

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية طولكرم

فريق العمل

عدلي فطافه

عاطف ملحم

نادر جعافره

خالد قباجه

إشراف:

د.ماهر عمرو

فلسطين - الخليل

2014 م

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية طولكرم

فريق العمل :

عاطف ملحم
عالي فطافه
خالد قباجه
نادر جعفره

إشراف :

د.ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لإيفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

2014م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى بلدية طولكرم

فريق العمل

عدلي فطافه

عاطف ملحم

نادر جعفره

خالد قباجه

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

توقيع رئيس الدائرة

د. غسان الدويك

توقيع مشرف المشروع

د. ماهر عمرو

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز...

إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب, أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا
النهار لنتفوق ونستمر.

إلى الأعماء على قلبيأخوتي.

إلى من علمني أول حرف..... أساتذتي.

إلى زملائي بكل مراحل الدراسة.

إلى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

إلى من قدم شيئاً" من اجل فلسطين.

إلى كل من أحبنا وأحببنا.

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنولوجيا, ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً".

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى بلدية طولكرم

فريق العمل

عاطف ملحم	عدلي فطافطه
خالد قباجه	نادر جعفره

إشراف :

د.ماهر عمرو

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى بلدية بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة .

يتكون المبنى من اربع طوابق ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد المناسيب و الوظائف، إضافة إلى انه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور المدلى والأعمدة والبلاطات الخرسانية وغيرها .

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءً على متطلبات كود الخرسانة (ACI_318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir, Autocad2012, Office2013, Safe, Etabs

وغيرها ومن الجدير بالذكر انه استخدم الكود الأحمال الأردني 2006 لتحديد الأحمال الحية وسيضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى .

والله ولي التوفيق.

Abstract

Structural Design and Details of a municipality

This project idea is the work of structural design and construction all the details necessary for the Municipality of multi-storey consists of 4 floors, including the ground floor.

This project consists of three blocks architectural multi-use It has a lot of events and services that people need and the citizens of the municipality, and has designed this building with the latest architectural styles, in addition to containing the comforts and safety also designed the vicinity of the building so that it contains the ratio required of green space and parking, it is also these blocks contain a number of inclusions to move from one level to another comfortably and facilitates the movement and put elevators to serve all users of the municipality.

This building is a concrete gunman was designed in accordance with the Code American Concrete, in addition to the presence of structural metal "trusses" The project includes full details of the analysis weights vertical and horizontal, and then distributed to the structural elements of horizontal and vertical, and then analyzes construction of each item, and then complete design by code of practice.

Project Team:

Atef Milhem

Adli Fatafta

Khalid Qabaja

Nader jafreh

Supervisor: Dr. maher amro

Table of Contents

الفهرس

<u>رقم الصفحة</u>	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة تقرير المشروع
iii	صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج
iv	صفحة الإهداء
v	صفحة الشكر والتقدير
vi	صفحة الملخص باللغة العربية
vii	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
viii	الفهرس
xi	List of Abbreviations
xiii	فهرس الجداول
xiii	فهرس الأشكال

<u>رقم الصفحة</u>	المقدمة	
1	نظرة عامة عن المشروع	1-1
2	أسباب اختيار المشروع	2-1
2	أهداف المشروع	3-1
3	خطوات المشروع	4-1
4	محتويات المشروع	5-1
7	الوصف المعماري	<u>الفصل الثاني</u>
8	المقدمه	1-2

8	الموقع العام	2-2
9	وصف الطوابق	3-2
13	الواجهات	4-2
17	الحركة	5-2
18	الوصف الإنشائي	<u>الفصل الثالث</u>
19	مقدمة	1-3
19	هدف التصميم الإنشائي	2-3
19	الدراسات النظرية و التحليل و طريقة العمل	3-3
20	الأحمال	4-3
20	1.4.3 الأحمال الميتة	
20	2.4.3 الأحمال الحية	
21	3.4.3 الأحمال البيئية	
22	الاختبارات العملية	5-3
22	العناصر الإنشائية	6-3
23	1.6.3 العقدات	
26	2.6.3 الأدرج	
26	3.6.3 جسور	
27	4.6.3 الأعمدة	
28	5.6.3 الجدران الحاملة(جدران القص)	
28	6.6.3 الأساسات	
29	7.6.3 الجدران الاستنادية	
30	فواصل التمدد (Expansions Joints)	7-3
30	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	8-3

<u>Chapter</u>	"Structural Analysis and Design"	31
<u>Four</u>		
4-1	Introduction	32
4-2	Factored loads	32
4-3	Determination of thickness of one way rib slab	33
4-4	Design of Topping	34
4-5	Load Calculation	35
4-6	Design of Rib (3)	36
4-7	Design of beam (16)	41
4-8	Determination of Two Way Rib Slab	50
4-9	Design two way rib slab	53
4-10	Design of Short Column	56
4-11	Design of Long Column	58
4-12	Design of Isolated Footing	60
4-13	Design of Strip Footing	66
4-14	Design of Stairs	69
4-15	Design of Shear wall	77
4-16	Design of composite beams	81
83	<u>الفصل الخامس</u> النتائج و التوصيات	
85	<u>الفصل السادس</u> الملاحق والمراجع	

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.
- **b_w** = 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.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **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 .

فهرس الجداول

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم شكل الجدول</u>
6	الجدول الزمني للمشروع	2
20	جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمة (احمال ميتة)	1-3
20	الأحمال الحية في المباني المختلفة	2-3
22	أحمال الثلوج	3-3
33	Dead load calculation for Topping	1-4
36	Dead load calculation for Rib (3)	2-4
52	Dead load calculation for Rib two way	3-4
70	Dead Load calculations of Flight	4- 4
70	Dead Load calculations of Landing	5-4

فهرس الأشكال

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الشكل</u>	<u>رقم الشكل</u>
5	مراحل القيام المشروع	1
8	مسقط الموقع العام	3
9	مخطط الطابق الارضي	4
10	مخطط الطابق الاول	5
11	مخطط الطابق الثاني	6
12	مخطط الطابق الثالث	7
13	الواجهة الجنوبية الشرقية	8
14	الواجهة الجنوبية الغربية	9
15	الواجهة الشمالية الشرقية	10
16	الواجهة الشمالية الغربية	11
21	تأثير الرياح على المباني	12
23	العناصر الانشائية المكونة لعظم اليمنى	13
24	عقدات العصب ذات الاتجاهين	14
24	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	15
25	العقدات المصمتة	16
26	الأدراج	18
27	ال جسور	19
27	نوع من انواع الاعمدة	20
28	جدران القص	21
29	أساس منفصل	22

34	Topping Of Slab	01-4
35	One Way Rib Slab	02-4
35	Typical Section In Rib Slab	03-4
36	Rib location in part D	04-4
37	Spans length and section of rib (3)	05-4
37	Moment Diagram for rib (3)	06-4
38	Shear diagram for rib (3)	07-4
41	location of beam (B16)	08-4
42	spans and section of beam (B16)	09-4
42	Moment Diagram of (B16)	10-4
43	Shear Diagram of (B16)	11-4
50	Two way rib slab location	12 -4
57	Short Column Details	13-4
62	Isolating Footing	14-4
63	Structural system of Isolating Footing	15-4
65	Isolating Footing details	16-4
68	Strip Footing Details	17-4
69	Stair (ST.4)	18-4
70	Structural System Of Flight	19-4
73	Structural System Of Landing	20-4
76	stairs detail	21-4
77	Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.	22-4
80	Shear wall detail.	23-4

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة

(2-2) الموقع العام

(2-3) وصف الطوابق

(2-4) الواجهات

(2-5) الحركة

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة:

كانت فكرة تصميم مبنى بلدية طولكرم على هذه الارض نظرا لوقوع هذه المنطقة على شارعين احدهما رئيسي والاخر شارع فرعي ، وذلك نتيجة حاجة مدينة طولكرم الى مثل هذا المشروع لتوفير الخدمات العامة للمواطنين وتسهيلها مثل خدمات المياه والكهرباء وترخيص المباني وخدمات جمهور ، اضافة لوجود قاعة متعددة الاغراض يمكن الاستفادة منها لفعاليات خاصة بالبلدية او اعارتها لفعاليات اخرى من خارج البلدية.

(2-2) الموقع العام:

تمت عملية اقتطاع شارع فرعي مخصص فقط للبلدية لتسهيل وصول المراجعين وموظفين البلدية دون التأثير على حركة السير في الشارع الرئيسي او الفرعي ، ووجود موقف خاص بالمراجعين بالقرب من احد المداخل الرئيسية لمبنى البلدية .

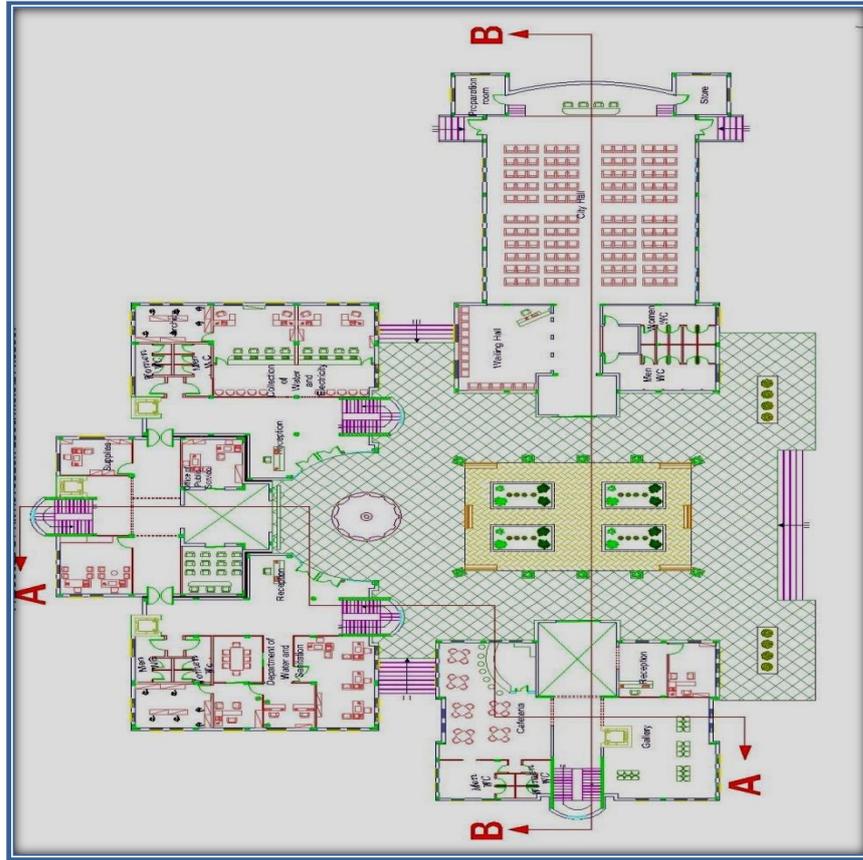


شكل رقم (3) الموقع العام

(2-3) وصف الطوابق:

1- الطابق الأرضي:

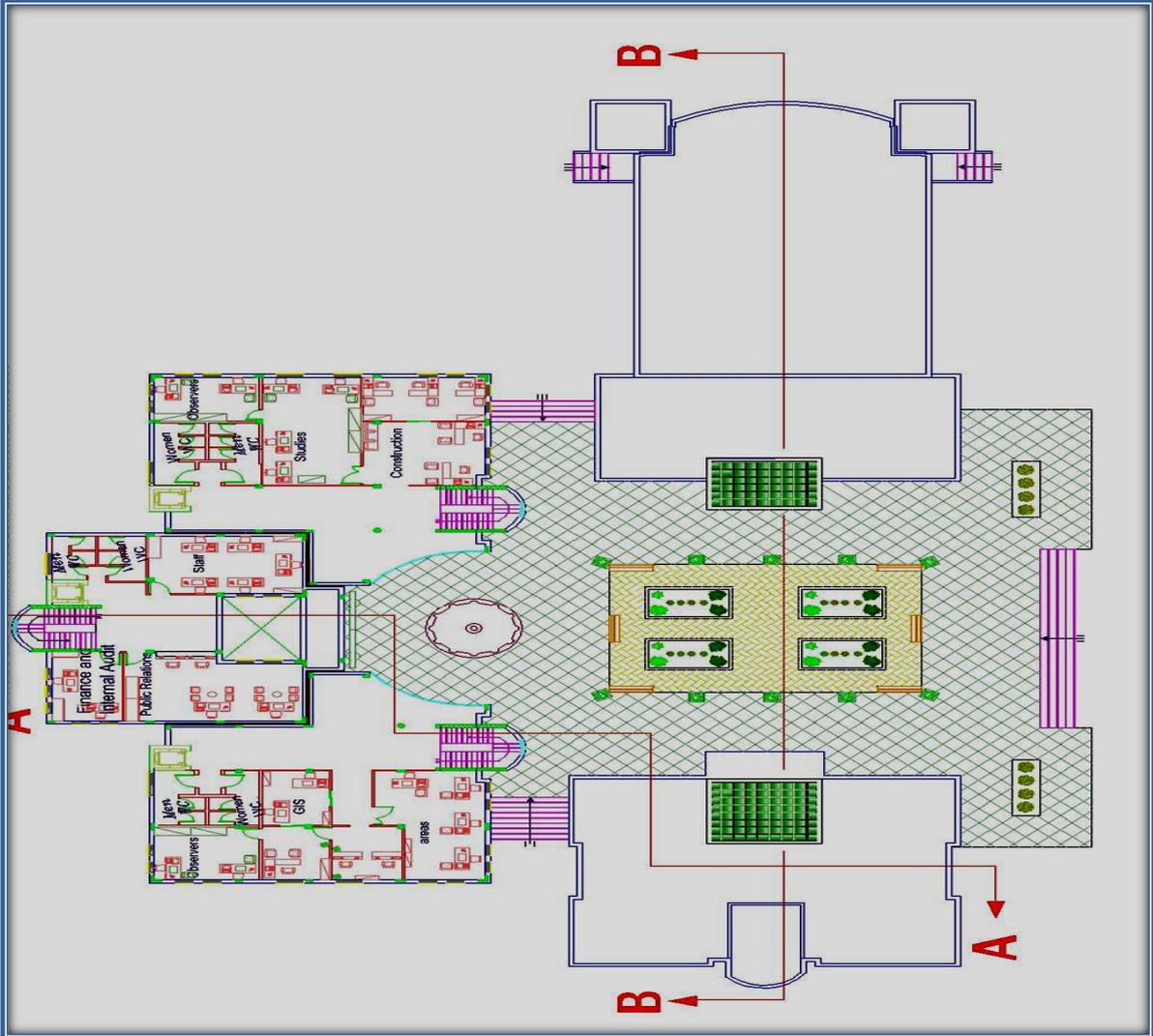
تبلغ مساحة هذا الطابق 1780.69 م² تقريبا ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة لوظيفة الاستقبال و وتوزيع المراجعين على اقسام البلدية المختلفة حيث تم مراعات استخدام المساحات الخضراء الخارجية في البلدية ، ومن الفعاليات الموجودة في هذا الطابق : قاعة متعددة الاغراض وصالة انتظار خاصة بها، اقسام الاستعلامات , قسم المياه والصرف الصحي , قسم جباية المياه والكهرباء , قسم خدمات الجمهور , وجود معرض خاص بالبلدية ، ووجود كافيتيريا لخدمة الموظفين . اضافة لوجود فراغات الخدمات العامة من حمامات ومطابخ وادراج لتتنقل العمودي بين الطوابق .



شكل رقم (4) الطابق الارضي

3- الطابق الثاني:

نلاحظ في هذا الطابق وجود تراجع في المبنى نتيجة لذلك أصبحت المساحة لهذا الطابق 784.327 م² تقريبا، حيث يحتوي هذا الطابق على قسم الانشاءات والمساحة وقسم (GIS) ويحتوي على الارشيف وقسم الدراسات والعلاقات العامه.

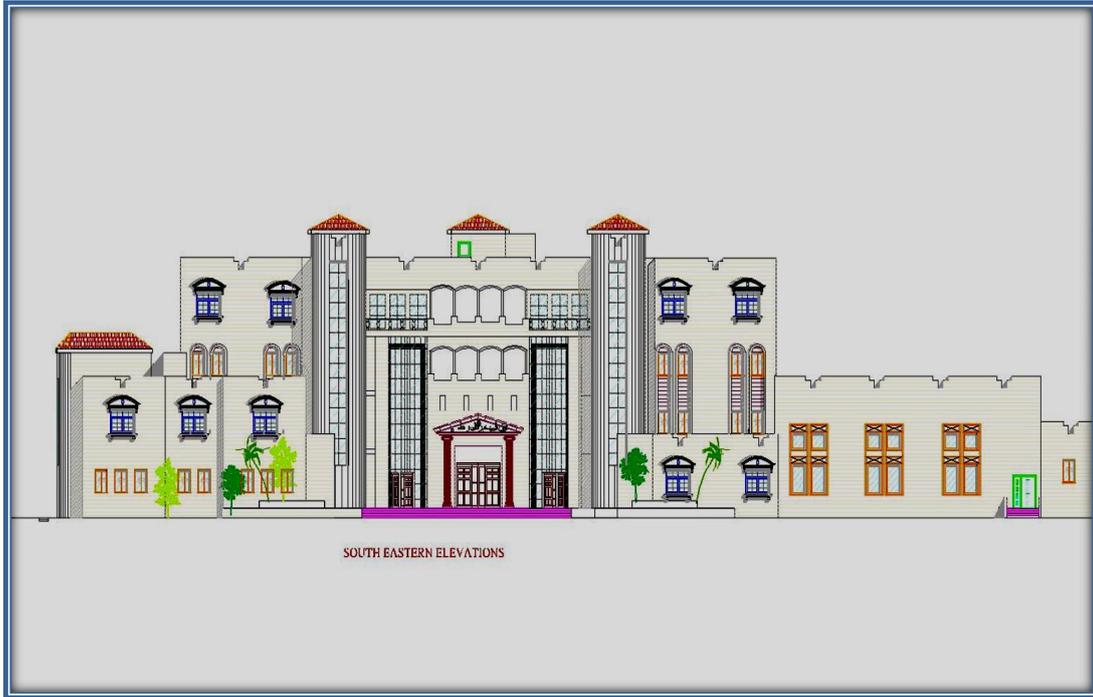


شكل رقم (6) الطابق الثاني

(2-4) الواجهات:

الواجهة الجنوبية الشرقية (الواجه الرئيسي):

تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب بسبب انتهاء منسوب الكتلتين الطرفيتين في المبنى، ووجود الأعمدة المعمارية على المدخل الرئيسي جعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة واعطائها نوعاً من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى. إضافة الى ان بيتا الدرج الرئيسين اعطى شكلاً أكثر فخامة للواجهة خصوصاً بعد تغطيته بالكرميد الاحمر . تتكون الواجهة من نوع واحد من الحجر (حجر المنشار). ومن الجدير ذكره ان المبنى في هذه الواجهة يظهر بشكل طولي على العكس في الواجهة الغربية والشرقية.



شكل رقم (8) الواجهة الجنوبية الشرقية

الواجهة الجنوبية الغربية:

في هذه الواجهة يظهر وبوضوح وجود كتلتين مختلفتان بالارتفاع احدهما توقفت على ارتفاع طابقين والآخرى على ارتفاع 4 طبقات حيث تحصر هاتان الكتلتان مدخل ثانوي لساحة البلدية تم استخدام الفتحات بشكل طولي وكأنها تعطي انطبعا بالفخامة والصعود نحو الاعلى .



