بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "فندق إيلياء" في مدينة الخليل

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعـمـل

أسيل سمير صليبي **يزن جمال الجعبري**

محمود وجيه حمارشة **هيا ربحي طومار**

بيان علي عادي

إشـراف

م. حمدي ادعيس

ديسيمبر-2017م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ "فندق إيلياء" في مدينة الخليل

فـريــق الـعـمـل

أسيل سمير صليبي **يزن جمال الجعبري**

محمود وجيه حمارشة **هيا ربحي طومار**

بيان علي عادي

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
أ .حمدي ادعيس	د .فيضي شبانة

ديسسيمبر-2017

الإهـــــــداء

بسم الله الرحمن الرحيم والصلاة والسلام على نبينا محمد وعلى اله وصحبه أجمعين، الحمد لله الذي جعل أولى كلماته "اقرأ باسم ربك الذي خلق".

الحمد لله حمدا يليق بمقامه عز وجل الذي أوصلنا إلى هذا المستوى العلمي ليتسنى لنا أن نهدي هذا العمل لمن قال الحق فيهما: "وقضى ربك أن لا تعبدوا إلا إياه وبالوالدين إحسانا".

فكيف لا يكون الإهداء إلى القلب الحنون، من كانت بجانبنا بكل المراحل التي مضت من تلذذت بالمعاناة وكانت شمعه تحترق لتنير دربنا، ومن كان دعائها سر نجاحي .....إلى أمهاتنا الحبيبات.

وإلى من علمنا أن نقف وكيف نبدأ الألف ميل بخطوة إلى يدنا اليمنى إلى من علمنا الصعود وعيناه تراقبنا ....والدنا.

إلى من لهم الفضل بإرشادنا إلى طريق العلم والمعرفة إلى أساتذتنا الأفاضل كم نحن فخورون بكم.

أصدقائنا، أخوتنا وأحبتنا ومن سهروا معنا في مسيرتنا العلمية إلى من مدوا أياديهم البيضاء في ظلام الليل وكانوا عونا لنا وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

ولن ننسى وطننا المعبق بأريج الحب لن ننساه وسنقدم كل ما بوسعنا له وسنجعل كل ركن به يشهد بما سنقدم وسنكون كالمطر ولن نبخل بما تعلمن.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

أحلى ما سجعت به بلابل الأقلام وأشهى ما نظم من لفظ وكلام والصلاة والسلام على سيد الخلق والأنام .

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر.

لابد لنا ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود إلى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدموا لنا الكثير باذلين بذلك جهودا كبيرة في بناء جيل الغد.

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

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل المهندس حمدي ادعيس المشرف والموجه، الذي لم يتوان ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر 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 "فندق إيلياء"

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

يتكون المبنى من تسعة طوابق، وتبلغ المساحة الإجمالية (16063.12) متر مربع، أحد الطوابق عبارة عن طابق الخدمات لوضع كافة التمديدات الخاصة بالمبنى .

ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بوجود تراجعات معمارية بين الطوابق أعطى شكلا جماليا للمبنى .

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية، ووجود 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 إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :

Autocad (2014), Atir, Google Sketch Up, Microsoft.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design For "Elia’a Hotel"

The idea of this project can be summarized by preparing Elia’a Hotel.which consist of all facilities that should be available in any hotel.

The project consist of spatial cluster nine floors, and the total area of the building is 16063.12 square meter. The design of the project is based on the multiplicity that distributed consistently to achieve aesthetically and functional elements.

We used (ACI_318_08) code and structural designing programs such as ATIR and AutoCAD (2014), and we also studied some old graduation. The project will include detailed structural study and analysis of identified construction elements subjected to various loads followed by the structural design of these elements and the preparation of all design drawings according on the prepared design.

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الأشكال	XI
List of Figures	XII
List of Abbreviations	XIII

الفصل الأول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	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	8

4-2	وصف الحركة	9
5-2	وصف المداخل	9
6-2	وصف طوابق المشروع	9
1-6-2	طابق التسوية	10
2-6-2	الطابق الأرضي	10
3-6-2	الطابق الخدمات	11
4-6-2	الطابق الأول	11
5-6-2	الطوابق من الثاني إلى الخامس	12
6-6-2	الطابق السادس	12
7-2	واجهات المشروع	13
1-7-2	الواجهة الشمالية	13
2-7-2	الواجهة الجنوبية	13
3-7-2	الواجهة الغربية	14
4-7-2	الواجهة الشرقية	14
8-2	مقاطع المشروع	15
1-8-2	المقطع (A-A)	15
2-8-2	المقطع (B-B)	15

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**16**
1-3	مقدمة	17
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	17
3-3	مراحل التصميم الانشائي	17
4-3	الأحمال	18
1-4-3	الأحمال الميتة	18
2-4-3	الأحمال الحية	18
3-4-3	الأحمال البيئية	19
1-3-4-3	أحمال الرياح	19
2-3-4-3	أحمال الثلوج	21
3-3-4-3	أحمال الزلازل	21
5-3	الاختبارات العملية	22

3-6	العناصر الانشائية المكونه للمشروع	22
3-6-1	العقدات	23
3-6-1-1	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	23
3-6-1-2	عقدات العصب ذات الاتجاهين	24
3-6-1-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	24
3-6-1-4	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
3-6-2	الأدراج	25
3-6-3	الجسور	26
3-6-4	الأعمدة	27
3-6-5	جدران القص	28
3-6-6	الأساسات	28
3-7	فواصل التمدد	29
3-8	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	30

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	31
4-1	Introduction	32
4-2	Design Method and Requirements	32
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	33
4-4	Design of Topping	34
4-5	Design of One Way Rib Slab	36
4-6	Design of One Way Solid Slab	47
4-7	Design of Two Way Rib Slab	51
4-8	Design of Beam	60
4-9	Design of Column	78
4-10	Design of Footing	81
4-11	Design of Stair	88
4-12	Design of Shear Wall	96
4-13	Design of Basement Wall	99

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	102
5-1	مقدمة	103
5-2	النتائج	103
5-3	التوصيات	104

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	4
جدول (1-3)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	18
جدول (2-3)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	18
جدول (3-3)	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألمانيDIN 1055-5	19
جدول (4-3)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	21
جدول (4-1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	33
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping	35
جدول (4-3)	Dead Load Calculation of Rib (R13)	38
جدول (4-4)	Dead Load Calculation of Solid slab	47
جدول (4-5)	Calculation of the total dead load for two way rib slab (46)	53
جدول (4-6)	Dead Load Calculation of Flight	89
جدول (4-7)	Dead Load Calculation of Landing	92

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (1-2)	الموقع العام لقطعة الأرض	7
الشكل (2-2)	المنظور الثلاثي لفندق إيلياء	9
الشكل (3-2)	طابق التسوية	10
الشكل (4-2)	الطابق الأرضي	10
الشكل (5-2)	الطابق الخدمات	11
الشكل (6-2)	الطابق الأول	11
الشكل (7-2)	الطوابق من الثاني إلى الخامس	12
الشكل (8-2)	الطابق السادس	12
الشكل (9-2)	الواجهة الشمالية	13
الشكل (10-2)	الواجهة الجنوبية	13
الشكل (11-2)	الواجهة الغربية	14
الشكل (12-2)	الواجهة الشرقية	14
الشكل (13-2)	مقطع A-A	15
الشكل (14-2)	مقطع B-B	15
الشكل (1-3)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	20
الشكل (2-3)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	22
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	23
الشكل (4-3)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	24
الشكل (5-3)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	24
الشكل (6-3)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
الشكل (7-3)	الدرج	25
الشكل (8-3)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	26
الشكل (9-3)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	27
الشكل (10-3)	جدار قص	28
الشكل (11-3)	الأساسات	29

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load	34
4-2	One Way Rib Slab (13)	36
4-3	Statically System and Loads of Rib (R 13)	37
4-4	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 13)	39
4-5	Flexural Design of Rib(13)	46
4-6	One Way Solid Slab (1)	47
4-7	Statically System and Loads Distribution of Solid slab	48
4-8	Shear and Moment Envelope Diagram of Solid slab	48
4-9	Flexural Design of Solid Slab	50
4-10	Two Way Rib Slab (R46)	51
4-11	Flexural Design of Two Way Rib Slab (R46)	59
4-12	Design of Beam (10)	60
4-13	Statically System and Loads Distribution of Beam(B10)	61
4-14	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B 10)	63
4-15	Flexural Design of Beam(10)	78
4-16	Column Design section	78
4-17	Column Reinforcement Details	81
4-18	Isolated Footing	82
4-19	Foot Reinforcement Details	87
4-20	Stair Plan	88
4-21	Statically System and Loads Distribution of Flight	89
4-22	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	90
4-23	Statically System and Loads Distribution of Main Landing	93
4-24	Shear and Moment Envelope Diagram of Landing	93
4-25	Stair Reinforcement Details	95
4-26	Shear force and moment diagrmmes on the Shear wall	96
4-27	Shear Wall Reinforcement Details	99
4-28	Basement Wall Reinforcement Details	101

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_sˇ =** 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_cˇ** = 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

الفصل الأول

المُـقَـدِمَة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 الجدول الزمني للمشروع.

1-1 المقدمة :

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية، فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر .

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

2-1 أهداف المشروع :

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

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

3-1 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ.

وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1-4 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج، وسنقوم باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في الفصل القادم.

1-5 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12) .
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD .

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

المرحلة الزمنية المقترحة (بالإسبوع)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة الموقع																
جمع المعلومات حول المشروع																
دراسة المشروع معماريا																
دراسة المشروع إنشائيا																
توزيع الأعمدة																
تصميم الجسور																
العقدات والأحمال																
إعداد المخططات																
إعداد المشروع																
عرض المشروع																

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

2

الفصل الثاني

الوصـف المِـعـمَــاري

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 وصف الحركة .

2-5 الداخل .

2-6 وصف طوابق المشروع .

2-7 الواجهات .

2-8 المقاطع .

2-1 مقدمة :

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

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

و يبدو المبنى فخماً من الخارج، يجمع ما بين عمارة القرن الماضي العريق وأناقة المعمار الحديث؛ وقد امتزج الاثنين ليوفر الفندق نمط جديد فوق العادة. ويتميز التصميم بوجود تراجعات معمارية بين الطوابق أعطى شكلا جماليا للمبنى.

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

في مدينة الخليل يوجد عدد قليل من الفنادق التي تلبي احتياجات الزّوار من السائحيين ورجال الأعمال؛ مما تطلّبت الحاجة لإنشاء فندق إيلياء الفخم ذو خمسة نجوم لتلبية هذه الاحتياجات؛ فوجود شبكة قوية من الفنادق في مدينة الخليل ينشط السياحة بجانب المنتجعات والمناطق السياحية والمطاعم.

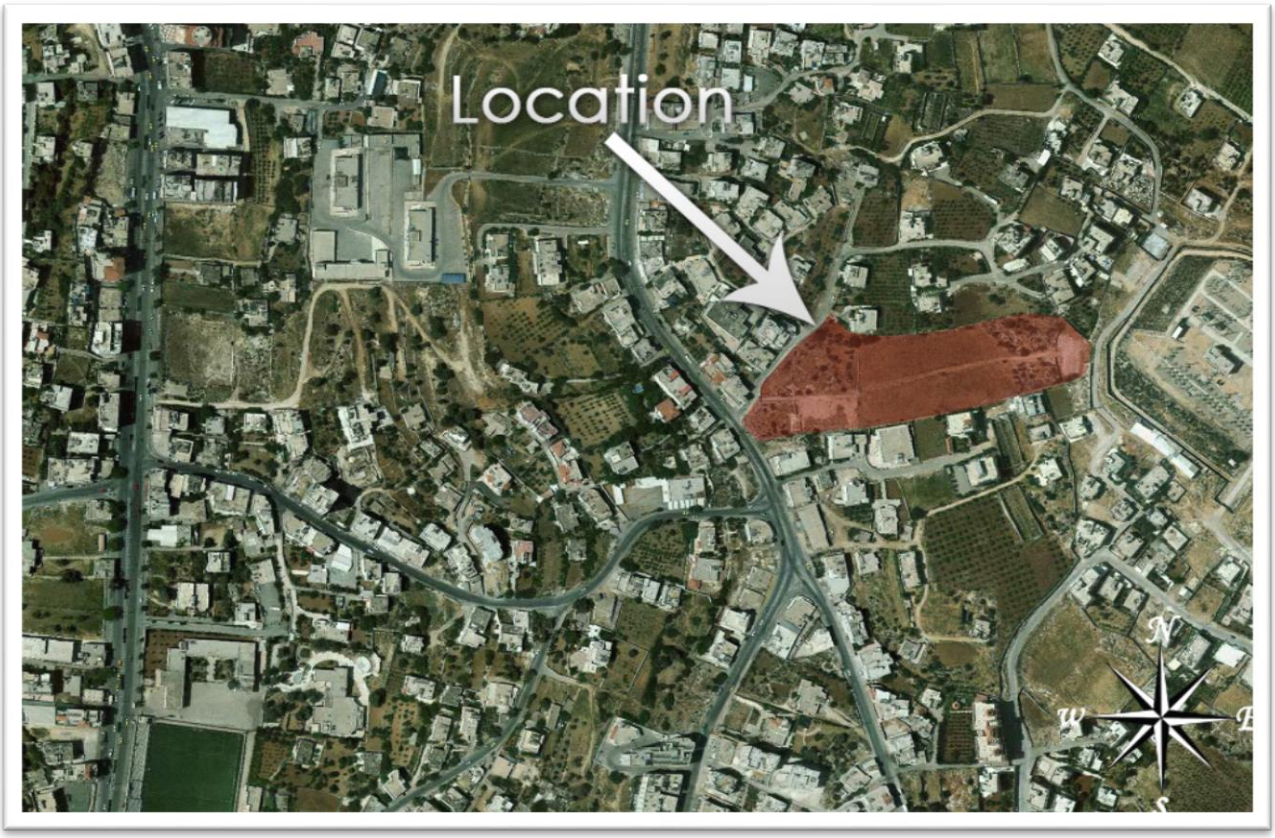
لم يعد يقتصر عمل الفندق في عصرنا الحالي على إيواء الأشخاص فقط. نظراً لتعدد الخدمات التي يتطلبها السائح يجب الحرص على تقديمها بأفضل شكل وإدخال أساليب جديدة لتطويرها باستخدام استراتيجيات التسويق السياحي، فلابد من تطوير طرق عرض الخدمات بطرق أكثر جاذبية، بالإضافة إلى أن هذه الطرق التقنية تساهم في سهولة التواصل مع السيّاح بشكل سريع أيضا تساهم في تنشيط حركة السياحة في المدينة.

3-2 موقع المشروع :

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

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

الموقع المقترح للمشروع هو أرض تابع لرابطة الجامعيين في منطقة نمرة – مدينة الخليل بمساحة 14 دونم تقريباً، ترتفع قطعة الأرض 970 متر عن مستوى سطح البحر .



الشكل (1-2) الموقع العام للمشروع.

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار أرض لإقامة فندق لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار أرض للفندق :

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

2-3-2 حركة الشمس و الرياح:

تتعرض مدينة الخليل إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية 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 انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلاً جافاً، 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 فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

2-3-3 الرطوبة:

مناخ مدينة الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ مدينة الخليل رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في الخليل تتراوح ما بين (600-400 ملم) سنوياً.

4-2 وصف الحركة:

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى، و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

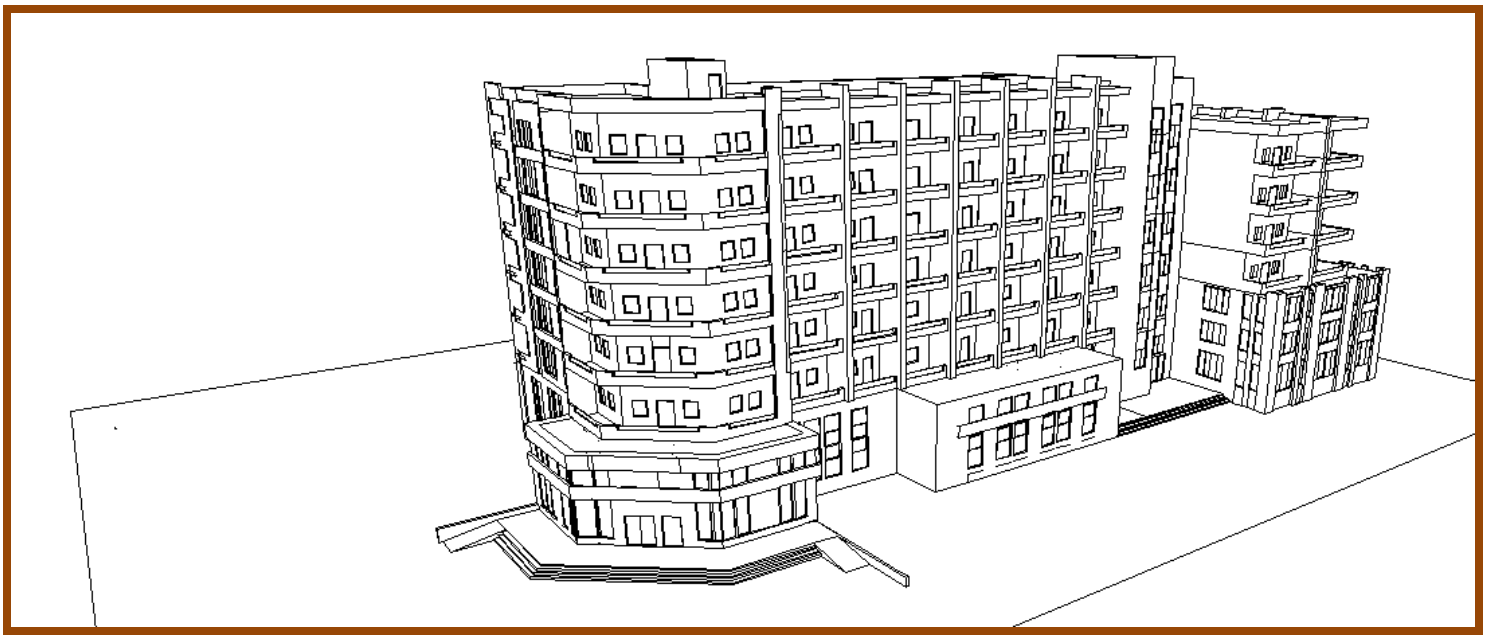
5-2 وصف المداخل :

يحتوي المشروع على مدخليين:

1. المدخل الجنوبي الغربي وهو المدخل الرئيسي للفندق.
2. المدخل الجنوبي وهو مدخل آخر للفندق.

6-2 وصف طوابق المشروع :

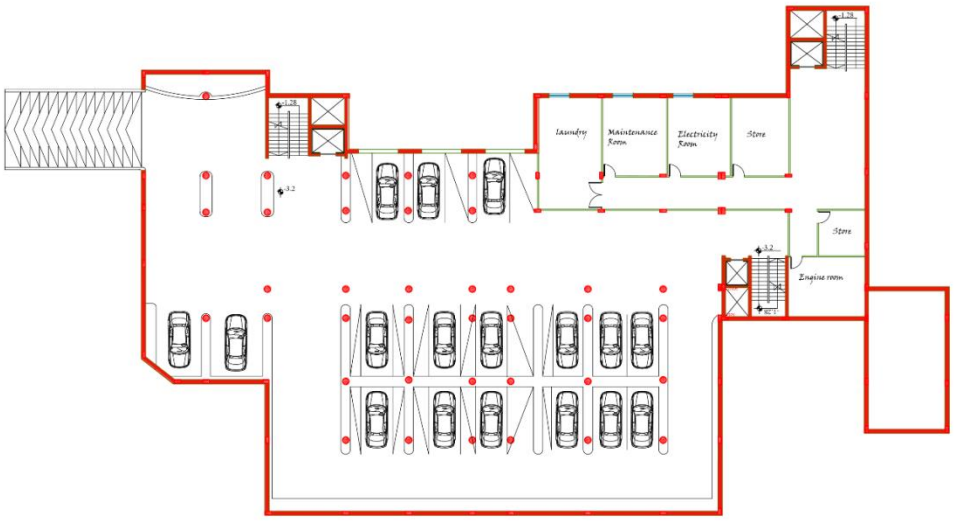
يتكون المشروع من تسعة طوابق ذات تنوع خدماتي بمساحة إجمالية وقدرها 16063.12 م^2 ، وهو عبارة عن مبنى ذو مرافق متعددة، والتوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين بعض الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.



