

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة
دائرة الهندسة المدنية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لفندق النور

فريق العمل

حسام تلاحمة

محمد زعاريير

إشراف:
د. نصر عيوشي

فلسطين- الخليل

2023-2024

تقرير مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية في كلية الهندسة

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في تخصص الهندسة المدنية

فلسطين – الخليل

يناير- 2024 م

الاهداء

الى رسول البشرية معلم الخير وخير معلم محمد بن عبد الله صلى الله عليه وسلم وعلى آله وصحبه
اجمعين.

الى من قدم لنا وضحي من اجلنا وسهر على راحتنا وبذل كل جهد لنصل الى مؤهلات التخرج
وميدان العمل أباؤنا الكرام.

الى مشاعل العطاء وفيض الحنان الذي ينضب معينه الى من تطلب الجنة تحت اقدامهن
امهاتنا الغاليات.

الى من شاركنا افراحنا واطرأنا وتقاسم معنا حلو الحياة ومرها اخوتنا واخواتنا.

الى من اثروا شهادة الله على شهادة الدراسة فارتحلوا سريعا للعلا إخواننا الشهداء عامة وشهداء
غزة خاصة.

الى من رفضوا الخضوعالى الاقمار خلف القضبان.....اسرانا الابطال

الى من طلبوا العزة وحملوا السلاح الى المرابطين على ثغور الوطن...مجاهدونا

الى من اجتمعنا معهم على محبة الله... نستظل بحبهم وننهل من نبع عطائهم.. احبائنا

الشكر والتقدير

نتقدم بجزيل الشكر إلى كل من أسهم في إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود، إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ممثلة بجميع أساتذتها وعاملها على عطائهم المتميز وتعاونهم وتشجيعهم المستمر، ونخص بالذكر د. نصر عبوشي مشرف المشروع لما قدمه من تشجيع ودعم وثقة والذي زودنا ببعض المراجع والمعلومات التي ساعدت على إكمال هذا العمل.

"وقل اعملوا فسيرى هلا عملكم ورسوله والمؤمنون"

ملخص المشروع

وتتلخص فكرة المشروع في إعداد التصميم الإنشائي الكامل لفندق باسم فندق النور في مدينة الخليل بشكل يشمل كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران وأعمدة وعقدات، بحيث يتم إعداد مخططات تنفيذية تمكن من تنفيذ المشروع على أكمل وجه.

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشائه هو فندق بمساحة إجمالية 20000م² يتكون من ثمانية طوابق مقسمة إلى: طابق تسوية والطابق الأرضي والطابق الأول وطابق خدمات والثاني والثالث والرابع بالإضافة إلى طابق روف، وهذا المبنى تم تصميمه إنشائياً وفقاً للكود الأمريكي، حيث يحتوي المشروع على توزيع الأعمدة في المبنى بما لا يتناقض مع التصميم المعماري للمشروع وعلى تحديد النظام الإنشائي لكل عقدة مع تصميم كافة العناصر الإنشائية من عقدات وجسور وأعمدة وجدران وأساسات وإدراج مع مراعاة معايير الأمان والاقتصاد.

وجدير بالذكر أننا استخدمنا أثناء التصميم الإنشائي للمشروع الكود الأردني لحساب الأحمال (dead load +live load)، والكود الأمريكي ASCE لأحمال الزلازل والكود الأمريكي (ACI- 318-14) للتصميمات الإنشائية المختلفة وتم التحليل والتصميم باستخدام برامج التصميم الإنشائي مثل (SAFE) و(ETAB 18) وAtir 18 , وبرامج أخرى مثل (Microsoft Office Word وExcel وPower Point وAutoCAD).

في النهاية، تم إعداد الرسومات التنفيذية اللازمة لجميع العناصر الإنشائية ليصبح المشروع قابل للتنفيذ على أرض الواقع.

Abstract

The idea of the project is to prepare the complete structural design for hotel, which name is Al-Noor Hotel in the city of Hebron in a way that includes all the structural elements of foundations, walls, columns and slabs, so that executive plans are prepared that enable the project to be implemented to the fullest.

It appears from the plans that the proposed building is a hotel with a total area of 20,000 square meters, consisting of eight floors divided into: a basement, ground floor, first floor, service floors, second, third, and fourth floors. In addition to the roof floor, this building was structurally designed according to the American code, as the project contains Distributing the mayor in the building in a manner that does not contradict the architectural design of the project and determining the structural system for each slab, and designing slabs, beams, walls, foundations, and stairs, taking into account safety and economic standards.

It is worth noting that the structural design of the project was based on the Jordanian code for calculating loads (dead load + live load), adopting the American code for various structural designs (ACI-318-14) and adopting the American code (ASCE) for earthquake loads.

Analysis and design were done using structural design programs such as Atir18, (ETABS18), (SAFE), and other programs such as (Microsoft Office Word, Power Point, Excel, AutoCAD).

In the end, the necessary shop drawings will be prepared for all structural elements in order to make the implementation of this project feasible.

الفهرس

الصفحة

العنوان

13

الفصل الأول: المقدمة

- 1.1 تمهيد .14
- 1.2 نظرة عامة . 14
- 1.3 مشكلة المشروع . 15
- 1.4 الهدف من المشروع . 15
- 1.5 أسباب اختيار المشروع .16
- 1.6 نطاق المشروع .16
- 1.7 الدراسات السابقة .17
- 1.8 خطوات المشروع .17
- 1.9 وصف عام للمشروع .18

19

الفصل الثاني : الوصف المعماري

- 2.1 المقدمة. .19
- 2.2 لمحة عامة عن المشروع . .20
- 2.3 موقع المشروع . .21
- 2.4 وصف المساقات الافقية للمشروع . .22
- 2.5 وصف الواجهات .28
- 2.6 وصف الحركة .30

| | |
|-----|--------------------------------|
| .33 | 3.1. المقدمة |
| .33 | 3.2. الهدف من التصميم الإنشائي |
| .34 | 3.3. الاختبارات العملية |
| .34 | 3.4. الاحمال |
| .38 | 3.5. وصف العناصر الإنشائية |
| .44 | 3.6. البرامج التي تم استخدامها |

CHAPTER FOUR: STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN

| | |
|---|----|
| 4.1 INTRODUCTIONS . | 45 |
| 4.2 FACTORED LOADS. | 46 |
| 4.3 DETERMINATION OF THICKNESS: | 47 |
| DETERMINATION OF THICKNESS FOR ONE WAY RIB SLAB | 47 |
| 4.4 LOAD CALCULATION | 48 |
| 4.4.1 Load calculation for one way rib slab | 48 |
| 4.4.2 Load calculation for tow way solid slab | 49 |
| 4.4.3 Load calculation for two way solid slab | 50 |
| 4.5: Design of topping | 51 |
| 4.6: Design of one-way Ribbed slab | 52 |
| 4.6.1: Design the rib for flexure (GF, Rib6). | 53 |
| 4.6.2 Design of shear of rib (GF, Rib6). | 55 |
| 4.7: Design of Beam (GF, B40) | 57 |
| 4.7.1: Design the beam for flexure | 58 |
| 4.7.2: Design beam for shear | 61 |
| 4.8: Design of two-way ribbed slab. | 63 |
| 4.8.1: Design of two-way ribbed slab for flexure. | 63 |
| 4.8.2: Design of two-way ribbed slab for shear. | 64 |
| 4.9: Design of column (C6). | 66 |
| 4.10: Design of Isolated Footing (F1). | 69 |
| 4.11: Design of Stairs. | 71 |
| 4.12: Design of walls (SW3) | 76 |

فهرس الاشكال

| الصفحة | الشكل |
|--------|--|
| 20 | شكل (2.1): منظور للمبنى |
| 21 | شكل (2.2): صورة جوية للموقع |
| 22 | شكل (2.3): طابق التسوية |
| 23 | شكل (2.4) الطابق الارضي |
| 24 | شكل (2.5): الطابق الأول |
| 24 | شكل (2.6): طابق الخدمات التقنية |
| 25 | شكل (2.7): الطابق الثاني |
| 26 | شكل (2.8): الطابق الثالث |
| 26 | شكل (2.9) الطابق الرابع |
| 27 | شكل (2.10) الطابق الخامس |
| 28 | شكل (2.11): الواجهة الشمالي |
| 29 | شكل (2.12): الواجهة الجنوبية |
| 29 | شكل (2.13): الواجهة الشرقي |
| 30 | شكل (2.14): الواجهة الغربية |
| 31 | شكل (2.15): سكتشن A-A |
| 31 | شكل (2.16): سكتشن B-B |
| 35 | شكل (3.1): مكونات الأرضية |
| 38 | شكل (3.2): عقدة طوب باتجاه واحد |
| 39 | شكل (3.3): عقدة طوب باتجاهين |
| 39 | شكل (3.4): عقدة مصمتة |
| 40 | شكل (3.5): مقطع طولي في جسر مسحور |
| 40 | شكل (3.6): مقطع عرضي في جسر مدلى |
| 41 | شكل (3.7): يبين كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأساسات |
| 41 | شكل (3.8): مقطع في عمود |
| 42 | شكل (3.9): قطاع رأسى في القاعدة المنفصلة |
| 52 | شكل (4.1) Rib geometry |
| 52 | شكل (4.2) Rib load distribution |
| 53 | شكل (4.3) Moment and shear envelope for the rib |
| 57 | شكل (4.4) Beam geometry |
| 57 | شكل (4.5) Beam load distribution |
| 58 | شكل (4.6) Moment and shear envelope for the beam |
| 68 | شكل (4.7) Column C6 detailing |
| 69 | شكل (4.8) Two way shear (punching) |
| 71 | شكل (4.9) Foundation F1 reinforcement |
| 71 | شكل (4.10) Stair plan |
| 72 | شكل (4.11) Load distribution for flight |
| 75 | شكل (4.12) Load distribution for landing |
| 76 | شكل (4.13) Stair reinforcement |
| 79 | شكل (4.14) Shear wall 3 reinforcement |

List of abbreviation

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (*S*).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = Length of clear span.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Tc** = nominal tensional concrete moment strength provided by concrete.
- **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. (Kg/m^3).

- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ρ** = ratio between area of concrete to area of steel.
- **fc'** = specified compressive strength of concrete, MPa
- **f_{cu}** = effective compressive strength of the concrete in a strut or

a nodal zone, MPa

- **f_r** = modulus of rupture of concrete, MPa
- **S** = elastic section modulus of section, mm³,
- **P_n** = nominal strength of cross section subject to compression, N
- **Lu**: Actual unsupported (unbraced) length.
- **M1** = smaller factored end moment on a compression member
- **M2** = larger factored end moment on compression member
- **K**: effective length factor (K= 1 for braced frame).
- **r**: radius of gyration
- **I_g** = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm⁴
 - **δ_{ns}** = moment magnification factor for frames braced against side sway, to reflect effects of member curvature between ends of compression member
- **C_m** = a factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram
- **P_c** = critical load, N.
- **E_s** = modulus of elasticity of reinforcement, MPa.
- **I_g** : moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, cm⁴.
- **I_{se}** : moment of inertia of concrete about centroidal axis of member cross section , cm⁴
- **EI** = flexural stiffness of compression member.
- **db** = nominal diameter of bar, wire, or prestressing
- **ρ_b** = reinforcement ratio producing balanced strain conditions.
- **h** = overall thickness of member, mm
- **L** = span length of beam or one-way slab,
- **β** = ratio of clear spans in long to short direction of two-way slabs

- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement, mm²
- **As,min** = minimum amount of flexural reinforcement, mm²
- **Pb** = nominal axial load strength at balanced strain conditions.
- **Po** = nominal axial load strength at zero eccentricity, N
- **Pu** = factored axial load at given eccentricity, N
- **hw** = total height of wall from base to top, mm
- **lw** = horizontal length of wall, mm
- **βc** = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area
- **T** = elastic fundamental period of vibration, in seconds,
- **V** = The total design lateral force or shear at the base
- **W** = the total seismic dead load defined
- **Z** = seismic zone factor as given in Table 16-I.
- **Ca** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
- **Ct** = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
- **Cv** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
- **I** = importance factor given in Table 16-K.
- **R** = numerical coefficient representative.
- **wc** = weight of concrete, kg/m³
- **Lx** = short distance of the slab(C to C)
- **Ly** = long distance of the slab (C to C)
- **Mfx** = positive field moment at x-direction
- **Mfy** = positive field moment at y-direction
- **Msx** = negative support moment in x-direction
- **qAx** = max shear force in x- direction
- **qAy** = max shear force in y- direction

الفصل الأول

المقدمة

1.1 تمهيد.

1.2 نظرة عامة.

1.3 مشكلة المشروع.

1.4 الهدف من المشروع.

1.5 أسباب اختيار المشروع

1.6 نطاق المشروع.

1.7 الدراسات السابقة.

1.8 خطوات المشروع.

1.9 وصف عام للمشروع.

1.1 تمهيد.

سكن ... أمان ... واستقرار، كلمات لم يبرح الإنسان تحقيقها عبر الأزمنة الغابرة. فمنذ فجر التاريخ بحث الإنسان عن مأوى يقيه برد الشتاء وحرارة الصيف، فاتخذ من الجبال والوديان والكهوف بيوتاً، واستخدم الشجر والحجر ليبنى مسكنه المتواضع، ولكن طموح الإنسان لم يقف عند هذا الحد، فكلما كانت عجلة الزمن تسير إلى الأمام، كان الإنسان يخطو خطوات متسارعة في تطوير الإعمار والبناء، حتى وصل إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حالياً في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والفنادق، 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 قدماً في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لفندق النور المقام في محافظة الخليل.

1.2 نظرة عامة

المشروع عبارة عن فندق مكون من ثمانية طوابق متعددة الاستخدام فطابق التسوية يستخدم ككراج للسيارات إضافة لما يحتاجه الفندق من خدمات كبنر ماء وغرفة غسيل و... ، والطابق الأرضي والأول يحتويان على مطاعم وصالات رياضية وصالة كبيرة متعددة الاستخدام ،

وطابق للخدمات التقنية اما باقي الطوابق فتحتوي على غرف نوم , ونتيجة لكبير حجم المشروع ووجود تنوع في شكلة فسيتم استخدام أنواع مختلفة من العناصر الإنشائية مثل تنوع العقودات في المبنى ووجود الجسور المتعدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة مع الاخذ بيغن الاعتبار التصميم المعماري بحيث ال يتعارض التصميم الإنشائي مع المعماري وإخراج المبنى حسب ما هو مصمم معماريا.

1.3 مشكلة المشروع.

