بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "مستشفى "

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعمـل

نبيلة حسين رجوب **هيام محمود النتشة**

ولاء وائل عمرو

إشـراف : د. هيثم عياد

2018-2019

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ " مستشفى "

فلسطين-الخليل

فـريــق الـعـمـل

نبيلة حسين رجوب هيام محمود النتشة

ولاء وائل عمرو

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**
م. سفيان الترك	م. فيضي شبانة
.....	.....

2018-2019

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

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

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا بالله فله الحمد والشكر ، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له .

كما ونتقدم بجزيل شكرنا الى جامعتنا العريقة "جامعة بوليتكنك فلسطين " ونخص بالذكر "دائرة الهندسة المدنية والمعمارية " لما لها من فضل كبير علينا .

ونخص بالشكر والتقدير الدكتور الفاضل د. هيثم عياد مشرف مشروعنا ، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم 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.

وبالختام فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه فما نحن هنا الا بفضلهم ادامهم الله .

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

سوف يتضمن المشروع التصميم الانشائي لمستشفى والذي يقع في منطقة بئر حرم الرامة شمال الخليل ، حيث يتكون من 5 طوابق بمساحة اجمالية تقدر ب 11150 متر مربع .

بإذن الله سوف نقوم بعمل 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 للمستشفى.

سوف يتم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية , والكود البريطاني (UBC) لتحديد احمال الزلازل , والكود الامريكي(ACI) لتصميم العناصر الانشائية المختلفة, بالاضافة الى استخدام بعض البرامج التصميمية مثل برنامج العتير والسيف , وبرنامج الرسم الاوتوكاد , وبرامج ميكروسوفت اوفيس.

يتوقع في نهاية هذا المشروع ان نكون قادرين على اعداد مخططات انشائية تفصيلية كاملة تحقق الاهداف المرجوة من المشروع وتضمن تنفيذه على ارض الواقع.

Project abstract

In this project, we will study the structural design for hospital, which is located in Ber Haram Alrama north of Hebron city. It consists of 5 floors the total project area is about 11150 m^2.

Detailed structural study will be made by determining and analysing all the predicted structural elements and loads, then the structural design for the elements and the structural working drawing will be done according to the previous design for all project elements.

The Jordanian code will be used to determine the live loads, the British code (UBC) to determine earthquake loads, and the American code (ACI) to design all the structural elements . Moreover, we will use some structural design programs such as: Atir and Safe programs, drawing programs like AutoCAD program, in addition to Microsoft office programs.

At the end of this project, it is expected to be able to make complete detailed structural working drawings that ensure achieving all project goals and carrying it out in reality.

Table of Contents فهرس المحتويات

Table of contents

The content	Page No.
Cover page.	I - II
Dedication.	III
Thanks and appreciation.	IV
Project abstract (in Arabic).	V
Project abstract (in English).	VI
Contents index.	VII - XII
List of abbreviation.	XIII-XIV
Chapter I: Introduction	
1-1 Introduction.	**2**
1-2 Reasons for choosing the project.	**2**
1-3 Project objectives.	**3**
1-4 Research problem.	**4**
1-5 Methodology.	**4**
1-6 scope of the Project.	**4**
1-7 Time schedule.	**5**

Chapter II: Architectural description

2-1 Introduction.	**7**
2-2 Overview of the project.	**7**
2-3 Project location.	**8**
2-3-1 Proposed site.	**8**
2-3-2 Project land analysis.	**8-10**
2-4 Description of the project elements.	**10-14**
2-4-1 Basement (-1) floor.	**10**
2-4-2 Ground floor.	**10**
2-4-3 First floor.	**11**
2-4-4 Second floor.	**12**
2-4-5 Third floor.	**13**
2-5 Description of elevations.	**14-16**
2-5-1 North elevation (main elevation).	**14**
2-5-2 South elevation.	**15**
2-5-3 East elevation.	**15**
2-5-4 West elevation.	**16**
2-6 Description of movement of the building.	**16-17**
2-6-1 Internal Movement.	**16**

2-6-2 External Movement.	**17**
Chapter III: Structural description	
3-1 Introduction.	**18**
3-2 The purpose of structural analysis and design.	**18**
3-3 Structural analysis steps.	**18-20**
3-4 Loads classification.	**20-22**
3-4-1-1 Dead loads.	**20**
3-4-1-2 Live loads.	**21**
3-4-1-3 Environmental loads.	**21**
3-4-1-4 Wind load.	**22**
3-4-1-5 Snow loads.	**22**
3-4-1-6 Earthquakes.	**22**
3-5 Construction elements.	**23-27**
3-5-1 Slabs.	**23**
3-5-1-1 One Way Solid Slabs.	**23**
3-5-1-2One way ribbed slabs.	**23**
3-5-2 Columns.	**24**
3-5-3 Beams.	**25**
3-5-4 Shear walls.	**25**

3-5-5 Foundations. **26**

3-5-6 Stairs. **27**

3-5-7 Expansion Joints. **28**

Chapter IV: Structural analysis and design

4-1 Introduction. **30**

4-2 Design Method and Requirements. **30**

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member. **31-32**

4- 4 Design of Topping. **31-34**

4-5 Design of One Way Rib Slab. **35-50**

4-6 Design of Beam. **50-61**

Chapter V: Results and Recommendations

5-1 Results. **63**

5-2 Recommendations. **63**

5-3 References. **64**

Tables index

Table 1-1: time schedule table. **5**

Table 3-1: specific density of the used materials. **21**

Table 3-2: Live loads according to Jordanian code. **21**

Table 3-3: snow loads according to Jordanian code. **22**

Table 4-1: Check of minimum thickness of structural member. **31**

Table 4-2: Dead load calculation of topping. **33**

Table 4-3: Dead Load Calculation of Rib (R12). **37**

Figures index

Chapter II: Architectural description

Figure 2-1: Project site. **8**

Figure 2-2: Basement (-2) floor. **10**

Figure 2-3: Ground floor. **11**

Figure 2-4: First floor. **12**

Figure 2-5: Second floor. **13**

Figure 2-6: Third floor. **14**

Figure 2-7: North elevation (main elevation). **14**

Figure 2-8: South elevation. **15**

Figure 2-9: East elevation. **15**

Figure 2-10: West elevation. **16**

Figure 2-11: Section (B-B). **16**

Figure 2-12: Site plan. **17**

Chapter III: Structural description

Figure 3-1: One way solid slab. **23**

Figure 3-2: One way ribbed slab. **23**

Figure 3-3: Rectangular column. **24**

Figure 3-4: Circular column. **24**

Figure 3-5: Beams. **25**

Figure 3-6: Shear wall. **26**

Figure 3-7: Isolated footing. **26**

Figure 3-8: isolated footing plan. **27**

Figure 3-9: isolated footing section. **27**

Figure 3-10: Stair diagram. **27**

Chapter IV: Structural analysis and design

Figure 4-1: Topping load. **32**

Figure 4-2: Moment diagram. **34**

Figure 4-3: One way rib slab (R1). **36**

Figure 4-4: Geometry of rib slab (R1). **36**

Figure 4-5: Statically system and loads distribution of rib (R1). **38**

Figure 4-6: Shear and moment envelope diagram of rib (R1). **38**

Figure 4-7: Geometry of beam (B1). **51**

Figure 4-8: Statically system and loads distribution of beam (B 1). **51**

Figure 4-9: Shear and moment envelope diagram of beam (B1). **51**

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_sõ =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c**õ = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$ =** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

1

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 إجراءات المشروع.

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 والخبرة 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.

4-1 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك من خلال مقدمة مشروع التخرج، وقمنا باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج .

5-1 المسلمات:

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12 , Safe , Etabs , SAP2000)
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 والتوصيات.

7-1 إجراءات المشروع:

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم بعض العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

الفعاليات الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

2

الفصل الثاني

الوصف المِعمَـاري

2-1 مقدمة .
2-2 لمحة عامة عن المشروع .
2-3 موقع المشروع.
2-4 وصف طوابق المشروع.
2-5 الواجهات .
2-6 وصف الحركة و المداخل.
2-7 المداخل.

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.

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

تعاني فلسطين من عدة مشاكل في تصميم المستشفيات نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت, وغياب التخطيط الجيد في توزيع المستشفيات . لذلك أتت الحاجة لتصميم مستشفى يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني النفسية والجسدية, ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع الصحي الفلسطيني.

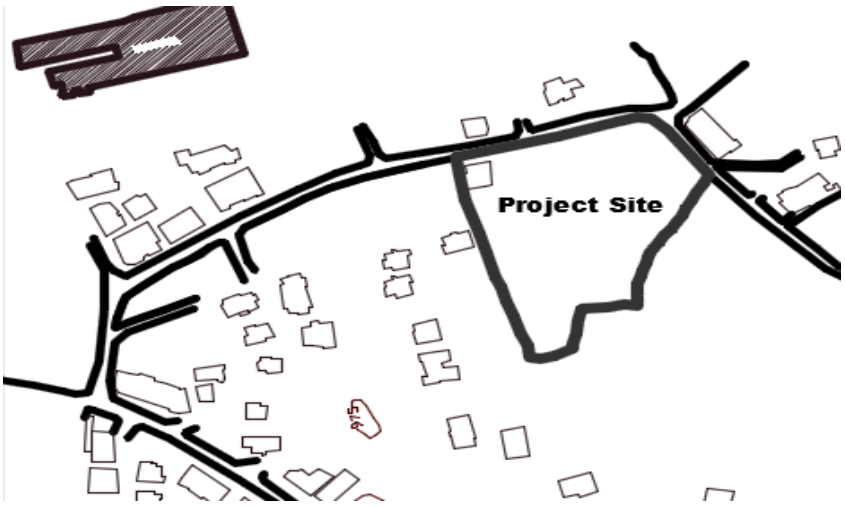
و مما لا شك فيه أن دور المستشفيات في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة العلاجية فقط ، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان لإيواء المرضى والمصابين كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للمستشفى هو أنه مكان لإيواء المرضى والمصابين حتى يتم شفاؤهم، ولكن المستشفى الحديث يعد تنظيماً طبياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافةً إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

3-2 موقع المشروع :

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

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

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض تقع في منطقة بير حرم الرامة شمال مدينة الخليل , ترتفع قطعة الأرض 990متر عن مستوى سطح البحر .



الشكل (2-1) الموقع العام للمشروع.

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مستشفى تخصصي 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 ارض لمستشفى دورا التخصصي :

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 دورا 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 معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

2-3-3 الرطوبة:-

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا 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 دورا تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

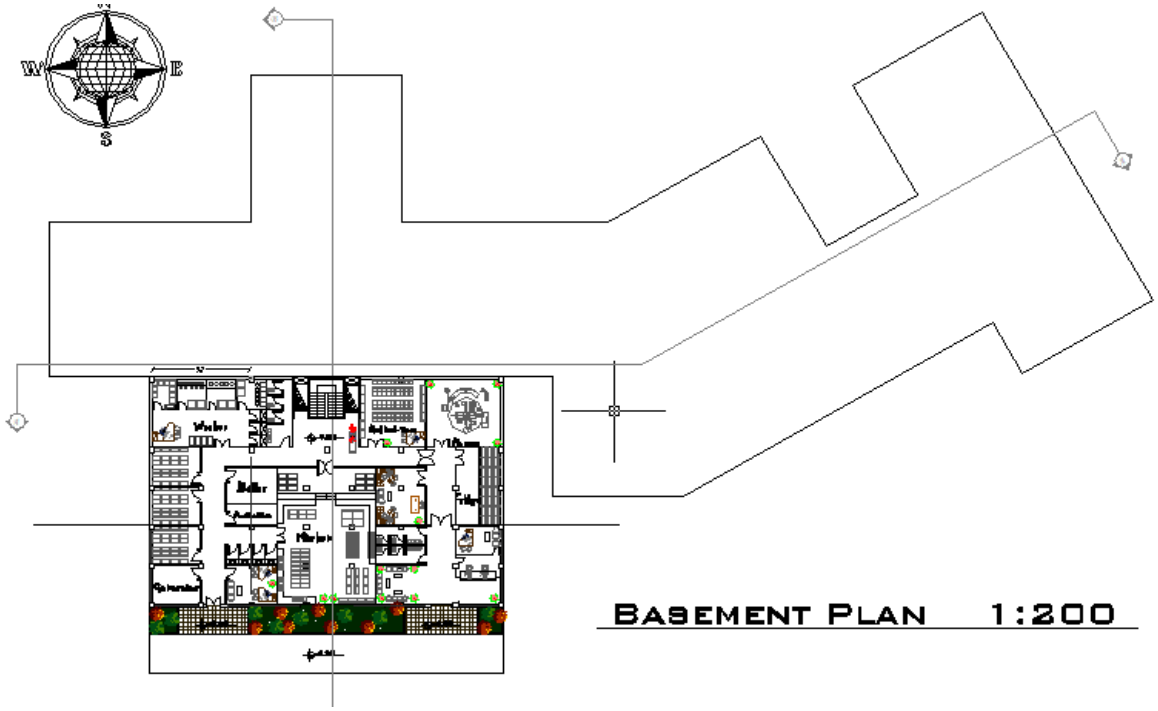
4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من خمسة طوابق ذات تنوع خدماتي بمساحة اجمالية وقدرها 17000 متر مربع, وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة, التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع .

1-4-2 طابق التسوية :-

(يقع على منسوب -4.00 م بمساحة تقدر ب 928 متر مربع)

يتكون طابق التسوية من مطبخ ، قسم لخدمات الجمهور، قسم للشرطة، وقسم للكهرباء، ومرافق عامة، كما هو موضح في الشكل (2-2).



