بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي المقترح " لمدرسة حلحول الثانوية للبنين في مدينة حلحول "

فـريــق الـعمـل:

مرام أبورميشان **سجود كرجة** **حنين أبورميشان**

إشـراف :

م.مي الحداد

الخليل- فلسطين

كانون الثاني - 2021

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي المقترح" لمدرسة حلحول الثانوية للبنين في مدينة حلحول "

فـريــق الـعمـل:

مرام أبورميشان سجود كرجة حنين أبورميشان

إشـراف :

م.مي الحداد

الخليل- فلسطين

كانون الثاني - 2021

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي المقترح " لمدرسة حلحول الثانوية للبنين في مدينة حلحول "

فـريــق الـعمـل:

مرام أبورميشان سجود كرجة حنين أبورميشان

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

توقيع رئيس الدائرة: **توقيع مشرفة المشروع :**

م.فيضي شبانة ..... **م.مي الحداد .....**

إهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى آبائنا وأمهاتنا الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إلى كل الذين نحبهم ، إلى كل الأساتذة و الأهل والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف ، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

عن النبي(صلى الله عليه وسلم) قال: "من لا يشكر الناس لا يشكر الله"
لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

فبعد شكر الله والثناء عليه، نشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

وخالص الشكر لمشرفتنا المهندسة مي الحداد التي أعطتنا من وقتها الكثير ، ولم تبخل علينا بتقديم ما آتاها الله من علم لنا وكانت دائمة التواصل معنا تقدم لنا المشورة والنصيحة والكلمة الطيبة.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه .

وها نحن نجني ثمرة تعبنا واجتهادنا ، فشكراً لكم جميعاً .

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

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

تتلخص فكرة مشروعنا في التصميم الإنشائي لمدرسة مكونة من أربعة طوابق تشمل طابق التسوية ، الطابق الأرضي، والطابق الأول ، والطابق الثاني، يحتوي كل منها على غرف صفية ومختبرات وغرف للإدارة ، بالإضافة إلى وجود مخازن ومرافق صحية و وصالة رياضية وقاعات حاسوب و مرافق أخرى صممت بعناية لتوفر الراحة والسهولة وسرعة وصول المستخدمين إليها .

حيث تم تحليل المشروع إنشائيا وحساب الأحمال وتصميمه بما يتوافق مع الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI(318-08 ، ولا بد من الإشارة إلى أنه اعتمدنا على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad

Atir

Microsoft word

يحتوي المشروع على أعمدة وجسور وعقدات واساسات وجدران قص وأدراج بالإضافة الى نظام الفريم المستخدم في تصميم الصالة الرياضية ، حيث تم تحليل العناصر الإنشائية وحساب الأحمال المتوقعة ثم تم عمل التصميم الإنشائي لهذه العناصر وإعداد المخططات التنفيذية ، و تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية في هذا المشروع .

والله ولي التوفيق

Abstract

The structural design of Halhul secondary School

Structural design is the most important design needed for the building after architectural design, because Distribution of columns, calculation of loads, maintenance of durability in the best economic way, and the highest levels of safety and safety rest are the responsibility of the structural engineer.

The idea of the project is structural design of a School That consists of four floors, the Bacement floor, ground floor, first floor ,and second floor, each containing a classrooms also contain laboratories and rooms, for administration and stores and health facilities ,sport hall and computer halls and other facilities that carefully designed to provide convenience, ease and speed for users to access it.

Where the project structurally analyzed, and the loads analyzed and calculated and designed in accordance with the Jordanian code to determine live loads, and earthquake loads.

Also We used (ACI-318-08) code and structural designing programs such as , ATIR, AutoCAD

The project contains: columns, beams, slabs, foundation ,shear walls and other structural element with farms.

God grants success

فهرس المحتويات

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان	i
	نسخة عن صفحة العنوان	ii
	شهادة تقيم مقدمة مشروع التخرج	iii
	الإهداء	iv
	الشكر والتقدير	v
	ملخص المشروع باللغة العربية	vi
	ملخص المشروع باللغة العربية	vii
	فهرس المحتويات	viii
	فهرس الجداول	x
	فهرس الأشكال	xi
	List of abbreviations	xii
الفصل الأول	المقدمة	
1-1	مقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	4
7-1	إجراءات المشروع	4
8-1	الجدول الزمني للمشروع	5
الفصل الثاني	الوصف المعماري	
1-2	مقدمة	7
2-2	لمحة عامة عن المشروع	7
3-2	موقع المشروع	8
4-2	وصف المساقط الأفقية	10
1-4-2	طابق التسوية	10
2-4-2	الطابق الأرضي	11

3-4-2	الطابق الأول	12
4-4-2	الطابق الثاني	13
5-2	وصف الواجهات	14
6-2	وصف الحركة و المداخل	16
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
1-3	مقدمة	18
2-3	الهدف التصميم الإنشائي	18
3-3	مراحل التصميم الإنشائي	19
4-3	الأحمال	19
1-4-3	الأحمال الميتة	19
2-4-3	الأحمال الحية	20
3-4-3	الأحمال البيئية	20
5-3	الاختبارات العملية	22
6-3	العناصر الإنشائية المكونة للمشروع	22
1-6-3	العقدات	23
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)	24
2-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs)	24
3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين(Two way solid slab)	25
2-6-3	الجسور	25
3-6-3	الأدراج	26
4-6-3	الأساسات	27
5-6-3	الجدران الحاملة (shear wall)	28
6-6-3	الأعمدة	29
7-6-3	فواصل التمدد (Expansions Joints)	30
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	30

Chapter 4	Structural analysis and design	
1-4	Introduction	32
2-4	Design method and requirements	33
3-4	Slab Thickness	34
4-4	Design of Topping	35
5-4	Design for one- way Ribbed slab (Rib 9)	36
6-4	Sample Design of Beam (Beam 19)	46
	Sample Design of Two way Ribbed slab	56
	Sample Design of Column (C 12)	64
	Sample Design of Isolated Footing (F2)	67
	Sample Design of strip footing	70
	Sample Design of Shear Wall (SW6)	71
	Sample Design of Basement Wall	75
	Sample Design of Stairs	77
الفصل الخامس	النتائج و التوصيات	
1-5	النتائج	82
2-5	التوصيات	82
3-5	المصادر والمراجع	82

فهرس الجداول

اسم الجدول	وصف الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	5
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
1-4	Check of Minimum Thickness of Structural Member	34
2-4	Dead Load Calculation of Topping	35
3-4	Dead Load Calculation of (Rib 9)	38
4-4	Calculation of the total Dead load for two way ribbed Slab	57
5-4	Dead Load Calculation for flight	77
6-4	Dead Load Calculation for Landing	78

فهرس الأشكال

اسم الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
1-2	صورة جوية للموقع	9
2-2	المسقط الأفقي لطابق التسوية	10
3-2	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	11
4-2	المسقط الأفقي للطابق الأول	12
5-2	المسقط الأفقي للطابق الثاني	13
6-2	الواجهة الشمالية	14
7-2	الواجهة الجنوبية	14
8-2	الواجهة الشرقية	15
9-2	الواجهة الغربية	15
10-2	Section A-A	16
11-2	Section B-B	16
1-3	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى	23
2-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	24
3-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	24
4-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
5-3	أشكال الجسور المدلاة و المسحورة	25
6-3	الدرج	26
7-3	الأساسات	27
8-3	جدار القص	28
9-3	أحد أشكال الأعمدة	29
1-4	Topping Load	35
2-4	One way Rib Slab (Rib 15) in ground floor	37
3-4	Typical Section in Ribbed Slab	38
4-4	loadings of Rib (15)	38

39	**Moment Diagram For Simply Supported Rib**	**5-4**
40	**Shear Diagram for rib**	**6-4**
46	**Beam 29 for ground plan**	**7-4**
47	**loadings of Beam 29**	**8-4**
48	**Moment & Shear Diagram for Beam 29**	**9-4**

List of abbreviation:

LL = live loads.

DL = dead loads

Ac = area of concrete section resisting shear transfer.

As = area of non-prestressed tension reinforcement.

A_s' = area of non-prestressed compression reinforcement.

Ag = gross area of section.

Av = area of shear reinforcement within a distance (S).

At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).

b = width of compression face of member.

bw = web width, or diameter of circular section.

C_c = compression resultant of concrete section.

C_s= compression resultant of compression steel.

d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.

Ec = modulus of elasticity of concrete.

f_c' = compression strength of concrete.

fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

h = overall thickness of member.

Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

Lw = length of wall.

M = bending moment.

Mu = factored moment at section.

Pn=nominal axial load.

Pu=factored axial load.

S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.

Vc = nominal shear strength provided by concrete.

Vn = nominal shear stress.

Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

Vu = factored shear force at section.

Wc = weight of concrete.

W = width of beam or rib.

Wu = factored load per unit area.

Φ = strength reduction factor.

ε_c = compression strain of concrete = 0.003.

ε_s = strain of tension steel.

$\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.

ρ = ratio of steel area.

1

الفصل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة .

2-1 أهداف المشروع .

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع .

1-1 المقدمة :

لقد تطورت معيشة الإنسان في القرون القليلة الماضية أضعاف التطور الذي مر به منذ عشرات ألاف السنين الخالية منذ قدوم البشر،وما كان هذا إلا بعد اكتشاف بعض أسرار الكون وقوة التفكير والعلم مما دفعنا إلى تقدير العلم وبناء العقول بطرق منهجية تواكب تطورنا الفكري وترقى بنا في سلم العقل فكانت المدارس الخطوة الأولى أو الثانية في هذا البناء ولما تقتضيه المدارس من أهمية في بناء الحضارة فإننا كمهندسين يجب أن نعامل هذا البناء في تصميمه وهندسته بما لايقل أهمية وبما يتكامل مع منهجية وهندسة وتربية الطلبة داخله.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار .كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة حلحول الثانوية للبنين الذي يتكون من أربعة طوابق وهو مشروع يتضمن عناصر إنشائية مثل :الأعمدة والجسور حيث تم توزيعها بشكل يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2-1 أهداف المشروع :

يهدف المشروع إلى تحقيق الأهداف التالية:

1- القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4- إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

3-1 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال قمنا بتحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ
وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، حيث تم إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها،لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4-1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط حيث بدأنا العمل على ذلك خلال الفصل الأول من العام 2020 من خلال مساق مشروع التخرج.

5-1 المسلمات :

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

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 إجراءات المشروع :

1- **دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.**
2- **دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.**
3- **تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.**
4- **تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.**
5- **التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.**
6- **إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.**

8-1 الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يبين تسلسل أعمال المقدمة و المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

الفعاليات / الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
اختيار المشروع	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																				
دراسة المخططات المعمارية											■																				
دراسة المبنى انشائيا											■	■																			
توزيع الاعمدة												■																			
التحليل الانشائي للمقدمة												■	■																		
التصميم الانشائي للمقدمة													■	■																	
اعداد المقدمة														■																	
تصميم الاسقف والجسور															■																
تصميم الاعمدة															■	■	■	■													
تصميم الجدران																		■	■	■	■	■									
تصميم الاساسات																						■	■	■	■	■					
اعداد المخططات النهائية																										■	■				
عرض المشروع																												■	■	■	■

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع.

2-4 وصف المساقط الأفقية للمشروع.

2-5 وصف الواجهات .

2-6 وصف الحركة و المداخل.

1-2 مـقدمـة :

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

المشروع عبارة عن مدرسة للطلبة من المرحلة الثانوية ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى يلبي كافة الحاجات الوظيفية والتعليمية ومتطلبات الهدف من البناء.

و لهذا فقد تم تصميمه بما يتوافق مع الأغراض التعليمية حيث تم التركيز على الجوانب الوظيفية للمبنى فنجد أن عناصره متقاربة مع بعضها، متصلة بشكل جيد يوفر سهولة الحركة وسرعة التنقل، والأشياء المتقربة وظيفيا متقاربة في المبنى، كما تم مراعاة احتياجات ذوي الاحتياجات الخاصة في المبنى من توفير الممرات والوحدات الصحية الخاصة بهم. وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها.

3-2 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 تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

يقع المشروع في مدينة حلحول – حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في حلحول ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام . حيث ترتفع قطعة الأرض 1027 متر فوق مستوى سطح البحر.

1-3-2 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

1. جغرافية الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
2. شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
3. الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
4. أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

الشكل (2-1) : الموقع الجغرافي لأرض المشروع

2-3-2 حركة الشمس و الرياح:

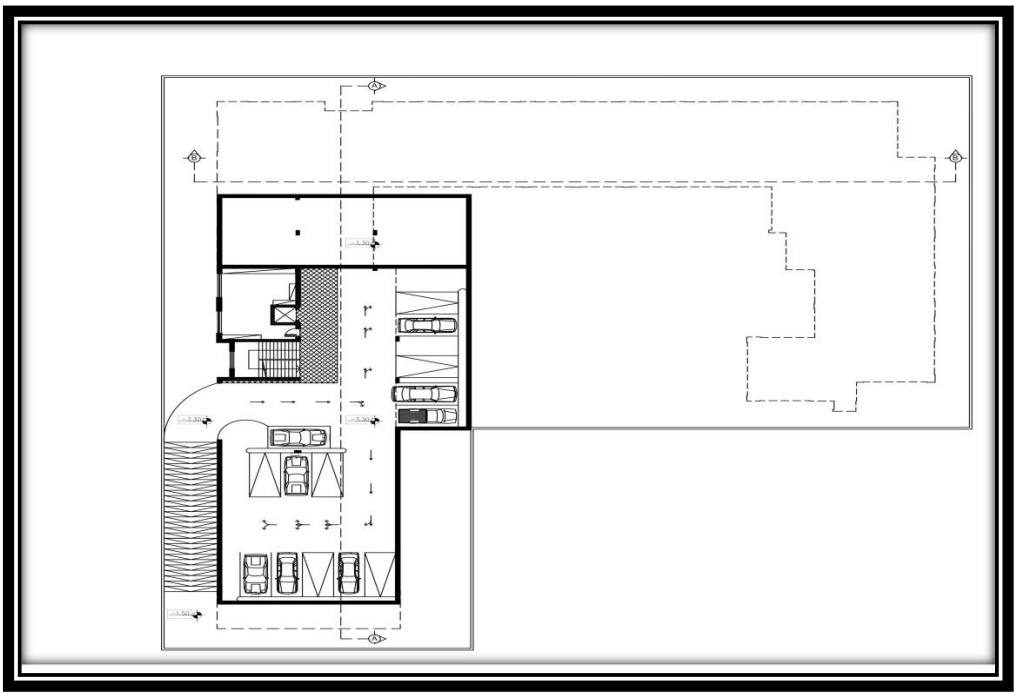
تتعرض مدينة حلحول في الشتاء للرياح الجنوبية الغربية القاسية الماطرة وأحيانا إلى رياح شمالية شرقية جافة باردة نسبيا , وفي أوائل نيسان تأخذ الرياح الخماسينية بالهبوب وهذه رياح جافة تحمل معها كثيرا من الغبار وهي تأتي من الجنوب وينقطع هبوب الرياح الخماسينية كلما اقترب فصل الصيف وتهب أيضا على المدينة رياح دافئة في أواخر الصيف وأوائل الخريف. وعلى العموم فإن مناخ حلحول لطيف في الصيف بارد في الشتاء .