شكل رقم (9) الواجهة الجنوبية الغربية

الواجهة الشماليه الشرقيه:

يظهر معنا في هذه الواجهة كتلتين مختلفتين بالارتفاع حيث ان احدهما واجهة مخصصة للقاعة متعددة الاغراض ويلاحظ انها بلا فتحات مباشرة وذلك من اجل تسهيل عملية العرض داخلها بينما الاخرى ارتفعت ل 4 طوابق بفتحات طولية لتعطي فخامة لمبنى البلدية , وتحصر هاتان الكتلتان مدخل ثانوي لساحة البلدية .



شكل رقم (10) الواجهة الشماليه الشرقيه

الواجهة الشمالية الغربية:
تظهر هنا السيطرة التامة لارتفاع الاربع طوابق حيث انهي تغطي على الارتفاعات الاقل , كما
تظهر الفتحات بها بشكل طولي لتاكيد السيطرة واعطاء شعور بالعلو والارتفاع . حيث استخدم حجر
المنشار فيها.



شكل رقم (11) الواجهة الشماليه الغربيه

(2-5) الحركة

1- الحركة خارج مبنى البلدية:

هي حركة المراجعين بالإضافة الى السيارات الخاصة بالعاملين داخل البلدية، وهذه الحركة هي حركة ذات اتجاهين بطريق تم اقتطاعه داخل الارض حتى يخدم الباب الرئيسي للبلدية وبالتالي المراجع يتوقف مباشرة اما الباب الرئيسي اضافة لوجود مدخلين فرعيين على الشاريع الرئيسي والفرعي المحيطين بالبلدية .

2- الحركة داخل البلدية:

هي عبارة عن الحركة الأفقية التي تتم من خلال ساحة تتفرع منها ثلاث مداخل لثلاث ابنية منفصلة في كل منها بهو استقبال يتفرع منه ممرات مختلفة لاقسام مختلفة. أما الحركة العمودية فهي للزوار والموظفين التي تتم من خلال الادراج والمصاعد الخاصة بهم. يمكن الاطلاع على المخططات لملاحظة ذلك .

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة

(2-2) الموقع العام

(2-3) وصف الطوابق

(2-4) الواجهات

(2-5) الحركة

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة:

كانت فكرة تصميم مبنى بلدية طولكرم على هذه الارض نظرا لوقوع هذه المنطقة على شارعين احدهما رئيسي والآخر شارع فرعي ، وذلك نتيجة حاجة مدينة طولكرم الى مثل هذا المشروع لتوفير الخدمات العامة للمواطنين وتسهيلها مثل خدمات المياه والكهرباء وترخيص المباني وخدمات جمهور ، اضافة لوجود قاعة متعددة الاغراض يمكن الاستفادة منها لفعاليات خاصة بالبلدية او اعارتها لفعاليات اخرى من خارج البلدية.

(2-2) الموقع العام:

تمت عملية اقتطاع شارع فرعي مخصص فقط للبلدية لتسهيل وصول المراجعين وموظفين البلدية دون التأثير على حركة السير في الشارع الرئيسي او الفرعي ، ووجود موقف خاص بالمراجعين بالقرب من احد المداخل الرئيسية لمبنى البلدية .

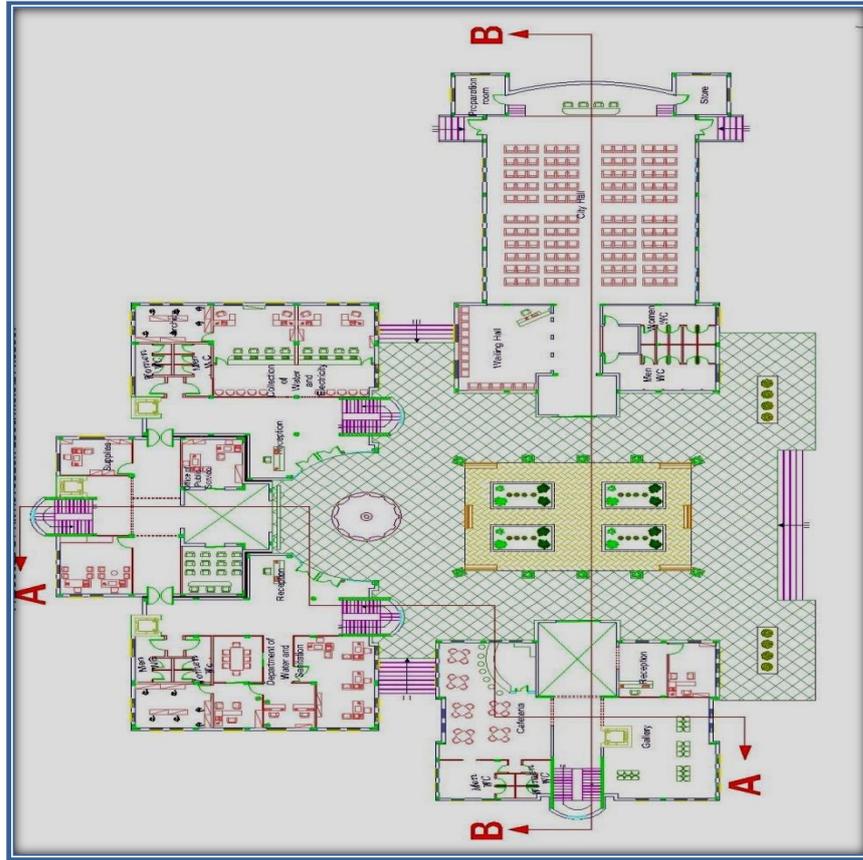


شكل رقم (3) الموقع العام

(2-3) وصف الطوابق:

1- الطابق الأرضي:

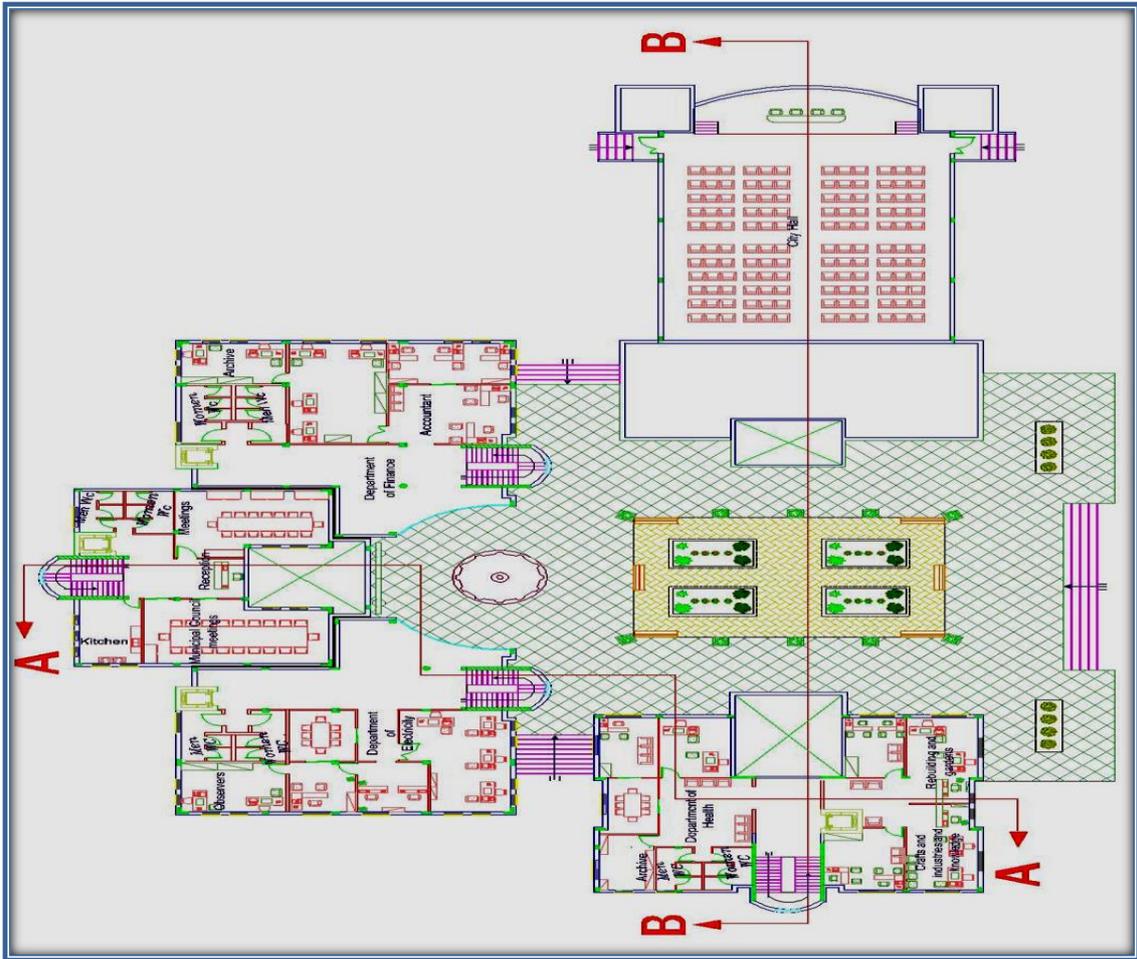
تبلغ مساحة هذا الطابق 1780.69 م² تقريبا ، و تم تقسيم الفعايات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة لوظيفة الاستقبال و وتوزيع المراجعين على اقسام البلدية المختلفة حيث تم مراعات استخدام المساحات الخضراء الخارجية في البلدية ،ومن الفعايات الموجودة في هذا الطابق : قاعة متعددة الاغراض وصالة انتظار خاصة بها، اقسام الاستعلامات , قسم المياه والصرف الصحي , قسم جباية المياه والكهرباء , قسم خدمات الجمهور , وجود معرض خاص بالبلدية ، ووجود كافيتيريا لخدمة الموظفين . اضافة لوجود فراغات الخدمات العامة من حمامات ومطابخ وادراج لتتنقل العمودي بين الطوابق .



شكل رقم (4) الطابق الارضي

2- الطابق الأول:

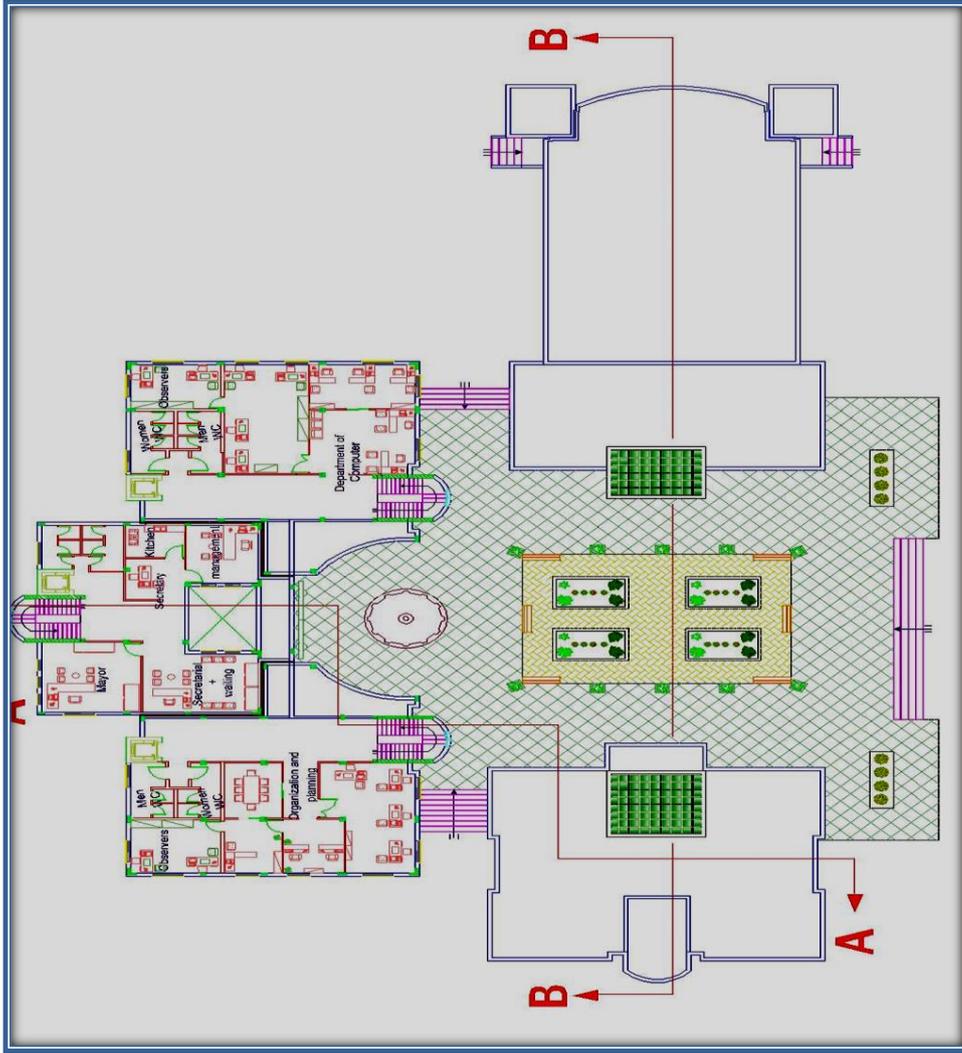
تبلغ مساحة هذا الطابق 1159.50 م² تقريبا، ويوجد في هذا الطابق قاعة اجتماعات خاصة بمجلس البلديه كما يتواجد ايضا في هذا الطابق قسم الكهرباء وقسم الرقابه وقسم الصحة وقسم الحرف والصناعات والمعارف كما يحتوي على قسم الترميم والحدائق وقسم الماليه والمحاسبه.



شكل رقم (5) الطابق الاول

4- الطابق الثالث:

تراجع اخر تكرر في هذا الطابق ، حيث وصلت مساحته 761.024م²تقريبا،ويوجد في هذا الطابق ثلاثة اقسام، قسم يضم الاداره ورئيس البلديه وقسم الكمبيوتر وقسم التنظيم والتخطيط وما يتبع ذلك من غرف الخدمات الخاصة بهذا الطابق من حمامات ومطابخ

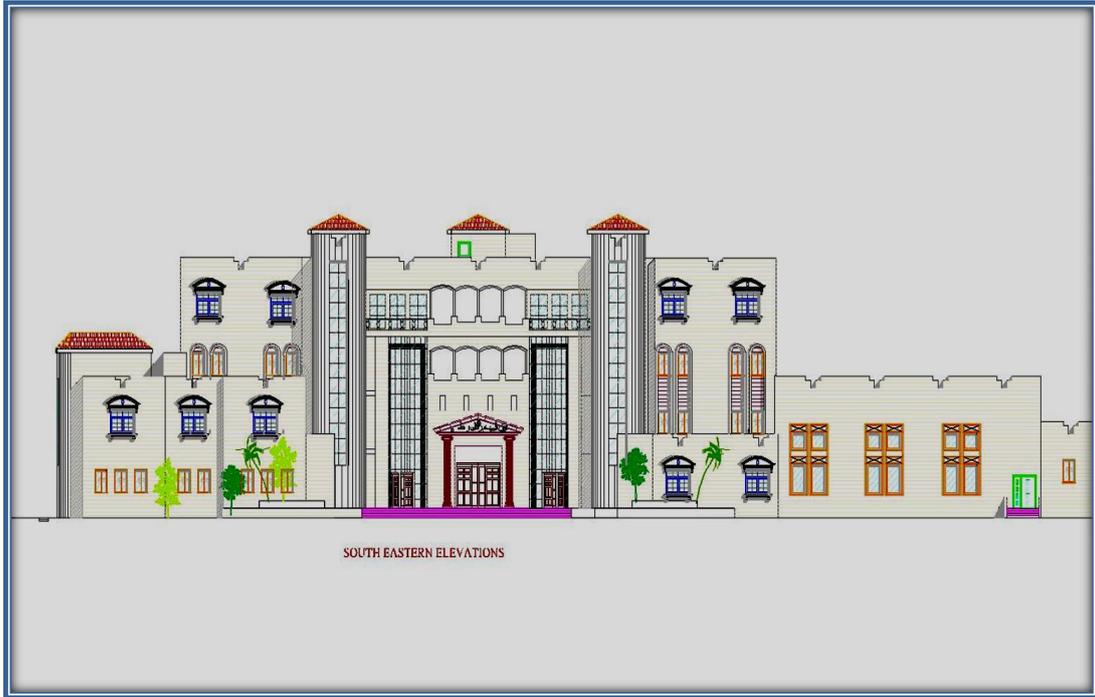


شكل رقم (7) الطابق الثالث

(2-4) الواجهات:

الواجهة الجنوبية الشرقية (الواجه الرئيسي):

تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب بسبب انتهاء منسوب الكتلتين الطرفيتين في المبنى، ووجود الأعمدة المعمارية على المدخل الرئيسي جعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة واعطائها نوعاً من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى. إضافة الى ان بيتا الدرج الرئيسين اعطى شكلاً أكثر فخامة للواجهة خصوصاً بعد تغطيته بالكرميد الاحمر . تتكون الواجهة من نوع واحد من الحجر (حجر المنشار). ومن الجدير ذكره ان المبنى في هذه الواجهة يظهر بشكل طولي على العكس في الواجهة الغربية والشرقية.



شكل رقم (8) الواجهة الجنوبية الشرقية

الواجهة الجنوبية الغربية:

في هذه الواجهة يظهر وبوضوح وجود كتلتين مختلفتان بالارتفاع احدهما توقفت على ارتفاع طابقين والآخرى على ارتفاع 4 طبقات حيث تحصر هاتان الكتلتان مدخل ثانوي لساحة البلدية تم استخدام الفتحات بشكل طولي وكأنها تعطي انطبعا بالفخامة والصعود نحو الاعلى .



شكل رقم (9) الواجهة الجنوبية الغربية

الواجهة الشماليه الشرقيه:

يظهر معنا في هذه الواجهة كتلتين مختلفتين بالارتفاع حيث ان احدهما واجهة مخصصة للقاعة متعددة الاغراض ويلاحظ انها بلا فتحات مباشرة وذلك من اجل تسهيل عملية العرض داخلها بينما بينما الاخرى ارتفعت ل 4 طوابق بفتحات طولية لتعطي فخامة لمبنى البلدية , وتحصر هاتان الكتلتان مدخل ثانوي لساحة البلدية .



شكل رقم (10) الواجهة الشماليه الشرقيه

الواجهة الشمالية الغربية:
تظهر هنا السيطرة التامة لارتفاع الاربع طوابق حيث انهي تغطي على الارتفاعات الاقل , كما
تظهر الفتحات بها بشكل طولي لتاكيد السيطرة واعطاء شعور بالعلو والارتفاع . حيث استخدم حجر
المنشار فيها.



شكل رقم (11) الواجهة الشماليه الغربيه

(2-5) الحركة

1- الحركة خارج مبنى البلدية:

هي حركة المراجعين بالإضافة الى السيارات الخاصة بالعاملين داخل البلدية، وهذه الحركة هي حركة ذات اتجاهين بطريق تم اقتطاعه داخل الارض حتى يخدم الباب الرئيسي للبلدية وبالتالي المراجع يتوقف مباشرة اما الباب الرئيسي اضافة لوجود مدخلين فرعيين على الشاريع الرئيسي والفرعي المحيطين بالبلدية .

2- الحركة داخل البلدية:

هي عبارة عن الحركة الأفقية التي تتم من خلال ساحة تتفرع منها ثلاث مداخل لثلاث ابنية منفصلة في كل منها بهو استقبال يتفرع منه ممرات مختلفة لاقسام مختلفة. أما الحركة العمودية فهي للزوار والموظفين التي تتم من خلال الادراج والمصاعد الخاصة بهم. يمكن الاطلاع على المخططات لملاحظة ذلك .

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 للمبنى .
- 7-3 فواصل التمدد .
- 8-3 برامج الحاسوب المستخدمة.