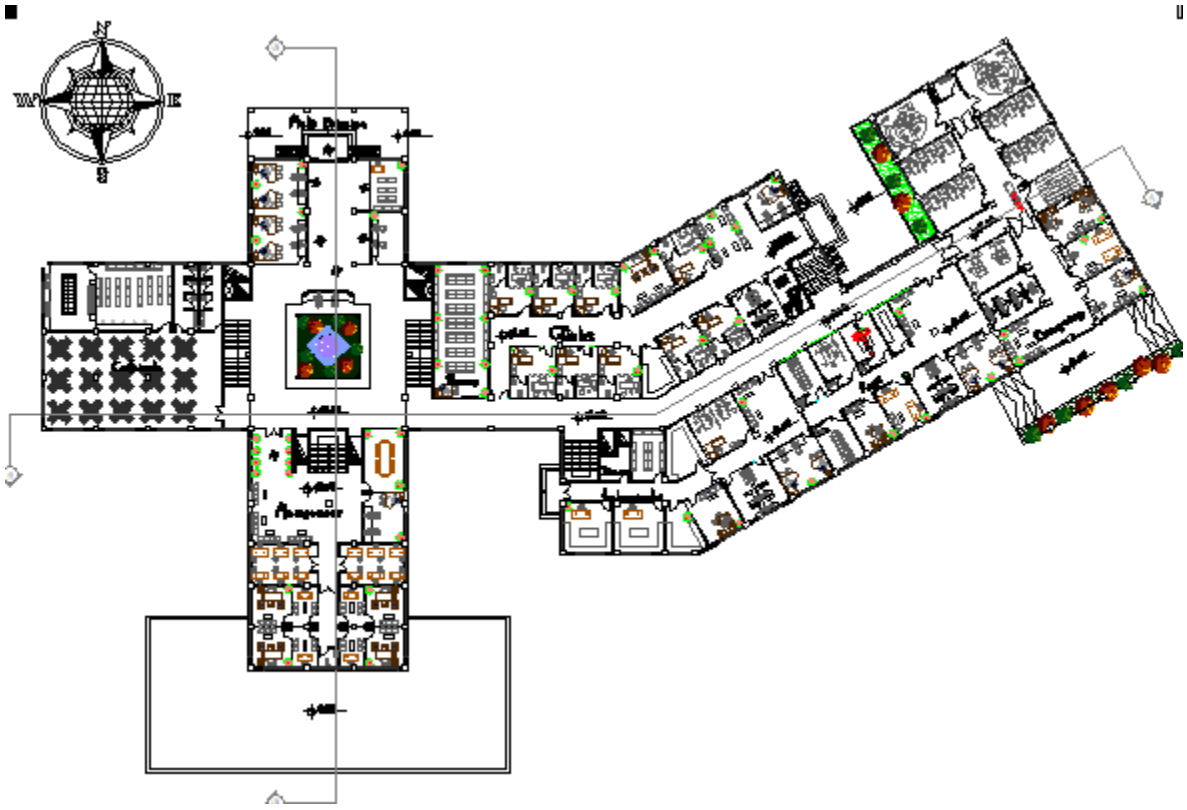
الشكل (2-2):المسقط الأفقي لطابق التسوية .

2-4-2 الطابق الأرضي-

(يقع على منسوب +0.5 م بمساحة تقدر ب 3024 متر مربع)

يتكون الطابق الأرضي من استقبال ، ادارة المستشفى ، قسم الخدمات ، قسم العيادات ، قسم المختبرات ، قسم خدمات الجمهور .

يتكون الطابق الأول من :, قسم العناية بالمرضى, وحدة العناية المكثفة , وحدة العناية المتوسطة , قسم العمليات ,

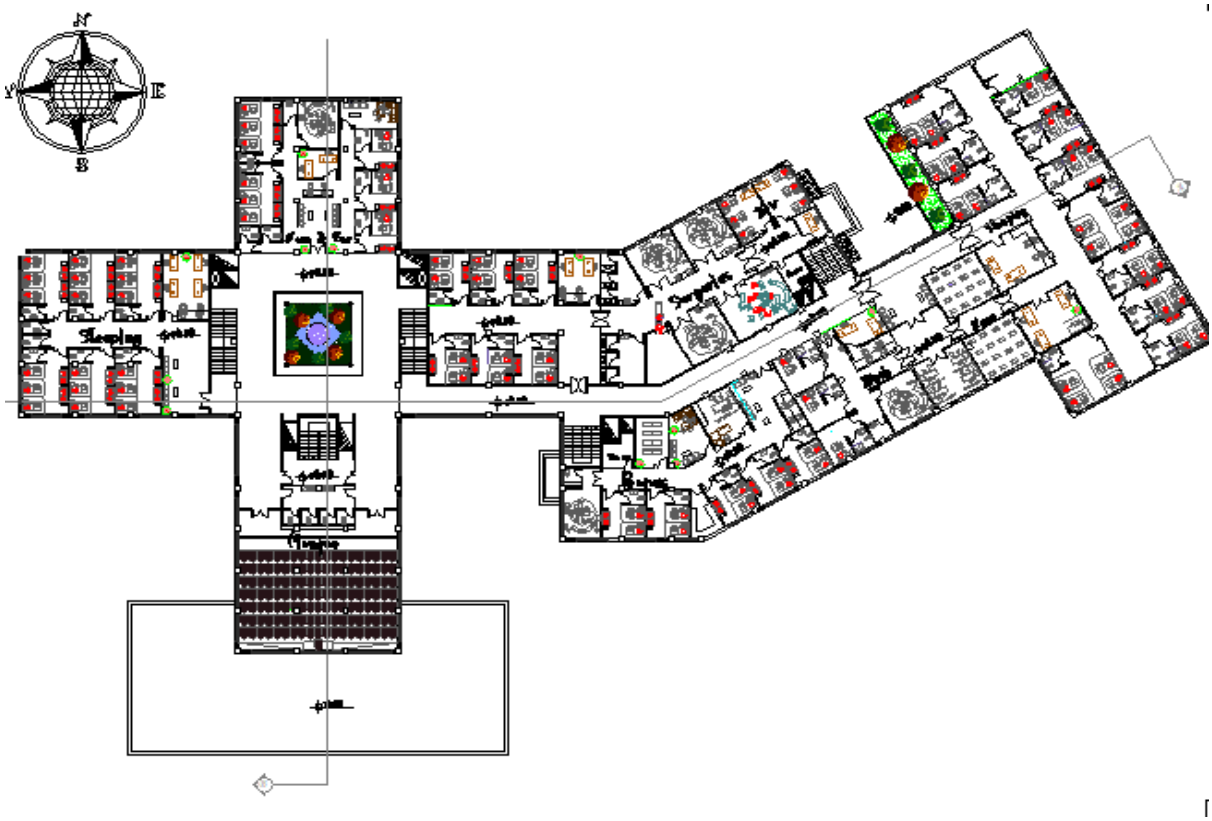


الشكل (2-3) : المسقط الأفقي للطابق الأرضي .

3-4-2 الطابق الأول :-

(يقع على منسوب + 4.00م بمساحة تقدر ب 3024 متر مربع)

يتكون الطابق الأول من قسم العناية بالمرضى ، قسم العيادات ، قسم الولادة والرعاية النسائية, قسم عمليات الولادة , قسم الخدمات.

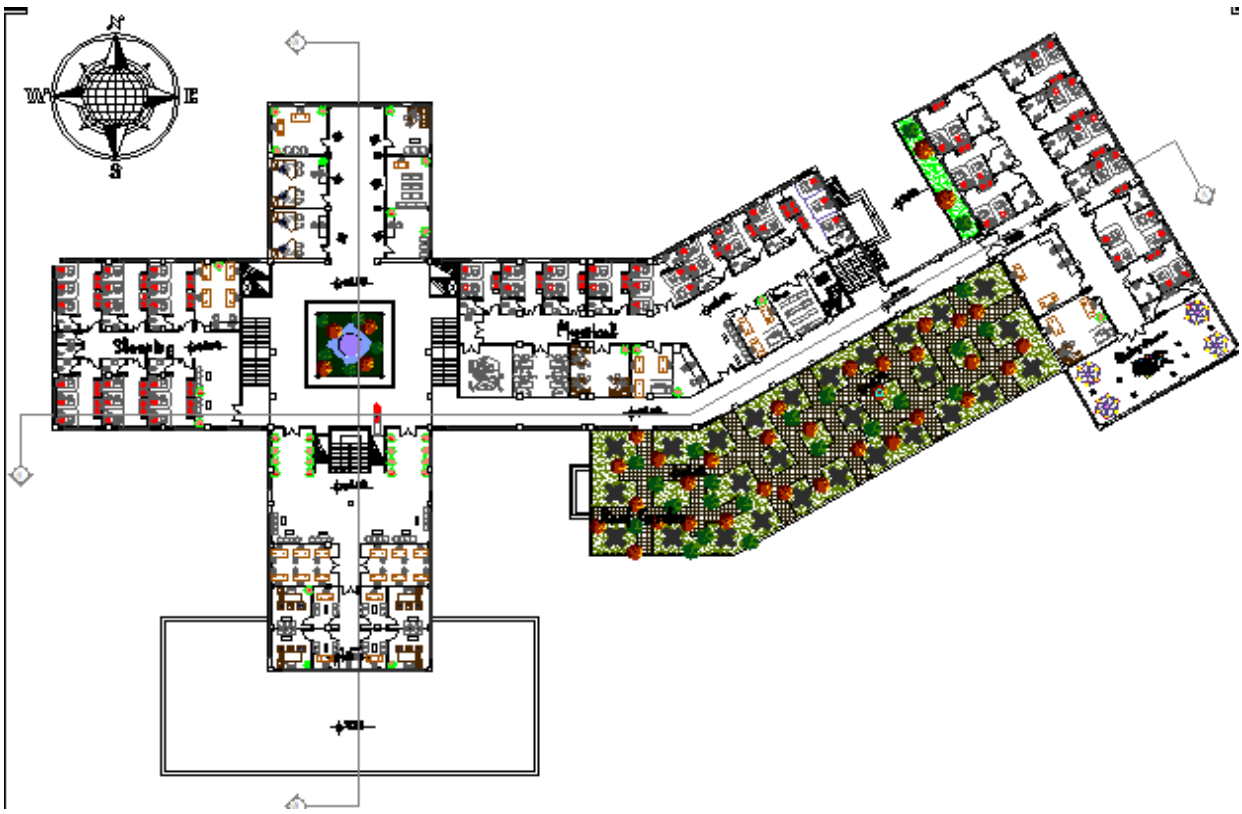


الشكل (2- 4):المسقط الأفقي للطابق الأول .

4-4-2 الطابق الثاني:-

(يقع على منسوب + 8.50 م بمساحة تقدر ب 2984 متر مربع)

يتكون الطابق الثاني من قسم النوم ، قسم العيادات ، قسم للأطفال ، حديقة .

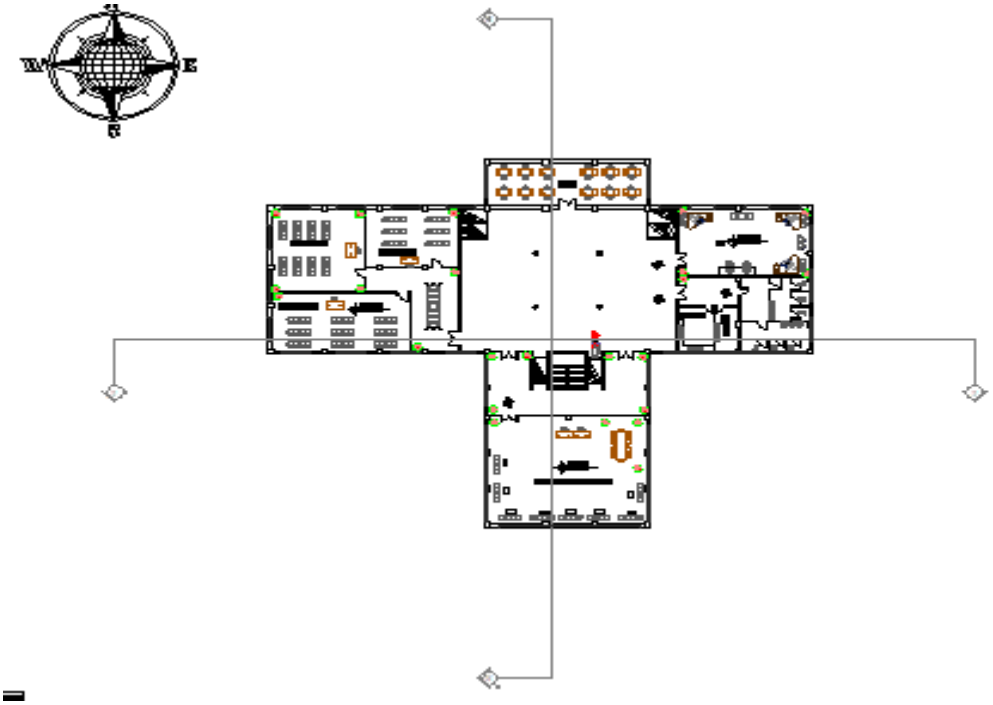


الشكل (2-5) : المسقط الأفقي للطابق الثاني.

2-4-5 الطابق الثالث :-

(يقع على منسوب + 12.00 م بمساحة تقدر ب 1190متر مربع)

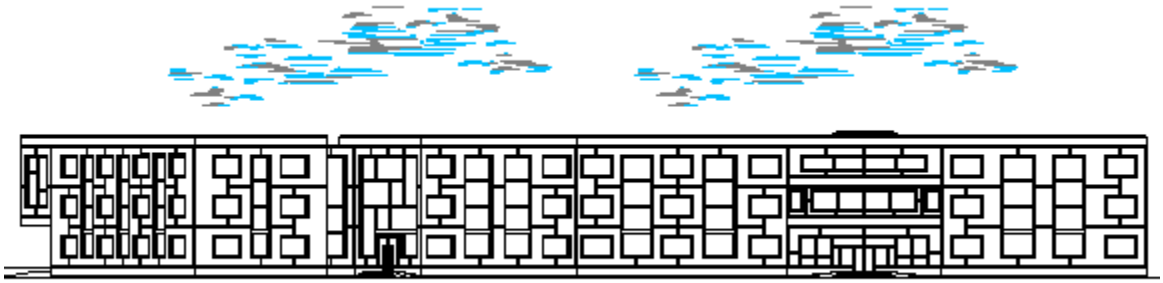
يتكون الطابق الثالث من مكتبة ، قاعات متعددة الاستخدامات ، خدمات .



