بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "عمارة الريان" في مدينة بيت لحم .

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعـمـل

جميل الغرايبية **أنس علامة**

محمد النيص **فادي اعمر**

باسل ابو سرحان

إشـراف :

م.منى الشاعر

July-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ "عمارة الريان " في مدينة بيت لحم.

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعمـل

جميل الغرايبية	**أنس علامة**
محمد النيص	**فادي اعمر**

باسل ابو سرحان

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م.منى الشاعر	م. فيضي شبانة
.....	.....

July-2018

الإهـــــــداء

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 من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا إنقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذتنا الفاضلة المهندسة منى الشاعر المشرفة والموجهة، التي لم تتوانى ولم تتأخر عن تقديم ما آتاها الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم تددخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

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

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "عمارة الريان " في مدينة بيت لحم .

خلاصة المشروع

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.
يتكون المبنى من ثمانية طوابق ، وتبلغ المساحة الإجمالية (7549)متر مربع ، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، اضافة الى 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 الخراسانية ، وتعدد الكتل و وجود تراجعات في المساحات الطابقية .
من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ولا بد من الإشارة الى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :- Autocad (2016), Atir, Microsoft Office.
وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلقة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر واعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد اتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله .

والله ولي التوفيق

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس لدائرة
م. منى الشاعر	**م. فيضي شبانة**
.....	.....

فبراير – 2018 م

Abstract Structural Design of Ministries complex at Bethlehem

Abstract

The idea of this project can be summarized by preparing For Residential Building. Which consists of all facilities that should be available in any Residential Building . The project is consists of eight floors, and the total area of the building is 7549 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 (2016), and we studied some old graduation projects, and the project will include 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.

God grants success

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. منى الشاعر	**م. فيضي شبانة**
.....	**.....**

February- 2018

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
اسم مشروع التخرج	I
أسماء فريق العمل ومشرف مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	XI
List of Abbreviations	XII

الفصل الاول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	وصف عام للمشروع	2
3-1	أسباب اختيار المشروع	2
4-1	أهداف المشروع	3
5-1	مشكلة المشروع	4
6-1	المسلمات	4
7-1	فصول المشروع	4
8-1	الجدول الزمني للمشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	**5**
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
1-3-2	أهمية الموقع	8
2-3-2	حركة الشمس والرياح	8
3-3-2	الرطوبة	10

4-3-2	العناصر المعمارية	10
4-2	وصف طوابق المشروع	10
1-4-2	طابق التسوية	10
2-4-2	الطابق الارضي	11
3-4-2	الطابق السده	12
4-4-2	الطابق الاول حتى الخامس مكرر	13
5-2	وصف واجهات المشروع	14
1-5-2	الواجهة الشرقية	14
2-5-2	الواجهة الجنوبية	15
3-5-2	الواجهة الشمالية	15
4-5-2	الواجهة الغربية	16

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**17**
1-3	مقدمة	18
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	18
3-3	مراحل التصميم الانشائي	18
4-3	الأحمال	19
1-4-3	الأحمال الميتة	19
2-4-3	الأحمال الحية	19
3-4-3	الأحمال البيئية	20
1-3-4-3	أحمال الرياح	20
2-3-4-3	أحمال الثلوج	22
3-3-4-3	أحمال الزلازل	22
5-3	الاختبارات العملية	23
6-3	العناصر الانشائية	23
1-6-3	العقدات	24
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
4-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
2-6-3	الأدراج	27

3-6-3	الجسور	28
4-6-3	الأعمدة	29
5-6-3	جدران القص	30
6-6-3	الأساسات	31
7-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	32

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	33
4-1	Introduction	34
4-1-1	Design Method and Requirements	34
4-1-2	Strength design method	34
4-2	Factored loads	35
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	36
4-4	LOAD CALCULATION FOR TOPPING	37
4-5	Design of Topping	38
4-6	Design of One Way Rib Slab	39
4-7	Design of Beam	55
4-8	Design Of Column	71
4-9	Design Of Stairs	75
4-10	Design Of Two Way Ribbed Slab	86
4-11	Design Of Isolated Footing	93
4-12	Design Of Basement Wall	100

الفصل الخامس	**النتائج والتوصيات**	105
5-1	مقدمة	106
5-2	التوصيات	106

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	4
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	20
جدول (3-3)	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5	20
جدول (3-4)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	22
جدول (4-1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	35
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping	36
جدول (4-3)	Dead Load Calculation of Rib (R 3)	40

:

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	الموقع العام لقطعة الأرض	7
الشكل (2-2)	اتجاه الرياح على قطعة الأرض	9
الشكل (2-3)	مسقط طابق التسوية	10
الشكل (2-4)	مسقط الطابق الارضي	11
الشكل (2-5)	مسقط الطابق السدة	12
الشكل (2-6)	مسقط الطابق الاول حتى الخامس	13
الشكل (2-7)	الواجهة الشرقية	14
الشكل (2-8)	الواجهة الجنوبية	15
الشكل (2-9)	الواجهة الشمالية	15
الشكل (2-10)	الواجهة الغربية	16
الشكل (2-11)	مقطع A-A , مقطع B-B	16
الشكل (3-1)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبينة المحيطة به	21
الشكل (3-2)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	23
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
الشكل (3-6)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
الشكل (3-7)	الدرج	27
الشكل (3-8)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	28
الشكل (3-9)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	29
الشكل (3-10)	جدار قص	30
الشكل (3-11)	الأساسات	31

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_sõ =** 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.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c**õ = 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.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **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

الفصـــــــــل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة .

2-1 وصف عام للمشروع .

3-1 أسباب اختيار المشروع .

4-1 أهداف المشروع .

5-1 مشكلة المشروع .

6-1 المسلمات .

7-1 فصول المشروع .

8-1الجدول الزمني للمشروع .

1-1 مقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه، والتكيف مع بيئته أجتهد لتطوير مسكنه، فأستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين، وصولاً إلى إستخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حالياً في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة فجعل لكل إحتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والمجمعات التجارية ...الخ.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الإنفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى سكني تجاري يقع في مدينة بيت لحم .

1-2وصف عام للمشروع

المشروع عبارة عن مبنى سكني تجاري يقع في مدينة بيت لحم ، يتكون المبنى من ستة طوابق، على مساحة قطعة أرض 10000متر مربع، ومساحة البناء الكلية لجميع الطوابق 7549متر مربع، قائمة على كتلة واحدة على النحو التالي:-

1. طابق التسوية بمساحة 1017متر مربع
2. طابق الأرضي بمساحة 975متر مربع
3. طابق السدة بمساحة 768 متر مربع
4. طابق الأول و حتى الخامس بمساحة كل منها 920 متر مربع
5. service roomبمساحة 105 متر مربع

1-3أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث، بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية

المتبعة في بلادنا وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

1. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
2. حيوية المنطقة.
3. ازدياد الطلب على استئجار الشقق السكنيه .
4. سهولة الوصول إلى الموقع.
5. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

الأسباب الشخصية :-

1.رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً.

2.الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم إكسابها من المساقات المدروسة وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

1-4أهداف المشروع

1- أهداف معمارية :-

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح، لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات، ويكون للمباني العامة طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري، وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها.

2- أهداف إنشائية:-

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي إكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

4. و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

1-5مشكلة المشروع

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

1-6المسلمات

تهدف دراستنا إلى إعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، وتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI -318-08) و الكود الأردني للأحمال الحية.

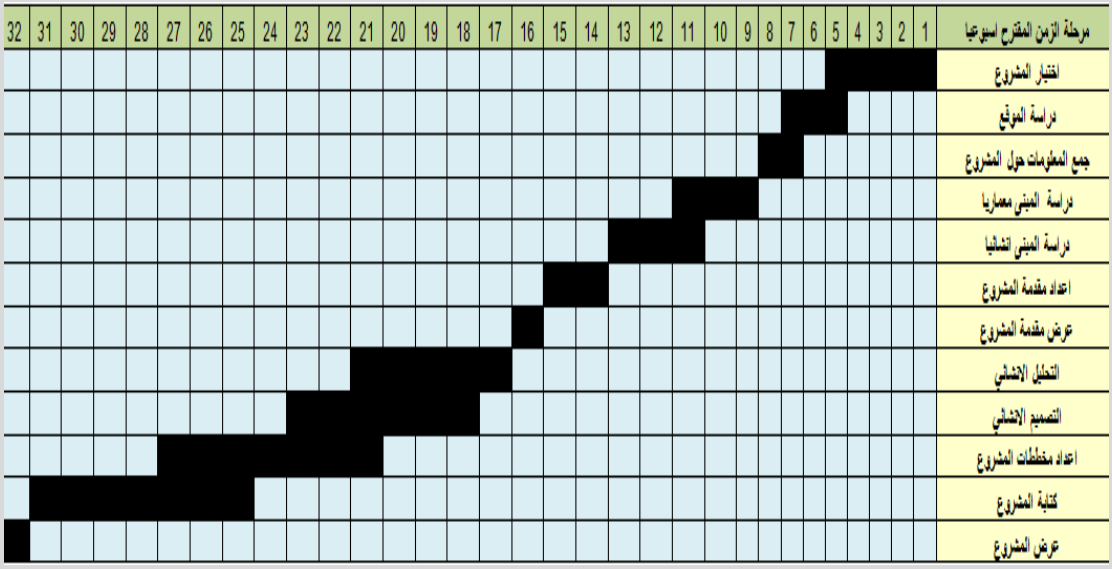
1-7فصول المشروع

يتكون المشروع من خمس فصول على النحو التالي:-

- **الفصل الأول :**-المقدمة.
- **الفصل الثاني** :- الوصف المعماري.
- **الفصل الثالث :**-الوصف الإنشائي.
- **الفصل الرابع :**-التحليل والتصميم الإنشائي.

1-8الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول رقم (1-1)المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال فصلين دراسيين.



جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

2

الفصـــــــــل الثاني

الوصف المعماري

1-2 المقدمة

2-2 لمحة عامة عن المشروع

3-2 موقع المشروع

4-2 وصف طوابق المشروع

5-2 وصف واجهات المشروع

2-1مقدمة

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فأنتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

إن بساطة المبنى ليست دليلاً على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لأن المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي 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.

2-2لمحة عامة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى سكني تجاري يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة كما أنه يتمتع بشكل معماري بسيط وجميل، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحتويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت، وكما يقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها.

ولقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من مكتب الشروق للهندسة، وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية، وتبلغ المساحة الإجمالية للمبنى حوالي 7549 متر مربع، قائمة على كتلة واحدة على النحو التالي:-

1. طابق التسوية بمساحة 1017متر مربع
2. طابق الأرضي بمساحة 975متر مربع
3. طابق السدة 788 متر مربع
4. طابق الأول مكررا للطابق الخامس بمساحة كل منها 920متر مربع
5. بيت الدرج 84 متر مربع
6. service roomبمساحة 105 متر مربع

3-2 موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد الإنشاء فيه بعناية فائقة، مراعياً بذلك الموقع الجغرافي وتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وتتألف وتتناغم مع التصميم المقترح.

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

يقع هذا المشروع المقترح جنوب محافظة بيت لحم في الدوحة، المنطقة تتصف بموقعها الخلاب. تمتاز الأرض بوقوعها على شارعين رئيسيين في المنطقة، كما هو موضح في الشكل (2-1) ، من حيث السكان نجد أن هذه القطعة بالقرب من تجمع سكني، ويجب القول أن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاجه المشروع.

شكل(2-1) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح في محافظة بيت لحم

2-3-1أهمية الموقع:-

تتمتع مدينة بيت لحم بموقع مميز بين مدن فلسطين بسبب المستوى الجغرافي والاقتصادي ،وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء المبنى إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي:-

1. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
2. حيوية المنطقة.
3. سهولة الوصول إلى الموقع.
4. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

2-3-2حركة الشمس والرياح:-

تتعرض مدينة بيت لحم إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح باردة جدا وجافة ،وإليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الشرقية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة، ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ،وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاماً، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا ،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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، لذلك فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

3-3-2 الرطوبة :-

مناخ مدينة بيت لحم يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ بيت لحم رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية حيث إن الأمطار في بيت لحم تتراوح ما بين (300-500 ملم) سنوياً.

4-3-2 العناصر المعمارية :-

مدينة بيت لحم تقع إلى الجنوب من الضفة الغربية محاطة بقمم الجبال العالية، وهذا ما أكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابة الطبيعية من النقب جنوبا إلى مرتفعات القدس شمالاً، وشهدت مدينة بيت لحم في العقود الأخيرة تزايدا في عدد السكان وفي عدد الأبنية والمنشآت، وهذا بالإضافة إلى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي، مما أكسب طرازها المعماري طرازاً فريداً يتماشى مع طبيعتها.

2-4وصف طوابق المشروع

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل وهذا محكوم بطبيعة قطعة الأرض وموقعها في المدينة وتبلغ مساحة البناء 6524 متر مربع ،والتوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتنوع مما أدى إلى التنوع في التصميم الإنشائي ،وهي موزعة على النحو التالي:-

2-4- 1 طابق التسوية:

مساحة هذا الطابق هي 1017 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق درج من منسوب الأرض واستخدامات هذا الطابق هو مرآب وموقف للسيارات بالإضافة إلى درج للوصول إلى المستوى التالي وهو مستمر حتى الطابق الأرضي.

شكل (2-3): مخطط طابق التسوية.

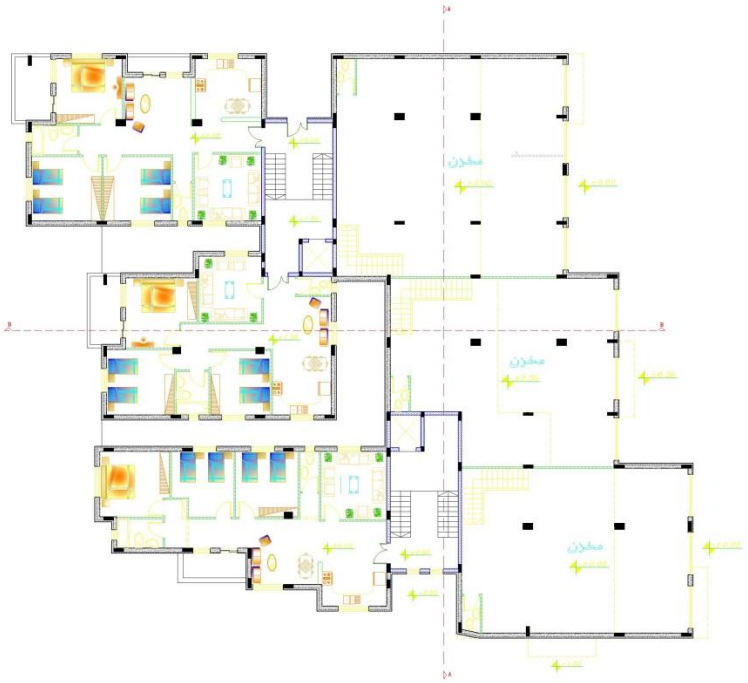
2-4- 2 الطابق الأرضي:

يتكون هذا الطابق من عدد من المحلات التجارية بالإضافة الى بعض الشقق السكنية ويحتوي هذا الطابق على المدخل الرئيسي للمبنى ومصاعد وأدراج مستمرين لأخر المبنى، وتبلغ مساحة المبنى 975متر مربع.

شكل(2-4): مخطط الطابق الأرضي

2-4- 3 طابق السدة :

يتكون هذا الطابق من سدة بالإضافة الى بعض الشقق السكنية ويحتوي هذا الطابق على سدة تابعة للمحلات التجارية ومصاعد وأدراج مستمرين لأخر المبنى، وتبلغ مساحة المبنى 768 متر مربع.



شكل(2-5): مخطط طابق السدة

2-4- 4 الطابق الأول حتى الخامس مكرر

تتكون هذه الطوابق من عدد من الشقق السكنية ،ويتم الوصول إليه بطريقة مباشرة من الدرج الواصل بين الطابق الأرضي والأول أو عن طريق المصعد، حيث يبلغ مساحة الطابق الواحد920 متر مربع .

شكل (2-6): مخطط الطابق الأول حتى الخامس مكرر

5-2 وصف الواجهات:

1. الواجهة الشرقية :

الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية والحجر المستخدم من الرخام البني، تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.

شكل(2-7) الواجهة الشرقية

2-الواجهة الجنوبية :

وتحتوي هذه الواجهة على نوافذ كبيرة ومستمرة وفيها شرفات و الواجهة زجاجية وحجرية كما في الشكل التالي:

شكل(2-8): الواجهة الجنوبية .

3-الواجهة الشمالية :

تتكون هذه الواجهة من أكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى .

شكل(2-9) : الواجهة الشمالية.

4- الواجهة الغربية:

تتكون هذه الواجهة من أكثر من كتلة حيث تحتوي على شبابيك طويلة و كتل حجرية ، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى.