3-1 مقدمة :-

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

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

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:-

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبى مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، واهم هذه الأهداف:-

- 1- الأمان (Safety) : حيث يكون المبنى آمنا في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- 2- التكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية من خلال استغلال ما هو متاح من مواد إنشائية مناسبة.
- 3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى مثل تسرب المياه من خلال الشقوق أو الأرض .
- 4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ : بالرغم من أهمية العوامل السابقة وأهمية مراعاتها عند التصميم الإنشائي إلا أن هذا العنصر مهم جدا ، حيث يجب التصميم بما لا يحدث تغييرا جوهريا أو كبيرا في المبنى ، وبالتالي اختيار التصميم الأمثل للمبنى بناء على ذلك .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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

4-3 الأحمال:-

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

1-4-3 الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الإنشائية 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 المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m ³)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	17
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	23

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة من الكود الأردني لعام 1993

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m ²)
1	المباني العامه(البلديات)	5
2	الأدراج والممرات داخل المبنى	3
3	منحدرات وطرق السيارات	5
4	مواقف السيارات	2.5
5	اماكن لعب الاطفال وساحات اللعب	4

جدول (2-3) الأحمال الحية لعناصر المبنى

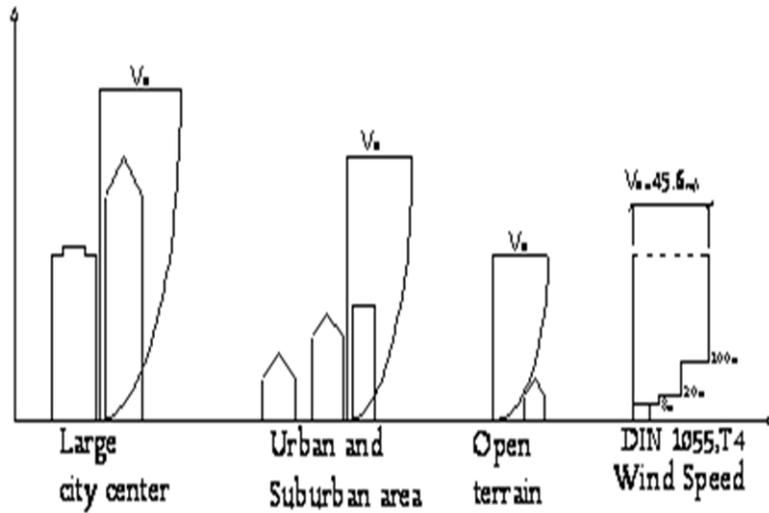
3-4-3 الأحمال البيئية:

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

1-3-4-3 أحمال الرياح

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى وبالتالي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض كوجوده في مناطق جبلية او سهلية والعديد من المتغيرات الاخرى كارتفاع وعرض المبنى.

وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الافقية الذي يعتمد على عدة عوامل موضحة في الكود الاوروبي ويبين الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .



الشكل (12) 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 قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر بناء على كود البناء الأردني.

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

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

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

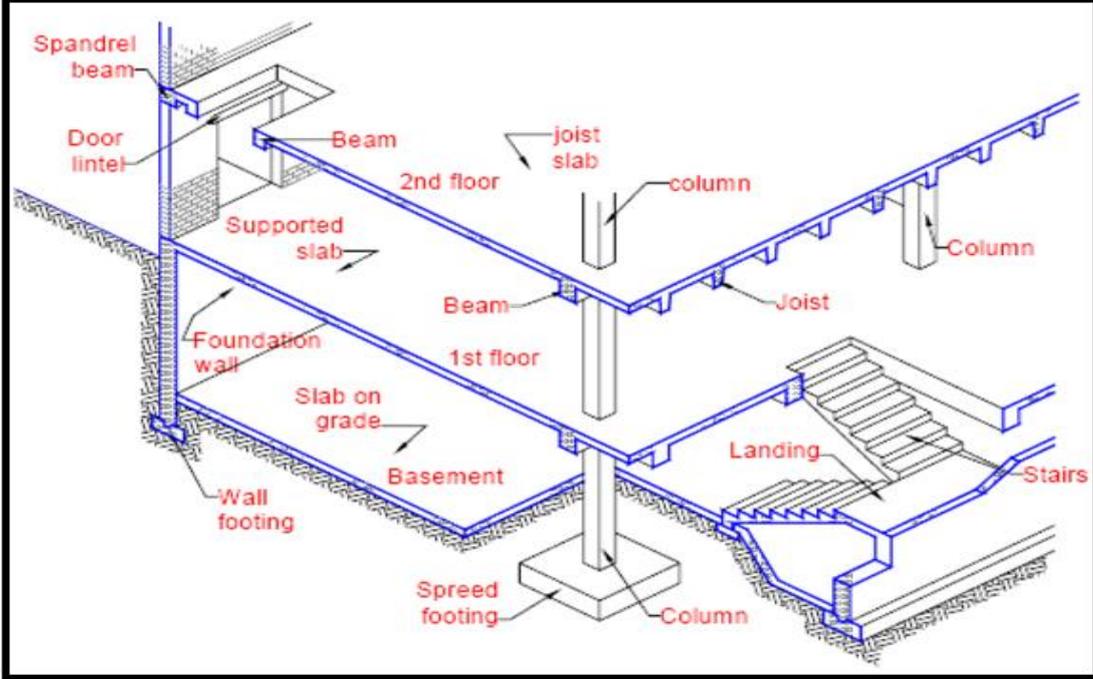
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد
- (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على راحة مستخدمي المبنى.
- تشوه الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-5 الاختبارات العملية:

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

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات, والجسور, والأعمدة, وجدران القص, والأدراج والأساسات. ويتضح في الشكل (13) العناصر الإنشائية المكونة لمعظم المباني, مع العلم اننا لم نستخدم جميع هذه العناصر في هذا المشروع



الشكل (13) العناصر الإنشائية المكونة لمعظم المباني .

يحتوي المشروع العناصر الإنشائية التالية :

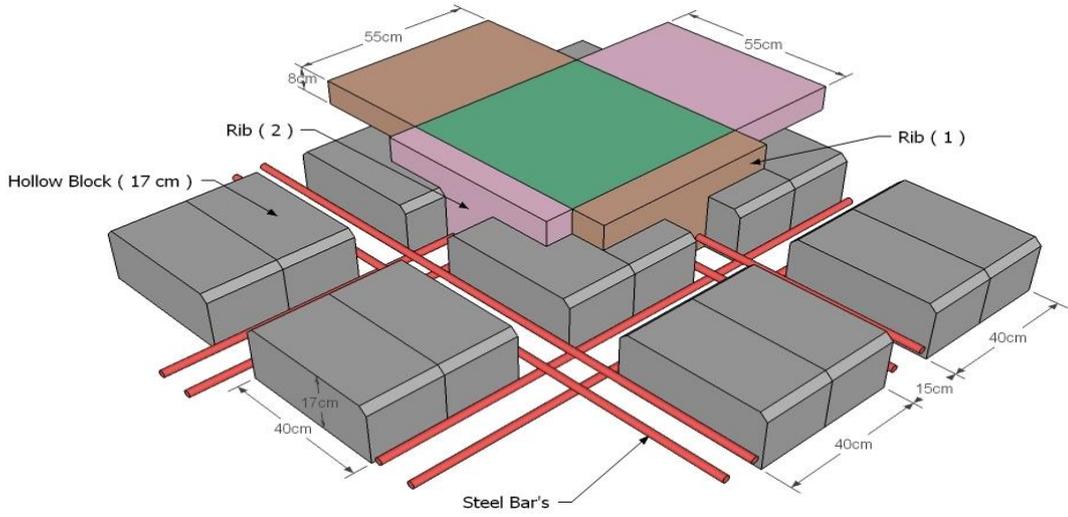
1-6-3 العقدات:

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

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

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

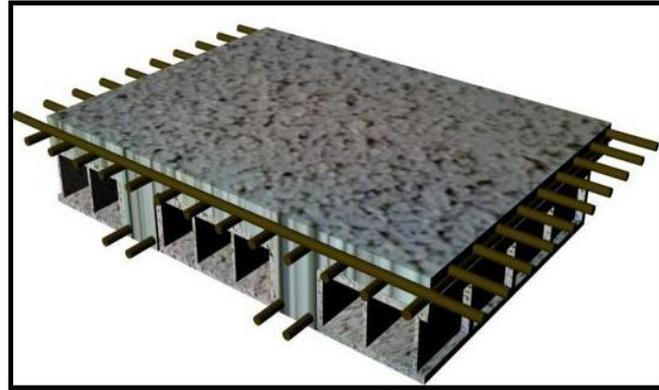
تستخدم هذه العقدات في حال كانت النسبة بين الإتجاه الطويل الى الإتجاه القصير اقل من (2) و التسليح يكون باتجاهين ويتم توزيع الحمل في في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (14):



الشكل (14) العقدة ذات العصب باتجاهين .

2-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

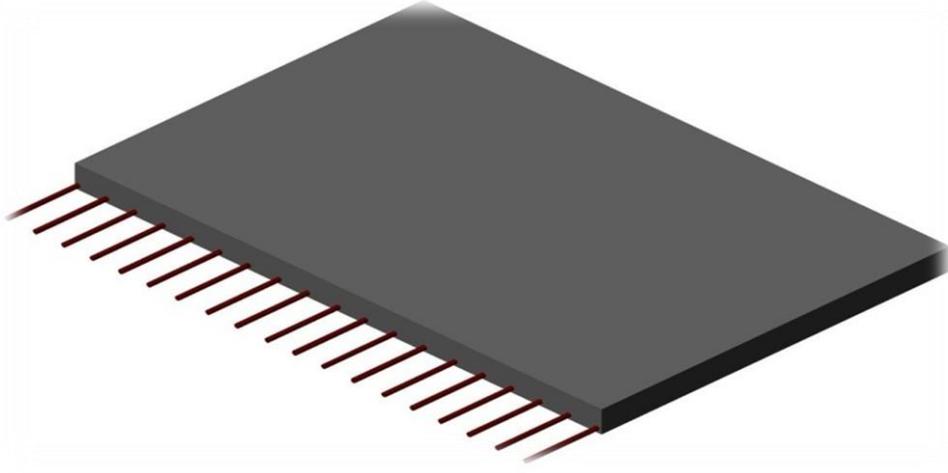
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (15) ويكون اتجاه نقل الاحمال بالاتجاه القصير. واستخدم هذا النظام في المشروع بشكل بسيط.



الشكل (15) العقدات ذات العصب الواحد .

3-1-6-3 العقدات المصمتة (solid slab):

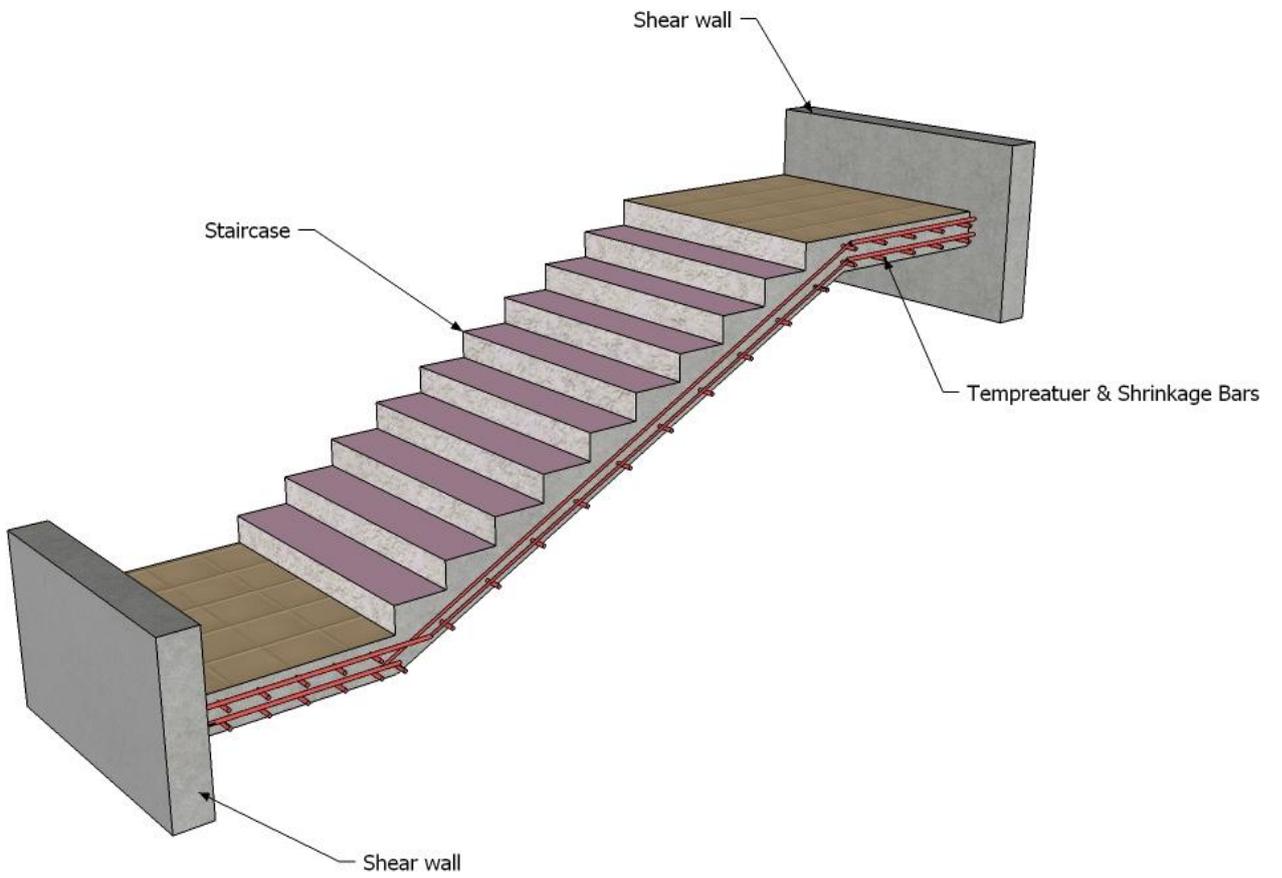
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، ومنها ذات التجاه الواحد او الاتجاهين من حيث نقل الاحمال، كما في الشكل (16) واستخدم هذا النظام في بسطات الدرج وفي عقدات بيت الدرج ايضا ومنحدرات السيارات:-.



الشكل (16): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

2-6-3 الأدرج:

الأدرج عنصر معماري يوجد في جميع المباني للانتقال بين المستويات في الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (18).



الشكل (18) :- الدرج .

3-6-3 الجسور:-

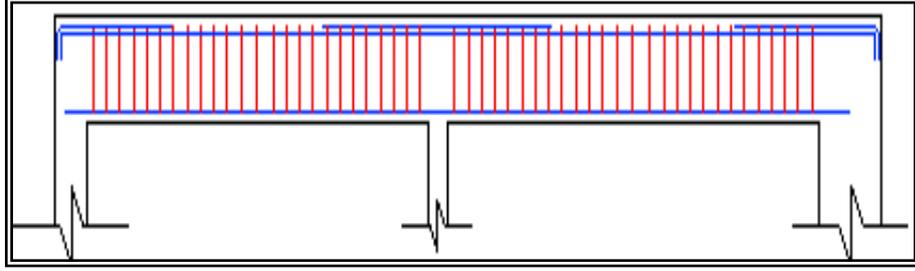
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة, حيث تقسم الى:

1- جسور (Rectangular)

2- وجسور (T-section).

3- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات المقاومة لقوى القص كما في الشكل (19) واستخدمت الجسور الساقطة في هذا المشروع.



الشكل (19) : الجسور.

3-4-6 الأعمدة:

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

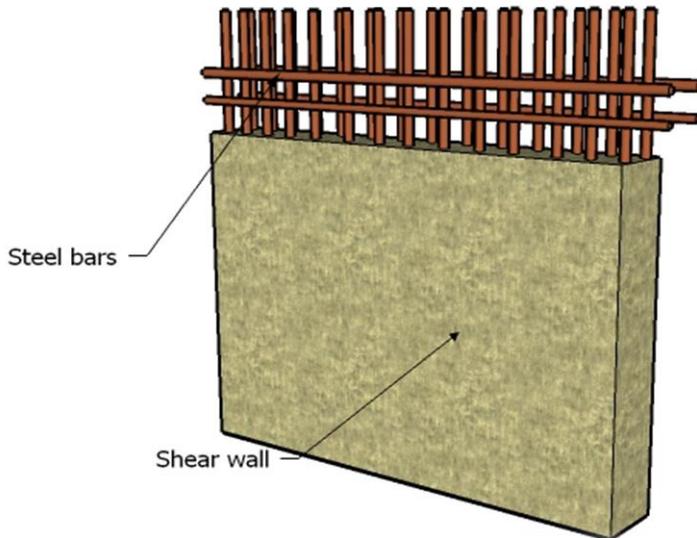
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي: منها المستطيل والدائري , والمربع او غير ذلك من الاشكال , والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة وهي مستطيلة الشكل كما في الشكل (20) ودائرية ايضا.



الشكل (20) : نوع من أنواع الأعمدة .

5-6-3 جدران القص:

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الزلازل. و هذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ مثل القوى الأفقية الناشئة عن الزلازل، و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. و أن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي و آثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية الشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (21).

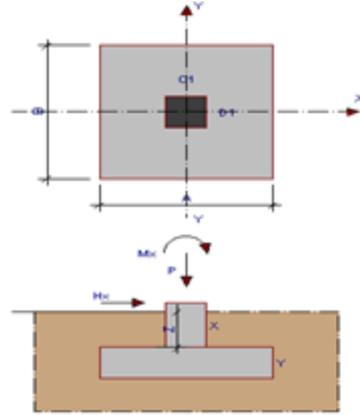
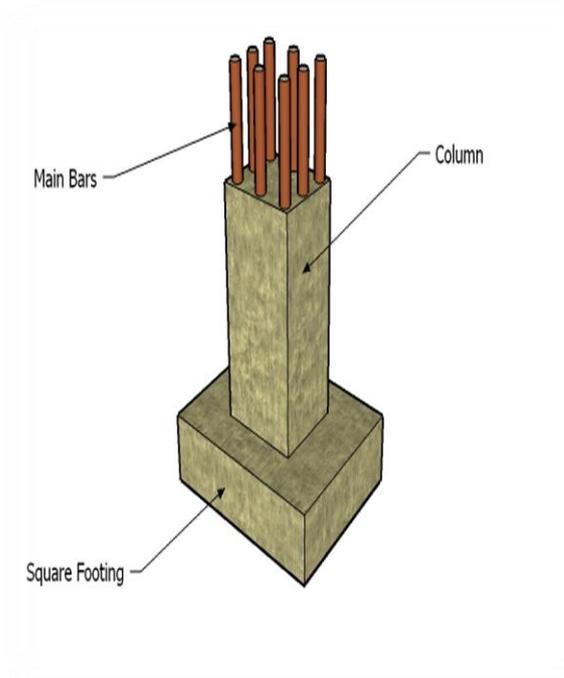


الشكل (21) :- جدار قص .

6-6-3 الأساسات:

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

- 1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
 - 2- أساسات مزدوجة (Compound footing)
 - 3- أساسات شريطية (Strip footing)
 - 4- أساسات البلاطة (mat footing)
- وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها والابعاد بين الأعمدة .



الشكل (22) :- اساس منفصل .

