جـامـعة بولـيتكنك فلسطـين

كـلية الـهندسة والتكنولوجـيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي "في مدينه دورا.

فـريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة غيداء حسين التميمي

لانا أحمد ابو زلطة

إشراف :

م. خليل كرامة .

أيار – ٢٠١٤م

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي" في مدينه دورا.

فريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة **غيداء حسين التميمي**

لانا أحمد ابو زلطة

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 الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. خليل كرامة	د. غسان دويك
.....	.....

أيار - ٢٠١٤م

الإهـــداء

إلى .... لمعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان .....إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.....أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء .....أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.....أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي .....زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل ذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا له حمداً لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس خليل كرامة المشرف والموجه والمعلم، ذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث ، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبآئنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الاكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي "في مدينه دورا.

فريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة **غيداء حسين التميمي**

لانا أحمد ابو زلطة

إشراف :

م. خليل كرامة .

أيار –٢٠١٤م

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأسلسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يتكون المشروع من خمسة طوابق ذات تنوع خدماتي ، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى تخصصي الذي يعد تنظيماً طبياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافةً إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات،وقد تم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع.وبعد ذلك تم البدء بمرحلة التصميم الانشائي لبعض العناصر الانشائية ، وسيتم - بإذن الله- استكمال تصميم باقي العناصر بمساعدة بعض البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية في مساق مشروع التخرج خلال الفصل الاول من السنة الدراسية القادمة ٢٠١٤-٢٠١٥ .

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام U.B.C-(97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) ،ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, وغيرها.

Structural Design For Specialist Hospital In Dura

Prepared by

Samah Al-jawabreh Ghaida'a Tamimi

Lana Abu Zalatah

Palestine Polytechnic University -2014

Supervisor

Eng .Khalil Krameh

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of(UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير المشروع	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII-IX
List of abbreviation	**X- X I**
فهرس الجداول	XII
فهرس الأشكال	XIII
List of Figures	XIV
الفصل الأول : المقدمة	١
١-1 المقدمة	٢
١-٢ أهداف المشروع	٢
١-٣ مشكلة المشروع	٣
١-٤ حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥ المسلمات	٣
١-٦ فصول المشروع	٣
١-٧ إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
٢-١ مقدمة	٦
٢-٢ لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣ موقع المشروع	٦-١٢
٢-٤ عناصر المشروع	١٣
٢-٤-١ وصف المساقط الافقية	١٣
٢-٤-١-١ طابق التسوية الثاني	١٣
٢-٤-١-٢ الطابق التسوية الاول	١٤
٢-٤-١-٣ الطابق الارضي	١٥
٢-٤-١-٤ الطابق الأول	١٦
٢-٤-١-٥ الطابق الثاني	١٧
٢-٤-٢ وصف الواجهات	١٨
٢-٤-٢-١ الواجهة الجنوبية الشرقية	١٨
٢-٤-٢-٢الواجهة الجنوبية الغربية	١٩
٢-٤-٢-٣ الواجهة الشمالية الغربية	٢٠
٢-٤-٢-٤ الواجهة الشمالية الشرقية	٢١
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٢٣
٣-١ مقدمة	٢٤
٣-٢ هدف من التصميم الإنشائي	٢٤
٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢٥
٣-٤ الأحمال	٢٥
٣-٤-١ الأحمال الميتة	٢٥

٣-٤-٢ الأحمال الحية ٢٦
٣-٤-٣ الأحمال البيئية ٢٨-٢٧
٣-٥ الاختبارات العملية ٢٨
٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ٢٩
٣-٦-١ العقدات ٣٠
٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٣١
٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين ٣١
٣-٦-٢ الجسور ٣٢
٣-٦-٣ الأعمدة ٣٣
٣-٦-٤ جدران القص ٣٤
٣-٦-٥ الأسلس ٣٥
٣-٦-٦ الأدراج ٣٦
٣-٦-٧ الجدران الإستنادية ٣٧
٣-٦-٨ فواصل التمدد (Expansion Joints) ٣٨

الفصل الخامس : النتائج و التوصيات ١١٦
١.٥ النتائج ١١٧
٢.٥ التوصيات ١١٧
٣-٥ المصادر والمراجع ١١٨

Subject	**Page**
Chapter 4 : Structural Analysis and Design	**39**
4-1 Introduction	40
4.2 Determination of Slab Thickness	40
4.3 Determination of Loads of ribs and topping	41
4.4 Design of rib 27	44
4.5 Design of two way rib slab	58
4.6 Design of tow way solid slab	65
4.7 Design of Beam 5	73
4.8 Design of slender column C5	90
4.9 Design of Isolated footing F5	92
4.10 Design of stairs	99
4.11 Design of basement wall	106
4.12 Design of shear wall	111

List of Abbreviations

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

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني السنة الدراسية (٢٠١٤/٢٠١٥)	٤
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٥
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى	٢٦
٣-٣	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٧
4-1	Calculation of tow way dead load (slab 4)	٥٩

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	تحليل الموقع العام لأرض دورا	٧
٢-٢	الشوارع المحيطة بالموقع	٨
٢-٣	خطوط الكنتور بالموقع	٩
٢-٤	قطاعات في موقع قطعة الأرض	١٠
٢-٥	شكل ثلاثي الأبعاد يبين كنتور الموقع	١٠
٢-٦	شكل ثلاثي الأبعاد يبين اتجاه الرياح	١٢
٢-٧	مخطط طابق التسوية الثاني	١٣
٢-٨	مخطط طابق التسوية الأول	١٤
٢-٩	مخطط الطابق الأرضي	١٥
٢-١٠	مخطط الطابق الأول	١٦
٢-١١	مخطط الطابق الثاني	١٧
٢-١٢	الواجهة الجنوبية الشرقية	١٨
٢-١٣	الواجهة الجنوبية الغربية	١٩
٢-١٤	الواجهة الشمالية الغربية	٢٠
٢-١٥	الواجهة الشمالية الشرقية	٢١
٣-١	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	٢٩
٣-٢	العقدة المصمتة	٣٠
٣-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣١
٣-٤	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣١
٣-٥	أشكال الجسور المدلاة و المسحور	٣٢
٣-٦	أشكال مختلفة للأعمدة	٣٣
٣-٧	جدار القص	٣٤
٣-٨	الأساس المفرد	٣٥
٣-٩	الدرج	٣٦
٣-١٠	جدار استنادي	٣٧
٣-١١	فاصل تمدد للمبنى	٣٨

List of Figures

Figure #	Description	Page
4-1	ground Floor Slab.	40
4-2	One way rib Slab	44
4-3	Rib geometry	45
4-4	loading of Rib	45
4-5	Moment Envelop of rib	45
4-6	Shear Envelop of rib	46
4-7	Tow way rib Slab	58
4-8	Design of tow way Solid Slab	65
4-9	Beam plane	73
4-10	Beam geometry	75
4-11	Moment envelope for Beam	75
4-12	Shear Envelope or beam	76
4-13	Support Reaction from beam 5	90
4-14	Detailing of Column no.C5	92
4-15	Isolated footing	94
4-16	Isolated footing Detail	98
4-17	Stairs Plane	99
4-18	Moment envelope for flight	101
4-19	Moment envelope for landing	102
4-20	Stair Section	105
4-21	Static System	106
4-22	Envelope diagram Of Basement Wall	107
4-23	Basement details	110
4-24	location of shear wall.	111
4-25	Shear wall By Using ETABS	111
4-26	shear and moment diagram of wall	112

الفصل الأول

المقدمة

١

١.١ المقدمة.

١. ٢أهداف المشروع.

١-٣مشكلة المشروع.

١-٤حدود مشكلة المشروع.

١-٥المسلمات.

١-٦فصول المشروع.

١-٧إجراءات المشروع.

١.١المقدمة

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 وثيقاًبأرواح 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.

١-٢ أهداف المشروع

نأمل بعد إكمال هذا البحث أن نكون قد وصلنا إلى تحقيق الأهداف التالية:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة في المشروع .

٣. العمل على توظيف وربط كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.

٤. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

٥. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

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

١-٣ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمستشفى تخصصي في مدينة دورا ،الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ...الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ حدود مشكلةالمشروع

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والاول من السنة الدراسية ٢٠١٤_٢٠١٥من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

1-٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008).
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١-٦فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة عن المشروعومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

١-٧إجراءات المشروع

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

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥/٢٠١٤)

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																

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

١.٢مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢موقع المشروع.

٤.٢وصف عناصر المشروع،

١.٢ مقدمة

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.

٢.٢ لمحة عن المشروع

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

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى تخصصي يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية حيث يتكون المشروع من ثلاثة طوابق بالإضافة الى طابقين تسوية ،تتدرج في المساحة من حوالي٩٤٦متر مربع إلى حوالي ٣١٤١ متر مربع تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم، وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترح عمل المشروع عليها ٢٠ دونم.

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

٣.٢ موقع المشروع

(١) وصف عام للموقع

يقع موقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في مدينة دورا التي تقع إلى الجنوب الغربي لمدينة الخليل على خطي طول (٣٥.٥، ٣٤.٥٥) شرقي غرينتش وخطي عرض (٣١.٣١،٣١.٢٦) خط الاستواء على وجه التقريب .ويبلغ ارتفاعها عن سطح البحر(٩١٤م)في أعلى منطقة وهي موقع سنجر .وتتفاوت الارتفاعات في منطقة دورا لان المساحة التي تشملها منطقة دورا شاسعة مقارنة مع باقي المناطق والمدن الأخرى ويحد مدينة دورا الطبيعية:

١- من الشرق الخليل والريحية ويطا.

٢- ومن الغرب الدوايمة وبئر السبع.

٣- ومن الجنوب يطا والسموع والظاهرية والرماضين.

٤- ومن الشمال تفوح وترقوميا وإذنا.

وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترحة ٢٠ دونم والشكل التالي يبين موقع قطعة الارض تدرجا من دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية - **دورا - الموقع المقترح** .

شكل(٢-١) تحليل **الموقع العام لأرض دورا** (فريق العمل)

(٢) الشوارع المحيطة بالموقع

يصل الموقع شارع غير معبد قامت بلدية دورا بفتحه للوصول للموقع المقترح لمشروع المستشفى وهذا الشارع يصل الى منتصف دورا عبر شبكة من الشوارع كلها تؤدي الى الشارع الرئيسي لبلدية دورا وتحديدا الشارع الذي يقع عليها مبنى بلدية دورا .والشكل التالي يوضح الشوارع المحيطة بالموقع.

ش

كل(٢-٢) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا)

(٣) الضوضاء

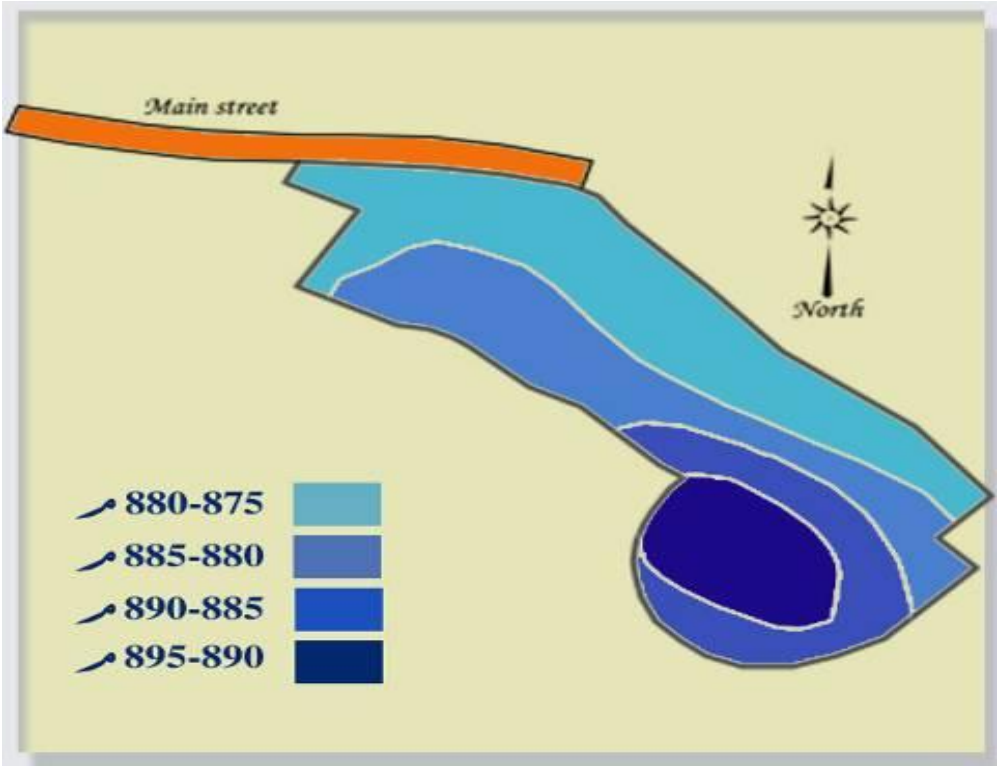
يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني اذ ان المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا .

(٤) المرافق والخدمات

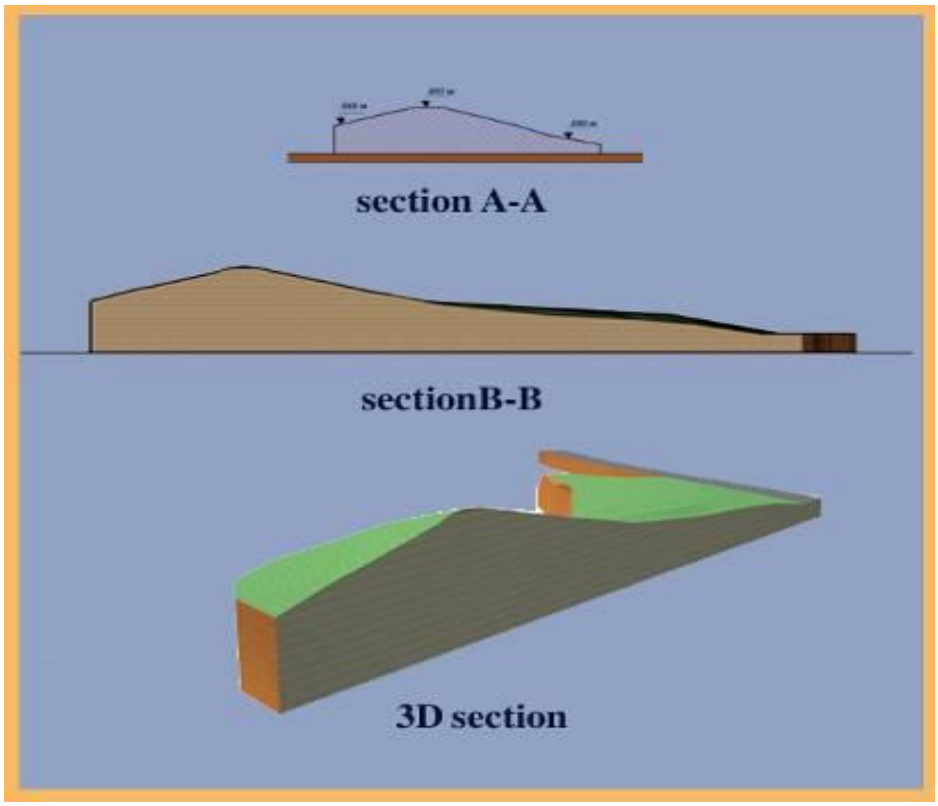
البنية التحتية لمحيط الموقع جيدة نوعا ما. حيث تتوفر خدمات الكهرباء والماء والهاتف .

(٥) طبوغرافية الموقع

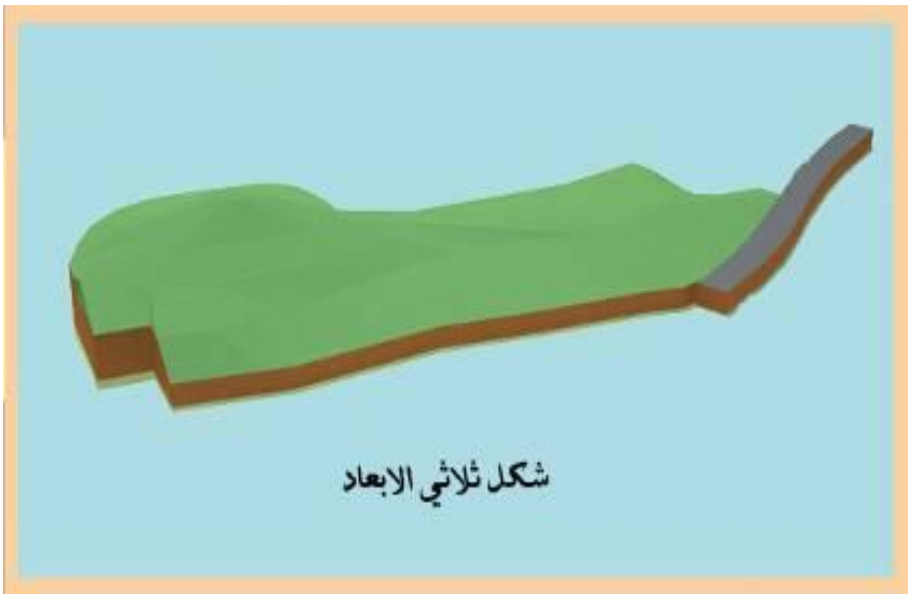
الموقع المقترح ذو طبيعة جبلية، تمتاز أرضه بكونها زراعية. والموقع على هضبة حيث يمر فيه خطوط كنتور من ٨٨٠ إلى ٨٩٥ حسب خرائطبلدية دورا والشكل التالي يبن خطوط الكنتور في الموقع .



شكل(٢-٣) خطوط الكنتور بالموقع (فريق العمل)



شكل(٢-٤) قطاعات في موقع قطعة الارض (فريق العمل



شكل(٢-٥) شكل ثلاثي الابعاد يبن كنتور الموقع (فريق العمل)

(٦) المناخ

منطقة دورا من حيث المناخ لا تختلف كثيرا عن باقي المدن في فلسطين وهو مناخ حوض البحر الأبيض المتوسط حار وجاف صيفا بارد وماطر شتاءا وتصل درجات الحرارة شتاءا في بعض المرتفعات إلى ما دون الصفر المئوي. من اجل دراسة الوضع المناخي في منطقة دورا لا بد من إجراء دراسة تحليلية للبيانات المتعلقة بالناحية المناخية .لذلك لا بد من دراسة وتحليل العناصر المناخية التالية :

١- درجة الحرارة :

تلعب درجة الحرارة دورا هاما في طبيعة التصميم واختيار موقع البناء وكذلك توفير الطاقة صيفا وشتاءا حيث ان درجة الحرارة شتاءا تصل الى الصفر وصيفا تصل الى ٣٨ درجة مئوية.

٢ـ الرطوبة النسبية : حيث ان معدل الرطوبة النسبية في منطقة الجنوب تتراوح ما بين (٦٠-٧٠)%.

٣-ساعات سطوع للشمس .

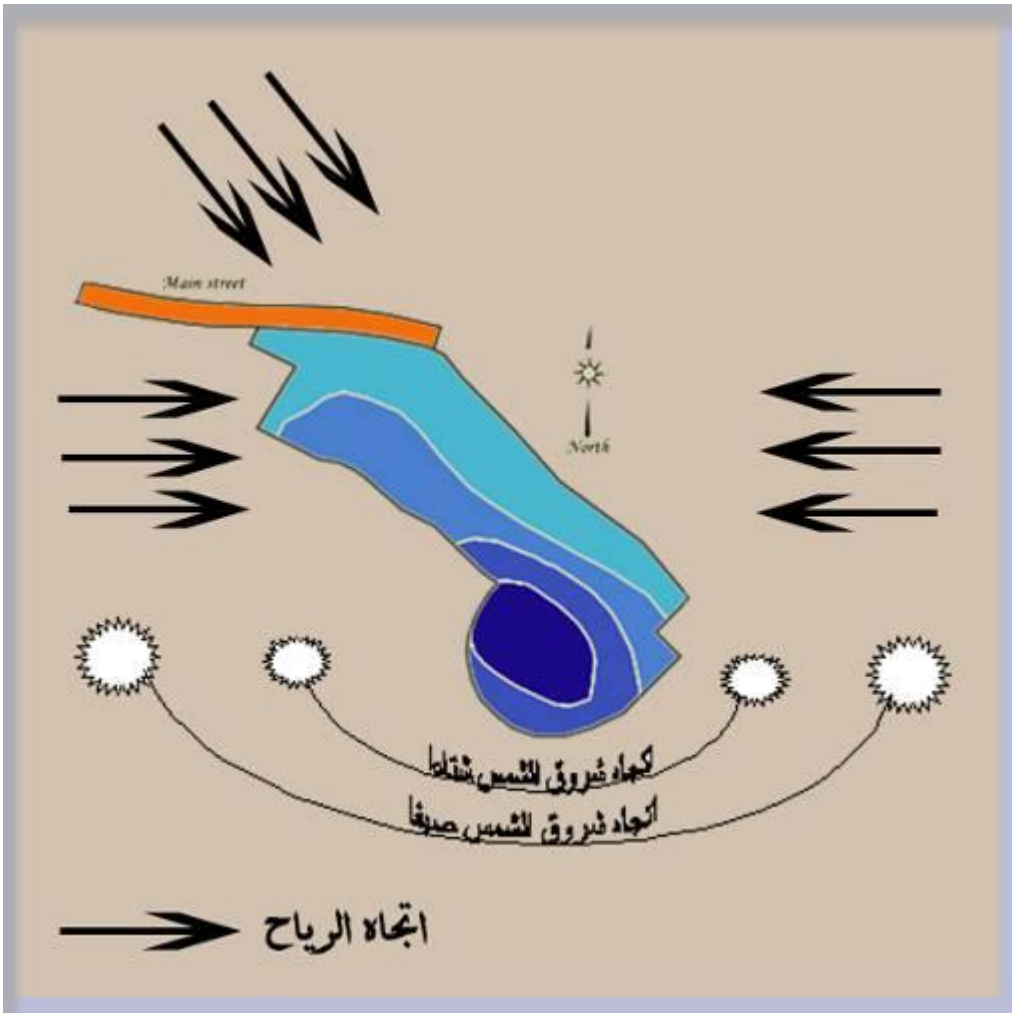
٤ـ الرياح اتجاهاتها وسرعته .

حيث ان الرياح التي تؤثر على الموقع هي :

- الرياح الشرقية : وهي رياح تتراوح بين قوية عاصفة وخفيفة معتدلة وتقسم إلى :
  - رياح حارة جافة تهب في أواخر شهري آب وأيلول.
  - رياح باردة وجافة وتسبق هطول الأمطار تهب في أول فصل الشتاء وآخر فصل الخريف.
- الرياح الغربية: وهي رياح تهب عادة في وسط النهار في فصل الشتاء، وتكون محملة بالغبار.
- رياح الخماسين: وهي رياح حارة وجافة محملة بالغبار والرمال وتهب في فصل الربيع وأواخر شهر أيار.

١- كميات هطول الأمطار السنوية.

حيث ان اكبر كمية سقوط أمطار كانت في شهر شباط والبالغة (١٤١.٦) ملم.



شكل(٢-٦)شكل ثلاثي الابعاد يبين حركة الرياح (فريق العمل)

٢.٤عناصر المشروع:

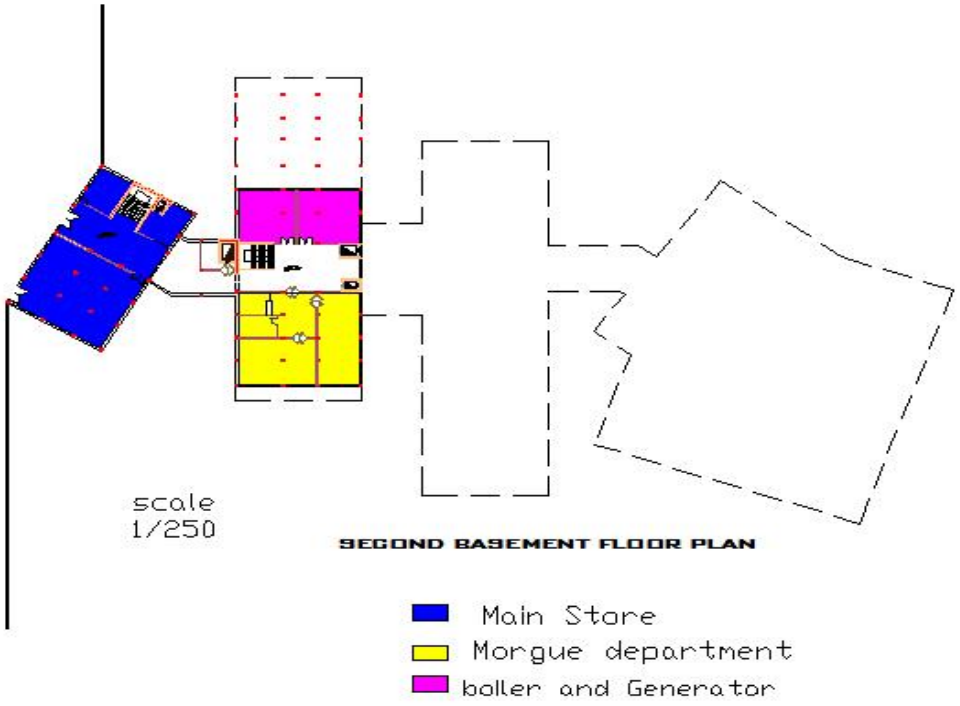
1.4.2 وصف المساقط الأفقية

٢-٤-١-١طابق التسوية الثاني :

مساحة هذا الطابق هي ٩٤٦ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريقمدخل من الشارع الفرعي يسمى مدخل الخدمة لتدخل اليه سيارات الخدمات ويكون المدخل للمستخدمين عن طريق الادراج والمصاعد من الطوابق العلوية.

ويحتوي هذا الطابق على قسمي:

- قسم المخزن الرئيسي.
- قسم المشرحة والثلاجة .
- Boiler and Generator.



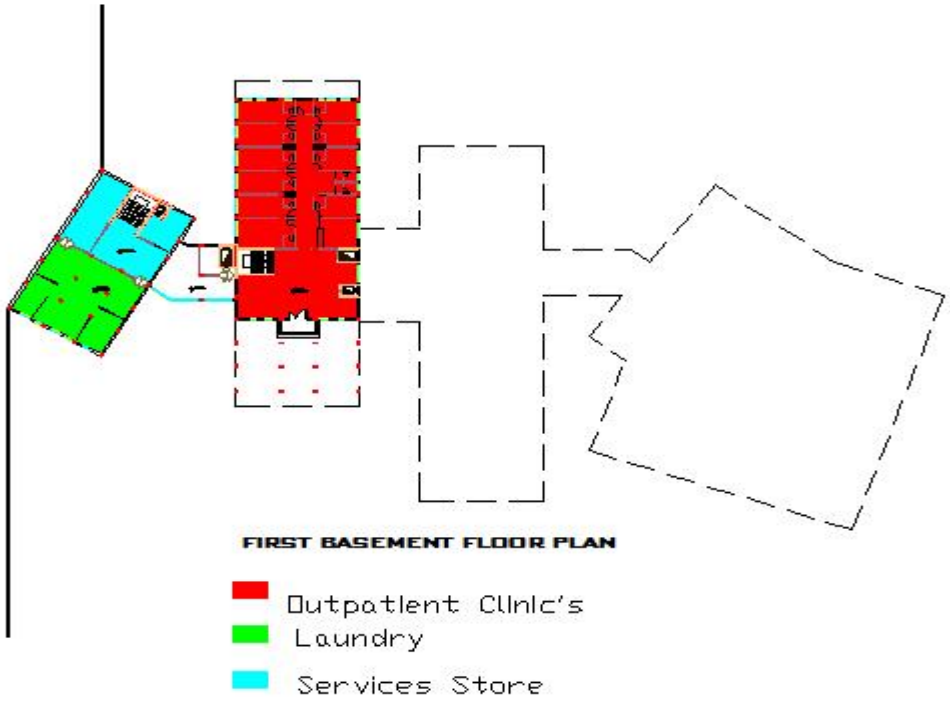
شكل (٢-7): مخطط طابق التسوية الثاني

٢-٤-١-٢طابق التسوية الاول:

مساحة هذا الطابق هي ١٠٠٠ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريق مدخل من الشارع الفرعي يسمى مدخل العيادات الخارجية بجانب مدخل الطوارئ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد والادراج.

ويحتوي هذا الطابق على قسمي:

- قسم العيادات الخارجية .
- قسم الخدمات والتنظيفات.
- مخزن مستلزمات المغسلة.



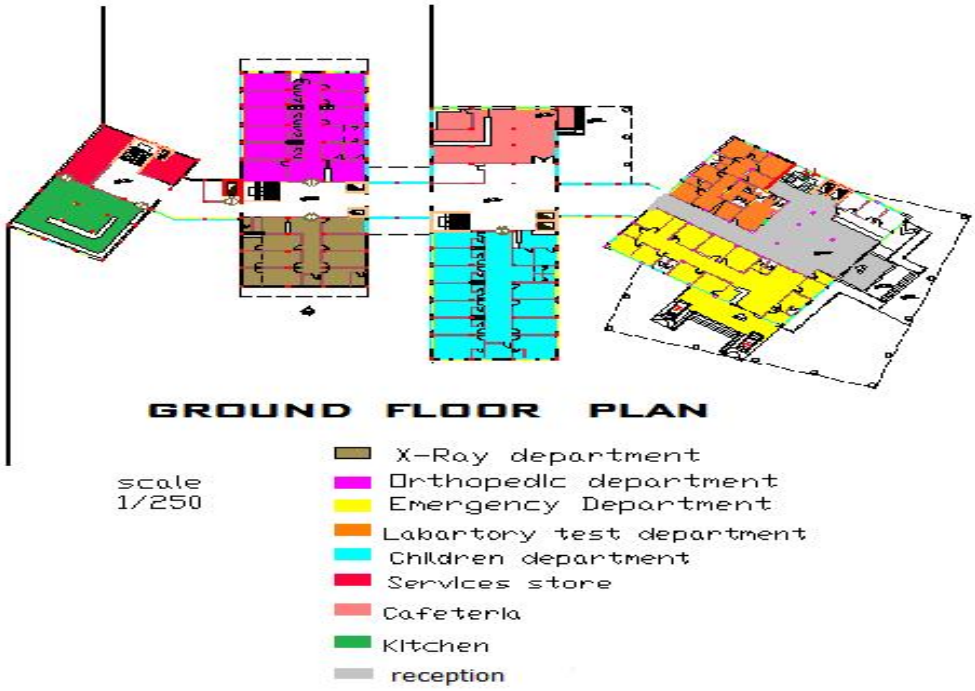
شكل (٢-8): مخطط طابق التسوية الاول

٢-٤-١-٣ الطابق الارضي:

مساحة هذا الطابق هي ٣٠٢٠ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريق مدخل رئيسي من الواجهة الامامية من منسوب الشارع ومدخل طوارئ بالإضافة الي مدخل فرعي الواصل الي الكافتيريا ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد والادراج .

ويحتوي هذا الطابق على أقسام عدة وهي:

- قسم الاشعة.
- قسم العظام.
- قسم الطوارئ
- قسم المختبرات .
- قسم الاطفال.
- المخزن.
- كافتيريا.
- المطبخ.
- قسم الاستقبال.



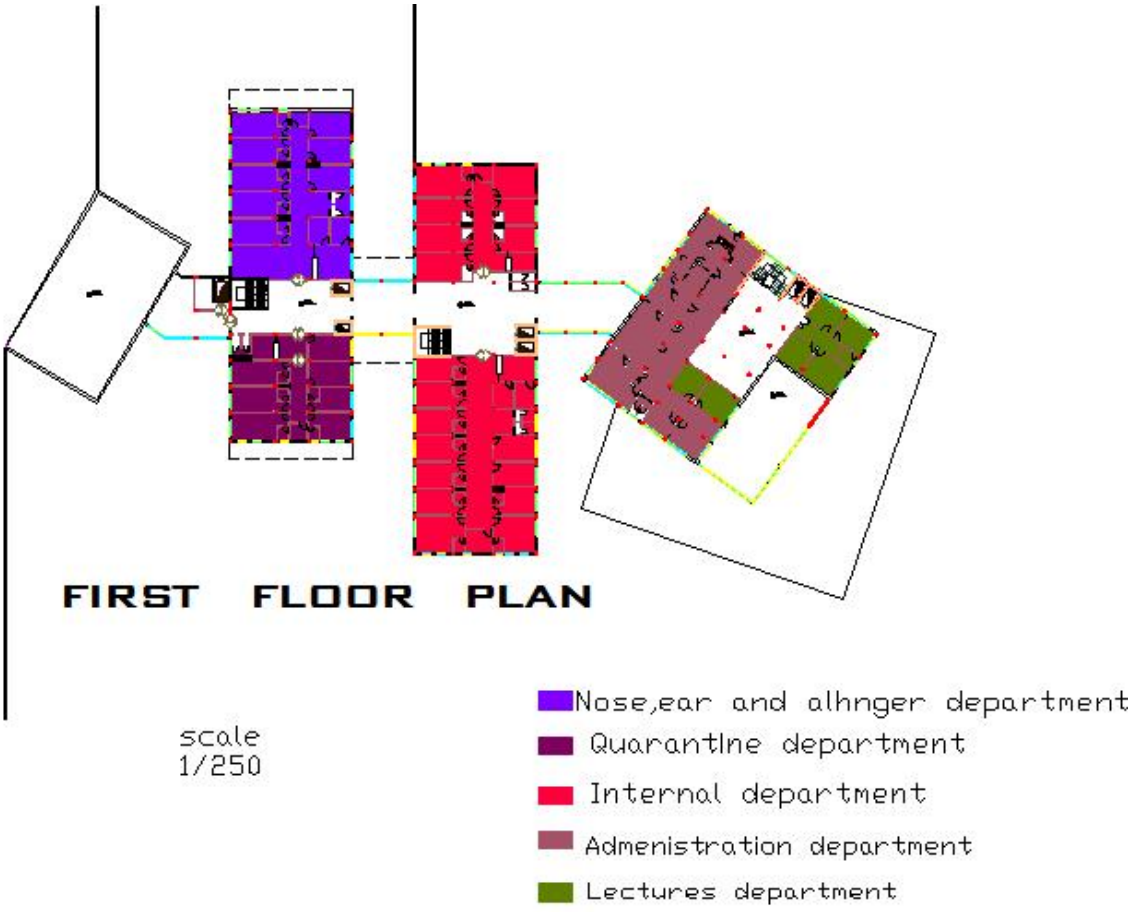
شكل (٢-٩): مخطط الطابق الأرضي

٢-٤-١-٤ الطابق الاول:

مساحة هذا الطابق هي٢٥٦٠.٨٤ مترمربعويتم الوصول إليه عن طريق الأدراج والمصاعد .

يتكون من أقسام عدة هي:

- قسم أنف اذن حنجرة.
- قسم الحجر الصحي.
- قسم البطني.
- قسم الادارة العامة.
- قسم المحاضرات والاجتماعات.



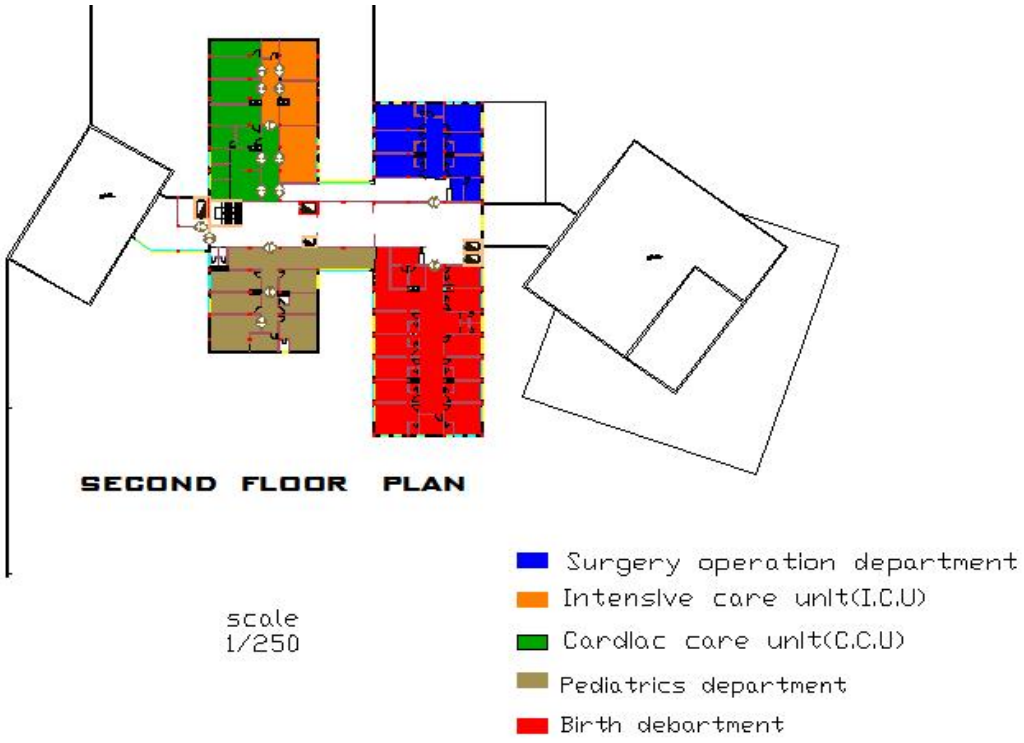
شكل (٢-١٠): مخطط الطابق الأول

٢-٤-١-٥ الطابق االثاني:

مساحة هذا الطابق هي**١٨٩١ مترمربع**ويتم الوصول إليه عن طريق **الأدراج والمصاعد** .

يتكون من أقسام عدة هي:

- **قسم الجراحة.**
- قسم العناية المركزية.(I.C.U)
- **قسم انعاش القلب**(C.C.U)
- قسم التوليد
- قسم حديثي الولادة
- الكافيتيريا.



شكل (٢-١١): مخطط الطابق الثاني

٢-٤-١ وصف الواجهات :

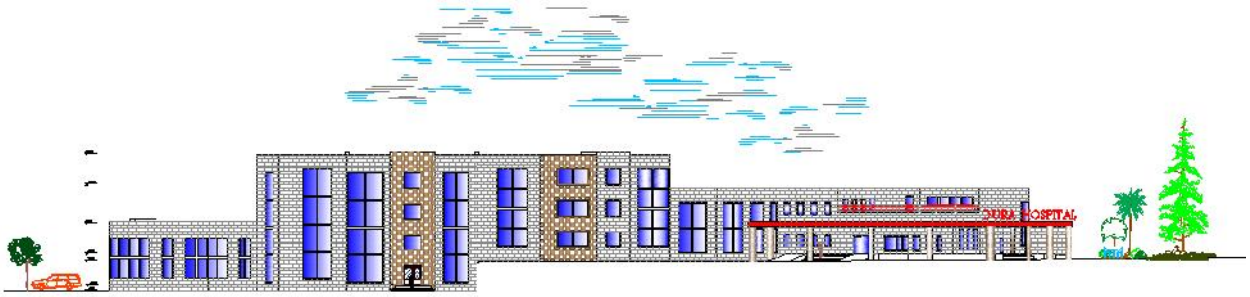
٢-٤-٢-١ الواجهة الجنوبية الشرقية:

تعتبر الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية واعمدة بارزة جمالية لاعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.

شكل(٢-١٢) الواجهة الجنوبية الشرقية.

٢-٤-٢-٢ الواجهة الجنوبية الغربية:

يظهر في الواجهة الجنوبية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، **وتحتوي على مدخل الطوارئ وعلى شرفة** وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة **لإضفاء** المظهر الجمالي واعمدة جمالية لاعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.



شكل(٢-١٣): الواجهة الجنوبية الغربية.

٢-٤-٢-٣ الواجهة الشمالية الغربية :

تتضمن الواجهة الشمالية الغربية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، **وتحتوي على مداخل** فرعية**وعلى** وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة **لإضفاء** المظهر الجمالي واعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.وتمتاز الواجهات الزجاجية بانها عاكسة **لأشعة الشمس لتحافظ على درجة حرارة المبنى وتعكس الإشعاعات** غير المرغوب بها .

NORTH WEST ELEVATION

شكل(٢- ١٤) : الواجهة الشمالية الغربية

٢-٤-٢-٤ الواجهة الشمالية الشرقية:

يظهر في الواجهة الشمالية الشرقية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، وتحتوي على مدخل خلفي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة لإضفاء المظهر الجمالي واعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى ، وتمتاز الواجهات الزجاجية بانها عاكسة لأشعة الشمس لتحافظ على درجة حرارة المبنى وتعكس الإشعاعات غير المرغوب بها .

شكل(٢-١٥): الواجهة الشمالية الشرقية

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ الاختبارات العملية .

٥.٣ العناصر الانشائية.

١.٣ مقدمة

إن عملية التصميم الإنشائي لأي منشأ هي عملية متكاملة غير قابلةللتجزئة، فبعد الانتهاء من مرحلة الوصف المعماري للعناصر والمباني الموجودة في مشروع المشفى العام ننتقل إلى مرحلة دراسة العناصر الإنشائية الموجودة في مختلف المباني من اجل تحديد النظام الإنشائي الأمثل للمبنى بهدف القيام بتصميم العناصر الإنشائية المختلفة لكل مبنى.