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

4-2 وصف المساقط الأفقية للمشروع

2-4-1 طابق التسوية:

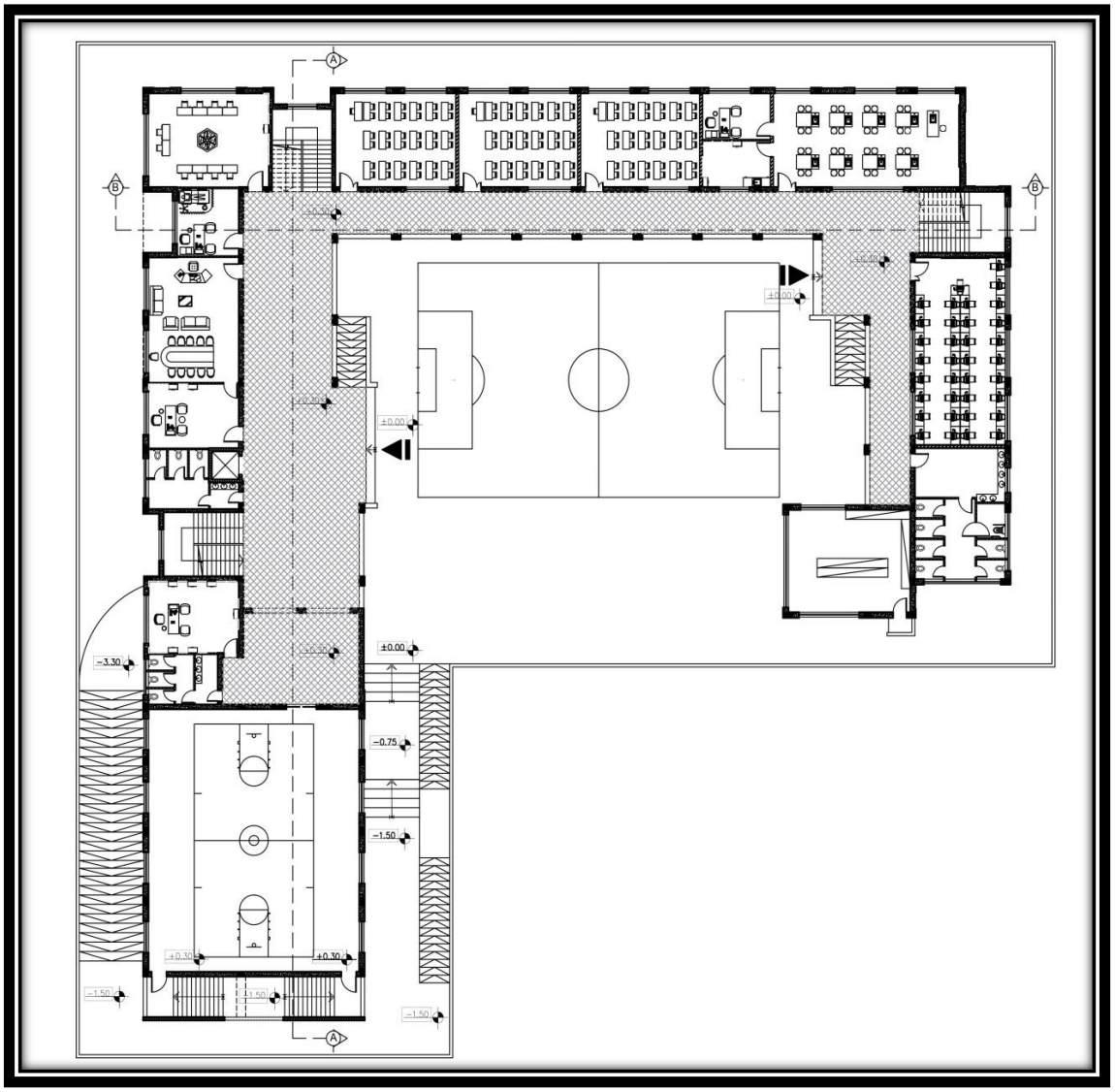
(منسوب 3.30- م) بمساحة اجمالية 824.45 م^2.
يتكون من موقف سيارات



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

2-4-2 الطابق الأرضي :

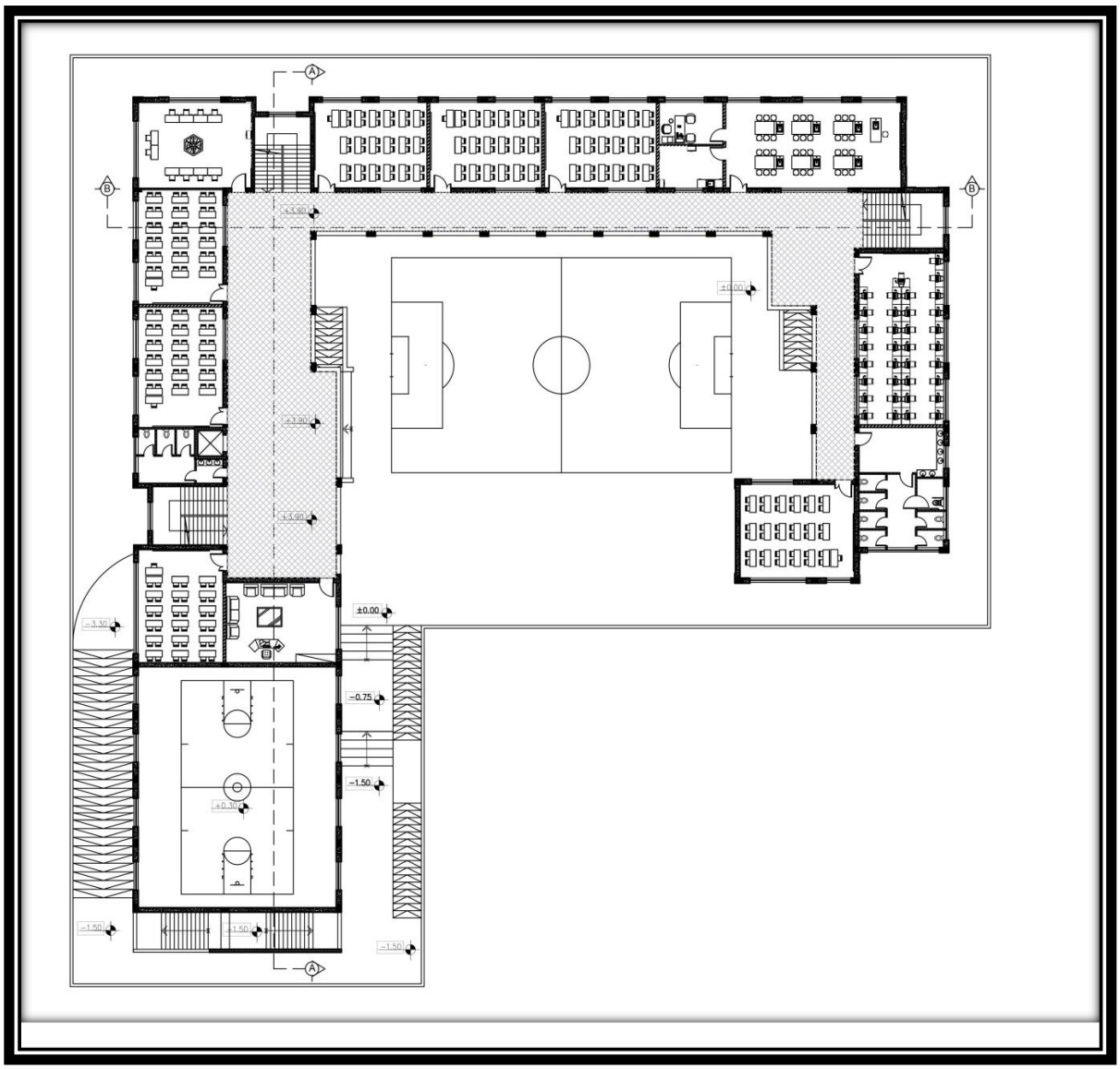
(منسوب0.30+) بمساحة تقدر ب 1489.65م^2.
يتكون الطابق الأرضي من مدخل رئيسي للمدرسة ، غرفة الإدارة و السكرتارية ، غرفة اسعاف أولية ، غرفة معلمين ، قاعات تدريس ، مختبر كيمياء ، قاعة حاسوب ،بالإضافة إلى مرافق صحية .



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

3-4-2 الطابق الأول:-

(منسوب 3.90+م) بمساحة تقدر ب 1489.65م^2.
يتكون الطابق الأول من قاعات تدريس ، غرفة معلمين ، مختبر فيزياء ، قاعة حاسوب بالإضافة إلى مرافق صحية .

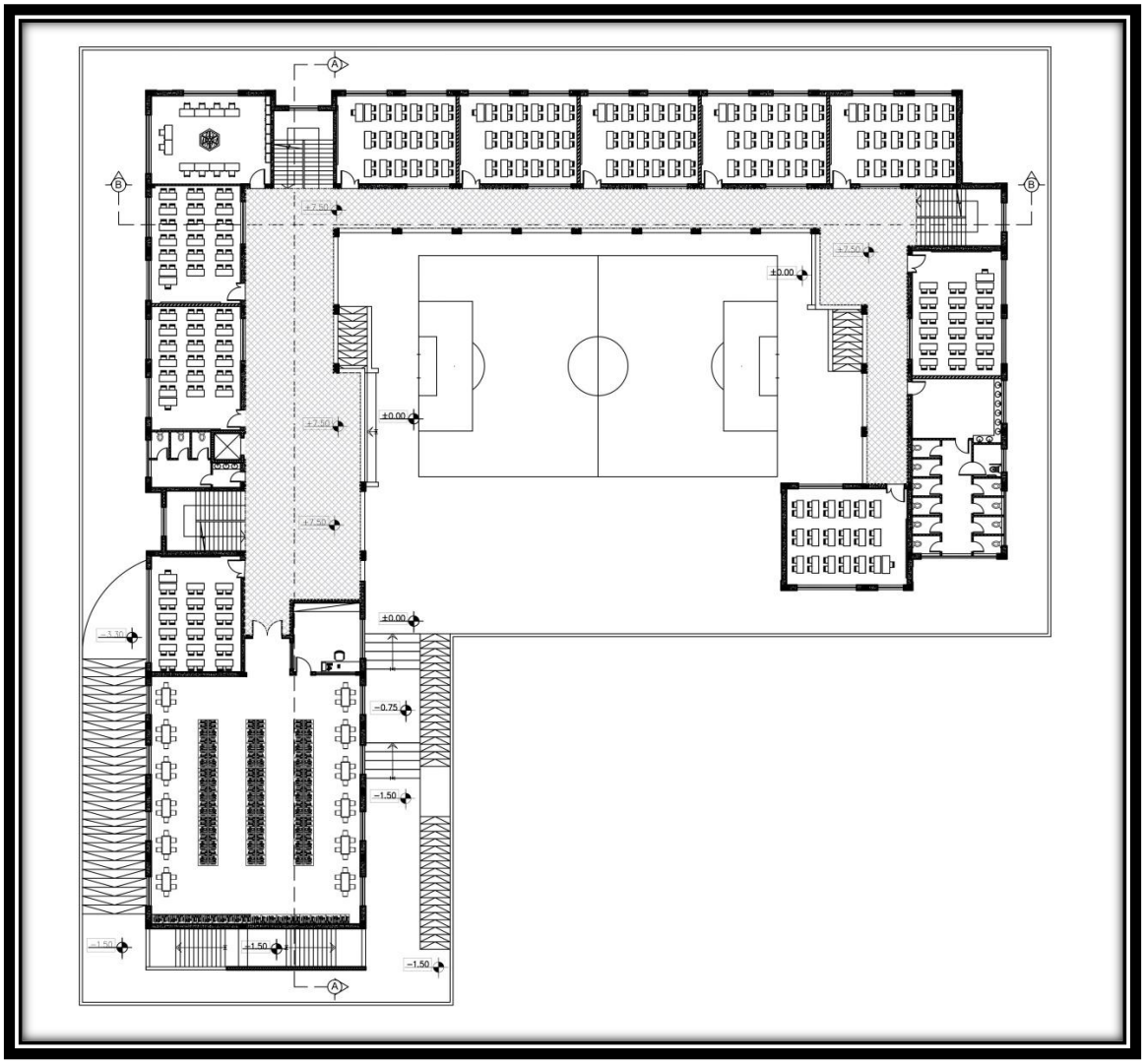


الشكل (2-4) : المسقط الأفقي للطابق الأول .

4-4-2 الطابق الثاني :-

(منسوب 7.50+م) بمساحة تقدر ب 1489.65م^2.

يتكون الطابق الثاني من قاعات تدريس، غرفة معلمين ، مختبر حاسوب.

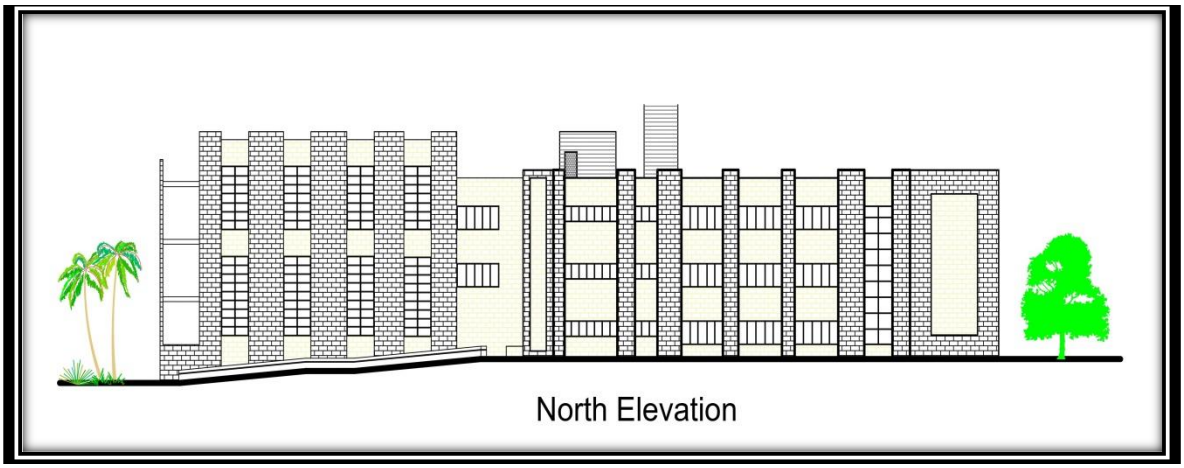


الشكل (2-5) : المسقط الأفقي للطابق الثاني .

5-2 وصف الواجهات:

1- الواجهة الشمالية:

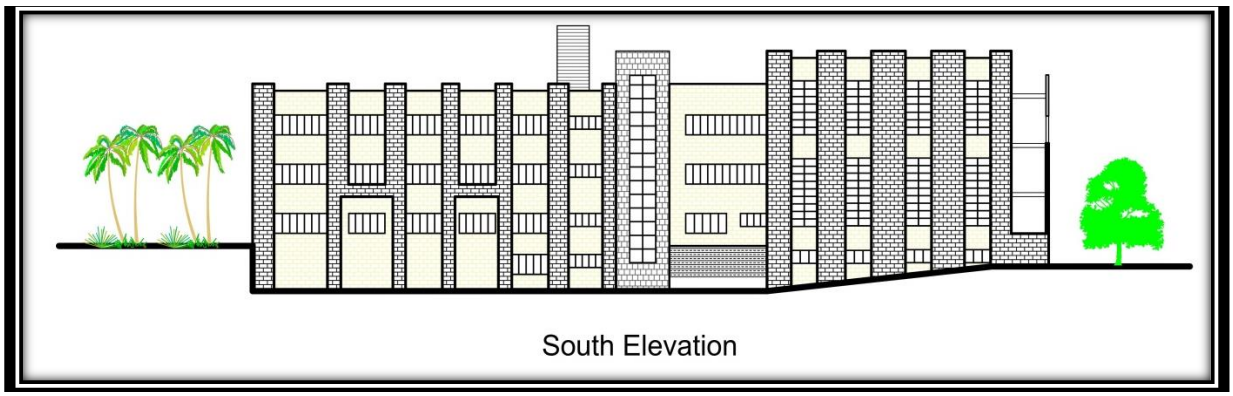
تظهر الواجهة بمظهر رسمي وهو طابع المبنى بشكل عام حيث انه بناء مدرسة ،يظهر بالواجهة عقدة بيت الدرج، كما يظهر تنوع الابواب والشبابيك بالواجهة ، كما ويظهر فيها كافة التفاصيل المعمارية من شبابيك وحجر البناء ومستويات البناء المختلفة للطوابق.



الشكل (2-6) :الواجهة الشمالية.

2- الواجهة الجنوبية :

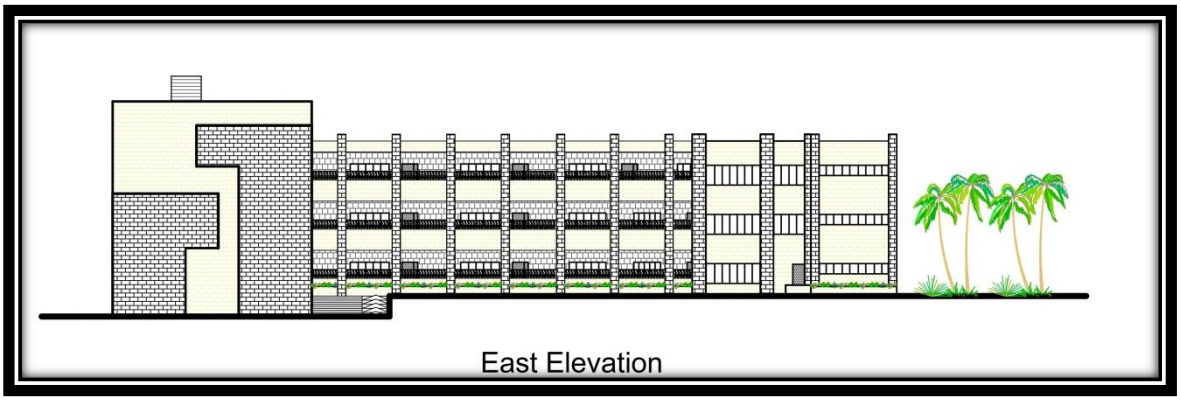
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الشمالية للبناء،كما تظهر الواجهة بمظهر رسمي وهو طابع المبنى بشكل عام حيث انه بناء مدرسة ، يظهر بالواجهة عقدة بيت الدرج ، كما ويظهر فيها كافة التفاصيل المعمارية من شبابيك وحجر البناء ومستويات البناء المختلفة للطوابق.