شكل(2-10): الواجهة الغربية.

section A_A

section B_B

شكل (2-11) مقطع B-B مقطع A-A

3

الفصـــــــــل 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 برامج الحاسوب

3-1 مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال 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.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي

التصميم الإنشائي عبارة عن عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

- الأمان(Safety):- حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- والتكلفة الاقتصادية(Economical):- وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability):- تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

1. المرحلة الأولى :-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي تم اعتمادها للمشروع ،وثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

2. المرحلة الثانية:-

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمال

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

1-4-3 الأحمال الميتة:-

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

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	22
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	9
4	القصارة	22
5	الرمل	18
6	المونة	22

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

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	جميع الغرف بما في ذلك غرفه النوم والمطبخ	2.0
2	مراحيض	2.0
3	الأدراج	3.0
4	المطابخ وغرف الغسيل	3.0
5	قاعة المدرج	5.0
7	قاعات المعدات	5.0

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

3-4-3 الأحمال البيئية :-

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

1-3-4-3 أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ،ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

وتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي:-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m^2)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (3- 3) : سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألمانيDIN 1055-5

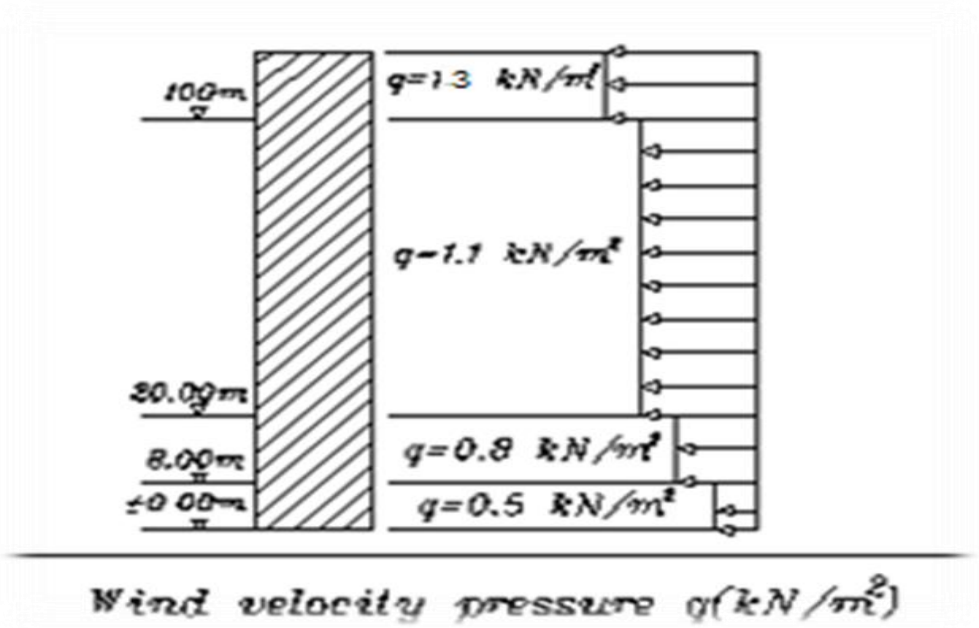
$$q = v^2 / 1600$$

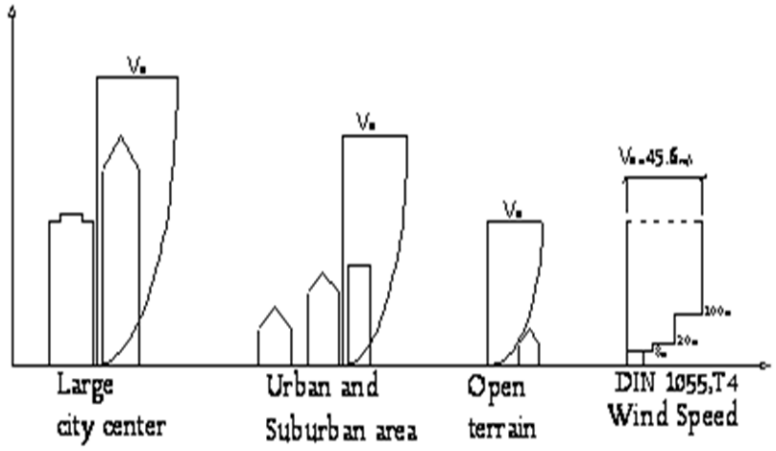
حيث أن :

q:- (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على إرتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m²).

V :- السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث إرتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.





الشكل (3-1) : تأثير الرياح على المباني من حيث إرتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

3-4-3-2أحمال الثلوج :

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

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

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

جدول (3-4) : أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر.

إستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد إرتفاع المبنى عن سطح البحر،و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:-

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

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(KN/m^2)$$

3-4-3- أحمال الزلازل :

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

وتم 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:-

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

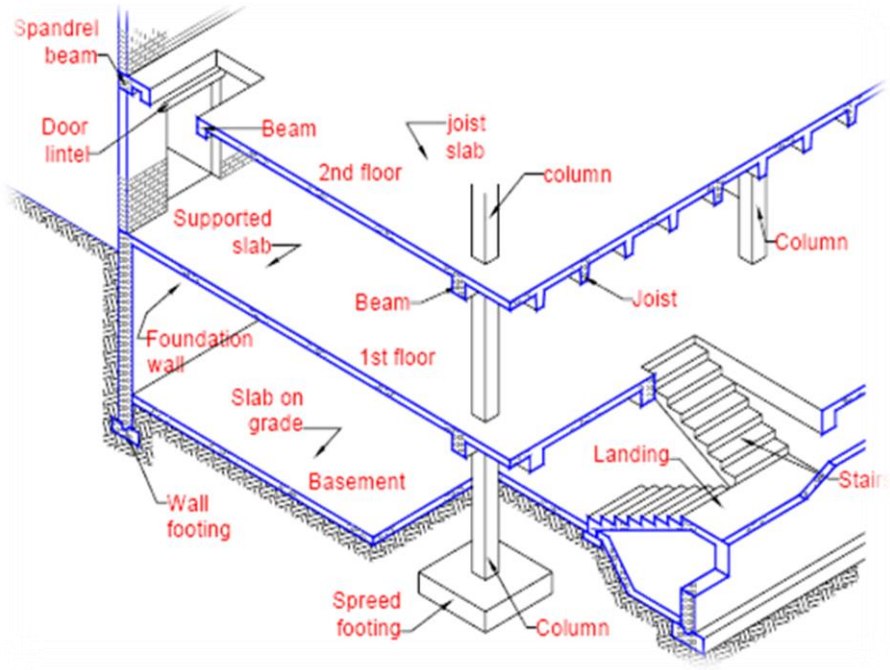
5-3 الإختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع، ويقصد بها جميع الأعمال التي لها علاقة بإستكشاف 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.

6-3العناصر الإنشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:-

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



الشكل (3-2) : توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

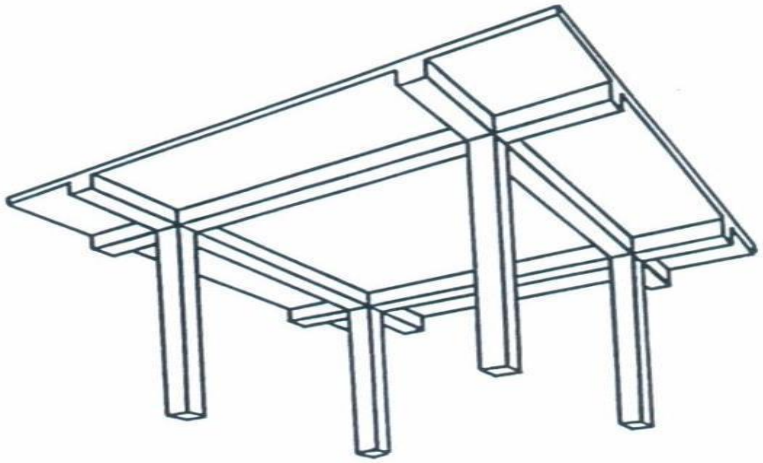
3-6-1العقدات :-

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

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

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

- العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab).



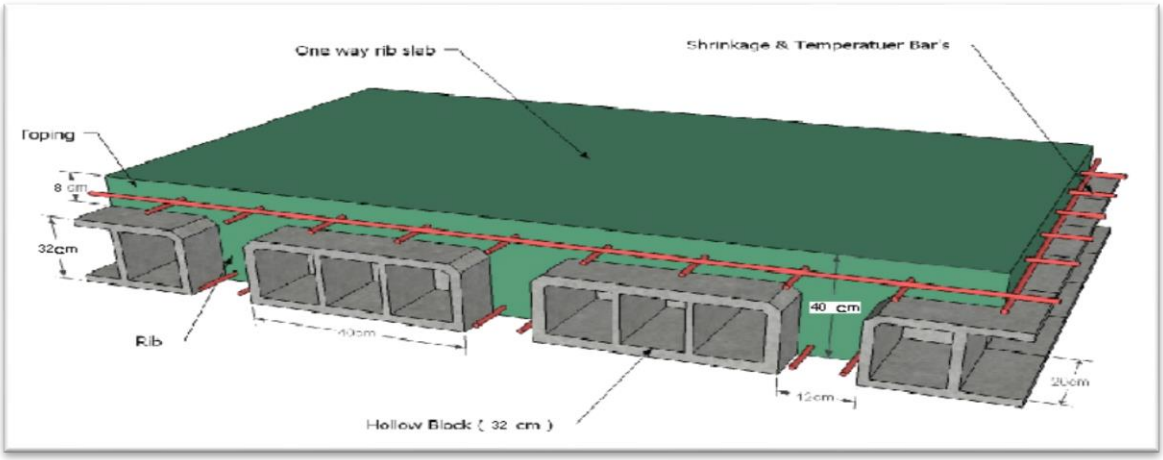
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

- عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الإتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الإتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 الى 7.5 متر،أما عقدات العصب ذات الإتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الانشائي لهذا المشروع تم استخدام كلا النوعين.

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

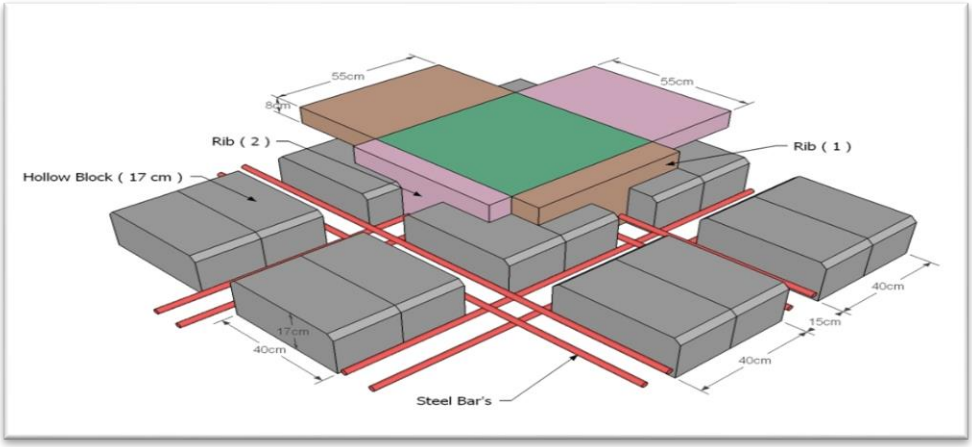
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح بإتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



الشكل(3-3) : عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

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

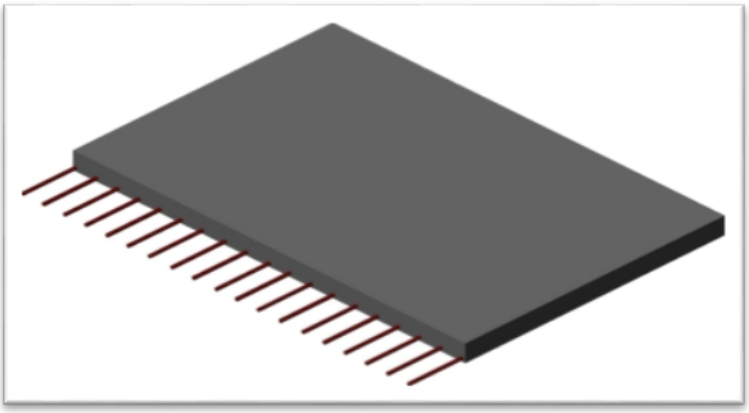
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح بإتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الإتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الإتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4).



الشكل(3-4) : عقدات العصب ذات الإتجاهين.

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

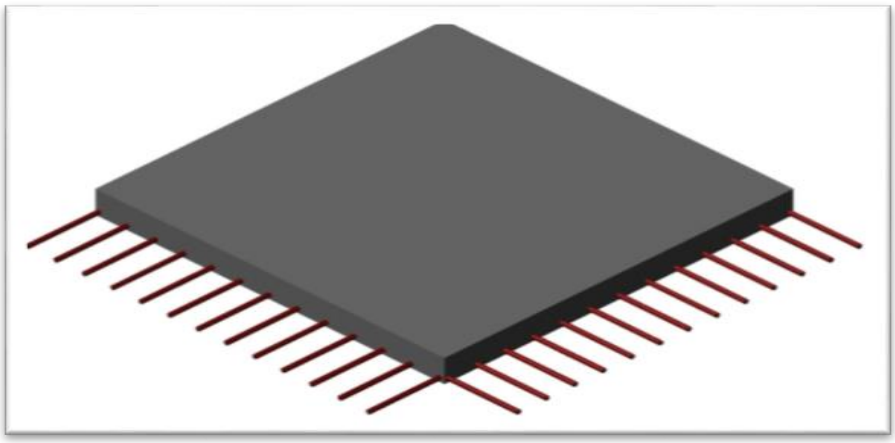
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث إهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3-5) .



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

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

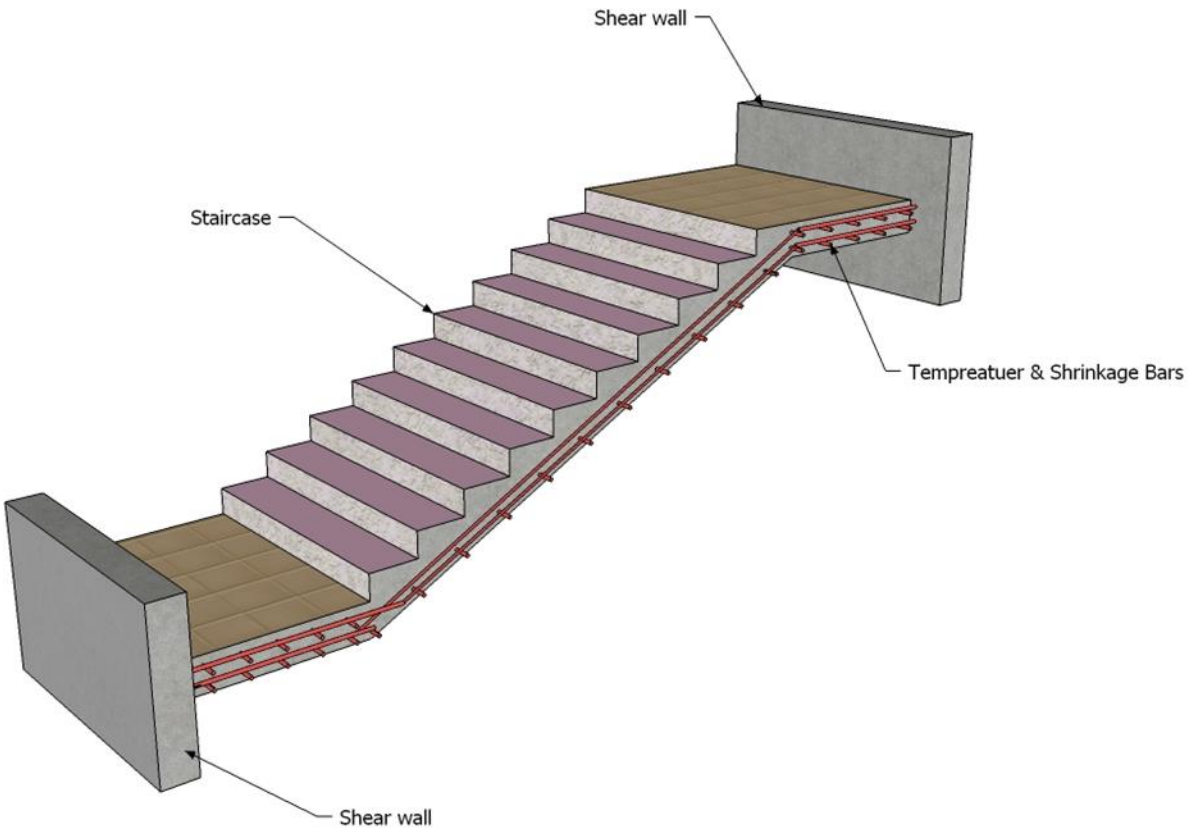
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الإتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها بإتجاهين،كما هو موضح في الشكل (3-6).



الشكل (3-6) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدراج :-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للإنتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا بإعتباره عقدة مصمتة في إتجاه واحد كما في الشكل (3-7).



الشكل (3-7) : الدرج.

3-6-3الجسور :-

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

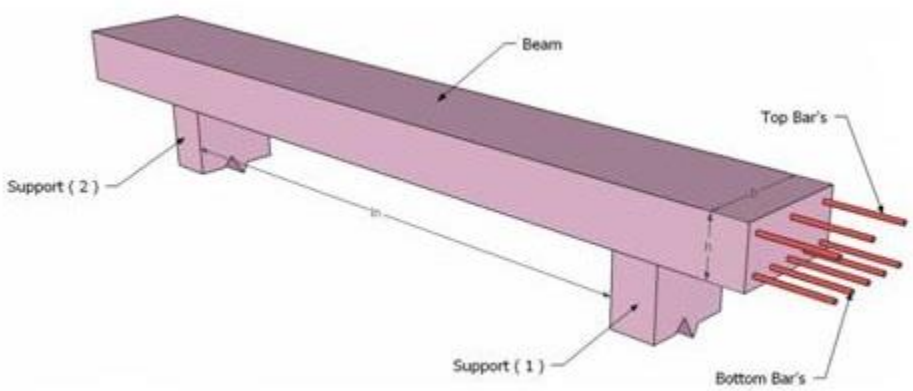
1- جسور مسحورة (Hidden Beam).

وهي التي يكون إرتفاعها مساوي لإرتفاع العقدة.

2- جسور ساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون إرتفاعها اكبر من إرتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الإتجاهين السفلي أوالعلوي وتسمىL-section أو T-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص، والشكل (3-8) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع وهي الجسور المسحورة و التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة .



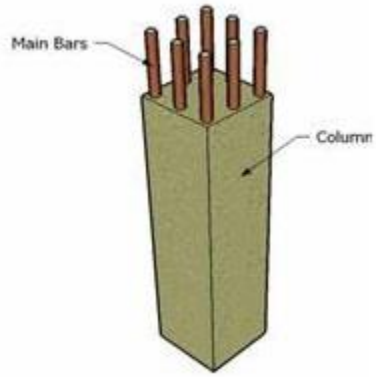
الشكل (3-8) : أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

3-6-4الأعمدة:-

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).