الشكل (2-2):المنظور الثلاثي لفندق إيلياء.

2-6-1 طابق التسوية:

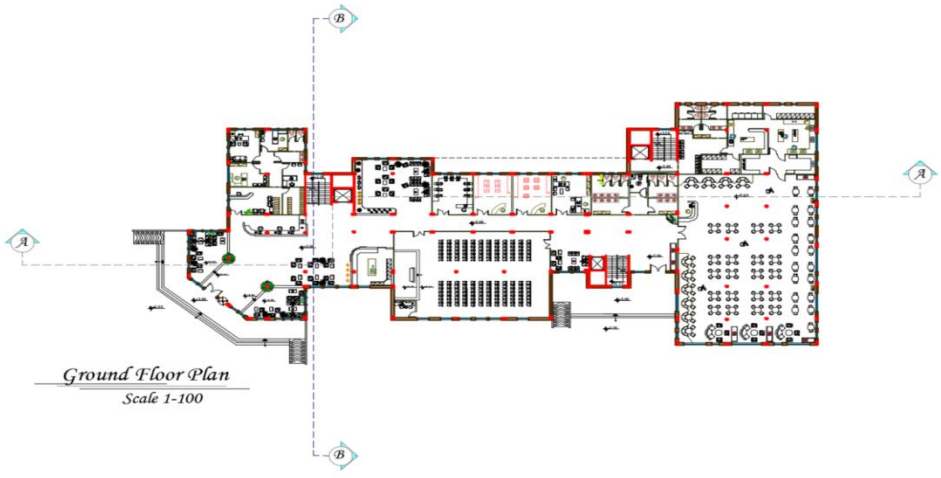
(منسوب 3.20- م) بمساحة إجمالية 1805.1 م^2.
يتكون طابق التسوية من مواقف سيارات، غرف خدمات ميكانيكية، كهربائية، غسيل بالإضافة للمخازن.



الشكل (2-3):المسقط الأفقي لطابق التسوية.

2-6-2 الطابق الأرضي:

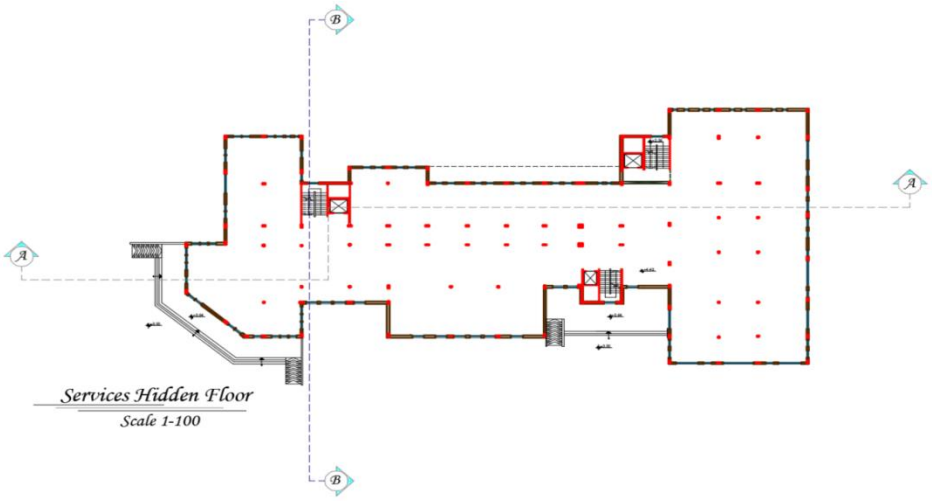
(منسوب 0.64 م) بمساحة تقدر ب 2006.6 م^2.
يتكون الطابق الأرضي من مدخل رئيسي كبير، قسم الاستقبال، قاعات الجلوس، قسم الإدارة والمكاتب، قاعة المؤتمرات، المطعم ومرافقه وممرات.



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

2-6-3 الطابق الخدمات (المخفي):

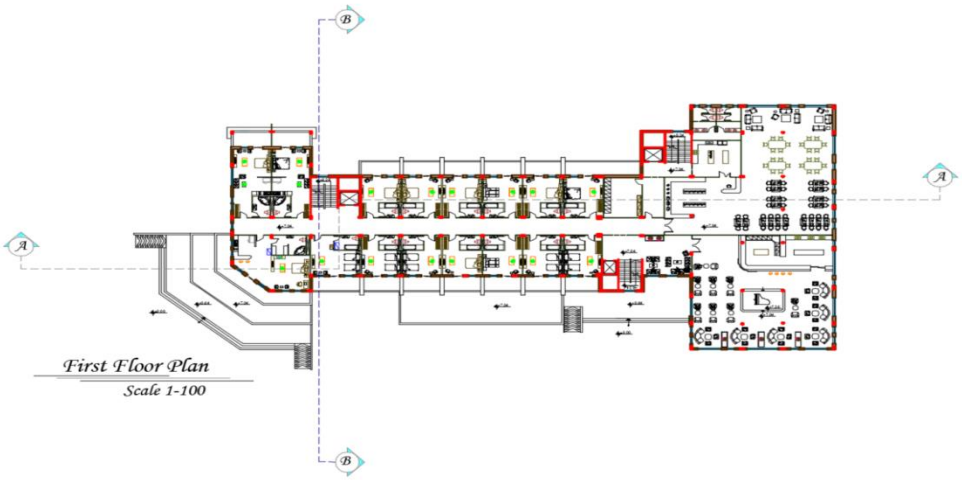
(منسوب 4.48 م) بمساحة إجمالية 2006.6 م^2.
يتكون الطابق المخفي من مساحة بنفس مساحة الطابق الأرضي مخصصة لكافة خدمات الصيانة الميكانيكية والتكييف و الخاصة بالفندق.



الشكل (2-5):المسقط الأفقي لطابق الخدمات.

2-6-4 الطابق الأول:

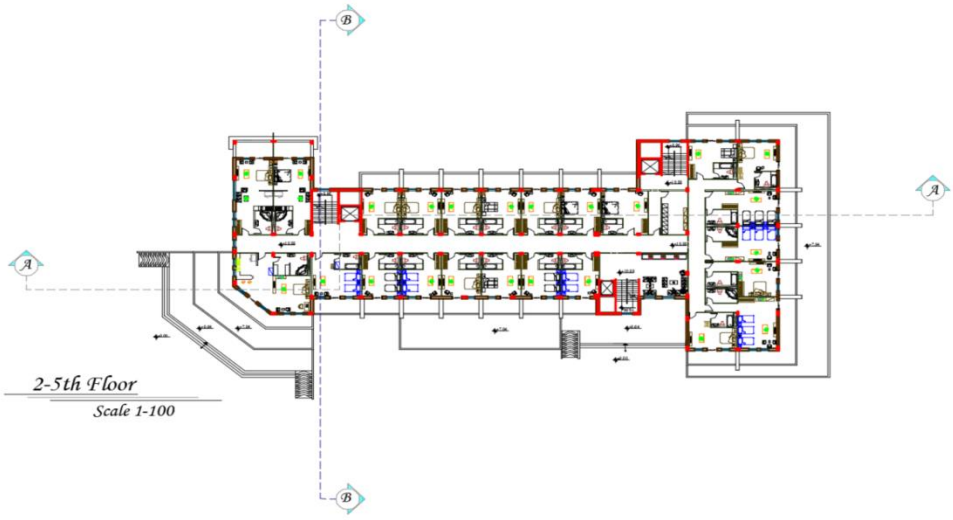
(منسوب 7.04 م) بمساحة إجمالية 1902.42م^2.
يتكون الطابق الأول من غرف فندقية، مقهى ومرافقه، قاعات جلوس وممرات.



الشكل (2-6) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

2-6-5 الطوابق من الثاني الى الخامس:

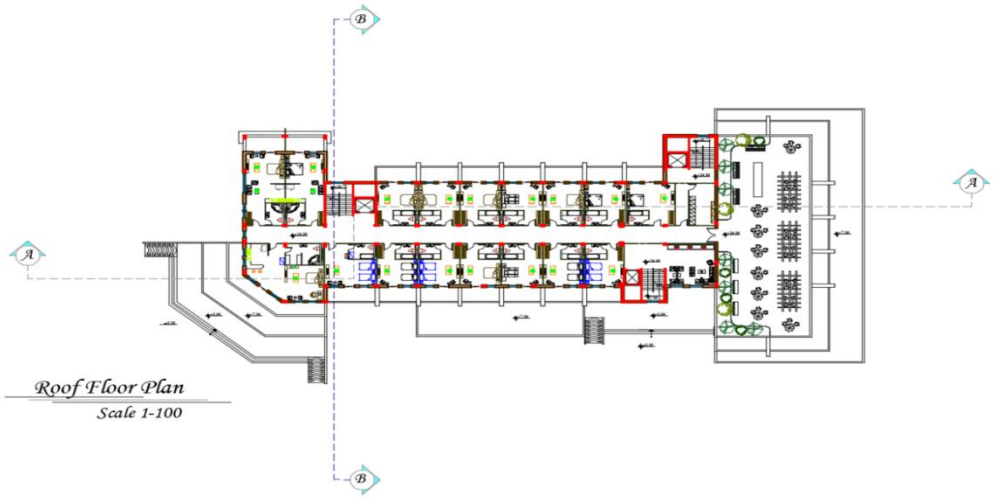
(منسوب 10.88 م – 21.44 م) بمساحة إجمالية 1698.5م^2.
الطوابق من الثاني إلى الخامس عبارة عن طوابق مكررة تتكون من غرف فندقية، غرف استقبال ومرافق.



الشكل (2-7):المسقط الأفقي من الطابق الثاني إلى الخامس.

2-6-6 الطابق السادس:

(منسوب 24.96 م) بمساحة إجمالية 1548.4م^2.
يتكون الطابق السادس وهو الطابق الأخير في الفندق (الرووف) من غرف فندقية، قاعات جلوس ومرافق.



الشكل (2-8) : المسقط الأفقي للطابق السادس.

2-7 الواجهات :

2-7-1 الواجهة الشمالية:

الشكل (2-9): الواجهة الشمالية.

2-7-2 الواجهة الجنوبية:

ويظهر فيها المدخل الرئيسي والفرعي للفندق.

الشكل (2-10) :الواجهة الجنوبية.

2-7-3 الواجهة الغربية:

ويظهر فيها المدخل الرئيسي.

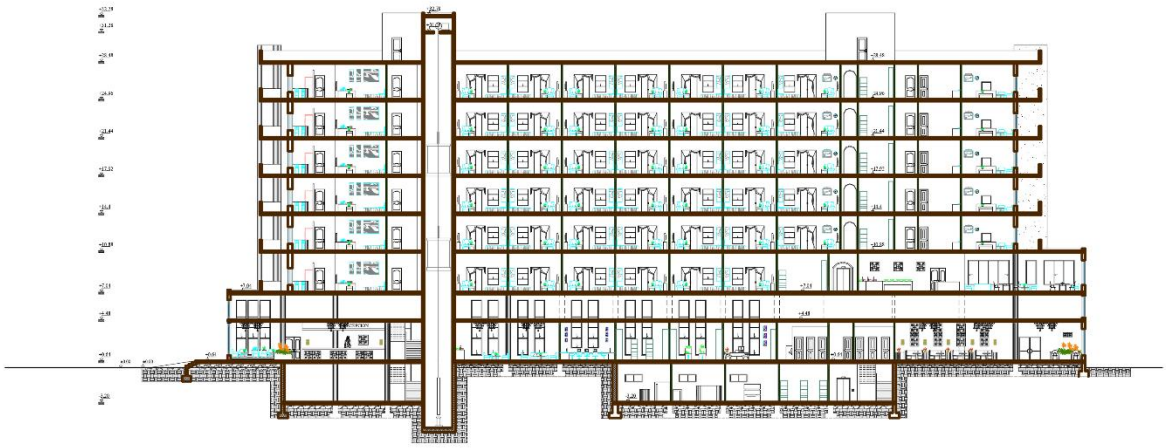
الشكل (2-11):الواجهة الغربية.

2-7-4 الواجهة الشرقية:

الشكل (2-12):الواجهة الشرقية.

2-8 المقاطع:

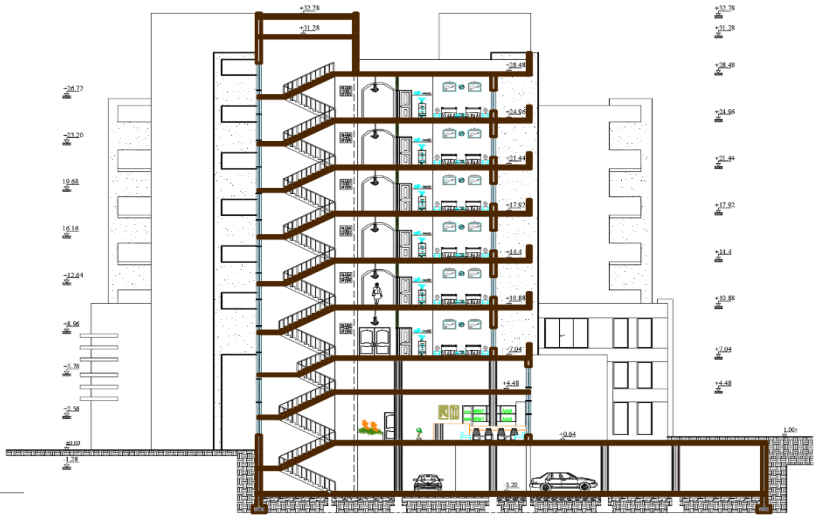
1-2-8 المقطع (A-A):



Section A-A
Scale 1-200

الشكل (2-13):المقطع A-A.

2-2-8 المقطع (B-B):



Section B-B
Scale 1-200

الشكل (2-14):المقطع B-B.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

7-3 فواصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب.

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.
- التكلفة 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 تضر بمستخدمي 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 سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

2. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي 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 (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع بالإضافة لأحمال القواطع.

(Partition load) =1.5kN/m²

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

جدول (1-3) : 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 للمنشأة و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	**الفنادق**	**5**
2	**القاعات والمداخل**	**5**
3	**غرف النوم والمكاتب**	**2.5**

4	ممرات	4
5	ساحة خارجية	4
6	مطابخ	3
7	حمامات	2
8	شرفات	4
9	مطاعم	3
10	غرف الأجهزة	5
11	غرف الخدمات	3
12	الأدراج والبسطات	4

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

3-4-3 الأحمال البيئية :

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

1-3-4-3 أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ولتحديد 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.

وسيتم 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:

Type	value			
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

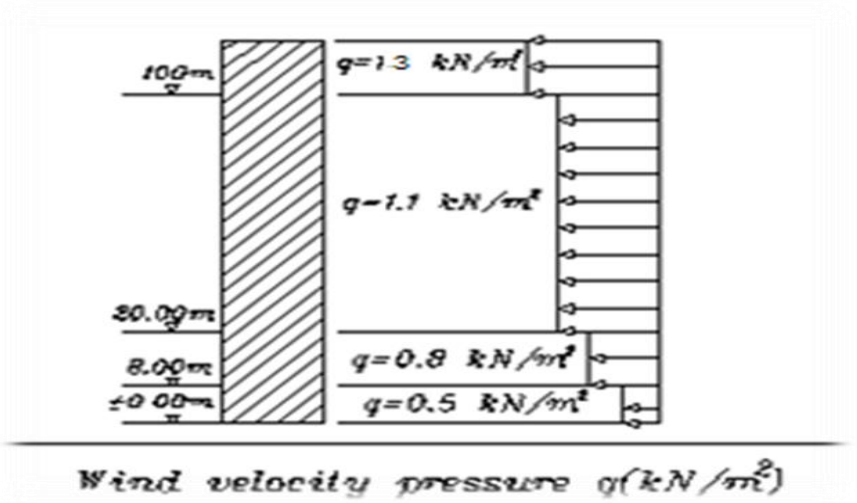
جدول (3- 3) : سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني (DIN 1055-5).

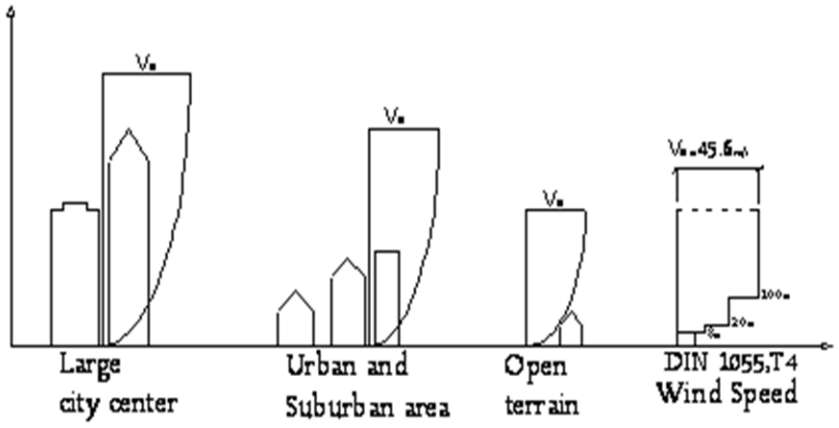
$$q = v^2 / 1600$$

حيث أن :

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

V: السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .





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

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع 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 الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

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

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (970 م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h-400}{400}$$
$$s_L = \frac{920-400}{400}$$
$$s_L = 1.3(\mathrm{KN/m^2})$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

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

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

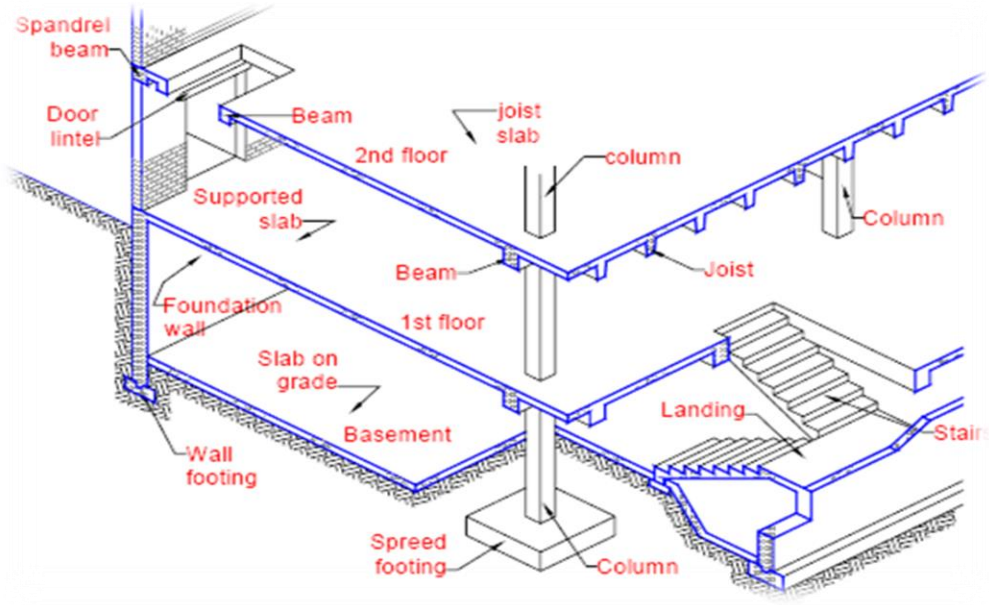
5-3 الاختبارات العملية:

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

6-3 العناصر الإنشائية:

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

العقدات، الجسور، الأعمدة، جدران القص، الأدراج والأساسات.



