

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للفاء 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

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى حلول الحكومي " المقترح إنشاؤه في حلول - الخليل.

فريق العمل

خلود ابراهيم بلاصي

جيهان أحمد مطلوب

هيا ابراهيم عمرو

روان إياد ملحم

إشراف :

م. إيناس شويكي

كانون ثاني - سنة 2017 م

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للفاء 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

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى حلول الحكومي " المقترح إنشاؤه في حلول - الخليل.

فريق العمل

خلود ابراهيم بلاصي

جيهان أحمد مطلوب

هيا ابراهيم عمرو

روان إياد ملحم

إشراف :

م. إيناس شويكي

كانون ثاني - سنة 2017 م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



التصميم الإنشائي لـ " مستشفى حلول الحكومي " المقترح إنشاءؤه في حلول- الخليل

فريق العمل

خلود ابراهيم بلاصي

جيهان أحمد مطلوب

هيا ابراهيم عمرو

روان إياد ملحم

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

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

د. فيضي شبانة

م. إيناس شويكي

توقيع اللجنة الممتحنة

كانون ثاني - سنة 2017 م

خلاصة المشروع التصميم الإنشائي لمستشفى لحول الحكومي

فريق العمل:

جيهان أحمد مطلوب
خلود ابراهيم بلاصي
روان إياد ملحم
هيا ابراهيم عمرو

جامعة بوليتكنك فلسطين-2017 م

بإشراف:

م. إيناس شويكي

ملخص المشروع

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى لحول الحكومي، مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرح طبي.

يتكون المبنى من خمسة طوابق، وتبلغ مساحته الإجمالية 12200 متر مربع، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية، وتعدد الكتل والمناسيب ووجود تراجعات في البناء.

تم التصميم الإنشائي بناء على متطلبات الكود الخرساني الأمريكي (ACI_318M)، وتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل: AutoCAD 2010, Atir, Etabs and Safe. ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، كما تضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية تلخصت في إختيار النظام الإنشائي الأمثل للمبنى وكذلك تم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال الواقعة عليها ومن ثم تم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى.

Abstract

The structural design of Halhul Public Hospital

Working team:

Jihan Ahmad Matloub

Khulud Ibraheem Balasi

Rawan Iyad Milhem

Haya Ibraheem Amro

Palestine Polytechnic University

Supervisor:

Eng. Inas Shweiki

Project Abstract

The idea of this project can be summarized by preparing Halhul Government Hospital. Which consists of all facilities that should be available in any medical centre.

The project is consists of five floors, and the total area of the building is 12200 meter square, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional.

We used ACI-318 code and structural designing programs such, ATIR, AutoCAD, and we studied some old graduation projects, and the project included of detailed structural study of identified and analysis of the construction elements and the expected various loads, and then the structural design of elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design.

الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ وَقُلْ اَعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ ﴾

صدق الله العظيم

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ، ولا يطيب النهار إلا بطاعتك ، ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك ، ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك ، ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك

إلى من بلغ الرسالة ، وأدى الأمانة ، ونصح الأمة ، إلى نبي الرحمة ونور العالمين " سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم "

إلى من قرن الله رضاه عنا بالإحسان إليهما وبرهما ، إلى من حصد الأشواك عن دري لي يمهّد لي طريق العلم ، إلى والدي الذي غرس في نفسي الثقة بالنفس والصبر على الصعاب فهما سبيل التقدم والنجاح

وإلى والدي التي غمرتني بحنانها ورفعت أكفها بالضراعة إلى الله أن يوفّقني في حياتي ويبعد عني كل سوء ، إلى بسمّة الحياة وسر الوجود

إلى أخوتي وأخواني ، إلى القلوب الطاهرة الرقيقة والنفوس البريئة ، إلى رياحين حياتي

إلى أصدقائي ، إلى الأخوة الذين لم تلدهم أمي ، إلى من تخلّو بالإخاء ، وتميزو بالوفاء والعطاء ، إلى ينابيع الصدق الصافي ، إلى من معهم سعدت ، وبرفتهم في دروب الحياة الحلوة والحزينة سرت ، إلى من كانوا معي على طريق النجاح والخير ، إلى من عرفت كيف أجدهم وعلموني أن لا أضيعهم

" الشهداء الأبرار " إلى الأكرم منا جميعاً الذين رويوا بدمائهم ثرى وطننا الحبيب

" أسرانا البواسل " إلى الذين يقبعون خلف القضبان ليدفعوا ضريبة الوطن

إلى الكادر التعليمي في الجامعة ...

إلى كل طالب علم ..

الشكر والتقدير

بسم الله الرحمن الرحيم

قال تعالى : (اللَّهُ وَلِيُّ الَّذِينَ آمَنُوا يُخْرِجُهُم مِّنَ الظُّلُمَاتِ إِلَى النُّورِ)

صدق الله العظيم

إن الشكر والمنة لله وحده كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة .. جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ... بطاقتها التدريسية والإداري

إلى المربية الفاضلة والمشرفة على هذا البحث ... م. إيناس شويكي

إلى الأصدقاء

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع

لائحة المحتويات

الرقم	المحتويات	رقم الصفحة
	نسخة عن العنوان	I
	شهادة تقييم مشروع التخرج	II
	ملخص المشروع باللغة العربية	III
	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	IV
	الإهداء	V
	الشكر والتقدير	VI
	لائحة المحتويات	VII
	لائحة الجداول	X
	لائحة الأشكال	XI
	قائمة الاختصارات	XIV
1	الفصل الأول - المقدمة	1
1-1	المقدمة	2
2-1	تعريف عام بالمشروع	2
3-1	أهداف المشروع	2
4-1	مشكلة المشروع	3
5-1	حدود المشروع	3
6-1	المسلمات	3

3	فصول المشروع	7-1
5	الجدول الزمني للمشروع	8-1
6	الفصل الثاني - الوصف المعماري	2
7	المقدمة	1-2
8	لمحة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	3-2
10	أهمية الموقع	1-3-2
10	حركة الشمس والرياح	2-3-2
11	وصف عناصر المشروع	4-2
11	الطوابق	1-4-2
13	وصف الواجهات	5-2
16	الواجهة الشمالية	1-5-2
16	الواجهة الجنوبية	2-5-2
17	الواجهة الشرقية	3-5-2
17	الواجهة الغربية	4-5-2
18	وصف الحركة	6-2
19	الفصل الثالث - الوصف الإنشائي للمبنى	3
20	المقدمة	1-3
20	الهدف من التصميم الإنشائي	2-3

20	الأحمال	3-3
21	الأحمال الميتة	1-3-3
21	الأحمال الحية	2-3-3
22	الأحمال البيئية	3-3-3
23	العناصر الإنشائية	4-3
23	العقدات	1-4-3
25	الجسور	2-4-3
26	الأعمدة	3-4-3
27	جدران القص	4-4-3
28	الأدراج	5-4-3
28	الجدران الاستنادية	6-4-3
29	فواصل التمدد	7-4-3
30	Chapter four – Structural Analysis and Design	4
31	Introduction	4-1
32	Factored Loads	4-2
32	Slabs thickness calculation	4-3
32	Determination of thickness for one way ribbed slab	4-3-1
34	Load calculation	4-4
34	Design of Topping	4-4-1
36	One way ribbed slab	4-4-2
37	Design of rib (R6)	4-5

40	Design of flexure of rib (R6)	4-5-1
52	Design of Beam (B17)	4-6
72	Design of Beam (B17) for shear	4-6-1
80	Design of two way ribbed slab (R007)	4-7
89	Design of one way Solid Slab	4-8
93	Design of column (C164)	4-9
97	Design of stairs	4-10
104	Design of Isolated Footing (F8)	4-11
109	Design of Basement wall	4-12
113	Design of Strip Footing for Basement Wall	4-13
116	الفصل الخامس - النتائج والتوصيات	5
117	النتائج	1-5
117	التوصيات	2-5
117	المراجع	3-5
118	الملاحق	4-5

لائحة الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
5	الجدول الزمني للمشروع	1.1
21	الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	1.3
21	الأحمال الحية لعناصر المبنى	2.3

22	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3.3
34	Calculation of the dead load for topping	4.1
36	Calculation of the dead load for one way ribbed slab	4.2
82	Calculation of the total dead load for two way rib slab (25).	4.3
89	Calculation of the total dead load for one way solid slab	4.4
98	Dead Load for flight	4.5
98	Dead Load For Landing	4.6

لائحة الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
9	خارطة حلول	1.2
9	الموقع العام	2.2
10	تأثير الشمس على المبنى	3.2
11	طابق التسوية	4.2
12	الطابق الأرضي	5.2
13	الطابق الأول	6.2
14	الطابق الثاني	7.2
15	الطابق الثالث	8.2
16	الواجهة الشمالية	9.2

16	الواجهة الجنوبية	10.2
17	الواجهة الشرقية	11.2
17	الواجهة الغربية	12.2
18	الحركة الأفقية في المبنى	13.2
18	الحركة الرأسية في المبنى	14.2
24	عقدة أعصاب باتجاه واحد	1.3
24	عقدة أعصاب باتجاهين	2.3
25	عقدة مصمتة باتجاه واحد	3.3
25	أشكال الجسور المسحورة والساقطة	4.3
26	أشكال الأعمدة	5.3
26	مقطع في عمود	6.3
27	جدار القص	7.3
28	مقطع توضيحي في الدرج	8.3
28	مقطع في الجدار الاستنادي	9.3
29	فواصل التمدد في المبنى	10.3
32	Ground floor slab	1.4
33	One way ribbed slab	2.4
34	Topping load	3.4
36	Section in one way ribbed slab	4.4
37	Rib 6 and Beam 17	5.4
38	Section in ine way ribbed slab	6.4

38	Rib (6) Geometry	7.4
38	Loading of rib (6)	8.4
39	Moment of Rib (6)	9.4
39	Shear Envelope and reactions of rib (6)	10.4
53	Beam (17) Geometry	11.4
54	Loading of Beam (17)	12.4
54	Moment of Beam (17)	13.4
55	Shear Envelope for beam (17)	14.4
80	Two way Ribbed slab	15.4
81	Typical section in ribbed slab.	16.4
82	Two way ribbed slab	17.4
83	Two way ribbed slab	18.4
89	One way solid slab	19.4
97	stair plan	20.4
97	); Structural analysis	21.4
99	Structural analysis for flight	22.4
102	Structural analysis for landing	23.4
103	Reinforcement Detail for Stair	24.4
104	Footing- F8	25.4

109	Basement wall	26.4
109	Shear and Moment diagram	27.4
115	Basement wall reinforcement	28.4

List of abbreviation:

D_L : Dead load.

L_L : live load.

W_u : factored total load.

L : clear length of member.

M_n : nominal moment.

M_u : factored moment at section.

f'_c : Compression strength of concrete.

f_y : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ : ratio of steel area.

ϕ : strength reduction factor.

V_n : nominal shear strength.

V_u : factored shear force at section.

V_c : nominal shear strength provided by concrete.

V_s : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s : area of steel.

A_v : area of shear reinforcement.

b : width of compression face of member.

b_w : web width.

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

h : over all thickness of member.

S : spacing between bars

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة

1-2 تعريف عام بالمشروع

1-3 أهداف المشروع

1-4 مشكلة المشروع

1-5 حدود المشروع

1-6 المسلمات

1-7 فصول المشروع

1-8 الجدول الزمني للمشروع

1-1 المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة وبسيرة بكافة ملامحها وأشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل للوصول إلى مبتغاه، إذ أنه اتخذ من البيوت كهوفاً، ومن أوراق الأشجار وجلد الحيوان ثياباً، ومن الشعلة ضوءاً يستنير به من الظلام، وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

ومن خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، وكشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا، نظراً للعجز الطبي القائم في البلاد، ويكون الحل بوجود مستشفيات نموذجية تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة والسلامة العامة.

هذه الاحتياجات لا تتحقق إلا بتوفر المكان المناسب الذي يشمل الإضاءة والتهوية والمساحة المناسبة، لذا ففريق العمل رأى أن يضع بين أيديكم دراسة إنشائية كاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة لنموذج يلبي هذه الحاجة وهو مستشفى.

1-2 تعريف عام بالمشروع

المشروع عبارة عن مستشفى يقع في مدينة حلحول، يتكون المبنى من خمسة طوابق، على قطعة أرض مساحتها 28 دونم، كما وبلغت مساحة البناء الكلية لجميع الطوابق حوالي 10000 متر مربع.

1-3 أهداف المشروع

تتلخص أهداف المشروع فيما يلي :

- 1- التصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية في المبنى، للخروج بمخططات تنفيذية كاملة وقابلة للتنفيذ على أرض الواقع بأسهل الطرق وأقل التكاليف، بما يحقق الوظيفة التي صمم من أجلها المبنى.

- 2- ملائمة التصميم الإنشائي للتصميم المعماري قدر الإمكان، بما يظهر القدرة الإنشائية للتعامل مع مختلف الأفكار والعناصر المعمارية في المبنى، وإخراج المبنى بصورة مميزة شريطة عدم التأثير على قدرة المبنى ومثاقته.
- 3- تجسيد المعلومات والأفكار التي توافرت من خلال المسابقات التي تمت دراستها واستخدامها بغية تحقيق التصميم المنشود.
- 4- اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

1-4 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمستشفى لحول في مدينة الخليل، حيث تضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من العقدات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

1-5 حدود المشروع

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

1-6 المسلمات

- 1- اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08).
- 2- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs).
- 3- استخدام برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point and AutoCAD.

1-7 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
- 2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

8-1 الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول الملحق رقم (1.1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق ما تم عمله خلال الفصل الدراسي الثاني:

جدول (1.1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الدراسي الثاني
للعام الدراسي 2015-2016

16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	الأسبوع المهمة
																اختيار المشروع
																دراسة الموقع
																جمع المعلومات
																دراسة المبنى معمارياً
																دراسة المبنى انشائياً
																التحليل الإنشائي
																التصميم الإنشائي
																إعداد المشروع
																إعداد العرض
																عرض المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1-2 المقدمة

2-2 لمحة عن المشروع

3-2 موقع المشروع

4-2 وصف عناصر المشروع

5-2 وصف الواجهات

1-2 المقدمة

في النفس البشرية حاجة ماسة للإبداع -كانت ولا زالت- رفعت من خلالها حضارات واطاحت بأخرى، وكان سعي الإنسان لتحقيق هذه الغاية كبير، ولم تكد تقض أجيال حتى جاءت غيرها لتكمل مسيرة الإبداع البشرية المستمرة. وهذا ما يتمثل في يومنا هذا وشاهدة للعيان، فأبدع الفرعوني بأهراماته والاعريقي بتمثيله ومتاحفه ولحقهم الصيني بسوره العظيم وأكمل غيرهم المشوار.

ومن هنا تكمن أهمية التصميم لأي منشأ أو مبنى والذي يمر بعدة مراحل، بحيث تتمثل محطاتها الأولى بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ، ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم انشاء هذا المبنى، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد موقع الأعمدة والمحاور.

ومن منظور طبي يجب النظر إلى الحاجة المطلوبة بأكمل وجه ويقدر الإمكان، وتكمن هذه الحاجة في تقديم رعاية طبية وهذا يتأتى من خلال التصميم المعماري الجيد للمبنى مع الأخذ بكل الاعتبارات التصميمية الخاصة بالمباني الطبية التي تتمثل في توزيع الأقسام وربطها ببعضها، وفي نفس الوقت فصلها لعدم تأثير أحدها على الآخر وتوفير المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغات الإنشائية، وتوفير التهوية والإضاءة المناسبة.

إن فكرة تصميم مستشفى لحلول الحكومي في مدينة لحول كانت وليدة الواقع الصحي السيئ الذي تعيشه هذه المدينة في جانب الخدمات الصحية، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع للتفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المركز في لحول التي هي في أمس الحاجة إليها.

2-2 لمحة عن المشروع

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، وكشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا ملحة إلى وجود مستشفيات في منطقتنا؛ نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد، ويكون الحل وجود مستشفيات نموذجية تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة والسلامة العامة.

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى عام يحقق الأهداف التي ذكرت آنفا ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية، ويتكون المشروع من خمسة طوابق والتي من ضمنها طابق تسوية وروف، تتدرج فيه المساحات وتتنوع الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

2-3 موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة، بحيث تصاغ العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عن الموقع ويشمل ذلك الشوارع والخدمات المحيطة، وارتفاع المباني المحيطة واتجاه الرياح السائدة، والضجيج ومسار الشمس.

تقع أرض المشروع في المنطقة الشمالية الشرقية لمدينة لحول وهي أرض جبلية، و تم اختيار هذا الموقع لخدمة كل من المناطق التالية: سكير، بيت أمر، العروب، الجبعة، الشيوخ، و صوريف، لقرب الأرض من الشارع الإقليمي الالتفافي بالتالي احتمالية خدمة تلك المناطق أكثر من غيرها.



الشكل (1.2) خارطة لحول



الشكل (2.2) الموقع العام

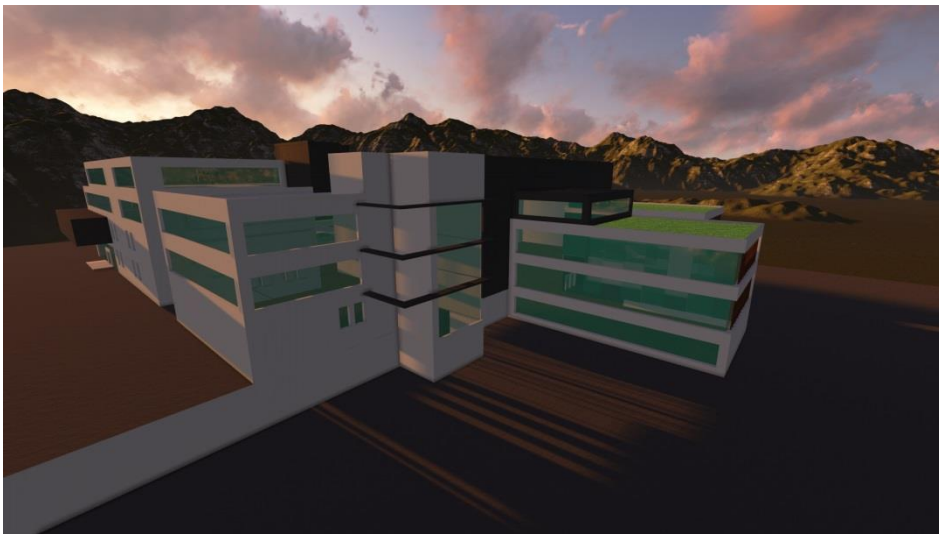
2-3-1 أهمية الموقع

- الموقع حدوده واضحة ومفصولاً تماماً عن المناطق السكنية.
- تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض من جميع النواحي، وأيضاً الموقع قريب من الطريق الالتفافي.
- الموقع قريب من كافة الخدمات وهي في منطقة مرتفعة وهادئة، كما أن الموقع على اتصال مع شبكات الطرق الرئيسية ومع الشارع الالتفافي ولا يوجد أي مصدر لإثارة التلوث أو الضوضاء.

2-3-2 حركة الشمس والرياح

حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس وحمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة للحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

أما الرياح فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وعلى هيكله الإنشائي، لذلك تم مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى وصمم بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.



الشكل (3.2) اتجاه الشمس في المبنى.

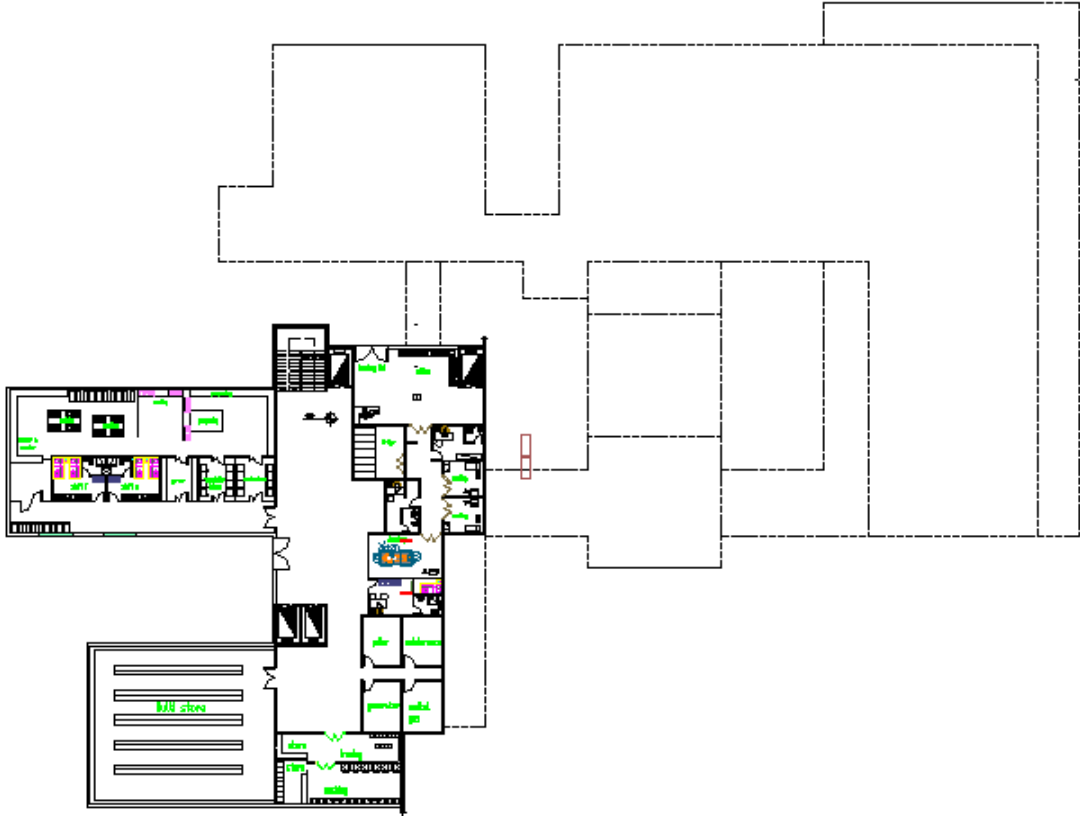
4-2 وصف عناصر المشروع

1-4-2 الطوابق

- طابق التسوية

تبلغ مساحته 1390 متر مربع، ومنسوبه (4.50) تحت مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات الطابق موزعة كالتالي:

- يحتوي على مطابخ ومخازن.
- غرف ممرضين.
- يحتوي على مغاسل للموتى وغرف تشريح.