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

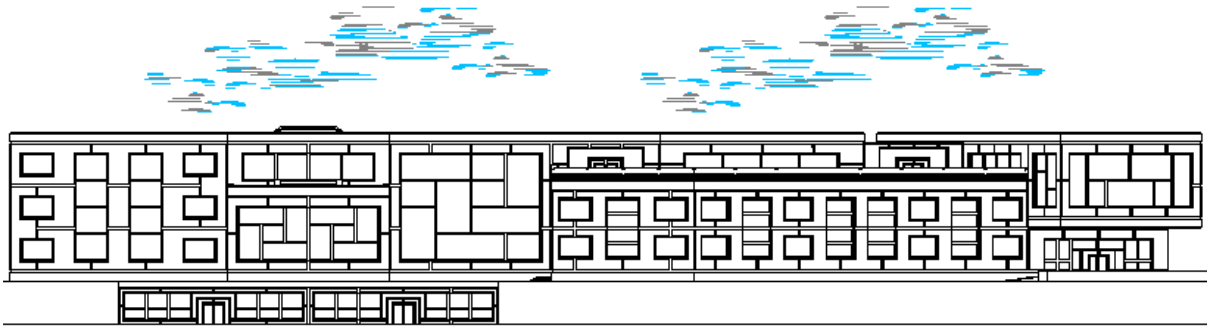
5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الشمالية:



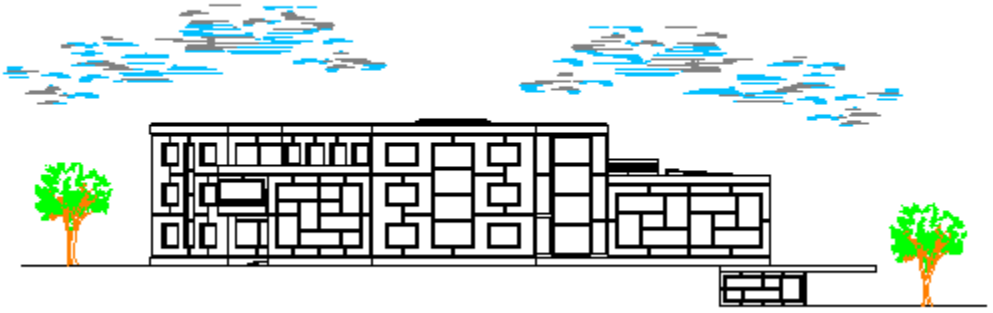
الشكل (2-7): الواجهة الشمالية.

2-5-2 الواجهة الجنوبية:



الشكل (2-8) :الواجهة الجنوبية.

2-5-2 الواجهة الغربية:



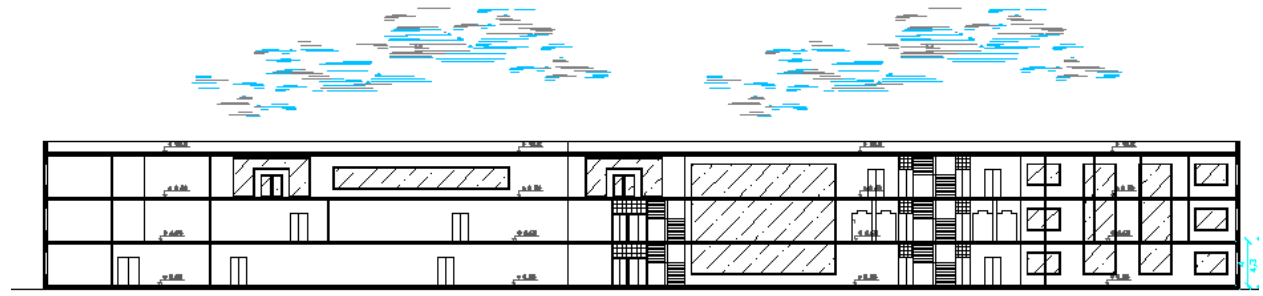
الشكل (2-9):الواجهة الغربية.

4-5-2 الواجهة الشرقية:

الشكل (2-10):الواجهة الشرقية.

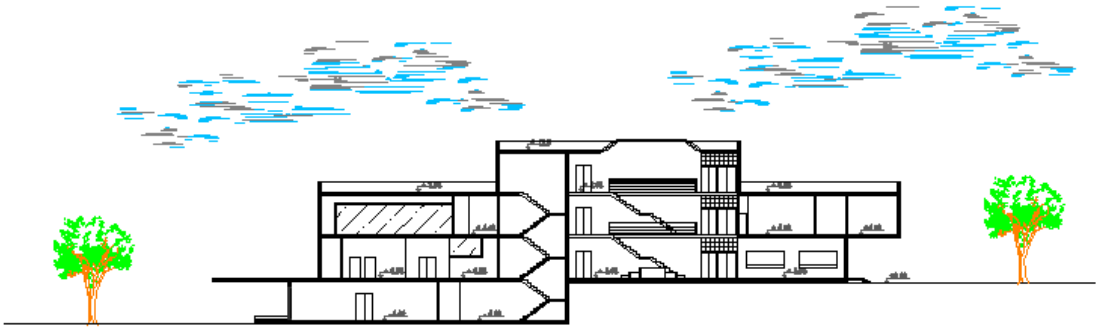
6-2 المقاطع:-

1-6-2 المقطع A-A:-



الشكل (2-11):المقطع A-A.

2-6-2 المقطع B-B:-



الشكل (2-12):المقطع B-B.

2-7 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 .

2-8 المداخل :-

يحتوي المشروع على اربعة مداخل:

1.المدخل الشمالي وهو المدخل الرئيسي .
2.المدخل الجنوبي الشرقي وهو مدخل للطوارئ .
3.مدخل لقسم العيادات الخارجية .
4.مدخل لقسم المختبرات .

3

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

3-1 مقدمة .

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 برامج الحاسوب.

3-1 مقدمة

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

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

3-2 الهدف من التصميم الانشائي

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 تضايق مستخدمي المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 مراحل التصميم الانشائي

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 إختياره 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:-

3-4-1 الأحمال الميتة:-

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

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	16

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

(Partition load) = 1.0 kN/m^2

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	الجامعات والمستشفيات	5
5	الأدراج	3

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

3-4-3 الأحمال البيئية :-

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

1-3-4-3 أحمال الرياح :

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

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

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

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

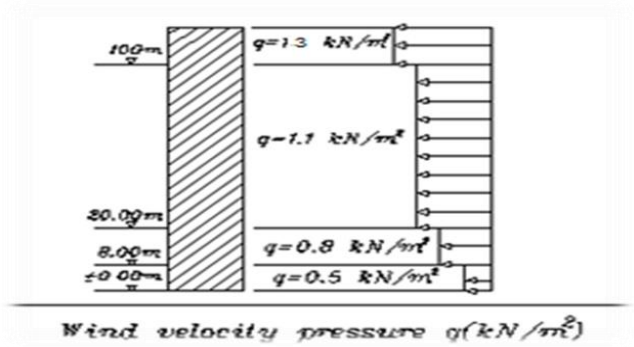
$q = v^2 / 1600$

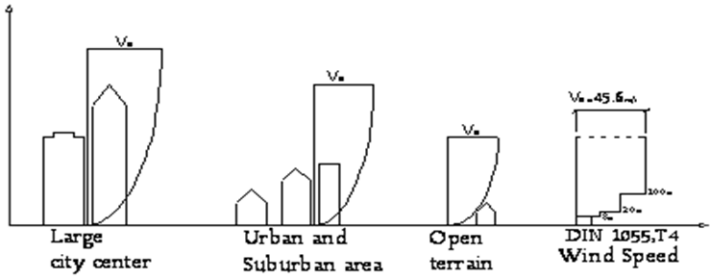
حيث أن :

q:- (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة .(KN/ m^2)

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

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





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

3-4-3-2أحمال 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.

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

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر, و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:-

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

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

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

3-3-4-3أحمال 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) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

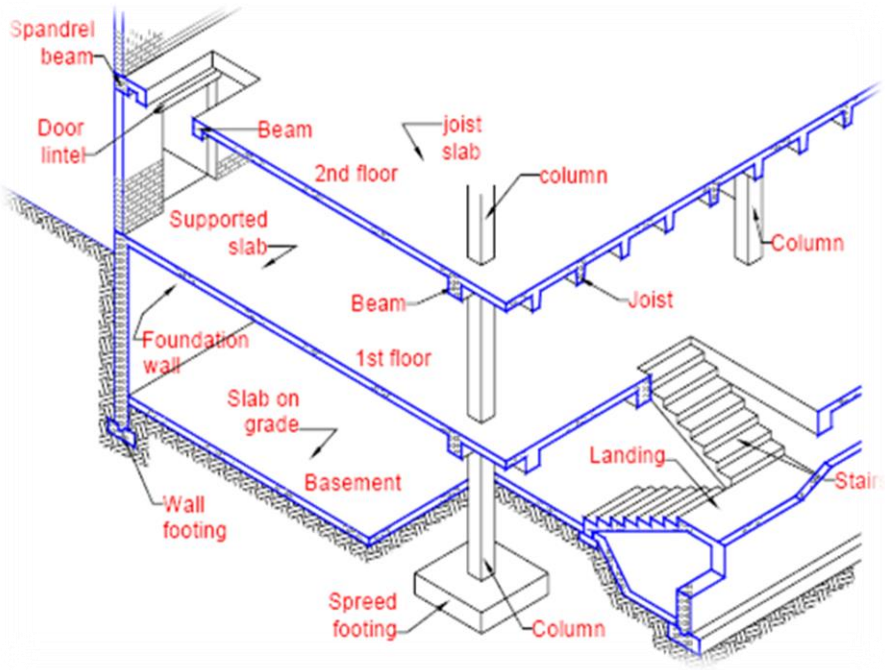
5-3 الاختبارات العملية

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.

6-3العناصر الإنشائية

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

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



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

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

3-6-1العقدات :-

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

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

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

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

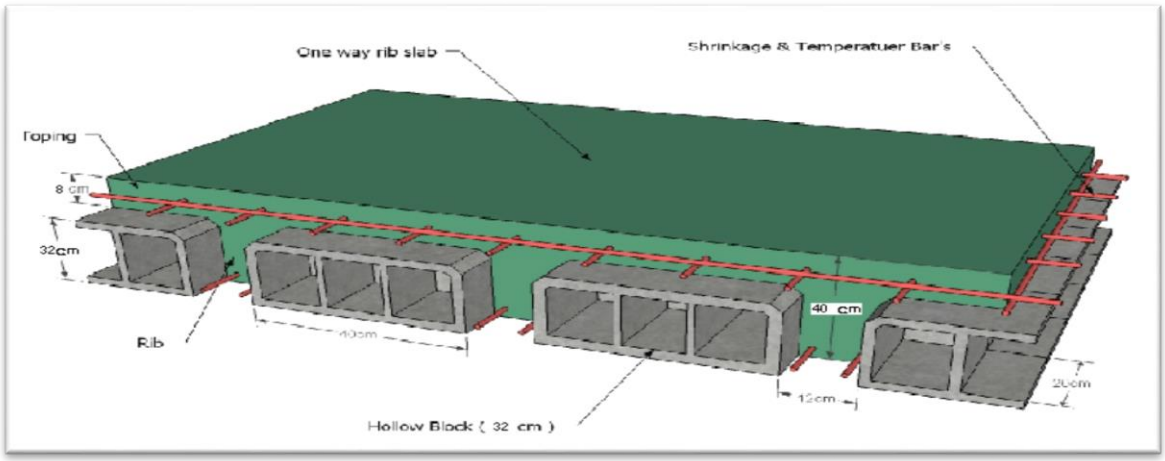
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

- 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 الانشائي لهذا المشروع استخدمنا كلا النوعين.

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

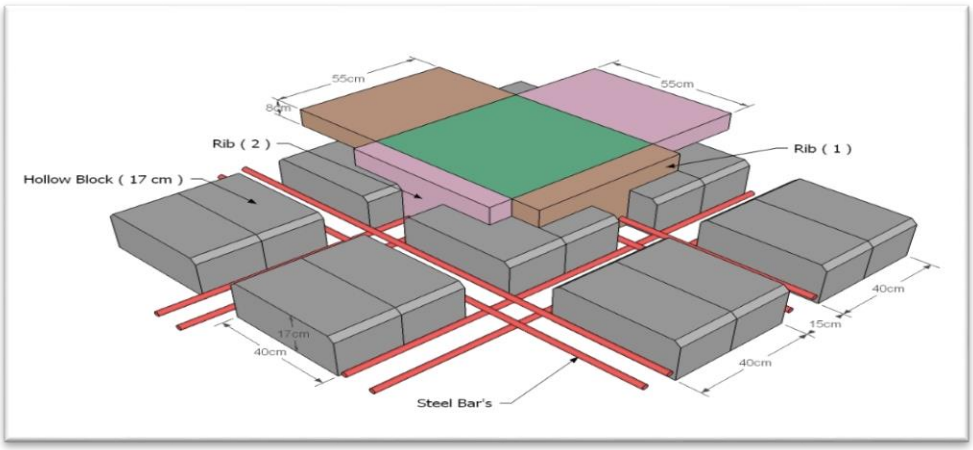
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

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

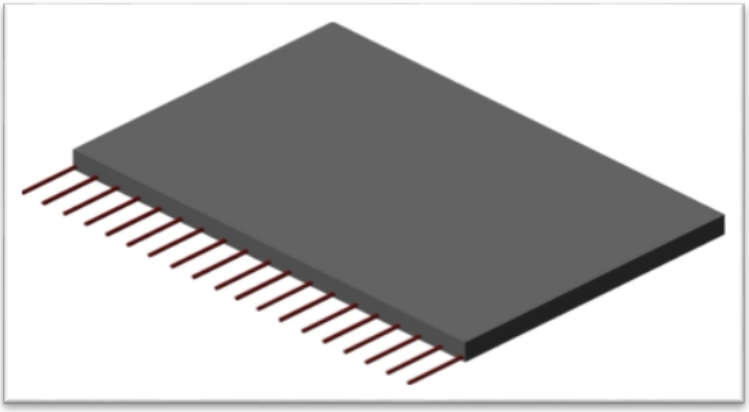
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين, ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-4).