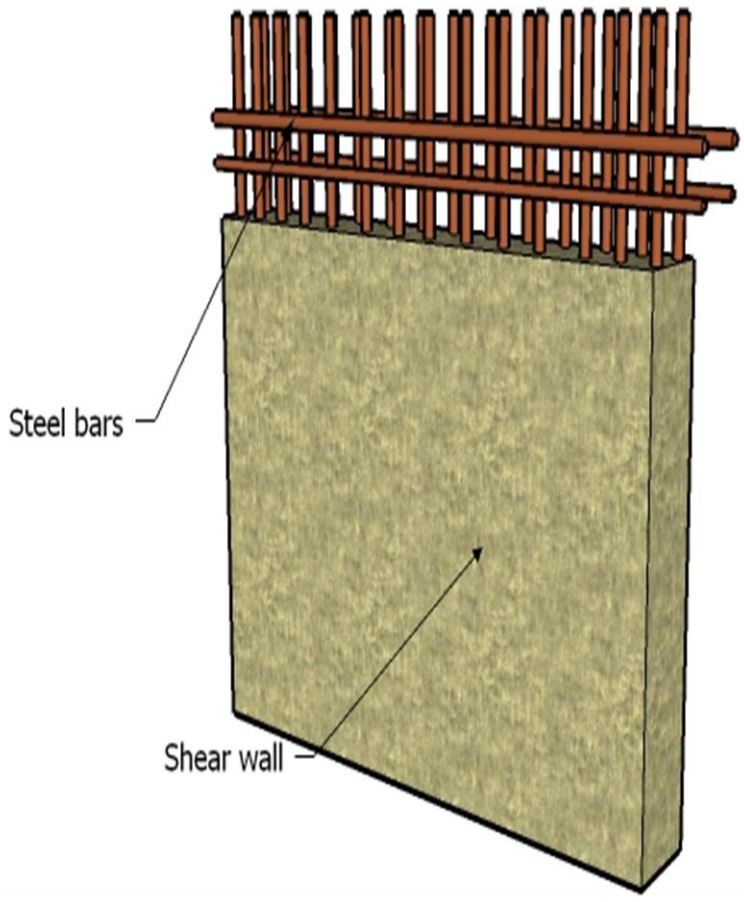
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاث انواع وهي :- المستطيلية والدائرية والمربعة، وفي هذا المشروع تم إستخدام النوع المستطيلي كما هو مبين في الشكل (3-9).



الشكل (3-9) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5جدران القص:-

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في إتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى،والشكل (3-10) يبين جدار قص مسلح الشكل.



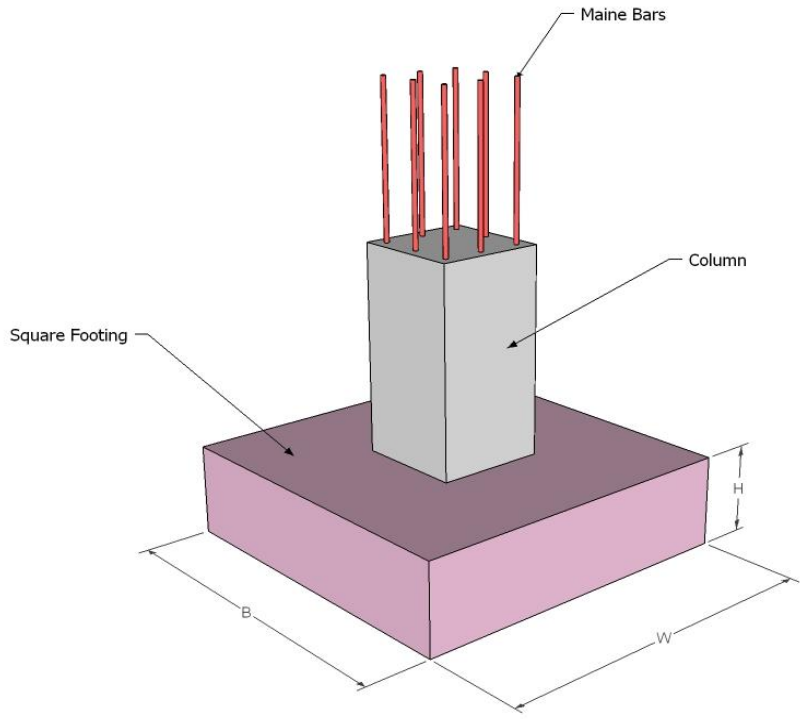
الشكل (3-10) : جدار قص.

3-6-6الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء 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).

وتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-11) : الأساسات

7-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007+2015) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft ExcelXP
4. ATIR
5. SAFA 2014.
6. ETABS 2015.
7. SAP 2000.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored Load

4-3 Slab Thickness Calculation

4-4 Load Calculation For Topping

4-5 Design Of Topping

4-6 Design Of One Way Ribbed Slab.

4-7 Design Of Beam

4-8 Design Of Column

4-9 Design Of Stairs

4-10 Design Of Two Way Ribbed Slab

4-11 Design Of Isolated Footing

4-13 Design Of Basement Wall

4-1 INTRODUCTION:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

Reinforced concrete behavior is still under studying, building codes and specifications that give design procedures change from time to time to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight about 3200 to 5600 kg/m^3.

4-1-1 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_14).

4-1-2 Strength design method:

In 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.

NOTE:

For rectangular ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$)

4-2 FACTORED LOADS:

Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shear.

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

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **(ACI-code-318-14(Table 5.3.1Eq (5.3.1b))**

NOTE:

Use concrete B300

$f_c' = 24\ Mpa.$

$f_y = 420\ Mpa$

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used at design and calculations.

4-3 SLABS THICKNESS CALCULATION:

According to ACI-Code-318-14(Table 9.3.1.1)

	Minimum thickness , h			
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
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 (4.1): Check of minimum thickness of structural members

The minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

For rib:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 5.05m.

h_{min} =5.05/18.5 = 27.29cm.

h_{min} two-end continuous = L/21 longest two-end cont. is 5.92m.

h_{min} = 5.25 /21 = 25.00 cm.

h_{min} cantilever = L/8 longest cantilever. is 1.93m.

h_{min} = 1.93 /8 = 24.13 cm.

Select Slab thickness h= 28cm with block 20 cm & Topping 8cm.

For beam:

H min =L/18.5=5.15/18.5=27.83 cm..... "One end continuous"

H min =L/21=5.85/21=27.86cm ....."Both ends continuous"

Select H=28 cm with no-drops beams (hidden beam).

4-4 LOAD CALCULATION FOR 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

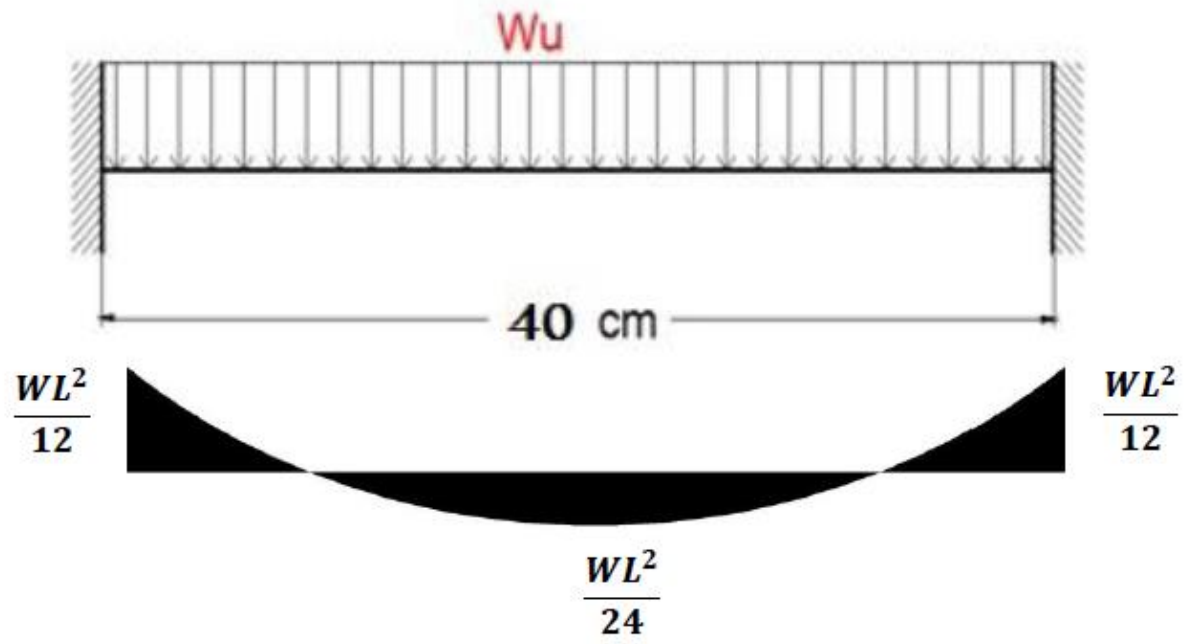


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4.2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*22= 0.66 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.02*22= 0.44 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*18= 1.26 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25= 2 KN/m/rib
5	**Partitions**	1*1.98= 1.98 KN/m/rib

Nominal total dead load =6.34 KN/m².

Nominal total live load = 3 KN/m².

4-5 DESIGN OF TOPPING:

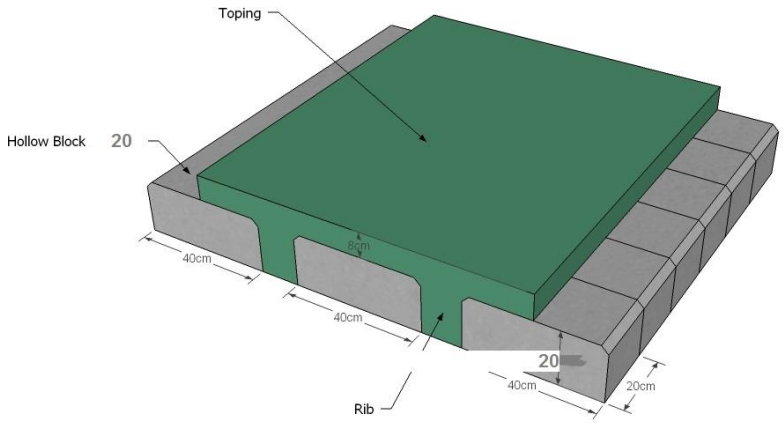


Fig. (4.2): Topping of one way rib slab.

$Q_u = 1.2\times D+1.6\times L$

$Q_u = 12.408 KN/m.$ (Total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.16544 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * \frac{80^2}{6} * 10^{-6} = 1.2071 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 1.2071 \text{ KN.m} > M_u = 0.16544 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$\rho = 0.0018$

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

Check of shear strength:

$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.42\ KN.m$

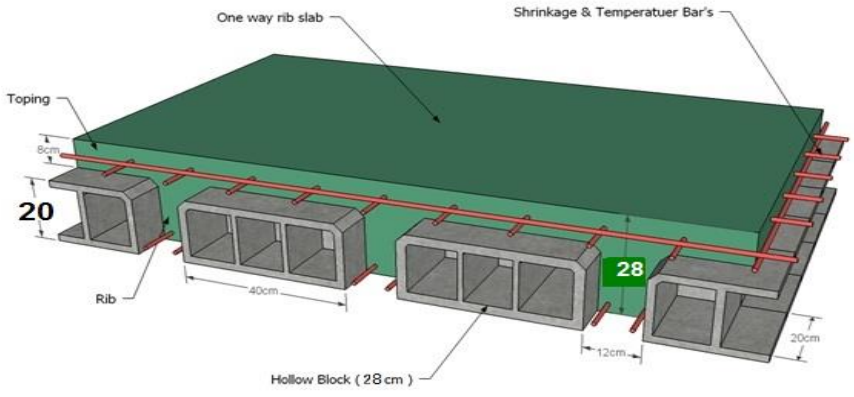
$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49\ KN$

49> > 2.42

∴ No shear reinforcement is required.

4-6 DESIGN OF RIB 12 (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. (4.3):** One way rib slab.

4-6-1 PLAN OF RIB 11 AND RIB 11 AND RIB 12:

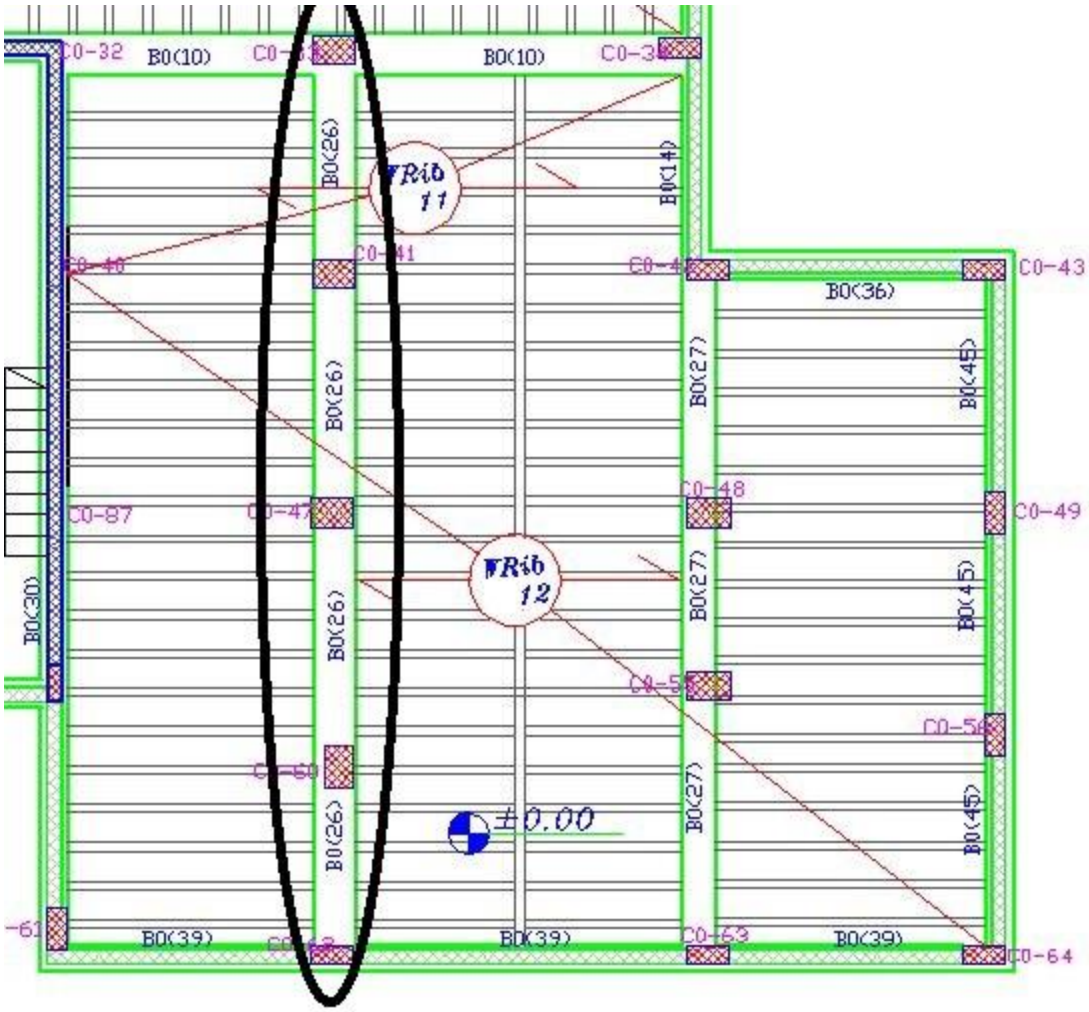


Fig. (4.4): Rib 11 and rib 12 in third floor.

4-6-2LOADS OF RIB:

Table (4.3) Dead load calculation for rib

No.	Material	Quality Density KN/m³	Calculation
1	**Topping**	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	**Rib**	25	0.20×0.12×25 = 0.6
3	**Sand**	18	0.52×0.07×18 = 0.6552
4	**Mortar**	22	0.52×0.02×22 =0.2288
5	**Tile**	22	0.52×0.03×22 =0.3432
6	**Plaster**	23	0.52×0.02×23 =0.2392
7	**Block**	10	0.4×0.20×10 = 0.8
8	**Partitions**	2.4	2.4×0.52 =1.248
		∑	5.15 KN/m/rib

L = 3*0.52 = 1.56 KN/m

Qu = 1.2* D = 6.18 KN/m
+ 1.6*L = 2.496KN/m

- Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

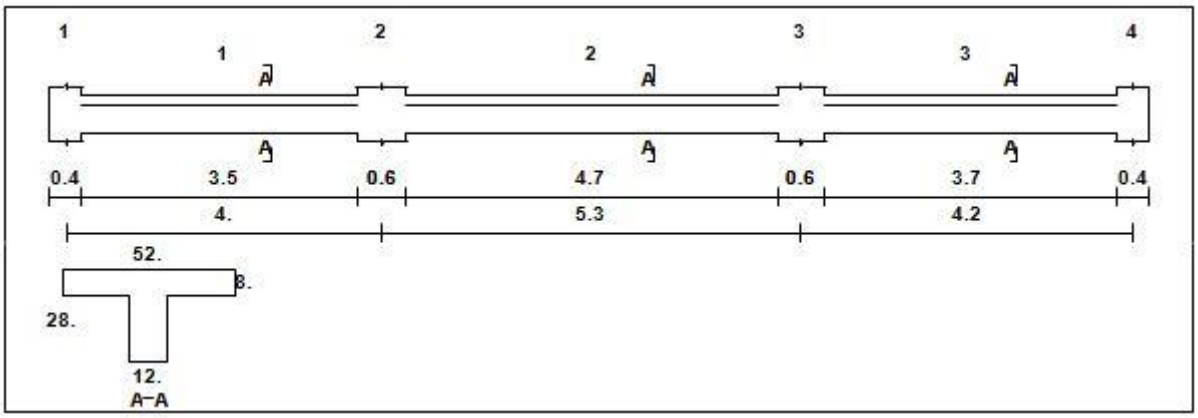
b_E For T- section is the smallest of the following:-

b_E = L (smallest span) / 4 = 340/ 4 =85 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.**



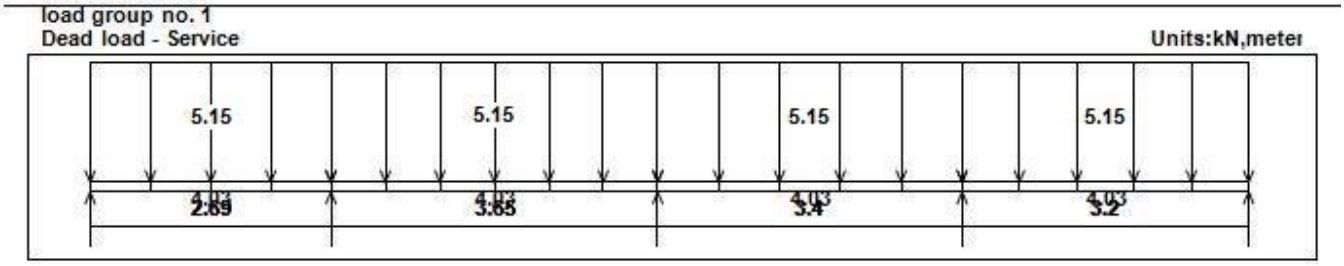


Fig 4.5: Dead load on the rib.

