بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق ومبنى اداري

على الطالبة :

أنوار يوسف طروه

اشراف :

م. مى الشاعر .

أيار – ٢٠٢٠م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق ومبنى اداري

على الطالبة:

أنوار يوسف طروه

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

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

الإهـــــــداء

إلى مخرج البشرية جمعاء من الظلمـــــــــــات إلى النور محمـــــــــد صلى الله عليه وسلم

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتي ، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسي، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لي الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضي القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومي وبلسماً لحياتي، إلى من آثروا الحرمان ل اكتفي فيكتفون وارتفع أنا فيرتفعون، إلى أبي وأمي العظيمين الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم أهدي هذا العمل المتواضع.

إلى إخـوتي وأخـواتي الذين لـم ولـن يبخلوا على بشيء.

إلى أساتذتي، أهلي، أخوتي والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبي في السراء والضراء، فبوجودهم تذوقت طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزت الصعاب وبلغت الهدف.

فـريـق الـعـمل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علي إلا فضله، وما من نعمةٍ أنا بها إلا من عنده، وما توفيقي إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاءله.

كما وأتقدم بجزيل شكري، وعظيم امتناني وتقديري وعرفاني إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعي هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

وأخص بالشكر أستاذتي الفاضلة المهندسة منى الشاعر المشرفة **والموجهة، التي لم تتوانى ولم** تتأخر عن تقديم ما آتاها الله من علم وحلم لي وبكل سعة صدر، **ولم** تدخر جهدا في توجيهي **والأخذ** بيدي إلى طريق النجاح.

وأشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم **لمساعدتي ومساعدة زملائي طوال فترة الدراسة.**

وأشكر زملائي وزميلاتي الأعزاء الذين لولا وجودهم لما **تذوقت حلاوة العلم، ولاشعرت بمتعة** المنافسة الإيجابية.

وختام القول سلك، فكل الشكر لآبي وأمي أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلت إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لفندق ومبنى اداري

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

يتكون المشروع من الفندق ومبنى الإداري، الفندق يتكون هذا المبنى من عشرة طوابق وتبلغ المساحة الاجمالية (٢٥٠٠) متر مربع، ومبنى اداري ويتكون هذا المبنى من طابقين وتبلغ المساحة الإجمالية (٨٠٩) متر مربع، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب توفير أكبر قدر من المساحة للزوار بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع المساحة بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي(ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه اعتمدنا على بعض برامج الحاسوب مثل: -

AutoCAD, Atir, Speculums, Etabs, Safe, Found, Microsoft Office XP.

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

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural design of a hotel and administrative building

Structural design is the most important design needed for the building after the architectural design. The distribution of columns, calculating loads, maintaining durability in the best economic way, and the highest levels of safety and safety rest with the construction.

The project consists of the hotel and the administrative building, the hotel This building consists of ten floors and the total area (2500) square meters, and an administrative building and this building consists of two floors and the total area (809) square meters, the design is distinguished from the architectural aspect of the project that has been done in a way that provides greater A measure of space for visitors in an aesthetic and functional way, in addition to that, when distributing the space, attention was given to .providing convenience, ease and speed of access to the users

The importance of the project lies in the diversity of the structural elements in the building such as bridges, columns and concrete slabs, the multiplicity .of blocks and the presence of retreats in the floor areas

It is worth noting that the Jordanian code was used to determine live loads, and to determine earthquake loads. As for structural analysis and section design, the American code (ACI_318_08) was used, and it must be noted that - :we relied on some computer programs such as

.AutoCAD, Atir, Speculums, Etabs, Safe, Found, Microsoft Office XP

The project included a detailed constructional study of defining and analyzing the structural elements and the various expected loads, then the structural design of the elements and preparing executive plans based on the design prepared for all the structural elements that make up the structural structures of the building, and it is expected that after the completion of the project, we will be able to provide the structural design of all the structural elements.

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
List of Abbreviations	X

الفصل الاول	المقدمة	١
١-١	مقدمة	٢
٢-١	وصف عام لمشروع	٢
٣-١	أسباب اختيار المشروع	٢
٤-١	أهداف المشروع	٣
٥-١	مشكلة المشروع	٤
٦-١	المسلمات	٤
٧-١	فصول المشروع	٤
٨-١	الجدول الزمني للمشروع	٤

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٣-١	اهمية الموقع	٧
٢-٣-٢	حركة الشمس والرياح	٨
٢-٣-٣	الرطوبة	٨
٢-٣-٤	العناصر المعمارية	٨
٢-٤	وصف طوابق المشروع	٨
٢-٤-١	مبنى الفندق	٨
٢-٤-١-١	طابق التسوية الثاني	٨
٢-٤-١-٢	طابق التسوية الاول	٩
٢-٤-١-٣	الطابق الأرضي	١٠
٢-٤-١-٤	الطابق الميزانين	١١
٢-٤-١-٥	الطابق الاول والثاني والخامس والسادس مكرر	١٢
٢-٤-١-٦	الطابق الثالث	١٣
٢-٤-١-٧	الطابق الرابع	١٤
٢-٤-٢	مبنى الاداري	١٦
٢-٤-٢-١	طابق التسوية	١٦
٢-٤-٢-٢	طابق الارضي	١٧
٢-٥	وصف واجهات المشروع	١٨
٢-٥-١	الواجهة الشمالية الشرقية للمشروع	١٨
٢-٥-٢	الواجهة الشمالية الغربية للمشروع	١٩
٢-٥-٣	الواجهة الجنوبية الشرقية للمشروع	٢١
٢-٥-٤	الواجهة الجنوبية الغربية للمشروع	٢٣
٢-٦	المقاطع	٢٥
٢-٦-١	المقطع A-A	٢٦
٢-٦-٢	المقطع B-B	٢٨

الفصل الثالث	الوصف الانشائي	٣٠
٣-١	مقدمة	٣١
٣-٢	الهدف من التصميم الانشائي	٣١
٣-٣	مراحل التصميم الانشائي	٣١
٣-٤	الأحمال	٣٢
٣-٤-١	الأحمال الميتة	٣٢
٣-٤-٢	الأحمال الحية	٣٢
٣-٤-٣	أحمال الزلازل	٣٥
٣-٥	الاختبارات العملية	٣٦
٣-٦	العناصر الانشائية	٣٦
٣-٦-١	العقدات	٣٧
٣-٦-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٨
٣-٦-١-٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٩
٣-٦-١-٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٩
٣-٦-١-٤	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٤٠
٣-٦-٢	الأدراج	٤٠
٣-٦-٣	الجسور	٤١
٣-٦-٤	الأعمدة	٤٢
٣-٦-٥	جدران القص	٤٣
٣-٦-٦	الأساسات	٤٤
٣-٧	فواصل التمدد	٤٦
٣-٩	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٤٧

Chapter 4	Structural Analysis and Design	٤٨
٤-١	Introduction	٤٩
٤-٢	Check of Minimum Thickness of Structural Member	٥٣
٤-٣	Design of Topping	٥٤
٤-٤	Design of One-Way Rib Slab ٤ (R2)	٥٦
٤-٥	Moment Design for (B2)	٦٩
٤-٦	Design of Column	٧٧
٤-٧	Design of Staircase	٧٩
٤-٨	Design isolated Footing(F1)	٨٩
٤-٩	Design of Basement Wall	٩٧
٤-١٠	Design of Shear Wall (SW,5)	١٠٢

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	١١١
٥-١	مقدمة	١١٢
٥-٢	النتائج	١١٢
٥-٣	التوصيات	١١٣

List of Abbreviations

- Ac **= area of concrete section resisting shear transfer.**
- As **= area of non-prestressed tension reinforcement.**
- A_s' = **area of non-prestressed compression reinforcement.**
- Ag **= gross area of section.**
- Av **= area of shear reinforcement within a distance (S).**
- At **= area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).**
- b **= width of compression face of member.**
- bw **= web width, or diameter of circular section.**
- C_c = **compression resultant of concrete section.**
- C_s**= compression resultant of compression steel.**
- DL **= dead loads.**
- d **= distance from extreme compression fiber to centroid of tension**

reinforcement.

- Ec **= modulus of elasticity of concrete.**
- f_c' **= compression strength of concrete.**
- fy **= specified yield strength of non-prestressed reinforcement.**
- h **= overall thickness of member.**
- Ln **= length of clear span in long direction of two- way construction,**

face of beam or other supports in other casesmeasured face-to-face of supports in slabs without beams and face to.

- 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**

١

الفصـــــــــل الأول

المقدمة

١ـ١ مقدمة.

١ـ٢ وصف عام للمشروع.

١ـ٣ أسباب اختيار المشروع.

١ـ٤ أهدافالمشروع.

١ـ٥ مشكلةالمشروع.

١ـ٦ المسلمات.

١ـ٧ فصول المشروع.

١ـ٨ الجدول الزمني للمشروع.

الفصل الاول المقدمة

١ـ١ مقدمة

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

ولستجابة لمتطلبات القدم والتطور بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة فجعل لكل احتياج مبنى الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والمجمعات التجارية ...الخ.

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

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى سوق تجاري في مدينة الخليل.

١ـ٢وصف عام للمشروع

المشروع مكون من فندق ومبنى اداري، يقع في مدينة بيت لحم (بيت ساحور)، يتكون الفندق من عشرة طوابقومبنى الإداري من طابقين، على مساحةقطعة أرض٣٣٠٩متر مربع.

١ـ٣أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني,بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادناوكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي تواجهنا بعد التخرج فيسوق العمل إن شاء الله.

الفصل الاول المقدمة

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

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:-

١. الحاجة الملحة إلى مثل هذا المشروع.
٢. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣. حيوية المنطقة.
٤. سهولة الوصول إلى الموقع.
٥. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

الأسباب الشخصية:-

١.رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً.

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

١ـ ٤ أهداف المشروع

١- أهداف معمارية: -

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

٢- أهداف انشائية:-

١. القدرة على إختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططاتمع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. العمل على توظيف كافة المعلومات التي إكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.
٤. وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحوي من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

١-٥مشكلة المشروع

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

١-٦المسلمات

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، وسوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI -318-08)(UBC97)والكود الأردني للأحمال الحية.

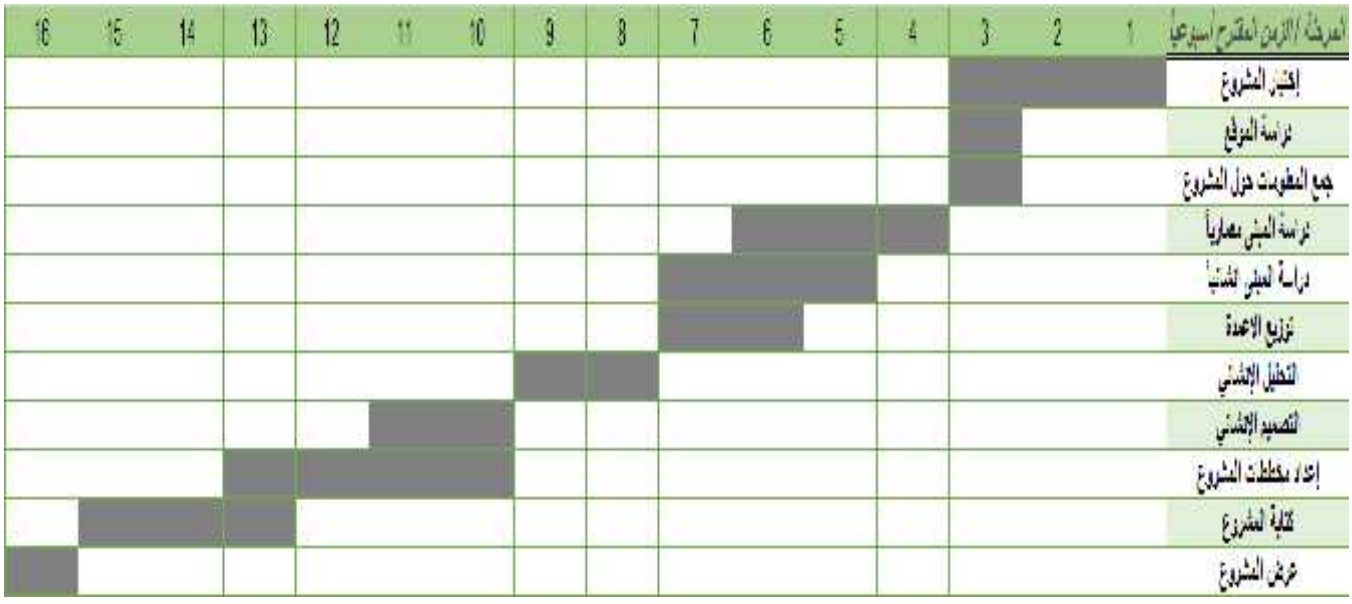
١-٧فصول المشروع

يتكون المشروع من خمس فصول على النحو التالي:-

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

١-٨الجدول الزمني للمشروع

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



جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع.

2

الفصـــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2-1 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع.

2-4 وصف طوابق المشروع.

2-5 وصف واجهات المشروع.

2-6 وصف الحركة.

2-1مقدمة

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

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

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

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

إن فكرة تصميم الفندق والمبنى الإداري في بيت لحم وخاصة في بيت ساحور كانت وليدة الواقع في المدينة التي تحتاج إلى مثل هذه المشاريع نظرا للمردود المادي من ناحية وكثرة السياح في المدينة من ناحية اخرى، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا الفندق والمبنى الإداري في المدينة.

2-2لمحة عامة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء الفندق والمبنى الإداري في مدينة بيت لحم يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جداً، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحوي من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

ولقد حصلت على المخططات المعمارية للمشروع من تصميم طلاب الهندسة المعمارية والذي يشرف عليهم دكتور غسان دويك ، وذلك حتي أشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية، وتبلغ المساحة الإجمالية للمبنى حوالي 3309 متر مربع، مكونة من عشرة طوابق في الفندق وطابقين في المبنى الإداري .

3-2 موقع المشروع

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

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

يقع هذا المشروع المقترح على أرض في منطقة الطيرة بمدينة رام الله، كما هو موضح في الشكل (2-1)، وترتفع قطعة الأرض 828.00 متر عن سطح البحر ،ويجب القول أن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاجه المشروع.

الشكل (2-1): الموقع العام لقطعة الأرض.

1-3-2 أهميةالموقع: -

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

1- حاجة المدينة إلى مثل هذا المشروع.
2- توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3- حيوية المنطقة.
4- سهولة الوصول إلى الموقع.

5- احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

2-3-2 حركة الشمس والرياح: -

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وبالتالي على الهيكل الإنشائي له، لذلك فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعي

3-3-2 الرطوبة: -

مناخ مدينة بيت لحم يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ويسود في بيت لحم مناخ متوسطي معتدل، ذو صيف حار وجاف، وشتاء بارد وممطر، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية حيث إن الأمطار في بيت لحم تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

4-3-2 العناصر المعمارية: -

مدينة بيت لحم تقع على بعد اثنين كيلو متر جنوب مدينة القدس ضمن سلسلة جبال القدس، وهذا ما أكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابة الطبيعية من النقب جنوبا إلى مرتفعات القدس شمالاً، وشهدت مدينة بيت لحم في العقود الأخيرة تزايدا في عدد السكان وفي عدد الأبنية والمنشآت، وهذا بالإضافة إلى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي وسياحي، مما أكسب طرازها المعماري طرازاً فريداً يتماشى مع طبيعتها.

4-2 وصف طوابق المشروع

المشروع في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل منتظم وهذا محكوم بطبيعة قطعة الارض وموقعها في وسط بيت ساحور وتبلغ مساحة البناء 3309متر مربع والتوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتنوع مما أدى إلى التنوع في التصميم الإنشائي وهي موزعة على النحو التالي: -

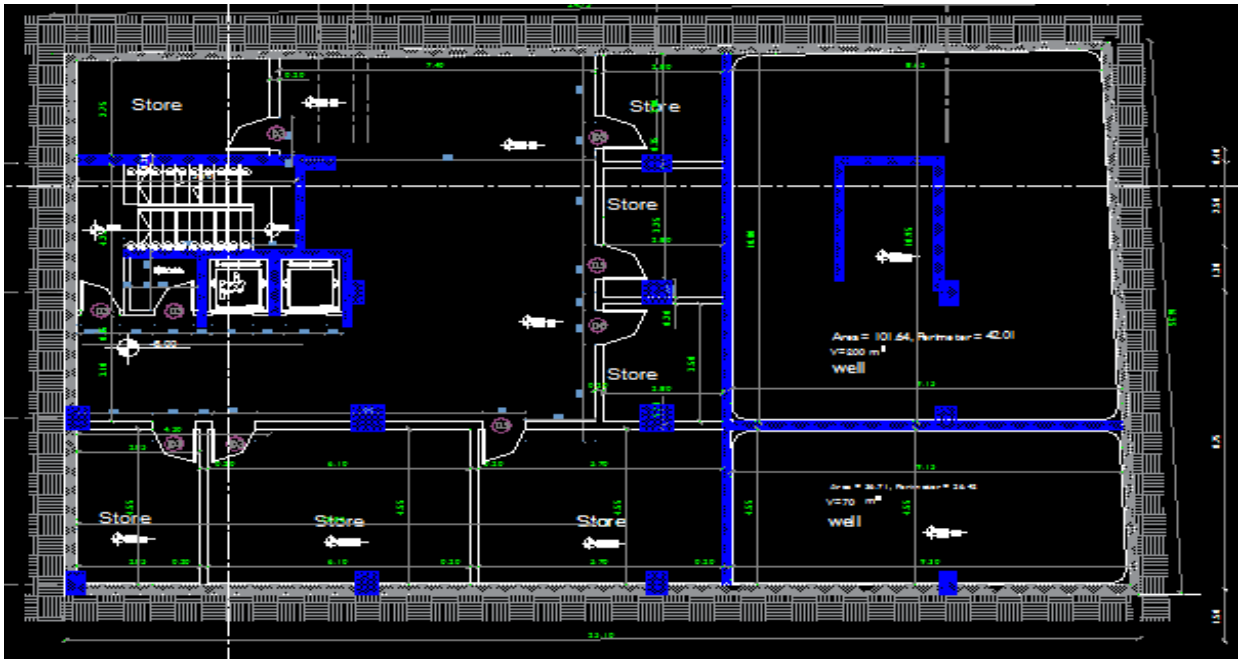
2-4-1مبنى الفندق:

1-4-2 -1 طابق التسوية الثاني: -

(منسوب 6.00-) بمساحة تقدر ب 397,294 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- مخازن.
2- المصاعد والأدراج.
3- بئر ماء.



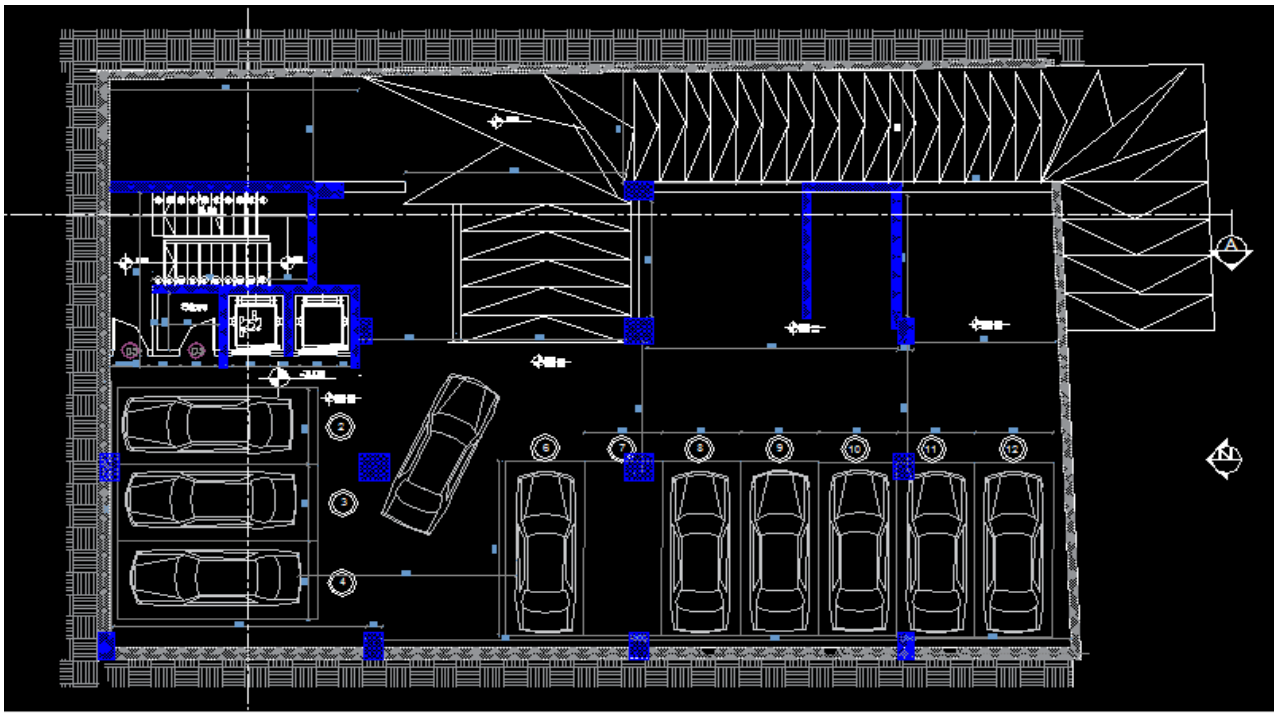
الشكل (2-2): مسقط طابق التسوية الثاني

2-1-4-2 طابق التسوية الاول:-

(منسوب 3.00-) بمساحة تقدرب397,94 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- مواقف سيارات.
2- المصاعد والأدراج.



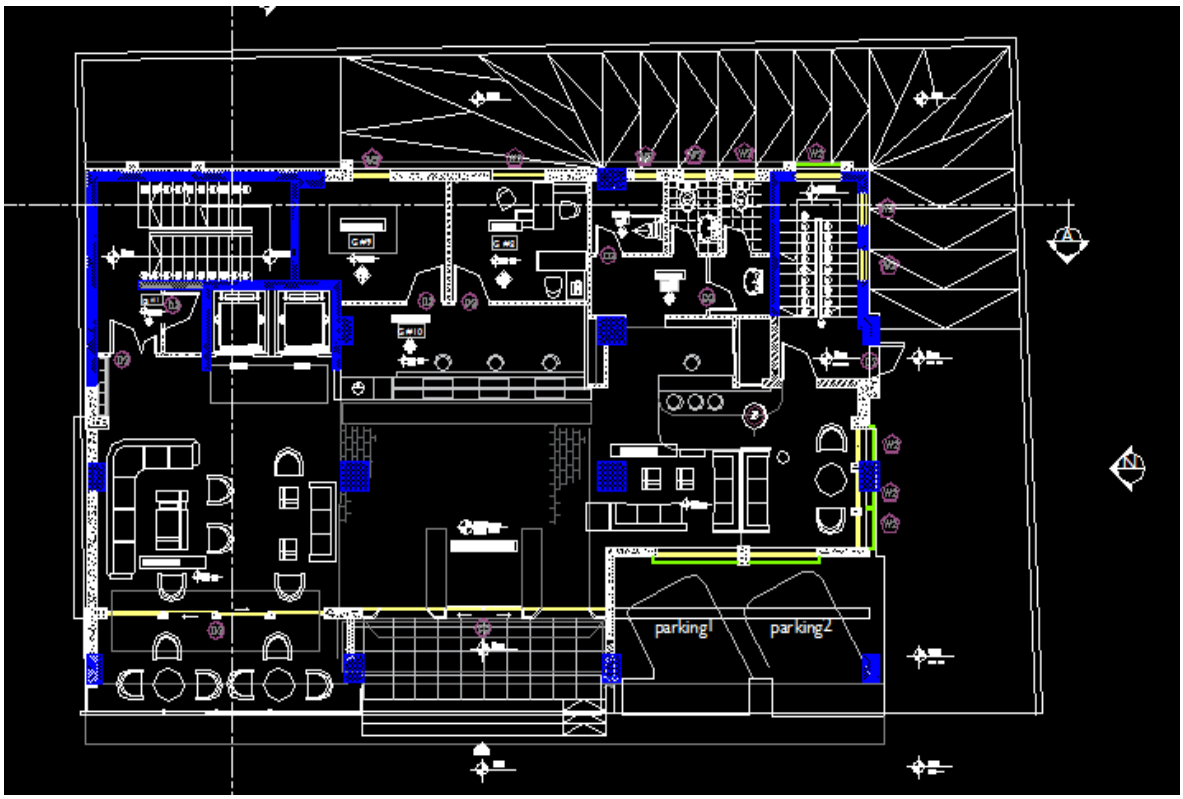
الشكل (2-3): مسقط طابق التسوية الاول

3-1-4-2 طابق الأرضي: -

(منسوب00.00) بمساحة تقدر ب 267,97متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- مكتب.
2- جلسات.
3- المصاعد والأدراج.
4- مولد كهرباء
5- الحمامات.



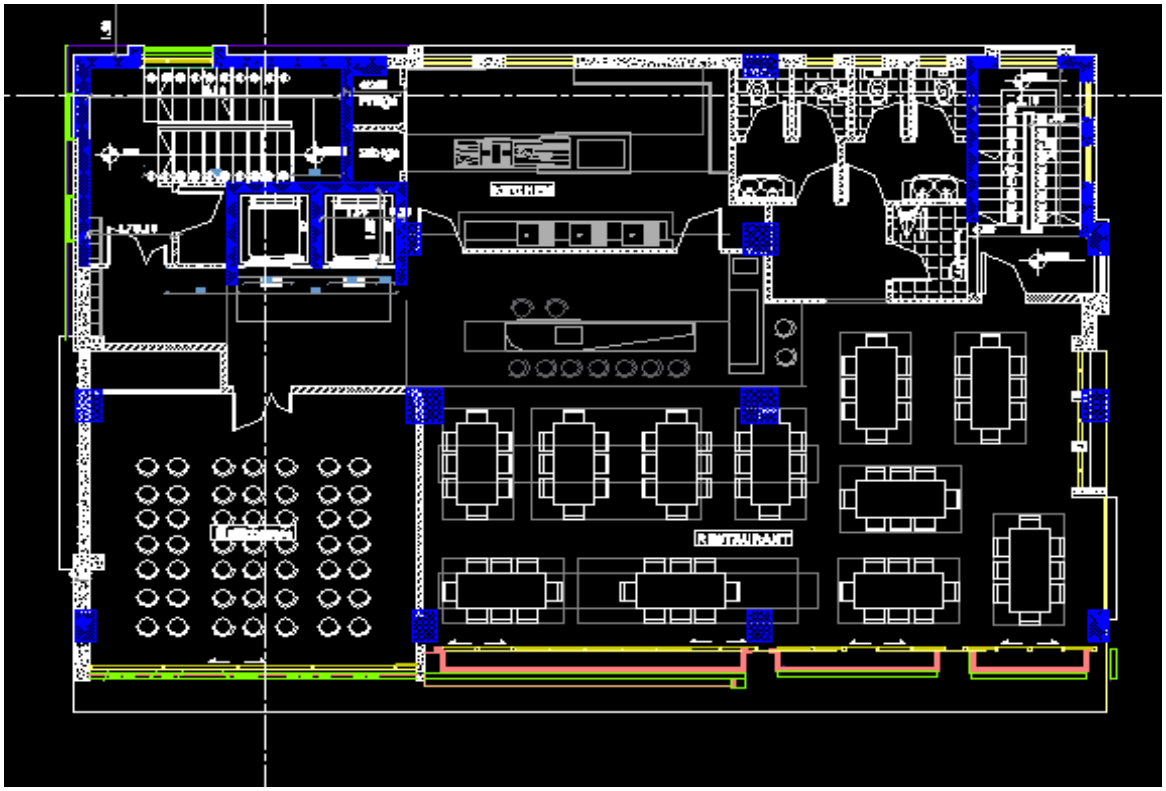
الشكل (2-4): مسقط الطابق الأرضي.