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

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

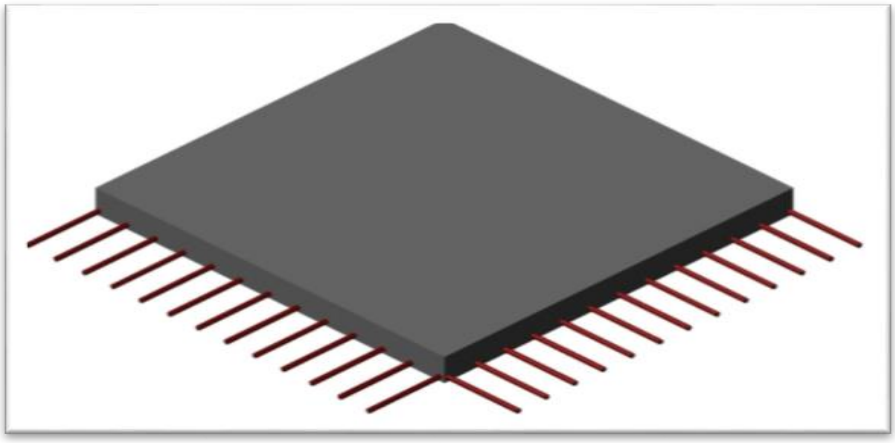
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3-5) .



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

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

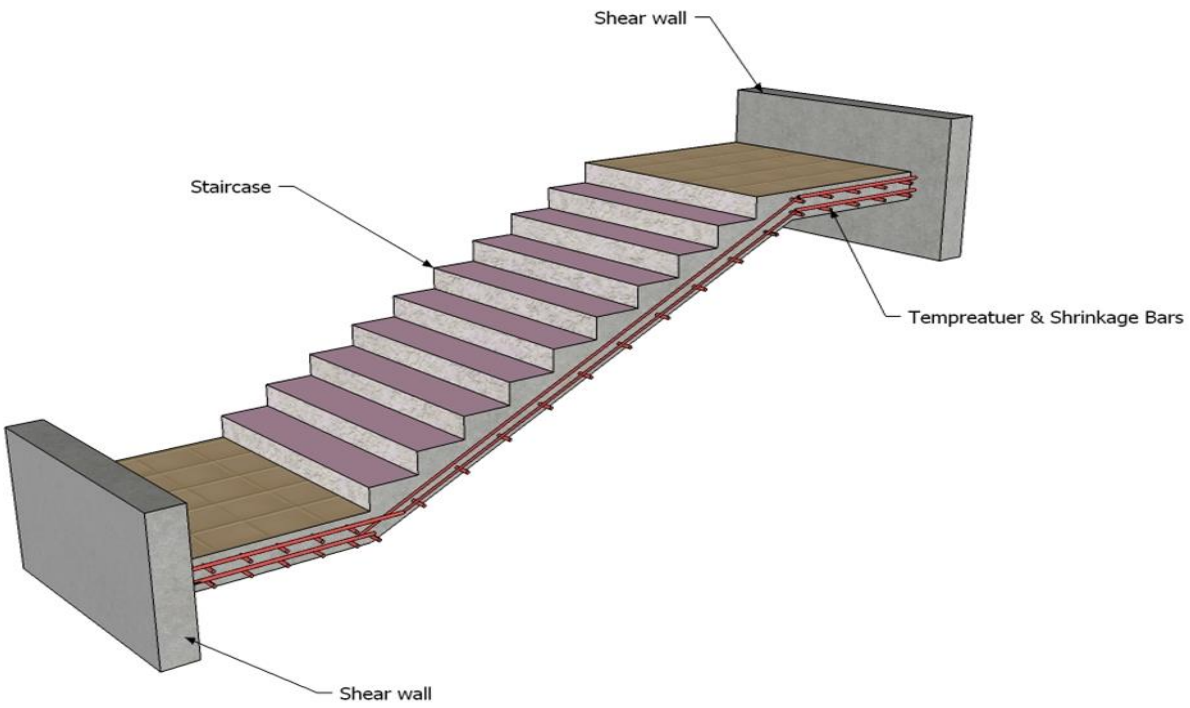
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-6).



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

3-6-2 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 (3-7).



الشكل (3-7): الدرج.

3-6-3الجسور :-

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

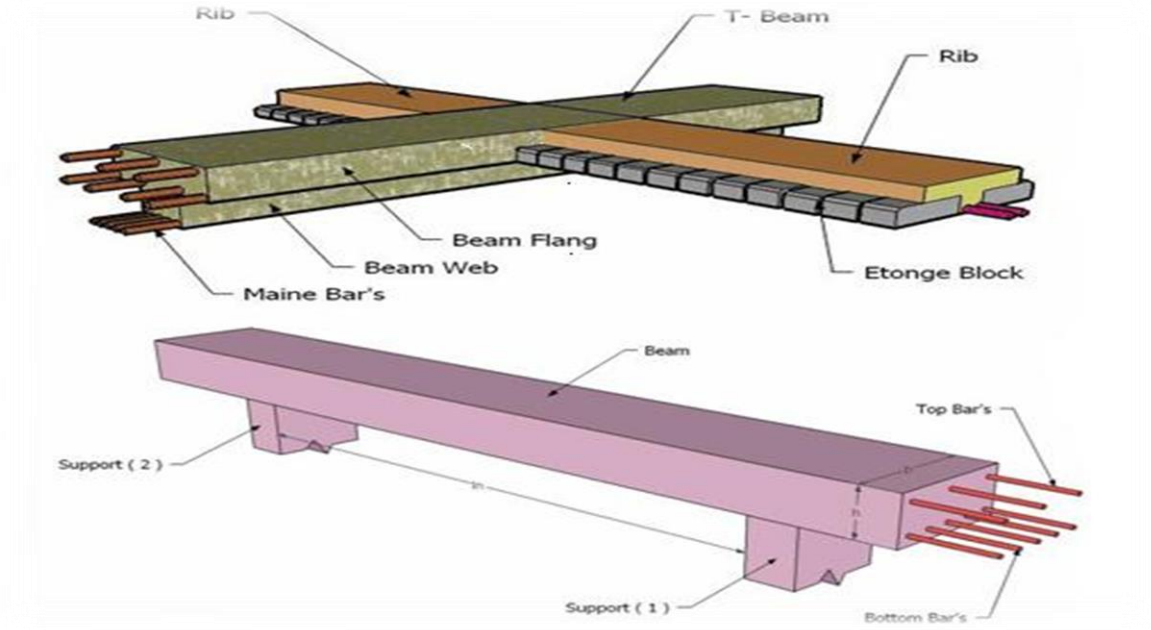
1- جسور مسحورة (Hidden Beam).

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 وتسمى L-section أو T-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-8) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



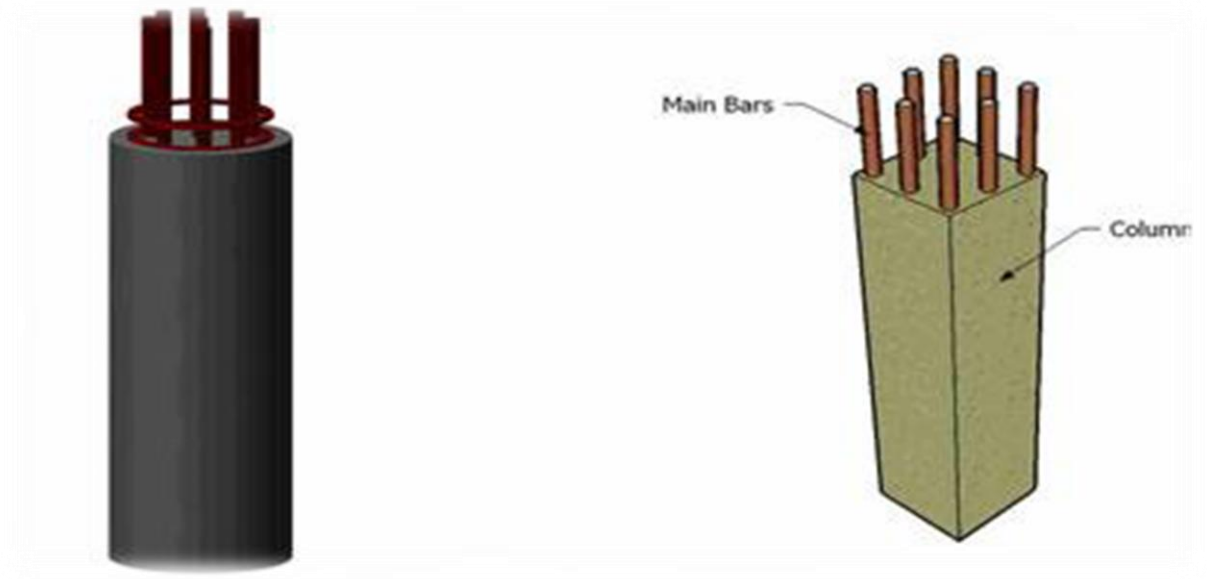
الشكل (3-8): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

3-6-4الأعمدة:-

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

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

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

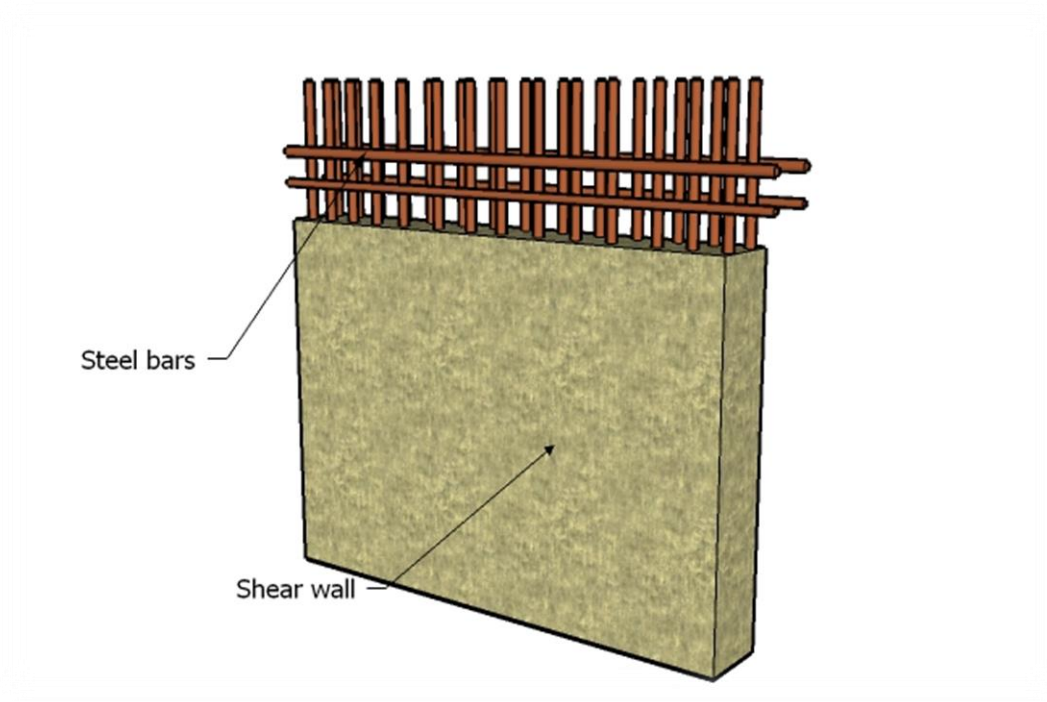


الشكل (3-9) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5جدران القص:-

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها

جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل (3-10) يبين جدار قص مسلح الشكل.



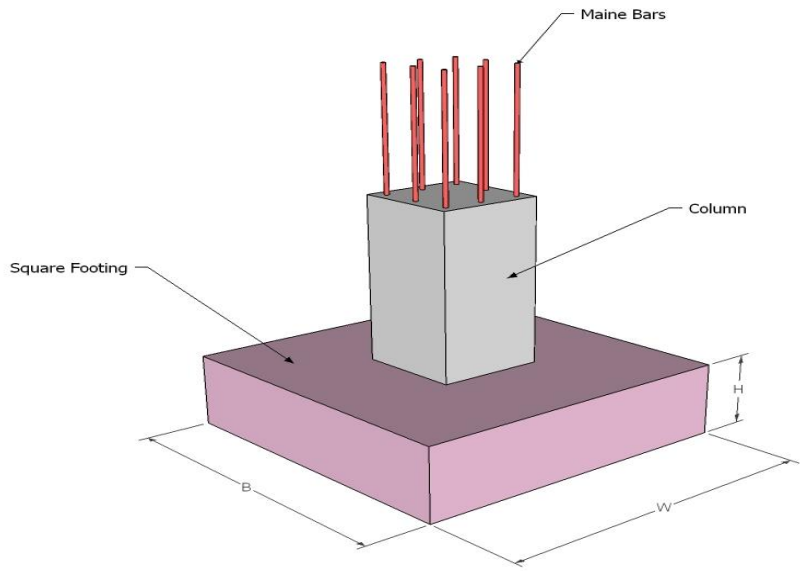
الشكل (3-10) : جدار قص.

3-6-6الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد 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 (3-11): 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 كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها, وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها, وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

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

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

3- 8برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Excel XP.
4. Atir 12.
5. Google Sketch UP 2015.

Chapter IV

Structural analysis and design

Contents:

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 Beam.

4-7 Design of Stair

4-8. Design of Column.

4-9 Design of Footing

4-1 Introduction

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels and others. Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures. 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 B300

$Fcu = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section.

But, for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$).

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:

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL ACI-code-318-08(9.2.1)

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member

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 :

hmin for(one end continuous)=L/18.5=6.3/18.5=34 cm.

hmin for(both end continuous)=L/21=4.8/21=22.8 cm.

hmin for(simply supported)=L/16=4.4/16=27.5 cm.

Take h = 35 cm.

27 cm block + 8 cm topping = 35cm.

For Beam:

hmin for(one end continuous)=L/18.5=5./18.5=27cm.

hmin for(both end continuous)=L/21=5/21=23.8cm.

Take h = 35 cm, but in some regions we have a drop beam.

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.

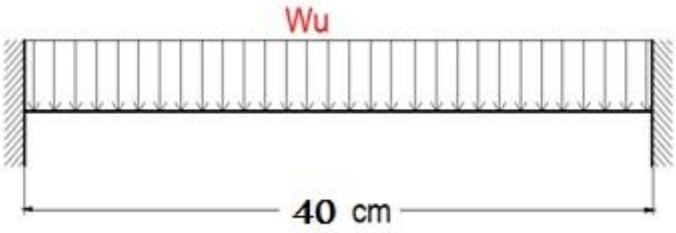


Figure 4-1: Topping load.