7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

تستخدم للتخلص من القوى الناتجة عن التمدد الحراري للمبنى من خلال تجزئة المبنى الى جزئين او اكثر بالاعتماد على ابعاد المبنى ودرجات الحرارة و يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2013) For Text Edition
3. Atir Software for Structural Calculations
4. Etabs
5. safe

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

- 4 – 1 Introduction.**
- 4 – 2 Factored Loads.**
- 4 - 3 Determination of thickness of one way rib slab.**
- 4 – 4 Topping Design.**
- 4 – 5 Load Calculation for Rib (3).**
- 4 – 6 Design of rib (3) in the ground floor slab .**
- 4 – 7 Design of Beam (16) in the ground floor.**
- 4 – 8 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab.**
- 4 – 9 Design Two way rib slab (R26)**
- 4-10 Design of Short Column**
- 4-11 Design of Long Column**
- 4-12 Design of Isolated Footing**
- 4-13 Design of Strip Footing**
- 4-14 Design of Stairs**
- 4-15 Design of Shear wall**
- 4-16 Design of composite beams**

4.1: Introduction:

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

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

NOTE:

- * Concrete B300 { $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$ (MPa) } .
- * The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (MPa) } .

4.2 : Factored Loads.

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

$$q_u = 1.2 DL + 1.6 LL \qquad \text{ACI} - 318 - 05$$

4.3 Determination of Thickness of Slabs:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

-The maximum span length for one- end continuous (for ribs) :

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} = \frac{5790}{18.5} = 312.97\text{mm}$$

-The maximum span length for both -end continuous (for ribs) :

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{6050}{21} = 288.095\text{mm}$$

Take slab thickness $h=320\text{ mm} > 312.97\text{mm}$.

$h = 32\text{ cm}$ (24cm Hollow block + 8cm Topping).

4.4 Topping Design:

4.4.1 Design of Topping for Ribbed Slab:

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 4.1 (Dead load calculation for topping)

Dead load from:	$\text{Ø} * \text{y} * 1$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23 * 1$	0.69
mortar	$0.03 * 22 * 1$	0.66
Coarse sand	$0.07 * 17 * 1$	1.19
topping	$0.08 * 25 * 1$	2
partitions	$2.38 * 1$	2.38
	Σ	6.92

Live load calculation $= 5 * 1 = 5\text{ KN/m}$

Total factor load:

$$W_u = (1.2 * 6.92) + (1.6 * 5) = 16.304\text{ KN/m}$$

→ For a one meter strip $W_u = 16.304\text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{16.304 * 0.4^2}{12} = 0.217\text{ KN.m/m of strip width.}$$

$\Phi M_n \geq M_u$ —strength condition ,

where $\Phi = 0.55$ —for plain concrete.

$$Mn = 0.42 * \sqrt{f'_c} * S_m \quad \text{ACI-318-05}$$

Where S_m for rectangular section of the slab:

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 * 80^2}{6} = 1066666.67 \text{mm}^3.$$

$$Mn = 0.42 * \sqrt{24} * 1066666.67 * 10^{-6} = 2.195 \text{ KN.m}$$

$$\Phi Mn = 0.55 * 2.195 = 1.207 \text{ KN.m}$$

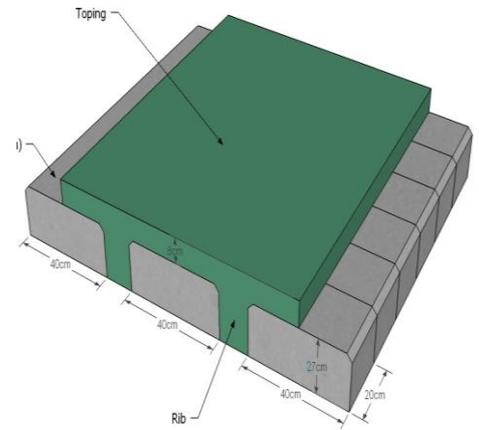


Fig. (4-1) Topping of slab

$$\Phi Mn = 1.207 \text{ KN.m} \gg Mu = 0.2174 \text{ KN.m}$$

* No reinforcement is required by analysis. Provide $A_{s, \min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 b.h \quad \text{ACI-318-05}$$

$$A_s = \rho * b * t = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m strip}$$

Try $\Phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{mm}^2$.

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_{s\Phi 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Use $3\Phi 8/\text{m}$ with $A_s = 150.8 \text{mm}^2/\text{m}$ strip or $\Phi 8 @ 300 \text{mm}$ in both direction .

Step(s) is the smallest of :

1. $3h = 3 * 80 = 240 \text{mm}$ – control.
 2. 450mm .
 3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$.
- $$S \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{mm}.$$

Take $\Phi 8 @ 200 \text{mm}$ in both directions. $S = 200 \text{mm}$.

4.4:Load Calculation for Rib (3):

4.4.1: One - way ribbed slab.

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

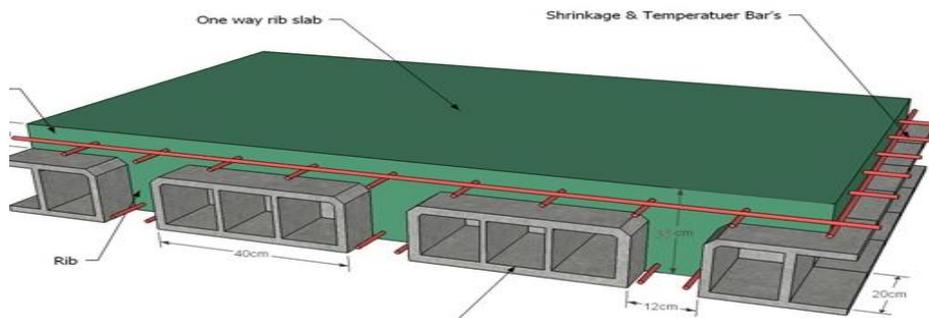


Fig. (4-2) One way rib slab

The effective Flange width(b_e) is the smallest of :

$$(a) \quad b_e \leq \frac{l_n}{4} = \frac{4161-800}{4} = 840.25 \text{ mm.}$$

where l_n is taken here as the smallest clear span of the rib.

$$(b) \quad b_e \leq b_w + 16 \cdot h_f = 120 + 16 \cdot 80 = 1400 \text{ mm.}$$

$$(c) \quad b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} \\ = 400 + 120 = 520 \text{ - control.}$$

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

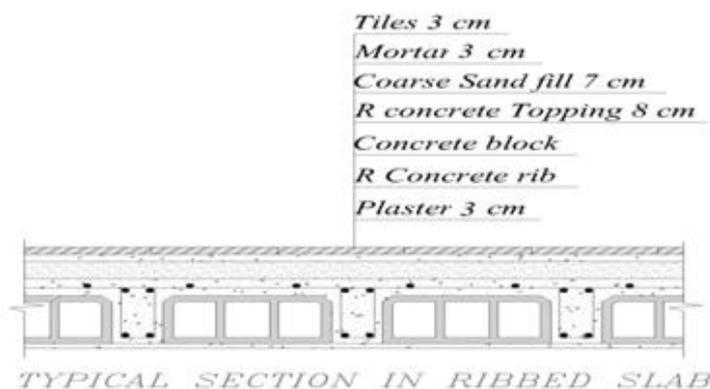


Fig. 4-3 (Typical section in rib slab)

Table 4.2 :Dead load calculation for Rib (3)

No.	material	H*σ	Kn/m
1	Tile	0.03*23*0.52	0.359
2	Mortar	0.03*22*0.52	0.343
3	Sand	0.07*17*0.52	0.619
4	Topping	0.08*25*0.52	1.04
5	Rib	0.12*0.24*25	0.72
6	Block	0.24*0.4*10	0.96
7	Plaster	0.03*22*0.52	0.3432
8	partition	2.38*0.52	1.2376
$\Sigma =$			5.621 KN/m

Live load calculations:

$$LL = 5 * 0.52 = 2.6 \text{ KN/m}$$

Dead load / rib: DL 5.621 KN/m.

Live Load /rib: LL = 2.6 KN/m.

4.6 Design of Rib (3):

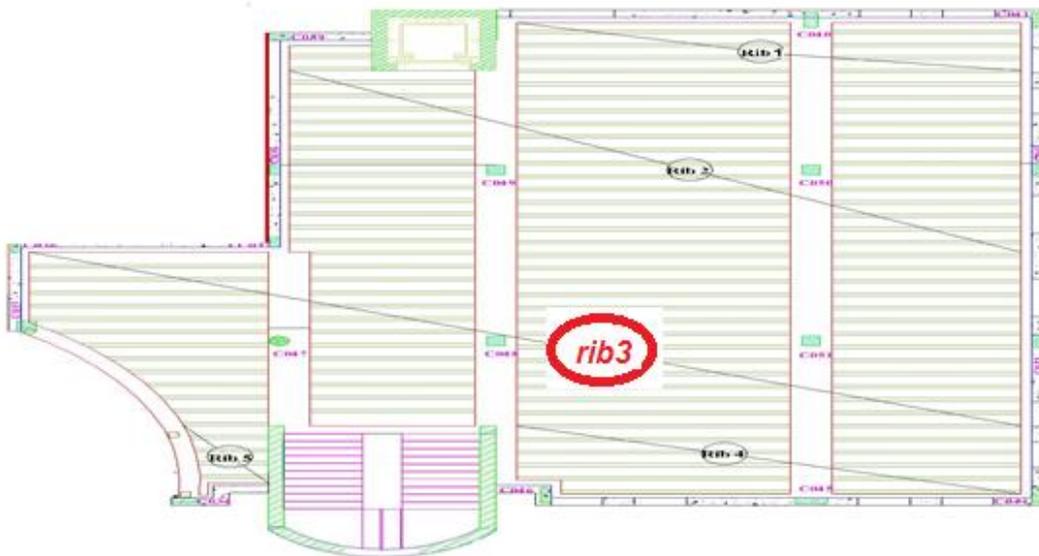


Fig.(4-4) Rib location in part D .

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

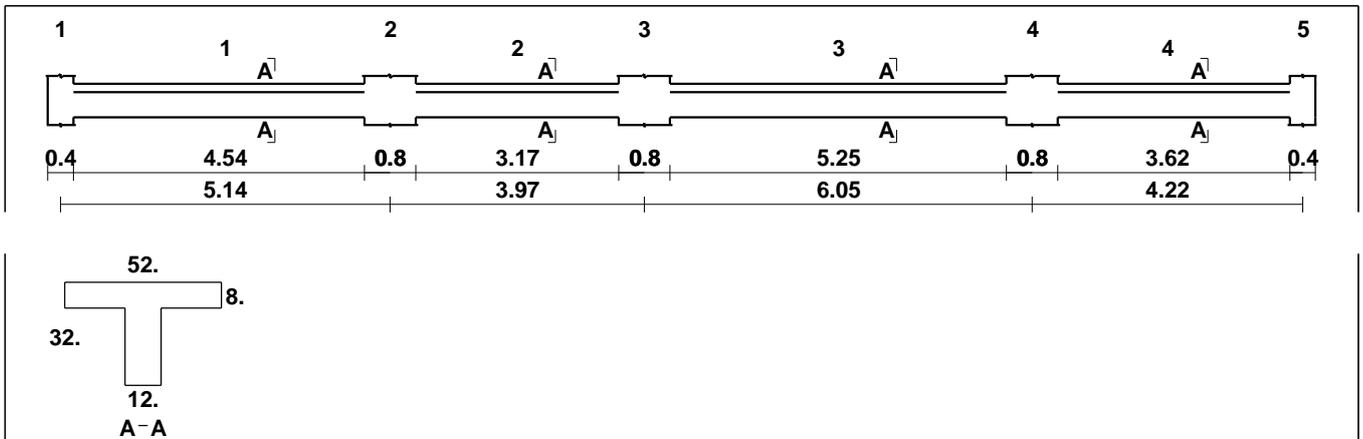


Fig. (4 - 5) Spans length and section of rib (3).

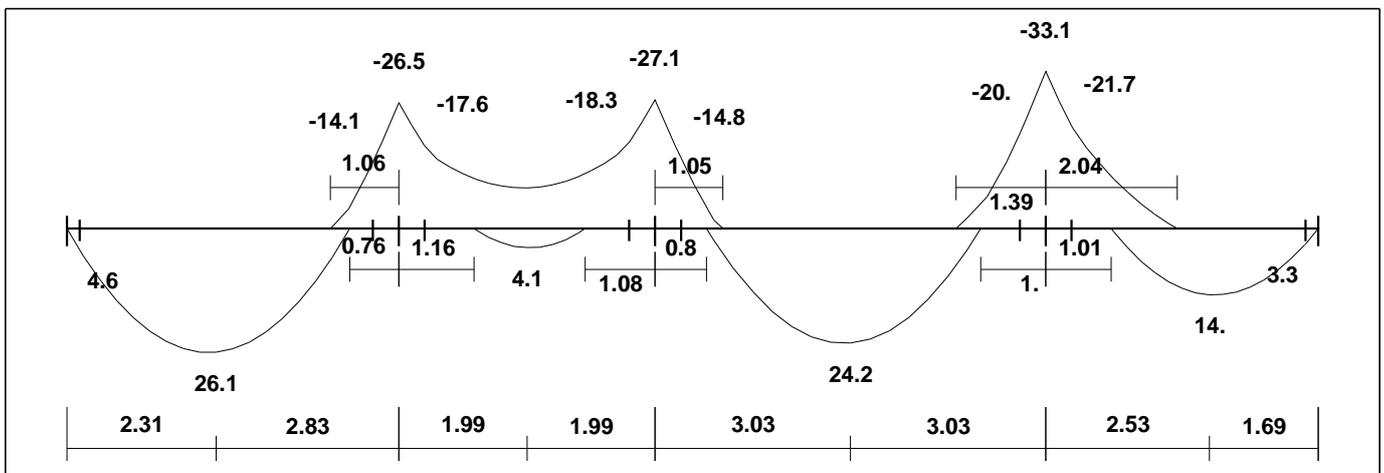


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (3)-(KN.m).

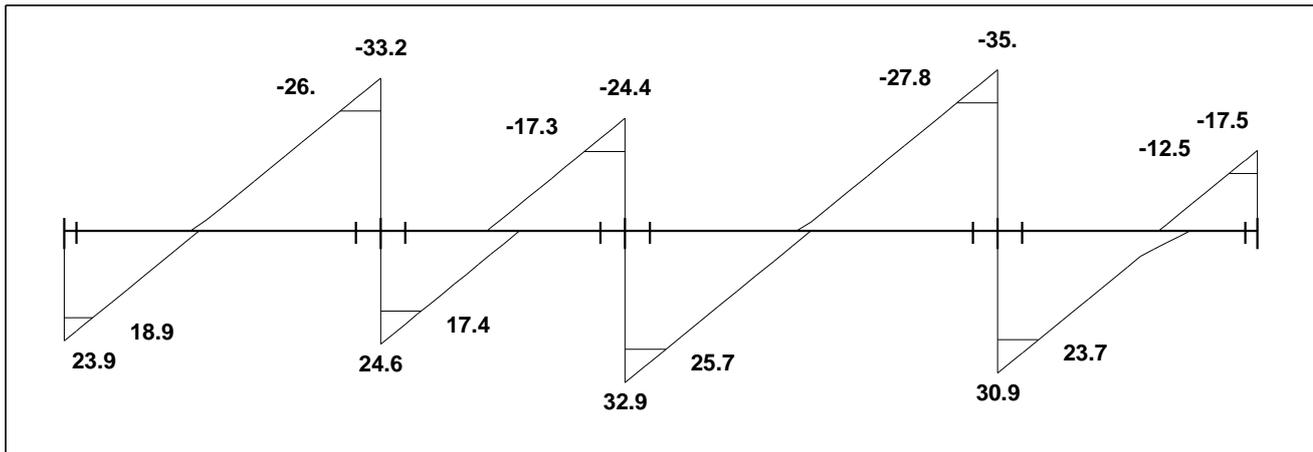


Fig. (4 - 7) Shear diagram for rib (3)-(kN).

4.6.1 Design of Rib(3) Positive Moment :

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive moment reinforcement .

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - 6 = 384 \text{ mm.}$$

» M_u max positive for span = +26.1 kN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{26.1 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 284^2} = .691 \text{ MPa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.691 \cdot 20.588}{420}} \right)$$

$$= 0.00168$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00168 \cdot (520) \cdot (284) = 247.4 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w) \cdot (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot (120) \cdot (284) = 99.38 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (120) (284) = 114 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 247.4 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 114 \text{ mm}^2$$

Use 2Φ14 with $A_s = 308 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 247 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{308 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 12.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{284-14.57}{14.57} \right) = 0.0564 > 0.005$$

Ok...

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 3):

The maximum negative moment at the face of support **Mu = - 21.7 kN.m**

Assume bar diameter Φ12 for main negative moment reinforcement .

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - 6 = 284 \text{ mm}.$$

$$m = 20.588$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{21.7 * 10^6}{0.9 * 120 * 284^2} = 2.49 \text{ MPa}.$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.49 * 20.588}{420}} \right)$$

$$= 0.006343$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.006343 * (120) * (284) = 216.17 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s, \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (120) * (284) = 99.38 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (120) (284) = 113.6 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 216.17 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 113.6 \text{ mm}^2$$

Use 2Φ12 with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 216.17 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{226.2 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 120} = 38.81 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{38.81}{0.85} = 45.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left(\frac{314-45.65}{45.65} \right) = 0.0176 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

4.6.3 Design of shear for rib (3):

ACI – 318 – Categories for shear design:

The maximum shear force at the distance d from the face of support

$$V_{u \max} = -27.6 \text{ kN}$$

Use $\Phi 8$ with two legs

$$\Phi V_c = 0.75 \cdot (1.1) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = (1.1) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 284 \cdot 10^{-3} = 22.96 \text{ KN.}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 284 \cdot 10^{-3} = 10.435 \text{ KN}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 120 \cdot 284 \cdot 10^{-3} = 11.36 \text{ KN} \quad \dots \dots \text{ control .}$$

$$\Phi V_c = 22.96 \text{ KN} < V_{u \max} = 27.6 \text{ kN} < \Phi(V_c + V_{s \min}) = 0.75(22.96 + 11.36) = 31.48$$

... control

Minimum shear reinforcement is required.