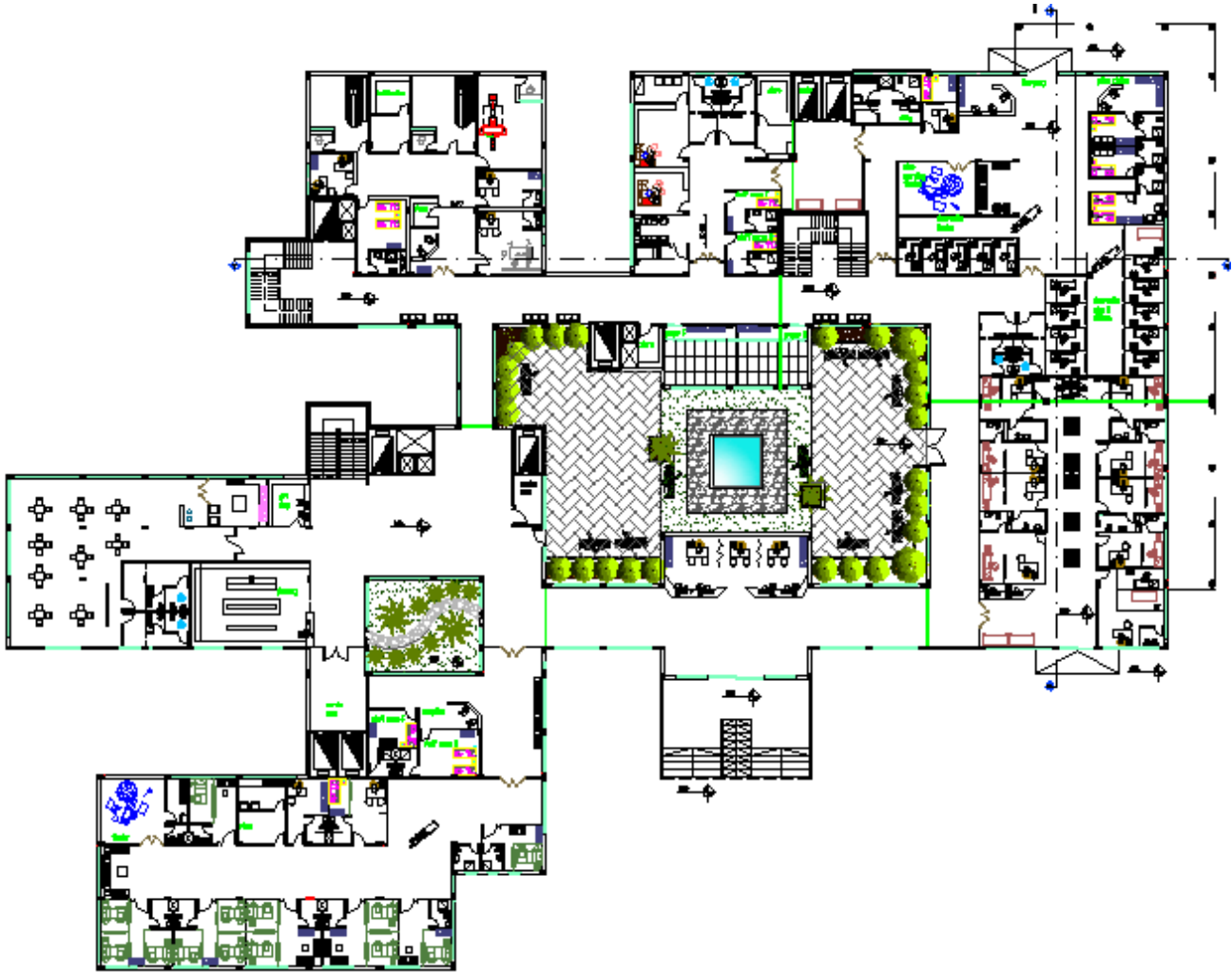


الشكل (4.2) مخطط طابق التسوية.

- الطابق الأرضي

تبلغ مساحته 3670 متر مربع، ومنسوبه (+0.0) فوق مستوى سطح الأرض، حيث تنتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:

- يحتوي على صيدلية وكافيتريا.
- قسم الأشعة، والعديد من غرف المرضى، وقسم المراقبة.
- المدخل الرئيسي، وكذلك يحتوي على مدخل طوارئ.
- مدخل فرعي إلى عدد من العيادات المنفصلة.

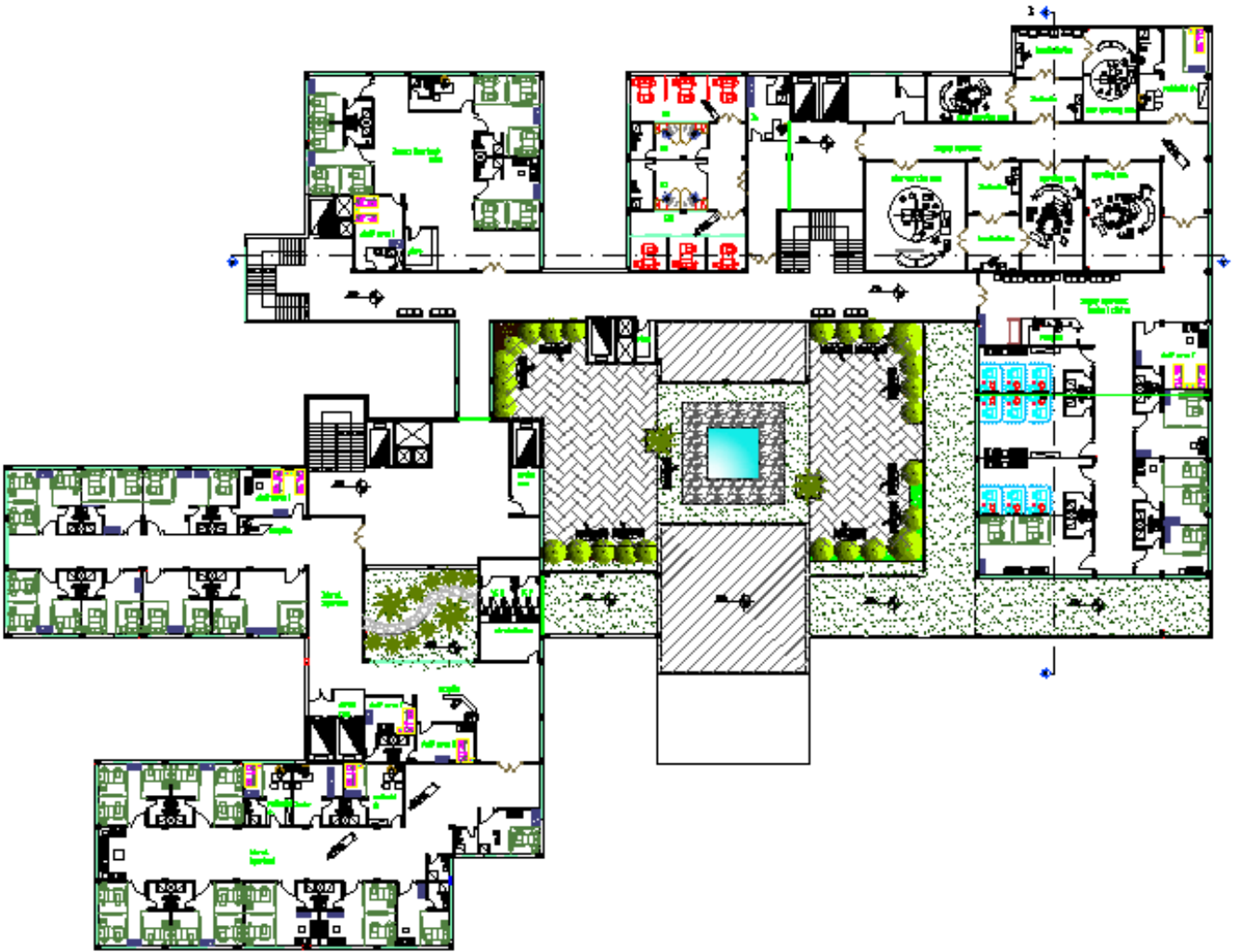


الشكل (5.2) مخطط الطابق الأرضي

- الطابق الأول

تبلغ مساحته 3550 متر مربع، ومنسوبه (+4.5) فوق مستوى سطح الأرض، حيث تنتوزع فعالياته كالتالي:

- يحتوي على قسم الجراحة.
- يتركز في هذا الطابق قسم العمليات.
- كذلك قسم جراحة أطفال ونساء.
- قسم الداخلي.



الشكل (6.2) مخطط الطابق الأول.

- الطابق الثاني

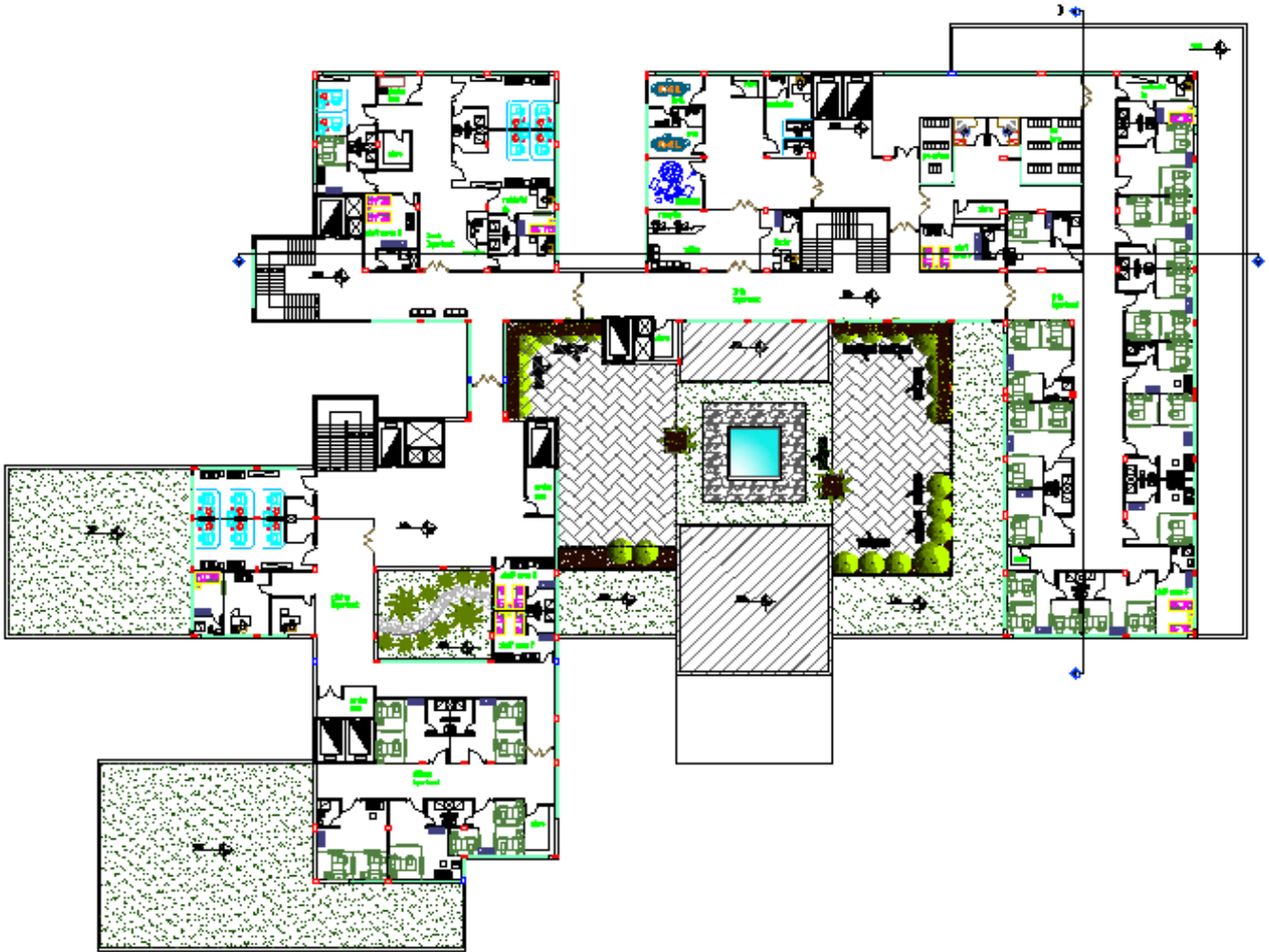
تبلغ مساحته 2800 متر مربع، ومنسوبه (+9.0) فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة

كالتالي:

- يحتوي على غرف مرضى، ويتركز في هذا الطابق عدد كبير منها.

- غرف عمليات.

- قسم الولادة، وقسم أطفال.

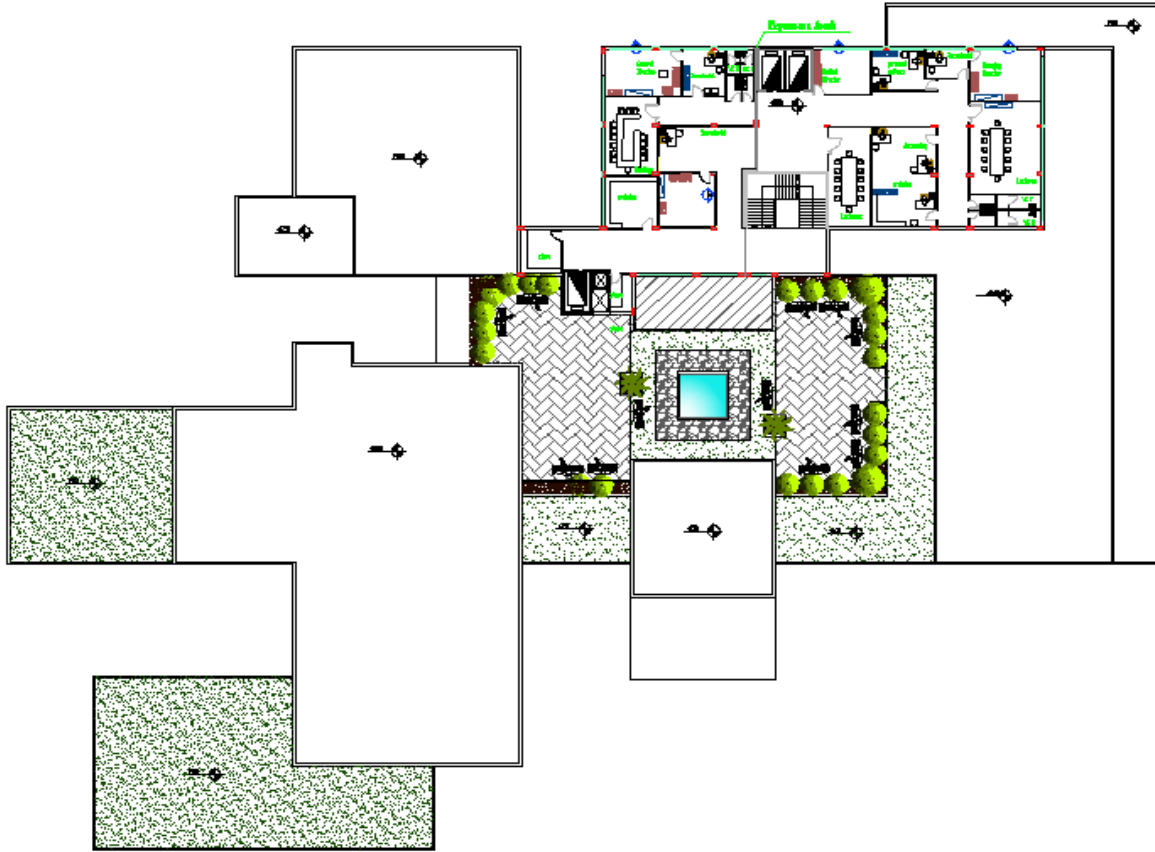


الشكل (7.2) مخطط الطابق الثاني

- الطابق الثالث

تبلغ مساحته 790 متر مربع، ومنسوبه (+13.5) فوق مستوى سطح الأرض، ويحتوي هذا الطابق على الفعاليات التالية:

- قسم الادارة.
- غرف أطباء، ومكاتب سيكرتارية.
- غرف اجتماعات.



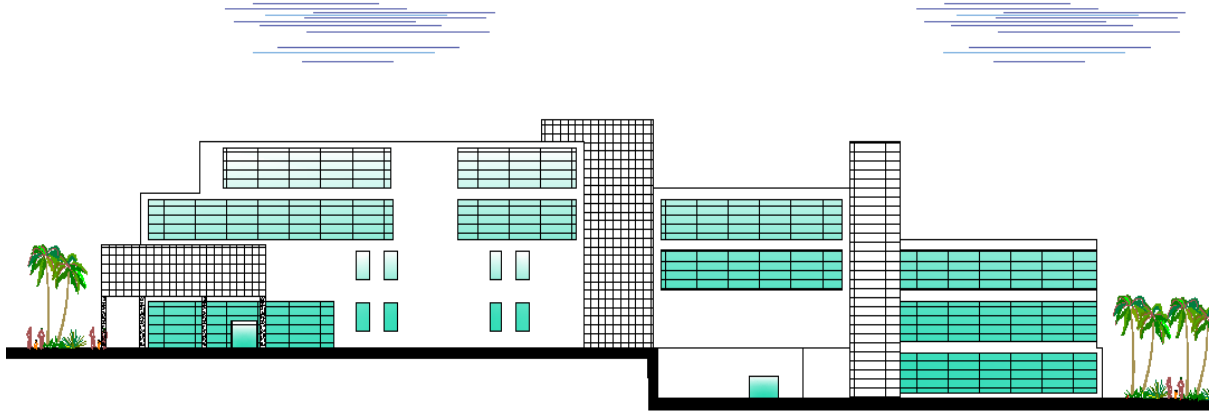
الشكل (8.2) مخطط الطابق الثالث

2-5 وصف الواجهات

لا شك أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة، كما أنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات، والتي تعكسها الواجهة.

2-5-1 الواجهة الشمالية

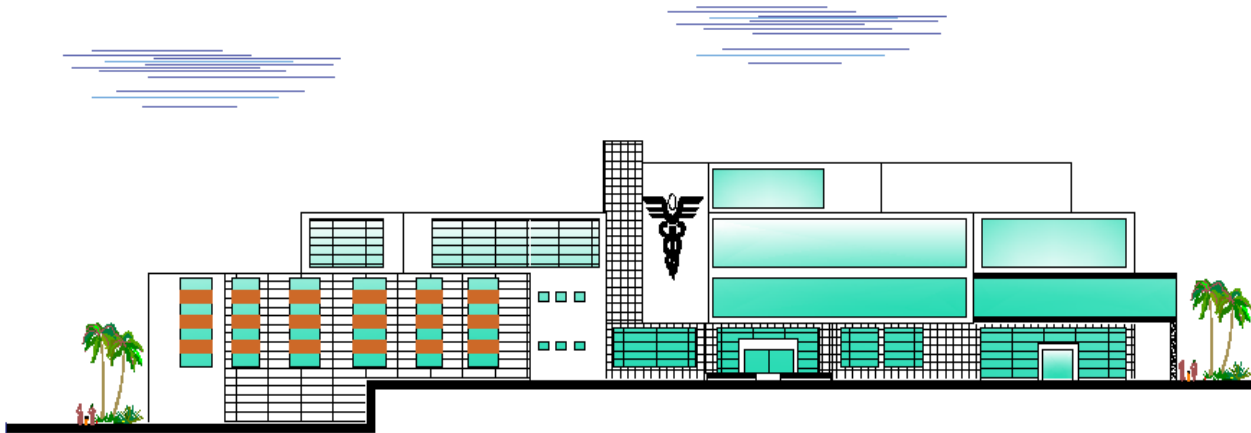
تحتوي على العناصر الجمالية مثل الزجاج والبروزات والتراجعات، وتحتوي على مدخل طوارئ، وتظهر فيها تكتلات المبنى بشكل واضح، وتعتبر جيدة، حيث تعمل الرياح الشمالية على تبريد الواجهة فتم عمل شبابيك مناسبة لاستغلال هذا الجانب وجعل المبنى أكثر تهوية.



الشكل (9.2) الواجهة الشمالية

2-5-2 الواجهة الجنوبية

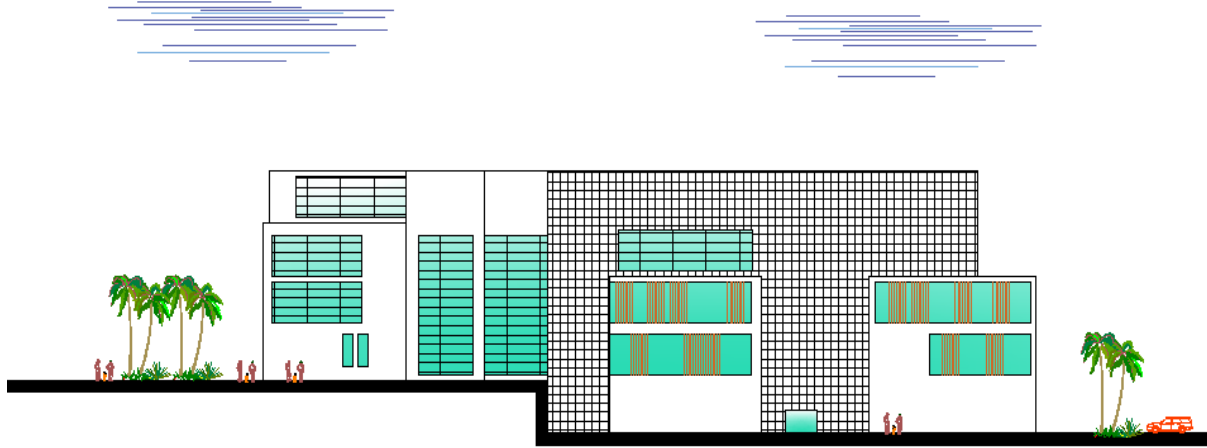
هي الواجهة الرئيسية للمستشفى، حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى، وتطل على الشارع الرئيسي، وكذلك تحتوي على مدخل منفصل للعيادات الموجودة في الطابق الأرضي، وتظهر فيها العديد من العناصر الجمالية المتمثلة في استخدام الزجاج والخشب، بالإضافة إلى وجود تراجعات وبروزات.