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل وتحديد النظام الإنشائي والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لفندق في مدينة الخليل، وفي هذا المجال تم توزيع أعمدة المبنى وتحديد أنواع البلاطات وتحليل وتصميم بعض العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وغيرها، بتحديد الأحمال الواقعة عليها، ومن ثم تحديد أبعاده ويتطلب ذلك معرفة تامة بالعناصر الإنشائية الحاملة وذلك من أجل إيجاد حلول إنشائية مثلى توفر عاملي الأمان والاقتصاد حيث أن العامل الاقتصادي مهم جدا بشرط ألا يؤثر هذا العامل على عامل الأمان، كذلك تم من خلال هذا المشروع عمل كافة التصاميم لجميع العناصر الإنشائية من أساسات وأعمدة وعقدات وجدران قص وجدران استناديه وإخراجها على هيئة مخططات تنفيذية كاملة، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1.4 الهدف من المشروع.

يتلخص المشروع في الأهداف التالية:

- دراسة التصاميم المعمارية المقدمة للمشروع دراسة وافية لاختيار النظام الإنشائي الأفضل لها.
- عمل دراسة إنشائية بناءً على التصاميم المعمارية وتوزيع العناصر الإنشائية بحيث لا تتعارض مع التوزيع المعماري الداخلي ولا تخل بالمنظر الخارجي.

- عمل تصميم إنشائي متكامل لفندق، وما يتبع ذلك من تجهيز للمخططات الإنشائية والتنفيذية بحيث يكون المشروع جاهزاً للتنفيذ.
- المحافظة على الجانب المعماري في المشروع وعمل كافة القدرات الإنشائية لإبقاء العناصر الجمالية في المشروع.
- الربط ما بين المعلومات النظرية التي قمنا بدراستها بشكل منفرد في مساقات الهندسة المدنية المختلفة بالجانب التطبيقي.
- التعرف على محتويات الكود الأمريكي (ACI-318-14) المستخدم وتطبيق ما يتضمنه هذا الكود في دراسة المشروع.

1.5 أسباب اختيار المشروع.

إن اختيارنا لهذا المشروع يرجع لعدة أسباب هي:

- اكتساب الخبرة اللازمة للقيام بتصميم مبنى مكون من عدة طبقات ومتعدد العناصر الإنشائية وكذلك معرفة كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لتصميم المبنى.
- زيادة الطلب على عمل مثل هذه المشاريع في الأونة الأخيرة نظرا لما أوردناه سابقا من أسباب.
- حاجة المواطنين لمبنى متوفر فيه جميع الاحتياجات من مسكن ومطعم وصالات مثل الفنادق.

1.6 نطاق المشروع .

دراستنا في هذا المشروع تقتصر على الدراسات الإنشائية للمباني التجارية وخاصة الدراسات الإنشائية الخرسانية، كذلك إجراء التعديلات المعمارية اللازمة إن وجدت على التصميم المعماري في حال تعذرت الحلول الإنشائية الممكنة بما يضمن مشروع متكامل من الناحيتين المعمارية والإنشائية.

1.7 الدراسات السابقة.

- تتمثل الدراسات السابقة لهذا المشروع بعمل التصميم المعمارية فقط وذلك من قبل قسم العمارة في جامعة بوليتكنك فلسطين. ولم تتم دراسته إنشائياً.
- سوف يتم اعتماد الكود الأمريكي (ACI-318-14) بشكل رئيسي في تصميم جميع عناصر المبنى الإنشائية ضمن القيم التي يسمح بها الكود. كما أنه سيتم الاستعانة في الكود الأردني لتحديد الاحمال المختلفة.
- الاطلاع على المشاريع السابقة المشابهة والتي تم تصميمها من قبل طلبة الدائرة وذلك للإلمام بأكبر قدر ممكن من الأنظمة الإنشائية الممكن استخدامها وتفادي بعض الأخطاء التي من الممكن الوقوع بها.

1.8 خطوات المشروع.

- الاطلاع على المخططات المعمارية للمبنى ودراستها.
- دراسة المبنى إنشائياً وتحديد النظام الإنشائي الأمثل وذلك بتوزيع مختلف العناصر الإنشائية للمبنى وتحديد الاحمال لكل نوع من أنواع العناصر الإنشائية.
- عمل التحليل الإنشائي لكافة عناصر المبنى.
- عمل التصميم الإنشائي لهذه العناصر.
- عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى بشكل كامل ونهائي.
- عرض المشروع للمناقشة.

1.9 وصف عام للمشروع.

سوف يشتمل هذا المشروع على خمسة فصول وهي: -

الفصل الأول: المقدمة

الفصل الثاني : الوصف المعماري

الفصل الثالث: الوصف الانشائي

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2.1 المقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

2.3 موقع المشروع.

2.4 وصف المساقات الافقية للمبنى.

2.5 وصف الواجهات.

2.6 وصف الحركة

2.1 المقدمة.

ان الوصف المعماري لأي مبنى حازه ماسه لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن اهم ميزات تصميم الفنادق توفير الراحة والخدمات للسكان مثل الغرف السكنية وصالات الرياضة والمحال التجارية والمطاعم .

لأداء أي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لأنشاء أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين الناحية المعمارية والناحية الانشائية، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحة عن المشروع.

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء فندق يساهم في تنمية السياحة في مدينة الخليل، بحيث يلبي جميع الخدمات التي توفرها الفنادق الحديثة من خدمات سكنية وترفيهية وأخرى غيرها. فهو يحتوي على غرف سكنية ومحال تجارية وصالات العاب ومطاعم. يتكون الفندق من 8 طوابق بمساحة اجمالية تقدر بـ 20000 م² وقطعة أرض مخصصة للبناء بمساحة تقدر بـ 20 دونم. يبين الشكل التالي منظور المبنى.



الشكل (2.1): منظور للمبنى

2.3 موقع المشروع.

لتصمم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، تبلغ مساحتها تقريبا ٢٠ دونم، والتي تقع في مدخل المدينة، الواقعة إلى الشمال من مدينة الخليل؛ وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشيا مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من مكاتب وقاعات وغرف وكافيتريات وأي خدمات أخرى.



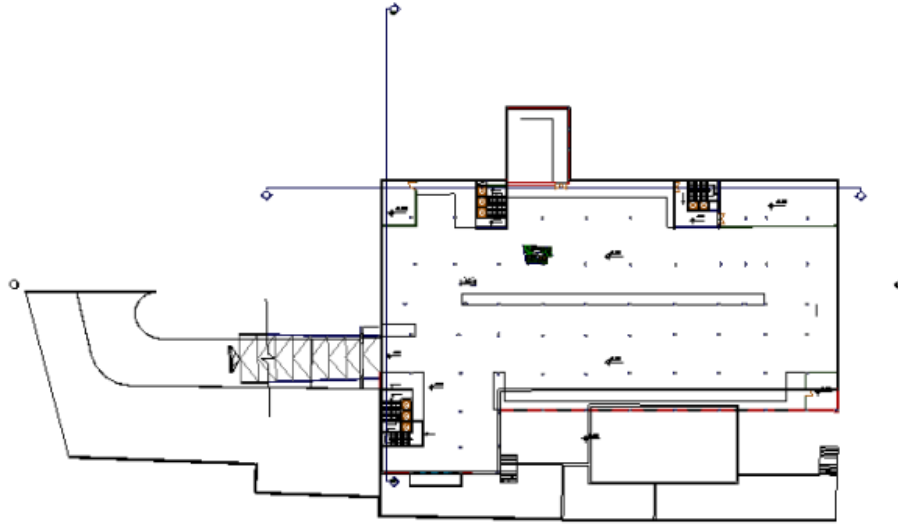
الشكل (2.2): صورة جوية للموقع

2.4 وصف المساقات الأفقية للمبنى.

يتكون المبنى من ثمانية طوابق وهي:

طابق التسوية:

تبلغ مساحة هذا الطابق 3400 م تقريبا ذات منسوب (-4.25 م) من سطح الأرض وهو عبارة عن مرآب يتسع ل 55 سيارة وقسم مخازن وخدمات أخرى، ويمتاز بسهولة حركة الموظفين والزلاء وكذلك سهولة الانتقال من طابق التسوية الى طابق اخر.

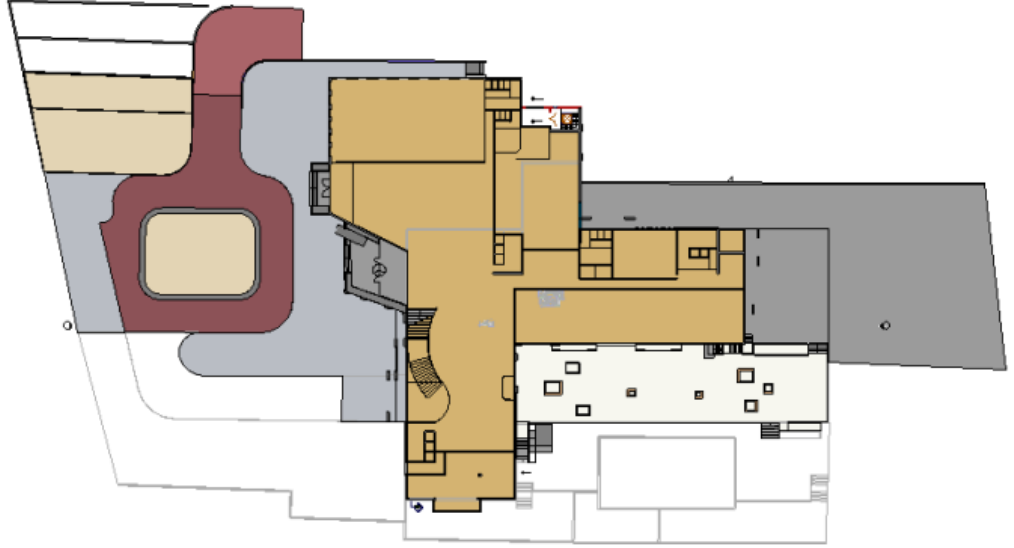


الشكل (2.3): طابق التسوية

الطابق الارضي:

تبلغ مساحة هذا الطابق 3100 م² على منسوب (0.0) من سطح الأرض، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة

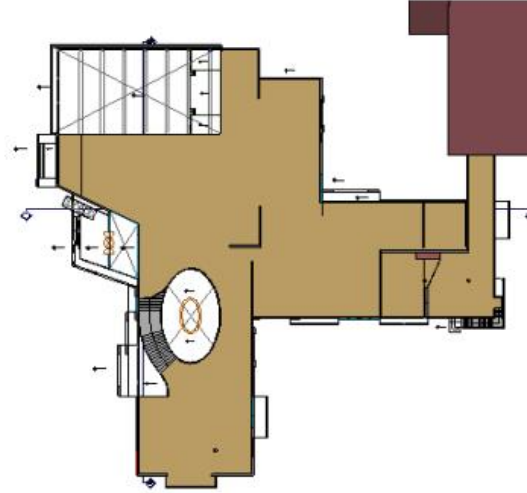
الحركة بين هذه الفراغات التي تشمل قاعة الاستقبال ومكاتب ادارية ومطبخ ومطعم وقاعة مؤتمرات وخدمات أخرى.



الشكل (2.4): الطابق الارضي

الطابق الأول:

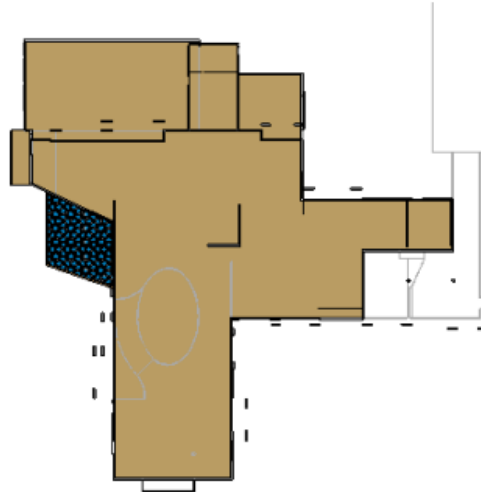
تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م² تقريبا على منسوب (+4.60م) من سطح الأرض، و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضال عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل محالات تجارية ونادي رياضي ونادي ألعاب وقاعة طعام.



الشكل (2.5): الطابق الاول

طابق الخدمات التقنية:

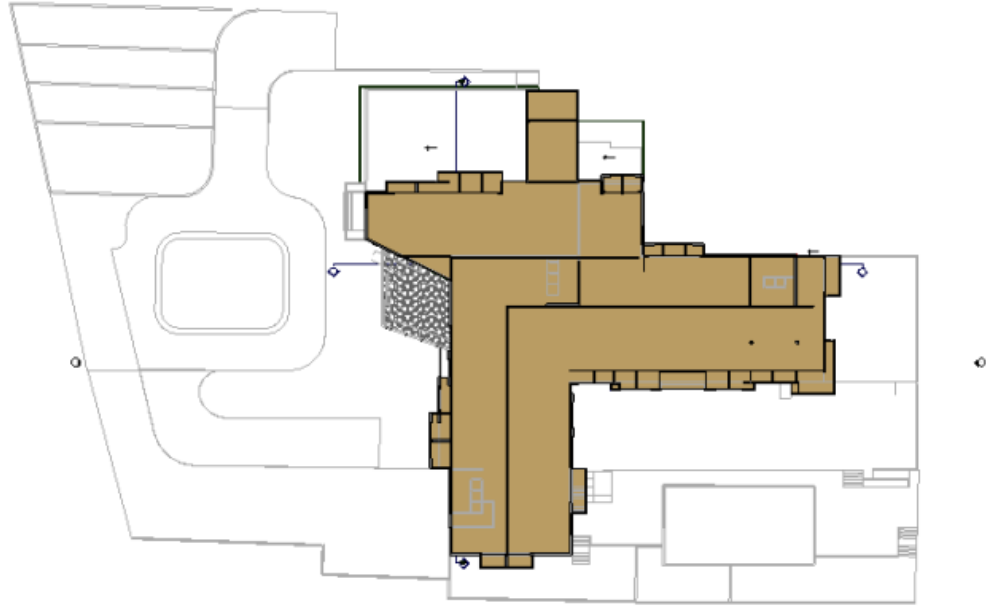
تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م² على منسوب (+8.85) من سطح الارض، يحتوي هذا الطابق على التمديدات اللازمة للمبنى سواء تمديدات كهربائية او صرف صحي. يتميز الطابق بسهولة الحركة فيه حتى يتمكن الطاقم من عمل الصيانة اللازمة واعمال التنظيفات.