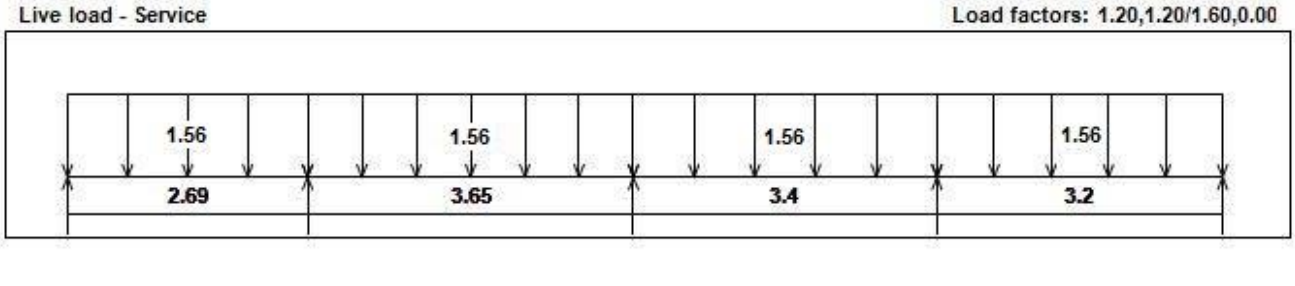


Fig 4.6 : Live load on the rib

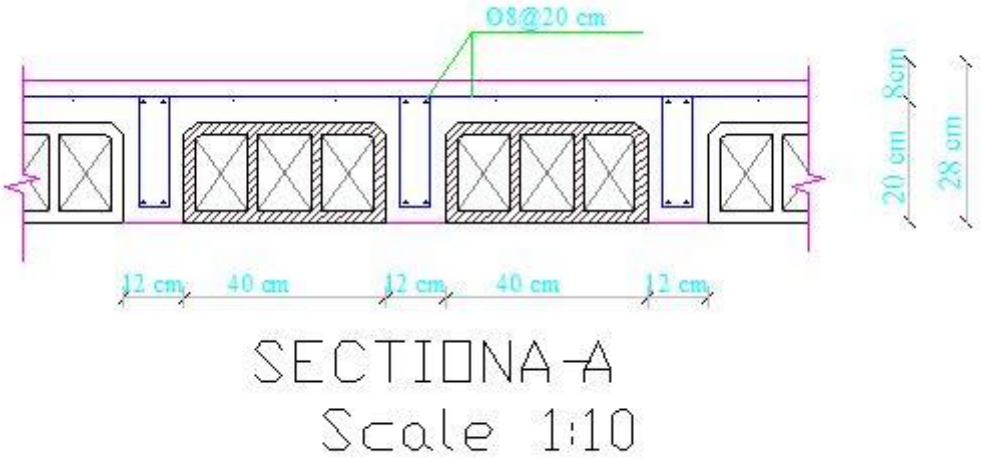


Fig 4.7: Geometry of rib and its dimension.

Reactions

Factored

DeadR	8.64	31.31	31.96	9.09
LiveR	8.83	26.58	26.94	9.08
Max R	17.48	57.89	58.9	18.17
Min R	6.72	41.56	42.91	7.28
Service				
DeadR	7.2	26.09	26.63	7.57
LiveR	5.52	16.61	16.84	5.68
Max R	12.72	42.7	43.47	13.25
Min R	6.	32.5	33.48	6.44

Fig 4.8 : Reactions of rib (live and dead).

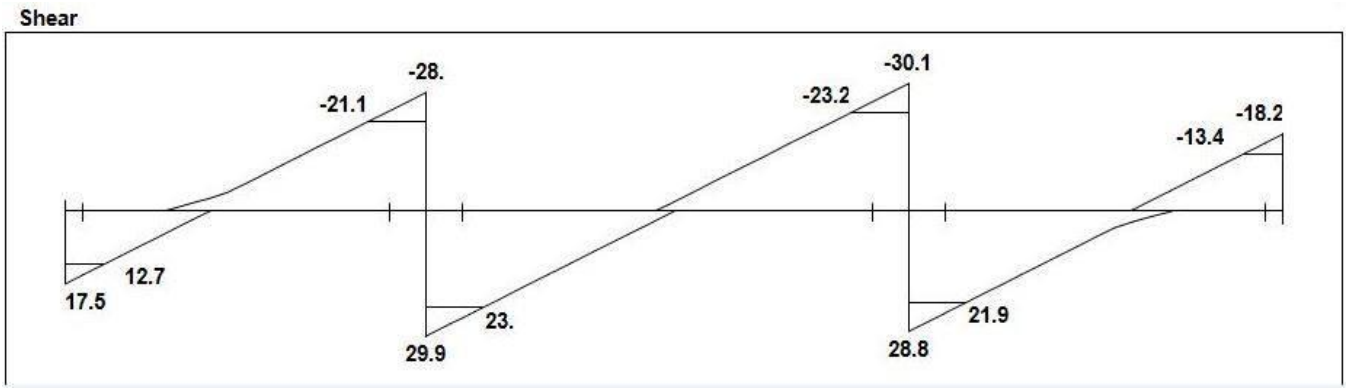


Fig 4.9 : Shear diagram of rib

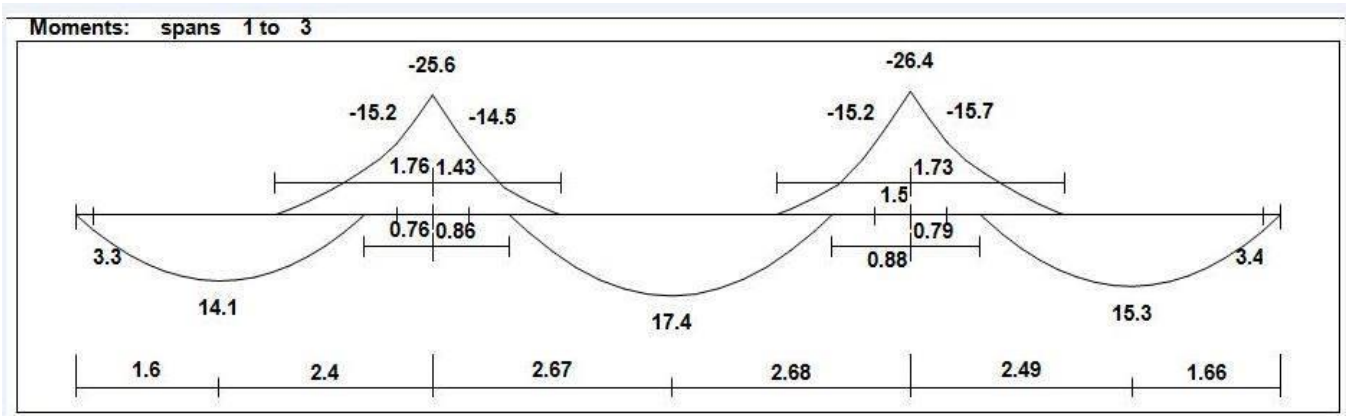


Fig 4.9 : Moment diagram of rib

4-6-3DESIGN OF FLEXURE FOR RIB (12):

4-6-3-1DESIGN OF POSITIVE MOMENTS:

Design of Positive Moment for (Span1) :- (Mu=14.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}$ $-\frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.1\times10^6}{0.9\times520\times244^2} = 0.5\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.5}{420}}\right) = 0.001205$

$A_{s,\,req} = \rho.b.d = 0.001205 \times520\times244 = 152.89\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(244) = 85.38 mm^2$

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

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6mm^2$ **controls**

$As_{req} = 152.89mm^2 > As_{min} = 97.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø10, As, provided= 157.08 mm^2 > $A_{s,\ required}$ = 152.89mm^2… Ok

$S = \frac{120-20-20-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{152.89\times420}{0.85\times520\times24} = 6.05\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.05}{0.85} = 7.11\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{244-7.11}{7.11}\right) = 0.099 > 0.005$ ***0k***

Design of Positive Moment for (Span2) :- (Mu=17.4 KN.m)

$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{17.4\times10^6}{0.9\times520\times244^2} = 0.624\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.624}{420}}\right) = 0.0015$

$A_{s,\ req} = \rho.b.d = 0.0015\times520\times244 = 190.32\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(244) = 85.38 mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6 mm^2$$ **controls**

As_{req} =190.32 mm^2 > As_{min} =97.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12, As, provided= 226.194 mm^2>$A_{s,\ required}$= 190.32mm^2… Ok

$$S = \frac{120-20-20-20(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.194\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.52\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{244-10.52}{10.52}\right) = 0.066 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Positive Moment for (Span3) :- (Mu=15.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{15.3\times10^6}{0.9\times520\times244^2} = 0.549\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.549}{420}}\right) = 0.00132$

$A_{s,\ req} = \rho.b.d = 0.00132\times520\times244 = 167.48\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(244) = 85.38 mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6 mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 167.48\ mm^2 > As_{min} = 97.6\ mm^2$

Use 2 ø12, As, provided= 226.194 mm^2>$A_{s,\ required}$= 167.48mm^2… Ok

$S = \frac{120-20-20-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.194\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.52\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{244-10.52}{10.52}\right) = 0.066 > 0.005$ **0k**

4-6-3-2 DESIGN OF NEGATIVE MOMENTS:

Design of Negative Moment for (Support1):- (Mu=-15.2KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{15.2\times10^6}{0.9\times120\times244^2} = 2.36\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.36}{420}}\right) = 0.00581$

$A_{s,\ req} = \rho.b.d = 0.00581 \times120\times244 = 170.19\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 85.38m^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6mm^2$$ **controls**

As_{req} = 170.19 > As_{min}= 97.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12, $As_{, provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s, required}$= 170.19mm^2… Ok

$S = \frac{120-20-20-10-10-(2\times12)}{1} = 36\ mm > 25\ mm > d_b = 12$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{244-45.66}{45.66}\right) = 0.013 > 0.005$ ***0k***

Design of Negative Moment for (Support2) :- (Mu=-15.7KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{15.7\times10^6}{0.9\times120\times244^2} = 2.44\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.44}{420}}\right) = 0.00621$

$A_{s, req}$ = ρ.b.d = 0.00621 ×120×244 = 181.85 mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(244) = 85.38mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 181.85mm^2 < As_{min} = 97.6\ mm^2$

Use 2 ø12, $As_{,\ provided} = 226.2\ mm^2 > A_{s,\ required} = 181.85mm^2$… Ok

$$S = \frac{120-20-20-10-10-(2\times12)}{1} = 36\ mm > 25\ mm > d_b = 12$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{244-45.66}{45.66}\right) = 0.013 > 0.005$$ ***0k***

4-6-4 DESIGN OF SHEAR FOR RIB:

V_u at distance d from support (V_u max = 23.2 KN (for Span2))

Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. **(ACI, 8.13.8).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 244 \times 10^{-3} = 26.29\ KN$

$\phi V_c = 0.75 \times 26.29 = 19.72$ KN

$0.5\ \phi\ V_c = 0.5 \times 19.72 = 9.86$ KN

Φ Vsmin$\geq 0.75\ (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 1000 * 244 * 10^{-3} = 61$ KN **Controls**

Φ Vsmin $\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = 0.75 * (\frac{\sqrt{24}}{16}) * 1000 * 244 * 10^{-3} = 56.03$KN

Φ Vc<Vu < Φ (Vc+ Vsmin)

127.86<141 ≤ 197.46…… satisfied

Case 1… is not suitable

Case 2 … is not suitable

Case 3… satisfied

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc$ =4.64KN

Use 2 leg Φ 8 for b = 12 cm

$A_{v\,min}$ =100.53 mm^2

$$\frac{A_{v\,min}}{s} = \frac{v_{s\,min}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v\,\min}}{v_{s\,min}}\ df_{yt}$$

S=692.18mm

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{244}{2} = 122\ mm \qquad or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

Use 2 leg Φ 10 @15 mm

4-7 DESIGN OF BEAM 26 AT GROUND FLOOR SLAB:

Material:-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

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

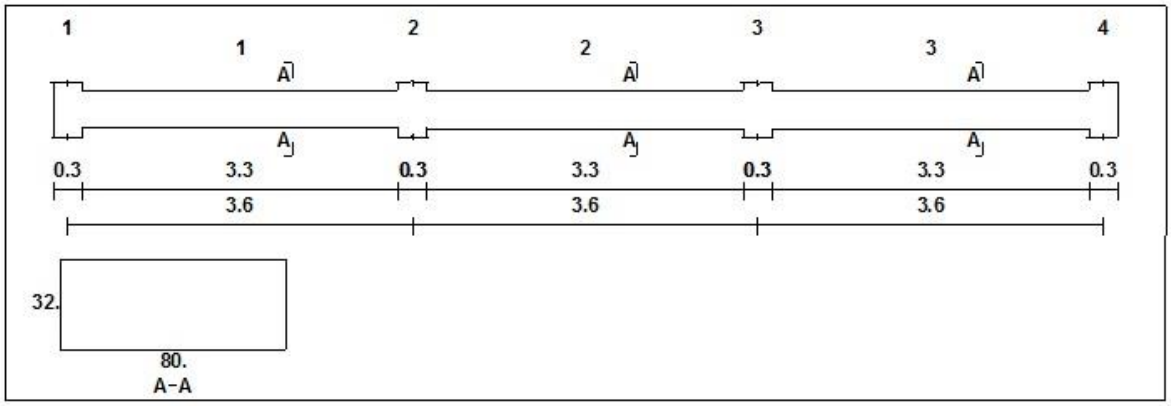


Fig. (4.11): Beam geometry.

Loading of beam:-

Load of this beam come from reaction of Rib11 and Rib 12 as following:

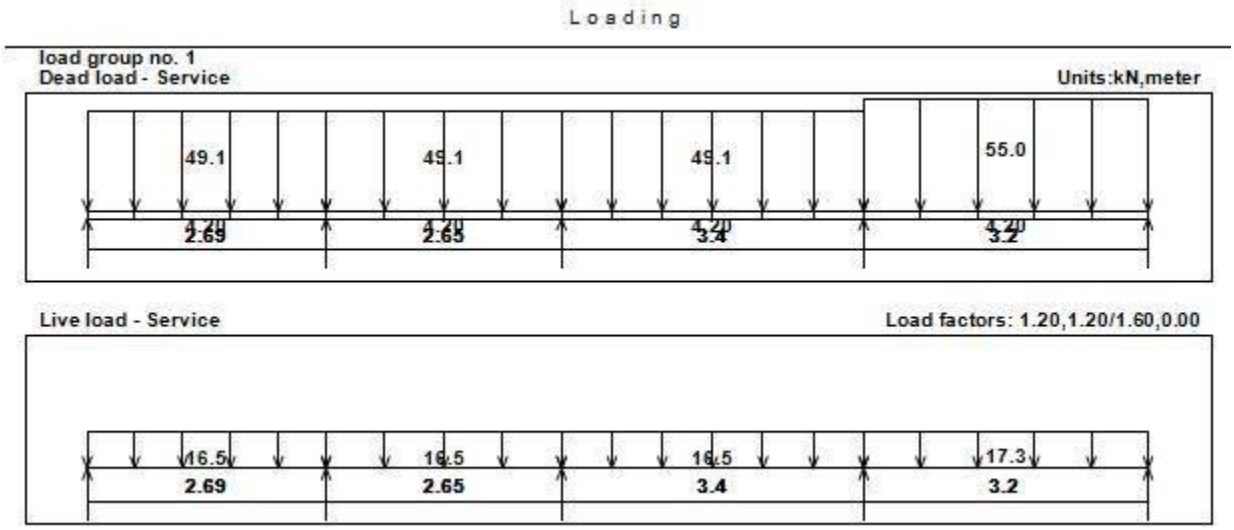


Fig. (4.12): Loads on the beam.