الشكل (2-7) :الواجهة الجنوبية.

3- الواجهة الشرقية :

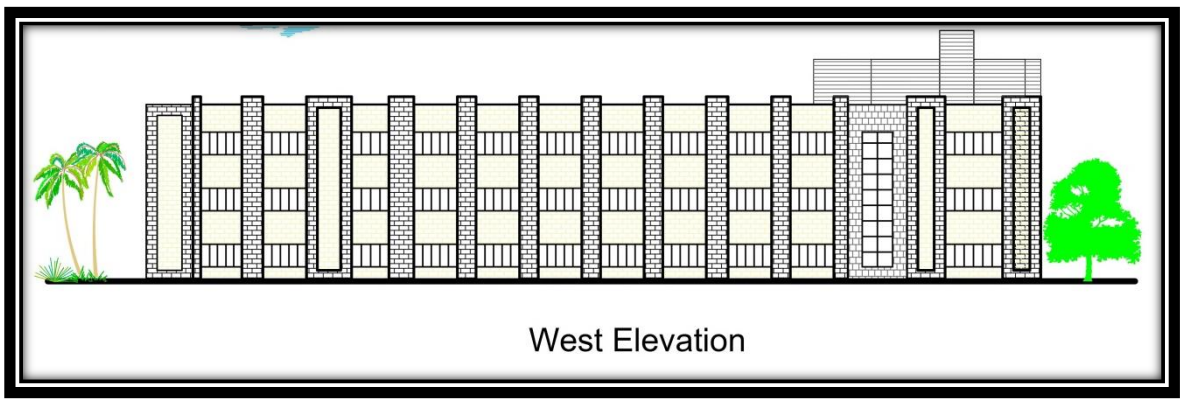
تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للبناء، كما يظهر فيها المدخل الرئيسي للبناء ، والذي يتكون من درجتان كما يظهر الطريق الخاص بذوي الاحتياجات الخاصة ، كما تظهرفيها بروزات للأعمدة التي تكون مع العقدات البرندات المفتوحة على الساحة الخارجية ، كما يظهر فيها عقدة بيت الدرجو يظهر فيها تنوع في حجر البناء .



الشكل (2-8) :الواجهة الشرقية.

4- الواجهة الغربية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء ، كما تظهر الواجهة بمظهر رسمي وهو طابع المبنى بشكل عام حيث انه بناء مدرسة ، يظهر بالواجهة عقدة بيت الدرج، كما ويظهر فيها كافة التفاصيل المعمارية من شبابيك وحجر البناء.

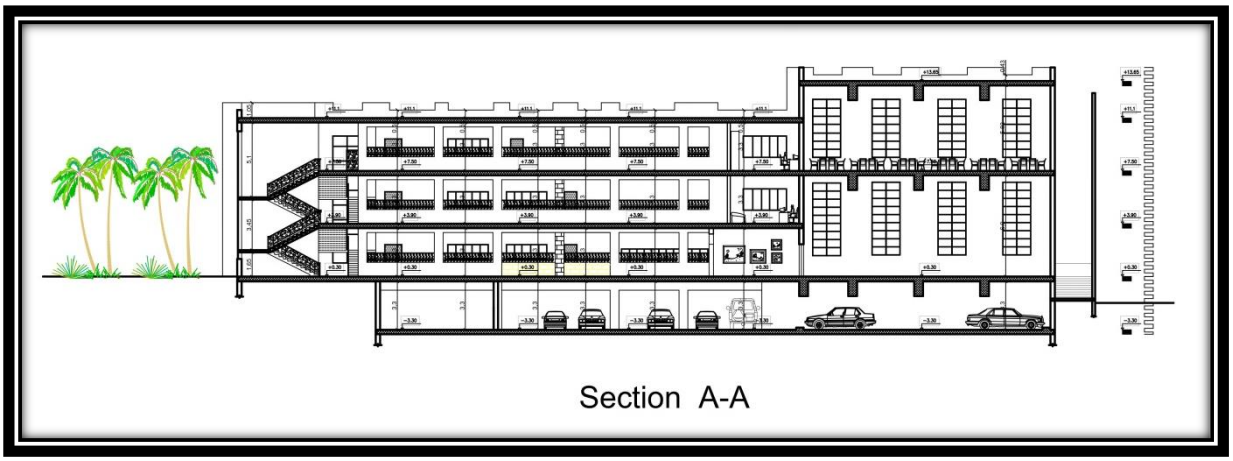


الشكل (2-9) :الواجهة الغربية.

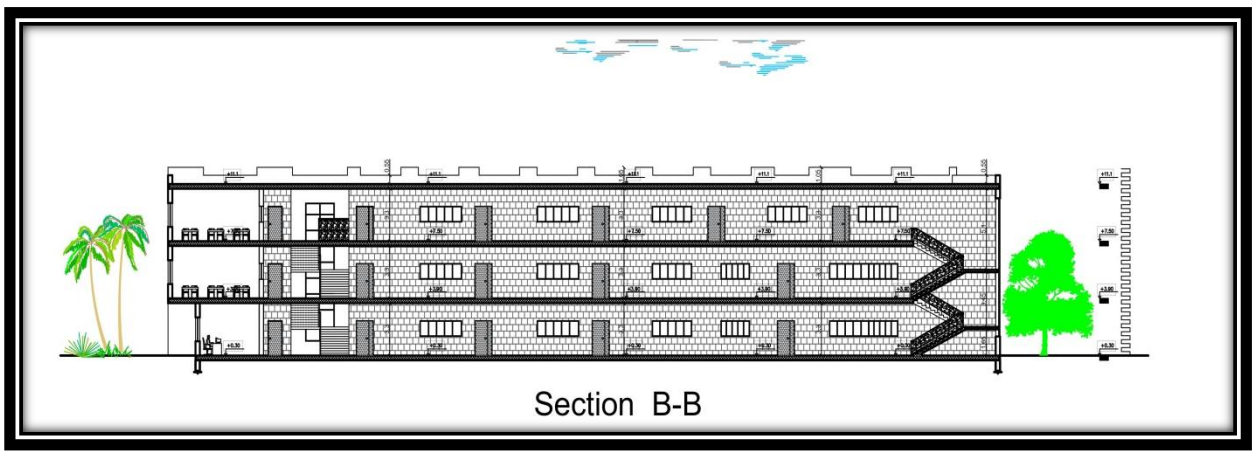
6-2 وصف الحركة و المداخل:

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المدرسة و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وتتم الحركة الرأسية عن طريق الأدراج و المصعد ، كما ويحتوي المبنى على مدخلين ، المدخل الرئيسي في الجهة الشرقية من الساحة الخارجية و الآخر في الجهة الغربية كما أن المدخلين يحتويان على ممر لذوي الاحتياجات الخاصة .

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى :



الشكل (2-10) : مقطع (A-A).



الشكل (2-11) : مقطع (B-B).

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

7-3 فواصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها.

1-3 مقدمة

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

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

2-3 الهدف من التصميم الانشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج.

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

1. **الأمان (Safety) :- حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.**
2. **التكلفة(cost): عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.**
3. **حدود صلاحية المبنى للتشغيل(Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) وتجنب التشققات(cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب .**
4. **الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ .**

3-3 مراحل التصميم الانشائي

قبل البدء بعملية التصميم الإنشائي في البداية يجب أن يتم دراسة المشروع دراسة نظرية وفهم جميع جوانبه،حيث أن هذه الدراسة ضرورية لعمليات التحليل والتصميم ،إذ من خلالها يتم عمل التحاليل الإنشائية وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر إنشائي من أجل الوصول إلى التصميم الامن وطريقة العمل المناسبة.

4-3 الأحمال

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

3-4-1 الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي, وكثافات المواد المكونة له ، والجدول التالي يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

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

جدول (3-1) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع حيث تتغير بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة ,وهي تشمل:

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات.

وبالرجوع إلى الكود الأردني تم اعتماد قيمة الأحمال الحية($LL=5KN/m^2$).

3-4-3 الأحمال البيئية:

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

1- الزلازل :

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

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

I. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
II. الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

2- الثلوج :

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

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

3- الرياح:

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن .وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار (0.4 KN/m).

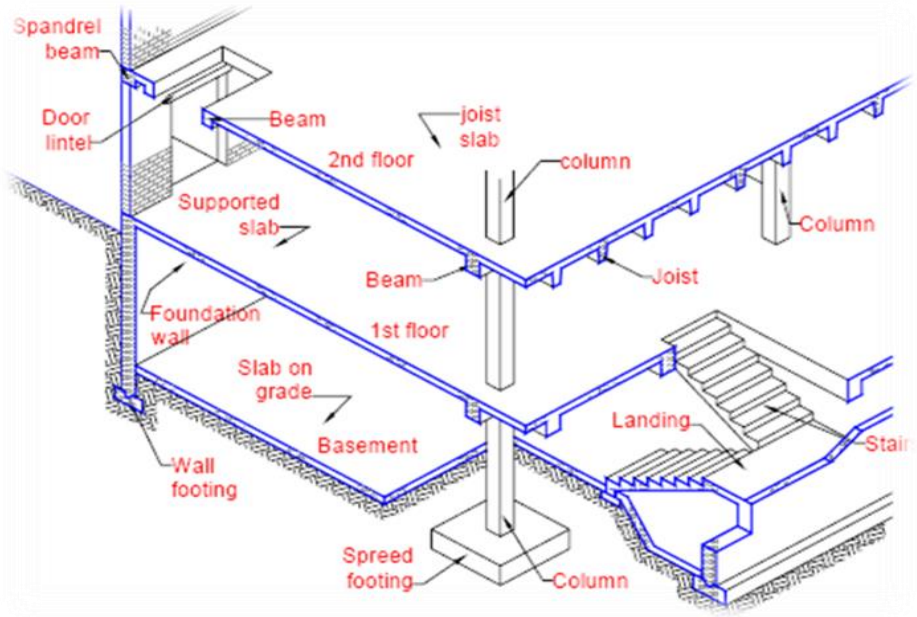
5-3 الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى, عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية, وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة اللازمة لتصميم أساسات المبنى وقد تم الرجوع إلى التقرير الجيوتقني لأرض الموقع للحصول على قوة تحمل التربة الموجودة.

6-3 العناصر الإنشائية

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

والشكل التالي يبين توزيع لبعض العناصر الإنشائية للمبنى:-



الشكل (3-1): توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :-

3-6-1 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الادراج و الأساسات, دون تعرضها إلى تشوهات.
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي: :-

1. البلاطات المصمتة (Solid Slab) وتقسم إلى :-

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

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab).

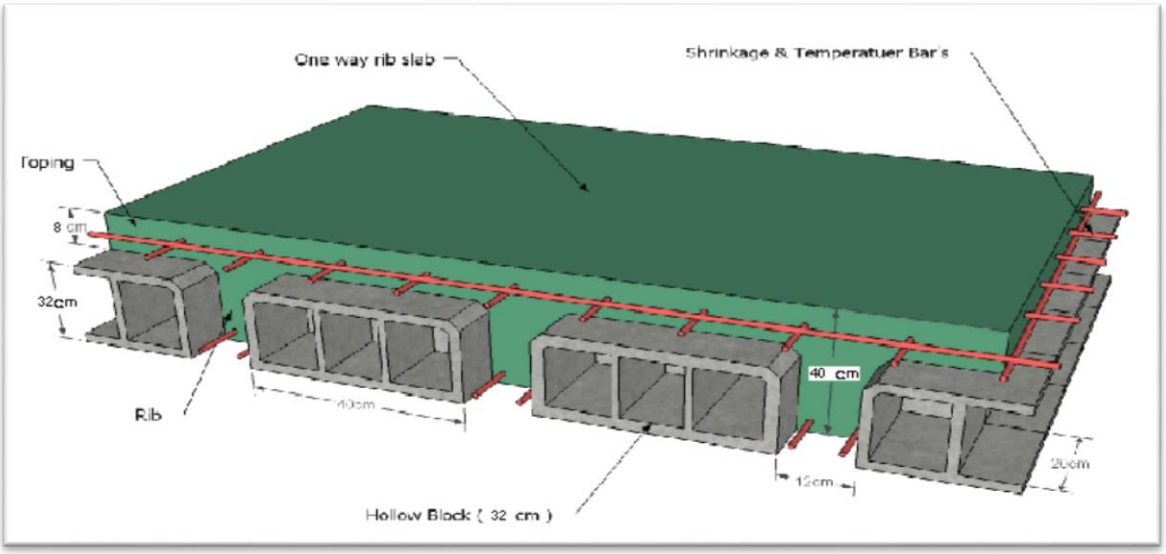
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

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

عقدات العصب ذات الاتجاهين (two-way ribbed slab).

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

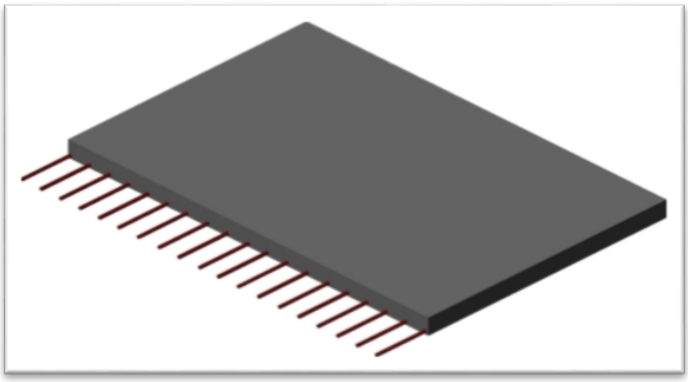
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد (الاتجاه القصير) وقد تم استخدامها في معظم العقدات في المشروع كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3-2) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

3-1-6-2 العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

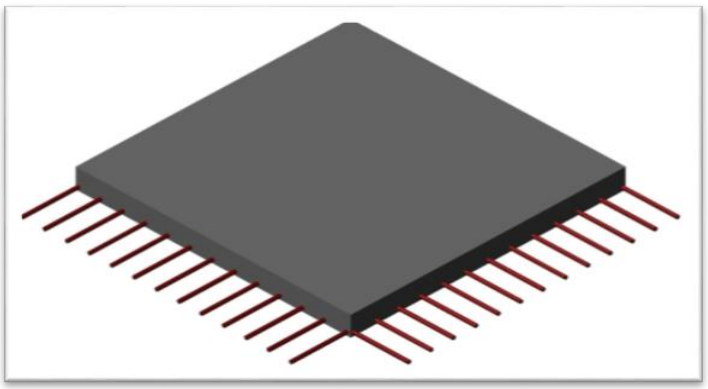
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، وعقدة جزء ربع دائري في الجزء الجنوبي للبناء. كما في الشكل (3-3) .



الشكل (3-3) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد.

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

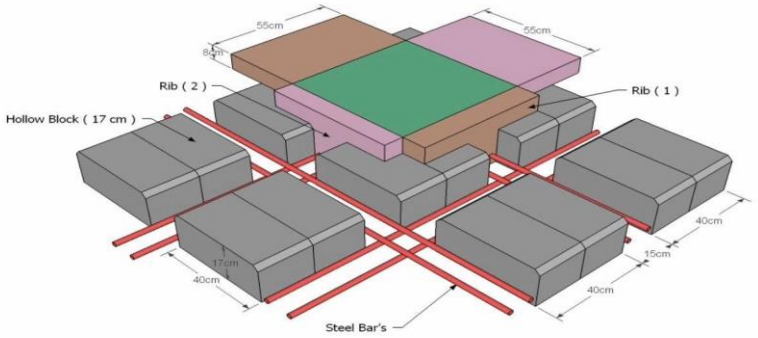
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-4). وقد تم استخدام هذا النوع من العقدات في المشروع .



الشكل (3-4) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

4-1-6-3 العقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way Ribbed slabs) :

تشبه عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد من حيث المكونات لكنها تختلف من حيث التسليح الذي يكون باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين وقد تم استخدام هذا النوع من العقدات في المشروع كما يظهر في الشكل (3-5).

