 2.262 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 2.215 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{226.2 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 520} = 8.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{8.95}{0.85} = 10.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{284 - 10.5}{10.5} = 0.078 > 0.005 \quad - \text{OK}$$

4-4-5 Design Rib for Shear:

4-4-5-1 Design procedure for shear:

Design of cross section subjected to shear and Flexure:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Where:

V_u : factored shear force at the section .

V_n : the nominal shear strength ;

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : the nominal shear strength provided by concrete.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \overline{f_c'} b_w d \quad , \lambda = 1.0 \text{ for normal weight concrete.}$$

V_s : the nominal shear strength provided by shear reinforcement stirrups .

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

➤ Shear conditions and cases (Items):

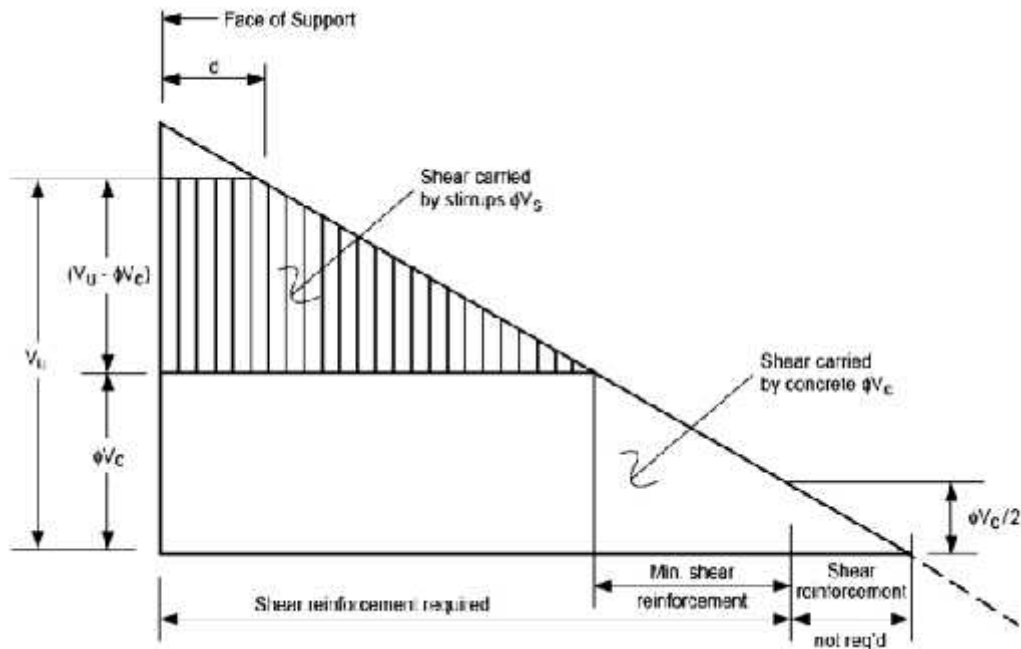


Figure (4-10) Shear diagonal.

Check for dimensions:

According to (ACI), V_s shall not be taken greater than $V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d$, So :

If $V_s > V_{s,max}$ the section must be enlarged (Dimensions are not enough) where:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Case I:

$$V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \quad - \text{NO shear reinforcement is required.}$$

Case II:

$$\frac{1}{2} \phi V_c < V_u \leq \phi V_c \quad - \text{Minimum shear reinforcement is required } (A_{v,min})$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \cdot \overline{f_c'} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}}, \text{ Or in the form:}$$

$$\frac{A_{v,min}}{S} \text{ the maximum of } \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \\ \geq \frac{1}{16} \cdot \overline{f_c'} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}$$

Here:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Where:

S : step of stirrups spacing between stirrups .
 f_{yt} : yield stress of stirrups .

Case III:

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

$$\frac{A_{v,min}}{S} = \frac{V_{s,min}}{f_{yt} d} \rightarrow V_{s,min} = \frac{A_{v,min}}{S} f_{yt} d$$

Then, $V_{s,min}$ is the maximum of:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \cdot \overline{f_c'} b_w \cdot d \quad , \quad V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d$$

Minimum shear reinforcement is provided ($A_{v,min}$) with:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Case IV:

$$\emptyset V_c + V_{s,min} < V_u \leq \emptyset V_c + V_s' \quad - \text{ stirrups are required}$$

$$\text{Where: } V_{s,min} < V_s \leq V_s', V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c, V_s' = \frac{1}{3} \overline{f_c'} b_w d$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right) = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

Here:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Case V:

$$\phi(V_c + V_{s'}) < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,max}) \quad - \text{stirrups are required}$$

$$\text{Where: } V_{s'} < V_s \leq V_{s,min}, V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c, V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \text{ And } \left(\frac{A_v}{S}\right) = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

Here:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 300 \text{ mm}$$

The shear envelopes of Rib that we consider to design it (R29) is:

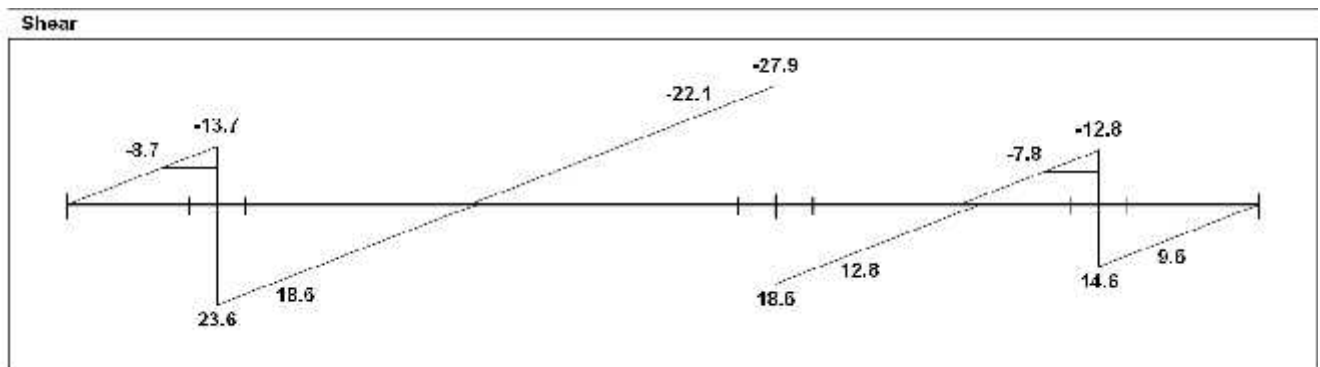


Figure (4-11) Shear envelop diagram.

The maximum shear force at the distanced d from the face of support $V_u = 22.1 \text{ kN}$.

According to (ACI) Shear strength, V_c provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs.