في هذه الفصل نجري دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية، كما سيتم أيضا تحديد قيم الأحمال المختلفة على كل عنصر من هذه العناصر و نوع هذه الأحمال من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية أخرى بحسب العنصر الإنشائي. كل ذلك وفقا للمتطلبات و المقاييس و المواصفات القياسية التي سنذكرها لاحقا.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية، يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب في المكان المناسب ، القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد(Deflection) و تجنب التشققات (Cracks)التي تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٤.٣ الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق ، فالخرسانة مثلا تمتلك معامل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه ،و لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة لهذه الأحمال:

١.٤.٣ الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٢.٤.٣ الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو لاستعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم	نوع المنشأ	الاحمال الحية (KN/m2)
١	المباني التعليمية • غرف التدريس • الممرات والمداخل والادراج • المختبرات • قاعات التجمع والمسارح	 ٣ ٣ ٣ ٥
٢	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	 ٣ ٤ ٥ـ١٠
٣	التجمعات • الكفتيريا	 ٢
٥	القاعات والمطاعم والصالات • القاعات ذات المقاعد الثابتة • القاعات بدون مقاعد ثابتة	 ٥ ٦
٧	المكتبات • غرف الاطلاع • غرف تكديس الكتب	 ٤ ٦.٥ على الاقل
٨	مواقف السيارات	٥.٠
	المباني السكنية	٢.٥

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٣.٤.٣ الأحمال البيئية:

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

١. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

٢. الثلوج

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

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

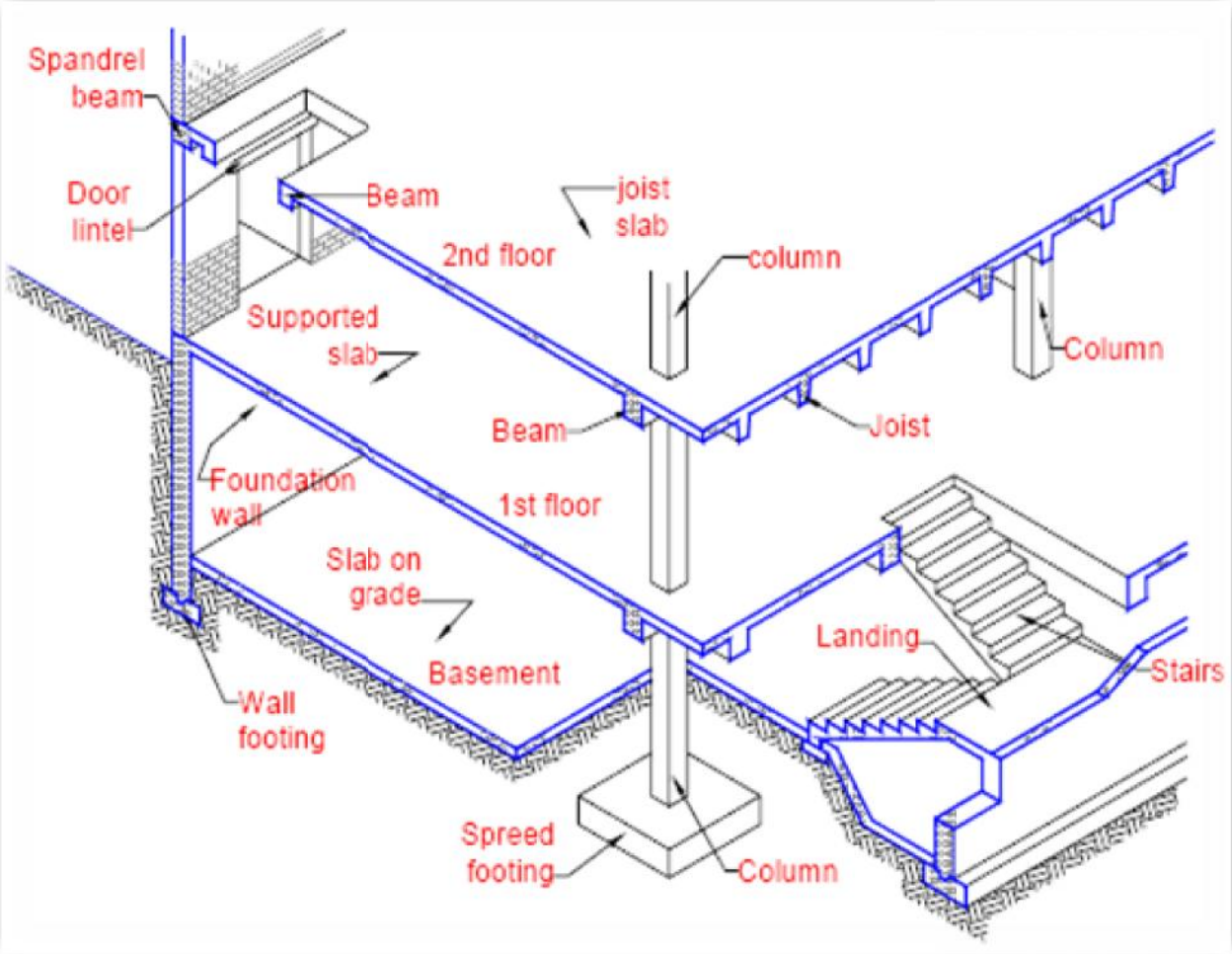
٥.٣ الاختبارات العملية :-

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى 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 (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

لقد تم الحصول على عينات لفحص التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة حسب نتائج الفحوصات لتربة اساسات الابنية المجاورة وتساوي ($3\ KN/m^2$).

٦.٣ العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



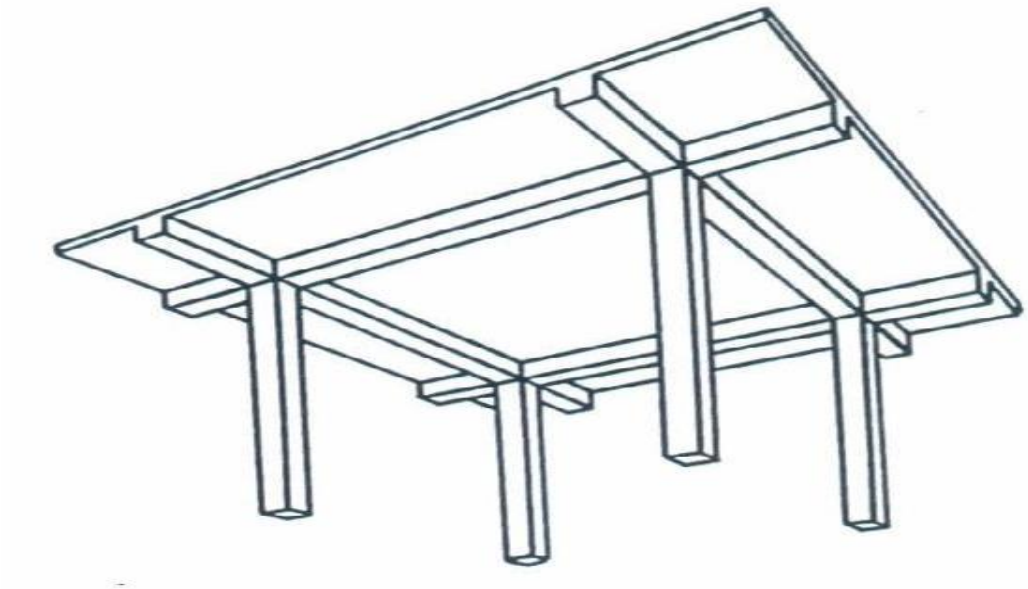
شكل (٣-١) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية

١.٦.٣ العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخر باتجاهين.



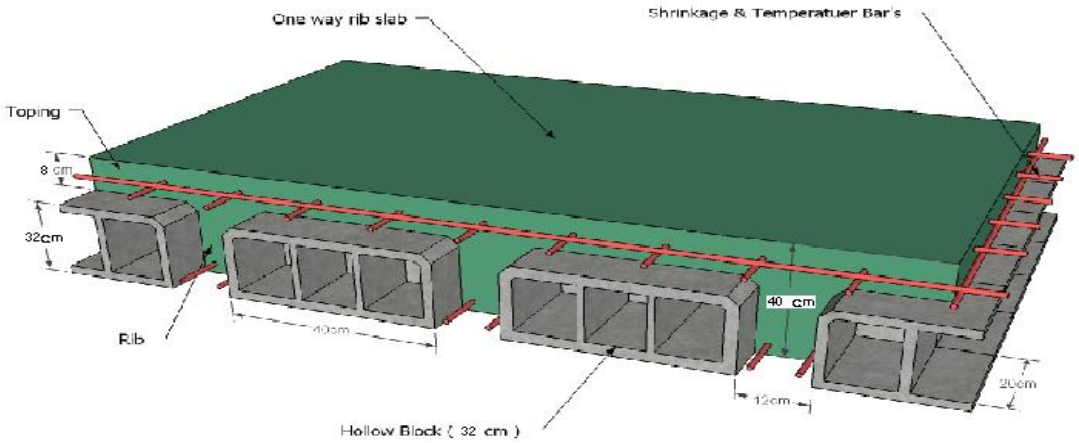
الشكل (٣- ٢) عقدة مصمتة.

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

١.١.٦.٣عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

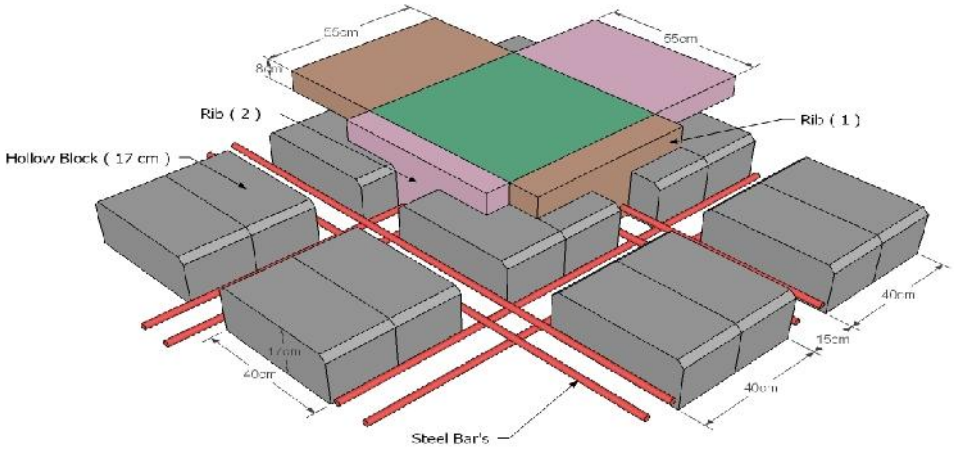
تتميزبخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٢.١.٦.٣عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

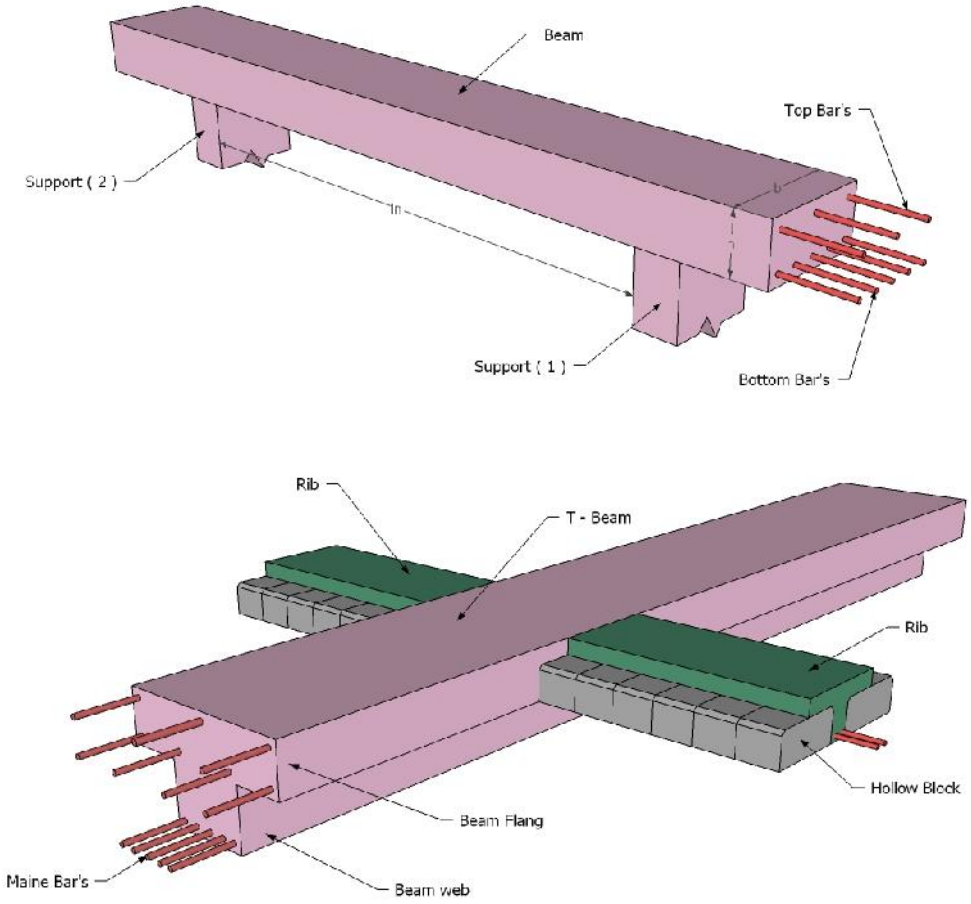
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٤): عقدات العصب ذات الاتجاهين

٢.٦.٣ الجسور:

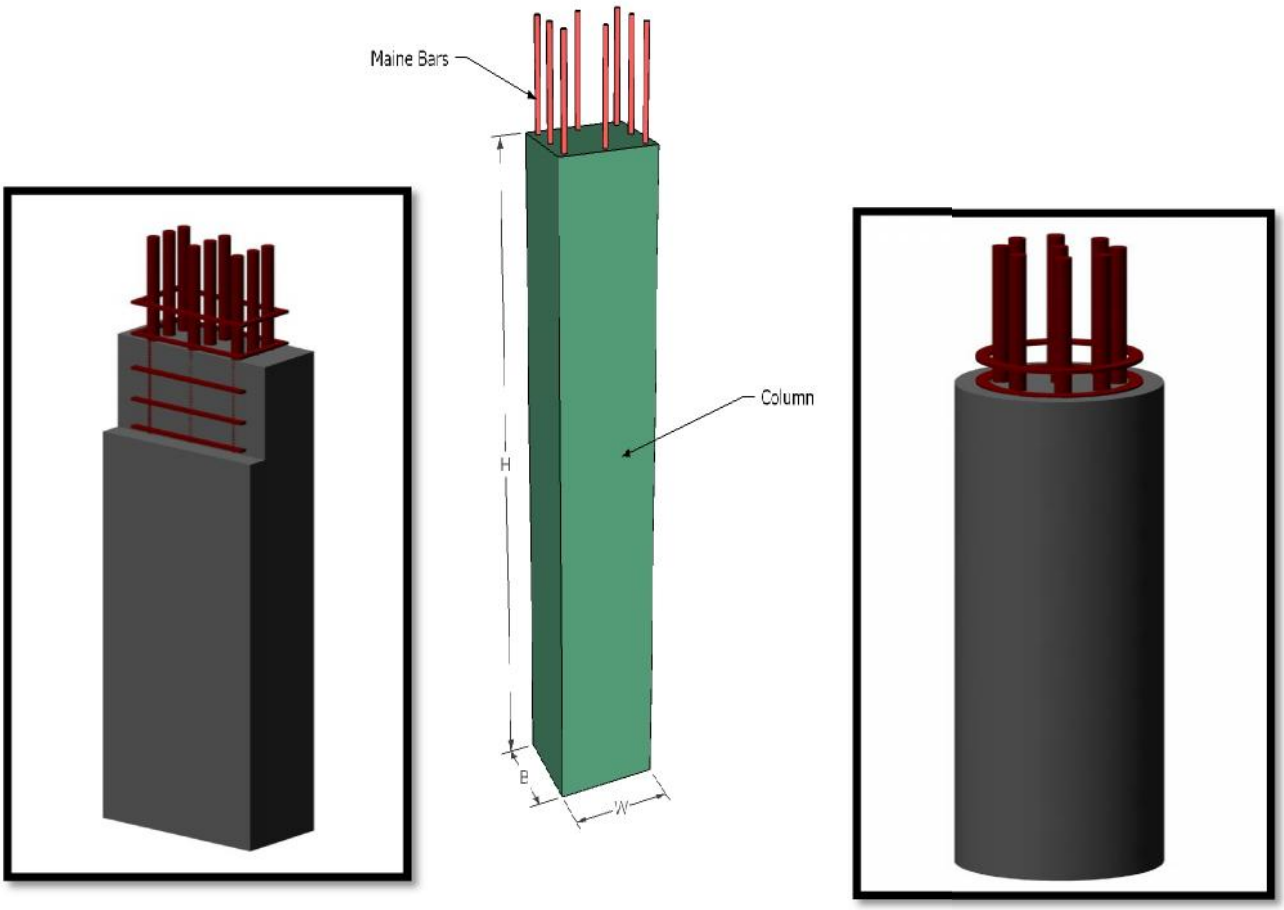
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع**سنقوم** باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (٣-٥) أشكال الجسور المدلاة و المسحور

٣.٦.٣الأعمدة:

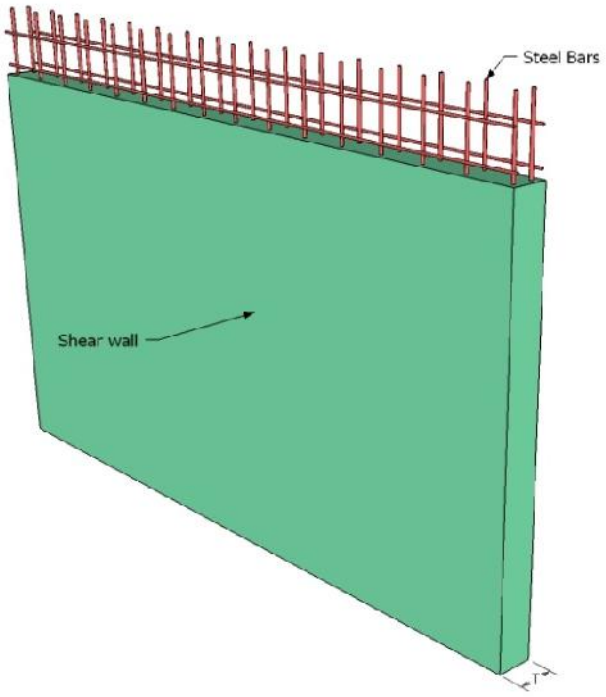
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٦): أشكال مختلفة للأعمدة.

٤.٦.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

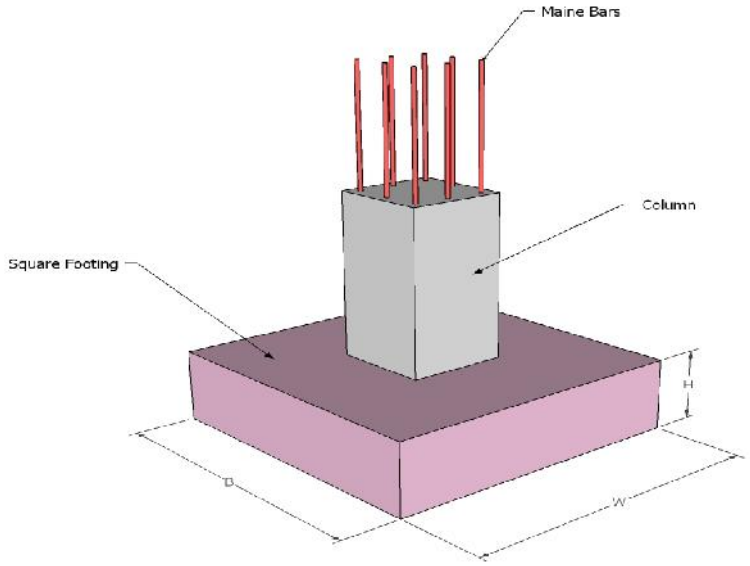
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها **وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة** الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .**وان** تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



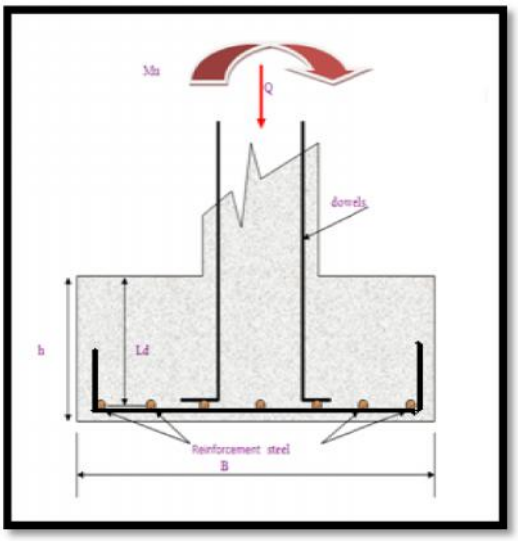
الشكل (٣-٧): جدار القص.

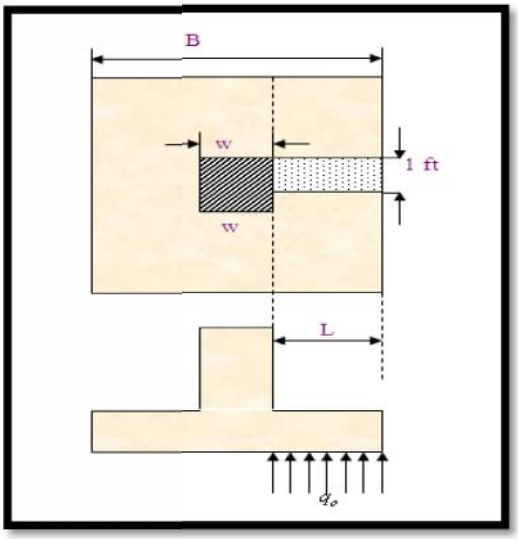
٥.٥.٣ الأسلست:

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



الشكل (٣-٨) : الأساس المفرد





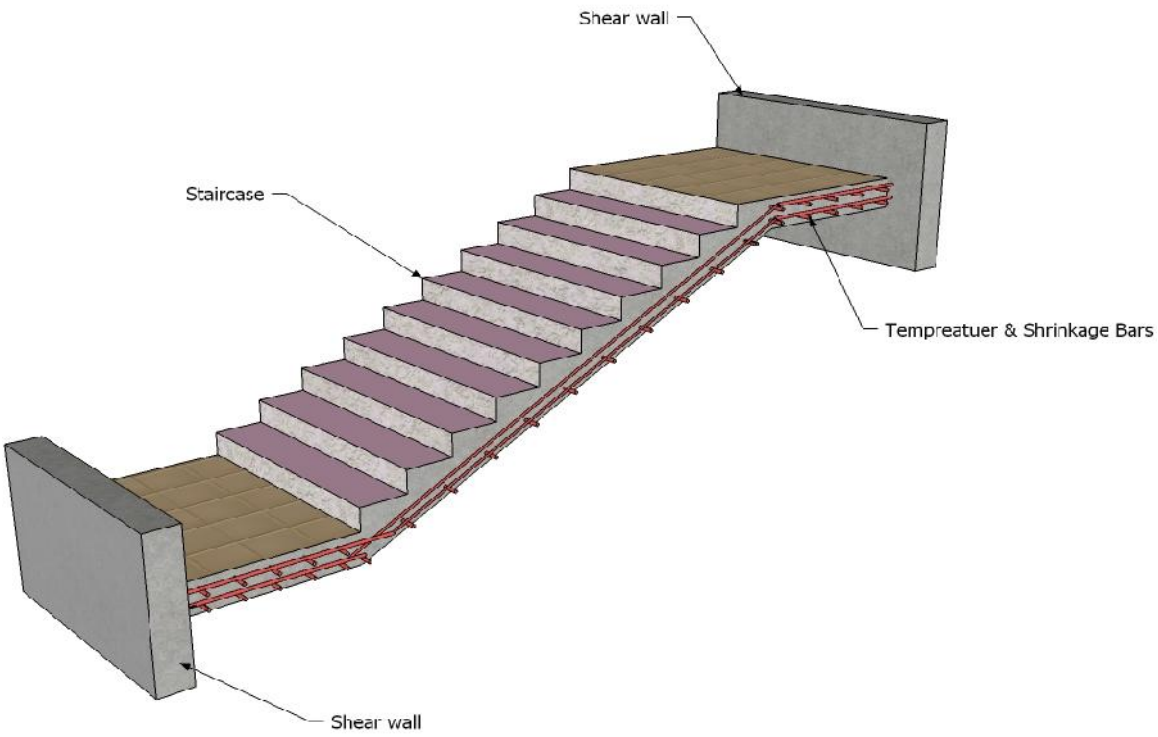
مسقط أفقي للأسلست قطاع طولي في الأساس

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أسلست

من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٦.٦.٣ الأدراج:

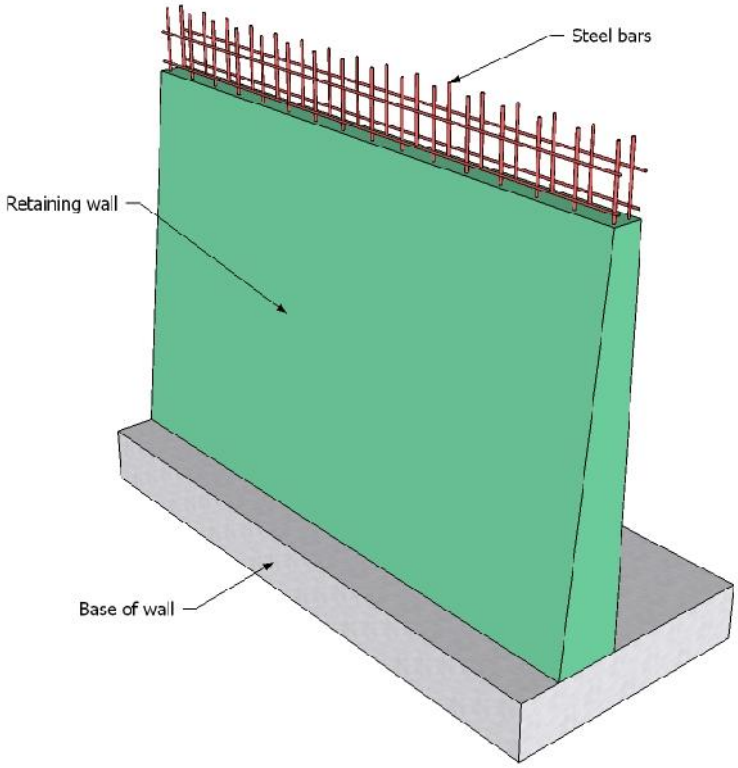
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٩): الدرج .

٧.٦.٣ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية **لتحمي التربة** من الانهيار أو **الانزلاق**. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة **المسلحة** .



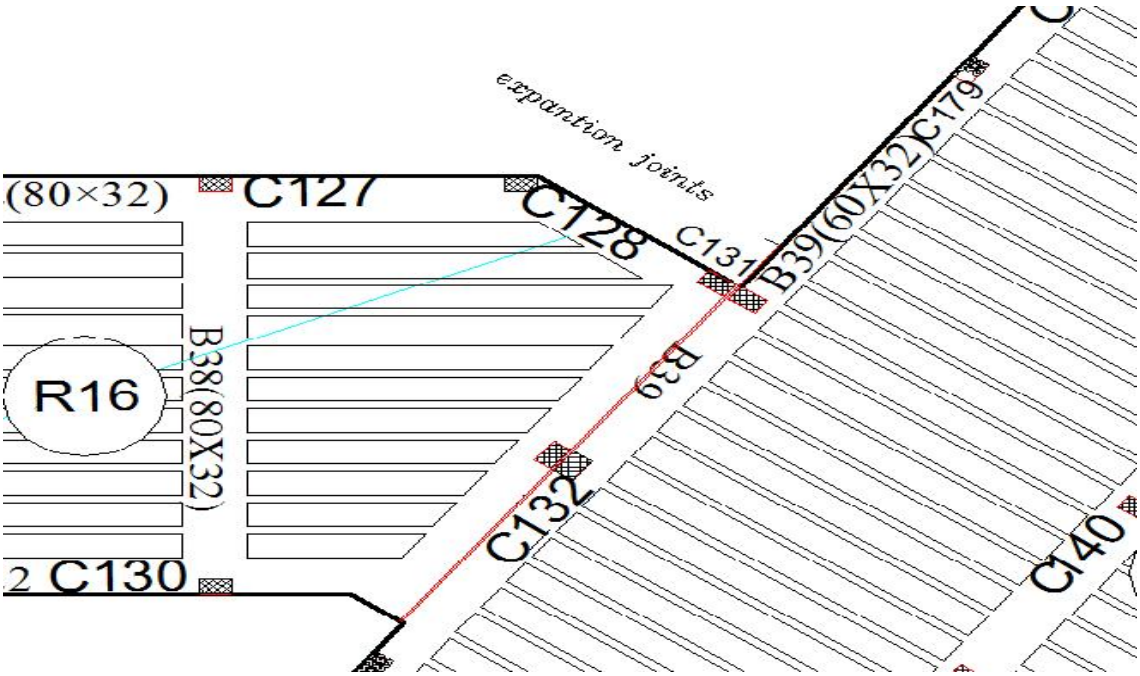
الشكل (٣-١٠) جدار استنادي.

٣.٦.٣ فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥م في المنطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتليةكالحوائطالأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام ثلاث فواصل تمدد في هذا المشروع .



الشكل (٣-١١)فاصل التمدد بالمبنى.

Chapter 4

Structural Analysis & Design 4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3Determination of Loads of ribs and topping.

4-4 Design of Rib 27.

4-5Design of two way rib slab.

4-6 Design of two way solid slab.

4-7Design of Beam 5.

4.8 Design of slender column C5.

4.9 Design of Isolated footing F5.

4.10 Design of stairs.

4.11 Design of basement wall.

4.12 Design of shear wall.

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “STAADpro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

4.2 Determination of Slab Thickness:-

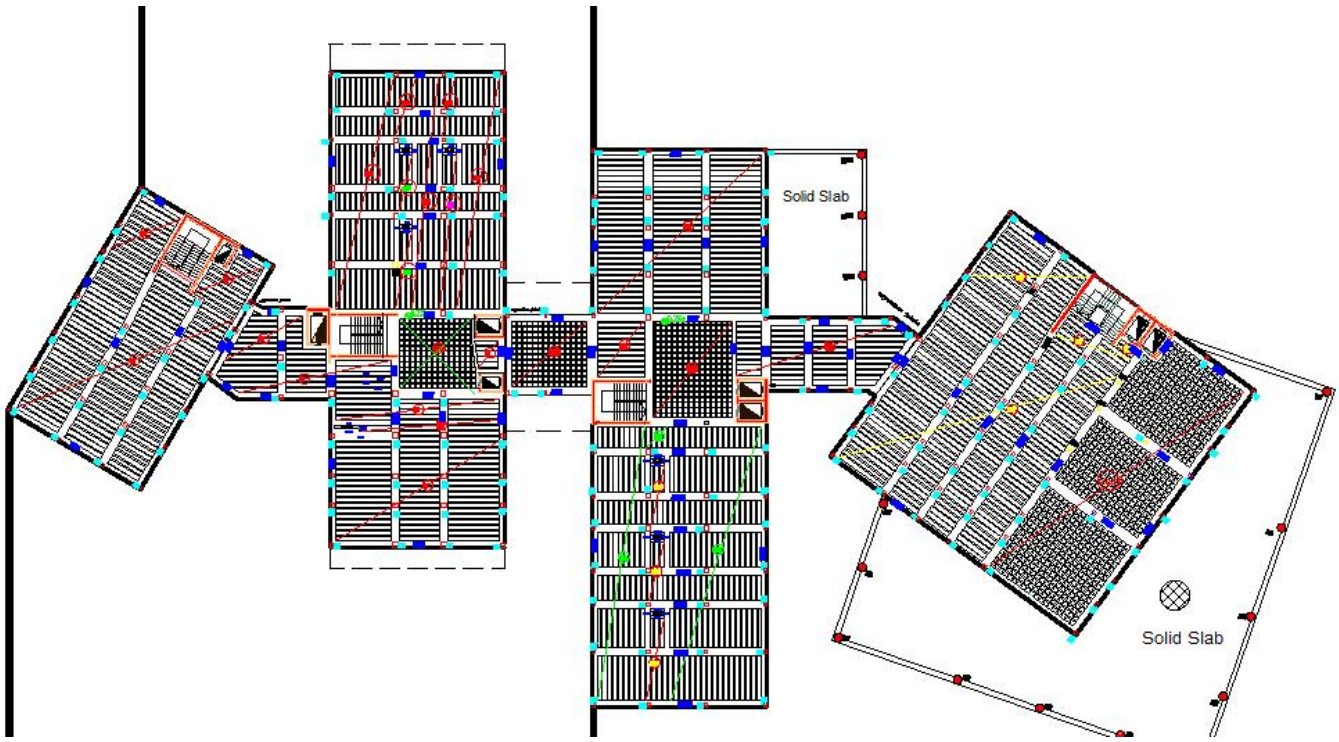


Figure (4-1): ground Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 605/18.5 = 32.7cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 450/21 = 21.4 cm

h_{min} for both-end continuous = L/21

=447.7/21=21.3cm

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

=566/18.5=30.59cm

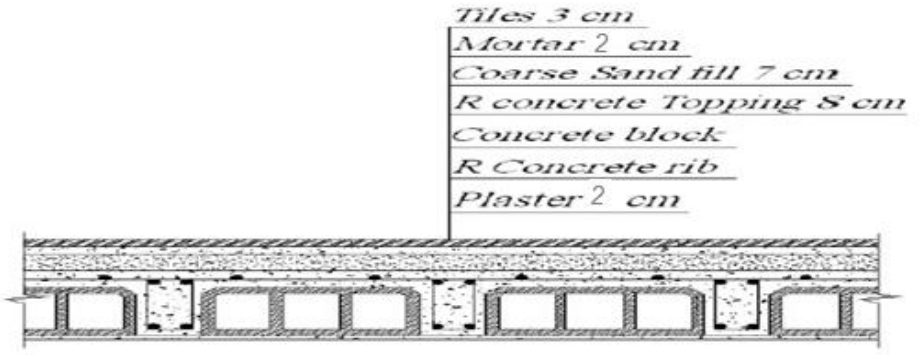
The controller slab thickness is 21.3 cm.

But by deflection checked it was controlled at 32 cm thickness.

So Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24 cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of Loads of ribs :-

4.3.1 Determination of Dead load:-



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.359
Mortar	0.02*0.52*22	0.229
Sand	0.07*0.52*16	0.5824
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*9	0.864
Plaster	0.02*0.52*22	0.229
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Partitions	2.38*0.52	1.238
Sum		**5.26**

4.3.2 Determination of live load:-

Nominal Total live load = 5 * 0.52 = 2.6kN/m of rib

4.3.3 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.26 = 6.312 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m

4.3.4 Design of Topping:-

Determination of dead load of topping

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*16*1	1.12
Topping	0.08*1*25	2
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		**6.63**

Live Load = 5 KN/m.

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.63+ 1.6 * 5 = 15.96 KN/m. (Total Factored Load)

$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.96 * 0.4^2 / 12$

$= 0.213 KN.m.$

$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$

$= 0.42\sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$

$\rightarrow$ ¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN .m.

¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.213 KN .m. OK!

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018

$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2.$

Try bars Ø8 with As =50.27 mm^2

n=As/AsØ8=144/50= 3 bars

S=1000/3 =300 mm

S= 3 h = 3*80 =240 mm (control)

S=450 mm

S=380*280/fs-2.5Cc = 380*280/(2/3*420) -2.5*20 = 330 mm

S= 300*280/fs =300*280*3/2*420 = 300 mm

Use S =200 mm < S max = 240 mm

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.4 Design of Rib 27 :-

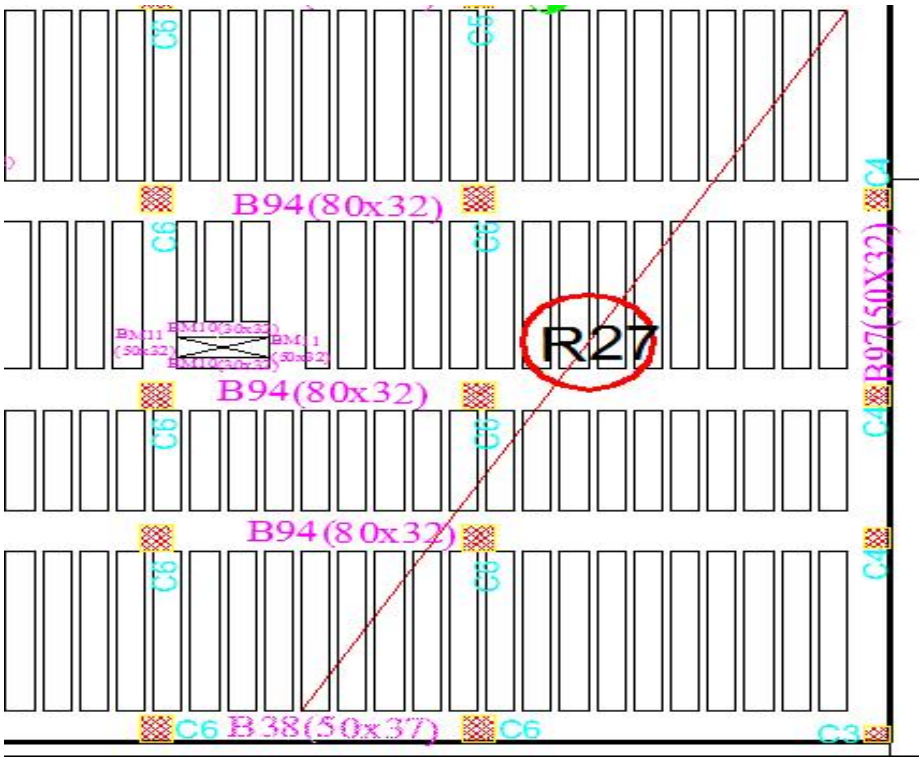


Figure (4-2): one way rib slab.

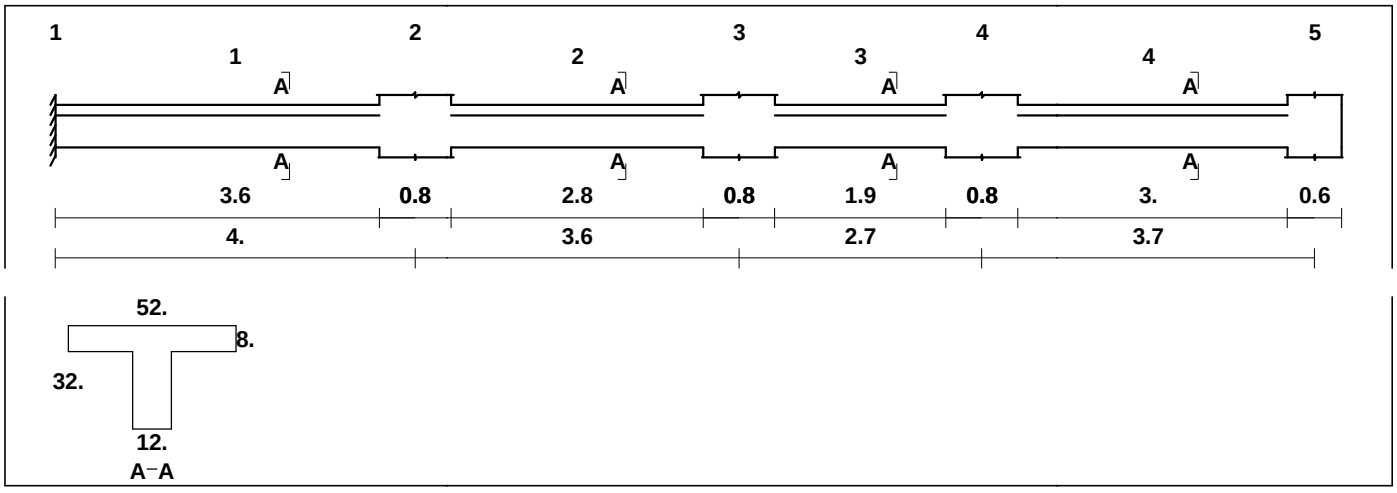


Figure (4-٣): Rib geometry

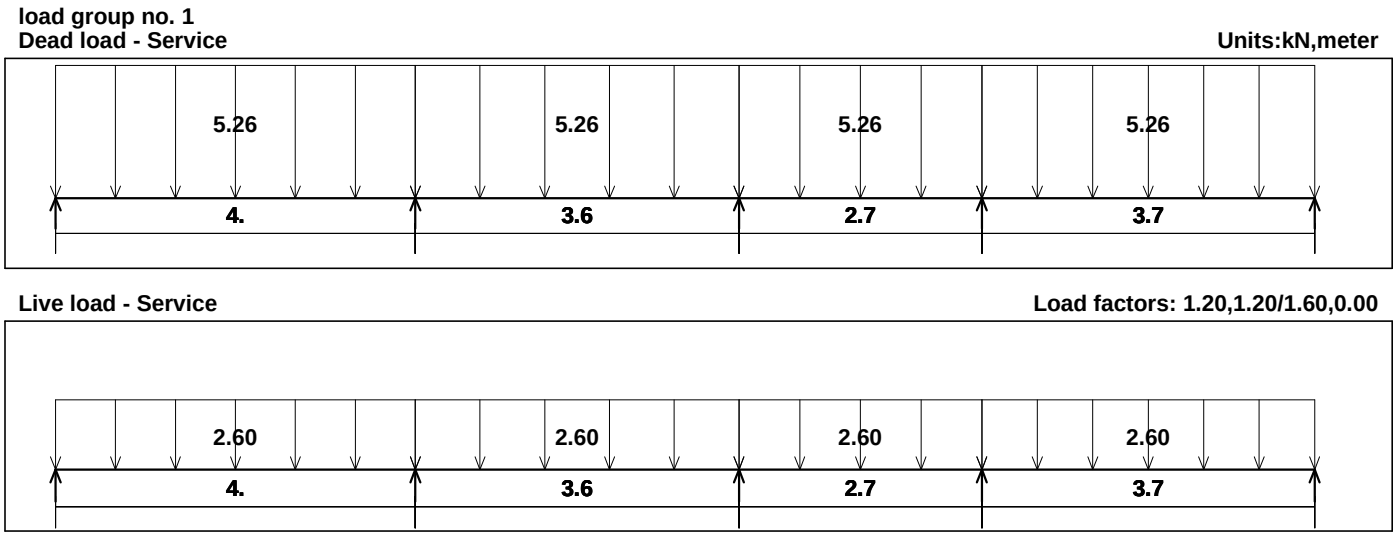


Figure (4-4) : loading of Rib

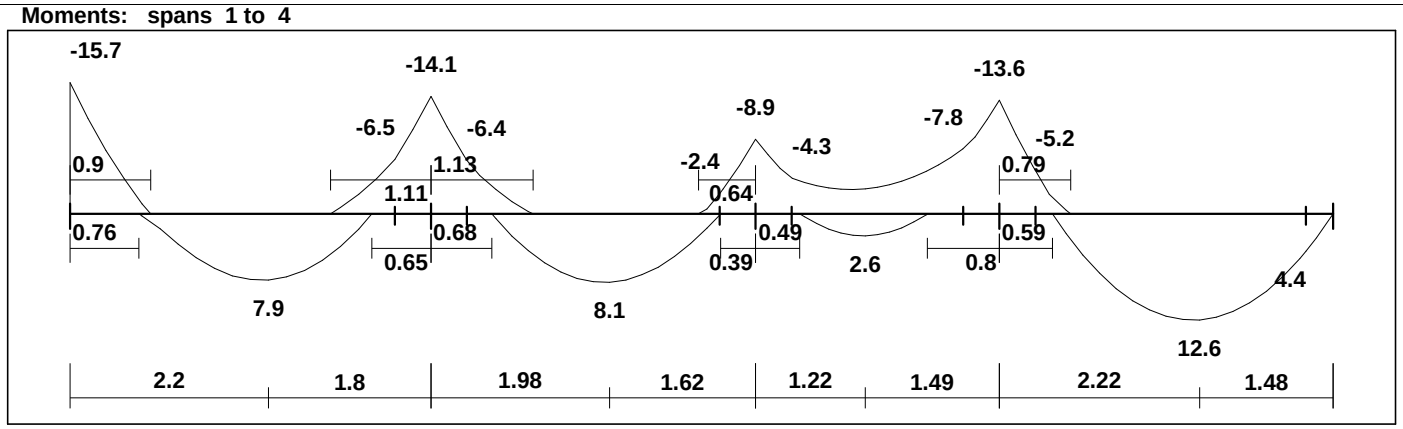
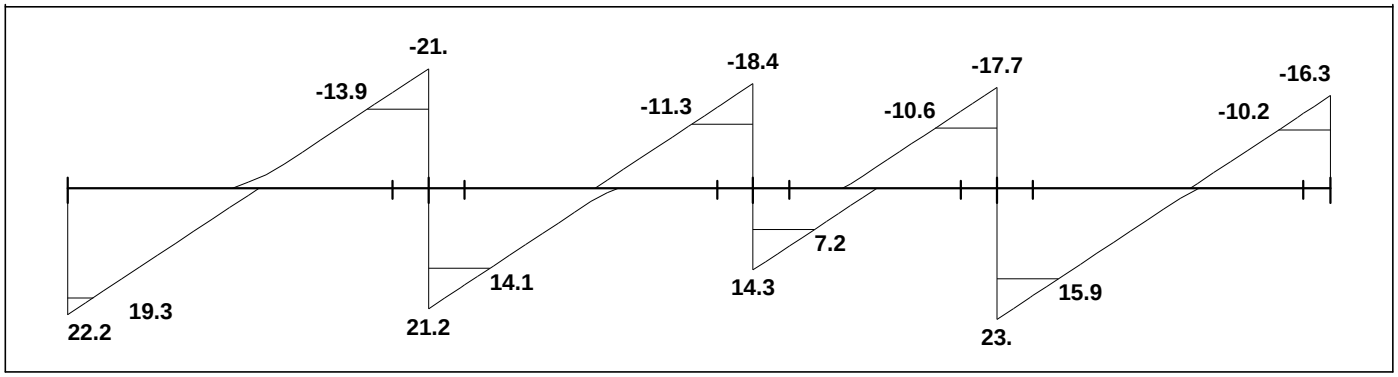


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib

Shear



Reactions

Factored

DeadR	12.69	25.01	17.5	23.58	9.58
LiveR	9.52	17.15	15.22	17.16	6.71
Max R	22.21	42.16	32.73	40.74	16.29
Min R	11.54	32.61	20.01	27.87	9.18
Service					
DeadR	10.58	20.84	14.58	19.65	7.98
LiveR	5.95	10.72	9.52	10.72	4.19
Max R	16.53	31.56	24.1	30.38	12.17
Min R	9.86	25.59	16.15	22.33	7.73

Figure (4-٦) : Shear Envelop of rib.