Assume $\Phi 8 @ 250 \text{ mm}$

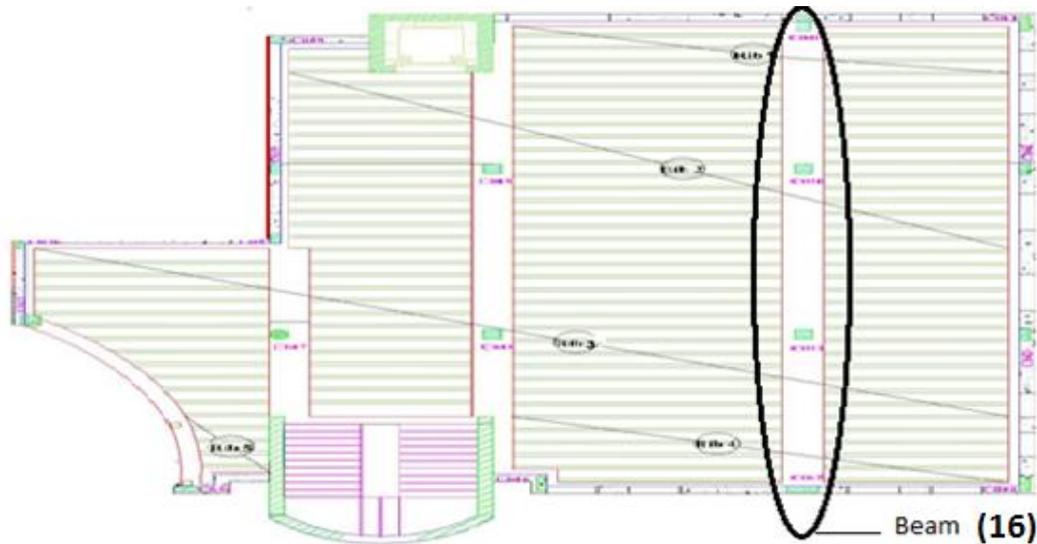
$$A_{v \min} = \frac{1}{16} \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot S}{f_{yt}} = \frac{1}{16} \cdot \frac{\sqrt{24} \cdot 120 \cdot 250}{420} = 21.87 \text{ mm}^2.$$

$$A_{v \text{ provided}} = 2 \cdot 50 = 100 \text{ mm}^2 .$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142 \text{ mm} \quad \dots \text{ control ..} \quad d \leq 600 \text{ mm} .$$

Select $\Phi 8 @ 140 \text{ mm} . < S_{\max} = 142 \text{ mm}$

4.7 : Design Of beam (16-B) :-



Fig(4 -8) location of beam (B16)

4.7.1 Load calculation of beam (16-B) :

The distribution Dead load and live loads acting upon the Beam2 can be defined from the support reactions of the rib1 and rib 2 and rib 3

Dead load calculation :

From R1 :

$$W_{DL \text{ from rib 1}} = \frac{44.42}{0.52} = 85.42 \text{ KN/m.} \quad \text{on span 3}$$

From R2 :

$$W_{DL \text{ from rib 2}} = \frac{39.15}{0.52} = 75.3 \text{ KN/m.} \quad \text{on span 2}$$

From R3 :

$$W_{DL \text{ from rib 2}} = \frac{40.2}{0.52} = 77.31 \text{ KN/m.} \quad \text{on span 1}$$

$$\text{RC beam} = 0.55 * 25 * 0.8 = 7 \text{ KN/}$$

$$\text{Factor dead load} = (7) * 1.2 = 8.4 \text{ KN/m} \quad \text{on all span .}$$

Live load calculation :

From R1 :

$$W_{LL \text{ from rib 1B}} = \frac{27.4}{0.52} = 52.7 \text{ KN/m.} \quad \text{on span 3}$$

From R2 :

$$W_{DL \text{ from rib 2}} = \frac{25.27}{0.52} = 48.6 \text{ KN/m.} \quad \text{on span 2}$$

From R3 :

$$W_{DL \text{ from rib 3}} = \frac{25.63}{0.52} = 49.3 \text{ KN/m. on span 1}$$

From use atir program we find the envelop moment and shear diagram .

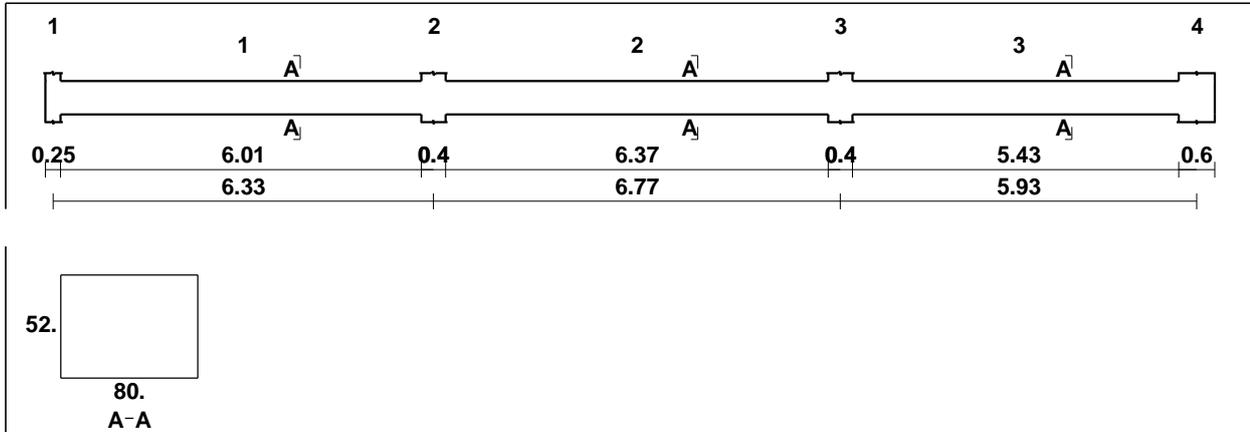


Fig.(4 – 9) spans and section of beam (B16)

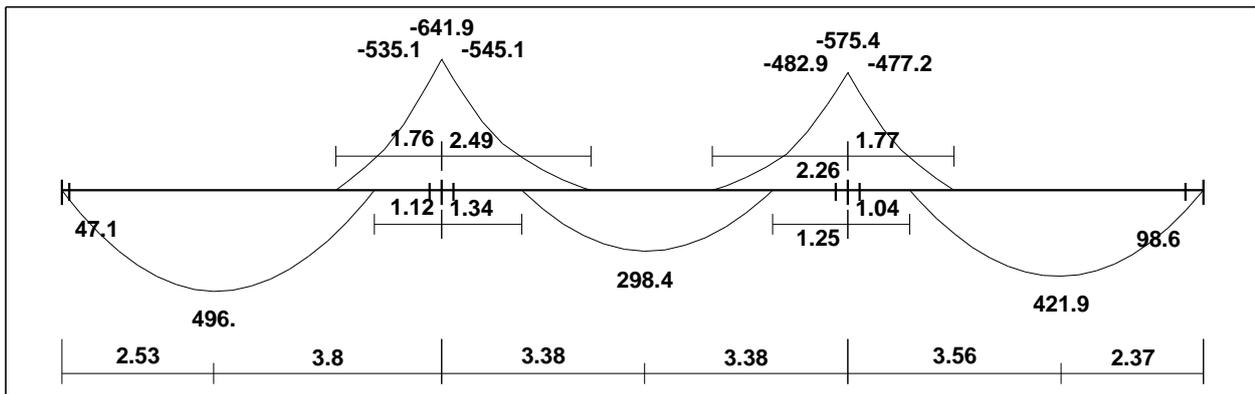


Fig. (4 - 10) Moment diagram for Beam (B16)-(KN.m).

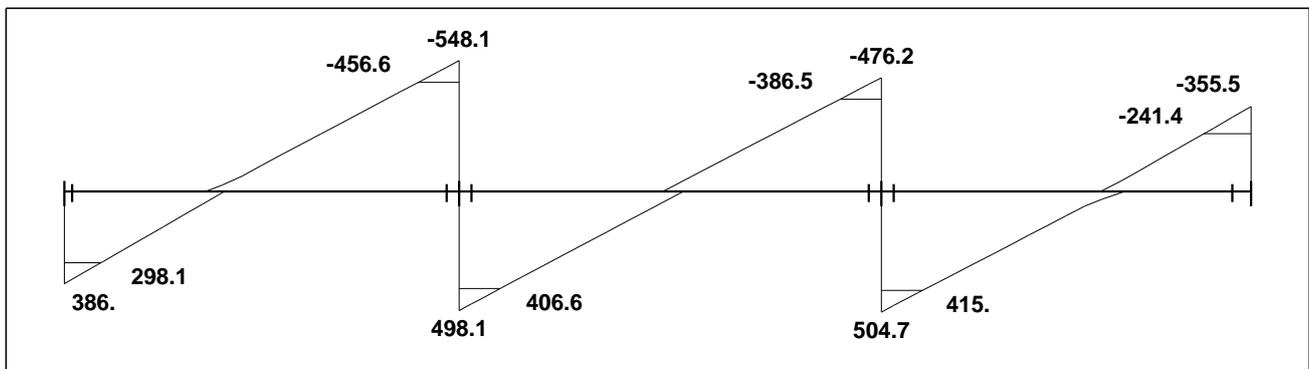


Fig. (4 - 11) Shear digram for Beam (B 16)-(KN.m).

4.7.2: Design of positive moment for beam(B16) : Mu= 496 KN.m for span 1

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 520 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 460 \text{ mm.}$$

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 460 = 197.14$$

$$a = \beta * c = 0.85 * 197.14 = 167.6 \text{ mm}$$

$$M_{n \text{ max}} = 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2}) = 0.85 * 24 * 167.6 * 800 * (460 - \frac{167.6}{2}) 10^{-6} = 1029.03$$

$$\Phi = 0.82$$

$$Mu = 496 < \Phi M_{n \text{ max}} = 0.82 * 1029.03 = 843.78 \text{ KN.m}$$

** Design all the section as singly reinforced concrete section .

.....

$$m = 20.6$$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{496.6 * 10^6}{0.9 * 800 * 460^2} = 3.26 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.26 * 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.0085$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0085 * (800) * (460) = 3126 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (800) * (460) = 1073.10 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (800) (460) = 1226.66 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 3126 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 1226.66 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar}} \Phi 25} = \frac{3126}{491} = 6.37$$

Use 7Φ25 in one layer with $A_s = 3437 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 3126 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3437 * 420}{0.85 * 24 * 800} = 88.45 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{88.45}{0.85} = 104.06 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{460-104.06}{104.06} \right) = 0.01026 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

Positive moment Mu= 298.4 KN.m for span 2

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{298.4 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 460^2} = 1.96 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.96 \cdot 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.0049$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00491 \cdot (800) \cdot (460) = 1807.6 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w) \cdot (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot (800) \cdot (460) = 1073.10 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (800) (460) = 1226.66 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 1807.6 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1226.66 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar}} \Phi 22} = \frac{1807.6}{380.13} = 4.755$$

Use 5Φ22 in one layer with $A = 1900.65 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 1807.6 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1900.65 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 46.20 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{46.20}{0.85} = 54.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left(\frac{460-54.35}{54.35} \right) = 0.0224 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

Positive moment Mu= 421.9 KN.m for span 3

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{421.9 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 460^2} = 2.77 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.77 \cdot 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.00711$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00711 \cdot (800) \cdot (460) = 2618.26 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w) \cdot (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (800) * (460) = 1073.10 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (800) (460) = 1226.66 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 2618.26 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1226.66 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar } \Phi 25}} = \frac{2618.26}{491} = 5.33$$

Use 6 Φ 25 in one layer with A = 2946 mm² > A_{s req} 2618.26 mm². -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{2946 * 420}{0.85 * 24 * 800} = 75.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{75.82}{0.85} = 89.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{460-89.2}{89.2}\right) = 0.01247 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

4.7.3 : Design of negative moments for beam (B16) Mu= (-545.1) KN.m for support 2

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{545.1 * 10^6}{0.9 * 800 * 460^2} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.6 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.0095$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0095 * (800) * (460) = 3496.5 \text{ mm}^2$$

*Check for A_{s, min} :

$$A_{s \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (800) * (460) = 1073.10 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (800) (460) = 1226.66 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 3496.5 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1226.66 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_s \text{ req}}{A_{\text{bar}} \Phi 25} = \frac{3496.5}{491} = 7.12$$

Use 8Φ25 in one layer with $A_s = 3928 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 3496.5 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3928 * 420}{0.85 * 24 * 800} = 101.93$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{101.1}{0.85} = 118.93 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{460-118.93}{118.93} \right) = 0.0086 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

Negative Moment $M_u = -482.9 \text{ KN.m}$ for support 3

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{482.9 * 10^6}{0.9 * 800 * 460^2} = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.17 * 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.00825$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00825 * (800) * (460) = 3035.41 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * (d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * (800) * (460) = 1073.10 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (800) (460) = 1226.66 \text{ mm}^2. \quad \text{- control}$$

$$A_s = 3035.41 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} 1226.66 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_s \text{ req}}{A_{\text{bar}} \Phi 25} = \frac{3035.41}{491} = 6.2$$

Use 7Φ25 in one layer with $A_s = 3436.12 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 3035.41 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3436.12 * 420}{0.85 * 24 * 800} = 88.43 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{88.43}{0.85} = 104.03 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{460-104.03}{104.03} \right) = 0.0103 > 0.005 \quad \text{Ok...}$$

4.7.4 Design of shear for Beam (B16) :

ACI – 318 – Categories for shear design: critical section of distance $d = 460\text{mm}$ from the face of support .

$$V_u \text{ critical} = 456.6 \text{ kN at MAX.}$$

Use $\Phi 10$ with 4 legs

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 800 * 460 * 10^{-3} = 300.5 \text{ KN}$$

Check for section dimension :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{456.6}{0.75} - 300.5 = 308.3 \text{ KN}$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{3}{2} * \sqrt{24} * 800 * 460 * 10^{-3} = 1201.9 \text{ KN}$$

Find the maximum stirrups spacing :

$$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 460 * 10^{-3} = 600.94 \text{ KN}$$

$V_s < V'_s$ then

$$S_{\text{max}} \leq 600\text{mm} \text{ or } S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} = \frac{460}{2} = 230 \text{ mm}$$

Check for $V_{s \text{ min}}$:

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 460 * 10^{-3} = 115 \text{ KN}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 800 * 460 * 10^{-3} = 122.67 \text{ KN} \dots \text{ control} \dots$$

$$\Phi(V_c + V_{s \text{ min}}) = 0.75(300.5 + 122.67) = 317.38 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 300.5 = 225.375 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 225.375 \leq V_u = 456.6 \leq \Phi(V_c + V_{s \text{ min}}) = 317.38 \text{ NO}$$

$$\text{Or } V_{s \text{ min}} = 122.67 \leq V_u = 456.6 \leq V'_s = 600.94$$

Then it **case VI or Items 4**

Use stirrups 2U – shape (4 legs stirrups) $\Phi 10$

$$\text{With } A_v = 4 * 78.5 = 314.16 \text{ mm}^2 .$$

$$S_{\text{req}} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{314.6 * 420 * 460 * 10^{-3}}{308.3} = 196.87 \text{ mm}$$

$$S = 196.87 < S_{\text{max}} = 230\text{mm}$$

Take 2U shape (4 legs stirrups) $\Phi 10$ @150mm.

4.8 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

*Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the shown ribbed slab (R26) . $h=32$

*All Exterior and Interior beam have rectangular section of 40,80cm respectively and 25cm depth for both.

$$I_{b, \text{ exterior}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 32^3}{12} = 109226.67 \text{ cm}^4.$$

$$I_{b, \text{ interior}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{80 \cdot 32^3}{12} = 218453.34 \text{ cm}^4.$$

**Slab section for Exterior beam:

The moment of ribbed slab is the sum of Moment of inertia of T-section ribs

Within distance $(L/2+b_w)$, $b_f=54\text{cm}$,

was defined as one-way ribbed slab design ($b_f = b_e$)

$$Y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 32 \cdot 14 \cdot 16}{40 \cdot 8 + 32 \cdot 14} = 11.0 \text{ cm}.$$

$$I_{\text{rib}} = \frac{54 \cdot 11^3}{3} - \frac{40 \cdot 3^3}{3} + \frac{12 \cdot 21^3}{3} = 66816 \text{ cm}^4 .$$

** (Exterior beams):

Short direction $L=6.92 = 692\text{cm}$.

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{66816 \cdot (\frac{692}{2} + 40)}{54} = 477610.67 \text{ cm}^4 .$$

Long direction $L= 9.12\text{m} = 921\text{cm}$.

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{66816 \cdot (\frac{912}{2} + 40)}{54} = 613717.33 \text{ cm}^4 .$$

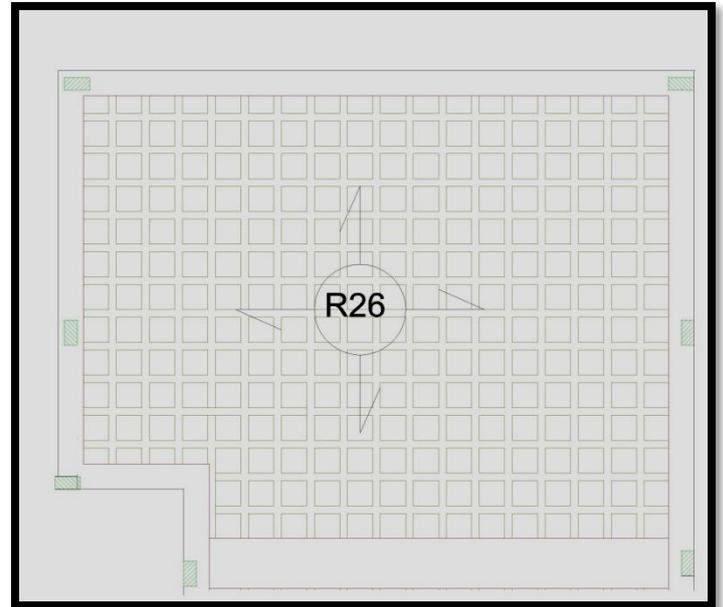


Fig (4.12) Two way rib slab location .

*** Slab section for (Interior beam) :

Short direction $L_{right} = 6.92 \text{ m} = 692 \text{ cm}$, $L_{left} = 3.03 \text{ m} = 303 \text{ cm}$.

$$I_s = I_{rib} * \frac{\frac{L_{right}}{2} + \frac{L_{left}}{2} + b_w}{b_f} = 66816 * \frac{\frac{692}{2} + \frac{303}{2} + 80}{54} = 714560 \text{ cm}^4.$$

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{109226.67}{477610.67} = 0.229$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{109226.67}{613717.33} = 0.178$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{218453}{714560} = 0.306$$

$$\alpha_{f4} = \alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{109226.67}{613717.33} = 0.178$$

$$\sum \alpha_{fm} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.306 + 0.178 * 2 + 0.229}{4} = 0.22275 > 0.2$$

$$h = \frac{l_n * (0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{9120 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.32 * (0.22275 - 0.2)} = 277.51 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \text{ Ok}$$

$$\beta = \frac{L_{Long}}{L_{short}} = \frac{912}{692} = 1.32$$

Take slab thickness $h_{slab} = 320 \text{ mm}$.

80mm- topping , 240mm concrete block.

4.8.1 Load calculation:

Material	Quality Density KN/m ³	Calculation	Wight (KN)
Tiles	23	23*0.03*0.54*0.54	0.201
Mortar	22	22*0.03*0.54*0.54	0.192
Sand	17	17*0.07*0.54*0.54	0.347
Reinforced Concrete Topping	25	25*0.08*0.54*0.54	0.583
RC. Rib	25	25*0.24*0.14(0.54+0.4)	0.79
Block	10	10*0.24*0.4*0.4	0.384
Plaster	22	22*0.03*0.54*0.54	0.192
Partions	2.38	2.38*0.54*0.54	0.694
Total	Sum	$\Sigma =$	3.383 KN

Table 4.3 :Dead load calculation for two way Rib

$$DL = \frac{3.383}{0.54 \times 0.54} = 11.60 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_D = 1.2 \times 11.60 = 13.92 \text{ KN/m}^2.$$

Live Load of Slab :

$$LL = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\text{total}} = 13.92 + 8 = 21.92 \text{ KN/m}^2.$$

4.8.2 Moments calculations:

$$M_a = C_a \cdot W \cdot L_a^2 \cdot b_f \quad \text{and} \quad M_b = C_b \cdot W \cdot L_b^2 \cdot b_f$$

*** Positive moments: (Table 2 + Table 3): case (6)

$$M_{a, \text{pos}, D} = 0.0488 \times 13.92 \times 6.92^2 \times 0.54 = 17.28 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{a, \text{pos}, L} = 0.055 \times 8 \times 6.92^2 \times 0.54 = 11.38 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{a, \text{pos}} = M_{a, \text{pos}, D} + M_{a, \text{pos}, L} = 17.28 + 11.38 = \mathbf{28.66 \text{ kN.m/rib}}$$

$$M_{b, \text{pos}, D} = 0.012 \times 13.92 \times 9.12^2 \times 0.54 = 7.5 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{b, \text{pos}, L} = 0.016 \times 8 \times 9.12^2 \times 0.54 = 5.75 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{b, \text{pos}} = M_{b, \text{pos}, D} + M_{b, \text{pos}, L} = 7.5 + 5.75 = \mathbf{13.25 \text{ kN.m/rib}}$$

*** Negative moments at continuous edges (Table1) case (6)

$$M_{a, \text{neg}} = 0.088 * 21.92 * 6.92^2 * 0.54 = \mathbf{49.88 \text{ KN.m/rib}}$$

*** Negative moment at Discontinuous edges = ($\frac{1}{3}$ *positive moment)

$$M_{a, \text{neg}} = \frac{1}{3} * 27.41 = \mathbf{9.14 \text{ KN.m/rib}}$$

$$M_{b, \text{neg}} = \frac{1}{3} * 12.68 = \mathbf{4.23 \text{ KN.m}}$$

4.9 Design two way rib slab (R4B)

4.9.1 for negative moment -edge

$$M_u = -49.88 \text{ KN.m}$$

Assume bar diameter $\emptyset 14$ for main Reinforced concrete section.

$$d = h - 20 - d_s - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - 7 = 285 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{79.88 \times 10^6}{0.9 \times 140 \times 285^2} = 4.87 \text{ MPa.}$$

$$m = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.87 \cdot 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.01347$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.01347 \cdot (140) \cdot (285) = 537.63 \text{ mm}^2$$

Check for A_s , min..