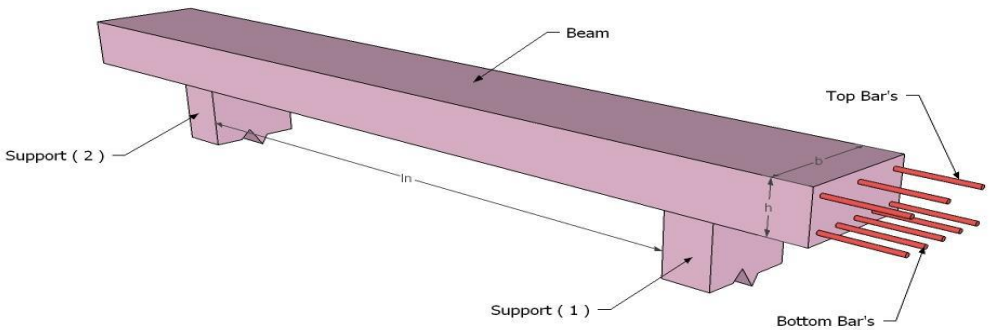


الشكل (3-5) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

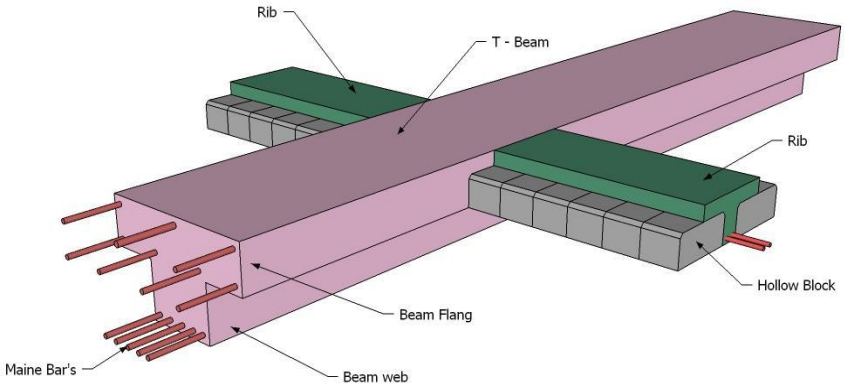
2-6-3 الجسور :

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

1- جسور مسحورة (Hidden Beam): وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة ومعظم الجسور المستخدمة في المشروع من هذا النوع.



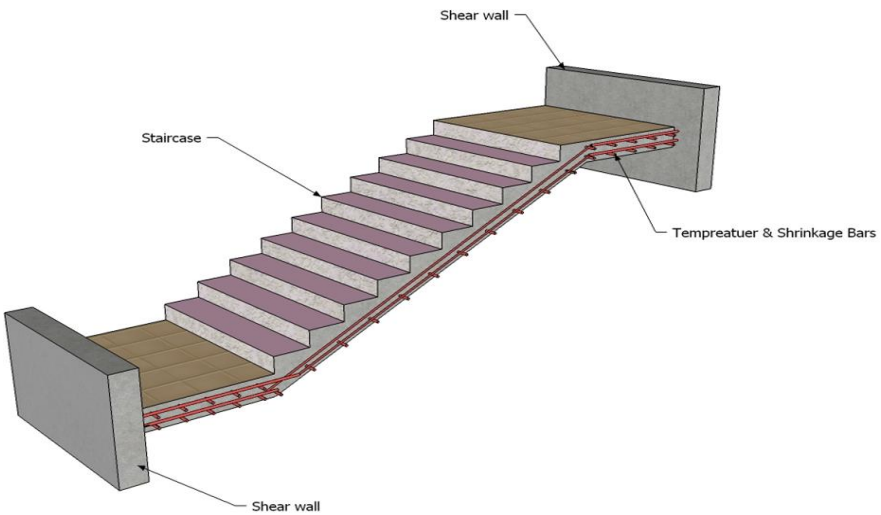
جسور ساقطة (Dropped Beam): وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-section. وتم استخدام هذا النوع من الجسور في المشروع في الجزء الذي يوجد فيه عقدة العصب ذات الاتجاهين .



الشكل (3-6): أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

3-6-3 الأدراج :

الأدراج عنصر معماري وإنشائي يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع وكذلك أخذ بعين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .



(3-7): الدرج

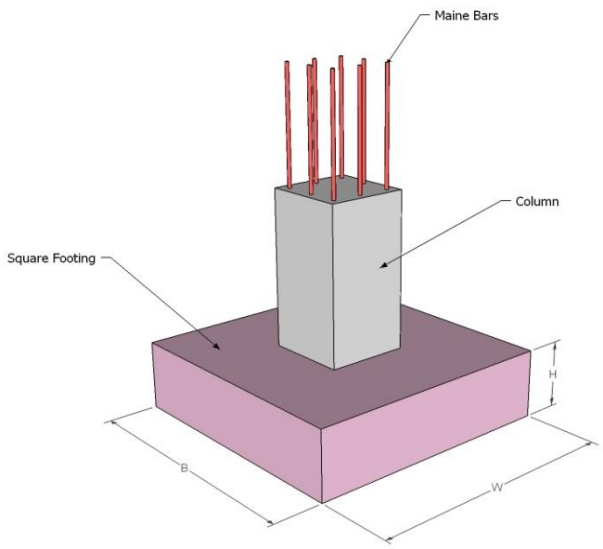
4-6-3 الأساسات :

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

1- أساسات منفصلة(Isolated Foundation).
2- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
3- أساسات شريطية(Strip Foundation).
4- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

وقد تم استخدام جميع هذه الأنواع في المشروع .

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

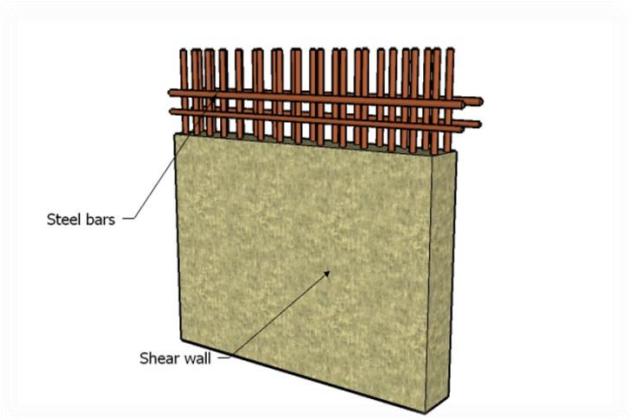


الشكل (3-8): الأساسات

3-6-5 الجدران الحاملة(جدران القص) :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall)، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لهذا المنشأ، ويجب توفرهذا في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

كما يجب أن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارهذا على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



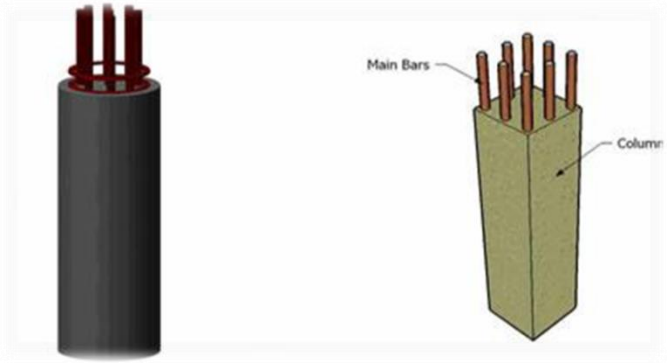
الشكل (3-9): جدران القص

3-6-6 الأعمدة :

هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة،ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:-

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاث انواع وهي :- المستطيلة والدائرية والمربعة كما هو مبين في الشكل (3-10).



الشكل (3-10): أحد أشكال الأعمدة

3-6-7 فواصل التمدد(Expansions Joints):

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

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

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم), وقد تم استخدام فاصل التمدد الحراري وفاصل الهبوط في المشروع بعرض 5سم.

3- 8برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Excel XP.
4. Atir.
5. Foundation
6. Safe
7. ETABS 2018

4

Chapter four

Structural Analysis and Design

1-4 Introduction

2-4 Design method and requirements

3-4 Slab Thickness

4-4 Design of Topping .

5-4 Load calculations for one-way Ribbed slab.

6-4 Sample Design of one-way Ribbed slab (Rib 9) in Ground Floor .

7-4 Sample Design of Beam (Beam 12).

8-4 Sample Desgin of Two way Ribbed Slab

9-4 Sample Desgin of Column (C12)

10-4 Sample Design of Isolated footing

11-4 Sample Design of strip footing

12-4 Sample Design of shear wall (S.W6)

13-4 Sample Design of Basement Wall

14-4 Sample Design of Stairs

1-4 Introduction:

- ✓ **Reinforced concrete (RC) is a composite material in which concrete's relatively low tensile strength and ductility are counteracted by the inclusion of reinforcement having higher tensile strength and/or ductility. There are several examples of RC structures such as: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and many others.**

- ✓ **Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures.**

- ✓ **Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.**

- ✓ **Structural concrete can be classified into:**

  - **Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3**
  - **Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.**
  - **Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3**

In This Project, there's two types of slabs: one way ribbed slabs and two way ribbed slab . they had designed by using engineering software such as Atire and safe in order to calculate the internal forces, deflections, and than hand calculatione made to find the required steel for some members.

This chapter presents a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project. All of structural members designed according to the design code (ACI- 318-08).

2-4 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318-08).

2-4-1 Strength design method:

- **In Strength design method which formally called ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.**

  This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

- **The strength design method is expressed by the following ,**

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads .

- **Materials:-**

1. Concrete: B300 ..... $fc' = 30 * 0.8 = 24N/mm^2(Mpa)$

2. Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement

$fy = 420N/mm^2(Mpa)$

2-4-2 Factored loads :

The factored loads for members in our project are determined by:

$Wu = 1.2DL + 1.6LLACI - code - 318 - 08.$

3- 4 Slab Thickness :

Table 1-4: - Minimum Thickness of Non-prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflection calculated. (ACI 318-08).

Minimum thickness (h)				
Member	**Simply supported**	**One end Continuous**	**Both end continuous**	**Cantilever**
solid one way slabs	**L/20**	**L/24**	**L /28**	**L /10**
Beams or ribbed one way slabs	**L/16**	**L/18.5**	**L /21**	**L /8**

Table (1-4): Check of Minimum Thickness of Structural Member

- **For Ribs: -**

hminfor (one end continuous) =L/18.5=6300/18.5=340.5mm ------ control

- **For Beams: -**

h min for (one end continuous) =L/18.5= 6000/18.5 = 324.3mm .
h min for (both end continuous) =L/21= 5500/21 = 261.9mm.

Take h = 35cm.

27 cm block + 8 cm topping = 35cm.

4-4 Design of Topping:

Statically System For Topping:-

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

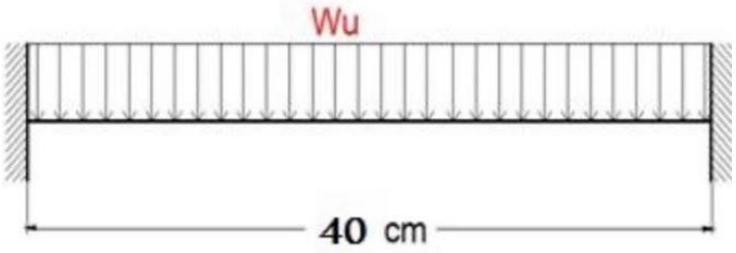


Fig 1-4: Topping Load.

Load Calculations: -

Dead Load:

No.	Part of Rib	Calulation
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m
3	Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m
4	Topping	0.08*27*1 = 2.16 KN/m
5	partiton	2.30*1 = 2.30 KN/m
		Sum = 7 KN/m

Table (2-4): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load: -

LL =5 KN/m2
LL =5 KN/m2×1m=5 KN/m

Factored Load: -

Wu=1.2×7 + 1.6×5=16.40 KN/m

Check the strength condition for plain concrete, ØMn ≥ Mu , where Ø = 0.55-for plain concrete

$$Mn = 0.42\ \lambda\ \sqrt{fc'}\ Sm$$

$$Sm = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67mm^3$$

$$\text{ØMn} = 0.55*0.42*1*\sqrt{24}\ *1066666.67\ * 10^{-6} = 1.207\ \text{KN.m}$$

$$\text{Mu} = \frac{\text{WU.L}^2}{12} = \frac{16.4\ .0.04^2}{12} = 0.218\ \text{KN.m}$$

$$\text{ØMn} >> \text{Mu}\ \ \text{OK}$$

No reinforcement is required by analysis. According to ACI (318-08), provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage}$= 0.0018 ACI (318-08)

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm²/m

Step (s) is the smallest of:

1. **3h = 3×80 =240 mm *control* ACI(318-08)**
2. **450mm.**
3. $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5\,C_c$

   $= 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm$ **ACI(318-08)**

Take ø 8 @ 150 mm in both direction , S = 150 mm< Smax = 240 mm .

5-4 Design of One Way Rib Slab

Requirements for Ribbed Slab Floor According to ACI- (318-08):

bw ≥ 10cm……ACI (318-08)
Select bw=12 cm.

h ≤ 3.5*bw ……..…ACI (318-08)

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm .

tf ≥ Ln/12≥50mm …….ACI (318-08)

Select tf=8cm.

Material:-

- **concrete B300 Fc' = 24 N/mm2**
- **Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2**

Section:-

- ✓ **B = 520 mm**
- ✓ **Bw= 120 mm**
- ✓ **h= 350 mm**
- ✓ **t= 80 mm**
- ✓ **d=350-20-10-12/2= 314mm**

Statically system and Dimensions:-

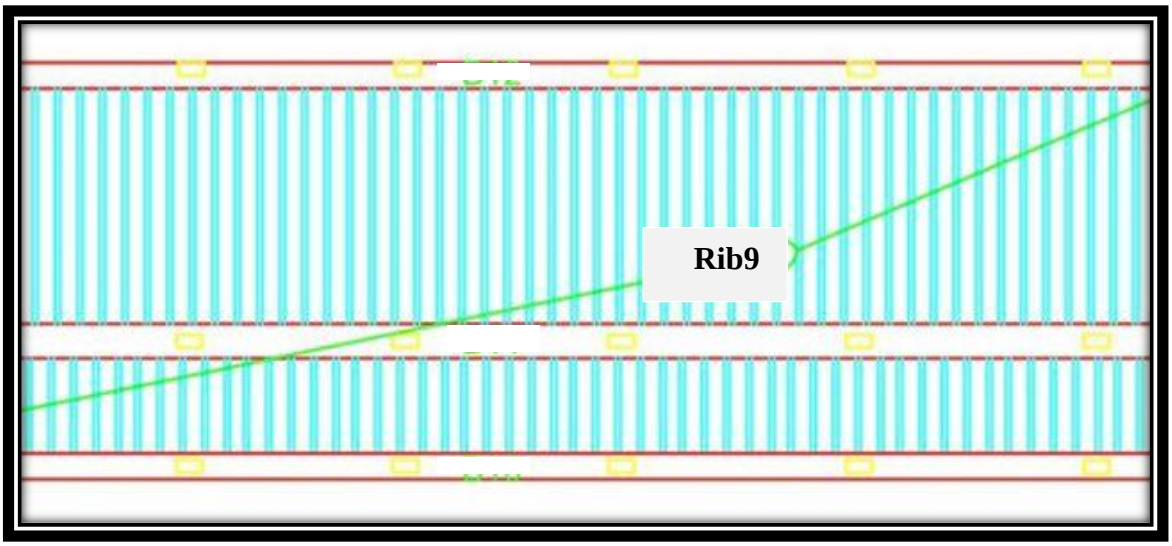


Fig 2-4: One Way Rib Slab (Rib 9) in ground floor .