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

ويحتوي المشروع العناصر التالية:

3-6-1 العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور، الأعمدة، الجدران، الدرج و الأساسات دون تعرضها إلى تشوهات. ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

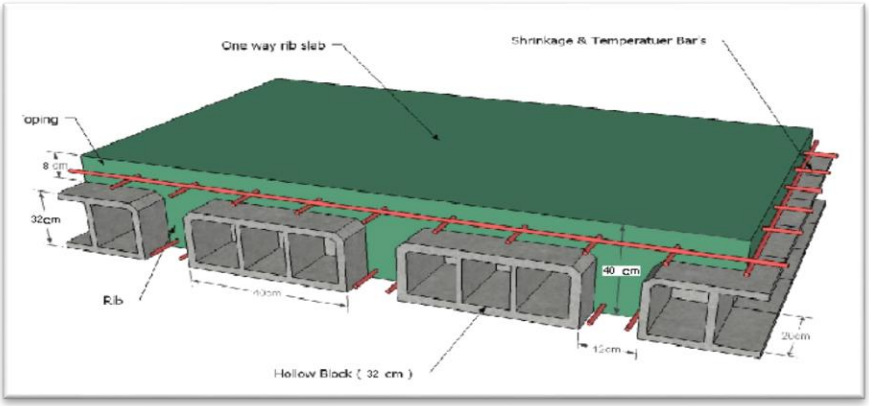
1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
   - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
   - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

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

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

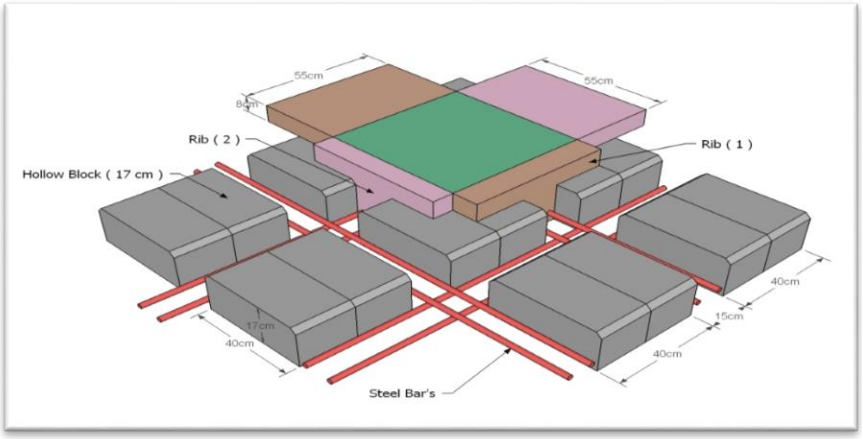
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

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

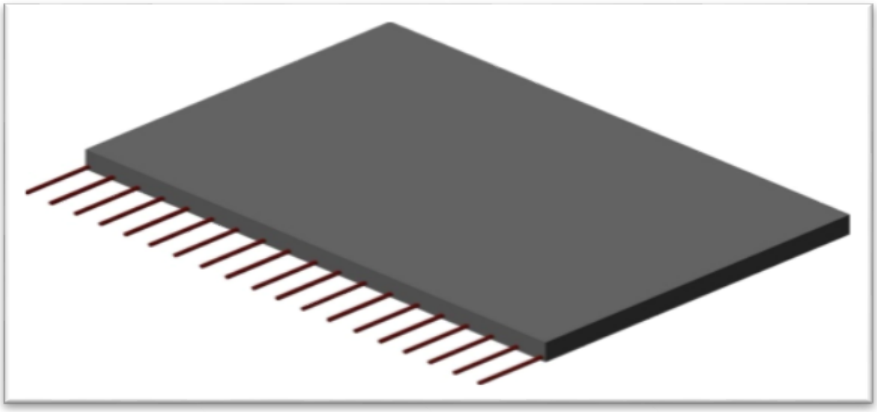
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4).



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

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

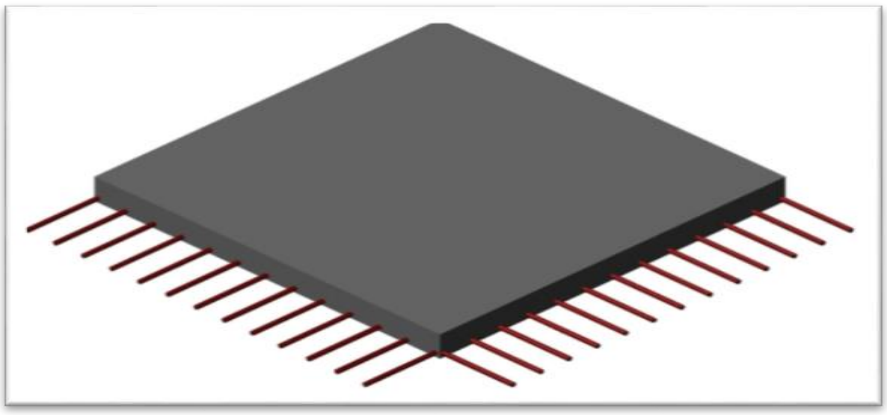
تستخدم في المناطق التي تتعرض للأحمال الحية كثيرا، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، كما في الشكل (3-5) .



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

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

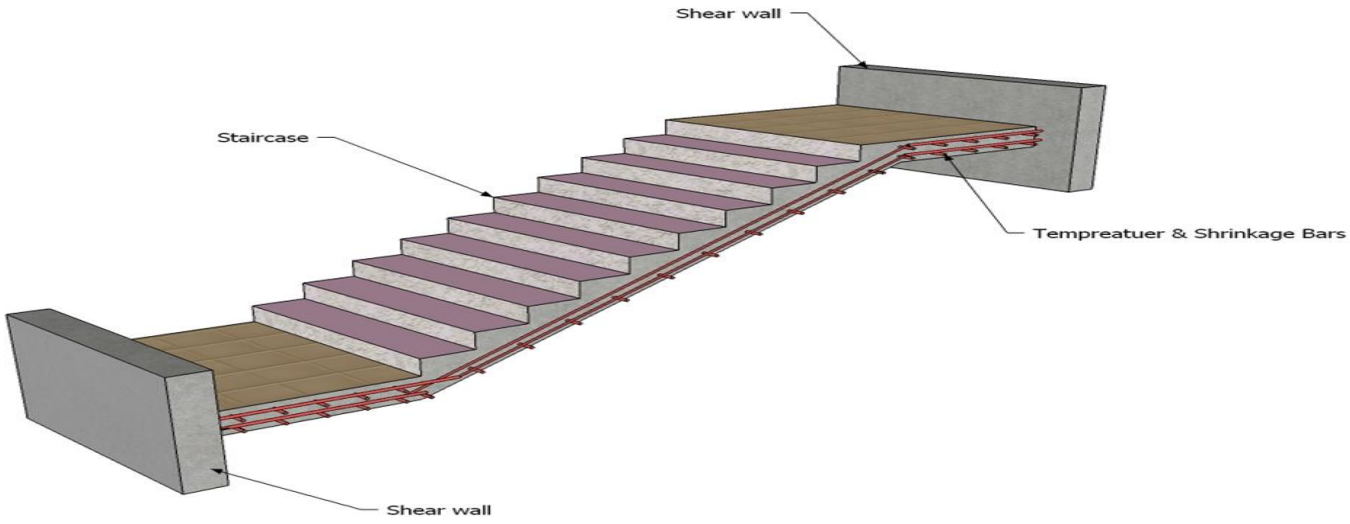
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (6-3).



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

2-6-3 الأدراج :

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



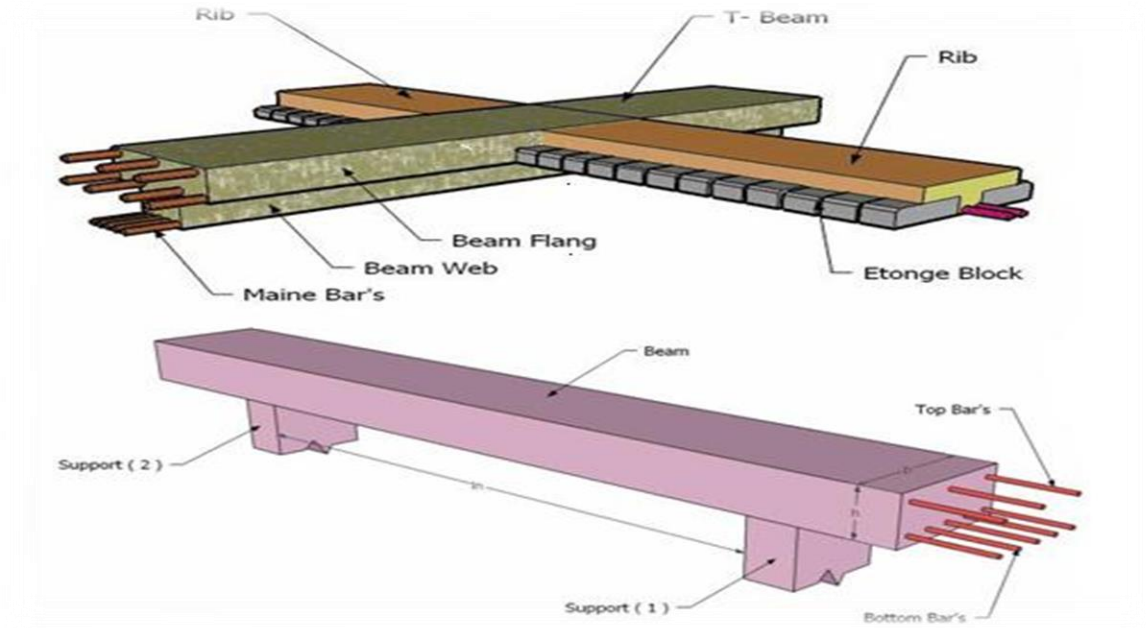
الشكل (7-3): الدرج.

3-6-3 الجسور :

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

1- جسور مسحورة (Hidden Beam).
وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
2- جسور ساقطة (Dropped Beam).
وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمىL-section أوT-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.



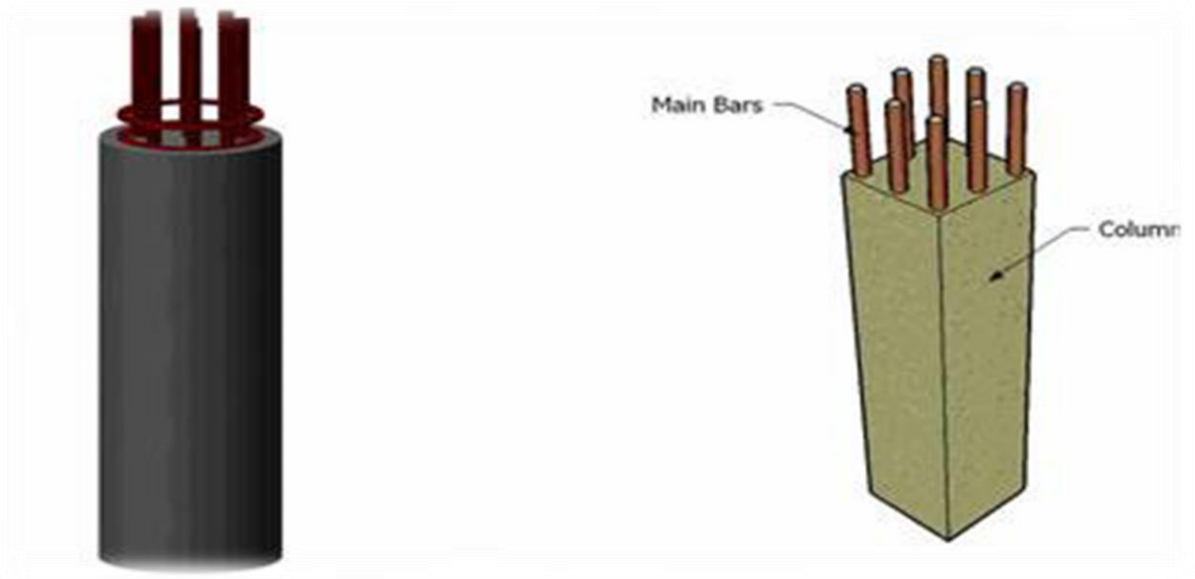
الشكل (3-8):أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

4-6-3 الأعمدة:

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

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

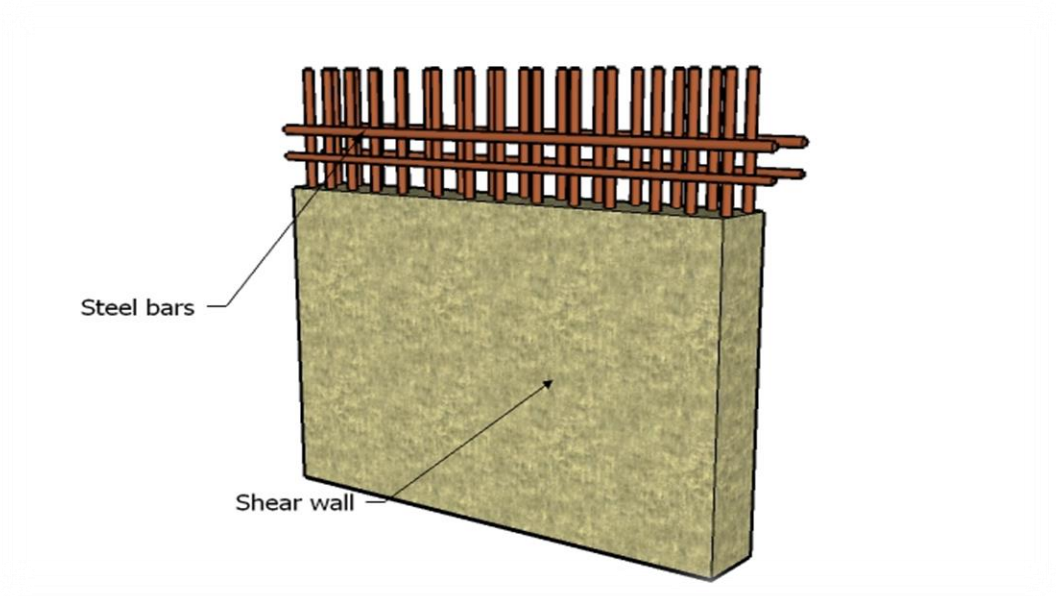
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاث انواع وهي :- المستطيلة، الدائرية، والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيلي و الدائري كما هو مبين في الشكل (9-3).



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

5-6-3 جدران 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 اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى.



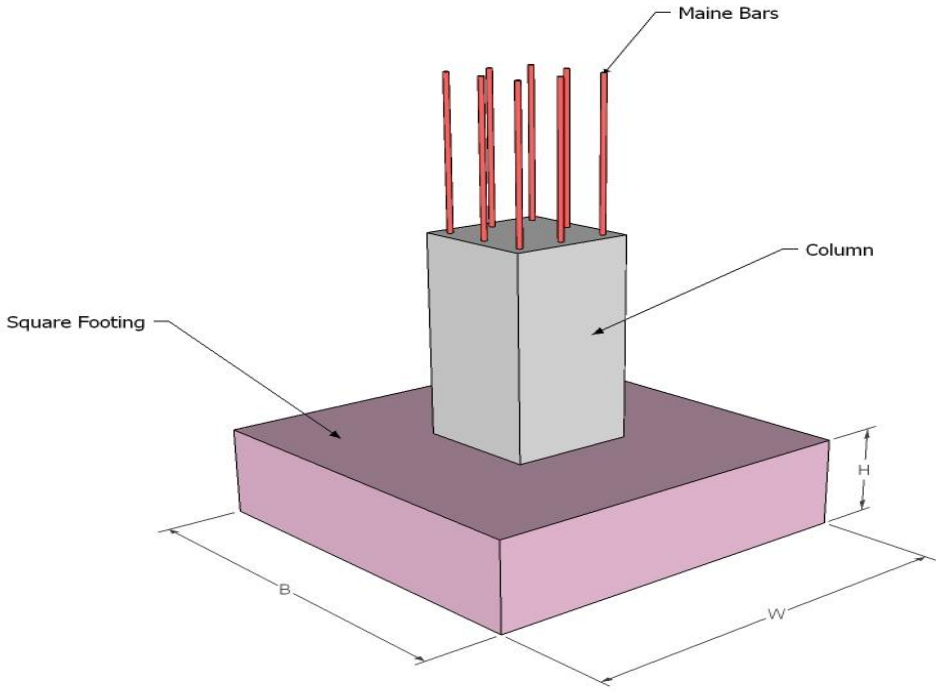
الشكل (10-3): يبين جدار قص مسلح.

6-6-3 الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، 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).

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



الشكل (11-3): الأساسات.

3-7 فواصل التمدد:

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

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

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

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2017) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Excel XP
4. Atir 12.
5. Google Sketch UP 2015 .

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab.

4-6 Design of One Way Solid Slab.

4-7 Design of Two Way Rib Slab.

4-8 Design of Beam.

4-9 Design of Column.

4-10 Design of Footing.

4-11 Design of Stair.

4-12 Design of Shear Wall.

4-13 Design of Basement Wall.

4-1 **Introduction:**

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnelsand 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.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

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

4-2 Design Method and Requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

- **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:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code:
  ACI 2008
  UBC
- Material:
  Concrete -B350
  $fc' = 35N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 35 * 0.8 = 28MPa$).

Reinforcement steel:

The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}.

✓ **Factored loads:**

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

W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L ACI-code-318-08(9.2.1).

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member :

Table **(**4-1**)**: Minimum Thickness of Non prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflectionsare Calculated. **(ACI- 318M-11)**.

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

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

- **For Rib :**

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5= 215/18.5=11.62cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21= 570/21=27.14cm

$h_{min}$for(one endcontinuous)=L/18.5= 570/18.5=30.81cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

- **ForBeam :**

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5= 215/18.5=11.62cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21= 555/21=26.42cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21= 570/21=27.14cm

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5= 395/18.5=21.35cm

Take h = 35 cm with no drobs.

4.4 Design of Topping:

✓ **Statically System For Topping :**

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

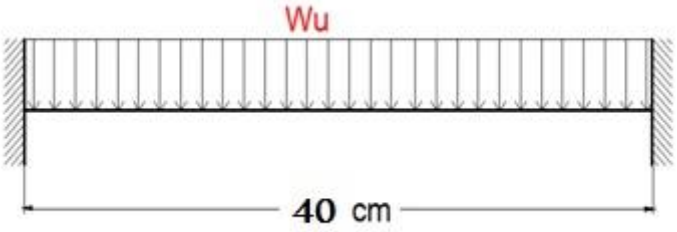


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:

Dead Load:

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
5	Partitions	1.5*1 = 1.5 KN/m	
		Sum =	5.82KN/m

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Nominal total dead load = 5.82 KN/m^2.

Nominal total live load = 5KN/m^2.

Live Load :

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :

W_U = 1.2 ×5.82 + 1.6×5 =11.984 KN/m

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

M_n = 0.42 λ $\sqrt{f_c'}$ S_m **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

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

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.21KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.1597$ KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.0798$ KN. m (positive moment)

$\phi M_n >> M_u = 0.1597$ KN. m

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144$ mm^2/m

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control by*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 \times 20 = 330$mm **ACI 10.6.4 OR**

   $S \leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300$ mm

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm … OK

4.5 Design of One Way Rib Slab:

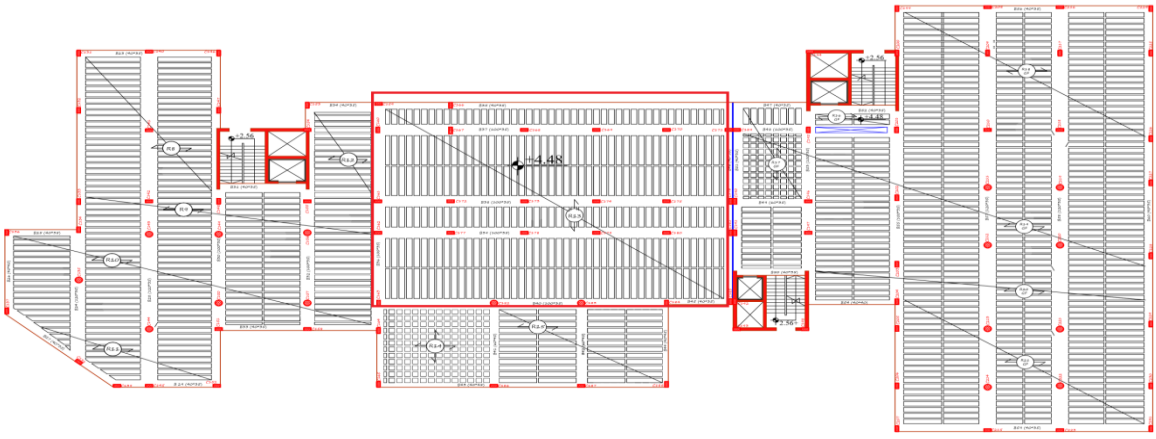


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R13).