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

$$A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 140 \times 285 = 116.35 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} 140 \times 285 = 133 \text{ mm}^2 \text{ .. Control.}$$

Take $2\emptyset 20$ with $A_{s, \text{provided}} = 628.32 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 537.63 \text{ mm}^2$ Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{628.32 \times 420}{0.85 \times 140 \times 24} = 92.4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{92.4}{0.85} = 108.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285-108.7}{108.7} \right) = 0.0051 > 0.005 \text{ not oky}$$

➤ **4.9.2 Design for positive moment (Mid Span) $M_u = 28.66 \text{ KN.m}$**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{28.66 \times 10^6}{0.9 \times 540 \times 285^2} = 0.726 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.726}{420}} \right) = 0.001810$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.001810 \times 540 \times 285 = 270.95 \text{ mm}^2$$

Check for $A_s, \text{min.}$

$$A_s, \text{min} = \frac{1.4}{420} 140 \times 285 = 133 \text{ mm}^2 \text{ .. Control.}$$

$$A_s, \text{required} = 270.95 \text{ mm}^2 > A_s, \text{min}$$

Take $2\Phi 14$ with $A_s, \text{provided} = 308 \text{ mm}^2 > A_s, \text{req} = 207.95 \text{ mm}^2$ Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{308 \times 420}{0.85 \times 540 \times 24} = 11.7 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.7}{0.85} = 13.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285 - 13.82}{13.82} \right) = 0.0589$$

> 0.005 Ok

• **Long Direction**

(Design for positive moment (mid span)), $M_u = 13.25 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{13.25 \times 10^6}{0.9 \times 540 \times 285^2} = 0.336 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.336 \times 20.6}{420}} \right)$$

$$= 0.00081$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00081 \times (540) \times (285) = 124.1 \text{ mm}^2$$

Check for $A_s, \text{min.}$

$$A_s, \text{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_s, \text{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 140 \times 285 = 116.35 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{min} = \frac{1.4}{420} 140 \times 285 = 133 \text{ mm}^2 \text{ .. Control.}$$

Take $2\Phi 10$ with $A_{s,provided}=158\text{mm}^2 > A_{s,min}=133\text{mm}^2$ Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{158 \times 420}{0.85 \times 540 \times 24} = 6.02 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.02}{0.85} = 7.08 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285-7.08}{7.08} \right) = 0.117 > 0.005 \text{ok}$$

4.9.3 Design shear for two way rib slab :

Case (6)

$$W_a = 0.88 \quad W_b = 0.49$$

$$\text{**total load on the panel being} = 6.92 \times 9.12 \times 21.92 = 1383.38 \text{ KN}$$

*Load per rib at face of long beam is

$$V_{u,dface} = 36.04 - 21.92 \times .54 \times 0.285 = 32.67$$

The shear strength of one rib in slab is

$$V_c = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 35.84 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 35.84 = 26.88 \text{ KN.}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 12.22 \text{ KN}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 13.30 \text{ KN} \quad \dots \text{ control } \dots$$

$$\Phi V_c = 26.88 \text{ KN} < V_{u,max} = 31.23 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_{s,min}) = 0.75(35.84 + 12.22) = 36.855$$

control Case 3

Minimum shear reinforcement is required.

Assume 2 $\Phi 8$ @ 250 mm

$$A_{v \min} = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * S}{f_{yt}} = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24} * 140 * 250}{420} = 25.51 \text{ mm}^2.$$

$$A_{v \text{ provided}} = 2 * 50 = 100 \text{ mm}^2 .$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142 \text{ ... control .. } \quad d \leq 600 \text{ mm .}$$

Take 2leg stirrup , U-shape $\Phi 8 @ 125 \text{ mm} < S_{\max} = 142 \text{ mm}$

4.10 Design of Short Column(C50) in ground floor:

4.10.1 Design of longitudinal Reinforcement :

The Column is an internal one.

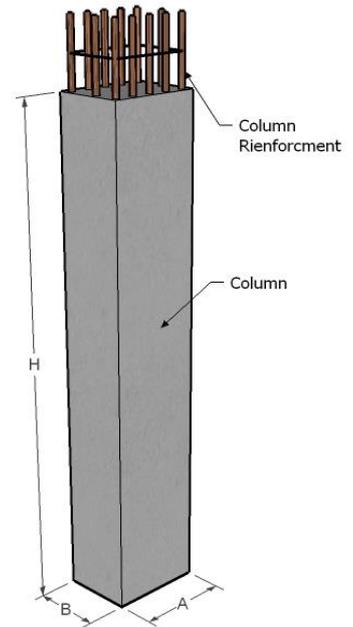
$$A_g = 50 \times 60 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 4156.56 \text{ KN}$$

$$P_{n(\max)} = \frac{P_u}{0.65} \frac{4156.56}{0.65} = 6394.7 \text{ kN.}$$

4.10.2 Check Slenderness Effect :

$$\left(\frac{Klu}{r} \right) \leq (34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)) \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI 10-12-2}$$



Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$K = 1$$

$$Lu = 3.3 \text{ m}$$

$$r_{\text{long}} = 0.3h = 0.3 \times 0.6 = 0.18$$

$$r_{\text{short}} = 0.3h = 0.3 \times 0.5 = 0.15$$

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

with long direction:

$$\frac{1 \times 3.3}{0.18} \leq 34 - 12 \times 1 \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI - (10.12.2)}$$

$$18.33 \leq 22 \leq 40$$

∴ Short Column

with short direction

$$\frac{1 \times 3.3}{0.15} \leq 34 - 12 \times 1 \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI - (10.12.2)}$$

$$22 \leq 22 \leq 40$$

∴ Short Column

$$P_{n(\max)} = 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$6394.7 \times 1000 = 0.8 \times 300 \times 1000 \{0.85 \times 24 + \rho_g (420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$= 0.0148 \rho_g$$

$$A_s = 0.0148 \times 50 \times 60$$

$$A_s = 44.2 \text{ cm}^2$$

Check A_s min :

$$= \rho_{\min} = 1 \% \rho$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times A_g$$

$$A_{s \min} = 0.01 \times (60 \times 50)$$

$$A_{s \min} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 30 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ req}} = 44.2 \text{ cm}^2$$

Use 22 Φ 16 with $A_s = 44.21 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req}} = 44.20 \text{ cm}^2$

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement

For Φ 10 mm ties :

$$S \leq 16 \text{ db (longitudonal bar diameter)} \dots \dots \dots \text{ACI - 7.10.5.2}$$

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

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

$$S \leq 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

$$S \leq 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$S \leq 50$$

Use Φ 10@ 25cm ties

4.10.4 Short Column Detail:

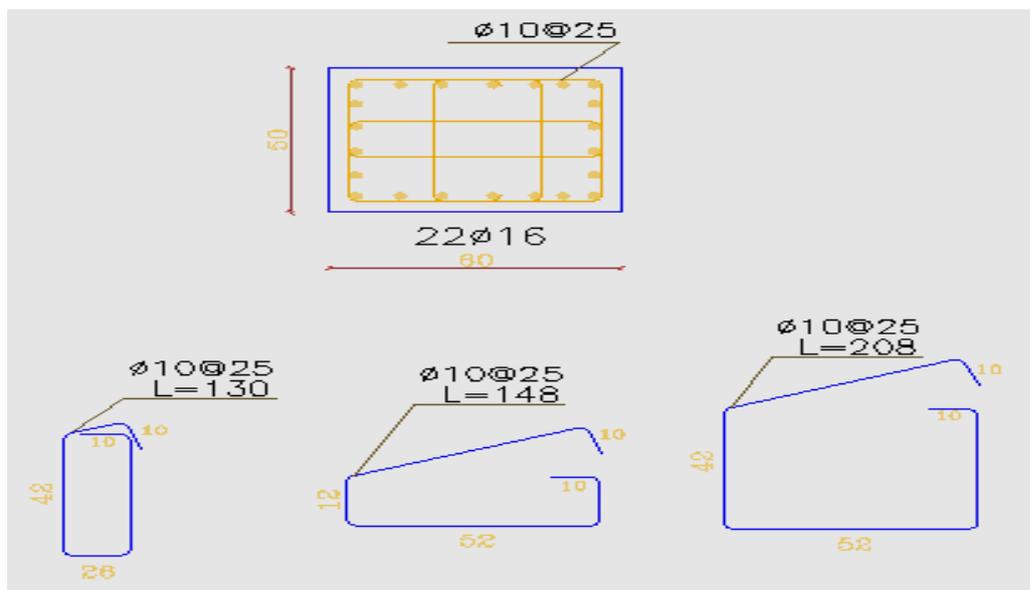


Fig. (4-13). Short Column Details

4.11 Design of Long Column (C40 in the Ground floor) :

4.11.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C40) for design:

$$A_g = 50 * 35 = 1750 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 2499.24 \text{ KN}$$

$$P_n = 2499.24 / (0.65) = 3844.98 \text{ KN}$$

4.11.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 3.3\text{m}$$

$$M1 \& M2 = 1$$

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

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

$$\frac{1 * 3.3}{0.3 * 0.35} = 31.42 > 22$$

\therefore long Column

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots\dots [ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.2 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2 * 1620}{2499.24} = 0.77$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.50 * 0.35^3}{12} = 0.178 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23025.2 * 10^6 * 0.178}{1 + 0.77} = 92621143 \text{ KN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 92621143}{(1.0 * 3.2)^2} = 83857431 \text{ KN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318-2002 (Eq. 10-16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots \text{According to ACI 318-2002 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318-2002 (Eq. 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (2499.24 / 0.75 * 838574.31)} = 1.01 > 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 350 = 157.5 \text{ mm} = 0.1575 \text{ m}$$

$$e = e_{min} * \delta_{ns} = 0.1575 * 1.01 = 0.159$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.159}{0.35} = 0.45$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2499.26}{0.35 * 0.5} * \frac{0.145}{1000} = 2.07 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = 0.017$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.0180 * 35 * 50 = 29.75 \text{ cm}^2$$

Use 12Φ18 with $A_s = 30.50 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 29.75 \text{ cm}^2$

4.11.3 Design of the Tie Reinforcement :

$$S \leq 16 \text{ db (longitudonal bar diameter)} \dots\dots\dots ACI - 7.10.5.2$$

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

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

$$\text{Spacing} \leq 16 * d_b \text{ (Longitudinal bar diameter)} = 16 * 1.8 = 28.8 \text{ cm.}$$

$$\text{Spacing} \leq 48 * d_t \text{ (tie bar diameter)} = 48 * 1.0 = 48 \text{ cm.}$$

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 25 \text{ cm}$$

Use Φ10@ 25cm ties

4.12 Design of Isolated Footing (F4) :

4.12.1 Load Calculation :

$$P_n = 2107.28 \text{ KN.}$$

Column Dimensions = 50*45 cm.

Soil density = 18 Kg/cm³.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m².

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = (25×0.5) = 12.5 KN/m².

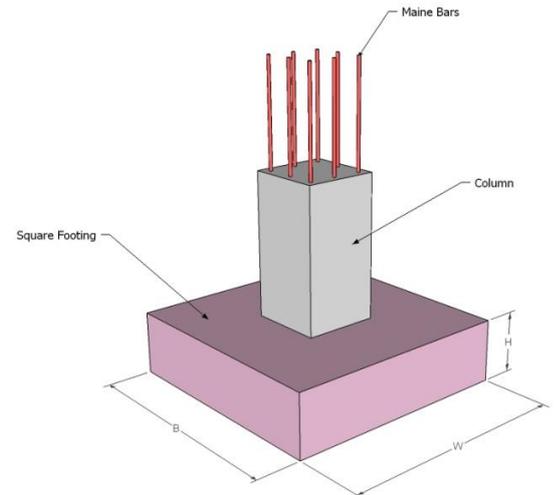
Soil weight above the footing = (0.5) × 18 = 9 KN/m².

Base Slab weight = 0.10×25 = 2.5 KN/m².

W net = (5+2.5+9+12.5) = 29 KN.

q net = 400 - (29) = 371 KN /m².

Pu = 2808 KN .



4.11.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{P_n}{q_{\text{net}}}$$

$$2107.23 / 371 = 5.68 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{\text{req}} = 5.68 \text{ m}^2$$

Try 2.4 * 2.4 m with area = 5.76 m² > A_{req} = 5.68 m²

4.12.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

$$\sigma = q_u = 2808 / (2.4 * 2.4) = 487.5 \text{ KN/m}^2$$

***Check for one way shear strength**

$$V_u = \sigma * \left(\frac{L_{\text{Foundation}}}{2} - \left(\frac{a}{2} + d \right) \right) * B_{\text{Foundation}}$$

$$V_u = 487.5 * 2.4 * (2.4 / 2 - 0.45 / 2 - d) = 1140.75 - 1170d$$

$$\phi.V_c = \phi * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2400 * d = 1469.69d$$

$$\phi.V_c = V_u$$

$$1140.75 - 1170d = 1469.69d$$

$$d = .43m$$

assume cover = 75mm & $\phi 20$

$$h = 430 + 75 + 20 = 525$$

take.....h = 550mm

$$d = 550 - 75 - 20 = 455mm$$

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

We are chick (h=550mm) the result not oky.

And assume (h=600mm):

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{500}{450} = 1.11$$

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

$$b_o = 2(d + a) + 2(d + b) = 2(0.45 + 0.505) + 2(0.50 + 0.505) = 3.92m$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.11} \right) * \sqrt{24} * 3920 * 505 = 3396.73KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.505}{3.92} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3920 * 505 = 4335KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3920 * 505 = 2424.5KN$$

$$\phi.V_c = 2424.5Kn \dots \text{Control}$$

$$Vu_c = Pu - FR_b$$

$$\phi.V_c = 2424.5KN > Vu_c = 2340.1KN \dots \dots \text{ oky}$$

4.12.4 Design for Bending Moment:

For long direction:

At section A-A and B-B

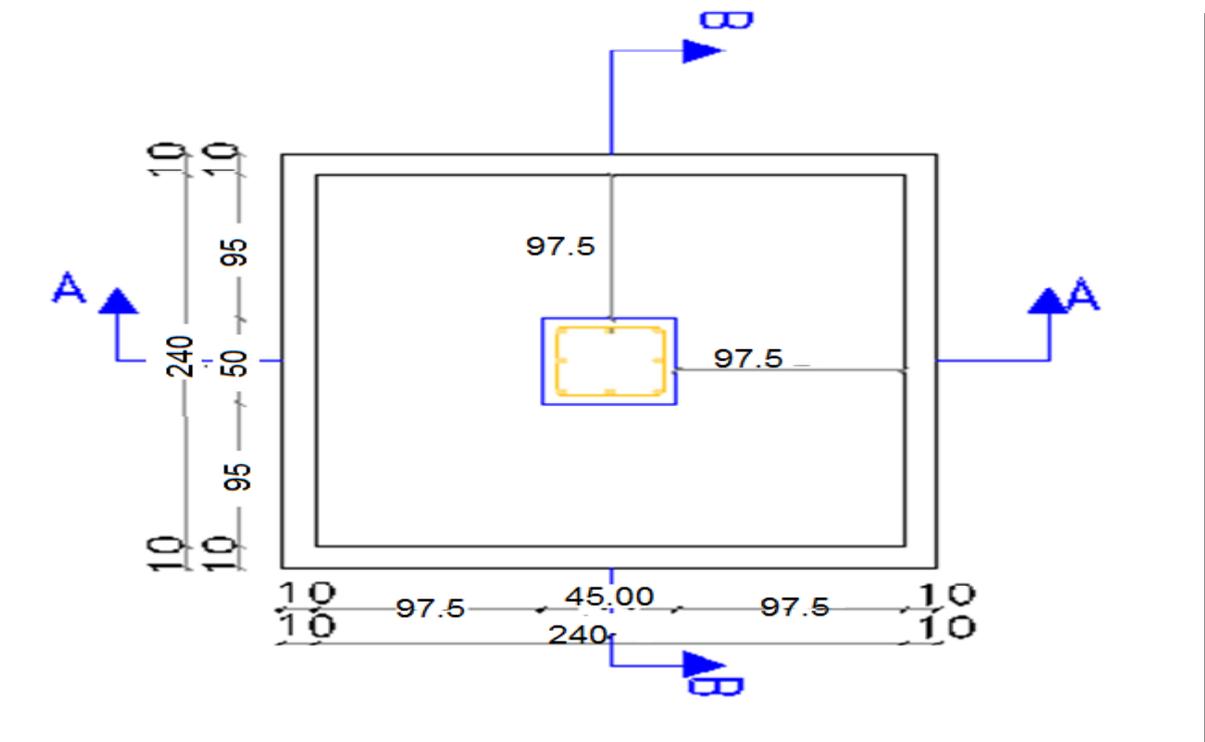


Fig.(4-14) Isolating Footing

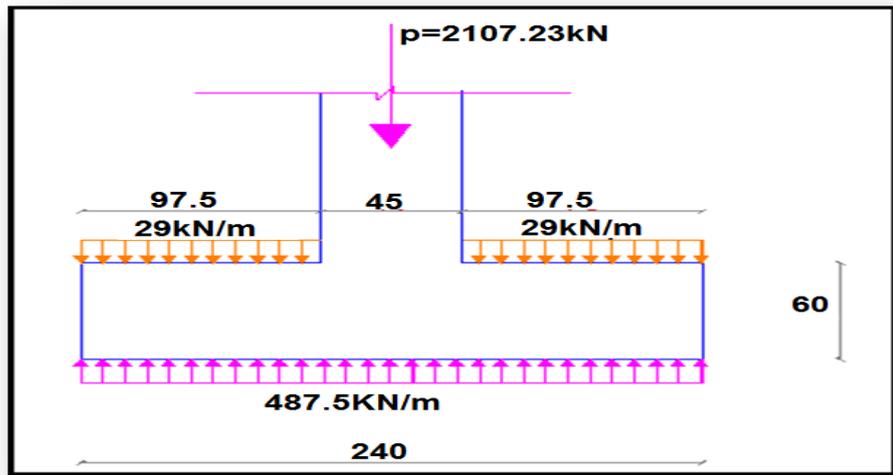


Fig.(4-15) Structural system of Isolating Footing (Section A-A)

$$M_u = 487.5 * 2.4 * 0.975 * 0.975 / 2 = 556.12 \text{ KN.m}$$

$M_u = 556.12 \text{ KN.m}$ for long side .

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{556.12 \times 10^6}{0.9 * 2400 \times 515^2} = 0.971 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.971}{420}} \right) = 0.00237$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.00237 * 2400 * 515 = 29.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 2400 \times 600 = 2592 \text{ mm}^2 = 25.92 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{req}} > A_{s_{min}}$

Select 20 ϕ 14.... $A_{s_{Provided}} = 30.77 \text{ cm}^2 > 29.29 \text{ cm}^2$ok

For short direction:

$$Mu = 487.5 * 2.4 * 0.95 / 2 = 527.96$$

Mu = 528 KN.m for short side .