2-4-1- 4طابق الميزانين:-

(منسوب 4.00+) بمساحة تقدر ب 267.97 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- صالة متعددة الاستعمالات.
2- مطبخ.
3- المصاعد والأدراج.
4- مطعم.
5- خدمات.



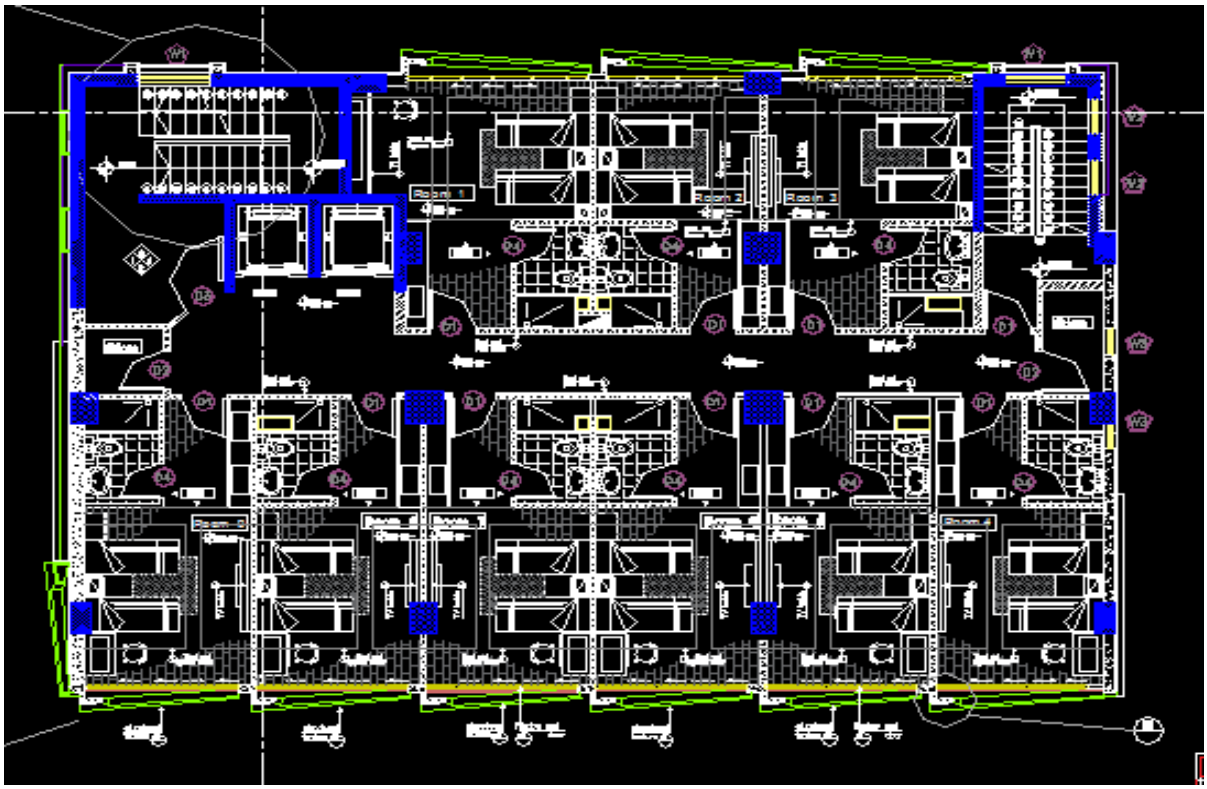
الشكل (2-5): مسقط الطابق الميزانين.

2-1-4-5 طابق الأول والثاني والخامس والسادس مكرر: -

(منسوب7.25+) (منسوب10.25+) (منسوب19.25+) (منسوب22.25+) على التوالي بمساحة تقدر ب 296.95 متر مربع على التوالي.

استعمالات الطوابق: -

1- غرف النوم.
2- خدمات.
3- المصاعد والأدراج.



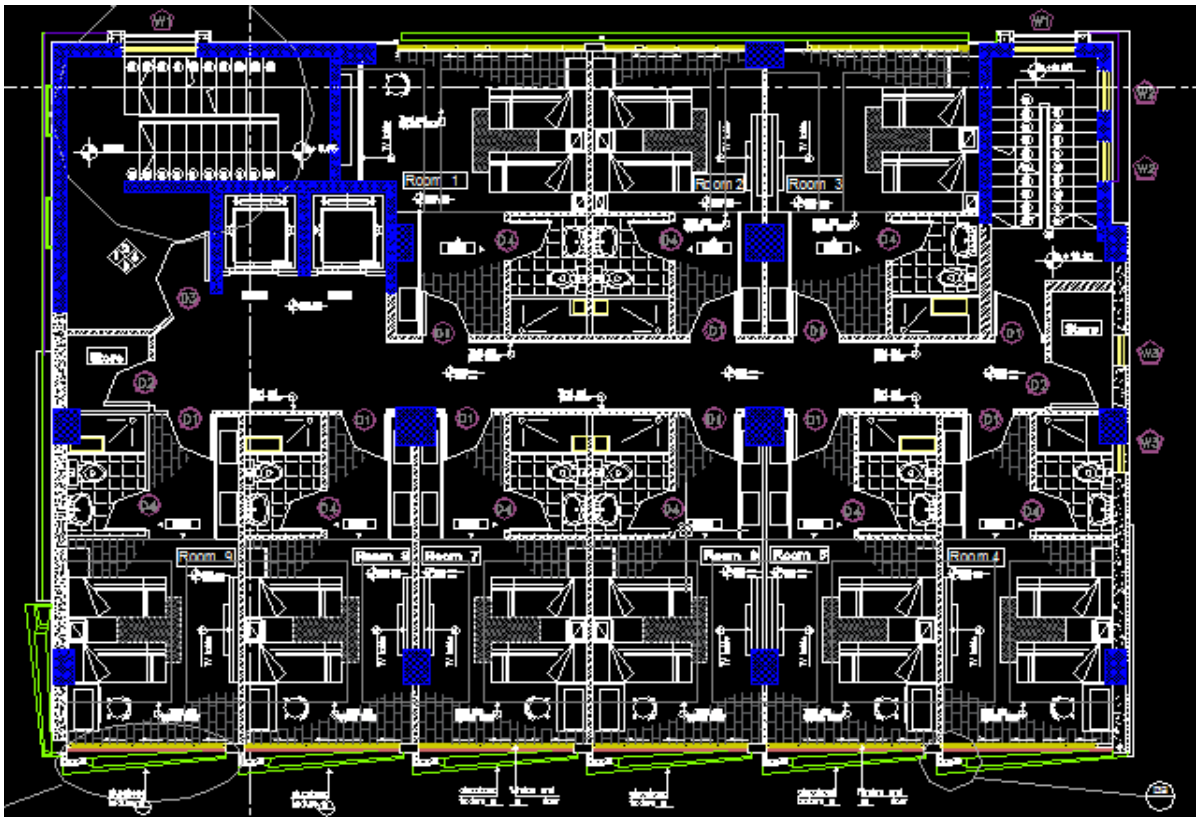
الشكل (2-6): مسقط الطابق الأول والثاني والخامس والسادس مكرر.

2-4-1-6الطابق الثالث: -

(منسوب 13.25+) بمساحة تقدر ب 296,95متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- غرف النوم.
2- المصاعد والأدراج.
3- خدمات.



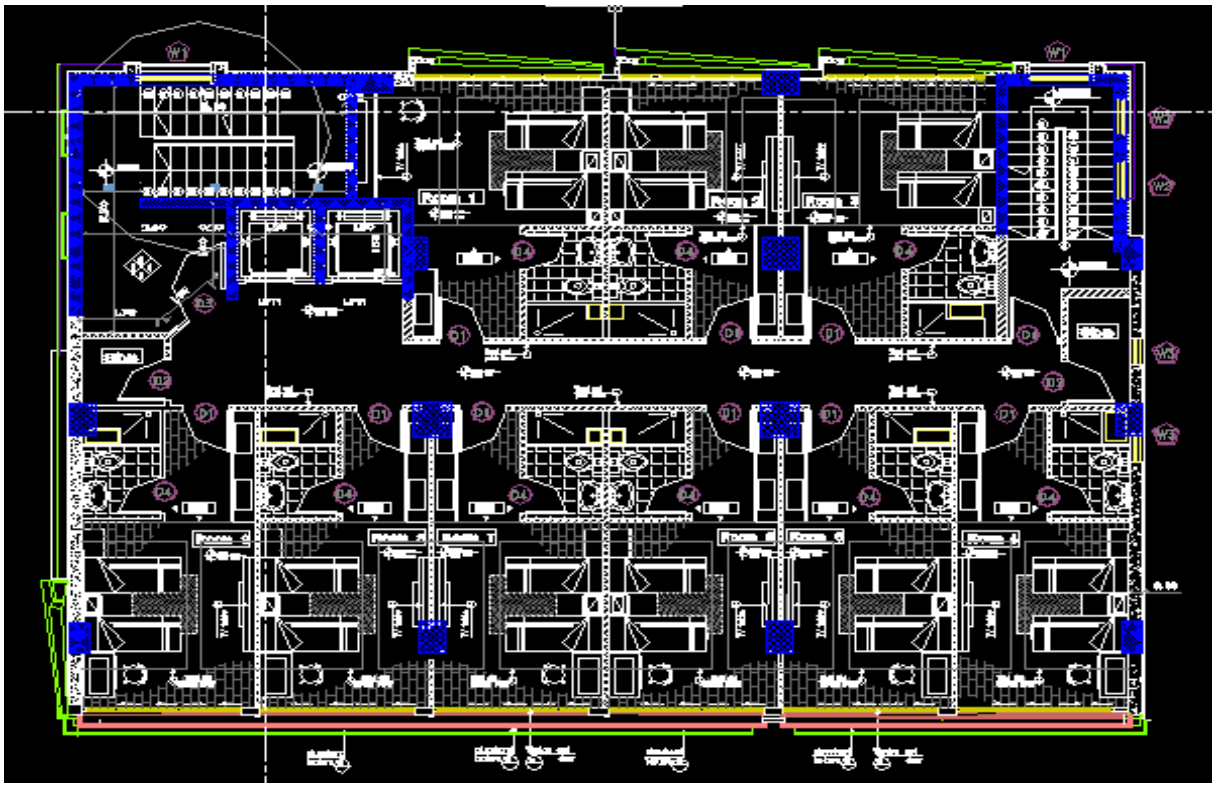
الشكل (2-7): مسقط الطابق الثالث.

2-4-1-7الطابق الرابع: -

(منسوب 16.25+) بمساحة تقدر ب 296,95 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- غرف النوم.
2- المصاعد والأدراج.
3- خدمات.



الشكل (2-8): مسقط طابق الرابع.

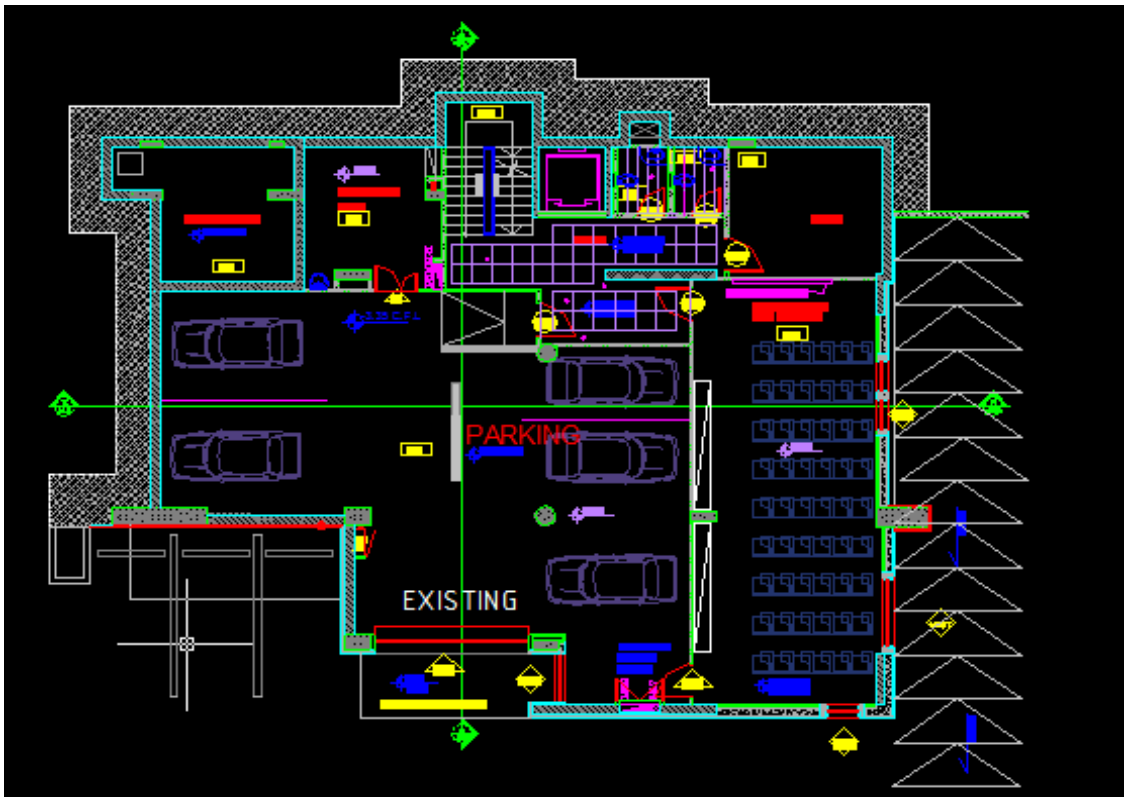
2-4-2 مبنى الإداري:

2-4-2-1الطابق التسوية:

(منسوب 3.20-) بمساحة تقدر ب 424,054 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- خزان الماء.
2- مصعد ودرج.
3- غرفة ميكانيكية.
4- موقف سيارات.



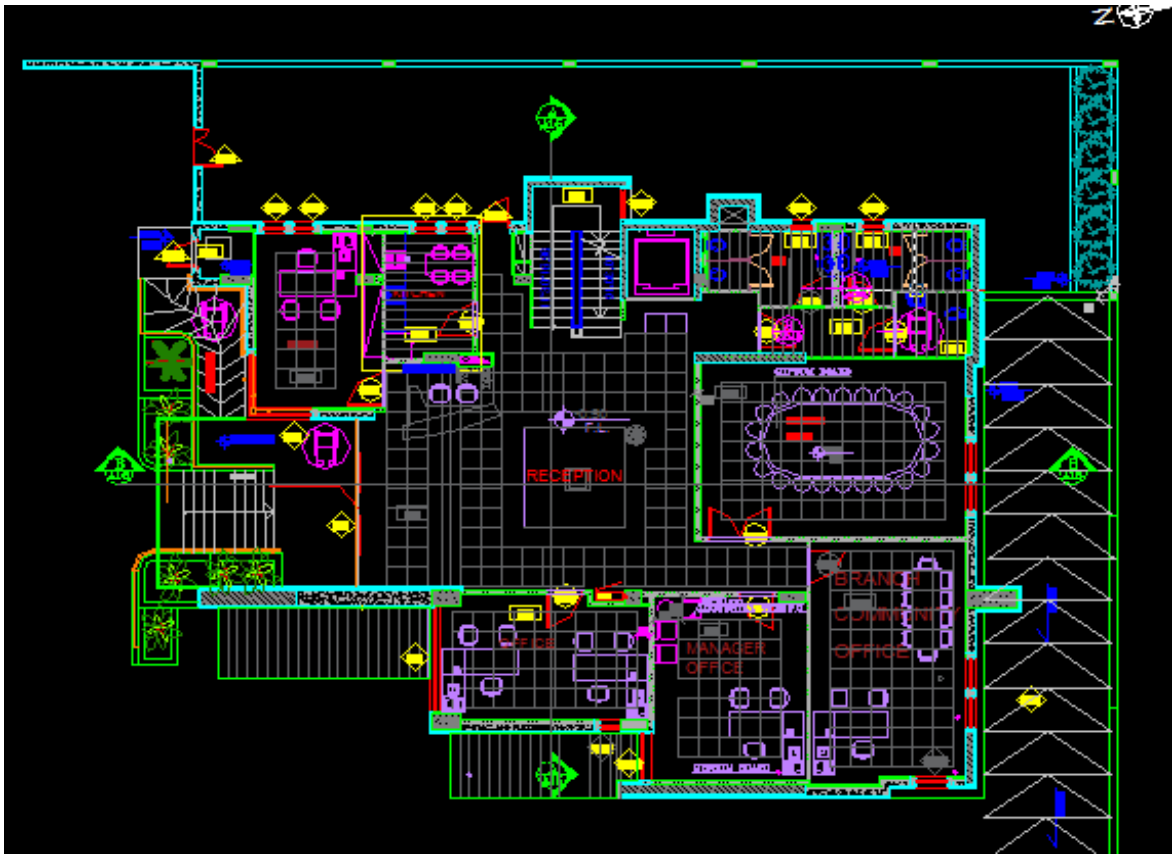
الشكل (2-9): مسقط طابق التسوية.

2-4-9الطابق الارضي: --

(منسوب 00.00) بمساحة تقدر403,25 متر مربع.

استعمالات الطابق: -

1- مكاتب.
2- المصعد والدراج.
3- غرفة اجتماعات.
4- حمامات.
5- مطبخ.
6- قاعة استقبال.



الشكل (2-10): مسقط طابق الارضي.

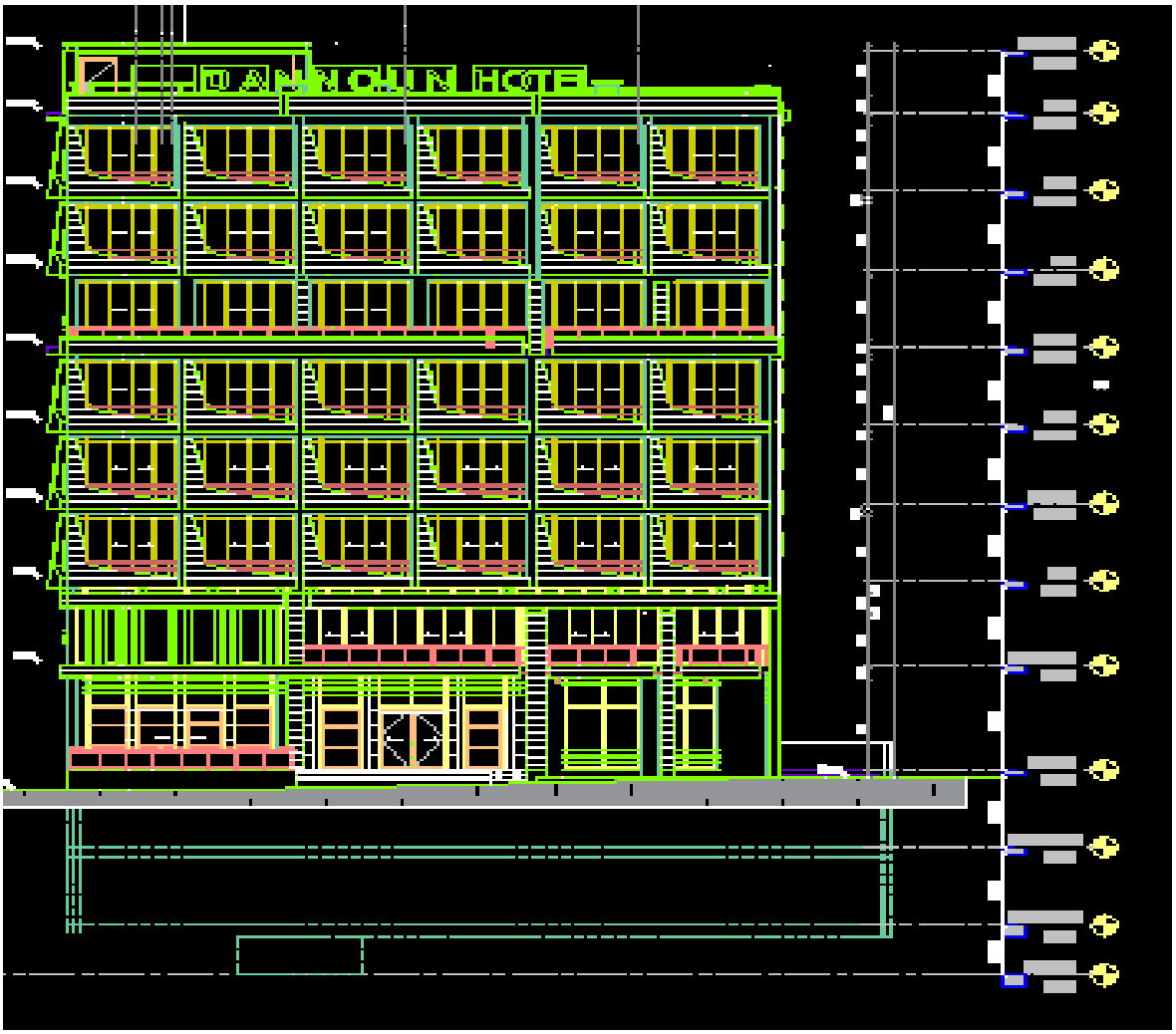
5-2 وصف واجهات المشروع

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأولي عن المبنى، ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل وتظهر اختلافات الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة، وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهة والتي لا بد أن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

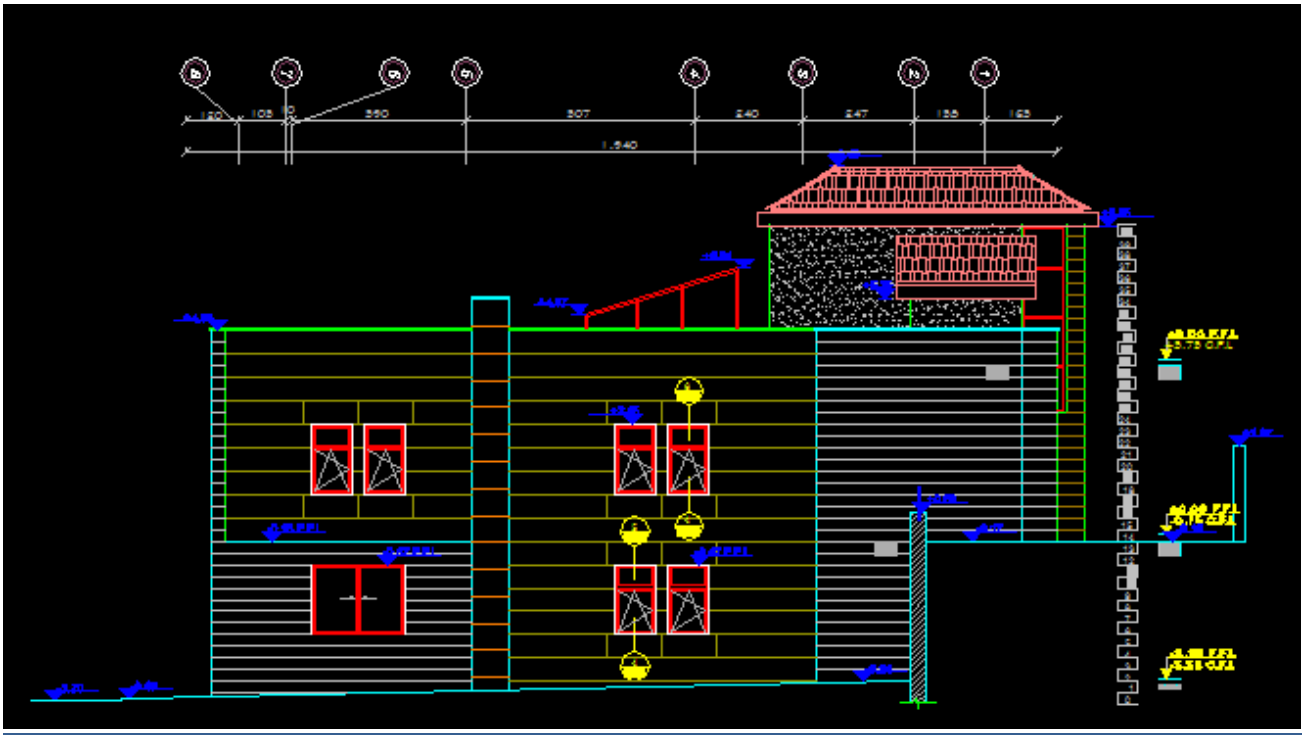
2-5-1الواجهة الشمالية الشرقية للمشروع: -

هي الواجهة الرئيسة للمشروع حيث تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصوراً جيداً عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل.