4.4.1 Design of flexure :-

4.4.1.1 Design of Positive moment of rib:-

Assume bars diameter of 12 mm

d= 320-20-8-(12/2)= 286 mm.

b_{eff}<= 520 mm. (**Control)**

<=2740 \4 = 685mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→b_{eff} = 520 mm.

Assume a=t

$¤ * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.286 - 0.08 \setminus 2) * 1000 = 187.9 KN.m.$

$¤ * Mn > Mu$

$187.9 > 12.6$

→ Rectangular section.

For first span: Mu=7.9 kN .m

Mn = 7.9 / 0.9 = 8.78 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{8.78 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.206 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.206)(20.6)}{420}}) = 0.00049$$

$$\text{As} = 0.00049\ (520)\ (286) = 72.9\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286)$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$$72.8\ mm^2 < As_{\min} = 114.4 mm^2$$

Use $As_{min} = 114.4mm^2 > As = 72.8mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ =114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Select 2 Φ 10 mm .

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{286 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005 \rightarrow ¤ = 0.9$ Ok

For Second span: Mu=8.1 kN .m

Mn = 8.1 / 0.9 = 9 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{9 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.21$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.21)(20.6)}{420}}) = 0.0005$

As = 0.0005 (520) (286) = $74.74\,mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI - 10.5.1)$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2 > 74.74 \text{ mm}^2$$

Use As =114.4 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm^2

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Third span: Mu=2.6 kN .m

Mn = 2.6 / 0.9 = 2.88 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{2.88*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.06 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.06)(20.6)}{420}}) = 0.00014$$

As = 0.00014 (520) (286) = 21.27 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$As_{\min} = 114.4 mm^2$ >21.27 mm^2

Use As =114.4 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm^2

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1*420 = 0.85*520*24*a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287-7.3}{7.3}$X0.003

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Fourth span: Mu=12.6 kN .m

Mn = 12,6 / 0.9 = 14 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.33$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(0.33)(20.6)}{420}}$) = 0.0008

As = 0.0008 (520) (286) = 117.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$As_{\min} = 114.4 mm^2$ <117.5 mm^2

Use As =117.5 mm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 117.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

4.4.1.2 Design of Negative moment of rib:

- For first span Mu= -6.5kN.m

Mn= 6.5/ 0.9 =7.22 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{7.22*10\text{^}6}{120*(286)^2} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.73)(20.6)}{420}}\right) = 0.0018$$

As = 0.0018 (120) (286) = 61.1 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$61.1\, mm^2 < As_{\min} = 114.4 mm^2$

Use $As = 114.4 mm^2$

# of bars = As / As_{bar} = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.54 mm²

Select 2 Φ 10 mm

- Check for strain :

Tension = compression

As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

$a = 26.9mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.6mm$

$£_s = \frac{286 - 31.6}{31.6} X0.003$

$£_s = 0.024 > 0.005$

$\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For second span Mu= -4.3kN.m

Mn= 4.3/ 0.9 = 4.8 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{4.8 * 10\text{^}6}{120 * (286)^2} = 0.48$ MPa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(0.48)(20.6)}{420}}$) =0.0012

As = 0.0012 (120) (286) = $40.5\,mm^2$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2 > 40.5 \text{ mm}^2$$

Use $As = 114.4 mm^2$

# of bars = $As_{\min}$ / As $_{bar}$ = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm²

Select 2 Φ 12 mm

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $226 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 38.2 mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{38.2}{0.85} = 45.6 mm$

  $£_s = \frac{287 - 45.6}{45.6} X 0.003$

  $£_s = .015 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Third span Mu= -7.8 kN.m

Mn= 7,8/ 0.9 = 8,66 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{8.66*10\text{^}6}{120*(286)^2} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.88)(20.6)}{420}}\right) = 0.0021$$

As = 0.0021 (120) (286) = 73.7 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2$$

$As_{min} = 114.4mm^2$ >73.7 mm^2

Use $As = 114.4mm^2$

# of bars = As_{min} / As $_{bar}$ = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm²

Select 2 Φ 12 mm

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $226*420 = 0.85*120*24*a$

  $a = 38.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{38.2}{0.85} = 45.6mm$

  $£_s = \frac{287 - 45.6}{45.6} X0.003$

  $£_s = .015 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$

4.4.2 Design of shear of rib :

1) Vud = 19.3 KN

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120*0.286

= 21 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21 = 23.1 KN.> Vu = 19.3

Φ Vc>Vud no shear reinforcement is required.

4.5 Design of two way Rib slab :

- ✓ **Statically system and Dimensions.**

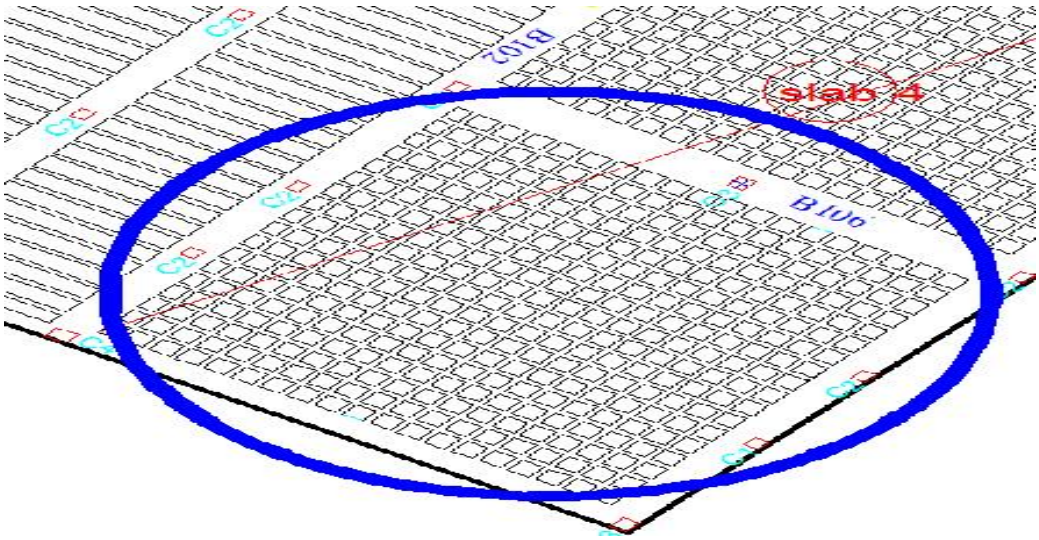
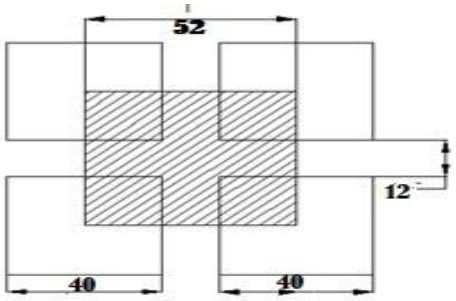


Figure (4-7): two way rib slab.

- ✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:



Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	$0.03\times23\times0.52^2$	0.1865
Mortar	$0.02\times22\times0.52^2$	0.1189
Coarse sand	$0.07\times16\times0.52^2$	0.303
Topping	$0.08\times25\times0.52^2$	0.541
Interior partitions	2.38×0.52^2	0.643
RC rib	0.24×25×0.12×(0.52+0.4)	0.662
Hollow Block	0.24×9×0.4×0.4	0.345
Plaster	$0.02\times22\times0.52^2$	0.119
	∑	2.918

Table (4.1)Calculation of two way dead load (slab 4)

Nominal Total Dead Load = 2.918 KN/Rib

DL= 2.918/(0.522) = 10.79 KN/m2

Nominal Total live load = 5 KN/m2

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.79 = 12.95 KN/m2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m2.

W = 12.95 + 8 = 20.95 KN/m2

- ✓ Flexural Design for (slab 4) :

Moments calculations :-

Ma = Ca wla2brib and Mb = Cb wlb2brib

La/Lb = 9.75/10.30 = 0.946……..Case 4

The moment calculation will be done for the slab middle strip.

*Negative moments at continuous edge :

Ca,neg(la/lb=0.9) = 0.06 Ca,neg(la/lb=0.946) = 0.0544

Ca,neg(la/lb=0.95) = 0.055

Ma-ve=Ca*W*La2*brib=0.0544*20.95*9.75 2*0.52= 56.33 KN.m/Rib

Cb,neg(la/lb=0.9) = 0.04 Cb,neg(la/lb=0.946) = 0.0446

Cb,neg(la/lb=0.95) = 0.045

Mb-ve=Cb*W* Lb2*brib =0.0446*20.95*10.302*0.52= 51.54 KN.m/Rib

*Positive moments :

Ca,D(la/lb=0.9) = 0.033 Ca,D(la/lb=0.946) = 0.0296

Ca,D(la/lb=0.95) = 0.03

Ma+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.0296*12.95*9.75 2*0.52 = 18.94 KN.m/Rib

Ca,L(la/lb=0.9) = 0.039 Ca,L(la/lb=0.946) = 0.0346

Ca,L(la/lb=0.95) = 0.035

Ma+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.0346*8*9.75 2*0.52 = 13.71 KN.m/Rib

Ma+ve = Ma+ve,L + Ma+ve,D = 18.94+13.71= 32.65 KN.m/Rib

Cb,D(la/lb=0.9) = 0.022 Cb,D(la/lb=0.946) = 0.0237

Cb,D(la/lb=0.95) = 0.024

Mb+ve,D=Cb*W* Lb2*brib =0.0237*12.95*10.3 2*0.52= 16.99 KN.m/Rib

Cb,L(la/lb=0.9) = 0.026 Cb,L(la/lb=0.946) = 0.0287

Cb,L(la/lb=0.95) = 0.029

Mb+ve,L=Cb*W* Lb2*brib =0.0287*8*10.3 2*0.52= 12.68 KN.m/Rib

Mb+ve = Mb+ve,L + Mb+ve,D = 16.99+12.68 = 29.67 KN.m/Rib

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

$M_{b,neg}$ = 32 .65 /3 = 10.88KN.m/Rib

$M_{a,neg}$ = 29.67 /3 = 9.89 KN.m/Rib

Design for Negative and Positive moment:

* Short direction

d = 320 – 20 – 8 – $\frac{14}{2}$ = 285 mm

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +32.65 KN.m/Rib)

Rn= $\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{32.65\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 3.72$Mpa.

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

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.72}{420}}\right) = 0.009851$

As = ρ.b.d = 0.009851×120×285 = 337.14 mm2. Control.

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 =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times285 = 99.72\ mm^2$

As,min $=\frac{1.4}{420}120\times285=114\ mm^2$

As,required= 337.14 mm2.

Use 2 ø 16 Bottom, As,provided= 402.12 mm2>As,required= 337.14 mm2. Ok

Check spacing :

$S=\frac{120-40-20-(2\times16)}{1}=28\ mm>d_b=16>25 \quad OK$

Check for strain:

$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c}=\frac{402.12\times420}{0.85\times120\times24}=68.99\ mm$

$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{68.99}{0.85}=81.16\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{285-81.16}{81.16}\right)=0.0075>0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment:

Long direction : (Mu = - 51.54 KN.m/Rib)

$Rn=\frac{M_u}{\phi bd^2}=\frac{51.54\times10^6}{0.9\times120\times285^2}=5.87$ Mpa.

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times5.87}{420}}\right)=0.0169$

As = ρ.b.d = 0.0169 ×120×285 = 579.58 mm2. Control.

Use 2 ø 20 , As,provided= 628.31 mm2>As,required= 579.58 mm2. Ok

* long direction

$d=320-20-8-\frac{14}{2}=285\ mm$

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +29.67KN.m/Rib)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{29.67\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 3.38\text{Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.38}{420}}\right) = 0.008861$$

As = ρ.b.d = 0.008861 ×120×285 = 303 mm2.

Use 2 ø 16 Bottom, As,provided= 402.12 mm2>As,required= 303 mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{120-40-20-(2\times16)}{1} = 28\text{ mm} > d_b = 16 > 25 \qquad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c} = \frac{402.12\times420}{0.85\times120\times24} = 68.99\text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.2\text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-81.2}{81.2}\right) = 0.0098 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment :

Continuous edge : (Mu = - 56.33 KN.m/Rib)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{56.33\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 6.42\text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times6.42}{420}}\right) = 0.019012$$

As = ρ.b.d = 0.019012 ×120×285 = 650.2mm2.

Check for As,min .

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

As,min =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 285 = 99.72\ mm^2$

As,min =$\frac{1.4}{420} 120 \times 285 = 114\ mm^2$ Control.

As,required = 650.2 mm2.

Use 2 ø 22 bottom, As,provided = 760 mm2 >As,required = 650.2 mm2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times22)}{1} = 16\ mm > d_b = 10 < 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{650.2\times420}{0.85\times120\times24} = 111.55\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{111.55}{0.85} = 131.4\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-131.4}{131.4}\right) = 0.0052 > 0.005$ $0k$

- ✓ Shear Design for (R 4):

Wa(la/lb=0.9) = 0.6 Wa(la/lb=0.946) = 0.54

Wa(la/lb=0.95) = 0.55

- The total load on the panel being (9.75×10.30×20.95 = 2103.9 KN)
- The load per rib at face of the long beam is (0.54×2103.9×0.52/(2×10.3)=28.67 KN)

Vud = 28.68 – 20.95×0.52×0.285 = 25.57 KN

Vc =$\frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 30.71$ KN

ø Vc =0.75×30.71 =23.03 KN.

0.5 ø Vc =0.5×0.75×30.03 =11.51 KN

Vs,min =$\frac{1}{3}\ 120 \times 285 \times 10^{-3} = 11.4$ KN Control

Vs,min =$\frac{1}{16}\sqrt{24}\ \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 10.47$ KN

ø Vc < Vu < ø (Vc + Vs,min)

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) ø 10 Av = 2 × 78.5 = 157 mm2.

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \qquad \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm} \qquad \text{Control.}$$

$$S_{req} = \frac{3\, A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157 \times 420 \times 3}{120} = 1648.5 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 157.5 \text{ mm}$$

$$S_{req} = \frac{16\, A_v f_{yt}}{b_w \sqrt{f'_c}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150\sqrt{24}} = 1435.73 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 142 \text{ mm}$$

Use 2-Leg ø 10 @ 140 mm , and 2-Leg ø 10 @ 200 mm in the middle space.

4.6 Design of two way solid slab :

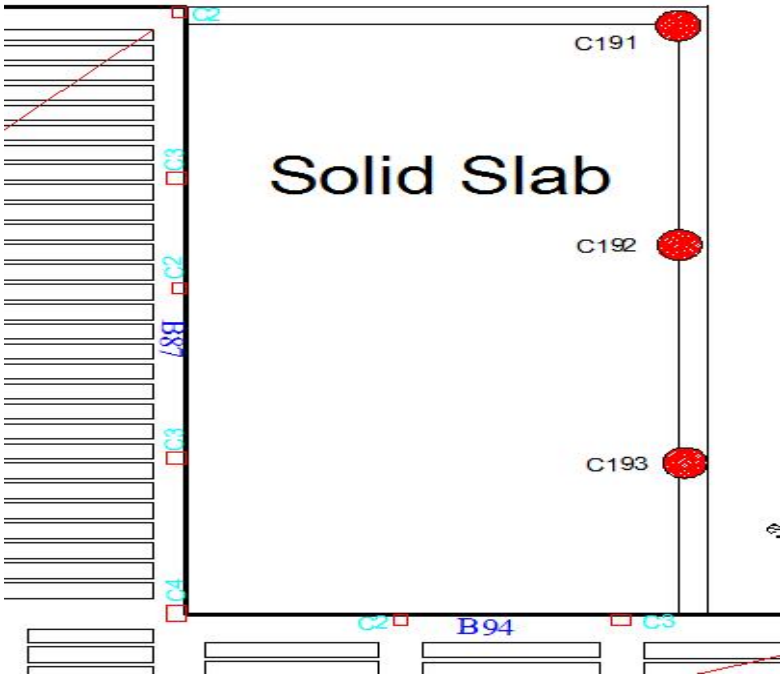


Fig (4-8)two Way Solid Slab

Thickness calculation :-

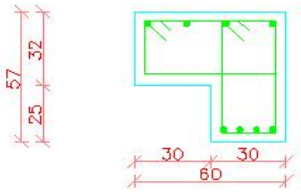
One end continuous

$\frac{h}{24} = \frac{(8.9+15.4)*2}{180} = 0.27$ m

Take h = 30cm

Check for the minimum thickness of the slab:

Exterior beam:

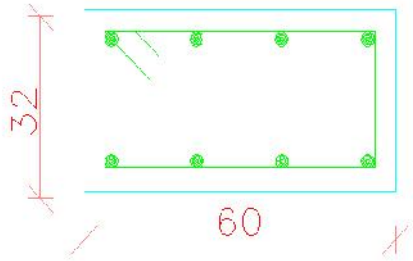


H_w=25<4h=4*32=128

$$yc = \frac{32 * (60) * \left(25 + \frac{32}{2}\right) + \left(25 * 30 * \frac{30}{2}\right)}{32 * (30 + 30) + (25 * 30)} = 33.69cm$$

$$Ib = \frac{60*(23.3)^3}{3} - \frac{25*8.31^3}{3} + 30 * \frac{33.69^3}{3} = 630608.7cm^3$$

interior beam:



$$yc = \frac{32*(60)*\left(\frac{32}{2}\right)}{32*60} = 16cm^3$$

$Ib = \frac{60*(32)^3}{12} = 163840\ cm^3$

slab section for exterior beam:

1-in long direction:

L=1540cm

Ls=$\frac{(\frac{1540}{2}+30)*32^3}{12}$=2184533.34 cm3

2-in short direction:

L=890

L =$\frac{(\frac{890}{2}+30)*32^3}{12}$

=129706.67 cm3

slab section for interior beam:

1-in long direction:

L=1540

Ls=$\frac{(1540+30)*32^3}{12}$

=4287146.67 cm3

2-in short direction:

Ls=$\frac{(890+30)*32^3}{12}$

=2517674.67 cm3

αf1=$\frac{630608.7}{2184533.34}$

= 2.88

αF2=$\frac{630608.7}{129706.67}$

=4.86

$\alpha F3=\frac{163840}{428714.677}$

=0.3

$\alpha F4=\frac{163840}{251767.67}=1.7$

$\alpha Fm=\frac{9.74}{4}=2.43$

2.43>2 so the minimum slab thickness will be:

$h=\frac{\ln(.8+420/1400)}{36+9*1.728}$

=319mm>90mm

First trial thickness h=30cm<319mm

h slab=32cm

* Load calculation :

Tile 22 x 0.03 = 0.66

Mortar 22 x 0.02 = 0.44

Sand 16 x 0.07 =1.12

Rc slab 25 x 0.3 = 7.5

Plaster 22 x 0.02 = 0.44

Partitions 2 x 1 = 2.

$\sum = 12.16$ KN/m^2

WD=1.2*12.16= 14.6 KN/m^2

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

WT=8+14.6= 22.6 KN/m^2

Moment calculation:

Ma = Ca wla2brib and Mb = Cb wlb2brib

Negative moment at continuous edge>

La/Lb = 9/15 = 0.6……..Case 4

Ca,neg(la/lb=0.6) = 0.089

Cb,neg(la/lb=0.6) = 0.011

Ma-ve=Ca*W*La2*brib=0.089*22.6*9 2= 162.9 KN.m/m

Mb-ve=Ca*W*La2*brib=0.011*22.6*15 2= 55.9 KN.m/m

*Positive moments :

Ca,D(la/lb=0.6) = 0.053

Cb,D(la/lb=0.6) = 0.007

Ca,L(la/lb=0.6) = 0.067

Cb,L(la/lb=0.6) = 0.009

Ma+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.053*14.6*2= 62.7 KN.m/m

Mb+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.007*14.6*152= 23 KN.m/m

Ma+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.067*8*9 2= 43.4 KN.m/m

Mb+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.009*8*15 2= 16.2 KN.m/m

Ma+ve=62.7+43.4=106.1 KN.m/m

Mb+ve=23+16,2=39,2 KN.m/m

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

Man= 1/3*106.1=35.4 KN.m/m

Mbn=1/3*39.2=103.1 KN.m/m

Design for Negative and Positive moment:

*** Short direction**

d = 300 – 20 – 8 –12/2 = 274 mm

Positive Moment:

: (Mu = 106,1KN.m/m)

Mn=Mu/∅=106.1/0.9=117.9 KN.m/m

Rn= $\frac{M_n}{bd^2} = \frac{117.9\times10^6}{1000\times274^2} = 1.57$Mpa.

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.57}{420}}\right) = 0.0041$

As = ρ.b.d = 0.0041×1000×274 = 717.1mm2. Control.

Check for As,min.

As,min =$0.0018 * 1000 * 300 = 540$ mm^2<717.1 OK

Use 7 ø 12 Bottom, As,provided= 791.7 mm2>As,required= 717.1 mm2. Ok

Check spacing :

S=150mm < 2*300=600 <450 OK

Check for strain:

a = $\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c} = \frac{791.7\times420}{0.85\times1000\times24} = 16.2$ mm

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{135.716.2}{0.85} = 19.2$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-19.2}{19.2}\right) = 0.03 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment:

short direction : (Mu = -162.9KN.m/m)

use ø 16

d=300-20-14/2=272mm

Rn= $\frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{162.9\times10^6}{0.9\times1000\times272^2} = 2.45$ Mpa.

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.45}{420}}\right) = 0.006233$

As = ρ.b.d = 0.006233 ×1000×273 = 1696 mm2. Control.

Use 9 ø 16 , As,provided= 1809.5 mm2>As,required= 1696 mm2. Ok

Take ø 16/10

*** Short direction**

Negative Moment Discontinuous edge:

As=1/3*Aspos=1/3*717.1=239mm2<360mm2 ok

Asmin=360mm2 Control

N=As/As ø10=360/78.5=4.9

S=1/4.9=0.205m

Take 5Ø 10/1m

Take Ø 10/20cm

S=200<600<450 OK

*** long direction**

d = 300– 20 – 10/2= 275 mm

Positive Moment:

(Mu = +39.2KN.m/m)

$$Rn=\frac{M_u}{\phi b d^2}=\frac{39.2\times10^6}{0.9\times1000\times275^2}=.58\text{Mpa.}$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times.58}{420}}\right)=0.0014$$

As = ρ.b.d = 0.0014 ×1000×275 = 385.3 mm2.

Use 5 ø 10 Bottom, As,provided= 392.7 mm2>As,required= 385.3 mm2. Ok

Take ø 10/20

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{392.7 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 8.085$ mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.085}{0.85} = 9.5$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{275 - 9.5}{9.5}\right) = 0.081 > 0.005 \qquad 0k$$

*** long direction**

d = 300– 20 – 14/2= 273 mm

Negative Moment continuous edge:

(Mu = -55.9KN.m/m)

$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{55.9 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 273^2} = 0.83$Mpa.

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times .0.83}{420}}\right) = 0.002018$$

As = ρ.b.d = 0.002018×1000×273 = 551 mm2.

Use 4 ø 14Top, As,provided= 615.7 mm2>As,required= 551 mm2. Ok

Take ø 14/25

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{615.7 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 12.67$ mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{273 - 14.9}{14.9}\right) = 0.052 > 0.005 \qquad 0k$$

***Long direction**

Negative Moment Discontinuous edge:

As=1/3*Aspos=1/3*385.3=128.4mm2<360mm2 ok

Asmin=360mm2 Control

N=As/As ø10=360/78.5=4.9

S=1/4.9=0.205m

Take 5Ø 10/1m

Take Ø 10/20cm

S=200<600<450 OK

4.7 Design of Beam 5 :

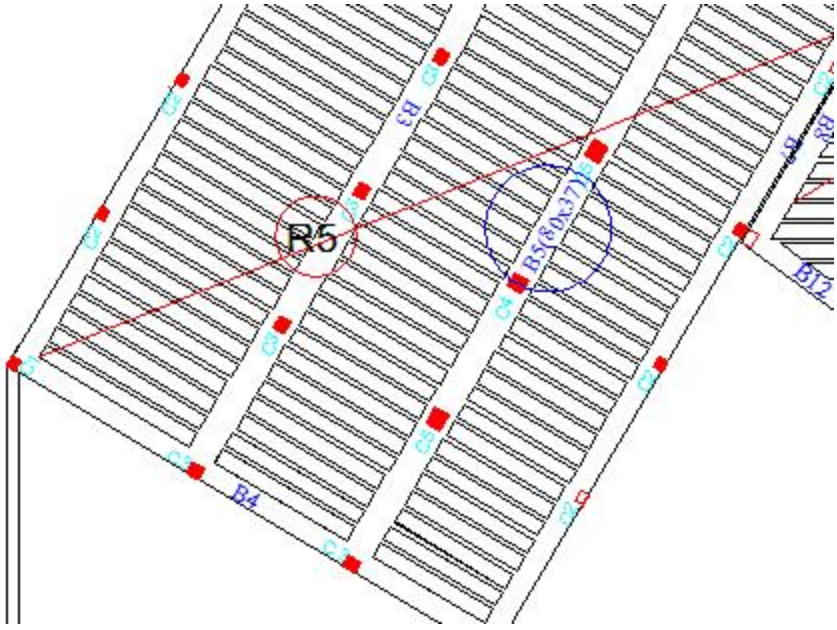


Figure (4-9) : Beam Plan

Determination of Dead load of beam:-

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*1*16	1.12
Reinforcement concrete	25* 1*0.32	8
Plaster	0.02*1*22	0.44
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		**13.07**

Dead load From rib 5 (factored)= 29.08/0.52=55.9

Nominal live load : 5*1 =5 kN /m

Live load (factored) From rib 5= 21.74 /0.52= 41.81 KN/m

Determination offactoreddead&liveload:-

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*13.07+55.9=71.58KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5+41.81= 49.81KN/m

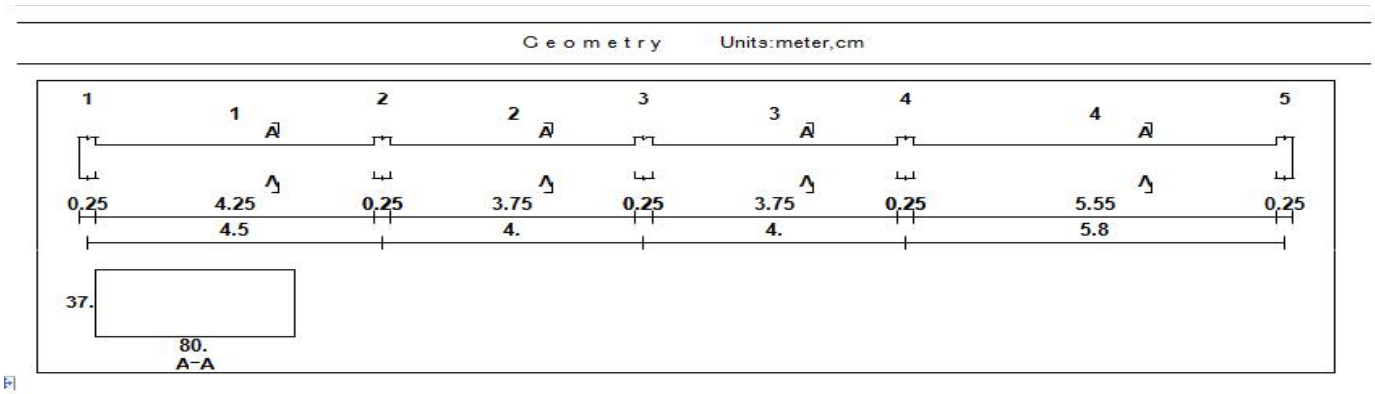
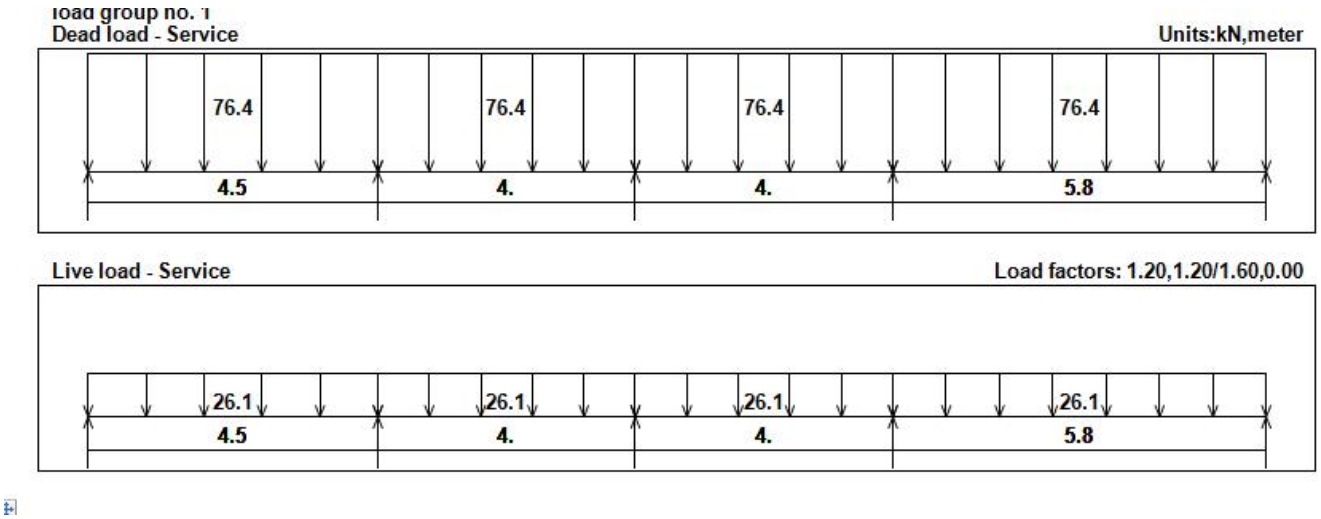


Figure (4-10) : Beam Geomet



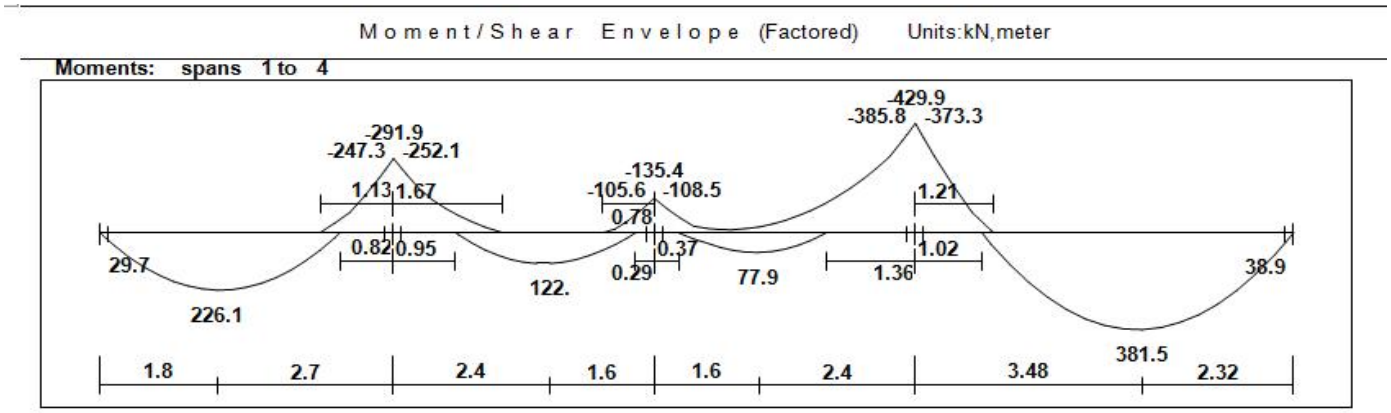


Figure (4-11): Moment Envelop for Beam

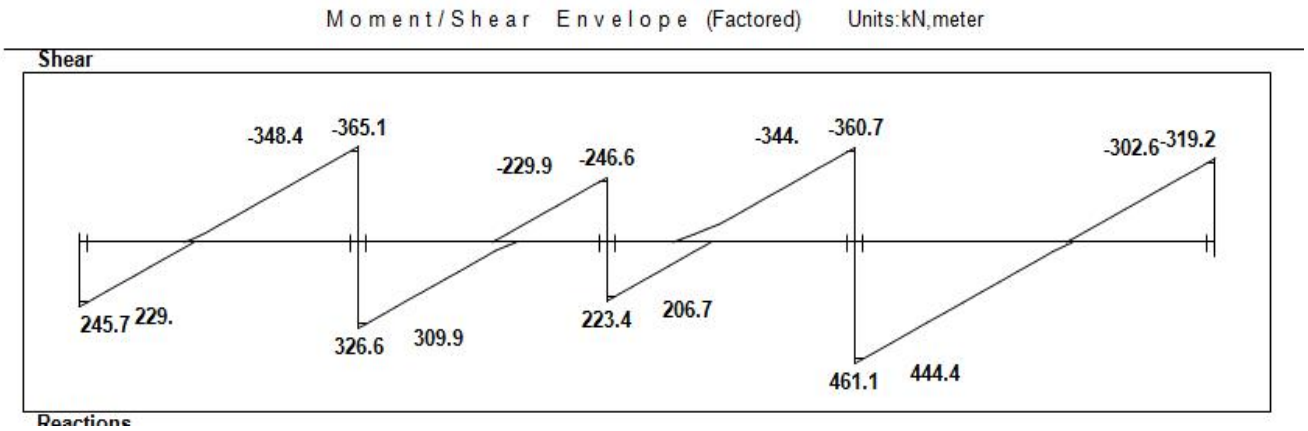


Figure (4-12) : Shear Envelop for Beam

4.7.1 Design of flexure:

4.7.1.1 Design ofpositive moment :

1) (span 4) Maximum positive moment

Mu = 381.5KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5=309.5 mm

1) Mu=381.5 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*309.5/7=132.64 mm a=0.85 C= 0.85*132.64=112.74 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m > Mu =381.5KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 381,5/0.9 = 423.88KN m

Assume bars of Φ 25

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{423.88*10\text{^}6}{800*(309.5)^2} = 5.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(5.5)(20.6)}{420}}\right) = 0.016$$

$$As = 0.016\ (800)\ (309.5) = 3863.2\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

$$722 \leq 825.3$$

$$As_{\min} = 825.33 mm^2$$

$3863.2\ mm^2 > As_{\min} = 825.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 3863.2/490.87= 8bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 8 Φ 25 mm with As = 3927>As req ok

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $3927 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 101.1m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{101.1}{0.85} = 118.9mm$

  $£_s = \frac{309.5 - 118.9}{118.9} X0.003$

  $£_s = 0.0052 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -8*25) / 7 =72mm >25 mm Ok

2)(span 1) positive moment

Mu = 226.1 KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5=309.5 mm

1) Mu = 226.1 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*309.5 /7=132.64 mm a=0.85 C= 0.85*132.64=112.74 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m > Mu =226.1KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 226.1 /0.9 = 251.2 KN m

Assume bars ofΦ 25

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{251.2*10\text{^}6}{800*(309.5)^2}$ =3.3 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.3)(20.6)}{420}})$ = 0.0086

As = 0.0086 (800) (309.5) = 2129.4 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

$722 \leq 825.3$

$As_{min} = 825.33 mm^2$

$2129.4\, mm^2 > As_{min} = 825.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2135/490.87= 5bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 5 Φ 25 mm with As = 2454>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$$2454*420 = 0.85*800*24*a$$

$$a = 63m$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{63}{0.85} = 74mm$$

$$£_s = \frac{309.5 - 74}{74} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.009 > 0.005$$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*25) / 4 =144mm >25 mm Ok

3) (span 3) positive moment

Mu = 77.9KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9=313 mm

4) Mu = 77.9 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*313 /7=134 mm a=0.85 C= 0.85*134=114 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390.5KN.m > Mu =77,9KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 77.9/0.9 = 86.5KN m

Assume bars ofΦ 18

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{86.5*10\text{^}6}{800*(313)^2}$ =1.1Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.1)(20.6)}{420}}\right) = 0.0027$$

As = 0.0027 (800) (313) = $676.1\,mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

$730 \leq 834$

$As_{\min} = 834mm^2$

$676.1\,mm^2 < As_{\min} = 834mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 834/254.5= 4bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.5 mm²

Select 4 Φ 18 mm with As = 1017.8>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1017.8*420 = 0.85*800*24*a$

  $a = 26.2m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.8mm$

  $£_s = \frac{313-30.8}{30.8}X0.003$

  $£_s = 0.027 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -4*18) / 3=210.6mm >25 mm >18mm Ok

4) (span 2) positive moment

Mu = 122 KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9=313 mm

3) Mu= 122 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*313 /7=134 mm a=0.85 C= 0.85*134=114 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390,5KN.m > Mu =122 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 122 /0.9 = 135.5 KN m

Assume bars ofΦ 18

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2}$ = $\frac{135.5*10\text{^}6}{800*(313)^2}$ =1.73 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(1.73)(20.6)}{420}}$) = 0.0043

As = 0.0043 (800) (313) = 1078.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

$730 \leq 834$

$As_{min} = 834mm^2$

$1078.5\,mm^2 > As_{min} = 834mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1078.5/254.5= 5 bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.5 mm²

Select 5 Φ 18 mm with As = 1272.5 >As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1272.5 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 32.7m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{32.7}{0.85} = 38.5mm$

  $£_s = \frac{313 - 38.5}{38.5} X0.003$

  $£_s = 0.02 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*18) / 4=153.5 mm >25 mm> 18mm Ok

4.7.1.2 Design of Negative moment:-

1)(support 1)

Assume bars of Φ 25

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5 = 309.5mm

= -252.1 KN .m

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112,74*800*(309,5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m> Mu =252.1KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 252.1/0.9 = 280KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{280*10\text{^}6}{800*(309.5)^2}$ = 3.6Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.6)(20.6)}{420}})$ =0.0095

As = 0.0095 (800) (309.5) =2352.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

722<825

$As_{\min} = 825mm^2$

2352.5 $mm^2 > As_{\min} = 825mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2352.5 /490.87 = 5bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 5 Φ 25 mm with As=2454.4>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $2454.4*420 = 0.85*800*24*a$

  $a = 63.2mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{63.2}{0.85} = 74mm$

  $£_s = \frac{309.5-74}{74} X0.003$

  $£_s = 0.0095 > 0.005$ ok

  check for bars spacing:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*25) / 4 =144.7mm > 25 mm Ok

2)(support 2) Mu = -108.5 KN .m

Assume bars of Φ 18

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9 = 313mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390,5 KN.m> Mu =108,5 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 108.5/0.9 = 120.5KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{120.5*10^{\wedge}6}{800*(313)^2}$ = 1.5Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.5)(20.6)}{420}}) = 0.0038$

As = 0.0038 (800) (313) $= 954.5\, mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

730 <834

$As_{\min} = 834 mm^2$

$954.5\, mm^2 > As_{\min} = 834 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 954.5 /254.4 = 4bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.4 mm²

Select 4 Φ 18 mm with As=1017.8>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1017.8 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 26.2 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.8 mm$

  $£_s = \frac{313 - 30.8}{30.8} X0.003$

  $£_s = 0.027 > 0.005$ ok

  check for bars spacing:

S = (800 - 40*2 - 2* 8 -4*18) / 3 =210.7mm > 25 mm >18mm Ok

3)(support3) Mu = -385.8 KN .m

Assume bars of Φ 25

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5 = 309.5mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112.74 /2)*10^-6=382 KN.m< Mu =385.8KN.m

ϕMn_{max} = 382KN.m < Mu = 385.8KN.m → Doubly reinforced concrete section

Mns = Mu /ϕ-Mnc= (385.8/ 0.82)-465.85= 4.637KN.m .

Mns=Cs (d-d′) = As′(fs′-0.85fc′)(d-d′)

d′ = cover + diameter of stirrups + (diameter of bar/ 2)

= 40 +8+ $\frac{25}{2}$= 60.5 mm.