Load Calculation: -

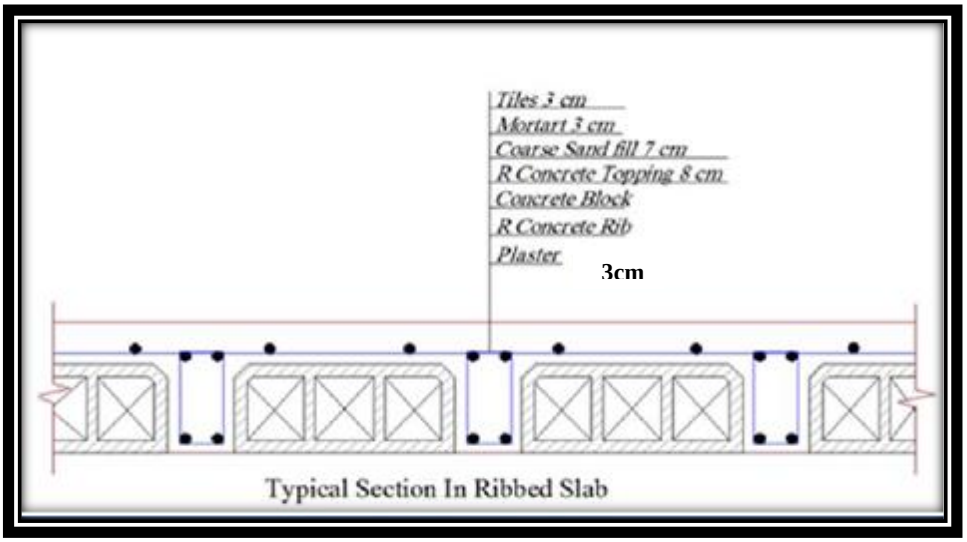


Fig 3-4: Typical Section in Ribbed slab

Dead Load:-

No.	Part of Rib	Calulation	
1	Tiles	0.03*23*0.52 = 0.359	KN/m
2	Mortar	0.03*22*0.52 = 0.343	KN/m
3	Sand	0.07*17*0.52 = 0.619	KN/m
4	Topping	0.08*27*0.52 = 1.123	KN/m
5	RC-Rib	0.25*27*0.12 = 0.81	KN/m
6	Block	0.27*10*0.4 = 1.08	KN/m
7	Plaster	0.03*22*0.52 = 0.343	KN/m
8	partitons	2.3*0.52 = 1.196	KN/m
	sum	5.873	KN/m

Table (3-4): Dead Load Calculation of(Rib 15)

Dead Load /rib = 5.873 KN/m

Live Load: -

Live load = 5 KN/m^2.
Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

- **Effective Flange Width (b_E): ACI(318-08)**
- **b_E For T- section is the smallest of the following: -**

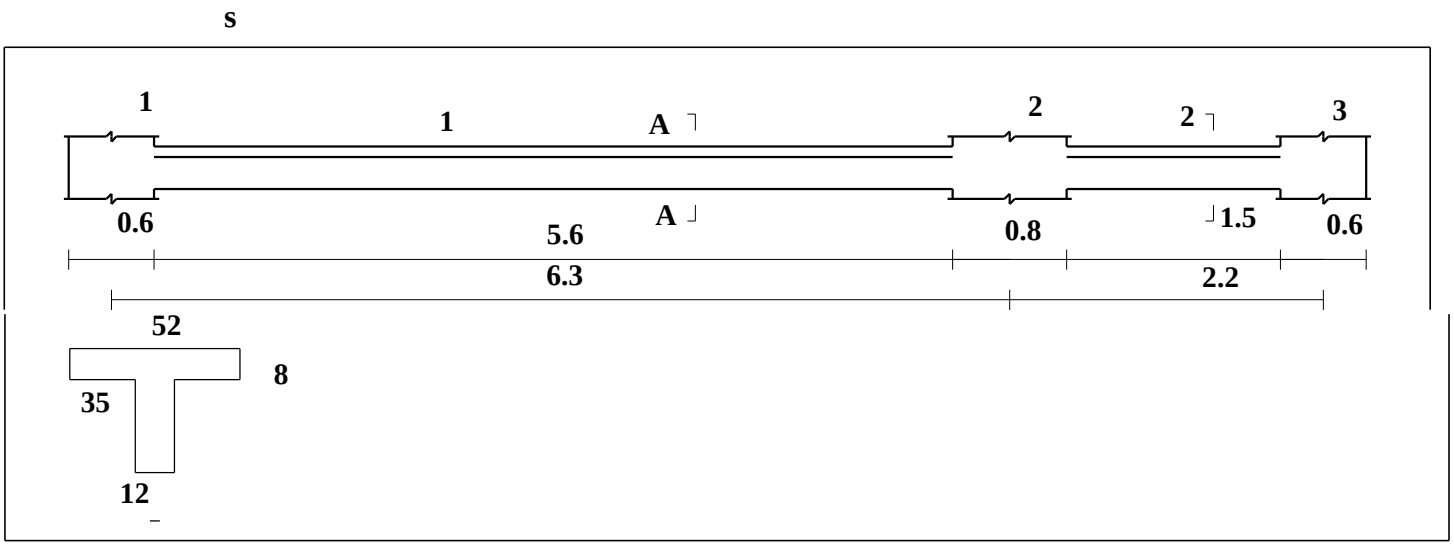
b_E = L / 4 = 215/ 4 = 53.75 cm.

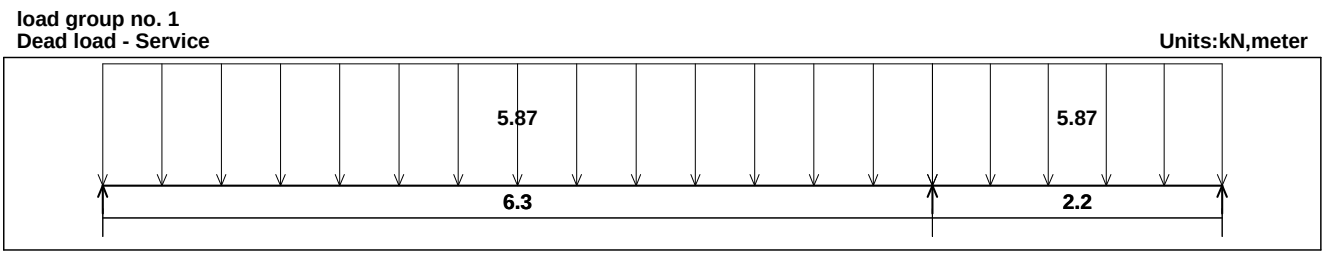
b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm.

b_E = b_e ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. **Control**

b_E For T-section = 52cm.

By using ATIR Program we get the envelope momemt and shear force diagram as the follows:-





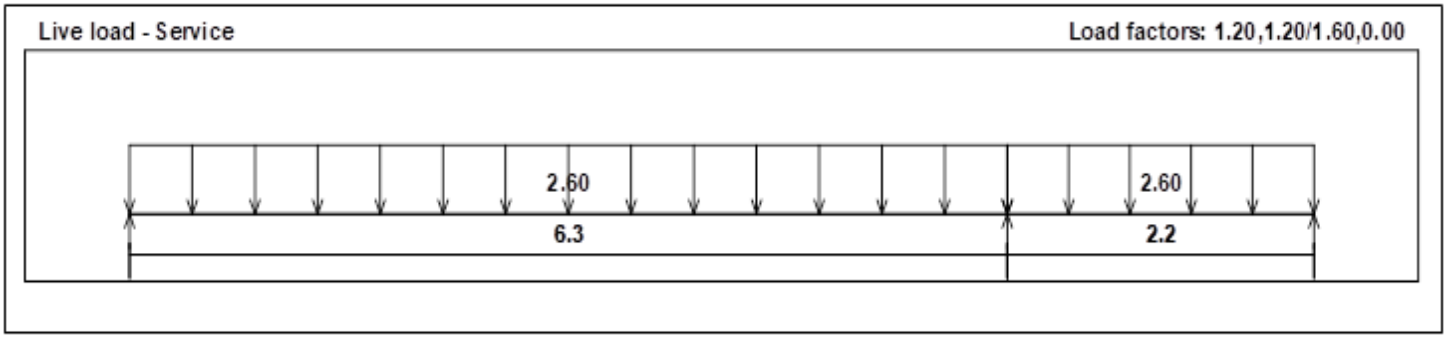


Figure (4-4) : loadings of Rib (9).

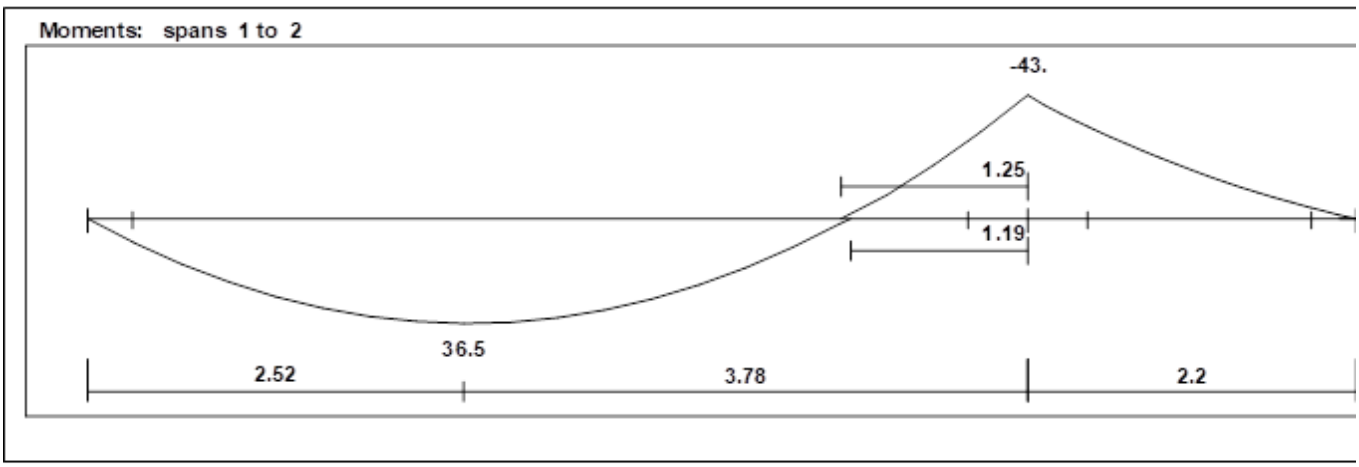
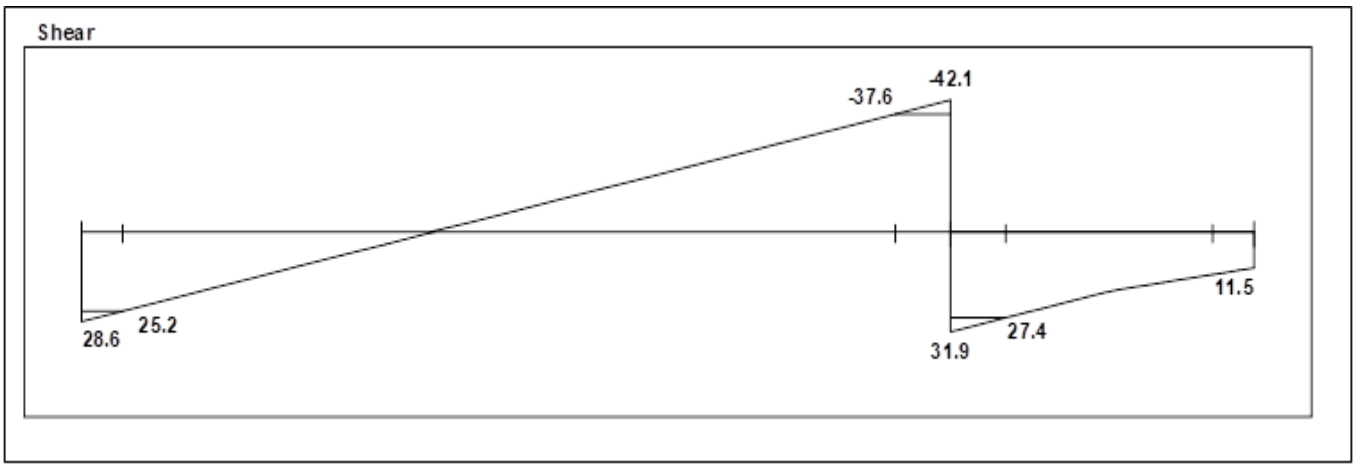


Figure (5-4) : Moment Diagram For Simply Supported Rib.



Reactions

Factored

DeadR	**17.91**	**46.52**	**-4.53**
LiveR	**10.68**	**27.46**	**-6.95**
MaxR	**28.59**	**73.98**	**-0.25**
MinR	**17.81**	**51.5**	**-11.48**
Service			
DeadR	**14.93**	**38.77**	**-3.77**
LiveR	**6.67**	**17.16**	**-4.35**
MaxR	**21.6**	**55.93**	**-1.1**
MinR	**14.86**	**41.88**	**-8.12**

Figure (6-4) : Shear Diagram for rib

Moment Design for (Rib 9):-

Design of Positive Moment for (Rib) :-
(Mu=36.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement
d =h- cover - dstirrups - $\frac{db}{2}$ = 350-20-10-12/2= 314 mm.

Check if a>hf to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$Mnf = 0.85.fc'.be.hf.\left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

$$= 0.85.24.520.80.\left(314 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 232.52\ KN.m$$

Mn≫ $\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{36.5}{0.9} = 40.55\ KN.m$ **, the section will be designed as rectangular section with be =520 mm.**

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset.b.d^2} = \frac{36.5.10^6}{0.9.520.314^2} = 0.78\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85.fc'} = \frac{420}{0.85.24} = 20.6.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2.20.6.0.78}{420}} = 0.0019.$$

As_{req} **= ρ.b.d = 0.0019×520×314 = 310.23** mm^2

Check for As min: -

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \text{ACI (318-19) 10.5.1.}$$

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

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

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

As_{req} = 310.23 mm^2 > As_{min} = 109.87 mm^2 …. **OK**

Use 2 ø 16 , $As_{provided}$, = 402.12 mm^2 >$As_{required}$ = 310.23 mm^2 …. OK

$s = \frac{120-40-20-(2*16)}{1} = 28mm > d_b = 16 > 25mm$ …. **OK**

Check for strain:-

$$a = \frac{As.fy}{0.85.b.fc'} = \frac{402.12.420}{0.85.520.24} = 15.92\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.72\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-18.72}{18.72}\right) = 0.047 > 0.005$$ ….**OK**

Design of Negative Moment for (Rib 9):
(Mu = - 43 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - dstirrups - $\frac{db}{2}$ = 350-20-10-12/2= 314 mm.

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset.b.d^2} = \frac{43.10^6}{0.9.120.314^2} = 4.03\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85.fc'} = \frac{420}{0.85.24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2.20.6.4.03}{420}} = 0.0107$$

As_{req} = ρ.b.d = 0.0107×120×314 = 403.17 mm^2

Check for As min:-

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

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

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

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

As_{req} = 403.17 mm^2 > As_{min} = 109.87 …. OK

Use 2 Ø 18 , $As_{provided}$, = 508.93 mm^2 > $As_{required}$ = 403.17 mm^2 …. OK

$s = \frac{120-40-20-(2*18)}{1} = 24mm > d_b = 18 > 25mm$ …. OK

Check for strain:-

$$a = \frac{As.fy}{0.85.b.fc'} = \frac{508.93.420}{0.85.120.24} = 87.31\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{87.31}{0.85} = 102.71\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-102.71}{102.71}\right) = 0.0061 > 0.005$$ ….OK

Shear Design for (Rib 9):-

Vu at distance d from support= 37.6 KN

Shear strength Vc, provided by concrete for the joints may be taken 10% greater than for beams.
This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs ACI (813-08).

$$\emptyset vc = 0.75 * \frac{1.1}{6}\sqrt{fc'}\, bw.d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\,.120.314 * 10^{-3} = 33.84\ KN$$

0.5 Ø Vc =0.5×33.84 =16.92 KN

0.5 Ø Vc< Vu< Ø Vc

Vu> Ø Vc

for shear design, shear reinforcement is required (A_v) :

$$v_{s\,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\,.bw.d \geq \frac{1}{3}\,bw.d$$

$$v_{s\,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24}\,.120.314 * 10^{-3} = 11.53\ KN$$

$$v_{s\,min} = \frac{1}{3}\,.120.314 * 10^{-3} = 12.56\ KN$$

øVc<Vu <ø (Vc+Vsmin) Case III

33.84 < 37.6 < 43.26

For shear design, minimum shear reinforcement is required (A_v), Reinforcement.
Use stirrups (2 leg stirrups) Ø 10@150 mm, Av = 2 ×78.5= 157.1 m^2 .

$$A_{v\,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\,\frac{bws}{fyt} \geq \frac{1}{3}\,\frac{bws}{fyt}$$

$$157.1 = \frac{1}{16}\sqrt{24}\,\frac{120s}{420} = 1.79m$$

$$157.1 = \frac{1}{3}\frac{120s}{420} = 1.64m$$

S max→ $\frac{d}{2} = 157$

S max →≤600mm

Take (2 leg stirrups) ø 10 @ 150 mm.

$$Av = \frac{2 * 78.5}{0.15} = 1047.19 \quad mm2/m\ strip$$

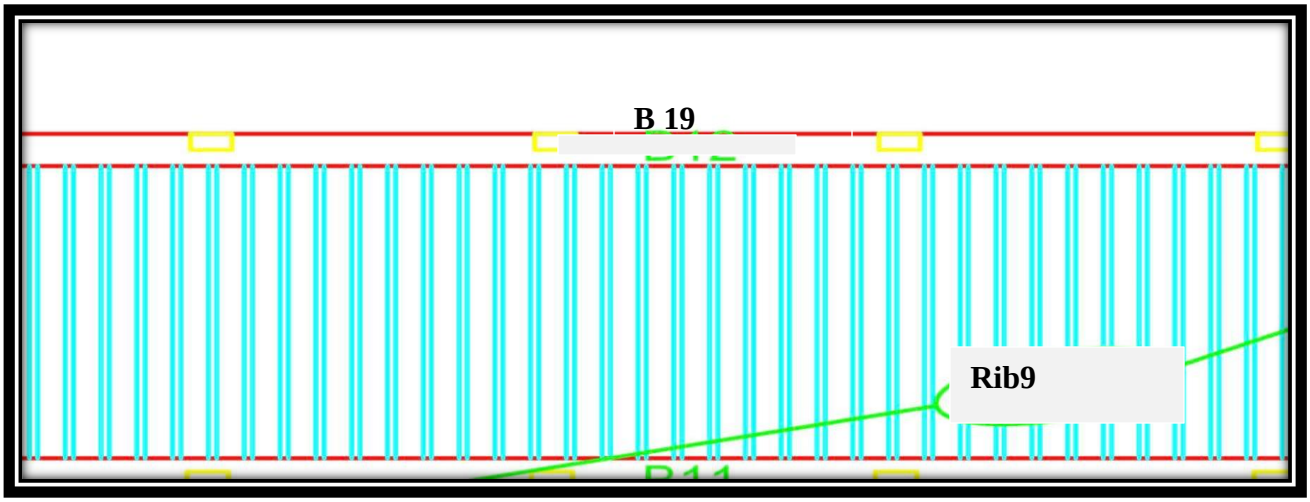
6-4 Design of Beam (19) in Ground Floor :