الشكل (10.2) الواجهة الجنوبية

3-5-2 الواجهة الشرقية

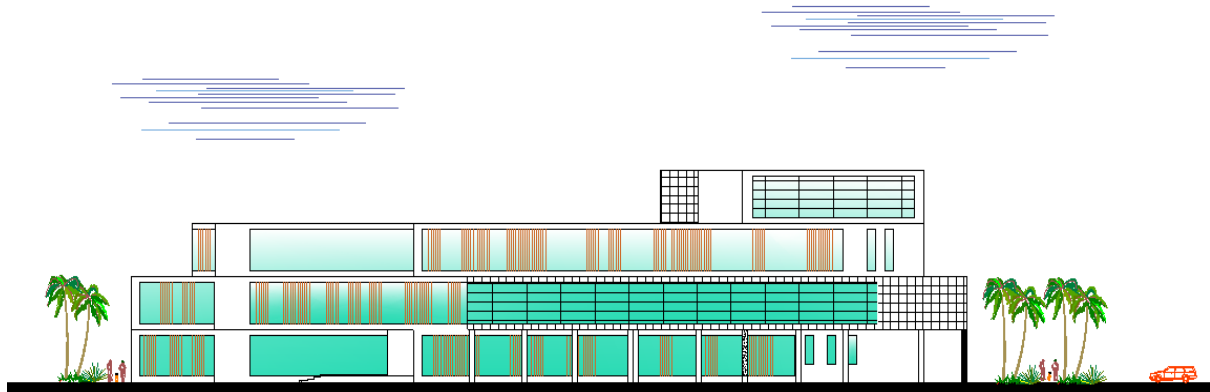
الواجهة الشرقية هي الأفضل وفيها تشرق الشمس إلى قرب منتصف النهار ثم تبدأ في النزول فتستفيد من شمس الصباح وتزول الشمس فيكون المبنى بارداً غير محمل بأشعة الشمس الحارقة، كما تحتوي على العناصر الجمالية مثل الزجاج والبروزات والتراجعات.



الشكل (11.2) الواجهة الشرقية

4-5-2 الواجهة الغربية

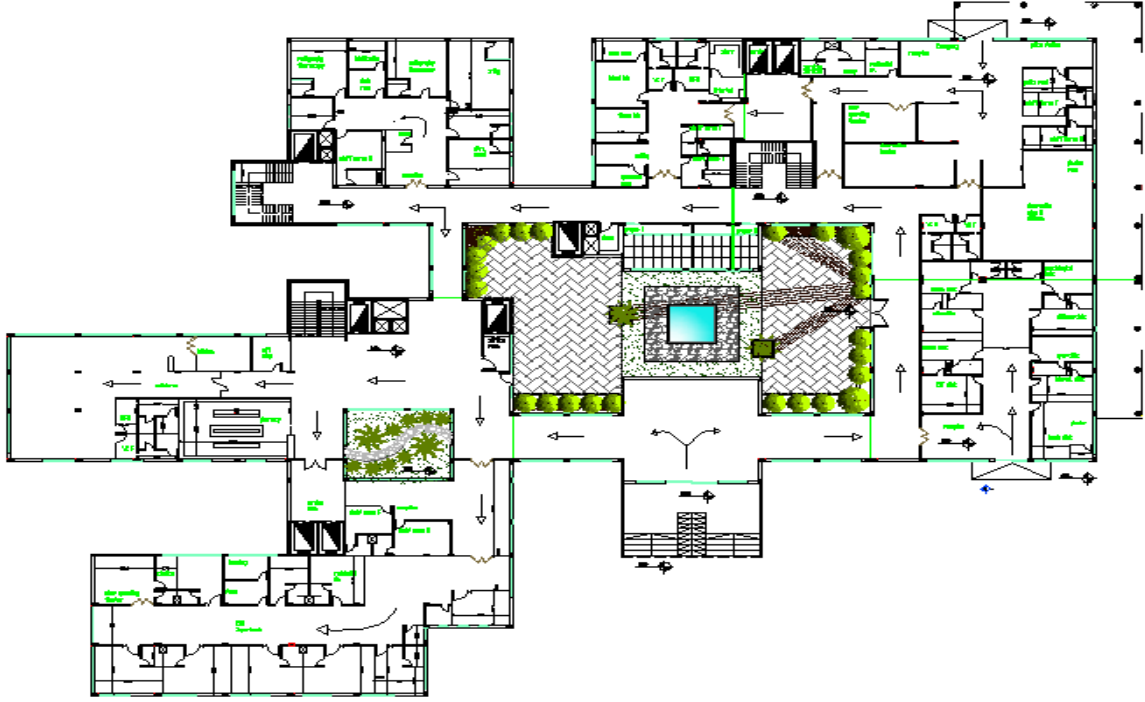
يظهر فيها جمال العناصر المعمارية من استخدام زجاج وخشب، حيث تطل على الساحات الخضراء ذات الإطلالة المميزة.



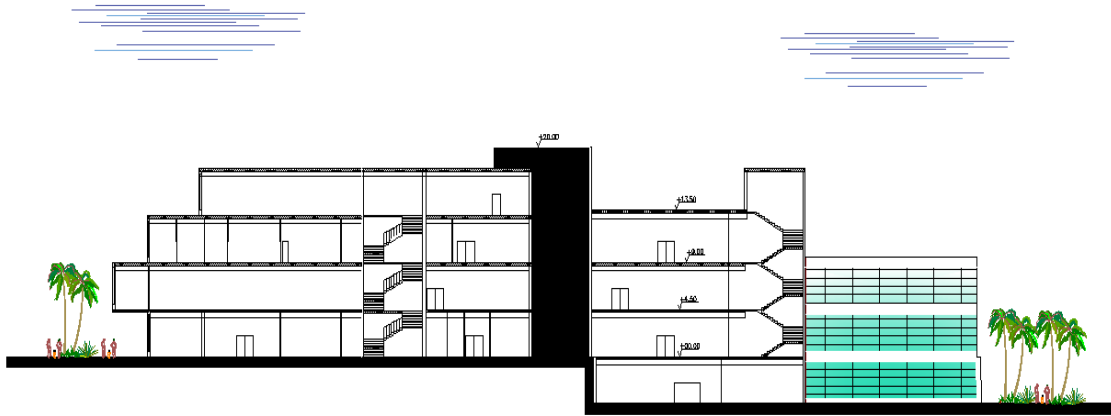
الشكل (12.2) الواجهة الغربية

6-2 وصف الحركة

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



الشكل (13.2) الحركة الأفقية في المبنى.



الشكل (14.2) الحركة الرأسية في المبنى.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

1-3 المقدمة

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

3-3 الأحمال

4-3 العناصر الإنشائية

3-1 المقدمة

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

كما تطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المختلفة المناسبة للمشروع 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 تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل لإتمام المشروع بشكل كامل ومتربط والحصول على مبنى يحقق الأهداف التالية:

- 1) الأمان: حيث يكون المبنى آمنا في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- 2) التكلفة الاقتصادية: وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- 3) ضمان كفاءة الاستخدام: وتعني تجنب أي خلل في المنشأ كوجود التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها ان تضايق مستخدمي المبنى.
- 4) الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 الأحمال

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، ولا بد للعناصر الإنشائية أن تكون قادرة على تحمل هذه الأحمال دون حدوث انهيار للمنشأ، حيث يتم تحديد الأحمال بشكل دقيق، وهي كما يلي :

3-3-1 الأحمال الميتة

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديدها تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة.

جدول رقم (1.3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m³)
1	البلاط	22
2	الرمل	16
3	القضارة والمونة	22
4	الطوب	15
5	الخرسانة المسلحة	25

3-3-1 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص والأثاث والمعدات خلال عمر المبنى، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وطبيعة المبنى، ويتم تحديدها باستخدام الكود الأردني للأحمال.

جدول رقم (2.3) يوضح الأحمال الحية لعناصر المستشفى.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m²)
1	غرف الطعام وردهات الاستراحة وغرف النوم والحمامات	2.0
2	المداخل المعرضة والقاعات	5.0
3	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج	3.0
4	غرف الأشعة والعمليات والخدمات	2.0

3-3-3 الأحمال البيئية

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع.

(1) أحمال الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة. وتكون هذه القوى موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط، وسالبة اذا كانت ناتجة عن شد. تحدد أحمال الرياح اعتمادا على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع وما يحيط به من ارتفاعات.

(2) أحمال الثلوج:

الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، وتقيم اعتمادا على الأسس الآتية:

1- ارتفاع المبنى عن سطح البحر.

2- ميلان السطح المعرض للثلوج.

3- الوزن النوعي للثلج.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني:

جدول (3.3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

الارتفاع عن سطح البحر (h) بالمتري (m)	أحمال الثلوج (KN/m ²)
$h > 250$	0
$500 > h > 250$	$(h-250)/800$
$1500 > h > 500$	$(h-400)/320$

أما الميلان فتكون (So = 1) اذا كانت $\alpha = 30$ ، وتكون (So > 1) اذا كانت $30 < \alpha < 60$ ، وتكون (So = 0) اذا

كانت $\alpha > 60$ حسب المعادلة التالية (Sd = μ_i So).

3) أحمال الزلازل

عبارة عن اهتزازات أفقية وعمودية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فينتج عنها قوى قص، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم بحيث نصمم على القوى الأفقية لمقاومته في حال حدث. وفي مشروعنا سيتم التعامل مع هذه المشكلة عن طريق جدران القص التي سيتم توزيعها في المبنى في المشروع، وسيتم عمل الحسابات الانشائية اللازمة لها، وسيتم اعتماد كود UBC في ذلك.

3-4 العناصر الإنشائية

يتكون المبنى من عدة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها البعض لتقاوم الأحمال الواقعة ع البناء وتشمل العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات.

3-4-1 العقدات:

نظرا لمرعاة المتطلبات المعمارية بالمشروع فقد تم استخدام العقدات التالية في المشروع:

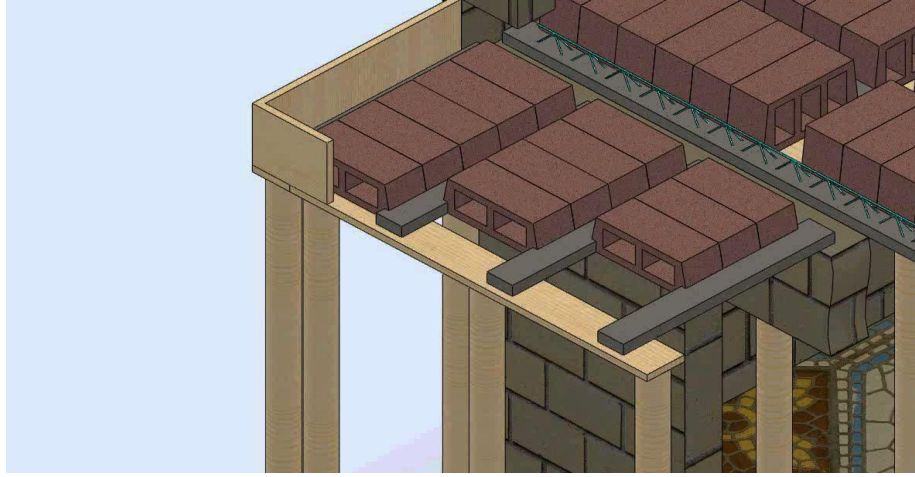
1) عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد.

2) عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين.

3) عقدات مصمتة ذات الاتجاه واحد.

- عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد:

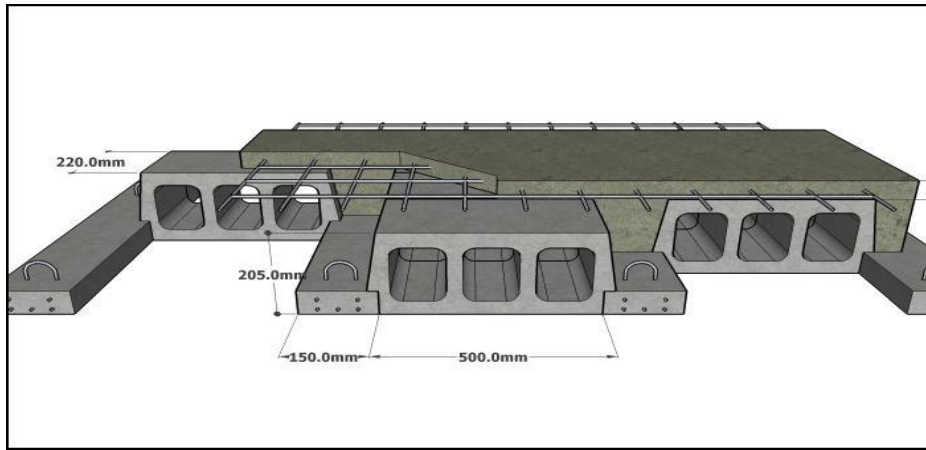
من أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات، وتتكون من صف من الطوب بينها عصب، ويكون التسليح باتجاه القصير، وتم استخدامها في جميع طوابق هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها. حيث استخدمت بسماكة مناسبة للعقدات (35 cm) وباستعمال الطوب الخرساني بأبعاد (40*20*27 cm).



الشكل (1.3) عقدة أعصاب باتجاه واحد.

- عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين:

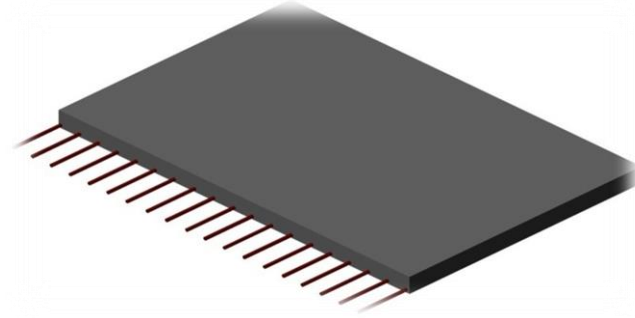
تم استخدامها في هذا المبنى، وتتكون من صفوف وأعمدة من الطوب يفصل بينها أعصاب أفقيا وعموديا، والتسليح يكون باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين.



الشكل (2.3) عقدة أعصاب باتجاهين.

- عقدات مصمتة ذات اتجاه واحد:

هذا النوع من العقدات لا تحتوي على طوب وإنما على حديد وخرسانة فقط، واستخدم هذا النوع من البلاطات في عقدات بيت الدرج. وتستخدم في المناطق التي تتعرض كثيراً للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة.

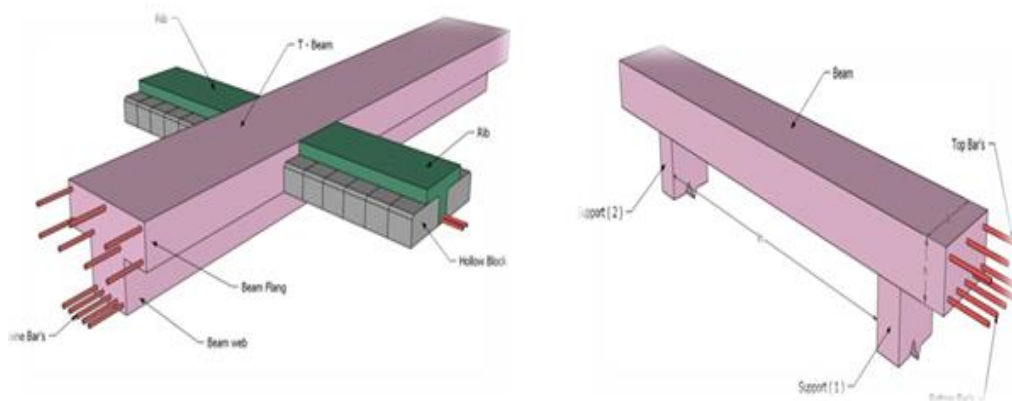


الشكل (3.3) عقدة مصمتة باتجاه واحد.

3-4-2 الجسور:

عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال الواقعة من الأعصاب والعقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

- (1) جسر مسحورة: وهي الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
- (2) جسر ساقطة: عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي.



الشكل (4.3) أشكال الجسور المسحورة والساقطة.

3-4-3 الأعمدة :

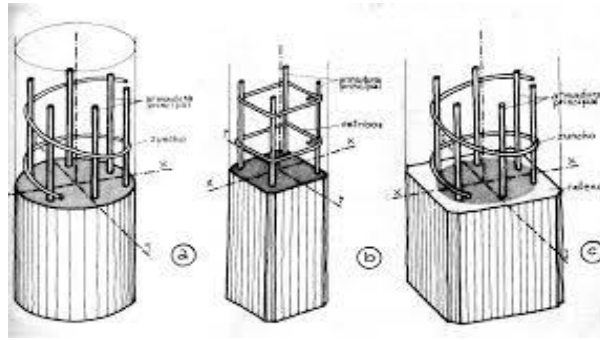
هي عناصر إنشائية رئيسية بالمبنى، حيث تنتقل الأحمال من العقدة للجسور، ثم إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عناصر أساسية، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال.

والأعمدة نوعان من حيث التعامل معها بالتصميم هما:

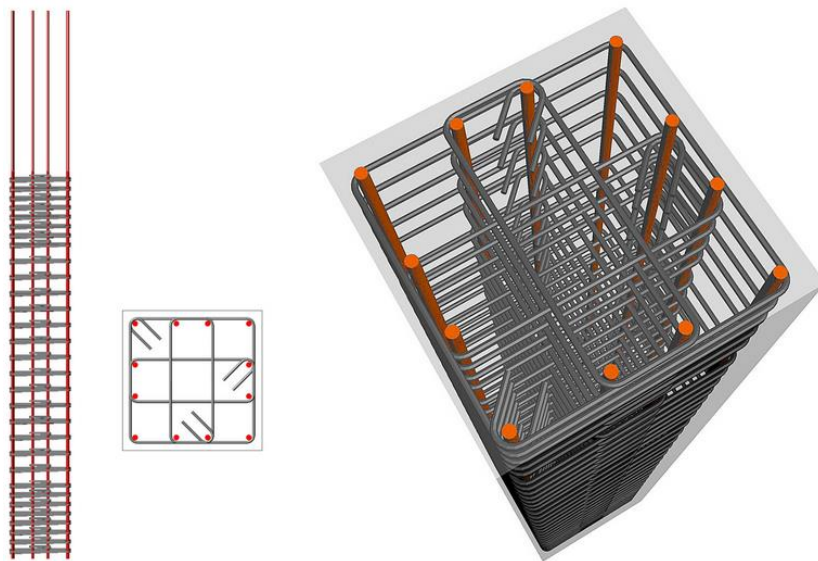
(1) الأعمدة القصيرة.

(2) الأعمدة الطويلة.

أما من حيث الشكل المعماري والمقاطع الهندسية فمنها المستطيل والدائري والمربع، والمشروع يحتوي نوعين من الأعمدة هما المستطيل والدائري.



الشكل (5.3) أشكال الأعمدة.



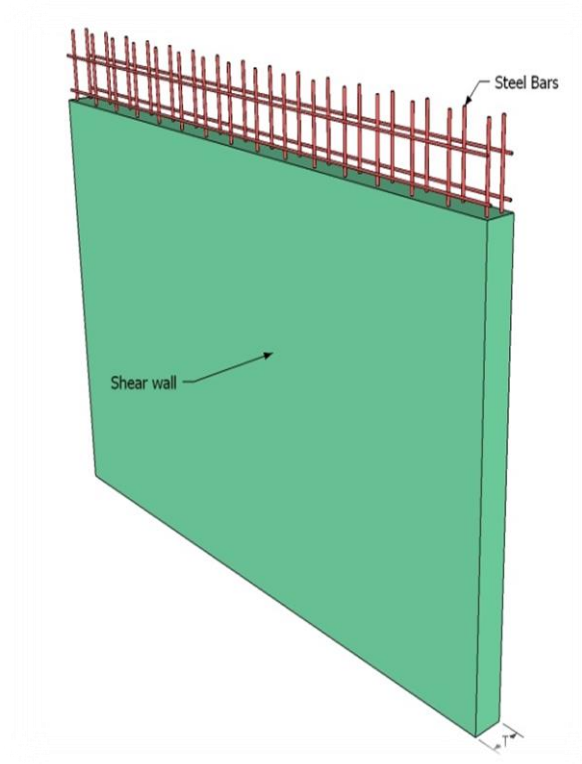
الشكل (6.3) مقطع في عمود.

3-4-4 جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل، وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها في مقاومة القوى الأفقية.

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها، ويجب توفرها باتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.

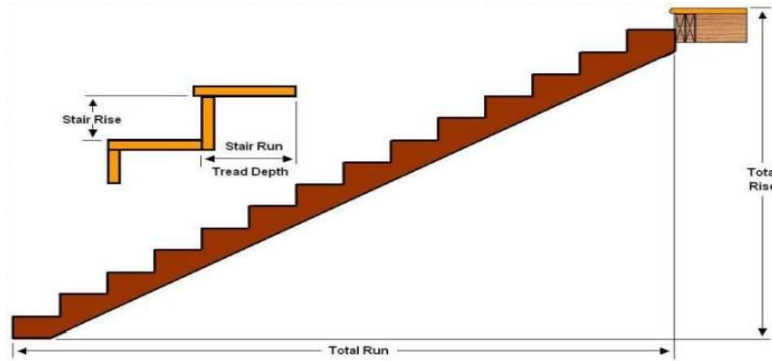
وتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها، وتتمثل بالجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد.



الشكل (7.3) جدار القص.

3-4-5 الأدرج :

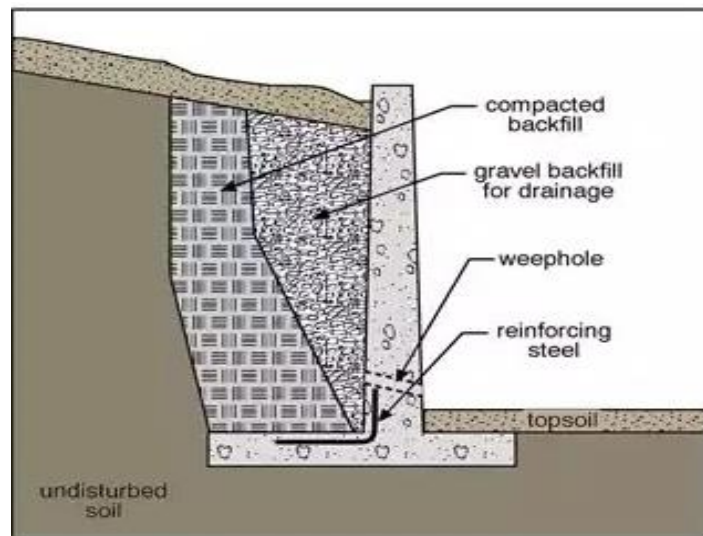
الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال الرأسى بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدة طوابق عبر المبنى، وتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة باتجاه واحد.



الشكل (8.3) مقطع توضيحي في الدرج.

3-4-6 الجدران الاستنادية :

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



الشكل (9.3) مقطع في الجدار الاستنادي.

3-4-7 فواصل التمدد :

تتخذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري، ويتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر، للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات.

وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاومة لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل الفواصل الزلزالية.