$fs' = 600(\frac{c-d'}{c})$ =600($\frac{132.6-60.5}{132.6}$) = 326.2<fy=420 Mpa

Compression steel is not yielded.

$$As' = \frac{Mns}{(fs'-0.85fc')(d-d')}$$

$$As' = \frac{4.637*10^6}{(326.2-0.85*24)309.5-60.5)} = 54.5mm^2$$

$$As = \frac{T}{ffy}$$

T = Cs + Cs = 0.85 fc′ab + As′(fs' – 0.85fc′)

=[0. 85 * 24 *112.7* 800 +54.5*(326.2-0.85*24)]*10^{-3} =1856KN

$$As = \frac{T}{ffy} =$$

Use 10Φ25 in two layers As =4908.7mm2 >As,req = 4419**mm2**ok

Use 2Φ25in one layer As′ =981.7mm2 >As,req = 54.5 **mm2**ok

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{9708.7}{800*309.5} = 0.03.$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{9817.}{800*309.5} = 0.0396$$

$$\rho cy = \frac{0.85*fc'*d'}{d*fy}\beta_1\left(\frac{600}{600-fy}\right) + \rho'$$

$$\rho cy = \frac{0.85*24*60.5}{309.5*420}0.85\left(\frac{600}{600-420}\right) + 0.0396 = 0.056$$

$\rho = 0.030 > \rho cy = 0.056$

4.7.2 Design of shear

1) Vu = 444.4 KN

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800* 309.5*10^{-3} = 151.6 \text{ KN}$$

Vs =Vn – Vc =444.4/0.75 – 151.6/0.75 = 390.4 KN

$$Vs\ max=(2/3) * \frac{\sqrt{fc'}}{1} bw * d = 808.65 kN$$

→ The dimension is big enough.

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>444,4>75.8 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc =>75.8<444.4>151.6 not ok

$$\Phi Vs_{min} \geq 0.75\left(\frac{1}{3}\right) * bw * d$$

$= 0.75*(\frac{1}{3})*800*309.5*10^{-3} =$ **61.9 KN.** **(control)**

$\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 309.5 * 10^{-3} =$ **56.86**KN.

$\Phi V_{smin} = 61.9$ KN

3/ $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

151.6<444.4>213.5 => not ok

$Vs'\ (=303= \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d)$

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu < \Phi Vc + Vs'$

151.6≤444.4≤454.8 ok S max =d/2 =309.5/2 =154.75 mm < 600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 2* 78.5 =314.2 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

314.2/ s = 390.4*1000 /309.5*420 → s = 113.7mm

S=113.7< d/2 =154.7 cm ≤ 600 mm.

Select S=10cm

Use Φ 10 (4legs) @10 cm

4-8 Design of slender column:-

4.8.1 (B.C5) : Column in Ground floor .

Loading :-

Factored					
DeadR	163.05	465.96	276.58	556.33	215.82
LiveR	82.65	225.73	193.34	265.47	103.42
Max R	245.71	691.69	469.93	821.8	319.24
Min R	154.67	541.6	304.8	629.63	210.7
Service					
DeadR	135.88	388.3	230.49	463.61	179.85
LiveR	51.66	141.08	120.84	165.92	64.64
Max R	187.54	529.38	351.33	629.53	244.49
Min R	130.64	435.58	248.12	509.42	176.65

Fig. (4 - 13)support reaction from beam .B5

$Pn = \frac{2101}{0.65} = 3232.3KN$

Assume rectangular section with:

Use ° =0.015

Pn=0.8*Ag{0.85*fc'+ °$g(fy - 0.85 * fc')$

3232.3=0.85*Ag{0.85*24+0.015(420-0.85*24)

Ag=0.15m^2

Use0 .4 x 0.45 Agreq=0.18 > 0.15m²

*Check slenderness limit:

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

M1/M2 =1.0 - (braced fram with Mmin).

K=1.0 (for columns in nonsway frames).

$\frac{klu}{r} \le 34 - 12 * 1.0 = 22 < 40$ Lu=3.43m.

rx=0.3 h=0.3*0.45=0.135

ry=0.3*b=0.3*0.4 =0.12

$\frac{klu}{rx} = 25.4 \rangle 22.0$ Slender column for bending about x_axis.

$\frac{klu}{ry} = 28.6 > 22.0$ slender column for bending about y_axis.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.20Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{465.96}{2101} = 0.22.$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.45*0.4^3}{12} = 2.4*10\text{^}{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.20*2.4*10\text{^}{-3}}{1+0.22} = 18.118MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 18.117}{(1.0*3.43)^2} = 15182.9KN.$$

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

$$Cm = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(2101/0.75*15182.9)} = 1.22 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 28.5 * 1.22 = 34.77\ mm.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{34.77}{450} = 0.077$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{2101 * 10\text{^}3}{400 * 450} * \frac{145}{1000} = 1.69\ ksi$$

$$¥ = \frac{450 - 2*40 - 2*10 - 18}{450} = 0.74$$

$$°_g = 0.017$$

$$A_s = ° * A_g = 0.017 * 400 * 450 = 3060\ mm^2$$

$$Select\ 12¤18 \Rightarrow As_{Provided} = 3053.6mm^2 > As_{req.} = 3060mm^2$$

$$Spacing \leq 16 \times d_b(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 18 = 288mm.$$

$$Spacing \leq 48 \times d_t(tie.bar.diameter) = 48 \times 10 = 480mm.$$

$$Spacing \leq Least.\dim ension = 400mm$$

$$\therefore\ Use\ ¤10@250mm$$

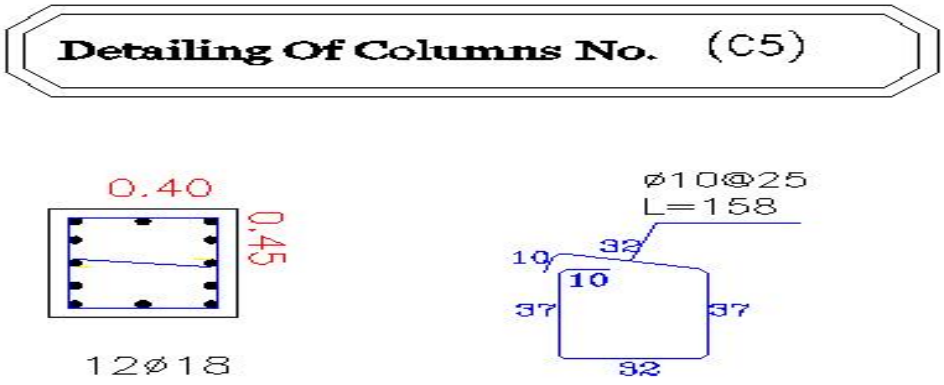


Fig. (4 - 14) Detailing of columns No (c5).

4.9Design of Isolated Footing (F5) :

4.9.1 Load Calculation :

Total factored load = 2075.1 KN.

Total services load = 1588.2 KN.

Column Dimensions = 40*45 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (60 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

q_{allow}=400 - 5 - 0.3*18 - 0.6*25 =374.6 kN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1588.2}{374.6} = 4.23\ m^2$$

➔**L= 2.3 m**

Try 2.3 * 2.3 m with area =5.29m^2> A $_{req}$ =4.23m^2

Determinate q_u = 2075.1/5.29= 392.3 KN/m^2

4.9.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 60 cm ….. d = 600-75-14 = 511 mm

- **Check for one way shear strength**

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.45}{2}+0.511=0.736m$$

$$Vu=392.3*(\frac{2.3}{2}-0.736)*2.3=373.55KN$$

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

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2300*0.511=719.72KN$$

$$¤.Vc=719.72KN>Vu=373.55KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)}=\frac{450}{400}=1.125$$

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

$$b_o = 2(0.45+0.511)+2(0.4+0.511) = 3.744m$$

$\tilde{}_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.125}\right)*\sqrt{24}*3744*0.511 = 3254.4KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.511}{3.744}+2\right)*\sqrt{24}*3744*0.511 = 4369.6KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3744*0.511 = 2343.2KN$$

$¤.V_C = 2343.2KN$ ..... *Control*

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ section$

$Vu_C = 392.2\left[(2.3*2.3)-(0.4+0.511)*(0.45+0.511)\right] = 1731.4KN$

$¤.Vc = 2343.2KN > Vu_C = 1731.4KN$..... *satisfied*

4.9.4 Design for Bending Moment

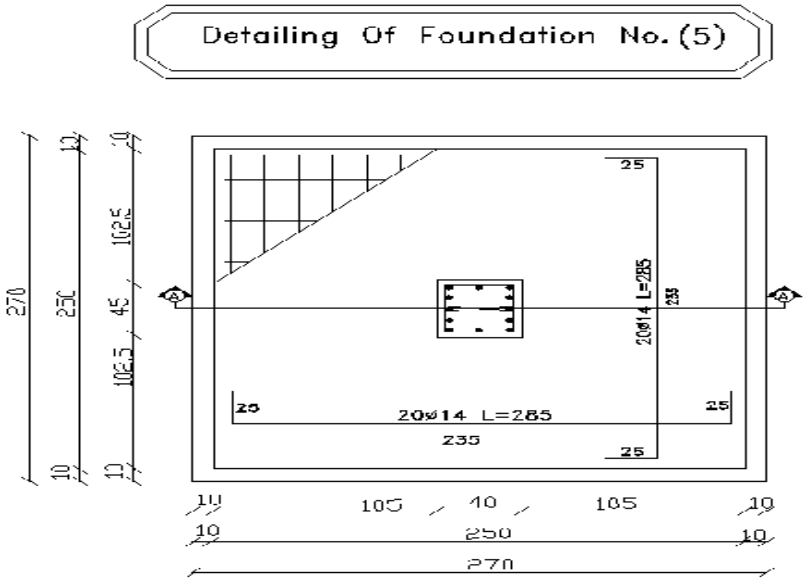


Figure (4-15): Isolated Footing

$$Mu = 392.2 * 2.5 * \frac{1.05^2}{2} = 540.5KN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{540.5}{0.9} = 600.55KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{600.55 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.511^2} = 0.92Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.92}{420}}\right) = 2.24 * 10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 2.24 * 10^{-3} * 250 * 51.1 = 28.62 \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 250 * 60 = 27cm^2$$

$$As_{\text{Req.}} = 28.62 > As_{Shrinkage} = 27cm^2$$

$$Select \ \ 20¤14....As_{\text{Provided}} = 30.79cm^2 > 28.62cm^2.....ok$$

$$Select \ \ 20¤14....As_{\text{Provided}} = 30.79cm^2 > 28.62cm^2.....oK$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3079 * 420 = 0.85 * 24 * 2500 * a$$

$$a = 25.35mm$$

$$x = \frac{a}{_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.82mm$$

$$£_s = \frac{511 - 29.82}{29.82} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.048 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

Mu in other direction (short direction)

$$Mu = 392.2 * 2.5 * \frac{1.025^2}{2} = 515.07 KN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{515.07}{0.9} = 572.3 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{572.3}{2.5 \times 0.511^2} \times 10^{-3} = 0.88 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.88}{420}}\right) = 2.1 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.1 * 10^{-3} * 250 * 51.1 = 26.83 \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 250 * 60 = 27 cm^2$$

$$As_{Req.} = 26.83 < As_{Shrinkage} = 27 cm^2$$

$$Select \ \ 20\text{¤}14 .... As_{Provided} = 30.78 cm^2 > 27 cm^2 ..... ok$$

$$Select \ \ 20\text{¤}14 ... As_{Provided} = 30.78 cm^2 > 27 cm^2 ..... oK$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3079 * 420 = 0.85 * 24 * 2500 * a$$

$$a = 25.35 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.82 mm$$

$$£_s = \frac{511 - 29.82}{29.82} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.048 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

4.9.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$

$cb\ smallest\ of$:

1) $cb = 75 + 7 = 82\ mm$ *or* 2) $\frac{a}{2} = 61.4\ mm$

$since\ a = the\ smallest\ distance\ between\ bar.$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 61.4}{14} = 4.4 > 2.5$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

$Ld_{available}$ = (2500-400)/2 -75= 975mm

$Ld_{available}$= 975 mm >$ld_{req} = 345.67mm$

- not required hook

4.9.6 Design of dowels :

P_u= 2075.1 KN

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(400*450)]/1000 = 2386.8KN$

$But\ \ Pu = 2075.1 < ¤.Pn = 2386.8KN$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 40 * 60 = 12cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ14

$As_{Provided} = 12.32cm^2 > As_{Req.} = 12cm^2$

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}14 = 288mm\ .$$

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 14 = 252.8mm$

$Ld_{(2)req} = 252.8mm < Ld_{(1)req} = 288mm$ ➔control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 14 = 417.48mm$

Ls = 417.5mm

Available $Ld = 600 - 75 - 2*14 = 497$ mm.>288mm

Using hook $\geq 16*¤$

Required length of hook $\geq 16*¤ \geq 16*14 = 224mm$

Use Hooks= 30cm > 22.4cm

4.9.7 Isolated Footing Detail:

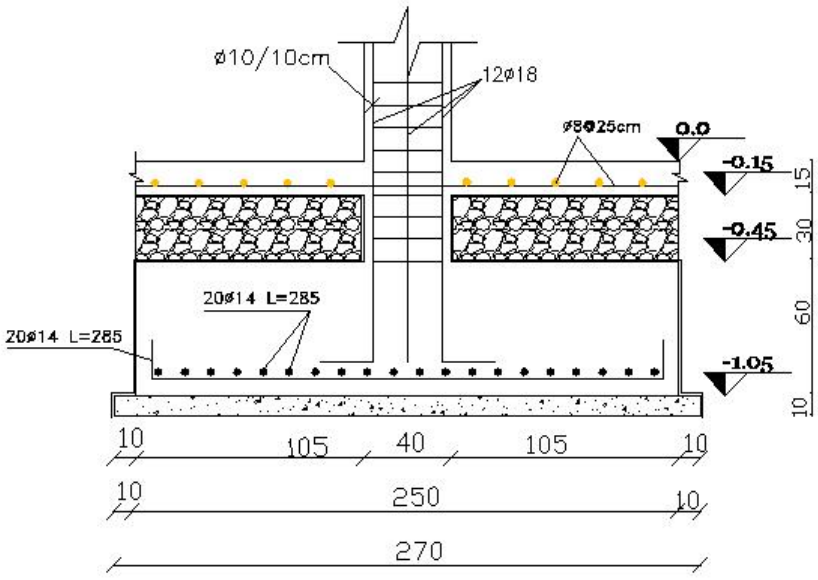


Figure (4-16): Isolated Footing Detail

4.10 Design of Stairs :

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.4+3.6+0.4 = 4.4 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = L/ 18

h_{req} =440 / 18 = 24.44 cm

h_{req} =440 / 20 = 24. cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

α= $\tan^{-1}$(rise/run) = $\tan^{-1}$(150/300)=26.57

Cos α = 0.89

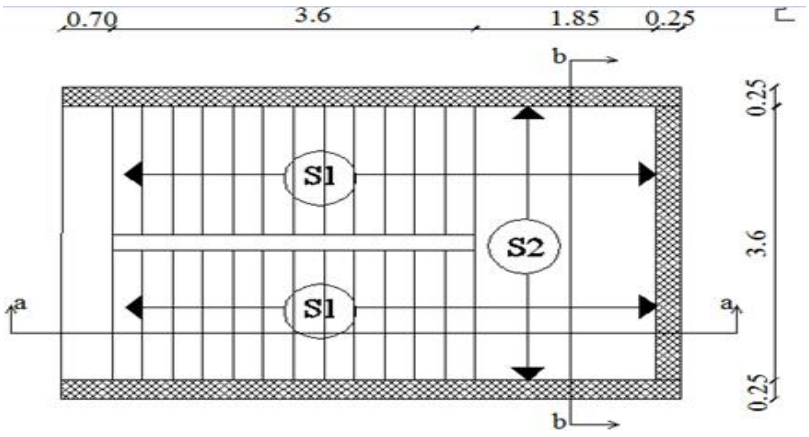


Figure (4-17) : Stairs plan

4.10.2 Load Calculations:

4.10.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = **1.35 KN/m**.

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.30)/0.3) = **0.66 KN/ m**.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.57) = **0.738 KN/ m**.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 =**1.88 KN / m**.

Slab =25 *0.25/ Cos 26.5 =**6.98 KN/ m**.

Total dead load = **11.6 KN/ m**.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load for flight :

qu =1.2*11.6 + 1.6*5 = 22 KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 22 KN/ m.

4.10.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2

Mortar =0.02*22 = 0.44 KN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m^2.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 8.01 KN/m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m^2.

Factored load for landing :

qu =1.2*8+ 1.6 *5 = 17.6KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 17.6 KN/ m.

Considered in each direction for landing (two way) 17.6/2= 8.8KN/ m.

4.10.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12/2 = 294 mm = 29.4 cm

Vu =35KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 294}{6} = 180KN$$

Vu = 35KN <$¤Vc$ = 180 KN . 35<.5$¤Vc$ = 90

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.10.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

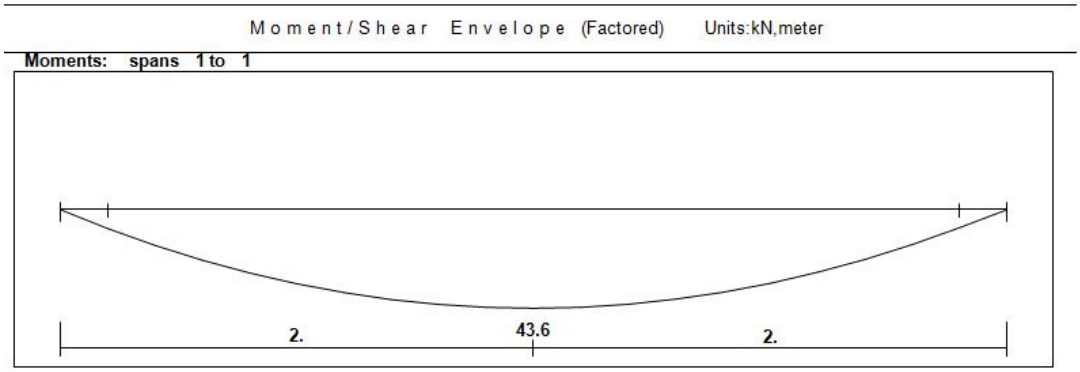


Figure (4-18) : moment envelope for flight

Design for flight:

Mu =43.6 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 34,6 / 0.9 =48.4 KN.m.

d = 29.4 cm.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$K_n = \frac{48.4 * 10^6}{1000 * 294^2} = 0.56 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.56}{420}}\right) = 1.35 * 10^{-3}$$

As_{req} = 1.35 *10^{-3} *100*29.4 = 3.97 cm$^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2$$

$As_{\min}$ = 4.5 cm^2> As_{req} = 3.97 cm^2

Use

Use Φ 12 >>>703/113 = 6

Use 1Φ 12 @ 15 cm c/c …….. with As =(100 / 15)*1.13 = 7.5 cm².

As provided = 7.5> As req=4.5cm^2……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

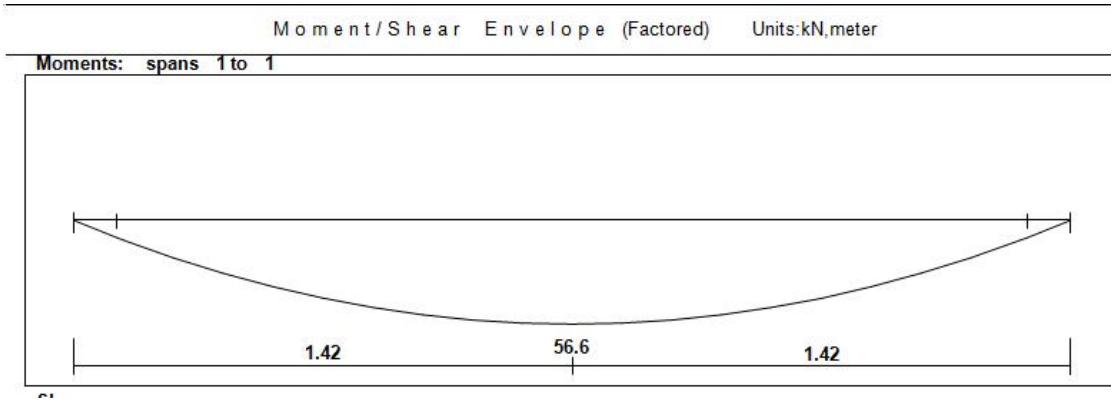
$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$750 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.44mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{15.44}{0.85} = 18.11mm$$
$$£_s = \frac{294 - 15.44}{15.44} * 0.003$$
$$£_s = 0..0542 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.10.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use Φ10 @ 15 cm …….. With As = (100 / 15)*0.79=5.26 cm²

- Design for landing



(4.19):Envelope diagram OfLanding (L1A)

Vu = 60.8 KN/m

- Check for shear strength (L1A):

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12/2 = 224 mm

$$¤Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*224}{6} = 137.17 KN/m$$

Vu = 60,8 KN /m< 0.5* $¤Vc$ = 68.5KN/m .

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = **56,6 kN.m/m**

Mn = Mu / 0.9 = 56,6 / 0.9 = 62,8 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12/2 = 224 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{56.6*10^6}{1000*224^2} = 1..13 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.13}{420}}\right) = 0.0027$$

As_{req} = 0.0027*1000*224 = 620.4mm^2/m> $As_{\min}$ = $450mm^2$/m…. OK

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 12@ 15cm

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) – 2.5* 15 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$) – 2.5 * 15= 342.5mm

≤ 300 $(\frac{280}{fs})$ = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$) = 300 mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$754 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.5$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$$
$$£_s = \frac{224 - 18.2}{18.2} * 0.003$$
$$£_s = 0.034 > 0.005 \longrightarrow ok$$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

4.10.6 Stairs at section (A-A) Details:

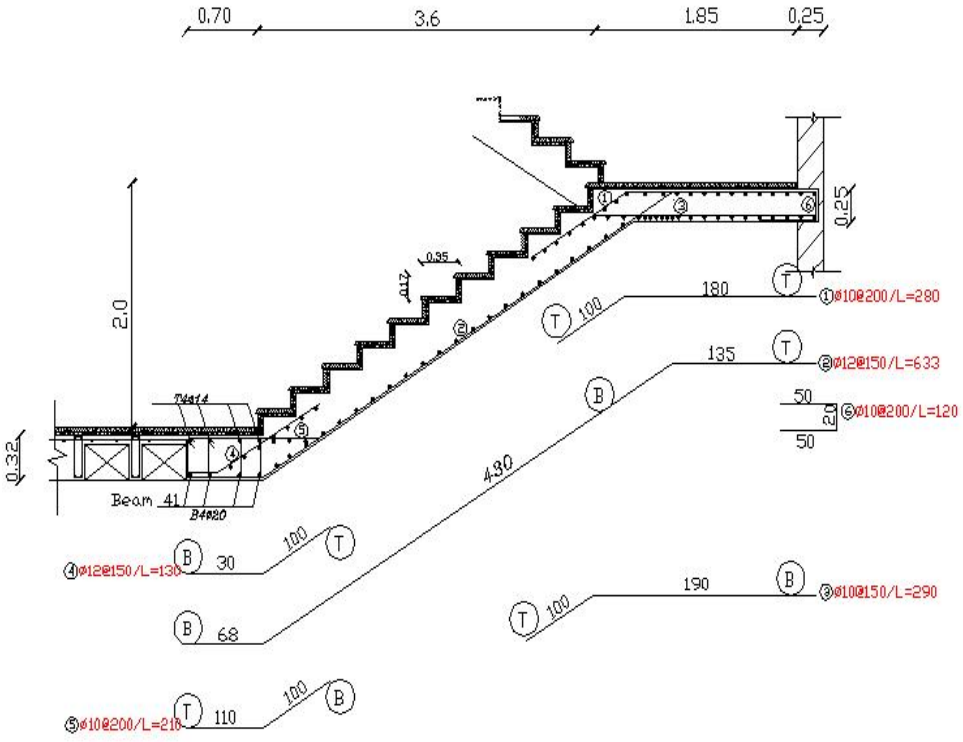


Figure (4-20) : Stair Section

4.11 Design of basement wall

load calculation:

fc =24MPa, **fy**=420Mpa, **Ɣs**=20KN/m^3, **qall**=250KN/m^2, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	Ɣs	qall	ϕ	**surcharge**
27Mpa	400 Mpa	18 KN/m^3	400 KN/m^2	30	5KN/m^2

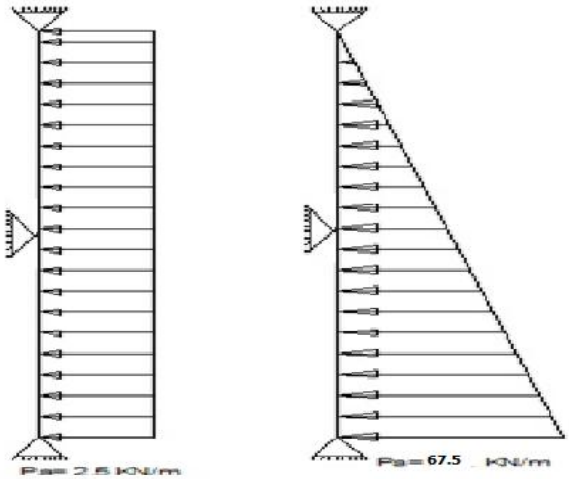
$Ca = 1 - \sin^{-} = 1 - \sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * ¥ = 0.5 * 7.5*18 = 67.5 KN/m2

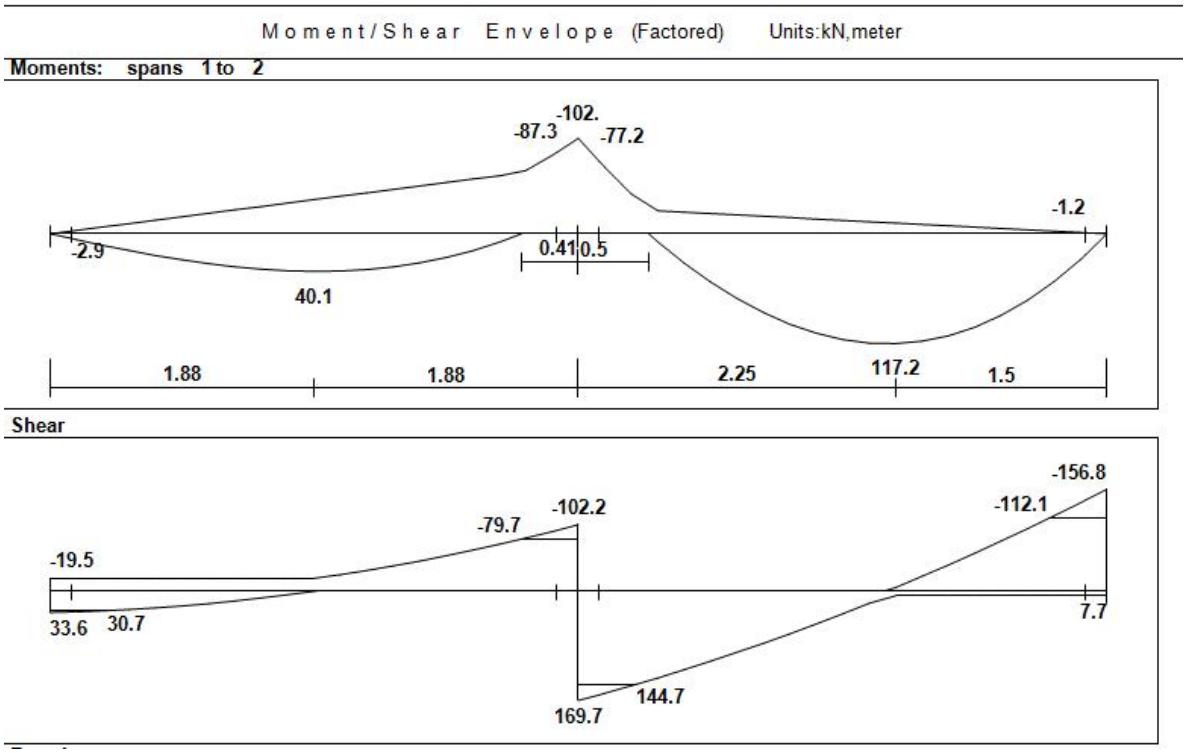
hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = 0.5*5= 2.5 KN/m2

Ca	**Pa**	**Ps**
0.5	67.5 KN/m2	2.5 KN/m^2



(4-21):Static System



(4-22):Envelope diagram Of Basement Wall

4.11.1 Design of positive moment :

Mu = 117.2KN.m/m(span 2)

d = 300 – 40 - 14/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{117.2 * 10^6}{0.9 * 1000 * 253^2} = 2MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2}{420}}\right) = 0.005$$

As,req = 0.005*1000*253= 1265 mm2/m……..

Use Φ 14@ 12 cm,

with As,provided = 1282.8 mm2/m >As,req = 1265 mm2

- As.min for vertical bars:

0.0012*b*h = 0.0012 *1000*300 = 360 mm2/m

Use Φ 10@ 20 cm

with As,provided = 392.7 mm2/m >As,req = 360 mm2/m

Mu = 40.1KN.m/m(span 1)

d = 300 – 40 - 14/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{40.1*10^6}{0.9*1000*253^2} = 0.69MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.69}{420}}\right) = 0.0017$$

As,req = 0.0017*1000*253= 430.1 mm2/m……..

Use Φ 12@10 cm,

with As,provided = 1131mm2/m >As,req = 430.1 mm2/m

- As.min for vertical bars:

0.0012*b*h = 0.0012 *1000*300 = 360 mm2/m

Use Φ 10@ 20 cm,

- For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 mm2/m.

Use 300mm^2 for each side

Use Φ 10@20cm, with As,provided = 393 mm2/m >As,req = 300 mm2/m

4.11.2 Design of Negative moment:

Mu neg= -87.3KN.m/m

d = 300 – 40 - 12/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{87.3*10^6}{0.9*1000*253^2} = 1.5MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.5}{420}}\right) = 0.0037$$

As,req = 0.0037*1000*253= 939.8 mm2/m……..

Use Φ 12@ 10cm,

with As,provided = 1131 mm2/m >As,req = 939.8 mm2/m

4.11.3 Design of shear

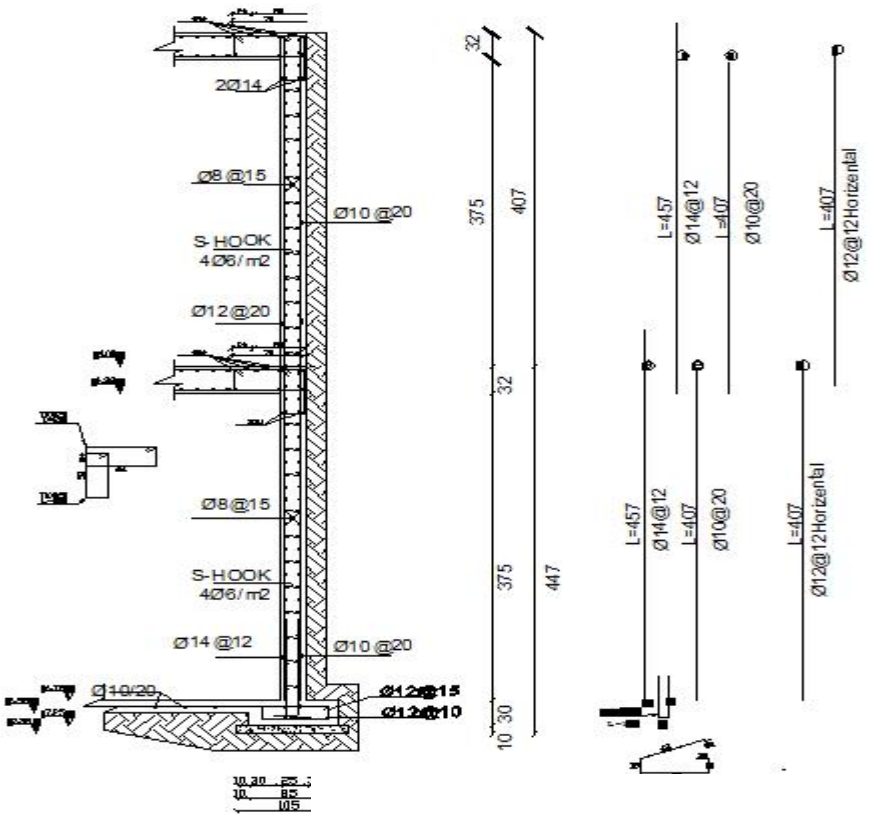
$$d = 400 - 75 - 14 = 311\ cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{27} * 1000 * 311 = 202\ KN$$

Vu=144KN <ϕVc=202……..OK

The thickness is enough



(4-23)Basement details

4-12 Design of Shear Wall :-

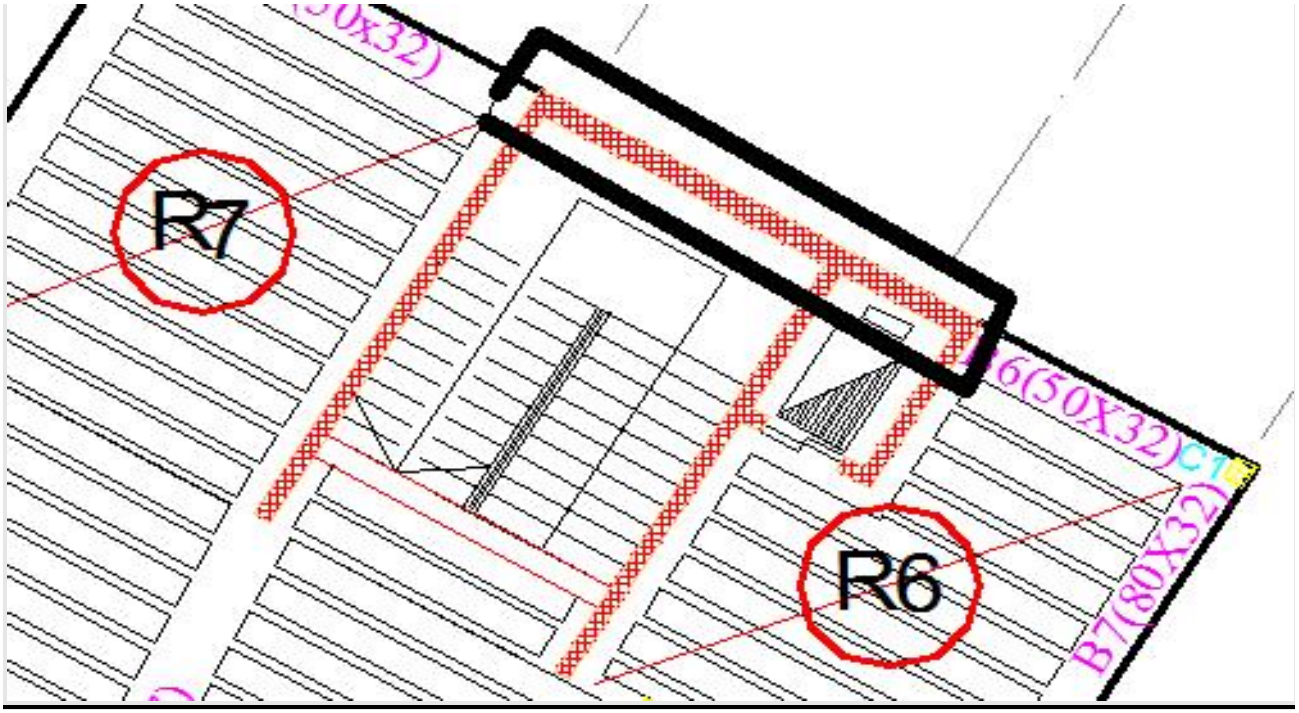
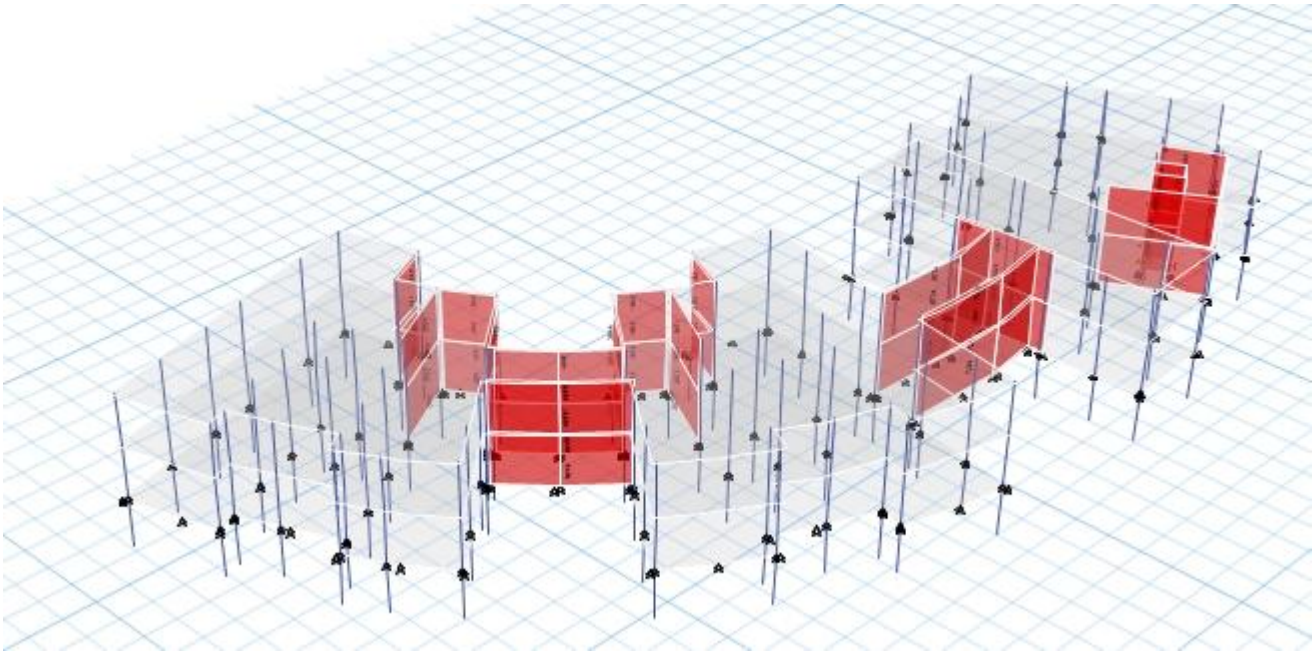


Fig. (4 - 24) location of shear wall.

By use ETABS software program we have:



Fig(4-25) Shear wall By Using ETABS

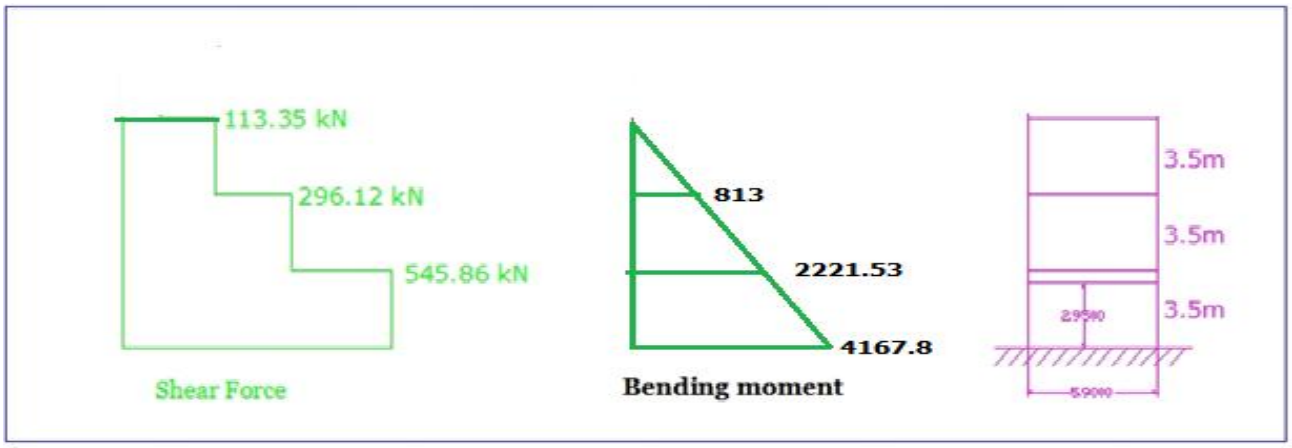


Fig (4-26) shear and moment diagram of wall

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 30cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 5.9m\ shear\ wall\ width$

$hw = 10.5m\ building\ height$

4-12-1Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section :-

Φvn =0.75 *0.83*fc^1/2*h * 0.8 lw =4318.25 KN > Vu = 545.86 …….. oK

Thick is enough .

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.9}{2} = 2.95m.....control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{10.5}{2} = 5.25m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.9 = 4.72m$$

$$V_u = 545.86\ KN$$

$$M_u = 2221.53 + 545.86(3.5 - 2.95) = 2521.753\ KN.m$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 300 \times 4720 = 1156.2\ KN.....CONTROL$$

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{fc'} \times b \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{24} \times 300 \times 4720 + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1560\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{20} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h}\right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$= \left[\frac{\sqrt{24}}{20} + \frac{5.9\left(\sqrt{24} + 0\right)}{1.68} \right] \times 250x4720 = 2782.281KN.$$

1/2ΦVc = 433.575 < Vu = 545.86 KN ……..needs reinforcement.

Shear reinforcement must be provided in according with 11.9.9.
Vu ≤ Φ V n =Φ(Vc + Vs)

Vs = Vu / Φ – Vc = 545.86/ 0.75 – 1156.2= -428.3 KN.

also...

¤.$Vc = 0.75 * 1156.25 = 867 > Vu = 545.86$

So we take minimum reinforcement ....

Tryϕ10@200mm for two layers.

$\rho = \frac{2*78.5}{S*200} = 0.0025 \Longrightarrow S = 314mm$

Max. Spacing :

Lw / 5 = 5900 /5 = 1180 mm

3h = 3*300 = 900 mm

450 mm ……. Control.

Use ϕ10@200mm in two layers.

4-12-2Design of Horizontal Reinforcement

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{10.5}{5.9} = 1.77$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

Select Φ 10 @200mm. In two layer.

4-12-3 Design of Bending moment:

$$A_{st} = \left(\frac{5900}{200}\right) * 2 * 78.5 = 4631.5mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4631.5}{5900 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.045$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.045+0}{2*0.045+0.85*0.85} = 0.055$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4631.5 * 420 * 5900(1 + 0)(1 - 0.055)] = 4880.5 > Mu$$

$$= 4167.8 \; ..ok$$

use ϕ10@200 mm for vertical reinforcement

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

5.1 النتائج .

5.2 التوصيات.

5.3قائمة المصادر والمراجع.

٥-١ النتائج

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

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

2-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

3- التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

٣. وأكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،٢٠٠١ م .

4. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE*(ACI-318M-02)* AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).**

5. **Uniform Building Code (UBC-97).**

الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.

جـامـعة بولـيتكنك فلسطـين

كـلية الـهندسة والتكنولوجـيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي "في مدينه دورا.

فـريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة غيداء حسين التميمي

لانا أحمد ابو زلطة

إشراف :

م. خليل كرامة .

أيار – ٢٠١٤م

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي" في مدينه دورا.

فريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة **غيداء حسين التميمي**

لانا أحمد ابو زلطة

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 الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. خليل كرامة	د. غسان دويك
.....	.....

أيار - ٢٠١٤م

الإهـــداء

إلى .... لمعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان .....إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.....أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء .....أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.....أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي .....زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل ذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا له حمداً لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس خليل كرامة المشرف والموجه والمعلم، ذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث ، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبآئنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الاكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى تخصصي "في مدينه دورا.