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6} \overline{f_c'} b_w d = 1.1 \times \frac{1}{6} \overline{24} \cdot 120 \cdot 284 = 30.6 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 30.6 = 22.95 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{22.95}{2} = 11.47 \text{ kN} < V_u = 22.1 \text{ kN} < \phi V_c = 22.95 \text{ kN} \quad - \text{Case II}$$

So, Minimum shear reinforcement is required.

$$\begin{aligned} \frac{A_{v,min}}{S} \text{ the maximum of } &\geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{420} = 95.23 \times 10^{-3} \quad - \text{controlled} \\ &\geq \frac{1}{16} \cdot \overline{f_c'} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{16} \times \overline{24} \times \frac{120}{420} = 87.48 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Try $\phi 8$ stirrup 2 legs with $A_{v,\phi 8} = 100.53 \text{ mm}^2$

$$\frac{100.55}{S} = 95.23 \times 10^{-3} \rightarrow S = 1055.86 \text{ mm}$$

But:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142 \text{ mm} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use $\phi 8 @ 12.5 \text{ cm} < S_{max} = 14.2 \text{ cm}$

4-5 | Design of Beam (B17)

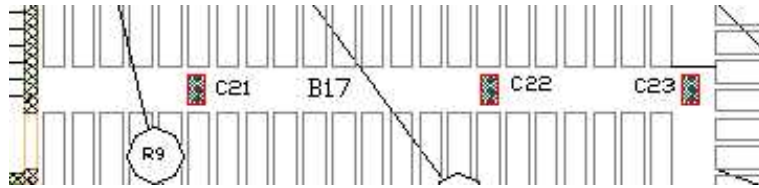


Figure (4-12) location of Beam (B17) in slab drawing plan.

4-5-1 Beam (B17) geometry:

Figure (4-13) shows the geometry of beam that considered to design and it's statically system with section of $(70 \times 32 \text{ cm})$ Hidden beam:

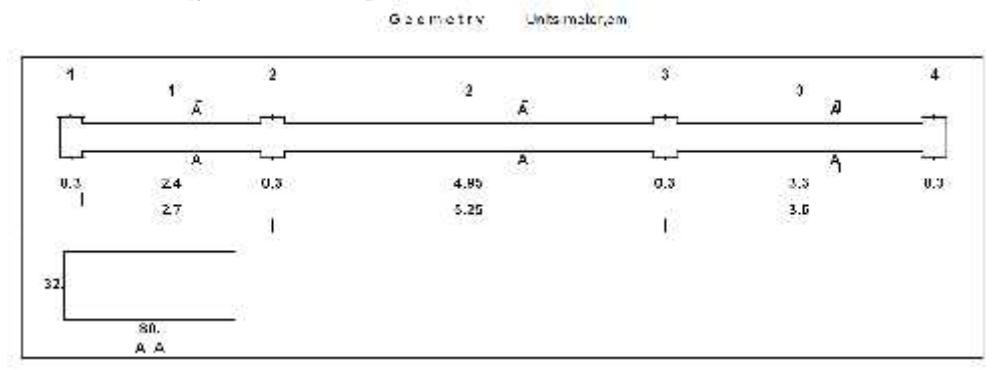


Figure (4-13) Beam (B.G.83) geometry.

4-5-1 Load calculations for Beam:

There are 3 sources of load that acts on beam.

1. The own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width as a uniform (dead load).
2. The load that comes from rib (R29) as a uniform (dead and live loads).
3. The load that comes from two way ribbed slab as a uniform (dead and live loads).

The following is the description for each one:

4-5-1-1 | the own weight of beam:

Table (4-4) shows the own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width:

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.7 = 0.483$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.7 = 0.483$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.7 = 0.833$
RC Beam	0.32	25	$0.32 \times 25 \times 0.7 = 5.6$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.7 = 0.462$
Interior Partitions			$2 \times 1 = 2$
\rangle service D_L			9.84 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-4) Dead Load calculations of beam..

4-5-1-2 | the load that comes from rib (R9):

Its equals the reactions of (R9) divided on reputational unit (0.52 m), Figure (4-14) shows the reactions of rib (R9) on beam (B17):

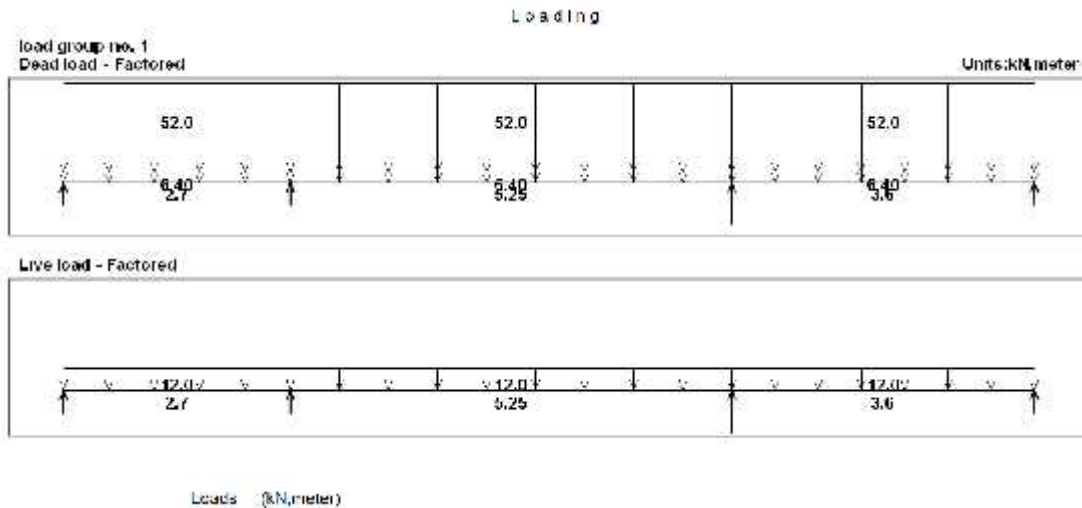
Reactions Factored			
DeadR	31.51	38.42	22.27
LiveR	5.76	8.1	5.04
Max R	37.27	46.52	27.32
Min R	33.84	39.76	23.25

Figure (4-14) Reactions of rib (R9).

So that:

$$Factored D_L = \frac{38.42}{0.52} = 73.88 \left(\frac{kN}{m} \right) \quad , \quad Factored L_L = \frac{8.1}{0.52} = 15.57 \left(\frac{kN}{m} \right)$$

So, the load input to analysis seems like in **Figure (4-15)**:



4-5-2 Design for Flexure of Beam:

The envelope moment diagrams (for all load combinations). Using the structural analysis and design program (Atir 12), in **Figure (4-16)**:

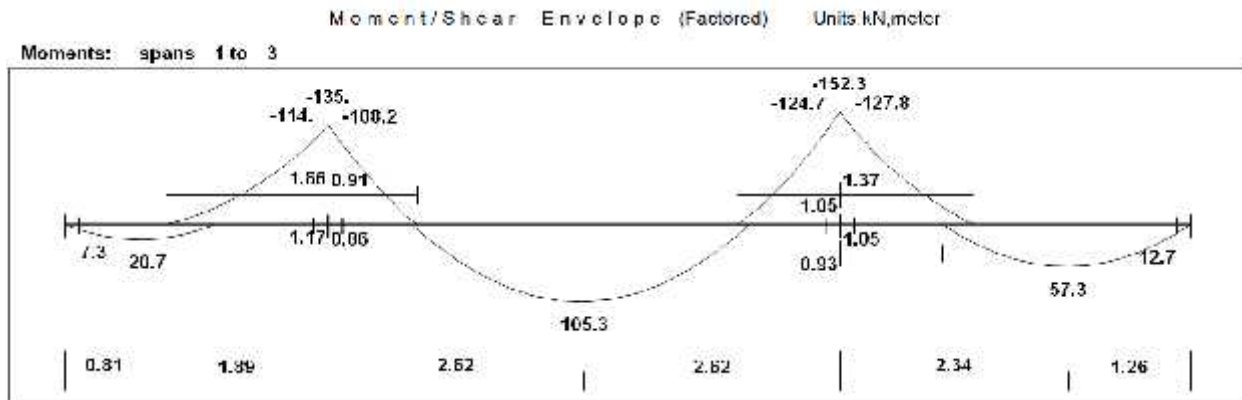


Figure (4-16) Envelope moment diagram for Beam (B17).

