جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مباني / بنية تحتية

اسم المشروع:

التصميم الإنشائي لبلدية دورا في مدينة الخليل

أعضاء المجموعة: احمد ذويب

حمزة ذويب

محمد الزير

المشرف: د. ماهر عمرو

السنة الدراسية 2020/2019

الملخص:

تتويجا لدراستنا في مجال الهندسة المدنية في جامعة بوليتكنيك فلسطين، واستمرارا للدور المرموق الذي تلعبه الجامعة في مجالات مختلفة في حياتنا؛ فإننا هنا في هذا المشروع حاولنا تطبيق المفاهيم المختلفة المعمول بها في الهندسة المدنية لبناء مبنى بلدية دورا، ذلك وفقًا للشروط والمعايير الهندسية المطلوبة لتصميم هذا المبنى.

لقد تم اختيار هذا المشروع لغرض الخدمة العامة، وبالتالي؛ الراحة والتميز في الخدمات المقدمة للزوار والجمهور هي الأولوية وبالطبع دون إهمال المعايير الهندسية. لقد تم الأخذ بعين النظر دمج الجوانب المختلفة للتصميم والهندسة المعمارية والميكانيكية معًا للحصول على أفضل جودة لهذا المبنى ومن حيث قدرته على توفير المختلفة.

الوصف العام للمشروع:

هذا المشروع عبارة عن مبنى متعدد الطوابق، يتكون من خمسة طوابق على مساحة أرض 2000 متر مربع. يتكون الطابق الأرضي من عدة مكاتب ذات طابع يساعد في الاتصال المباشر مع الجمهور، مثل مكتب البريد، مركز الخدمة الجمهور، الاستقبال وغيرها. الطابقان الأول والثاني مخصصان للمكاتب الأخرى التي لا تحمل طابع التواصل المباشر مع الجمهور، إلى جانب قاعة اجتماعات. كذلك أيضا تم الاهتمام بالطابق الأخير والطابق السفلي والتي لها دور في الخدمات المتعلقة بالمبنى نفسه. كما يحتوي المبنى على مخارج الطوارئ الخارجية والسلالم وفقًا للمعايير والمتطلبات المعمول بها.

Abstract:

As a culmination for our study in the field of civil engineering in -Palestine Polytechnic University-, and as a continuation for the prestigious role played by the university in different fields in our life; we have come here to sum up the different applicable concepts in civil engineering to one designed municipality building, as per the conditions and standards required to design this building.

This project has been chosen for the purpose of public serving, therefore; comfort and excellence in provided services for visitors and public, was the priority and of course considering all the standards. The integration of various aspects of design, architectural and mechanical engineering together has been considered for best quality of this work and services will be provided by this building.

General description of the project:

This project is a multi-story building, consisting of five floors over an area of 2000 m^2. Ground floor is consisting various offices which helps in the direct contact with public, like post office, public service center, reception and others. First and second floors are meant for other offices which are not in direct contact with public, along with meeting hall. Roof and underground floors have been considered for the services related to the building itself. External emergency exits and stairs also provided as per the standards and requirements.

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع .

1-1 المقدمة:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياةومن أكثرها تأثيرا على مر العصور، حيث إنه قد نقل الناس من الحياة البدائية إلى المدنية والعمارة. مع مرور الوقت ظهرت حاجات متعددة ومتنوعة إلى وجود مبان متخصصة في مختلف جوانب الحياة البشرية، حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة بجانب المساكن والحصون، ومع التطور الحضاري، واستقرار المجتمع البشري، فقد ظهرت المباني العامة كالتي تعرف في وقتنا بالحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة، كمجالس الوزراء ومجالس النواب و المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشآت الرياضية المتنوعة، هذا كله بالإضافةإلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

ومع كل هذا التطور، كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس من الناحية المعمارية، وبرز هنا دور الهندسة كعلم مستقل، وظهر المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

في هذا المشروع، يتم التعامل مع مخطط لمبنى بلدية دورا، حيث القيام بكافة الحسابات اللازمة من الناحية الإنشائية وعرضها خلال مراحل متعددة

2-1 أهداف المشروع :-

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

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

3-1 مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصرالإنشائية المكونة لمبنى البلدية الذي تم اعتماده ليكون موضع الدراسة في هذا البحث، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ...الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليها، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

4-1 حدود المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال فصلين، مقدمة مشروع التخرج كانتفي الفصل الأول من السنة الدراسية (2019-2020)ومشروع التخرج في الفصل الثاني من السنة الدراسية نفسها.

5-1 المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14).
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir),(Safe)(etabs) وغيرها.
3) استخدام برامج الحاسوب الأخرى مثل: Microsoft PowerPoint ,Microsoft Word

6-1 فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

7-1 إجراءات المشروع :-

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
3. تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
4. تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
5. التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
6. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكاملوالقابل للتنفيذ.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2-1 المقدمـــــــــــــــــة

2-2 لمحة عن المشروع

2-3 موقع المشروع

2-4 وصف المساقط الأفقية للمبنى

2-5 وصف الواجهات

2-6 وصف الحركة في المبنى

2-7 حركة الشمس والرياح

2-8 المقاطع في المبنى

1-2 مقدمة :-

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

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

إن بساطة المبنى ليست دليلا 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 تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً , لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض ؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً .

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

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

2-2 لمحة عن المشروع :-

تتلخص فكرة المشروع في بلدية،تتمتع البلدية بجميع المرافق والأقسام اللازمة , كما أنهاتتمتع بشكل معماري جميل جدا , أضف إلى ذلك كله أنهاتحافظ على الأداء الوظيفة المرجوة منها بالموازاة مع كل ما تحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات, ويقع البلدية في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة .إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها.

المشروع عبارة عن مبنى بلدية متعدد الأدوار، يتكون من اربع طوابق، طابقين متماثلين في الشكل والمساحة أما الطابق الارضي والاخير فلكل واحد منهما شكله ومساحته المختلفة ، إضافة الى وجود طابق سفلي باركنق الذي هو عبارة عن مساحة كافية ومهمة للمبنى لوضع السيارات به ،وتبلغ مساحة البلدية تقريبا 8الف م^2

3-2 موقع المشروع :-

يقع موقع المشروع المقترح في منطقة دورا على بعد 7كم الى الجنوب الغربي من مدينة الخليل، وتجدر الإشارة هنا أنه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري , وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً , كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة .

1-3-2 أسباب اختيار الموقع :

يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :

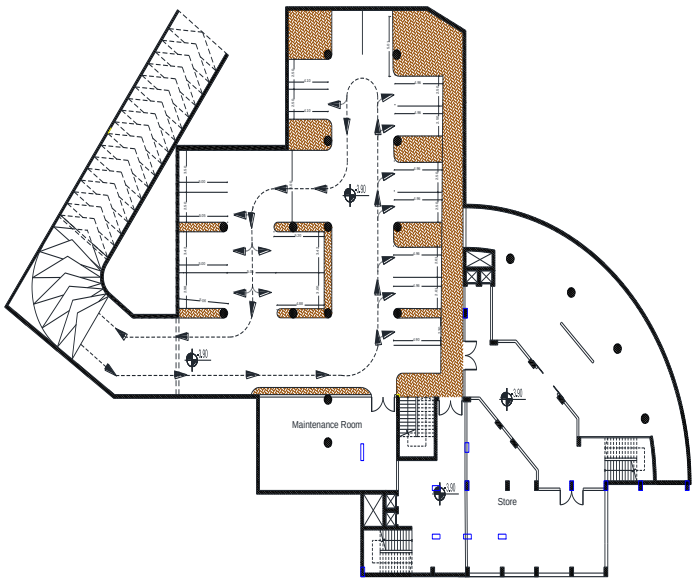
1. قربها من مركز المدينة, حيث يسهل الوصول إليها مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.
2. تتميز بأنها أرض مستوية.

وصف المساقط الأفقية للمشروع :-

2-4-2 طابق التسوية:

عن مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعةكالتالي:3.9-تبلغ مساحته 1667 متر مربع, ومنسوبه

- **غرفة الصيانة**
- **مصف للسيارات barking**
- **مخازن store**
-



شكل(2-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية

2-4-3الطابق الأرضي :

+ فوق مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:0.0تبلغ مساحته 1310 متر مربع, ومنسوبه

- **قاعة خدمات**
- **ساحة البلدية**
- **مسرح**
- **ادراج**
- **مخزن**
- **وحدات صحية**

2-4-4 الطابق الأول :

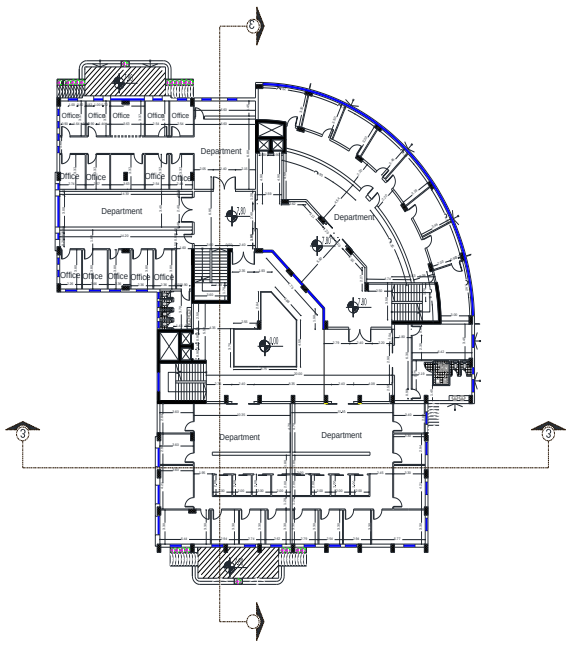
تبلغ مساحته1541 متر مربع, ومنسوبه 3.9+ فوق مستوى سطح الأرض, حيث تتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:

- **مكاتب**
- **مرافق صحية**
- **قسم الصيانة**
- **قسم المكاتب**
- **ادراج**
- **مسرح**
- **كافتيريا**

2-4-5الطابق الثاني :

+ فوق مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:7.8 متر مربع, ومنسوبه 1541تبلغ مساحته

- **مكاتب**
- **قسم الهندسة**
- **قسم المحاسبة**
- **مرافق صحية**
- **مكتب رئيس البلديه**
- **مكتب اعضاء البلدية.**
- **ادراج**



- شكل(2-4): المسقط الأفقي للطابق الاول والطابق الثاني

6-4-2 الطابق الثالث :

تبلغ مساحته1050 متر مربع, ومنسوبه 11.7+ فوق مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- **قاعة عرض**
- **غرفة اجتماعات**
- **مجلس البلدية.**
- **مناطق للاستراحة.**
- **مرافق صحية.**

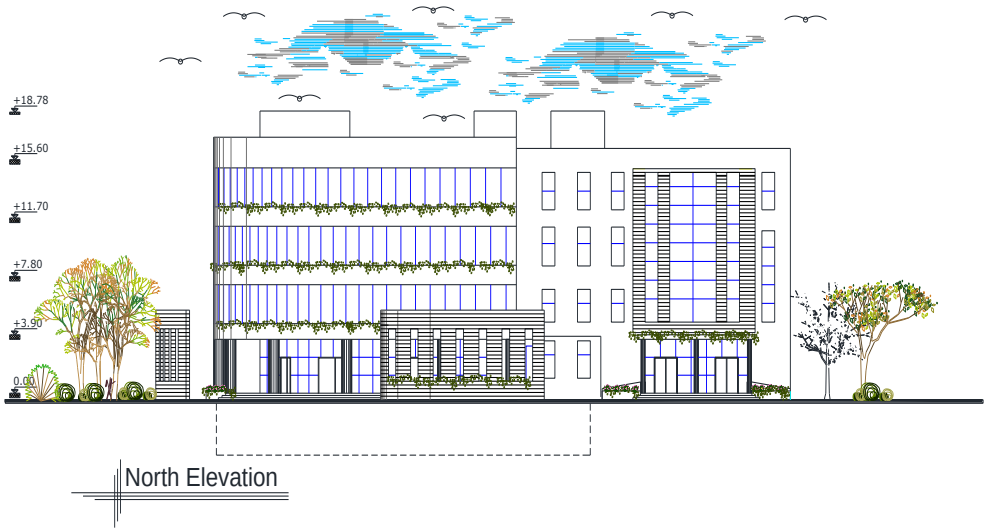
5-2 وصف الواجهات :-

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر, شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

1-5-2 الواجهة الشمالية :

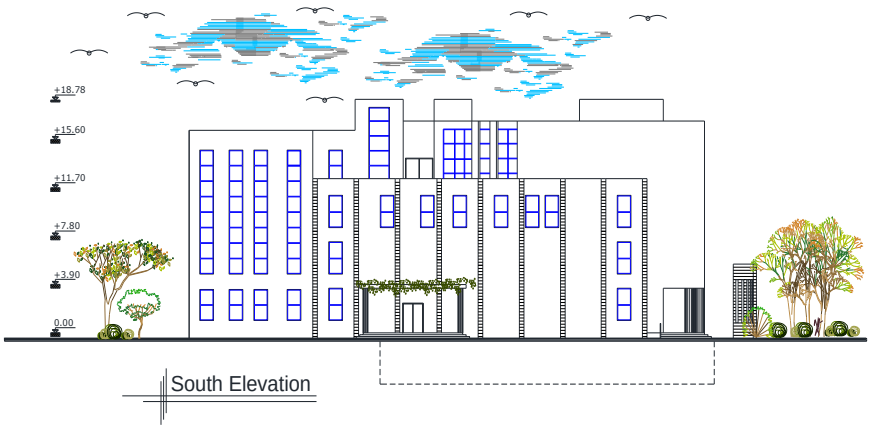
هي الواجهة التي تحتوي المدخل الرئيسي للبلدية ، وتتضمن أيضا مساحة خضراء تضفي منظرا خلابا لهذه الواجهة الرئيسية، وايضا تطل على الشارع الرئيسي .



شكل(2-5): الواجهة الشمالية

2-5-2 الواجهة الجنوبية :

تحتوي على مدخل ثانوي للبلدية يصل الى قاعات الانتظار ، وايضا ساحة تحتوي على مقاعد و مساحات خضراء توفر جوا مناسبا للاشخاص .



شكل(2-6): الواجهة الجنوبية

3-5-2 الواجهة الشرقية :

يحتوي على مدخل السيارات الواصل الى الموقف ، بالإضافة إلى حديقة خضراء.

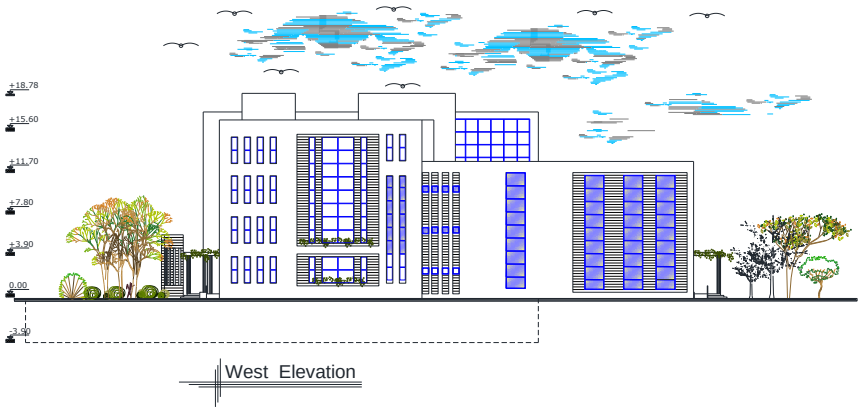
شكل(2-7): الواجهة الشرقية

4-5-2 الواجهة الغربية :

تحتوي على حديقة كبيرة ، وايضا تحتوي على مقاعد و مساحات خضراء

توفر جوا مناسبا للاشخاص .

.



شكل(2-8): الواجهة الغربية

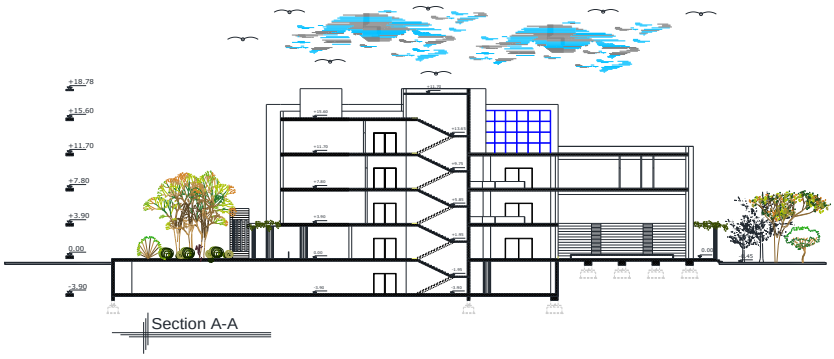
6-2 وصف الحركة في المبنى :-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل البلدية إلى خارجه أو بالعكس, حيث تقع طوابق البلدية على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض, وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة, حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ, وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

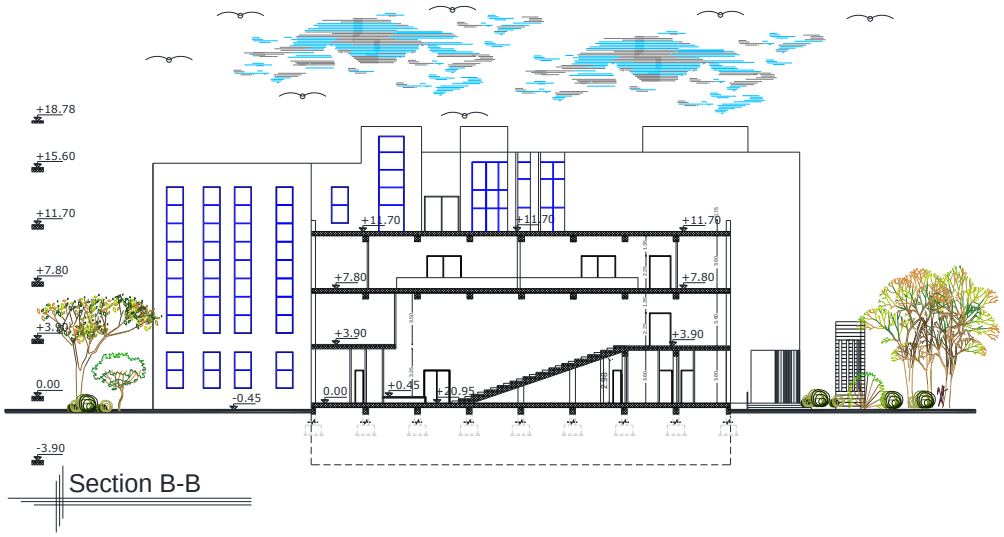
7-2 حركة الشمس والرياح :-

تعتبر دراسة حركة الرياح والشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى, فيجب معرفة تأثير كل منهما على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي, بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإنارة الطبيعية.