»Self-weight of beam = (0.28*0.6) *25 = 6.4 KN/m

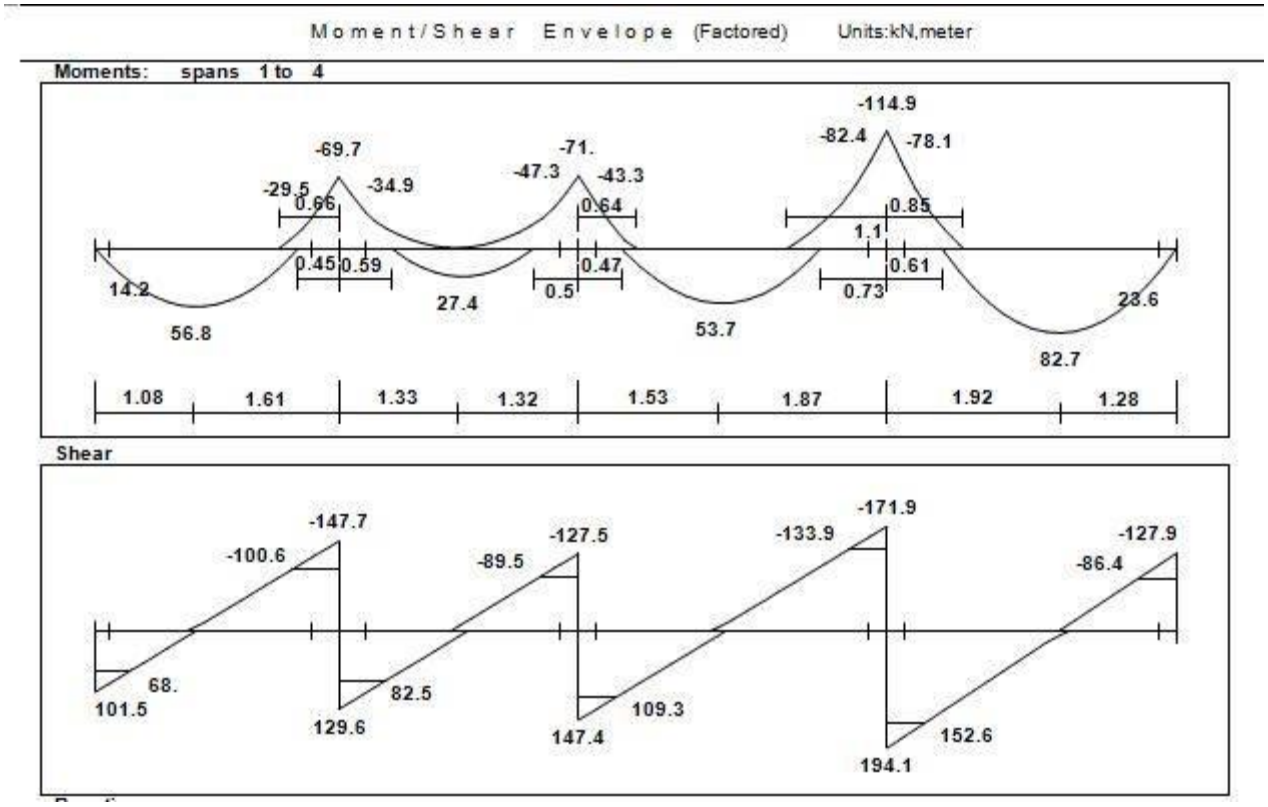


Figure (4.13): Moment& Shear Diagram of beam

Load calculation:-

Dead Load Calculations for Beam (B 9):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B9can be defined from the support reactions of the R13.

From Rib12

The maximum support reaction from Dead Loads for R12 upon B26 is29.5 Kn.

Self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =29.5/ 0.52=56.73 KN/m

Live Load calculations for Beam (B 9):-

From Rib13

The maximum support reaction from Live Loads for R13 upon B 9 is 16.1KN the distributed Live Load from the Rib 13 on B9.

LL =6.86/ 0.52= 13.2KN/m.

4-7-1DESIGN OF FLEXURE FOR BEAM:

4-7-1-1DESIGN OF POSITIVE MOMENTS:

Flexural Design of Positive Moment for (Span1) :-(Mu=82.7KN.m)

Determine of Mn, max

d =280 – 40 -10 – 16\2 = 222 mm

$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.222 = 95.14\ mm$

a $= \beta.x = 95.14 * 0.85 = 80.87\ mm$

Mn_{max}= 0.85∗ f'_c ∗a *b (d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*80.87*600*(222-80.87/2) *10^{-6}= 179.72KN.m

Ø Mn_{max} = 0.85* 179.72 = 152.76KN.m >82.7KN.m.

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{82.7 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 222^2} = 3.1Mpa$$

m= $\frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.1}{420}}\right) = 0.008$$

$A_s = \rho.b.d = 0.008\times600\times222 = 1065.6\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*222 = 388.4\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*222 = 444\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 1065.6\ mm^2$

Use 6ø 16 Bottom, $A_{s,\ provided} = 1206.37\ mm^2 > A_{s,\ required} = 1065.6\ mm^2$… Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{600-40*2-20-(6\times16)}{5} = 80.8\ mm > d_b = 16 > 25\ mm\ \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{1206.37\times420}{0.85\times600\times24} = 41.39\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{41.39}{0.85} = 48.7mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-48.7}{48.7}\right) = 0.0106 > 0.005\emptyset = \mathbf{0.9}$$

Flexural Design of Positive Moment for (Span2) :-(Mu=53.7KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{53.7\times10^6}{0.9\times600\times222^2} = 2.13 Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.13}{420}}\right) = 0.00536$

$A_s = \rho.b.d = 0.00536\times600\times222 = 715.05 mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 222 = 388.41\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 222 = 444\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 715.05 mm^2$

Use4ø16 Bottom, $A_{s,\,provided} = 804.24\ mm^2 > A_{s,\,required} = 715.05\ mm^2$ … Ok

Check spacing:-

$S = \frac{600-40*2-20-(4*16)}{3} = 145.333\ mm > d_b = 14 > 25$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{715.05\times420}{0.85\times600\times24} = 24.53mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{24.53}{0.85} = 28.8mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-28.8}{28.8}\right) = 0.02 > 0.005\emptyset = \mathbf{0.9}$

Flexural Design of Positive Moment for (Span3) :-(Mu=27.4KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{27.4\times10^6}{0.9\times600\times222^2} = 1.029Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.029}{420}}\right) = 0.0025$

$A_s = \rho.b.d = 0.0025\times600\times222 = 333mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*222 = 388.41mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*222 = 444\ mm^2$ **Controls**

$A_s = As_{min} = 444m^2$

Use 4ø 12 Bottom, $A_{s,\,provided} = 452.38mm^2 > A_{s,\,required} = 444\ mm^2$… Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4\times12)}{3} = 150.67mm > d_b = 14mm > 25\ mm\boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{452.38\times420}{0.85\times600\times24} = 15.52\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.26mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-15.52}{15.52}\right) = 0.039 > 0.005\emptyset = \mathbf{0.9}$$

Flexural Design of Positive Moment for (Span3) :-(Mu=56.8KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{56.8\times10^6}{0.9\times600\times222^2} = 2.13Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.13}{420}}\right) = 0.0025$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0053\times600\times222 = 715.05mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*222 = 388.41mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*222 = 444\ mm^2\ \textbf{Controls}$$

A_s= 715.05

Use 4ø 16 Bottom, $A_{s,\ provided}$= 804.24mm^2>$A_{srequired}$= 715.05mm^2… Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4\times16)}{3} = 145.33mm > d_b = 16mm > 25\ mm\boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{804.24\times420}{0.85\times600\times24} = 27.6mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{27.6}{0.85} = 32.46mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-32.46}{32.46}\right) = 0.017 > 0.005\emptyset = \mathbf{0.9}$$

4-7-1-2 DESIGN OF NEGATIVE MOMENTS:

Flexural Design of Negative Moment for (Support1) :-(Mu=-82.4KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{82.4\times10^6}{0.9\times600\times222^2} = 3.096\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.096}{420}}\right) = 0.008037$$

$A_s = \rho.b.d = 0.008037\times600\times222 = 1070.55\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 222 = 388.419\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 222 = 444\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 1070.55\ mm^2$

Use 6ø 16, As, provided=1206.37 mm^2>$A_{s,\ required}$= 1070.55mm^2… Ok

Check spacing:-

$S = \frac{600-40*2-20-(6*16)}{5} = 80.8\ mm > d_b = 16 > 25$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1206.37\times420}{0.85\times600\times24} = 41.39\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{41.39}{0.85} = 48.7mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-48.7}{48.7}\right) = 0.0106 > 0.005$ $\emptyset = \mathbf{0.9}$

Design of Negative Moment for (Support2) :-(Mu=-47.3KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{47.3\times10^6}{0.9\times600\times222^2} = 1.777\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.777}{420}}\right) = 0.00443$

$A_s = \rho.b.d = 0.00443 \times 600 \times 222 = 590.528\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 222 = 388.419\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 600 * 222 = 444\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 590.528\ mm^2$ **Controls**

Use 4ø 14, $As_{,\ provided} = 615.75\ mm^2 > A_{s,\ required} = 590.528\ mm^2$… Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{600-40*2-20-(4*14)}{3} = 148\ mm > d_b = 14 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{590.528*420}{0.85\times600\times24} = 20.26\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{20.26}{0.85} = 23.839\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{222-23.839}{23.839}\right) = 0.0249 > 0.005 \qquad \emptyset = \mathbf{0.9}$$

Design of Negative Moment for (Support 3) :-(Mu=-34.9KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{34.9 * 10^6}{0.9 \times 600 \times 222^2} = 1.311\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.311}{420}}\right)=0.003229$$

$A_s = \rho.b.d = 0.003229 \times 600 \times 222 = 430.203 mm^2$

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

$$As_{min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)=\frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*222=388.419\ mm^2$$

$$As_{min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)=\frac{1.4}{420}*600*222=444\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 444\ mm^2$ **Controls**

Use 4ø 12, $As_{,\,provided}=452.38\ mm^2 > A_{s,\,min}=444\ mm^2$… Ok

Check spacing:-

$$S=\frac{600-40*2-20-(4*12)}{3}=150.667\ mm>d_b=12>25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'}=\frac{452.38*420}{0.85\times600\times24}=15.522\ mm$$

$$x=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{20.26}{0.85}=18.262\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{222-18.262}{18.262}\right)=0.0335>0.005 \qquad \emptyset=\mathbf{0.9}$$

4-7-2 DESIGN OF BEAM FOR SHEAR:

1. span(1) : V_u max = 152.6KN

$V_C = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 222/1000 = 108.757$ KN

ΦV_c= 0.75*108.757 =81.568 KN

Φ Vsmin$\geq 0.75\ (\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*600*222*10^{-3} = 33.3 KN **Controls**

Φ Vsmin $\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 600 * 222*10^{-3} = 30.588KN

Φ Vc<Vu < Φ (Vc+ Vsmin)

81.575<112.156≤152.6

$\boldsymbol{v_s^{\backslash} = \frac{1}{3}\sqrt{f_c^{\backslash}} \times b_w \times d \times 10^{-3}}$**= 217.51 KN**

Φ (Vc+ Vsmin) < Vu Φ (Vc +$\boldsymbol{v_s^{\backslash}}$)

Case 1… is not suitable

Case 2 … is not suitable

Case 3 … is not suitable

Case 4 is satisfied

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = 94.7$ KN

Use 4 leg Φ 10 for b = 60 cm

$A_{v\,min}$ =314.159 mm^2

$$\frac{A_{v\,min}}{s} = \frac{v_{s\,min}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v\,\min}}{v_{s\,min}}\, df_{yt}$$

S=309.315mm

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{222}{2} = 111\ mm \qquad or\ \ s_{max} \leq 600\ mm$$

Use 4 leg Φ 10 @100 mm

2. span(2) : V_u max = 133.9KN

$V_C = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 222/1000 = 108.757$ KN

Φ V_c= 0.75*108.757 =81.568 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*600*222*10^{-3} = 33.3 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 600 * 222*10^{-3} =30.588 KN

Φ Vc<Vu < Φ (Vc+ Vsmin)

$\boldsymbol{v_s^{\backslash} = \frac{1}{3}\sqrt{f_c^{\backslash}} \times b_w \times d \times 10^{-3}}$**= 217. 51 KN**

Φ (Vc+ Vsmin) < Vu Φ (Vc +$\boldsymbol{v_s^{\backslash}}$)

Case 1… is not suitable

Case 2 … is not suitable

Case 3 … is not suitable

Case 4 is satisfied

$\text{Vs} = \frac{\text{Vu}}{\Phi} - \text{Vc}$ = 96.965 KN

Use 4 leg Φ 10 for b = 60 cm

$A_{v\,min}$ =314.159 mm^2

$$\frac{A_{v\,min}}{s} = \frac{v_{s\,min}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v\,\min}}{v_{s\,min}}\, df_{yt}$$

S=302.09mm

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{222}{2} = 111\ mm$ $\quad or\ s_{max} \leq 600\ mm$

Use 4 leg Φ 10 @100 mm

3. span(3) : V_u max = 89.5KN

$V_C = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 222/1000 = 108.757$ KN

ΦV_c= 0.75*108.757 =81.568 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*600*222*10^{-3} = 33.3 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥ 0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 600 * 222*10^{-3} =30.588 KN

Φ Vc < Vu < Φ (Vc+ Vsmin)

Case 1… is not suitable

Case 2 … is not suitable

Case 3 … is suitable

Case 3 is satisfied

Use 4 leg Φ 10 for b = 60 cm

$A_{v\,min}$ =314.159 mm^2

$$\frac{A_{v\,min}}{s} = \frac{v_{s\,min}}{df_{yt}}$$

$$s = \frac{A_{v\,\min}}{v_{s\,min}}\, df_{yt}$$

S=659.733mm

$s_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{222}{2} = 111\ mm$ $\quad or\ \ s_{max} \le 600\ mm$

Use 4 leg Φ 10 @100 mm

4-8 DESIGN OF COLUMN IN BASEMENT FLOOR (Group 2)

Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group A)

Service Load:-

Dead Load = 1394KN
Live Load = 475 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×1394+ 1.6×475= 2432.8 KN

✓ **Dimensions of Column:-**

$Assume \rho g = 0.017$

$\phi * Pn = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85\ fc' (1 - \rho g) + \rho g * Fy\}$

$2432.8 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85 * 24 (1 - 0.017) + 0.017 * 420\}$

Ag= 172045.3 mm2

Use dimention 300*600 with Ag = 180000 mm2 > Ag required

✓ **Check Slenderness Parameter:-**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section

Lu = 2.73 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about X-axis**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 2.73}{0.3 \times 0.3} = 30 > 22$$

Column Is Long About X-axis

- **about Y-axis**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 2.73}{0.3 \times 0.6} = 15.2 < 22$$

Column Is short About Y-axis

- ✓ **Minimum Eccentricity:-**

$$\min e = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24mm = 0.024m$$
$$e = 0.024m$$

- ✓ **Magnification Factor:-**

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 and \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$
$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$
$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2Mpa$$
$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (1394)}{2432.8} = 0.687 < 1$$
$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{600 \times 300^3}{12} = 1.35 * 10^9 mm^4$$
$$EI = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 1.35}{1 + 0.687} = 7371KN.m^2$$

$$P_C = \frac{\pi^2 * 7371}{(1 * 2.73)^2} = 9761.25KN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2432.8}{0.75 * 9761.25}} = 1.4 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

- ✓ **Interaction Diagram:-**

$$e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.4 = 0.0336m$$
$$\frac{e}{h} = \frac{0.0336}{0.3} = 0.112$$
$$\gamma = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 25}{300} = 0.6$$
$$\frac{\phi * Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag} = \frac{2432.8 * 10^3}{600 * 300} * 0.145 = 1.96KSI$$
$$For \gamma = 0.6 and \frac{e}{h} = 0.112 and \frac{\phi * Pn}{Ag} = 1.96$$
$$\rho = 0.017$$
$$As = 0.017 * 300 * 600 = 3060mm4$$

USE 10 ϕ 16 With As > As required

- ✓ **Design of the Stirrups:-**

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.5 = 40\,cm$$
$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\,cm$$
$$spacing \leq least\dim = 30\,cm$$

$Use \phi 10@20\,cm$

4-9 DESIGN OF STAIR

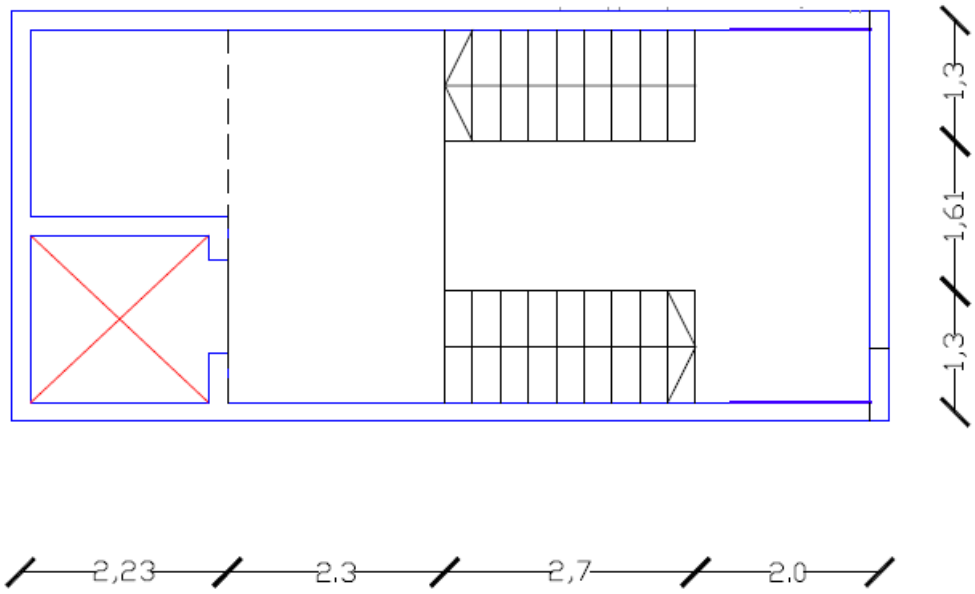


Fig 4.7: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 4.85/20 = 24.5$ cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 29.56^{o}$