Material:-

- concrete B300 Fc' = 24 N/ mm^2
- Reinforcement Steel fy = 420 N/ mm^2

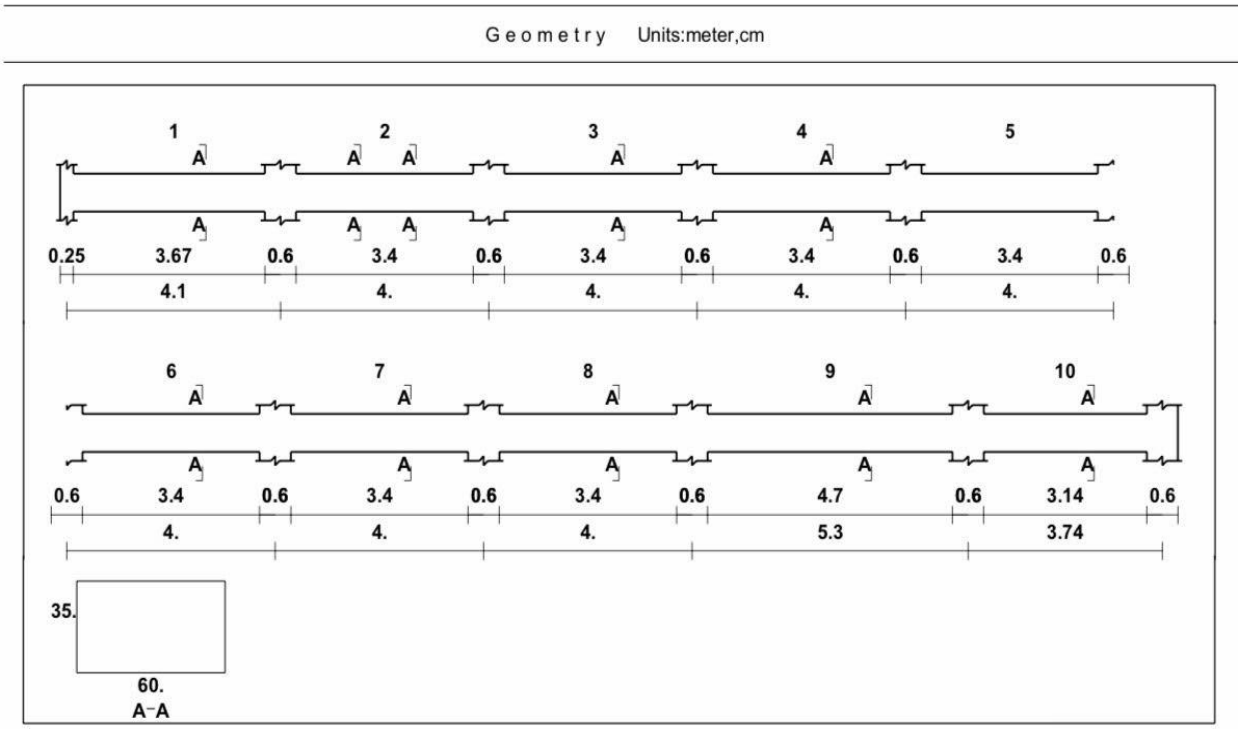
Section:-

- ✓ B = 60 cm
- ✓ h= 35 cm
- ✓ Assume bar diameter ø 25 for main reinforcement.
- ✓ d=350-40-10-25/2= 287.5mm.



Fig(7-4): Beam 19 for ground plan

By using ATIR Program we get the envelope momemt and shear force diagram as the follows:-



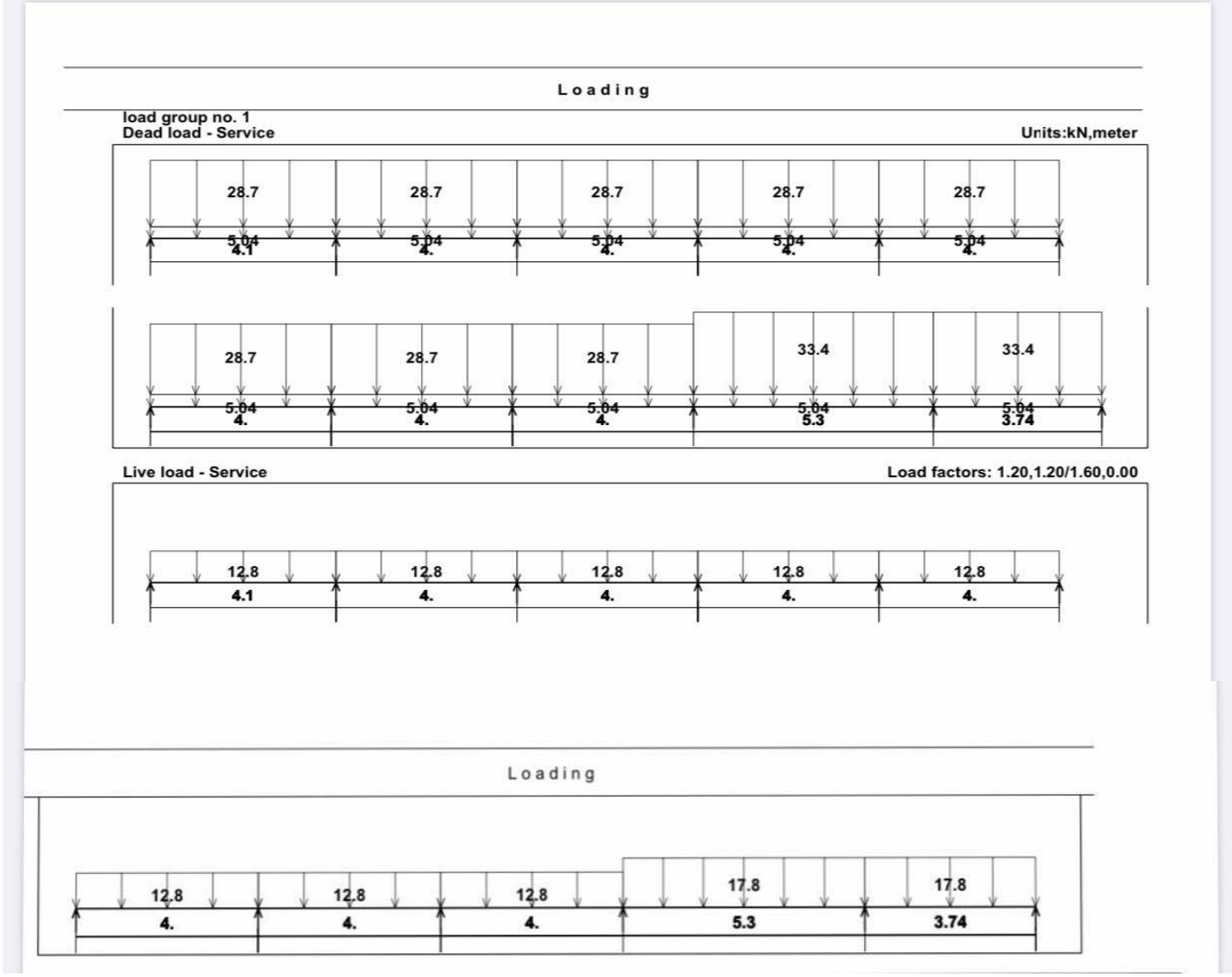


Figure (8-4) : loadings of Beam (19).

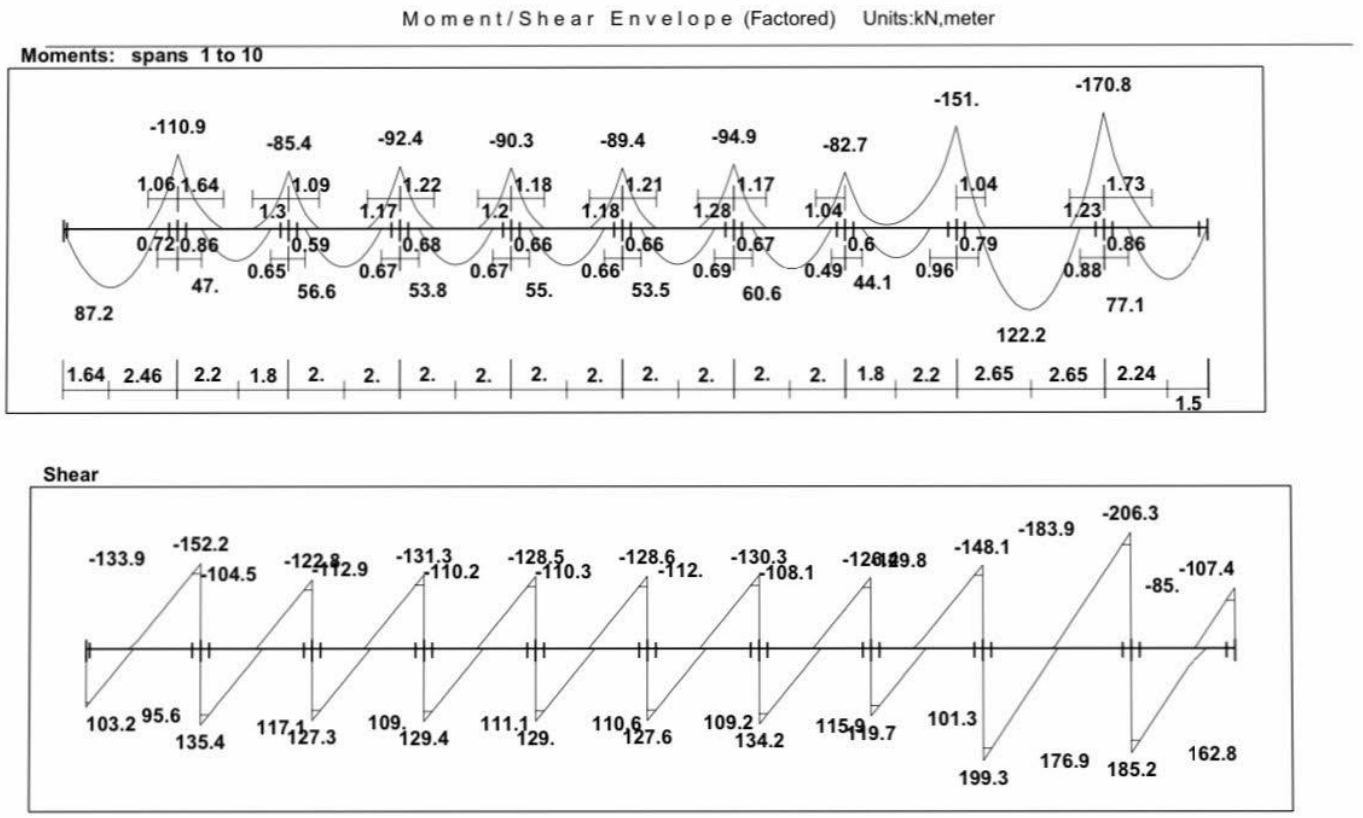


Figure (9-4) : Moment & Shear Diagram for Beam 29

Load Calculations: -

Dead Load Calculations for Beam (B19): - The distributed Dead and Live loads acting upon B12 can be defined from the support reactions of the Rib 9 and Rib 10.

From Rib 9 $DL = \frac{17.37}{0.52} = 33.4\ KN/m$

$LL = \frac{9.23}{0.52} = 17.8.KN/m$

From Rib 10 $DL = \frac{14.93}{0.52} = 28.71\ KN/m$

$LL = \frac{6.67}{0.52} = 12.83\ KN/m$

Moment Design for (B 19):

Design of Negative Moment for (B 19) :

(Mu=-170.8 KN.m)

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset.b.d^2} = \frac{170.8 * 10^6}{0.9.600.287.5^2} = 3.82\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85.fc'} = \frac{420}{0.85.24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2.20.6.3.82}{420}} = 0.0103$$

As_{req} = ρ.b.d = 0.0103×600×287.5 = 1778.17 mm^2

Check for As min:-

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(287.5) = 503\ mm^2$$

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

$$= \frac{1.4}{(420)}(600)(287.5) = 575\ mm^2 \quad \text{.... Control}$$

As_{req} = 1778.17 mm^2 > As_{min} = 575 .... **OK**

Use 7 Ø 18 , $As_{provided}$, = 1781. 3 mm^2 >$As_{required}$ = 1778.17 mm^2 .... OK

Check for strain:-

$$a = \frac{As.fy}{0.85.b.fc'} = \frac{1781.3\ .420}{0.85\ .600.24} = 61.2\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{61.2}{0.85} = 71.98\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-71.98}{71.98}\right) = 0.0089 \quad > 0.005 \quad \text{....OK}$$

Check spacing:-

$$s = \frac{600-(2*40)-(2*10)-(7*18)}{6} = 62.3mm\ > 25mm$$

Design of Positive Moment for (B 19) :

(Mu=-122.5 KN.m)

$$C_{max} = \frac{3}{7}\, d = \frac{3}{7}\, 287.5 = 123.2\ mm$$

$$a = B_1 * C = 0.85 * 123.2 = 104.7\ mm$$

$$M_{n\,max} = 0.85 * 24 * 104.7 * 600 * \left(287.5 - \frac{104.7}{2}\right) * 10^{-6} = 301.35\ KN.m$$

$$\emptyset M_{n\,max} = 0.82 * 301.35 = 247.11\ KN.m$$

$\emptyset M_{n\,max}$ > **Mu**

- **Design as singly rectangular section :**

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset.b.d^2} = \frac{122.5 * 10^6}{0.9.600.287.5^2} = 2.74\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85.fc'} = \frac{420}{0.85.24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2.20.6.2.74}{420}} = 0.0071$$

As_{req} = ρ.b.d = 0.0071×600×287.5 = 1227.6mm^2

Check for As min:-

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(287.5) = 503\ mm^2$$

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

$= \frac{1.4}{(420)}(600)(287.5) = 575\ mm^2$ …. **Control**

As_{req} = 1227.6 mm^2 > As_{min} = 575 …. **OK**

Use 5 Ø 18 , $As_{provided}$, = 1272. 3 mm^2 >$As_{required}$ = 1227.6 mm^2 …. OK

Check for strain:-

$$a = \frac{As.fy}{0.85.b.fc'} = \frac{1272.3\ .420}{0.85.600.24} = 43.66\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-51.36}{51.36}\right) = 0.0137 > 0.005$$ ….**OK**

Check spacing:-

$$s = \frac{600-(2*40)-(2*10)-(5*18)}{5} = 82mm > 25mm$$

Shear Design for (B 19): -

Vu,max =183.9 KN.

d=350-40-10-18/2= 291mm

$v_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24}.600.291.\ 10^{-3} = 142.56\ KN$

Check for section dimensions :

$$V_s = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{183.9}{0.75} - 142.56 = 102.64\ KN$$

$$V_{Smax} = \frac{2}{3}\sqrt{fc'}\,.b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24}\,.600.291.\ 10^{-3} = 570.24\ KN$$

Vs < Vsmax so the section is large enough.

Check for the case of shear:

$$v_{s\,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\,.b.d \quad OR \quad \frac{1}{3}\,b.d \qquad \textit{which is larger}$$

$$v_{s\,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24}\,.600.\ 291 * 10^{-3} = 53.46\ KN$$

$$v_{s\,min} = \frac{1}{3}\,.600.291\ * 10^{-3} = 58.20\ KN \ldots\ldots \quad \textit{control}$$

Ø(Vsmin +Vc) = 0.75(53.46 +142.56) =147.02 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

106.92 < 183.9 < 147.02 …… not satisfied.

Cases 1&2& 3 is not suitable.