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{528 \times 10^6}{0.9 * 2400 \times 515^2} = 0.922 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.922}{420}} \right) = 0.002246$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.002246 * 2400 * 502 = 27.05 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018 * 2400 * 600 = 2592 \text{ mm}^2 = 25.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} > As_{min} \dots\dots$$

Select 18 ϕ 14.... $As_{Provided} = 27.69 \text{ cm}^2 > 27.05 \text{ cm}^2 \dots\dots ok$

4.12.5 Check transfer of load at base of column:

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

$$\phi.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (450 * 500)] / 1000 = 2983.5 \text{ KN}$$

$$\text{But } Pu = 2808 < \phi.Pn = 2983.5 \text{ Kn}$$

\therefore Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 450 * 500 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 8 ϕ 16

$$As_{Provided} = 16.08 \text{ cm}^2 > As_{Req.} = 11.25 \text{ cm}^2$$

4.13 Design of Strip Footing:

4.13.1 Load Calculation :

D.L =396KN/m.

L.L=175KN/m.

Total W=396+175=571 KN/m.

Total W Factor= 1.2*396+1.6*175= 755.2 KN/m.

Assume (tf)=30cm.

Foting width=25.03=7.5KN/m2.

Fail above footing=1*18=18KN/m2.

$$q_{net}=400-7.5-18=374.5 \text{ KN.}$$

4.13.2 Determine the Footing Dimension:

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

$$\text{Footing Area} = \frac{pn}{q_{net}} = \frac{571}{374.5} = 1.525 \text{ m}^2$$

$$A=b*1 \dots \dots \dots b=1.53\text{m}$$

Select..... 1.6 m.

$$q_u = 875.2/1.6=547 \text{ Kn/m}^2.$$

4.13.3 Design of shear :

$$V_u = 547 * 1 \left(\frac{1.6}{2} - \frac{0.3}{2} - d \right)$$

$$V_u = 355.55 - 547d$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * d = 612.4d$$

$$\phi V_c = V_u$$

$$612.4d = 355.55 - 547d \dots \dots \dots d = 0.31\text{m.}$$

Cover=75mm

Assume (db)=20mm

$$\Rightarrow \text{Total thickness} = 310 + (20/2) + 75 = 395 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \text{Select } h = 400 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow d = 400 - 75 - (20/2) = 315\text{mm.}$$

4.13.4 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$M_u = (P_{net}) * \left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{2} \right) * \left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{4} \right)$$

$$= 547 * 1 * 0.65 * (0.325)$$

$$\Rightarrow M_u = 115.6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow d = 315 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{115.6 \times 10^6}{0.9 * 1000 \times 315^2} = 1.3 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.30}{420}} \right) = 0.0032$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.0032 * 1000 * 315 = 1008.24 \text{ mm}^2$$

Check $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 450 = 810 \text{ mm}^2$$

$\therefore A_{s_{req}} > A_{s_{min}}$.

Select $\Phi 14$ @ 15cm with $A_{s_{prov.}} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s_{req}} = 10.08 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4.13.5 Development length of main reinforcement:

For $\Phi 14$ bars $d_b = 1.4 \text{ cm}$:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} a \cdot \beta \cdot \gamma \cdot d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1 * 1 * 1 * 1.4$$

$$L_d = 60 \geq 40 \text{ cm}$$

$$\text{Available } L_d = 40 - 7 = 33 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$0.24 * f_y * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{f_c'}} = 19.2 \text{ cm}$$

So a standard hook of (30 cm) must be used to provide L_d .

4.13.6 Design of Secondary Bottom Reinforcement

$A_{s_{min}}$ for shrinkage & temperature

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 400$$

$$A_s = 7.20 \text{ cm}^2$$

Select $\Phi 14 @ 20\text{cm}$ with $A_{s_{prov.}} = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 7.20 \text{ cm}^2$

4.13.7 Strip Footing Detail:

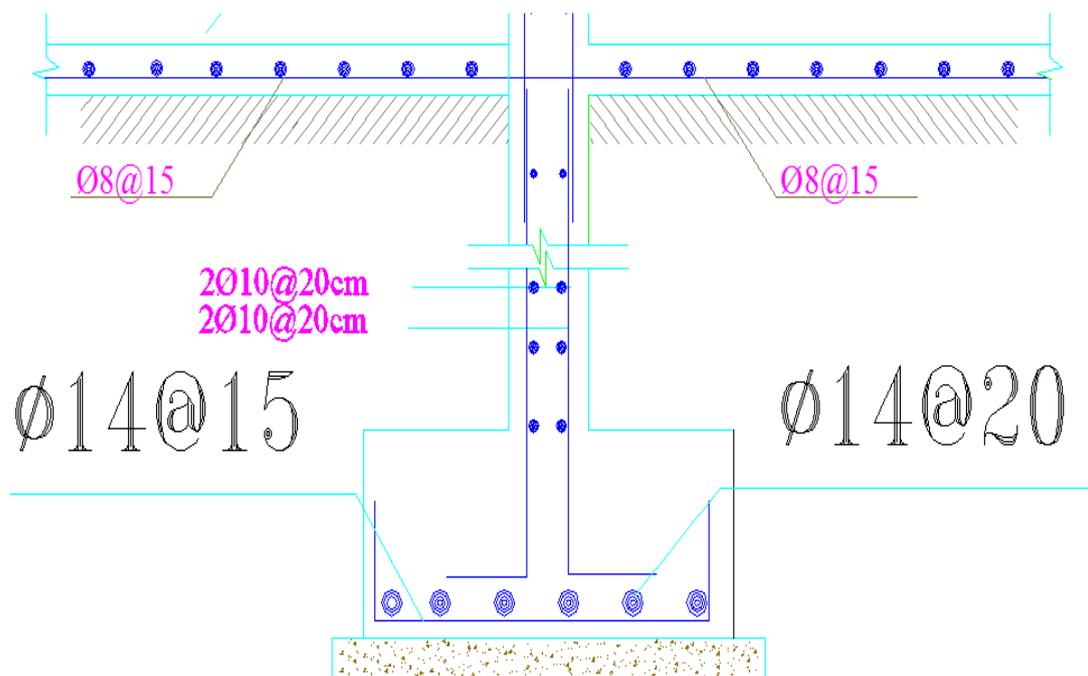


Fig.(4-17)Strip Footing Details

4.14 Design of Stairs :

Determination of Slab Thickness:

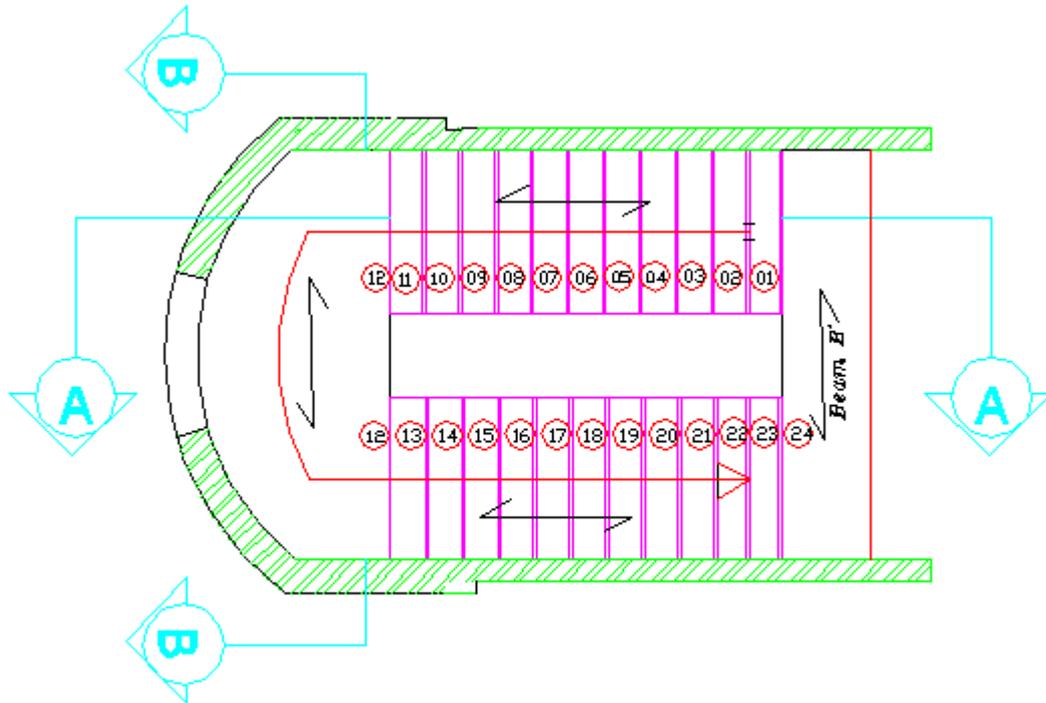


Fig (4-18):Stair (ST.4)

Determination of Thickness:

height = 3.50 m

Rise = $3.50/22 = 16$ cm

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

$h_{\min} = L/20$

$h_{\min} = 5.50 / 20 = 27.50$ cm .

OR

$h_{\min} = L/28$

$h_{\min} = 5.50 / 28 = 19.60$ cm .

⇒ Use **h = 25cm.**

$\theta = \tan^{-1}(16 / 30) = 28.07^\circ$

- **Load Calculations**

Table (4-4) Dead Load calculations of Flight

<u>material</u>	<u>gama</u>	<u>run</u>	<u>rise</u>	<u>t(m)</u>	<u>KN/m</u>
tiles	27	0.16	0.35	0.03	1.377
mortar	22	0.16	0.3	0.03	1.012
str.stp	25	0.16	0.3	0.3	2.00
R C	25	0.25	$\Theta=30.96$	7.083
Plaster	22	0.03	$\Theta=30.96$	0.03	0.75
Total load(DL) KN/m					12.222
Live load (LL) = 5 KN/m²					

Table (5-4) Dead Load calculations of Landing

<u>material</u>	<u>gama</u>	<u>h(m)</u>	<u>b(m)</u>	<u>KN/m</u>
tiles	23	0.03	1	0.69
mortar	22	0.03	1	0.66
R C	25	0.25	1	6.25
plaster	22	0.03	1	0.66
Total load(DL)				8.26
Live load (LL) = 5 KN/m²				

Total Factored load..... (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , $W = 1.2*12.222 + 1.6*5 = 22.67$ KN/m

For $W_{landing}$, $W = 1.2*8.26 + 1.6*5 = 17.921$ KN/m

- Structural System Of Flight :

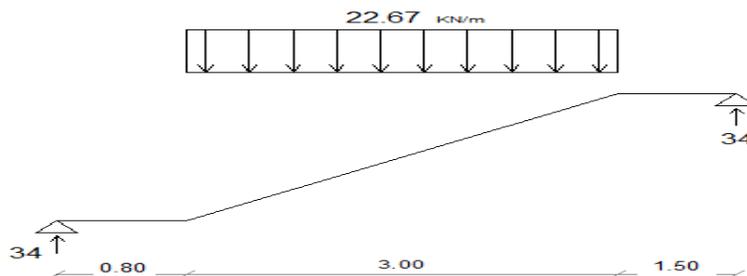


Fig (4-19): Structural System Of Flight

Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$Vu = 34.00 \text{ KN}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 \text{ KN / m}$$

$$0.5 * \phi Vc = 68.28 \text{ KN} . \leq 34.00 \text{ KN } Vu$$

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	φVc (KN)
Ø 14	250	223	34.00	136.56

Design of Flexure:

Design for Flight:

$$Mu = 34*(0.8+1.50)-22.67*1.5^2/2=52.7 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 52.7 \text{ KN.m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{52.7 * 10^6}{0.9 * 1000 * 223^2} = 1.18 \text{ MPa} .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.18}{420}} \right) = 0.00289$$

$$As_{req} = 0.00289 * 1000 * 223 = 644.32 \text{ mm}^2/\text{m} > As_{min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}....$$

OK

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use $\Phi 14$ then.....

$$n = 644.32/154 = 4.20, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{4.20} = 0.24$$

Take 5 $\Phi 14$ /m with $A_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m strip}$

OR

Use 1 $\Phi 14$ @ 20cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

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

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

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c$$

$$\leq 380 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 \cdot 20 = 380 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$$

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

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$770 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 1000 \cdot a$$

$$a = 15.90 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.90}{0.85} = 18.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{223 - 18.65}{18.65} \cdot 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0329 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{s \text{ Shrinkage}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n = 450/154 = 2.92, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34 \text{ m}$$

Take 3 $\Phi 14$ /m with $A_s = 416.7 \text{ mm}^2/\text{m strip}$

OR

Use 1 $\Phi 14$ @ 30 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-
 1. $5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1250 \text{ mm}$
 2. 450 mm – control

- Design for landing:

$$WRA = 34 \cdot 1.60 = 21.25 \text{ KN/m}$$

Structural System Of Landing .

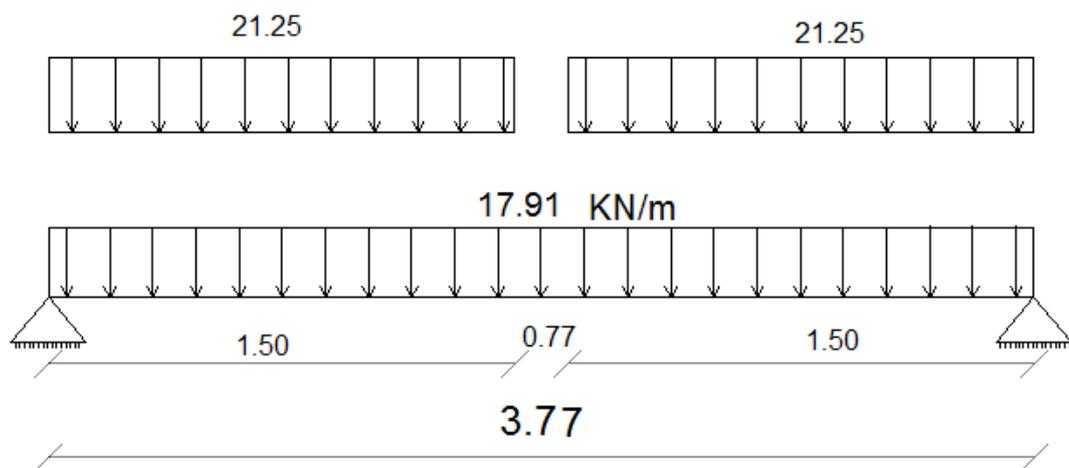


Fig (4-20): Structural System Of Landing

$$R = Vu = 17.91 \cdot 3.77 / 2 + 21.25 \cdot 1.5 = 65.64 \text{ KN/m.}$$

- Check for shear strength:

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 \cdot \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 223}{6} = 136.56 \text{ KN / m}$$

$$Vu = 65.64 \text{ KN / m} < 0.5 \cdot \phi Vc = 68.28 \text{ KN/m .}$$

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu} &= 65.64 * 1.885 - (17.91 * 1.885^2 / 2) - \\ &(21.25 * 1.5(1.5/2 + .385)) = 55.74 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

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

$$R_n = \frac{55.75 * 10^6}{0.9 * 1000 * 223^2} = 1.25 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.25}{420}} \right) = 0.0031$$

$$A_{s_{req}} = 0.003082 * 1000 * 223 = 685 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2/\text{m} \dots$$

OK

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use $\Phi 14$ then.....

$$n = 685 / 154 = 4.45 \quad , \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{4.45} = 0.225 \text{ m}$$

Take 5 $\Phi 14/\text{m}$ with A_s , provided = 769.69 mm^2/m strip

OR

Use 1 $\Phi 14 @ 20 \text{ cm}$

- Step (s) is the smallest of :-

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

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

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * f_y} \right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$$

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$$769.69 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.647 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{223 - 18.647}{18.647} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.03287 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

• **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

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

$$n = 450 / 154 = 2.92 \quad , \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34 \text{ m}$$

Take 3 $\Phi 14$ /m with $A_s = 416.7 \text{ mm}^2/\text{m}$ strip

OR

Use 1 $\Phi 14$ @ 30 cm c/c

Step (s) is the smallest of :-

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

2. 450 mm control.

Stairs Detail:

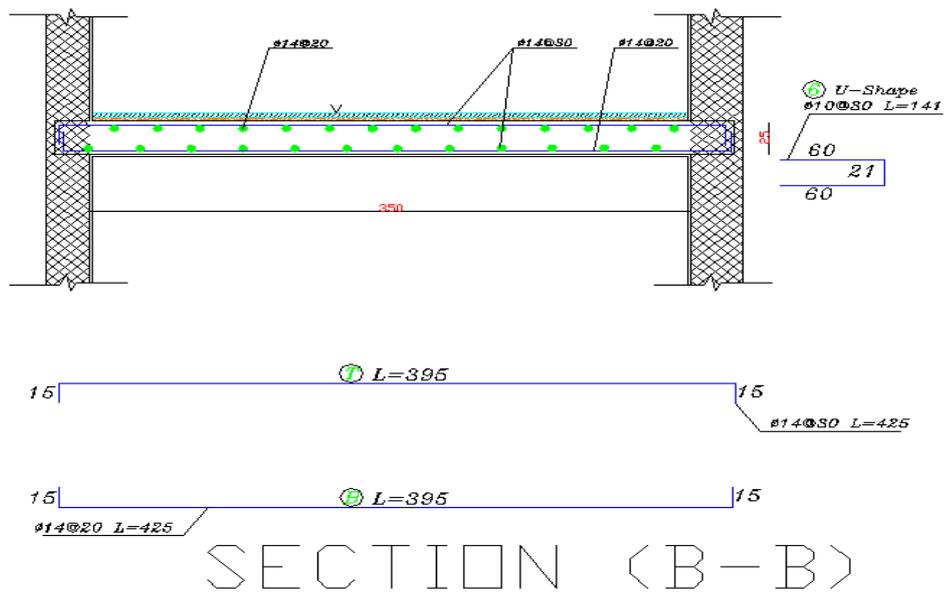
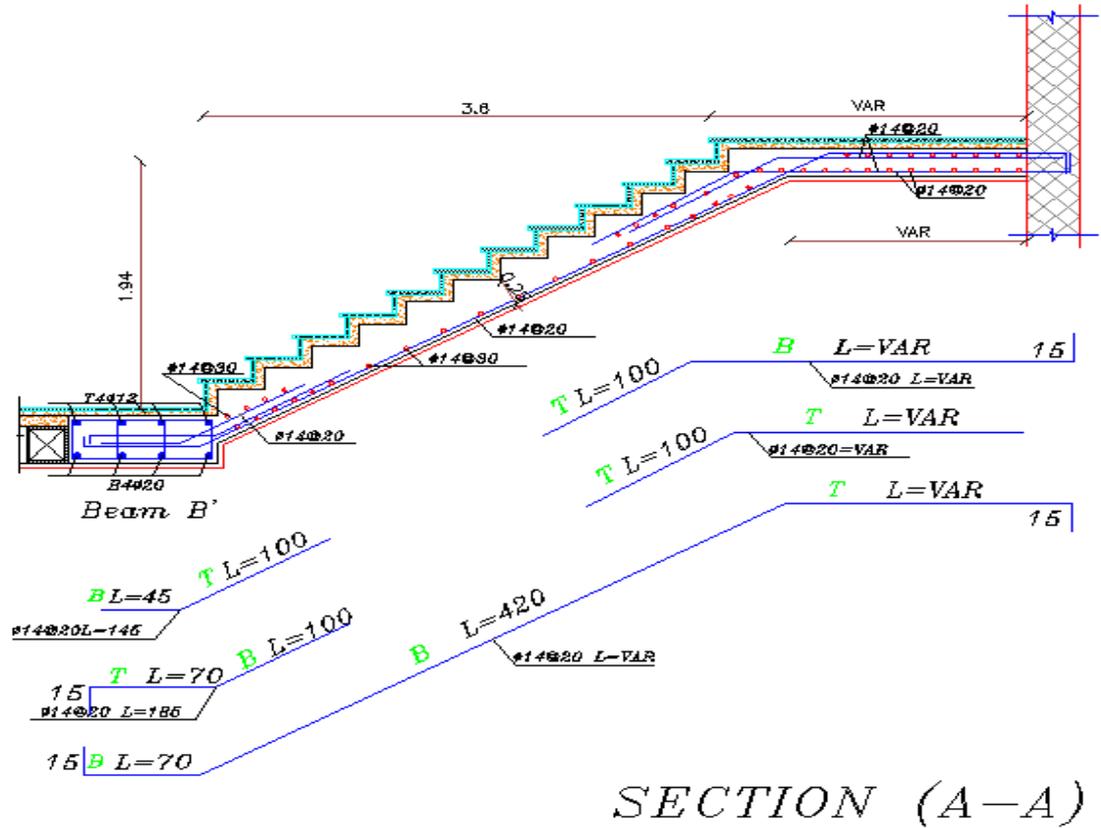