والواجهة زجاجية وحجرية كما في الاشكال التالية:



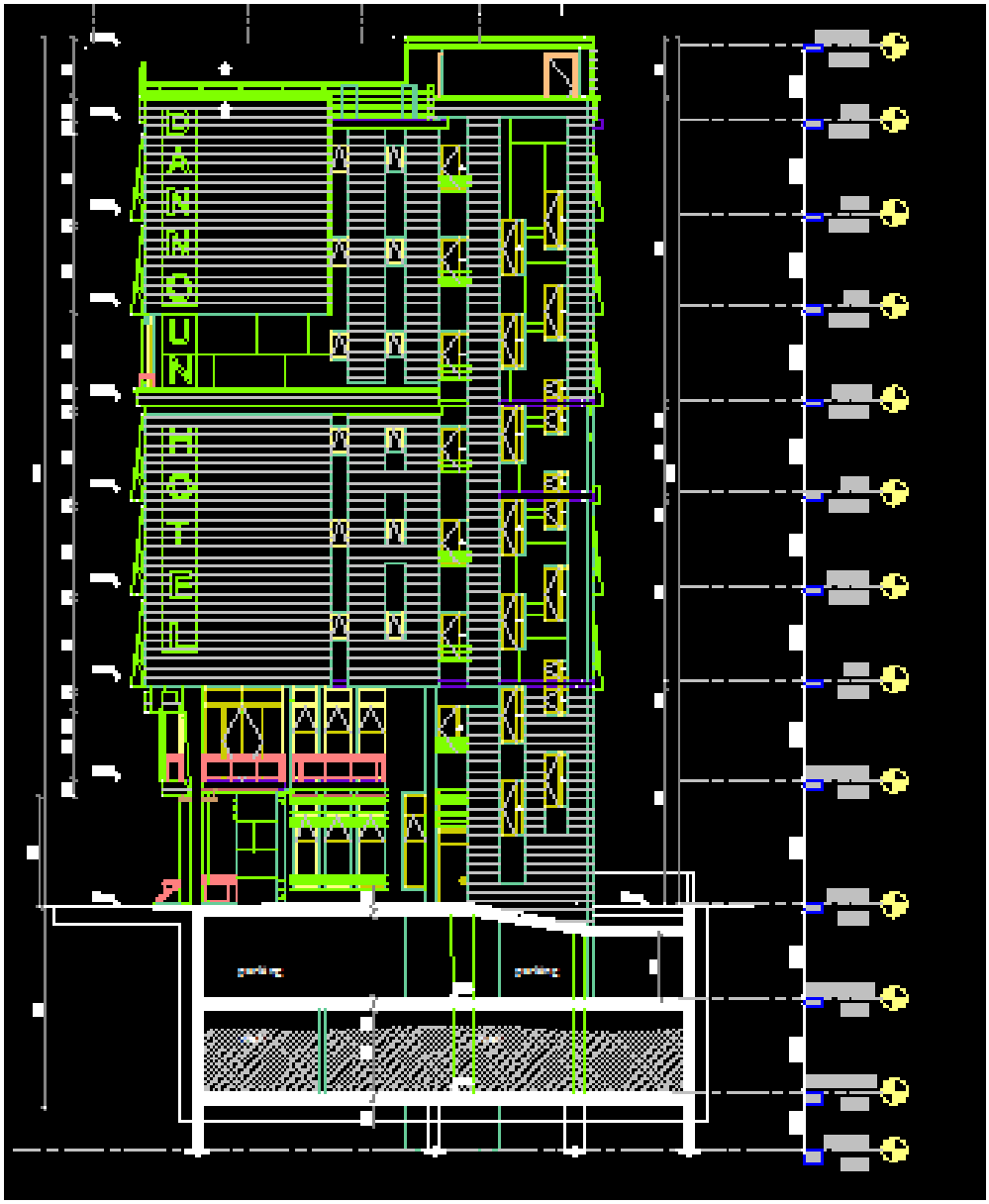
الشكل (2-11): الواجهة الشمالية الشرقية للفندق.



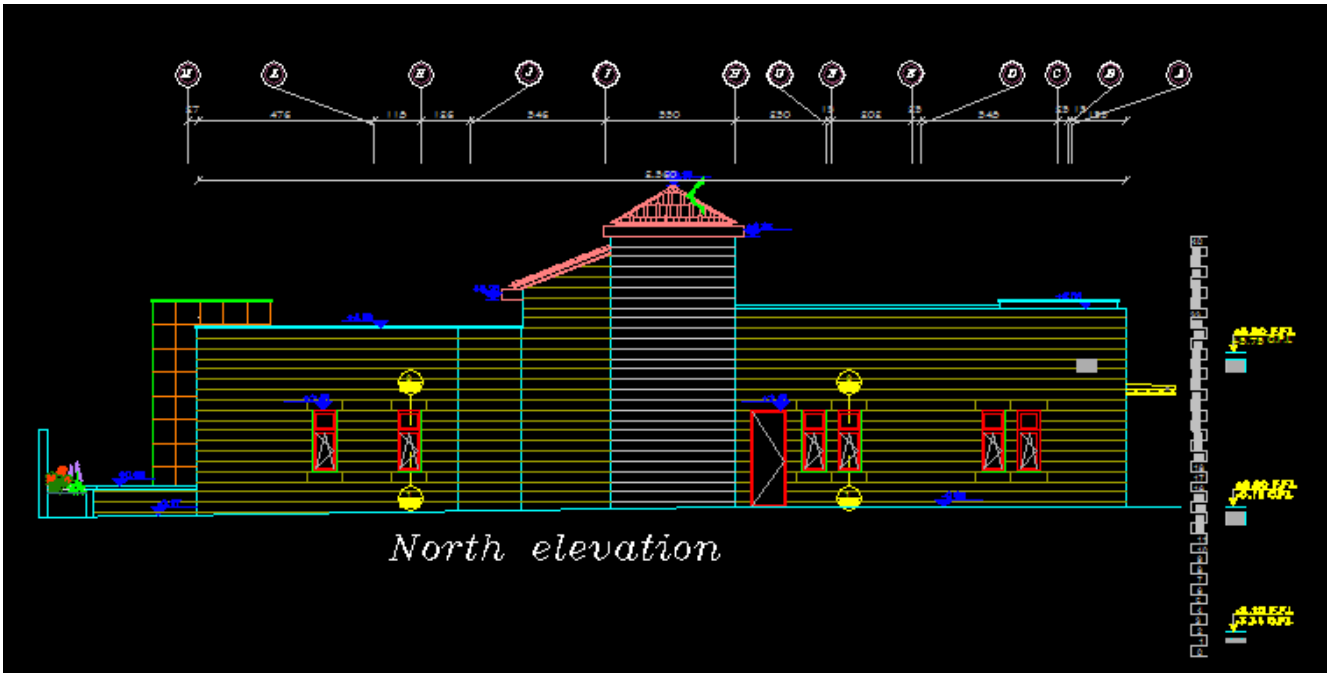
الشكل (2-12): الواجهة الشمالية الشرقية للمبنى الاداري.

2-5-2الواجهة الشمالية الغربية للمشروع: -

تحتوي نوافذ زجاجية وشرائح المنيوم وتنوع كبير في حجر البناء حيث تضيف جمال معماري كبير كما في الشكل التالي:



الشكل (2-13): الواجهة الشمالية الغربية للفندق.

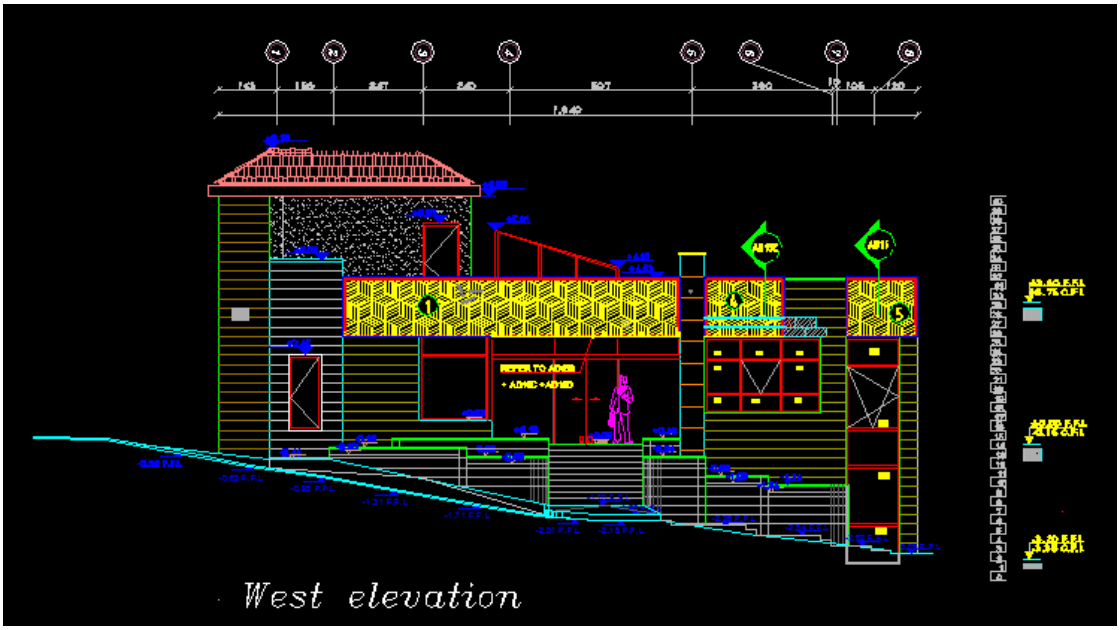


الشكل (2-14): الواجهة الشمالية الغربية للمبنى الإداري.

2-5-3الواجهة الجنوبية الشرقية للمشروع : -

تحتوي هذه الواجهة على شبابيك زجاجية وتنوع في حجر البناء وشرائح المنيوم، وهذه التنوع يعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى كما في الشكل التالي:

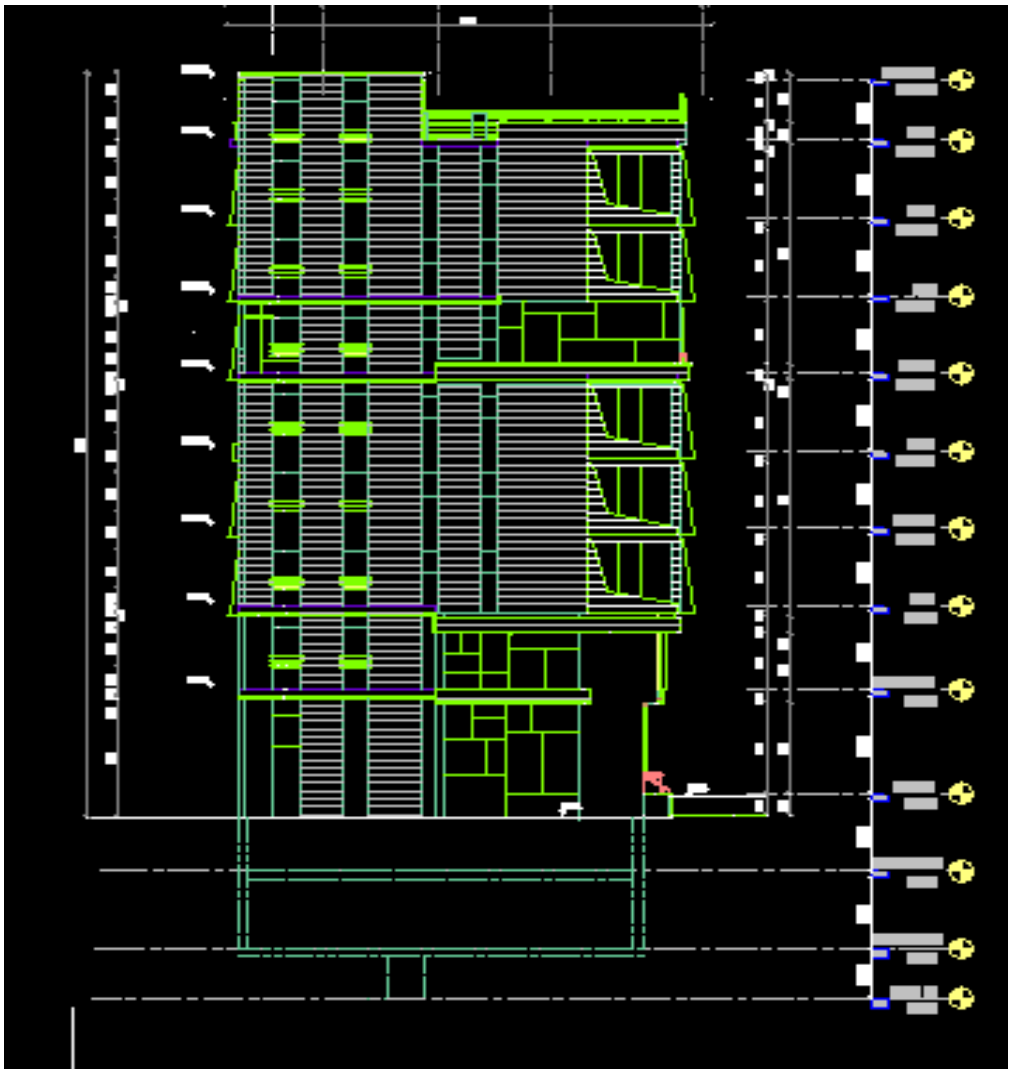
الشكل (2-15): الواجهة الجنوبية الشرقية للفندق.



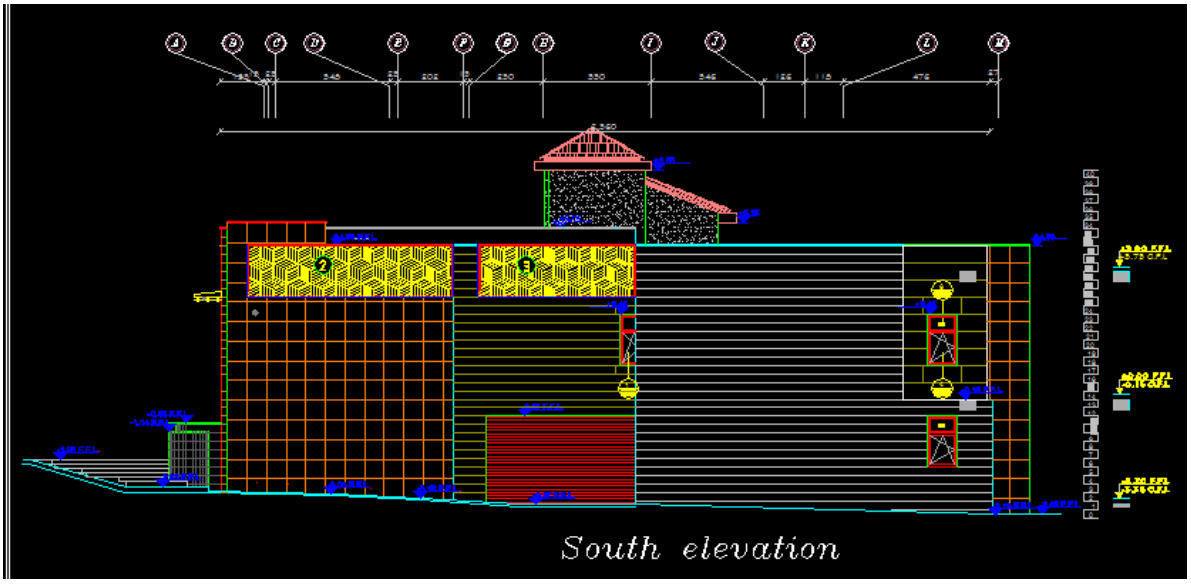
الشكل (2-16): الواجهة الجنوبية الشرقية للمبنى الإداري.

4-5-2 الواجهة الجنوبية الغربية للمشروع: -

تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للسيارات وفي هذه الواجهة تظهر بعض التداخلات في الكتل كما يظهر التباين في إرتفاعاتها، بحيث تضفي عليها بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية، ويجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة كما في الشكل التالي:



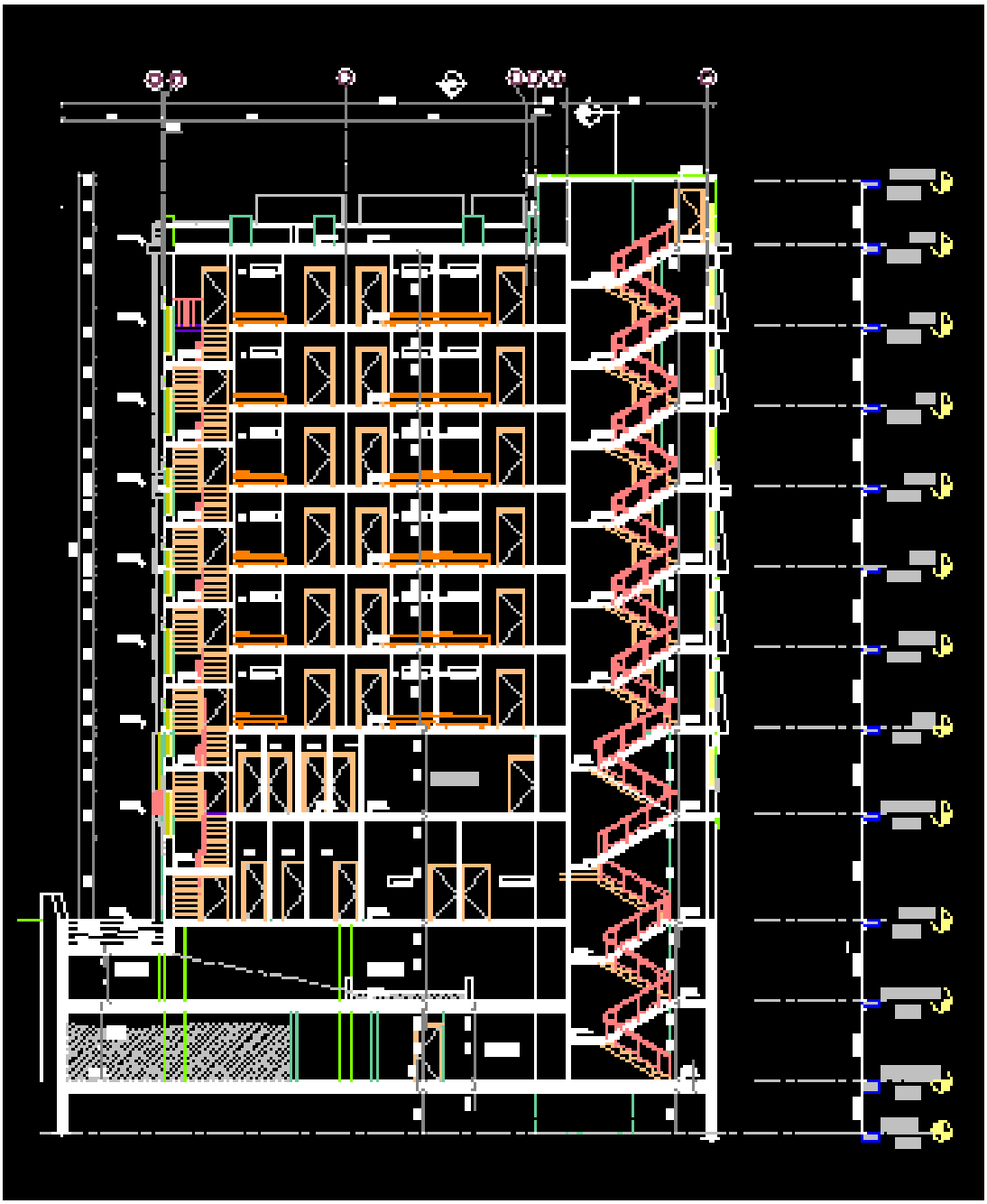
الشكل (2-17): الواجهة الجنوبية الغربية للفندق.



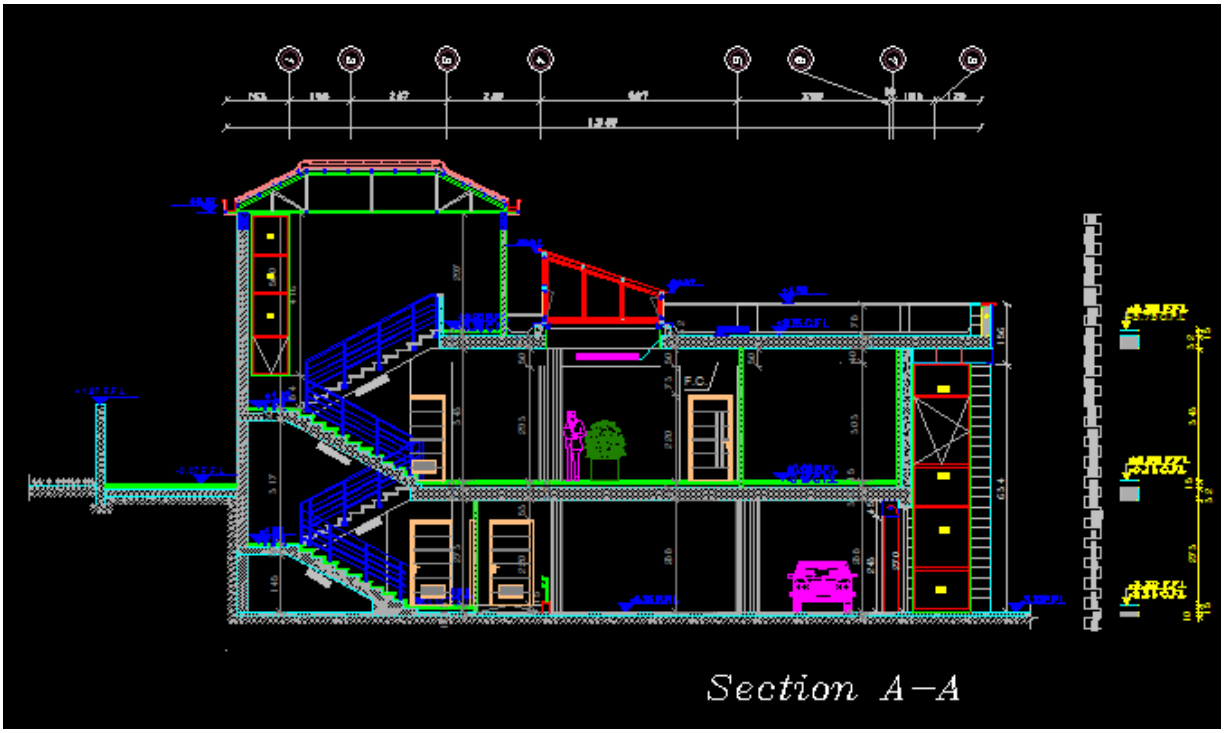
الشكل (2-18): الواجهة الجنوبية الغربية للمبنى الاداري.

6-2 المقاطع

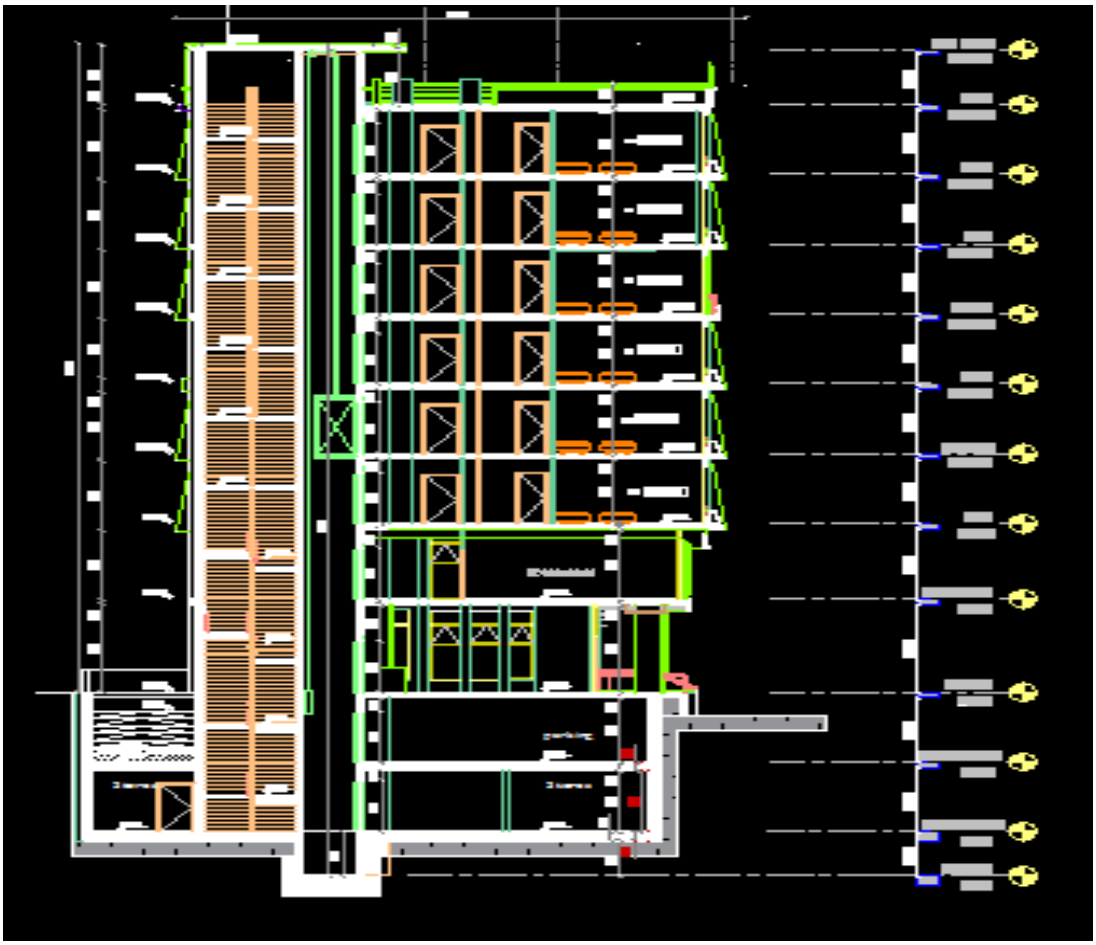
تأخذ الحركة أشكالاً عدة، سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل أو الحركة داخل المبنى نفسها، فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق بين المنسوب الخارجي والداخلي، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة خطية وحركة رأسية، الحركة الخطية تكون في الممرات داخل الطوابق، على عكس الحركة الراسية التي تكون بين الطوابق من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها، وهذا ما يوضحه الاشكال (2-19) , (2-20) (2-21) (2-22).



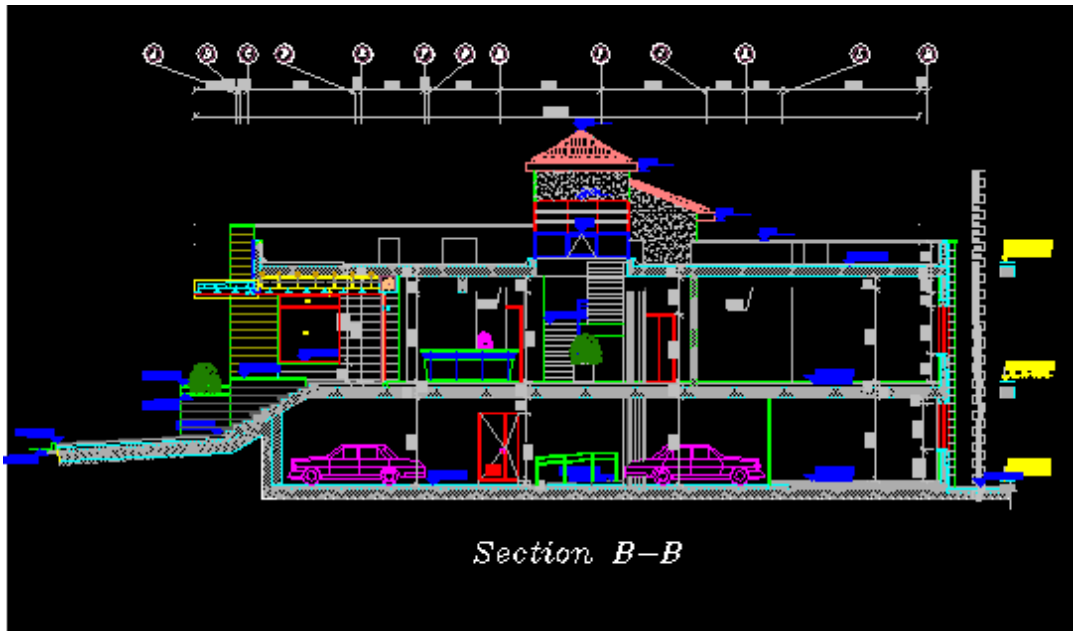
الشكل (2-19): مقطع الفندق(A-A) .



الشكل (2-20): مقطع المبنى الإداري (A-A) .