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

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

tf≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

❖ **Material:**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section:**

⇒ B = 520 mm

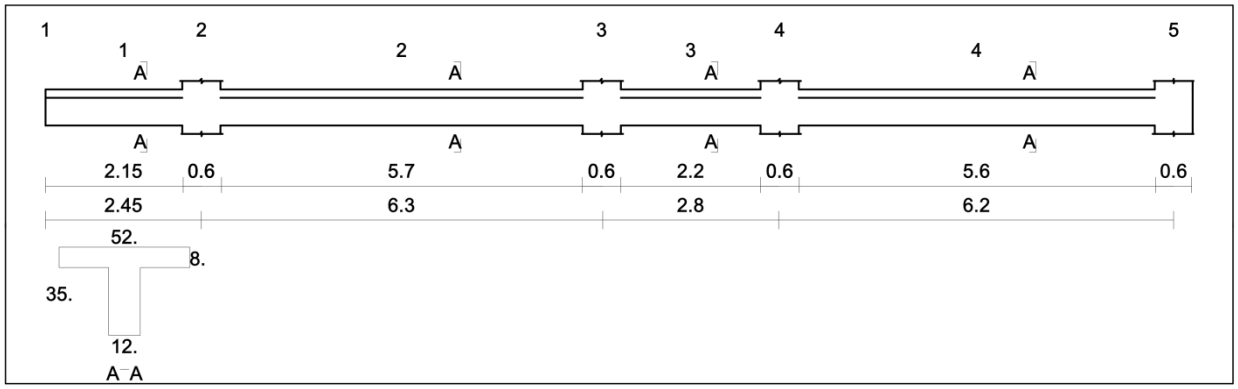
⇒ B_w= 120 mm

⇒ h= 350 mm

⇒ t= 80 mm

⇒ d=350-20-10-14/2= 313 mm

✓ Statically System and Dimensions:



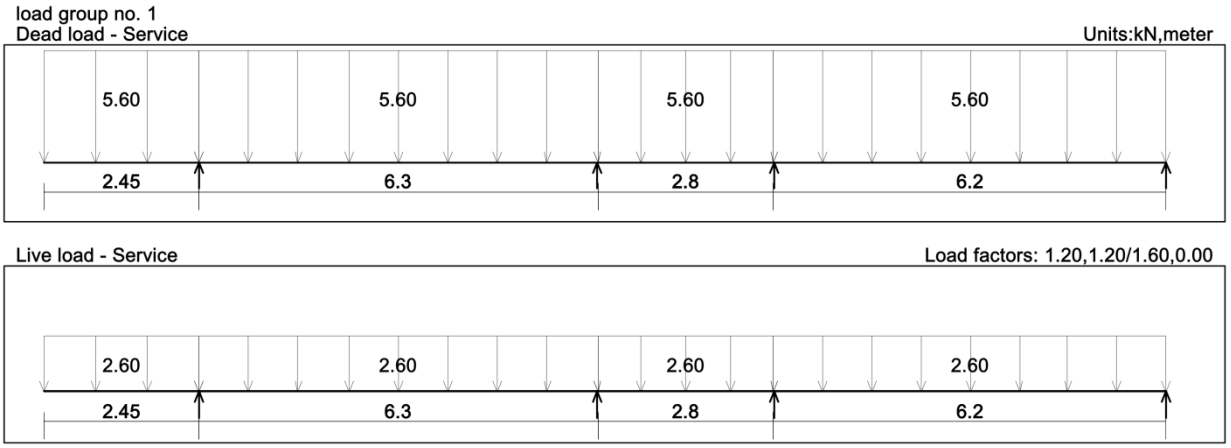


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib (R13).

✓ Load Calculation:

Dead Load:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.229 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.03*22*0.52= 0.3432KN/m/rib
8	**partions**	1.5*0.52= 0.78 KN/m/rib
		Sum = 5.4744 KN/m/rib

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R1).

Dead Load /rib = 5.5 KN/m

Live Load:

Live load = 5 KN/M^2

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

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

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

b_E = L / 4 = 155/ 4 =142.5cm

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 .**

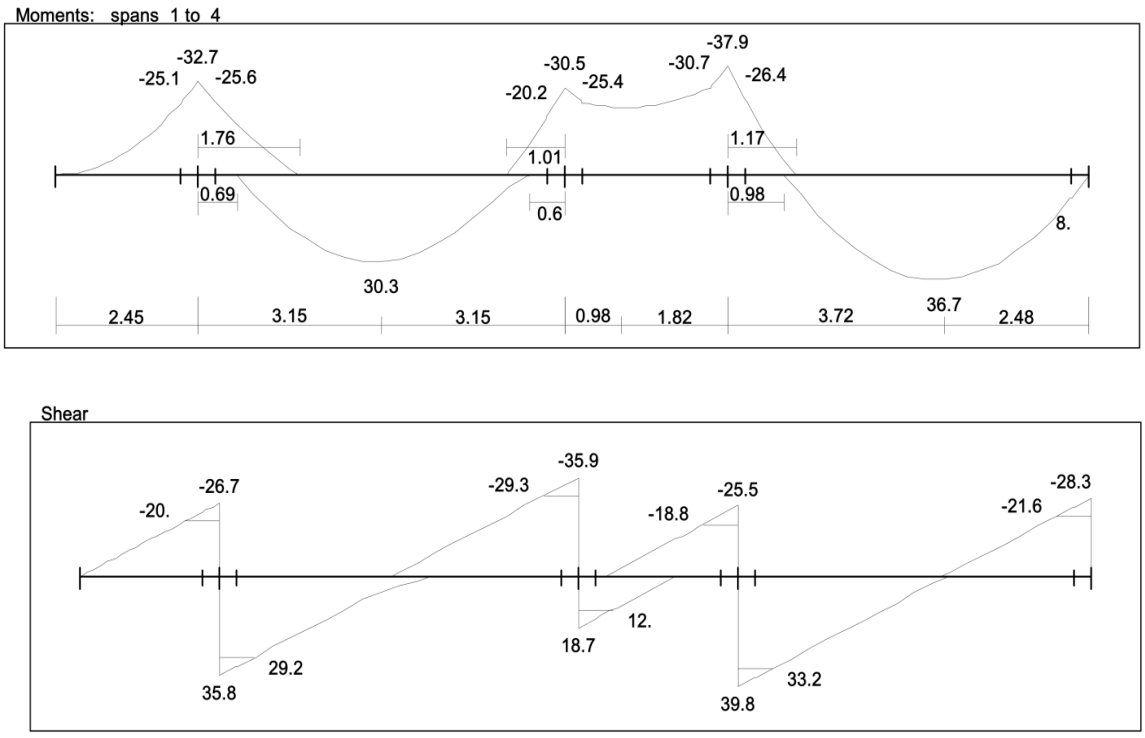


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R13).

- ✓ **Moment Design for (R 13):**

Design of Positive Moment for (Rib13):(Mu=30.3KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$

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

M_{nf} =0.85. $f'_c . b_e . h_f . (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 28 \times 520 \times 80 \times \left(313 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 270.29$ KN. m

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{30.3}{0.9}$= 33.66KN.m , the section will be designed as rectangular section withb$_e$ =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{30.3 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 313^2} = 0.66\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.66}{420}}\right) = 0.001599$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001599 ×520×313 = 260.38 mm^2

Check for As min:

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

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 mm^2$

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

$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2$ **controls**

As_{req}= 260.38mm^2 >As_{min}= 125.2 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 307.87mm^2>$A_{s,required}$= 260.38 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120 - 40 - 20 - (2 \times 14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f_c'} = \frac{\mathbf{307.87}\times 420}{0.85\times 520\times 28} = 10.44\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.44}{0.85} = 12.29\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{313\ -12.29}{12.29}\right) = .0734 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Positive Moment for(Rib13): (Mu=36.7 KN.m)

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{36.7\times 10^6}{0.9\times 520\times 313^2} = 0.80\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times 28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.80}{420}}\right) = 0.00194$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00194 \times 520\times 313 = 316.53\ mm^2$

Check for As min:

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

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 mm^2$

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

$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 316.53 mm^2 > As_{min} = 125.2\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 16 ,$A_{s,provided} = 402.12 mm^2 > A_{s,required} = 316.53 mm^2$ …. Ok

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

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{402.12}\times 420}{0.85\times 520\times 28} = 13.64\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{13.64}{0.85} = 16.054\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{313\ -16.054}{16.054}\right) = 0.0554 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib13): (Mu=-25.6KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{25.6\times 10^6}{0.9\times 520\times 313^2} = 0.558 Mpa$

m$= \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times 28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.558}{420}}\right) = 0.001348$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001348 ×520×313 = 219.420 mm^2

Check for As min:

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2\ \textbf{controls}$$

As_{req}= 219.420mm^2 >As_{min}= 125.2 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 307.87mm^2>$A_{s,required}$= 219.420 mm^2 …. Ok

S $= \frac{120-40-20-(2\times 14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{307.87}\times 420}{0.85\times 520\times 28} = 10.44\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.44}{0.85} = 12.29\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{313\ -12.29}{12.29}\right) = 0.07340 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib13): (Mu=-25.4KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{25.4\times 10^6}{0.9\times 520\times 313^2} = 0.553 Mpa$

m$= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times 28} = 20.6$

ρ$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.553}{420}}\right) = 0.001337$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001337 ×520×313 = 217.68 mm^2

Check for As min:

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 217.68mm^2 >As_{min}= 125.2 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s.provided}$= 307.87mm^2>$A_{s.required}$= 217.68mm^2 …. Ok

S $= \frac{120-40-20-(2\times 14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{307.87}\times 420}{0.85\times 520\times 28} = 10.44\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.44}{0.85} = 12.29\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{313\ -12.29}{12.29}\right) = 0.07340 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib13): (Mu=-30.7 KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{30.7\times 10^6}{0.9\times 520\times 313^2} = 0.66\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times 28} = 20.6$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.66}{420}}\right) = 0.001599$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.001599\times 520\times 313 = 260.38\ mm^2$

Check for As min:

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(120)(313) = 109.52mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2\ \textbf{controls}$$

$As_{req} = 260.38mm^2 > As_{min} = 125.2\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided} = 307.87mm^2 > A_{s,required} = 260.38\ mm^2$ …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times 14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f_c'} = \frac{\mathbf{307.87}\times 420}{0.85\times 520\times 28} = 10.44\ mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.44}{0.85} = 12.29mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{313\ -12.29}{12.29}\right) = 0.0743 > 0.005 \qquad \mathbf{0}\boldsymbol{k}$$

✓ Shear Design for (R13):

V_u at distance d from support= 33.2 KN

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).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{28}\ \times 120 \times 313 \times 10^{-3} = 36.43\ KN$

øV_c =0.75×36.43 =27.32 KN

0.5 ø V_c =0.5×27.32=13.65 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c

V_u> ø V_c

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw\ d \geq \frac{1}{3}\ bw\ d$

Vs min$= \frac{1}{16}\sqrt{28} * 120 * 313 * 10^{-3} = 12.42KN$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 313 = 12.52KN$

ø(V_c+Vs_{min})= 0.75(36.43+12.52)=36.7 *KN*

øV_c<Vu <ø (V_c+Vs_{min})

27.32<33.2<36.71

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , A_v = 2 × 50.26 = 100.53 mm^2

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

$Av_{min}=100.53 = \frac{1}{16}\sqrt{28}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

$100.53 = \frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

S max$\rightarrow \frac{d}{2} = 157mm$

S max $\rightarrow \leq$600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.26}{0.15} = 670.133$ mm^2/m$_{strip}$

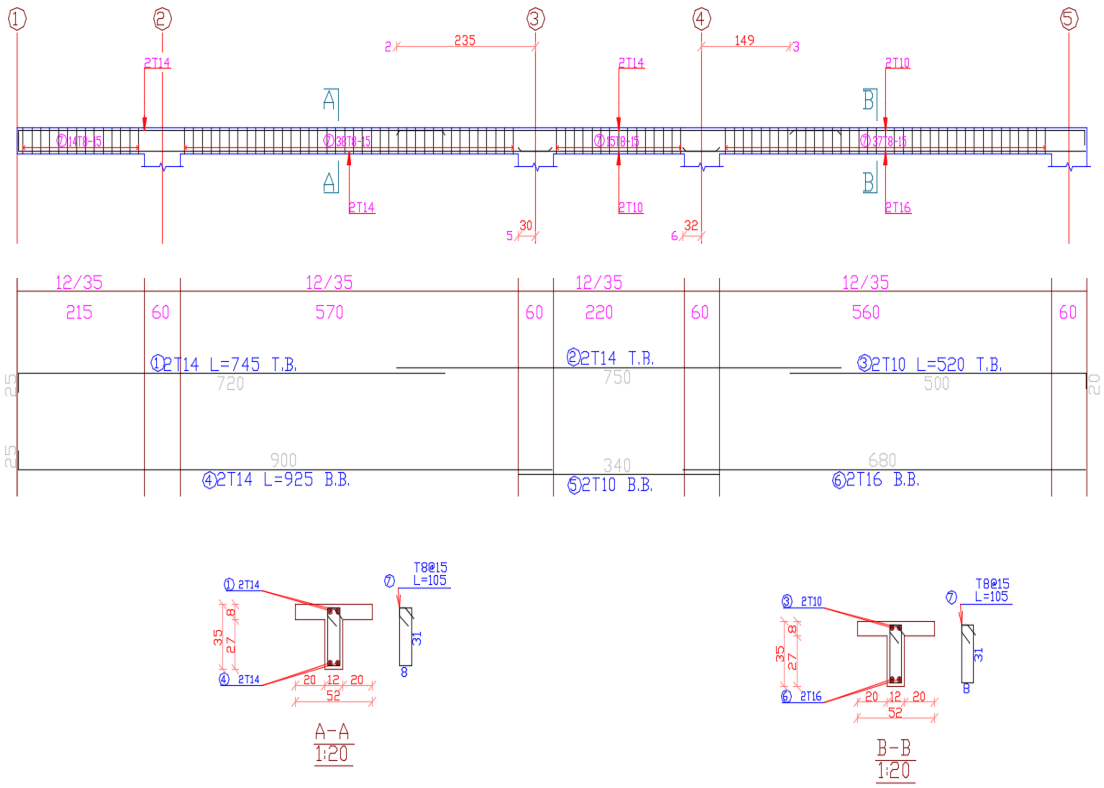


Fig4.5: Flexural Design of Rib (13).

4.6 Design of One Way Solid Slab:

Fig 4.6: One Way Solid Slab (1).

❖ Material:

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Slab Thickness Calculation:

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

Min H (deflection requirement):

$$\frac{L}{24} = \frac{4.25}{24} = 0.17$$

For One way solid slab, will use thickness of slab 20 cm.

✓ Load Calculation:

Dead Load For Solid slab:

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	R.C	25*0.20*1= 5 Kn/m	
2	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	5.44Kn/m

Table (4.4): Dead Load Calculation of Solid slab.

Live Load For Solid slab = 10*1 =10Kn/m

✓ System of Landing:

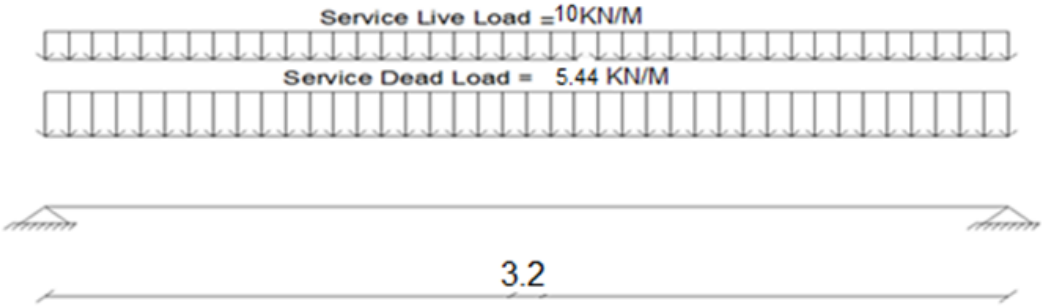


Fig 4.7 : Statically System and Loads Distribution of Solid slab .

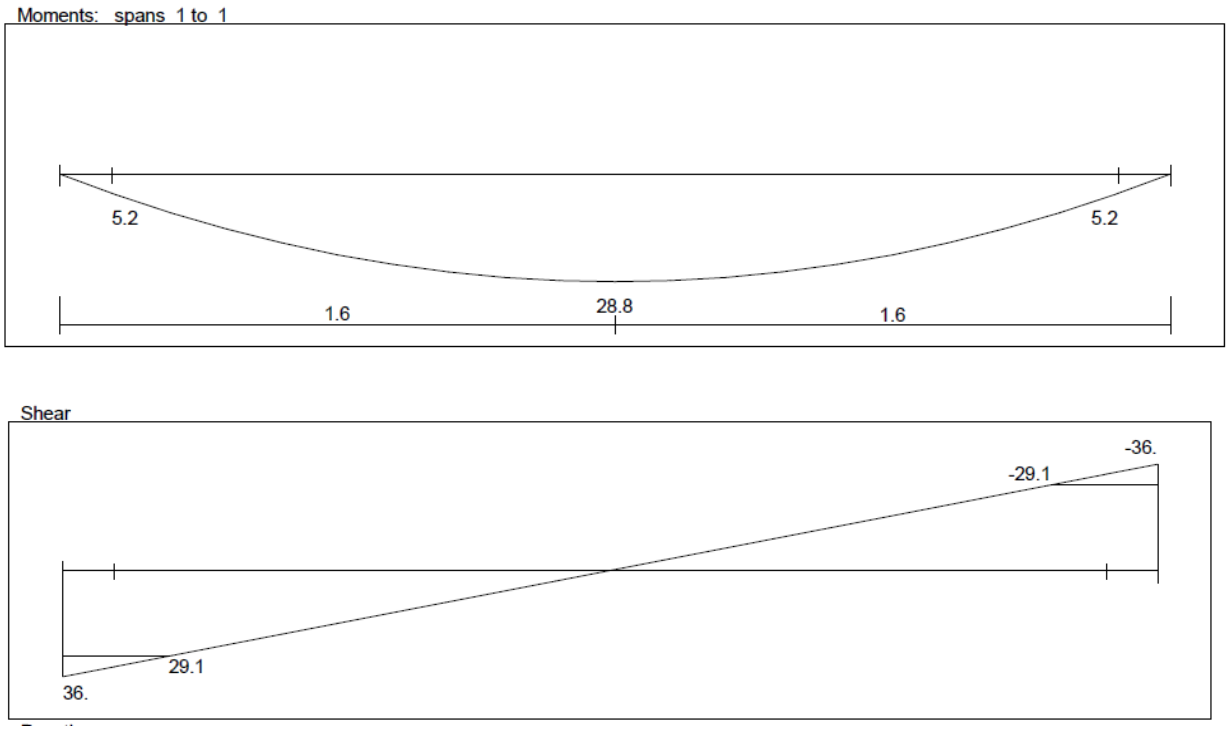


Fig 4.8 : Shear and Moment Envelope Diagram of Solid slab.

✓ Design of Shear:

(Vu=29.1Kn)

Assume bar diameter ø 10 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{10}{2} = 175\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 175 = 142.9$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 142.9 = 107.175Kn > Vu = 29.1Kn**….. No shear reinforcement are required**

✓ Design of Bending Moment : (Mu=28.8Kn.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d = h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{28.8\times10^6}{0.9\times1000\times175^2} = 1.045\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.045}{420}}\right) = 0.00255$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00255×1000×174 = 444.6 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1000*200 = 360mm^2

$A_{s,req}$ = 444.6mm^2>$A_{s,min}$360 mm^2

$A_{s,req}$ = 444.6mm^2**…… is control**

Check for Spacing :

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@ 20 mm ,$A_{s,provided}$= 565 mm^2>$A_{s,required}$= 444.6mm^2… Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f_c'} = \frac{565\times420}{0.85\times1000\times28} = 11.63\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.68\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{174-13.68}{13.68}\right) = 0.035 > 0.005\ \ \ldots\ldots\mathbf{0k}$$

✓ lateral or Secondary Reinforcement of Solid slab :

$A_{s,req} = A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use ø10 @ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 395 mm^2 > $A_{s,required}$= 360 mm^2… Ok

✓ Top Reinforcement :

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use mesh ø10 @ 200 mm .