فريق العمل

سماح عبد الحكيم الجوابرة **غيداء حسين التميمي**

لانا أحمد ابو زلطة

إشراف :

م. خليل كرامة .

أيار –٢٠١٤م

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأسلسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يتكون المشروع من خمسة طوابق ذات تنوع خدماتي ، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى تخصصي الذي يعد تنظيماً طبياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافةً إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات،وقد تم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع.وبعد ذلك تم البدء بمرحلة التصميم الانشائي لبعض العناصر الانشائية ، وسيتم - بإذن الله- استكمال تصميم باقي العناصر بمساعدة بعض البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية في مساق مشروع التخرج خلال الفصل الاول من السنة الدراسية القادمة ٢٠١٤-٢٠١٥ .

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام U.B.C-(97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) ،ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, وغيرها.

Structural Design For Specialist Hospital In Dura

Prepared by

Samah Al-jawabreh Ghaida'a Tamimi

Lana Abu Zalatah

Palestine Polytechnic University -2014

Supervisor

Eng .Khalil Krameh

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of(UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير المشروع	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII-IX
List of abbreviation	**X- X I**
فهرس الجداول	XII
فهرس الأشكال	XIII
List of Figures	XIV
الفصل الأول : المقدمة	١
١-1 المقدمة	٢
١-٢ أهداف المشروع	٢
١-٣ مشكلة المشروع	٣
١-٤ حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥ المسلمات	٣
١-٦ فصول المشروع	٣
١-٧ إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
٢-١ مقدمة	٦
٢-٢ لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣ موقع المشروع	٦-١٢
٢-٤ عناصر المشروع	١٣
٢-٤-١ وصف المساقط الافقية	١٣
٢-٤-١-١ طابق التسوية الثاني	١٣
٢-٤-١-٢ الطابق التسوية الاول	١٤
٢-٤-١-٣ الطابق الارضي	١٥
٢-٤-١-٤ الطابق الأول	١٦
٢-٤-١-٥ الطابق الثاني	١٧
٢-٤-٢ وصف الواجهات	١٨
٢-٤-٢-١ الواجهة الجنوبية الشرقية	١٨
٢-٤-٢-٢الواجهة الجنوبية الغربية	١٩
٢-٤-٢-٣ الواجهة الشمالية الغربية	٢٠
٢-٤-٢-٤ الواجهة الشمالية الشرقية	٢١
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٢٣
٣-١ مقدمة	٢٤
٣-٢ هدف من التصميم الإنشائي	٢٤
٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢٥
٣-٤ الأحمال	٢٥
٣-٤-١ الأحمال الميتة	٢٥

٣-٤-٢ الأحمال الحية ٢٦
٣-٤-٣ الأحمال البيئية ٢٨-٢٧
٣-٥ الاختبارات العملية ٢٨
٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ٢٩
٣-٦-١ العقدات ٣٠
٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٣١
٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين ٣١
٣-٦-٢ الجسور ٣٢
٣-٦-٣ الأعمدة ٣٣
٣-٦-٤ جدران القص ٣٤
٣-٦-٥ الأسلس ٣٥
٣-٦-٦ الأدراج ٣٦
٣-٦-٧ الجدران الإستنادية ٣٧
٣-٦-٨ فواصل التمدد (Expansion Joints) ٣٨

الفصل الخامس : النتائج و التوصيات ١١٦
١.٥ النتائج ١١٧
٢.٥ التوصيات ١١٧
٣-٥ المصادر والمراجع ١١٨

Subject	**Page**
Chapter 4 : Structural Analysis and Design	**39**
4-1 Introduction	40
4.2 Determination of Slab Thickness	40
4.3 Determination of Loads of ribs and topping	41
4.4 Design of rib 27	44
4.5 Design of two way rib slab	58
4.6 Design of tow way solid slab	65
4.7 Design of Beam 5	73
4.8 Design of slender column C5	90
4.9 Design of Isolated footing F5	92
4.10 Design of stairs	99
4.11 Design of basement wall	106
4.12 Design of shear wall	111

List of Abbreviations

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

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني السنة الدراسية (٢٠١٤/٢٠١٥)	٤
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٥
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى	٢٦
٣-٣	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٧
4-1	Calculation of tow way dead load (slab 4)	٥٩

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	تحليل الموقع العام لأرض دورا	٧
٢-٢	الشوارع المحيطة بالموقع	٨
٢-٣	خطوط الكنتور بالموقع	٩
٢-٤	قطاعات في موقع قطعة الأرض	١٠
٢-٥	شكل ثلاثي الأبعاد يبين كنتور الموقع	١٠
٢-٦	شكل ثلاثي الأبعاد يبين اتجاه الرياح	١٢
٢-٧	مخطط طابق التسوية الثاني	١٣
٢-٨	مخطط طابق التسوية الأول	١٤
٢-٩	مخطط الطابق الأرضي	١٥
٢-١٠	مخطط الطابق الأول	١٦
٢-١١	مخطط الطابق الثاني	١٧
٢-١٢	الواجهة الجنوبية الشرقية	١٨
٢-١٣	الواجهة الجنوبية الغربية	١٩
٢-١٤	الواجهة الشمالية الغربية	٢٠
٢-١٥	الواجهة الشمالية الشرقية	٢١
٣-١	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	٢٩
٣-٢	العقدة المصمتة	٣٠
٣-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣١
٣-٤	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣١
٣-٥	أشكال الجسور المدلاة و المسحور	٣٢
٣-٦	أشكال مختلفة للأعمدة	٣٣
٣-٧	جدار القص	٣٤
٣-٨	الأساس المفرد	٣٥
٣-٩	الدرج	٣٦
٣-١٠	جدار استنادي	٣٧
٣-١١	فاصل تمدد للمبنى	٣٨

List of Figures

Figure #	Description	Page
4-1	ground Floor Slab.	40
4-2	One way rib Slab	44
4-3	Rib geometry	45
4-4	loading of Rib	45
4-5	Moment Envelop of rib	45
4-6	Shear Envelop of rib	46
4-7	Tow way rib Slab	58
4-8	Design of tow way Solid Slab	65
4-9	Beam plane	73
4-10	Beam geometry	75
4-11	Moment envelope for Beam	75
4-12	Shear Envelope or beam	76
4-13	Support Reaction from beam 5	90
4-14	Detailing of Column no.C5	92
4-15	Isolated footing	94
4-16	Isolated footing Detail	98
4-17	Stairs Plane	99
4-18	Moment envelope for flight	101
4-19	Moment envelope for landing	102
4-20	Stair Section	105
4-21	Static System	106
4-22	Envelope diagram Of Basement Wall	107
4-23	Basement details	110
4-24	location of shear wall.	111
4-25	Shear wall By Using ETABS	111
4-26	shear and moment diagram of wall	112

الفصل الأول

المقدمة

١

١.١ المقدمة.

١. ٢أهداف المشروع.

١-٣مشكلة المشروع.

١-٤حدود مشكلة المشروع.

١-٥المسلمات.

١-٦فصول المشروع.

١-٧إجراءات المشروع.

١.١المقدمة

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 وثيقاًبأرواح 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.

١-٢ أهداف المشروع

نأمل بعد إكمال هذا البحث أن نكون قد وصلنا إلى تحقيق الأهداف التالية:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة في المشروع .

٣. العمل على توظيف وربط كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.

٤. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

٥. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

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

١-٣ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمستشفى تخصصي في مدينة دورا ،الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ...الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ حدود مشكلةالمشروع

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والاول من السنة الدراسية ٢٠١٤_٢٠١٥من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

1-٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008).
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١-٦فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة عن المشروعومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

١-٧إجراءات المشروع

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

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥/٢٠١٤)

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																

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

١.٢مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢موقع المشروع.

٤.٢وصف عناصر المشروع،

١.٢ مقدمة

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.

٢.٢ لمحة عن المشروع

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

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لمستشفى تخصصي يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية حيث يتكون المشروع من ثلاثة طوابق بالإضافة الى طابقين تسوية ،تتدرج في المساحة من حوالي٩٤٦متر مربع إلى حوالي ٣١٤١ متر مربع تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم، وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترح عمل المشروع عليها ٢٠ دونم.

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

٣.٢ موقع المشروع

(١) وصف عام للموقع

يقع موقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في مدينة دورا التي تقع إلى الجنوب الغربي لمدينة الخليل على خطي طول (٣٥.٥، ٣٤.٥٥) شرقي غرينتش وخطي عرض (٣١.٣١،٣١.٢٦) خط الاستواء على وجه التقريب .ويبلغ ارتفاعها عن سطح البحر(٩١٤م)في أعلى منطقة وهي موقع سنجر .وتتفاوت الارتفاعات في منطقة دورا لان المساحة التي تشملها منطقة دورا شاسعة مقارنة مع باقي المناطق والمدن الأخرى ويحد مدينة دورا الطبيعية:

١- من الشرق الخليل والريحية ويطا.

٢- ومن الغرب الدوايمة وبئر السبع.

٣- ومن الجنوب يطا والسموع والظاهرية والرماضين.

٤- ومن الشمال تفوح وترقوميا وإذنا.

وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترحة ٢٠ دونم والشكل التالي يبين موقع قطعة الارض تدرجا من دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية - **دورا - الموقع المقترح** .

شكل(٢-١) تحليل **الموقع العام لأرض دورا** (فريق العمل)

(٢) الشوارع المحيطة بالموقع

يصل الموقع شارع غير معبد قامت بلدية دورا بفتحه للوصول للموقع المقترح لمشروع المستشفى وهذا الشارع يصل الى منتصف دورا عبر شبكة من الشوارع كلها تؤدي الى الشارع الرئيسي لبلدية دورا وتحديدا الشارع الذي يقع عليها مبنى بلدية دورا .والشكل التالي يوضح الشوارع المحيطة بالموقع.

ش

كل(٢-٢) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا)

(٣) الضوضاء

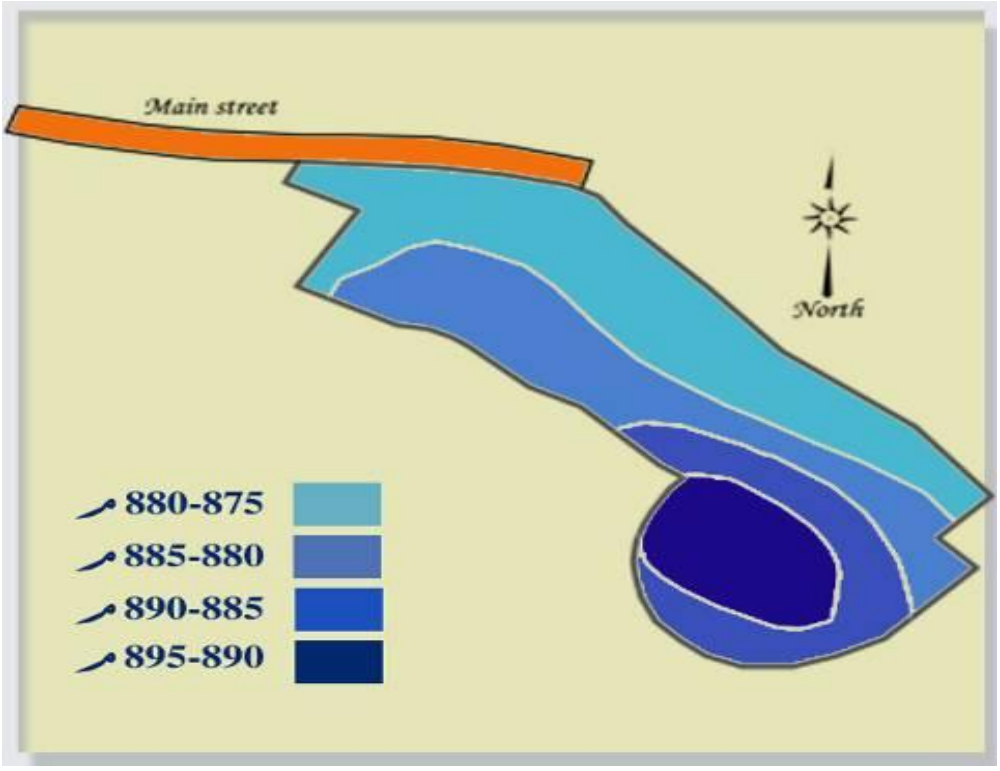
يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني اذ ان المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا .

(٤) المرافق والخدمات

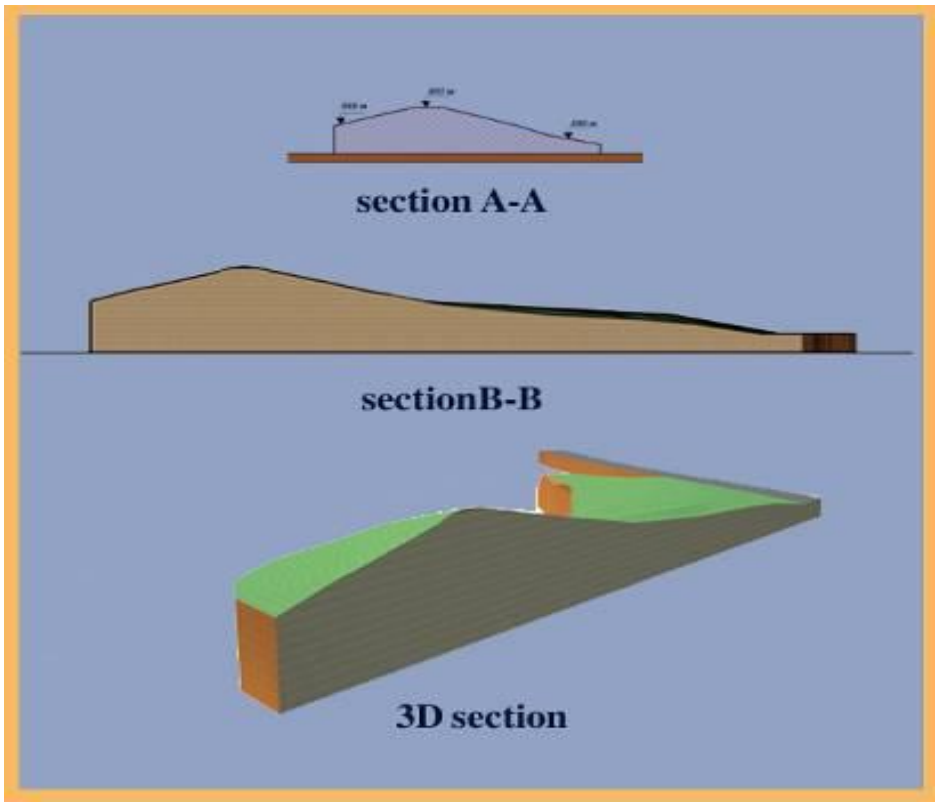
البنية التحتية لمحيط الموقع جيدة نوعا ما. حيث تتوفر خدمات الكهرباء والماء والهاتف .

(٥) طبوغرافية الموقع

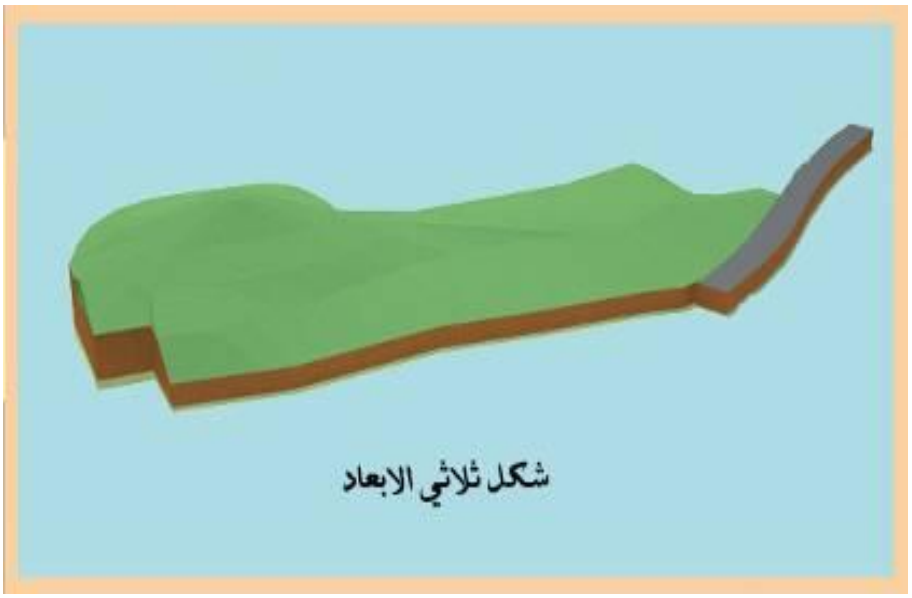
الموقع المقترح ذو طبيعة جبلية، تمتاز أرضه بكونها زراعية. والموقع على هضبة حيث يمر فيه خطوط كنتور من ٨٨٠ إلى ٨٩٥ حسب خرائطبلدية دورا والشكل التالي يبن خطوط الكنتور في الموقع .



شكل(٢-٣) خطوط الكنتور بالموقع (فريق العمل)



شكل(٢-٤) قطاعات في موقع قطعة الارض (فريق العمل



شكل(٢-٥) شكل ثلاثي الابعاد يبن كنتور الموقع (فريق العمل)

(٦) المناخ

منطقة دورا من حيث المناخ لا تختلف كثيرا عن باقي المدن في فلسطين وهو مناخ حوض البحر الأبيض المتوسط حار وجاف صيفا بارد وماطر شتاءا وتصل درجات الحرارة شتاءا في بعض المرتفعات إلى ما دون الصفر المئوي. من اجل دراسة الوضع المناخي في منطقة دورا لا بد من إجراء دراسة تحليلية للبيانات المتعلقة بالناحية المناخية .لذلك لا بد من دراسة وتحليل العناصر المناخية التالية :

١- درجة الحرارة :

تلعب درجة الحرارة دورا هاما في طبيعة التصميم واختيار موقع البناء وكذلك توفير الطاقة صيفا وشتاءا حيث ان درجة الحرارة شتاءا تصل الى الصفر وصيفا تصل الى ٣٨ درجة مئوية.

٢ـ الرطوبة النسبية : حيث ان معدل الرطوبة النسبية في منطقة الجنوب تتراوح ما بين (٦٠-٧٠)%.

٣-ساعات سطوع للشمس .

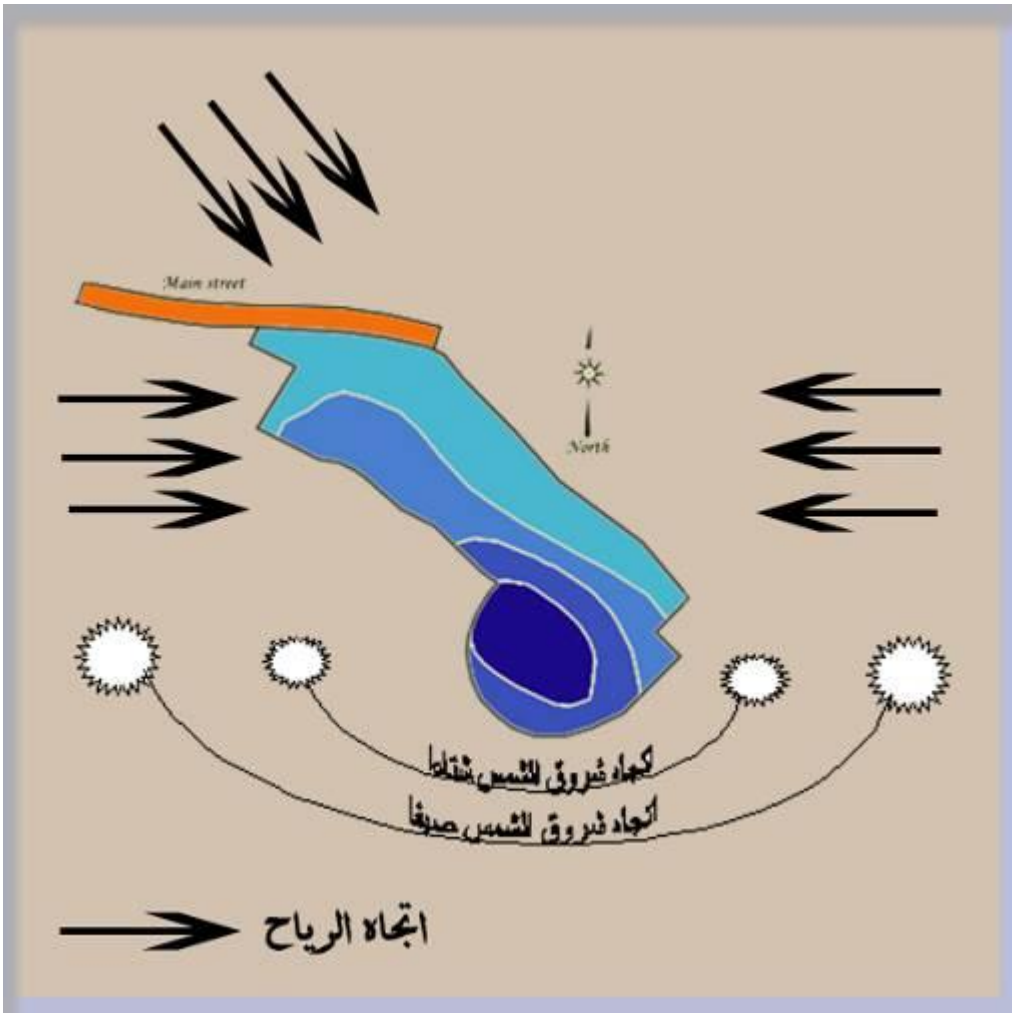
٤ـ الرياح اتجاهاتها وسرعته .

حيث ان الرياح التي تؤثر على الموقع هي :

- الرياح الشرقية : وهي رياح تتراوح بين قوية عاصفة وخفيفة معتدلة وتقسم إلى :
  - رياح حارة جافة تهب في أواخر شهري آب وأيلول.
  - رياح باردة وجافة وتسبق هطول الأمطار تهب في أول فصل الشتاء وآخر فصل الخريف.
- الرياح الغربية: وهي رياح تهب عادة في وسط النهار في فصل الشتاء، وتكون محملة بالغبار.
- رياح الخماسين: وهي رياح حارة وجافة محملة بالغبار والرمال وتهب في فصل الربيع وأواخر شهر أيار.

١- كميات هطول الأمطار السنوية.

حيث ان اكبر كمية سقوط أمطار كانت في شهر شباط والبالغة (١٤١.٦) ملم.



شكل(٢-٦)شكل ثلاثي الابعاد يبين حركة الرياح (فريق العمل)

٢.٤عناصر المشروع:

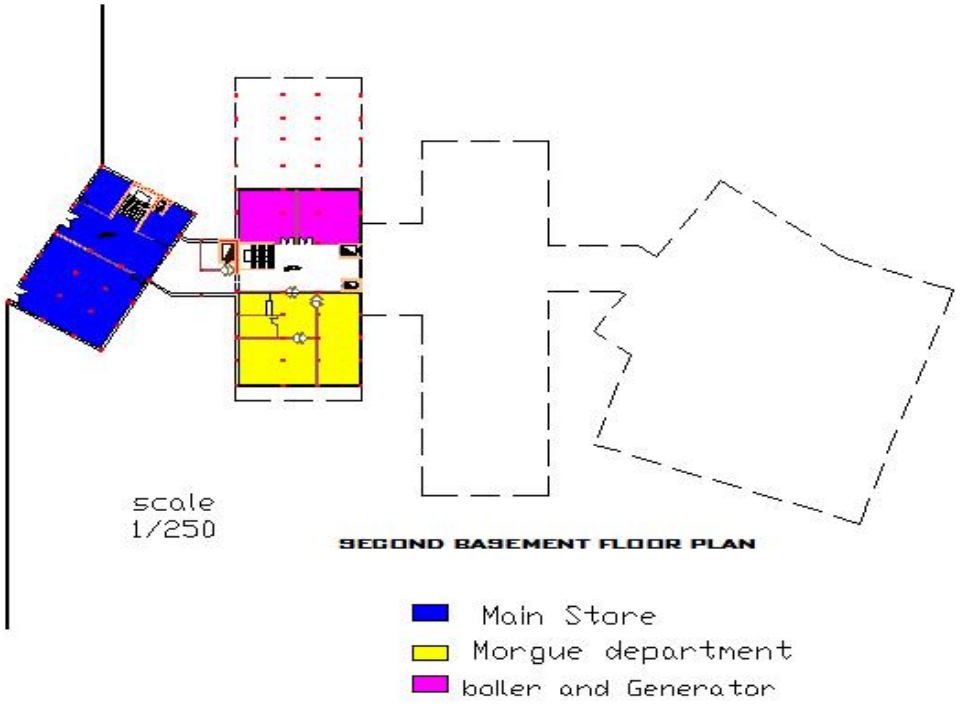
1.4.2 وصف المساقط الأفقية

٢-٤-١-١طابق التسوية الثاني :

مساحة هذا الطابق هي ٩٤٦ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريقمدخل من الشارع الفرعي يسمى مدخل الخدمة لتدخل اليه سيارات الخدمات ويكون المدخل للمستخدمين عن طريق الادراج والمصاعد من الطوابق العلوية.

ويحتوي هذا الطابق على قسمي:

- قسم المخزن الرئيسي.
- قسم المشرحة والثلاجة .
- Boiler and Generator.



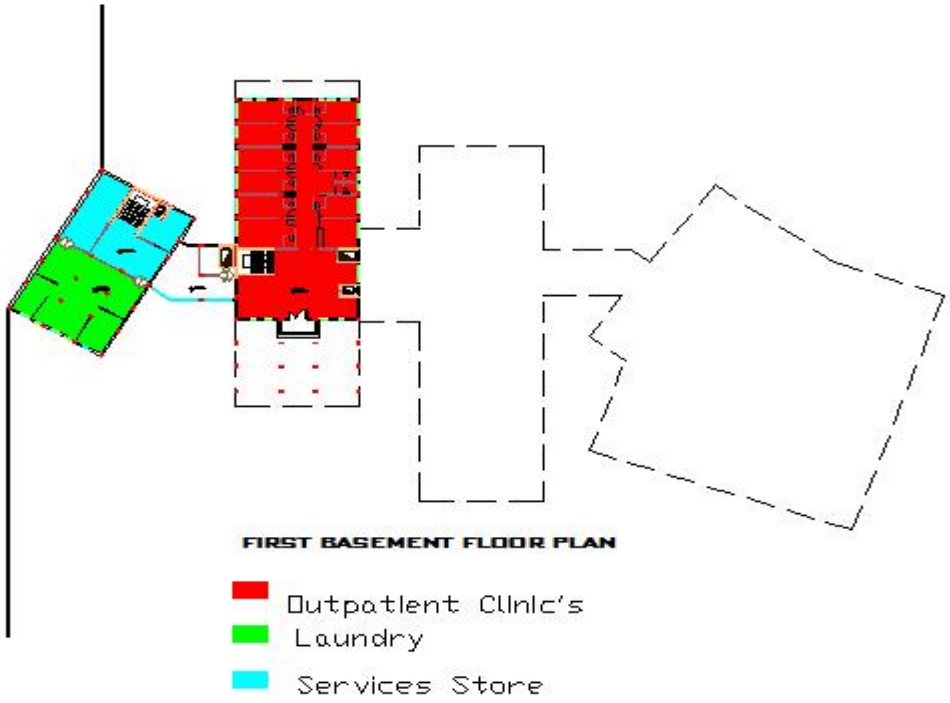
شكل (٢-7): مخطط طابق التسوية الثاني

٢-٤-١-٢طابق التسوية الاول:

مساحة هذا الطابق هي ١٠٠٠ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريق مدخل من الشارع الفرعي يسمى مدخل العيادات الخارجية بجانب مدخل الطوارئ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد والادراج.

ويحتوي هذا الطابق على قسمي:

- قسم العيادات الخارجية .
- قسم الخدمات والتنظيفات.
- مخزن مستلزمات المغسلة.



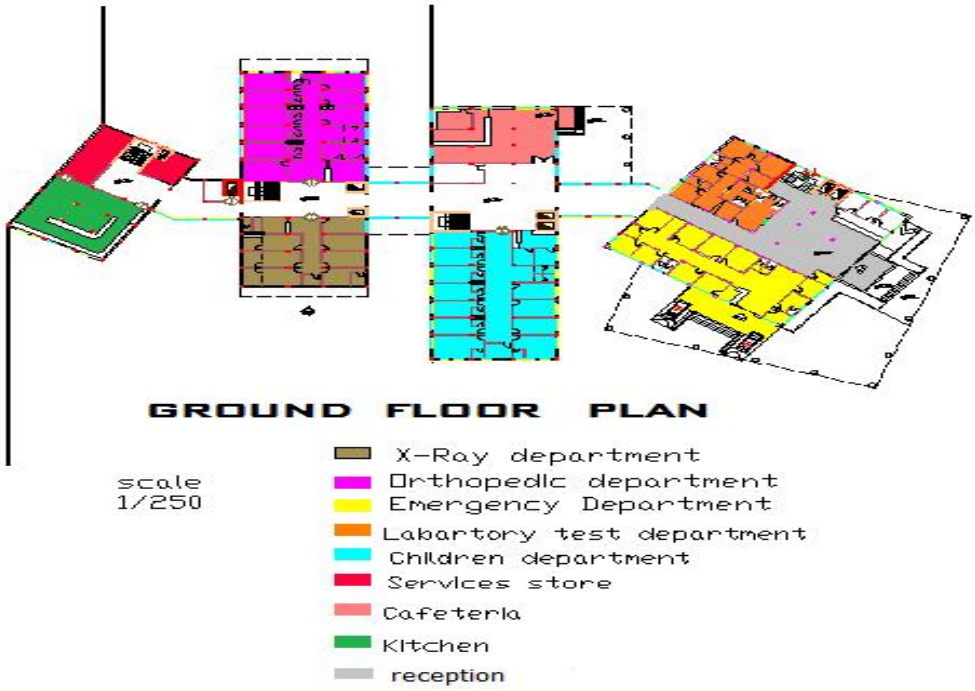
شكل (٢-8): مخطط طابق التسوية الاول

٢-٤-١-٣ الطابق الارضي:

مساحة هذا الطابق هي ٣٠٢٠ متر مربعويتم الوصول إليه عن طريق مدخل رئيسي من الواجهة الامامية من منسوب الشارع ومدخل طوارئ بالإضافة الي مدخل فرعي الواصل الي الكافتيريا ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد والادراج .

ويحتوي هذا الطابق على أقسام عدة وهي:

- قسم الاشعة.
- قسم العظام.
- قسم الطوارئ
- قسم المختبرات .
- قسم الاطفال.
- المخزن.
- كافتيريا.
- المطبخ.
- قسم الاستقبال.



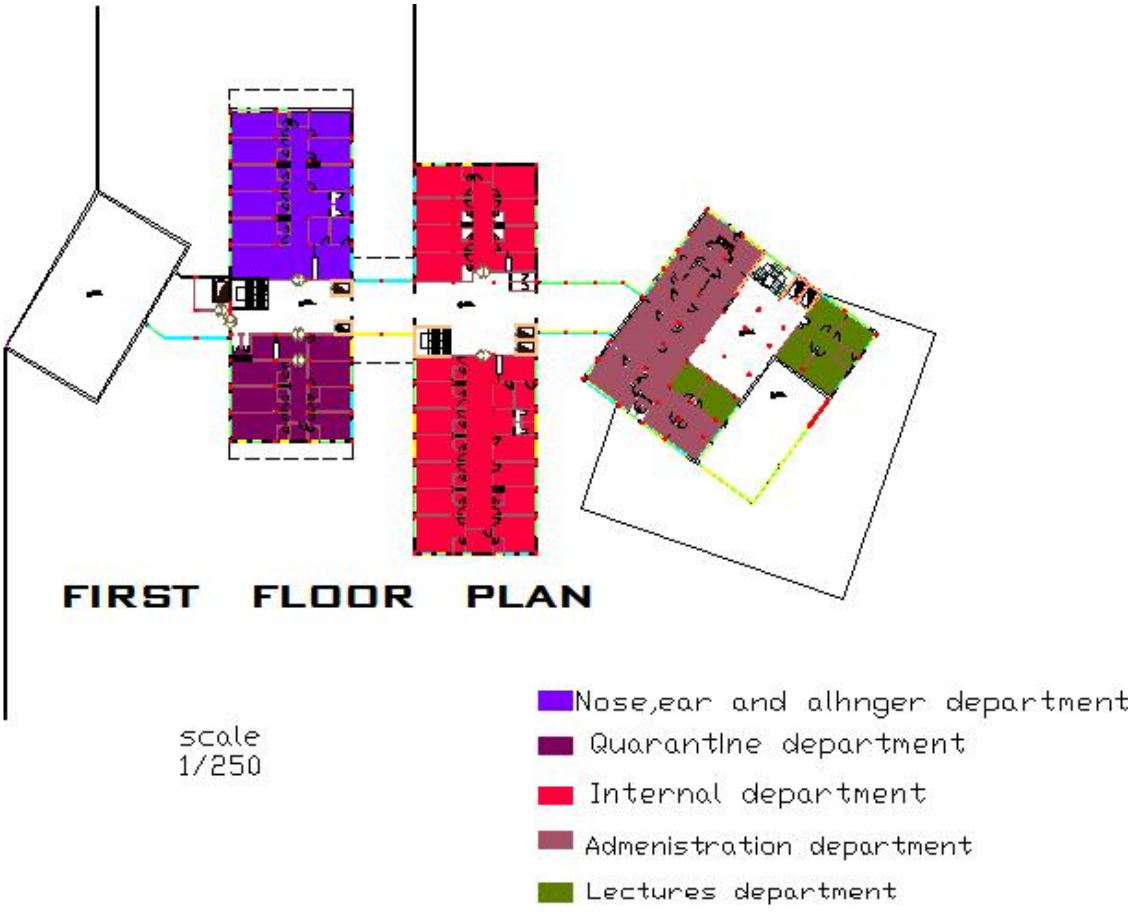
شكل (٢-٩): مخطط الطابق الأرضي

٢-٤-١-٤ الطابق الاول:

مساحة هذا الطابق هي٢٥٦٠.٨٤ مترمربعويتم الوصول إليه عن طريق الأدراج والمصاعد .

يتكون من أقسام عدة هي:

- قسم أنف اذن حنجرة.
- قسم الحجر الصحي.
- قسم البطني.
- قسم الادارة العامة.
- قسم المحاضرات والاجتماعات.



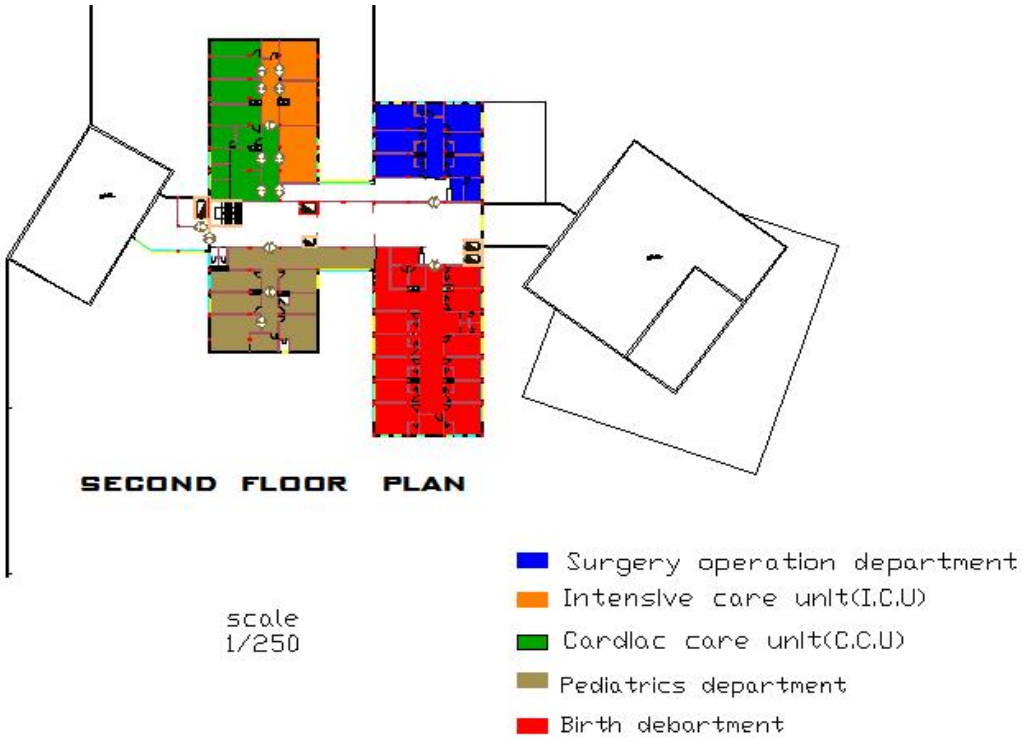
شكل (٢-١٠): مخطط الطابق الأول

٢-٤-١-٥ الطابق االثاني:

مساحة هذا الطابق هي**١٨٩١ مترمربع**ويتم الوصول إليه عن طريق **الأدراج والمصاعد** .

يتكون من أقسام عدة هي:

- **قسم الجراحة.**
- قسم العناية المركزية.(I.C.U)
- **قسم انعاش القلب**(C.C.U)
- قسم التوليد
- قسم حديثي الولادة
- الكافيتيريا.



شكل (٢-١١): مخطط الطابق الثاني

٢-٤-١ وصف الواجهات :

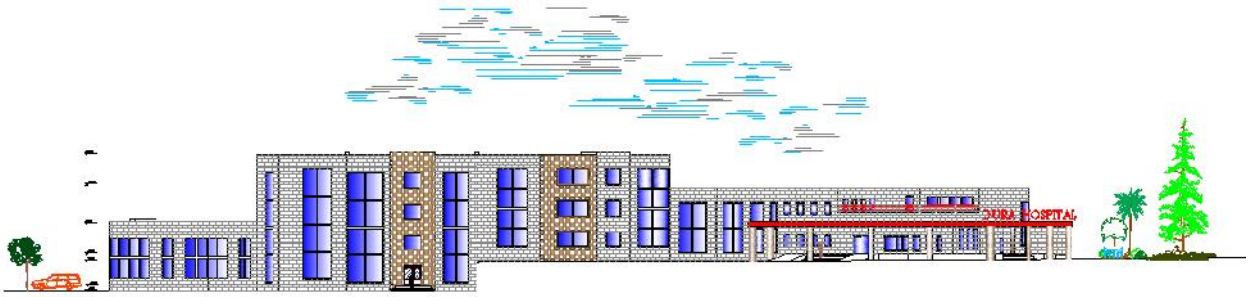
٢-٤-٢-١ الواجهة الجنوبية الشرقية:

تعتبر الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية واعمدة بارزة جمالية لاعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.

شكل(٢-١٢) الواجهة الجنوبية الشرقية.

٢-٤-٢-٢ الواجهة الجنوبية الغربية:

يظهر في الواجهة الجنوبية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، **وتحتوي على مدخل الطوارئ وعلى شرفة** وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة **لإضفاء** المظهر الجمالي واعمدة جمالية لاعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.



شكل(٢-١٣): الواجهة الجنوبية الغربية.

٢-٤-٢-٣ الواجهة الشمالية الغربية :

تتضمن الواجهة الشمالية الغربية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، **وتحتوي على مداخل** فرعية**وعلى** وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة **لإضفاء** المظهر الجمالي واعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.وتمتاز الواجهات الزجاجية بانها عاكسة **لأشعة الشمس لتحافظ على درجة حرارة المبنى وتعكس الإشعاعات** غير المرغوب بها .

NORTH WEST ELEVATION

شكل(٢- ١٤) : الواجهة الشمالية الغربية

٢-٤-٢-٤ الواجهة الشمالية الشرقية:

يظهر في الواجهة الشمالية الشرقية طبيعة مناسيب الارض الطبيعية ، وتحتوي على مدخل خلفي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة وتمتاز هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية وبها احجار بارزة ملونة لإضفاء المظهر الجمالي واعطاء الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى ، وتمتاز الواجهات الزجاجية بانها عاكسة لأشعة الشمس لتحافظ على درجة حرارة المبنى وتعكس الإشعاعات غير المرغوب بها .

شكل(٢-١٥): الواجهة الشمالية الشرقية

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ الاختبارات العملية .

٥.٣ العناصر الانشائية.

١.٣ مقدمة

إن عملية التصميم الإنشائي لأي منشأ هي عملية متكاملة غير قابلةللتجزئة، فبعد الانتهاء من مرحلة الوصف المعماري للعناصر والمباني الموجودة في مشروع المشفى العام ننتقل إلى مرحلة دراسة العناصر الإنشائية الموجودة في مختلف المباني من اجل تحديد النظام الإنشائي الأمثل للمبنى بهدف القيام بتصميم العناصر الإنشائية المختلفة لكل مبنى.