8-2 المقاطع في المبنى :-



شكل(2-11): مقطع A-A



شكل(2-11B-B): مقطع

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

3-1 مقدمـــــــــــــــــــة

3-2 هدف التصميم الإنشـــــائي

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

3-4 الاختبارات العمـــــــــلية

3-5 الأحمـــــــــــــــــال

3-6 العناصر الإنشـــــــــــائية

3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة

1-3 مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه , فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت , هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها , مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية , بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

2-3 هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ,ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل, رياح, ثلوج, وهبوط التربة. أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة, وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American concrete institute)(ACI 318- 14) ,واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.(U.B.C-97) , ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام

وباستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
2) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى:-

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

4-3 الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها , ومن هذه الفحوصات:

- Unconfined Compression test
- Tri-axial test.
- Unconfined Shear test.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

وكذلك الفحوصات المتعلقة بجودة الخرسانة و ملاءمتها للغرض الإنشائي, ومن هذه الفحوصات:

- فحوصات كسر مكعبات الخرسانة لتحديد أقصى قوة تحمل.
- فحص الهبوط للخرسانة –Slump Test.
- فحص التدرج الحبيبي للركام.

5-3 الأحمال

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصميم المنشأ ليتحملها . إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة وتكون وظيفة الجملة الإنشائية للمنشأ وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين .هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان تأثيره على المنشأ وكيفيةالتعاملمعه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

1. **الأحمال الميتة(Dead Loads)**:

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول(3-1):الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

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

2. **الأحمال الحية(Live Load)** .

و تحدد الأحمال الحية على أي جزء من المنشأ .إن الأحمال الحية هي الأحمال التي سيتعرض لها المنشأة وهي يمكن أن تكون ساكنةأومتحركة وهي .تبعا لوظيفة الاستثمار لهذا الجزء, وعادة تحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد الأحمال الحية الدنيا الواجب اعتمادها في التصميم تشمل :

- **أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.**
- **الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.**
- **الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث ومكاتب تخزين الملفات .**

3. الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه , وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها , بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة , والارتفاع للمبنى , وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

أ- أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 3) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (3-2): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
0	h > 250
1000) /h-250(	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

ب - 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 البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد وذلك وفق هذه المعادلة:(U.B.C-97)هذه الأحمال سوف يتم استخدام

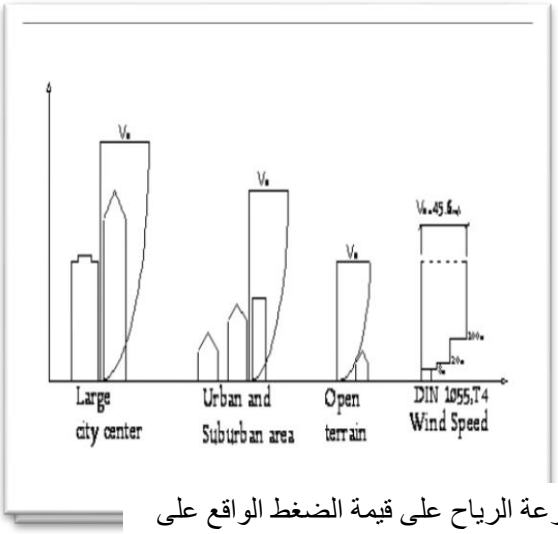
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce: combined height.

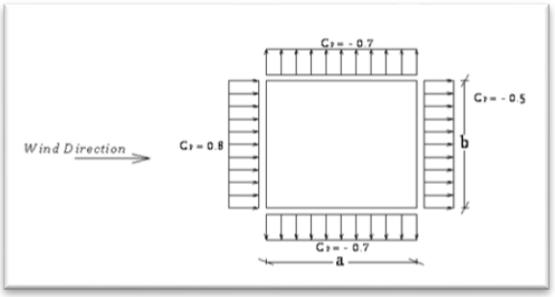
Cq:pressure coefficient of structure.

Iw:importance factor.

P:design wind pressure.



الشكل (3-13):تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى



الشكل (3-14) تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

ب- أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ , وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل , ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً.

4. أحمال الانكماش والتمدد:-

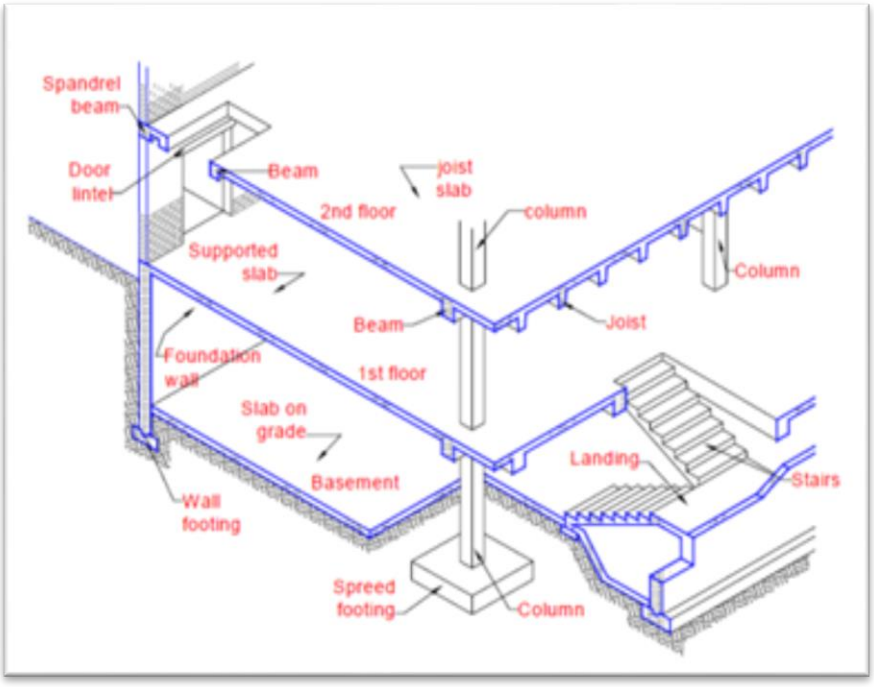
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

6-3 العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري , ومن أهم هذه العناصر: -

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران استنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل إنشائية Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (3-15) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

3-6-1العقدات (البلاطات) :-

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

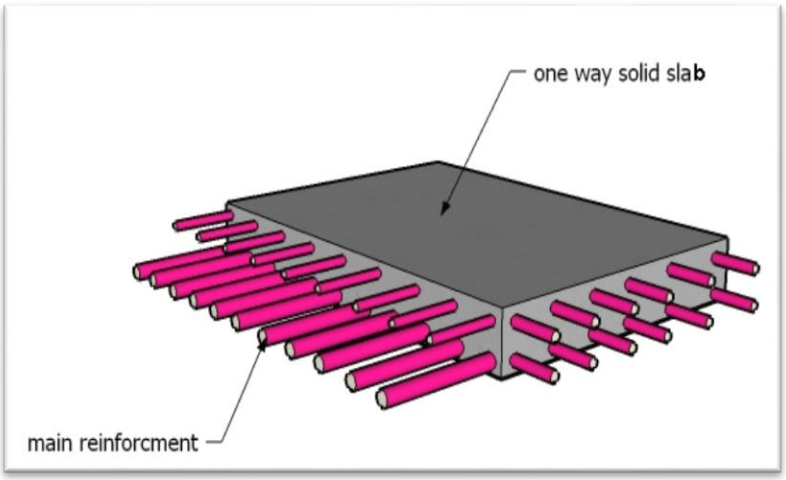
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

1. **العقدات المصمتة solid slabs**
2. **العقدات المفرغة(المعصبة)Ribbed Slabs .**
3. **Fream**

3-6-1-1العقدات المصمتة (Solid Slabs)-:

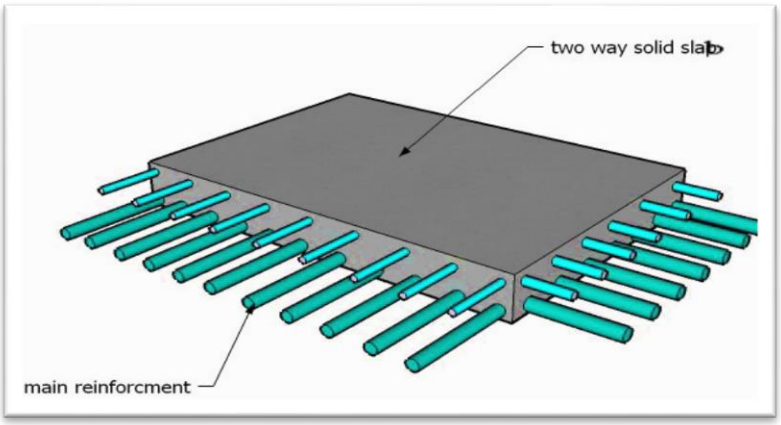
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

1. **العقدات المصمتة في اتجاه واحد (One Way Solid Slabs):**



الشكل (3-16): عقدة مصمتة باتجاه واحد .

2. **العقدات المصمتة في اتجاهين (Two-Way Solid Slabs):**



الشكل (3-17): عقدة مصمتة باتجاهين .