Design of positive moments:

Assume bar diameter $\phi 16$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 262 \text{ mm}$$

The maximum positive moment in all spans of (B.G.83) $M_u = +105.3 \text{ kN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{105.3 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 262^2} = 2.13 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.13 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.005367$$

$$A_s = \rho b d = 0.0054 \cdot 800 \cdot 262 = 1125.12 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 262 = 611.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 262 = 698.6 \text{ mm}^2 \text{ - control}$$

$$A_{s,req} = 1125.12 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 698.6 \text{ mm}^2 \text{ - OK}$$

Use **5018** with $A_s = 12.723 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 11.25 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1272.3 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 32.74 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{32.74}{0.85} = 38.52 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{261-38.52}{38.52} = 0.017 > 0.005 \quad -OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 5 \times 18}{4} = 152.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad -OK$$

Design of positive moment $M_u = +57.3 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter $\emptyset 18$

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 261 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{57.3 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 261^2} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.17 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.00287$$

$$A_s = \rho b d = 0.00287 \cdot 800 \cdot 261 = 599.36 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.87 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 696 \text{ mm}^2 \quad -control$$

$$A_{s,req} = 599.36 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 696 \text{ mm}^2 \quad \dots Take A_{s,req} = A_{s,min} = 696 \text{ mm}^2$$

Use **3018** with $A_s = 7.634 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 6.96 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{763.4 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 19.64 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{19.64}{0.85} = 23.11 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{261 - 23.11}{23.11} = 0.03 > 0.005 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 3 \times 18}{2} = 323 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

Design of Negative moment $M_u = -127 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 18$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 261 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{127 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 261^2} = 2.59 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.59 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.00661$$

$$A_s = \rho b d = 0.00661 \cdot 800 \cdot 261 = 1381.68 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.87 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 696 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 1381.68 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 696 \text{ mm}^2 - OK$$

Use **7Ø16** with $A_s = 14.074 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 13.81 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1407.4 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 36.22 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{36.22}{0.85} = 42.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{262 - 42.6}{42.6} = 0.015 > 0.005 - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 7 \times 16}{6} = 98 \text{ mm} > 25 \text{ mm} - OK$$

4-4-5 Design Beam for Shear:

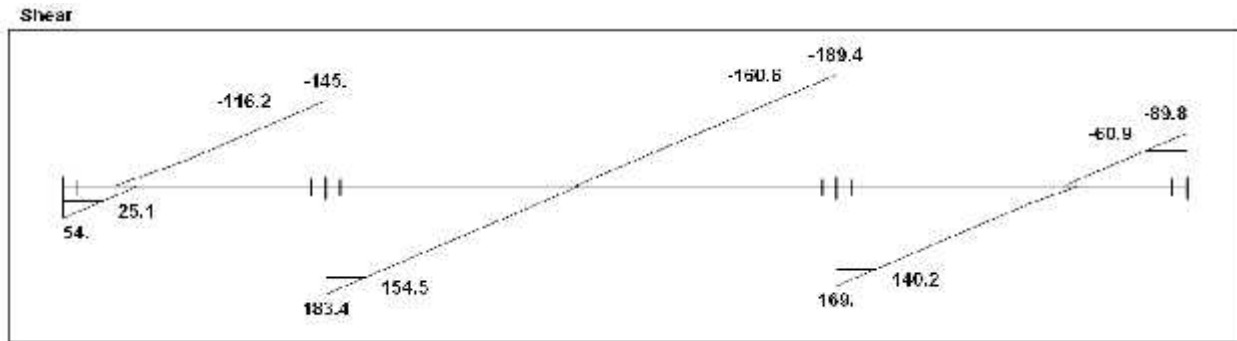


Figure (4-17) Shear envelop diagram of Beam.

The maximum shear force at the distance d from the face of support $V_u = 160.6 \text{ kN}$

For $V_u = 160.6 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \overline{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \cdot 24 \cdot 800 \cdot 261 = 170.48 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 170.48 = 127.87 \text{ kN}$$

Check cases:

Check Case III:

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

$V_{s,min}$ is the maximum of:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \cdot 24 \cdot 800 \cdot 261 = 63.93 \text{ kN}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} \cdot 800 \cdot 261 = 69.6 \text{ kN} \quad - \text{controlled}$$

$$V_u = 160.6 \text{ kN} > \phi(V_c + V_{s,min}) = 0.75(170.48 + 69.6) = 180.06 \text{ kN}$$

Case III satisfied.

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

So

Use $\phi 8$ 2legs with $Av_{s,min} = 100.5 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \frac{420 \times 100.5 \times 16}{24 \times 800} = 172 \text{ mm}$$

But:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{261}{2} = 130.5 \text{ mm} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use $\phi 8 @ 12.5 \text{ cm} < S_{max} = 13.05 \text{ cm}$

4-6 Check for thickness:

Maximum thickness for ribbed slab $h = 32 \text{ cm}$

Check for the minimum thickness of the slab:

-All interior beams have a rectangular section of 80 cm width and depth 32 cm

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{80 * 32^3}{12} = 218453.33 \text{ cm}^4$$

-All exterior beams have a rectangular section of 60 cm width and depth 32 cm

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 32^3}{12} = 163840 \text{ cm}^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{8 * 52 * 24 + \frac{8}{2} + 24 * 12 * (\frac{24}{2})}{8 * 52 + 24 * 12} = 21.45 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{10.55^3}{3} - 40 * \frac{2.55^3}{3} + 12 * \frac{21.45^3}{3} = 59609.22 \text{ m}^4$$

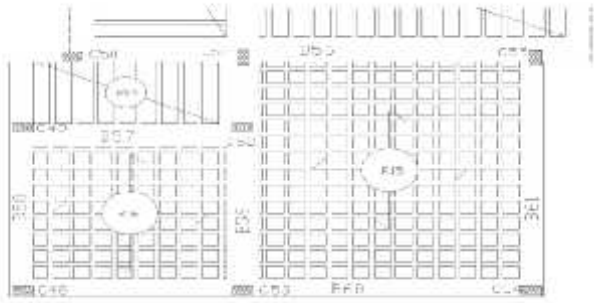


fig.(4.18): location of Two way Ribbed slab.

Slab section for exterior beam:

Long direction $l = 7.45 \text{ m} = 745 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} * \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{59609.22 * \frac{745}{2} + 60}{52} = 495763.27 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{218453.33}{495763.27} = .44$$

Slab section for interior beam:

short direction $l = 7.1 \text{ m} = 710 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} * \left(\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{59609.22 * \frac{710}{2} + \frac{225}{2} + 80}{52} = 627616.3 \text{ cm}^4$$

$$f_2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{163840}{627616.3} = .33$$

Long direction $l = 7.45 \text{ m} = 745 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} * \left(\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{59609.22 * \frac{745}{2} + \frac{333}{2} + 80}{52} = 709578.98 \text{ cm}^4$$

$$f_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{218453.33}{709578.98} = .307$$

$$I_s = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{59609.22 * \frac{710}{2} + \frac{225}{2} + 80}{52} = 627616.3 \text{ cm}^4$$

$$f_4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{163840}{627616.3} = .261$$

$$m = \frac{.44 + .33 + .307 + .261}{4} = .3345 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta} = \frac{7450 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{7450}{710} * .3345 - 0.2} = 190.33 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

$$h = 32 \text{ cm} > 19 \text{ cm} - OK$$

$$h_{slab} = 32 \text{ cm}, \quad 8 \text{ cm Topping}, \quad 24 \text{ cm Concrete Block}$$