في هذه الفصل نجري دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية، كما سيتم أيضا تحديد قيم الأحمال المختلفة على كل عنصر من هذه العناصر و نوع هذه الأحمال من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية أخرى بحسب العنصر الإنشائي. كل ذلك وفقا للمتطلبات و المقاييس و المواصفات القياسية التي سنذكرها لاحقا.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية، يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب في المكان المناسب ، القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد(Deflection) و تجنب التشققات (Cracks)التي تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٤.٣ الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق ، فالخرسانة مثلا تمتلك معامل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه ،و لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة لهذه الأحمال:

١.٤.٣ الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٢.٤.٣ الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو لاستعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم	نوع المنشأ	الاحمال الحية (KN/m2)
١	المباني التعليمية • غرف التدريس • الممرات والمداخل والادراج • المختبرات • قاعات التجمع والمسارح	 ٣ ٣ ٣ ٥
٢	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	 ٣ ٤ ٥ـ١٠
٣	التجمعات • الكفتيريا	 ٢
٥	القاعات والمطاعم والصالات • القاعات ذات المقاعد الثابتة • القاعات بدون مقاعد ثابتة	 ٥ ٦
٧	المكتبات • غرف الاطلاع • غرف تكديس الكتب	 ٤ ٦.٥ على الاقل
٨	مواقف السيارات	٥.٠
	المباني السكنية	٢.٥

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٣.٤.٣ الأحمال البيئية:

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

١. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

٢. الثلوج

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

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

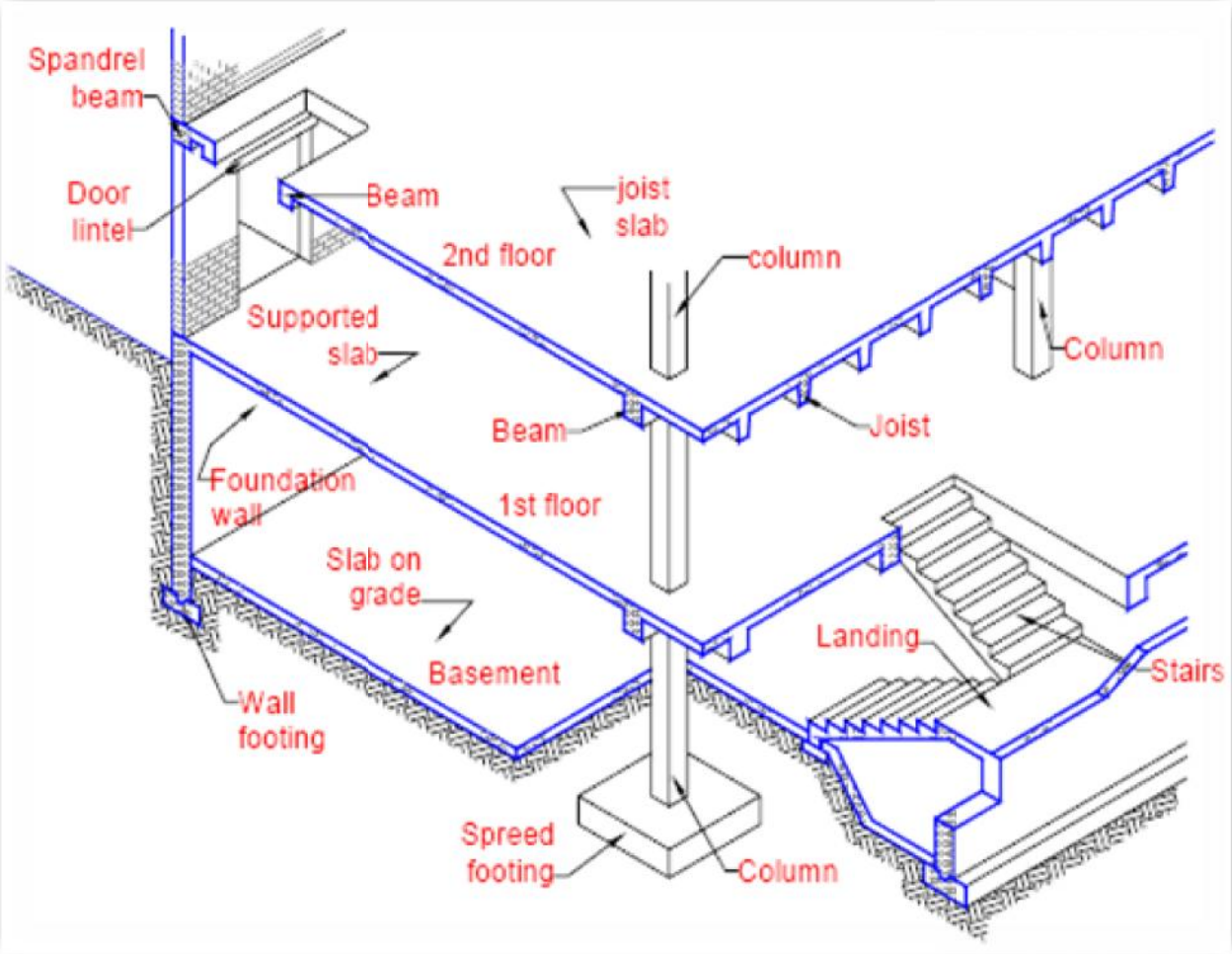
٥.٣ الاختبارات العملية :-

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى 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 (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

لقد تم الحصول على عينات لفحص التربة وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة حسب نتائج الفحوصات لتربة اساسات الابنية المجاورة وتساوي ($3\ KN/m^2$).

٦.٣ العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



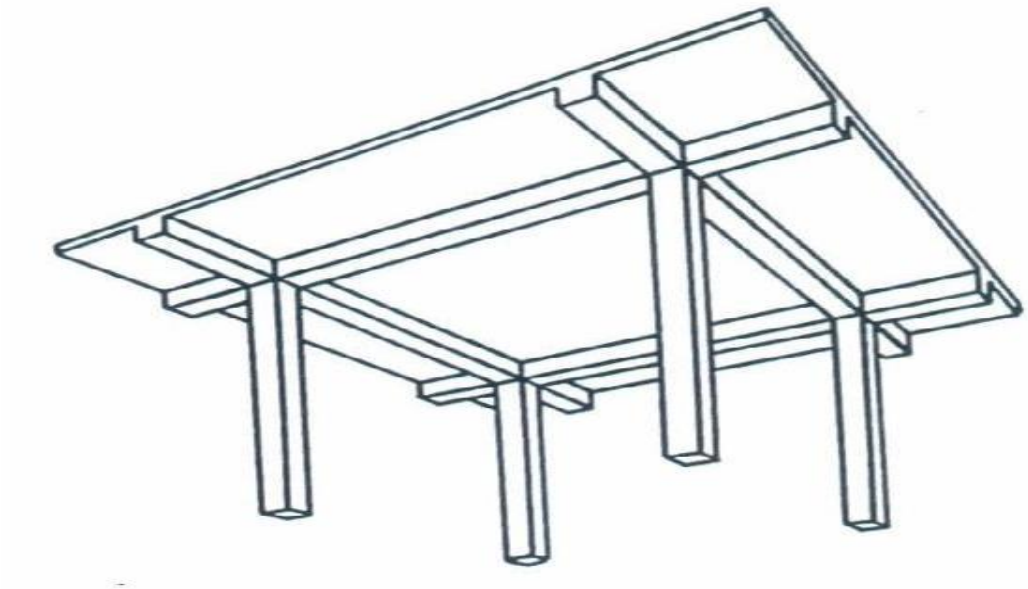
شكل (٣-١) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية

١.٦.٣ العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخر باتجاهين.



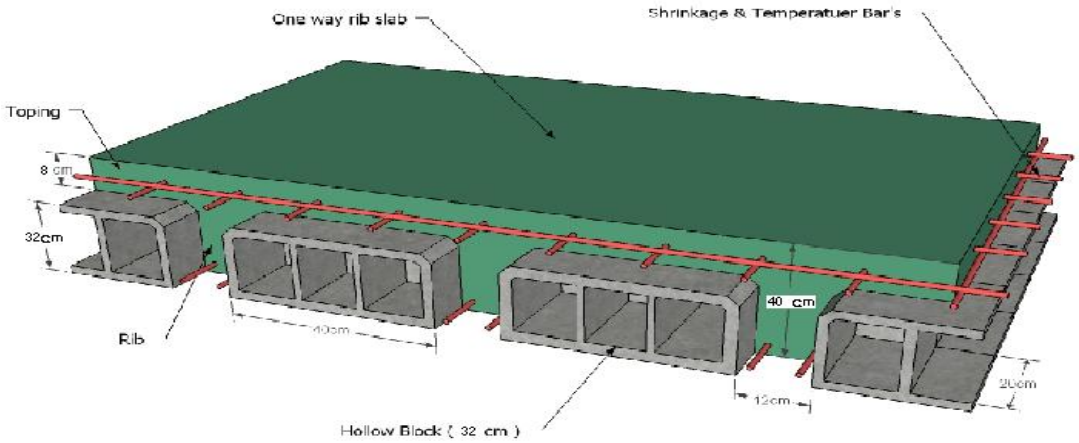
الشكل (٣- ٢) عقدة مصمتة.

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

١.١.٦.٣عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

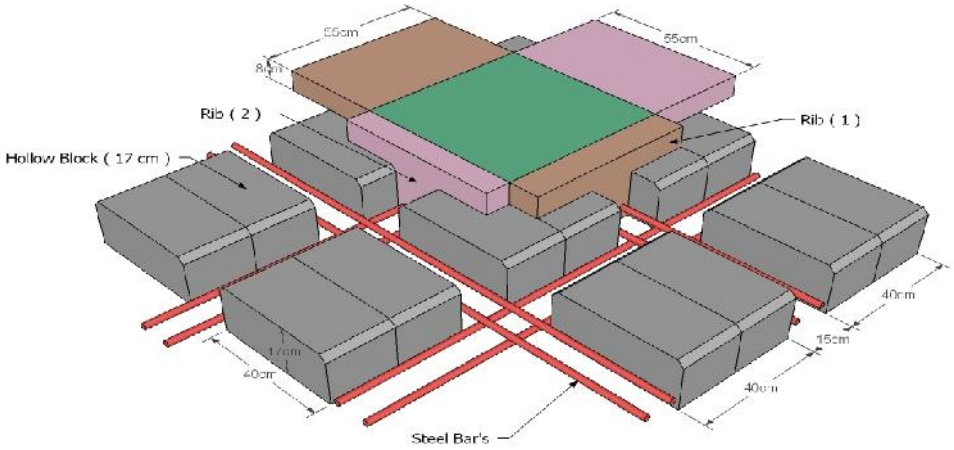
تتميزبخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٢.١.٦.٣عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

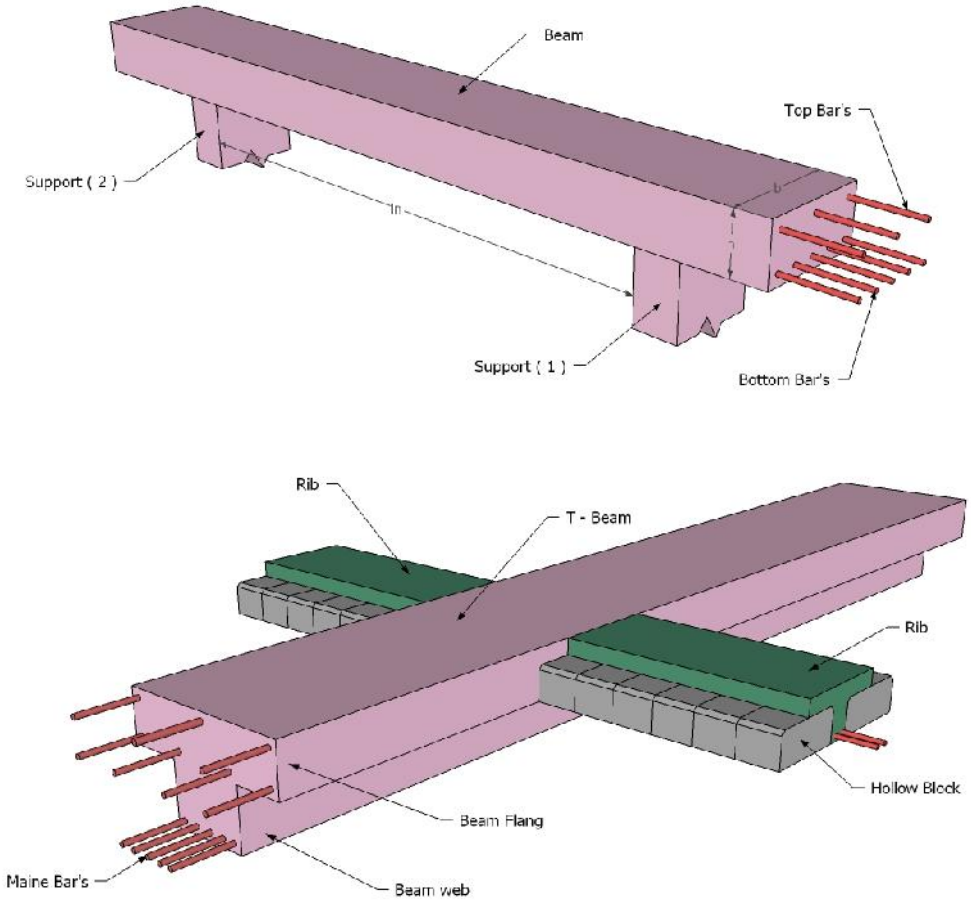
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٤): عقدات العصب ذات الاتجاهين

٢.٦.٣ الجسور:

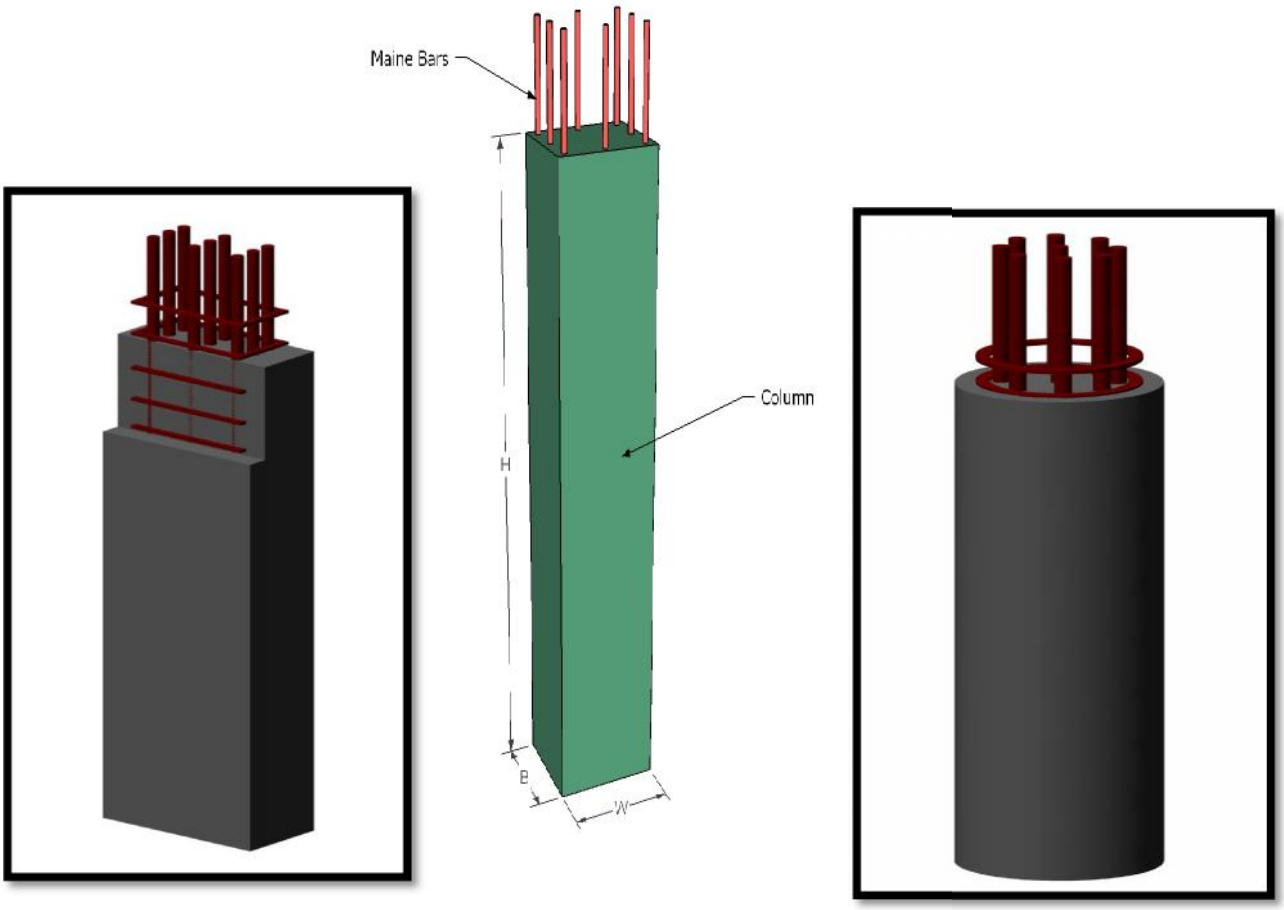
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع**سنقوم** باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (٣-٥) أشكال الجسور المدلاة و المسحور

٣.٦.٣الأعمدة:

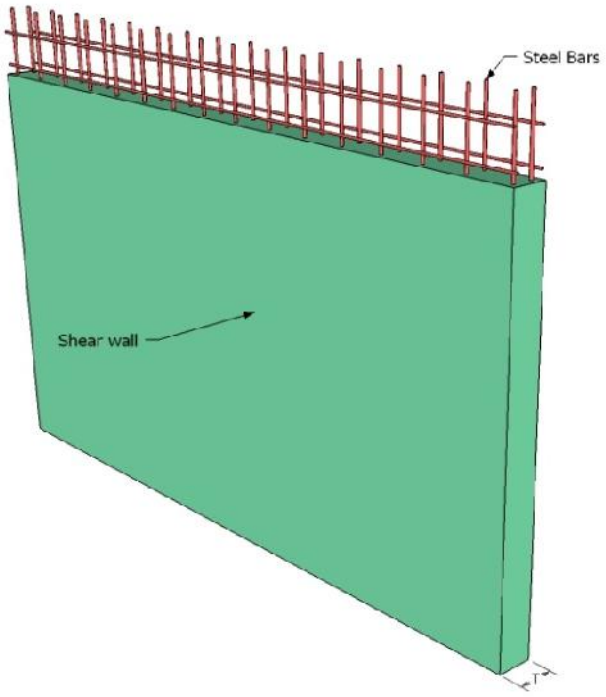
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٦): أشكال مختلفة للأعمدة.

٤.٦.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

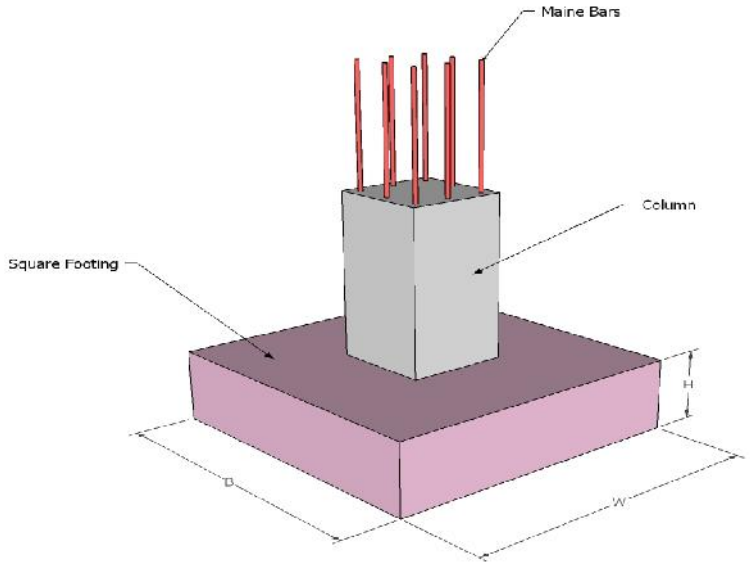
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها **وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة** الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .**وان** تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



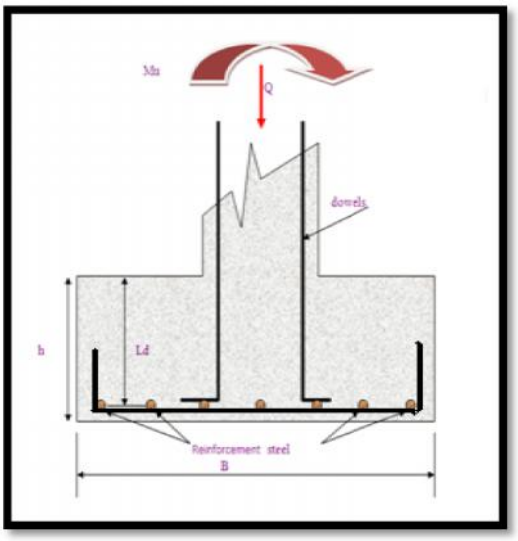
الشكل (٣-٧): جدار القص.

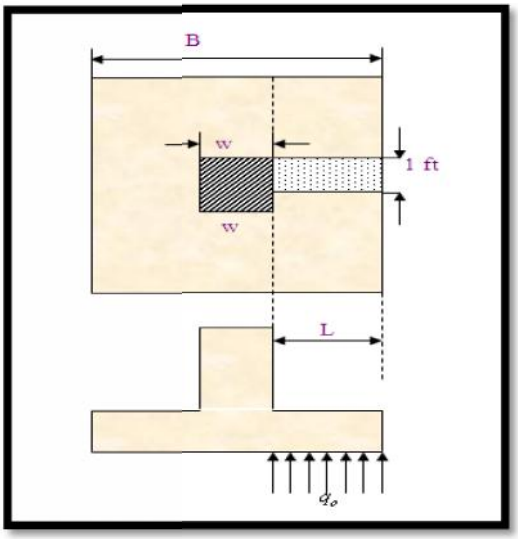
٥.٥.٣ الأسلست:

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



الشكل (٣-٨) : الأساس المفرد





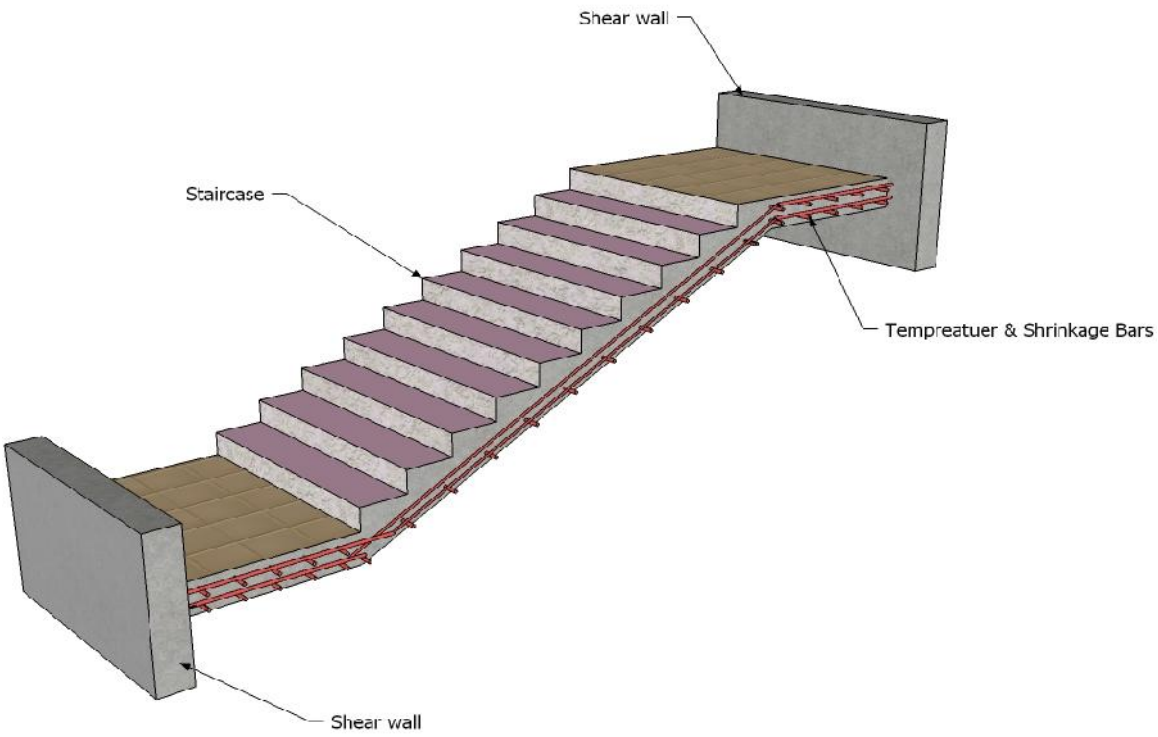
مسقط أفقي للأسلست قطاع طولي في الأساس

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أسلست

من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٦.٦.٣ الأدراج:

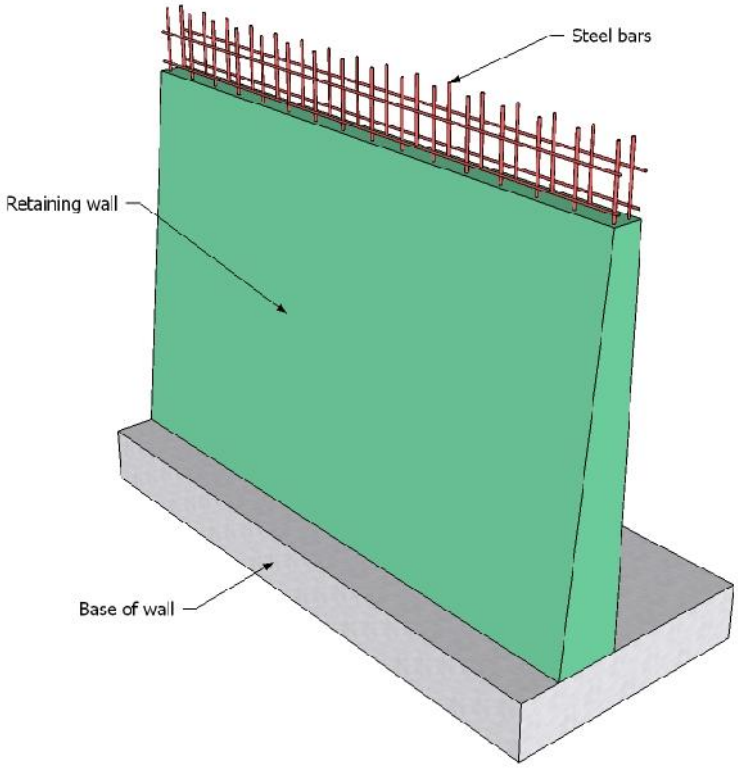
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٩): الدرج .

٧.٦.٣ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية **لتحمي التربة** من الانهيار أو **الانزلاق**. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة **المسلحة** .



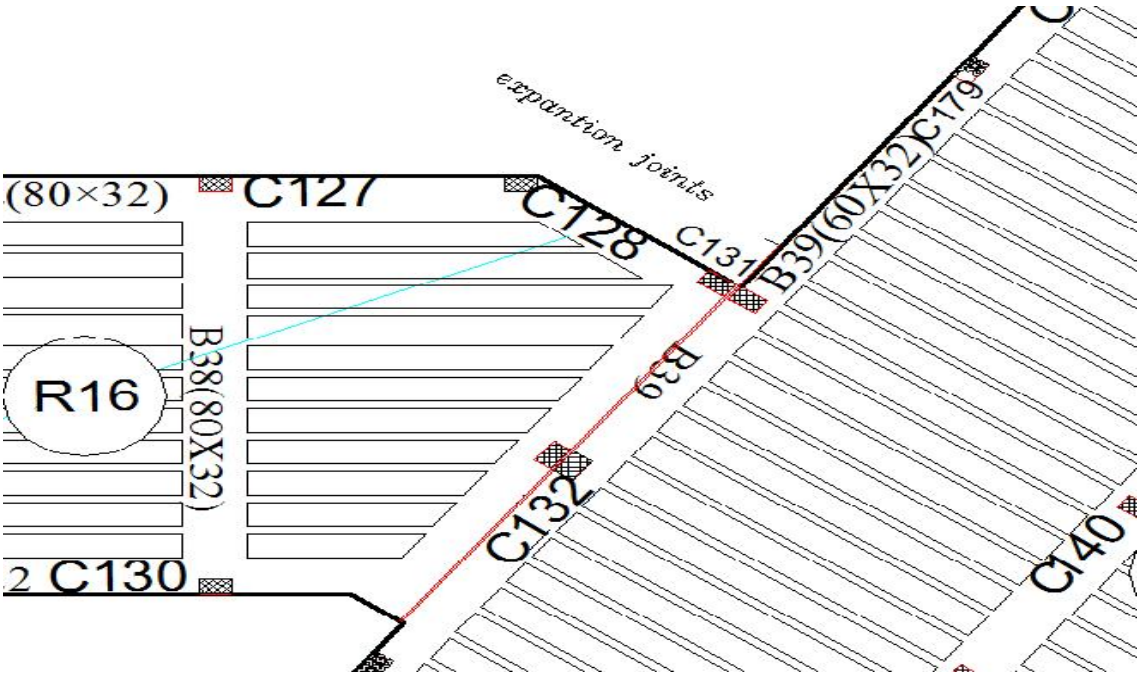
الشكل (٣-١٠) جدار استنادي.

٣.٦.٣ فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥م في المنطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتليةكالحوائطالأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام ثلاث فواصل تمدد في هذا المشروع .



الشكل (٣-١١)فاصل التمدد بالمبنى.

Chapter 4

Structural Analysis & Design 4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3Determination of Loads of ribs and topping.

4-4 Design of Rib 27.

4-5Design of two way rib slab.

4-6 Design of two way solid slab.

4-7Design of Beam 5.

4.8 Design of slender column C5.

4.9 Design of Isolated footing F5.

4.10 Design of stairs.

4.11 Design of basement wall.

4.12 Design of shear wall.

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “STAADpro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

4.2 Determination of Slab Thickness:-

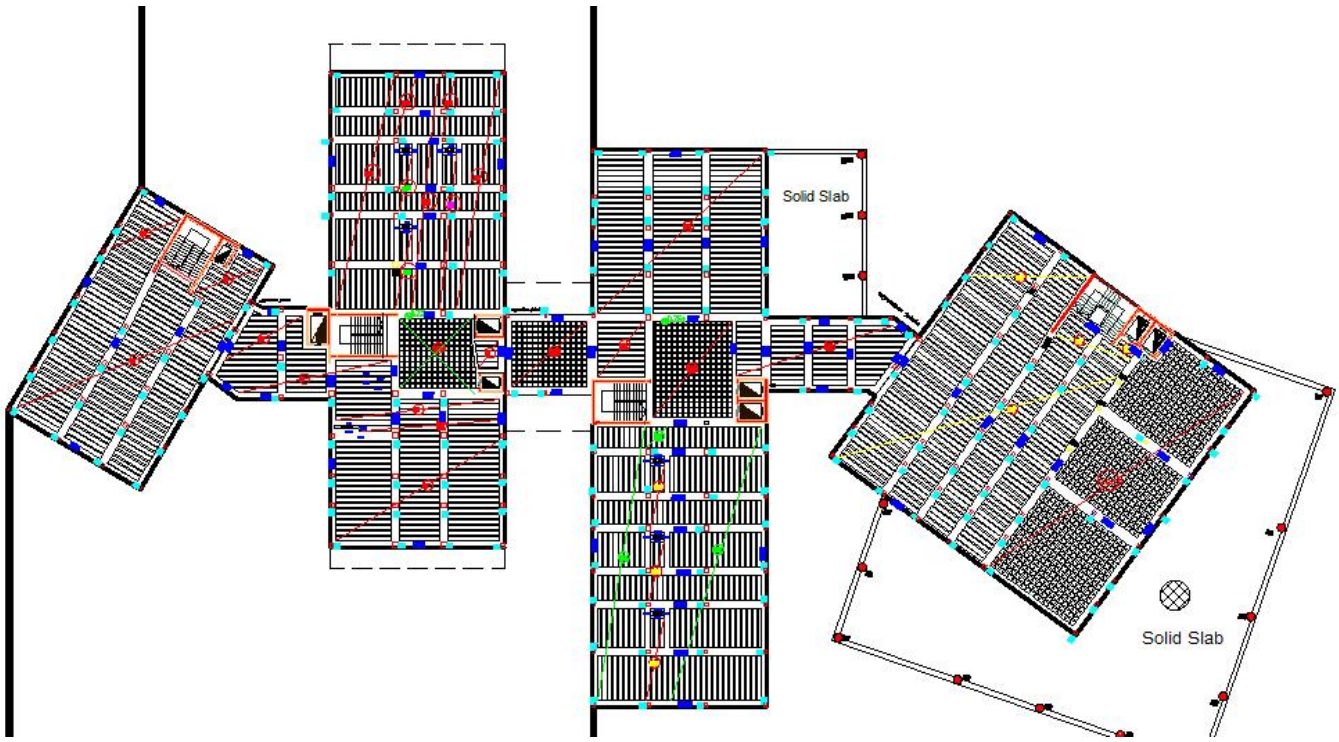


Figure (4-1): ground Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 605/18.5 = 32.7cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 450/21 = 21.4 cm

h_{min} for both-end continuous = L/21

=447.7/21=21.3cm

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

=566/18.5=30.59cm

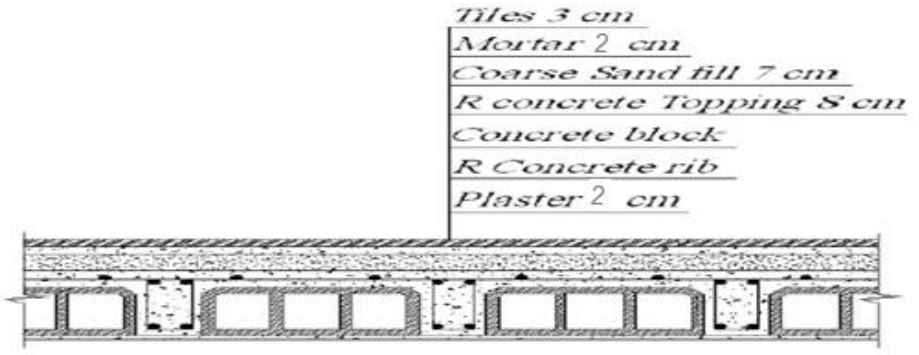
The controller slab thickness is 21.3 cm.

But by deflection checked it was controlled at 32 cm thickness.

So Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24 cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of Loads of ribs :-

4.3.1 Determination of Dead load:-



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.359
Mortar	0.02*0.52*22	0.229
Sand	0.07*0.52*16	0.5824
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*9	0.864
Plaster	0.02*0.52*22	0.229
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Partitions	2.38*0.52	1.238
Sum		**5.26**

4.3.2 Determination of live load:-

Nominal Total live load = 5 * 0.52 = 2.6kN/m of rib

4.3.3 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.26 = 6.312 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m

4.3.4 Design of Topping:-

Determination of dead load of topping

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*16*1	1.12
Topping	0.08*1*25	2
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		**6.63**

Live Load = 5 KN/m.

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.63+ 1.6 * 5 = 15.96 KN/m. (Total Factored Load)

$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.96 * 0.4^2 / 12$

$= 0.213 KN.m.$

$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$

$= 0.42\sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$

$\rightarrow$ ¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN .m.

¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.213 KN .m. OK!

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018

$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2.$

Try bars Ø8 with As =50.27 mm^2

n=As/AsØ8=144/50= 3 bars

S=1000/3 =300 mm

S= 3 h = 3*80 =240 mm (control)

S=450 mm

S=380*280/fs-2.5Cc = 380*280/(2/3*420) -2.5*20 = 330 mm

S= 300*280/fs =300*280*3/2*420 = 300 mm

Use S =200 mm < S max = 240 mm

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.4 Design of Rib 27 :-

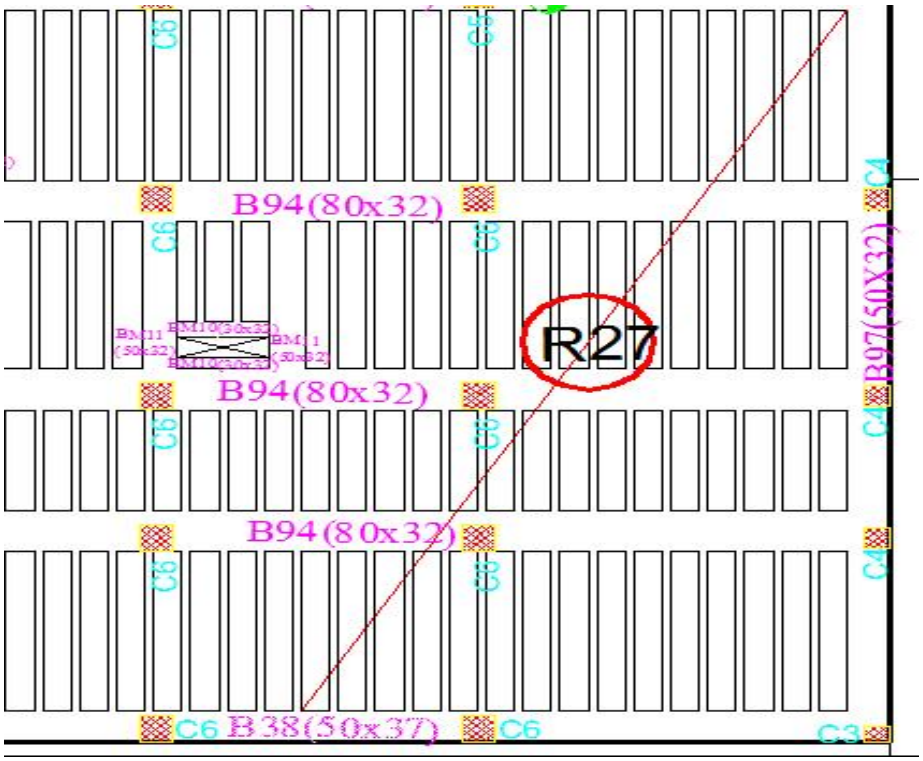


Figure (4-2): one way rib slab.

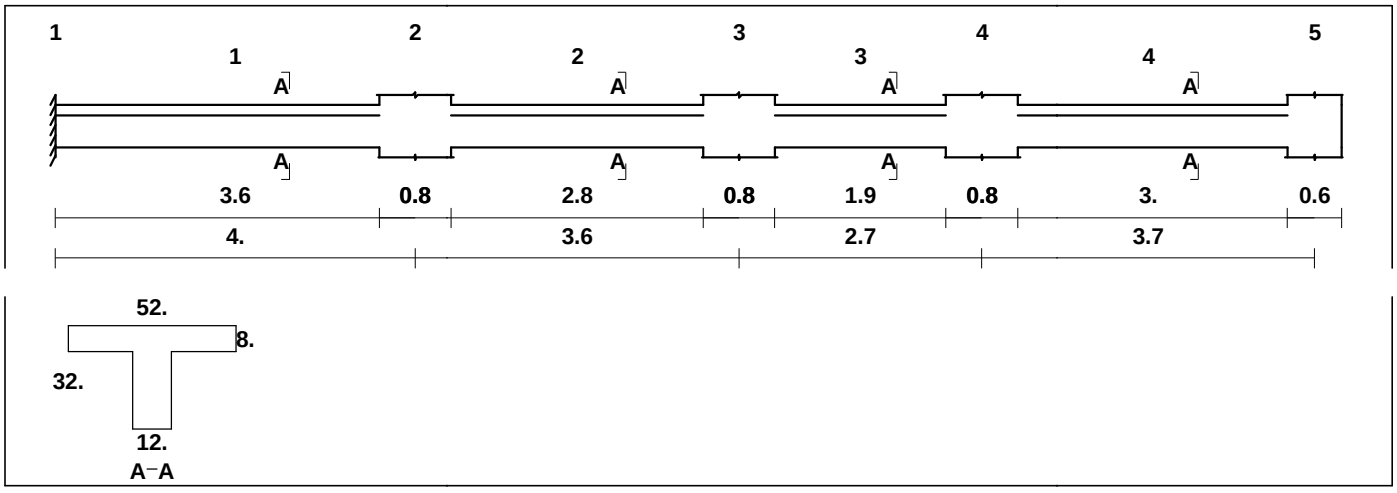


Figure (4-٣): Rib geometry

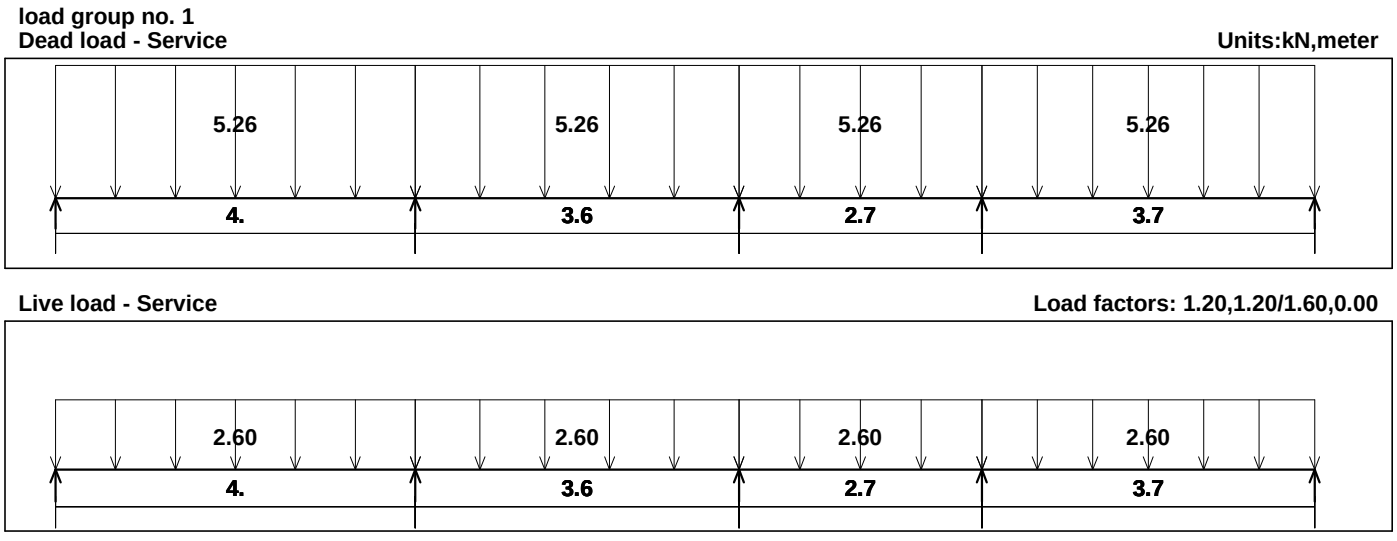


Figure (4-4) : loading of Rib

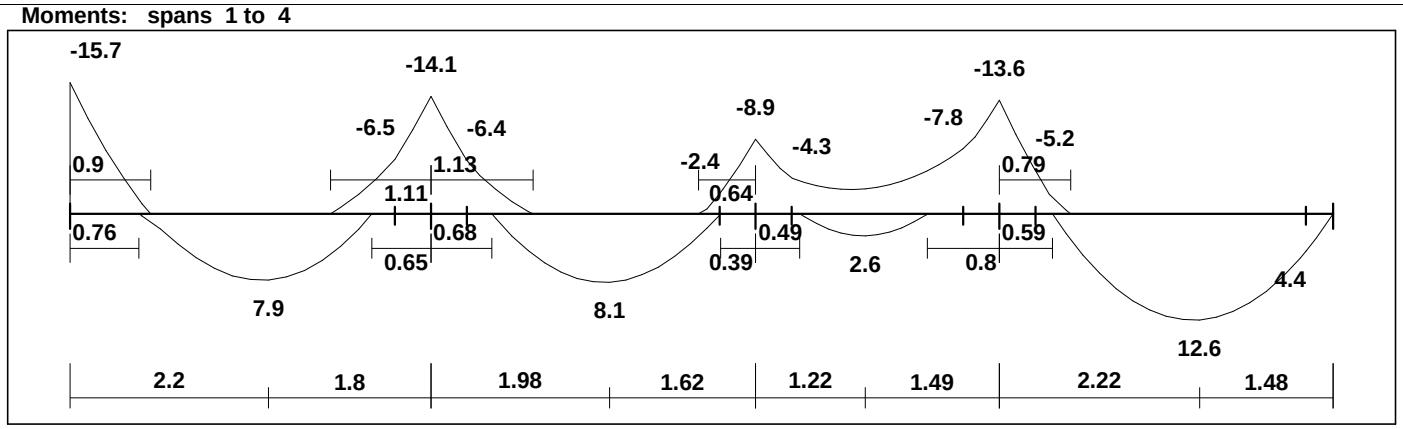
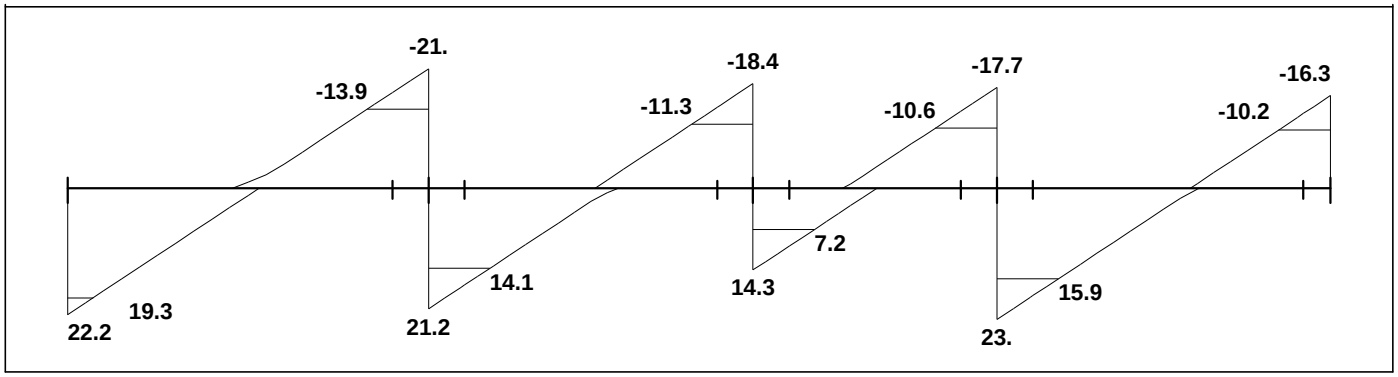


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib

Shear



Reactions

Factored

DeadR	12.69	25.01	17.5	23.58	9.58
LiveR	9.52	17.15	15.22	17.16	6.71
Max R	22.21	42.16	32.73	40.74	16.29
Min R	11.54	32.61	20.01	27.87	9.18
Service					
DeadR	10.58	20.84	14.58	19.65	7.98
LiveR	5.95	10.72	9.52	10.72	4.19
Max R	16.53	31.56	24.1	30.38	12.17
Min R	9.86	25.59	16.15	22.33	7.73

Figure (4-٦) : Shear Envelop of rib.