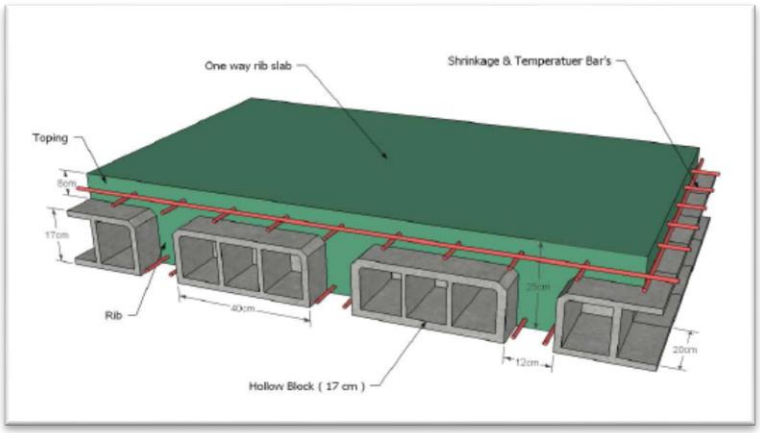
وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في تشكيل الجزئ الغربي من العقدات لكافة الطوابق في مبنى البلدية حيث انه شبه الدائري ،وأيضا في الأدراج.

) :-Ribbed Slabs3-1-6-2العقدات المفرغة (

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1. **العقدات المفرغة في اتجاه واحد(One Way Ribbed Slabs):**

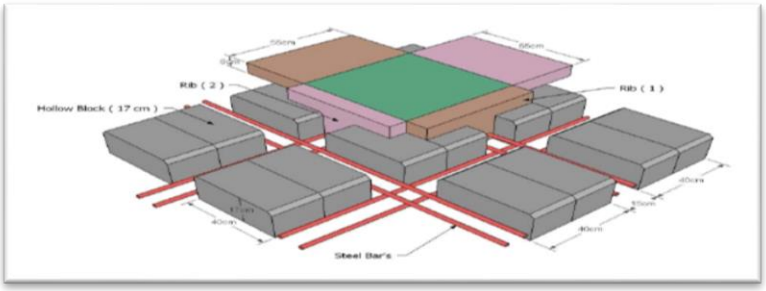
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة, وتم استخدام هذه البلاطات في جزء كبير من طوابق هذا المشروع, وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3-18):العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

2. العقدات المفرغة في اتجاهين(Two Way Ribbed Slabs):

إن العقدات المفرغة في اتجاهينتستخدم في حالةالمساحات الكبيرة نسبياخاصة عندما تكونمسافات البحور متقاربة. حيث لم نحتاج اليها في التصميم



الشكل (3-19):العقدات المفرغة في اتجاهين

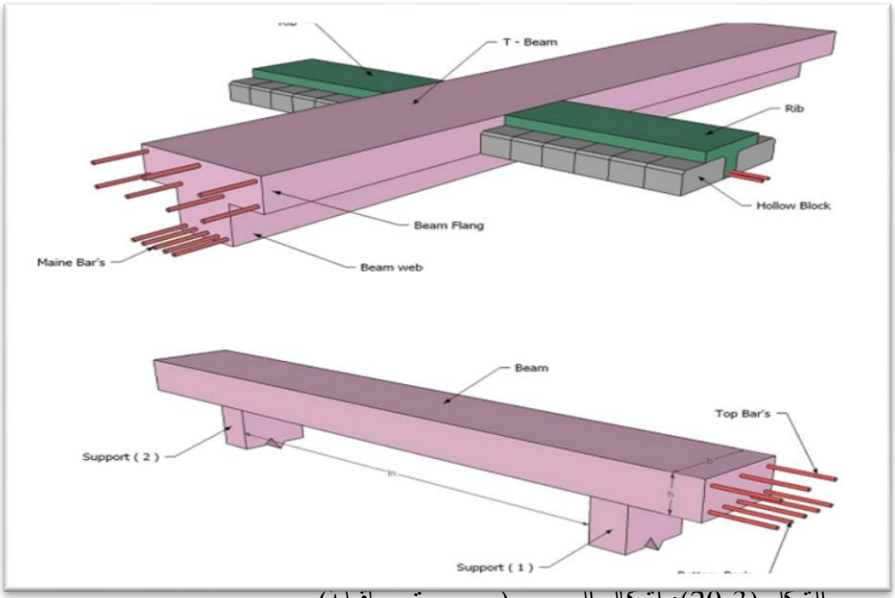
3-6-2الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة , وهي أنواع:

1) الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : - عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section , L-section.

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل Limitation of Deflection). التقوس(الانحناء) (



الشكل (3-20): اشكال الجسور (مسحورة وساقطة)

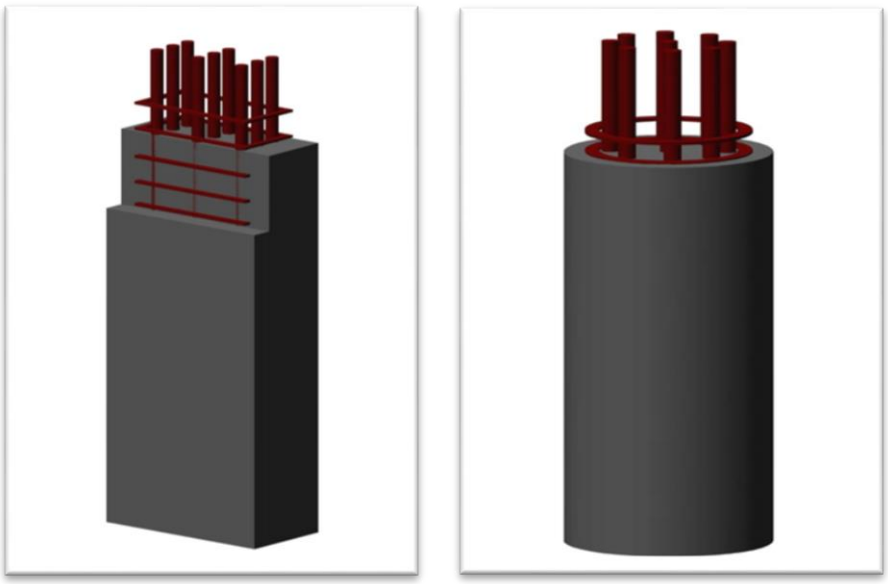
تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

1) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
2) توضع الجسور أعلى الحوائطللتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
3) تقليل مقدار الانبعاج للأعمدة.
4) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
5) تربيط الأعمدة معبعضها وذلك لعمل مفعول الإطاراتبين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

3-6-3 الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى ، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة، فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



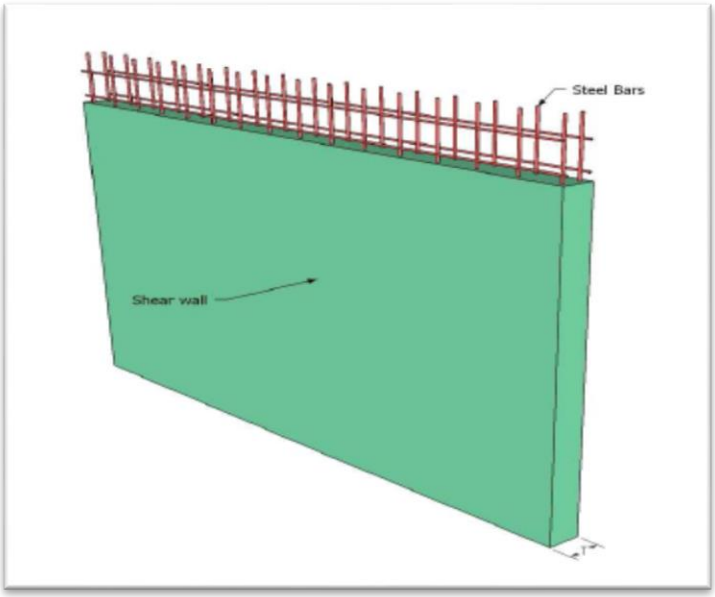
الشكل (3-21):أنواع الأعمدة المستخدمة .

4-6-3(Shear Wall) جدران القص:-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية . shear wallوالزلازل وتسمى جدران القص

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .

وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3-22): جدار القص

5-6-3 الفواصل الإنشائية :-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

1) **(40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.**
2) **(36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.**

3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

4) (28m) في المناطق الجافة.