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي:

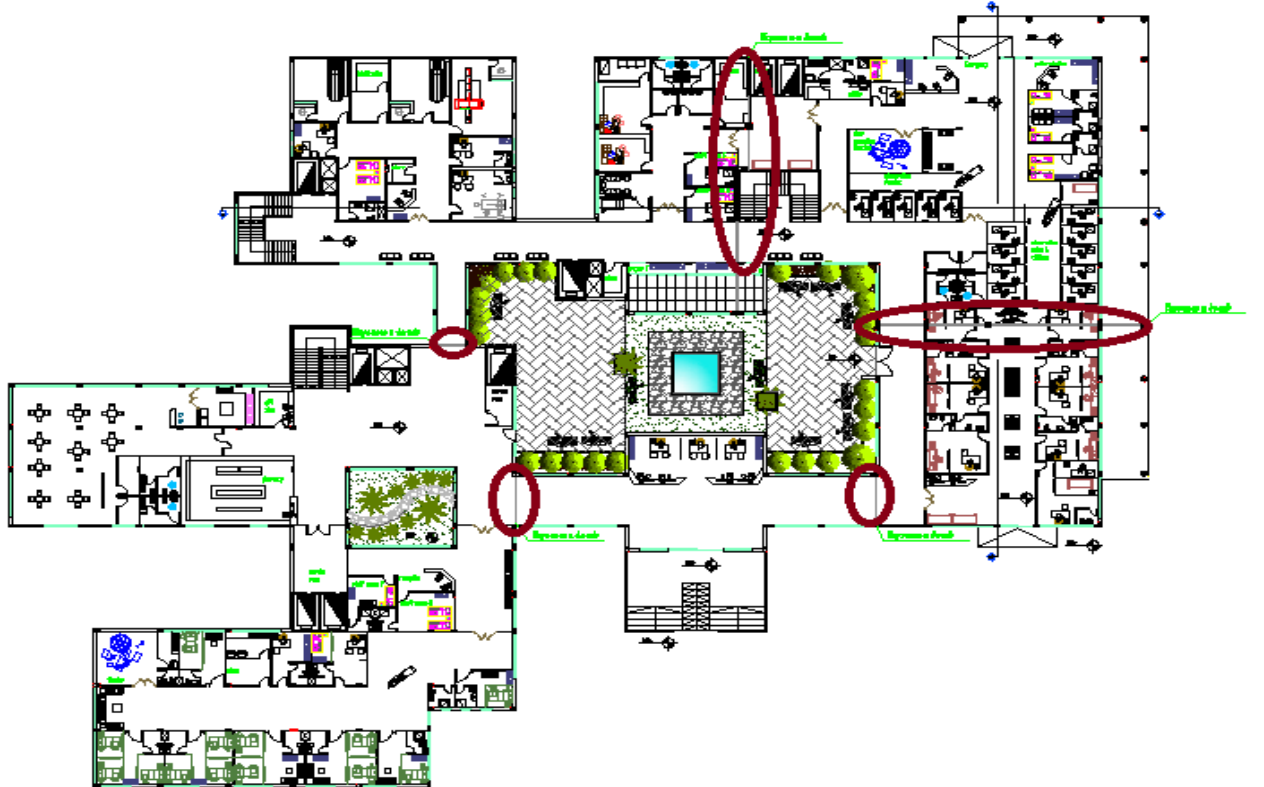
(1) 40 متر في المناطق ذات الرطوبة العالية.

(2) 36 متر في المناطق ذات الرطوبة العادية.

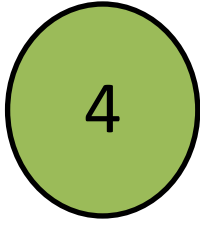
(3) 32 متر في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

(4) 28 متر في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن 5 سنتيمتر.



الشكل (10.3) فواصل التمدد في المبنى.



Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored load.

4-3 Slabs Thickness Calculation.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of Rib (R6) .

4-6 Design of Beam (B17).

4-7 Design of two way ribbed slab (R007).

4-8 Design of one way solid slab.

4-9 Design of column (C164).

4-10 Design of stairs.

4-11 Design of footing (F8).

4-12 Design of Basement wall.

4-13 Design of Strip Footing for Basement Wall

4-1 Introduction

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are one type of slab “one way ribbed slab”,. 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 handle calculation would be made to find the required steel for all 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-318-08code.

NOTE:

- $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For concrete slab and beams.

Concrete: B300; $f'_c = 300 * 0.8 = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$

$$f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85.$$

- $f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For flexural Reinforcement Steel.
- $f_{yt} = 420 \text{ N/mm}^2$ Reinforcement Steel of shear.

4-2 Factored loads

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

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

4-3 Slabs thickness calculations

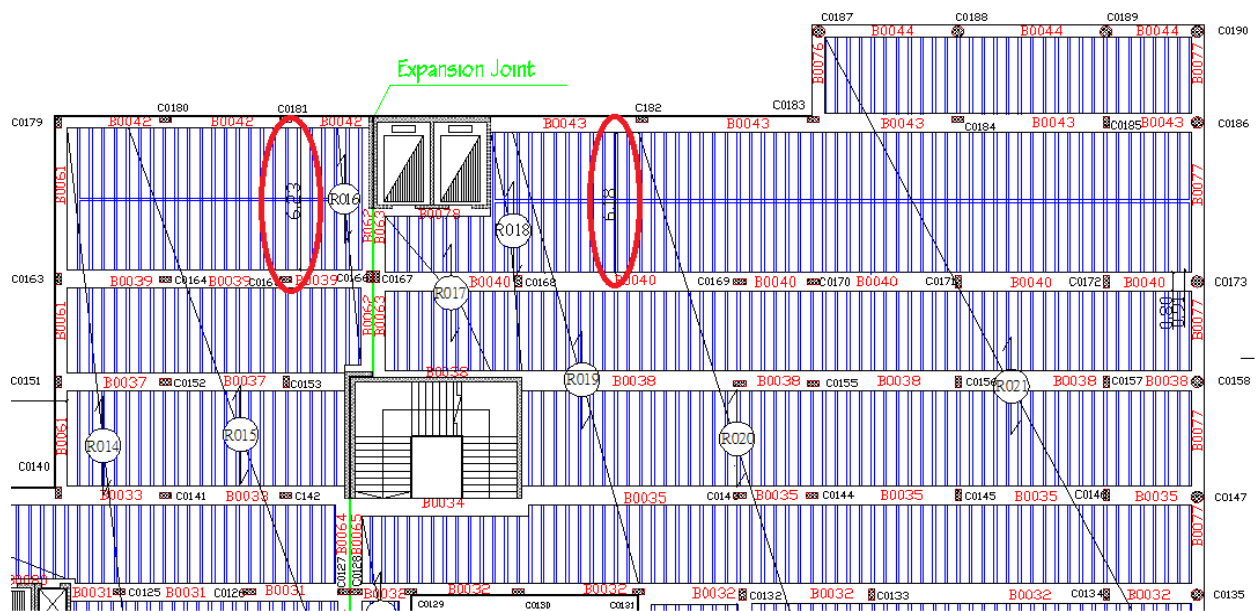


Fig. (4.1): Ground Floor Slab.

4-3-1 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum clear span length for one end continuous (for rib16): $L = 6.23 \text{ m}$, then

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} = \frac{6.23}{18.5} = 336 \text{ mm.}$$

The maximum span clear length for both end continuous (for rib 21): $L = 6.18 \text{ m}$, then

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{6.18}{21} = 294 \text{ mm.}$$

The minimum ribbed slab thickness will be $h_{\min} = 336 \text{ mm}$.

Take slab thickness $h_{\min} = 350 \text{ mm} > h_{\min} = 336 \text{ mm}$.

$$h = 35 \text{ cm (27 cm Hollow Block + 8 cm Topping)}$$

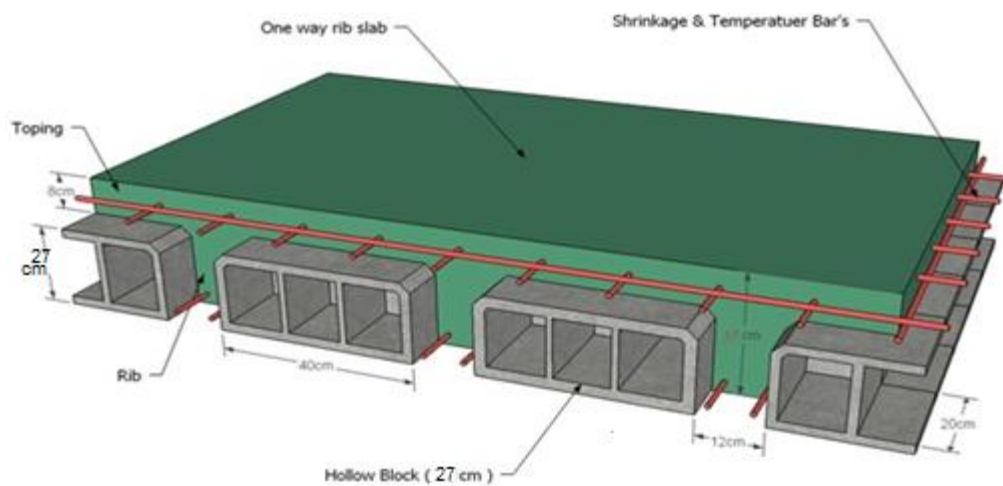


Fig. (4.2) One way ribbed slab

4-4 Load calculation

4-4-1 Design of Topping

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of -1 meter width and a span of hollow block length ($b=40 \text{ cm}$) with both end fixed in the ribs.

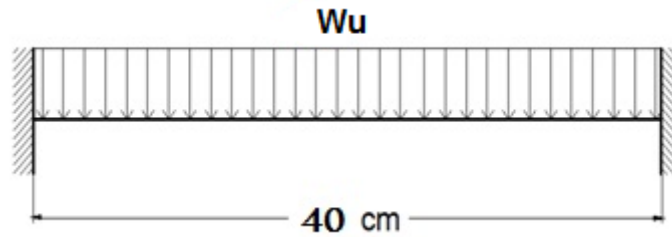


Fig. (4.3): topping load.

Dead load Calculations:

Table (4.1) Calculation of the dead load for topping

Dead Load from:	$\delta * \gamma * 1$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23$	0.69
Mortar	$0.03 * 22$	0.66
Coarse Sand	$0.07 * 16$	1.12
Topping	$0.08 * 25$	2
Interior Partitions	$1.5 * 1$	1.5
Σ		5.97

Live load Calculations: $5 * 1 = 5 \text{ KN/m}$.

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 5.97 + 1.6 * 5 = 15.164 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.164 * 0.4^2}{12} = 0.202 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{15.164 * 0.4}{2} = 3.0328 \text{ KN}$$

a) Check the strength condition for plain concrete, $\phi * M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2 / 6 = 1.232 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.232 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.202 \text{ KN.m}$$

NO reinforcement is required by analysis According to ACI, provided $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI , $\rho_{shrinkage} = 0.0018$.

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

Try bars $\emptyset 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

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

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

Step (S) is smallest of:

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

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

Take $\emptyset 8 @ 200 \text{ mm}$ in both directions. $s = 200 \text{ mm} < s_{max} = 240 \text{ mm} - \text{oK}$

b) Check the strength condition for plain concrete, $\phi * V_c \geq V_u$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 80 = 48.98 \text{ KN}. \\ \phi * V_c &= 48.98 \text{ KN} \gg 3.0328 \text{ KN} \end{aligned}$$

4-4-2 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:

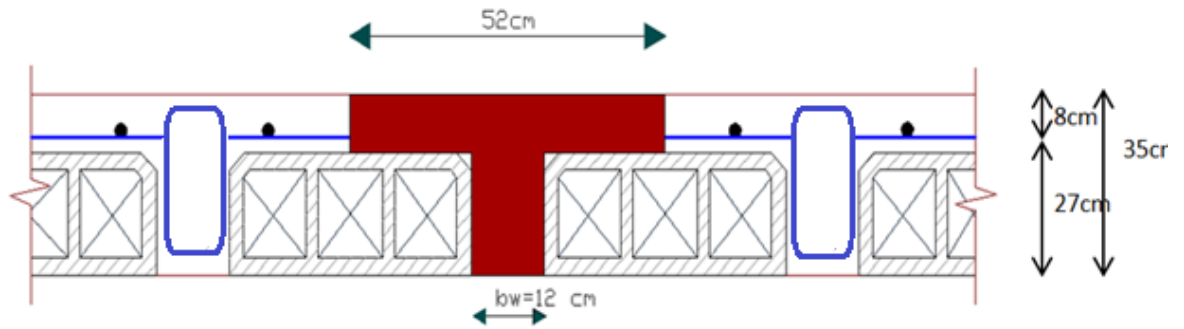


Fig. (4.4) :Section in one way Ribbed slab

Table (4.2) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Dead load from	$\delta * \gamma * b$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23 * 0.52$	0.359
Mortar	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Coarse Sand	$0.07 * 16 * 0.52$	0.582
Topping	$0.08 * 25 * 0.52$	1.04
RC Rib	$0.27 * 25 * 0.12$	0.81
Hollow Block	$0.27 * 15 * 0.4$	1.62
Plaster	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Interior Partitions	$1.5 * 0.52$	0.78
Σ		5.877

$$Total\ Dead\ load\ / rib = 5.877\ KN/m .$$

$$Total\ live\ load\ / rib = 5 * 0.52 = 2.6\ KN/m.$$

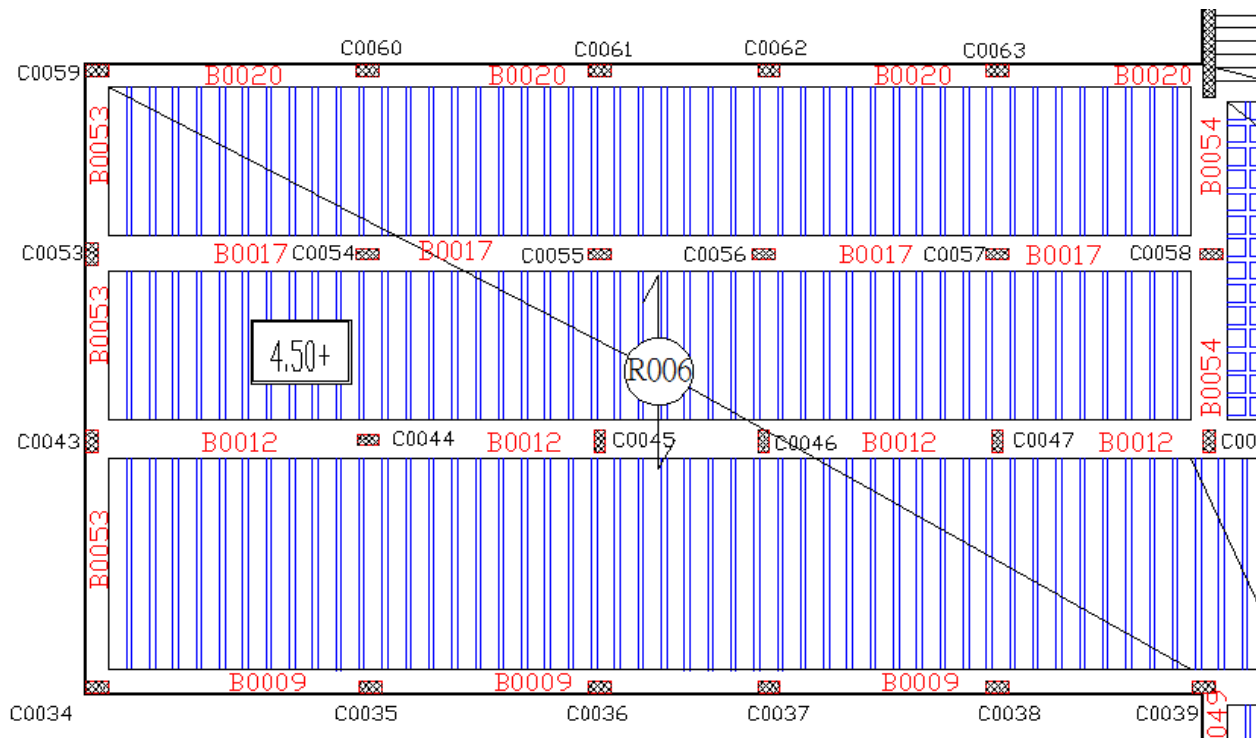


Fig. (4.5): Rib 6 and Beam 17.

4-5 Design of Rib (R6)

Material :-

Concrete B300 $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel of shear $f_{yt} = 420 \text{ N/mm}^2$

Section :-

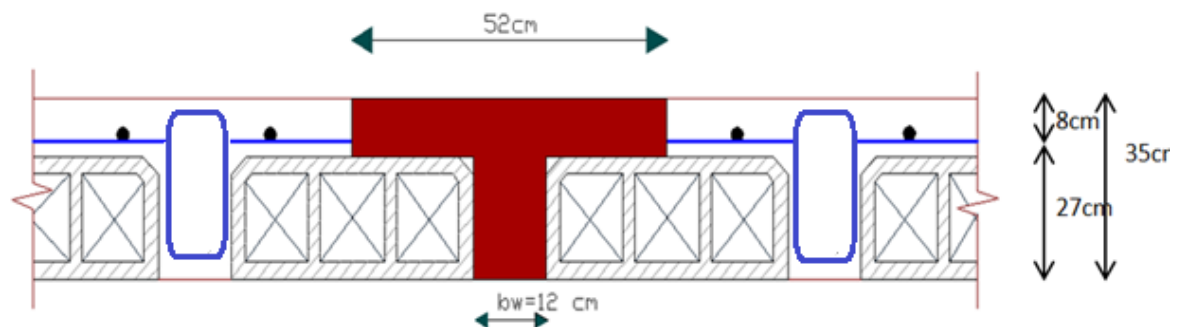


Fig. (4.6): Section in one way Rib slab.

$$b = 12\text{cm} \quad bf = 52\text{ cm}$$

$$h = 35\text{cm} \quad Tf = 8\text{ cm}$$

Geometry Units: meter, mm

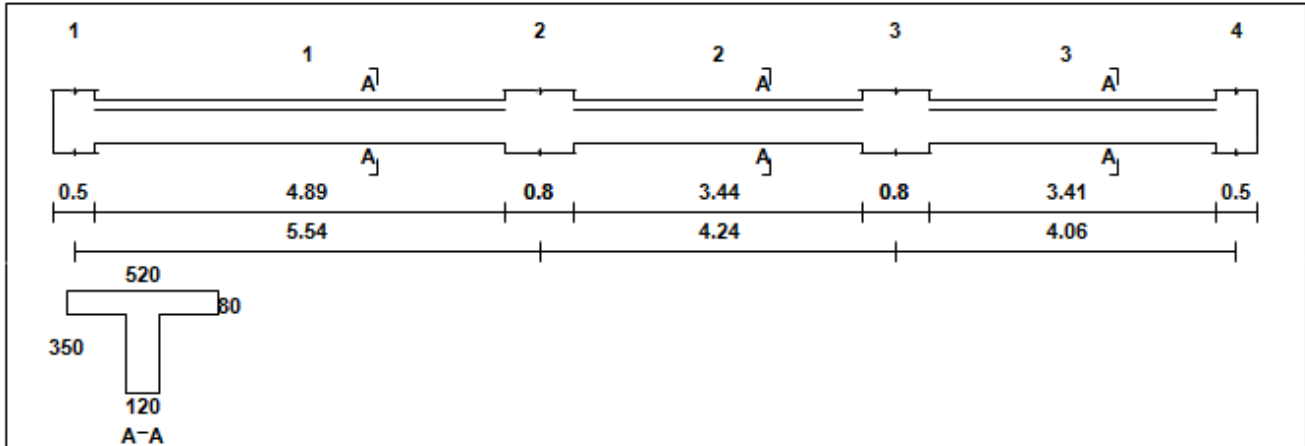


Fig.(4.7) : Rib (6) Geometry

Loading

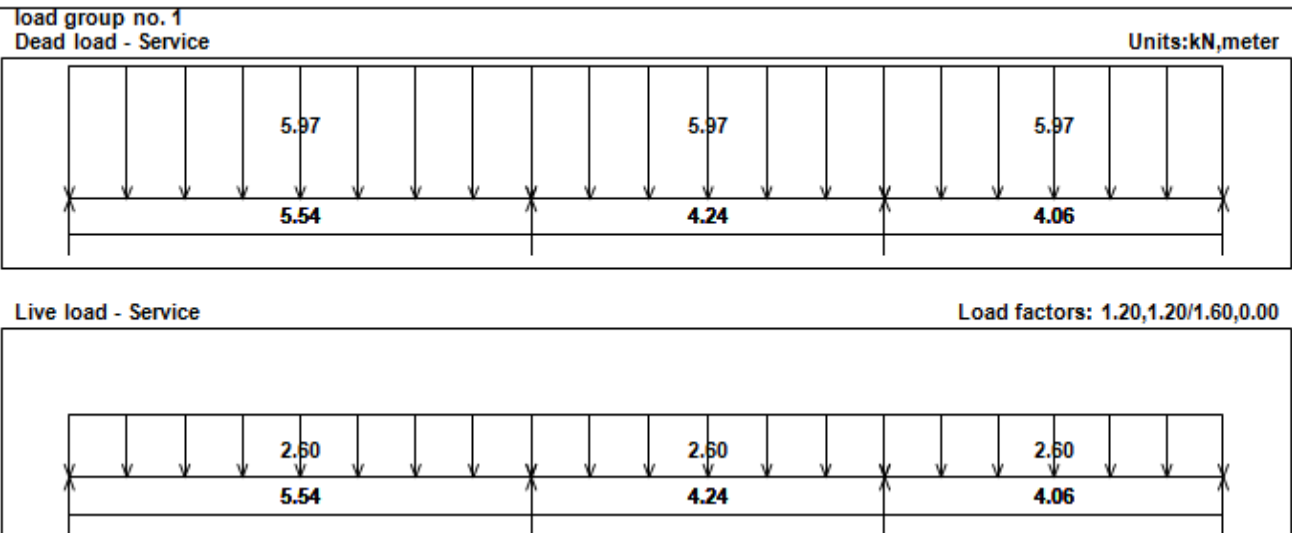


Fig.(4.8) : loading of Rib (6)