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	partions	KN/m 1.0	
		Sum =	5.32KN/m

Table 4-2: Dead load calculation of topping.

Live Load:

LL =5 KN/m2.

LL =5 KN/m2×1m=5KN/m.

Factored Load :

WU = 1.2 ×5.32 + 1.6×5 =14.4 KN/m.

Check the strength condition for plain concrete, øMn ≥ Mu, where ø = 0.55.

Mn = 0.42 λ $\sqrt{f'_c}$ Sm (ACI 22.5.1, equation 22-2).

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

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

Mu = $\frac{W_u L^2}{12} = 0.192$ KN. m (negative moment)

Mu = $\frac{W_u L^2}{24} = 0.96$ KN. m (positive moment)

øMn>> Mu = 0.192 KN. m

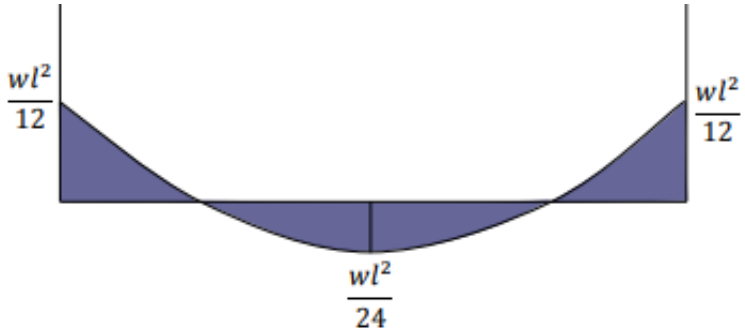


Figure 4-2: Moment diagram.

No reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5.4, provide As,min for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

ρshrinkage= 0.0018. ACI 7.12.2.1

As = ρ×b×htopping =0.0018 ×1000×80 = 144 mm2/m

Step (s) is the smallest of:

3h = 3×80 =240 mm control ACI 10.5.4 450mm.

S =$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 .20 = 330$mmACI 10.6.4.

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < Smax = 240 mm … OK

4.5 Design of One Way Rib Slab

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=600/12 ≥50mm ……..ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

Material :concrete B300 Fc' = 24 N/mm2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2

Section :

B = 520 mm

Bw= 120 mm

h= 350 mm

t= 80 mm

d=350-20-10-12/2= 314 m.

Statically System and Dimensions:

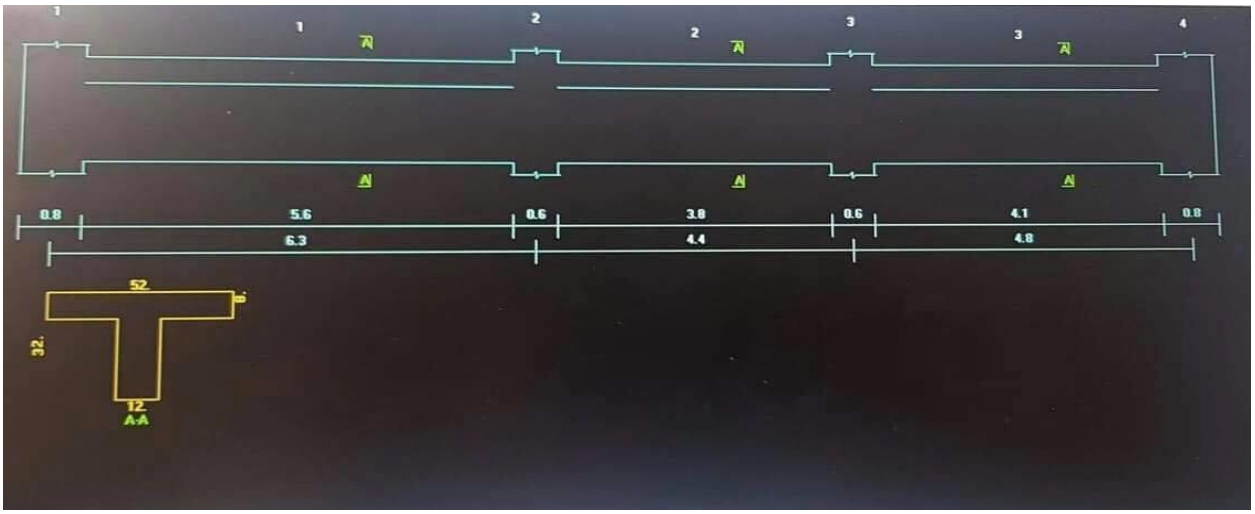


Figure 4-3: Geometry of rib slab (R4).

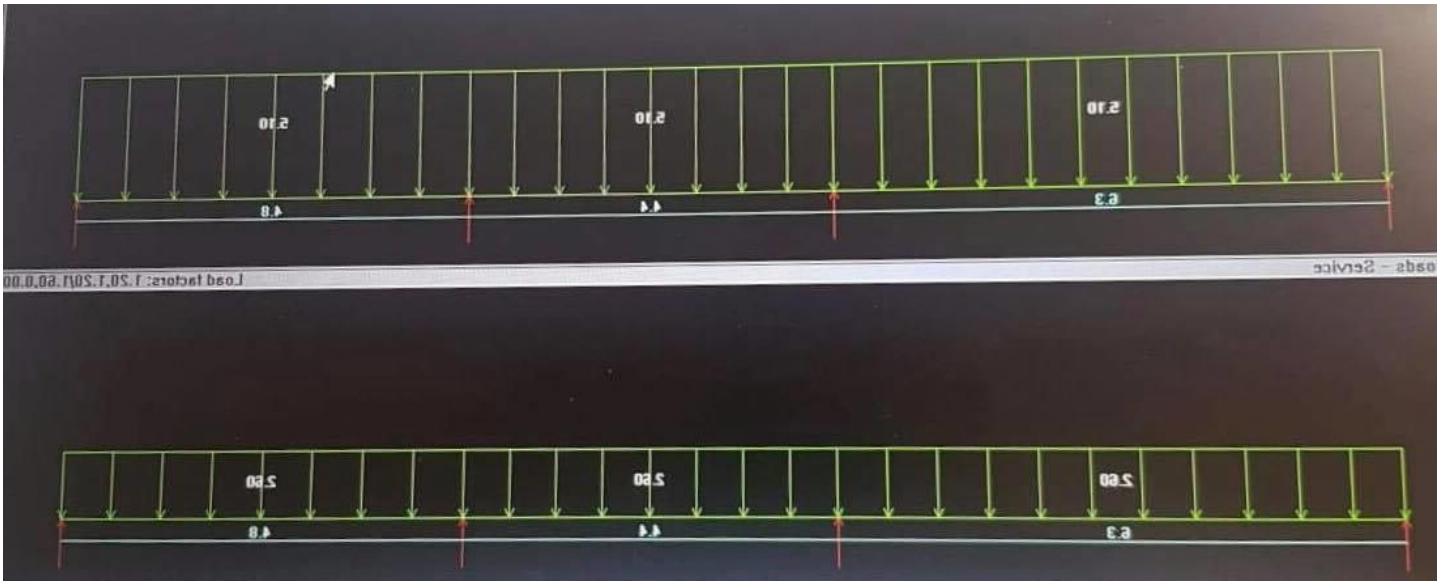


Figure 4-4: Statically system and loads distribution of rib (R4).

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	0.02*22*.52= 0.229 KN/m/rib
8	partions	1*0.52= 0.52 KN/m/rib
		Sum = 5.27 KN/m/rib

Table 4-3: Dead Load Calculation of Rib(R4).

Dead Load /rib = 5.1 KN/m.

Live Load:

Live load = 5 KN/M2.

Live load /rib = 5 KN/m2 × 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 = 619/ 4 =154.75cm

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

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

b_E For T-section = 52cm .

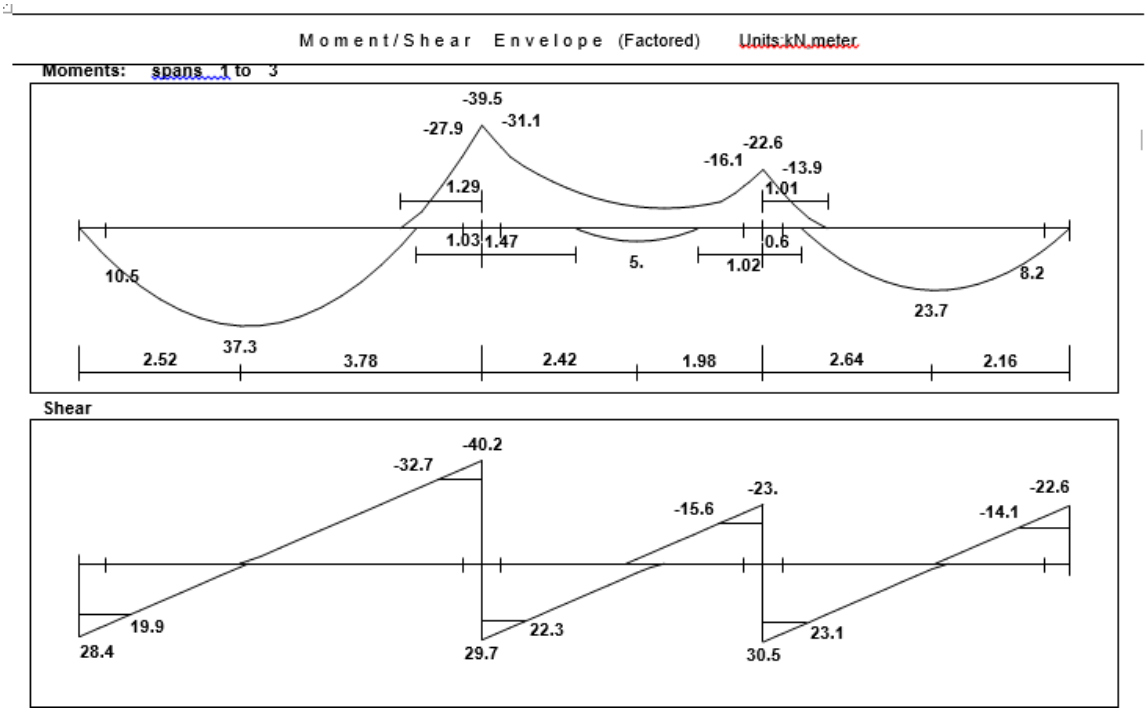


Figure 4-5: Shear and moment envelope diagram of rib (R4).

Moment Design for (R 4):

Design of Positive Moment for (Rib4):-(Mu=37.3 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.5$ KN. m

Mn$\gg\frac{M_u}{\varphi} = \frac{37.3}{0.9}$= 39.667KN.m , the section will be designed as rectangular section with be =520 mm.

Rn= $\frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{37.3\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.7736$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.7736}{420}}\right) = 0.00187$

As,req = ρ.b.d = 0.00187 ×520×314 = 306.639 mm2

Check for As min:

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

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ controls

Asreq=306.639mm2 >Asmin= 125.6 mm2 OK

Use 2 ø 14 ,As,provided= 307.87 mm2>As,required= 306.639 mm2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 32 \text{ mm} > d_b = 14$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{307.87\times420}{0.85\times520\times24} = 12.189 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{12.189}{0.85} = 15.8 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -15.8}{15.8}\right) = 0.0566 > 0.005$$ 0k

Design of Positive Moment for(Rib4):- (Mu=5.1 KN.m)

$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm}$

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{5.1\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.1105 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.1105}{420}}\right) = 0.000263$

As,req = ρ.b.d = 0.000263×520×314 = 43.075 mm2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ controls

As,required= 125.6 mm2.

Use 2 ø 10 ,As,provided= 157.08 mm2>As,required= 125.6 mm2 … Ok

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

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ \text{mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ 0k

Design of Positive Moment for (Rib4):- (Mu=23.7 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ \text{mm}$

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{23.7\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.4919\ \text{Mpa}$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.49}{420}}\right)=0.00118$$

As,req = ρ.b.d = 0.00118×520×314 = 192.839 mm2

Check for As min:

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

$$A_{s\ min}=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=110mm^2$$

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

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$$ controls

Asreq = 192.839 mm2

Use 2 ø12 ,As,provided=226.19 mm2>As,required= 192.839 mm2… Ok

$$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=36\text{ mm}>d_b=12>25\text{ mm}$$ OK

Check for strain:

$$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c}=\frac{226\times420}{0.85\times520\times24}=8.94\text{ mm}$$

$$x=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{8394}{0.85}=10.53\text{ mm}$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{314-10.53}{10.53}\right)=0.086>0.005$$ 0k

Design of Negative Moment for (Rib4):- (Mu= -27.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

Rn= $\frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{27.9\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2.507$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.5}{420}}\right) = 0.00639$

As,req = ρ.b.d = 0.00639×120×314 = 240.02 mm2

Check for As min:

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

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ controls

Asreq = 240.02mm2 >Asmin= 125.6 mm2OK

Use 2 ø 14 ,As,provided= 307.87 mm2>As,required= 240.02 mm2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32$ mm $> d_b = 10 > 25$ mm OK

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{307.87\times420}{0.85\times120\times24} = 52.82$ mm

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.14}{62.14}\right) = 0.012 > 0.005 \qquad \text{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib4):- (Mu= -31.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314$ mm

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{31.1\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2.789$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.789}{420}}\right) = 0.00717$

As,req = ρ.b.d = 0.00717×120×314 = 270.16 mm2

Check for As min:-

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

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ controls

Asreq = 270.16mm2 >Asmin= 125.6 mm2OK

Use 2 ø 14 ,As,provided= 307.87 mm2>As,required=270.16 mm2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32 \text{ mm} > d_b = 12 > 25 \text{ mm}$ OK

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{307.87\times420}{0.85\times120\times24} = 52.82 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.14}{62.14}\right) = 0.012 > 0.005$$ 0k

Design of Negative Moment for (Rib4):- (Mu=-16.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm}$

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{16.1\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.45 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.45}{420}}\right) = 0.00359$

As,req = ρ.b.d = 0.00359 ×120×314 = 135.27 mm2

Check for As min:

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

$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110m^2$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$$ controls

Asreq = 135.27 mm2

Use 2 ø10 ,As,provided= 157.08 mm2>As,required= 135.27 mm2… Ok

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

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 6.22\ \text{mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{284-7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ 0k

Design of Negative Moment for (Rib1): (Mu=-13.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 350-20-10-\frac{12}{2} = 314\ \text{mm}$

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{13.9\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.258\ \text{Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.258}{420}}\right) = 0.00309$

As,req = ρ.b.d = 0.00309×120×314 = 116.57 mm2

Check for As min:

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110m^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$$ controls

Asreq = 125.6 mm2

Use 2 ø10 ,As,provided= 157.08 mm2>As,required= 125.6 mm2… Ok .