Case 4 :-

$$Vs' = \frac{1}{3}.\ \sqrt{24}\,.600.291\ * 10^{-3} = 285.12\ KN$$

Ø(Vsmin +Vc) < Vu < Ø(Vs′+Vc)

147.02 < 183.9 < 320.76

Shear reinforcement is required

Use 4 leg Φ 10

Av =314.15 mm^2

$$V_s = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{183.9}{0.75} - 142.56 = 102.64\ KN$$

$$S = \frac{A_v \,.\, f_{yt} \,.\, d}{v_s} = \frac{314.15 \,.\, 420 \,.\, 291}{102.64 * 10^3} = 374.07\ mm$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145\ mm$$

Or $S_{max} \leq 600\ mm$

Use 4 leg Φ 10 @140mm

8-4 Design of Two way ribbed slab:

LL= 5 KN/m^2 fc=24 Mpa fy=420 Mpa

Determination of thickness:-

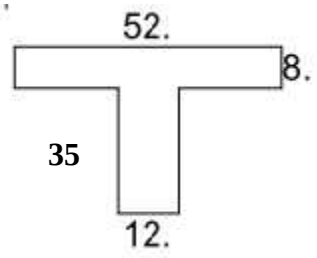
1- Minimum thickness (deflection required):

Assume h= 35 cm

Check for the min , thichkness of the slab :

For the B(60*52):

I_{b1} = b.h^3/12= = 60.(52)^3/12= 703040 cm^4



For the B(80*52):

I_{b2} = b.h^3/12= = 80.(52)^3/12= 937386.6 cm^4

slab section for exterior beam:

bf= 0.2*2+0.12=0.52 m

yc = (416*31+324*13.5) / (416+324) = 23.34 cm

I_{rib} = b.h^3/3= {(52.(11.66)^3 / 3 – 2*20 / .(3.6)^3) + 12*23.34 /3} = 77713.8 cm^4

short direction L= 5.75 m :

$$Is = \frac{I.rib*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = (77713.8 *5.75/2 + 60) / 52 = 93966.45 \text{ cm}^4$$

$$Is = \frac{I.rib*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = (77713.8 *5.75/2 + 80) / 52 = 123856.4 \text{ cm}^4$$

long t direction L= 7.35 m:

$$Is = \frac{I.rib*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = (77713.8 *7.35/2 + 60) / 52 = 95162 \text{ cm}^4$$

$$Is = \frac{I.rib*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = (77713.8 *7.35/2 + 80) / 52 = 125051.96 \text{ cm}^4$$

- **α1 = Ib/Is = 937386.6 /123856.4= 7.56**
- **α2 = Ib/Is = 703040 /95162= 7.38**
- **α3 = Ib/Is =703040 /93966.45= 7.48**
- **α1 = Ib/Is = 937386.6 /125051.96 = 7.49**
- **α fm = ∑(Ib/Is)/n = (7.56+7.38+7.48+7.49)/4 = 7.5 > 2**

β = $L_{n,long}/L_{n,short}$ 7.35/5.75 = 1.278

h= $\frac{\ln(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+9\beta}$ = $\frac{7350(0.8+\frac{420}{1400})}{36+(9*1.278)}$ = 170.2 mm > 9mm…… ok

First trial thichkness h = 350 mm >170.2 mm ……. ok

Take slab thichkness h slab = 350 mm , 80 mm – topping & 270 mm concrete Block

2-Load calculation:

Parts of Rib	Density	Calculation
RC Rib	25	25 *0.12*0.27* (0.52+0.4)= 0.745
Topping	25	25*0.08*0.52*0.52 = 0.541 KN
Plaster	22	22*0.02*0.52*0.52=0.119 KN
Block	9	9*0.4*0.4*0.27= 0.39 KN
Sand	17	17*0.07*0.52*0.52= 0.322KN
Tile	23	23*0.03*0.52*0.52 = 0.187KN
Mortar	22	22*0.03*0.52*0.52 =0.178 KN
partition	-	2.3*0.52*0.52 =0.622 KN
		∑=3.1 KN

Table(4-4) : Calculation of the total dead load for Two way rib slab.

- **Dead Load of slab:**

DL = $\frac{3.1}{0.52*0.52}$ = 11.5 KN/m^2

WD = 1.2*11.5= 13.78 KN/m^2

- **Live load of slab = 5 KN/m^2**

WL = 1.6*5 = 8 KN/m^2

W total = 13.78+8 = <u>21.78 KN/m^2</u>

4-Moment calculation:

Ma = Ca*W*La^2& Mb = Cb*W*Lb^2

β = 5.75/7.35 = 0.78……. Case I

for positive moment:

Dead Load :

Ca= 0.056 **At m=0.8**

Cb=0.023

Ca=0.061 **At m = 0.75**

Cb=0.019

Ca D =0.058 **At m = 0.78**

Cb D =0.0214

Live Load:

Ca =0.056 **At m = 0.8**

Cb =0.023

Ca =0.061 **At m = 0.75**

Cb =0.019

Ca L=0.058 **At m = 0.78**

Cb L= 0.0214

- **MaD = CaD*WD*La^2 = 0.058*13.78*5.75^2= 26.4 KN.m**
- **MaL = CaL*WL*La^2 = 0.058*8*5.75^2 = 15.34 KN.m**
- **MbD = CbD*WD*Lb^2 = 0.0214*13.78*7.35^2 = 15.93 KN.m**
- **MbL = CbL*WL*Lb^2 = 0.0214*8*7.35^2= 9.25 KN.m**

- **Ma(+) = MaD +MaL = 26.4+15.34= 41.74 KN.m**
- **Mb(+) =MbD+MbL = 15.93 + 9.25 = 25.18 KN.m**

Moment of rib:

- **Ma(+)=41.74*0.52= 21.7 KN.m / rib**
- **Mb(+)= 25.18 * 0.52=13.1 KN.m / rib**

For Discontinous edges:

Ma=1/3 *21.7= 7.23 1 KN.m / rib

Mb= 1/3* 13.1= 4.36 KN.m / rib

5- Slab Reinforcement:

Design for Mu= 21.7 KN.m / rib

Assume ϕs=10 & ϕ=12

d= 350-20-10-12/2=314 mm

Mn=Mu / ϕ =21.7 / 0.9= 24.1 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{24.1*10^6}{520*(314)^2} = 0.47 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.47*20.6}{420}}\right) = 0.001132$$

As = $\rho * b * d$ = 0.001132*520*314= 184.8 mm^2

Check for As_{min}:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} * 120 * 314 = 109.8 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{420} * 120 * 314 = 125.6 \text{ mm}^2$$ ..... **control**

$$AS > As_{min}$$

Select 2 ϕ12 with As = 226 mm^2 > 184.8 mm^2

Check for strain :

$a = \frac{As*fy}{0.85*fc*b} = \frac{226*420}{0.85*24*520} = 8.95$ mm

C = 8.95/0.85 = 10.54 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{314-10.54}{10.54} * 0.003 = 0.0864 > 0.005$…….ok

6- Design of Mu= 13.1 KN.m / rib :

ϕs=10 , ϕ=12 & d = 314 mm

Mn=Mu / ϕ =13.1 / 0.9= 14.56 KN.m

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{14.56*10^6}{520*(314)^2} = 0.284$ MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.284*20.6}{420}}\right) = 0.000681$

As = $\rho * b * d$ = 0.000681 *520*314= 111.2 mm^2 < As_{min} = 125.6 mm^2

Select 2 ϕ10 with As = 157.1mm^2

Check for strain :

d= 350-20-10-10/2=315 mm

$a = \frac{As*fy}{0.85*fc*b} = \frac{157.1*420}{0.85*24*520} = 6.22$ mm

C = 6.22 /0.85 = 7.32 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{315-7.32}{7.32} * 0.003 = 0.126 > 0.005$……ok

7-Check for shear :

At β=0.78 m…… Wa= 0.742, Wb= 0.27

Max shear coffecient will be in the short direction for the slab :

The total load on the panel = 5.75 *7.35*21.78=920.5 KN

The load per rib at face of the long beam is :

0.742*920.5*0.52 / (2*7.35)= 24.16 KN

The shear critical section is at distance d from the beam face:

Vud= Vu face – Wu*bf*d = 24.16- 21.78*0.52*0.314=20.6 KN

The strength of rib in the slab is :

$$Vc = 1.1* \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d*10^{-3} \rightarrow 1.1*\frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 314*10^{-3} = 33.84 \text{ KN}$$

ϕVc = 0.75*33.84 = 25.4 KN

½ ϕVc = 25.4 / 2 = 12.7 KN < Vud= 20.6 KN < ϕVc= 25.4 KN

No need for shear reinforcement (exception for joist constructions)

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

Vud = 21.78*0.52(2.875-0.314)

Vud= 29 KN

Design the rib for shear assuming that the critical shear in the rib is : Vud= 29KN

ϕVc= 25.4 KN < Vud= 29KN

Vs,min = a) $\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314*10^{-3}$ **= 11.54 KN**

= b) $\frac{120}{3}$ *** 314 * 10^{-3} = 12.56 KN ……..control**

ϕVc = 25.4 KN < Vud = 29KN < ϕ(Vc+Vs,min)= 34.8 KN

Provide minimum shear reinforcement

Select 2 ϕ10 for with As = 157.1mm^2

$$\frac{Av\,min}{s} = \frac{bw}{3\,fy} = \frac{120}{3(420)} = 0.0952$$

$$\frac{157.1}{s} = 0.0925 \cdots\cdots s = 1658mm$$

s max ≤ d/2 & ≤ 600mm

s max =314/2= 157mm < 600mm

select 2 ϕ10 @15 cm with As = 1571mm^2

& 2 ϕ10 @30 cm for middle space for the distance at 1 m from the face of support

8-4 Design of Column (C12) in Basement floor:

Materials:

- $f'c$ = 24 MPa
- Fy = 420 MPa

  P_D = 1301.88 KN & P_L = 202.72 KN

  Pu = 1.2(1301.88) + 1.6(202.72) = 1886.608 KN
- Assume rectangular section and (ρ_g = 0.01)
- $\phi P_{n.max}$ = Pu = $\phi 0.8[0.85 f'c(1 - \rho_g) + (\rho_g * fy)]$
- ϕ = 0.65 → for tied column.
- $1886.608 * 10^3 = 0.65 * 0.8[0.85 * 24(1 - 0.01) + (0.01 * 420)]$

  $Ag = 148716\ mm^2$
- $Ag = b^2$ → $b = \sqrt{148716} = 385.6$ mm

  Use 600*400 mm

➢ Check for slenderness :

$$\frac{K * lu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

- ✓ l_u: *Actual unsupported (unbraced) length* = 3.3 m
- ✓ r: *radius of gyration of its cross section* = 0.3 h
- ✓ K = 1.0 *for columns in non sway frame*

About x- axis : h = 0.4 m

$\frac{1*3.3}{0.3*0.4}$ = 27.5 > 22 ……Long column about x- axis

About y- axis : b = 0.6 m

$\frac{1*3.3}{0.3*0.6}$ = *18.33* < *22* ……short column about y- axis

➢ Minimum Eccentricity :

ey= Mux / pu = 0

min ey = 15+0.03*h = 15+ 0.03*400= 27 mm

ey = 0.027 m

➢ Magnification Factor:

Sns = $\frac{Cm}{1-\frac{pu}{0.75*Pc}} \geq 1$ and ≤ 1.4

Cm = 0.6+0.4(M1/ M2) ≥ 0.4

= 0.6+0.4 (1) = 1 > 0.4

Pcr = π^2*EI / (Klu^2)

EI = 0.4 * Ec*Ig /(1+Bd)

Ec= 4750 $\sqrt{fc'}$ = 4750 $\sqrt{24}$ = 23270 Mpa

Bd= $\frac{1.2\ Dl}{pu} = \frac{1.2\ (1301.88)}{1886.608}$ = 0.828 < 1

Ig = b*h^3 / 12 = 0.6*0. 4^3 / 12 = 0.0032 m^4

EI= 0.4 *23270*0.0032 / (1+0.828) = 16.3 MN. m^2

Pcr = π^2*16.3 / (1 ∗ 3. 3^2) = 14.77 MN

Sns = $\frac{1}{1-\frac{1.886}{0.75*14.77}}$ = 1.2 >1 ….. OK

< 1.4 …OK

Nominal axial strength in ey direction …….. Pny

ey = e min *Sns = 0.027*1.2 = 0.0324 m

ey / h = 0.0324 / 0.6 = 0.054

$\gamma = \frac{600-2*40-2*10-25}{600}$ = 0.79

From the interaction chart:

For γ=0.75 ……. .$\frac{\emptyset pny}{Ag}$ = 2.09 Ksi

For γ= 0.9…….. $\frac{\emptyset pny}{Ag}$ = 2.1 Ksi

By interpolation:

(0.0-0.75) / (2.1-2.09) = (0.9- 0.79) / (2.1 –X)

X= $\frac{\emptyset pny}{Ag}$ = 2.092 Ksi

Pny = $\frac{2.092*0.4*0.6}{0.65}$ = 0.772*(1000/ 145) = 5.324 MN

As req= $\rho_g * Ag$ = 0.01 *400*600 = 2400 mm^2

Select 12 ∅ 18 with As = 3048 mm^2

Design of ties :

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :

1) **48*ds = 48*10 = 480 mm**
2) **16*db = 16*18 = 288 mm…….control**
3) **Least column dimension = 400 mm**

Use ϕ10@20cm

4- 10 Design of Isolated Footing (F2):

- **Service Dead load = 1038.64 KN**
- **Service Live load = 276.96 KN**
- **Service surcharge = 5 KN/m^2**
- **Allowable soil pressure (qa) = 400 KN/m^2**
- **Soil Density = 17 KN/m^3**

$f_{c'} = 24$ Mpa , $f_y = 420$ Mpa .

Assume thickness of footing = 50 cm

- **Weight of footing = 0.5*25 = 12.5 KN/m^2**
- **Weight of soil = 1*17 = 17 KN/m^2**
- **Total load on footing = 12.5+17+5 = 34.5 KN/m^2**
- **Net soil pressure = 400 – 34.5 = 365.5 KN/m^2**

$$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{1038.64+276.96}{365.5} = 3.6m^2$$

A = L^2 → L = 1.89 m …….take L = 1.9m

- **Pu = (1.2*1038.64) + (1.6*276.96) = 1689.5 KN**
- **qu = $\frac{1689.5}{1.9*1.9}$ = 468 KN/m^2**

Design of One Way Shear :

Vu @ distance d from the face of support :

Assume ∅20 → d = 500 – 75 – 20 = 405 mm

Vu = qu*b[(L/2) – (a/2) - d] = 468*1.9[(1.9/2) – (0.4/2) – 0.405] =306.77 KN

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1900 \times 405*10^{-3} = 471.22 \text{ KN}$$

$\emptyset V_C = 471.22$ kN $> V_u = 306.77$ kN …… **Safe**

Design of Two Way Shear :

Let Vu = $\emptyset V_C$, $(\emptyset = 0.75)$

Vu = 468*[1.9*1.9 – (0.6+0.405) (0.40+0.405)]

Vu = 1310.85 KN

$\beta = \frac{col,length(a)}{col,width(b)}$ = 600/400 = 1.5 , b_0 = 2(0.6+0.405) + 2(0.40+0.405) = 3.62 m

α_s = 40 , interior column

$b_\circ$ = Perimeter of critical section taken at $(d/2)$ from the loaded area

1. $\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\sqrt{24}*b_0*d*10^{-3}$ = 2094.8 KN
2. $\emptyset Vc = \frac{0.75}{12}\left(\frac{\alpha s*d}{b0}+2\right)\sqrt{24}*b_0*d*10^{-3}$ = 2906.7 KN
3. $\emptyset Vc = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*b_0*d*10^{-3}$ = 1795.6 KN ……Control

$\emptyset Vc$ = 1795. 6 > Vu = 1310.85 KN ……..Ok

❖ Design for flexure in long direction :

Use steel bars $\emptyset 20$

B = 1.9m , h = 0.5 m , d = 0.405m

Mu = 468*1.9*0.65*(0.65/2) = 187.84 KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{187.84 \times 10^6}{0.9 \times 1900 \times 405^2} = 0.66 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.66}{420}}\right)$$

$$= 0.0031$$

As = 0.0031*1900*405 = 2385.45 mm^2 ……..control

As,min = 0.0018*1900*500 = 1710 mm^2

of ∅20 = $\frac{2385.45}{314}$ = 7.59 → Take 8∅20

S = $\frac{1900-(75*2)-(8*20)}{7}$ = 227.1 mm (should be smaller than the smallest of):

1. **3h = 3*500 = 1500 mm**
2. **450 mm ……..control**

S = 227.1 mm < Smax = 450 mm ……..ok

Design for flexure in Short direction

Mu = 468*1.9*0.75*(0.75/2) = 250.08 KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{250.08 \times 10^6}{0.9 \times 1900 \times 405^2} = 0.89 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.89}{420}}\right)$$

$$= 0.0042$$

As = 0.0042*1900*405 = 3231.9 mm^2

As,min = 0.0018*1900*500 = 1710mm^2

of ∅20 = $\frac{3231.9}{314}$ = 10.28→ Take 10∅20

S = 227.1 mm < Smax = 450 mm ……..ok

11-4 Design of Strip Footing :-

Load calculation :