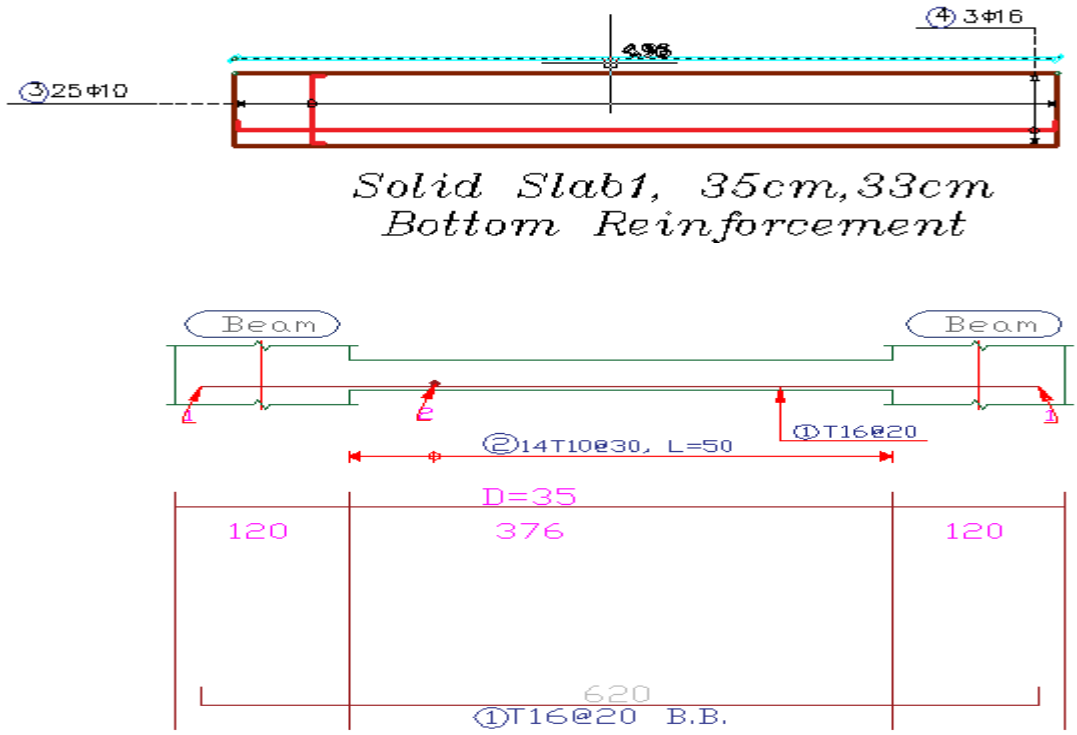


Fig4.9: Flexural Design of Solid Slab (1).

4.7 Design of Two Way Rib Slab:

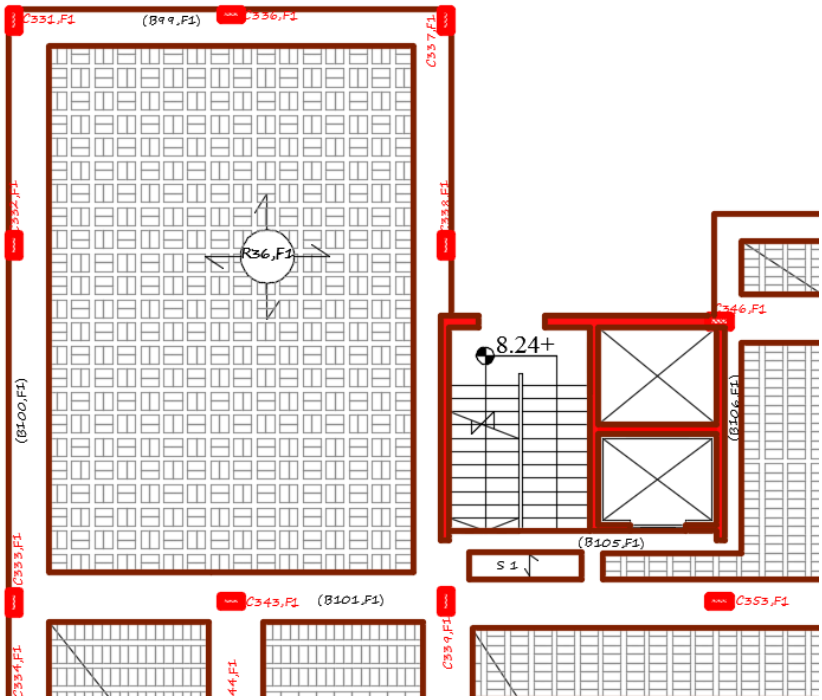


Fig 4.10:Two Way Rib Slab (R46).

✓ **Minimum thickness for ribbed slab :**

h= 35 cm

Check for the minimum thickness of the slab:

- All Exterior and interior beams have a rectangular section of 60 cm width and 60 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.8 * 0.35^3}{12} = 28.58 * 10^{-4}\ m^4$$

- The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{52 * 8 * 4 + 27 * 12 * 12.5}{52 * 8 + 27 * 12} = 11.66\ cm$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{8^3}{12} + 12 * \frac{27^3}{12} + 8 * 52 * 6.6^2 + 12 * 27 * 10.84^2 = 78094 cm^4$$
$$= 7.809 * 10^{-4}\, m^4$$

$Short\ direction\ l = 7.45\ m = 745\ cm$

$Long\ direction\ l = 7.9\ m = 790 cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 6.8}{0.52} = 102.11 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{102.11} = 0.279$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 6.2}{0.52} = 93.107 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{93.107} = 0.306$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 7.75}{0.52} = 116.38 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{116.38} = 0.245$$

$$I_{s4} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.809 * 10^{-4} * 8.35}{0.52} = 125.39 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{125.39} = 0.227$$

$$\alpha_m = \frac{(0.279 + 0.306 + 0.245 + 0.227)}{4} = 0.264 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{7.5 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{7.5}{6.6} * (0.246 - 0.2)} = 0.246\ m$$

$h = 35\ cm > 25.6\ cm\ - OK$

Take slab thickness 35 cm

$b_{eff.}$= 520 mm b_w = 120 mm h_f= 80 mm

h = 350 mm h etolit block = 270 mm

✓ Load calculation:

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

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	22*0.03*0.52*0.52 = 0.178 KN	
2	Mortar	22*0.02*0.52*0.52 = 0.119KN	
3	Sand	16*0.07*0.52*0.52 = 0.303 KN	
4	Topping	25*0.08*0.52*0.52 = 0.541 KN	
5	Rib	25*0.27*0.12*(0.52+0.4) = 0.745KN	
6	Block	9*0.27*0.4*0.4 = 0.389KN	
7	Plaster	22*0.02*0.52*0.52 = 0.119 KN	
		Sum	2.923 KN

Table (4-5):Calculation of the total dead load for two way rib slab (46).

$$DL = \frac{2.923}{0.52 * 0.52} = 10.81 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.81 = 12.97 KN/m^2$$

$$LL = 5\ KN/m^2$$

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

$w = 12.97 + 8 = 20.97\ KN/m^2$

✓ **Moments calculations:**

Ratio=7.5/6.6=0.90

$Ma = Cawla^2bf and Mb = Cbwlb^2bf$

-Negative moment

$C_{a,neg} = 0.068$

$C_{b,neg} = 0.025$

$$\boldsymbol{M_{a,neg} = (0.068 * 20.97 * 6.6^2) * 0.52 = 32.3\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{b,neg} = (0.025 * 20.97 * 7.5^2) * 0.52 = 15.33\ KN.m}$$

-Positive moment

$C_{aD,pos} = 0.026$

$C_{bD,pos} = 0.015$

$C_{aL,pos} = 0.036$

$C_{bL,pos} = 0.022$

$$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.026 * 12.97 * 6.6^2 + 0.036 * 8 * 6.6^2) * 0.52 = 14.16\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.015 * 12.97 * 7.5^2 + 0.022 * 8 * 7.5^2) * 0.52 = 10.83\ KN.m}$$

Design of positive moment :

- **Short direction ($\boldsymbol{Mu = 14.16\ KN.m}$)**

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

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

$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 313\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{14.16 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.33\ MPa$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 20.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 1.33}{420}}\right) = 0.00325$$

$$As = \rho.b.d = 0.00325 \times 120 \times 313 = 122.4\, mm^2$$

- $Check for As, min$:

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

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\, mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\, mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 254.16\, mm^2 > As, min = 146.07\, mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $As, required = 146.07 mm^2$

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

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 52.48\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 62.17\, mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{313 - 62.17}{62.17}\right) = 0.0121 > 0.005 \ \therefore \phi = 0.9 \ \ldots\ OK.$$

- **Long direction ($Mu = 10.83\ KN.m$)**

$$bf = 520mm$$

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

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\, mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{10.83 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.02\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.65 \times 1.02}{420}}\right) = 0.00248$$

$$As\ = \rho.b.d\ = 0.00248 \times 120 \times 313 = 93.26\ mm^2$$

- $Check for As, min$:

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

$$As, min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\ mm^2$$

$$As, min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, min = 125.2\ mm^2 > As, required = 93.26\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2 > $Asmin = 125.2 mm^2$

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

Tension = Compression

$$As\ *\ fy\ =\ 0.85\ *\ f'_c\ *\ b\ *\ a$$

$$308 *\ 420\ =\ 0.85\ *\ 28\ *\ 120 *\ a$$

$$a\ = 52.48\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = =\ \frac{52.48}{0.85} = 62.17\ mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{313 - 62.17}{62.17}\right) = 0.0121\ > 0.005\ \ \therefore \phi\ = 0.9\ \ldots\ OK.$$

Design of negative moment :

$$\boldsymbol{Mu = 32.3\ KN.m}$$

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

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

$$d = h - cover - d.stirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{32.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 3.05 MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.65 \times 3.05}{420}}\right) = 0.00779$$

$$As = \rho.b.d = 0.00779 \times 120 \times 313 = 292.91\ mm^2$$

- $heckforAs, min$:

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

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 313 = 118.30\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 292.91\ mm^2 > As, min = 125.2\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø14, with As = 308 mm^2>$As, required$ = 292.91 mm^2

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

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 52.48\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 62.17\ mm$$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{313 - 62.17}{62.17}\right) = 0.0121 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

✓ Check shear strength:

$W_a = 0.75$

$W_b = 0.25$

Short direction

$$Au_a = 20.97 * 6.6 * 7.5 * 0.75 * 0.5 * \frac{0.52}{7.5} = 27\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 27 - 20.97 * 0.52 * 0.85 = 17.73\ KN$$

$$\emptyset * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 120 * 313 = 27.32\ KN$$

$$Case\ 1$$

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

$$V_u = 17.73KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.KN \ \ldots\ \boldsymbol{Not\ OK}$$

$$Case\ 2$$

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

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.66\ KN < V_u = 17.73\ KN < \phi * V_c = 27.323\ KN - \boldsymbol{OK}$$

$$\boldsymbol{OK}$$

Provide minimum shear reinforcement

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{28} * 120*313*10^{-3} = 12.42$ KN.

$\phi Vs\ min = 9.59$

$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.313*10^3 = 12.52$ KN

$\phi Vs,min = 9.59$ …….. control

$\phi Vc = 27.32$ KN $<$ Vu=17.73 KN $\leq \phi(Vc+Vs_{min}) = 36.91$ KN …… satisfy

∴Case (3) is satisfy shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with Av = 100.53mm2

$$Vsmin = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{9.59}{0.75} = 12.78$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vsmin} = \frac{100.53 * 420 * 313}{12.78} * 10^{-3} = 1034mm$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 157$ mm.

$\leq$ 600 mm.

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm

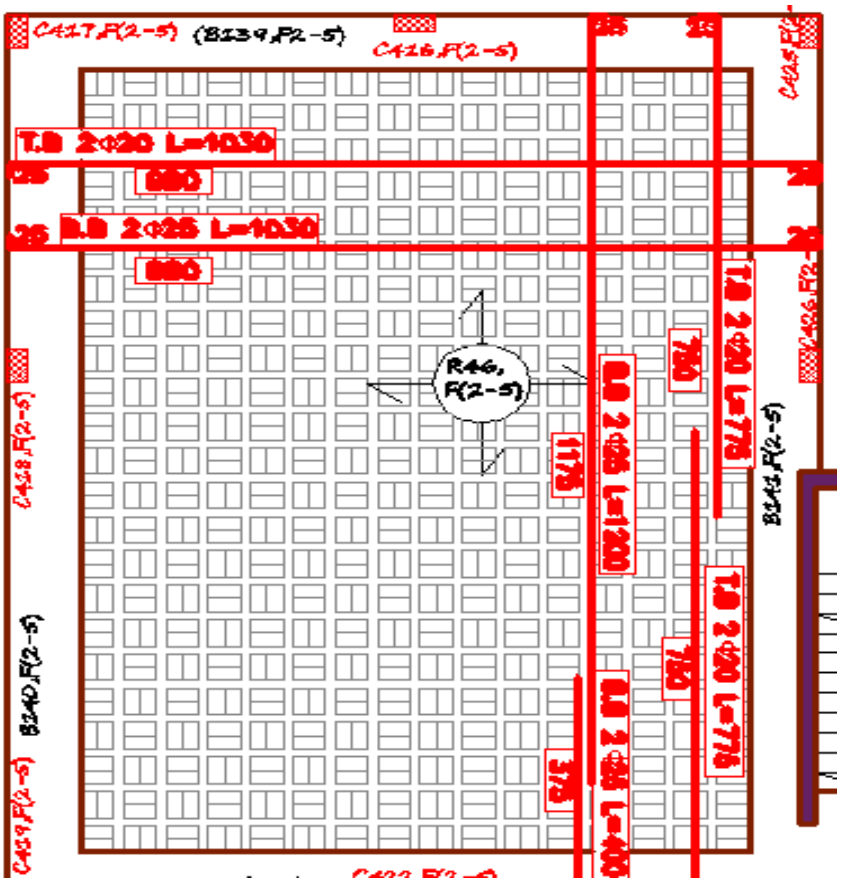


Fig4.11: Flexural Design of Two Way Rib Slab (R46).

4.8 Design of Beam :

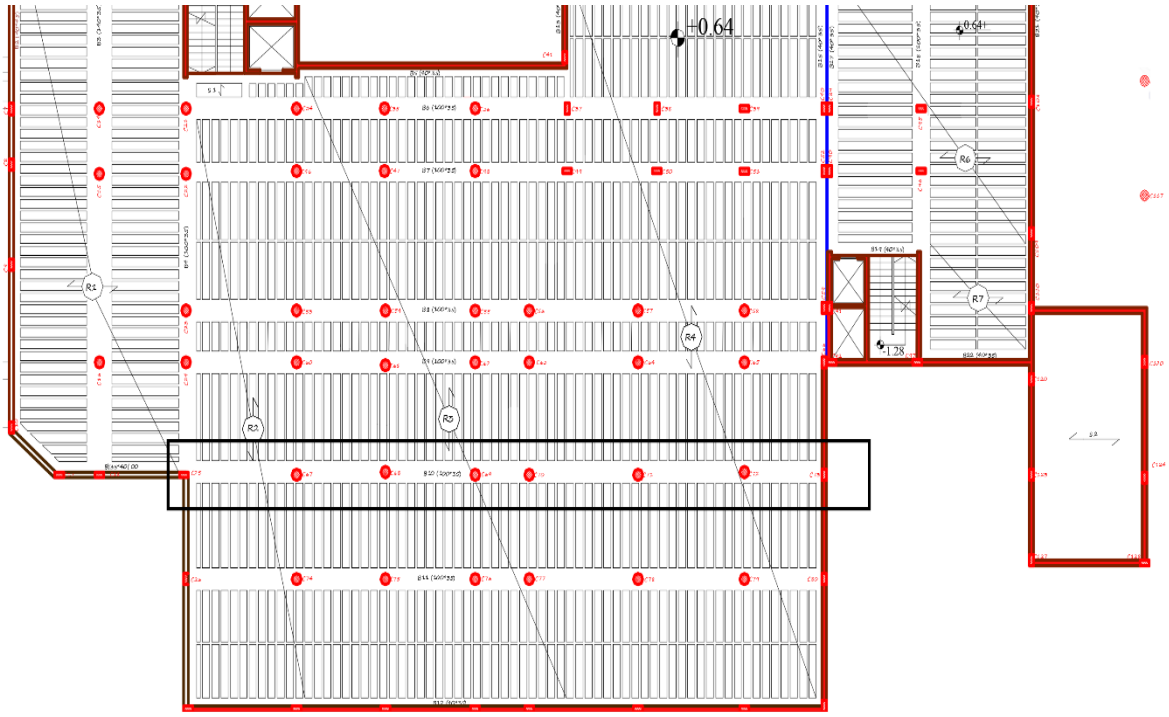


Fig 4.12: Design of Beam (10).

❖ **Material :**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :**

⇒ B = 100 cm

⇒ h= 35 cm

⇒ d=350-40-10-20/2= 290 mm

✓ Statically System and Dimensions:

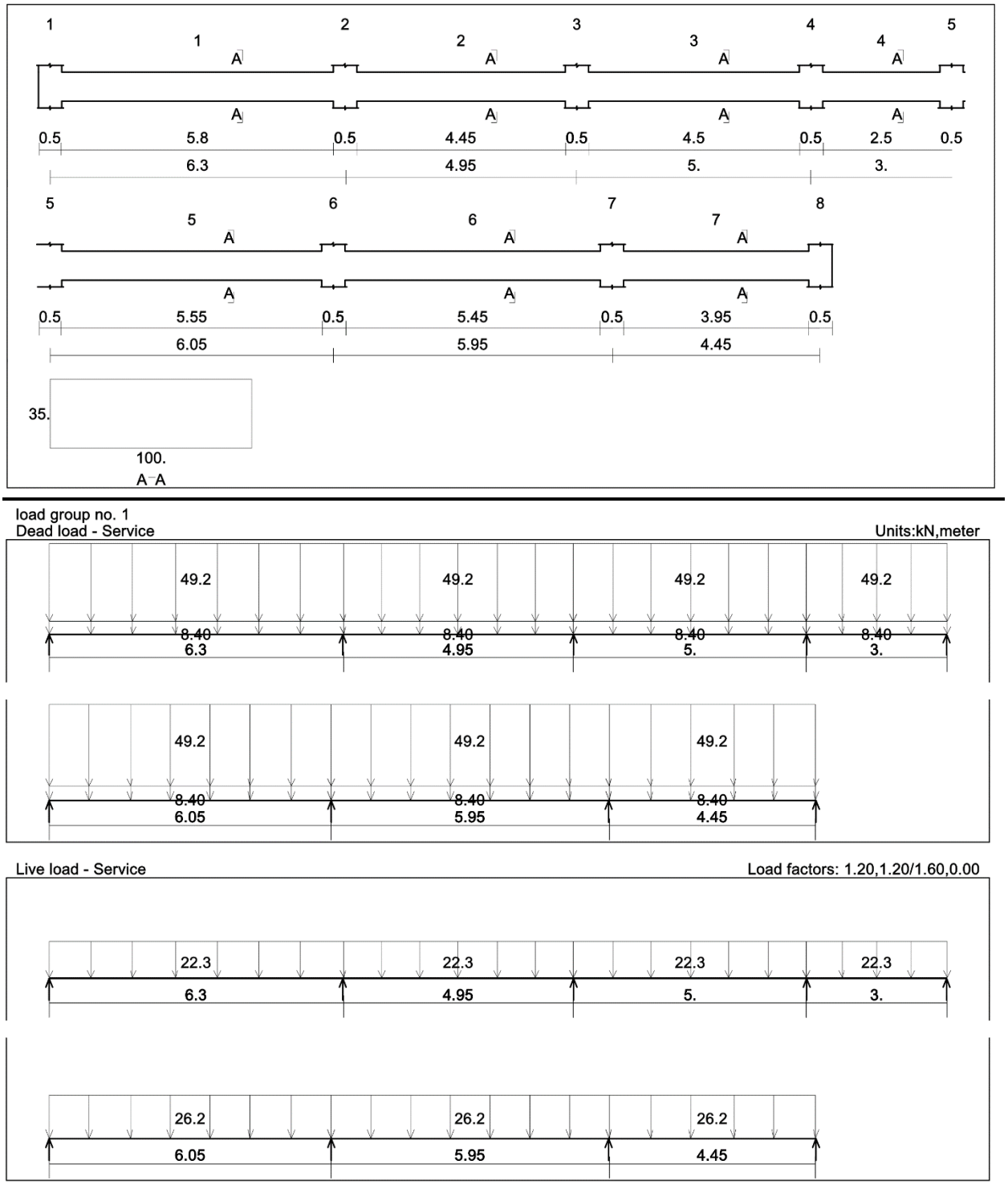


Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution of Beam (B 10).