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

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 6.22\ \text{mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{284-7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ 0k

Shear Design for (R 4):

Vu at distance d from support= 19.9 KN

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

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\times120\times314\times10^{-3} = 33.84\ \text{KN}$

øVc =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø Vc =0.5×25.38 =12.69 KN

0.5 ø Vc< Vu< ø Vc

12.69 < 19.9 <25.39

Vu at distance d from support= 22.3 KN

Shear strength Vc, 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).

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

øVc =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø Vc =0.5×25.38 =12.69 KN

Vu=15.9< 0.5 ø Vc =12.69 no

0.5 ø Vc< Vu< ø Vc

12.69< 22.3 < 25.98 ok.

Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction.

So, no shear required reinforcement is provided.

Vu at distance d from support= 23.1 KN

Shear strength Vc, 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).

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

øVc =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø Vc =0.5×25.38 =12.69 KN

Vu=22.2< 0.5 ø Vc =12.69 no

0.5 ø Vc< Vu< ø Vc

12.69< 23.1 < 25.38 ok.

Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction.

So, no shear required reinforcement is provided.

So we take for all rib the maximum case:

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67$ mm2/mstrip

Vu at distance d from support= 32.7KN

Shear strength Vc, 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).

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

øVc =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø Vc =0.5×25.38 =12.69 KN

Vu=32.7< 0.5 ø Vc =12.69 no

0.5 ø Vc< Vu< ø Vc

12.69< 32.7< 25.38 no.

Vu> ø Vc

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

Vsmin $=\frac{1}{16}\sqrt{f'_c}$bw d $\geq \frac{1}{3}$ bw d

Vs min$=\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54$kn

Vsmin $=\frac{1}{3}$ bw d$=\frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56$kn

ø(Vc+Vsmin)= 0.75(33.84+12.56)=34.8kn

øVc<Vu <ø (Vc+Vsmin)

25.38 < 32.1 <34.8

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

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , Av = 2 × 50.24 = 100.5 mm2

Avmin $=\frac{1}{16}\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

Avmin=100.5 $=\frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145$m

100.5 $=\frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055$m

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

S max $\rightarrow\leq$600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67$ mm2/mstrip

4-6 Design of Beam

Material : concrete B300 Fc' = 24 N/mm2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2

Section :

B = 60 cm h= 35cm d=350-40-10-18/2= 291 mm

Statically System and Dimensions:

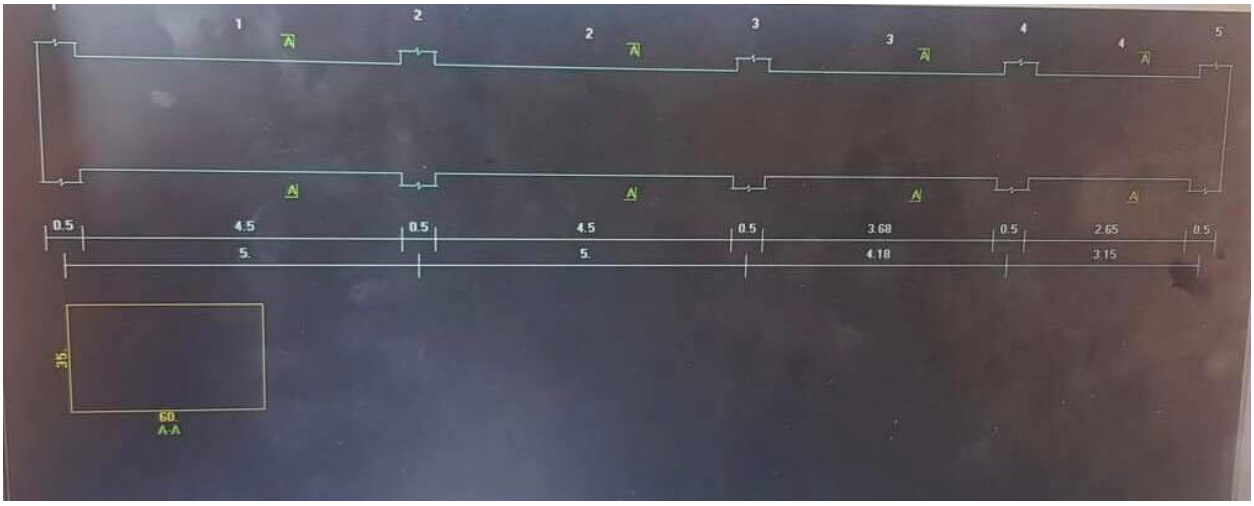


Figure 4-7: Geometry of beam (B11).

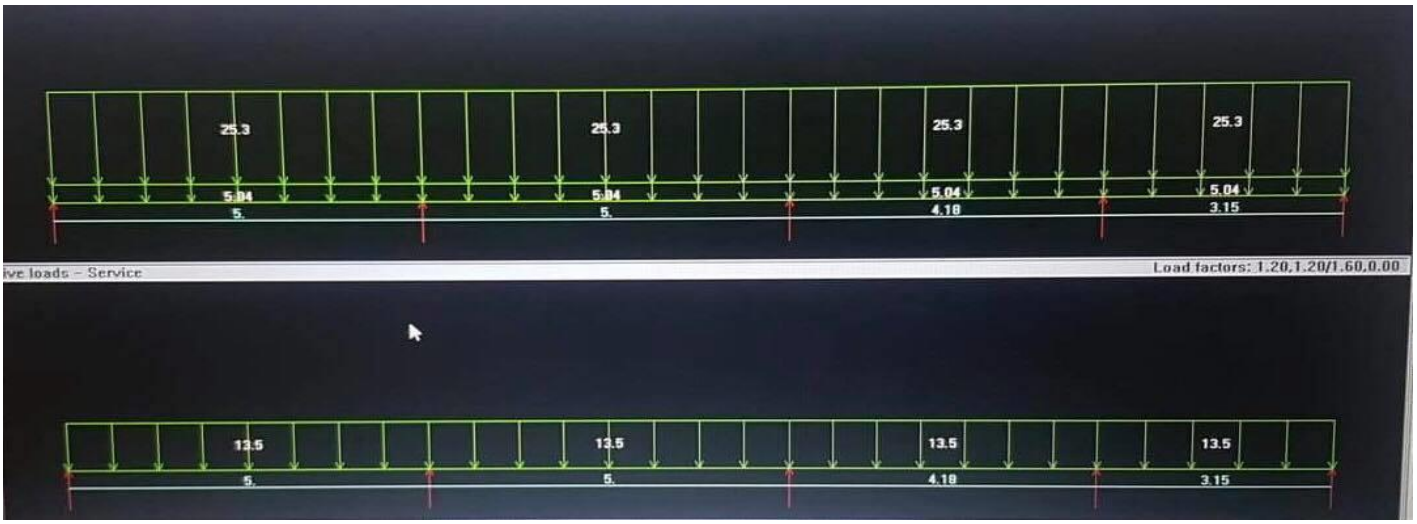


Figure 4-8: Statically system and loads distribution of beam (B1 1).

Load Calculations:

Dead Load Calculations for Beam (B11):

The distributed Dead and Live loads acting upon B1 can be defined from the support reactions of the R4.

From Rib4

DL =(13.2/ 0.52) = 25.38 KN / m

Self-weight of beam = 0.35*0.6*25 = 5.25 KN / m

DL =25.38+5.25 = 30.63 KN / m

Live Load calculations for Beam (B1):

From Rib4

LL =7.06/ 0.52= 13.57 KN/m.

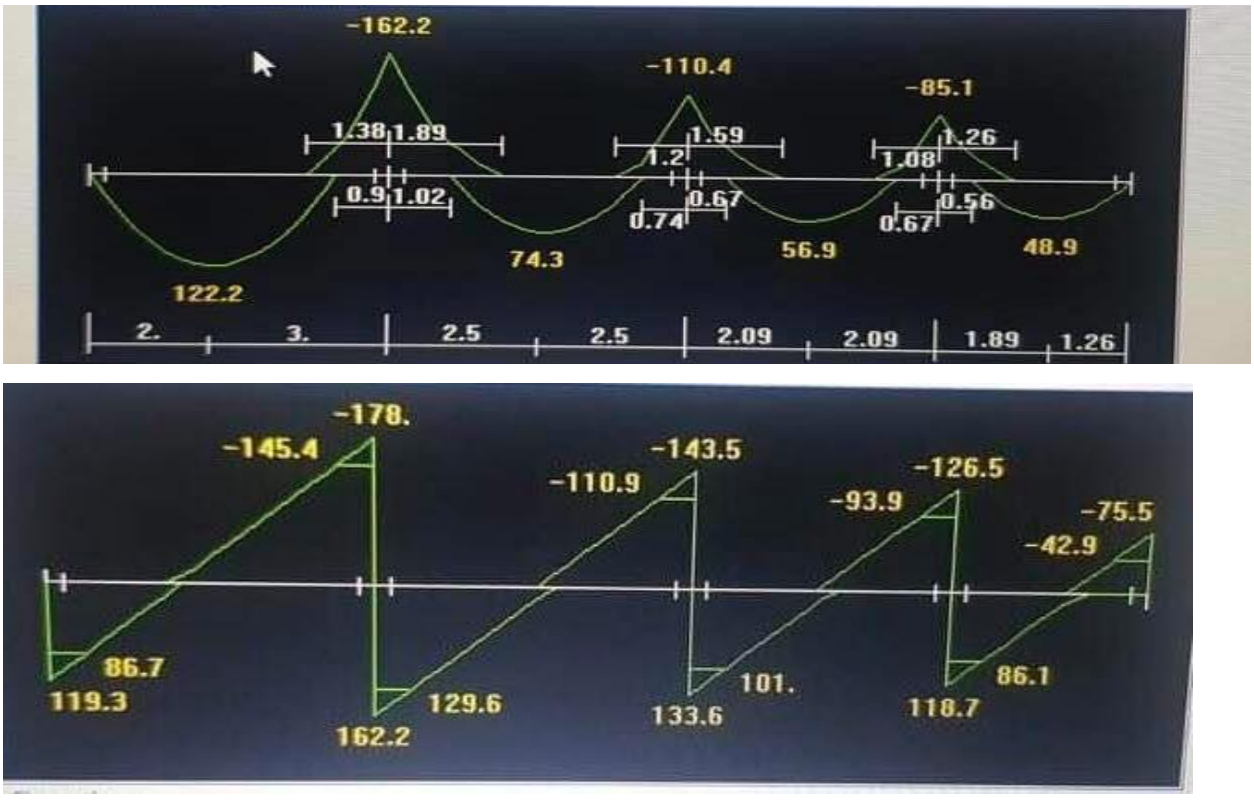


Figure 4-9: Shear and moment envelope diagram of beam (B11).

Moment Design for (B11):

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=122.2 KN.m)

Determine of Mn,max

d =350 – 40 -10 – 18\2 = 291 mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.291 = 124.7 \text{ mm}$$

$$a = \mathcal{B}.x = 124.7 * 0.85 = 106 \text{ mm}$$

Mnmax= $0.85* f'_c *a *b(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*106*600*(291-106/2) *10-6=$ 308.8 KN.m

Ø Mnmax = 0.82* 308.8 = 253.22 KN.m >122.2 KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{122.2 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 291^2} = 2.67\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.67}{420}}\right) = 0.0068$$

As = ρ.b.d = 0.0068×600×291 = 1187.28 mm2

Check for As,min:

$$\text{Asmin} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291 = 509.14 \text{ mm2}$$

$$\text{Asmin} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291 = 582 \text{ mm2Controls}$$

As= 1187.28 mm2

Use 5ø 18 Bottom, As,provided= 1272.5mm2>As,required= 1187.28 mm2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(5x18)}{6} = 102.5 \text{ mm} > d_b = 20 > 25 \text{ mm}$ OK

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{1272.5\times420}{0.85\times600\times24} = 43.66 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-51.36}{51.36}\right) = 0.0139 > 0.005$$ 0k

Flexural Design of Positive Moment for (B1):-(Mu=74.3 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{74.3\times10^6}{0.9\times600\times291^2} = 1.6\text{Mpa.}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.6}{420}}\right) = 0.0039$

As = ρ.b.d = 0.0039×600×291 = 680.94 mm2.