الشكل (2-21): مقطع الفندق B-B.



الشكل (2-22): مقطع المبنى الإداري B-B.

3

الفصـــــــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3-1 مقدمة.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 النظام الميكانيكي للمبنى.

3-9 برامج الحاسوب التي تم استخدامها.

1-3 مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار والمقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

2-3 الهدف من التصميم الانشائي

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

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

3-3 مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين: -

1. **المرحلة الأولى: -**

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

2. **المرحلة الثانية: -**

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

4-3 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.

3-4-1 الأحمال الميتة: -

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

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	17
6	الفولاذ	78

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

3-4-2 الأحمال الحية: -

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، مثل الاثاث، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
المخازن	5.0-10.0
مراحيض	5.0
الأدراج	5.0
المكاتب	3.0
قاعة المدرج	5.0
كافتيريا	2.0
مكاتب الاستعلام	5.0
قاعات	5.0

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

3-4-3 الأحمال البيئية: -

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

1-3-4-3 أحمال الرياح:

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

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

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

جدول (3-3): سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الاردني

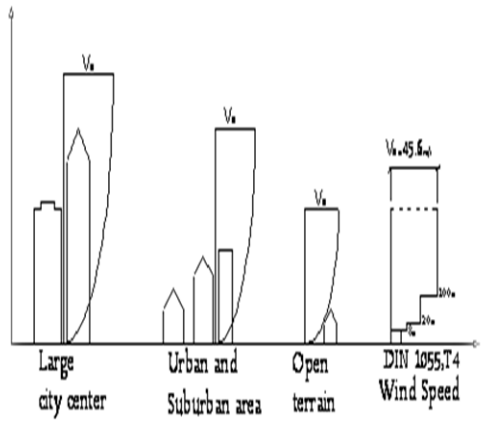
$$q = v^2 / 1600$$

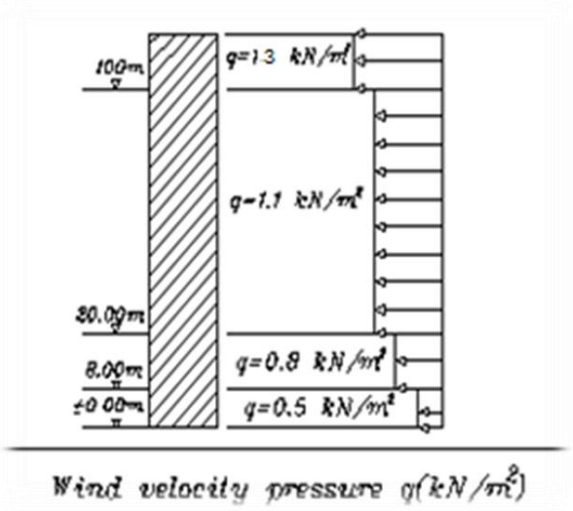
حيث أن:

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

V: - السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

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





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

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

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

والجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

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

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، والذي يساوي (850م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالاتي: -

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

$$s_L = \frac{850-400}{400}$$

$$s_L = 1.13(KN/m^2)$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

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

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

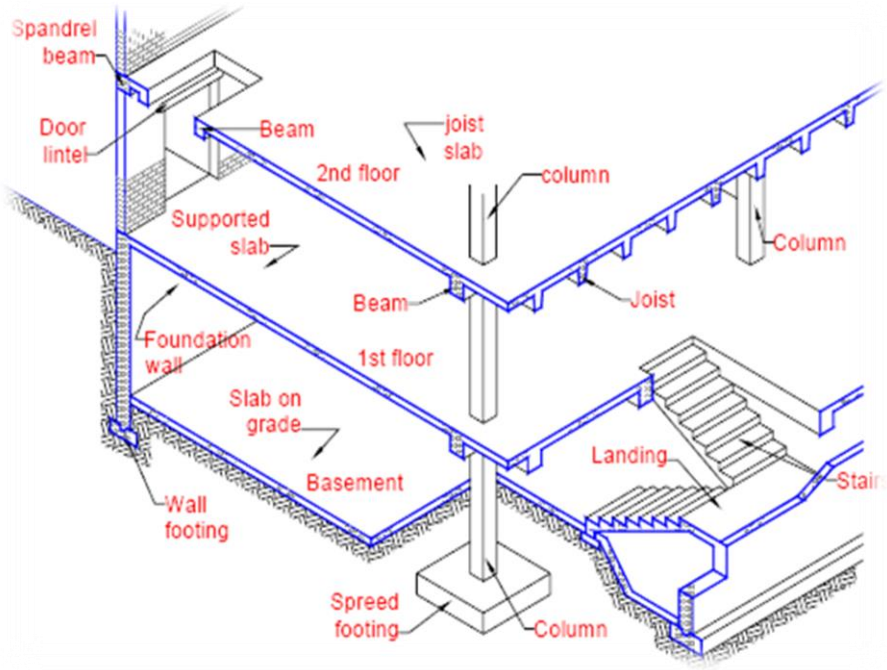
5-3 الاختبارات العملية

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

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

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

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



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

ويحتوي المشروع العناصر التالية: -

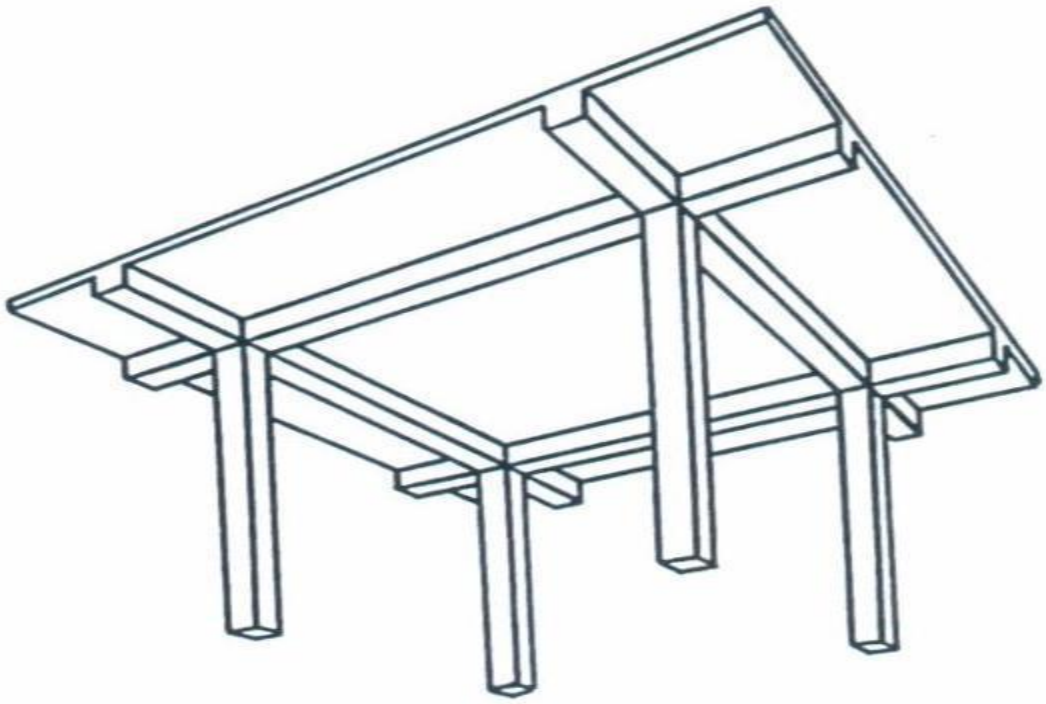
1-6-3 العقدات: -

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

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

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

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



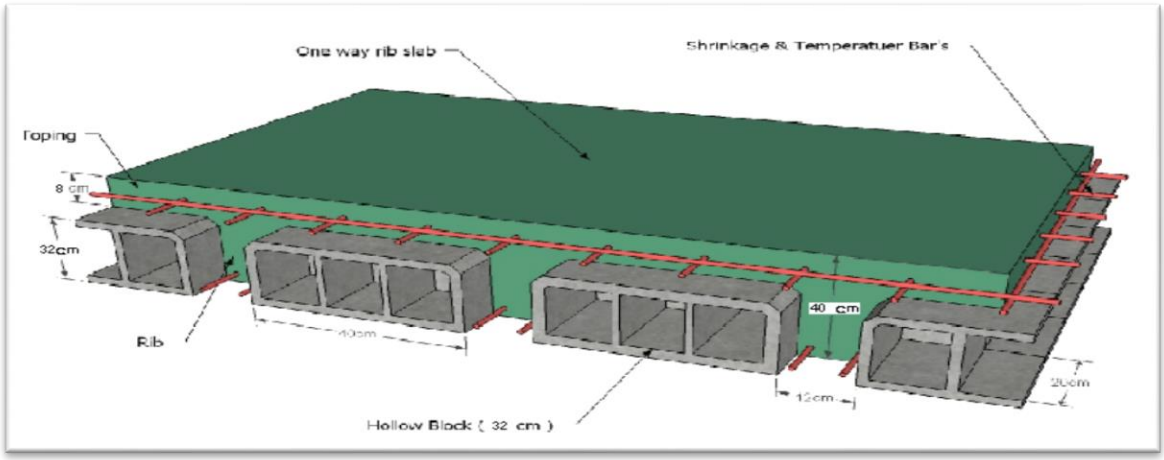
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى: -

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

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

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

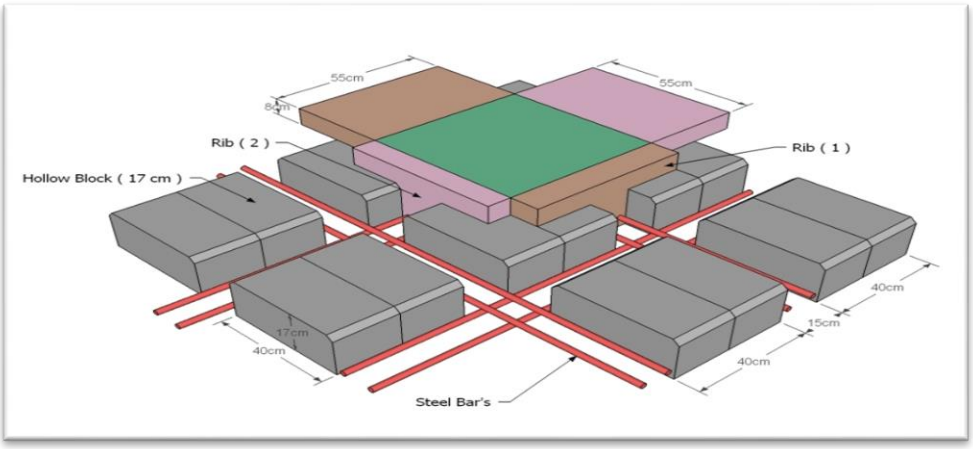
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

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

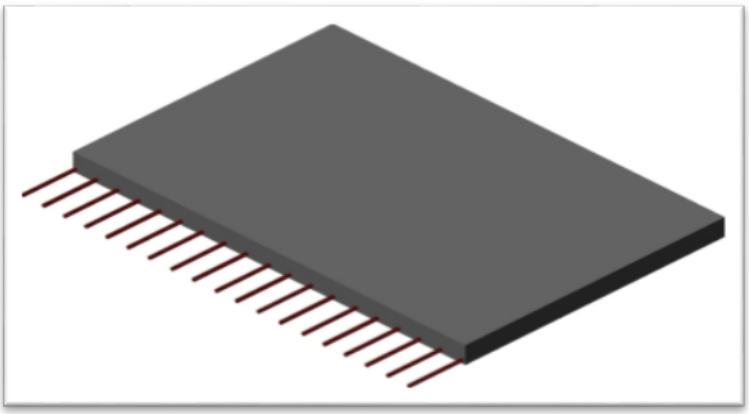
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4).



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

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

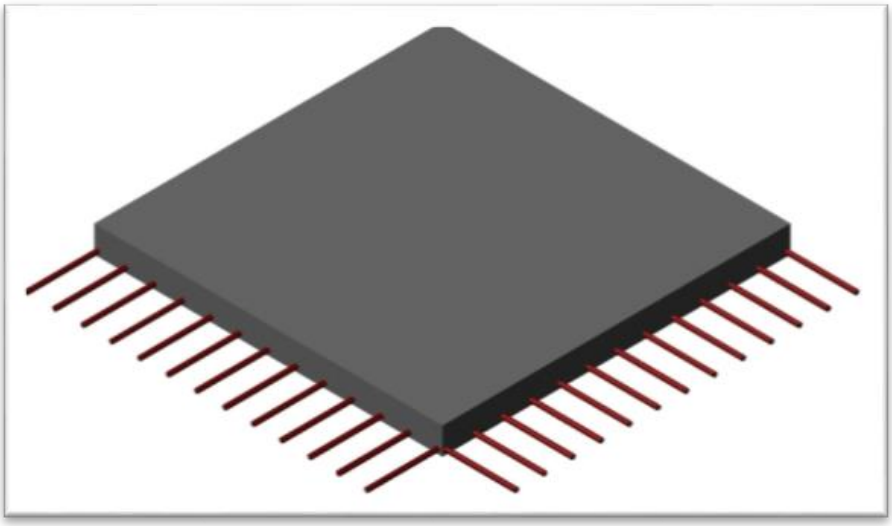
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، كما في الشكل (3-5) .



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

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

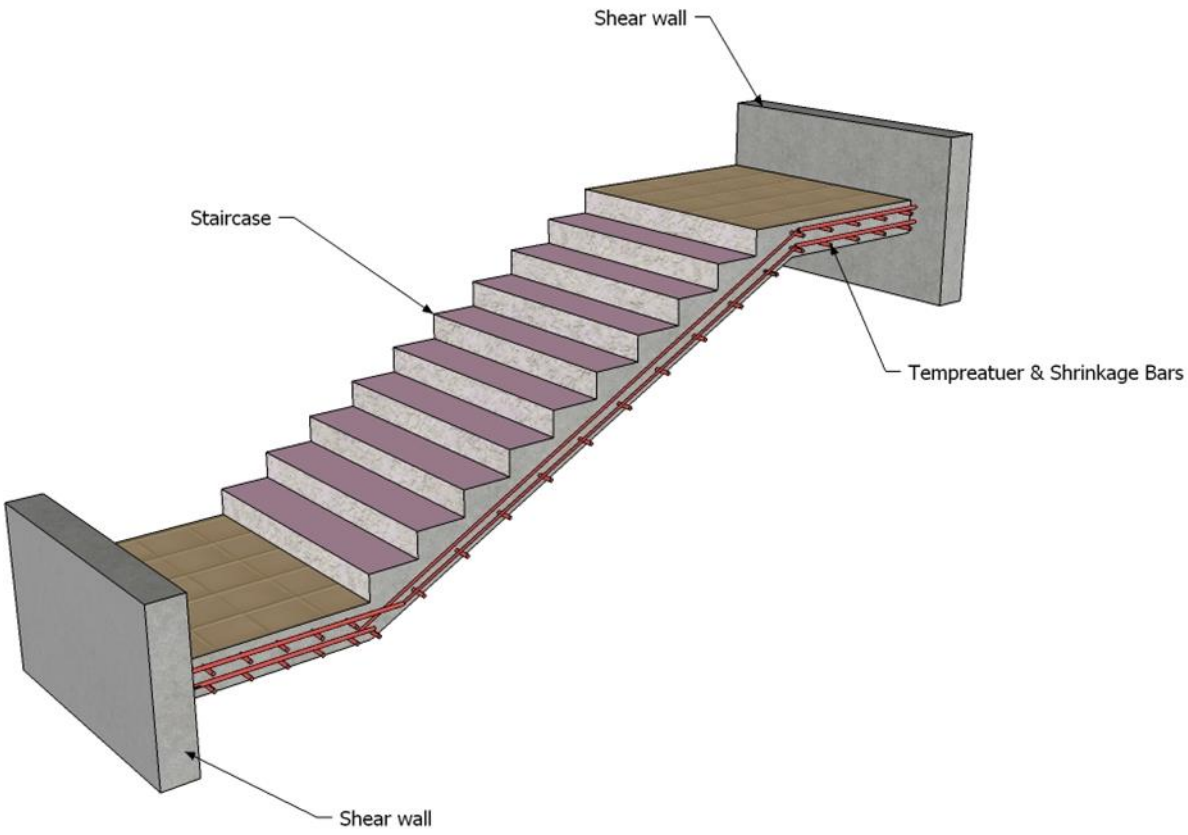
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-6).



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

2-6-3 الأدراج: -

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



الشكل (3-7) : الدرج.

3-6-3 الجسور: -

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

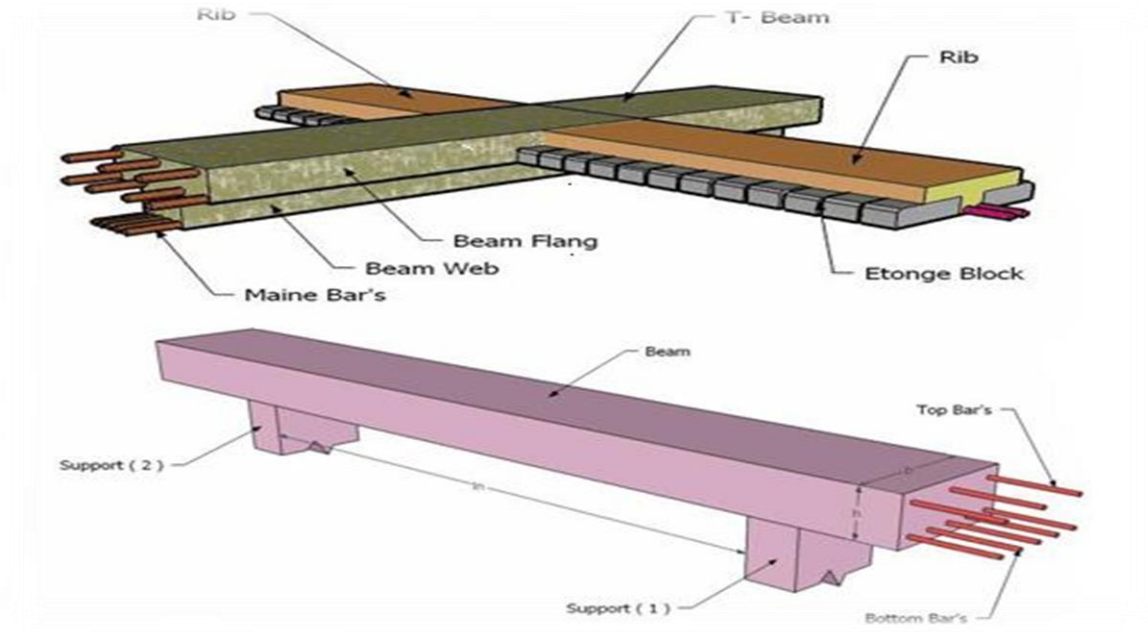
1- جسور مسحورة ((Hidden Beam.

وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

2- جسور ساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي والعلوي وتسمى L-section أو T-section .

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



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

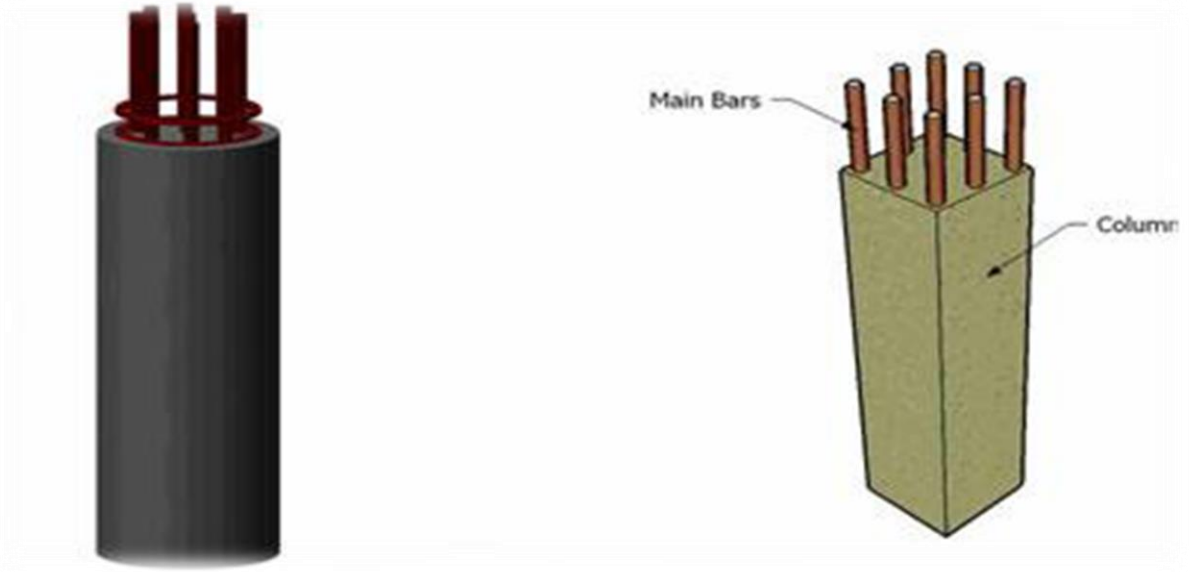
3-6-4 الأعمدة:-

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

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

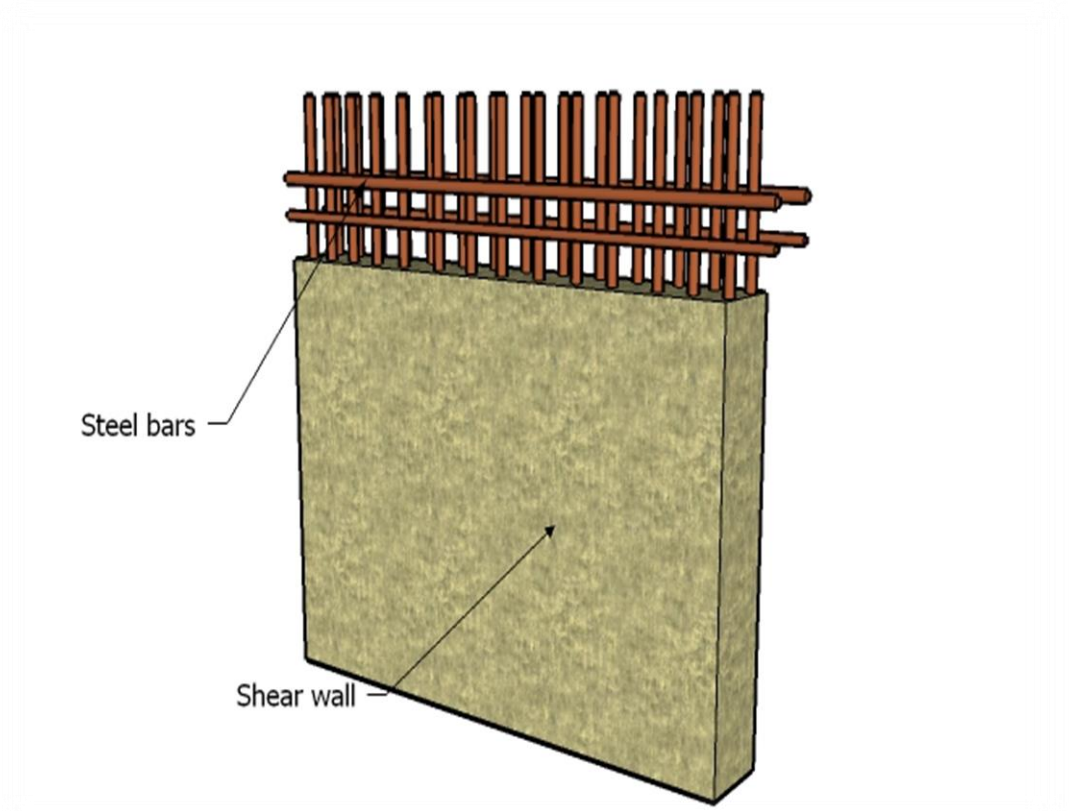


الشكل (3-9): أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5 جدران القص: -

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

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



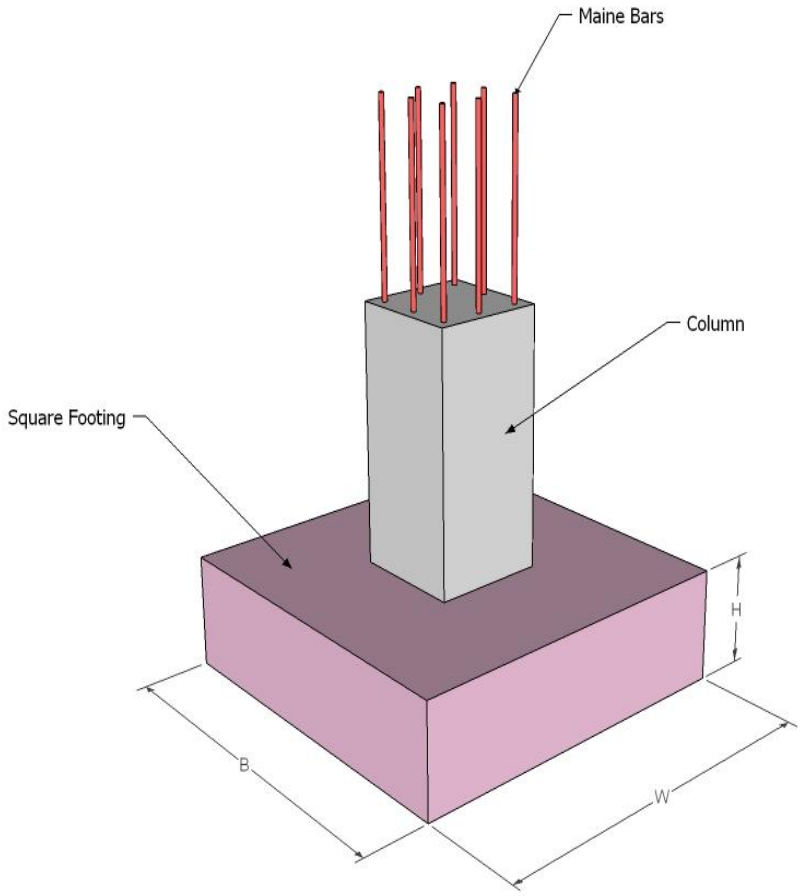
الشكل (3-10) : جدار قص.

3-6-6 الأساسات: -

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

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

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



الشكل (3-11): الأساسات.

7-3 فواصل التمدد

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

8-3 النظام الميكانيكي للمبنى

تم تزويد المبنى بفتحة تهوية (Duct) داخلية، لأهداف عديدة منها:-

- ✓ التهوية (Ventilation).
- ✓ نظام التكييف (HVAC):- ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المبنى.
- ✓ التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Shaft).
- ✓ الصرف الصحي (Drainage).

9-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

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

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-3 Design of Topping.

4-4Design of One-Way Ribbed Slab.

4-5 Design of Beam.

4-6 Design of Column.

4-7 Design of Staircase.

4-8 Design of Isolated Footing.

4-9 Design of Basement Wall.

4-10 Design of Shear Wall.