) .3cmكما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (

حيث اننا لم نحتاج اليها في هذا المشروع

6-6-3 الأساسات :-

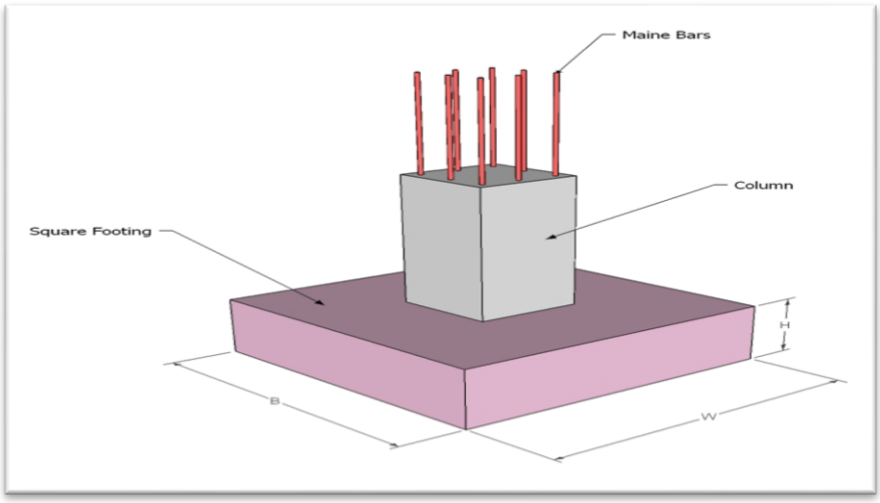
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

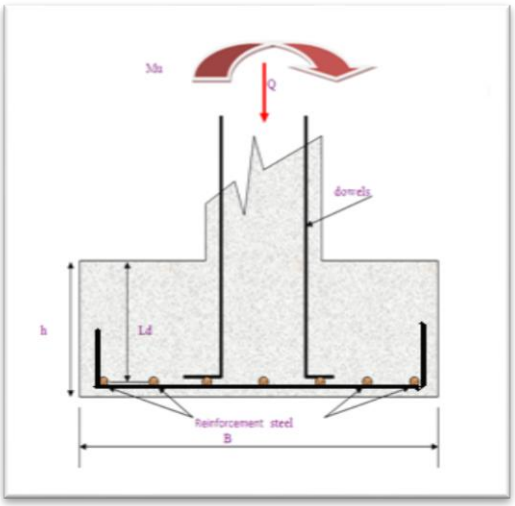
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

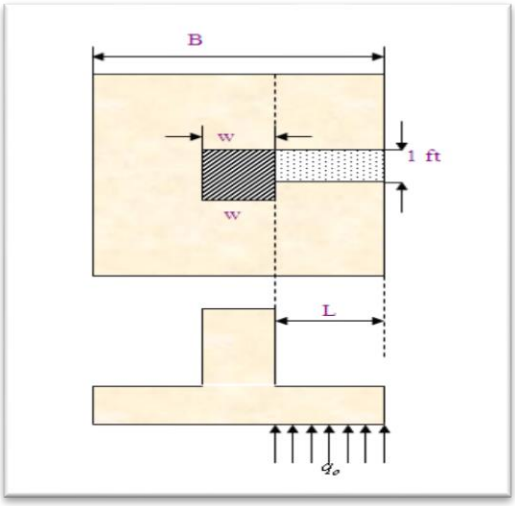
) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون Shallow Foundationوالأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (أساسات لقواعد شريطية,أوأساسات لقواعد منفصلة,أوأساسات لبشة أو حصيرة.

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح Deep Foundationالنوع بالأساس العميق(الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (3-23): شكل الأساس المنفرد .





الشكل (3-24): مقطع طولي في الأساس الشكل

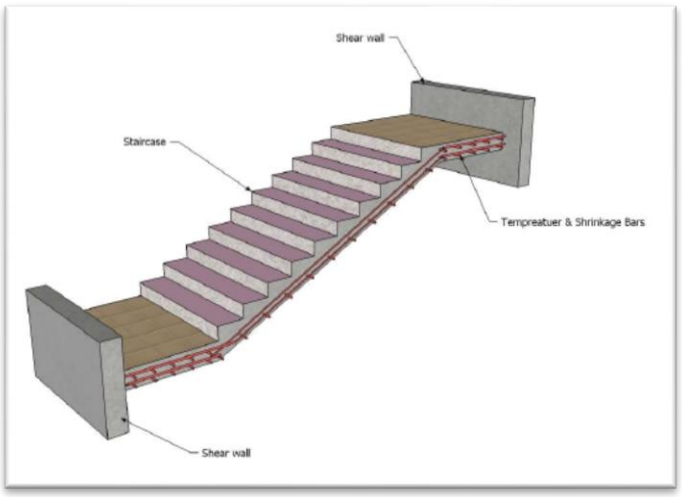
(3-25): توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (3-25)، (263-) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمالالواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الأساس.

3-6-7 الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك أخذنا في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .

): يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .3-26والشكل (



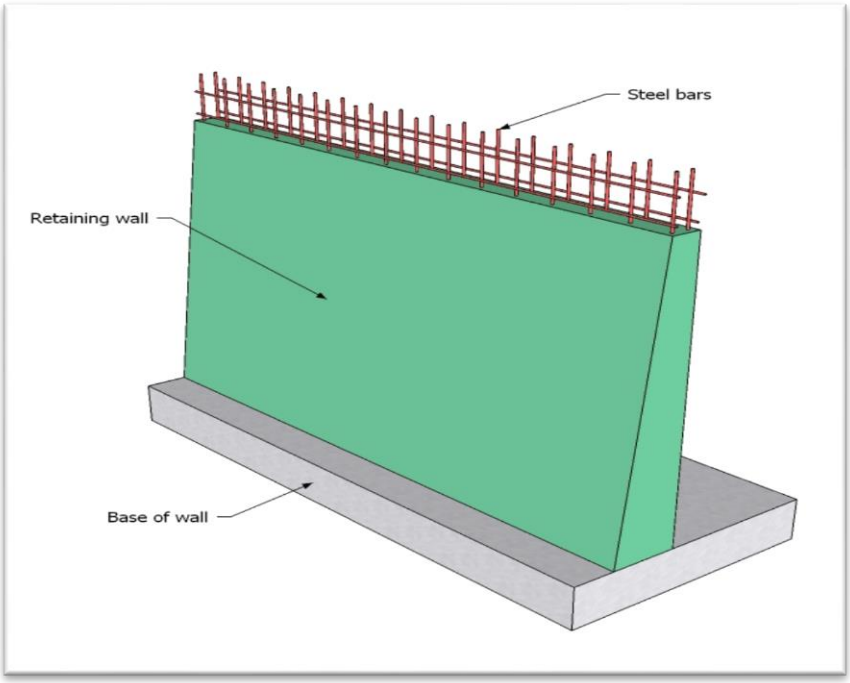
الشكل (3-26): مقطع توضيحي للدرج .

3-6-8 الجدران الإستنادية :-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة رأسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- **جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .**
- **الجدران الكابولية(cantilever walls) .**
- **جدران مدعمة (braced walls).**



جدار استنادي الشكل (3-27):

3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

1) Autocad2016: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2) Atir : للتصميم الإنشائي.
3) Etabs
4) Safe

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4.2 Factored load.

4.3 Slabs thickness calculation

4.4 Load calculations.

4.5 Design of Topping.

4.6 Design of Rib (3).

4.7 Design of beam (3).

4.8 Design of Column (C2).

4.9 Design of Isolated Footing (F6).

4.10 Design of Stairs.

4.11 Design of Basement Wall.

4.12 Design of shear Wall.

4 .1 Introduction:-

As engineering structures are built with the help of natural and processed materials, so the selection of right material is one of the most important steps to achievestrength, stability, appearanceand economy in construction. Occupying all the materials like concrete and steel in proper form and quantities in best way together is considered as the core task of engineers for best desired constructs.[1]

Concreteis a stonelike material obtained by permitting a carefully proportioned mixture of cement, sand and gravel or other coarse aggregate, and water to harden in forms of the shape and dimensions of the desired structure.Cement and water interact chemically to bind the aggregate particles into a solid mass.[2] Concrete is the heaviest major building material in most of the structures that can be delivered in plastic state; which makes concrete desirable for being taking any needed shape.

Concrete is used in most of construction work reinforced with iron and steel alloys. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, metals and steel supplies the necessary strength, which is coming from being embedded in the concrete in the form of a mesh,roughened or twisted bars and other forms.Concrete has a high compressive strength but a low tensile strength. Steel, on the other hand, has a very high tensile strength (as well as a high compressive strength), combining steel and concrete into a composite material results with high compressive and tensile strength of concrete.[3]Bonds formation between steel and concrete makes stresses transferrable between both of the components.

In this project, all design calculations for all structural members will be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter. So, in this project, two types of selected slabs will be used: Oneway solid slab, and one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software" to find out the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program along withEtabs and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

---

[1] (Head, P. R. (2001, August). Construction materials and technology: a look at the future. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering* (Vol. 144, No. 3, pp. 113-118). Thomas Telford Ltd.)

[2] Darwin, D., Dolan, C. W., &Nilson, A. H. (2016). *Design of concrete structures*. McGraw-Hill Education

[3] Somayaji, S. (2011). *Civil engineering materials*. Pearson Education India

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318 code.

NOTE:

$fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ **For circular section but for rectangular**

($fc' = 30 * .8 = 24MPa$) .((this note is not supposed to be here in this introduction))

4 .2 Factored loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$.