✓ **Load Calculation:-**

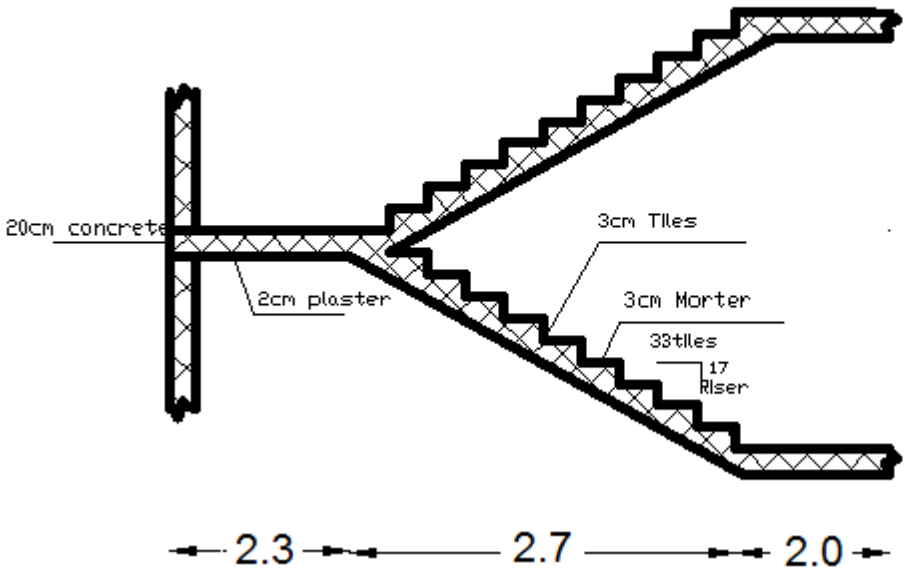


Fig 4.8: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.33+0.17/0.3) = 1.15 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.17/0.3) = 1.04 KN/m	
3	Stair	25*0.5*0.17*1 = 2.13 KN/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos 29.56 = 5.75 KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos 29.56^{o} = 0.51 KN/m	
		Sum	10.6 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×10.6+ 1.6×5 =20.72 KN/m

✓ System of Flight:-

Load the flight to the middle of the landing , then load the landing to the shear wall

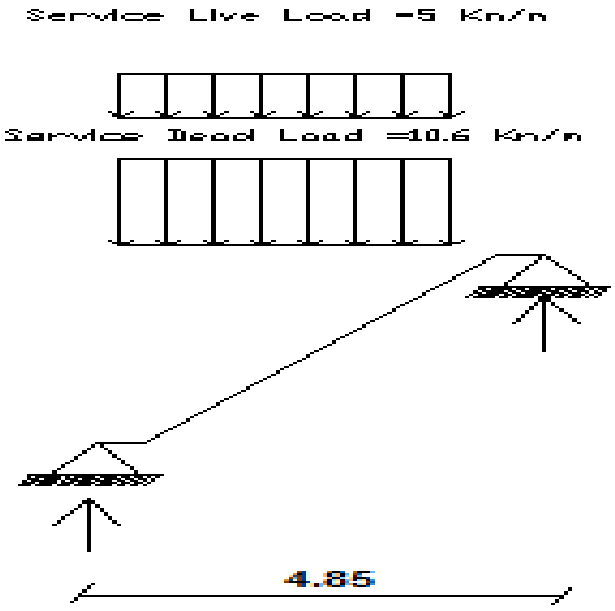


Fig 4.9: Statically System and Loads Distribution of Flight.

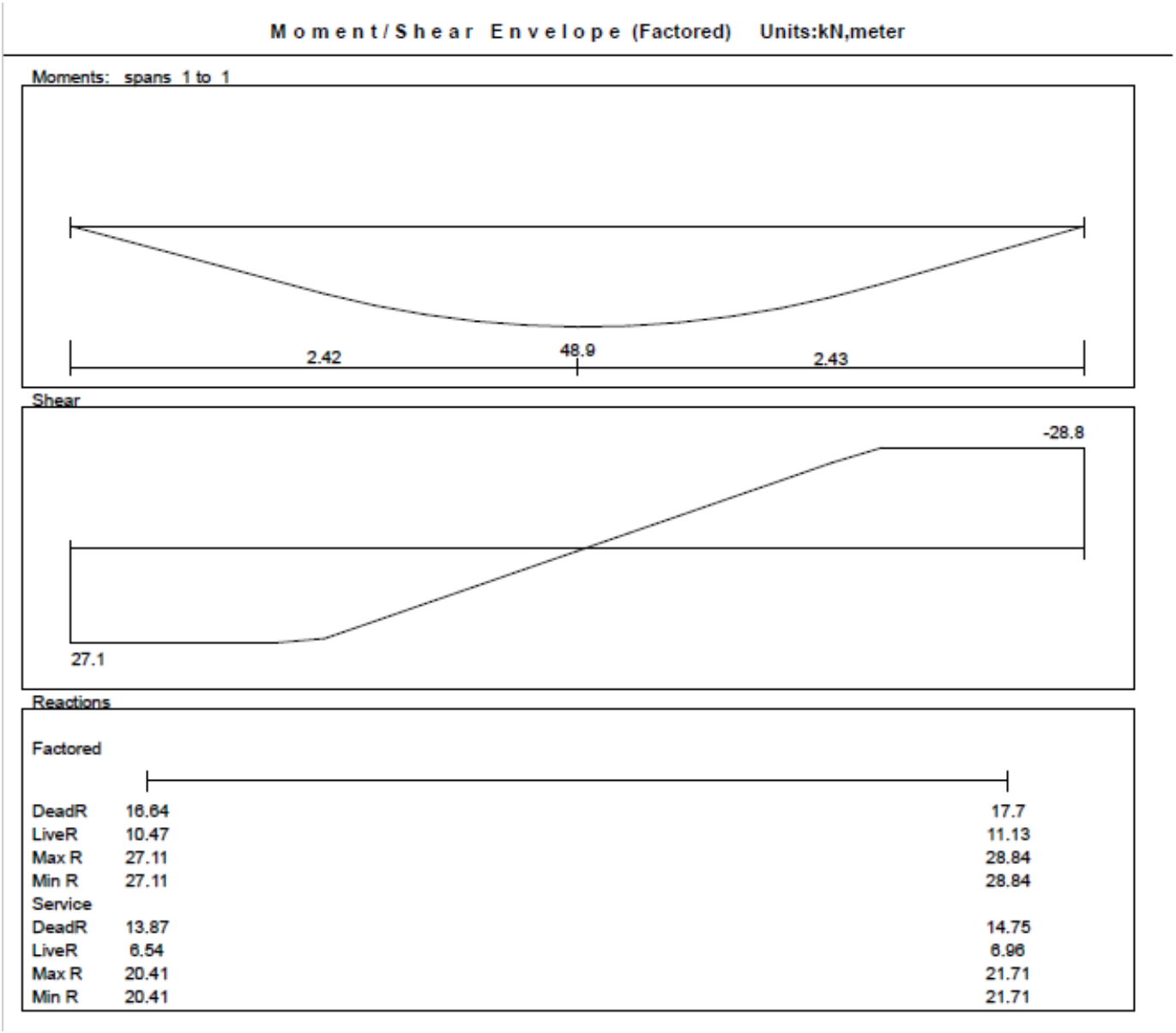


Fig 4.10: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=28.8 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 224 = 182.9$ KN

$\Phi V_c = 0.75 * 182.9 = 137.2$ KN > Vu = 28.8 KN**…… Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=48.9KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{48.9\times10^6}{0.9\times1000\times224^2} = 1.08\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.08}{420}}\right) = 0.00264$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00264 \times1000\times224 = 591.36\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

$As_{req} = A_{s,min} = 591.36\ mm^2$**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250=750 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

N=591.36/113.1 = 5.2

Use 6 bars/1m strip … or

Use ø12 @ 150 mm , $A_{s,provided}$= 754 mm^2>$A_{s,required}$= 591.36 mm^2… Ok

Check for strain:-

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{754\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.52\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{174-18.25}{18.25}\right) = 0.0256 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

Use ø10@ 150 mm , $A_{s,provided}$= 530 mm^2>$A_{s,required}$= 450mm^2… Ok

✓ **Design and System of Landing:-**

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.25*1= 6.25 KN/m
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44 KN/m
	Sum	8.01 KN/m

Table (4.6): Dead Load Calculation of Landing.

Calculation of thickness :

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 4.2/20 = 21$ cm

Take h = 25 cm

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Landing For 1m Strip = 8.01 KN/m
Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m (service)

Reaction From Flight:-

DL =13.87 KN (service)
LL = 6.54 KN (service)

DL = 13.87 / 1.3 = 10.6 KN / m
LL = 6.54 / 1.3 = 5.03 KN / m

✓ System of Landing:-

We added the loads on Atir program in service condition

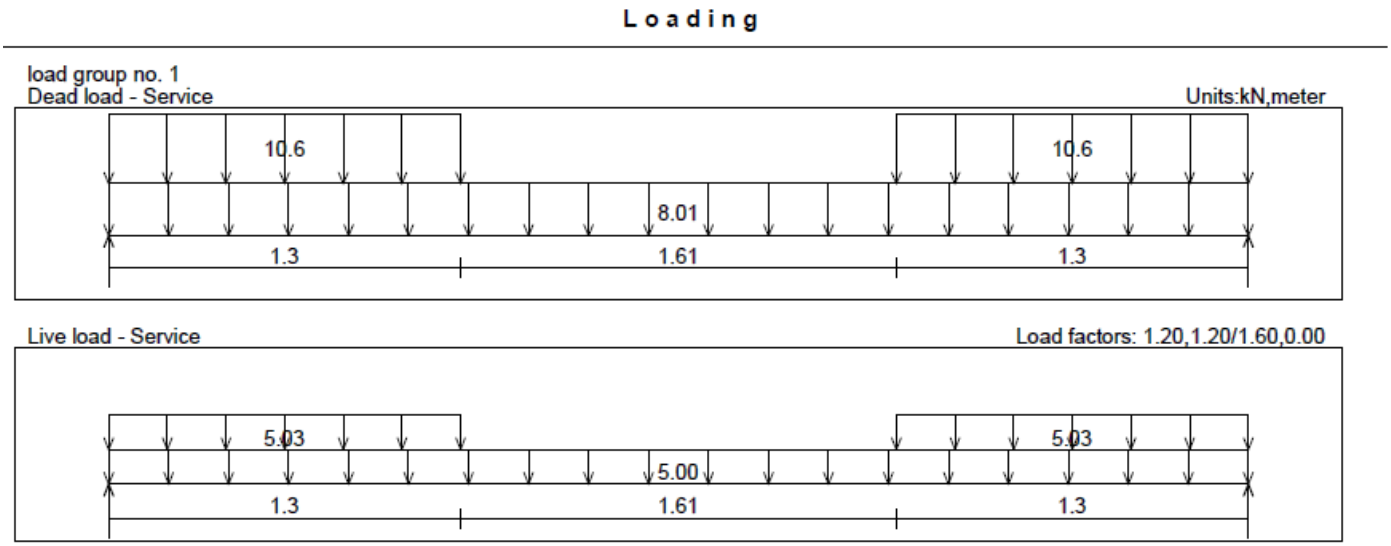


Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution

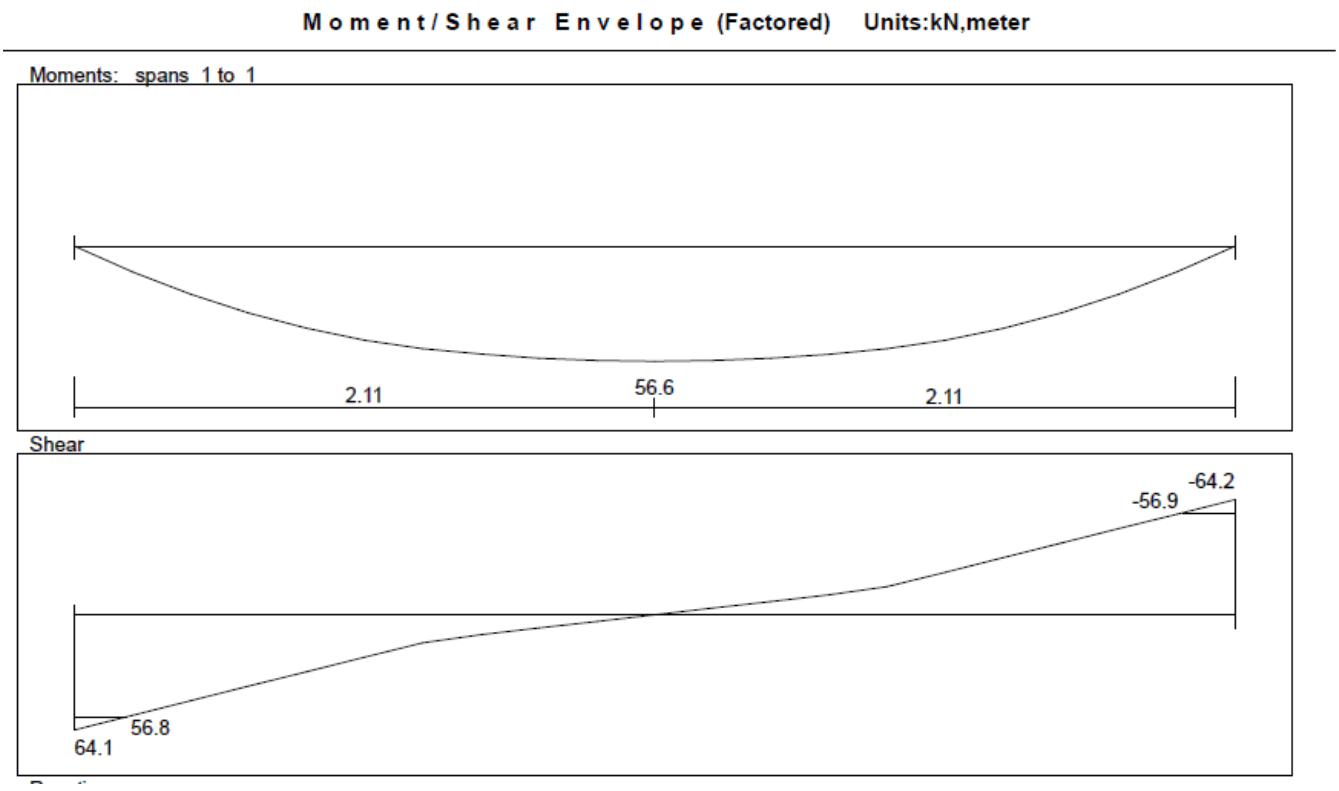


Fig 4.11: Shear and moment envelop diagram

1- Design of Shear:- (Vu=56.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 224 = 182.9$ KN

$\Phi * V_c = 0.75 * 182.9 = 137.2$ KN> Vu = 56.9 KN**….. Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=56.6 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{56.6\times10^6}{0.9\times1000\times224^2} = 1.25\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.25}{420}}\right) = 0.00307$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00307×1000×224 = 687.68 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 350 mm^2

$A_{s,req}$ = 687.68 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250 =750 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm , $A_{s,provided}$= 754 mm^2 /m >$A_{s,required}$= 687.68 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{754\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.52\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{224-18.25}{18.25}\right) = 0.0338\ > 0.005\ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

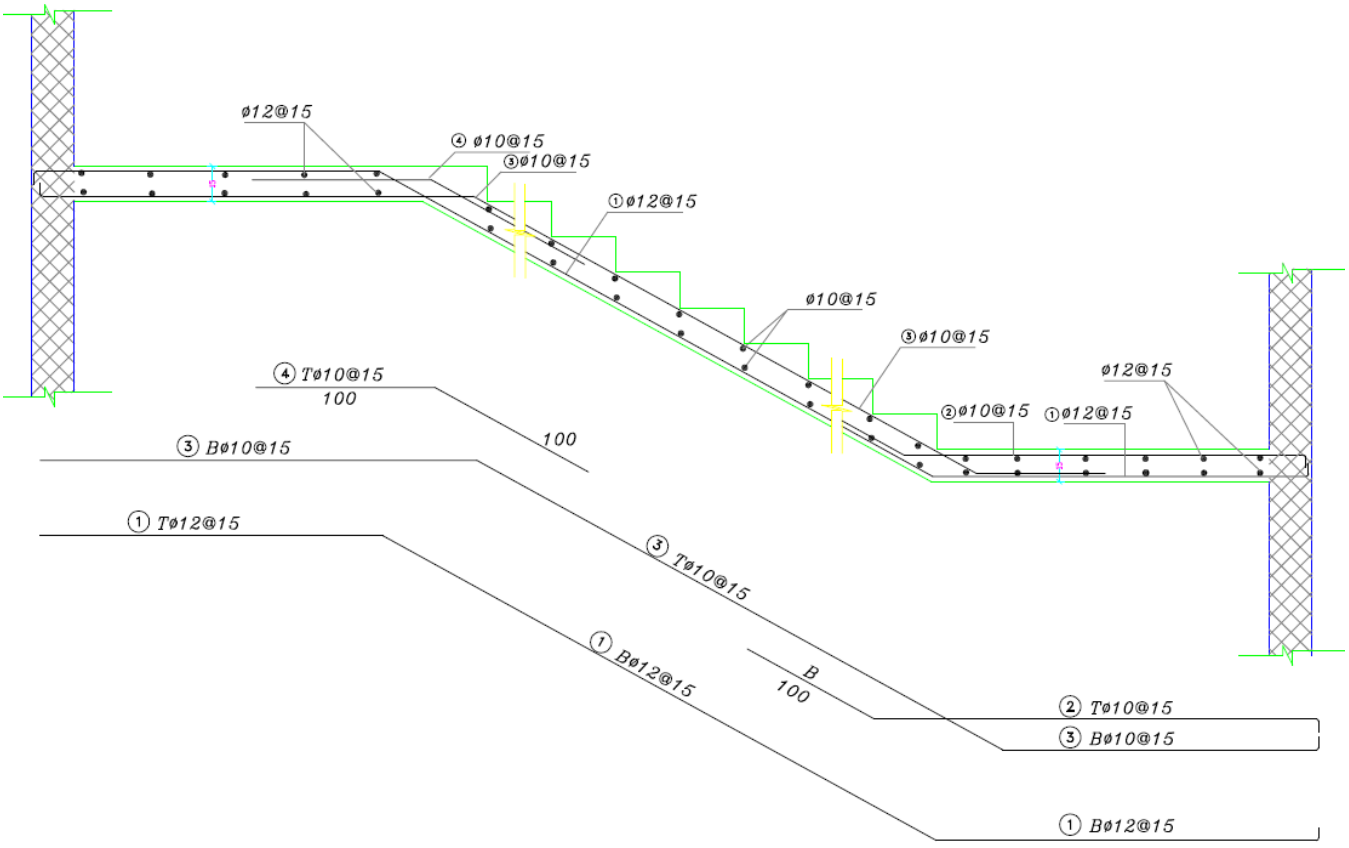


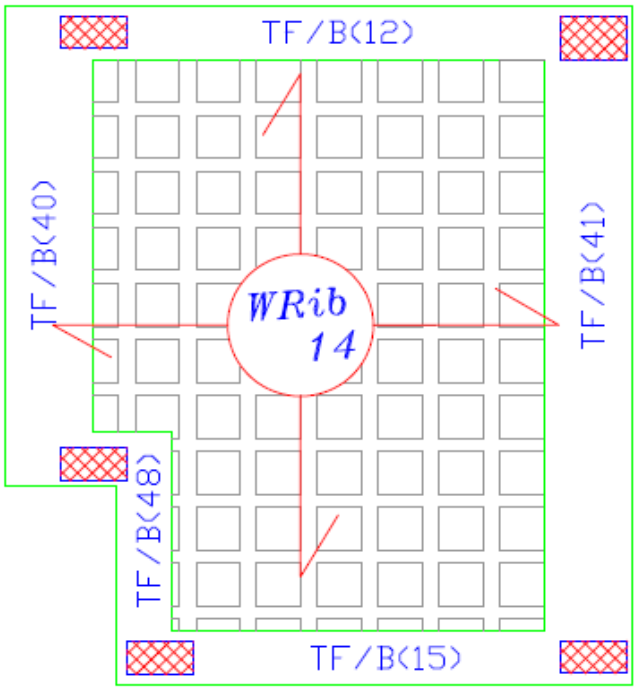
Fig 4.15: Stair Reinforcement.