4-1 | Introduction

Reinforced concrete (RC) is a versatile composite and one of the most widely used materials in modern construction. Concrete is a relatively brittle material that is strong under compression but less so in tension. Plain, unreinforced concrete is unsuitable for many structures as it is relatively poor at withstanding stresses induced by vibrations, wind loading and so on.

To increase its overall strength, steel rods, wires, mesh or cables can be embedded in concrete before it sets. This reinforcement, often known as rebar, resists tensile forces. By forming a strong bond together, the two materials are able to resist a variety of applied forces, effectively acting as a single structural element.

Reinforced concrete can be precast or cast-in-place (in situ) concrete, and is used in a wide range of applications such as; slab, wall, beam, column ,foundation, and frame construction.

4-1-1 Concrete and its Classifications:

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures ,Structural concrete can be classified into:

- **Lightweight concrete with a unit weight from about 1350 to 1850 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from aggregates of expanded shale, clay, slate, and slag.**
- **Normal-weight concrete with a unit weight from about 1800 to 2400 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from the most commonly used aggregates— sand, gravel, crushed stone.**
- **Heavyweight concrete with a unit weight from about 3200 to 5600 ($\frac{kg}{m^3}$)produced from such materials such as barite, limonite, magnetite, hematite, iron, and steel punching or shot. It is used for shielding against radiations in nuclear reactor containers and other structures.**

4-1-2 Compressive strength of concrete:

The strength of concrete is controlled by the proportioning of cement, coarse and fine aggregates, water, and various admixtures. The most important variable is (w/c) ratio.

Concrete strength (f_c') – uniaxial compressive strength measured by a compression test of a standard test cylinder ($150\ mm\ diameter\ by\ 300\ mm\ high$) on the 28th day–ASTM. In many countries, the standard test unit is the cube ($200\ x\ 200\ x\ 200\ mm$).

The concrete strength depends on the size and shape of the test specimen and the manner of testing. For this reason the cylinder ($\emptyset\ 150mm\ by\ 300\ mm\ high$) strength is$80\%$ of the 150 mm cube strength and $83\%$of the 200 mm cube strength, figure (4-1) demonstrate relation between cylinder and cube concrete test.

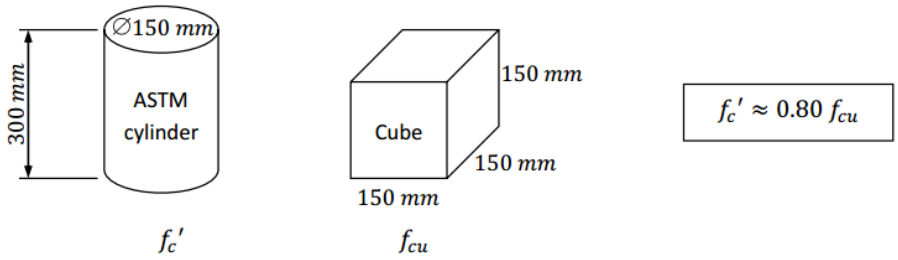


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

The modulus of elasticity of concrete varies, unlike that of steel, with strength. A typical stress-strain curve for concrete in compression is shown. The initial modulus (tangent at origin), the tangent modulus (at $0.5\ f_c'$), and the secant modulus are noted. Usually the secant modulus at from $25\ to\ 50\%$of the compressive strength $f_c'$is considered to be the modulus of elasticity.

For normal weight concrete, shall be permitted to be taken as

$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$(f_c' in Mpa), figure (4-2) demonstrate stress-strain curve of concrete.

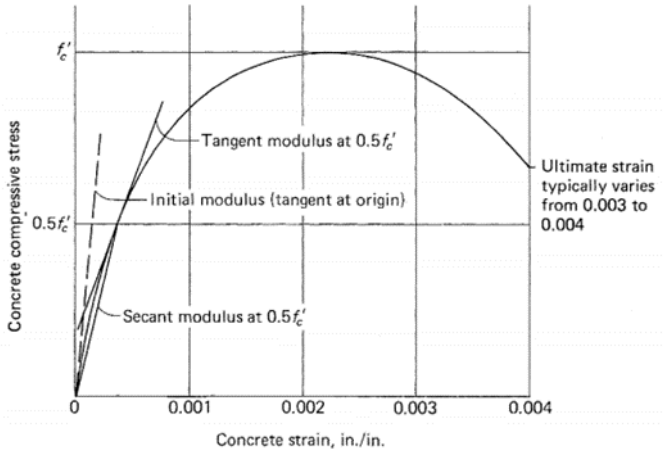


Figure (4-2) stress-strain curve of concrete.

4-1-4 Strength Design method (Ultimate strength method):

In the strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be "imminently". This load is called the factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when the factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method may be expressed by the following:

Strength provided ≥ [strength required to carry factored loads]

Where the "strength provided" (such as moment strength) is computed in accordance with the provisions of a building code, and the "strength required" is that obtained by performing a structural analysis using factored loads.

4-1-5Load Factors U and strength reduction Factor ∅:

According to (ACI 318-11 9.2.1) the factor U for overload is given:

$$U = 1.4D$$
$$U = 1.2D + 1.6L + (L_r or S or R)$$
$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\,(L_r or S or R)$$
$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0\,L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$
$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0\,L + 0.2\,S$$
$$U = 0.9D + 1.6W$$
$$U = 0.9D + 1.0E$$

Where:

D : dead load .
L : live load.
L_r : roof liveload.
S : snow load.
R : rain load.
W : Wind load.
E : Earthquake load.
The factor ∅ (under strength factor) **according to ACI demonstrated in figure (4-3).**

Strength Condition	ϕ Factors
1. Flexure (with or without axial force)	
Tension-controlled sections	0.90
Compression-controlled sections	
Spirally reinforced	0.75
Others	0.65
2. Shear and torsion	0.75
3. Bearing on concrete	0.65
4. Post-tensioned anchorage zones	0.85
5. Struts, ties, nodal zones, and bearing areas in strut-and-tie models	0.75

Figure (4-3) values of understrength factors related to strength condition.

4-1-6 General considerations:

1- **ACI 318-11 Building code will be used in this project.**
2- **UBC-97 code will be used for lateral loads.**
3- **Ultimate strength design method will be used during the analysis and design of this project.**
4- **The compressive strength of concrete for all structural elements is B300 which equals to** $f_c' = 24\ Mpa$ **.**
5- **Yield strength of reinforcing rebar's** $f_y = 420\ Mpa$.

4-2 | Check of Minimum Thickness of Structural Member:

Table4-1:- Minimum Thickness of NonBeam or One-Way Slabs Unless Deflections are calculated. (ACI 318M-11).

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

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

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

$h_{min}$for (one end continuous)=L/18.5=485/18.5=26.22cm

$h_{min}$for (both end continuous) =L/21=380/21=18.1cm

The controller slab thickness is 32 cm.

With block 24cm & Topping 8cm.

4-3 Design of Topping

✓ Statically System For Topping :-

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

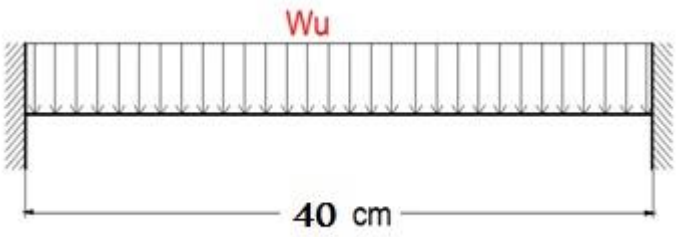


Fig 4.4: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
		Sum =	4.54 KN/m

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

Live Load:

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load:-

W_U = 1.2 ×4.54 + 1.6×5 =13.448 KN/m

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

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

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

øM_n =0.55×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.2 KN.m

M_u = $\frac{W_u L^2}{12} = 0.1793$ **KN.m** **(negative moment)**

øM_n>> M_u = 0.1793 KN.m

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

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

A_s = ρ×b×$h_{topping}$=0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/m

Step (s) is the smallest of:

1. **3h = 3×80 =240 mm** ***control*** **(ACI 10.5.4)**
2. **450mm.**
3. **S =380**$\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5.20 = 330$**mm**

S≤ $300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$**ACI 10.6.4but**

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

4-4Design of One-Way Rib Slab (R2)

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

bw ≥ 10cm……ACI (8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw ……..…ACI(8.13.2)

Select h=32cm<3.5*12= 42 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..ACI (8.13.6.1)

Select tf=8cm

❖ **Material :-**

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

❖ **Section :-**

⇒ **B = 520 mm**
⇒ **Bw= 120 mm**
⇒ **h= 320 mm**
⇒ **t= 80 mm**
⇒ **d=320-20-8-14/2= 285 mm**

✓ Statically Ssystem and Dimensions:-

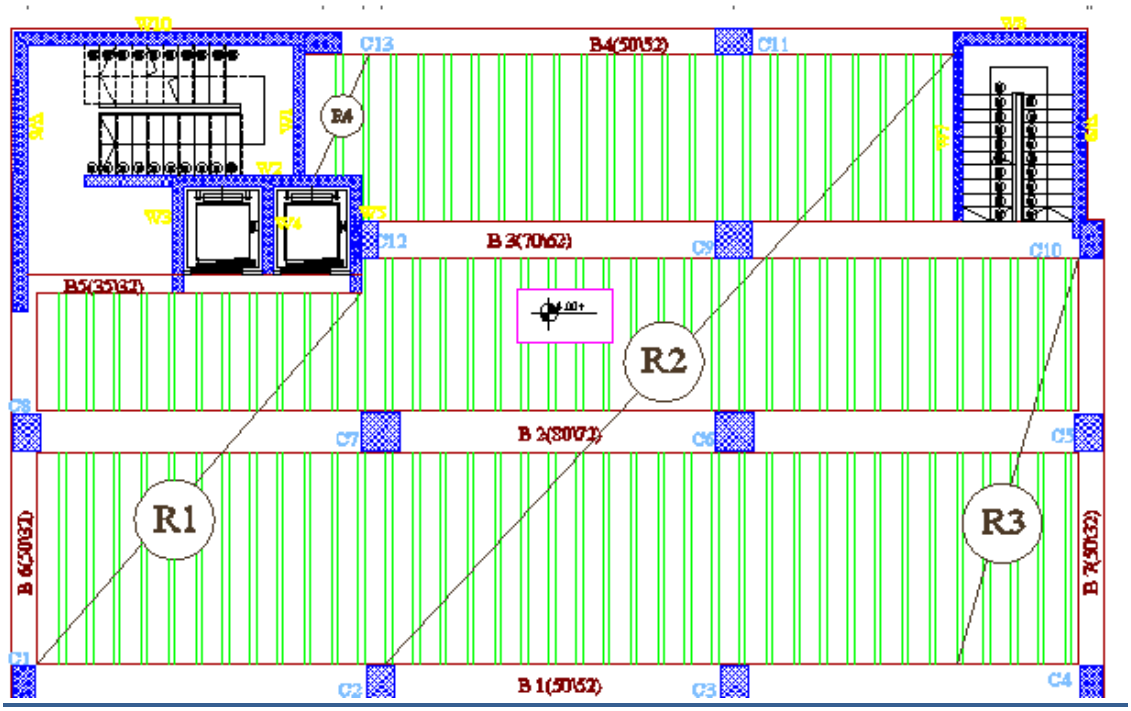


Fig 4.5: One-Way Rib Slab (R2).

✓ Load Calculation:-

Dead Load:-

Type	$\gamma b\ h$	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.359
Mortar	0.03*0.52*22	0.34
Sand	0.07*0.52*17	0.62
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*10	0.96
Plaster	0.02*0.52*22	0.23
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Interior Partitions	2.3*0.52	1.196
Sum		5.465

Table (4-3): Dead Load Calculation of Rib (R2).

Dead Load /rib = 5.465 KN/m

Live Load:-

Live load = 5 KN/m^2

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

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

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

b_E = L / 4 = 2930/ 4 =732.5 mm

b_E = 12 + 16 t = 120 + 16 (80) = 1400mm

b_E = b_e ≤ center-to-center spacing between adjacent beams = 520 mm. ***Control***

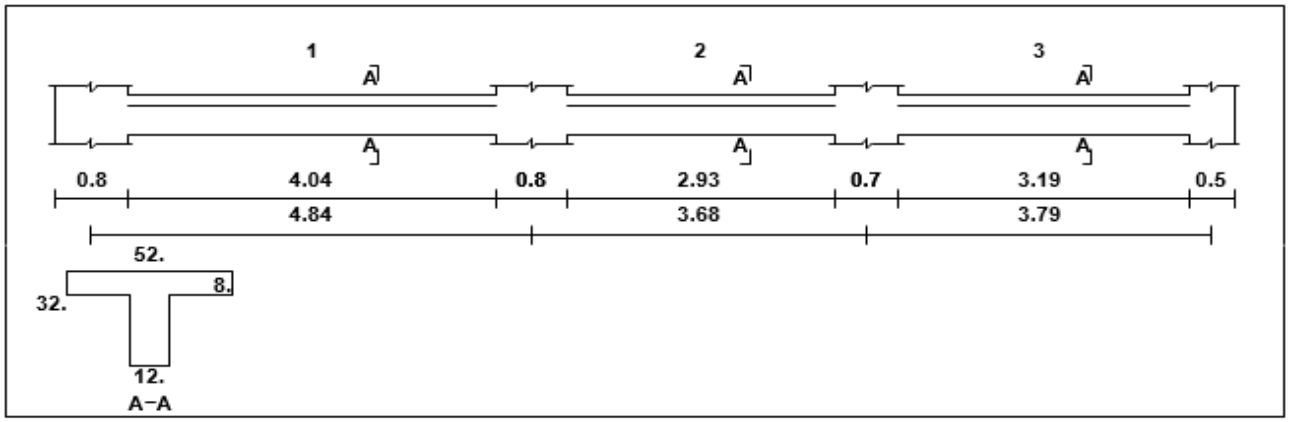
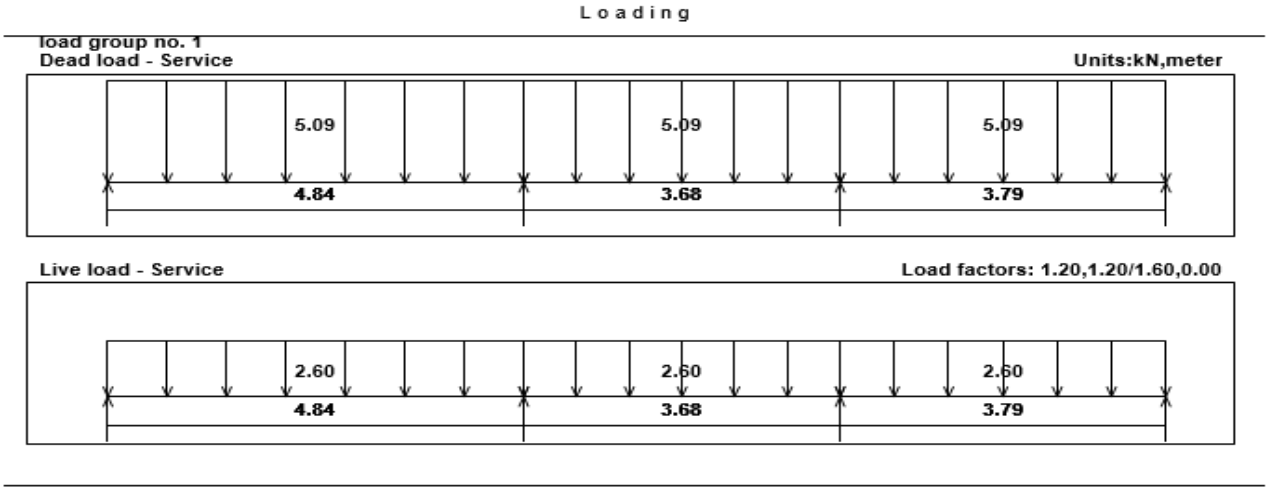


Figure (4-6): Statically System and Load of Rib (R2)



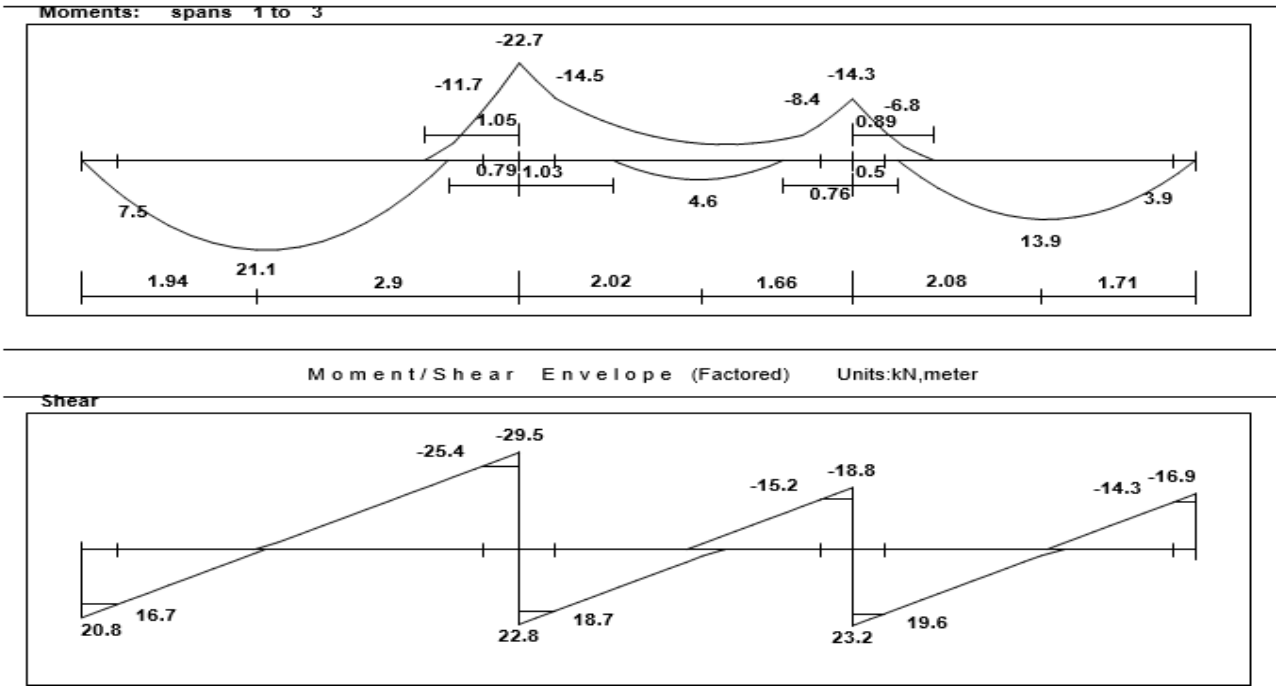


Figure (4-7): Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R2)

Moment Design for (R2):-

4.4.1 Design of Positive Moment for (R2) :-(Mu=21.1KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285\ mm$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(285 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 207.9\ \text{KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{21.1}{0.9}$= 23.44KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{21.1 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 285^2} = 0.555 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.555}{420}}\right) = 0.001339$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001339 ×520×285= 198.44mm

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114mm^2$$ **controls**

As_{req}= 198.44 mm^2

Use 2 ø 12 , $A_{s,provided}$= 226.19 mm^2>$A_{s,required}$= 198.44 mm^2 …. Ok

Check for spacing:-

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

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f'_c} = \frac{226.19\times 420}{0.85\times 520\times 24} = 8.955\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.955}{0.85} = 10.54\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285\ -10.54}{10.54}\right) = 0.078 > 0.005 \qquad 0k$$

4.4.2Design of Negative Moment for(R2):- (Mu=-14.5KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.5\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 1.65 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.65}{420}}\right) = 0.0041$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0041 ×120×285= 140.22 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 140.22 mm^2 >As_{min}= 114 mm^2

Use 2 ø10, $A_{s,provided}$= 157mm^2>$A_{s,required}$= 140.22mm^2… Ok

Check for spacing:-

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

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 26.94\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{26.94}{0.85} = 31.69mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-31.69}{31.69}\right) = 0.0239 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ 4.4.3 Shear Design for (R2):-

V_u at distance d from support=25.4 KN

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

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

ø V_c =0.75×30.71 =23.03 KN

Check for items:-

1- Vu ≤ Φ Vc/2

25.4m>11.51 (not ok)

2- Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

11.51<25.4>23.03 (not ok)

3- Φ Vc ≤ Vu

Vs=(Vu-ΦVc)/Φ = (25.4–23.03)/0.75=3.16KN

$(\frac{1}{3})$ *$\sqrt{f'_c}$*bw * d = $(\frac{1}{3})$*$\sqrt{24}$*120*285*10^{-3}= 55.85KN. (control)

$(\frac{2}{3})$ *$\sqrt{f'_c}$*bw * d = $(\frac{2}{3})$*$\sqrt{24}$*120*285*10^{-3}= 111.7 KN.

Vs=3.16KN < $(\frac{1}{3})$ *$\sqrt{f'_c}$* bw * d =55.85KN .Ok

Spacing

S = d/2 = 285/2 = 143 mm (control)

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50.26 = 100.53 mm^2

S = (Av*f_{yt})/(0.062$\sqrt{f'_c}$*bw)=(100.53*420)/(0.062*$\sqrt{24}$*120)→ s = 1158.42 mm

S = (Av*f_{yt})/(0.35*bw)=(100.53*420)/(0.35*120) → s = 1005.3 mm

S = (Av*f_{yt}*d)/(Vs)=(100.53*420*285)/(3.16) → s = 3808.05 mm

Take S = 100 mm

Use 2 Leges Φ8 @10 cm .

4-5 | Design of Beam

❖ **Material :-**

⇒ **concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2**

⇒ **Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2**

❖ **Section :-**

⇒ **Bw= 800 mm**

⇒ **h= 520 mm**

⇒ **d=520-40-10-25/2= 457.5 mm**

✓ **Statically System and Dimensions:**

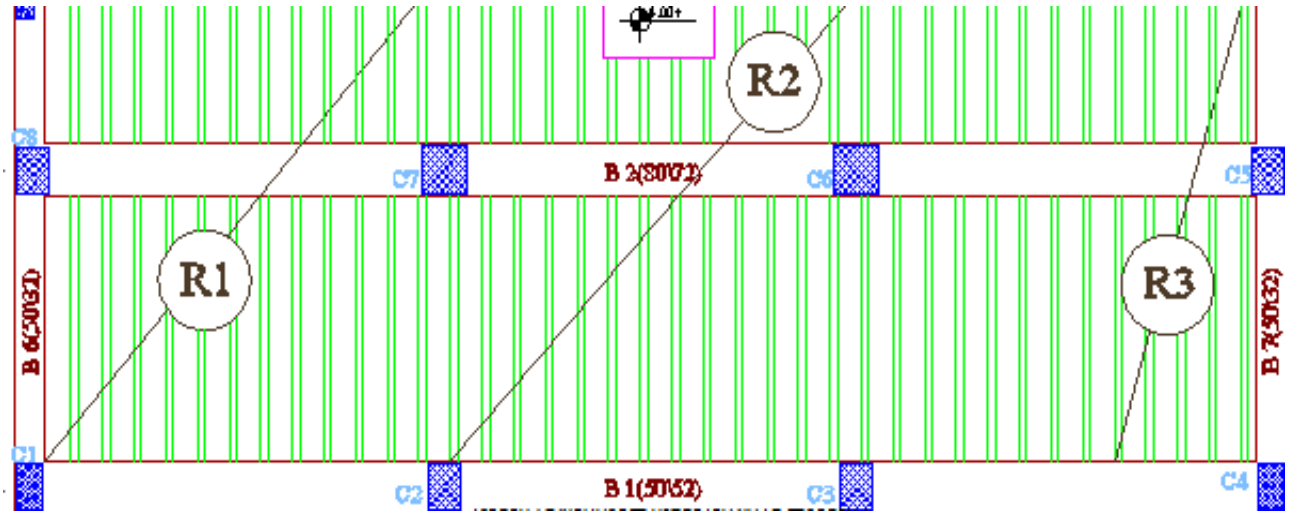


Figure (4-8):-Beam Plan (B2)

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B2):-

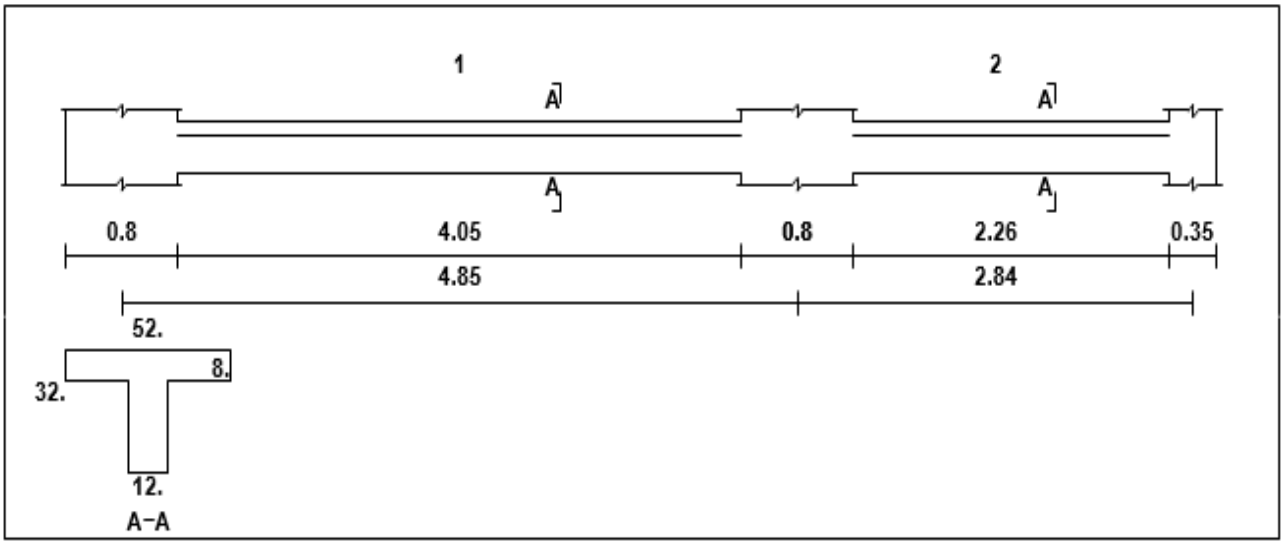
Type	γ_b h	KN/m
Tiles	0.03*0.8*23	0.552
Mortar	0.03*0.8*22	0.528
Sand	0.07*0.8*17	0.952
Reinforced concrete	0.52 *0.8*25	10.4
Plaster	0.02*0.8*22	0.352
Interior Partitions	2.3*0.8	1.84
Sum		14.62

Table (4-4): Dead Load Calculation of Beam (B2).