4.7 Design for Two way Ribbed Slab

4-7-1 Load calculation:

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.52^2 = 0.178$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52^2 = 0.178$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.52^2 = 0.322$
RC Topping	0.32	25	$0.08 \times 25 \times 0.52^2 = 0.541$
RC Rib	0.08	25	$0.24 \times 0.12 \times 25 \times (0.52 + 0.4) = 0.662$
Concrete Block	0.24	10	$0.24 \times 10 \times 0.4^2 = 0.384$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52^2 = 0.178$
Interior Partitions			$1.5 \times 0.52^2 = 0.4$
service D_L			2.98 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-5) Dead Load calculations of two way Ribbed Slab.

$$D_L = \frac{2.98}{0.52 \times 0.52} = 11.02 \left(\frac{kN}{m^2} \right) \quad , \quad L_L = 3 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$W_d = 1.2 * 11.02 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$W_l = 1.6 * 3 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$W = 13.22 + 4.8 = 18.02$$

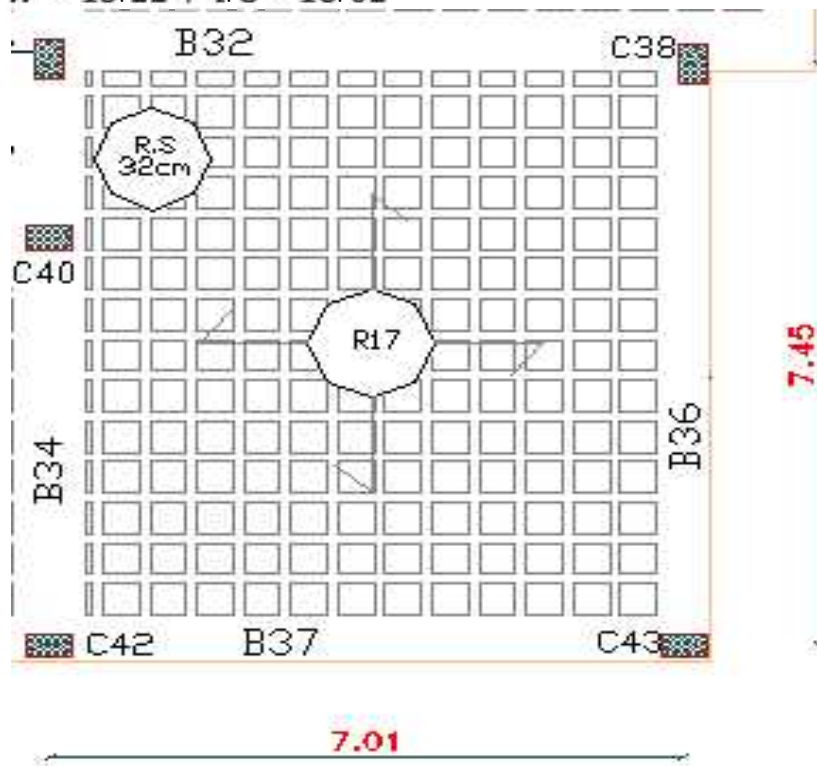


fig.(4.19): Two way Ribbed slab.

4-7-2 Moment calculation:

$$\frac{l_a}{l_b} = 6.31 \setminus 6.95 = 0.9$$

Positive Moment :

From dead load :

$$M_a = C_a W d l a^2$$

$$M_b = C_b W d l b^2$$

$$C_a = .033$$

$$M_a = .033 * 13.22 * 6.31^2 = 17.37 \text{ KN.m}$$

$$C_b = .022$$

$$M_b = 0.022 * 13.22 * 6.95^2 = 14.05 \text{ KN.m}$$

From live load :

$$M_a = C_a W l l a^2$$

$$M_b = C_b W l l b^2$$

$$C_a = .039$$

$$M_a = .039 * 4.8 * 6.31^2 = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$C_b = .026$$

$$M_b = 0.026 * 4.8 * 6.95^2 = 6.03 \text{ KN.m}$$

Total positive moment :

$$M_{total} = (M_a \text{ from dead} + M_a \text{ from live}) * .52$$

$$M_{total} = 17.37 + 7.45 = 12.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{total} = (M_b \text{ from dead} + M_b \text{ from live}) * .52$$

$$M_{total} = 14.05 + 6.03 = 10.44 \text{ KN.m}$$

Negative Moment :

$$M_a = (C_a W l a^2) * .52$$

$$M_b = (C_b W l b^2) * .52$$

$$C_a = .06$$

$$M_a = (.06 * 18.02 * 6.31^2) * .52 = 22.36 \text{ KN.m}$$

$$C_b = .04$$

$$M_b = (0.04 * 18.02 * 6.95^2) * .52 = 18.1 \text{ KN.m}$$

Design of slab reinforcement:

$$d = 32 - 2 - 1 - 1.4/2 = 29.3 \text{ cm}$$

For negative moment :

$$M_u = 22.36 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} =$$

$$m = 420 / 0.85 \cdot 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.41 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.006124$$

$$A_s = 0.006124 \cdot 120 \cdot 283 = 207.97 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 120 \cdot 283 = 99 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = 207.97 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 113.2 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Take $2 \text{ } \emptyset 14$.

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{307.72 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 120} = 52.795 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{52.795}{0.85} = 62.11 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{283 - 62.11}{62.11} = 0.01 > 0.005 \quad - OK$$

For positive moment : $M_u = 12.9 \text{ KN.m}$

Take 2 \emptyset 10.

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 > 113.2 \text{ mm}^2$$

Check for flang:

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

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{6.2}{0.85} = 7.29 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - a/2) = 157 * 420 * (285 - 6.2/2) * 10^{-6} = 18.58 \text{ KN.m}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{285 - 7.29}{7.29} = 0.11 > 0.005 \quad - OK$$

$$\emptyset = 9$$

$$\emptyset M_n = 9 * 18.58 = 16.72 \text{ KN.m}$$

Calculatins of load on beam:

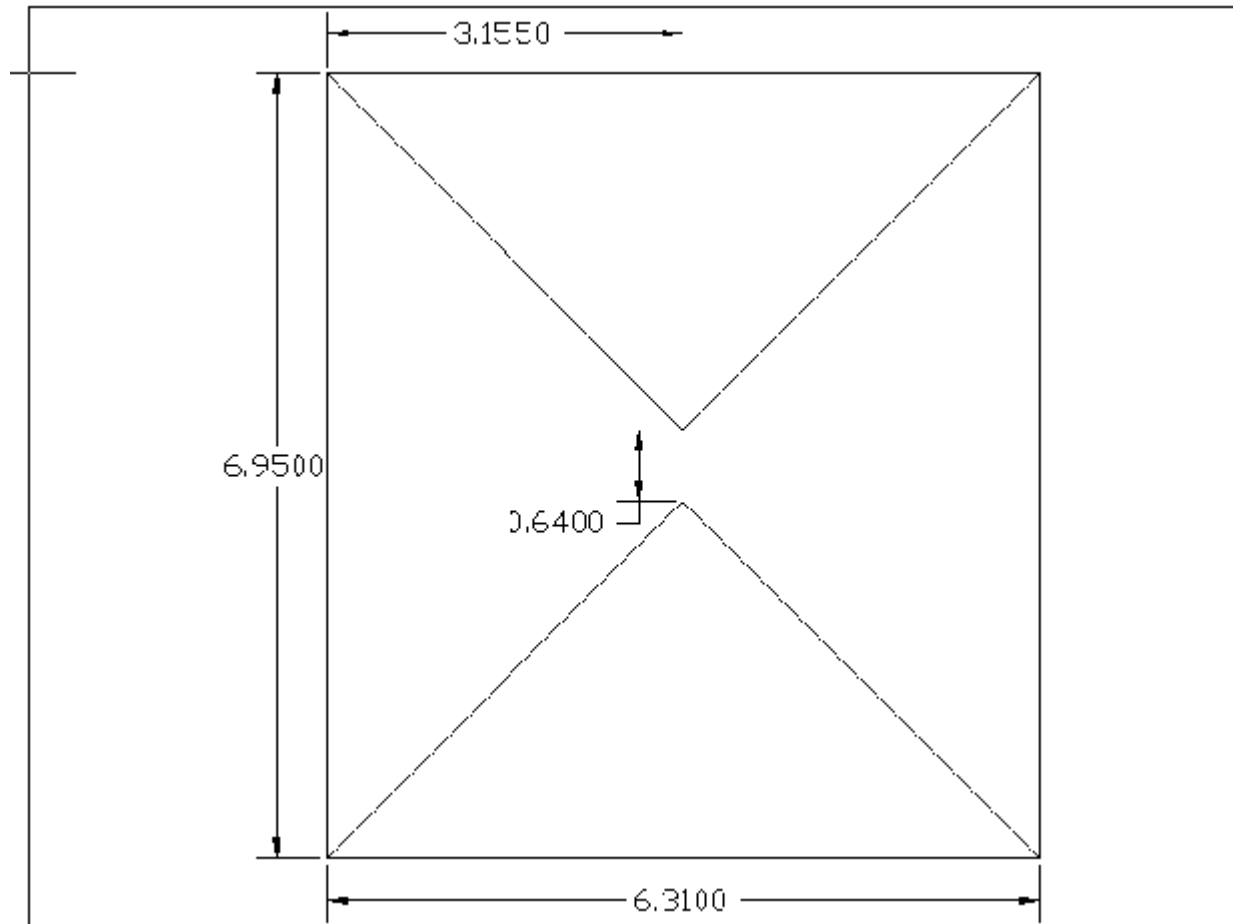


fig.(4.20): Two way load transport on beams.

The total load on the panel = $(6.31 * 6.95 * 18.02) = 790.26 \text{ KN}$

D.L service from the slab = $2 * 3.155 * 11.09 = 69.97 \text{ KN/m}$

D.L service from wight of beam = $6 * .52 * 25 = 7.8 \text{ KN/m}$

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.6 = 0.396$
Mortar	0.02	22	$0.03 \times 22 \times 0.6 = 0.264$
Sand	0.07	16	$0.07 \times 16 \times 0.6 = 0.672$
Plaster	0.02	22	$0.02 \times 22 \times (.6+.4) = 0.44$
Interior Partitions			$2 \times .6 = 1.2$
\rangle service D_L			2.972 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-6) Dead Load calculations of beam.



fig.(4.21): Two way load on beams.

4.8 – Design of one way solid slab :

$$h_{min} = \frac{l}{20} = 2.7/20 = .135 \text{ m} \quad , \text{selected } h = 150 \text{ mm.}$$

Assume bar ϕ 10 for main reinforcement .

$$d = 150 - 20 - \frac{10}{2} = 125 \text{ mm}$$

Load calculation :

$$D.L = 25 * 15 * 1 = 3.75 \frac{KN}{m}$$

$$W = 1.4 D.L = 1.4 * 3.75 = 5.25 \frac{KN}{m}$$

$$\phi Mu = W * \frac{L^2}{8} = 5.25 * \frac{2.7^2}{8} = 4.784 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 5.31 KN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} =$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .34 * 20.58}{420}} \right] = 0.00082$$

$$A_s = .00082 * 1000 * 125 = 102 mm^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = .0018 * b * h = .0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2$$

$A_{s,min} > A_s$, So take $A_{s,min}$.

$$n = \frac{270}{79} = 4 \phi 10$$

$\phi 10 @ 250 mm$.

S_{max} :

$$1 - 3h = 3 * 150 = 450 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm.}$$

$$3 - S = 380 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm.}$$

$$4 - S = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} = 300 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{control.}$$

$$250 < 300 \dots\dots\dots \text{ok.}$$

Temperature and shrinkage reinforcement :

$$A_s = 0.018 * b * h = 0.018 * 1000 * 150 = 270 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{270}{79} = 4 \text{ } \emptyset 10$$

$$\emptyset 10 @ 250 \text{ mm.}$$

S_{max} :

$$1 - 5h = 3 * 150 = 750 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{control.}$$

$$250 < 450 \dots\dots\dots \text{ok.}$$

4-9 Design of stair case:

$$h_{min} = \frac{l}{20} = \frac{4.25}{20} = 21.2 \text{ cm.}$$

$$\text{Selected } h = 250 \text{ mm.}$$

Calculation of load :

$$\emptyset = \tan^{-1} \frac{\text{rise}}{\text{run}} = \tan^{-1} \frac{17}{3} = 29.54.$$

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	27	$0.03 \times 27 \times \frac{.17+.35}{.3} = 1.404$
Mortar	0.02	22	$0.02 \times 22 \times \frac{.17+.35}{.3} = 0.689$
Stair steps	.25	25	$\frac{25}{.3} \times \frac{.17+.3}{2} = 2.125$
RC flight	0.25	25	$\frac{25 \times .25}{\cos 29.54} = 6.98$
Plaster	0.03	22	$\frac{25 \times .03}{\cos 29.54} = .758$
service D_L			11.956 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-7) Dead Load calculations of stair flight.

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.7 = 0.483$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.7 = 0.483$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.7 = 0.833$
RC Beam	0.32	25	$0.32 \times 25 \times 0.7 = 5.6$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.7 = 0.462$
Interior Partitions			$2 \times 1 = 2$
service D_L			9.84 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-7) Dead Load calculations of stair landing.

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

$$W = 1.2D + 1.6L$$

$$\text{For flight } W = 1.2 * 11.956 + 1.6 * 5 = 22.34 \frac{KN}{m}$$

$$\text{For landing } W = 1.2 * 8.01 + 1.6 * 5 = 17.612 \frac{KN}{m}$$

Design of flight :

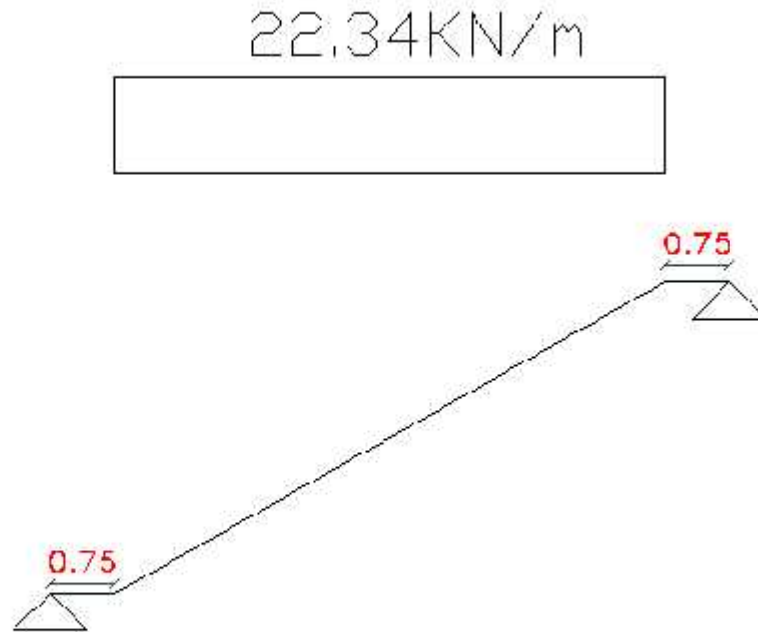


fig.(4.22): stair case load.