الشكل (2.6): طابق الخدمات

الطابق الثاني:

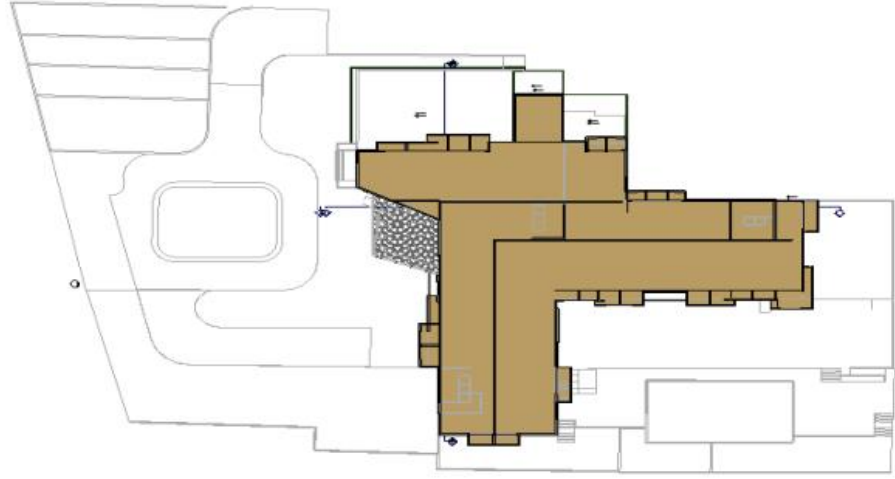
تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م على منسوب (+15.35) من سطح الأرض، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.



الشكل (2.7): الطابق الثاني

الطابق الثالث:

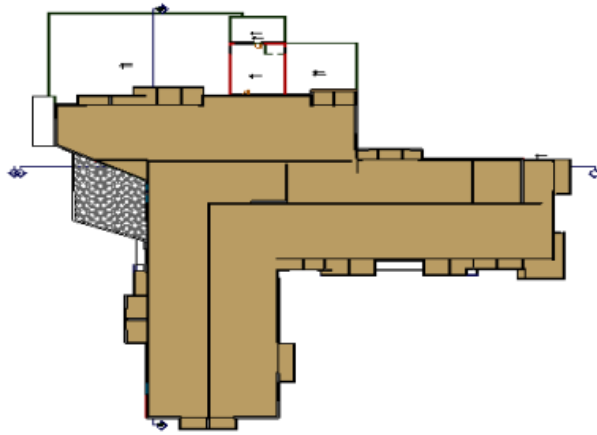
تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م على منسوب (+19.35) من سطح الأرض، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.



الشكل (2.8): الطابق الثالث

الطابق الرابع:

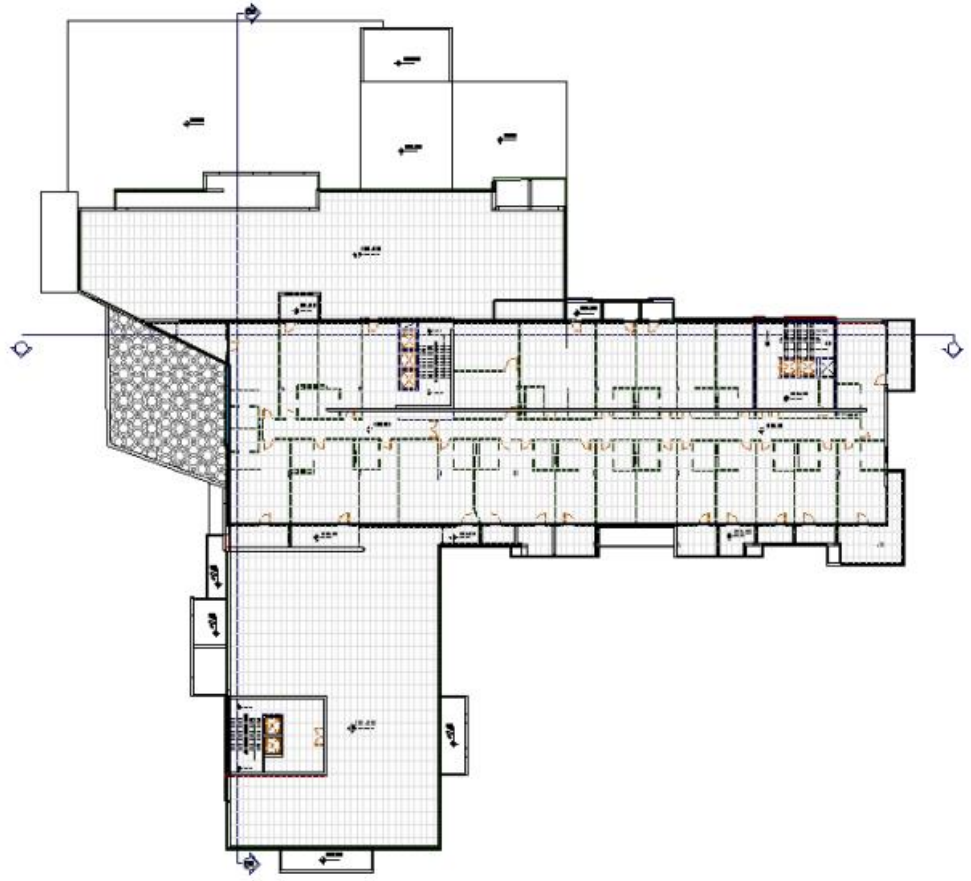
تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م على منسوب (+23.35) من سطح الأرض، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.



الشكل (2.9): الطابق الرابع

الطابق الخامس(الروف):

تبلغ مساحة هذا الطابق 1500 م على منسوب (+27.35) من سطح الأرض، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.



الشكل (2.10): الطابق الخامس

2.5 وصف الواجهات.

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

الواجهة الشمالية:

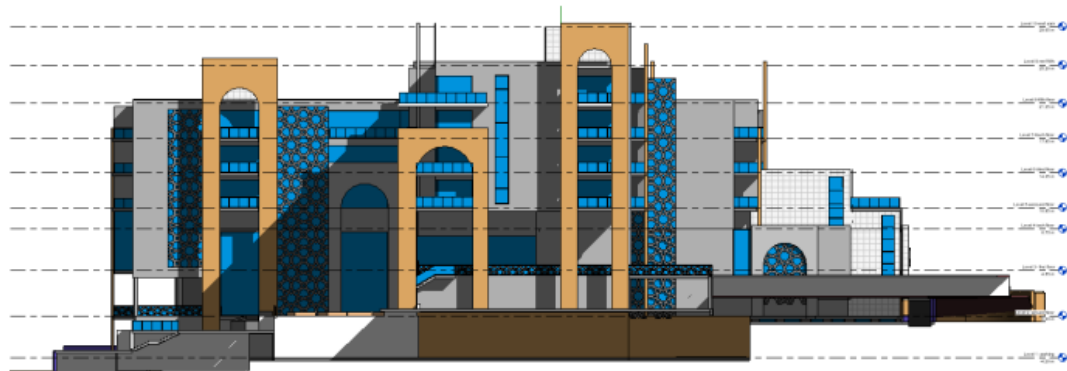
تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.



الشكل (2.11): الواجهة الشمالية

الواجهة الجنوبية:

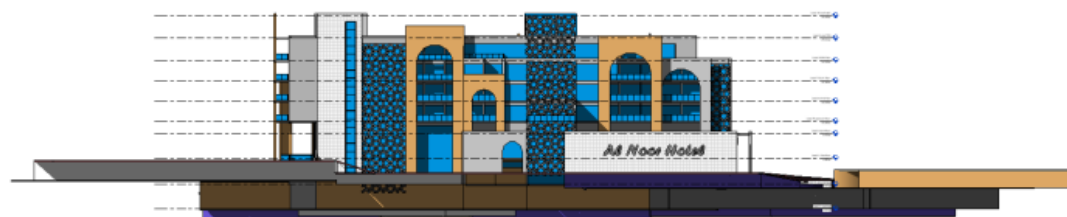
يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها. كما يظهر تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة واستخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جبة وقطع الرتابة من جبة أخرى.



الشكل (2.12): الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية:

ان الناظر إلى هذه الواجهة فإن تراجع الطوابق فيها أول ما يثير انتباهه حيث تم اعتماد فكرة التراجع في الطوابق كلما توجهنا لأعلى المبنى حيث أن هذا يضيفي الصفة الجمالية للمبنى والتراجعات أيضاً تأتي حسب الهدف الوظيفي لكل طابق وكل جزء من أجزاء الفندق . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى.



الشكل (2.13): الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية:

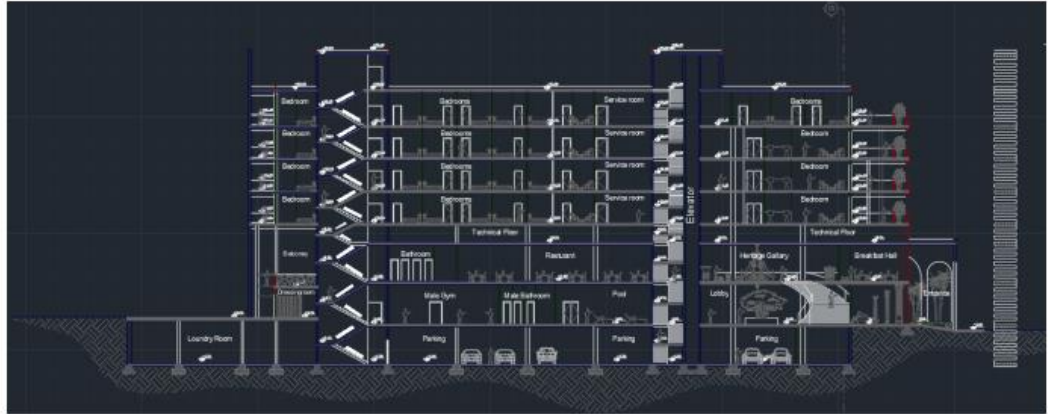
إن الناظر لهذه الواجهة يلاحظ اختلاف مناسيب الطوابق وكذلك التراجع الحاصل كلما ارتفعنا للأعلى وهو ما أضفى عليها جمالاً. إن الاختلاف في الكتل في هذه الواجهة يدل على اختلاف وظيفة كل كتلة عن الأخرى. كما يلاحظ اختلاف هيئة الشبابيك هنا في هذه الواجهة وهذا يضيف جمالاً للواجهة.



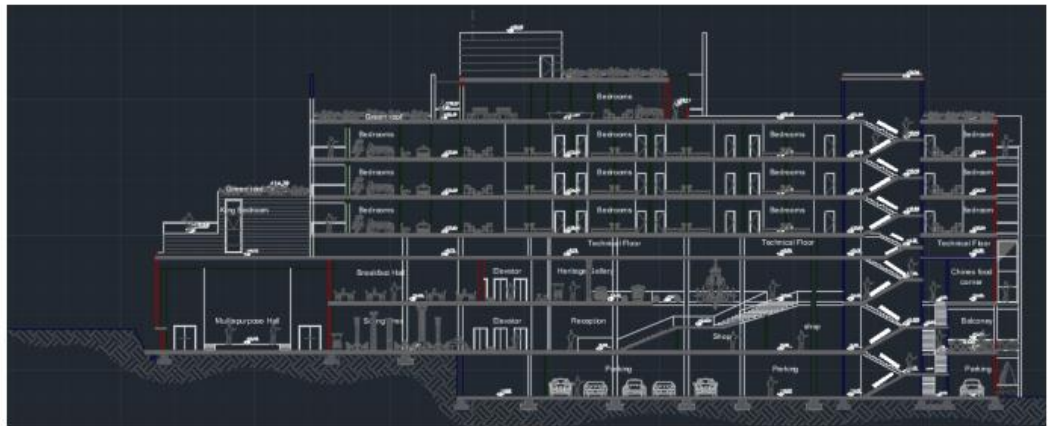
الشكل (2.14): الواجهة الغربية

2.6 وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الفندق نفسه؛ فالحركة من خارج الفندق إلى داخله تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي .. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة. فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين: حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها. وهذا يوضحه الشكل.



الشكل (2.15): سكتشن A-A



الشكل (2.16): سكتشن B-B

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

3.1 المقدمة

3.2 الهدف من التصميم الإنشائي

3.3 الاختبارات العملية

3.4 الأحمال

3.5 وصف العناصر الإنشائية

3.6 البرامج التي تم استخدامها

3.1 المقدمة

بعد القيام بدراسة المخططات المعمارية لهذا المشروع نبدأ مرحلة الدراسة الإنشائية وتحديد النظام الإنشائي الأمثل للمبنى وما يترتب عليه من توزيع عناصره الإنشائية كالأعمدة والجسور والأعصاب... الخ، كما تشمل هذه الدراسة وصفا للعناصر الإنشائية المختلفة، وتوضح أسس التصميم الإنشائي التي يتم الاعتماد عليها في تحديد الأحمال المتوقعة حسب الكود الخاص بكل نوع من أنواع هذه الأحمال.

وفي عملية التصميم الإنشائي يجب العناية بالعوامل التالية:

1. التكلفة الاقتصادية (economy).
2. الأمان لكل عناصر المنشأ (safety).
3. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث الهبوط (deflection) والتشققات (cracks)
4. الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

لذلك فإن تصميم أي مبنى لابد من أن يخضع لمرحلتين هما:

- 1) اختيار النظام الإنشائي وعناصره الأساسية ثم عمل التحليل الإنشائي لهذا النظام على الأحمال المؤثرة عليه.
- 2) التصميم الإنشائي لجميع هذه العناصر وعمل التفاصيل الإنشائية له.

3.2 الهدف من التصميم الإنشائي

ان تحديد النظام الإنشائي وتحديد العناصر الإنشائية المناسبة واختيار الأبعاد والمقاطع الاقتصادية والامنة للعناصر الإنشائية – هو الهدف الأساسي من عملية التصميم الإنشائي، أما عوامل الأمان فيتم تحقيقها عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الأخرى، والإجهادات الناتجة عنها، أما عنصر التكلفة فيتم تحقيقه عن طريق مواد البناء المستخدمة، وتصميم مقاطع منخفضة التكلفة.

3.3 الاختبارات العملية

قبل البدء في عملية التصميم الإنشائي للمشروع، يجب إعداد تقرير جيوتقني للموقع من أجل التعرف على قدرة تحمل ونوع ومواصفات التربة، وللقيام بهذا التقرير يتم زيارة موقع الإنشاء، وعمل ثقب استكشاف في التربة (Boreholes) بأعداد وارتفاعات مدروسة، ثم أخذ عينات للتربة والصخور، وبعد ذلك تجري الفحوصات اللازمة على العينات المأخوذة.

إن عملية استكشاف التربة مهمة جداً في عملية التصميم، فمنها يتم تحديد:

- (1) عمق طبقة التأسيس.
- (2) قدرة تحمل التربة.
- (3) منسوب المياه الجوفية (ان وجدت).
- (4) مقدار هبوط تربة الموقع.
- (5) مقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الإستنادية، والذي يعتمد على نوع التربة.

ستقتصر الفحوصات التي سنقوم بها في هذا المشروع على فحص وحيد وهو فحص قوة تحمل التربة ولكن نظراً لعدم توفر الإمكانيات اللازمة للقيام بهذا الفحص فقد اعتمدنا في تحديد هذه القيمة على استشارة المختصين في هذا المجال اعتماداً على قيمة تحمل التربة للأراضي المجاورة لهذا المشروع فكانت هذه القيمة تساوي (4 كغم/سم²)

3.4 الأحمال

يتعرض المنشأ للعديد من الأحمال، حيث تنقسم هذه الأحمال إلى أحمال حية، أحمال ميتة، أحمال بيئية تشمل أحمال الثلوج وأحمال الرياح وأحمال الزلازل، لذلك يجب تصميم العناصر الإنشائية للمبنى بحيث تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون أن تنهار، لذلك وقبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي يجب أن يكون المصمم على علم ودراية كافيين بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها، لأن أي خطأ يقع في عملية حساب الأحمال سوف ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي.