4.4.1 Design of flexure :-

4.4.1.1 Design of Positive moment of rib:-

Assume bars diameter of 12 mm

d= 320-20-8-(12/2)= 286 mm.

b_{eff}<= 520 mm. (**Control)**

<=2740 \4 = 685mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→b_{eff} = 520 mm.

Assume a=t

$¤ * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.286 - 0.08 \setminus 2) * 1000 = 187.9 KN.m.$

$¤ * Mn > Mu$

$187.9 > 12.6$

→ Rectangular section.

For first span: Mu=7.9 kN .m

Mn = 7.9 / 0.9 = 8.78 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{8.78 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.206 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.206)(20.6)}{420}}) = 0.00049$$

$$\text{As} = 0.00049\ (520)\ (286) = 72.9\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286)$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$$72.8\ mm^2 < As_{\min} = 114.4 mm^2$$

Use $As_{min} = 114.4mm^2 > As = 72.8mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ =114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Select 2 Φ 10 mm .

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{286 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005 \rightarrow ¤ = 0.9$ Ok

For Second span: Mu=8.1 kN .m

Mn = 8.1 / 0.9 = 9 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{9 * 10\text{^}6}{520 * (286)^2} = 0.21$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.21)(20.6)}{420}}) = 0.0005$

As = 0.0005 (520) (286) = $74.74\,mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI - 10.5.1)$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2 > 74.74 \text{ mm}^2$$

Use As =114.4 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm^2

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Third span: Mu=2.6 kN .m

Mn = 2.6 / 0.9 = 2.88 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{2.88*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.06 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.06)(20.6)}{420}}) = 0.00014$$

As = 0.00014 (520) (286) = 21.27 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$As_{\min} = 114.4 mm^2$ >21.27 mm^2

Use As =114.4 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 114.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm^2

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1*420 = 0.85*520*24*a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287-7.3}{7.3}$X0.003

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Fourth span: Mu=12.6 kN .m

Mn = 12,6 / 0.9 = 14 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.33$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(0.33)(20.6)}{420}}$) = 0.0008

As = 0.0008 (520) (286) = 117.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$As_{\min} = 114.4 mm^2$ <117.5 mm^2

Use As =117.5 mm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 117.4/78.5= 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.5mm²

Select 2 Φ 10 mm .

d= 320-20-8-(10/2)= 287mm.

- Check for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $157.1 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 6.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3mm$

  $£_s = \frac{287 - 7.3}{7.3} X0.003$

  $£_s = 0.11 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

4.4.1.2 Design of Negative moment of rib:

- For first span Mu= -6.5kN.m

Mn= 6.5/ 0.9 =7.22 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{7.22*10\text{^}6}{120*(286)^2} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.73)(20.6)}{420}}\right) = 0.0018$$

As = 0.0018 (120) (286) = 61.1 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$61.1\, mm^2 < As_{\min} = 114.4 mm^2$

Use $As = 114.4 mm^2$

# of bars = As / As_{bar} = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 10}$= 78.54 mm²

Select 2 Φ 10 mm

- Check for strain :

Tension = compression

As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

$a = 26.9mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.6mm$

$£_s = \frac{286 - 31.6}{31.6} X0.003$

$£_s = 0.024 > 0.005$

$\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For second span Mu= -4.3kN.m

Mn= 4.3/ 0.9 = 4.8 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

kn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{4.8 * 10\text{^}6}{120 * (286)^2} = 0.48$ MPa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2(0.48)(20.6)}{420}}$) =0.0012

As = 0.0012 (120) (286) = $40.5\,mm^2$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{\min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2$$

$$As_{\min} = 114.4 mm^2 > 40.5 \text{ mm}^2$$

Use $As = 114.4 mm^2$

# of bars = $As_{\min}$ / As $_{bar}$ = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm²

Select 2 Φ 12 mm

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $226 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 38.2 mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{38.2}{0.85} = 45.6 mm$

  $£_s = \frac{287 - 45.6}{45.6} X 0.003$

  $£_s = .015 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$ OK

For Third span Mu= -7.8 kN.m

Mn= 7,8/ 0.9 = 8,66 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{8.66*10\text{^}6}{120*(286)^2} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.88)(20.6)}{420}}\right) = 0.0021$$

As = 0.0021 (120) (286) = 73.7 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2$$

$As_{min} = 114.4mm^2$ >73.7 mm^2

Use $As = 114.4mm^2$

# of bars = As_{min} / As $_{bar}$ = 114.4/78.54 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm²

Select 2 Φ 12 mm

- Chick for strain :

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $226*420 = 0.85*120*24*a$

  $a = 38.2mm$

  $x = \frac{a}{1} = \frac{38.2}{0.85} = 45.6mm$

  $£_s = \frac{287 - 45.6}{45.6} X0.003$

  $£_s = .015 > 0.005$

  $\Rightarrow ¤ = 0.9$

4.4.2 Design of shear of rib :

1) Vud = 19.3 KN

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120*0.286

= 21 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21 = 23.1 KN.> Vu = 19.3

Φ Vc>Vud no shear reinforcement is required.

4.5 Design of two way Rib slab :

- ✓ **Statically system and Dimensions.**

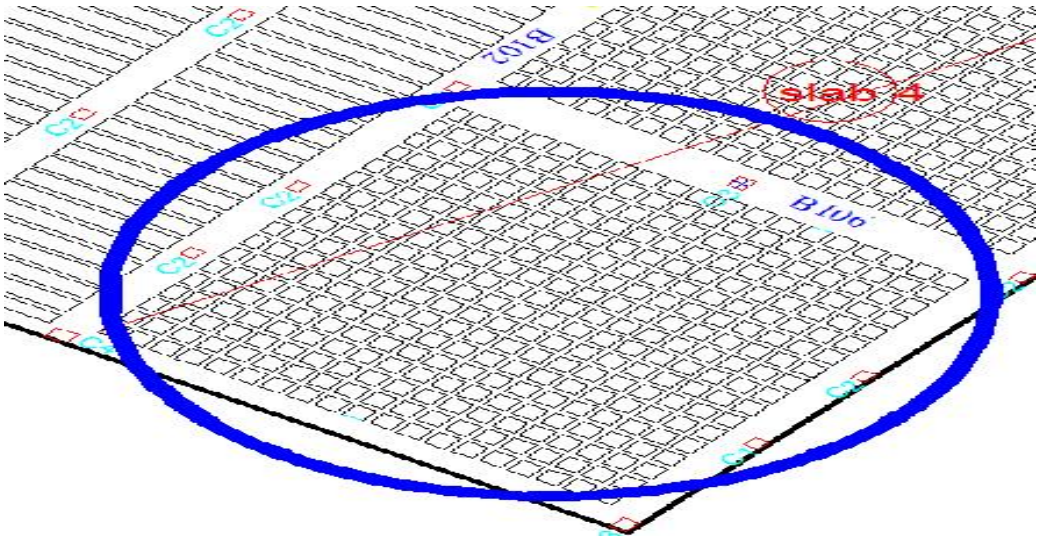
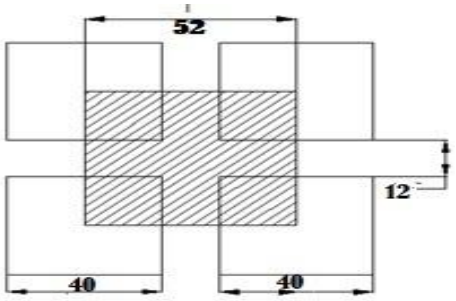


Figure (4-7): two way rib slab.

- ✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:



Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	$0.03\times23\times0.52^2$	0.1865
Mortar	$0.02\times22\times0.52^2$	0.1189
Coarse sand	$0.07\times16\times0.52^2$	0.303
Topping	$0.08\times25\times0.52^2$	0.541
Interior partitions	2.38×0.52^2	0.643
RC rib	0.24×25×0.12×(0.52+0.4)	0.662
Hollow Block	0.24×9×0.4×0.4	0.345
Plaster	$0.02\times22\times0.52^2$	0.119
	∑	2.918

Table (4.1)Calculation of two way dead load (slab 4)

Nominal Total Dead Load = 2.918 KN/Rib

DL= 2.918/(0.522) = 10.79 KN/m2

Nominal Total live load = 5 KN/m2

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.79 = 12.95 KN/m2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m2.

W = 12.95 + 8 = 20.95 KN/m2

- ✓ Flexural Design for (slab 4) :

Moments calculations :-

Ma = Ca wla2brib and Mb = Cb wlb2brib

La/Lb = 9.75/10.30 = 0.946……..Case 4

The moment calculation will be done for the slab middle strip.

*Negative moments at continuous edge :

Ca,neg(la/lb=0.9) = 0.06 Ca,neg(la/lb=0.946) = 0.0544

Ca,neg(la/lb=0.95) = 0.055

Ma-ve=Ca*W*La2*brib=0.0544*20.95*9.75 2*0.52= 56.33 KN.m/Rib

Cb,neg(la/lb=0.9) = 0.04 Cb,neg(la/lb=0.946) = 0.0446

Cb,neg(la/lb=0.95) = 0.045

Mb-ve=Cb*W* Lb2*brib =0.0446*20.95*10.302*0.52= 51.54 KN.m/Rib

*Positive moments :

Ca,D(la/lb=0.9) = 0.033 Ca,D(la/lb=0.946) = 0.0296

Ca,D(la/lb=0.95) = 0.03

Ma+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.0296*12.95*9.75 2*0.52 = 18.94 KN.m/Rib

Ca,L(la/lb=0.9) = 0.039 Ca,L(la/lb=0.946) = 0.0346

Ca,L(la/lb=0.95) = 0.035

Ma+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.0346*8*9.75 2*0.52 = 13.71 KN.m/Rib

Ma+ve = Ma+ve,L + Ma+ve,D = 18.94+13.71= 32.65 KN.m/Rib

Cb,D(la/lb=0.9) = 0.022 Cb,D(la/lb=0.946) = 0.0237

Cb,D(la/lb=0.95) = 0.024

Mb+ve,D=Cb*W* Lb2*brib =0.0237*12.95*10.3 2*0.52= 16.99 KN.m/Rib

Cb,L(la/lb=0.9) = 0.026 Cb,L(la/lb=0.946) = 0.0287

Cb,L(la/lb=0.95) = 0.029

Mb+ve,L=Cb*W* Lb2*brib =0.0287*8*10.3 2*0.52= 12.68 KN.m/Rib

Mb+ve = Mb+ve,L + Mb+ve,D = 16.99+12.68 = 29.67 KN.m/Rib

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

$M_{b,neg}$ = 32 .65 /3 = 10.88KN.m/Rib

$M_{a,neg}$ = 29.67 /3 = 9.89 KN.m/Rib

Design for Negative and Positive moment:

* Short direction

d = 320 – 20 – 8 – $\frac{14}{2}$ = 285 mm

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +32.65 KN.m/Rib)

Rn= $\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{32.65\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 3.72$Mpa.

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

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.72}{420}}\right) = 0.009851$

As = ρ.b.d = 0.009851×120×285 = 337.14 mm2. Control.

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 =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times285 = 99.72\ mm^2$

As,min $=\frac{1.4}{420}120\times285=114\ mm^2$

As,required= 337.14 mm2.

Use 2 ø 16 Bottom, As,provided= 402.12 mm2>As,required= 337.14 mm2. Ok

Check spacing :

$S=\frac{120-40-20-(2\times16)}{1}=28\ mm>d_b=16>25 \quad OK$

Check for strain:

$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c}=\frac{402.12\times420}{0.85\times120\times24}=68.99\ mm$

$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{68.99}{0.85}=81.16\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{285-81.16}{81.16}\right)=0.0075>0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment:

Long direction : (Mu = - 51.54 KN.m/Rib)

$Rn=\frac{M_u}{\phi bd^2}=\frac{51.54\times10^6}{0.9\times120\times285^2}=5.87$ Mpa.

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times5.87}{420}}\right)=0.0169$

As = ρ.b.d = 0.0169 ×120×285 = 579.58 mm2. Control.

Use 2 ø 20 , As,provided= 628.31 mm2>As,required= 579.58 mm2. Ok

* long direction

$d=320-20-8-\frac{14}{2}=285\ mm$

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +29.67KN.m/Rib)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{29.67\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 3.38\text{Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.38}{420}}\right) = 0.008861$$

As = ρ.b.d = 0.008861 ×120×285 = 303 mm2.

Use 2 ø 16 Bottom, As,provided= 402.12 mm2>As,required= 303 mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{120-40-20-(2\times16)}{1} = 28\text{ mm} > d_b = 16 > 25 \qquad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c} = \frac{402.12\times420}{0.85\times120\times24} = 68.99\text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.2\text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-81.2}{81.2}\right) = 0.0098 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment :

Continuous edge : (Mu = - 56.33 KN.m/Rib)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{56.33\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 6.42\text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times6.42}{420}}\right) = 0.019012$$

As = ρ.b.d = 0.019012 ×120×285 = 650.2mm2.

Check for As,min .

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

As,min =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 285 = 99.72\ mm^2$

As,min =$\frac{1.4}{420} 120 \times 285 = 114\ mm^2$ Control.

As,required = 650.2 mm2.

Use 2 ø 22 bottom, As,provided = 760 mm2 >As,required = 650.2 mm2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times22)}{1} = 16\ mm > d_b = 10 < 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{650.2\times420}{0.85\times120\times24} = 111.55\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{111.55}{0.85} = 131.4\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-131.4}{131.4}\right) = 0.0052 > 0.005$ $0k$

- ✓ Shear Design for (R 4):

Wa(la/lb=0.9) = 0.6 Wa(la/lb=0.946) = 0.54

Wa(la/lb=0.95) = 0.55

- The total load on the panel being (9.75×10.30×20.95 = 2103.9 KN)
- The load per rib at face of the long beam is (0.54×2103.9×0.52/(2×10.3)=28.67 KN)

Vud = 28.68 – 20.95×0.52×0.285 = 25.57 KN

Vc =$\frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 30.71$ KN

ø Vc =0.75×30.71 =23.03 KN.

0.5 ø Vc =0.5×0.75×30.03 =11.51 KN

Vs,min =$\frac{1}{3}\ 120 \times 285 \times 10^{-3} = 11.4$ KN Control

Vs,min =$\frac{1}{16}\sqrt{24}\ \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 10.47$ KN

ø Vc < Vu < ø (Vc + Vs,min)

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) ø 10 Av = 2 × 78.5 = 157 mm2.

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \qquad \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm} \qquad \text{Control.}$$

$$S_{req} = \frac{3\, A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157 \times 420 \times 3}{120} = 1648.5 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 157.5 \text{ mm}$$

$$S_{req} = \frac{16\, A_v f_{yt}}{b_w \sqrt{f'_c}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150\sqrt{24}} = 1435.73 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 142 \text{ mm}$$

Use 2-Leg ø 10 @ 140 mm , and 2-Leg ø 10 @ 200 mm in the middle space.

4.6 Design of two way solid slab :

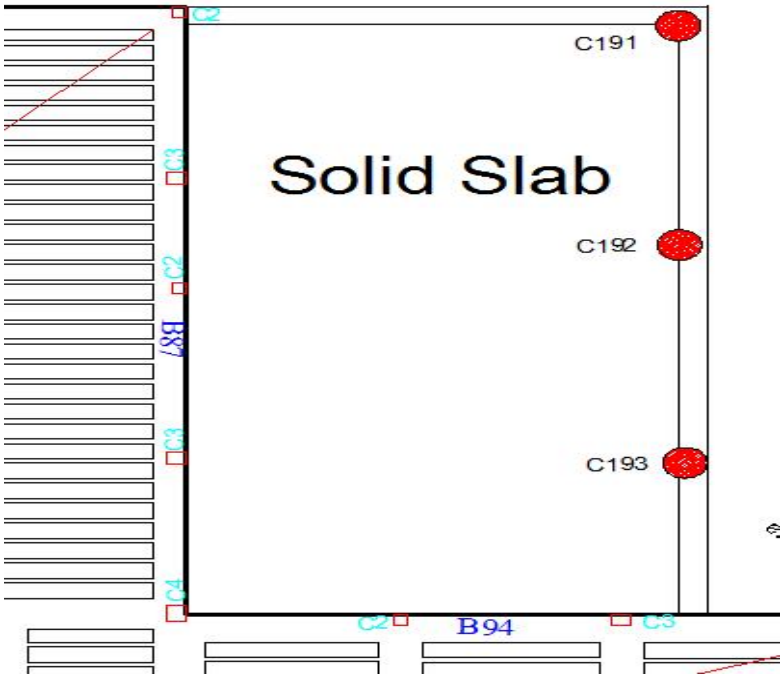


Fig (4-8)two Way Solid Slab

Thickness calculation :-

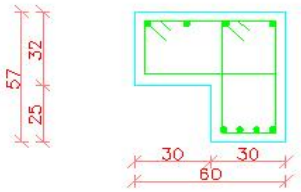
One end continuous

$\frac{h}{24} = \frac{(8.9+15.4)*2}{180} = 0.27$ m

Take h = 30cm

Check for the minimum thickness of the slab:

Exterior beam:

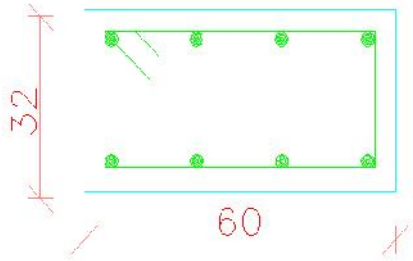


H_w=25<4h=4*32=128

$$yc = \frac{32 * (60) * \left(25 + \frac{32}{2}\right) + \left(25 * 30 * \frac{30}{2}\right)}{32 * (30 + 30) + (25 * 30)} = 33.69cm$$

$$Ib = \frac{60*(23.3)^3}{3} - \frac{25*8.31^3}{3} + 30 * \frac{33.69^3}{3} = 630608.7cm^3$$

interior beam:



$$yc = \frac{32*(60)*\left(\frac{32}{2}\right)}{32*60} = 16cm^3$$

$Ib = \frac{60*(32)^3}{12} = 163840\ cm^3$

slab section for exterior beam:

1-in long direction:

L=1540cm

Ls=$\frac{(\frac{1540}{2}+30)*32^3}{12}$=2184533.34 cm3

2-in short direction:

L=890

L =$\frac{(\frac{890}{2}+30)*32^3}{12}$

=129706.67 cm3

slab section for interior beam:

1-in long direction:

L=1540

Ls=$\frac{(1540+30)*32^3}{12}$

=4287146.67 cm3

2-in short direction:

Ls=$\frac{(890+30)*32^3}{12}$

=2517674.67 cm3

αf1=$\frac{630608.7}{2184533.34}$

= 2.88

αF2=$\frac{630608.7}{129706.67}$

=4.86

$\alpha F3=\frac{163840}{428714.677}$

=0.3

$\alpha F4=\frac{163840}{251767.67}=1.7$

$\alpha Fm=\frac{9.74}{4}=2.43$

2.43>2 so the minimum slab thickness will be:

$h=\frac{\ln(.8+420/1400)}{36+9*1.728}$

=319mm>90mm

First trial thickness h=30cm<319mm

h slab=32cm

* Load calculation :

Tile 22 x 0.03 = 0.66

Mortar 22 x 0.02 = 0.44

Sand 16 x 0.07 =1.12

Rc slab 25 x 0.3 = 7.5

Plaster 22 x 0.02 = 0.44

Partitions 2 x 1 = 2.

$\sum = 12.16$ KN/m^2

WD=1.2*12.16= 14.6 KN/m^2

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

WT=8+14.6= 22.6 KN/m^2

Moment calculation:

Ma = Ca wla2brib and Mb = Cb wlb2brib

Negative moment at continuous edge>

La/Lb = 9/15 = 0.6……..Case 4

Ca,neg(la/lb=0.6) = 0.089

Cb,neg(la/lb=0.6) = 0.011

Ma-ve=Ca*W*La2*brib=0.089*22.6*9 2= 162.9 KN.m/m

Mb-ve=Ca*W*La2*brib=0.011*22.6*15 2= 55.9 KN.m/m

*Positive moments :

Ca,D(la/lb=0.6) = 0.053

Cb,D(la/lb=0.6) = 0.007

Ca,L(la/lb=0.6) = 0.067

Cb,L(la/lb=0.6) = 0.009

Ma+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.053*14.6*2= 62.7 KN.m/m

Mb+ve,D= Ca*W* La2*brib =0.007*14.6*152= 23 KN.m/m

Ma+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.067*8*9 2= 43.4 KN.m/m

Mb+ve,L=Ca*W* La2*brib =0.009*8*15 2= 16.2 KN.m/m

Ma+ve=62.7+43.4=106.1 KN.m/m

Mb+ve=23+16,2=39,2 KN.m/m

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

Man= 1/3*106.1=35.4 KN.m/m

Mbn=1/3*39.2=103.1 KN.m/m

Design for Negative and Positive moment:

*** Short direction**

d = 300 – 20 – 8 –12/2 = 274 mm

Positive Moment:

: (Mu = 106,1KN.m/m)

Mn=Mu/∅=106.1/0.9=117.9 KN.m/m

Rn= $\frac{M_n}{bd^2} = \frac{117.9\times10^6}{1000\times274^2} = 1.57$Mpa.

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.57}{420}}\right) = 0.0041$

As = ρ.b.d = 0.0041×1000×274 = 717.1mm2. Control.

Check for As,min.

As,min =$0.0018 * 1000 * 300 = 540$ mm^2<717.1 OK

Use 7 ø 12 Bottom, As,provided= 791.7 mm2>As,required= 717.1 mm2. Ok

Check spacing :

S=150mm < 2*300=600 <450 OK

Check for strain:

a = $\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c} = \frac{791.7\times420}{0.85\times1000\times24} = 16.2$ mm

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{135.716.2}{0.85} = 19.2$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-19.2}{19.2}\right) = 0.03 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment:

short direction : (Mu = -162.9KN.m/m)

use ø 16

d=300-20-14/2=272mm

Rn= $\frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{162.9\times10^6}{0.9\times1000\times272^2} = 2.45$ Mpa.

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.45}{420}}\right) = 0.006233$

As = ρ.b.d = 0.006233 ×1000×273 = 1696 mm2. Control.

Use 9 ø 16 , As,provided= 1809.5 mm2>As,required= 1696 mm2. Ok

Take ø 16/10

*** Short direction**

Negative Moment Discontinuous edge:

As=1/3*Aspos=1/3*717.1=239mm2<360mm2 ok

Asmin=360mm2 Control

N=As/As ø10=360/78.5=4.9

S=1/4.9=0.205m

Take 5Ø 10/1m

Take Ø 10/20cm

S=200<600<450 OK

*** long direction**

d = 300– 20 – 10/2= 275 mm

Positive Moment:

(Mu = +39.2KN.m/m)

$$Rn=\frac{M_u}{\phi b d^2}=\frac{39.2\times10^6}{0.9\times1000\times275^2}=.58\text{Mpa.}$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times.58}{420}}\right)=0.0014$$

As = ρ.b.d = 0.0014 ×1000×275 = 385.3 mm2.

Use 5 ø 10 Bottom, As,provided= 392.7 mm2>As,required= 385.3 mm2. Ok

Take ø 10/20

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{392.7 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 8.085$ mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.085}{0.85} = 9.5$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{275 - 9.5}{9.5}\right) = 0.081 > 0.005 \qquad 0k$$

*** long direction**

d = 300– 20 – 14/2= 273 mm

Negative Moment continuous edge:

(Mu = -55.9KN.m/m)

$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{55.9 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 273^2} = 0.83$Mpa.

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times .0.83}{420}}\right) = 0.002018$$

As = ρ.b.d = 0.002018×1000×273 = 551 mm2.

Use 4 ø 14Top, As,provided= 615.7 mm2>As,required= 551 mm2. Ok

Take ø 14/25

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{615.7 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 12.67$ mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9$ mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{273 - 14.9}{14.9}\right) = 0.052 > 0.005 \qquad 0k$$

***Long direction**

Negative Moment Discontinuous edge:

As=1/3*Aspos=1/3*385.3=128.4mm2<360mm2 ok

Asmin=360mm2 Control

N=As/As ø10=360/78.5=4.9

S=1/4.9=0.205m

Take 5Ø 10/1m

Take Ø 10/20cm

S=200<600<450 OK

4.7 Design of Beam 5 :

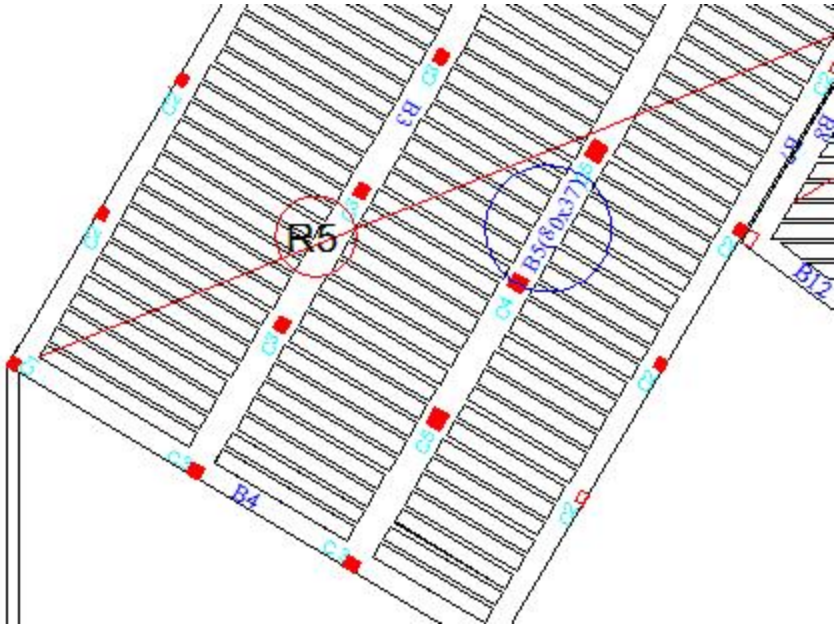


Figure (4-9) : Beam Plan

Determination of Dead load of beam:-

Type	γb h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*1*16	1.12
Reinforcement concrete	25* 1*0.32	8
Plaster	0.02*1*22	0.44
Partitions	2.38*1	2.38
Sum		**13.07**

Dead load From rib 5 (factored)= 29.08/0.52=55.9

Nominal live load : 5*1 =5 kN /m

Live load (factored) From rib 5= 21.74 /0.52= 41.81 KN/m

Determination offactoreddead&liveload:-

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*13.07+55.9=71.58KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5+41.81= 49.81KN/m

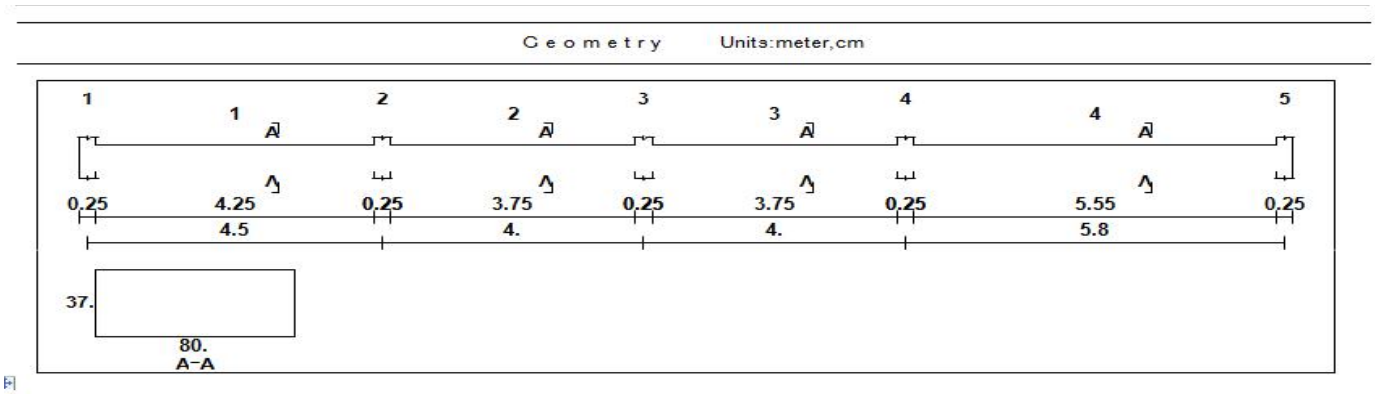
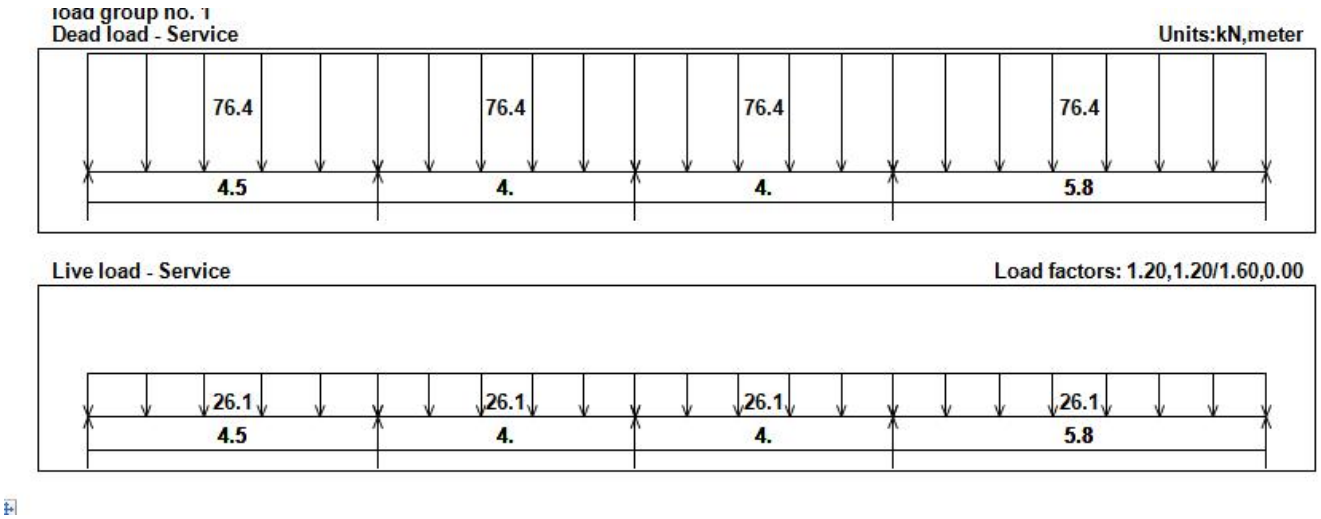


Figure (4-10) : Beam Geomet



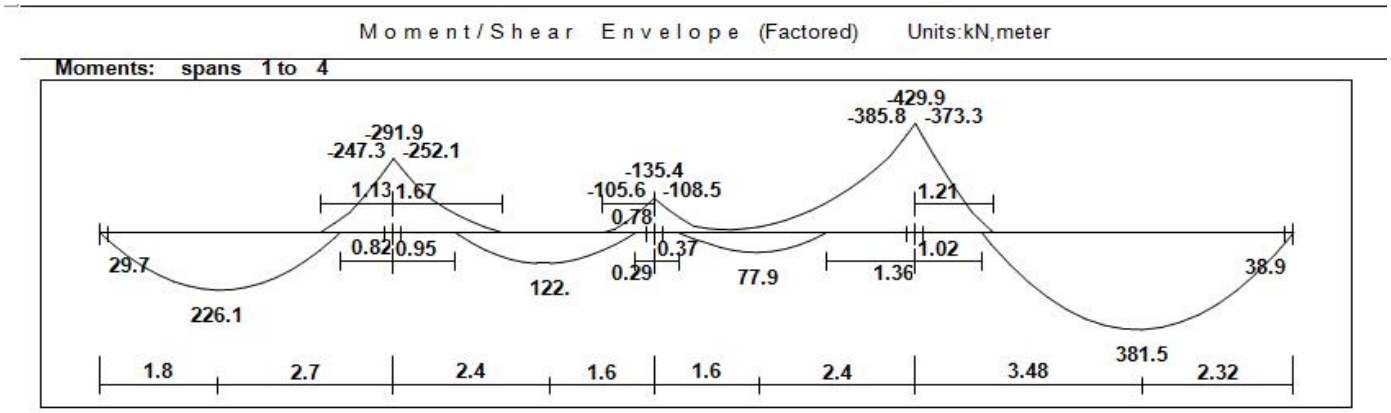


Figure (4-11): Moment Envelop for Beam

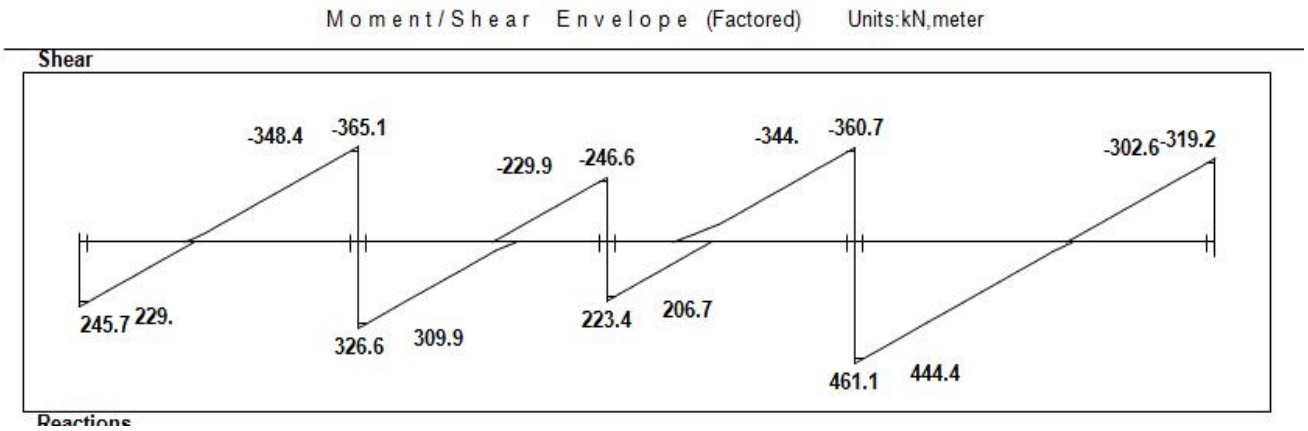


Figure (4-12) : Shear Envelop for Beam

4.7.1 Design of flexure:

4.7.1.1 Design ofpositive moment :

1) (span 4) Maximum positive moment

Mu = 381.5KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5=309.5 mm

1) Mu=381.5 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*309.5/7=132.64 mm a=0.85 C= 0.85*132.64=112.74 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m > Mu =381.5KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 381,5/0.9 = 423.88KN m

Assume bars of Φ 25

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{423.88*10\text{^}6}{800*(309.5)^2} = 5.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(5.5)(20.6)}{420}}\right) = 0.016$$

$$As = 0.016\ (800)\ (309.5) = 3863.2\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

$$722 \leq 825.3$$

$$As_{\min} = 825.33 mm^2$$

$3863.2\ mm^2 > As_{\min} = 825.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 3863.2/490.87= 8bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 8 Φ 25 mm with As = 3927>As req ok

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $3927 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 101.1m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{101.1}{0.85} = 118.9mm$

  $£_s = \frac{309.5 - 118.9}{118.9} X0.003$

  $£_s = 0.0052 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -8*25) / 7 =72mm >25 mm Ok

2)(span 1) positive moment

Mu = 226.1 KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5=309.5 mm

1) Mu = 226.1 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*309.5 /7=132.64 mm a=0.85 C= 0.85*132.64=112.74 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m > Mu =226.1KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 226.1 /0.9 = 251.2 KN m

Assume bars ofΦ 25

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{251.2*10\text{^}6}{800*(309.5)^2}$ =3.3 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.3)(20.6)}{420}})$ = 0.0086

As = 0.0086 (800) (309.5) = 2129.4 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

$722 \leq 825.3$

$As_{min} = 825.33 mm^2$

$2129.4\, mm^2 > As_{min} = 825.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2135/490.87= 5bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 5 Φ 25 mm with As = 2454>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$$2454*420 = 0.85*800*24*a$$

$$a = 63m$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{63}{0.85} = 74mm$$

$$£_s = \frac{309.5 - 74}{74} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.009 > 0.005$$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*25) / 4 =144mm >25 mm Ok

3) (span 3) positive moment

Mu = 77.9KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9=313 mm

4) Mu = 77.9 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*313 /7=134 mm a=0.85 C= 0.85*134=114 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390.5KN.m > Mu =77,9KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 77.9/0.9 = 86.5KN m

Assume bars ofΦ 18

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{86.5*10\text{^}6}{800*(313)^2}$ =1.1Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.1)(20.6)}{420}}\right) = 0.0027$$

As = 0.0027 (800) (313) = $676.1\,mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

$730 \leq 834$

$As_{\min} = 834mm^2$

$676.1\,mm^2 < As_{\min} = 834mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 834/254.5= 4bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.5 mm²

Select 4 Φ 18 mm with As = 1017.8>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1017.8*420 = 0.85*800*24*a$

  $a = 26.2m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.8mm$

  $£_s = \frac{313-30.8}{30.8}X0.003$

  $£_s = 0.027 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -4*18) / 3=210.6mm >25 mm >18mm Ok

4) (span 2) positive moment

Mu = 122 KN.m

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9=313 mm

3) Mu= 122 KN .m

Cmax= 3/7 d= 3*313 /7=134 mm a=0.85 C= 0.85*134=114 mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390,5KN.m > Mu =122 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 122 /0.9 = 135.5 KN m

Assume bars ofΦ 18

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2}$ = $\frac{135.5*10\text{^}6}{800*(313)^2}$ =1.73 Mpa

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$)

ρ = $\frac{1}{20.6}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(1.73)(20.6)}{420}}$) = 0.0043

As = 0.0043 (800) (313) = 1078.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

$730 \leq 834$

$As_{min} = 834mm^2$

$1078.5\,mm^2 > As_{min} = 834mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1078.5/254.5= 5 bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.5 mm²

Select 5 Φ 18 mm with As = 1272.5 >As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1272.5 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 32.7m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{32.7}{0.85} = 38.5mm$

  $£_s = \frac{313 - 38.5}{38.5} X0.003$

  $£_s = 0.02 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*18) / 4=153.5 mm >25 mm> 18mm Ok

4.7.1.2 Design of Negative moment:-

1)(support 1)

Assume bars of Φ 25

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5 = 309.5mm

= -252.1 KN .m

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112,74*800*(309,5-112,74 /2)*10^-6=382KN.m> Mu =252.1KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 252.1/0.9 = 280KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{280*10\text{^}6}{800*(309.5)^2}$ = 3.6Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.6)(20.6)}{420}})$ =0.0095

As = 0.0095 (800) (309.5) =2352.5 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(309.5) \leq \frac{1.4}{420}(800)(309.5))$$

722<825

$As_{\min} = 825mm^2$

2352.5 $mm^2 > As_{\min} = 825mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2352.5 /490.87 = 5bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.87 mm²

Select 5 Φ 25 mm with As=2454.4>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $2454.4*420 = 0.85*800*24*a$

  $a = 63.2mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{63.2}{0.85} = 74mm$

  $£_s = \frac{309.5-74}{74} X0.003$

  $£_s = 0.0095 > 0.005$ ok

  check for bars spacing:

S = (800 - 40*2 - 2*8 -5*25) / 4 =144.7mm > 25 mm Ok

2)(support 2) Mu = -108.5 KN .m

Assume bars of Φ 18

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-9 = 313mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*114*800*(313-114 /2)*10^-6=390,5 KN.m> Mu =108,5 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 108.5/0.9 = 120.5KN m

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{120.5*10^{\wedge}6}{800*(313)^2}$ = 1.5Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.5)(20.6)}{420}}) = 0.0038$

As = 0.0038 (800) (313) $= 954.5\, mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(313) \leq \frac{1.4}{420}(800)(313))$$

730 <834

$As_{\min} = 834 mm^2$

$954.5\, mm^2 > As_{\min} = 834 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 954.5 /254.4 = 4bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.4 mm²

Select 4 Φ 18 mm with As=1017.8>As req ok.

- Check for strain:

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

  $1017.8 * 420 = 0.85 * 800 * 24 * a$

  $a = 26.2 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.8 mm$

  $£_s = \frac{313 - 30.8}{30.8} X0.003$

  $£_s = 0.027 > 0.005$ ok

  check for bars spacing:

S = (800 - 40*2 - 2* 8 -4*18) / 3 =210.7mm > 25 mm >18mm Ok

3)(support3) Mu = -385.8 KN .m

Assume bars of Φ 25

bw =80 cm h= 37 cm

d= 370 -40-8-12.5 = 309.5mm

ΦMn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*112.74*800*(309.5-112.74 /2)*10^-6=382 KN.m< Mu =385.8KN.m

ϕMn_{max} = 382KN.m < Mu = 385.8KN.m → Doubly reinforced concrete section

Mns = Mu /ϕ-Mnc= (385.8/ 0.82)-465.85= 4.637KN.m .

Mns=Cs (d-d′) = As′(fs′-0.85fc′)(d-d′)

d′ = cover + diameter of stirrups + (diameter of bar/ 2)

= 40 +8+ $\frac{25}{2}$= 60.5 mm.