4.10 DESIGN TWO WAY RIBBED SLAB

LL =5 KN/m^2 Fc' = 24 N/mm^2 Fy = 420 N/mm^2

- Tiles, 3 cm .
- Mortar,2 cm .
- Sand,7 cm .
- Plaster 2 cm, .
- Partitions, 2.4 KN/m^2 .

1. Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the shown ribbed slab , h = 28 cm.



Check for the minimum thickness of the slab:

$$I_{BTF/40} = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*28^3}{12} = 146346.7\ cm^4$$

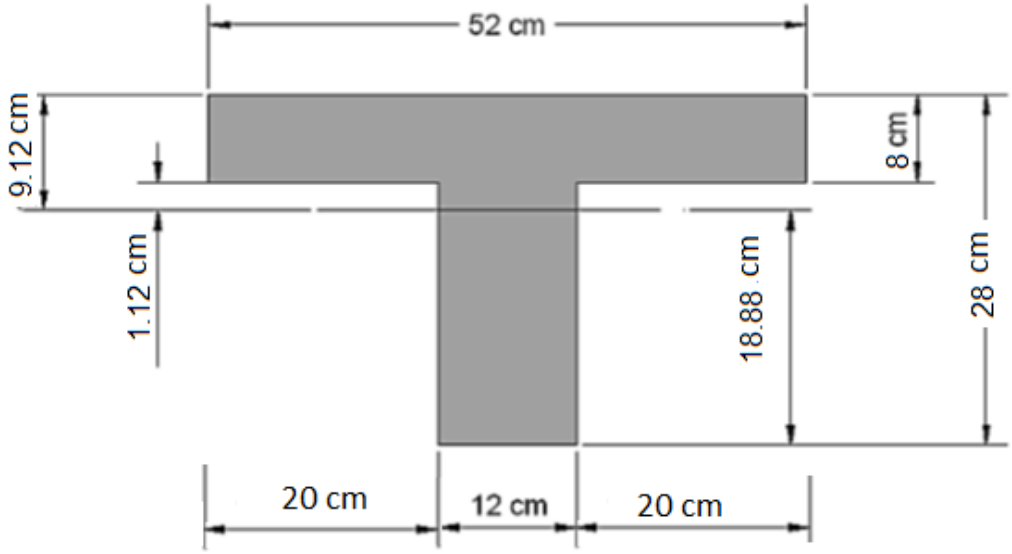
$$I_{B3TF/12} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50*28^3}{12} = 91466.7\ cm^4$$

$$I_{BTF/15} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50*28^3}{12} = 91466.7\ cm^4$$

$$I_{BTF/41} = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*28^3}{12} = 146346.7 cm^4$$

Note : For simplification Assume this panel is rectangular (this will give me additional safe)

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of moment of inertia of T-section ribs within a distance (L/2 + bw)



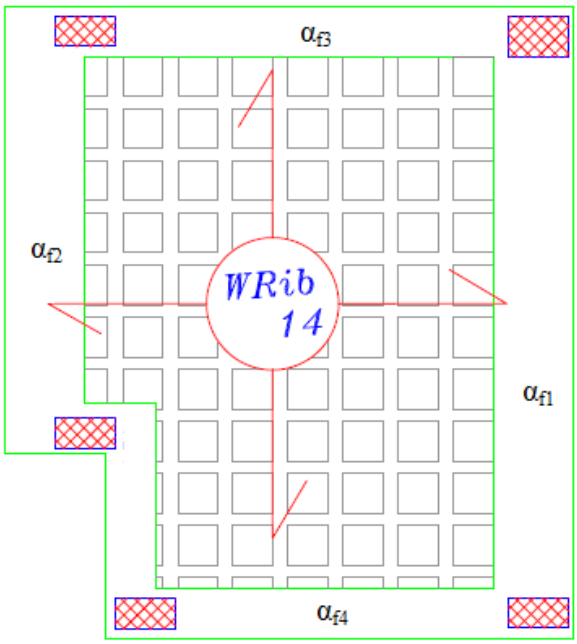
be $= 52\ cm$

$$yc = \frac{40 * 8 * 4 + 12 * 28 * 14}{8 * 40 + 12 * 28} = \frac{5984}{656} = 9.12\ cm$$

$I_{RIB} = \frac{52*9.12^3}{3} - \frac{2*20*1.12^3}{3} + \frac{12*18.88^3}{3} =$

=13148.2 – 18.73 +26919.4

=40048.9 cm^4



Note : All beams here are exterior beams

Short direction , L=4.05 m =405 cm

$I_s = \frac{I\ RIB*(\frac{L}{2}+b\ w)}{bf} = 40048.9 * (405/2 + 80)/52$

= 217573.4 cm^4

Long direction , L=5.3 m =530 cm

$I_s = \frac{I\ RIB*(\frac{L}{2}+b\ w)}{bf} = 40048.9 * (530/2 + 50)/52$

= 242603.9 cm^4

$\alpha_{f1} = \frac{I_{bTF/41}}{I_s\ sh0rt} = \frac{146346.7}{217573.4} = 0.67$

$\alpha_{f2} = \frac{I_{bTF/40}}{I_s\ sh0rt} = \frac{146346.4}{217573.4} = 0.67$

$\alpha_{f3} = \frac{I_{bTF/12}}{I_s\ Long} = \frac{91466.7}{242603.9} = 0.38$

$\alpha_{f4} = \frac{I_{bTF/15}}{I_s\ Long} = \frac{91466.7}{242603.9} = 0.38$

$\alpha_{fm} = \alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}/4$

= 2.1/4 = 0.525

2> 0.525>0.2

$$h = \frac{\text{Ln}(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha\text{fm} - 0.2)} \geq 125$$

$$\beta = \frac{ln,long}{ln,short} = \frac{5.3}{4.05} = 1.3$$

$$h = \frac{5300(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.3(0.525 - 0.2)} = 15.3\ cm < 28\ \text{cm} \quad \text{ok}$$

take slab thickness h slab = 28 cm

Topping = 8 cm

Hollow block = 20 cm

✓ Load Calculation:-

Num	Material	Quality Density KN/m3	Calculation
1	tiles	22	22 *0.03 * 0.52 * 0.52 = 0.178
2	Morter	22	22 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.119
3	sand	18	18 * 0.07 * 0.52 * 0.52 = 0.34
4	topping	25	25 * 0.08 * 0.52 * 0.52 = 0.541
5	rib	25	25 * 0.2 * 0.12 * (0.52 + 0.4) = 0.552
6	Block	10	10 * 0.2 * 0.4 * 0.4 = 0.32
7	plaster	23	23 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.124
8	partitions	2.4	2.4* 0.52 * 0.52 = 0.535
		Sum	KN 2.709

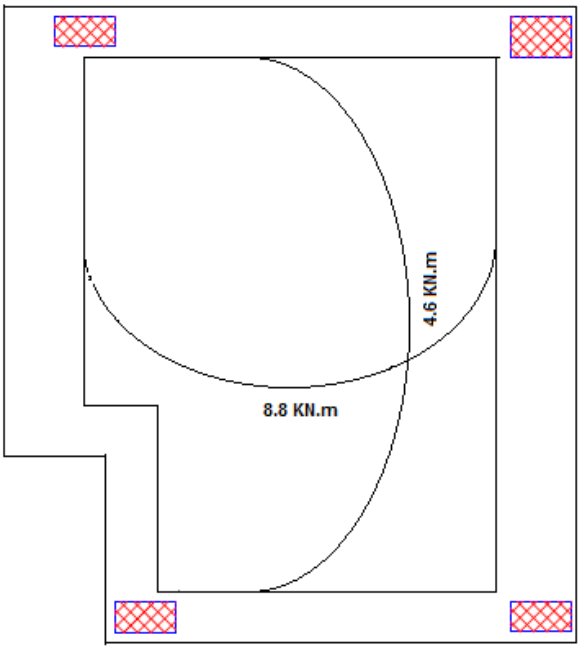
DL = 2.709 / (0.52*0.52) = 10.02 KN / m2 (service)

DL = 1.2 * 10.02 = 12.024 KN/m2 (factored)

LL = 3 KN / m2 (service)

LL = 1.6 * 3 = 4.8 KN/m2 (factored)

Moment calculation:



Ma = Ca*W*L^2a*be , Mb = Cb*W*L^2b*be

La = 4.05 m , Lb = 5.3 m

La/Lb = 0.75

CASE 1

Ca positive $_D$ = 0.061 , Ca positive $_L$ = 0061

Cb positive $_D$ = 0.019 , Cb positive $_L$ = 0.019

Ma positive $_D$ = 0.061 * 12.024 *4.05^2 * 0.52 = 6.3 KN.m

Ma positive $_L$ = 0.061 *4.8 * 4.05^2 * 0.52 = 2.5 KN.m

Ma positive =6.3 + 2.5 = 8.8 KN.m

Mb positive $_D$ = 0.019 * 12.024 * 5.3^2 * 0.52 = 3.3 KN.m

Mb positive $_L$ = 0.019 * 4.8 * 5.3^2 * 0.52 = 1.3 KN.m

Mb positive = 3.3 + 1.3 = 4.6 KN.m

1- Design of positive Moment for short direction (Mu= 8.8 KN.m):

Assume bar diameter Ø18 For main reinforcment

$d = h - C - d_{stirups} - d_{bar}/2 = 280 - 20 - 8 - 18/2 = 243$ mm

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{8.8\times10^6}{0.9\times520\times243^2} = 0.32\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.32}{420}}\right) = 0.00077$

$A_s = \rho.b.d = 0.00077\times520\times243 = 97\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*120*243 = 85\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*120*243 = 98\ mm^2$ Controls

$A_{smin} = 98\ mm^2 > A_{sreq} = 97\ mm^2$

Use 2ø10 Bottom In Both Direction , $A_{s,provided}$= 194 mm^2> A_{smin} = 98 mm^2 Ok

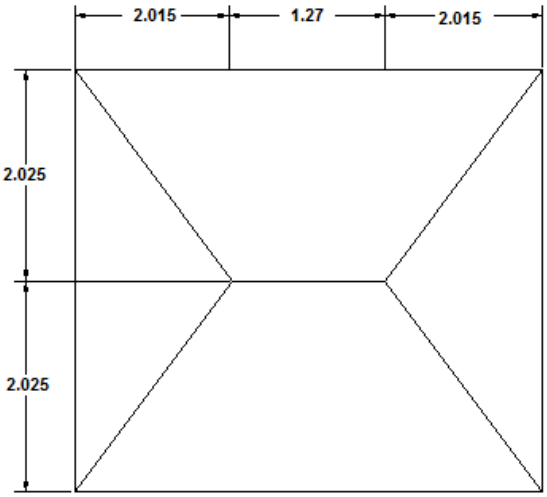
Check for strain: -

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{194 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 7.68\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{7.68}{0.85} = 9.03mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{315-9.03}{9.03}\right) = 0.1 > 0.005 \qquad \text{0k}$$

Design for shear:



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

Wa for case 1 in short direction = 0.76

Wu = 4.8 + 12.024 = 16.9 KN/m

Vu_d = Wu*be((Ln/2)-d) = 16.9*0.52((4.05/2)-0.243) = 15.6 KN

øVc = $\frac{1.1}{6}\sqrt{f'c}$*bw*d = 0.75*$\frac{1.1}{6} * \sqrt{24}$*120*243*$10^{-3}$ = 19.6 KN
øVc = 19.6 KN >Vu_d = 15.6 KN …. No need for stirrups

<u>But Use 2Φ8 @ 15 cm .</u>

4.11 DESIGN OF ISOLATED FOOTING (Group F2)

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :-

Dead Load = 1147 KN , Live Load = 446 KN

Total services load = 1147 + 446 = 1593 KN

Total Factored load = 1.2*1147 + 1.6*446 = 2090 KN

Column Dimensions (a*b) = 60 * 40 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400 KN/m2

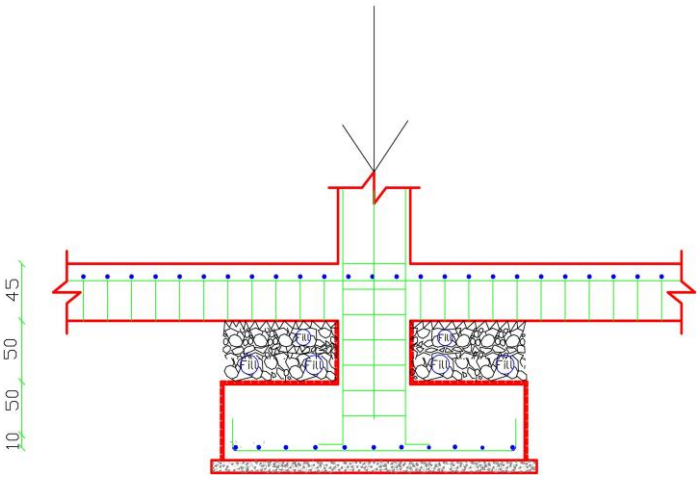


Fig 4.20 : Foundation Section.

Assume h = 50 cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 25*0.5 – 18*0.5– 25*0.45 – 5= 367.25 KN/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1593}{367.25} = 4.33\ m^2$$

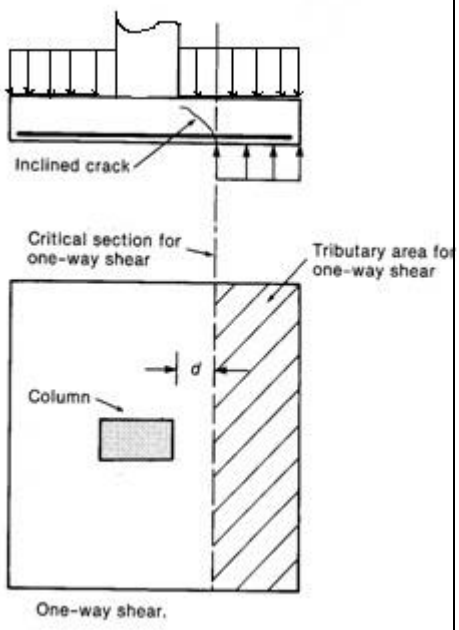
Assume Square Footing

Select B = 2.2 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 2090 / 2.2 * 2.2 = 431.8 KN/m^2

✓ Design of Footing :-



1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 50 cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 500 – 75 – 14 = 411 mm

Vu = $q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$$Vu = 592.23 * \left(\frac{2.2-0.6}{2} - 0.411\right) * 2.2 = 369.5 \text{ KN}$$

$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 411 = 553.7KN$$

$$\phi.Vc = 553.7KN > Vu = 369.5KN$$

$$\therefore \quad Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu = 431.8 * [2.2 * 2.2 - (0.6 + 0.411) * (0.4 + 0.411)] = 1735.9KN$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{600}{400} = 1.5$$

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

$b_o = 2*(41.1+60)+2*(41.1+40) = 364.4cm$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.5}\right)*\sqrt{24}*3644*411 = 2140KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*411}{3644}+2\right)*\sqrt{24}*3644*411 = 2986KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3644*411 = 1834.3KN$$

ΦVc =1834.3 KN>Vu=1735.9 KN … **Thickness is enough**

3- Design of Bending Moment :-

Moment at face of column in x- direction

Mu = 431.8 * 2.2 * 0.8 * (0.8/2) =304 KN

d = 500 – 75 – 16/2 = 417 mm

$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{304\times10^6}{0.9\times2200\times417^2} = 0.91\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.91}{420}}\right) = 0.00221$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00221\times2200\times417 = 1998.3\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*2200*500 = 1980\ mm^2$

$A_{s,req} = A_{s,min} = 1998.3\ mm^2$ **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*500 = 1500 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use 10ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2010.6 mm^2>$A_{s,required}$= 1998.3 mm^2… Ok

S= (2200-75*2-10*16)/9 = 210 cm < S max …. OK

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2010.6\times420}{0.85\times2200\times24} = 18.82\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{18.82}{0.85} = 22.14\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{417-22.14}{22.14}\right) = 0.053 > 0.005\ \ \ldots\ldots\ \boldsymbol{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\,fc'A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