ومن طبيعة مشروعنا هذا، وجدنا أنه يتعرض للأحمال التالية: -

● الأحمال المباشرة: وهي القوى التي يتعرض لها المنشأ عادة وهي:

(1) الأحمال الحية.

(2) الأحمال الميتة.

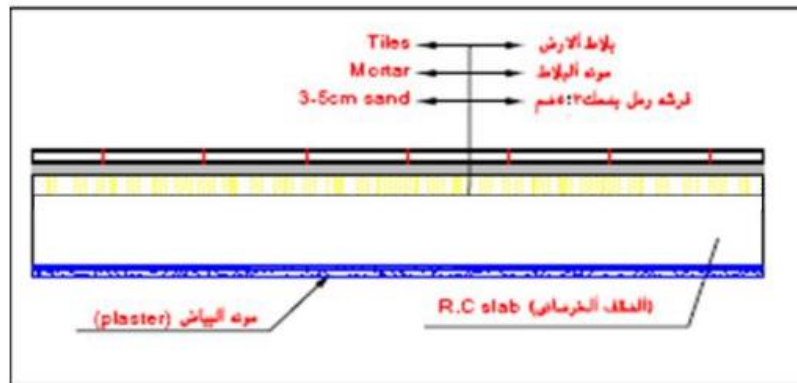
(3) أحمال الرياح.

(4) وأحمال الزلازل.

● أحمال غير مباشرة: وهي الأحمال التي قد يتعرض لها المنشأ مثل الحرارة و الانكماش والزحف.

3.4.1 الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية مثل وزن العناصر الإنشائية بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم. لذلك فإن الأحمال الميتة لأي منشأ تضم وزن الأعمدة، الجسور، الجدران والعقدات وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك وهي تشمل:



الشكل (3.1): مكونات الأرضية

1. وزن المنشأ: وهي تعادل المساحة مضروبا في السمك مضروبا في كثافة الخرسانة المسلحة.
2. وزن الأرضيات: وهي تعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة انظر الشكل (3-1).
3. وزن الحوائط والتشطيبات من حجر وتكسيات وخلافه.

| رقم البند | المادة | الكثافة النوعية (KN/m ³) |
|-----------|--|---|
| (1) | الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete) | (25) |
| (2) | البلاط (Tile) | (23) |
| (3) | الرمال (Sand) | (16) |
| (4) | طوب البناء المفرغ (Hollow Block) | (14) |
| (5) | القضارة (Plaster) | (22) |
| (6) | المونة الإسمنتية (Mortar) | (22) |
| (7) | Topping | (25) |
| (8) | القواطع (partition) | (2.38)KN/m ² |

جدول (3.1) : بعض المواد المستخدمة في البناء وكثافتها.

3.4.2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال الناتجة عن الأوزان التي قد تتغير في المقدار والموقع مع مرور الزمن، وتشمل أوزان الأشخاص، والأثاث، والمعدات، ومواد التخزين. يمكن الحصول على قيم الأحمال الحية لأي مبنى بالاعتماد على نوع الاستخدام للمبنى.

ويمكن تعريف الأحمال الحية وتصنيفها كالتالي:

- (1) أحمال حية يمكن نقلها من مكان إلى آخر كالأثاث والألات والمواد المخزنة.
- (2) أوزان الأشخاص الذين يسكنون المكان.
- (3) أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات (السقالة) والمعدات المستخدمة.

3.4.3 أحمال الزلازل:

وهي الأحمال التي تؤثر بها الهزات الأرضية على الأبنية. تعتمد قيمة هذه الأحمال على عدة عوامل من أهمها موقع منطقة البناء من حيث كونها نشطة زلزالياً وكذلك قرب أو بعد البؤرة الزلزالية عن سطح الأرض.

تؤثر الزلازل على المباني على شكل، أحمال أفقية تؤثر بشكل واضح على أعمدة المنشأ، وأحمال عمودية تؤثر بشكل كبير على الأجزاء البارزة في المنشآت. وبشكل عام قيم الأحمال العمودية تكون صغيرة بالنسبة للقيم الأفقية.

أما بالنسبة لتحديد أحمال الزلازل والقوى الناتجة عنها في جدران القص فإنه سوف يتم اعتماداً على القيم التي ينص عليها الكود الأمريكي لأحمال الزلازل.

3.4.4 أحمال الرياح:

وهي الأحمال التي تؤثر بها الرياح على أحد أو بعض واجهات المبنى، سواء كان التأثير تأثير ضغط أو امتصاص. أما بالنسبة للعوامل التي تعتمد عليها قيمة هذه الأحمال فهي ارتفاع وشكل المبنى، وسرعة وكثافة الرياح وموقع المبنى بالنسبة إلى المباني المحيطة به.

يتم تحديد قيمة أحمال الرياح اعتماداً على سرعة الرياح القصوى والتي تتغير بتغير الارتفاع عن سطح الأرض. ويتم حساب قوة الرياح بالاعتماد على السرعة القصوى لها مع الأخذ بعين الاعتبار طبوغرافية المنطقة وموقع المبنى بالنسبة للمباني المجاورة.

3.4.5 أحمال الثلوج :

وهو الحمل الناتج عن الثلوج فوق الأسطح المختلفة. أما بالنسبة لقيمتها فهي تعتمد على ارتفاع المنطقة الجغرافية التي يتواجد فيها المبنى عن سطح البحر كما تعتمد على درجة ميلان السطوح المغطاة بالثلوج عن الأفقي، ويمكن حساب أحمال الثلوج باعتماد الكود الأردني. بسبب ندرة سقوط الثلوج في منطقة المشروع بالإضافة إلى صغر قيم الأحمال التي تؤثر بها على أسطح الأبنية مقارنة بالأحمال الحية فإنه لن يتم احتسابها في المشروع.

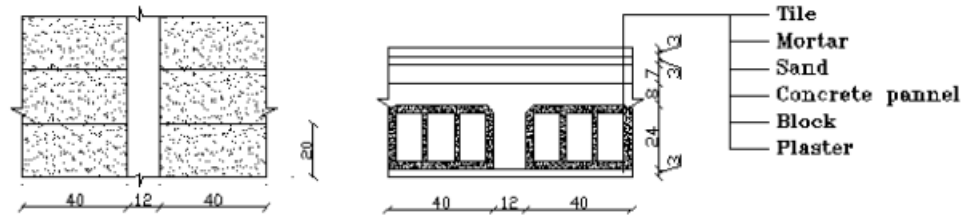
3.5 وصف العناصر الإنشائية

3.5.1 العقدات والأعصاب:

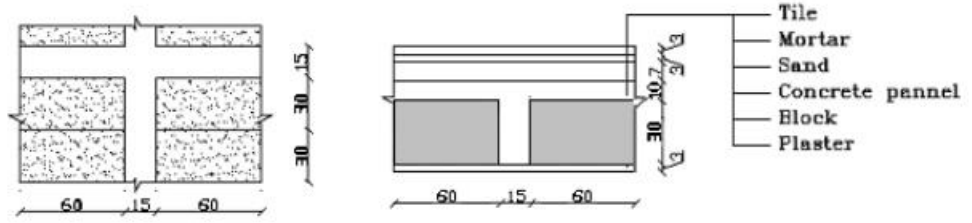
يوجد نوعين شائعي الاستخدام من العقدات في بلادنا وهما:

- 1- العقدة ذات الأعصاب: تتألف من عنصرين عنصرين إنشائيين هما البلاطة العلوية، بالإضافة إلى الأعصاب التي تعتبر العنصر الحامل للعقدة وتقوم بتوزيع الحمل على الجسور.
- 2- العقدة المصمتة: وهي عبارة عن بلاطة خرسانية مسلحة. يمكن القول بأن من سلبيات هذه العقدة أنها مكلفة بسبب زيادة كمية الخرسانة والتسليح، كما أن الوزن للعقدة يكون أكبر من عقدة الأعصاب.

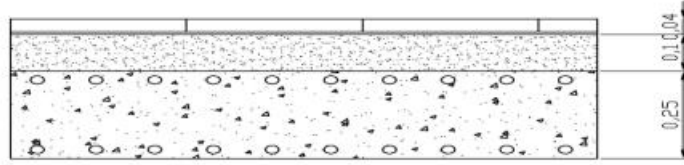
تتوزع الأحمال في كل من النوعين السابقين إما باتجاه أو باتجاهين، أما الفرق بين العقدة في اتجاه أو اتجاهين هو أنه في حالة العقدة في اتجاه واحد يكون التسليح رئيسي باتجاه الجسور الرئيسية الحاملة، بالإضافة إلى تسليح ثانوي باتجاه الجسور الثانوية. أما في النوع الثاني فيكون التسليح رئيسي في الاتجاهين، ويتم نقل الحمل في الاتجاهين باتجاه الجسور الرئيسية المحيطة بها.



شكل (3.2): عقدة طوب باتجاه واحد



شكل (3.3): عقدة طوب باتجاهين



شكل (3.4): عقدة مصمتة

- تم استخدام ثلاث أنواع من العقدات في هذا المشروع وهي على النحو التالي: -
- عقدة (One Way Ribbed Slab)
 - عقدة (Two Way Ribbed Slab).
 - عقدة (solid slab).

أما الأعصاب فيتم تحديد سمكها من خلال معادلات خاصة، ويتم تحديد سمك العقدة بناءً على سمك العصب المحسوب من هذه المعادلات.

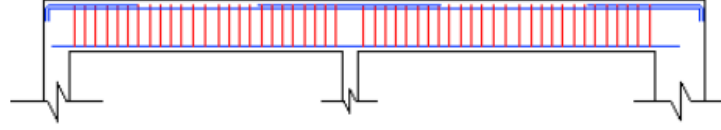
3.5.2 الجسور:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة للعقدة، والتي تقوم بنقل الحمل الواقع عليها من الأعصاب والعقدات إلى الأعمدة.

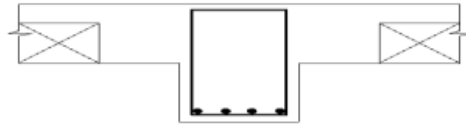
يوجد نوعين من الجسور الدارجة الاستخدام لدينا كما يلي:

- الجسور المسحورة: وهي التي تكون مخفية بشكل كامل في العقدة فيكون لها نفس سمكها.

- الجسور المدلاة: وهي التي تستخدم في حالة كون مقطع الجسر المسحور لا يكفي لمقاومة الأحمال الواقعة عليه ولذلك يتم زيادة سمك الجسر فيصبح مدلى عن مستوى العقدة.



شكل (3.5): مقطع طولى في جسر مسحور

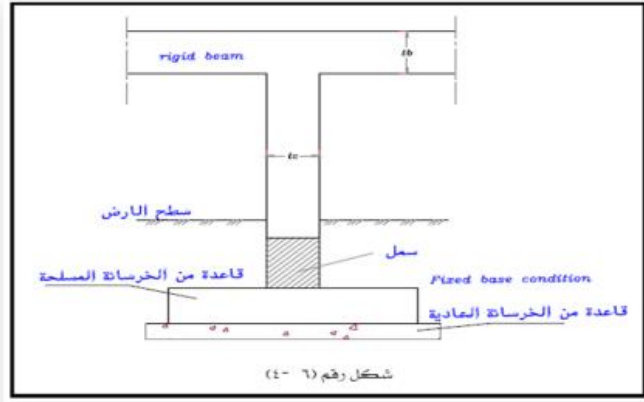


شكل (3.6): مقطع عرضي في جسر مدلى

وتتلخص وظيفة الجسور في المباني فيما يلي:

- (1) توضع الجسور تحت الحوائط لكي تحملها لكي نتجنب تحميل الحائط على العقدة الضعيفة.
- (2) تستخدم لنقل الأحمال القادمة إليها من العقدة الى الأعمدة .
- (3) كما تستخدم لتقليل قيمة الانبعاج للأعمدة (To Reduce Buckling Length Of Column).

والشكل التالي يوضح العلاقة التكاملية في نفا الأحمال بين الجسور والأعمدة والأساسات.

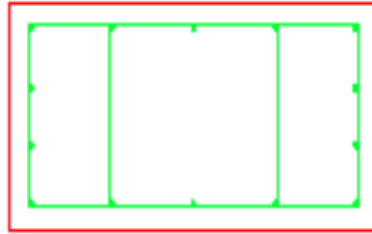


الشكل (3.7) : يبين كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأساسات

3.5.3 الأعمدة:

هي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال الحية والميتة من العقدة والأعمدة وإيصالها بشكل آمن إلى الأساسات والتي سوف تقوم بدورها بنقل الحمل إلى التربة.

أما بالنسبة لنوع الأعمدة التي سيتم استخدامها فهي الأعمدة القصيرة (Spiral، Tide، Short Columns). وقد تم توزيعها على المبنى بالكيفية التي تضمن تحميل الجسور عليها بشكل آمن، مراعين في نفس الوقت التصميم المعماري للمبنى.



شكل (3.8): مقطع في عمود

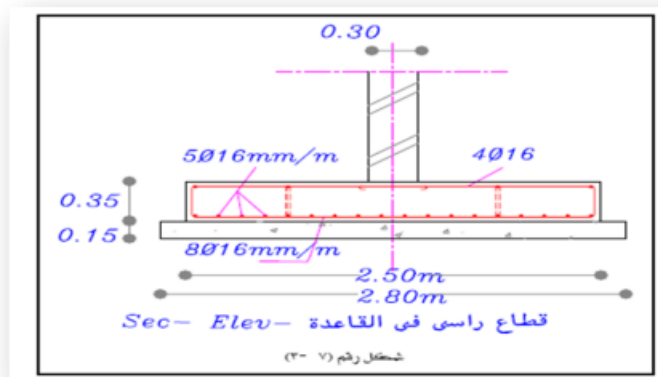
3.5.4 الأساسات:

إن أول ما يبدأ بتنفيذه عند إنشاء البناء هي الأساسات، إلا أن تصميمها يأتي بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم بنقل وتوزيع الأحمال المنقولة من الجدران والأعمدة إلى التربة وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع، تم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

وهي على عدة أنواع:

- 1) الأساسات المنفصلة (isolated footing): وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مربعة الشكل.
- 2) الأساسات المشتركة (combined footing): وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين مثل تقارب عمودين أو أكثر أو مقاومة عدم المركزية لعمود مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة.
- 3) الأساسات المستمرة (strip footing): وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة ومسافات متقاربة.
- 4) أساسات الفرشة (mat footing): وهو أساس للمنشأ كله أو جزء منه حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة لينقلها للتراب.