Dead Load= 14.62 KN/m

Live Load= 5*0.8= 4 KN/m

Dead load and live load from ribs R1 and R2 and R3:



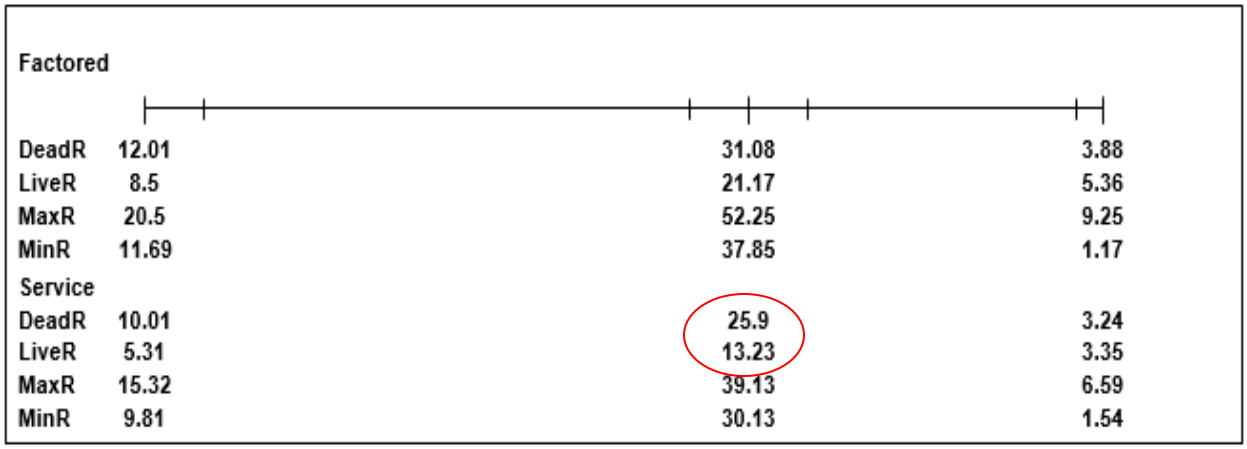
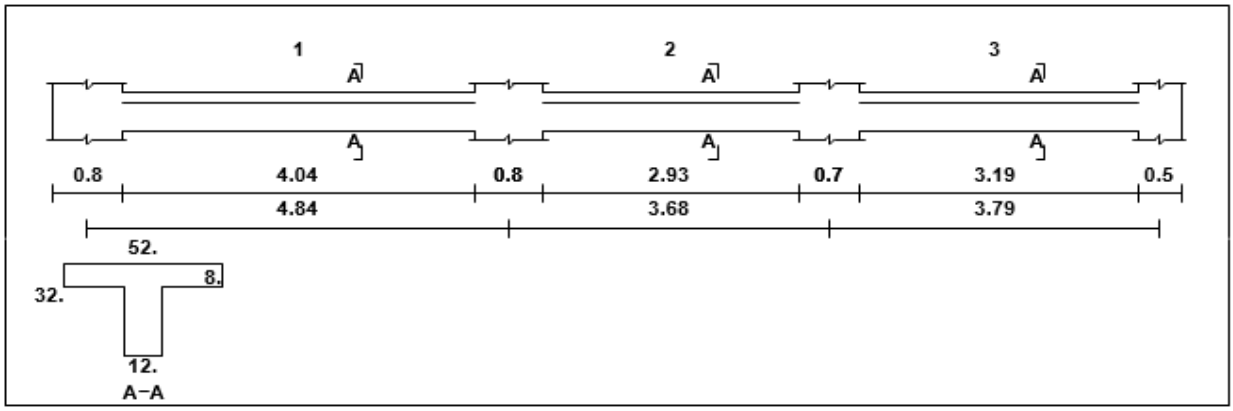


Figure (4-9)Dead load and live load from ribR1



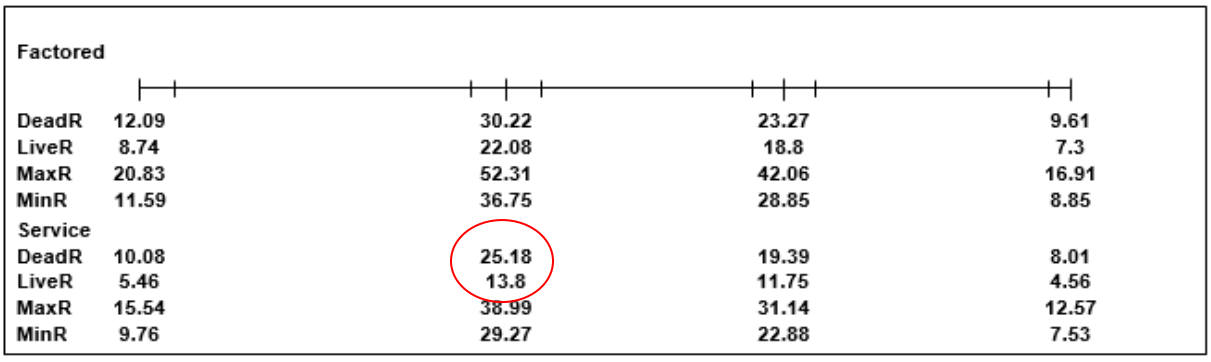
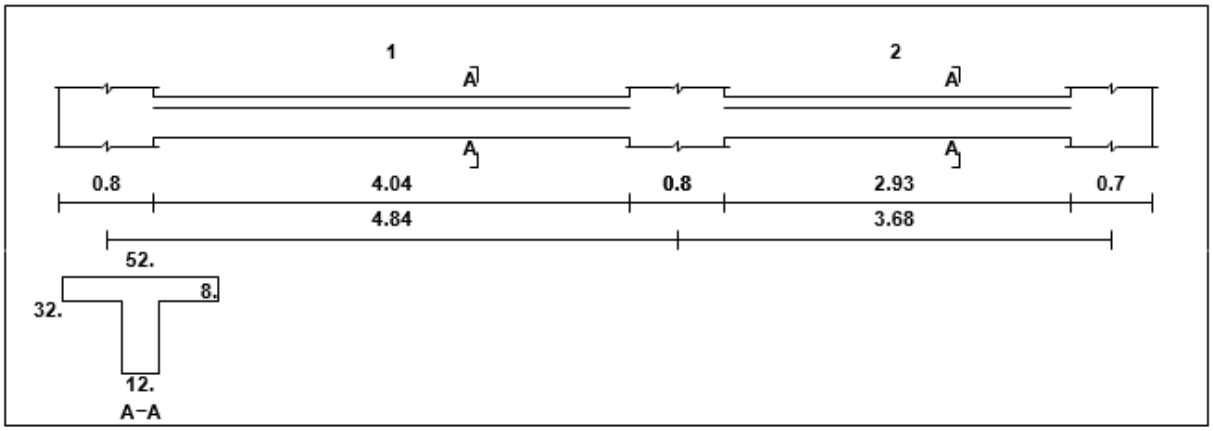


Figure (4-10)Dead load and live load from rib R2



Factored			
DeadR	11.76	33.02	7.26
LiveR	8.64	22.49	6.83
MaxR	20.4	55.5	14.09
MinR	11.13	42.13	5.38
Service			
DeadR	9.8	27.51	6.05
LiveR	5.4	14.05	4.27
MaxR	15.2	41.57	10.32
MinR	9.41	33.21	4.88

Figure (4-11)Dead load and live load from rib R3

From Rib (R1):

Dead Load= 25.9/0.52= 49.8KN/m

Live Load= 13.23/0.52= 25.44 KN/m

From Rib (R2):

Dead Load= 25.18/0.52= 48.42KN/m

Live Load= 13.53/0.52= 26.54KN/m

From Rib (R3):

Dead Load= 27.51/0.52= 52.9 KN/m

Live Load= 14.05/0.52= 27.019 KN/m

Total Dead Load on Beam (B2) from Rib (R1) = 59.76KN/m

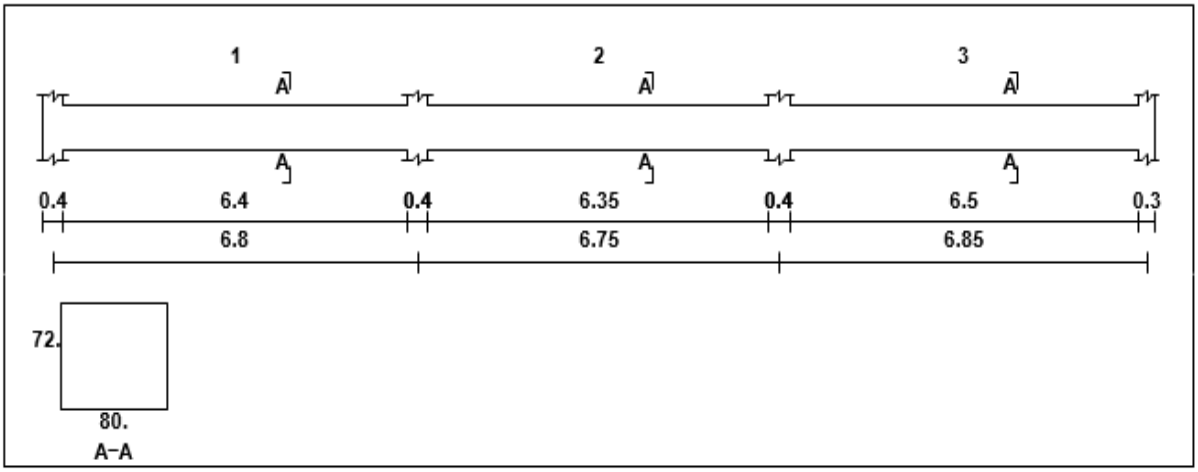
Total Dead Load on Beam (B2) from Rib (R2) = 58.11 KN/m

Total Dead Load on Beam (B2) from Rib (R3) = 63.48 KN/m

Total Live Load on Beam (B2) from Rib (R1) = 40.7 KN/m

Total Live Load on Beam (B2) from Rib (R2) = 42.46 KN/m

Total Live Load on Beam (B2) from Rib (R3) = 43.23 KN/m



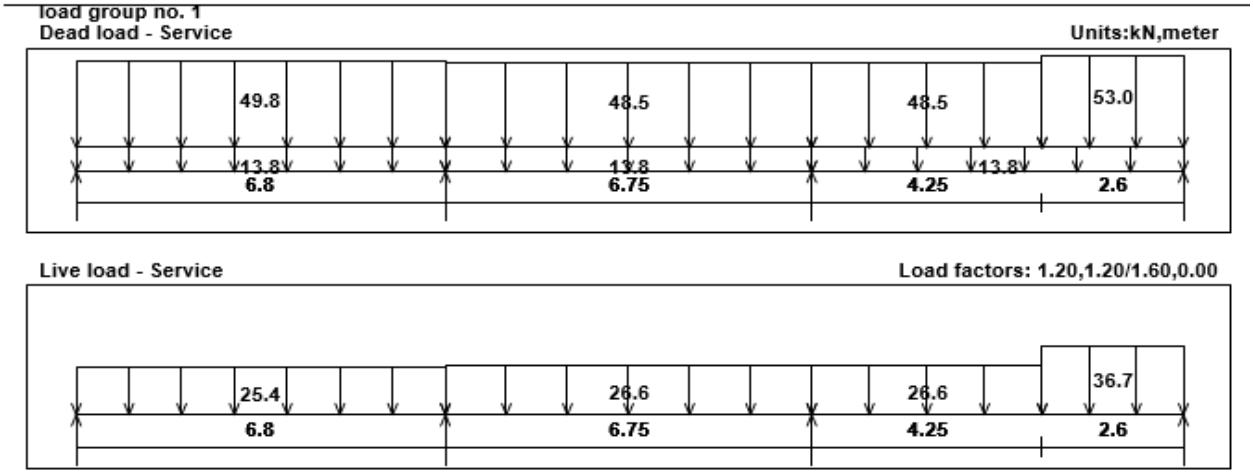


Figure (4-12)Dead load and live load at beam (B2) :

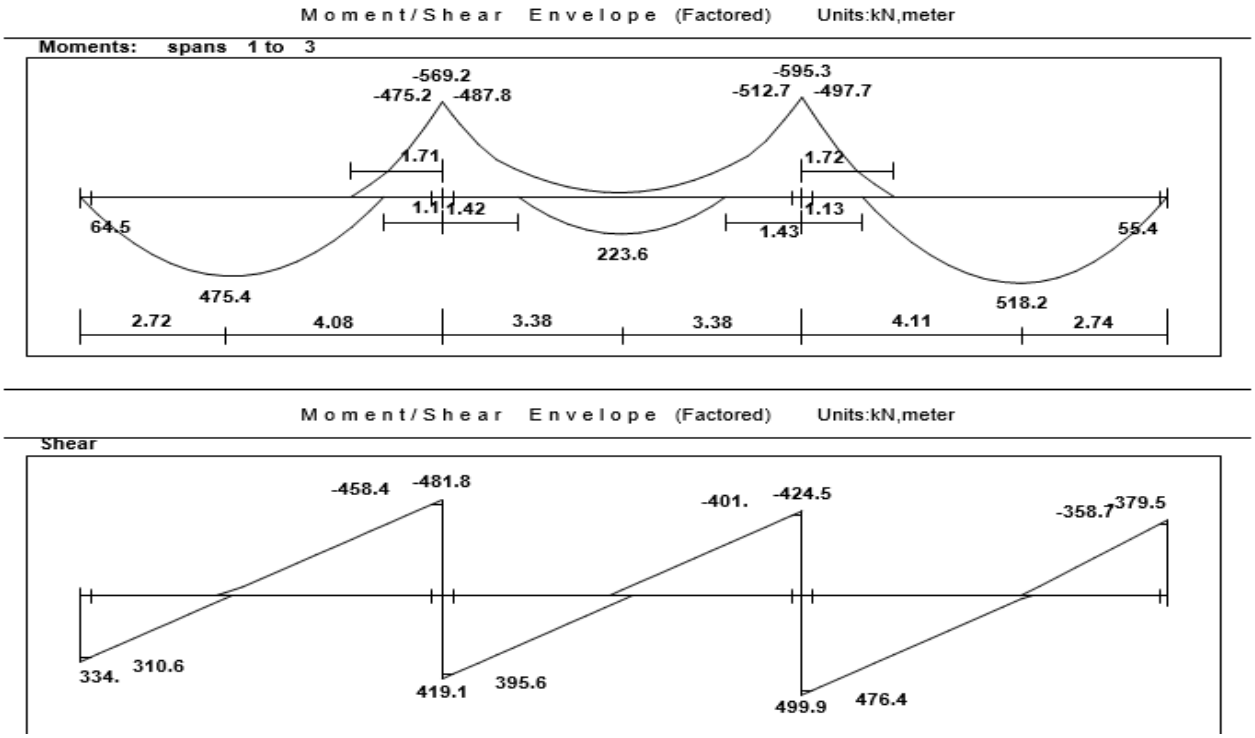


Figure (4-13)Shear and Moment Envelope Diagram of beam (B2) :

4.5Moment Design for (B2):-

4.5.1 Flexural Design of Positive Moment for(B2):-(Mu=518.2KN.m)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

d =h-(cover)-(dstirup)-(dbar/2) =520-40-10-25/2=457.5mm

$$\rho_{max=0.724}\ \rho_b\ ,\rho_{b=0.85}\frac{Fc'}{Fy}\ *\ \beta\left(\frac{600}{600+Fy}\right)$$

$$\rho_{max}=\left[0.724*\left(0.85*\left(\frac{24}{420}\right)*0.85\ (600|1020)\right)\right]=0.0176$$

$$As_{max=\rho_{max}}\ *b*d=0.0176*\ 800*457.5=6441.6mm^2$$

$$C=\frac{a}{\beta}=\frac{As*Fy}{0.85*0.85*Fc'*b}=6441.6*\frac{420}{0.85*0.85*24*800}=195mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5-195}{195}\right) = 0.00404$$

$$\varphi = 0.65 + (\varepsilon t - 0.002) * \left(\frac{250}{3}\right) = 0.65 + (0.00404 - .002) * \left(\frac{250}{3}\right) = 0.82$$

$$Mn_{total} = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{518.2}{0.82} = 631.95 KN.m$$

$Mn_1 = Rn * b * d^2$

$Rn = \rho_{max} Fy\ (1-\frac{\rho_{max} fy}{1.7\ Fc'}) = 0.0176*420(1-\frac{0.0176*420}{1.7*24}) = 6.05MPa$

$Mn_1 = Rn * b * d^2 = 6.05*800*457.5^2 = 1013.04\ KN.m$

$Mn_1 > Mn_{total}$

"Desgin the section as singly Reinforcement concrete section "

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{518.2\times10^6}{0.9\times800\times457.5^2} = 3.44 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.44}{420}}\right) = 0.00903$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00903 \times800\times457.5 = 3304.98 mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*457.5 = 1067.3 mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*457.5 = 1220 mm^2 \text{ Control}$$

$A_{s,min} = 1220\ mm^2 < A_s = 3304.98 mm^2$

Use 7ø 25 Bottom, $A_{s,provided} = 3436.1 mm^2 > A_{s,required} = 3304.98 mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-2*10-(7\times25)}{6} = 87.5mm > d_b = 25 > 25 \quad OK$$

Check for strain:-

$$\mathbf{a} = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f'_c} = \frac{3436.1 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 88.43mm$$

$$\mathbf{c} = \frac{a}{B_1} = \frac{88.43}{0.85} = 104.03\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5 - 104.03}{104.03}\right) = 0.0102 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.2 Flexural Design of Positive Moment for(B2):-(Mu=475.4KN.m)

$$\mathbf{R_n} = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{475.4 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 457.5^2} = 3.15Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.15}{420}}\right) = 0.00819$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00819×800×457.5= 2997.93 mm^2

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

As_{min} = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*457.5$ **= 1067 mm^2**

As_{min} = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*457.5$ **= 1220mm^2 Control**

$A_{s,min}$=1220 mm^2< A_s =2997.93mm^2

Use 7ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 3436.1mm^2>$A_{s,required}$= 2997.93mm^2… Ok

Check spacing :-

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - (7 \times 25)}{6} = 87.5\ mm > d_b = 25mm > 25mm\ OK$$

Check for strain:-

$$\mathbf{a} = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f'_c} = \frac{3436.1 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 88.43\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{88.43}{0.85} = 104\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5-104}{104}\right) = 0.01 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.3 Flexural Design of Positive Moment for(B2):-(Mu=223.6KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{223.6\times10^6}{0.9\times800\times457.5^2} = 1.48Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.48}{420}}\right) = 0.00366$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00366 ×800×457.5= 1339.56 mm^2

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

As_{min} = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*457.5$ **= 1067 mm^2**

As_{min} = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*457.5$ **= 1220 mm^2 Control**

$A_{s,min}$=1220 mm^2< A_s =1339.56 mm^2

Use 3ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$= 1473mm^2>$A_{s,required}$= 1339.56 mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-2*10-(3\times25)}{2} = 312.5mm > d_b = 25mm > 25\ mm \qquad OK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{1473\times420}{0.85\times800\times24} = 37.9mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{37.9}{0.85} = 44.5\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5-44.5}{44.5}\right) = 0.027 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.4 Flexural Design of Negative Moment for(B2):-(Mu=487.8 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{487.8\times10^6}{0.9\times800\times457.5^2} = 3.24Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.24}{420}}\right) = 0.00845$

$A_s = \rho.b.d = 0.00845\times800\times457.5 = 3092.58mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*457.5 = 1067\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*457.5 = 1220mm^2$ **Control**

$A_{s,min} = 1220\ mm^2 < A_s = 3092.58mm^2$

Use 7ø 25Top, $A_{s,provided} = 3436.1mm^2 > A_{s,required} = 3092.58mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-2*10-(7\times25)}{6} = 87.5\ mm > d_b = 25mm > 25mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{3436.1\times420}{0.85\times800\times24} = 88.43mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{88.43}{0.85} = 104.03\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5-104.03}{104.03}\right) = 0.0101 > 0.005$ 0**k**

4.5.5 Flexural Design of Negative Moment for(B2):-(Mu=512.7KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{512.7\times10^6}{0.9\times800\times457.5^2} = 3.4Mpa.$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.4}{420}}\right) = 0.008913$$

A_s = ρ.b.d = 0.008913×800×457.5= 3262.158 mm^2.

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 457.5 = \mathbf{1067\ mm^2}$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5 = \mathbf{1220 mm^2\ Control}$$

$A_{s,min}$=1220 mm^2< A_s =3262.158mm^2

Use7ø 25Top, $A_{s,provided}$= 3436.12mm^2>$A_{s,required}$= 2801.6 mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - (7 \times 25)}{6} = 87.5mm > d_b = 25 > 25 \quad OK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f'_c} = \frac{3436.1. \times 420}{0.85 \times 1200 \times 24} = 58.95\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{58.95}{0.85} = 69.36\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{457.5 - 69.36}{69.36}\right) = 0.0167 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (B2):-

1) Vu = 476.4 KN

V_u at distance d from support=476.4 KN

$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 457.5 \times 10^{-3} = 298.8\ KN$

ø V_c =0.75×298.8 =224.12KN

Check for items:-

1- Vu ≤ Φ Vc/2

476.4 >149.4 (not ok)

2- Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

149.4<476.4 >224.12 (not ok)

3- Φ Vc ≤ Vu

Vs=(Vu-ΦVc)/Φ = (476.4–149.4)/0.75=436 KN

$(\frac{1}{3})*\sqrt{f'_c}$*bw * d = $(\frac{1}{3})*\sqrt{24}$*800*457.5*10^{-3}= 597.6 KN. (Control)

$(\frac{2}{3})*\sqrt{f'_c}$*bw * d = $(\frac{2}{3})*\sqrt{24}$*800*457.5*10^{-3}= 1195.3 KN.

Vs=436 KN < $(\frac{1}{3})*\sqrt{f'_c}$* bw * d =597.6 KN .Ok

Spacing:

S = d/2 = 457.5/2 = 228.7 mm

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 10 = 2 * 78.54 = 157.08 mm^2

S = (Av*f_{yt})/(0.062$\sqrt{f'_c}$*bw)=(157.08*420)/(0.062*$\sqrt{24}$*800)→ s = 271.5 mm

S = (Av*f_{yt})/(0.35*bw)=(157.08*420)/(0.35*800) → s = 235.6mm

S = (Av*f_{yt}*d)/(Vs)=(157.08*420*457.5)/(436) → s = 69.2 mm(control)

Take S = 50 mm

Use 2 Leges Φ10 @5 cm.

4.6 Design of Column :

4-6-1Design Data:

The following table and figures gives the design parameters of column group A:

$Dead\ load\ (service)$	$2000kN$
$Live\ load\ (service)$	$1000kN$
$Length$	$3.0\ m$
k	$1\ (Braced)$
$b * h$	$40 * 70\ cm$
f_y	$420\ Mpa$
f'_c	$24\ Mpa$
Concrete cover	$40\ mm$
$Bar\ size$	$\emptyset 20\ mm$
$Type\ of\ load$	$Concentrically\ Loaded$

Table (4-5): Design Data of column group A .

4-6-2Factored Loads:

$P_u = 1.2\ D + 1.6L$

$P_u = 1.2\ (2000) + 1.6(1000) = 4000kN$

4-6-3Selecting Column Dimension:

AssumeAst = 0.02Ag

$\emptyset Pn, max = \emptyset 0.80[0.85.fc(Ag - Ast) + Ast.Fy]$

$4000 * 10^3$ = 0.65*0.80[0.85*24*(Ag-0.02Ag) + (0.02Ag*420)]

$Ag = 271002.71 \text{mm}^2$

take h =700.

b = 271002.71/700 = 387.146, take b = 400mm

Ag= 700*400 =280000 mm^2

$\emptyset Pn, max = \emptyset 0.80[0.85.24(280000 - Ast) + Ast.420]$

Ast= 4955.724 mm^2

Use (10Ø20 with As= 10799.2mm^2 >Ast= 4955.724mm^2)

$\rho = Ast/Ag$

10799.2/28000 = 0.0386

Design of ties :

use ties Ø10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of :

1- 48 times tie diameter , $48d_s$ = 48*10 = 480 mm.

2- 16 times the longitudinal bar diameter , $16d_b$ = 16*20 = 320 *-control*

3- the least dimension of the column = 400 mm

use Ø10 @ 200 mm

Check for code req. :

1- Clear spacing between longitudinal bar :

Clear space = $\frac{400-40*2-10*2-3*20}{2}$= 120 mm> 40mm> $1.5d_b$ = 1.5*20 = 30

2- 0.0238<$\rho g = 0.0386$ < 0.08 -ok

3- Number of bars= 10> 4=minimum number of bars for rectangular section -ok

4- Minimum tie diameter Ø10 for Ø20 - ok

5- Spacing of tie s = 200mm -ok

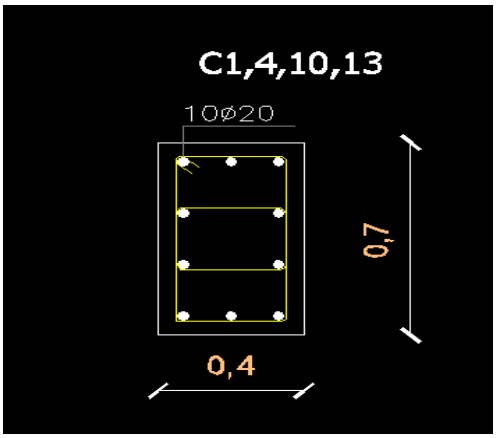


Figure (4-14): Column detailing.

4-7 |Design of Staircase:

live load of $L_l = 5\ \left(\frac{kN}{m^2}\right)$, $assuming\ \ 150\ mm\ for\ rise$,$300\ mm\ for\ run$, $f_{c'} = 24\ Mpa\ and\ f_y = 420\ Mpa$.

4-7-1 Plan and materials of stair:

The following figure (4-15)demonstrate the plan of stair that we consider to design it.

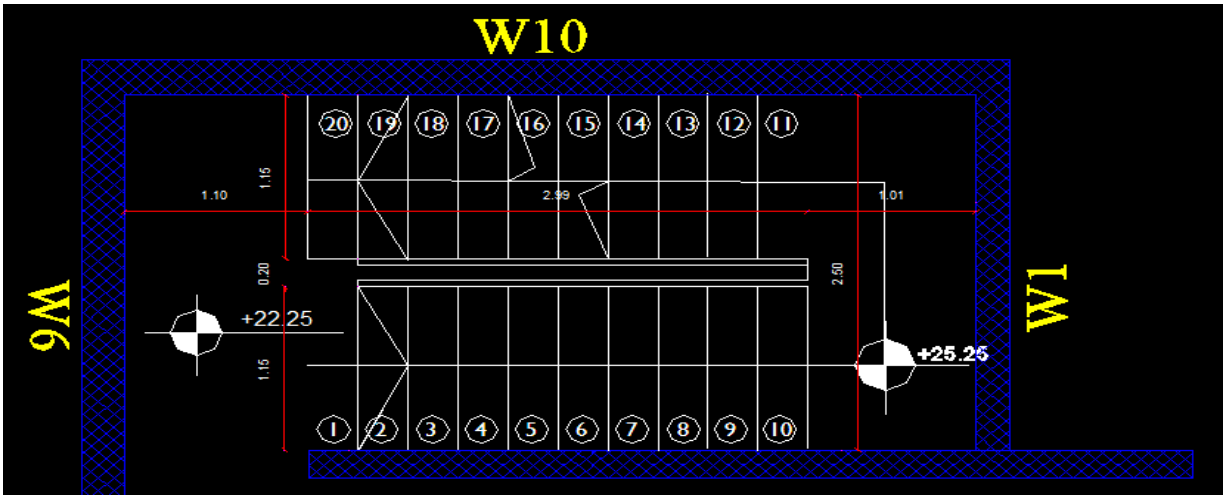


Figure (4-15): Stair Plan and structural system.