$$\text{Reaction force} = \frac{22.334 * 2.7}{2} = 30.16 \text{ KN.}$$

Check on shear strength:

Assume bar $\varnothing 14$.

$$d = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm.}$$

$$V_u = 30.16 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \bar{f}_c * bw * d = \frac{1}{6} * 24 * 1000 * 223 = 182.1 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 136.5$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 68.3$$

Calculation

$$M_u = 30.16$$

$$M_n = \frac{43.69}{9}$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{4}{1}$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .976 * 20.58}{420}} \right] = .00238$$

$$A_s = .00238 * 1000 * 223 = 531.24 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = .0018 * b * h = .0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} < A_s \dots \dots \dots \text{ok.}$$

$$n = \frac{531.24}{154} = 4 \text{ } \phi 14$$

$$\phi 14 @ 250 \text{ mm.}$$

S_{max} :

$$1 - 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm.}$$

$$3 - S = 380 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm.}$$

$$4 - S = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} = 300 \text{ mm} \dots \dots \text{control.}$$

$$250 < 300 \dots \dots \text{ok.}$$

Temperature and shrinkage reinforcement :

$$A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{450}{154} = 3 \text{ } \emptyset 10$$

$\emptyset 10 @ 300 \text{ mm.}$

$S_{max} :$

$$1 - 5h = 3 * 250 = 1250 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm} \dots \dots \text{control.}$$

$$250 < 450 \dots \dots \text{ok.}$$

Design of landing :

$$Wr = \frac{r}{1.5} = 20.1 \frac{KN}{m}$$

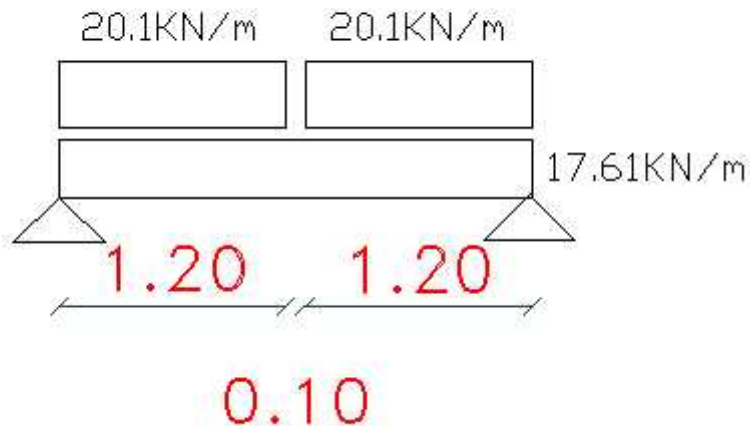


fig.(4.23): landing load

The reaction at each end:

$$R = \frac{17.61 * 2.5}{2} + 20.1 * 1.2 = 46.13 \text{ KN.}$$

Check on shear strength:

Assume bar \emptyset 14.

$$d = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm.}$$

$$Vu = 30.16 \text{ KN}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \bar{f}_c * bw * d = \frac{1}{6} * 24 * 1000 * 223 = 182.1 \text{ KN}$$

$$\emptyset Vc = 136.5$$

$$\frac{1}{2} \emptyset Vc = 68.3$$

$$46.1 < \frac{1}{2} \emptyset Vc = 68.3 \text{ KN} \dots \text{OK.}$$

Calculation

$$M_u = 46.13$$

$$M_n = \frac{44.6}{.9} =$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{4}{1}$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .99 * 20.58}{420}} \right] = .0024$$

$$A_s = .0024 * 1000 * 223 = 535.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = .0018 * b * h = .0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} < A_s \dots \dots \dots \text{ok.}$$

$$n = \frac{535.2}{154} = 4 \text{ } \emptyset 14$$

$$\emptyset 14 @ 250 \text{ mm.}$$

S_{max} :

$$1 - 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm.}$$

$$3 - S = 380 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm.}$$

$$4 - S = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} = 300 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{control.}$$

$$250 < 300 \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Temperature and shrinkage reinforcement :

$$A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{450}{154} = 3 \text{ } \phi 10$$

$\phi 10 @ 300 \text{ mm.}$

$S_{max} :$

$$1 - 5h = 3 * 250 = 1250 \text{ mm.}$$

$$2 - 450 \text{ mm} \dots \dots \text{control.}$$

$$250 < 450 \dots \dots \text{ok.}$$

4-10 Design of column:

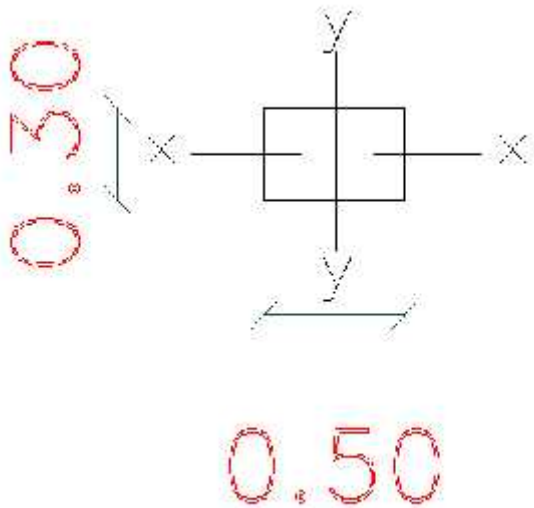


fig.(4.24): cross section of column

Check on slenderness:

$$\frac{klu}{r} = 1 * \frac{3}{.3 * .3} = 33.33 > 22 - \text{long column for bending about } x - \text{axis}$$

$$\frac{klu}{r} = 1 * \frac{3}{.3 * .5} = 20 < 22 - \text{short column for bending about } y - \text{axis}$$

Calculation of minimum eccentricity e_{min} , and M_{min} :

$$e_{min} = .15 + .3 * 300 = 24 \text{ mm}$$

$$P_u = 1.2 * P_d + 1.6 * P_l = 1.2 * 1746.28 + 1.6 * 272.32 = 2531.25 \text{ KN}$$

$$M_{min} = 2531.25 * .024 = 60.75 \text{ KN.m}$$

El calculation:

$$E_c = 4700 * \bar{f}_c = 4700 * 24 = 23025.2 \text{ MPa}$$

$$I_g = b * \frac{h^3}{12} = 500 * \frac{300^3}{12} = 1.125 * 10^9$$

$$B_{dns} = \frac{1.2D}{1.2D + 1.6L} = \frac{1.2 * 1746.28}{1.2 * 1746.28 + 1.6 * 272.32} = .82$$

$$EI = \frac{.4 * E_c * I_g}{1 + B_{dns}} = \frac{.4 * 23025.2 * 1.125 * 10^9}{1 + .82} = 5668.13 \text{ KN.m}^2$$