The total service Loads :

Dead load = 22.5 KN/m

Live load = 5 KN/m

- **For 0.6 m slide use width 1.7 m**
- **Assume h = 250 mm**

Pu = (1.2 *22.5) + (1.6*5) = 20.58

d = 250-75-12 = 163 mm

qu = $\frac{Pu}{A}$ = $\frac{35}{1.7}$ = 20.58 KN/ m^2

Vu = qu*1 ($\frac{b}{2} - \frac{h}{2} - d$)

= 20.58 *1(0.85 - 0.125 - 0.163) =11.56 KN/m

ϕVc = ϕ * $\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$ * b*d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ *1000 * 163 * 10^{-3} = 99.81 KN > Vu = 11.56 KN…….. ok

so depth is enough

Design Flexuer :

Mu = 20.58*1 * ($\frac{b}{2} - \frac{h}{2}$) * ($\frac{b/2 - h/2}{2}$)

Mu = 20.58 * 1 * 0.725 * (0.725/2) = 5.40 KN.m

Rn = Mu/ϕbd^2 = (5.40 *10^6) / (0.9*1000*163^2) = 0.22 MPa

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

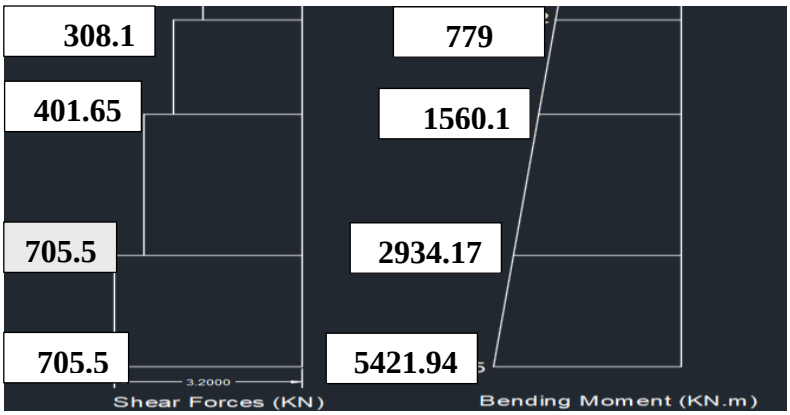
$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.22*20.6}{420}}\right) = 0.0007$$

As = 0.0007*1000*163 = 114.1 mm^2

$As_{,min}$ = 0.0018*1000*163 = 293.4 mm^2…….control

select ∅ 12 @ 20cm

12-4 Design of Shear wall (S.W6) :



✓ Material and Sections:-

⇒ **concrete B300** **Fc' = 24 MPa**

⇒ **Reinforcement Steel** **Fy = 420 MPa**

⇒ **Shear Wall Thickness** **h = 25 cm**

⇒ **Shear Wall Width** **Lw =6.6 m**

⇒ **Shear Wall Height** **Hw = 9.9 m**

Design of Horizontal Reinforcement:-

Σ Fx = Vu= 705.5 KN

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2}$**= 5.75 / 2 =2.875 m…….. control**

$\frac{hw}{2}$**= 9.9 / 2 =4.95 m**

Story Hight(Hw) = 3.3 m

D= 0.8*Lw = 0.8*6.6 = 5.28 m

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 5280 * 10^{-3} = 4025.4 \text{ KN} > V_u = 625.5 \text{ KN}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 5280 * 10^{-3} = 1077.7 \text{ KN}\ldots\ldots\ldots \text{ control}$$

$$2 - V_c = 0.25\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.25\sqrt{24} * 250 * 5280 * 10^{-3} + 0 = 1616.67\ KN$$

$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$\Rightarrow$ Mu = 2934.17+705.5*(3.3-2.875) = 3234 KN.m

$\Rightarrow \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3234}{705.5} - \frac{5.75}{2} = 1.708$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{5.75(0.1\sqrt{24}+0)}{1.708}\right] 250 * 5280 * 10^{-3} = 2500.3 \text{ KN}$$

$Vc = 1077.7\ KN$

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$

$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$

Vs=vu/$\emptyset - vc$

Vs=705.5/0.75 -1077.7 = - 137.03 KN….. No need reinforcement

Minumum shear reinforcement is required :

Min (Avh/sh)= 0.0025*h = 0.0025*250= 0.625

Select ∅10 with two layers

Avh= $2*\pi*10^2/4$= 157 mm2

157/sh= 0.75

Sh= 157 / 0.625= 251.2

- Maximum spacing is the least of :

Lw/5 = 5750/5 = 1150 mm

3*h = 3*250 = 750 mm

Select sh= 25cm ≤ S max= 75cm

Select ∅10 / 25 cm for two layers

Design of Vertical Reinforcement:

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = ((0.0025+0.5(\ 2.5-\frac{hw}{lw})*(\frac{A_{vh}}{s*h} - 0.0025))*h$$

$$= ((0.0025+0.5(\ 2.5 - \frac{9.9}{5.75})*(\frac{157}{250*250} - 0.0025))*250$$

$$= 0.626$$

Select ∅10 ,two with layers

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \frac{157}{S_v} = 0.626$$

S_v**= 250.79 mm**

Maximum spacing is the least of :

$\frac{lw}{3}$ **= 5750/3= 1917 mm**

3*h = 3*250 = 750 mm

450 mm ……. Control

select ϕ10/15 cm for two layers

Design of Bending Moment:-

$$\mathbf{A_{st}} = \left(\frac{5750}{150}\right) * 2 * 79 = 6065.6\mathbf{mm^2}$$

$$\mathbf{w} = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6065.6}{5750 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.073$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.073 + 0}{2 * 0.073 + 0.85 * 0.85} = 0.084$$

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

$$= 0.9[0.5 * 6065.6 * 420 * 5750(1 + 0)(1 - 0.084)]10^{-6} = 6038.08\ \mathbf{KN.m}$$

$$5421.94\ \mathbf{KN.m} \geq$$

13-4 Design of Basement wall :-

Backfill weight = 18 KN/ m^3 **wall height = 3.3 m**
Angle of friction ∅=35 **weight of surcharge hs = 5 KN/m^2**
f_c' = 24 MPa **fy = 420 Mpa**

Co = 1 – sin 35 = 0.426
hs = (Ws/W) = (5/18) = 0.278m
Po = Co * W* h= 18 * 0.426* 3.3= 25.30 KN/m
Ho = $\frac{Po*h}{2} = \frac{25.30*3.3}{2}$ = 41.74 KN .
Ps = 18 * 0.426 * 0.278 = 2.13 KN/m^2 .
Hs = Ps*h= 2.13*3.3 = 7.029 KN .

Reactions:

Mu =1.6*(Ho*h / 7.5)+1.6*(Hs*h / 8) = 1.6 * (41.74*3.3 / 7.5) + 1.6* (7.029 * 3.3 / 8)
= 34.01 KN.m
Rb = 1.6*($\frac{Ho}{3} + \frac{Hs}{2}$) - $\frac{Mu}{h}$ = 1.6*($\frac{41.74}{3} + \frac{7.029}{2}$) – $\frac{34.01}{3.3}$ = 17.56 KN
Ra =1.6*(Ho+Hs) – Rb = 1.6*(41.74+7.029) – 17.56 = 60.47 KN

Max moment where Vu = 0 :
⇒ 17.56 – 1.6*0.5*25.30 / 3.3 X^2- 1.6*2.13 *X= 0
⇒ 6.13X^2+ 3.408X – 25.3 0 = 0 …. X= 1.8 m

Positive Moment :
Mmax= 25.30*1.65 – 1.6*(0.5*25.30 / 3.3 $*$ 1.8^2*1.8/3.3+2.13*$*$ 1.8^2/2)
= 25.50 KN.m

Negative Moment:
Assume Wall thickness = 25 cm with 40 cm cover and 20 mm diameter bar used in reinforcement
For Atir programme Mu negative = 58.2 KN.m

d = 250 – 40 – 20/2 = 200 mm ……. Take ∅ = 0.9 for flexure

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset b*d^2} = \frac{58.2*10\text{^}6}{0.9*1000*200^2}$ = 1.61 Mpa

m = 420 / (0.85 * 24)=20.6

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.00399$$

As = ρ * b * d = 0.00399*** 1000*200 = 798 mm2**

As min for vertical = 0.0015 * b * h = 375 mm2

Select ∅ 12 @ 14 cm

With As = 807.1 mm2 > As req = 798 mm2

For Positive Moment :

Assume Wall thickness = 25 cm with 40 cm cover and 12 mm diameter bar used in reinforcement :
d = 250 – 40 – 12/2 = 204 mm ……. Take ∅ = 0.9 for flexure

Rn $= \frac{Mu}{\emptyset b * d^2} = \frac{25.50 * 10\text{^}6}{0.9 * 1000 * 204^2} = 0.68$ **Mpa**

m = 420 / (0.85 * 24)=20.6

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.0016$$

As = ρ * b * d = 0.0016*** 1000*204 = 326.4 mm2**

As min for vertical = 0.0012 * b * h = 300 mm2

Select ∅ 12 @ 20 cm

With As = 565 mm2 > As req = 326.4 mm2

As min for Horizontal = 0.002 * b * h = 500 mm2

select ∅ 12 @ 15cm Horizontal Bars For Both Side.

14-4 Design of Stairs:

Material :-

concrete B300 **$Fc' = 24\ N/mm^2$**

Reinforcement Steel **$Fy = 420\ N/mm^2$**

1- Design of Flight :-

$h_{min} = L/20 = 4.45 / 20 = 0.22\ m = 20.2\ cm$

Take h = 25 cm

2- Load calculation :-

No.	Parts of Flight	Density(KN/m^3)	Calculation
1	Tiles	23	23*0.03*1*((0.15+0. 35)/0.3) = 1.15 KN/m
2	Mortar	22	22*0.02*1*((0.15+0. 3)/0.3)= 0.6 KN/m
3	Stair	25	(25/0.3)*((0.15*0.3)/2) = 1.875 KN/m
4	R.C	25	25*0.25*1 / cos26.56º = 6.99 KN/m
5	Plaster	22	22*0.03*1 / cos26.56º = 0.738 KN/m
		Sum	11.413 KN/m

Table (5-4) : Dead load calculation for flight for 1 m strip

No.	Parts of Landing	Density(KN/m^3)	Calculation
1	Tiles	23	23*0.03*1= 0.69 KN/m
2	Mortar	22	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25	25*0.25*1= 6.25 KN/m
5	Plaster	22	22*0.03*1= 0.66 KN/m
		Sum	8.26 KN/m

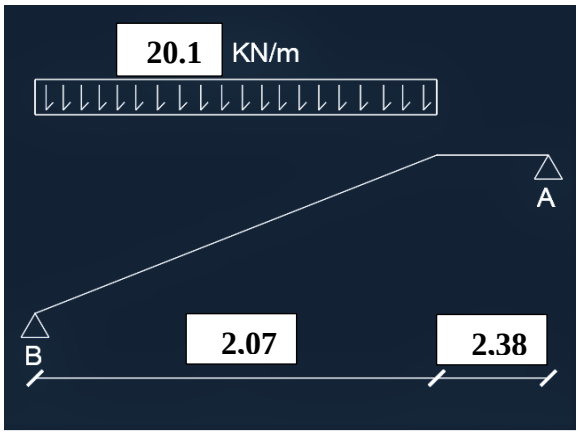
Table (6-4): Dead load calculation for Landing

Live Load For Stairs For 1m Strip = 4*1 = 4 KN/m

Factored Load For Flight :-W_u = (1.2 ×11.413) + (1.6×4) = 20.1 KN/m

For landing : W_u = (1.2*8.26)+(1.6*4) = 16.3 KN/m

Design of flight :



$\sum$ MB = 0 → Ay(4.45) = 20.1*3.3*(3.3/2) → Ay = 24.6 KN ↑

$\sum$ Fy = 0 →20.1*3.3 = 24.6 + By → By = 41.7 KN ↑

$\frac{x}{3.3} = \frac{41.7}{41.7+24.6}$ → x = 2.07 m

-Mu(max) = (41.7*2.07)-(20.1*2.07*(2.07/2))

= 43.3 KN.m

-Assume ϕ14 → d = 250-20-14/2 = 223 mm

Check for shear :-

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

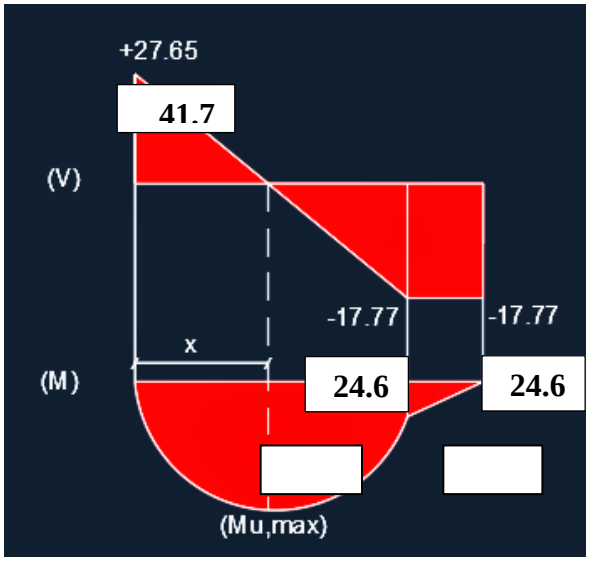
$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 223 * 10^{-3} = 136.56$ KN.

Vu(max) = 41.7< 0.5ϕVc = 68.3 KN ……..Thickness is OK.

M_n = Mu /ϕ= 43.3 / 0.9 = 48.07 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{48.07*10^6}{1000*(223)^2} = 0.97$ MPa



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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*097*20.6}{420}}\right) = 0.00267$$

→ $A_s = \rho * b_w * d$

$= 0.00267 * 1000 * 223 = 528 \ mm^2$ .....control

→ $A_s(min) = 0.0018*1000*250 = 450 \ mm^2$

$n = \frac{As}{As\phi 14} = 528/154 = 3.43$ .....use 4

s= 1/3.43 = 0.29 m

Step (s) is the smallest of :

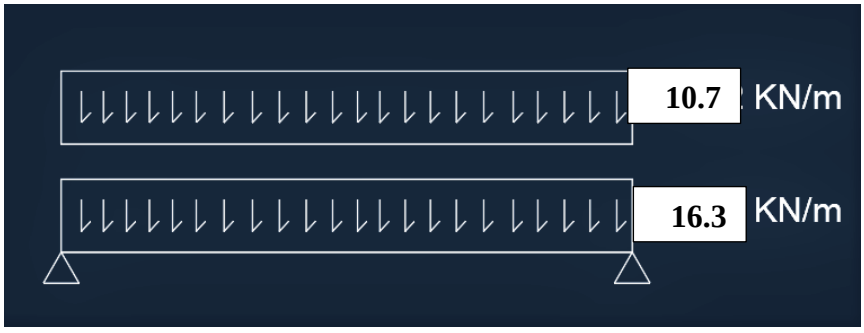
1- 3h = 3*250 = 700 mm

2- 450 mm

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

Take 4 ϕ14 @250 mm with area = 616 mm^2

4- Design of Landing :-



WR=Rs1/B= 24.6/ 2.3 = 10.7 KN/m

R1=R2 = (10.7+16.31)*4.4*2.2 /4.4= 59.42 KN

Mu(max) = $W.L^2/8 = \frac{27.01*4.4^2}{8} = 65.36$ KN.m

Check for shear :

Vu(max)=59.42 KN …….. ϕVc= 136.56 KN

Vu < 0.5ϕVc = 68.3 KN ……..Thickness is OK

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{65.36*10^6}{1000*0.9*(223)^2} = 1.46 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.46*20.6}{420}}\right) = 0.00361$$

→A_s = ρ * b_w *d = 0.00361 * 1000 *223= 803.13 mm^2……..control

→ A_s(min) = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2

n= $\frac{803.13}{154}$ = 5.23 …… use 6

s= 1/5.23= 0.191 m

Take 6 ϕ14 @ 200 mm with area = 924 mm^2

Temperature & shrinkage :

As(min) = 450 mm^2

Take 3ϕ14 300 mm with AS= 462 mm^2

Check step (s):

1- **S= 5h = 1250 mm**
2- **S= 450 mm ..... control**

S= 200 mm < s max = 450 mm ..... ok

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 النتائج .

2-5 التوصيات .

3-5 المصادر و المراجع .

1-5 النتائج :

من خلال التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الوصول إلى النتائج التالية: -

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 ,ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان والقوة الإنشائية.**

2-5 التوصيات .

1. **يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً .**
2. **يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.**
3. **ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع .**
4. **يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.**

3-5 المصادر و المراجع .

1) **كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990 م.**
2) **ملاحظات المشرفة .**
3) **Dr. Nasr Younis Abboushi - Reinforced Concrete ,2014**
4) **American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete ACI(318-08).**