- ويلاحظ من الشكل (3-9) أساس منفرد وكذلك فرشاة النظافة والتسليح الرئيسي والثانوي لها وأبعاد العمود والأساس



الشكل (3.9): قطاع رأسي في القاعدة المنفصلة

3.5.5 جدران القص (Shear Wall):

نظرا لوجود الجدران المستمرة والتي تبدأ من أساسات المبنى حتى أعلى منسوب في المبنى والمتمثلة بجدران مطالع الدرج وجدران المصاعد الكهربائية فيتم استخدام نظام جدران القص في مقاومة القوى الأفقية.

وفي هذه الحالة ولكي تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية يفضل أن يكون الفرق بين مركز ثقل المبنى ومركز ثقل جدران القص لا يتجاوز (6/1) من الطول الكلي للمبنى في ذلك الاتجاه.

3.5.6 الادرار

هي عبارة عن عنصر أساسي في المبنى وظيفته تأمين الاتصال الرأسي بين المستويات المختلفة، ولهذا الغرض تتكون من درجات تتناسب أبعادها مع مقاييس خطوة الشخص الراجل. ويتكون الدرج من عناصر هي:

- القلبة أو الشاحط(flight): وهو مجموعة من الدرجات الموجودة في اتجاه واحد.
- البسطة(LANDING): وهو عنصر الاتصال بين القلبات أو الشواحط.
- الدرابزين(PARAPET): وهو عنصر يحيط بقلبات أو شواحط الدرج.

والأدرار عدة أنواع من حيث المادة المكونة لها فمنها الحديدية والخشبية والحجرية والخرسانية ونحن في المشروع سينصب تركيزنا على الخرسانية حيث الأدرار الخرسانية عدة أشكال:

- أحادية القلبة
- ثنائية القلبة.
- ثلاثية القلبة.
- لولبية.

3.6 البرامج التي تم استخدامها

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع، هي: -

❖ AutoCAD: وهو برنامج للرسم، ويستخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية.

❖ STAAD Pro: لإجراء التحليل الإنشائية لبعض أجزاء المبنى.

❖ Atir: لإجراء بعض التحليل والتصاميم الإنشائية لبعض أجزاء المبنى وهو من أضخم برامج التصميم المستخدمة حاليا وخصوصا في تصميم الجسور والعقدات والأعصاب والأساسات.

❖ مجموعة من برامج: Microsoft Office.

❖ Safe: وهو برنامج لتحليل وتصميم العقدات و mat foundation

❖ Sp column: وهو برنامج لتحليل وتصميم الأعمدة

❖ Etab18: تم استخدامه في تحليل وتصميم الجدران

❖ Found: تم استخدامه في تصميم الاساسات المنفردة

Chapter Four

Structural Analysis and Design

- 4.1** Introductions:
- 4.2** Factored loads.
- 4.3** Determination of thickness.
- 4.4** load Calculations

4.1 Introductions:

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the (building code requirements for structural concrete) (ACI 318-2014) of the American concrete institute.

Concrete consists primarily of a mixture of cement and fine and coarse aggregates (sand, gravel, crushed rock, and other materials) to which water has been added as a necessary ingredient for the chemical reaction of curing.

This chapter start with calculate the thickness of the slab by using table 9.5 from ACI code, and make cheek for the value, then calculate the dead load and select live load to begin analysis of the element, after doing the analysis make the design of each structure element in the system to select the effective section for element and its reinforcement of the profile

After make, the design of section start drawing the section and show the reinforcement of every element will be design.

4.2 Factored loads:

The factored load on which on we based to make the analysis and design for our project member is;

$$q_u = 1.2D + 1.6L \quad \text{ACI-318-2014 (9.2.1)}$$

4.3 Determination of thickness:

4.3.1 Determination of thickness for one way rib slab :-

The structure may be exposed to different loads as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI-318-15 table (9.5.a).

Min $h = L_n/18.5$ (for One end Continuous) Min $h = L_n/21$ (for both end Continuous)

Min $h = L_n/8$ (for Cantilever)

*For one end continuous $L_{max}=5.6m$ then:

$$h_{min} = \frac{560}{18.5} = 30.27 \text{ cm}$$

* For both end continuous $L_{max}=5.60m$ then:

$$h_{min} = \frac{560}{21} = 26.67 \text{ cm}$$

* For cantilever $L_{max} = 2.20 \text{ m}$

$$h_{min} = \frac{220}{8} = 27.5 \text{ cm}$$

And this value is considered an initial value and is not relied on definitively.

Take $h = 35\text{cm}$

4.4 load Calculations

4.4.1 load Calculations For one- way ribbed slab:

1. Tiles = $(0.52) (0.03) (23) = 0.358 \text{ KN/m}$
2. mortar = $(0.52) (0.03) (22) = 0.343 \text{ KN/m}$
3. Sand = $(0.52) (0.07) (16) = 0.582 \text{ KN/m}$
4. Topping = $(0.52) (0.08) (25) = 1.04 \text{ KN/m}$
5. Block = $(0.4) (0.27) (14) = 1.966 \text{ KN/m}$
6. Rib = $(0.12) (0.27) (25) = 0.81 \text{ KN/m}$
7. Plaster = $(0.52) (0.02) (22) = 0.229 \text{ KN/m}$
8. Partition = $(2.38) (0.52) = 1.237 \text{ KN/m}$

$$\mathbf{DL = 6.565 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{LL = 5 \text{ KN/m}^2}$$

Factor load From ACI code :

$$\mathbf{DL = 1.2 (6.565) = 7.878 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{LL = 1.6 * 5 * 0.52 = 4.16 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{W_u = 7.878 + 4.16 = 12.038 \text{ KN/m}}$$

4.4.2 load Calculations For two- way ribbed slab:

1. Tiles = $(0.52)(0.52)(0.03)(23) = 0.186 \text{ KN}$
2. mortar = $(0.52)(0.52)(0.03)(22) = 0.178 \text{ KN}$
3. Sand = $(0.52)(0.52)(0.07)(16) = 0.303 \text{ KN}$
4. Topping = $(0.52)(0.52)(0.08)(25) = 0.541 \text{ KN}$
5. Block = $4(0.2)(0.2)(0.27)(14) = 0.605 \text{ KN}$
6. Rib = $(0.52 + 0.4)(0.12)(0.27)(25) = 0.745 \text{ KN}$
7. Plaster = $(0.52)(0.52)(0.02)(22) = 0.112 \text{ KN}$
8. Partition = $(2.38)(0.52)(0.52) = 0.644 \text{ KN}$

Nominal dead load for two way ribbed slab

$$= 0.186 + 0.178 + 0.303 + 0.541 + 0.605 + 0.745 + 0.112 + 0.644$$

$$\mathbf{DL = 3.314 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{DL = 12.26 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{LL = 5 \text{ KN/m}^2}$$

Factor load From ACI code:

$$DL = 1.2 (12.26) = \mathbf{14.712 \text{ KN/m}^2}$$

$$LL = 1.6 * 5 = \mathbf{8 \text{ KN/m}^2}$$

$$W_u = \mathbf{14.712 + 8 = 22.712 \text{ KN/m}^2}$$

4.4.3 load Calculations For Solid slab:

1. Tiles = $(0.03) (23) = 0.69 \text{ KN/m}^2$
2. mortar = $(0.03) (22) = 0.66 \text{ KN/m}^2$
3. Sand = $(0.07) (16) = 1.12 \text{ KN/m}^2$
4. R.C = $(0.35) (25) = 8.75 \text{ KN/m}^2$
5. Plaster = $(0.02) (22) = 0.44 \text{ KN/m}^2$
6. Partition = $(2.38) \text{ KN/m}^2$

Dead load = 14.04 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2

$$W_u = 1.2 * 14.04 + 5 * 1.6$$

$$W_u = 24.848 \text{ KN/m}^2$$

4.5 Design of topping:

The calculation of the total dead load for the topping is shown below:

Table :Calculation of the total dead load topping

| Materials | Density (KN/m ³) | Thickness (m) | Calculation (KN/m) |
|------------|------------------------------|---------------|--------------------|
| Tiles | 23 | 0.03 | 23*0.03*1=0.69 |
| Mortar | 22 | 0.03 | 22*0.03*1=0.66 |
| sand | 16 | 0.07 | 16*0.07*1=1.12 |
| Topping | 25 | 0.08 | 25*0.08*1=2 |
| partitions | 2.38 KN/m ² | | 2.38*1=2.38 |

Total Dead load for loading = 6.85 KN/m

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2*6.85 + 1.6*5 = 16.22 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{Total Factored Load})$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{16.22 * 0.4^2}{12} = 0.216 \text{ KN.m/m}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.55 * 0.42 \lambda \sqrt{f'c} S_m = 0.55 * 0.42 * 1 * \sqrt{24} * 1000 * \frac{80^2}{6} * 10^{-6} \\ &= 1.21 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.216 \end{aligned}$$

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

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m strip}$$

Try bars $\Phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{144}{50.27} = 2.87 \text{ bars}$$

Select $5\Phi 8$ / or $\Phi 8@200$ mm in both directions

4.6 Design of one-way Ribbed slab (GF,R6)

Material:

Concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section:

$b = 12\text{cm}$ $b_f = 52 \text{ cm}$

$h = 35\text{cm}$ $T_f = 8 \text{ cm}$

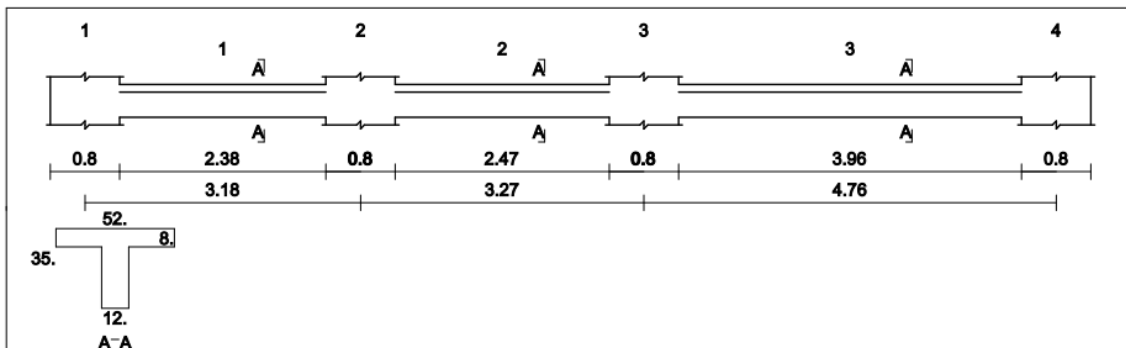


Figure 4. 1: Rib geometry

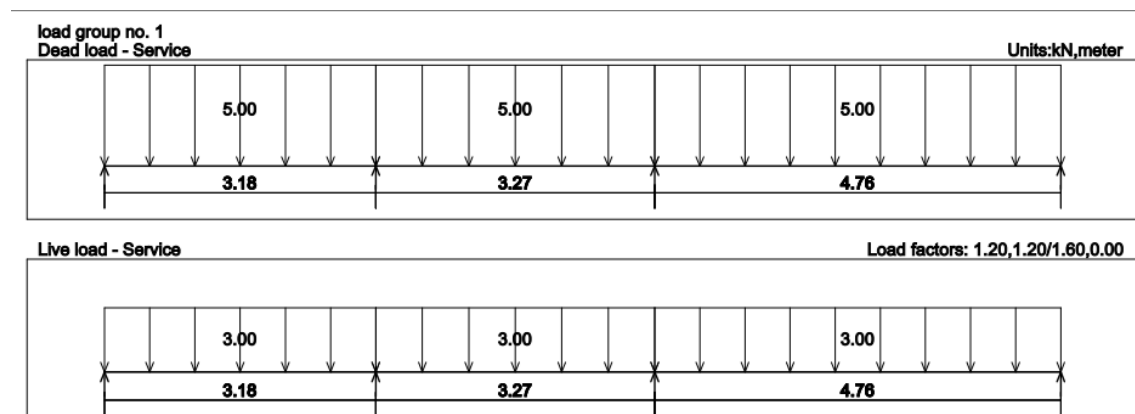


Figure 4. 2: Rib load distribution

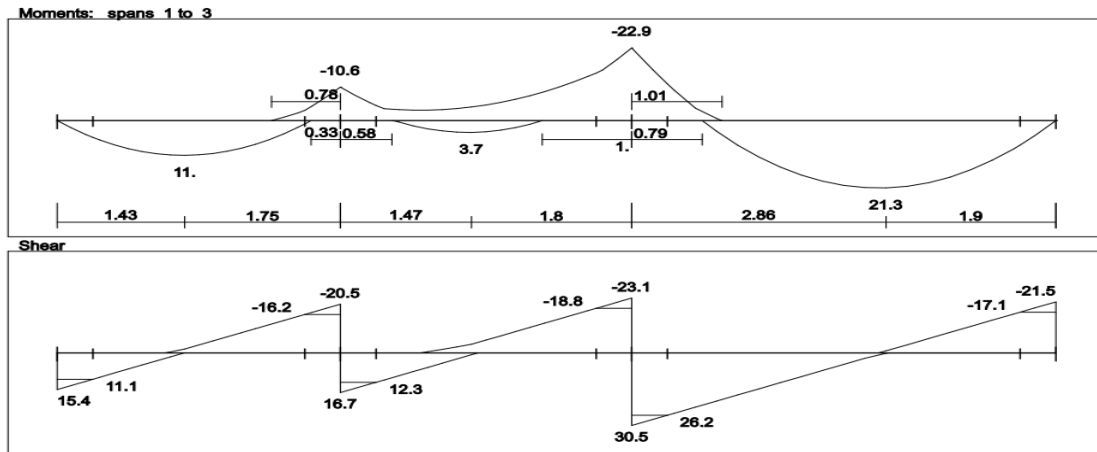


Figure 4. 3: Moment and shear envelope for the rib

4.6.1 :Design the rib for flexure (GF,R6).

Design of positive moment of rib (GF,R6).