Moments: spans 1 to 3

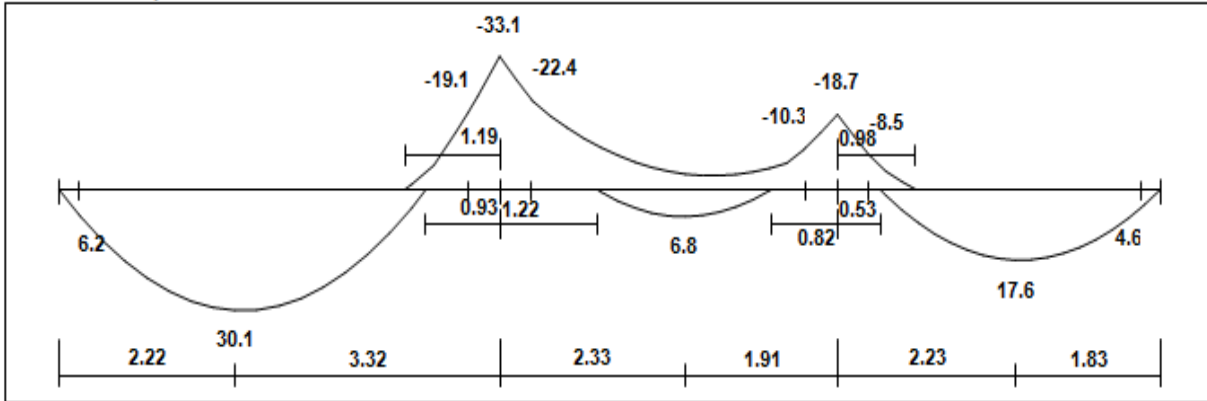
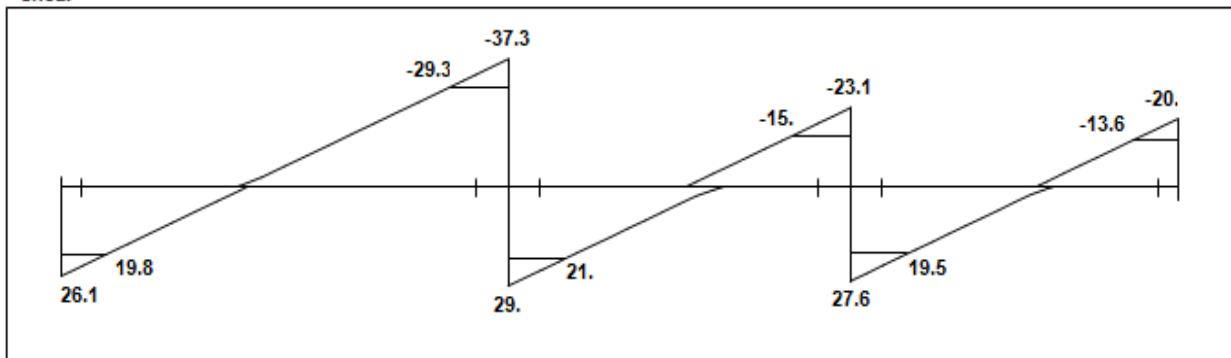


Fig.(4.9) : Moment of rib (6)

Shear



Reactions

Factored

DeadR	16.18	41.08	29.88	12.02
LiveR	9.97	25.3	20.79	7.95
Max R	26.14	66.38	50.67	19.97
Min R	15.6	48.84	36.42	11.04
Service				
DeadR	13.48	34.23	24.9	10.01
LiveR	6.23	15.81	12.99	4.97
Max R	19.71	50.04	37.89	14.99
Min R	13.12	39.09	28.99	9.41

Fig.(4.10) : Shear Envelope and reactions of rib (6)

4-5-1 Design of flexure of rib (R6) :

- Design of Positive moments of rib (R6).

$$b_e \leq \text{Center to center spacing between adjacent beams} (400 + 120) \\ = 520 \text{ mm} \dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \frac{\text{Span}}{4} = \frac{4060}{4} = 1015 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

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

1) Positive moment of first span , $M_u^{(+)} = 30.1 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313 \text{ mm.}$$

➤ Check if $a < h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(313 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 230.83 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 230.83 = 207.75 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 207.75 \text{ KN.m} \gg M_u = 30.1 \text{ KN.m}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 30.1 / 0.9 = 33.44 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{33.44 * 10^6}{520 * 313^2} = 0.66 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.66 * 20.6}{420}} \right) = 0.0016$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.0016 * 520 * 313 = 260.42 \text{ mm}^2.$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 313 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 313$$

$$= 109.53 \text{ mm}^2 < 125.2 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 260.42 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 125.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_{s,req} = 260.42 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use 2 } \emptyset 14 \text{ with } A_{s,pro} = 307.88 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 260.42 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

$\therefore \text{Use 2 } \emptyset 14$

Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 12.189 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.189}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313 - 14.34}{14.34} \right) = 0.062 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK.$$

2) Positive moment of second span , $Mu^{(+)} = 6.8 \text{ KN.m}$.

➤ Check if $a < h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

Assume bar diameter $\phi 10$.

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315 \text{ mm.}$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(315 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 233.38 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 233.38 = 210.04 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 210.04 \text{ KN.m} \gg Mu = 6.8 \text{ KN.m}$$

$\therefore$ Design as rectangular section.

$$M_n = Mu / \phi = 6.8 / 0.9 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$= \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{7.56 * 10^6}{520 * 315^2} = 0.147 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.147 * 20.6}{420}} \right) = 0.00035$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00035 * 520 * 315 = 57.33 \text{ mm}^2.$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.23 \text{ mm}^2 < 126 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 57.33 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_{s,req} = 126 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use 2 } \emptyset 10 \text{ with } A_{s,pro} = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

$\therefore$ Use 2 $\emptyset 10$

Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22 \text{ mm.}$$

$$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.219}{0.85} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{315 - 8.6}{8.6} \right) = 0.107 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

3) Positive moment of third span , $M_u^{(+)} = 17.6$ KN.m

➤ Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

Assume bar diameter $\phi 10$.

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315 \text{ mm.}$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(315 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 233.38 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 233.38 = 210.04 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 210.04 \text{ KN.m} \gg M_u = 17.6 \text{ KN.m}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 17.6 / 0.9 = 19.56 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{19.56 * 10^6}{520 * 315^2} = 0.38 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.38 * 20.6}{420}} \right) = 0.0009$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0009 * 520 * 315 = 147.42 \text{ mm}^2.$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.23 \text{ mm}^2 < 126 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 147.42 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 147.42 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use 2 } \phi 10 \text{ with } A_{s,pro} = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 148.356 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

$$\therefore \text{Use 2 } \phi 10$$

Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22 \text{ mm.}$$

$$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{315 - 7.32}{7.32} \right) = 0.126 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

- Design of Negative moment of rib (R6):

1) Negative moment at support (2) $Mu^{(-)} = 22.4 \text{ KN.m.}$

$$M_n = Mu / \phi = 22.4 / 0.9 = 24.89 \text{ KN.m}$$

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

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

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{24.89 \cdot 10^6}{120 \cdot 314^2} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.1 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0053$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0.0053 \cdot 120 \cdot 314 = 199.7 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 120 \cdot 314 \geq \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 314$$

$$= 109.88 \text{ mm}^2 < 125.6 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 199.7 \text{ mm}^2 > 125.6 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 199.7 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Use 2 } \phi 12 \text{ with } A_{s\text{ pro}} = 226.19 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ req}} = 199.7 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore \text{Use 2 } \phi 12$$

Check for strain:-($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$\text{Tension} = \text{Compression}$$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$226.19 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 120 \cdot a$$

$$a = 38.8 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 \cdot \left(\frac{314 - 45.65}{45.65} \right) = 0.018 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

2) Negative moment at support (3) $M_u^{(-)} = 10.3 \text{ KN.m}$.

$$M_n = M_u / \phi = 10.3 / 0.9 = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315 \text{ mm.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{11.44 * 10^6}{120 * 315^2} = 0.961 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.961 * 20.6}{420}} \right) = 0.0023$$

$$A_s = \rho * b_w * d = 0.0023 * 120 * 315 = 86.94 \text{ mm}^2.$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.23 \text{ mm}^2 < 126 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 86.94 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 126 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Use 2 } \phi 10 \text{ with } A_{s,pro} = 157.08 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 126 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore \text{Use 2 } \phi 10$$

Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

$$\text{Tension} = \text{Compression}$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.95 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.705 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-x}{cx} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{315 - 31.705}{31.705} \right) = 0.027 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK.$$

4-5-2 Design of shear of rib (R6) :

1) Design of shear at Span (1):

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313 \text{ mm}$$

Critical section at distance $d = 313 \text{ mm}$ from the face of support

$$V_{u,max}(\text{At distance } d \text{ from face of support}) = 29.3 \text{ KN}.$$

$$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 314 * 10^{-3} = 33.48 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.48 = 25.38 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.69$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 29.3 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$\phi * V_c = 25.38 \text{ KN} < V_u = 29.3 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 3

$$\phi * V_c < V_u < \min \phi * V_s + \phi * V_c$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 314 = 8.65 \text{ KN}$$

OR

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 314 = 9.42 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 25.38 \text{ KN} < V_u = 32.5 \text{ KN} < \min \phi * V_s + \phi * V_c = 34.8 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

minimum shear reinforcement is required

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s}$$

Find the maximum stirrup spacing

$$\therefore V_s < V_{s,min} - \text{Case 3}$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm} \quad , \quad S_{max} \leq \frac{314}{2} = 157 \text{ mm} - \text{control}$$

Use stirrups 1U – shape (2 legs stirrups) $\phi 10$ with $A_v = 2 * 78.54 = 157.08 \text{ mm}^2$

$$\min V_s = \frac{9.42}{0.75} = 12.56 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{157.08 * 420 * 314}{12.56 * 10^3} = 1649.34 \text{ mm}$$

$$S = 1649.34 \text{ mm} > S_{max} = 157. \text{mm} \quad - \text{NOT OK}$$

Use 1U – shape (2 legs stirrups) $\phi 8 @ 150 \text{ mm} < S_{max} = 157.5 \text{ mm}$

2) Design of shear at Span (2):

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315 \text{ mm}$$

Critical section at distance $d = 315 \text{ mm}$ from the face of support

$V_{u,max}$ (At distance d from face of support) = 21 KN .

$$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95 \text{ KN}.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.73 \text{ KN}$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 21 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$\left(\frac{1}{2}\right) * \phi * V_c = 12.73 \text{ KN} < V_u = 21 \text{ KN} < \phi * V_c = 25.46 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

no shear reinforcement is required

3) Design of shear at Span (3):

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315 \text{ mm}$$

Critical section at distance $d = 315 \text{ mm}$ from the face of support

$$V_{u,max}(\text{At distance } d \text{ from face of support}) = 19.5 \text{ KN}.$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\ &= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95 \text{ KN}. \end{aligned}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.73$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 19.5 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.69 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\phi * V_c < V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$\left(\frac{1}{2}\right) * \phi * V_c = 12.73 \text{ KN} < V_u = 19.5 \text{ KN} < \phi * V_c = 25.46 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

no shear reinforcement is required

4-6 Design of Beam (B17)

Material:-

$$\text{concrete B300} \quad Fc' = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Reinforcement Steel} \quad fy = 420 \text{ N/mm}^2$$

Section:-

$$B = 80 \text{ cm} .$$

$$h = 35 \text{ cm} .$$

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$\text{Total Service Dead load for beam 17} = \frac{24.51}{0.52} = 47.135 \frac{\text{KN}}{\text{m}} .$$

$$\text{Total Service live load for beam 17} = \frac{12.99}{0.52} = 25 \text{ KN/m} .$$

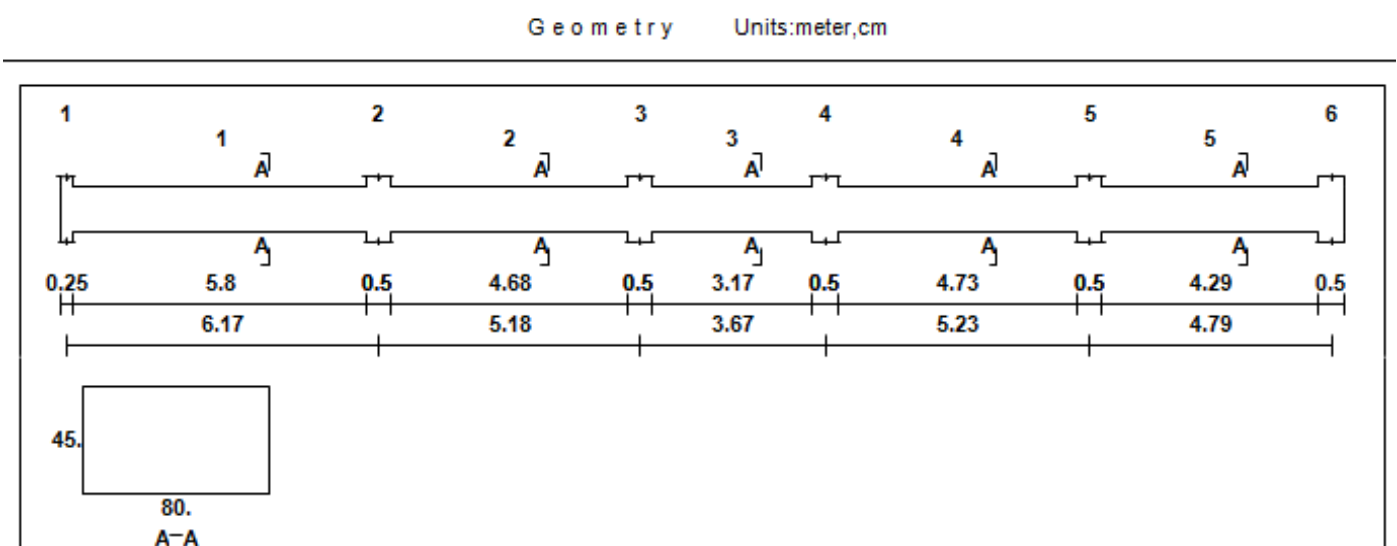
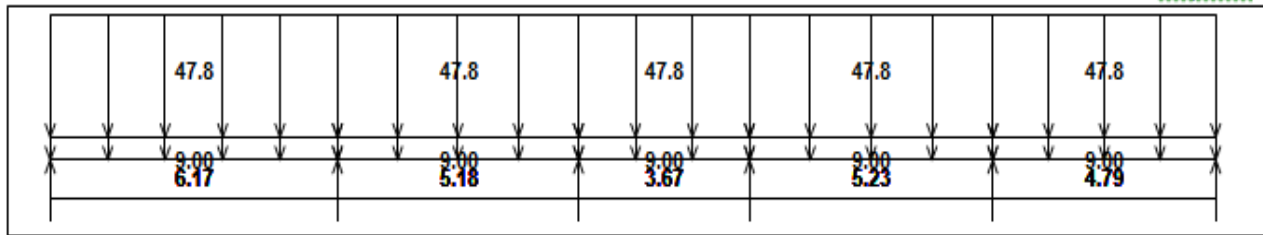


Fig. (4.11) : Beam (B17) Geometry.

load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00

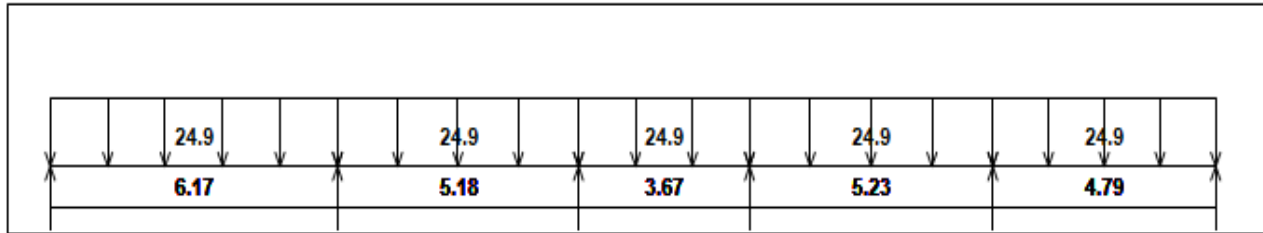


Fig.(4.12) : Loading of Beam (B17)

Moment/Shear Envelope (Factored)

Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 5

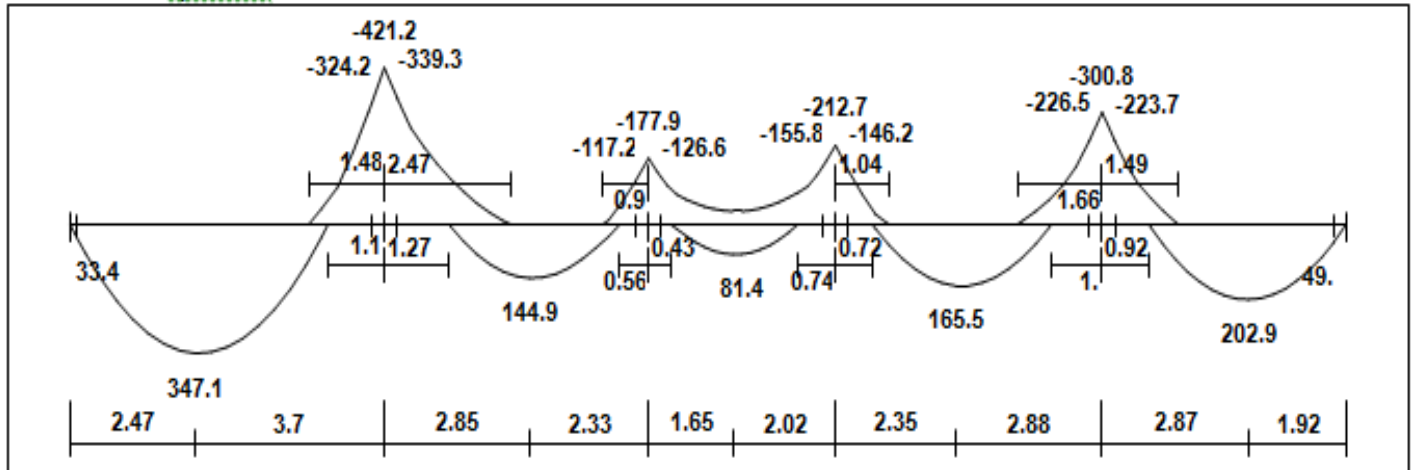


Fig.(4.13) : Moment for Beam (B17)

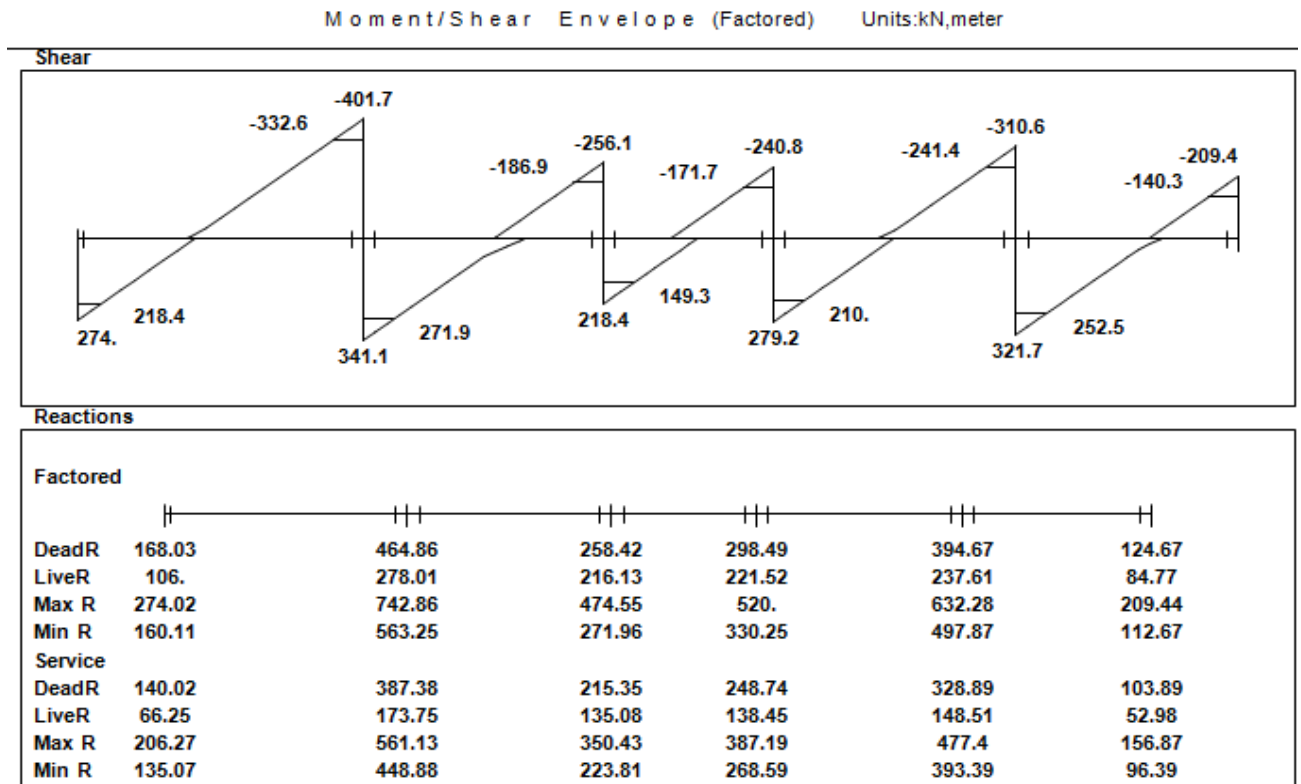


Fig.(4.14) : Shear Envelope for Beam (B17)

- **Design of Positive moment:**

$$B = 80 \text{ cm} . , h = 35 \text{ cm} . , \phi_{st} = 10 \text{ mm} .$$

Assume bar diameter $\phi 25$ for main positive reinforcement.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \left(\text{diameter of } \frac{\text{bar}}{2} \right)$$

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 287.5 \text{ mm}.$$

➤ Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 287.5 = 123.214 \text{ mm}.$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 123.214 = 104.73 \text{ mm} .$$

$$M_{n,max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 * 24 * 800 * 104.73 * \left(287.5 - \frac{104.73}{2} \right) * 10^{-6} = 401.9 \text{ KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816.$$

➤ Check whether the section will be act as single or doubly reinforced section:

$$max M_u = 347.1 \text{ KN.m} < \phi M_n = 0.816 * 401.9 = 327.95 \text{ KN.m}$$

$\therefore$ Design the section as single reiforced concrete section.