✓ Load Calculations:

Dead Load Calculations for Beam(B 10):

The distributed Dead and Live loads acting upon B10 can be defined from the support reactions of the R2, R3 and R4.

From Rib2

The maximum support reaction from Dead Loads for R2 upon B10 is 25.53 KN ,The distributed Dead Load from the R2 on B10.

DL =(25.53 / 0.52) = 49.2 KN / m

Self weight of beam8.4 KN / m

DL =49. 2 +8.4= 57.6 KN / m

From Rib3

The maximum support reaction from Dead Loads for R3 upon B10 is 25.53 KN ,The distributed Dead Load from the R3 on B10.

DL =(25.53 / 0.52) = 49.2 KN / m

Self weight of beam8.4 KN / m

DL =49.2 +8.4= 57.6 KN / m

From Rib4

The maximum support reaction from Dead Loads for R4 upon B10 is 25.6 KN ,The distributed Dead Load from the R4 on B10.

DL =(25.6 / 0.52) = 49.2 KN / m

Self weight of beam8.4KN / m

DL =49.2 +8.4= 57.6 KN / m

Live Load calculations for Beam (B10):

From Rib2

The maximum support reaction from Live Loads for R2 upon B10 is 11.63KN The distributed Live Load from the Rib2 on B10.

LL =11.63/ 0.52= 22.3 KN/m.

from Rib3

The maximum support reaction from Live Loads for R3 upon B10 is 11.63KN The distributed Live Load from the Rib3 on B10.

LL =11.63/ 0.52= 22.3 KN/m.

From Rib4

The maximum support reaction from Live Loads for R4 upon B10 is 13.55KN The distributed Live Load from the Rib4 on B10.

LL =13.55/ 0.52= 26.2 KN/m.

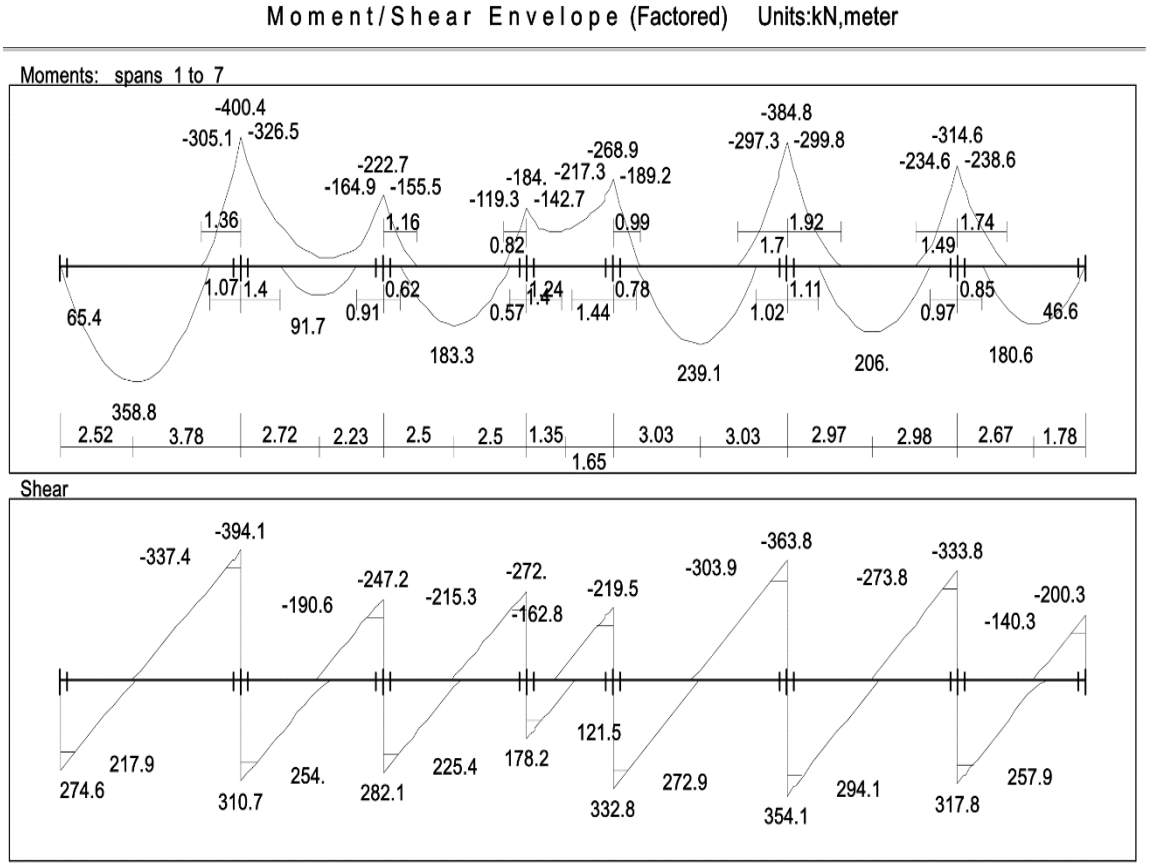


Fig 4.14: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B10).

- ✓ **Moment Design for (B10):**

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu=358.8 KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d=350-40-10-20/2= 290 mm

$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.290 = 124.28\,mm$

$a = \mathcal{B}.x = 124.28 * 0.85 = 105.64\,mm$

Mn_{max}= $0.85* f'_c *a *b(d - \frac{a}{2}) = 0.85*28*105.64*1000*(290-105.64\2) *10^{-6}$= 511.13KN.m

$\emptyset\ Mn_{max}$ = 0.9* 511.13= 460.01 KN.m> 358.8 KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{358.8 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 4.74Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.74}{420}}\right) = 0.013036$$

$A_s = \rho.b.d = 0.013036\times1000\times290 = 3780.44\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} *1000*290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} *1000*290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

A_s= 3780.44mm^2

Use 8ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 3926.99mm^2>$A_{s,required}$= 3780.44 mm^2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{1000-40*2-20-(8\times25)}{7} = 100\ mm > d_b = 25\ > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{\mathbf{3926.99}\times420}{0.85\times1000\times28} = 80.85mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{80.85}{0.85} = 95.12mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-95.12}{95.12}\right) = 0.0061 > 0.005 \qquad \mathbf{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for(B10):(Mu=91.7 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{91.7\ \times10^6}{0.9\times1000\times290^2} = 1.21Mpa$$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.21}{420}}\right) = 0.002972$$

$A_s = \rho.b.d = 0.002972\times1000\times290 = 861.88\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 966.66mm^2$

Use 6ø 16Bottom, $A_{s,provided} = 1206.37\ mm^2 > A_{s,required} = 966.66\ mm^2$… Ok

Check spacing :

$S = \frac{1000-40*2-20-(6\times16)}{5} = 160.8\,mm > d_b = 16 > 25\,mm$ **OK**

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{\mathbf{1206.37}\times420}{0.85\times1000\times28} = 24.84mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{24.84}{0.85} = 29.22mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-29.22}{29.22}\right) = 0.027 > 0.005 \qquad \mathbf{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu=183.3 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{183.3\ \times 10^6}{0.9\times1000\times290^2} = 2.42\ Mpa$$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.42}{420}}\right) = 0.006152$$

$A_s = \rho.b.d = 0.006152\times1000\times290 = 1784.08\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 1784.08 mm^2$

Use 6ø 20 Bottom, $A_{s,provided}$= 1884.96 mm^2>$A_{s,required}$= 1784.08 mm^2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{1000-40*2-20-(6\times20)}{5} = 156\ mm > d_b = 20\ \geq 25\ mm$ **OK**

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{\mathbf{1884.96}\times420}{0.85\times1000\times28} = 38.81\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.81}{0.85} = 45.66\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{290-45.66}{45.66}\right) = 0.01605 > 0.005$$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu= 0 KN.m)

No Reinforcement Is Needed

So Use$A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 966.66\ mm^2$

Use 5ø 16 Bottom, $A_{s,provided}$= 1005.31 mm^2>$A_{s,required}$= 966.66mm^2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{1000-40*2-20-(5\times16)}{4} = 205\ mm > d_b = 16\ > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{\mathbf{966.66}\times420}{0.85\times1000\times28} = 19.9mm$

x= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{19.9}{0.85} = 23.41mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-23.41}{23.41}\right) = 0.03442 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu=239.1 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{239.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 3.16Mpa$$

m= $\frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.16}{420}}\right) = 0.00823$

A_s = ρ.b.d = 0.00823×1000×290 = 2386.7 mm^2

Check for $A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290$ = 845.65 mm^2

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290$ = 966.66 mm^2 **Controls**

A_s= 2386.7 mm^2

Use 6ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 2945.24 mm^2>$A_{s,required}$= 2386.7mm^2… Ok

Check spacing :

S = $\frac{1000-40*2-20-(6\times25)}{5} = 150\ mm > d_b = 25\ > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{2945.24}\times420}{0.85\times1000\times24} = 60.64\ mm$

x= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{60.64}{0.85} = 71.34\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-71.34}{71.34}\right) = 0.00909 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu=206 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{206 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 2.72Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.72}{420}}\right) = 0.006978$$

$A_s = \rho.b.d = 0.006978 \times 1000 \times 290 = 2023.62\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 1000 * 290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 2023.62 mm^2$

Use 6ø 25 Bottom, $A_{s,provided} = 2945.24\ mm^2 > A_{s,required} = 2023.62 mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40*2 - 20 - (6 \times 25)}{5} = 150\ mm > d_b = 25\ > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{2945.24} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 60.64\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{60.64}{0.85} = 71.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 71.34}{71.34}\right) = 0.00909 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for (B10):(Mu=180.6 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{180.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 2.39 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.39}{420}}\right) = 0.00607$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00607 \times 1000 \times 290 = 1760.3 \ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 1000 * 290 = 845.65 \ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 290 = 966.66 \ mm^2$ **Controls**

$A_s = 1760.3 \ mm^2$

Use 6ø 25 Bottom, $A_{s,provided} = 2945.24 \ mm^2 > A_{s,required} = 1760.3 \ mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40*2 - 20 - (6 \times 25)}{5} = 150 \ mm > d_b = 25 \geq 25 \ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b \ f_c'} = \frac{\mathbf{2945.24} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 60.63 \ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{60.63}{0.85} = 71.33 \ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 71.33}{71.33}\right) = 0.00909 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10): (Mu=-326.5KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{326.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 4.31 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.31}{420}}\right) = 0.011663$$

$A_s = \rho.b.d = 0.011663 \times 1000 \times 290 = 3382.27 \ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 1000 * 290 = 845.65 \ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 290 = 966.66 \ mm^2$ **Controls**

$A_s = 3382.27 mm^2$

Use 7ø 25 Bottom, $A_{s,provided} = 3436.12 mm^2 > A_{s,required} = 3382.27 \ mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40*2 - 20 - (7 \times 25)}{6} = 120.83 \ mm > d_b = 25 > 25 \ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b \ f_c'} = \frac{\mathbf{3436.12} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 70.74 \ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{70.74}{0.85} = 83.22 \ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 83.22}{83.22}\right) = 0.0074 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10):(Mu=-164.9 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{164.9 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 2.18Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.18}{420}}\right) = 0.0055$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0055\times1000\times290 = 1595\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 1595 mm^2$

Use 8ø 16 Top, $A_{s,provided} = 1608.49mm^2 > A_{s,required} = 1595\ mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000-40*2-20-(8\times16)}{7} = 110.28mm > d_b = 16 > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{1608.49}\times420}{0.85\times1000\times28} = 33.12mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{33.12}{0.85} = 38.96mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38.96}{38.96}\right) = 0.019 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10):(Mu=-142.7 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{142.7 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 1.88\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.88}{420}}\right) = 0.004704$$

$A_s = \rho.b.d = 0.004704 \times 1000 \times 290 = 1364.16\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 1000 * 290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 1364.16 mm^2$

Use 8ø 16 Top, $A_{s,provided} = 1608.49 mm^2 > A_{s,required} = 1364.16 mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40*2 - 20 - (8 \times 16)}{7} = 110.28\ mm > d_b = 16 \geq 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{\mathbf{1608.49} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 33.12\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{33.12}{0.85} = 38.96\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292 - 38.96}{38.96}\right) = 0.019 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10):(Mu=-217.3 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{217.3 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 2.87\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.87}{420}}\right) = 0.007397$$

$A_s = \rho.b.d = 0.007397 \times 1000 \times 290 = 2145.13\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 1000 * 290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 2145.13 mm^2$

Use 6ø 25 Top, $A_{s,provided} = 2945.24\ mm^2 > A_{s,required} = 2145.13 mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000 - 40*2 - 20 - (6 \times 25)}{5} = 150\ mm > d_b = 25 \geq 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{\mathbf{2945.24} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 28} = 60.63\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{60.63}{0.85} = 71.33\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5 - 71.33}{71.33}\right) = 0.00909 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10):(Mu=-299.8 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{299.8 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 3.96Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.96}{420}}\right) = 0.01058$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01058\times1000\times290 = 3068.2\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 3068.2mm^2$

Use 7ø 25 Top, $A_{s,provided} = 3436.12\ mm^2 > A_{s,required} = 3068.2mm^2$… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000-40*2-20-(7\times25)}{6} = 120.83\ mm > d_b = 25 \geq 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{3436.12}\times420}{0.85\times1000\times28} = 70.74mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{70.74}{0.85} = 83.22\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-83.22}{83.22}\right) = 0.0074 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B10):(Mu=-238.6 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{238.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 290^2} = 3.15Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.15}{420}}\right) = 0.008191$$

$A_s = \rho.b.d = 0.008191\times1000\times290 = 2375.39\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{28}}{4*420}*1000*290 = 845.65\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*290 = 966.66\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 2375.39 mm^2$

Use 6ø 25 Top, $A_{s,provided}$= 2945.24 mm^2>$A_{s,required}$= 2375.39mm^2… Ok

Check spacing :

$$S = \frac{1000-40*2-20-(6\times25)}{5} = 150\ mm > d_b = 25 \geq 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{2945.24}\times420}{0.85\times1000\times28} = 60.64\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{60.64}{0.85} = 71.34\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{287.5-71.34}{71.34}\right) = 0.00909 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (B 10):

$V_{u,max}$ = 337.4 KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$ = $350 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 287.5\ mm.$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{28} \times 1000 \times 287.5 \times 10^{-3} = 234.74\ KN$

Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{337.4}{0.75} - 234.74 = 215.13\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{28} \times 1000 \times 287.5 \times 10^{-3} = 938.97\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

Check for the case of shear:

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b.d \quad OR = \frac{1}{3}\ b.d \quad which\ is\ larger.$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{28} \times 1000 \times 287.5 \times 10^{-3} = 88.02\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 1000 \times 287.5 \times 10^{-3} = 95.83$ ***cont.***

$\emptyset(V_{smin} + V_c) = 0.75(95.83 + 234.74) = 247.93$ KN.

$V_u > \emptyset(V_{smin} + V_c)$ **case(III) for shear design.**

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75$ mm OR $S_{max} \leq 600mm$

S_{max} =143.75 mm cont.

By using ϕ 10 double legs stirrups, A_v = 157.1 mm^2

$$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{157.1 \times 420 \times 287.5}{215.13 \times 1000} = 88.18\ mm$$

Use 2 leg ϕ10 @100mm

For all spans 2 leg ϕ10 @100mm will be used for stirrups.

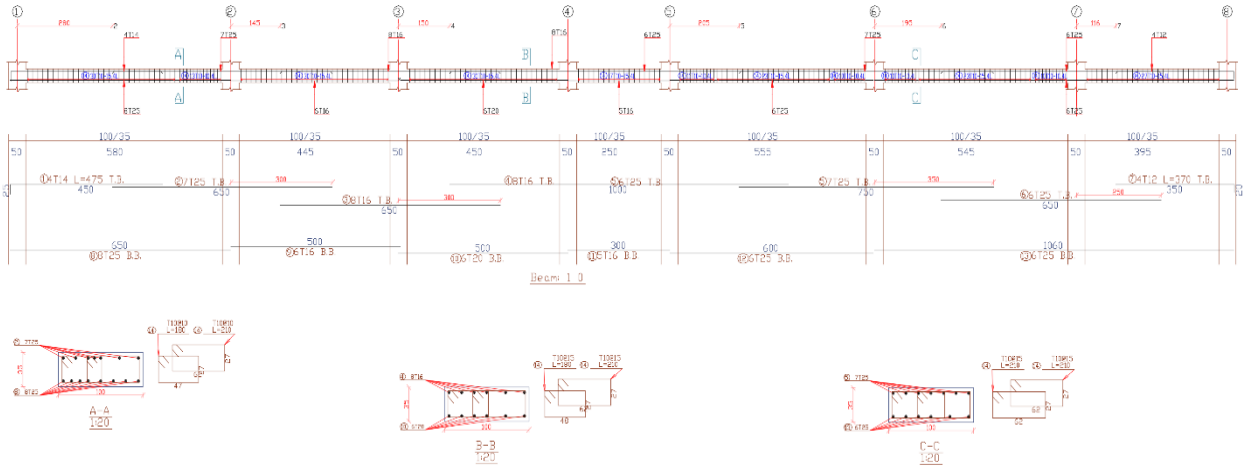


Fig.4.15: Flexural Design of Beam(10).

4.9 Design of Column:

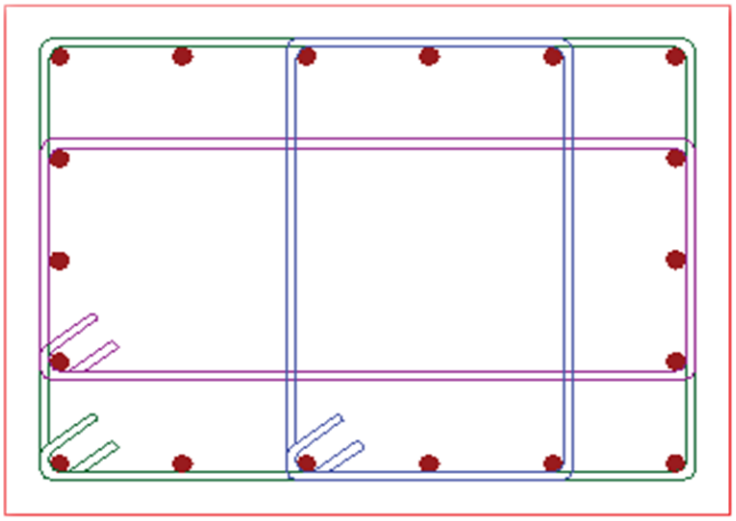


Fig 4.16:Column Design section.

❖ **Material :**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation: (From Column Group- 46)

Service Load:

Dead Load =3188.66 KN
Live Load = 1215.36 KN

Factored Load:

$P_U = 1.2 \times 3188.66 + 1.6 \times 1215.36 = 5770.96$ KN

✓ Dimensions of Column:

$Assume \rho g = 0.01$

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

$5770.96 * 1000 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times \text{Ag}\{0.85 * 28(1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 399755.06 mm2

Try: a=600mm b=800mm

✓ 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 = 4.0 m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame.