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2Controls

As= 680.94 mm2

Use 5ø14 Bottom, As,provided= 769.5 mm2>As,required= 680.94 mm2 … Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(5*14)}{4} = 107.5\text{mm} > d_b = 18 > 25$ OK

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{769.5 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 26.4\text{mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.4}{0.85} = 31.06 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-31.06}{31.06}\right) = 0.025 > 0.005 \qquad 0k$$

Flexural Design of Positive Moment for(B1):-(Mu=56.9KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{56.9 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 291^2} = 1.24 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.24}{420}}\right) = 0.00304$

As = ρ.b.d = 0.00304 ×600×291 = 530.78 mm2

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2

As = 582 mm2Controls

Use 4ø 14, As,provided= 615.6 mm2>As,required= 582 mm2… Ok

Check spacing:

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

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{615.6 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 21.12 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.12}{0.85} = 24.85\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-24.85}{24.85}\right) = 0.032 > 0.005$$ 0k

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=48.9 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{48.9 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 291^2} = 1.07 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.07}{420}}\right) = 0.0026$

As = ρ.b.d = 0.0026 ×600×291 = 453.96 mm2

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2

As = 582mm2Controls

Use 4ø 14 ,As,provided= 615.6 mm2>As,required= 582 mm2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(4*14)}{7} = 148 \text{ mm} > d_b = 18 > 25$ OK

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f'_c} = \frac{615.6 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 21.12 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.12}{0.85} = 24.85 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-24.85}{24.85}\right) = 0.032 > 0.005 \quad \text{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B11):-(Mu=-162.2 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{162.2 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 291^2} = 3.55 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.55}{420}}\right) = 0.00935$

As = ρ.b.d = 0.00935 ×600×291 = 1632.51 mm2

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2

As =1632.51 mm2Controls

Use7 ø 18 ,As,provided= 1781.5mm2>As,required= 1632.51mm2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(7*18)}{6} = 62.33 \text{ mm} > d_b = 18 > 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{1781.6\times420}{0.85\times600\times24} = 61.13 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{61.13}{0.85} = 71.92\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-71.92}{71.92}\right) = 0.00914 > 0.005$$ 0k

Flexural Design of Negative Moment for(B1):-(Mu=-110.4 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{110.4\times10^6}{0.9\times600\times291^2} = 2.41 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.41}{420}}\right) = 0.00612$

As = ρ.b.d = 0.00612 ×600×291 = 1068.55 mm2

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2

As =1068.55 mm2Controls

Use5 ø 18 ,As,provided= 1272.5 mm2>As,required= 1068.55 mm2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(5*18)}{6} = 102.5 \text{ mm} > d_b = 18 > 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{1272.5\times420}{0.85\times600\times24} = 43.66 \text{ mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-51.36}{51.36}\right) = 0.0139 > 0.005$$ 0k

Flexural Design of Negative Moment for(B1):-(Mu=-85.1 m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{85.1\times10^6}{0.9\times600\times291^2} = 1.86 \text{ Mpa}$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.86}{420}}\right) = 0.00465$

As = ρ.b.d = 0.00465 ×600×291 = 811.89 mm2

Check for As,min:

Asmin = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*291$ = 509.14 mm2

Asmin = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*291$ = 582 mm2

As = 811.89 mm2Controls

Use 4ø 18 ,As,provided= 1017.9mm2>As,required= 811.89 mm2… Ok

Check spacing :

$S = \frac{600-40*2-20-(4*18)}{3} = 142.67 \text{ mm} > d_b = 18 > 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{1017.9\times420}{0.85\times600\times24} = 34.93\text{mm}$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{34.93}{0.85} = 41.09\text{mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-41.09}{41.09}\right) = 0.0182 > 0.005 \quad 0k$$

Shear Design for (B 11):

Case 3 :

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

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8/ 150 mm , Av = 2 × 50.24 = 100.5 mm2

Vu = 145.4 KN

$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24}*600*291 = 142.56$ KN

Check for section dimensions:

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{145.4}{0.75} - 142.56 = 51.306$

$Vs,max = \frac{2}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{2}{3}\sqrt{24}*600*291 = 570.24$ KN

Vs= 51.306< Vs,max = 570.24 - the section is large enough .

Find the maximum stirrups spacing:

If $Vs < V'_s = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d$ then $Smax \leq \frac{d}{2}$ or $Smax \leq 600$ mm

$V_s' = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 600 * 291 * 10\text{-}3 = 285.12$ KN

Smax ≤ 600 mm, Smax ≤ $\frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145.5$ mm Control

Check for Vs, min:

Av, min = $\frac{1}{16}\sqrt{fc'}\frac{bw\ S}{fyt}$ but not less than

Av, min = $\frac{1}{3}\frac{bw\ S}{fyt}$ Control ($\frac{1}{16}\sqrt{fc'} = \frac{4.9}{16} < \frac{1}{3}$)

Vs,min= $\frac{1}{16}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 600 * 291 * 10\text{-}3 = 53.5$ KN

Vs,min= $\frac{1}{3} b_w\, d = \frac{1}{3} * 600 * 291 * 10\text{-}3 = 58.2$ KN Control

Φ Vc= 0.75*142.56 =106.92 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75* ($\frac{1}{3}$)*600*291*10-3 = 43.65 KN Controls

Φ Vsmin ≥ 0.75 ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}$) * bw * d = 0.75*($\frac{\sqrt{24}}{16}$) * 600 * 291*10-3 = 40.1 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

106.92<145.4 ≤ 106.92+43.65= 150.57

4-8 Design of Stair

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.30/20 = 16.5 cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.67 / 30) = 29.05$

✓ Load Calculation:-

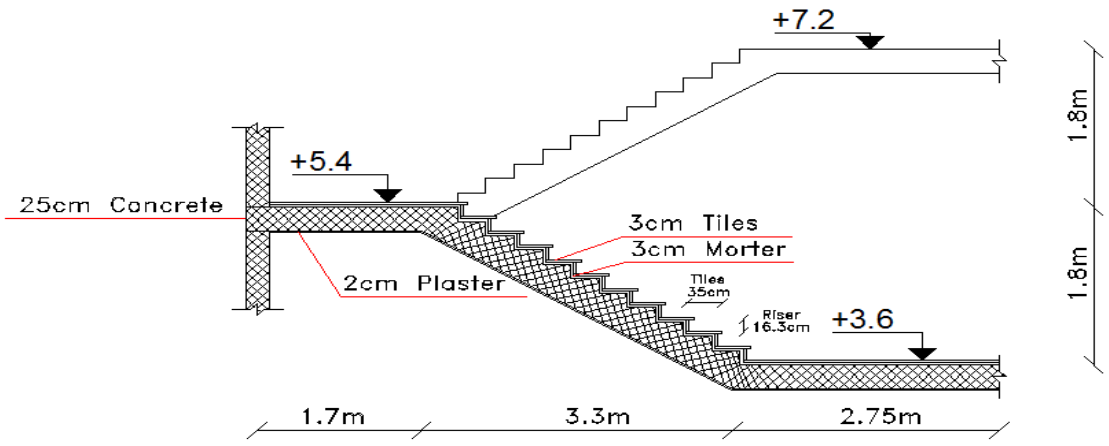


Fig 4.10:Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.167)/0.3) = 1.39Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.167)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.167*1 = 2.08Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos29.05 ^{o} = 7.14Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos2$^{9.05o}$ = 0.51Kn/m	
		Sum	11.927Kn/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 ×11.927 + 1.6×5 =22.312Kn/m

✓ System of Flight:-

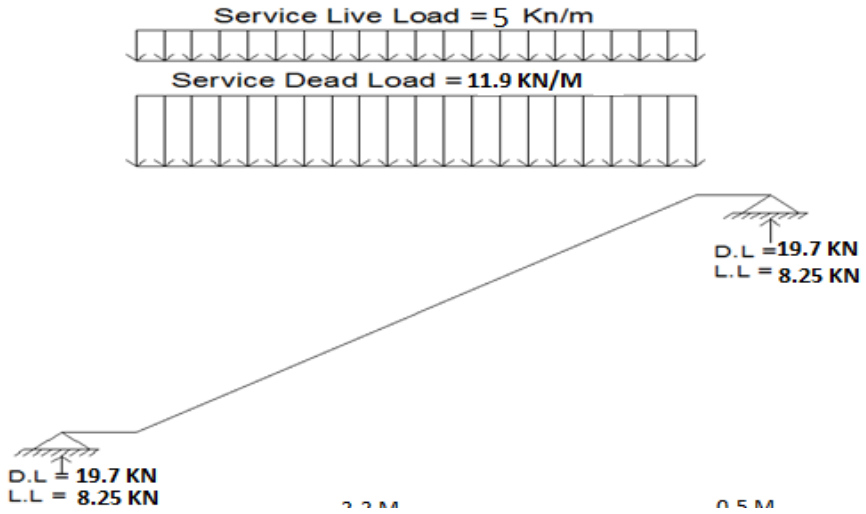


Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution of Flight.

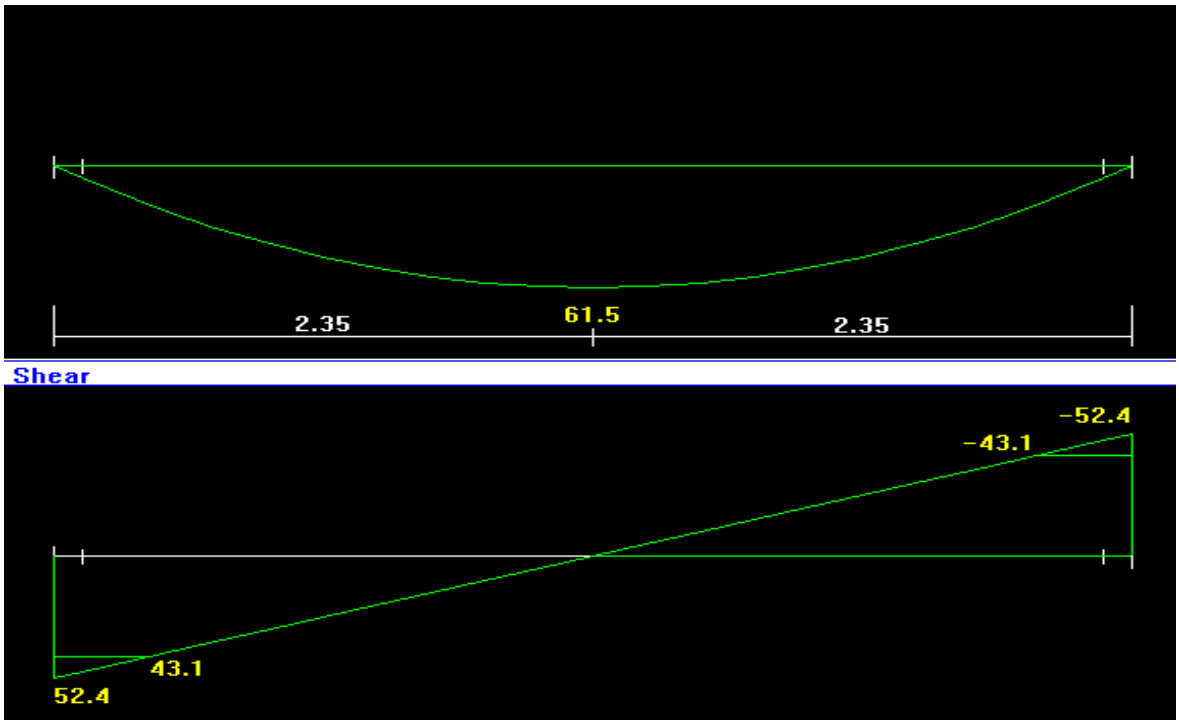


Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=43.1 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi\ V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6$ KN > Vu = 43.1Kn**…… No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=61.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{61.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.373\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.0036$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0036\times1000\times223 = 807.9\ mm^2/m$

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

$As_{req} = 807.9\ mm^2 > A_{s,min} = 450 mm^2/m$

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250 =750 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø14 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 1026.25 mm^2>$A_{s,required}$= 807mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1026.25\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.12\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.12}{0.85} = 24.85\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-24.85}{24.85}\right) = 0.01 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

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

2- Design of Middle Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

Table (4.7): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

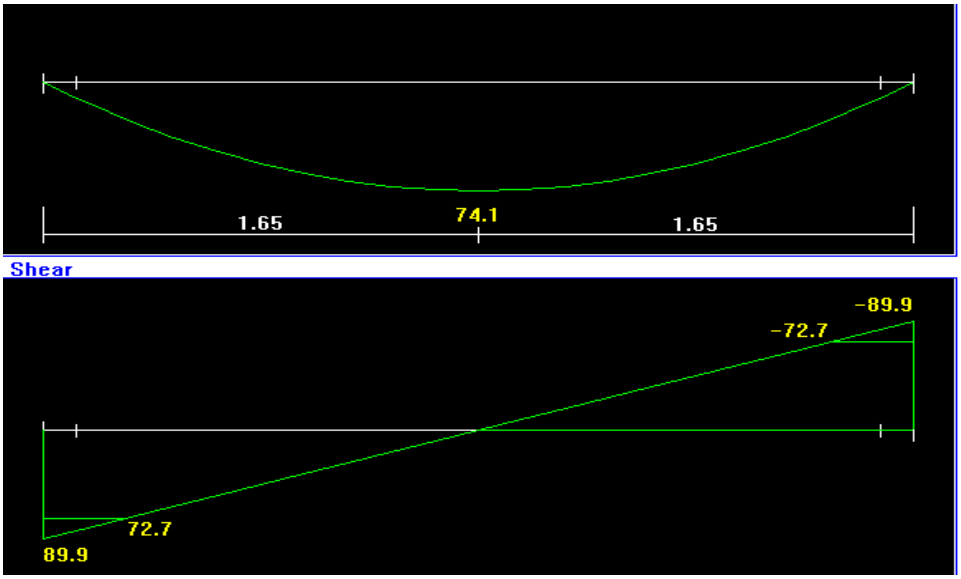
DL =19.68Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.68 = 27.72Kn/m

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

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×27.72 + 1.6×13.25 =54.46Kn/m



1- Design of Shear:- (Vu=72.7Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 182.1 = 136.6Kn> Vu = 72.7Kn**….. No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=74.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{74.1\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.656\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.656}{420}}\right) = 0.00412$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00412×1000×223 = 918.76 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 918.76 mm^2**…… is control**

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 ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 918.76 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.14\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 24.87\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-24.87}{24.87}\right) = 0.024 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

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

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

3 - Design of Main Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.20 /20 = 16 cm

Take h = 35 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.35*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4.8): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