$fs' = 600(\frac{c-d'}{c})$ =600($\frac{132.6-60.5}{132.6}$) = 326.2<fy=420 Mpa

Compression steel is not yielded.

$$As' = \frac{Mns}{(fs'-0.85fc')(d-d')}$$

$$As' = \frac{4.637*10^6}{(326.2-0.85*24)309.5-60.5)} = 54.5mm^2$$

$$As = \frac{T}{ffy}$$

T = Cs + Cs = 0.85 fc′ab + As′(fs' – 0.85fc′)

=[0. 85 * 24 *112.7* 800 +54.5*(326.2-0.85*24)]*10^{-3} =1856KN

$$As = \frac{T}{ffy} =$$

Use 10Φ25 in two layers As =4908.7mm2 >As,req = 4419**mm2**ok

Use 2Φ25in one layer As′ =981.7mm2 >As,req = 54.5 **mm2**ok

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{9708.7}{800*309.5} = 0.03.$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{9817.}{800*309.5} = 0.0396$$

$$\rho cy = \frac{0.85*fc'*d'}{d*fy}\beta_1\left(\frac{600}{600-fy}\right) + \rho'$$

$$\rho cy = \frac{0.85*24*60.5}{309.5*420}0.85\left(\frac{600}{600-420}\right) + 0.0396 = 0.056$$

$\rho = 0.030 > \rho cy = 0.056$

4.7.2 Design of shear

1) Vu = 444.4 KN

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800* 309.5*10^{-3} = 151.6 \text{ KN}$$

Vs =Vn – Vc =444.4/0.75 – 151.6/0.75 = 390.4 KN

$$Vs\ max=(2/3) * \frac{\sqrt{fc'}}{1} bw * d = 808.65 kN$$

→ The dimension is big enough.

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>444,4>75.8 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc =>75.8<444.4>151.6 not ok

$$\Phi Vs_{min} \geq 0.75\left(\frac{1}{3}\right) * bw * d$$

$= 0.75*(\frac{1}{3})*800*309.5*10^{-3} =$ **61.9 KN.** **(control)**

$\geq 0.75\ (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 309.5 * 10^{-3} =$ **56.86**KN.

$\Phi V_{smin} = 61.9$ KN

3/ $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

151.6<444.4>213.5 => not ok

$Vs'\ (=303= \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d)$

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu < \Phi Vc + Vs'$

151.6≤444.4≤454.8 ok S max =d/2 =309.5/2 =154.75 mm < 600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 2* 78.5 =314.2 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

314.2/ s = 390.4*1000 /309.5*420 → s = 113.7mm

S=113.7< d/2 =154.7 cm ≤ 600 mm.

Select S=10cm

Use Φ 10 (4legs) @10 cm

4-8 Design of slender column:-

4.8.1 (B.C5) : Column in Ground floor .

Loading :-

Factored					
DeadR	163.05	465.96	276.58	556.33	215.82
LiveR	82.65	225.73	193.34	265.47	103.42
Max R	245.71	691.69	469.93	821.8	319.24
Min R	154.67	541.6	304.8	629.63	210.7
Service					
DeadR	135.88	388.3	230.49	463.61	179.85
LiveR	51.66	141.08	120.84	165.92	64.64
Max R	187.54	529.38	351.33	629.53	244.49
Min R	130.64	435.58	248.12	509.42	176.65

Fig. (4 - 13)support reaction from beam .B5

$Pn = \frac{2101}{0.65} = 3232.3KN$

Assume rectangular section with:

Use ° =0.015

Pn=0.8*Ag{0.85*fc'+ °$g(fy - 0.85 * fc')$

3232.3=0.85*Ag{0.85*24+0.015(420-0.85*24)

Ag=0.15m^2

Use0 .4 x 0.45 Agreq=0.18 > 0.15m²

*Check slenderness limit:

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

M1/M2 =1.0 - (braced fram with Mmin).

K=1.0 (for columns in nonsway frames).

$\frac{klu}{r} \le 34 - 12 * 1.0 = 22 < 40$ Lu=3.43m.

rx=0.3 h=0.3*0.45=0.135

ry=0.3*b=0.3*0.4 =0.12

$\frac{klu}{rx} = 25.4 \rangle 22.0$ Slender column for bending about x_axis.

$\frac{klu}{ry} = 28.6 > 22.0$ slender column for bending about y_axis.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.20Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{465.96}{2101} = 0.22.$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.45*0.4^3}{12} = 2.4*10\text{^}{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.20*2.4*10\text{^}{-3}}{1+0.22} = 18.118MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 18.117}{(1.0*3.43)^2} = 15182.9KN.$$

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

$$Cm = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(2101/0.75*15182.9)} = 1.22 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 28.5 * 1.22 = 34.77\ mm.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{34.77}{450} = 0.077$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{2101 * 10\text{^}3}{400 * 450} * \frac{145}{1000} = 1.69\ ksi$$

$$¥ = \frac{450 - 2*40 - 2*10 - 18}{450} = 0.74$$

$$°_g = 0.017$$

$$A_s = ° * A_g = 0.017 * 400 * 450 = 3060\ mm^2$$

$$Select\ 12¤18 \Rightarrow As_{Provided} = 3053.6mm^2 > As_{req.} = 3060mm^2$$

$$Spacing \leq 16 \times d_b(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 18 = 288mm.$$

$$Spacing \leq 48 \times d_t(tie.bar.diameter) = 48 \times 10 = 480mm.$$

$$Spacing \leq Least.\dim ension = 400mm$$

$$\therefore\ Use\ ¤10@250mm$$

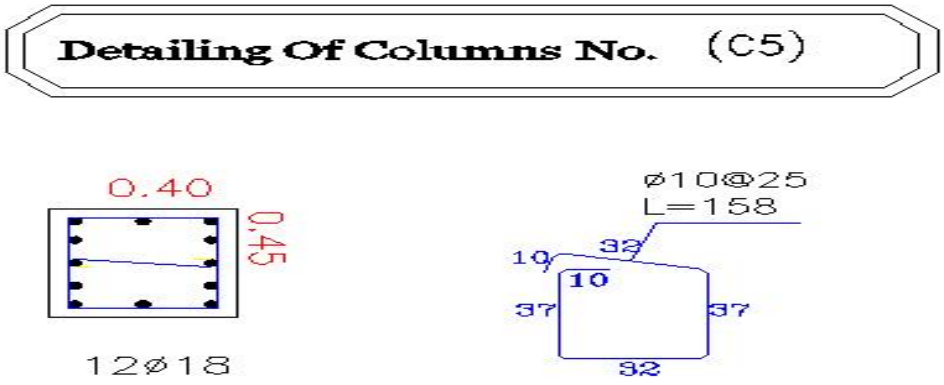


Fig. (4 - 14) Detailing of columns No (c5).

4.9Design of Isolated Footing (F5) :

4.9.1 Load Calculation :

Total factored load = 2075.1 KN.

Total services load = 1588.2 KN.

Column Dimensions = 40*45 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (60 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

q_{allow}=400 - 5 - 0.3*18 - 0.6*25 =374.6 kN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1588.2}{374.6} = 4.23\ m^2$$

➔**L= 2.3 m**

Try 2.3 * 2.3 m with area =5.29m^2> A $_{req}$ =4.23m^2

Determinate q_u = 2075.1/5.29= 392.3 KN/m^2

4.9.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 60 cm ….. d = 600-75-14 = 511 mm

- **Check for one way shear strength**

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.45}{2}+0.511=0.736m$$

$$Vu=392.3*(\frac{2.3}{2}-0.736)*2.3=373.55KN$$

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

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2300*0.511=719.72KN$$

$$¤.Vc=719.72KN>Vu=373.55KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)}=\frac{450}{400}=1.125$$

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

$$b_o = 2(0.45+0.511)+2(0.4+0.511) = 3.744m$$

$\tilde{}_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.125}\right)*\sqrt{24}*3744*0.511 = 3254.4KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.511}{3.744}+2\right)*\sqrt{24}*3744*0.511 = 4369.6KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3744*0.511 = 2343.2KN$$

$¤.V_C = 2343.2KN$ ..... *Control*

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ section$

$Vu_C = 392.2\left[(2.3*2.3)-(0.4+0.511)*(0.45+0.511)\right] = 1731.4KN$

$¤.Vc = 2343.2KN > Vu_C = 1731.4KN$..... *satisfied*

4.9.4 Design for Bending Moment

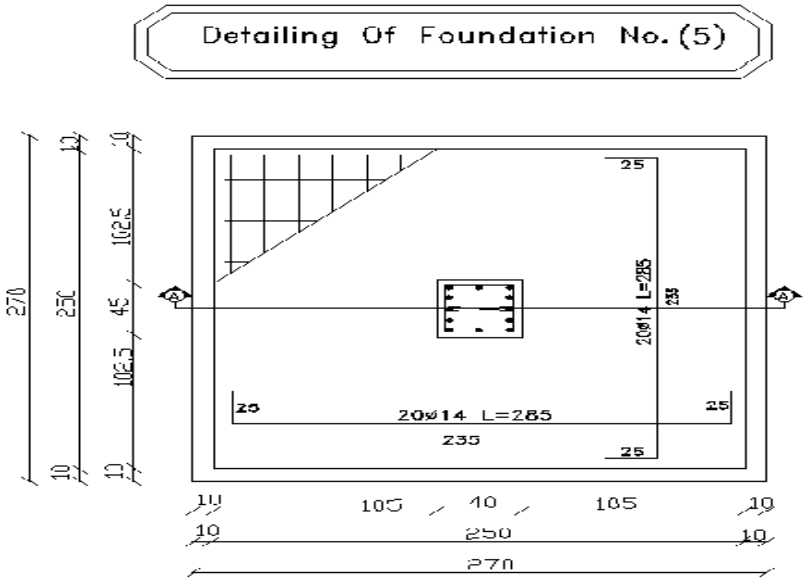


Figure (4-15): Isolated Footing

$$Mu = 392.2 * 2.5 * \frac{1.05^2}{2} = 540.5KN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{540.5}{0.9} = 600.55KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{600.55 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.511^2} = 0.92Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.92}{420}}\right) = 2.24 * 10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 2.24 * 10^{-3} * 250 * 51.1 = 28.62 \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 250 * 60 = 27cm^2$$

$$As_{\text{Req.}} = 28.62 > As_{Shrinkage} = 27cm^2$$

$$Select \ \ 20¤14....As_{\text{Provided}} = 30.79cm^2 > 28.62cm^2.....ok$$

$$Select \ \ 20¤14....As_{\text{Provided}} = 30.79cm^2 > 28.62cm^2.....oK$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3079 * 420 = 0.85 * 24 * 2500 * a$$

$$a = 25.35mm$$

$$x = \frac{a}{_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.82mm$$

$$£_s = \frac{511 - 29.82}{29.82} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.048 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

Mu in other direction (short direction)

$$Mu = 392.2 * 2.5 * \frac{1.025^2}{2} = 515.07 KN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{515.07}{0.9} = 572.3 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{572.3}{2.5 \times 0.511^2} \times 10^{-3} = 0.88 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.88}{420}}\right) = 2.1 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.1 * 10^{-3} * 250 * 51.1 = 26.83 \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 250 * 60 = 27 cm^2$$

$$As_{Req.} = 26.83 < As_{Shrinkage} = 27 cm^2$$

$$Select \ \ 20\text{¤}14 .... As_{Provided} = 30.78 cm^2 > 27 cm^2 ..... ok$$

$$Select \ \ 20\text{¤}14 ... As_{Provided} = 30.78 cm^2 > 27 cm^2 ..... oK$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3079 * 420 = 0.85 * 24 * 2500 * a$$

$$a = 25.35 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.82 mm$$

$$£_s = \frac{511 - 29.82}{29.82} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.048 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

4.9.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$

$cb\ smallest\ of$:

1) $cb = 75 + 7 = 82\ mm$ *or* 2) $\frac{a}{2} = 61.4\ mm$

$since\ a = the\ smallest\ distance\ between\ bar.$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 61.4}{14} = 4.4 > 2.5$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

$Ld_{available}$ = (2500-400)/2 -75= 975mm

$Ld_{available}$= 975 mm >$ld_{req} = 345.67mm$

- not required hook

4.9.6 Design of dowels :

P_u= 2075.1 KN

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(400*450)]/1000 = 2386.8KN$

$But\ \ Pu = 2075.1 < ¤.Pn = 2386.8KN$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 40 * 60 = 12cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ14

$As_{Provided} = 12.32cm^2 > As_{Req.} = 12cm^2$

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}14 = 288mm\ .$$

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 14 = 252.8mm$

$Ld_{(2)req} = 252.8mm < Ld_{(1)req} = 288mm$ ➔control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 14 = 417.48mm$

Ls = 417.5mm

Available $Ld = 600 - 75 - 2*14 = 497$ mm.>288mm

Using hook $\geq 16*¤$

Required length of hook $\geq 16*¤ \geq 16*14 = 224mm$

Use Hooks= 30cm > 22.4cm

4.9.7 Isolated Footing Detail:

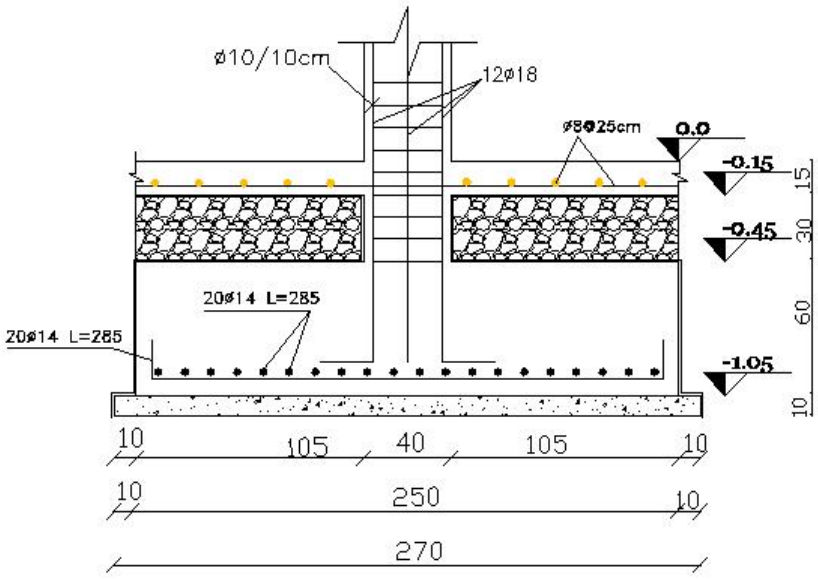


Figure (4-16): Isolated Footing Detail

4.10 Design of Stairs :

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.4+3.6+0.4 = 4.4 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = L/ 18

h_{req} =440 / 18 = 24.44 cm

h_{req} =440 / 20 = 24. cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

α= $\tan^{-1}$(rise/run) = $\tan^{-1}$(150/300)=26.57

Cos α = 0.89

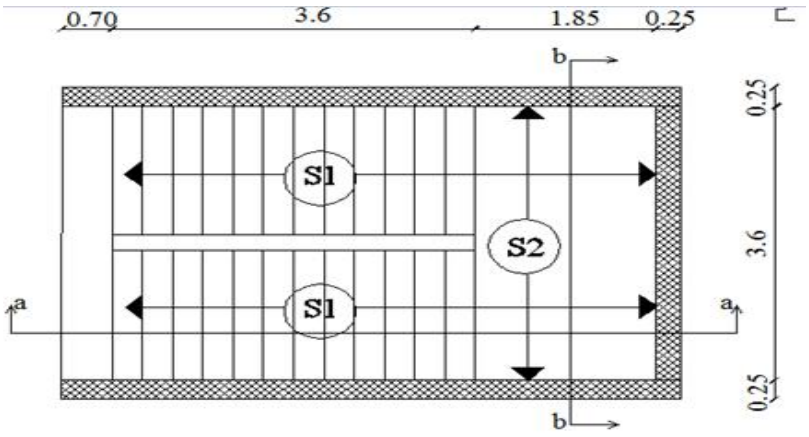


Figure (4-17) : Stairs plan

4.10.2 Load Calculations:

4.10.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = **1.35 KN/m**.

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.30)/0.3) = **0.66 KN/ m**.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.57) = **0.738 KN/ m**.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 =**1.88 KN / m**.

Slab =25 *0.25/ Cos 26.5 =**6.98 KN/ m**.

Total dead load = **11.6 KN/ m**.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load for flight :

qu =1.2*11.6 + 1.6*5 = 22 KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 22 KN/ m.

4.10.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2

Mortar =0.02*22 = 0.44 KN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m^2.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 8.01 KN/m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m^2.

Factored load for landing :

qu =1.2*8+ 1.6 *5 = 17.6KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 17.6 KN/ m.

Considered in each direction for landing (two way) 17.6/2= 8.8KN/ m.

4.10.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12/2 = 294 mm = 29.4 cm

Vu =35KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 294}{6} = 180KN$$

Vu = 35KN <$¤Vc$ = 180 KN . 35<.5$¤Vc$ = 90

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.10.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

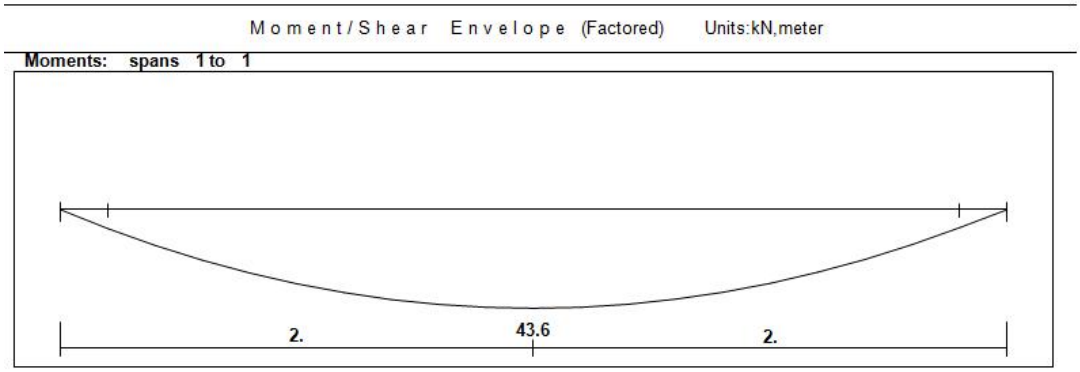


Figure (4-18) : moment envelope for flight

Design for flight:

Mu =43.6 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 34,6 / 0.9 =48.4 KN.m.

d = 29.4 cm.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$K_n = \frac{48.4 * 10^6}{1000 * 294^2} = 0.56 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.56}{420}}\right) = 1.35 * 10^{-3}$$

As_{req} = 1.35 *10^{-3} *100*29.4 = 3.97 cm$^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2$$

$As_{\min}$ = 4.5 cm^2> As_{req} = 3.97 cm^2

Use

Use Φ 12 >>>703/113 = 6

Use 1Φ 12 @ 15 cm c/c …….. with As =(100 / 15)*1.13 = 7.5 cm².

As provided = 7.5> As req=4.5cm^2……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

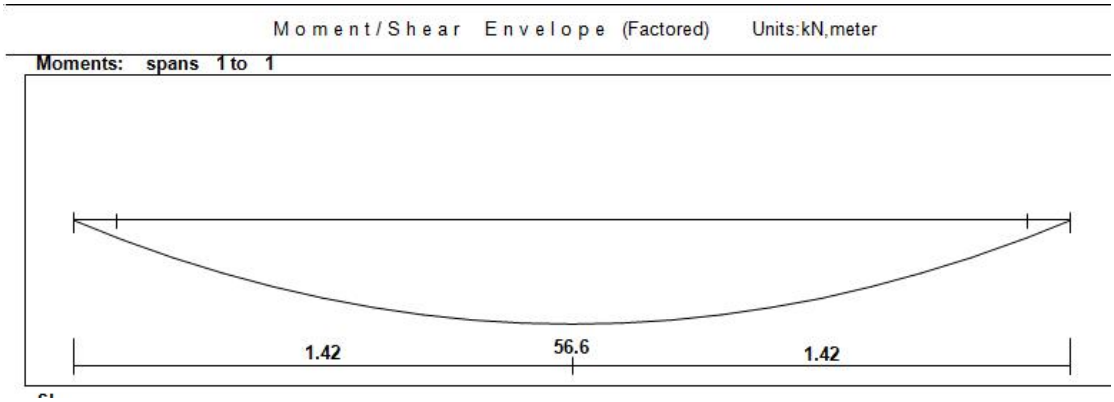
$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$750 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.44mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{15.44}{0.85} = 18.11mm$$
$$£_s = \frac{294 - 15.44}{15.44} * 0.003$$
$$£_s = 0..0542 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.10.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use Φ10 @ 15 cm …….. With As = (100 / 15)*0.79=5.26 cm²

- Design for landing



(4.19):Envelope diagram OfLanding (L1A)

Vu = 60.8 KN/m

- Check for shear strength (L1A):

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12/2 = 224 mm

$$¤Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*224}{6} = 137.17 KN/m$$

Vu = 60,8 KN /m< 0.5* $¤Vc$ = 68.5KN/m .

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = **56,6 kN.m/m**

Mn = Mu / 0.9 = 56,6 / 0.9 = 62,8 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12/2 = 224 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{56.6*10^6}{1000*224^2} = 1..13 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.13}{420}}\right) = 0.0027$$

As_{req} = 0.0027*1000*224 = 620.4mm^2/m> $As_{\min}$ = $450mm^2$/m…. OK

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 12@ 15cm

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) – 2.5* 15 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$) – 2.5 * 15= 342.5mm

≤ 300 $(\frac{280}{fs})$ = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$) = 300 mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$754 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.5$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$$
$$£_s = \frac{224 - 18.2}{18.2} * 0.003$$
$$£_s = 0.034 > 0.005 \longrightarrow ok$$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

4.10.6 Stairs at section (A-A) Details:

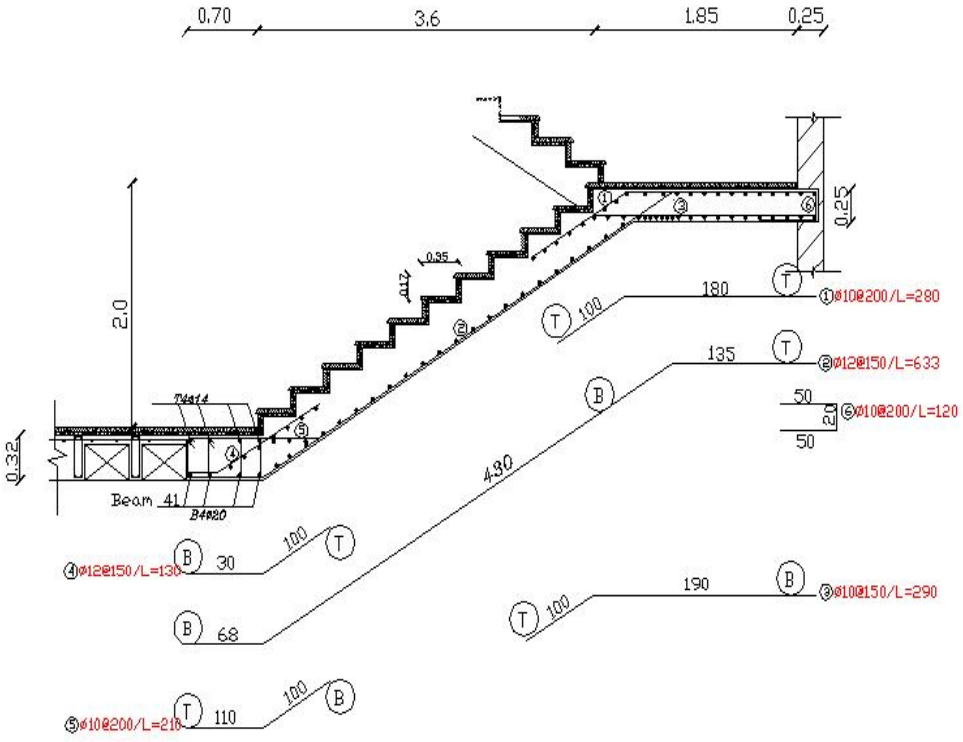


Figure (4-20) : Stair Section

4.11 Design of basement wall

load calculation:

fc =24MPa, **fy**=420Mpa, **Ɣs**=20KN/m^3, **qall**=250KN/m^2, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	Ɣs	qall	ϕ	**surcharge**
27Mpa	400 Mpa	18 KN/m^3	400 KN/m^2	30	5KN/m^2

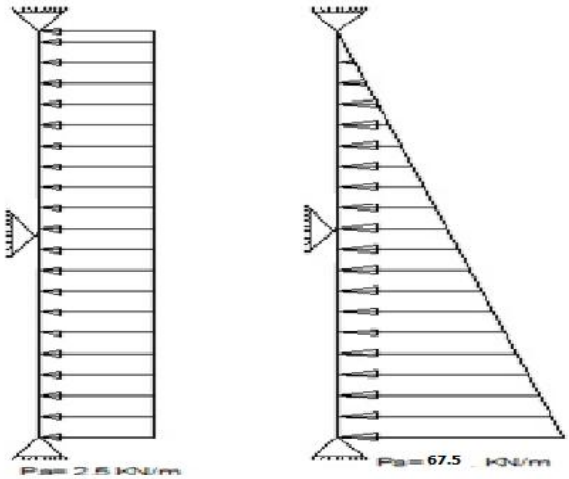
$Ca = 1 - \sin^{-} = 1 - \sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * ¥ = 0.5 * 7.5*18 = 67.5 KN/m2

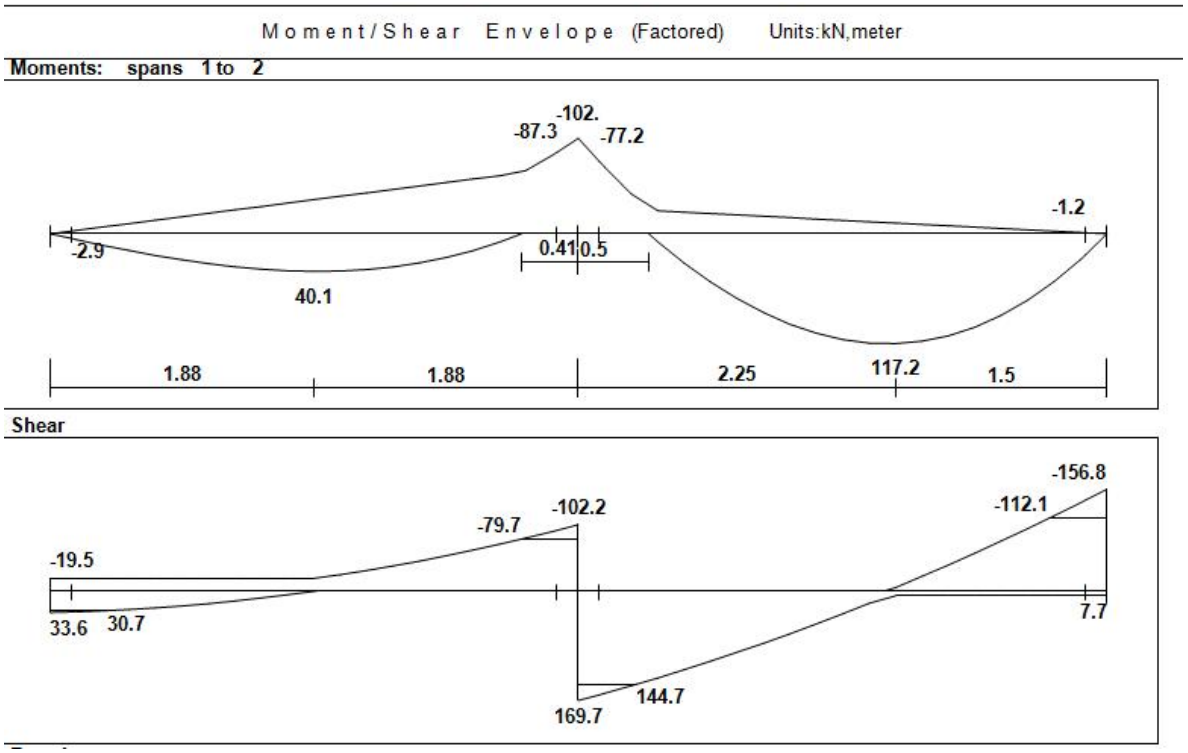
hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = 0.5*5= 2.5 KN/m2

Ca	**Pa**	**Ps**
0.5	67.5 KN/m2	2.5 KN/m^2



(4-21):Static System



(4-22):Envelope diagram Of Basement Wall

4.11.1 Design of positive moment :

Mu = 117.2KN.m/m(span 2)

d = 300 – 40 - 14/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{117.2 * 10^6}{0.9 * 1000 * 253^2} = 2MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2}{420}}\right) = 0.005$$

As,req = 0.005*1000*253= 1265 mm2/m……..

Use Φ 14@ 12 cm,

with As,provided = 1282.8 mm2/m >As,req = 1265 mm2

- As.min for vertical bars:

0.0012*b*h = 0.0012 *1000*300 = 360 mm2/m

Use Φ 10@ 20 cm

with As,provided = 392.7 mm2/m >As,req = 360 mm2/m

Mu = 40.1KN.m/m(span 1)

d = 300 – 40 - 14/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{40.1*10^6}{0.9*1000*253^2} = 0.69MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.69}{420}}\right) = 0.0017$$

As,req = 0.0017*1000*253= 430.1 mm2/m……..

Use Φ 12@10 cm,

with As,provided = 1131mm2/m >As,req = 430.1 mm2/m

- As.min for vertical bars:

0.0012*b*h = 0.0012 *1000*300 = 360 mm2/m

Use Φ 10@ 20 cm,

- For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 mm2/m.

Use 300mm^2 for each side

Use Φ 10@20cm, with As,provided = 393 mm2/m >As,req = 300 mm2/m

4.11.2 Design of Negative moment:

Mu neg= -87.3KN.m/m

d = 300 – 40 - 12/2 = 253 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{87.3*10^6}{0.9*1000*253^2} = 1.5MPa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.5}{420}}\right) = 0.0037$$

As,req = 0.0037*1000*253= 939.8 mm2/m……..

Use Φ 12@ 10cm,

with As,provided = 1131 mm2/m >As,req = 939.8 mm2/m

4.11.3 Design of shear

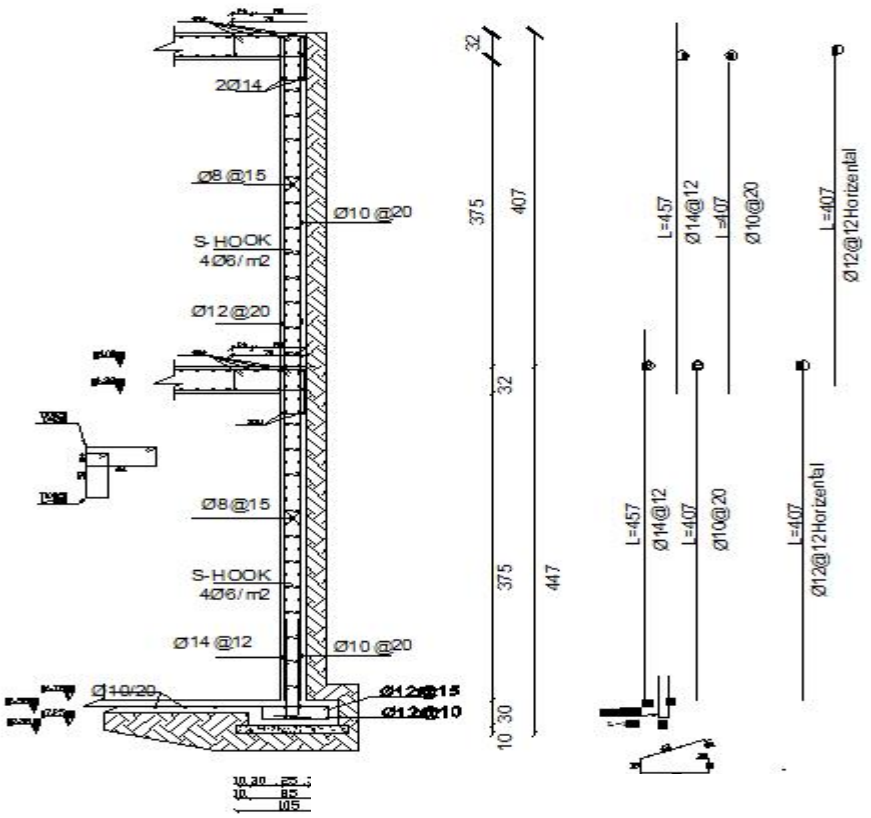
$$d = 400 - 75 - 14 = 311\ cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{27} * 1000 * 311 = 202\ KN$$

Vu=144KN <ϕVc=202……..OK

The thickness is enough



(4-23)Basement details

4-12 Design of Shear Wall :-

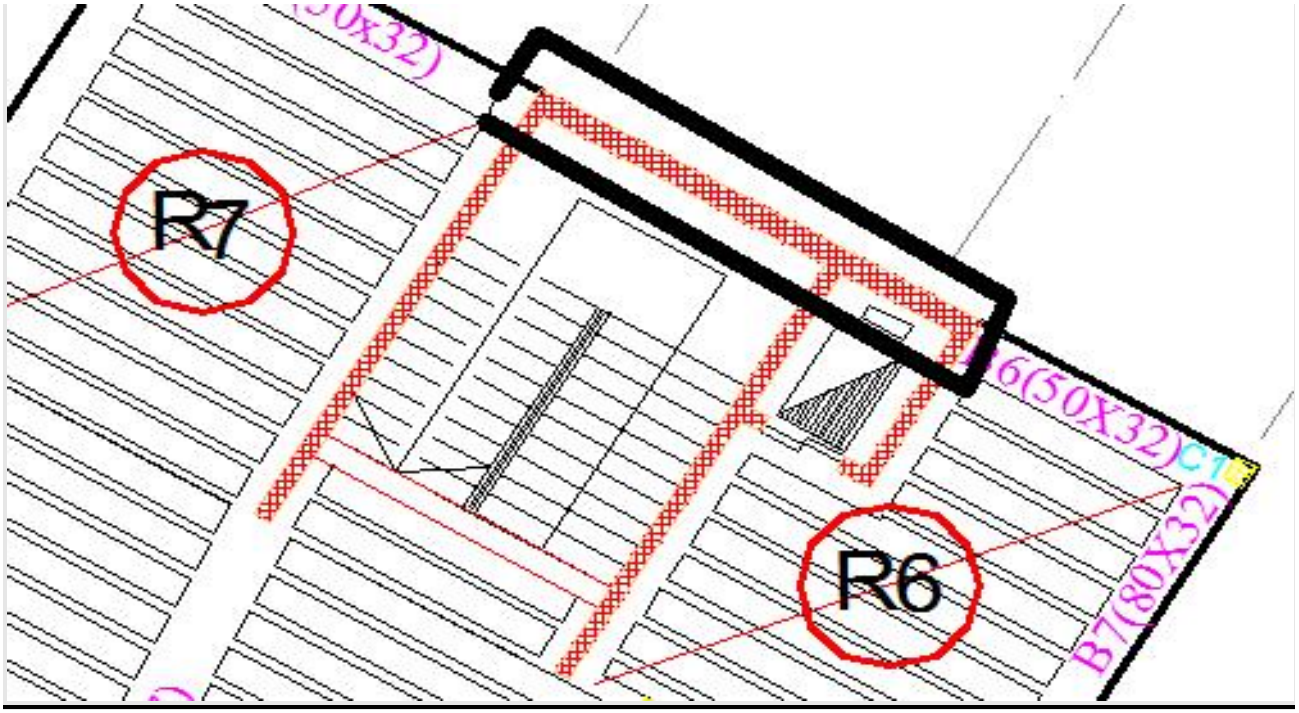
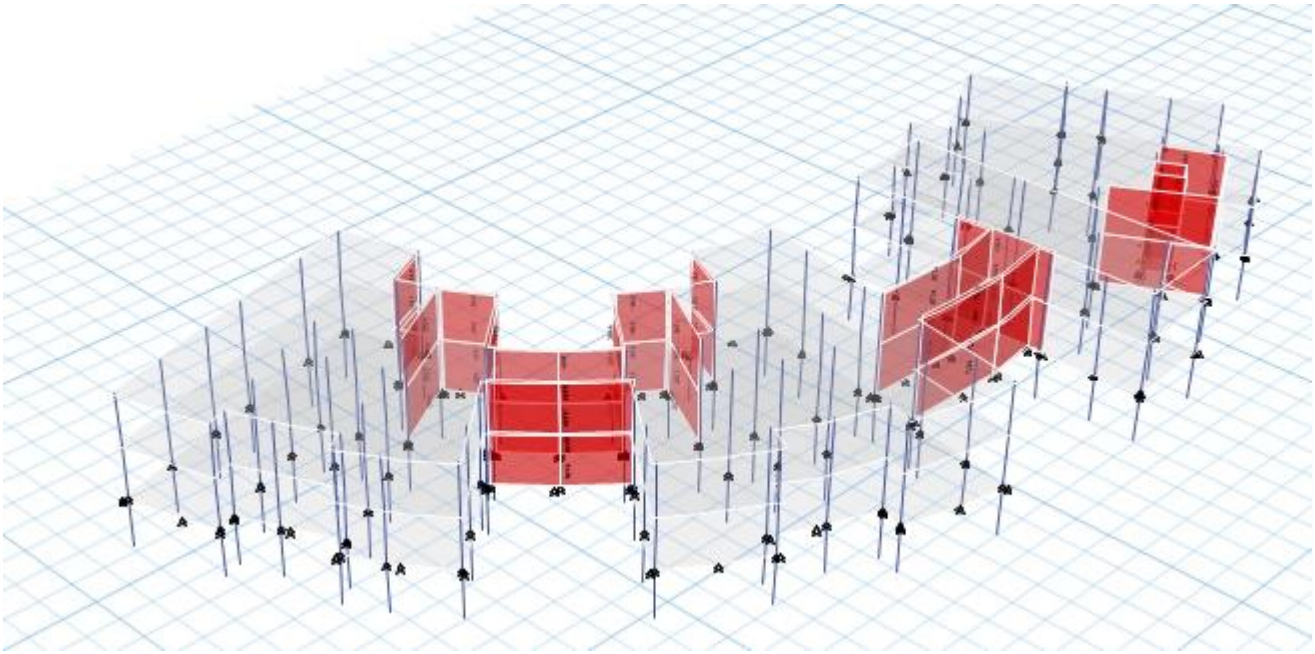


Fig. (4 - 24) location of shear wall.

By use ETABS software program we have:



Fig(4-25) Shear wall By Using ETABS

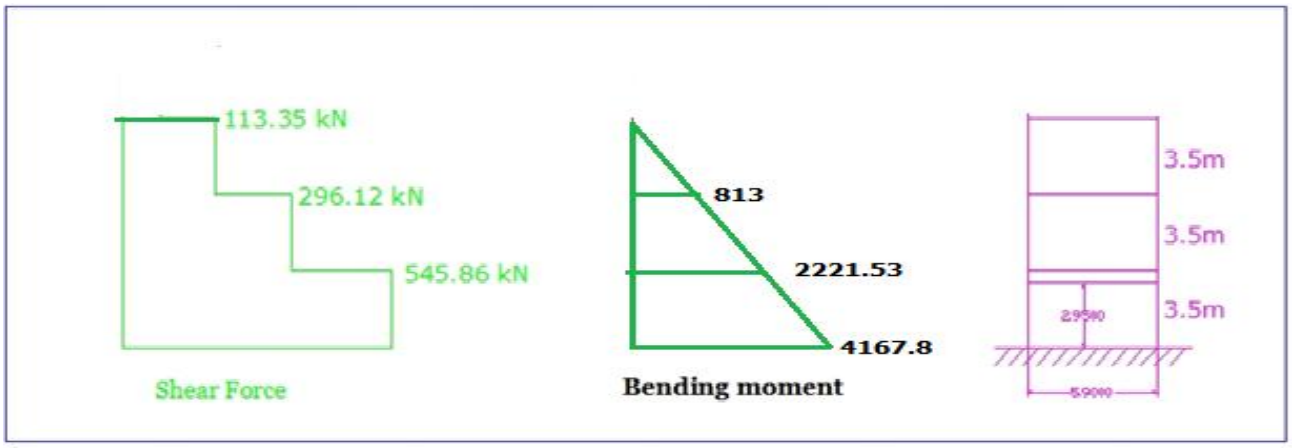


Fig (4-26) shear and moment diagram of wall

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 30cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 5.9m\ shear\ wall\ width$

$hw = 10.5m\ building\ height$

4-12-1Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section :-

Φvn =0.75 *0.83*fc^1/2*h * 0.8 lw =4318.25 KN > Vu = 545.86 …….. oK

Thick is enough .

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.9}{2} = 2.95m.....control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{10.5}{2} = 5.25m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.9 = 4.72m$$

$$V_u = 545.86\ KN$$

$$M_u = 2221.53 + 545.86(3.5 - 2.95) = 2521.753\ KN.m$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 300 \times 4720 = 1156.2\ KN.....CONTROL$$

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{fc'} \times b \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{24} \times 300 \times 4720 + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1560\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{20} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h}\right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$= \left[\frac{\sqrt{24}}{20} + \frac{5.9\left(\sqrt{24} + 0\right)}{1.68} \right] \times 250x4720 = 2782.281KN.$$

1/2ΦVc = 433.575 < Vu = 545.86 KN ……..needs reinforcement.

Shear reinforcement must be provided in according with 11.9.9.
Vu ≤ Φ V n =Φ(Vc + Vs)

Vs = Vu / Φ – Vc = 545.86/ 0.75 – 1156.2= -428.3 KN.

also...

¤.$Vc = 0.75 * 1156.25 = 867 > Vu = 545.86$

So we take minimum reinforcement ....

Tryϕ10@200mm for two layers.

$\rho = \frac{2*78.5}{S*200} = 0.0025 \Longrightarrow S = 314mm$

Max. Spacing :

Lw / 5 = 5900 /5 = 1180 mm

3h = 3*300 = 900 mm

450 mm ……. Control.

Use ϕ10@200mm in two layers.

4-12-2Design of Horizontal Reinforcement

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{10.5}{5.9} = 1.77$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

Select Φ 10 @200mm. In two layer.

4-12-3 Design of Bending moment:

$$A_{st} = \left(\frac{5900}{200}\right) * 2 * 78.5 = 4631.5mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4631.5}{5900 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.045$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.045+0}{2*0.045+0.85*0.85} = 0.055$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4631.5 * 420 * 5900(1 + 0)(1 - 0.055)] = 4880.5 > Mu$$

$$= 4167.8 \; ..ok$$

use ϕ10@200 mm for vertical reinforcement

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

5.1 النتائج .

5.2 التوصيات.

5.3قائمة المصادر والمراجع.

٥-١ النتائج

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

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

2-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

3- التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

٣. وأكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،٢٠٠١ م .

4. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE*(ACI-318M-02)* AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).**

5. **Uniform Building Code (UBC-97).**

الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.