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 350 - 20 - 10 - 12/2 = 314 \text{ mm}$$

$$M_u \text{ max} = 21.3 \text{ KN.m}$$

$b_e \leq \text{Distance center to center between ribs} = 520 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ Controlled.}$

$$\leq \text{Span}/4 = 4760/4 = 1190 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$b_e = 520 \text{ mm.}$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 232.53 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 232.53 = 209.27 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 209.27 > M_u \text{ max} = 21.3 \text{ KN.m}$$

Design as rectangular section

$$M_n = M_u / \phi = 21.3 / 0.9 = 23.67 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{23.67 * 10^6}{520 * (314)^2} = 0.461 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.461 * 20.58}{420}} \right) = 0.0011$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0011 * 520 * 314 = 193.25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$$

$$= 109.87 \text{ mm}^2 < 125.6 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 193.25 \text{ mm}^2.$$

$$2 \Phi 14 = 307.87 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 193.25 \text{ mm}^2 \text{ OK.}$$

\therefore Use 2 $\Phi 14$

Check for strain

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$307.87 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.82 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \text{ so } \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm.}$$

$$d = 350 - 20 - 10 - 14/2 = 313 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$$

$$= \frac{313 - 62.14}{62.14} * 0.003 = 0.0121 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

Maximum negative moment (Mu) = -22.9 KN.m

$$M_n = Mu / \phi = 22.9 / 0.9 = 25.44 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{25.44 * 10^6}{520 * (312)^2} = 0.502 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.502 * 20.58}{420}} \right) = 0.00121$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00121 * 120 * 313 = 45.46 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 312 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 312$$

$$= 109.18 \text{ mm}^2 < 124.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 124.8 \text{ mm}^2 \text{ (control)}$$

$$\therefore A_s = 124.8 \text{ mm}^2$$

$$2 \Phi 10 = 157 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 125.2 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

$$\therefore \text{Use } 2 \Phi 10$$

4.6.2 :Design of shear of (GF,R6).

$$V_u = 26.2 \text{ KN.}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.313 * 10^3 = 33.63 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 33.63 = 25.22 \text{ KN.}$$

Check for Cases:

$$\text{Case 1: } V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} .$$

$$26.2 \leq \frac{25.22}{2} = 12.61 \text{ No}$$

Case (1) is not satisfied

$$\text{Case 2: } \frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$$

$$12.61 \leq 26.2 \leq 25.22 \quad \text{No}$$

Case (2) is not satisfied

$$\text{Case 3: } \phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s, \min})$$

$$\begin{aligned} V_{s, \min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * b_w * d \\ &= \frac{\sqrt{24}}{16} * 0.12 * 0.313 * 10^3 = 11.46 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s, \min} &= \frac{1}{3} * b_w * d \\ &= \frac{1}{3} * 120 * 313 * 10^{-3} = 12.48 \text{ KN (control)} \end{aligned}$$

$$\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s, \min})$$

$$25.3 < 26.2 < 34.6$$

Case (3) is satisfied

Try 2Φ10:

$$\frac{157.1 * 420 * 313}{s} = 26.2 * 10^3$$

$$s = 788.26$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 156.5 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

Use 2Φ10 @ 150 mm

4.7: Design of Beam (Beam 40)

Material:

Concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section:

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of no prestressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/18.5$$

$$7520/18.5 = 40.6 \text{ cm}$$

Select Total depth of beam $h = 60 \text{ cm}$. (35cm slab and 25cm drop)

$$B = 80 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

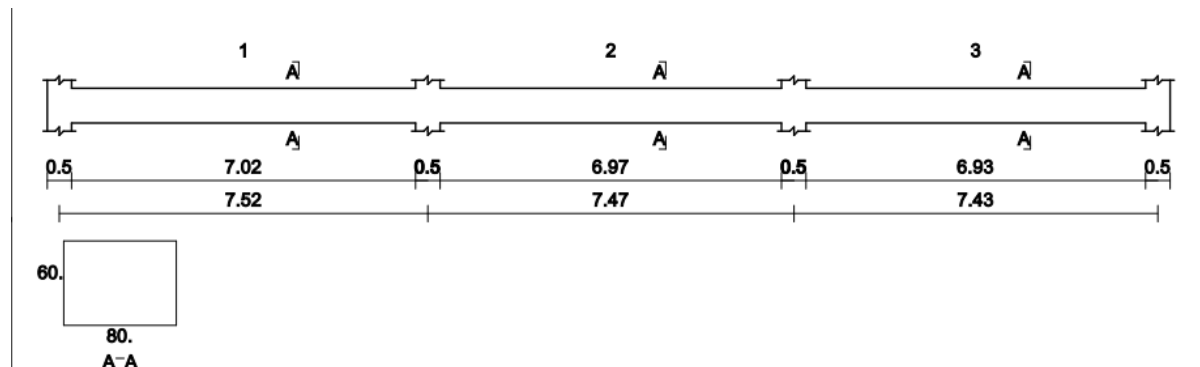


Figure 4. 4: Beam geometry

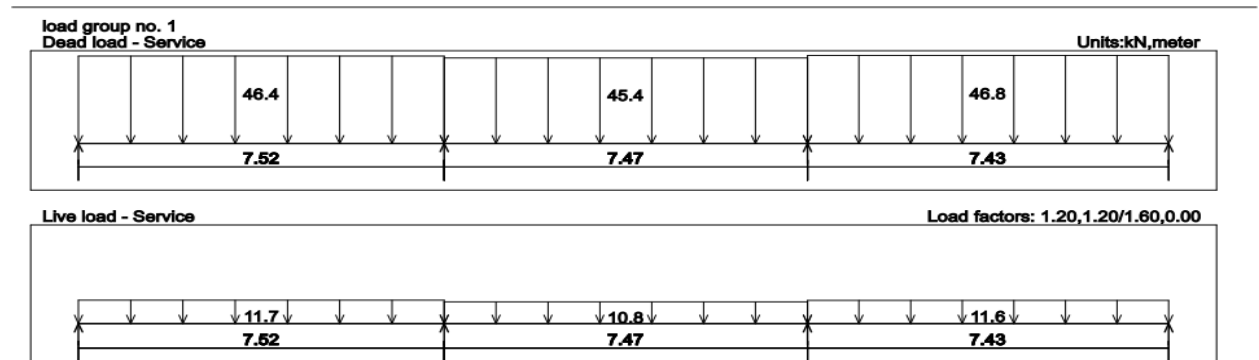


Figure 4. 5: Beam load distribution

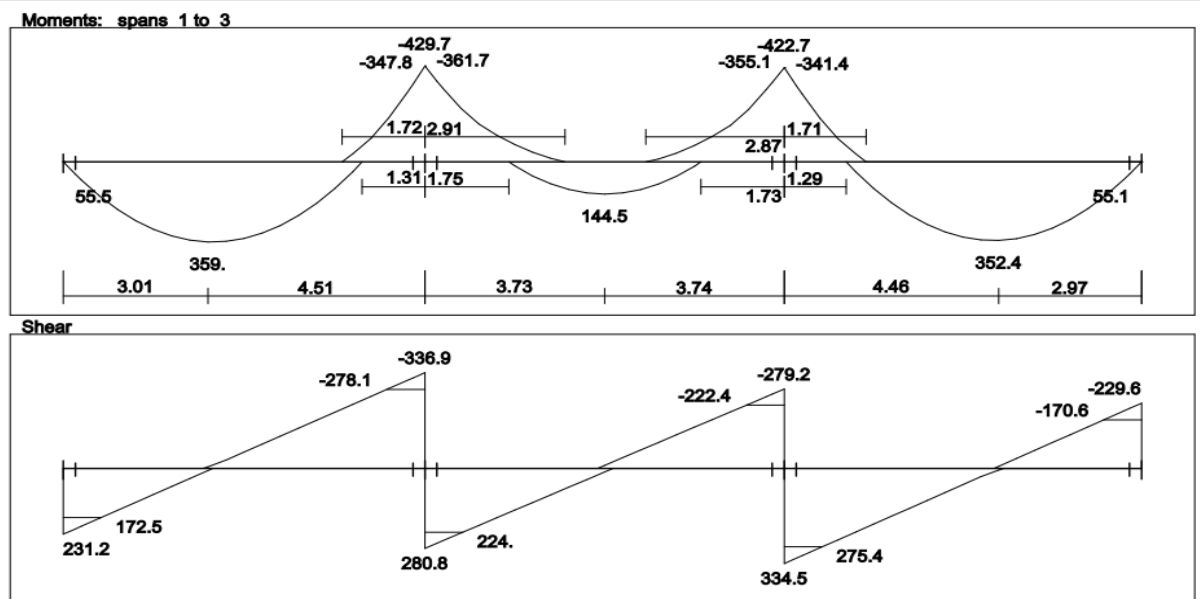


Figure 4. 6: Moment and shear envelope for the beam

4.7.1: Design of Beam for flexure

Check if the beam is doubly or not.

The maximum positive moment is 359 KN.m

$$d = 600 - 40 - 10 - 20/2 = 540 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 540 = 231.43 \text{ mm}$$

$$f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$a_{\max} = \beta_1 * C_{\max} = 0.85 * 231.43 = 196.71 \text{ mm}$$

$$M_{n\max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.19671 * (0.54 - 0.19671/2) * 10^3$$

$$= 1417.82 \text{ KN.m}$$

$$\epsilon_s = 0.004$$

$$\phi = 0.65 + 250/3 * (0.004 - 0.002) = 0.82$$

$$\phi M_{n\max} = 0.82 * 1417.82 = 1162.61 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 359 \text{ KN.m} < \phi M_{n\max} 1162.61 \text{ KN.m} \quad \mathbf{58}$$

∴ Singly reinforced concrete section.

The maximum positive moment = 359 KN.m

$$M_n = M_u / \phi = 359 / 0.9 = 398.89 \text{ KN.m.}$$

$$m = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{398.89 * 10^6}{800 * (540)^2} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.71 * 20.58}{420}} \right) = 0.00426$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00426 * 800 * 540 = 1839.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 540 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 540$$

$$1259.73 \text{ mm}^2 < 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1440 \text{ mm}^2 \text{ (control)}$$

$$\therefore A_s = 1839.45 \text{ mm}^2$$

Use 9 $\Phi 18$ with $A_s = 2290.22 \text{ mm}^2 > 1839.45 \text{ mm}^2$

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1839.45 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 47.34 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \text{ so } \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.34}{0.85} = 55.7 \text{ mm.}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 18/2 = 541 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$$

$$= \frac{541-55.7}{55.7} * 0.003 = 0.026 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

The maximum negative moment = 429.7 KN.m

$$d = 600 - 40 - 10 - 18/2 = 541 \text{ mm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 429.7 / 0.9 = 477.44 \text{ KN.m .}$$

$$m = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{477.44*10^6}{800*(541)^2} = 2.04 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.04*20.58}{420}} \right) = 0.00513$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00513 * 800 * 541 = 2219.27 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 541 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 541$$

$$1262.1 \text{ mm}^2 < 1442.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1442.67 \text{ mm}^2 \text{ (control)}$$

$$\therefore A_s = 2219.27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 8 \Phi 20 \text{ with } A_s = 2513.27 \text{ mm}^2 > 2219.27 \text{ mm}^2$$

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2219.27 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 57.11 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \text{ so } \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{57.11}{0.85} = 67.19 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$$

$$= \frac{541-67.19}{67.19} * 0.003 = 0.0211 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

4.7.2: Design of Beam for shear

$$V_u = 278.1 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.541 * 10^3 = 353.38 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 353.38 = 265.03 \text{ KN.}$$

$$V_u = 278.1 > \phi V_c = 265.03 \text{ KN}$$

Check for Cases:

$$\text{Case 1: } V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$$

$$278.1 \leq \frac{265.03}{2} = 132.515 \text{ No}$$

Case (1) is not satisfied

$$\text{Case 2: } \frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$$

$$132.515 \leq 278.1 \leq 265.03 \text{ No}$$

Case (2) is not satisfied

Case 3: $\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s, \min})$

$$V_{s, \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * b_w * d$$
$$= \frac{\sqrt{24}}{16} * 0.8 * 0.541 * 10^3 = 132.52 \text{ KN}$$

$$V_{s, \min} = \frac{1}{3} * b_w * d$$
$$= \frac{1}{3} * 800 * 541 * 10^{-3} = 144.27 \text{ KN (control)}$$

$\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s, \min})$

$$265.03 \text{ KN} < 278.1 \text{ KN} \leq 373.23 \text{ KN}$$

case 3 is satisfied

$$\frac{Av \min}{S} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * \frac{800}{420} = 0.583$$

$$\frac{Av \min}{S} = \frac{1}{3} * \frac{800}{420} = 0.635 \text{ (control)}$$

Try 2 2Φ10 2-legs with $A_v = 157.1$

$$S = 157.1 / 0.635$$

$$S = 247.4 \text{ mm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{541}{2} = 270.5 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

Use 2Φ10 @ 200 mm

4.8 Design of two-way ribbed slab (GF,R9)

From Safe program $M_u=28.12$ KN.m/m

$$M_n=28.12/0.9=31.24 \text{ KN.m}$$

Assume bar diameter $\Phi 14$ for main reinforcement

$$d=350-20-10-14/2=313\text{mm}$$

$$R_n=M_n/(b*d^2)$$

$$= 31.24*10^6/(520*313^2)$$

$$= 0.613$$

$$m=f_y/(0.85 f_c)$$

$$= (420/.85*24)$$

$$=20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.613 * 20.58}{420}} \right)$$

$$=0.00148$$

$$A_s=0.00148*520*313=241.23 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min}= 0.25*(\sqrt{f_c}/ f_y)*b_w*d \geq 1.4/f_y *b_w*d$$

$$0.25*(\sqrt{f_c}/ f_y)*b_w*d = 109.53 \text{ mm}^4$$

$$1.4/f_y *b_w*d= 125.2 \text{ mm}^4 \text{ (control)}$$

$$A_s \text{ req} = 241.23 \text{ mm}^4 > A_s \text{ min} = 125.2 \text{ mm}^4$$

$$2\Phi 14= 308 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} = 241.23 \text{ mm}^2$$

\therefore Use 2 $\Phi 14$

Check for strain :

$$\epsilon_s \geq 0.005$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b_w * a$$

$$241.23* 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 9.55 \text{ mm}$$

$$f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta = 0.85$$

$$c=a/\beta = 9.55/0.85 = 11.24 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s=(d-c)/c * 0.003$$

$$= (313-11.24)/11.24*0.003$$

$$= 0.0805 > 0.005$$

Design of negative moments:

There is no negative moment so we put $1/3 A_{s,pos}$

$$A_{s,neg} = 1/3 * 241.23 = 80.41 \text{ mm}^4$$

$$A_{s,req} = 80.41 \text{ mm}^4 < A_{s,min} = 125.2 \text{ mm}^4$$

$$2\Phi 10 = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 125.2 \text{ mm}^2$$

∴ Use 2 Φ10

Check for strain :

$$\epsilon_s \geq 0.005$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b_w * a$$

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.95 \text{ mm}$$

$$f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta = 0.85$$

$$c = a/\beta = 26.95/0.85 = 31.71 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = (d-c)/c * 0.003$$

$$= (313-31.71)/31.71 * 0.003$$

$$= 0.0266 > 0.005$$

*Design of two-way ribbed slab for shear

$$W_b = 0.5$$

$$\text{The total load on the panel being} = 6.15 * 6.15 * 20.65 = 781.035 \text{ KN}$$

$$\text{The load per rib at the face of short beam} = (0.5 * 781.035 * 0.52) / (2 * 6.15)$$

$$= 16.51 \text{ KN}$$

$$V_{ud} = V_{u,face} - (W_u * b_f * d) = 16.51 - (20.65 * 0.52 * 0.313) = 13.15 \text{ KN}$$

The maximum shear force at the distance d from the face of support:

$$V_u = 13.15 \text{ KN}$$

$$V_c = 1.1(\sqrt{f_c'} / 6 * b_w * d)$$

$$= 1.1(\sqrt{24} / 6 * 120 * 313) = 33.73 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 39.35 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\text{Case 1: } V_u \leq (\phi V_c) / 2$$

$$13.15 \text{ KN} > 25.3 / 2 = 12.65 \text{ KN}$$

64

Case (1) is not satisfied

Case2: $V_u \leq (\phi V_c)$

13.15 KN < 25.3

Case (2) is satisfied

shear reinforcement is required

$$V_{s \min} \geq \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 120 * 0.313 * 10^3 = 11.50 \text{ KN.}$$

$$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 0.313 * 10^3 = 12.52 \text{ KN CONTROL.}$$

$$\therefore V_{s \min} = 12.52 \text{ KN.}$$

Try 2Φ10

$$\frac{157.1 * 420 * 313}{s} = 12.52 * 10^3 \rightarrow s = 1649.55 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 156.5 \text{ mm. ... Control}$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

∴ Use 2Φ10 @ 15 cm

4.9: Design of column (C6)

Calculation of Loads act on Column (C6)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the system on Etabs.