1) Positive moment of first span : $M_u = 347.1 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 347.1 / 0.9 = 385.67 \text{ KN.m}.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{385.67 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 5.832 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.832 * 20.6}{420}} \right) = 0.0168$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0168 * 287.5 * 800 = 3864 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 3864 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_{s,req} = 3864 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } \mathbf{11\phi 22} \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 4181.43 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3864 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 11 * 22}{10} = 45.8 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$4181.43 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 107.61 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107.61}{0.85} = 126.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 126.6}{126.6} \right) = 0.0038 < 0.005 \quad \textbf{Not ok}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.0038 - 0.002) = 0.8$$

$$M_n = M_u / \phi = 347.1 / 0.8 = 433.88 \text{ KN.m}.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{433.88 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 6.56 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 6.56 * 20.6}{420}} \right) = 0.0196$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0196 * 287.5 * 800 = 4508 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 4508 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_{s,req} = 4508 \text{ mm}^2$$

Take **12Ø22** in one layer with $A_{s,pro} = 4561.6 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 4508 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 12 * 22}{11} = 39.64 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

2) Positive reinforcement of second span : $M_u = 144.9 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 144.9 / 0.9 = 161 \text{ KN.m}.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{161 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.43 * 20.6}{420}} \right) = 0.00618 \end{aligned}$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00618 * 287.5 * 800 = 1421.4 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \\ &= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5 \\ &= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.} \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 1421.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 1421.4 \text{ mm}^2$$

Take **4Ø22** in one layer with $A_{s,pro} = 1520.53 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1421.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 22}{7} = 87.43 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1520.53 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 39.13 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.13}{0.85} = 46.04 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 46.04}{46.04} \right) = 0.0157 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \textbf{OK.}$$

3) Positive reinforcement of third span : $M_u = 81.4 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 81.4 / 0.9 = 90.44 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{90.44 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 1.368 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.368 * 20.6}{420}} \right) = 0.00337$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00337 * 287.5 * 800 = 775.1 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 775.1 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 775.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } \mathbf{4\phi 16} \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 804.25 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 775.1 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 16}{3} = 212 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$804.25 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 20.7 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.7}{0.85} = 24.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 24.35}{24.35} \right) = 0.032 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

4) Positive reinforcement of fourth span : $M_u = 165.5 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 165.5 / 0.9 = 183.89 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{183.89 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 2.781 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.781 * 20.6}{420}} \right) = 0.00715$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00715 * 287.5 * 800 = 1644.5 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 1644.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 1644.5 \text{ mm}^2$$

Take **7Ø18** in one layer with $A_{s,pro} = 1781.28 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1644.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 18}{6} = 95.67 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1781.28 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 45.84 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.84}{0.85} = 53.93 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 53.93}{53.93} \right) = 0.0157 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \textbf{OK.}$$

5) Positive reinforcement of fifth span : $M_u = 202.9 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 198.8 / 0.9 = 225.44 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{225.44 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 3.41 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.41 * 20.6}{420}} \right) = 0.00894$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00894 * 287.5 * 800 = 2056.2 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 2056.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 2056.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } 6\phi 22 \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 2280.8 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2056.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 22}{5} = 113.6 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2280.8 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 58.7$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.7}{0.85} = 69.06 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 69.06}{69.06} \right) = 0.0095 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

- Design of negative moment:

1) Negative momenton at support (2) $M_u = 339.3 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 339.3 / 0.9 = 377 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{350.67 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 5.70 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.30 * 20.6}{420}} \right) = 0.0163$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.015 * 800 * 287.5 = 3749 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 3749 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 3749 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } 10\emptyset 22 \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 3801.33 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3749 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 22}{9} = 53.33 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$3801.33 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 97.83 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{97.83}{0.85} = 115.09 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 115.09}{115.09} \right) = 0.0045 < 0.005. \text{ Not ok}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\varepsilon_s - 0.002).$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.0045 - 0.002) = 0.858$$

$$M_n = M_u / \phi = 339.3 / 0.858 = 395.45 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{395.45 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 5.98 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.98 * 20.6}{420}} \right) = 0.0173$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0173 * 800 * 287.5 = 3979 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 3979 \text{ mm}^2 \dots \text{ OK}$$

$$\therefore A_{s,req} = 3979 \text{ mm}^2$$

Take **11Ø22** in one layer with $A_{s,pro} = 4181.46 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3979 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 11 * 22}{10} = 45.8 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

2) Negative momenton at support (3), $M_u = 126.6 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 126.6 / 0.9 = 140.67 \text{ KN.m}.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{140.67 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 2.13 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.13 * 20.6}{420}} \right) = 0.0054$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0054 * 800 * 287.5 = 1242 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 12642 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Take **5Ø18** in one layer with $A_{s,pro} = 1272.35 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1242 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 18}{4} = 152.5 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1272.35 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 32.74 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.74}{0.85} = 38.52 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 38.52}{38.52} \right) = 0.0194 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

3) Negative momenton at support (4) $M_u = 155.8 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 155.8 / 0.9 = 173.11 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{173.11 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 2.62 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.62 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0067$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0067 * 800 * 287.5 = 1541 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 1541 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Take **7Ø18** in one layer with $A_{s,pro} = 1781.3 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1541 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 18}{6} = 95.67 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1781.3 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 45.84 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.84}{0.85} = 53.93 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{287.5 - 53.93}{53.93} \right) = 0.013 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

4) Negative momenton at support (5) , $M_u = 226.5 \text{ KN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{226.5}{0.9} = 251.67 \text{ KN.m .}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{251.67 * 10^6}{800 * (287.5)^2} = 3.81 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.81 * 20.6}{420}} \right) = 0.00101$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00101 * 800 * 287.5 = 2300 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 287.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 287.5$$

$$= 670.7 \text{ mm}^2 < 766.67 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 766.67 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 2300 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 2300 \text{ mm}^2$$

Take **7Ø22** in one layer with $A_{s,pro} = 2660.91 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2300 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 22}{6} = 91 > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2660.9 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 68.48 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.48}{0.85} = 80.56 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{289 - 80.56}{80.56} \right) = 0.0077 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \textbf{OK.}$$

4-6-1 Design of Beam (B17) for shear

1) Design of shear at Span (1) :

Critical section at distance $d = 287.5 \text{ mm}$ from the face of support. $V_{u,max} = 332.6 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 332.6 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} < V_u = 332.6 \text{ KN} > \phi * V_c = 187.8 \dots \text{Not Ok}$$

Case 3

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82 \text{ KN}$$

OR

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 140.84 \text{ KN} < V_u = 332.6 \text{ kN} > \min \phi * V_s + \phi * V_c = \mathbf{198.34 \text{ KN} \dots \text{Not ok}}$$

Case 4

$$\phi V_{s'} = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_{s'} = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

$$\phi * V_s' + \phi * V_c = 281.69 + 140.84 = 422.58 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} < V_u = 332.6 \text{ KN} < \phi * V_s' + \phi * V_c = 422.58 \text{}$$

Not Ok

Case 4

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (332.6 / 0.75) - 187.8 = 255.7 \text{ KN}$$

Use 2-leg $\phi 10$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$A_v = (\pi/4) * (10)^2 * 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

$$s = (157.08 * 420 * 287.5) / (83.54) = 227.045 \text{ mm}$$

Check for max. spacing

$$S_{\max} = d/2 = 287.5/2 = 143.75 \text{control}$$

$$S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Use 2-leg $\phi 10 @ 140 \text{ mm}$

2) Design of shear at Span (2) :

Critical section at distance $d = 287.5 \text{ mm}$ from the face of support. $V_{u, \max} = 271.9 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 271.9 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} < V_u = 271.9 \text{ KN} > \phi * V_c = 187.8 \dots \text{Not Ok}$$

Case 3

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82 \text{ KN}$$

OR

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 140.84 \text{ KN} < V_u = 271.9 \text{ kN} > \min \phi * V_s + \phi * V_c = \mathbf{198.34 \text{ KN} \dots \text{Not ok}}$$

Case 4

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

$$\phi * V_s' + \phi * V_c = 281.69 + 140.84 = 422.58 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} < V_u = 271.9 \text{ KN} < \phi * V_s' + \phi * V_c = 422.58 \text{ Not Ok}$$

Case 4

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (271.9 / 0.75) - 187.8 = 174.7 \text{ KN}$$

Use 2-leg $\phi 10$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \frac{V_s}{F_y * d}$$

$$A_v = (\pi/4) * (10)^2 * 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

$$s = (157.08 * 420 * 287.5) / (83.54) = 227.045 \text{ mm}$$

Check for max. spacing

$$S_{\max} = d/2 = 287.5/2 = 143.75 \text{ control}$$

$$S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Use 2-leg $\phi 10 @ 140 \text{ mm}$

3) Design of shear at Span (3) :

Critical section at distance $d = 287.5 \text{ mm}$ from the face of support. $V_{u,max} = 171.7 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$
$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 171.7 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} < V_u = 171.7 \text{ KN} < \phi * V_c = 187.8 \dots \text{Ok}$$

No shear Reinforcement is required.

4) Design of shear at Span (4) :

Critical section at distance $d = 287.5 \text{ mm}$ from the face of support. $V_{u,max} = 241.9 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$
$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 239.1 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} < V_u = 241.9 \text{ KN} > \phi * V_c = 187.8 \dots \text{Not Ok}$$

Case 3

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82 \text{ KN}$$

OR

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 140.84 \text{ KN} < V_u = 241.9 \text{ kN} > \min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} \dots \text{Not ok}$$

Case 4

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

$$\phi * V_s' + \phi * V_c = 281.69 + 140.84 = 422.58 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} < V_u = 241.9 \text{ KN} < \phi * V_s' + \phi * V_c = 422.58 \text{ Ok}$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (241.9 / 0.75) - 187.8 = 133.5 \text{ KN}$$

Use 2-leg $\phi 10$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \frac{V_s}{F_y * d}$$

$$A_v = (\pi/4) * (10)^2 * 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

$$s = (157.08 * 420 * 287.5) / (83.54) = 227.045 \text{ mm}$$

Check for max. spacing

$$S_{\max} = d/2 = 287.5/2 = 143.75 \text{ control}$$

$$S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Use 2-leg $\phi 10 @ 140 \text{ mm}$

1) Design of shear at Span (5) :

Critical section at distance $d = 287.5 \text{ mm}$ from the face of support. $V_{u, \max} = 252.5 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 287.5 * 10^{-3} = 187.8 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 187.8 = 140.85 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi * V_c = 0.5 * 140.85 = 70.43$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 252.5 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} \dots \text{Not Ok}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 70.43 \text{ KN} < V_u = 252.5 \text{ KN} > \phi * V_c = 187.8 \dots \text{Not Ok}$$

Case 3

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{16} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 287.5 = 52.82 \text{ KN}$$

OR

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} b_w d$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 287.5 = 57.5 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 140.84 \text{ KN} < V_u = 252.5 \text{ kN} > \min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} \text{ Not ok}$$

Case 4

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi V_s' = \frac{1}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 287.5 = 281.69 \text{ KN}$$

$$\phi * V_s' + \phi * V_c = 281.69 + 140.84 = 422.58 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s + \phi * V_c = 198.34 \text{ KN} < V_u = 252.5 \text{ KN} < \phi * V_s' + \phi * V_c = 422.58 \text{ Ok}$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (252.5 / 0.75) - 187.8 = 148.9 \text{ KN}$$

Use 2-leg $\phi 10$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$A_v = (\pi/4) * (10)^2 * 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

$$s = (157.08 * 420 * 287.5) / (83.54) = 227.045 \text{ mm}$$

Check for max. spacing

$$S_{\max} = d/2 = 287.5/2 = 143.75 \text{ control}$$

$$S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

Use 2-leg $\phi 10 @ 140 \text{ mm}$

4-7 Design of two way ribbed slab (R007)

1. Minimum thickness for ribbed slab $h = 35 \text{ cm}$

Check for the minimum thickness of the slab:

-All Exterior and interior beams have a rectangular section of 80 cm width and 35 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.80 * 0.35^3}{12} = 28.58 * 10^{-4} m^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{40 * 8 * 4 + 35 * 12 * 17.5}{40 * 8 + 35 * 12} = 11.66 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 0.52 * \frac{0.1166^3}{3} + 0.4 * \frac{0.0366^3}{3} + 0.12 * \frac{0.2334^3}{3} = 7.77 * 10^{-4} m^4$$

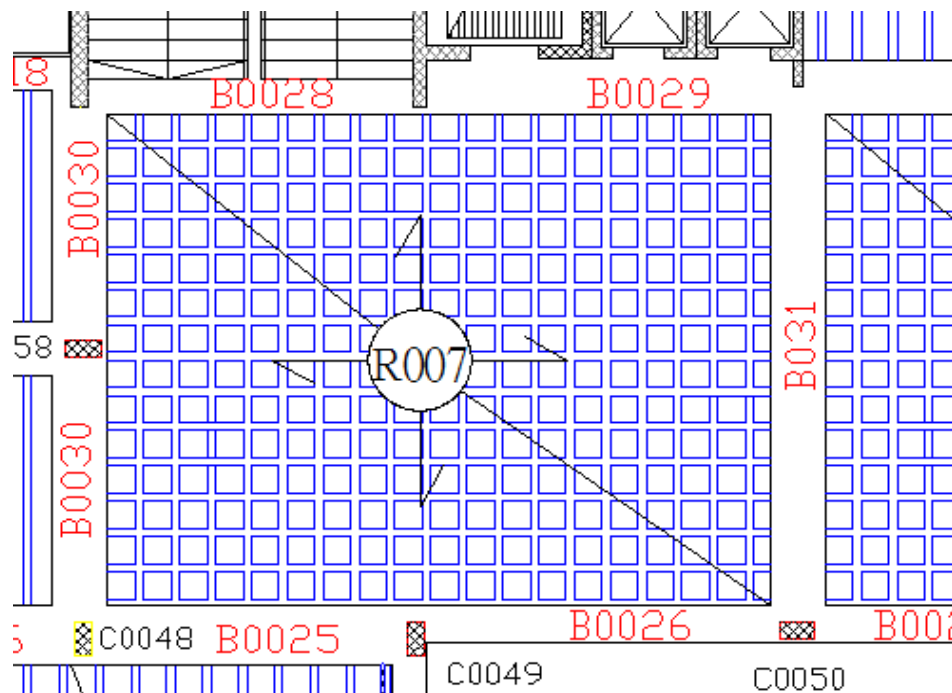


fig.(4.15): Two way Ribbed slab.

Short direction $l = 7.25 \text{ m} = 725 \text{ cm}$

Long direction $l = 9.60 \text{ m} = 960 \text{ cm}$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (\frac{7.25}{2} + 0.8)}{0.52} = 66.12 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{66.12} = 0.43$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (\frac{9.6}{2} + 0.8)}{0.52} = 83.67 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{83.67} = 0.34$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (7.25 + 0.8)}{0.52} = 120.28 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{120.28} = 0.23$$

$$I_{s4} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + b_w)}{b_f} = \frac{7.77 * 10^{-4} * (9.6 + 0.8)}{0.52} = 155.4 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{155.4} = 0.18$$

$$\alpha_m = \frac{0.43 + 0.34 + 0.23 + 0.18}{4} = 0.295 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{9.6 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{9.6}{7.25} * (0.295 - 0.2)} = 0.289 \text{ m}$$

$$h = 35 \text{ cm} > 28.9 \text{ cm} - OK$$

Take slab thickness

$h_{slab} = 35 \text{ cm}$, 8 cm Topping, 27 cm Concrete Block

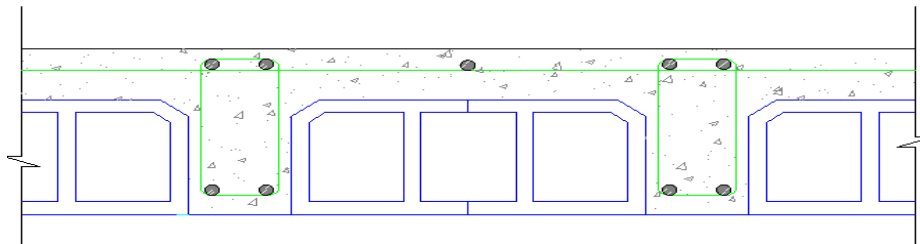


Fig.(4.16): Typical section in ribbed slab.

2. Load calculation:

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

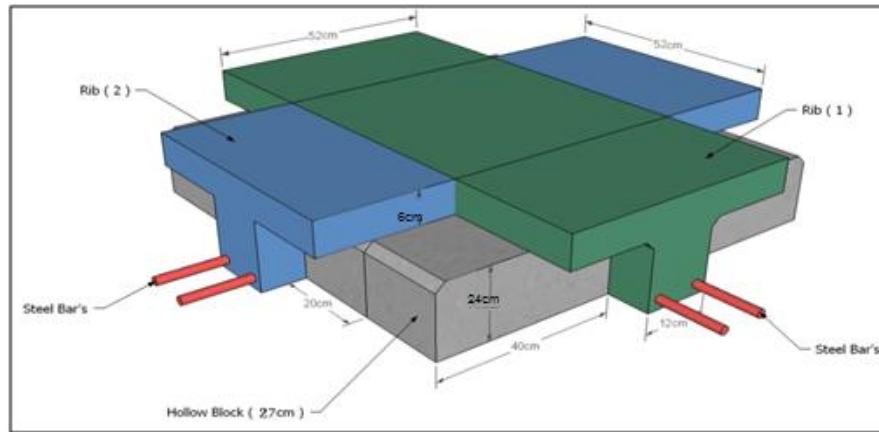


Fig.(4.17): Two way ribbed slab

Table (4.3) Calculation of the total dead load for two way rib slab (25).

Material	Quality Density (KN/m^3)	$W = \gamma * V$ (KN)
Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 = 0.186$
Mortar	22	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.119$
Sand	16	$16 \times 0.07 \times 0.52 \times 0.52 = 0.303$
Topping	25	$25 \times 0.08 \times 0.52 \times 0.52 = 0.541$
Concrete Rib	25	$25 \times 0.27 \times 0.12 \times (0.52 + 0.4) = 0.745$
Concrete Block	15	$15 \times 0.27 \times 0.4 \times 0.4 = 0.648$
Plaster	22	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.119$
Partition = $1.5 KN/m^2$		$1.5 \times 0.52 \times 0.52 = 0.406$
Total Dead load, KN		3.067

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{3.067}{0.52 * 0.52} = 11.34 \text{ } KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 11.34 = 13.608 \text{ } KN/m^2$$

$$LL = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$w_L = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$w = 13.608 + 8 = 21.608 \text{ KN/m}^2$$

3. Moments calculations:

$$M_a = C_a w l a^2 b f \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l b^2 b f$$

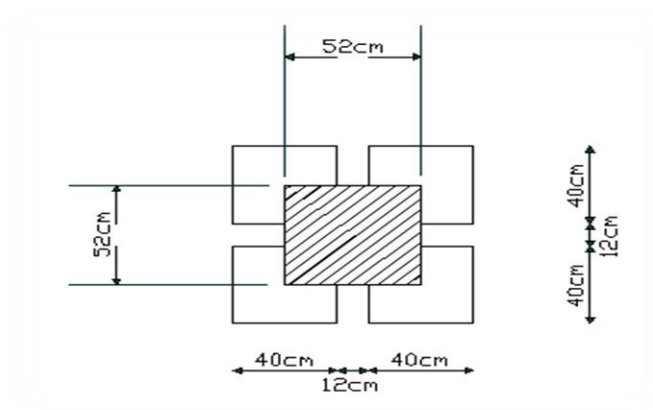


Fig.(4.18): Two way ribbed slab

-Negative moment

$$C_{a,neg} = 0.00$$

$$C_{b,neg} = 0.044$$

$$M_{a,neg} = 0$$

$$M_{b,neg} = (0.044 * 21.608 * 9.6^2) * 0.52 = 45.56 \text{ KN.m}$$

-Positive moment

$$C_{aD,pos} = 0.051$$

$$C_{bD,pos} = 0.02$$

$$C_{aL,pos} = 0.056$$

$$C_{bL,pos} = 0.02$$

$$M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.051 * 13.608 * 7.25^2 + 0.056 * 8 * 7.25^2) * 0.52 = 31.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.02 * 13.608 * 9.6^2 + 0.02 * 8 * 9.6^2) * 0.52 = 20.71 \text{ KN.m}$$

Design of positive moment

- Short direction ($M_u = 31.21 \text{ KN.m}$)

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31.21 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 2.99 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.99}{420}} \right) = 0.0077$$

$$A_s = \rho . b . d = 0.0077 \times 120 \times 311 = 287.36 \text{ mm}^2$$

- Check for $A_s, \min$..

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

$$A_{s, \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 311 = 108.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} * 120 \times 311 = 124.4 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

- $A_{s, \text{required}} = 287.36 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 124.4 \text{ mm}^2$ (OK)

Use 2 ϕ 14, with $A_s = 308 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 287.36 \text{ mm}^2$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.84 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.84}{0.85} = 62.16 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311 - 62.21}{62.21} \right) = 0.012 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK.$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 308 \text{ mm}^2 = 102.67 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 124.4 \text{ mm}^2$$

Provide $A_{s,min} = 124.4 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi 12} = \frac{124.4}{113.1} = 1.1$$

Use 2Ø 12 , Top .. with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$

- **Long direction ($M_u = 20.71 \text{ KN.m}$)**

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311 \text{ mm}.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{20.71 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 1.98 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.98}{420}} \right) = 0.00497$$

$$A_s = \rho . b . d = 0.00497 \times 120 \times 311 = 185.48 \text{ mm}^2$$

- Check for $A_s, \min$.

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

$$A_s, \min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 311 = 108.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 311 = 124.4 \text{ mm}^2 \dots \textbf{Control.}$$

- $A_s, \text{required} = 185.48 \text{ mm}^2 > A_s, \min = 124.4 \text{ mm}^2$ (OK)

Use 2Ø12, with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_s, \text{required} = 185.48 \text{ mm}^2$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.8 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.64 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311 - 45.64}{45.64} \right) = 0.017 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \textbf{OK.}$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s, \text{pos}} = \frac{1}{3} * 226.2 \text{ mm}^2 = 75.4 \text{ mm}^2 < A_s, \min = 124.4 \text{ mm}^2$$

Provide $A_s, \min = 124.4 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{124.4}{78.53} = 1.58$$

Use 2Ø 10 , Top .. with $A_s = 158 \text{ mm}^2$

Design of negative moment ($M_u = 45.65 \text{ KN.m}$)

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 311 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{45.65 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 4.3 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.3}{420}} \right) = 0.012$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.012 \times 120 \times 311 = 447.8 \text{ mm}^2$$

- Check for $A_{s, \min}$..