4.3 Slabs thickness calculation:

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

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

=720 /18.5 = 38.9cm

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

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

= 720/21 = 34.3 cm

The maximum span length for one end continuous (for beams):

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

=720/18.5=38.9 cm

The maximum span length for both end continuous (for beams):

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

720/21=34.3cm

Select Slab thickness h= 35cm with block 27 cm & Topping 8cm

4. 4 Loadcalculations:

4.4.1 One way ribbed slab:

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Parts of Rib		Calculation
Rib	25	0.12*0.27*25= 0.81KN/m
Top Slab	25	0.08*0.52*25 = 1.04KN/m.
Plaster	22	0.03*0.52*22 = 0.3432 KN/m.
Block	10	0.4*0.27*10= 1.08 KN/m
Sand Fill	17	0.07*0.52*17= 0.6188KN/m
Tile	23	0.03*0.52*23 = 0.3588KN/m
Mortar	22	0.03*0.52*22 =0.3432KN/m.
partition	-	2.3*0.52 =1.196 KN/m
∑		5.79

Nominal Total Dead load = **5.8 KN/m** of rib

Nominal Total live load =6.5*0.52=3.38**KN/m**≈3.5**KN/m**of rib

4. 5 Design of Topping:

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

Tiles	23	0.03 * 23	0.69 KN/m^2
Mortar	22	0.03 * 22	0.66 KN/m^2
Sand	17	0.07 * 17	1.19 KN/m^2
Slab	25	0.08 * 25	2 KN/m^2
Partitions	2.3	1.00 * 2.3	2.3 KN/m^2.
∑			6.84

Dead Load = **6.84 KN/m^2**. (for Stores)

Live Load = **3.5 KN/m^2**. (for Stores)

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.84 + 1.6 *3.5 = 13.81KN/m^2. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{13.81 * 0.4^2}{12}$$
$$= 0.1841\ KN.m$$

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19\ KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55 * 2.19 = 1.21\ KN.m$$

$$\phi M_n = 1.21\ KN.m > M_u = 0.1841\ KN.m$$

∴No structural reinforcement is needed

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$$

$$\#\ 0f\ \Phi 8 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow \text{Spacing(S)} = \frac{1}{2.88} = 0.347\text{m} = 347\ \text{mm}.$$

$$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c \leq\ 380\ (\frac{280}{fs})$$

$$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$$

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

$$= 330\ \text{mm.}\ \leq 380\text{mm.}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240\ \text{mm}\text{.....controlled.}$$

$$\leq 450\ \text{mm.}$$

∴Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.

4.6Design of Rib (3):

Material :-

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

Section :-

b =12cm b_f=52 cm

h =35cmT_f=8 cm

Figure (4-1): Rib geometry.

Rib:1	**Code:** ACI318
Project: ppu	Page: **83**
Designed by:	**Date:** 12/ 6/19

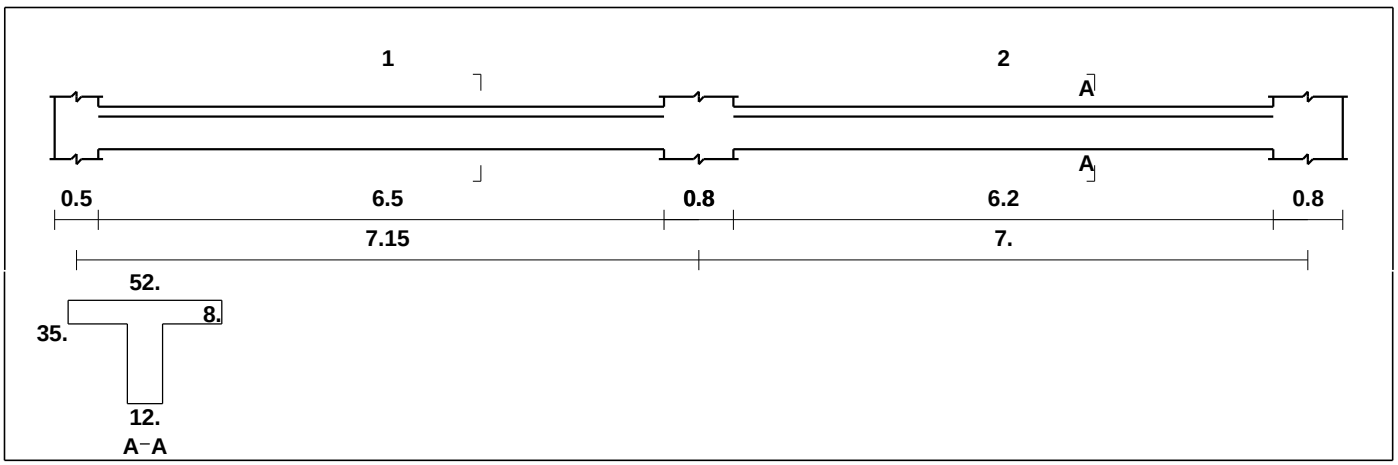


Figure (4-2) : loading of rib (3)

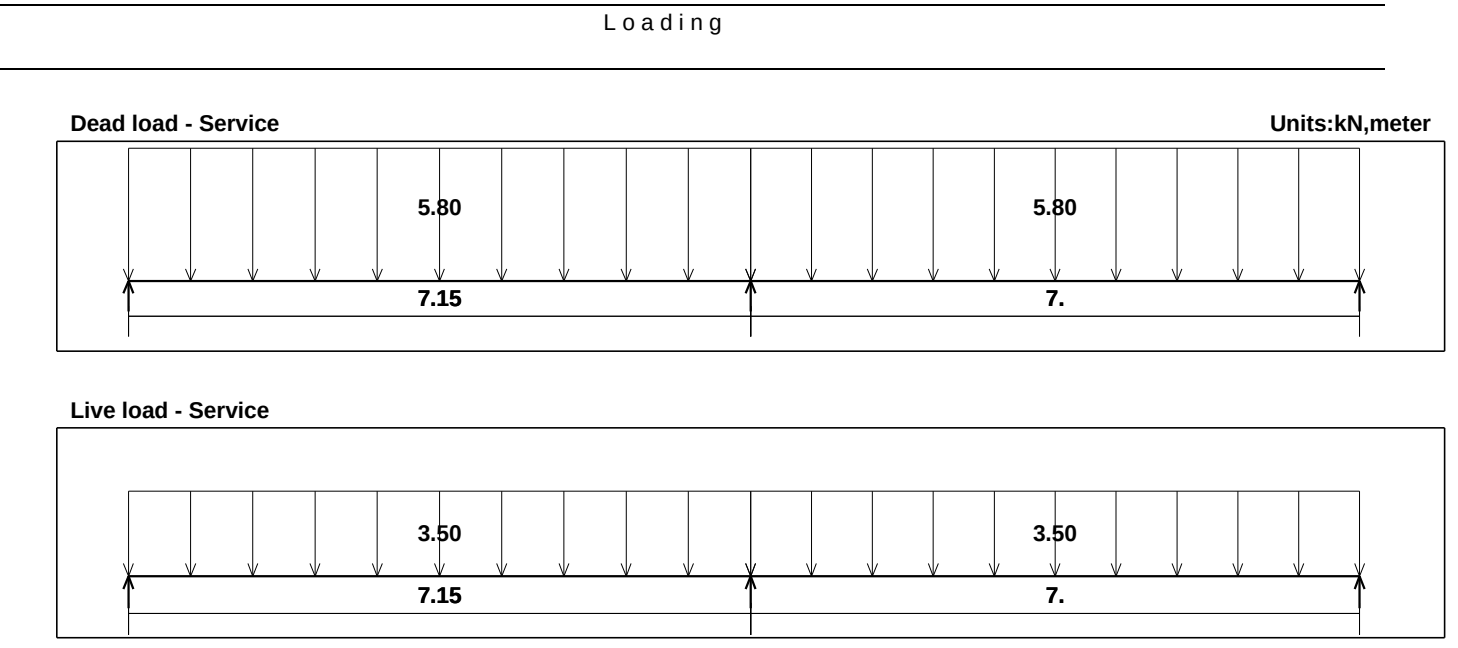
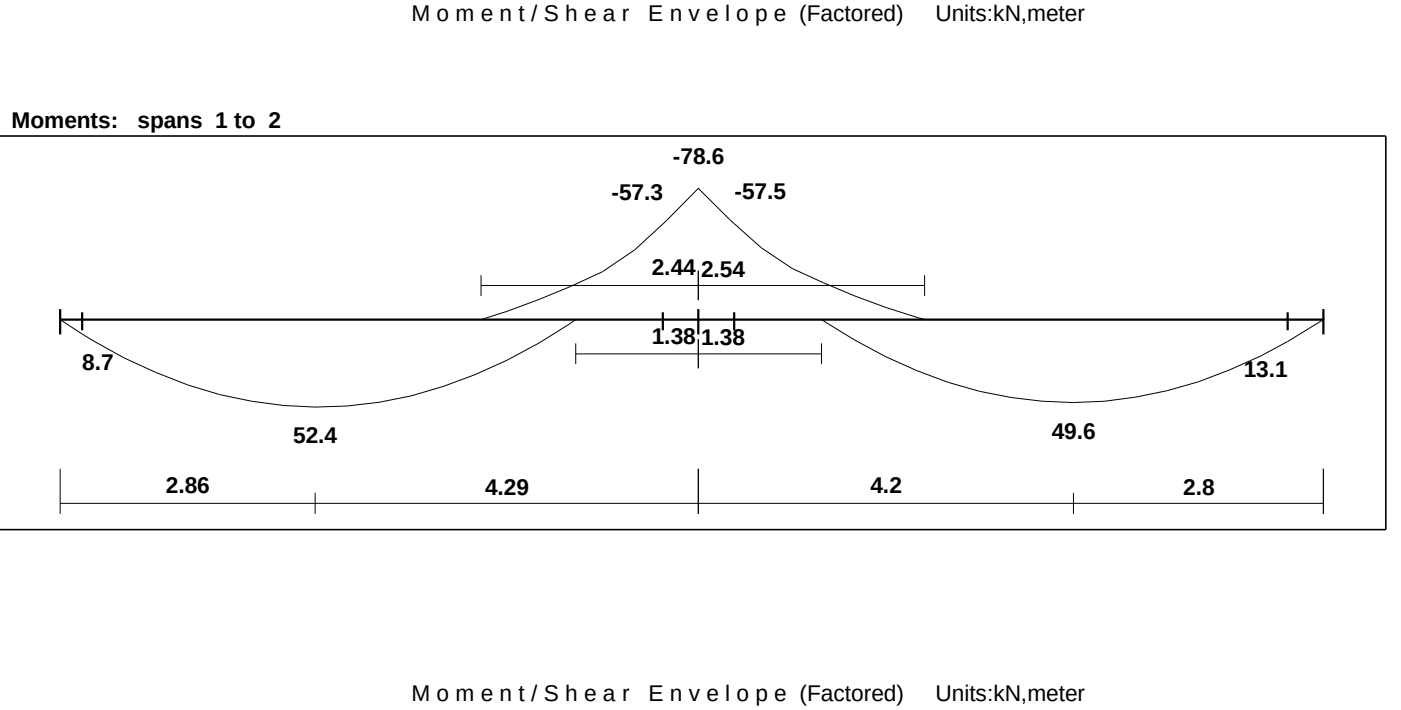
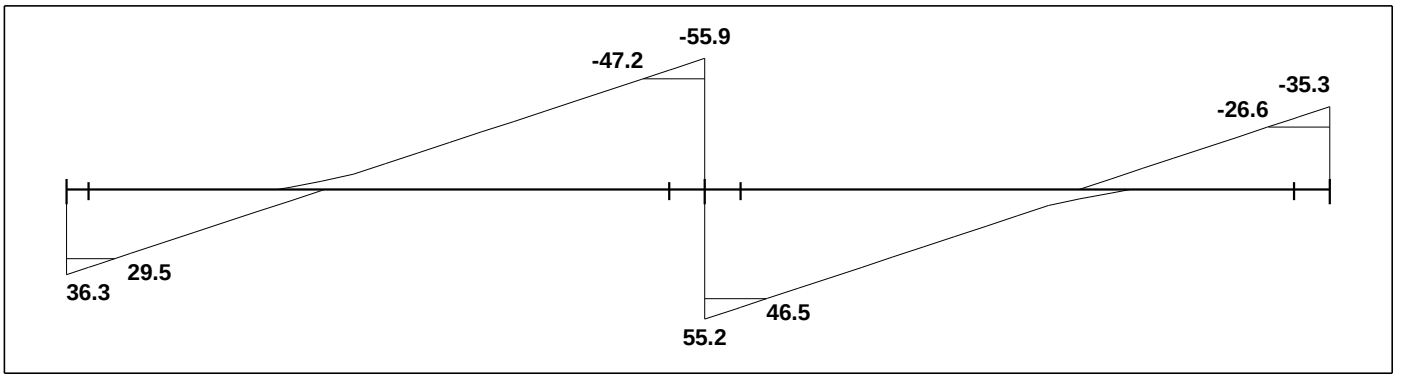