Dead Load = 3000 KN (service)

Live Load = 1500 KN (service)

Loads acting on column (C52) are as follows:

Factored loads (Pu) = $1.2 \times 3000 + 1.6 \times 1500 = 6000$ KN

Calculation of Required Dimension of Column (C6)

Total load Pu = 6000 KN

$P_n = 6000 / (0.65) = 9230.8$ KN

$\rho_g = 2.0 \%$

$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$

$9230.8 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$

$A_g = 4064 \text{ cm}^2$

∴ Select 65*65 cm with $A_g = 4225 \text{ cm}^2$.

Check slenderness effect:

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{Klu}{r}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 3.9 m

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration → for rectangular section = $\sqrt{\frac{I}{A}} = 0.3 h$

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.9}{0.3 * 0.65} = 20$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = \mathbf{22} \leq 40$$

$$\lambda = 20 < 22$$

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.90}{0.3 * 0.65} = 20$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = \mathbf{22} \leq 40$$

$$\lambda = 20 < 22$$

∴ Short about X and Y.

∴ Column is short, so slenderness effect will not be considered.

Calculation of Required Reinforcement Ratio:

Since Column is short and slenderness effect will not be considered, then Design Strength of column can be calculated using the following equation:

$$\phi P_n = 0.65 * 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

Where, $P_u = 6000 \text{ KN}$

$$6000 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * 600 * 800 \{0.85 * 24 + \rho (420 - 0.85 * 24)\}$$

$$\Rightarrow \rho_g = 0.0109 > \rho_{min} = 0.01 \ \& \ < \rho_{max} = 0.08$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0109 * 600 * 800 = 5232 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{5232}{490.63} = 10.66$$

∴ Use 12 $\Phi 25$ with $A_s = 5887.56 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 5232 \text{ mm}^2$

Check spacing between the bars:

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 4 * 25}{3} = 133.33 \text{ mm}$$

$$S = 133.33 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5 d_b = 37.5 \text{ mm}$$

Determination of Stirrups Spacing

According to ACI:

Spacing $\leq 16 \times d_b$ (Longitudinal bar diameter) = $16 \times 2.5 = 40$ cm.

Spacing $\leq 48 \times d_t$ (tie bar diameter) = $48 \times 1.0 = 48$ cm.

Spacing \leq Least dimension = 40 cm

Select $\text{Ø}10/10$ cm above the slab and along lap-splice.

Select $\text{Ø}10/20$ cm at the middle.

Column (C6) Section is shown in figure (4-8) where bars arrangement and stirrups detailing appear:

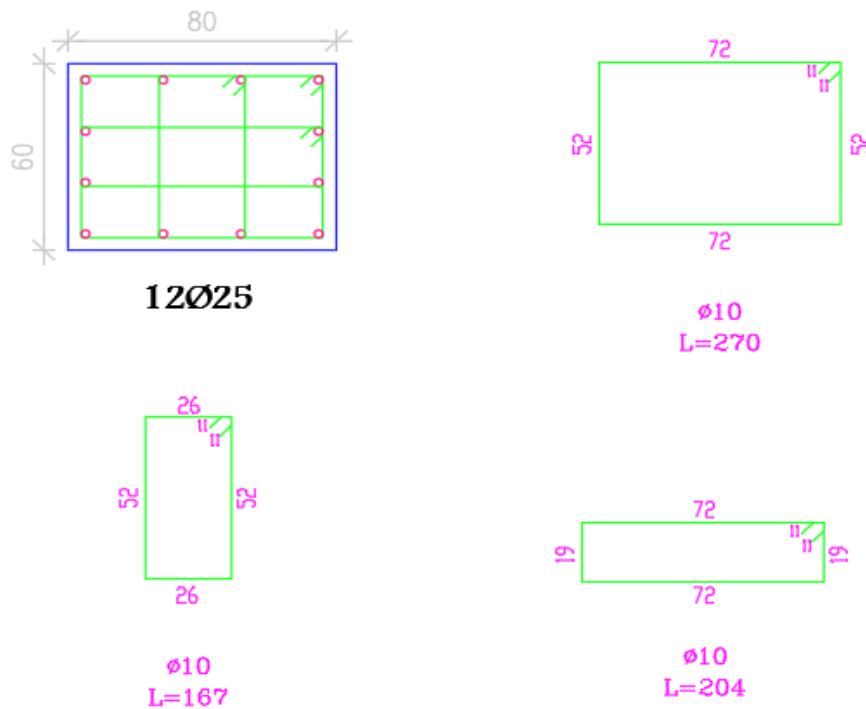


Figure 4. 7: Column C6 detailing.

4.10 :Design of Isolated Footing (F1).

Loads that act on footing F1 are:

- PD =2000 KN, PL = 1000 KN
- Pu = 1.2 * 2000 + 1.6*1000= 4000 KN

The following parameters are used in design:

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ KN/m}^3$
- $\gamma_{\text{soil}} = 17 \text{ KN/m}^3$
- $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ KN/m}^2$
- clear cover = 5 cm

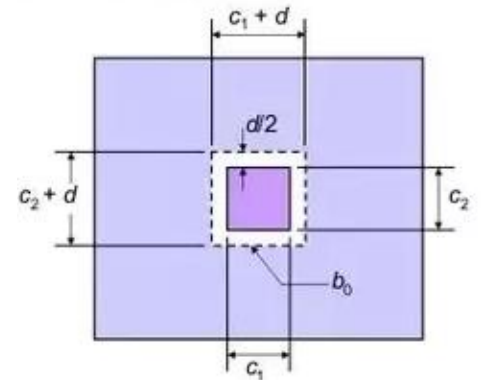


Figure 4. 8: Two way shear (punching)

Determination of footing dimension (a)

Footing dimension can be determined by designing the soil against bearing pressure.

Assume h = 85 cm

$$\sigma_{b(\text{allow})_{\text{net}}} = 400 - 25*0.8 - 0.3*17 - 5 = 369.9 \text{ KN/m}^2$$

$$A = \frac{P_n}{q_{a.\text{net}}} = \frac{2000 + 1000}{369.9} = 8.11 \text{ m}^2$$

$$l = \sqrt{A} = \sqrt{8.11} = 2.84 \text{ m}$$

Select $l = 2.85 \text{ m}$

Determination of footing depth (h)

To determine depth of footing both of one and two-way shear must be designed.

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{4000}{8.12} = 492.61 \text{ KN/m}^2$$

Design of one-way shear:

$$d = h - \text{cover} - \phi = 850 - 75 - 16 = 759 \text{ mm}$$

Vu at distance d from the face of column

$$\begin{aligned} V_u &= q_u b \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) \\ &= 492.61 * 2.85 \left(\frac{2.85}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.759 \right) = 584 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2850 * 0.759 = 1324.6 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 1324.6 \text{ KN} > V_u = 549 \text{ KN}$$

$\therefore h = 85 \text{ cm}$ is correct

Design of Punching (Two-way shear).

$$d = 759 \text{ mm}$$

$$b_o = 2(0.5+0.759) + 2(0.7+0.759) = 5436 \text{ mm}$$

$$B_c = 1$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (interior column)}$$

$$V_u = 492.61(2.85*2.85 - (0.5+0.759)(0.7+0.759)) = 3096.35 \text{ KN}$$

ϕV_c is the smallest of:

$$\begin{aligned}1. \quad V_c &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{24} \times 5536 \times 759 \times 10^{-3} = 6861.5 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 759}{5536} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 5536 \times 759 \times 10^{-3} = 13581 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. \quad V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 5536 \times 759 \times 10^{-3} = 6861.5 \text{ KN (Control)}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 6861.5 = 5146.1 \text{ KN} > V_u = 3096.35.8 \text{ KN}$$

$\therefore A = (2.85*2.85)\text{m}^2$ and $h = 85 \text{ cm}$ is correct.

Design of Reinforcement

$$M_u = 492.61 * 2.85 * 1.425 * (1.425/2) = 1425.4 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$M_n = 1425.4 / 0.9 = 1583.8 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1583.8 * 10^6}{2850 * 759^2} = 0.804 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.0804 * 20.59}{420}} \right) = 0.00195$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.00195 * 2850 * 759 = 4225 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(min)} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2850 * 850 = 4608 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_{s,req}$

Select for this directions: 23Ø16 with $A_s = 4624.42 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$

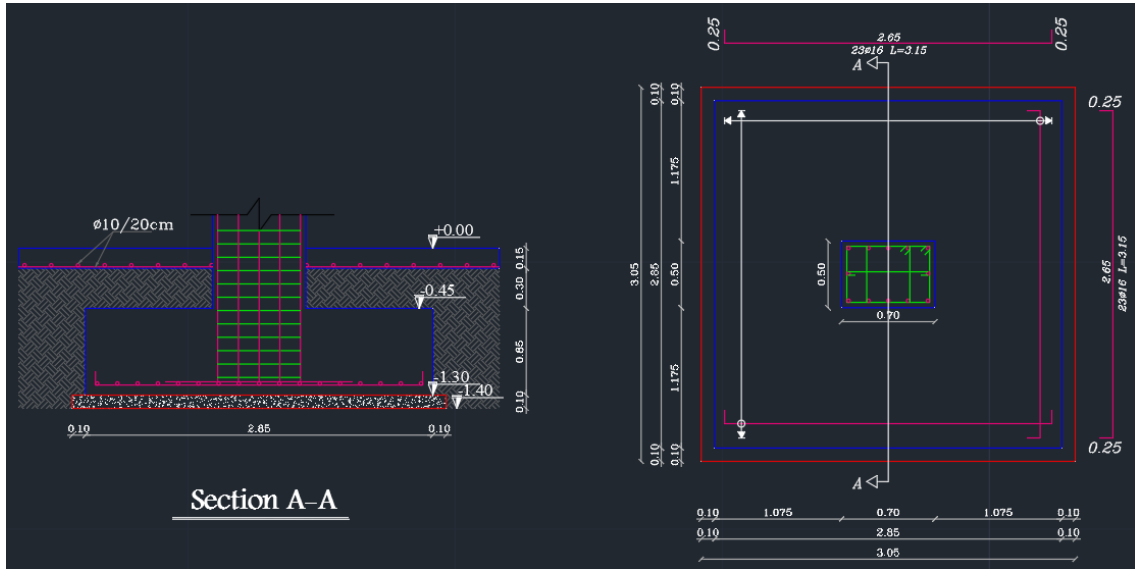


Figure 4. 9: Foundation F1 reinforcement.

4.11: Design of Stairs.

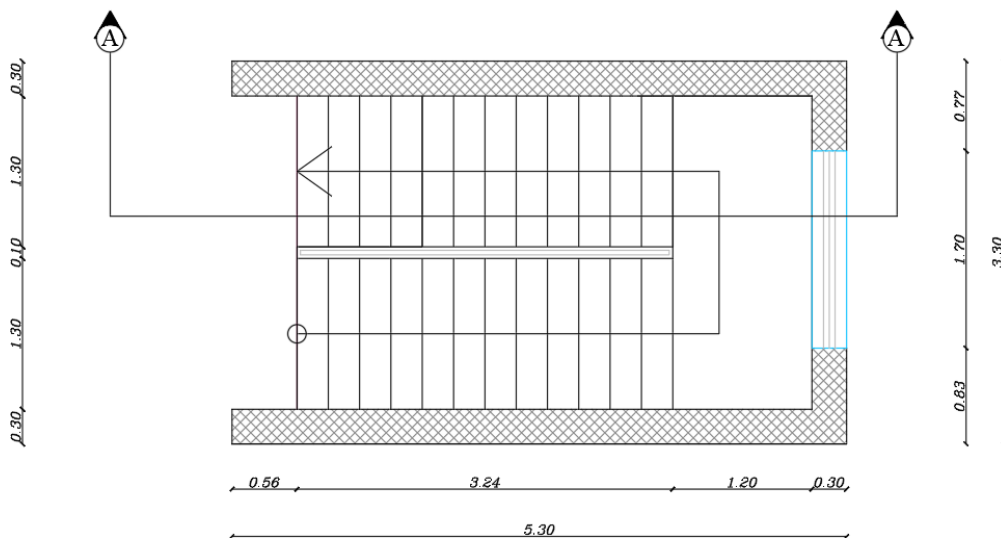


Figure 4. 10: Stair plan.

4.11.1: The flight

- Determination the thickness:

Limitation of deflection: $h \geq \text{minimum } h$

$$h (\text{min}) = L/20 = 324/20 = 16.2 \text{ cm}$$

∴ Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \tan(\alpha) = 16.2/27 \rightarrow \alpha = 31.2$$

- Load calculation:

Table: Load calculation for the flight

| Load calculation for the flight | | |
|---------------------------------|------------------|---|
| Concrete Block | Quality Density | $W = \gamma \cdot V$ |
| | KN/ m^3 | KN |
| Tiles | 27 | $27 * ((0.1635 + 0.32) / 0.27) * 0.03 * 1 = 1.451$ |
| Mortar | 22 | $22 * ((0.1635 + 0.27) / 0.27) * 0.02 * 1 = 0.7064$ |
| Stair step | 25 | $(25 / 0.27) * ((0.1635 * 0.27) / 2) * 1 = 2.044$ |
| R.C solid slab | 25 | $(25 * 0.2 * 1) / (\cos 31.2) = 5.85$ |
| Plaster | 22 | $(22 * 0.03 * 1) / (\cos 31.2) = 0.772$ |
| Total Dead Load, KN | | 10.82 KN/m |

Live load = 5 KN/m^2

$$W_u = 1.2 * 10.82 + 1.6 * 5 = 20.99 \text{ KN/m}$$

- Analysis.