4-7-2Structural system and minimum thickness:

1. **The structural system of this stair was taken as a simply supported (one-way solidslab) since that the flight of stair will be supported at the of upper and lower landings.**
2. **Minimum Slab thickness for deflection is (for simply supported one-way solid slab) is**

$$h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{2.99+1.01}{20} = 20\ cm.$$

$$Take\ h_{min} = 20\ cm$$

4-7-3Loads and Reactions calculations:

The applied live loads are based on the plan area (horizontal projection), while the dead load is based on the sloped length. To transform the dead load into horizontal projection the figure (4-16)below explains how.

$$\boldsymbol{\theta = tan^{-1}\left(\frac{rise}{run}\right) = tan^{-1}\left(\frac{150}{300}\right) = 26.6^{\circ}}$$

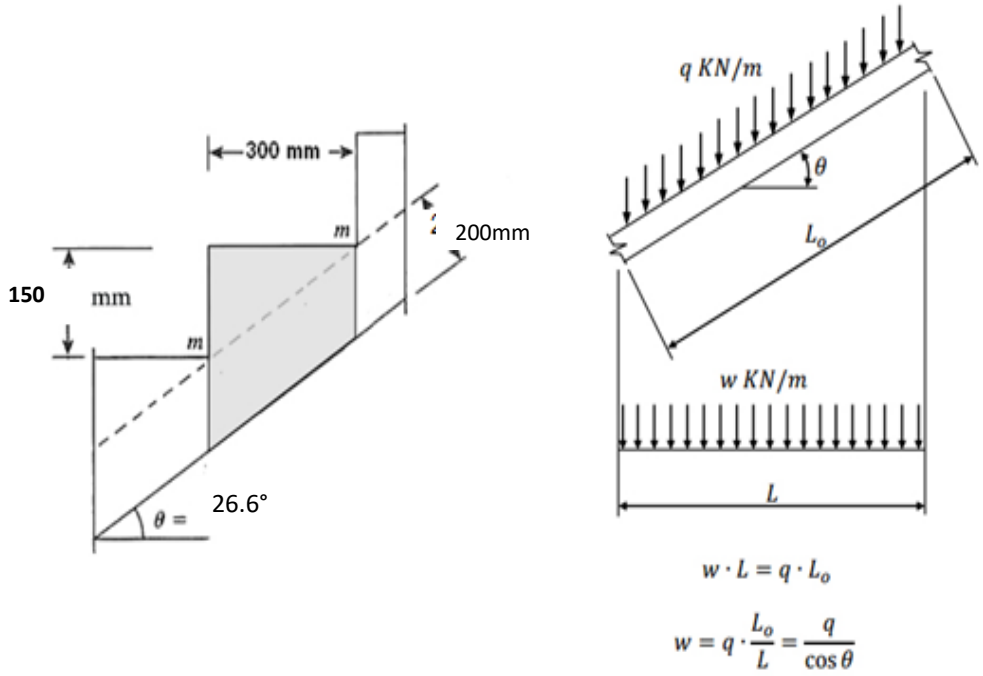


Figure (4-16): Transformation of dead load into horizontal projection.

- **Flight Dead Load computation:**

Table (4-6) shows Dead Load calculations on Flight of stair:

Dead Load Form	Unit weight γ $(\frac{kN}{m^3})$	w $(\frac{kN}{m})$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.150 + 0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.35$
Mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.150 + 0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.1$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.150 \times 0.3}{2}\right) \times 1 = 1.875$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$\frac{25 \times 0.200 \times 1}{cos\ 26.6} = 5.6$
plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{cos\ 26.6} = 0.74$
$\sum$ *Tota Dead loads* kN/m		11.9

Table (4-6) Dead Load calculations on flight.

- **Landing Dead Load computation:**

Table (4-7) shows Dead Load calculations on Landing of stair:

Dead Load Form	Unit weight γ $(\frac{kN}{m^3})$	$\gamma \times \delta \times 1$ $(\frac{kN}{m})$
Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
Mortar	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$25 \times 0.20 \times 1 = 5$
plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
$\sum$ *Tota Dead loads* kN/m		7.6

Table (4-7) Dead Load calculations on Landing.

- **Live Load:** $L_l = 5\ \left(\frac{kN}{m^2}\right)$.

- **Total Factored Load:** $w = 1.2\ D_L + 1.6\ L_l$

For flight: $w = 1.2\ (11.6) + 1.6(5) = 21.92\ \left(\frac{kN}{m}\right)$.

For Landing : $w = 1.2\ (7.6) + 1.6(5) = 17.12\ \left(\frac{kN}{m}\right)$.

4-8-4 Design of flight 1:

The support reaction of flightat Landing is:

The reaction at each end

R=WL/2=(21.92*2.99)/2 =32.77

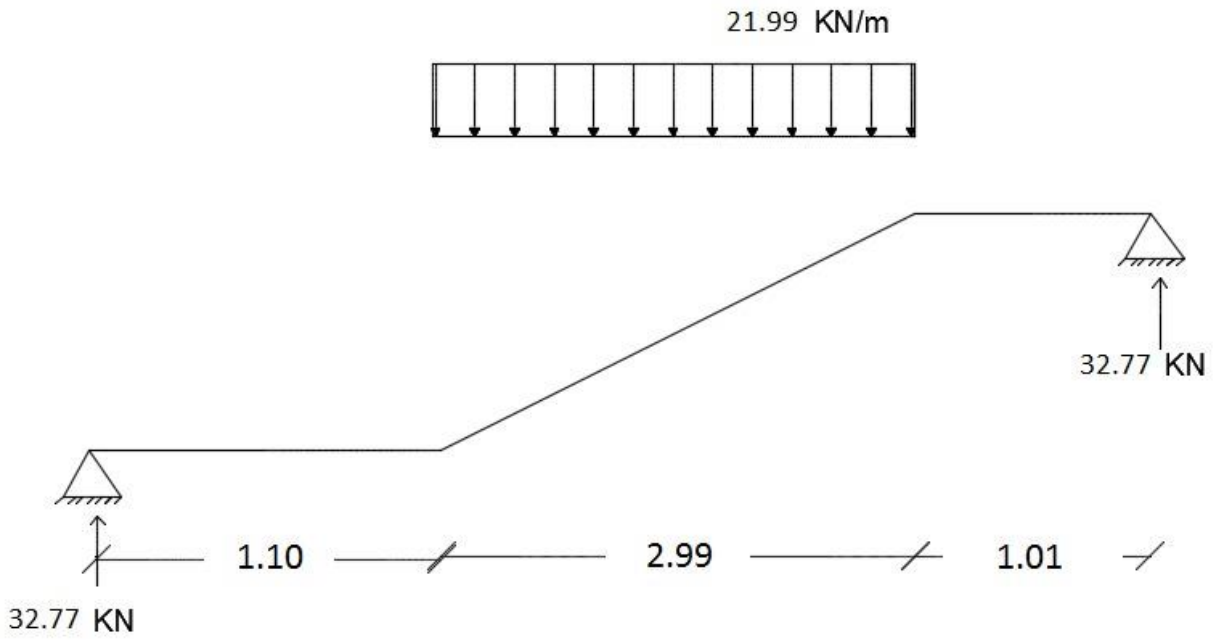


Figure (4-17): Loads and reactions on statically system of flight.

Shear and moment calculations:

- **Check for shear strength:**

  Assume bar diameter $\emptyset 14\ for\ main\ reinforcemnt.$

$$d = h - cover - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$$

Assume wall width $25\ cm.$

$$V_u = 32.77\ kN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 173 = 141.25\ kN\ ..for\ 1\ m\ strip$$

$$\phi = 0.75 - for\ shear$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 141.25 = 106\ kN\ ..\ for\ 1m\ strip$$

$$V_{u,max} = 32.77kN < \frac{1}{2}\phi V_c = 53\ kN$$

$$\therefore The\ thickness\ of\ the\ slab\ is\ adequate\ enough$$

- **Calculation of maximum moment and steel reinforcement:**

$$M_{u,max} = 32.77 \times (0.55 + 1.495) - 21.99 \times (1.495) \times \left(\frac{1.495}{2}\right)$$

$$= 42.44\ kN.m$$

$$assume\ bar\ diameter\ \emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt\ with\ , d = 173\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd} = \frac{42.44 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 1.57\ Mpa\ , m = \frac{f_y}{0.85 f_c{}'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.57 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.00389$$

$$A_s = \rho bd = 0.00389 \times 1000 \times 173 = 672.97\ mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2$$

$$A_s = 672.97\ mm^2 > A_{s,min} = 360\ mm^2\ \ , use\ \emptyset 14$$

$$Use\ 5\emptyset 14/m\ with\ A_{s,prov} = 770\ mm^2 > A_s = 360\ mm^2\ (for\ (1m)\ strip)$$

Check of the maximum step for <u>main reinforcement</u>(the smallest of):

1. $3h = 3 \times 200 = 600\ mm$
2. $450mm.$
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$S_{max} = 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 305.8\ mm\ - controled$$

$$S = 250\ mm\ < S_{max} = 305\ mm - OK$$

- **Temperature and shrinkage reinforcement:**

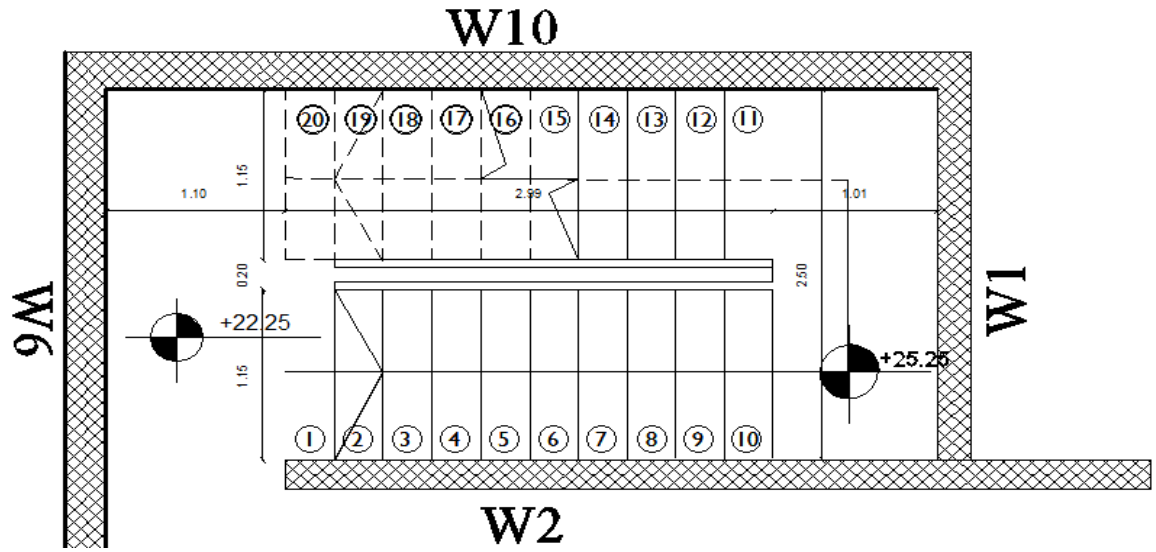
$$A_s(temperature\ and\ shrinkagr) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(200) = 360\ mm^2$$

$$Use\ 4\emptyset 12@25\ cm\ with\ A_{s,prov} = 452.4\ mm^2 > A_s = 360mm^2 for\ (1m)\ strip$$

Check maximum step for <u>temperature and shrinkage</u>(the smallest of):

1. $5h = 5 \times 200 = 1000\ mm$
2. $450mm.\ - controled$

$$S = 25\ cm\ < S_{max} = 45\ cm - OK$$



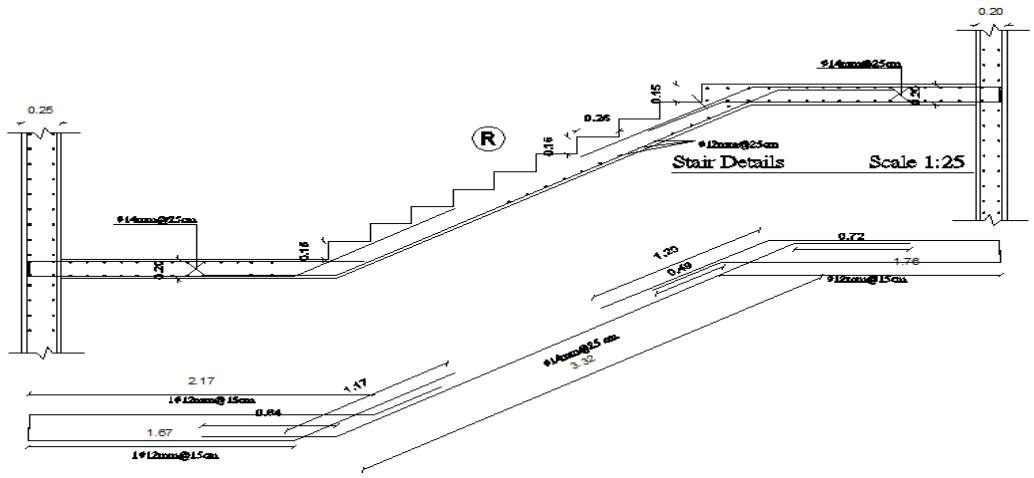


Figure (4-18): Detailing of flight 1.

4-7-5 Design of landing :

The support reaction of landing is:

Slab of landing is supported on the shear walls . The reaction of the slab flight is applied at the centerline of the landing slab . Since the width of landing is 1.15m , the reaction will be distributed along this width. Thus the load per meter equals

$$Wr = \frac{R(Flight)}{B} = \frac{32.77}{1.15} = 28.49\ KN/m.$$

R=28.49*1.15+(17.12*2.4)/2=50 KN. as shown in figure (4-19).

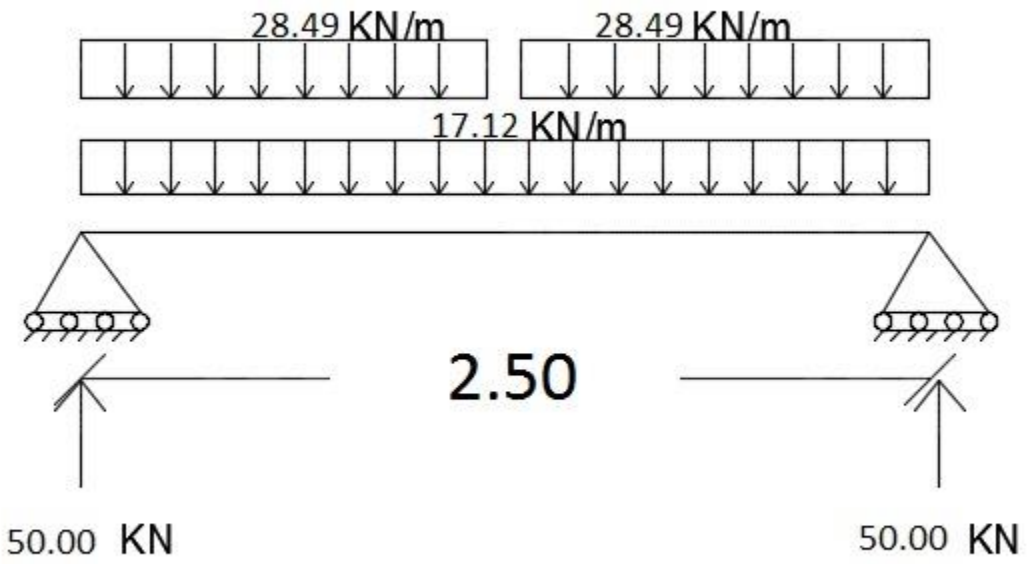


Figure (4-19): Loads and reactions on statically system of flight.

Shear and moment calculations:

- **Check for shear strength:**

  Assume bar diameter $\emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt.$

  $$d = h - cover - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$$

  Assume wall width $30\ cm$

  $$V_u = 50\ \ kN$$

  $$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 173 = 141.25\ kN\ ..\ for\ 1\ m\ strip$$

  $$\phi = 0.75 - for\ shear$$

  $$\phi V_c = 0.75\ \times 141.25 = 106.55\ kN\ ..\ \ for\ 1m\ strip$$

$$V_{u,max} = 50\ kN\ < \frac{1}{2}\phi V_c = 53.27\ kN$$

$$\therefore\ The\ thickness\ of\ the\ slab\ is\ adequate\ enough.$$

- **Calculation of maximum moment and steel reinforcement:**

$$M_{u,max} = 27.012\ kN.m\ /\ \text{m}$$

$$assume\ bar\ diameter\ \emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt\ with\ \ , d = 173\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd} = \frac{27.012 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 173^2} = 1.0028\ Mpa \qquad , m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.0028 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.002449$$

$$A_s = \rho bd = 0.002449 \times 1000 \times 173 = 423.677\ mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2$$

$$A_s = 423.677\ mm^2 > A_{s,min} = 360\ mm^2\ \ , use\ A_{S,prov}\ \ with\ \emptyset 14$$

$$Use\ 4\emptyset 14@25\ cm\ \ with\ A_{s,prov} = 616\ mm^2 > A_{s,min} = 360\ mm^2 for\ (1m)\ strip$$

Check maximum step for main reinforcement(the smallest of):

4. $3h = 3 \times 200 = 600\ mm$
5. $450mm.$
6. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$S_{max} = 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm\ - controled$$

$$S = 25\ cm < S_{max} = 30\ cm - OK$$

- **Temperature and shrinkage reinforcement:**

$$A_s(temperature\ and\ shrinkagr) = 0.0018bh = 0.0018.(1000)(200) = 360\ mm^2$$

$$Use\ 4\emptyset 12@25\ cm\ \ with\ A_{s,prov} = 452\ mm^2 > A_s = 360\ mm^2 for\ (1m)\ strip$$

Check maximum step for temperature and shrinkage(the smallest of):

3. $5h = 5 \times 200 = 1000\ mm$
4. $450mm.\ - controled$

$S = 30\ cm \leq S_{max} = 45\ cm - OK.$

4-8|Design isolated Footing(F1):

4-8-1 Materials and Loads:

Isolated footing that we consider to design with materials of:

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

Dead Load (service) $= 2000kN.$

Live Load (service) $= 900kN.$

Total services load $= 2000 + 900 = 2900kN.$

Total Factored load $= 1.2(2000) + 1.6(900) = 3840kN.$

Column dimension $(a \times b) = 60\ cm \times 60cm.$

Soil density $= 18\ (\frac{KN}{m^3}).$

Service surcharge =5 KN/m2

Allowable bearing capacity $q_{all} = 400\ (\frac{kN}{m^2})$

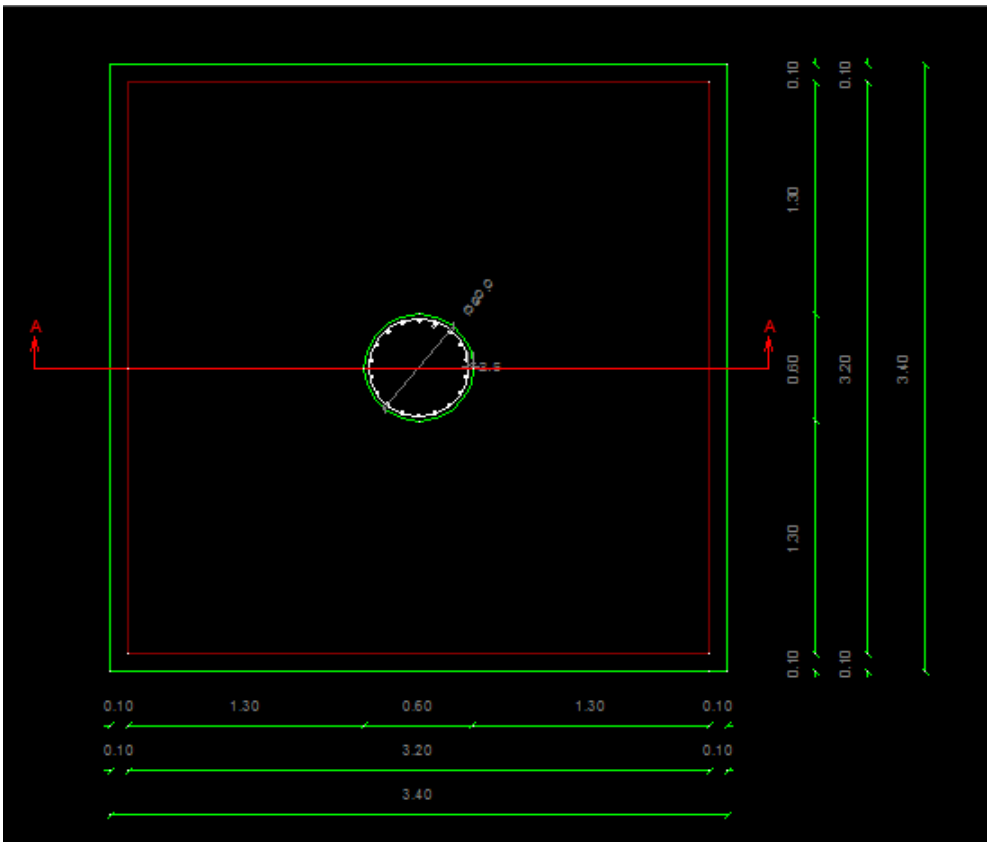


Figure (4-20): Footing plan detailing.

W soil =1*18=18 KN/m.

Assume h $= 60cm$.

W(footing)=25*0.6=15 KN/m.

Total surcharge load on foundation:

W=15+5+18=38KN/m.

- **Area of footing:**

$$A = \frac{p_t}{q_{all-net}} = \frac{2900}{400} = 7.25m^2$$

Assume square. Footing

Select $B = 2.7m$

Select $L = 2.7m$

- **Bearing pressure:**

$$q_u = \frac{3840}{2.7 \times 2.7} = 526.75\ (\frac{kN}{m^2})$$

4-8-2 Design:

- **Design of one-way shear strength:**

Critical Section at Distance d From The Face of Column Assume = 60cm .

Bar diameter ∅18 for main reinforcementand 7.5 cm Cover.

Vu = qu*b($\frac{l}{2}$-$\frac{a}{2}$-d)=526.75*2.7($\frac{2.7}{2}$-$\frac{0.6}{2}$-d)

Assume øVc =Vu (ø=0.75).

Vc=$\frac{1}{6}$√fc *bw*d=1/6*√24*2700*d.

d=254 mm.

h=254+75+20= 349 mm.

Assume h=40cm

$$d = 400 - 75 - 20 = 305\ mm$$

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B-a}{2} - d\right) \times L = 526.75 \times \left(\frac{2.7-0.4}{2} - 0.305\right) \times 2.7 = 1201.78\ kN.$$

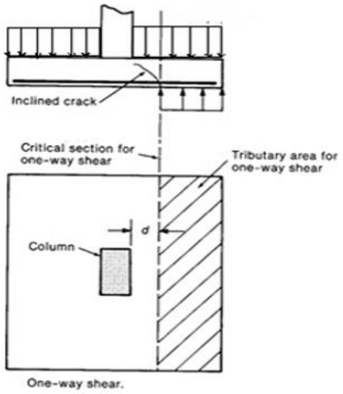


Figure (4-21): one-way shear calculation.

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2700 \times 305 = 504.285\ kN$$

$$\emptyset V_C = 504.285kN < V_u = 1201.78kN - Not\ Ok$$

Try h=100cm

$$d = 1000 - 75 - 20 = 905mm$$

$$bo = 2(0.6 + 0.905) + 2(0.6 + 0.905) = 6.02mm$$

$$V_u = 526.75\{2.7 \times 2.7 - (0.6 + d)(0.6 + d)\}$$

$$V_u = 526.75\{2.7 \times 2.7 - (0.6 + 0.905)(0.6 + 0.905)\} = 2646.91kN$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times bo \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 6020 \times 905 = 3336.26kN$$

$$\emptyset V_C = 3336.26kN > V_u = 2646.91kN - Ok$$

- **Design of Tow-way shear strength:**

  $V_u = p_u - FR_b$

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

  $V_u = 526.75 \times [(2.7 * 2.7) - (0.6 + 0.905)(0.6 + 0.905)] = 2646.91kN$

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

1. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
2. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
3. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$

Where:

$$\beta_c = \frac{column\ Length\ (a)}{column\ width\ (b)} = \frac{60}{60} = 1$$

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

$$= 2 \times (0.6 + 0.905) + 2 \times (0.6 + 0.905) = 6.02\ m$$

$\alpha_s = 40\ for\ interior\ coulmn$

Substituting values in equations:

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{24} \times 6020 \times 905 = 10008.79kN$$

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{12}\left(\frac{40 * 0.905}{6.02} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 6020 \times 905 = 13367.23kN$$

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \tfrac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 6020 \times 905 = 6672.53kN - CONTROL.$$

$\emptyset V_C = 6672.53kN > V_u = 2646.91\ kN$ **- OK**

- **Design Bending moment for long dirction:**

  Critical Section at the Face of Column.

$select\ \emptyset 18$

d = 1000-75-18/2 = 916mm

$$M_u = 526.75 \times 2.7 \times 1.05 \times \frac{1.05}{2} = 784\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{784 \times 10^6}{0.9 \times 2700 \times 916^2} = 0.385\ MPa$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.385}{420}}\right) = 0.0009255$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0009255 \times 2700 \times 916 = 2288.95mm^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2700 \times 1000 = 4860mm^2$$

$$A_{S,req} = 2288.95mm^2 < A_{Smin} = 4860mm^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 1000 = 3000\ mm$
2. $450\ mm - control$

$Use\ 20\emptyset 18\ with A_{s,prov} = 5089.38\ mm^2 > A_{S,req} = 4860\ mm^2$

S=(2700-75*2-20*18) / 19 = 115.26mm

S=115.26 <Smax =450 mm, select S=125mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f'_c} = \frac{5089.38 \times 420}{0.85 \times 2700 \times 24} = 38.8mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{916-45.66}{45.66}\right) = 0.0572 > 0.005\ \ldots\ldots 0k$$

- **Design Bending moment for short dirction:**

Critical Section at the Face of Column

$select\ \emptyset 18$

d = 1000 -75 - 18 -18/2 = 898mm

$$M_u = 2.7 \times 2.7 \times 1.05 \times \frac{1.05}{2} = 784\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{784\ \times 10^6}{0.9 \times 2700 \times 898^2} = 0.4\ MPa$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.4}{420}}\right) = 0.000962$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.000962 \times 2700 \times 898 = 2332.46\ mm^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2700 \times 1000 = 4860\ mm^2$$

$$A_{S,req} = 2332.46\ mm^2 > A_{Smin} = 4860\ mm^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

3. $3h = 3 \times 1000 = 3000\ mm$
4. $450\ mm - control$

$Use\ 20\emptyset18\ with\ A_{s,prov} = 5089.38\ mm^2 > A_{S,req} = 4860\ mm^2$

S=2700-75*2-20*18 / 19 = 115.26mm

S=115.26<Smax =450 mm, select S=125mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f'_c} = \frac{5089.38 \times 420}{0.85 \times 2700 \times 24} = 38.8\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{898-45.66}{45.66}\right) = 0.056 > 0.005 \ \ldots\ldots 0k$$

- **Development Length In Footing :-**

Tension Development Length In Footing :-

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

$$Assume\ Ktr = 0\ (No\ stripes)$$

$$cb = 50 + \frac{18}{2} = 59mm\ \ Or\ cb = \frac{125}{2} = 62.5mm$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+59}{18} = 3.28 > 2.5$$

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

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 18 = 444.44\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{2700-600}{2} - 75 = 1050$ mm

$Ld_{T\ available}$ = 1050mm >$ld_{req} = 444.44\ mm$…….. OK

Compression Development Length In Footing:-

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

Ld_{Creq}= $\frac{0.24*420*18}{\sqrt{24}}$ = 370.36> 0.043*420*18 = 325.08>200mm

Ld_{Creq}= 370.36 mm

$Ldc_{available}$= 1000 – 75 – 20 – 18 = 887mm >Ld_{Creq}= 370.36 mm …….. Ok

Lap Splice of Dowels inColumn:-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×18 = 536.8 mm > 300 mm

Select Lsc = 600 mm.