Figure (4-3) :Shear & moment Envelop of rib3



Shear



Factored

DeadR	**18.79**	**61.56**	**18.14**
LiveR	**17.49**	**49.53**	**17.18**
MaxR	**36.28**	**111.09**	**35.31**
MinR	**16.42**	**85.96**	**15.55**
Service			
DeadR	**15.66**	**51.3**	**15.11**
LiveR	**10.93**	**30.96**	**10.73**
MaxR	**26.59**	**82.25**	**25.85**
MinR	**14.17**	**66.55**	**13.5**

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.2 Design of Positive moment of rib (RIB 3):

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 20 – 10- $\frac{14}{2}$= 313mm.

→$M_{u\,max}$ = 52.4 KN.m

$bE \leq$ Distance center to center between ribs = 520 mm…… Controlled.

$\leq$ Span/4 = 6500/4 = 1625 mm.

$\leq$ (16* hf) + b_w =(16* 80) +120 =1400 mm.

→hf= 520 mm.

→ $M_{nf} = 0.85\, f_c^{'} * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.313 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 231.6KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 *187 = 208.5KN.m

→ϕM_{nf} =208.5KN.m> $M_{u\,max}$= 52.4 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 52.4 KN.m

M_n = Mu /ϕ =52.4/ 0.9 = 58.2KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c^{'}} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{58.2*10^6}{520*(313)^2}$ = 1.142MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.142*20.6}{420}}\right) = 0.002799$

$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.002799*520*313 = 455.7\ mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$109.52mm^2 < 125.2\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 125.2\ mm^2 < As_{req} = 455.7mm^2$.

∴ As = $455.7mm^2$.

2 Φ18=$508.66mm^2 > As_{req} = 455.7mm^2$. OK.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

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

508.66* 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 20.13 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.13}{0.85}$ = 23.68 mm.

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

$= \frac{313-23.68}{23.68} * 0.003 = 0.0366 > 0.005 \therefore \phi = 0.9$ OK

2)positive moment $Mu^{(+)}$ 49.6 KN.m

M_n = Mu /ϕ =49.6/ 0.9 = 55.11 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{55.11*10^6}{520*(313)^2}$ = 1.08 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.08*20.6}{420}}\right)$= 0.00246

→$A_s = \rho$ * b *d = 0.00246*520*313=430.24 mm^2

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 313 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 120 * 313$

= 109.52 mm^2<125.2 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 125.2mm^2<As_{req} =430.24 mm^2.

∴ As = 430.2mm^2.

2 Φ18=508.68 mm^2>As_{req} = 430.24 mm^2. OK.

∴ **Use 2 Φ18**

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

508.68* 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a =20.14 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.14}{0.85}$ = 23.7 mm.

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

$= \frac{313-23.7}{23.7} * 0.003$ =0.0366 > 0.005∴ϕ =0.9 OK

3)negative moment $Mu^{(-)}$ -57.5 KN.m

M_n = Mu /ϕ =57.5/ 0.9 = 63.9 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

d= 350 – 20 – 10–$\frac{14}{2}$= 313mm

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{63.9*10^6}{120*(313)^2}$ =5.435 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.435*20.6}{420}}\right)$= 0.0154

→$A_s = \rho * b * d$ = 0.0154*120*313=577.55 mm^2

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 313 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 120 * 313$

= 109.52 mm^2<125.2 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 125.2mm^2<As_{req} =577.55 mm^2.

∴ As 577.55 mm^2.

2 Φ20=628mm^2>As_{req} =577.55 mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ20

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

628* 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a =107.7 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107.7}{0.85}$ = 126.75 mm.

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

$= \frac{313-126.75}{126.75}$ * 0.003 =0.0054 > 0.005∴ϕ =0.9 OK

4.6.2Design of shear of rib (RIB 3):

1) Vu = 47.2 KN.

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 313 * 10^{-3}$= 23 KN.

1.1* ϕV_c = 1.1 * 23 =25.3KN.

→Check for items:-

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$4.2 \leq \frac{25.3}{2} = 12.65$…....Not satisfy

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$12.65 \leq 4.72 \leq 25.3$… Not satisfy

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + Vs\ min)$

$Vs\ min = \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.5KN$

$Vs\ min = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 313 = 12.52KN$

$\phi Vs + \phi Vc = 37.82$ KN Not satisfy

4- Item 4 : $\phi(V_c + Vs\ min) < V_u \leq \phi(V_c + Vs')$

$Vs' = \frac{1}{3} * \sqrt{f_c'}\ b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 120 * 313 * 10^{-3} = 61.33KN$ satisfy

∴ Item (4) is satisfy → minimum shear reinforcement is required.

Av= 2**Φ10** **2leg Φ10** **Vs=Vu/0.75-Vc=62.93-33.7=29.2KN**

As=157.1mm^2 $S = \frac{Av * Fy * d}{Vs} = \frac{157.1 * 420 * 313}{29.2} = 707$ mm

Take S=d/2=313/2= 156.5

∴ Use Φ10 @ 15Cm

4.7Design of Beam (B12):

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

B = 80

h =55 cm

→Select Total depth of beam **h= 35cm.**

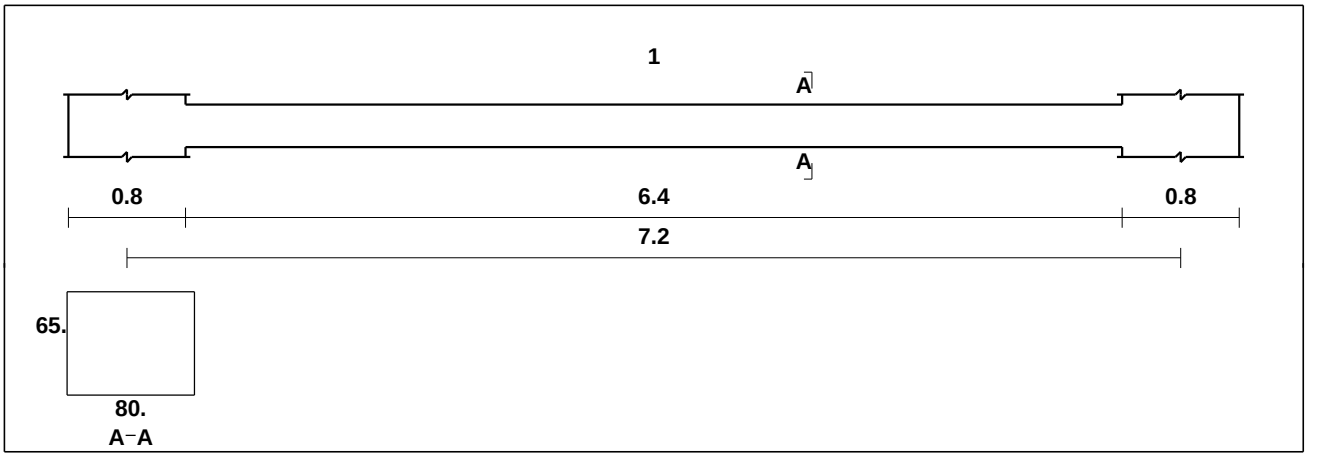


Figure (4-5) : Beam Geometry.