The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight:

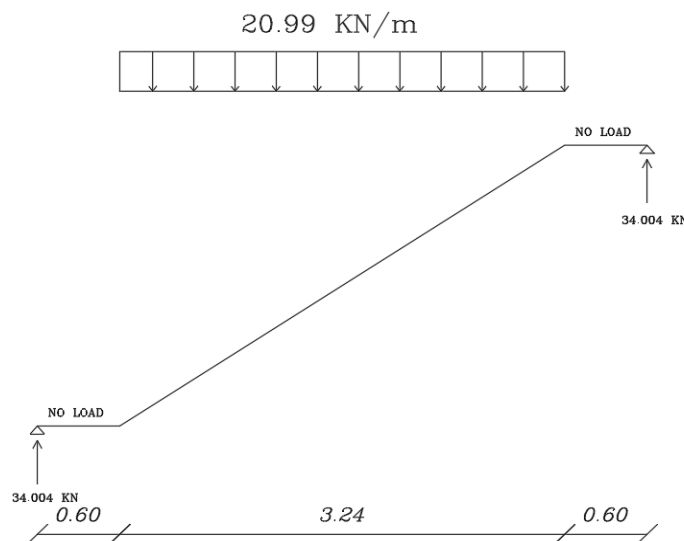


Figure 4. 11: Load distribution for flight.

- Design.

Design for shear:

$$R = W * L / 2 = (20.99 * 3.24) / 2 = 34.004 \text{ KN}$$

$$d = 200 - 20 - (14/2) = 173 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 0.173 \\ &= 105.94 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$0.5 * \phi V_c = 0.5 * 105.94 = 52.97 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 52.97 > V_u \text{ max} = 34.004 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required

Design of bending moment:

$$M_u = 34.004 (0.6 + 1.62) - 20.99 * (1.62^2 / 2) = 47.95 \text{ KN/m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{47.95 * 10^6 / 0.9}{1000 * 173^2} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.78 * 20.59}{420}} \right) = 0.0044$$

$$A_s, \text{ req} = \rho * b * d = 0.0044 * 1000 * 173 = 768.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{ req} > A_s, \text{ min}$$

Select 5Ø14 with $A_s = 769.7 \text{ mm}^2 > A_s, \text{ req}$

For secondary Reinforcement select Ø10 / 20 with $a_s = 395 \text{ mm}^2 > A_s, \text{ min}$

Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 * f_c' * a * b = A_s * f_y$$

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 769.6 * 420$$

$$a = 15.84 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 15.84 / 0.85 = 18.64 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = ((d - c) / c) * 0.003$$

$$= ((173 - 18.64) / 18.64) * 0.003$$

$$= 0.0248 > 0.005$$

Check spacing:

$$\begin{aligned}
 S &= 20\text{cm} < 3h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm} \\
 &= 450 \text{ mm} \\
 &= 380 \cdot \left(\frac{280}{0.67 \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 33.37 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.11.2: The landing

- Determination the thickness:

Limitation of deflection: $h \geq \text{minimum } h$

$$h (\text{min}) = L/20 = 330/20 = 16.5 \text{ cm}$$

∴ Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$d = 200 - 20 - (14/2) = 173 \text{ mm}$$

- Load calculation:

Table: Load calculation for the landing

| Load calculation for the landing | | |
|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| Concrete Block | Quality Density | $W = \gamma \cdot V$ |
| | KN/ m^3 | KN |
| Tiles | 27 | $22 \cdot 0.03 \cdot 1 = 0.66$ |
| Mortar | 22 | $22 \cdot 0.02 = 0.44$ |
| R.C solid slab | 25 | $25 \cdot 0.15 \cdot 1 = 3.75$ |
| Plaster | 22 | $22 \cdot 0.02 = 0.66$ |
| Total Dead Load, KN | | 5.51 KN/m |

Live load = 5 KN/m^2

$$W_u = 1.2 \cdot 5.51 + 1.6 \cdot 5 = 14.61 \text{ KN/m}$$

- Analysis.

The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the landing:

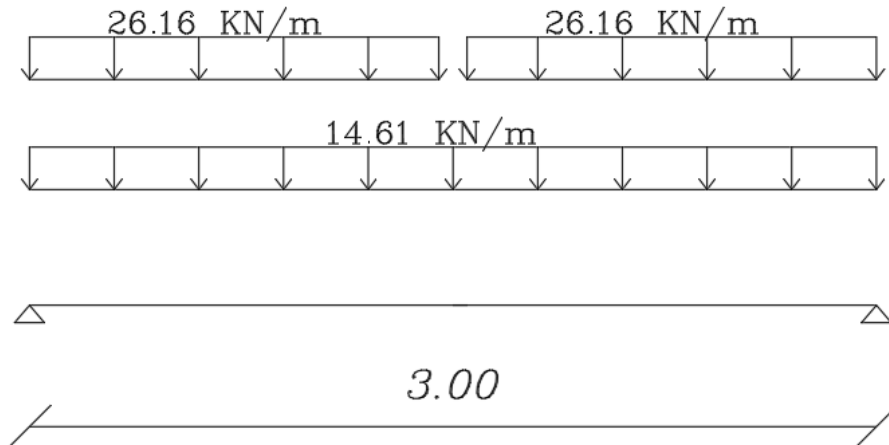


Figure 4. 12: Load distribution for landing .

- Design.

Design for shear:

$$W_R = 34.004 / 1.3 = 26.16 \text{ KN}$$

$$R = (14.61 * 3) / 2 + 26.16 * 1.3 = 52.92$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 0.173 \\ &= 105.94 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$0.5 * \phi V_c = 0.5 * 105.94 = 52.97 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 52.97 > V_u \text{ max} = 52.92 \text{ KN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required

Design of bending moment:

$$M_u = 52.92 * 1.5 - (14.012 * 1.35^2) / 2 - 26.16 * 1.3 * (1.3 / 2 + 0.005) = 42.8 \text{ KN/m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{42.8 * 10^6 / 0.9}{1000 * 173^2} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.6 * 20.59}{420}} \right) = 0.004$$

$$A_{s, req} = \rho * b * d = 0.004 * 1000 * 173 = 692 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s, req} > A_{s, min}$$

Select 5Ø14 with $A_s = 769.7 \text{ mm}^2 > A_{s, req}$

For secondary Reinforcement select Ø10 /20 with $a_s = 395 \text{ mm}^2 > A_{s, min}$

Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 * f_c' * a * b = A_s * f_y$$

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 769.6 * 420$$

$$a = 15.84 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 15.84 / 0.85 = 18.64 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = ((d - c) / c) * 0.003$$

$$= ((173 - 18.64) / 18.64) * 0.003$$

$$= 0.0248 > 0.005$$

Check spacing:

$$S = 20 \text{ cm} < 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$= 380 * \left(\frac{280}{0.67 * 420} \right) - 2.5 * 20 = 33.37 \text{ mm}$$

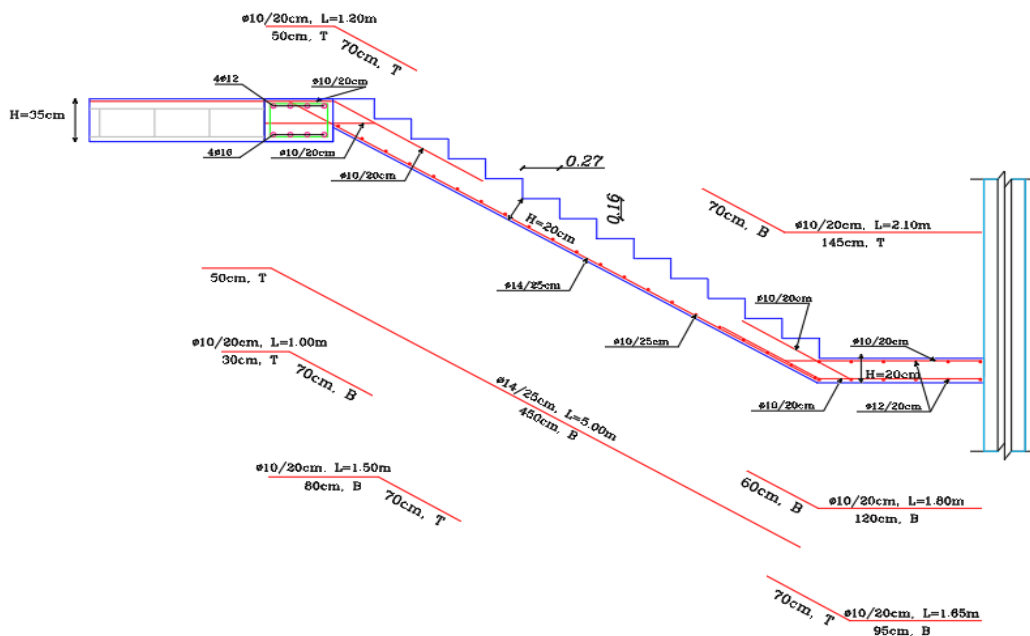


Figure 4. 13: Stair reinforcement.

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W

The following data that used in design:

Shear wall thickness = $h = 30$ cm

Shear wall length $L_w = 5.50$ m

Building height $H_w = 27.66$ m

Critical section shear:

$$L_w/2 = 5.5/2 = 2.75$$

$$h_w/2 = 27.66/2 = 13.83$$

story height = 3.90

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 5.5 = 4.4 \text{ m}$$

$$V_u = 912.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1366.7 \text{ KN.m}$$

Calculation of shear strength provided by concrete V_c :

Shear Strength of Concrete is the smallest of:

- $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$
 $= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 0.3 \times 4400 = 1077.77 \text{ KN}$
- $V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{N_u \times d}{4L_w}$
 $= 0.27 \sqrt{24} \times 0.3 \times 4400 + 0 = 1746 \text{ KN}$
- $V_c = \left[0.05 * \sqrt{f_c'} + \frac{L_w (0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{L_w \cdot h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] \times h \times d$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} = \frac{1366.7}{912.8} - \frac{5.5}{2} = -1.25 < 0 \text{ This equation is not applicable.}$$

$$\therefore V_c = 1077.77 \text{ KN} \rightarrow \phi V_c = 808.32 < V_{u \max} = 879.6 \text{ KN}$$

Horizontal Reinforcement is Required.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{912.8}{0.75} - 1077.77 = 139.3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v h}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{134.2 * 10^3}{420 * 4240} = 0.0754$$

$$\text{but } \left(\frac{A_v h}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 300 = \mathbf{0.75}.$$

Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement Select Ø10 :

$$A_{vh} = 2 * 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = 0.75 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{0.75} = 210.67 \text{ mm}$$

$$S_{max} = Lw/3 = 5500/3 = 1833.33 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3*300 = 900\text{mm}$$

$$= 45\text{cm} \ll \text{Controlled.}$$

Select Ø10 @ 200 mm at each side.

4.7.2 Design of Vertical Reinforcement

$$A_{vv} = [0.0025 + 0.5 (2.5 \frac{hw}{lw}) (\frac{A_{vh}}{S_{hor} * h} - 0.0025)] * h * S_{ver}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{27.66}{5.5} = 5.03 > 2.50$$

$$\frac{A_{vv}}{S_{ver}} = [0.0025 + 0.5 (0) (\frac{2*79}{250*250} - 0.0025)] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_{ver}} = 0.75$$

$$S_{max} = Lw/3 = 5500/3 = 1833.33 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3*300 = 900\text{mm}$$

$$= 45\text{cm}$$

Select Ø12 :

$$A_{vv} = 2 * 113.1 = 226.2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.75$$

$$S_{req} = \frac{226.2}{0.75} = 301.6 \text{ mm}$$

Select Ø12 @ 200 mm at each side.

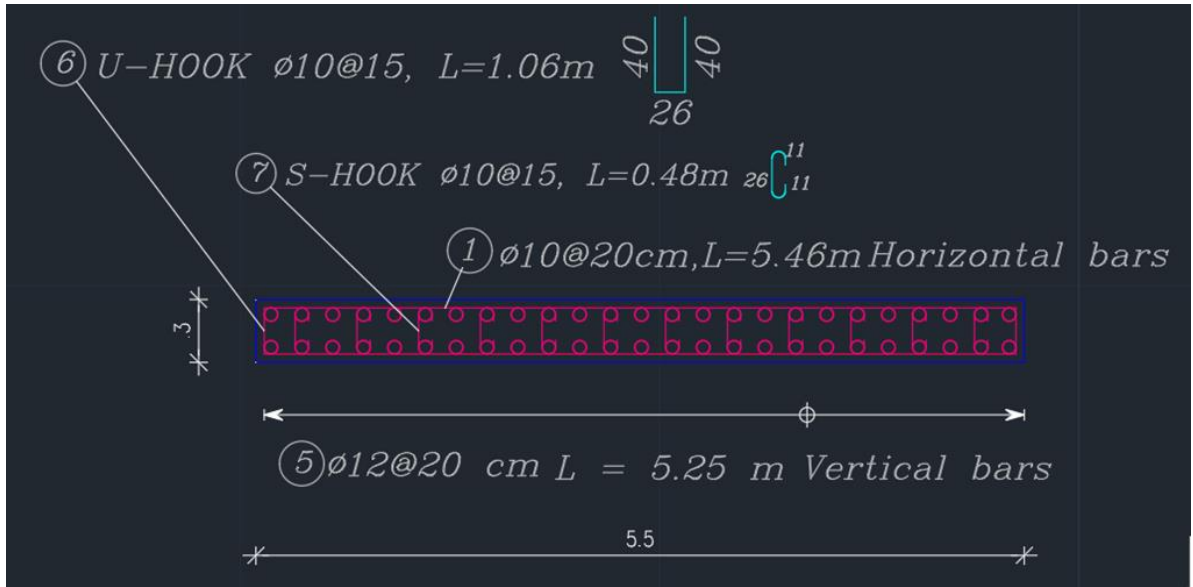


Figure 4. 14: Shear wall 3 reinforcement

5. النتائج والتوصيات

النتائج

- 1- يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي.
- 2- يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب بعد الدراسة الكافية للمخططات المعمارية
- 3- على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية.
- 4- الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني .
- 5- يجب اعداد المخططات الانشائية بصورة جيدة ومفهومة لأنها تعتبر لغة التواصل بين المهندس والمنفذ

التوصيات

- 1- يفضل أن يكون المهندس المعماري على اطلاع بما يمكن تنفيذه انشائياً، وبالتالي يحبذ أن يكون هناك تواصل بين الانشائي والمعماري.
- 2- يجب على المهندس الانشائي دراسة أفضل الحلول الانشائية المتوفرة لتلبية الغرض المعماري.
- 3- يجب أن يتم تنفيذ المشروع تحت إشراف لجنة هندسية مختصة ذات خبرة.
- 4- أساس التصميم الانشائي هو المهندس والبرامج ثانوية مساعدة وبالتالي يجب على المهندس التحقق من نتائج التصميم بالبرامج وان يكون لديه الحس الهندسي
- 5- يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.