Fig (4-21):stairs detail

4.15 Design of Shear wall:

By using the software (Etabs.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:

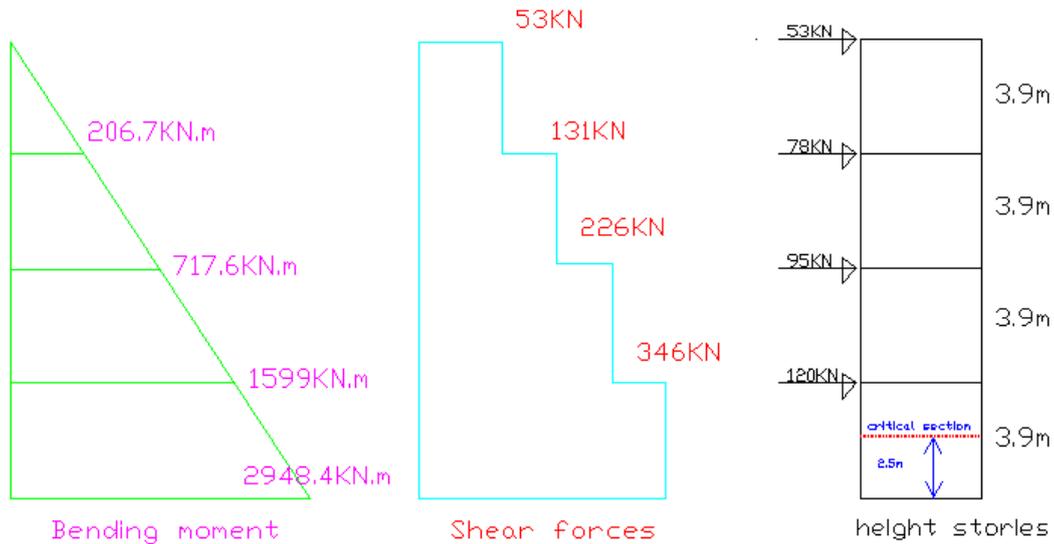


Fig. (4-22): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

Shear wall thickness, $h = 30 \text{ cm}$.

Story height, $L_w = 5.00 \text{ m}$

4.15.1 Check max shear strength permitted:

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

$$\text{let that } d = 0.8 L_w = 0.8 \times 5.00 = 4.00 \text{ m}$$

$$\phi V_{n,\max} = 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{24} \times 300 \times 4.00 = 3659.54 \text{ KN} > V_u = 346 \text{ KN} .$$

ok

4.15.2 Calculate shear strength provided by concrete:

Critical section for concrete is the smallest of:

$$L_w / 2 = 5 / 2 = 2.5 \text{ m}.$$

$$H_w / 2 = 15.6 / 2 = 7.8 \text{ m}.$$

Story height = 3.9 m.

V_c is the smallest of :

$$\diamond V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} h d = \frac{1 * \sqrt{24} * 300 * 4}{6} = 979.8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{control.}$$

$$\diamond V_c = 0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u \cdot d}{4l_w} = 0.27 * \sqrt{24} * 300 * 4 = 1587.3 \text{ KN.}$$

$$\diamond V_c = \left[0.05 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.1 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{h l_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] h d$$

M_u at critical section = 2083.4 KN .m

$$(M_u/V_u) - (L_w/2) = (2083/346) - 2.5 = 3.52 > 0.0$$

$$\diamond V_c = \{0.05 \sqrt{24} + 5(0.1 \sqrt{24} + 0)/3.52\} * 300 * 4 = 1128.66 \text{ KN.}$$

4.15.3 Determine required horizontal reinforcement:

$$0.5 \phi V_c = 0.5 * 0.75 * 979.8 = 367.43 \text{ KN.}$$

$$V_u < 0.5 \phi V_c$$

Need minimum shear reinforcement.

$$\rho = 0.0025$$

used ϕ 10 with $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$.

$$\rho = 2 * 78.5 / 300 * s \longrightarrow s = 209.33 \text{ mm.}$$

max. spacing is the smallest of:

- $L_w/5 = 5/5 = 1000 \text{ mm}$
- $3h = 900 \text{ mm.}$
- $450 \text{ mm.} \dots\dots\dots \text{control.}$

$$S < S_{max}$$

For horizontal reinforcement use $\phi 10 @ 200 \text{ mm.}$

4.15.4 Determine required vertical reinforcement:

$$h_w/L_w = 15.6/5 = 3.12 > 2.5$$

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

take $\rho_t = 0.0025$

max spacing is the least of
 $\Rightarrow L_w/3 = 5/3 = 1.67\text{m}$
 $\Rightarrow 3h = 0.9\text{m}.$
 $\Rightarrow 450\text{mm} \dots\dots\dots$ control.

Select $\Phi 10 @200\text{mm}.$

4.15.5 Design for flexure (uniformly distributed flexure reinforcement):

$$A_{st} = 500/200 * 2 * 78.5 = 3925\text{mm}^2$$

$$\omega = \left(\frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c} = 3925/500 * 300 * (400/24) = 0.04579$$

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

$$\frac{c}{L_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} = 0.04579 / (2 * 0.04579 + 0.85 * 0.85) = 0.05625$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y L_w \left(1 + \frac{P_u}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{L_w} \right) \right] \\ &= 0.9 \{ 0.5 * 2925 * 420 * 500 (1 - 0.05625) \} = 3500.5 \text{ KN.m} \\ \phi M_n &> M_u, \end{aligned}$$

4.15.6 Shear Wall Detail:

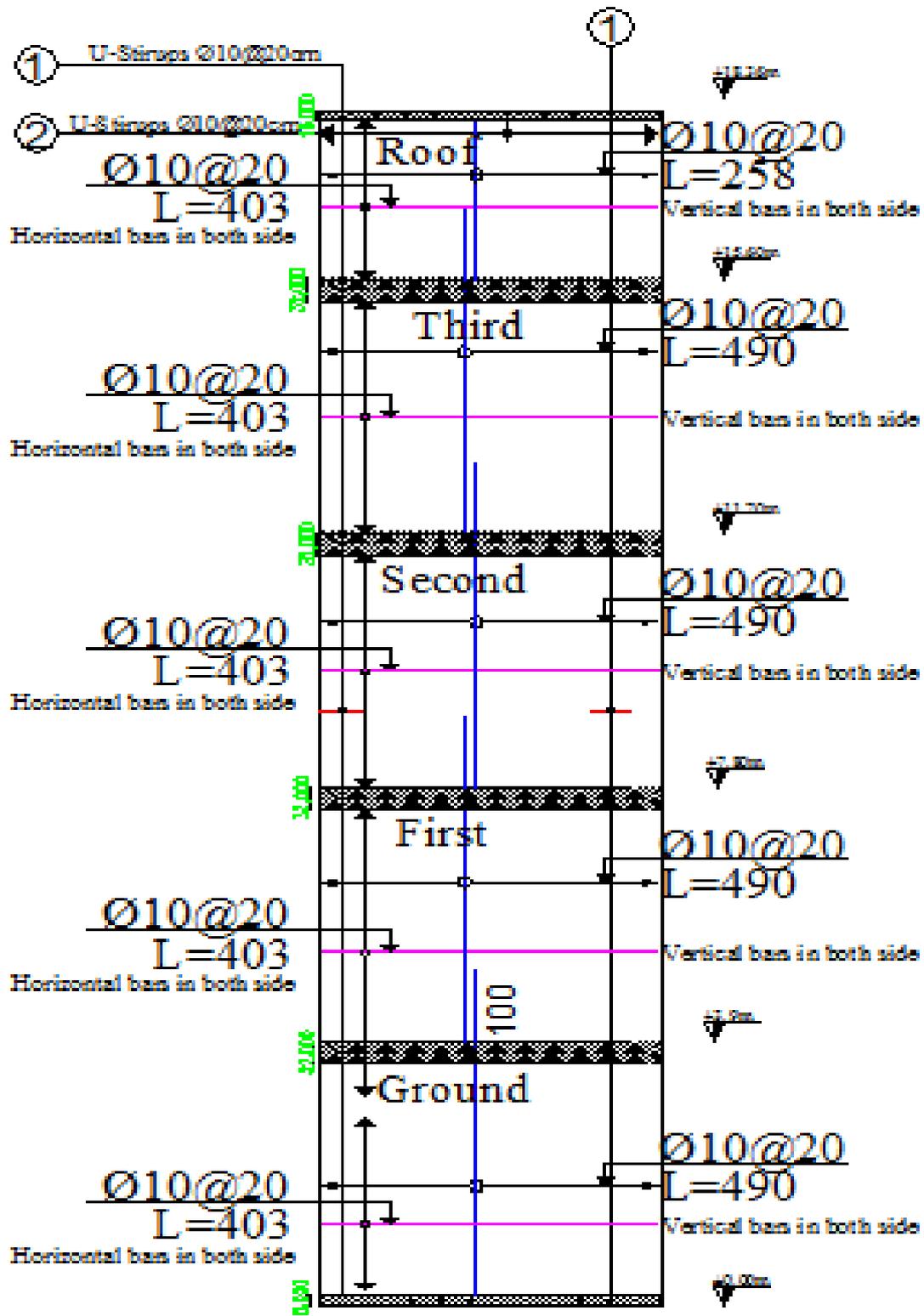


Fig. (4-23): Shear wall detail.

4.16 Design of composite beams:-

Dead load for solid slab :-

Sum of dead load = 6.25 KN/m²

Live load = 5 KN/m²

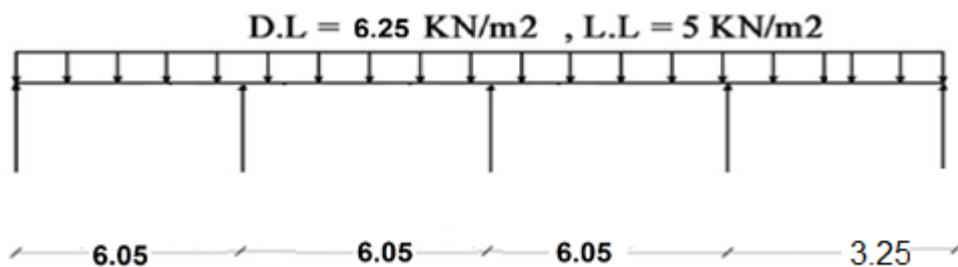
compute factored load on beam :-

$$D.L = \frac{9.85}{12} * 0.15 * 19.85 = 2.444 \text{ kip/ft}$$

Beam weight = 0.15 kip/ft

$$L.L = 0.1 * 19.85 = 1.985 \text{ kip/ft}$$

Factored load :-



$$D.L = 1.2 * (2.44 + 0.15) = 3.113 \text{ kip/ft}$$

$$L.L = 1.6 * 1.985 = 3.176 \text{ kip/ft}$$

$$W_u = 3.176 + 3.113 = 6.289$$

Compute the moment :-

$$M_u = \frac{w * l^2}{8} = \frac{(6.289) * (54.79)^2}{8} = 2360 \text{ kip/ft}$$

Select the section , $A_{s_{req}}$:-

$$t_s = \frac{25}{2.54} = 9.85 \text{ in}$$

Assume a = 1 in ,

$$A_{s_{req}} = \frac{M_u}{\Phi b * f_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{2360 * 12}{0.9 * 50 \left(\frac{19.30}{2} + 9.85 - 0.5 \right)} = 33.12 \text{ in}^2$$

select W_{18*130} $A_g = 38.2$, $d = 19.30$

$$Be = \frac{1}{4} * 54.79 * 12 = 164.37 \text{ in} \dots \text{ controlled}$$

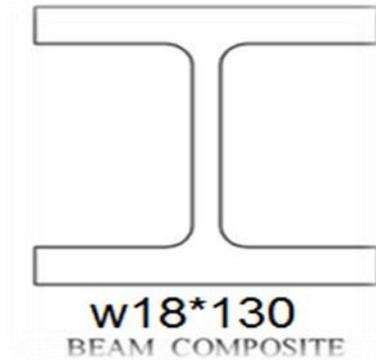
$$\leq \text{beam spacing} = 19.85 * 12 = 238.2 \text{ in}$$

$$T = C$$

$$As * fy = 0.85 * fc * be * a$$

$$38.2 * 50 = 0.85 * 4 * 164.37 * a$$

$$a = 3.42 < ts = 9.85$$



the nominal strength moment:-

$$Mn = Ag * fy \left(\frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 38.20 * 50 \left(\frac{19.30}{2} + 9.85 - \frac{3.42}{2} \right) / 12 = 2831.575$$

$$\Phi Mn = 0.9 * 2831.575 = 2548.42 \geq Mu = 2360 \dots \dots \dots \text{ OK}$$

Design of shear (studs) :-

$$Ec = (1.45)^{1.5} (\sqrt{4}) = 3492 \text{ ksi}$$

$$Qn = 0.5 * As * (\sqrt{Ec * fc})$$

$$= 0.5 * 0.4418 * (\sqrt{3442 * 4}) = 26.1$$

The # of shear connectors required for each half span (N) :-

$$N = \frac{As * Fy}{Qn} = \frac{38.2 * 50}{26.1} = 73.20$$

Say74

Spacing for studs :-

$$P = \frac{L}{\# \text{ IN ONE RAW}} = \frac{54.74 * 12}{74} = 8.88 \text{ in}$$

$$P \text{ max} = 8 * ts = 9.85 * 8 = 78.8 \text{ in}$$

$$P \text{ mini} = 6 * \text{diameter} = 6 * 0.75 = 4.5 \text{ in}$$

Then $p \text{ max} > p > p \text{ mini}$

$$78.8 > 8.88 > 4.5 \dots \dots \dots \text{ OK .}$$

Deflection of beam :

$$A_{cr} = \frac{bE_{ts}}{n} = \frac{164.37 * 9.843}{8} = 202.23 \text{ in}^3.$$

$$B_e = \frac{1}{4} * 54.79 * 12 = 164.37 \text{ in} \dots \text{controlled}$$

$$\leq \text{beam spacing} = 19.85 * 12 = 238.2 \text{ in}$$

The width of equivalent steel:

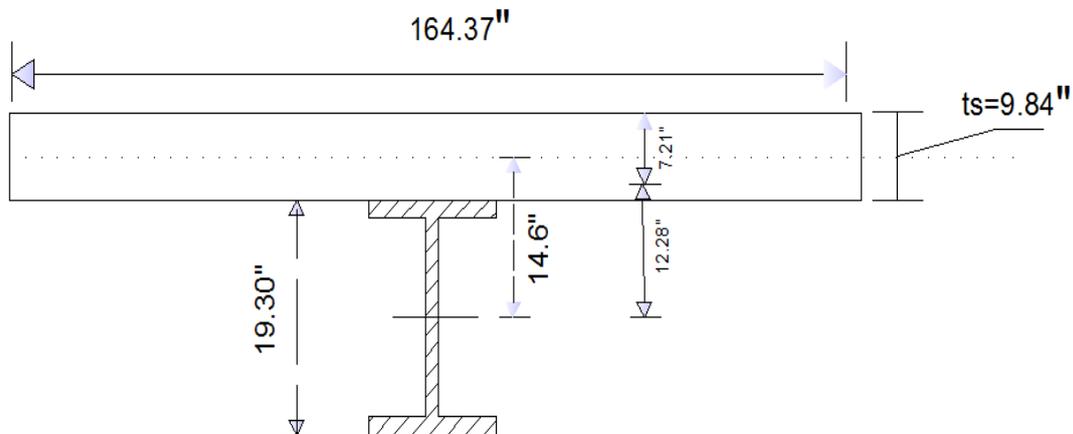
$$bE / n = 164.37 / 8 = 20.55 \text{ in.}$$

slab....area=202.23 distance from centroid=4.6in $A_y = 2952.6 \text{ in}^3$
 $A_y^2 = 43107.3 \text{ in}^4$ $I_o = 1633 \text{ in}^4$.

W18*130.... area=38.2 distance from centroid=4.6in $A_y = 0 \text{ in}^3$
 $A_y^2 = 0 \text{ in}^4$ $I_o = 2460 \text{ in}^4$.

$$I_x = I_o + A_y^2 = 4093 + 43107.3 = 47200.3 \text{ in}^4$$

$$Y = 2952.6 / 240.43 = 12.28 \text{ in.}$$



$$I_{o_{slab}} = 20.55 * 9.843^3 / 12 = 1633.$$

$$I_{tr} = I_x - A_y^2 = 47200 - 240.43 * 12.28^2 = 10943.84 \text{ in}^4.$$

$$y_t = 19.3 / 2 + 9.834 - 12.28 = 7.213 \text{ in.} \dots \text{to top slab.}$$

$$y_b = 19.3 / 2 + 12.28 = 21.93 \text{ in.} \dots \text{to bottom steel.}$$

Compute the load deflection:

$$\begin{aligned}\Delta LL &= \frac{5WL^4}{384.Es.Itr} \\ &= \frac{5*1.985*54.79^4*12^3}{384*29000*10943.84} = 1.27in. \\ \Delta Limit &= \frac{L}{400} = \frac{54.79*12}{400} = 1.6437. \\ \Delta LL &= 1.27 < \Delta limit = 1.6437in.....ok\end{aligned}$$

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

1- المقدمة :

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

ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2-النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار .
4. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اغلب العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

5. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

(a) AUTOCAD 2012/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

(c) (Office 2013) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

(d) E-Tabs لتصميم وتسليح الجدران الحاملة (Shear Wall).

(e) Safe لتصميم العقدات المصمتة والأعصاب والأساسات المنفصلة .

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز

أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3- 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 لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد

النظام الإنشائي للمبنى. ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة

الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة

بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول

على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة

أحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الفصل السادس

الملاحق والمراجع

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.
2. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-05 .

4. Uniform Building Code (UBC-97) .

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range $1440\text{--}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$l/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$l/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load) [†]	$l/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$l/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

TABLE 1
Coefficients for negative moments in slabs^a

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$ where w = total uniform dead plus live load
 $M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$

Ratio	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

^a A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.

TABLE 2

Coefficients for dead load positive moments in slabs^a

$M_{a,pos,dl} = C_{a,dl}wl_a^2$ where w = total uniform dead load
 $M_{b,pos,dl} = C_{b,dl}wl_b^2$

Ratio	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9	
$m = \frac{l_a}{l_b}$										
1.00	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.036 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.040 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.045 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.050 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.056 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.061 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.068 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.074 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.081 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.088 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.095 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

^a A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.