4.9 Design of Basement Wall:

❖ **Material :**

⇒ **concrete B 300 Fc' = 24N/mm^2**

⇒ **Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2**

$\emptyset = 30°$ $\gamma = 18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin\emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.5$

✓ **Load on basement wall:**

For 1m length of wall:

*** Weight of backfill:**

$q1 = Ko * \gamma * h$
= 0.5*18.0*6=54 KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$q2 = Ko * LL$
= 0.5 * 5 =2.5 KN/m

q_1 due to triangular loading, q_2 is due to uniform loading.

By using structural analysis software(Atir) we obtain the shear and moment diagrams.

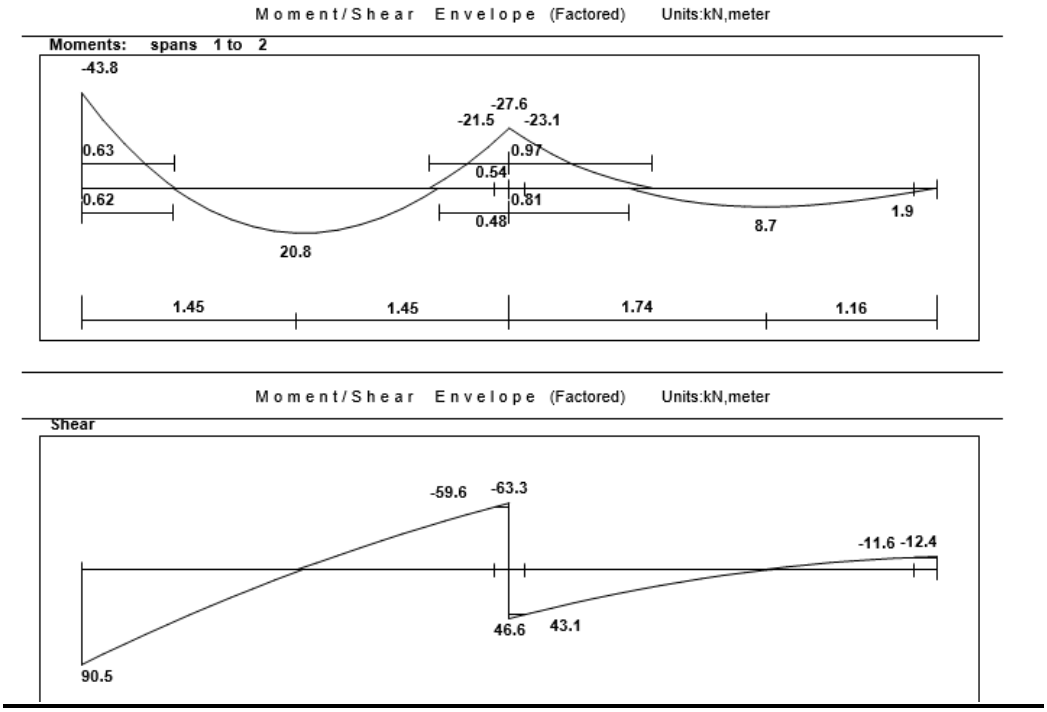


Figure (4-22): Moment and Shear envelops of basement.

✓ Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,
$d = 300 - 20 - 16 = 264$ mm
Vmax =90.5 KN

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

= 1616.7 KN , Vu $< \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

✓ Design of Negative bending moment:

For Mu max = 43.8KN.m :

$$\mathbf{Mn} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{0.9}} = \frac{\mathbf{43.8}}{\mathbf{0.9}} = \mathbf{48.67KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{48.67 * 10^6}{1000 * 264^2} = 0.698 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.698 * 20.59}{420}}\right) = 0.00169$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00169 * 1000 * 264 = 4.46 cm^2/1m.$$

$$Amin(\text{for flexture}) = 0.25 \frac{\sqrt{fc}}{fy} bw\ d = 7.7 cm^2/m \geq \frac{1.4}{fy} bw\ d = 8.89 cm^2/1m$$

$$\therefore Amin \geq Areq$$

n = $\frac{889}{154}$ = 5.7, take 6Ø14/1m or Ø14@15 mm

→ Select Ø14@15 cm/1m

Vertical reinforcement at compression face:

$$As\ req = As\ min = 0.0012 * b * h = 3.60\ cm^2/1m$$

Ø14@15cm/1m

✓ Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 6\ cm^2/m$$

Select Ø12@20cm/1m, in two layer.

✓ Design of Negative bending moment:

For Mu max = 20.8KN.m :

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{20.8}{0.9} = 23.11\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{23.11 * 10^6}{1000 * 264^2} = 0.332\ Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.332 * 20.59}{420}}\right) = 0.000797$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.000797 * 1000 * 264 = 2.1 cm^2/m$$

$$Amin(\text{for flexture}) = 0.25\frac{\sqrt{f'c}}{fy} bw\ d = 7.7\ cm^2/m \geq \frac{1.4}{fy}\ bw\ d = 8.89\ cm^2/m$$

$$\therefore Amin \leq Areq$$

n = $\frac{889}{154}$ = 5.7 , take 6∅14/m or ∅14@150 mm

→ Select ∅14@15cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

As req =As min = $0.0012 * b * h = 3.60\ cm^2/m$

∅14@15cm/m

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

$Asmin = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 6\ cm^2/m$

Select∅12@20cm/m, in two layer.

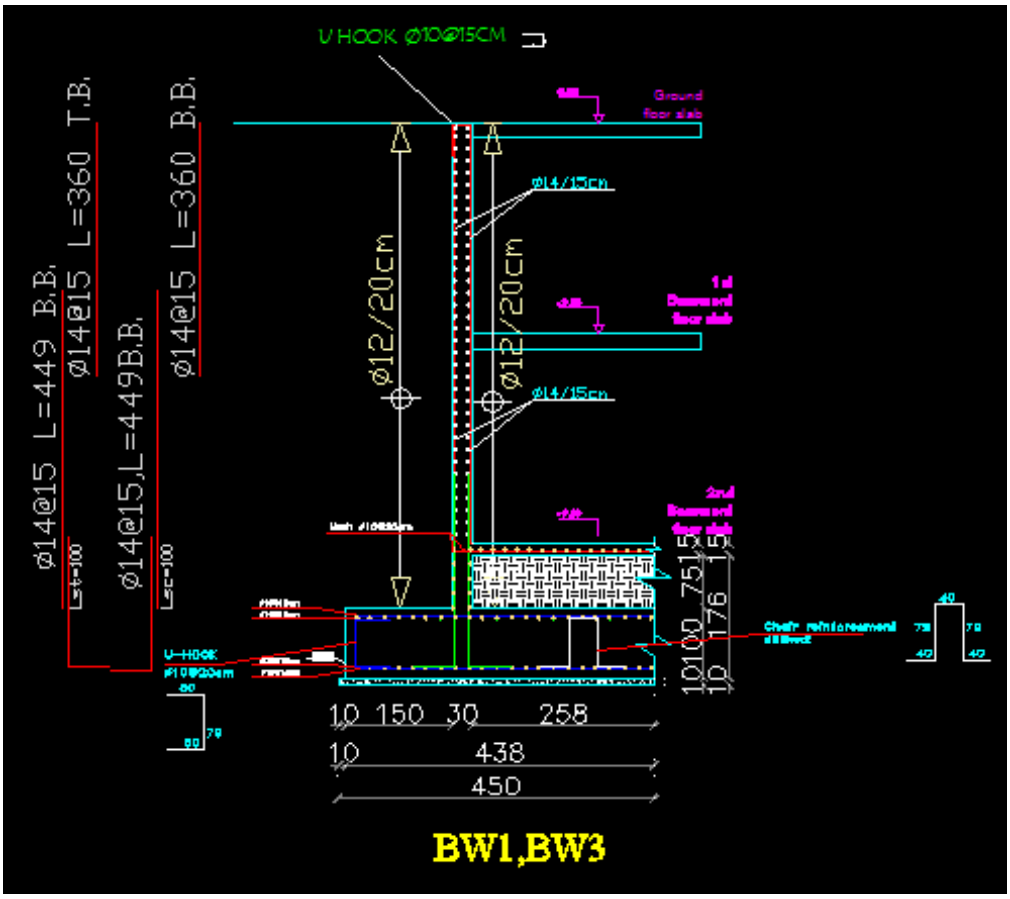
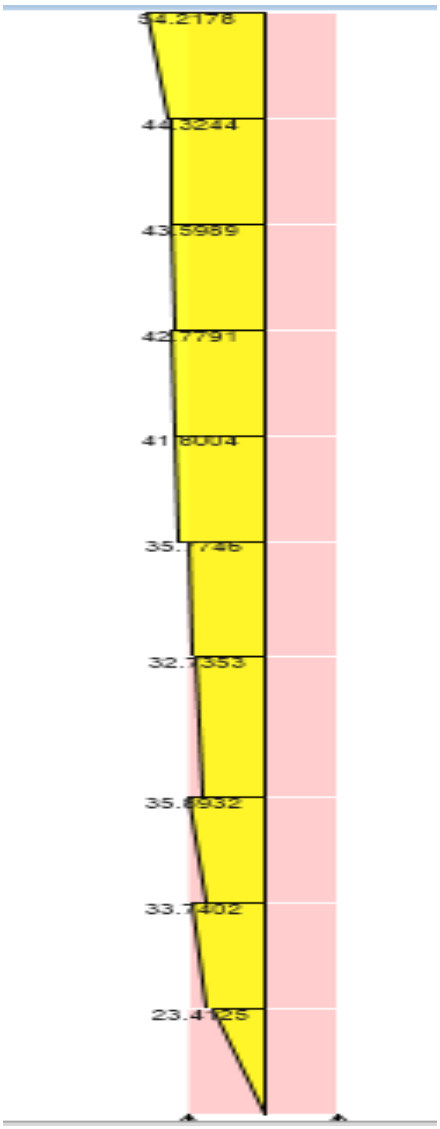


Figure (4-23): Detailing of basement.

4.10 Design of Shear Wall (SW,5)

Design for Earth Quick

The results by Etabs:



Fig(4-24): Shear Diagram of Shear Wall.

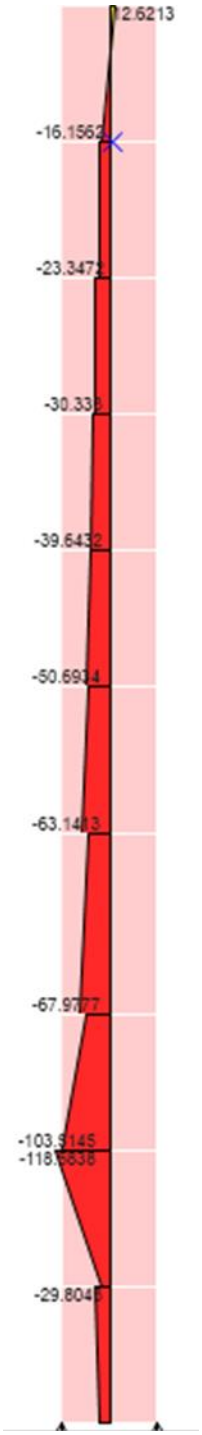


Fig 4-25: Moment Diagram of Shear Wall.

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 5)**

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

⇒ **Reinforcement Steel** **Fy = 420 N/mm^2**

⇒ **Shear Wall Thickness** **h = 0.2 m.**

⇒ **Shear Wall Width** **Lw = 2.25 m .**

⇒ **Shear Wall Height** **Hw = 31.5m .**

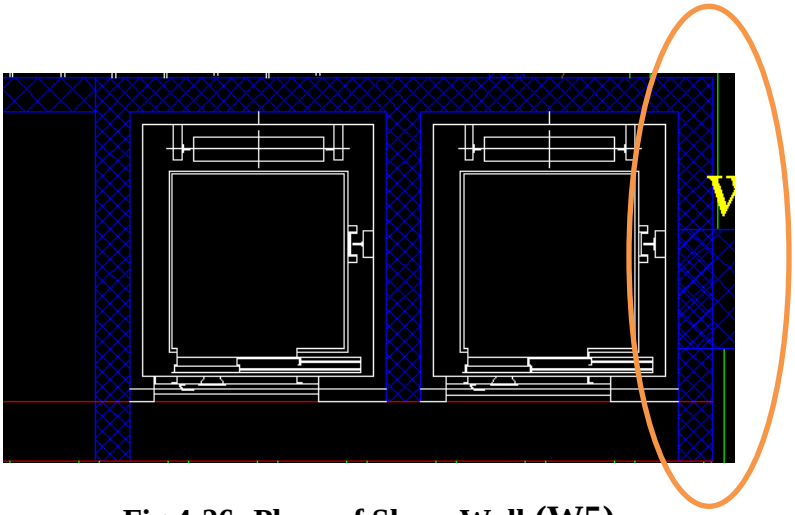


Fig 4-26: Plane of Shear Wall.(W5)

✓ **Design of Horizontal Reinforcement:-**

$$\sum FX = \text{Vu} = 54.22KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{2.25}{2} = 1.125m \ldots control$$
$$\frac{h_w}{2} = \frac{31.5}{2} = 15.75m$$

Story heigh (hw)=3.0 m

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 2.25 = 1.8\,m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.833 * \sqrt{24} * 200 * 1800 = 1652.74\,KN > V_u = 54.22\,KN$$

$V_c$is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 1800 = 293.94KN \quad \text{.....Control}$$

$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 200 * 1800 + \frac{3478.85 * 1800}{4 * 2.25}$$
$$= 1171.95KN$$

$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd$$
$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{2.25\left(0.1\sqrt{24} + 0.2\frac{3478.85}{2.25\times 0.2}\right)}{1.06}\right]0.2 * 1.8 = 1181.96\,KN.$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{118.58}{54.22} - \frac{2.25}{2} = 1.06$$

Nu= 1.2((No.of stories*area of supporting wall *WD)+O.W of wall) + 1.6 (No. of stories*area *WL).

= 1.2 (10*27.76*4.5+2.25*0.2*25*31.5)+ 1.6(10*27.76*3.5)
=3478.85
Vc =$293.94KN$

Vu = 54.22 KN < $\frac{1}{2}$*0.75*293.94 = 110.23 KN No shear reinforcement is required

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$\frac{hw}{l_w} = \frac{31.5}{2.25} = 14$

ρ ? $= \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)(\rho - 0.0025)\right]$

$\frac{hw}{l_w} \geq 2.5$, ρ = 0.0025

Take ρ **= 0.0025**

Try $\emptyset 12$ **(**$A_S = 113.1\ mm^2$**) two layers**

$\rho = \frac{A_{vh}}{hS_h} = \frac{2*113.1}{200S_V} = 0.0025$

S_v**= 452.4mm**

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{2250}{3} = 750mm$

3*h = 3*200 = 600 mm

450 mm ……. Control

→ use ∅12@300 mm in tow layer .

✓ Design of Bending Moment:-

$A_{st} = \left(\frac{2250}{300}\right) * 2 * 113.1 = 1696.5mm^2$

$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{1696.5}{2250 * 200}\right)\frac{420}{24} = 0.0659$

$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = \frac{3478.85}{2.25 * 0.2 * 24} = 0.322$

$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0659 + 0.322}{2 * 0.0659 + 0.85 * 0.85} = 0.454$

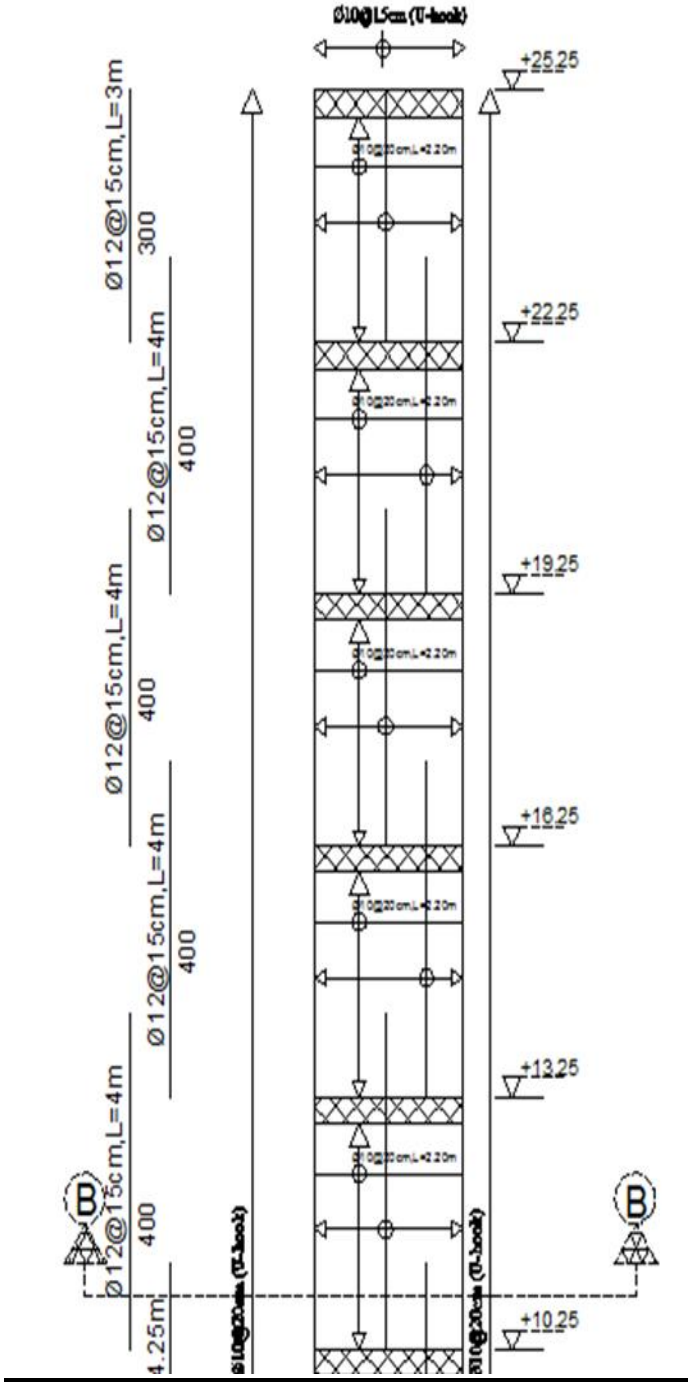
$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st}f_y l_w(1 + \frac{P_u}{A_{st}f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$

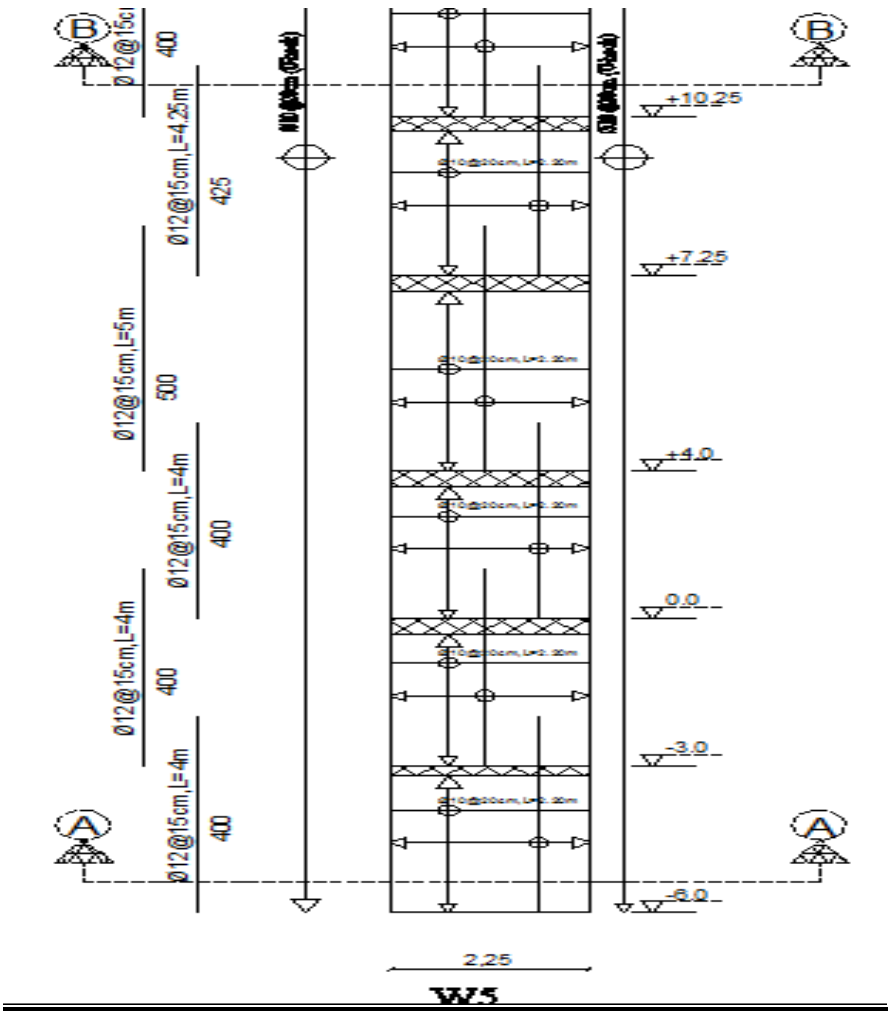
$$= 0.9\left[0.5 * 1696.5 * 420 * 2250\left(1 + \frac{3478.85}{1696.5 * 420}\right)(1 - 0.454)\right] =$$
$$395.83\ KN.m \geq 118.58\ KN.m$$

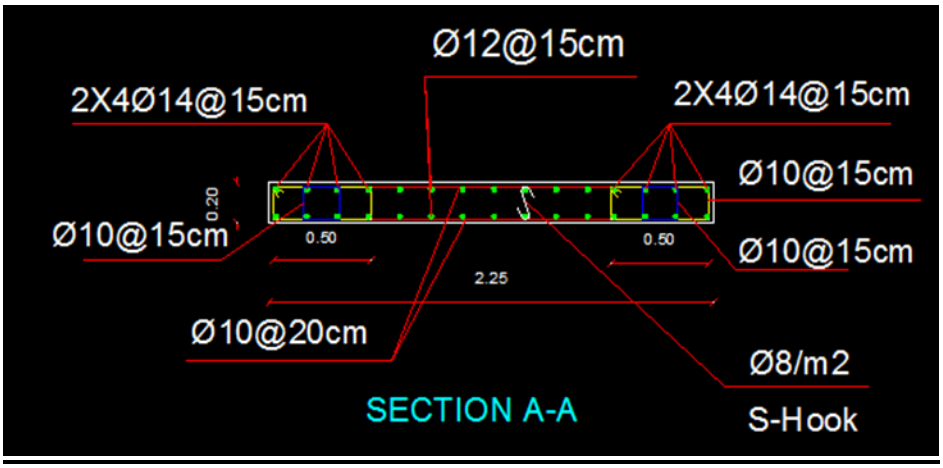
not requires Boundary.

We use (s-hook) 4Ø 8/m².

✓ **Detaling of shear wall (W5):-**




B
A
Ø12@15cm
400
Ø12@15cm,L=4.25m
425
Ø12@15cm,L=5m
500
Ø12@15cm,L=4m
400
Ø12@15cm,L=4m
400
Ø12@15cm,L=4m
400
+10.25
+7.25
+4.0
0.0
-3.0
-6.0
2.25
W5


Ø12@15cm
2X4Ø14@15cm
2X4Ø14@15cm
Ø10@15cm
Ø10@15cm
Ø10@15cm
0.20
0.50
0.50
2.25
Ø10@20cm
Ø8/m2
S-Hook
SECTION A-A

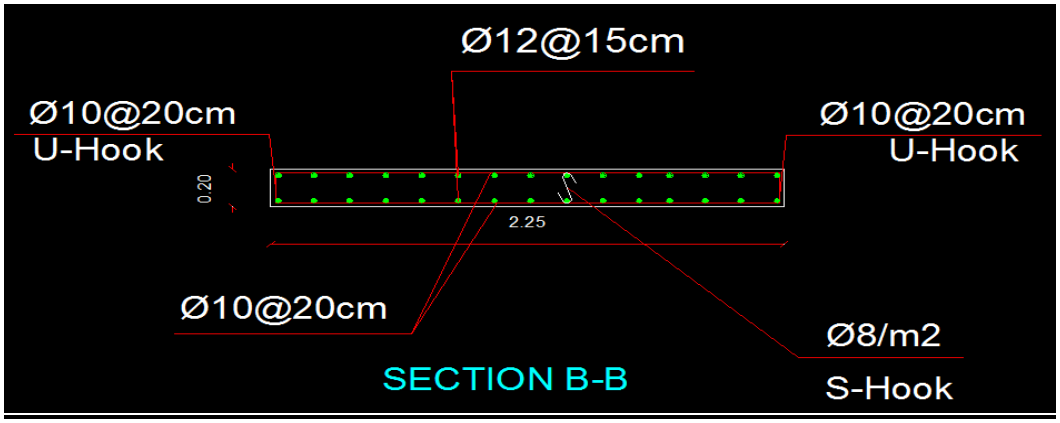


Fig 4-27: Detailing of Shear Wall(W5).

5

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5-1 مقدمة.

5-2 النتائج.

5-3 لتوصيات.

5-4 المصادر والمراجع.

5-1المقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للفندق والمبنى الاداري المقترح بناءهم في مدينة بيت لحم.
وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمشروع.

5-2النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $300KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab) في اغلب العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة (Flat Slab)في عقدة الطابق الأرضي الثاني في مبنى الفندق، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة: -

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي: -

a. AUTOCAD (2007+2015) :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR, SAFE2016, ETABS 2017:- للتحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office XP: - تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

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

5-3التوصيات

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

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

5-4المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).
2. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

Graduation project

structural design Hotel and Administartive building

Supervisor:
Eng.Muna AL-Shaer

Palestine Polytechnic University

COLLEG OF ENGINEERING AND TECHNOLOGY

CIVIL.& ARCH. ENG. DEPARTMENT

Design by:

Anwar Yousef Tarawa

2020

BUILDING ENGINEERING