- **about X-axis (b= 0.8m)**

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

$$\frac{1\times 4.0}{0.3\times 0.8} = 16.67 < 22$$

Column Is Short About X-axis

- **about Y-axis (h= 0.6m)**

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

$$\frac{1\times 4.0}{0.3\times 0.6} = 21.025 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

✓ **Minimum Eccentricity:**

$$e = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min e = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 600 = 33mm = 0.033m$$

✓ **Interaction Diagram:**

$$\text{From the interaction diagram chart}$$

$$\text{from chart A9 - a for } \frac{\gamma}{h} = 0.6 \rightarrow \rho g = 0.01$$

$$\text{from chart A9 - b for } \frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$$

$$\text{then for } \frac{\gamma}{h} = 0.643 \rightarrow \rho g = 0.01$$

$$\text{Select reinforcement}$$

$$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.01\times 800 * 600 = 4800mm^2$$

$$\text{As} = 24013.5\ \text{mm2}$$

$$\text{Select } 18\phi 20\ with\ As = 24013.5mm^2 > \text{Ast} = 4800mm^2 .$$

$\rho g = As / Ag = 0.01 \geq \rho = 0.01 OK$

Use18 Φ 20 with As=5654.87 mm²

✓ Design of the Stirrups:

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

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 32\ cm$$
$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \leq least\ \dim = 60 cm$$

$Use \phi 10 @ 20\ cm$

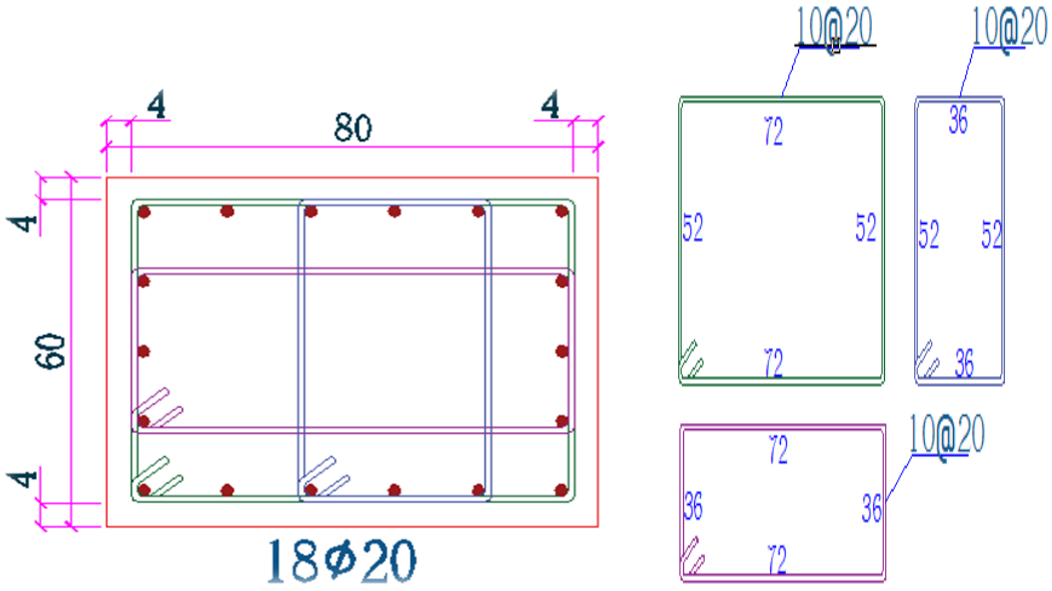


Fig 4.17:Column Reinforcement Details.

4.10 Design of Footing:

❖ **Material :**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

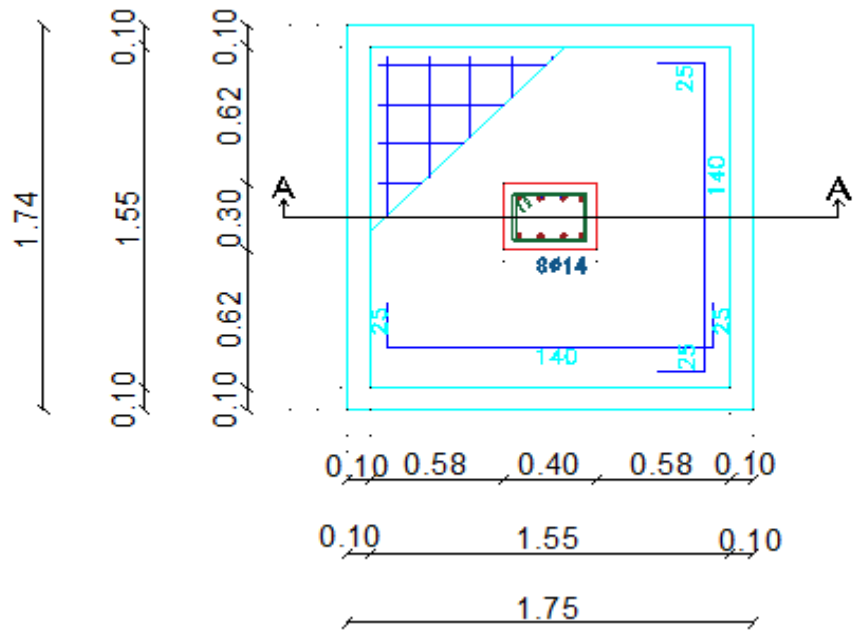


Fig 4.18 :Isolated Footing .

✓ Load Calculations :(From Column Group F1)

Dead Load = 392.52 Kn , Live Load = 148.3 Kn

Total services load = 392.52 + 148.3 = 540.82 Kn

Total Factored load = 1.2*392.52 + 1.6*148.3 = 708.304 Kn

Column Dimensions (a*b) = 30*40 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 Kn/m2

Assume h = 60cm

$q_{net-allow}$ = 500 – 25*0.6 – 18*0.4 – 25*0.7 = 460.3kn/m2

✓ Area of Footing :

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{450.82}{460.3} = 1.17\ m^2$$

Assume Square Footing

B required = 1.79 m

Select B = 1.9 m

✓ Bearing Pressure :

q_u = 708.304/1.9*1.9 = 196.206 Kn/m^2

✓ Design of Footing :

1- Design of One Way Shear Strength :

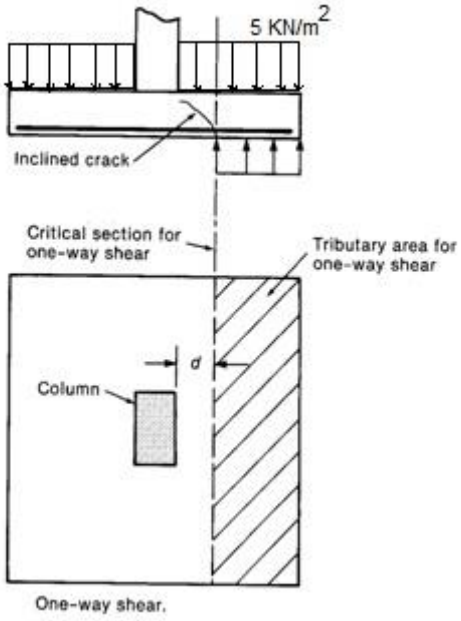
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 60cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 600 – 75 – 14 = 511 mm

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

$Vu = 196.206 * \left(\frac{1.9-0.30}{2} - 0.511\right) * 1.9 = 107.73$ Kn



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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1900 * 511 = 642.64Kn$$

$$\phi.Vc = 642.64KN > Vu = 107.73Kn$$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :

$Vu = Pu - FR_b$

$FR_b = q_u * area\ \ of\ \ critical\ \ \text{sec}tion$

$Vu = 196.206 * 3.61 - \left[(0.4 + 0.511) * (0.3 + 0.511)\right] = 675.77Kn$

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:

$$\beta_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{40}{30} = 1.34$$

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

$b_o = 2 * (51.1 + 40) + 2 * (51.1 + 30) = 344.4cm$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.34}\right) * \sqrt{28} * 3444 * 511 = 2901.44Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 511}{3444} + 2\right) * \sqrt{28} * 3444 * 511 = 4618.35Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 3444 * 511 = 2328.107Kn$$

ΦVc =2328.107 Kn>Vu=675.773Kn

3- Design of Bending Moment :

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 196.206 * $\left(\frac{1.9-0.30}{2}\right)$ *1.9 =298.23Kn

Mu = 298.23* 0.775/2 = 115.56Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{115.56\times10^6}{0.9\times1900\times511^2} = 0.258\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times0.258}{420}}\right) = 0.00619$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00619×1900×511 = 601.58 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1900*600 = 2052 mm^2

$A_{s,req} = A_{s,min}$ = 2052 mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :

S = 45 cm

S = 3h = 3*60 = 180cm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*75 = 192.5 cm

S = 45 cm **…… is control**

Use 11ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2211mm^2>$A_{s,required}$= 2052 mm^2… Ok

Check for strain:

a = $\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{2211\times420}{0.85\times1900\times28} = 20.53\ mm$

c = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{20.53}{0.85} = 24.16\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-24.16}{24.16}\right) = 0.06 > 0.005 \ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :

Load Transfer In Footing :

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

$A_1 = 0.40 * 0.30 = 0.12\ m^2$

$A_2 = 0.190 * 0.190 = 3.61\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.61}{0.12}} = 5.48 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 175 \times 2) = 5414.5 Kn$$

$$\Phi Pn = 5414.5 > Pu = 2080 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 175) = 2707.25 Kn$$

$$\Phi Pn = 2707.25 > Pu = 708.304\ kn \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 400 * 300 = 600 mm2

Use 8ø16, $A_{s,provided}$= 1608 mm^2>$A_{s,required}$= 600 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :

Tension Development Length In Footing :

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

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm\ \ Or\ cb = \frac{150}{2} = 75\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{16} = 4.68 > 2.5$$

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

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{1900-400}{2}$ -75= 675 mm

$Ld_{T\ available}$ = 675 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

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*16}{\sqrt{28}}$ = 304.8> 0.043*420*16 = 288.96>200mm

Ld_{Creq}= 304.8 mm

$Ldc_{available}$ = 600 – 75 – 16 – 16 = 493mm >Ld_{Creq}= 304.8 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 m

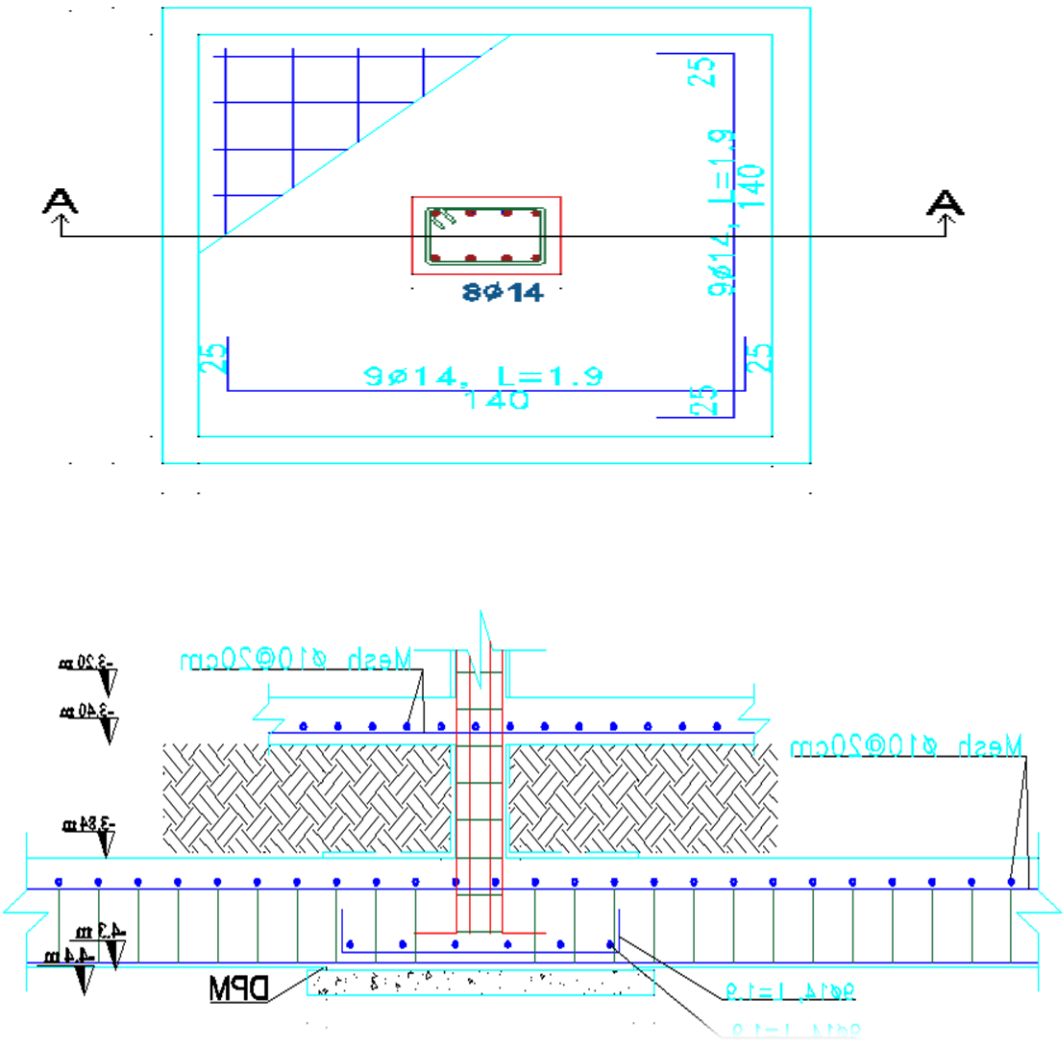


Fig 4.19:Foot Reinforcement Details.

4.11 Design of Stair:

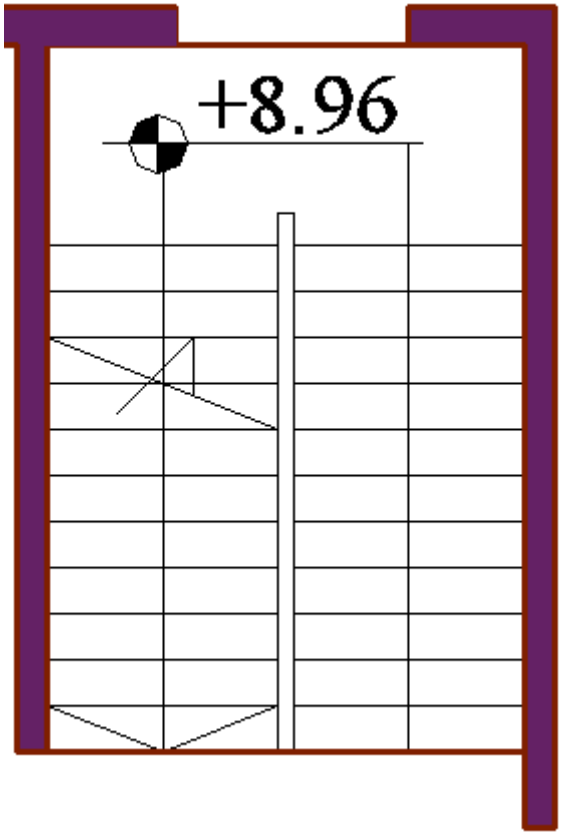


Fig 4.20 :Stair Plan.

❖ **Material :**

⇒ concrete B350 Fc' = 28N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

➢ Design of Flight :

✓ Determination of Thickness:

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 600/20 = 30$ cm

Take h = 30 cm

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

✓ Load Calculation:

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*0.3*1 / cos 29.56 = 8.62 KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos 29.56^{o} = 0.51 KN/m	
		Sum	13.47 KN/m

Table (4.6): Dead Load Calculation of Flight.

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

Factored Load For Flight :

W_U = 1.2 ×13.47+ 1.6×5 = 24.164 KN/m

✓ System of Flight:

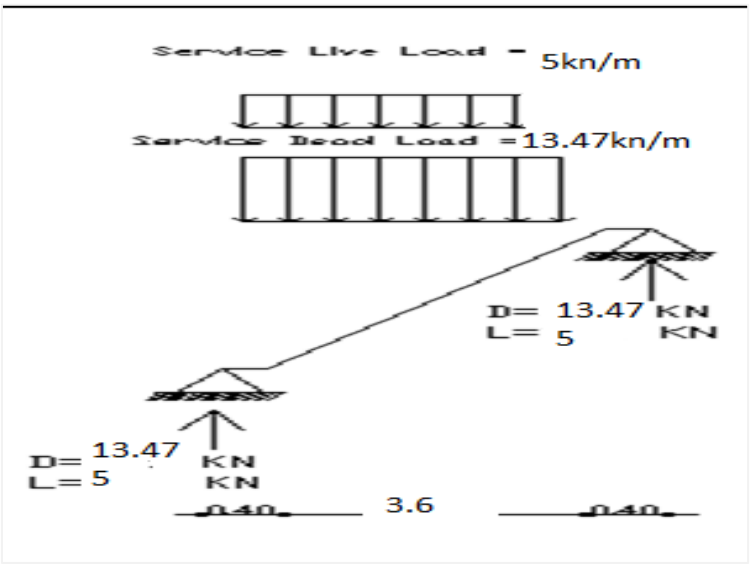


Fig 4.21: Statically System and Loads Distribution of Flight.

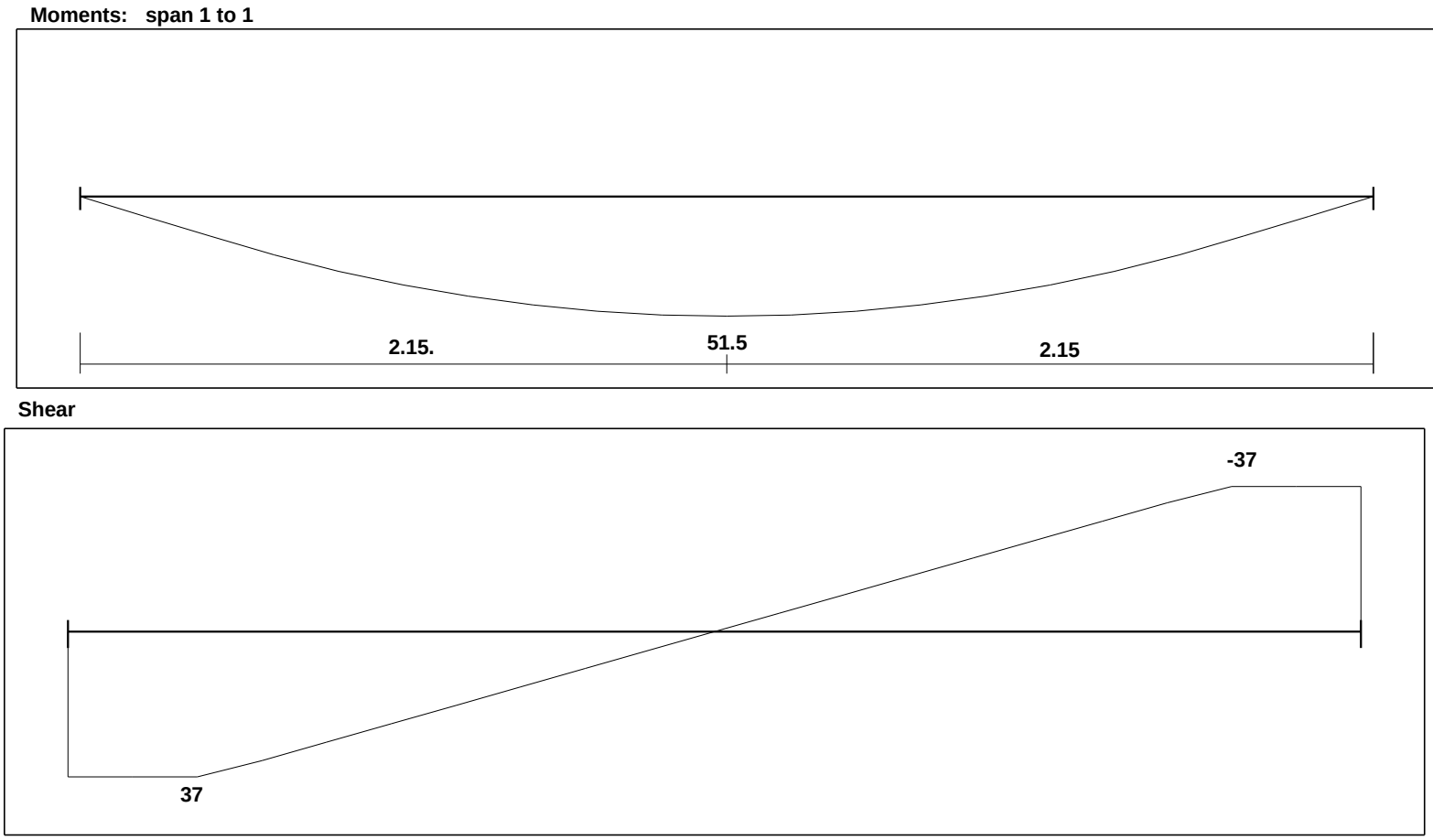


Fig 4.22: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

Design of Shear for Flight :

(Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d = h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

ΦV_c = 0.75* 182.1 = 136.6 KN > Vu = 37Kn**…… No shear reinforcement are required**

Design of Bending Moment for Flight :

(Mu=51.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.00282$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00282 \times1000\times223 = 630\ mm^2/m$

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

$As_{req} = 630\ mm^2 > A_{s,min} = 450 mm^2/m$

Check for Spacing :

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$ = 770 mm^2> $A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{770\times420}{0.85\times1000\times28} = 15.85\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-18.65}{18.65}\right) = 0.025 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :

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

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided} = 523\ mm^2 > A_{s,required} = 360mm^2$… Ok

➢ Design of Landing : (For First One Meter)

✓ Determination of Thickness:

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.1/20 = 15.5$ cm

Take h = 30 cm

✓ Load Calculation:

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*0.3*1= 7.5KN/m
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44 KN/m
	Sum	10.5KN/m

Table (4.7): Dead Load Calculation of Landing.