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

$$A_{s, \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 311 = 108.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} \cdot 120 \times 311 = 124.4 \text{ mm}^2 \dots \textbf{Control.}$$

- $A_{s, \text{required}} = 447.8 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 124.4 \text{ mm}^2$ (OK)

Use 3Ø14, with $A_s = 461 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 447.8 \text{ mm}^2$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$$461 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 79.09 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{79.09}{0.85} = 93.05 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{311 - 93.05}{93.05} \right) = 0.007 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

4. Check shear strength:

$$W_a = 0.56$$

$$W_b = 0.44$$

Short direction

$$Au_a = 21.608 * 7.25 * 9.6 * 0.56 * 0.5 * \frac{0.52}{9.6} = 22.81 \text{ KN}$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * d = 22.81 - 21.608 * 0.52 * 311 = 19.32 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{f_c'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 120 * 311 = 25.14 \text{ KN}$$

Case 1

$$Vu < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$Vu = 19.32 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.75 \text{ KN} \dots \text{Not OK}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < Vu < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.57 \text{ KN} < Vu = 19.32 \text{ KN} < \phi * V_c = 25.14 \text{ KN} - \text{OK}$$

No shear reinforcement is required

4-8 Design of one way Solid Slab

Minimum thickness for deflection
(for one end continuous)

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{2.11}{24} = 8.7 \text{ cm}$$

Take $h = 12 \text{ cm}$

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

$$d = 120 - 20 - \frac{16}{2} = 92 \text{ mm}$$

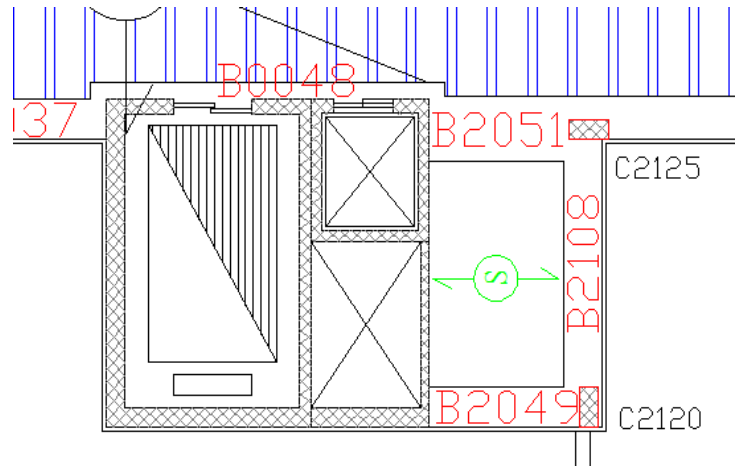


Fig. (4.19) One way solid slab

Table (4.4) Calculation of the total dead load for one way solid slab

No.	Material	W = quality density * h KN/m^2
1	Tiles	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
2	Mortar	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
3	Sand	$16 \times 0.07 \times 1 = 1.12$
4	Reinforced concrete solid slab	$25 \times 0.12 \times 1 = 3.00$
5	Plaster	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
6	Partitions = 1.5 KN/m^2	$1.5 \times 1 = 1.5$
$\sum DL$		7.63 KN/m^2

Dead load = 7.63 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

Dead load for 1 m strip of slab $DL = 7.63 \times 1 = 7.63 \text{ KN/m}$

Live load for 1 m strip of slab $LL = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$

Design of reinforcement:

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 7.63 + 1.6 * 5 = 17.16 \text{ KN/m}$

- Design of shear

$$V_{u \max} = \frac{W_u * l}{2} = \frac{17.16 * 2.11}{2} = 18.1 \text{ KN.m}$$

$$V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 100 * 92 * 10^{-3} = 56.34 \text{ KN}$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 18.1 \text{ KN} < \frac{1}{2} * \phi * V_c = 28.17 \text{ KN} - \text{OK}$$

- Design of moment

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{8} = \frac{17.16 * 2.11^2}{8} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$\therefore$ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 9.55 / 0.9 = 10.61 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{b * d^2} = \frac{10.61 \times 10^6}{1000 \times 92^2} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.25}{420}} \right) = 0.000307$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.000307 * 1000 * 92 = 28.24 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 28.24 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 216 \text{ mm}^2 \dots OK$$

$$\therefore A_s = 216 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 12$

$$n = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 12}} = \frac{216}{113} = 3$$

$\therefore$ Take 6 $\emptyset 12$ /1 m ,with $A_s = 678 \text{ mm}^2$ /1 m strip

or $\emptyset 12$ @ 15 cm

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

$$4. \quad 3h = 3 * 120 = 360 \text{ mm}$$

$$5. \quad 450 \text{ mm}$$

$$6. \quad s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm} \dots \text{but}$$

$$S_{max} > 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$$

$$s = 150 \text{ mm} < S_{max} = 300 \text{ mm} - Ok$$

- Temperature and shrinkage reinforcement for 1 m strip:

$$A_{s,min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$\therefore$ Take 4 $\varnothing 12$ /1 m ,with $A_s = 452 \text{ mm}^2$ /1 m strip

or $\varnothing 12$ @ 15 cm

Check spacing:

Step (S) is smallest of:

1. $5h = 5 * 120 = 600 \text{ mm}$
2. 450 mm - control

$$s = 150 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm} - Ok$$

4-9 Design of column (C164)

$$f'_c = 24 \text{ Mpa}$$

$$P_D = 971.71 \text{ KN}$$

$$P_L = 510.74 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 971.71 + 1.6 \times 510.74 = 1983.24 \text{ KN}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1983.24}{0.65} = 3051.14 \text{ KN} \quad \dots \text{ use } \phi = 0.65 - \text{for tied column}$$

Assume rectangular section with:

$$\text{Use } \rho = 2.5 \%$$

$$P_n = 0.8 \times A_g (0.85 \times f'_c + \rho_g [f_y - 0.85 \times f'_c])$$

Use 0.8 for tied column

$$3051.14 \times 10^3 = 0.8 \times A_g (0.85 \times 24 \times (1 - 0.025) + [420 \times 0.025])$$

$$A_g = 81574.53 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 0.6 \times 0.35 \text{ m}^2 \text{ with } A_g = 210000 \text{ mm}^2 > A_{g, \text{required}} = 81574.53 \text{ mm}^2$$

1) Check for Slenderness :

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 1 - \text{for braced frame with } M_{\min}.$$

l_u : Actual unsupported (unbraced) length.

r : radius of gyration of its cross section = $0.3 h$

$$l_u = 4.15 \text{ m}$$

$K = 1.0$ – for columns in nonsway frame.

a) In 35 cm – Direction:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_x} = \frac{1 \times 4.15}{0.3 \times 0.35} = 39.53 > 22$$

$\therefore$ long Column for bending about X – axis.

b) In 60 cm – Direction:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_y} = \frac{1 \times 4.15}{0.3 \times 0.6} = 21.06 < 22$$

$\therefore$ short Column for bending about Y – axis.

- long Column in one direction

2) Calculate the minimum eccentricity e_{min} and the minimum moment M_{min} :

About x- axis

$$e_{min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5 \text{ mm}$$

$$P_u = 1983.24 \text{ KN}$$

$$M_{min} = P_u \times e_{min} = 1983.24 \times 25.5 = 50.57 \text{ KN.m}$$

3) Compute EI :

$$EI = 0.4 \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

$$E_c = 4750 \times \sqrt{f'_c} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 \text{ MPa}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times DL}{P_u} = \frac{1.2 \times 971.71}{1983.24} = 0.59$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{350 \times 600^3}{12} = 6.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{23270.15 \times 6.3}{1 + 0.59} = 36880.99 \text{ KN.m}^2$$

4) Determine the Euler buckling load, P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 36880.99}{(1 \times 4.15)^2} = 21135.19 \text{ KN}$$

5) Calculate the moment magnifier factor δ_{ns} :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1983.24}{0.75 \times 21135.19}} = 1.14 > 1$$

$< 1.4 \text{ — OK}$

→ The magnified eccentricity and moment:

$$e_y = e_{min} \times \delta_{ns} = 25.5 \times 1.14 = 29.07 \text{ mm}$$

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.14 \times 50.57 = 57.65 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{where } M_2 = M_{min} = 57.65 \text{ KN.m}$$

The magnified moment are less than $(1.4 \times 50.57 = 70.8)$, are required

by – ACI – Code Section 10.10.2.1 .

6) Select the column reinforcement from Interaction Diagram :

About x – axis

a) Compute the ratio e/h :

$$\frac{ey}{h} = \frac{29.07}{400} = 0.083$$

b) Compute the ratio γ :

$$\text{Assume } \emptyset 20 \text{ for bars: } \gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 20}{350} = 0.66$$

c) Use interaction diagram A – 9a and A – 9b

selected dimension: $h = 350 \text{ mm}$, $b = 600 \text{ mm}$.

assum $\rho = 0.025$

$$\text{at } \gamma = 0.6 \dots \dots \dots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.4 \text{ Ksi}$$

$$\text{at } \gamma = 0.75 \dots \dots \dots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.5 \text{ Ksi}$$

$$\text{by interpolation } \gamma = 0.66 \dots \dots \dots \frac{\emptyset P_n}{A_g} = 2.44 \text{ Ksi}$$

$$\emptyset * P_n x = 2.44 * \frac{1000}{145} * 600 * 350 = 3.53 \text{ MN}$$

$$\emptyset * P_n = 3530 \text{ KN} > P_u = 1983.24 \text{ KN} \text{ -- Safe}$$

6) Select the reinforcement:

$$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.02 \times 600 \times 350 = 4200 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ Use } 14 \emptyset 20$$

Design of the Tie Reinforcement :

$$S \leq 16 d_b (\text{longitudinal bar diameter}) \rightarrow 16 \times 20 = 320 \text{ mm}$$

$$S \leq 48 d_t (\text{tie bar diameter}) \rightarrow 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

$$S \leq \text{Least dimension.} \rightarrow \text{Least dim.} = 350 \text{ mm}$$

Use $\emptyset 10 @ 20 \text{ cm}$.

4-10 Design of stairs

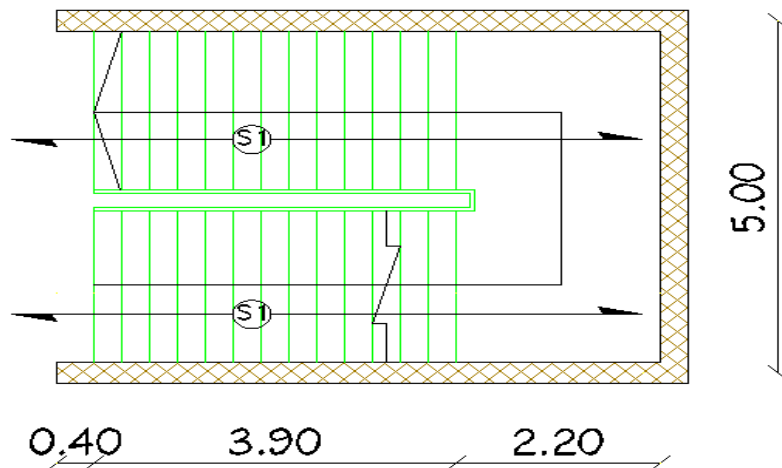


Fig.(4.20): stair plan

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

$$l = (0.4 + 3.9 + 1.1) = 5.4 \text{ m}$$

$$h_{req} = \frac{l}{20} = \frac{5.4}{20} = 0.255 \text{ m}$$

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

$$h_{req} = \frac{l}{28} = \frac{5.4}{28} = 0.182 \text{ m}$$

Take $h = 25 \text{ cm}$.

For Landing:

$$L = 4.7 \text{ m}$$

$$h_{req} = \frac{l}{20} = \frac{4.7}{20} = 0.24 \text{ m}$$

Use $h = 25 \text{ cm}$.

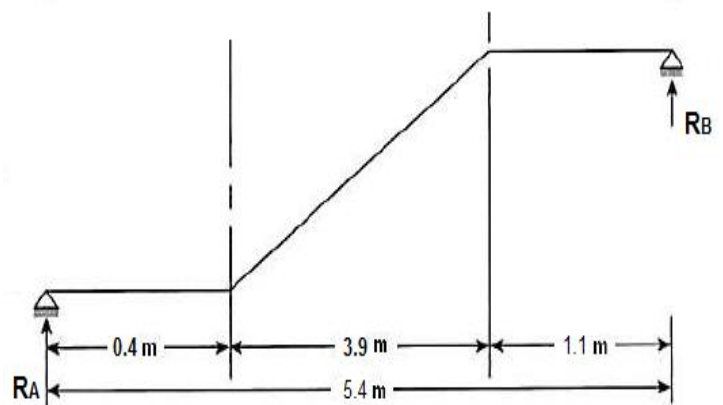


Fig. (4.21): Structural analysis

- **Load Calculations:**

The stair slope by $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{175}{300} \right) = 30.26$.

For Flight :

Table (4.5): Dead Load for flight.

Material	Quality Density KN/m^3	$W \quad KN/m$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.175 + 0.35}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1 = 1.418$
mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.175 + 0.3}{0.3} \right) \times 0.02 \times 1 = 0.697$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.175 \times 0.3}{2} \right) \times 1 = 2.188$
Reinforced Concrete solid slab	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 30.26^\circ} = 7.236$
Plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 30.26^\circ} = 0.764$
Total Dead Load, KN/m		12.303

Live Load = $5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$.

Total Dead Load For Flight = $1.2 \times 12.30 + 1.6 \times 5 = 22.76 \text{ KN/m}$.

For Landing :

Table (4.6): Dead Load For Landing.

Material	Quality Density KN/m^3	$\gamma \cdot h \cdot 1$ KN/m
Tiles	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
mortar	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Reinforced Concrete solid slab	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
Plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Total Dead Load		8.01

Live Load = $5 \times 1 = 5 \text{ KN}$

Total Dead Load For landing = $1.2 \times 8.01 + 1.6 \times 5 = 17.61 \text{ KN/m}$

use $b = 100 \text{ cm}$

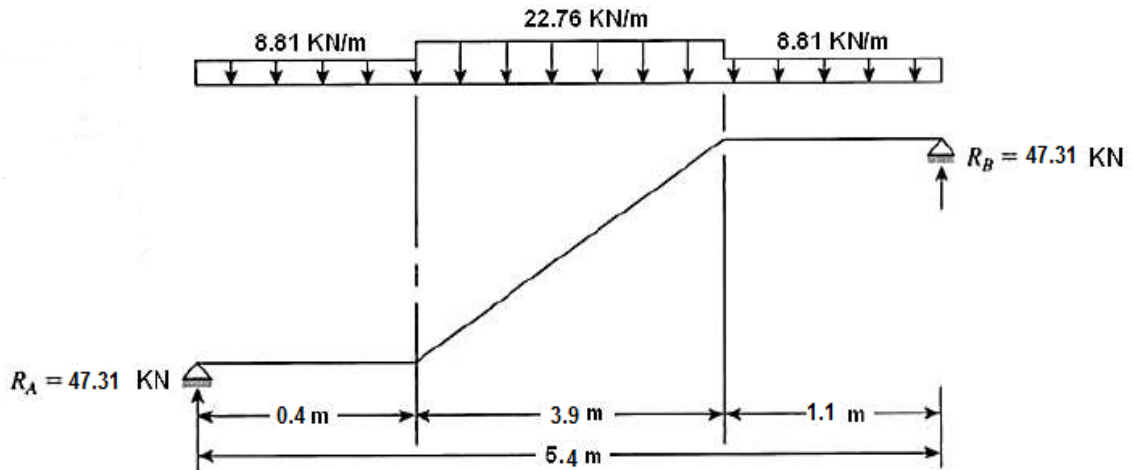


Fig.(4.22): Structural analysis for flight

- **Check for Shear strength:**

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement:

$$d = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$$

$$V_u = 47.31 - 8.81 * (0.4 + 273) = 41.38 \text{ KN}$$

$$\emptyset * V_c = \frac{\emptyset \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6} = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 273}{6} = 223 \text{ KN/1 m}$$

$$V_u = 41.38 \text{ KN} < \frac{1}{2} * \emptyset * V_c = 83.63 \text{ KN}$$

The thickness of the slab is adequate enough. So, there is no shear Reinforcement required .

- **Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:**

$$M_u = 47.31 * \left(\frac{5.4}{2}\right) - 8.81 * 0.4 * \left(\frac{0.4+3.9}{2}\right) - 22.76 * \left(\frac{3.9}{2} * \frac{3.9}{4}\right) = 76.89 \text{ KN.m.}$$

$$M_{n,req} = M_u / 0.9 = 76.88 / 0.9 = 85.43 \text{ KN.m} .$$

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement.

$$d = 300 - 20 - (14/2) = 273 \text{ mm}.$$

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

$$R_n = \frac{85.43 \cdot 10^6}{1000 \cdot (273)^2} = 1.15 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.15}{420}} \right) = 0.0028$$

$$A_{s_{req}} = 0.0028 \cdot 1000 \cdot 273 = 764.4 \text{ mm}^2 \quad \text{.....control}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} > A_{s_{min}} \quad \text{..... Ok}$$

Use Ø14 , Then

$$N = \frac{A_s}{A_{s \text{ Ø14}}} = \frac{764.4}{153.9} = 4.96$$

$$S = \frac{1}{N} = \frac{1}{4.96} = 0.201 \text{ m}$$

Take 5 Ø 14 / 1 m

or Ø14 @ 20 cm

Check for spacing:

$$S = 3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm.}$$

$$S = 450.$$

$$S = 380 \left(\frac{280}{0.667 \times 420} \right) - 2.5 \times 24 = 320 \text{ mm}$$

$$S = 300 \left(\frac{280}{0.667 \times 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots \text{control.}$$

$$S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 300 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

- Secondary Reinforcement:

For shrinkage & Temperature A_s provide equal :

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times B \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Use $\varnothing 14$, Then

$$N = \frac{A_s}{A_{s \varnothing 14}} = \frac{540}{153.9} = 3.5$$

$$S = \frac{1}{N} = \frac{1}{3.5} = 0.285 \text{ m}$$

Take 4 $\varnothing 14$ / 1 m or $\varnothing 14 @ 30\text{cm}$

Check for spacing:

$$S = 5h = 3 \times 300 = 1500 \text{ mm.}$$

$$S = 450 \text{ mm.} \dots \text{control}$$

$$S = 300 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

4.10.5 Design of landing:

same thickness =25 cm.

Total Dead Load For landing = $1.2 \times 8.01 + 1.6 \times 5 = 17.61 \text{ KN/m}$.

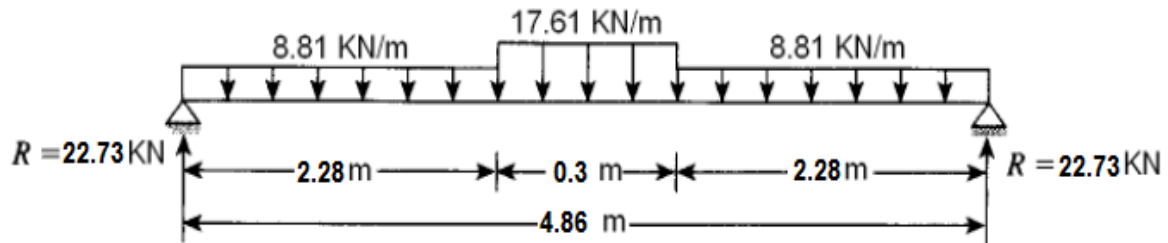


Fig.(4.23): Structural analysis for landing.

- Design of bending moment for landing:

$$M_u = 22.73 * \left(\frac{4.86}{2}\right) - 8.81 * 2.28 * \left(\frac{2.28+0.3}{2}\right) - 17.61 * \left(\frac{0.3}{2} * \frac{0.3}{4}\right) = 29.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_{n \text{ req}} = 29.12 / 0.9 = 32.36 \text{ KN.m}$$

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement.

$$d = 250 - 20 - 14 - (14/2) = 259 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{32.36 * 10^6}{1000 * (259)^2} = 0.48 \text{ MPa} .$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.48}{420}} \right) = 0.00116$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.00116 * 1000 * 259 = 300.44 \text{ mm}^2 \quad \text{.....control}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}} \dots\dots \text{Ok}$$

$$A_{s \text{ pro}} = 540 \text{ mm}^2, \quad \text{Use } \Phi 14, \quad \text{Then } N = \frac{A_s}{A_{s \Phi 14}} = \frac{540}{153.9} = 3.5$$

$$S = \frac{1}{N} = \frac{1}{3.5} = 0.285 \text{ m}$$

Take 4 Ø 14 / 1 m or Ø14 @ 30cm

- **Check for spacing:**

$$S = 3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

$$S = 380 \left(\frac{280}{0.667 \times 420} \right) - 2.5 \times 24 = 320 \text{ mm}$$

$$S = 300 \left(\frac{280}{0.667 \times 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots\dots \text{control}$$

$$S = 300 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 300 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

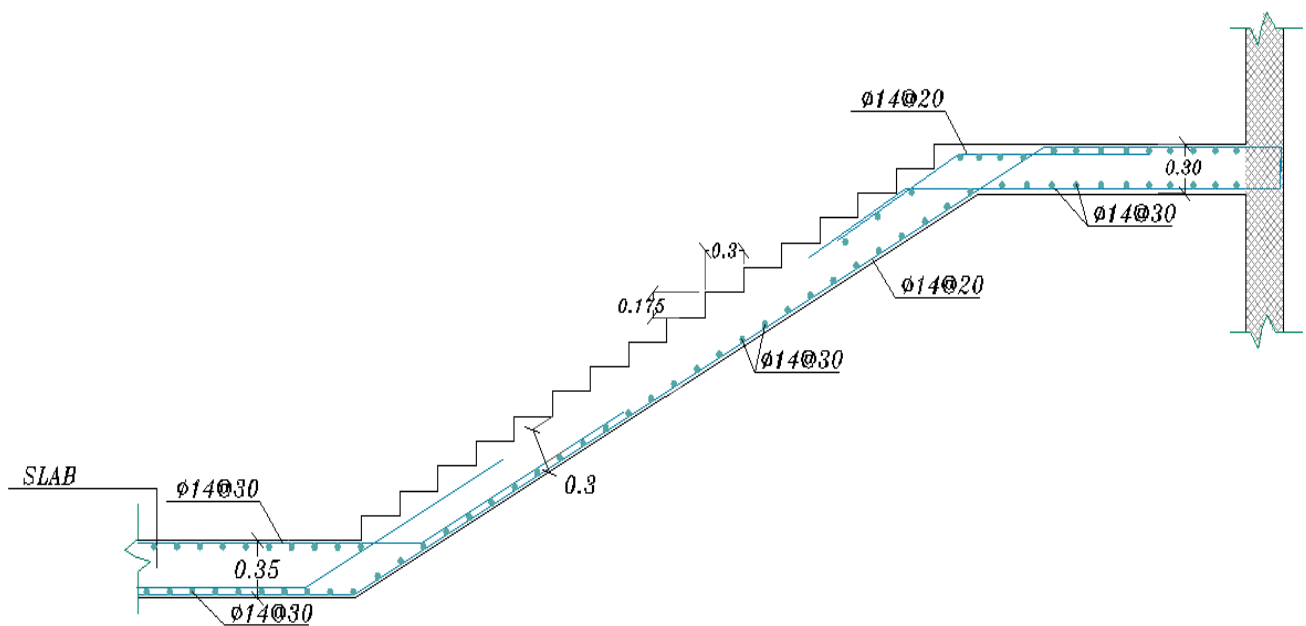


Fig. (4.24): Reinforcement Detail for Stair.