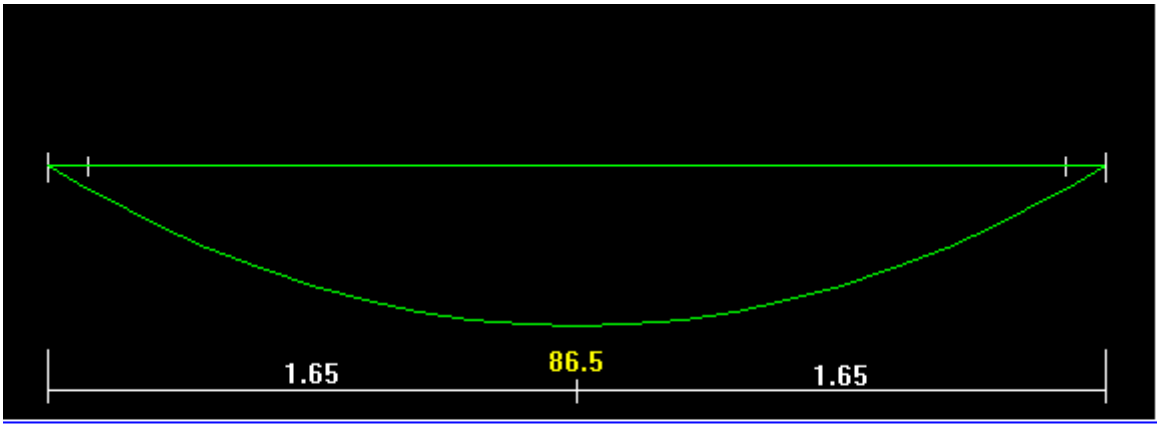
Reaction From Flight:-

DL = 19.68 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

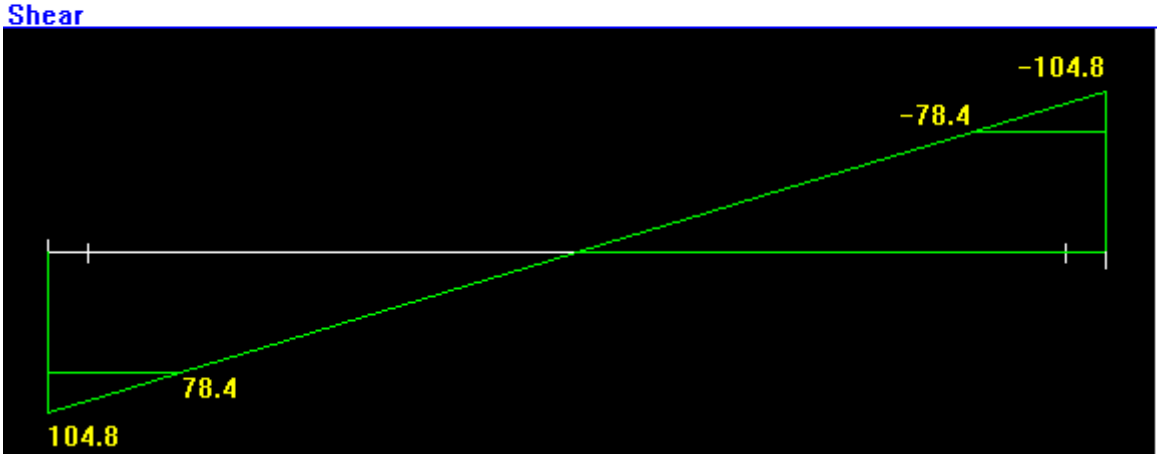
Total Dead Load = 10.54 + 19.68 = 30.22 Kn/m
Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

W_U = 1.2 ×30.22 + 1.6×13.25 = 57.46Kn/m



Shear



3- Design of Shear:- (Vu=78.4 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

$\Phi * V_c = 0.75 * 263.7 = 19.8$Kn> Vu = 78.4Kn**….. No shear reinforcement are required**

4- Design of Bending Moment :- (Mu=86.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{86.5\times10^6}{0.9\times1000\times323^2} = 0.92\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.92}{420}}\right) = 0.00224$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00224×1000×323 = 723.52 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

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@ 15 mm ,$A_{s,provided}$= 753 mm^2>$A_{s,required}$= 723.52mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{753\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.5\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 18.23\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{323-18.23}{18.23}\right) = 0.05 > 0.005\ \ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630 mm^2

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 785 mm^2>$A_{s,required}$ … Ok

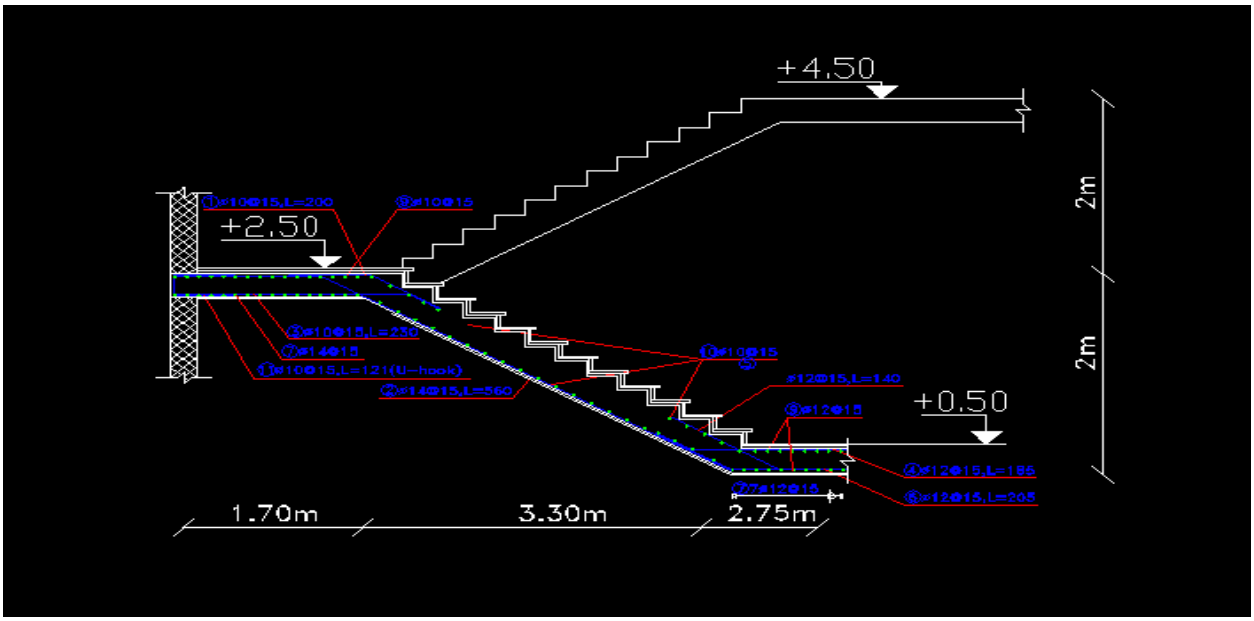


Fig 4.17:Stair Reinforcement Details.

4.9 Design of Column

❖ Material :-

⇒ concrete B350 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group B)

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×Dl+ 1.6×Ll =994.56 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

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

$994.56 = 0.65 \text{x } 0.8 \times \text{Ag} \{0.85 * 24(1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 78398 mm2

Assume Rectangular Section

h = 250mm

b = 78398 /250 = 313.6 mm

select b = 350 mm

✓ Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

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

Lu = 4.5 - 0.35= 4.15 m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.35 m)**

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

- $\frac{1\times 4.15}{0.3\times 0.35} = 39052 > 22$

Column Is Long About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.250m)**

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

$$\frac{1\times 4.15}{0.3\times 0.25} = 55.33 > 22$$

Column Is Long About X-axis

✓ **Minimum Eccentricity:-**

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$
$$\min ey = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 250 = 22.5mm = 0.0225m$$
$$ey = 0.0225m$$

✓ **Magnification Factor:-**

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

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

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

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$$
$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025.2Mpa$$
$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(509)}{994.8} = 0.614 < 1$$
$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.35\times 0.25^3}{12} = 0.004557m^4$$
$$EI = \frac{0.4\times 23025\times 0.004557}{1+0.614} = 26MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 26}{(1*4.15)^2} = 14.9MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{994.56}{0.75*14900}} = 1.09 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0225 \times 1.09 = 0.0245m$

$\frac{ey}{h} = \frac{0.0245}{0.25} = 0.098$

$\frac{\gamma}{h} = \frac{250 - 2*40 - 2*10 - 25}{250} = 0.5$

From the interaction diagram chart

from chart A6 - a for $\frac{\gamma}{h} = 0.5 \rightarrow \rho g = 0.01$

from chart A6 - b for $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

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

Select reinforcement

$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.01 \times 250 * 350 = 875 mm^2$

Select $8\phi 20$ *with* $As = 25.12 mm^2 > \text{Ast} = 875 mm^2$.

✓ Design of the Stirrups:-

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

$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 32\ cm$

$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \le least \dim = 35\ cm$

Use $\phi 10 @ 20\ cm$

4.10 Design of Footing

❖ Material :-

⇒ concrete B350 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group B)

Dead Load = 678.718 Kn , Live Load = 320.15 Kn

Total services load = 760 + 730 = 998.868 Kn

Total Factored load = 1.2*678.718 + 1.6*320.15 = 1326.7016 Kn

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

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 Kn/m2

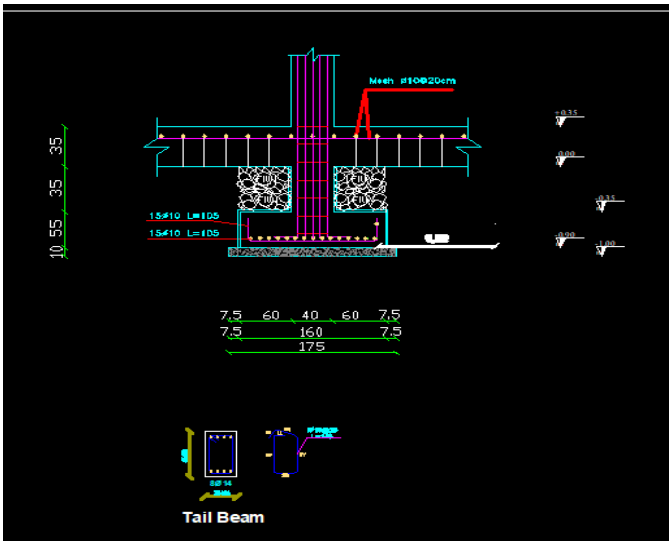


Fig 4.23 :Foot Section.

Assume h = 60cm

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

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{998.868}{460.3} = 2.17\ m^2$$

Assume Square Footing

B required = 1.085 m

Select B = 1.75 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 1326.7/1.75*1.75 = 433.2 Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

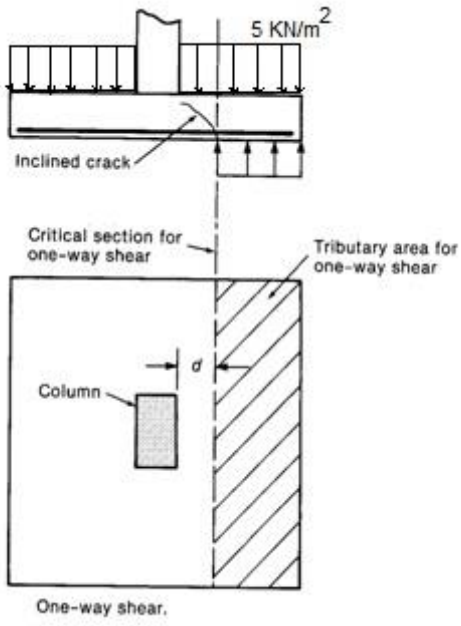
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

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

d = 600 – 75 – 14 = 511 mm

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

$Vu = 433.2 * \left(\frac{1.75-0.4}{2} - 0.511\right) * 1.75 = 124.32Kn$



$$\phi VC = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{FC'} * B_W * d$$

$$\phi VC = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24'} * 1750 * 511$$

$$= 547.614\ kn$$

$$\phi VC > Vu = 124.32$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$\boldsymbol{V_u = Pu - FR_b}$$

$$\boldsymbol{FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section}$$

$$\boldsymbol{V_u = 13326.7 - 460.3((0.4 + 0.511) * (0.4 * 0.511)}$$

=944.687 kn

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:-

$$B_C = \frac{a}{b} = \frac{0.4}{0.4} = 1$$

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

$b_0 = 2 * (51.1 + 40)$+2*(51.1+40) = 364.4

α_s = 40 for interior column

$\emptyset v_c = \emptyset \frac{1}{6}(1+\frac{2}{\beta c})\sqrt{fc'}\, b_0\, d$

=3420.85

$\emptyset vc = \emptyset \frac{1}{12}(\frac{\alpha_s}{b/d}+2)\sqrt{fc'}\, b_0\, d$

=4338.34 kn

$\emptyset vc = \emptyset \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\, b_0\, d$

=2280.57

ΦVc =2463.3 Kn>Vu=944.687Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 433.2 * $\left(\frac{1..75-0.4}{2}\right)$ *1.75 =511.71Kn

Mu = 511.71* 0.675/2 = 172.70Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{172.70\times10^6}{0.9\times1750\times511^2} = 0.41\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.58$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.58\times0.74}{420}}\right) = 0.00099$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0098×1750×511 = 833.11 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1750*600 = 1890 mm^2

$A_{s,req} = A_{s,min}$ = 1890 mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :-

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 10ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2016.6mm^2>$A_{s,required}$= 1890 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2016.6\times420}{0.85\times1750\times24} = 23.72\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{23.72}{0.85} = 27.9\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-27.9}{27.9}\right) = 0.0519 > 0.005\ \ldots\ldots\ \mathbf{0k}$$

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 = 40*40 = 0.16 m^2
A_2 = 1.75*1.75 = 3.06 m^2

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{3.06}{0.16}} = 4.54 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$\emptyset P_n.b = 0.65(0.85 * 24*160*2)$ =4243.2
$\emptyset P_n > P_u$……ok

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\emptyset P_n.b = 0.65(0.85 * 24*160)$ =2121.6
$\emptyset P_n > P_u$……ok

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

$\Phi Pn = 2707.25 > Pu = 2080 kn \ldots\ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

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

$Ld_{T\ available} = \frac{1750-400}{2}$ -75= 600 mm

$Ld_{T\ available}$ = 600 mm $> ld_{req} = 365.75\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

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

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*16}{\sqrt{24}}$ = 304.8> 0.043*420*16 = 288.96>200mm

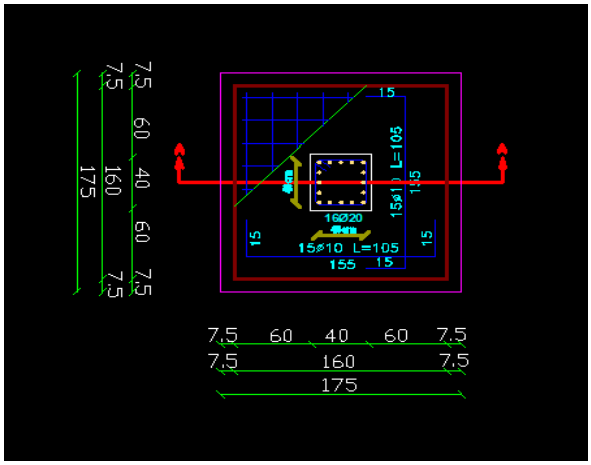
Ld_{Creq}= 304.8 mm

$Ldc_{available}$ = 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 mm



5

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

1-5 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 للمستشفى المقترح بناؤه.

وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2-5النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإعتبار.
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 القداة 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+2015) :- و ذلك 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 للمستشفى.

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.