Determine the Euler buckling load, P_c :

$$P_c = \frac{3.14^2 * EI}{(K * lu)^2} = \frac{3.14^2 * 5668.13}{(1 * 3)^2} = 6209.5 \text{ KN}$$

$$C_m = .6 + .4 * \frac{M_1}{M_2} = .6 + .4 * 1 = 1$$

$$\epsilon_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{253125}{.75 * 6209.5}} = 2.1 > 1.4$$

Take $\epsilon_{ns} = 1.4$

$$M_c = 1.4 * 60.74 = 85.05 \text{ KN.m}$$

$$e = e_{min} * \epsilon_{ns} = 1.4 * 24 = 33.6 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{33.6}{300} = .112$$

$$\& = d - d''/h = 300 - (2 * 40 + 2 * 10 + 20)/300 = .6$$

$$\phi \frac{P_n}{A_g} = 2531.25 * \frac{10^6}{500 * 300} * .145 = 2.44 \text{ Ksi}$$

$$\rho = .0275$$

$$A_{st} = .0275 * 500 * 300 = 4125 \text{ mm}^2$$

Selected 14 ϕ 20

$$\text{Spacing} = \frac{500 - 6 * 20 - 80 - 10 * 2}{5} = 56 \text{ mm} > 40\text{mm} < 150\text{mm} \dots\dots \text{ok}$$

$$\text{Spacing} = \frac{300 - 3 * 20 - 80 - 10 * 2}{5} = 70 \text{ mm} > 40\text{mm} < 150\text{mm} \dots\dots \text{ok}$$

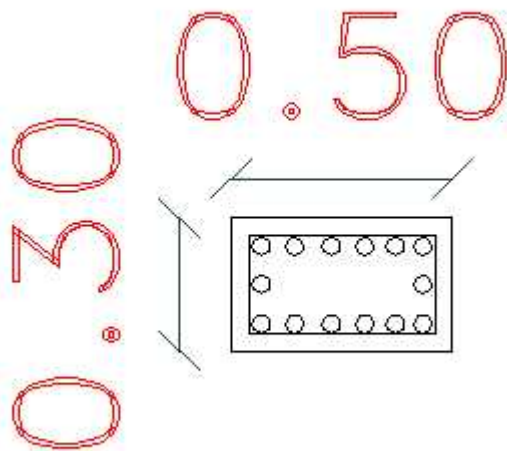


fig.(4.25): column reinforcement.

4-11 Design of basement wall.

Geotic. info

Weight of di

Angle of internal friction = 35

Triangular load on all span L

$$W = \text{total load} = \frac{wL}{2}$$

$$R_A = V_A = \frac{4}{5}W \quad R_B = \frac{W}{5} = V_B$$

$$M_A = -\frac{2}{15}WL$$

$$M_C = +\frac{3}{50}WL$$

$$\Delta_{\max} = \frac{WL^3}{212EI} \quad (\text{at } x = 0.447L)$$

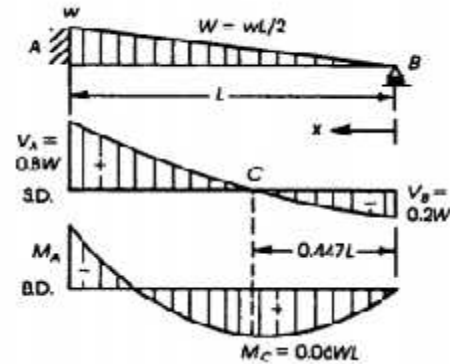


fig.(4.26): Basement wall case.

Load calculation :

$$C_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 35 = .426$$

$$h_s \text{ due to surcharge} = \frac{ws}{w} = \frac{5}{18} = .278 \text{ m.}$$

$$\text{Due to soil pressure at rest, } P_o = C_o * w * h = .426 * 18 * 3.41 = 26.15 \frac{KN}{m^2}$$

$$H_o = \frac{P_o * h}{2} = \frac{26.15 * 3.41}{2} = 44.58 \text{ KN.}$$

$$\text{Due to surcharge, } P_s = C_o * w * h_s = .426 * 18 * .278 = 2.13 \frac{KN}{m^2}$$

$$H_s = P_s * h = 2.13 * 3.41 = 7.26 \text{ KN.}$$

Moment calculation:

Using the moment coefficients:

$$M_u = 1.6 * H_o * \frac{L}{7.5} + 1.6 * H_s * \frac{L}{8}$$

$$M_u = 1.6 * 44.58 * \frac{3.41}{7.5} + 1.6 * 7.26 * \frac{3.41}{8} = 37.38 \text{ KN.m.}$$

$$R_B = 1.6 \left(\frac{H_o}{3} + \frac{H_s}{2} \right) - \frac{M_u}{L} = 1.6 \left(\frac{44.58}{3} + \frac{7.26}{2} \right) - \frac{37.38}{3.41} = 18.62 \text{ KN.}$$

$$R_A = 1.6(H_o + H_s) - R_B = 1.6(44.58 + 7.26) - 18.62 = 64.32 \text{ KN.}$$

Maximum positive bending moment within the span occurs at the section of zero shear:

$$V_u = 14.88 - 1.6 * \frac{1}{2} * \frac{26.15}{3.41} x^2 - 1.6 * 2.13x = 0.0.$$

$$x = 1.305 \text{ m.}$$

For positive moment :

$$V_u = 14.88 * 1.305 - 1.6 * \left(\frac{1}{2} * \frac{26.15}{3.41} * 1.305^2 + 2.13 * \frac{1.305^2}{2} \right) = 16.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Assume wall thickness } h = 300 \text{ mm, } d = 300 - 75 - \frac{20}{2} = 215 \text{ mm}$$

Take $\phi = .9$ for flexure.

$$M_u = 37.38 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} =$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .922 * 20.58}{420}} \right] = 0.00224$$

$$A_s = 0.00224 \cdot 1000 \cdot 215 = 483 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 1000 \cdot 215 = 626.95 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 1000 \cdot 215 = 716.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_s = 483 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 716.67 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

$$\text{Take } A_s = A_{s,min} = 716.67 \text{ mm}^2$$

Take 7 \emptyset 12 or \emptyset 12 @ 125 .

$$M_c = 16.23 \text{ KN.m}$$

$$d = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 219 \text{ mm}$$

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

$$m = 420 / .85 \cdot 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 375 \cdot 20.58}{420}} \right] = 0.0009$$

$$A_s = 0.0009 \cdot 1000 \cdot 219 = 197.69 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 1000 \cdot 219 = 638.61 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 1000 \cdot 219 = 730 \text{ mm}^2 \text{ - control}$$

$$A_s = 197.69 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 730 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

$$\text{Take } A_s = A_{s,min} = 716.67 \text{ mm}^2$$

Take 7 \emptyset 12 or \emptyset 12 @ 125 .

For the horizontal reinforcement we use minimum steel ratio from the code that is
= .002 .

$$A_s = .002 * 1000 * 300 = 600 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Take 4 \emptyset 12 or \emptyset 12 @ 250 at each side .