4-11 Design of Isolated Footing (F8):

$$P_D = KN$$

$$P_L = KN$$

$$P_u = 2476.41 KN$$

$$\text{Column Dimensions} = a * b = (40 * 65) cm$$

$$\text{Allowable bearing capacity} = q_{all} = 400 KN/m^2$$

Area of Footing:

$$\text{Soil Density} = 17 KN/m^3$$

$$\text{Assume } h = 70 cm$$

$$q_{all-net} = 400 - 0.6 * 18 - 0.7 * 25 = 371.7 KN/m^2$$

$$\text{Area} = \frac{P_D + P_L}{q_{all-net}} = \frac{1895.28}{371.7} = 5.1 m^2$$

$$\text{Assume square footing } a = b = 2.25 m$$

$$\text{Select } a = 2.3 m$$

$$b = 2.3 m$$

Depth of footing

$$\text{Assume } h = 70 cm$$

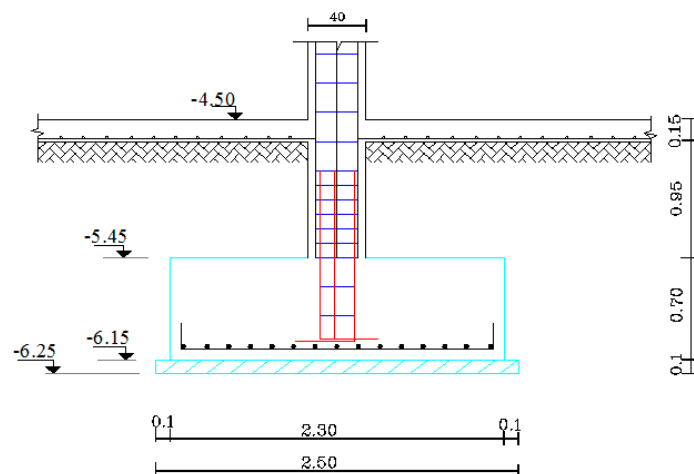


Fig. (4.25): Footing- F8.

- Check one-way shear:

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = \frac{2476.41}{5.29} = 468.1 \text{ KN/m}^2$$

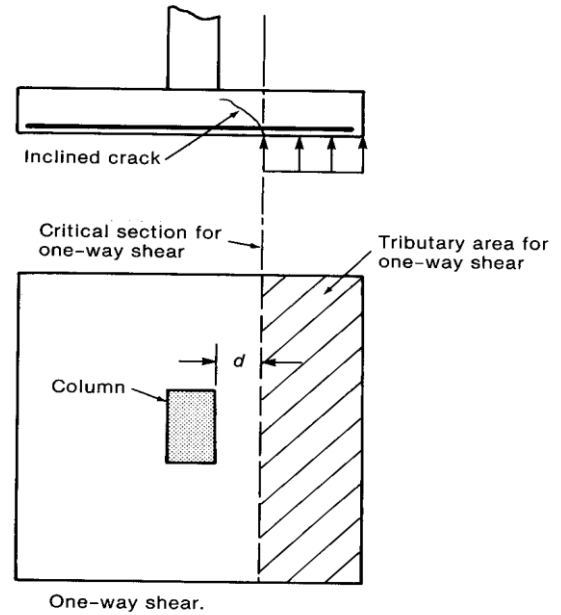
$$d = 700 - 75 - 14 = 611 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_u &= q_{ult} * b * \left(\frac{a}{2} * \frac{B}{2} - d \right) \\ &= 468.1 * 2.3 * \left(\frac{2.3}{2} * \frac{0.4}{2} - 0.611 \right) \\ &= 364.98 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 2300 * 611 * 10^{-3} = 860.57 \text{ KN}$$

$$V_u = 364.98 << \phi * V_c = 860.57 \quad - OK$$



- Check two-way shear:

$$\frac{d}{2} = \frac{611}{2} = 305.5 \text{ mm}$$

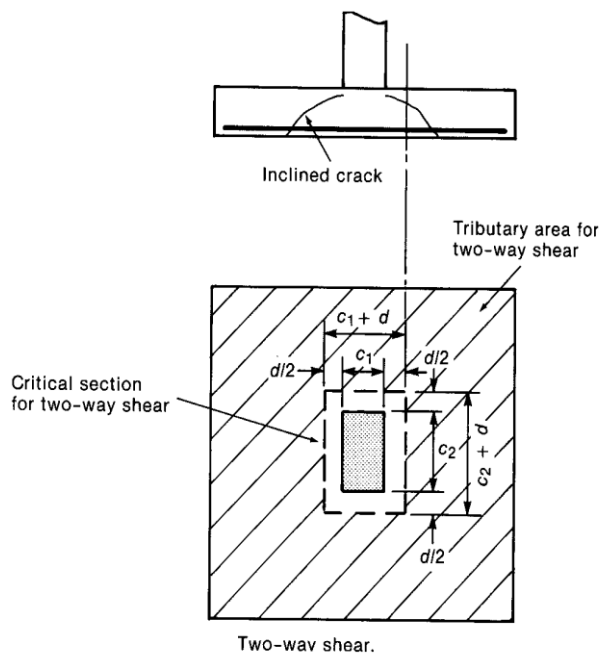
$$\begin{aligned} F_{RB} &= q_{ult} * A = 468.1 * 1.011 * 1.261 \\ &= 596.77 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= P_u - F_{RB} = 2476.4 - 596.77 \\ &= 1879.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\alpha_s = 20 \quad \text{for corner column}$$

$$\beta_c = \frac{0.65}{0.4} = 1.625$$

$$\begin{aligned} b_o &= (2 * 1.261) + (2 * 1.011) \\ &= 4.544 \text{ m} \end{aligned}$$



According to ACI, V_c shall be the smallest of:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_o d = \left(1 + \frac{2}{1.625}\right) * \frac{\sqrt{24}}{6} * 4.544 * 611 = 5056.9 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s * d}{b_c} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{12} b_o d = \left(\frac{20 * 611}{4.544} + 2\right) * \frac{\sqrt{24}}{12} * 4.544 * 611 = 5315.1 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_o d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 4.544 * 611 = 4533.8 \text{ KN} - \text{Control}$$

$$V_u = 1879.6 \text{ KN} < \phi * V_c = 3400.4 \text{ KN} - h = 70 \text{ cm is OK.}$$

- **Design of Bending moment:**

$$F_{Ru} = q_{ult} * b * \left(\frac{a}{2} - \frac{B}{2}\right) = 468.1 * 2.3 * \left(\frac{2.3}{2} - \frac{0.65}{2}\right) = 888.22 \text{ KN}$$

$$M_u = 888.22 * \frac{0.875}{2} = 366.4 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 366.4 / 0.9 = 407.11 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{407.11 * 10^6}{2300 * (611)^2} = 0.474 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.474 * 20.6}{420}}\right) = 0.0011$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0011 * 2300 * 611 = 1605.11 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 2300 * 611 = 2529.54 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} = 1605.11 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 2529.54 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_{s,min} = 2529.54 \text{ mm}^2$$

Select **17Ø14** with $A_{s,pro} = 2616.98 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2529.54 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

For both directions use **34Ø14**

$$Spacing = \frac{2300 - 75 * 2 - 17 * 14}{16} = 119.5 \text{ mm}$$

The smallest S:

1- $3h = 3 * 700 = 2100 \text{ mm}$

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

$S = 12 \text{ cm}$ is OK

Development length of flexural reinforcement

L_{dt} for Ø14

$$req L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} * d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$req L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{(2.5)} * 14 = 345.7 \text{ mm} > 300 \text{ mm} - \text{OK}$$

$$available L_{dt} = \left(\frac{2300 - 400}{2}\right) - 75 = 875 \text{ mm}$$

$$available L_{dt} = 875 \text{ mm} \gg req L_{dt} = 345.7 \text{ mm} - \text{OK}$$

Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design) :

- In Footing

$$\phi P_{nb} = \phi * \left(0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) * 1000$$

$$A_1 = 0.65 * 0.4 = 0.26 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.3 * 2.3 = 5.29 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{5.29}{0.26}} = 4.5 > 2 \dots \dots \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\phi P_{nb} = 0.65 * (0.85 * 24 * 0.26 * 2) * 1000 = 6895.2 \text{ KN} > P_u = 2476.41 \text{ KN} - OK$$

The Dowels are not needed for the footing

- In Column

$$\phi P_{nb} = \phi * (0.85 * f'_c * A_1) * 1000$$

$$A_1 = 0.65 * 0.4 = 0.26 \text{ m}^2$$

$$\phi P_{nb} = 0.65 * (0.85 * 24 * 0.26) * 1000 = 3447.6 \text{ KN} > P_u = 2476.41 \text{ KN} - OK$$

The Dowels are not needed for the column

$$A_{s,min} = 0.005 * A_g = 0.005 * 65 * 40 = 130 \text{ mm}^2$$

Lap splice of column

$$L_s = 0.071 * f_y * d_b = 0.071 * 420 * 18 = 536.8 \text{ mm} - \text{ use } l_s = 550 \text{ mm}$$

Development length of column reinforcement

$$req L_{dc} = \frac{0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} * d_b$$

$$= \frac{0.24 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 18 = 370.4 \text{ mm}$$

$$\geq \min L_{dc} = 0.043 * f_y * d_b = 0.043 * 420 * 18 = 325.08 \text{ mm}$$

$$available \text{ embedment} = 700 - 75 - 2 * 14 = 589 \text{ mm} \geq req L_{dc} = 370.4 \text{ mm} - OK$$

4-12 Design of Basement wall

$$f'_c = 24 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$LL = 5 \text{ KN/m}^2$$

Thickness = $h = 20 \text{ cm}$, cover = 2 cm

The design will be for 1 m width

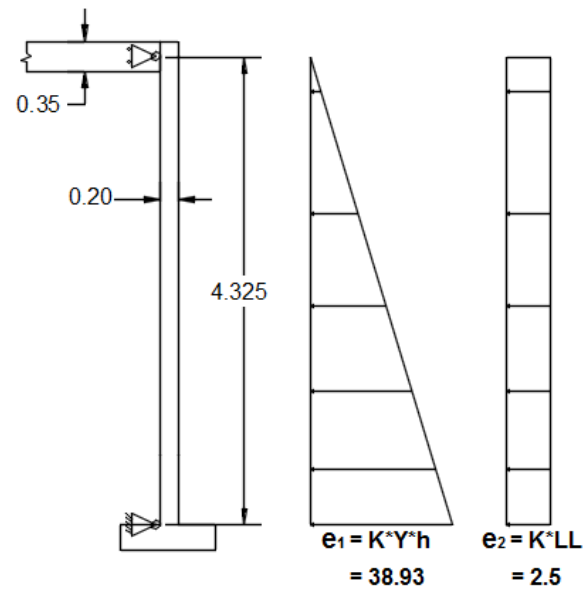


Fig.(4.26): Basement wall

- Analysis

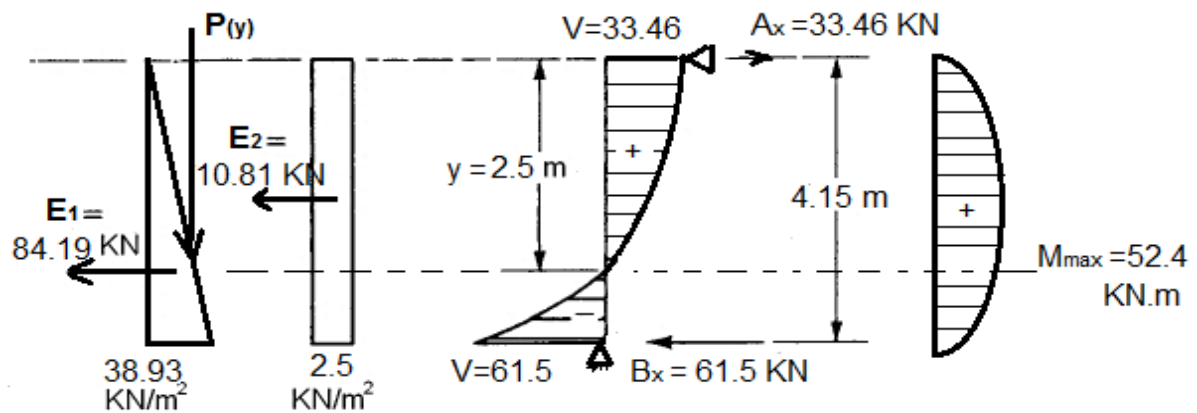


Fig. (4.27): Shear and Moment diagram.

- Loads

Neglect the axial load, since its low value.

$$e_1 = K_o * \gamma * h$$

$$e_2 = K_o * LL$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

So,

$$K_o = 1 - \sin 30 = 1 - 0.5 = 0.5$$

$$e_1 = 0.5 * 18 * 4.325 = 38.93 \text{ KN/m}^2$$

$$E_1 = 38.93 * \frac{4.325}{2} = 84.19 \text{ KN/m}^2$$

$$e_2 = 0.5 * 5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$E_2 = 2.5 * 4.325 = 10.81 \text{ KN/m}^2$$

Support reactions:

$$M_{RA} = 0.0$$

$$10.81 * \frac{4.325}{2} + 84.19 * 2 * \frac{4.325}{3} - B_X * 4.325 = 0.0$$

$$B_X = 61.5 \text{ KN}$$

$$M_{RB} = 0.0$$

$$84.19 * \frac{4.325}{3} + 10.81 * \frac{4.325}{2} - A_X * 4.325 = 0.0$$

$$A_X = 33.46 \text{ KN}$$

$$V = 0 \text{ at } y = ?$$

$$33.46 - P(y) * \frac{y}{2} - 2.5 * y = 0$$

$$\frac{P_y}{y} = \frac{38.93}{4.325} = 9$$

$$33.46 - 9 * y * \frac{y}{2} - 2.5 * y = 0$$

$$4.5y^2 + 2.5y - 33.46 = 0$$

$$y = 2.5 \text{ m}$$

$$M_{u,max} = 33.46 * 2.5 - 9 * 2.5 * \frac{2.5}{3} * \frac{2.5}{2} - 2.5 * 2.5 * \frac{2.5}{2} = 52.4 \text{ KN.m}$$

Factored internal forces

$$V_u = 1.6 * V_{max} = 1.6 * 61.5 = 98.4 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.6 * M_{max} = 1.6 * 52.4 = 83.84 \text{ KN}$$

- Design

Design of shear

$$d = 200 - 20 - 14 = 166 \text{ mm}$$

$$V_u = 98.4 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d = \phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 166 = 101.65 \text{ KN} > V_u = 98.4 \text{ KN}$$

The thickness of Wall is Adequate Enough

Design of flexure

Vertical reinforcement of Tension face

$$M_u = 83.84 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 83.84 / 0.9 = 93.16 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{93.16 * 10^6}{1000 * (166)^2} = 3.38 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.38 * 20.6}{420}} \right) = 0.0089$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0089 * 1000 * 166 = 1477.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0012 * 1000 * 20 = 240 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} = 1477.4 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 240 \text{ mm}^2 \dots OK$$

$$\therefore A_{s,req} = 1477.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } \mathbf{10\phi 14} \text{ with } A_{s,pro} = 1539.3 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1477.4 \text{ mm}^2 \dots OK$$

Vertical reinforcement of Compression face:

$$A_{s,min} \text{ for flexure} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 1000 * 166 = 484 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s,min} \text{ for flexure} = \frac{1.4}{f_y} * bw * d = \frac{1.4}{420} * 1000 * 166 = 553 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{Select } \mathbf{5\phi 12} \text{ with } A_{s,pro} = 565 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 553 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{For inside wall } \phi 14@10 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm}^2 > 14.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{For outside wall } \phi 12@20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2 > 5.53 \text{ cm}^2$$

Horizontal Reinforcement due to Cracking:

$$A_{s,req} = 0.002 * b * h = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{For one side } A_s = 2 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Select for one side horizontal reinforcement } \phi 10@30 \text{ cm} = 2.36 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$$

4-13 Design of Strip Footing for Basement Wall

Allowable Bearing Pressure = 400 KN/m²

Dead Load= 430.74 KN

Live Load = 137.59 KN

Surcharge $\gamma = 18 \text{ KN /m}^3$

Live Load over Surcharge = 5 KN/m²

Assume h= 40cm

- **Select foundation Area:**

$$q_{\text{footing}} = 0.4 * 25 = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{soil}} = 1.25 * 18 = 22.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = q_{\text{all}} - q_{\text{footing}} - q_{\text{soil}}$$

$$q_u = 400 - 10 - 22.5 = 367.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$A = \frac{P}{q_u} = \frac{430.74 + 137.59}{367.5} = 1.5 \text{ m}^2$$

Select b = 100 cm , a = 150 cm

$$P_u = 430.74 * 1.2 + 1.6 * 137.59 = 737.03 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{737.03}{1.5 * 1} = 491.4 \text{ KN/m}^2$$

- **Design of shear**

$$d = 400 - 75 - \frac{20}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$Vu = 491.4 * (0.65 - 0.315) * 1 = 164.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 315 = 192.9 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 192.9 \text{ KN} > Vu = 164.6 \text{ KN} \quad - \text{OK}$$

- **Design of Moment**

$$Mu = 491.4 * 0.4 * \frac{0.4}{2} = 39.31 \text{ KN}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{39.31}{0.9} = 43.68 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.68 * 10^6}{1000 * 315^2} = 0.44 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2Kn * m}{fy}} \right) \right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 * 0.44 * 20.6}{420}} \right) \right) = 0.0011$$

$$Asreq = 0.0011 * 1000 * 315 = 346.5 \text{ mm}^2$$

$$Asmin = 0.0018 * 100 * 40 = 720 \text{ mm}^2 - \text{is controlled}$$

select $\phi 12@15 \text{ cm}$

for shrinkage and temperature select $\phi 12@20 \text{ cm}$

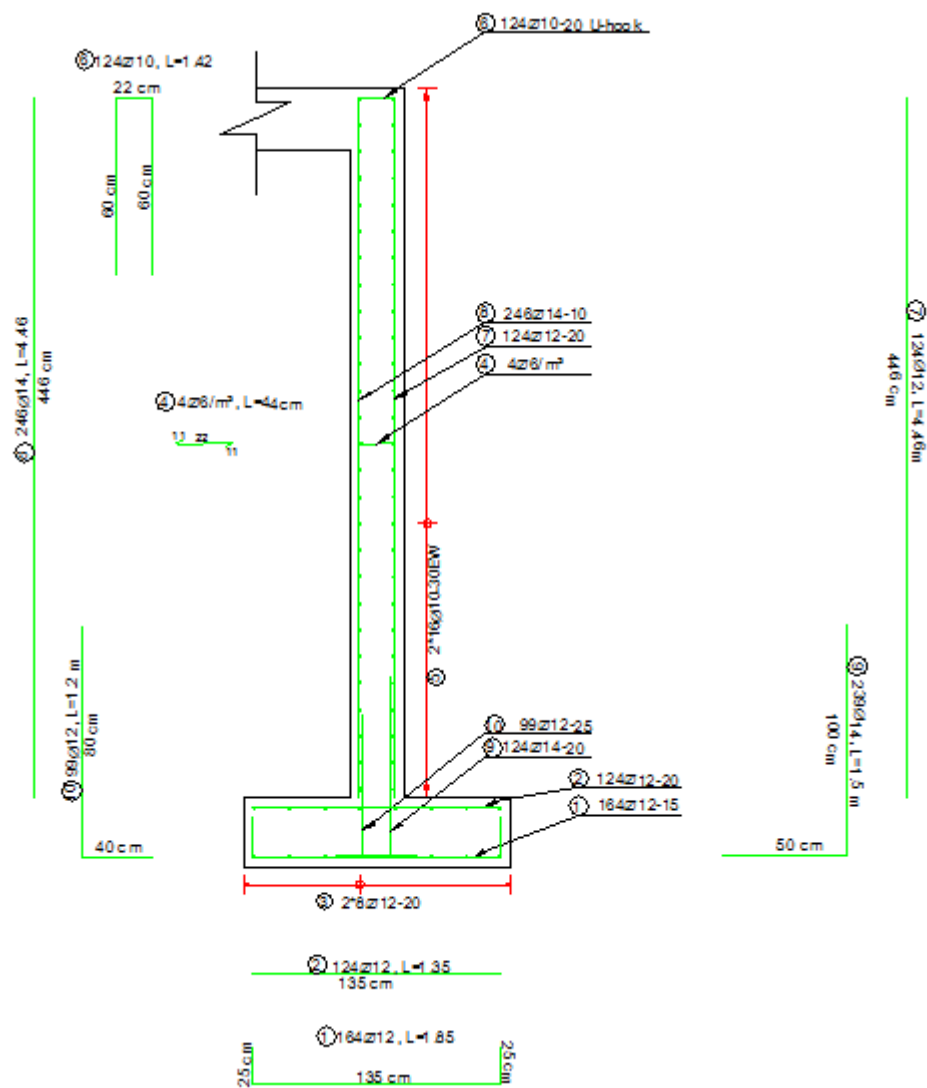
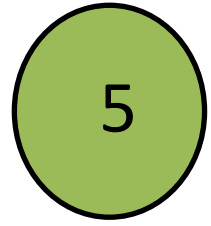


Fig.(4.28): Basement wall reinforcement.



الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 النتائج

2-5 التوصيات

3-5 المراجع

4-5 الملاحق

5-1 النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته وجوانبه تم الخروج بزيادة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:

- 1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
- 2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.
- 3) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان والقوة الإنشائية.

5-2 التوصيات

يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائيًا ومعماريًا.

5-3 المراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. الكود الأمريكي.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED				
	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one- way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one- way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) 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 1440-1920 kg/m^3 , the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR
ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

الأحمال الحية

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى	الاستعمال	الحمل على الأرضية	الحمل المركز البديل
تابع المباني التعليمية وماشايجها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكتليات.	أماكن التكدس الكثيف للكتب على عربات متحركة. غرف تكدس الكتب.	كن
		4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج الثانوية.	2.7

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى	نوع المبنى	الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشعة مال	كن/م ²	كن
تابع للمباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس . . س.	3.0	2.7
		غرف المطالعة .. قاعة دور مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعة	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعملية والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تربية الملائمة	2.0	1.8
		غرف	2.0	1.8
		للغرض	4.5 لكل متر طولي موزع بانتظام على العرض.	-