Dead Load For Landing For 1m Strip = 10.5 KN/m
Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Reaction From Flight:

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :

$W_U = 1.2 \times 30.24 + 1.6 \times 13.25 = 67.12 Kn/m$

✓ System of Landing:

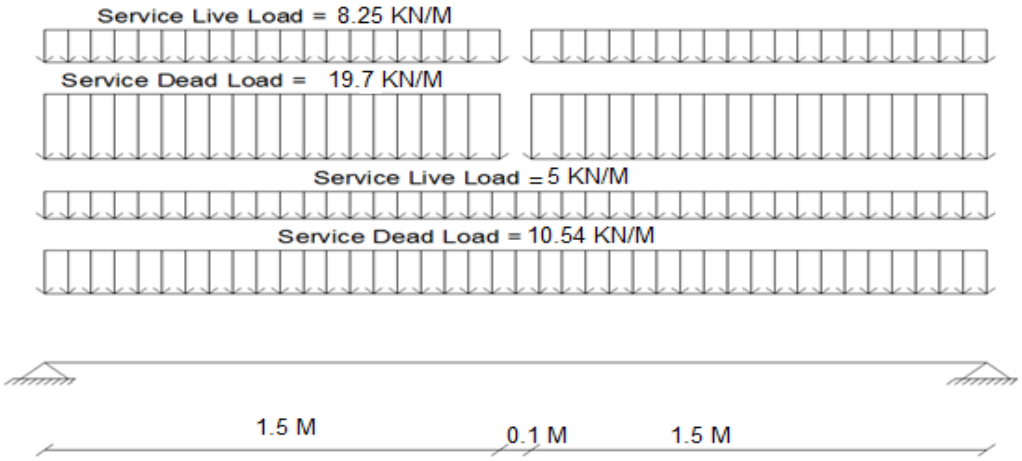


Fig 4.23 : Statically System and Loads Distribution of Main Landing.

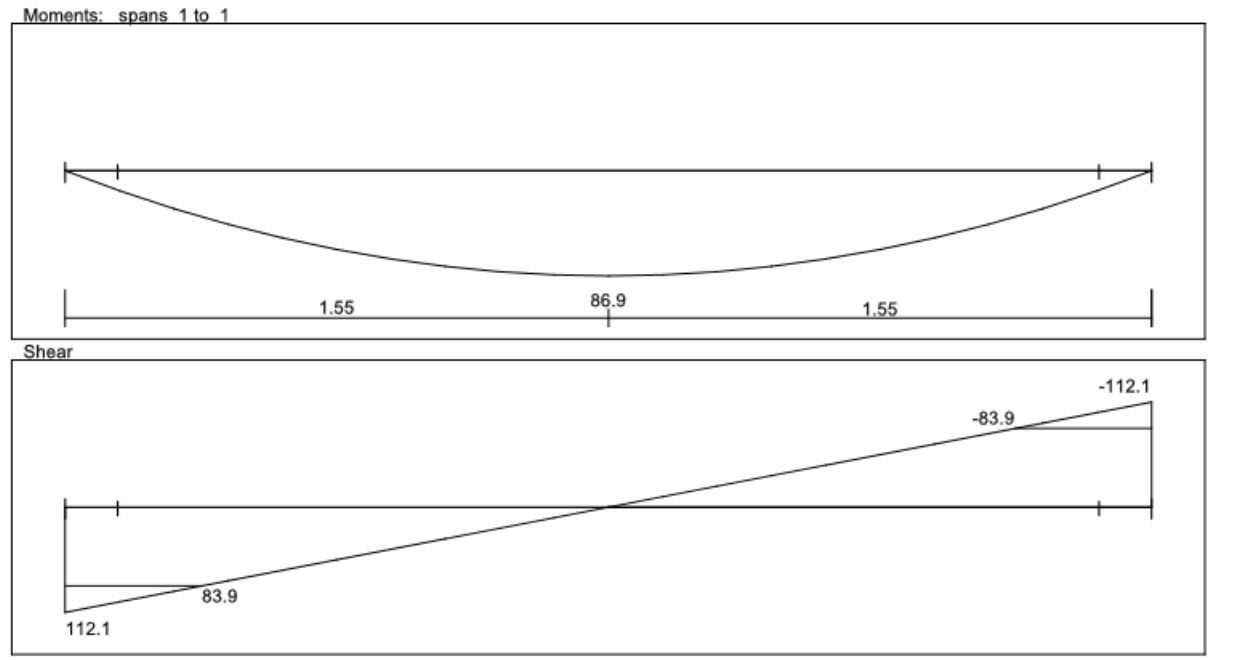


Fig 4.24: Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing.

Design of Shear:
(Vu=83.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 274 = 242$ KN

$\Phi * V_c = 0.75 * 242 = 181.5$ KN> Vu = 83.9 KN**….. No shear reinforcement are required**

Design of Bending Moment :
(Mu=86.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{83.9\times10^6}{0.9\times1000\times274^2} = 1.242\ \ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 20.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.65\times1.242}{420}}\right) = 0.003039$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.003039×1000×274 = 832.58 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*300 = 540 mm^2

$A_{s,req}$ = 832.58 mm^2

Check for Spacing :

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 450 mm**…… is control**

Use ø14@ 180 mm ,$A_{s,provided}$ = 855.5 mm^2> $A_{s,required}$ = 832.58 mm^2… Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{855.5\times420}{0.85\times1000\times28} = 15.1\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.1}{0.85} = 17.765mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-17.76}{17.76}\right) = 0.0433 > 0.005 \ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Landing :

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*300 = 540mm^2$

Use ø12@ 200 mm ,$A_{s,provided} = 5.65mm^2 > A_{s,required} = 540mm^2$… Ok

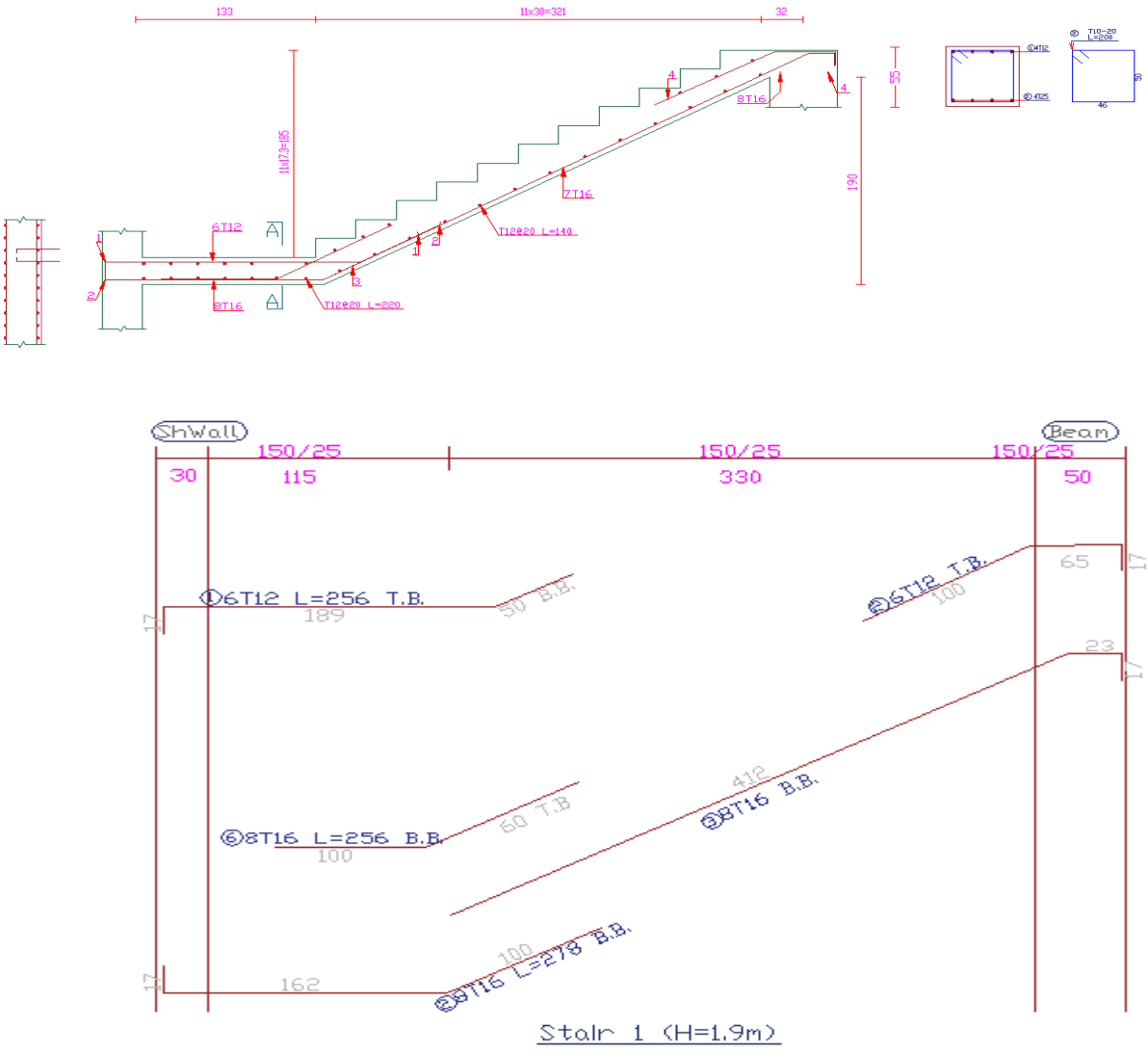


Fig 4.25: Stair Reinforcement Details.

4.12 Design of Shear Wall:

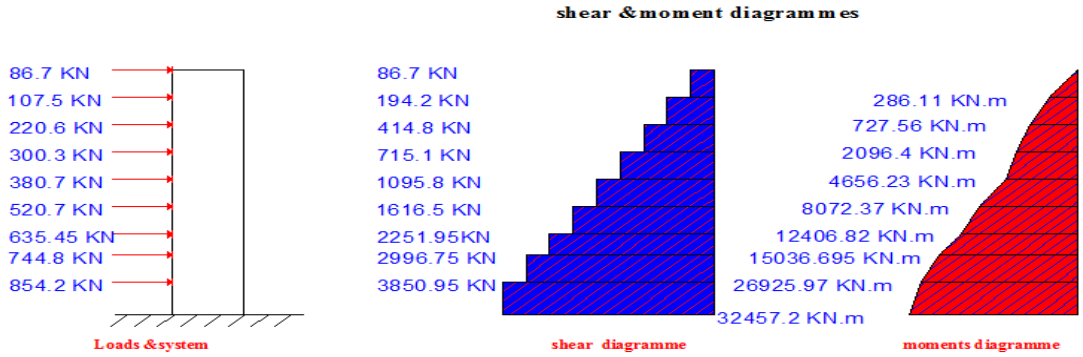


Fig 4.26: Shear force and moment diagrmmes on the wall from ETABS.

❖ **Material and Sections: (From Shear Wall 2)**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 33 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 6 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 29.5 m

✓ **Design of Horizontal Reinforcement:**

$$\sum Fx = Vu = 3850.8\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{29.5}{2} = 3m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{29.5}{2} = 14.75m$$

$$storyheigh(Hw) = 29.5m.....Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 330 * 4800 \ = 3952.8\,KN > V_u \ = 3850.8KN$$

is the smallest of : V_c

$1-\ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 330 * 4800 = 1058.3$ …….. Control

$2-\ V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 330 * 4800 + 30.4 = 1617.9KN$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd = 3239.41KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Longrightarrow M_u = 4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{32457.2 * 10\text{^}3}{3850.8} - \frac{6000}{2} = 5428.69\,mm$$

Vc =$1058.3KN$
$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$
$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=3850.8/0.75-1164.2= -3723.33kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:
Min(Avh/Sh)=0.0025*h
=0.0025*330=0.625

Select Ø10 ,tow layers
Avh=2*π*10^2/4=157 mm^2
157/Sh=0.625

Sh=157/0.625=251.2

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=600/5=120 cm.

=3*h =3*33=75 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 330$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{29.5}{6}\right)\left(\frac{157}{200*250} - 0.0025\right)\right] * 330$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.621375$$

S_v= 252 mm

Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3}$ = 2000 mm

3*h = 3*330 = 750mm

450 mm ……. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:

$$A_{st} = \left(\frac{6000}{200}\right) * 2 * 79 = 4710\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4710}{6000 * 330}\right)\frac{420}{28} = 0.0471$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0471 + 0}{2 * 0.0471 + 0.85 * 0.85} = 0.0576$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{2l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 4710 * 420 * 6000(1 + 0)(1 - 0.0576/2)] = 5170.223\ KN$$

$$\geqq 32457.2 KN.m$$

Mub = Mu-ØMn = 32457.2 − 5170.223= - 69.83 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}} = \frac{6000}{600*.007}$ =1428.57 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 714\ mm$

Since Smallest value of Lb & Mub not require Boundary .

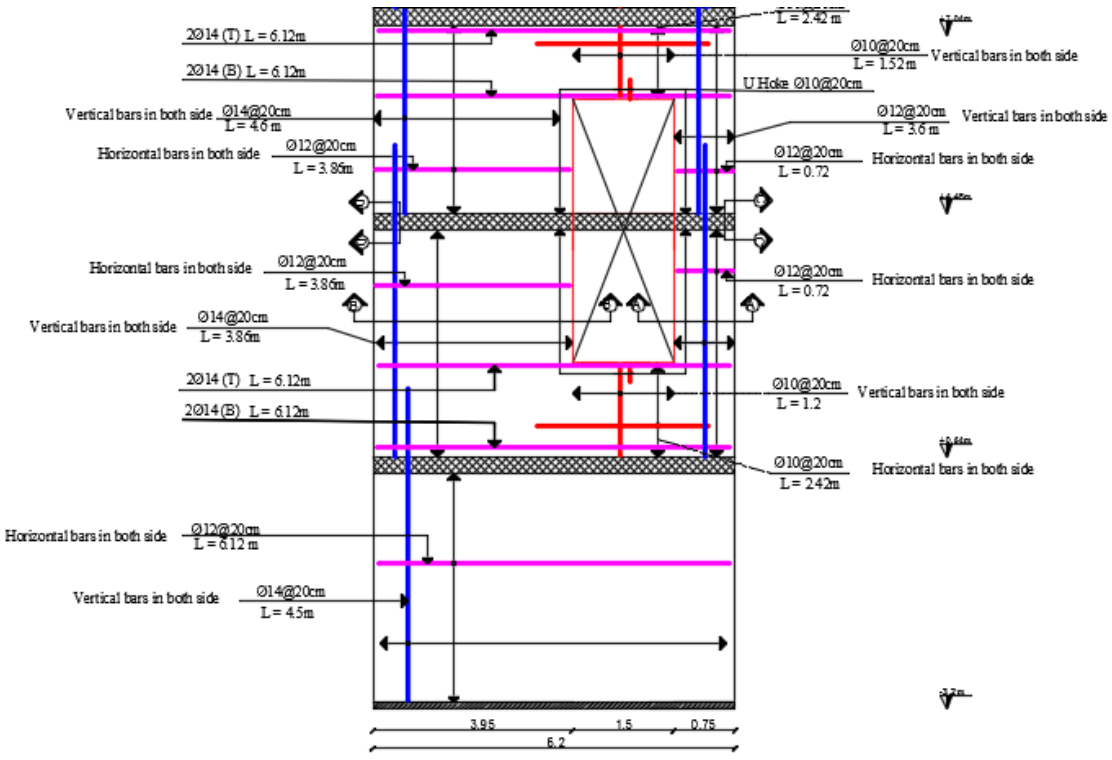


Fig 4.27: Shear Wall Reinforcement Details.

4.13 Design of Basement Wall:

❖ **Material :**

⇒ concrete B350 Fc' = 28N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

$\emptyset = 30°$ $\gamma = 19.00\text{KN/m}^3$

Ko = 1 − sin ∅
= 1 − sin 30
= 0.50

✓ Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* **Weight of backfill:**

$q1 = Ko * \gamma * h$

$= 0.50*19.0*3.9 = 37.05$ KN/m

$q_{1\ (Factored)} = 1.6 * 37.05 = 59.28$ KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$q2 = Ko * LL$

$= 0.50 * 5 = 2.50$ KN/m

$q_{2\ (Factored)} = 1.6 * 2.50 = 4.0$ KN/m

✓ Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm

Vmax =46.4 KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{28} * 1000 * 266}{6} = 175.94 \text{KN}$$

Vu ϕVc <

No shear Reinforcement is required.

✓ Design of bending moment:

Mu max =66.66KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{66.66}{0.9} = 74.066 \text{ KN. m}$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{74.06 * 10^6}{1000 * 266^2} = 1.0468 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

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

$$= \frac{1}{17.65} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.0468 * 17.65}{420}}\right)$$

$$= 2.55 * 10^{-3}$$

$Asreq = \rho * b * d = 2.55 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{6.783\ cm^2/m}$

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$Amin \leq Areq$

Select Ø12@20cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

As req =As min $= 3.60\ cm^2/m$

Ø12@10cm/m

- ✓ **Design of the horizontal reinforcement:**

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**Ø12@30cm/m**, in two layer.

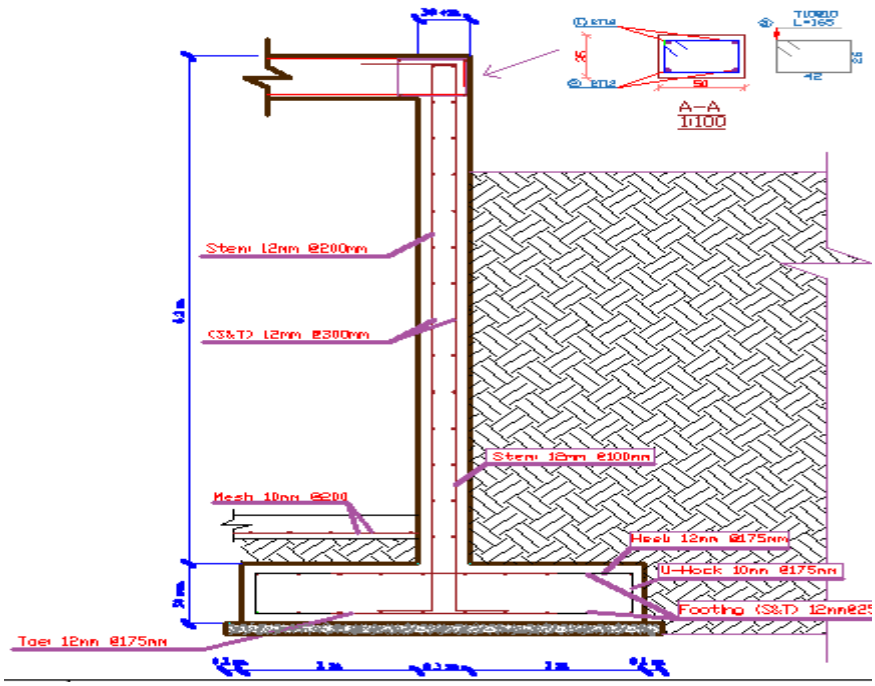


Fig 4.28: Basement Wall Reinforcement Details.

5

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج .

3-5 التوصيات.

5-1 مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لفندق إيلياء المقترح بناؤه في مدينة الخليل.

وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5-2 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحسوبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD (2007+2017) : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) Microsoft Office XP: تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
d) Google SketchUp : تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للفندق.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3-5 التوصيات:

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

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