4-12 Design of Footing.*The load from column :*

$$D.L = 1746.28KN \quad , \quad L.L = 272.32KN \quad , \quad q_0 = \frac{400KN}{m}$$

Assume $h = 50cm$.

$$\text{wight of footing concrete} = 5 * 25 = 12.5 \frac{KN}{m^2}$$

Assume soil depth = 1m.

$$\text{wight of soil} = 1 * 18 = 18 \frac{KN}{m^2}$$

Total surcharge on footing.

$$w = 12.5 + 5 + 18 = 35.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{net} = 400 - 35.5 = 364.5 \frac{KN}{m^2}$$

Requered size of footing:

$$A = \frac{P_n}{q_{net}} = \frac{1746.28+272.3}{364.5} = 5.54m^2$$

$$A = L^2 \Rightarrow L = 2.35m.$$

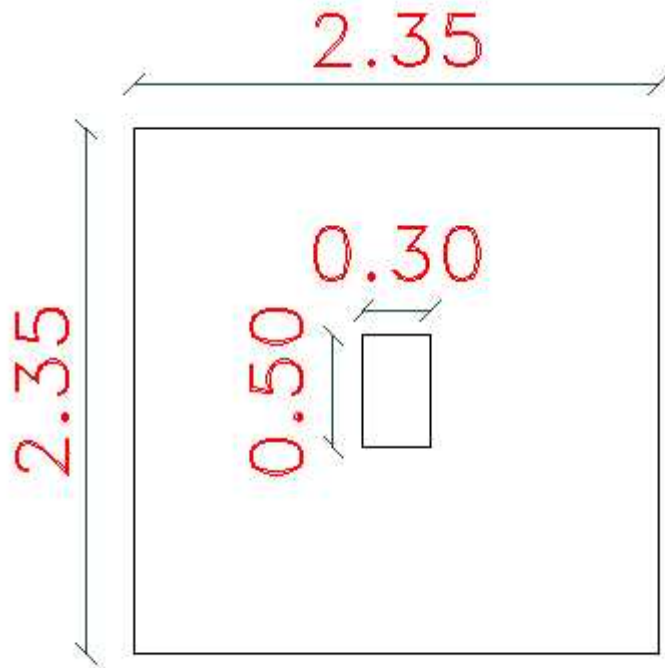


fig.(4.27): Footing.

Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2D.L + 1.6L.L = 2531.248 \text{KN}$$

$$q_u = \frac{2531.248}{2.35^2} = 458.35 \text{KN/m}^2$$

One way shear:

V_u at distance d from the face.

$$V_u = q_u * b * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} - d \right) = 458.35 * 2.35 \left(\frac{2.35}{2} - \frac{.3}{2} - d \right).$$

$$\text{Let } V_u = \phi V_c = \frac{1}{6} * 24 * 2350 * .75 * d.$$

$$d = .4387 \text{m}$$

Assume cover = 75mm, bars = $\phi 20$.

$$h = 439 + 75 + 20 = 534\text{mm}$$

Take $h = 550\text{mm}$, then $d = 455\text{mm}$.

For two way shear :

Let $V_u = \phi V_c$.

$$V_u = 458.35 * (2.35^2 - .5 + .455) + .3 + .455 = 2200.75\text{KN}.$$

$$B = \frac{.5}{.3} = 1.67, \quad b_o = 2 * .5 + .455 + 2 * .3 + .455 = 3.42\text{m},$$

$s = 40$ – interior column.

$$V_c = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) * \bar{f}_c * b_o * d \quad \text{where} \quad \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) = .366$$

$$V_c = \frac{1}{12} * \left(2 + \frac{s * d}{b_o}\right) * \bar{f}_c * b_o * d \quad \text{where} \quad \frac{1}{12} * \left(2 + \frac{s * d}{b_o}\right) = .61$$

$$V_c = \frac{1}{3} * \bar{f}_c * b_o * d \quad \text{where} \quad \frac{1}{3} = .33 \dots \text{control}$$

$$V_c = .33 * \bar{f}_c * b_o * d = .33 * 24 * 3420 * 455 * 10^{-3} = 2286.99\text{KN}.$$

$$\phi V_c = 1715.243 < 2200.75 \dots \dots \text{NOT OK}.$$

Try $h = 650\text{mm}$, $d = 650 - 75 - 20 = 555\text{mm}$.

$$V_u = 458.35 * (2.35^2 - .5 + .555) + .3 + .555 = 2117.79\text{KN}.$$

$$b_o = 2 * .5 + .555 + 2 * .3 + .555 = 3.82\text{m}$$

$$V_c = .33 * \bar{f}_c * b_o * d = .33 * 24 * 3420 * 555 * 10^{-3} = 3115.89\text{KN}$$

$$\phi V_c = 2336.92 > 2200.75 \dots \dots \text{OK}.$$

Design for flexure in long direction :

Take steel bar of $\phi 20$.

$$b = 2.35, \quad h = 650\text{mm}, \quad d = 650 - 75 - \frac{20}{2} = 565\text{mm}.$$

$$M_u = 458.35 * 2.35 * \frac{1.025^2}{2} = 565.83 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} =$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .838 * 20.58}{420}} \right] = 0.00203$$

$$A_s = 0.00203 * 2350 * 565 = 2705.82 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 2350 * 650 = 2749.5 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_s$ take $A_{s,min}$

Selected 15 \emptyset 16.

$$s = \frac{2350 - 75 * 2 - 15 * 16}{14} = 140 \text{ mm.}$$

S_{max} :

$$1 - 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm.}$$

2 - 450 mm control.

140 mm < 450 mm ok.

$$b = 235 \text{ mm}, h = 650 \text{ mm}, d = 650 - 75 - 16 - \frac{16}{2} = 551 \text{ mm}.$$

$$M_u = 458.35 * 2.35 * \frac{.925^2}{2} = 460.8 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \dots$$

$$m = 420 / .85 * 24 = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right] = \frac{1}{20.58} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .717 * 20.58}{420}} \right] = 0.00174$$

$$A_s = .00174 * 2350 * 551 = 2250.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = .0018 * 2350 * 650 = 2749.5 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_s \dots \dots \dots$ take $A_{s,min}$

Selected 15 \emptyset 16.

$$s = \frac{2350 - 75 * 2 - 15 * 16}{14} = 140 \text{ mm}.$$

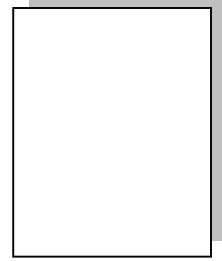
S_{max} :

$$1 - 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}.$$

2 - 450 mm $\dots \dots \dots$ control.

140 mm < 450 mm $\dots \dots \dots$ ok.

الفصل الخامس



النتائج والتوصيات

- ١-٥ مقدمة.
- ٢-٥ النتائج.
- ٣-٥ التوصيات.

١-٥ مقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية أولية التي كانت تحتوي على العديد من الأخطاء مثل توزيع الأعمدة والمساحة الكبيرة لطابق الكراجات و . . و التدقيق لهذه المخططات مرت بسلسلة من التعديلات مثل إعادة التوزيع للأعمدة بشكل مناسب وإضافة وحذ بعضها وتعديل بعض الواجهات و الشرفات للتناسب و الشكل العام و الوظيفة المطلوبة

عداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية . بالنظام الإنشائي للمبنى في . .

وتم تصميم جمع التفاصيل الإنشائية للعناصر في مساق المشروع.

٢-٥ النتائج

- . يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع البرامج التصميمية المحوسبة.
- . من العوامل التي يجب أخذها بعين ، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية
- . من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبني .
- . ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإ
- . . (Ribbed Slab) في العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ
- . . (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل
- . .
- . .
- . هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها هذا المشروع وهي:-
- a. (2007+2014) AUTOCAD :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- b. ATIR 12 :- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- c. Microsoft Office 2013 :- استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج
- عداد الجداول المرافقة للتصميم.
- . الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
- . من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن
- تعرضه في المشروع وبشكل مقنع ومدرس.

٣-٥ التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط اختيار مشاريع ذات طابع .

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهند المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.