A_1 = 60 * 40 = 0.24 m^2

A_2 = 220* 220 = 4.84 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.84}{0.24}} = 4.49 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = \{0.65\times(0.85\times24\times240000\times2)\}/1000 = 6364.8KN$$

$$\Phi Pn = 6364.8 > Pu = 2090\ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 240000) / 1000 = 3182.4 KN$

$\Phi Pn = 3182.4 > Pu = 2090 \ldots\ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

As,min for dowels = 0.005 * Ac = 0.005 * 400 * 600 = 1200 mm2

Use 10ø16, $A_{s,provided}$= 2010 mm^2>$A_{s,required}$= 1200 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db >$ 300mm

$Ktr = 0\ (Nostripes) cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm\ \ Or\ cb = \frac{200}{2} = 100\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 83}{16} = 5.19 > 2.5$

$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 395.054\ mm >$ 300mm

$Ld_{T\ available} = \frac{2200-600}{2}$ -75= 725 mm

$Ld_{T\ available}$ = 725 mm > $ld_{req} = 395.054\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}} > 0.043*Fy*dB > 200mm$

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*16}{\sqrt{24}} = 246.9 > 0.043*420*16 = 288.96 > 200mm$

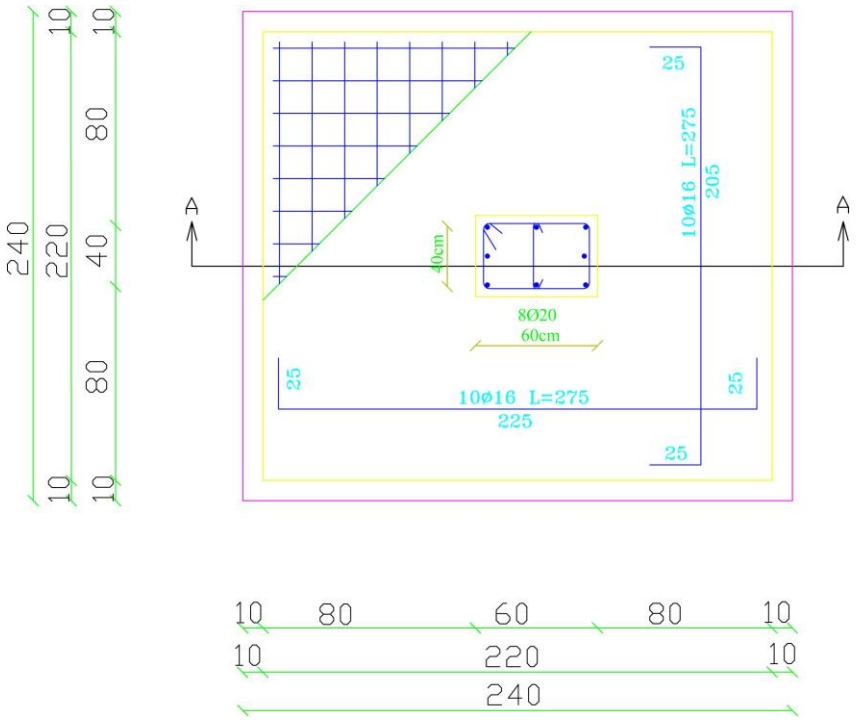
$Ld_{Creq}= 288.96$ mm

$Ldc_{available} = 500 - 75 - 16 - 16 = 393$ mm $> Ld_{Creq} = 288.96$ mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×16 = 477.12 mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm



4.13 DESIGN THE BASEMENT WALL .

Note : Column Load On the Basement wall not included , we designed these columns

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculations :-**

Soil density = 18 Kg/cm3 , Surcharge = 5 KN/m^2

angle of friction in soil ø = 35°

the wall is Pinned-Pinned system

the backfill is dry (No Water)

K_0 = 1- sin ø = 0.426

P1 = K_0 × desnsity × h × b = 0.426 * 18 * 3.7 × 1 = 28.4 KN/m **(Due to soil)**

P2 = K_0 × q = 0.426 * 5 = 2.13 KN/m **(Due to surcharge)**

P1 = 0.5 × 3.7 × 23.85 = 44.1 KN **(act at distance 1.23 m from down)**

P2 = 2.13 × 3.7 = 7.9 KN **(act at distance 1.85 m from down)**

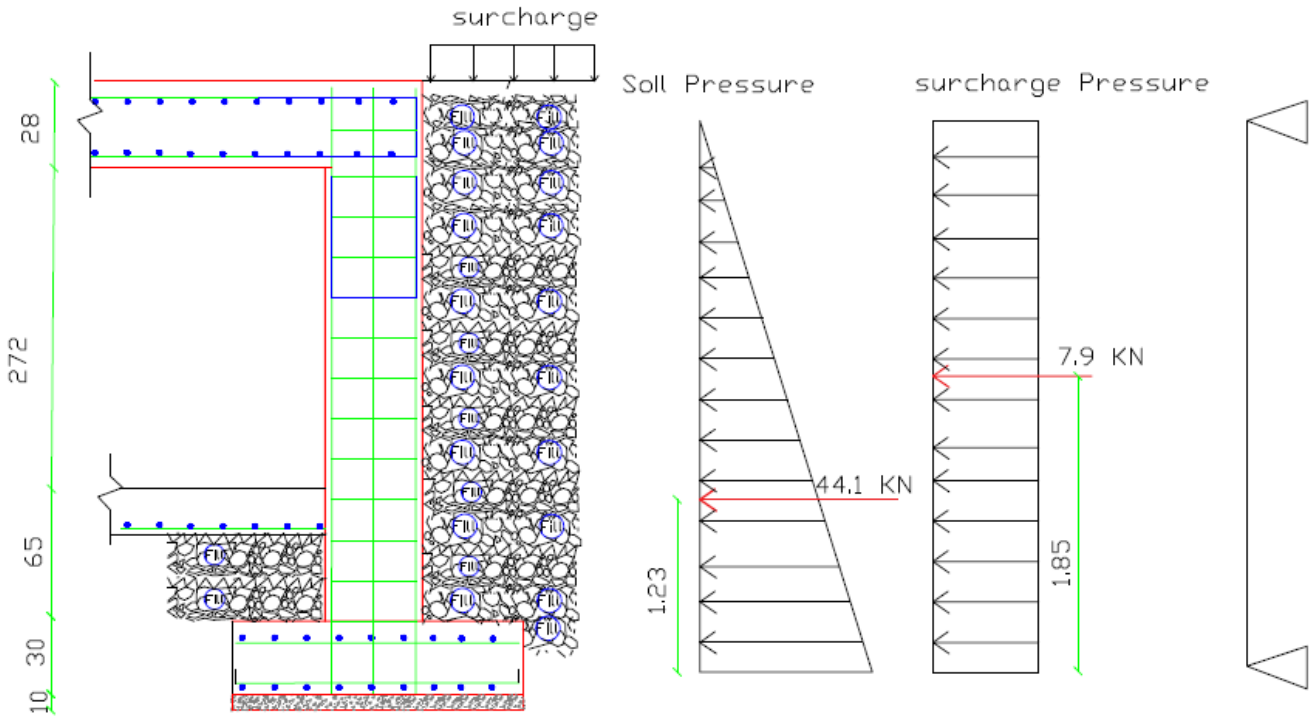


Fig 4.20 : Basement Wall section

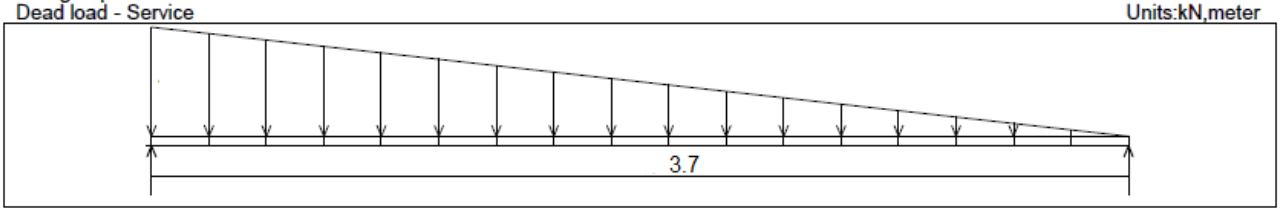
After enter these data to ATIR program

Basement
Project: Version 12.00.045 .500 .800 1 51
Designed by: Group

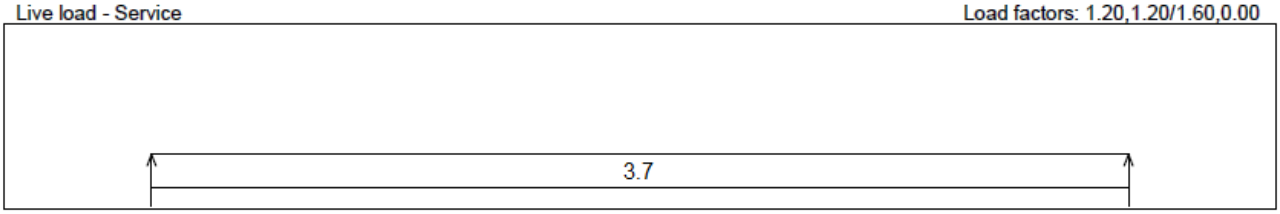
Code: ACI318-02
Page: 22
Date: 11/07/18

Loading

load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter



Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



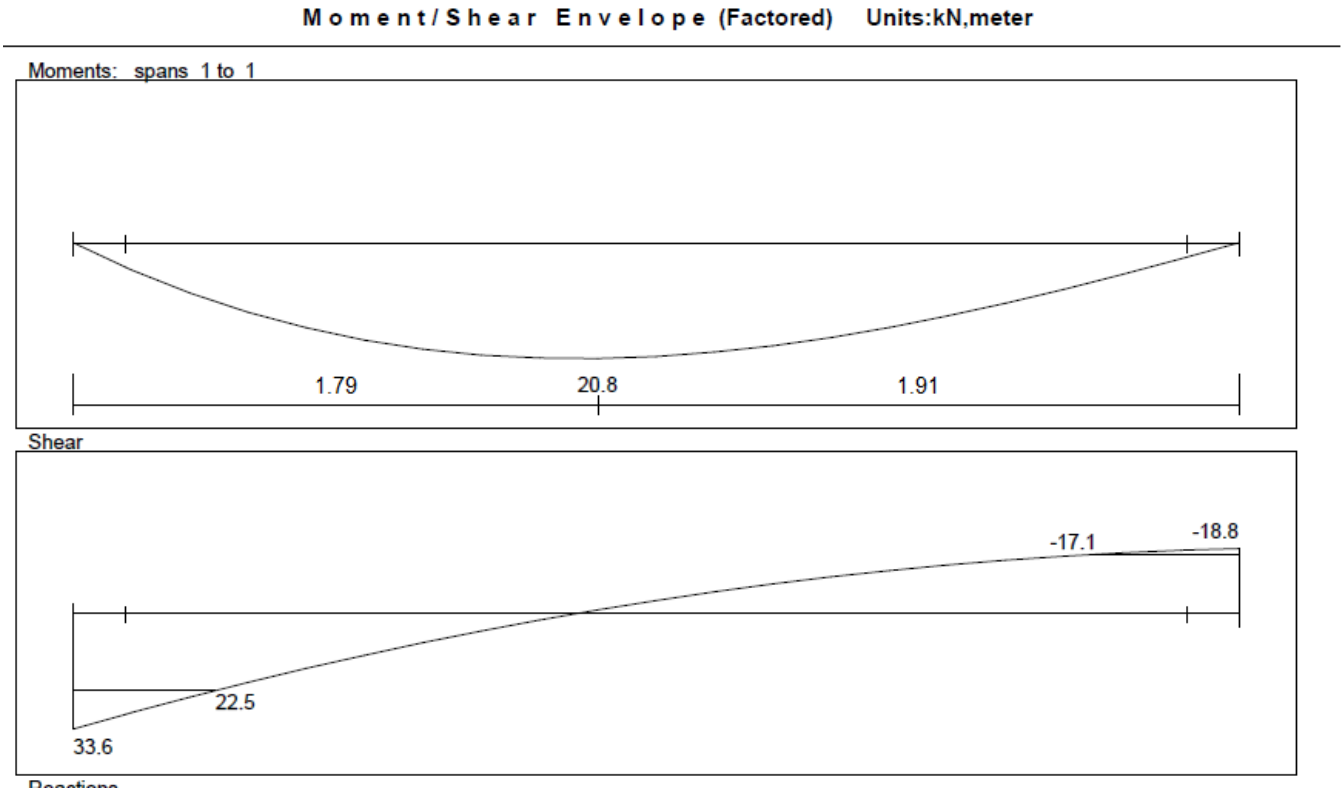


Fig 4.21 : Shear and moment envelop diagram

✓ Design Of Basement Wall

1- Design of Shear:- (Vu= 22.5 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 219\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 219 = 178.8$ KN

$\Phi * V_c = 0.75 * 178.8 = 134.1$ KN> Vu = 22.5 KN**….. Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment (Mu=22.5KN/m) :-

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 219\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{22.5\times10^6}{0.9\times1000\times219^2} = 52\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.60.00125$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00125\times1000\times219 = 273.75\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*1000*219 = 638.6\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*219 = 730\ mm^2$ **Controls**

Use ø12 @150 mm , $A_{s,provided}$= 754 mm^2>$A_{s,required}$= 730 mm^2… Ok

3- Design of horizontal and minimum vertical

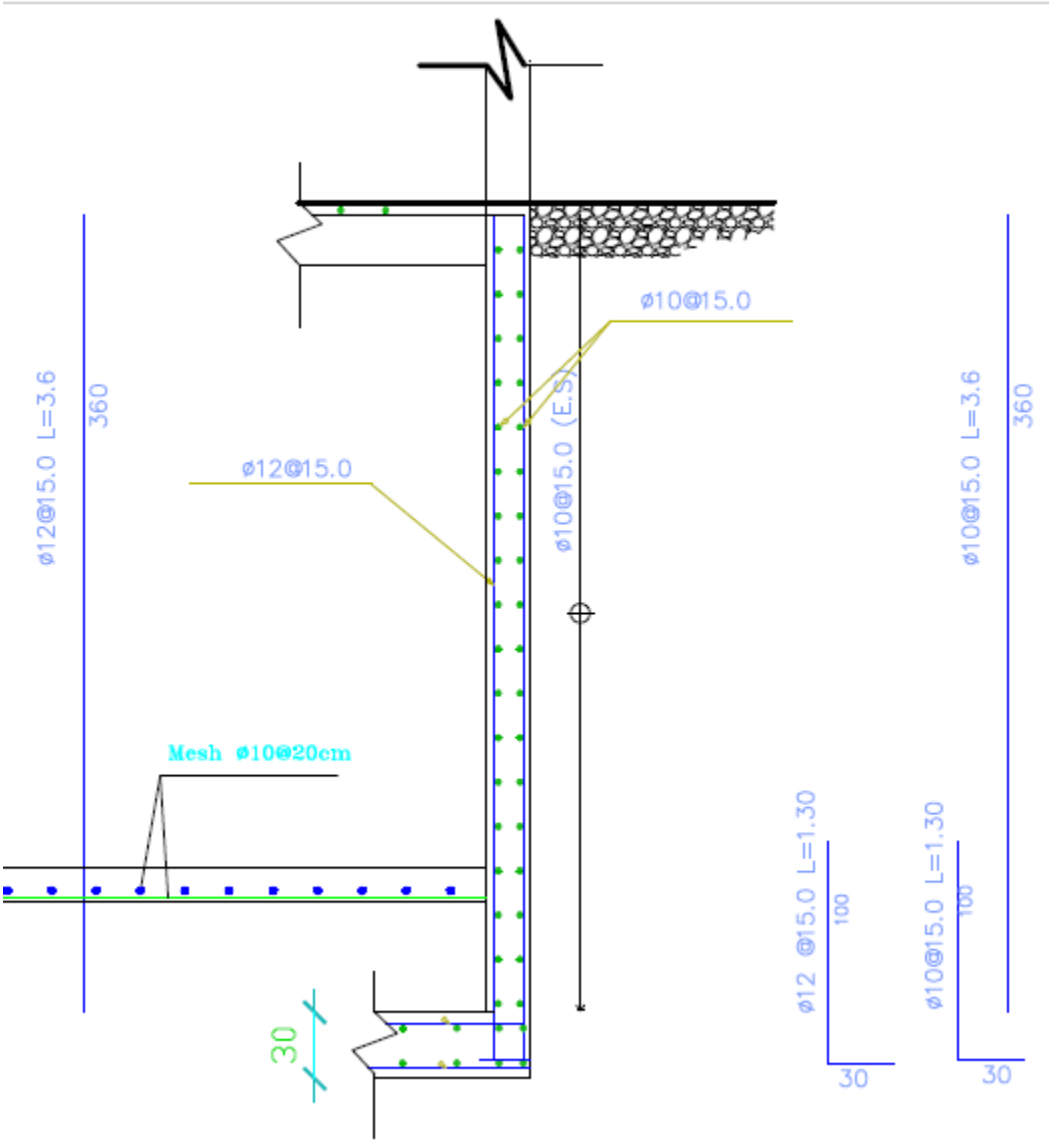
$A_{s,h} = \rho.b.h = 0.0012\times1000\times300 = 360\ mm^2$

For each side : As = 360/2 = 180 mm^2

Use ø10 @ 150 mm for each side , $A_{s,provided}$= 527 mm^2>$A_{s,required}$= 180 mm^2… Ok

$As_{vmin} = \rho.b.h = 0.002\times1000\times300 = 600\ mm^2$ …. 300 mm2 for each side

Use ø10 @ 150 mm for each side , $A_{s,provided}$= 527 mm^2>$A_{s,required}$= 300 mm^2… Ok


ø10@15.0
ø12@15.0
ø12@15.0 L=3.6
360
ø10@15.0 (E.S)
ø10@15.0 L=3.6
360
Mesh ø10@20cm
30
ø12 @15.0 L=1.30
100
30
ø10@15.0 L=1.30
100
30

5

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

1-5 النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1. تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.
2. إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
3. إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
4. التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة 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. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
5. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.