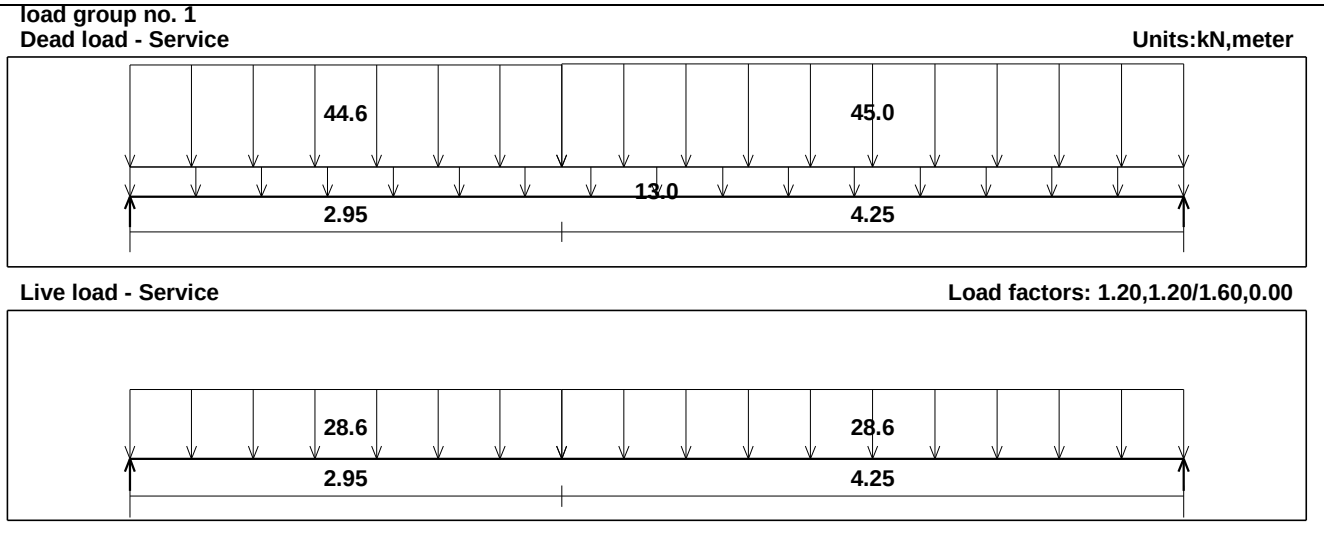


Figure (4-6) : Load of Beam (36)

Figure (4-7) :Moment Envelop for Beam (B.F-63)

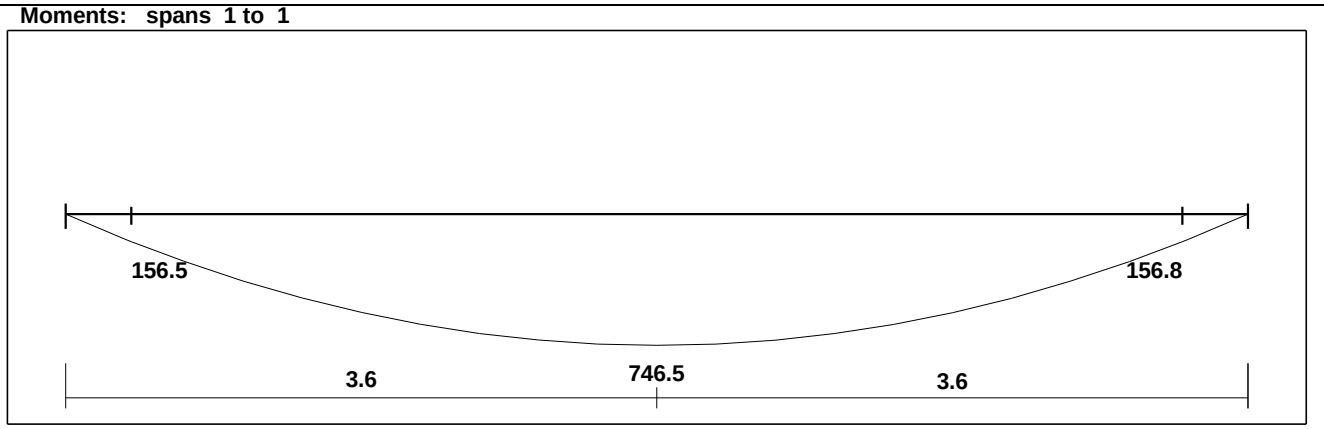
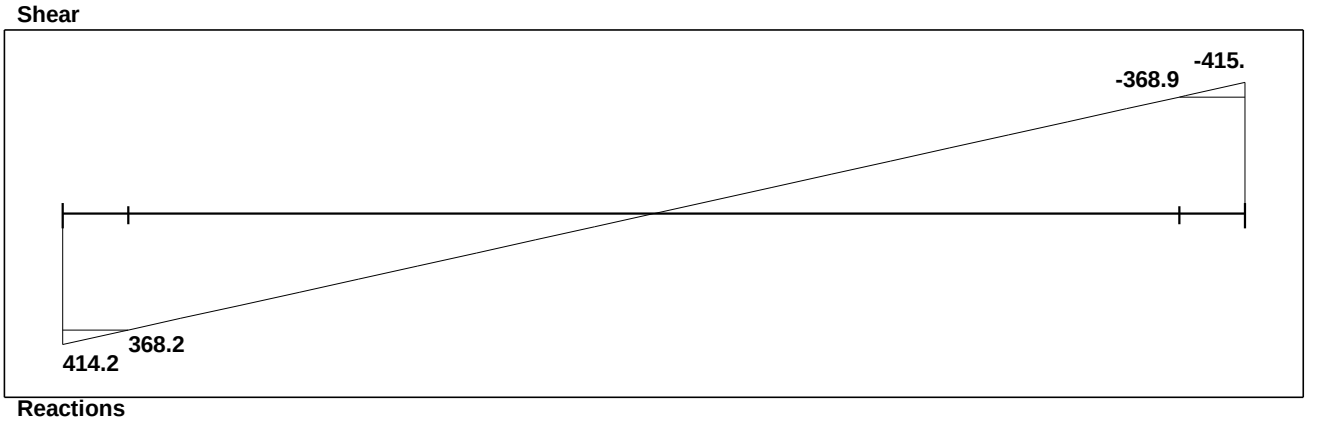


Figure (4-8) :Shear Envelop for Beam (B.F-63)



Reactions

Factored

DeadR	249.43	250.27
LiveR	164.74	164.74
MaxR	414.17	415.01
MinR	249.43	250.27
Service		
DeadR	207.86	208.56
LiveR	102.96	102.96
MaxR	310.82	311.52
MinR	207.86	208.56

4.7.1 Design of flexure:-

4.7.1.1 Design of Positive moment:-

→Mu_{max} 746.5 KN.m .

b_w = 80 Cm. , h = 65 Cm.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 650 – 40 – 10 – $\frac{18}{2}$= 591 mm

$c_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 591$ =253.28 mm.

f_c' = 24 MPa < 28 MPa→β_1 = 0.85

$a_{max} = \beta_1 * X_{max}$ = 0.85 * 253.28= 215.3mm.

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

= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.215.3 * (0.591 – $\frac{0.2153}{2}$) * 10^3

=1698 KN.m .

ϵ_s = 0.004

ϕ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.816

→ϕMn_{max} = 0.82 * 1698= 1392KN.m .

→ϕMn_{max} = 1392KN.m≥ Mu =746.5 KN.m .

∴single reinforced concrete section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 746.5 KN.m .

2) →ϕMn_{max} = 1392KN.m≥ Mu =746.5 KN.m

→ single reinforced concrete section

→design with maximum condition of single

M_n = Mu /ϕ= 746.5/ 0.9 =829.44 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{829.44*10^{-3}}{0.8*(0.591)^2} = 2.96\text{MPa}.$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.961*20.6}{420}}\right) = 0.00765$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00765 * 800 * 591 = 3617.15\text{mm}^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 591 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 800 * 591$

= 1378.7mm^2<1576 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 1576.7mm^2<As_{req} = 3617.15 mm^2.

∴ As =3617.15 mm^2.

0f Φ32= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{3617.7}{254}$ =4.49→ # of bars =5 bars.

∴ Use 15Φ32

→ As =5*804 = 4016 mm^2>As$_{req}$ = 3617.15mm^2 .

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

3617.15* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 93.088 mm.

f_c' = 24 MPa < 28 MPa→β_1 = 0.85

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{93}{0.85}$ = 109.5 mm.

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

$= \frac{591-109.5}{109.5}$ * 0.003 = 0.01319> 0.005∴ϕ =0.9 OK.

4.7.2 Design of shear:-

1) Vu 368.9 KN .

ϕVc = ϕ * $\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$ * b_w * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.8* .591 * 10^3 = 289.5KN.

Vu>ϕVc

→ **Check For items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$368.9 \leq \frac{289.5}{2} = 144.75$…....Not satisfy.

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$144.5 < 368.9 \leq 289.5$…….Not satisfy.

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.591 * 10^3 = 472.8$KN …….Control.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.591 * 10^3 = 118.2$ KN.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 472.8$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min}$ 289.5 +472.8 =762.3KN.

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

$289.5 < 368.9 \leq 762.3$……. satisfy.

∴ Item (3) is satisfy → $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(f y_t * d)}$ **.**

$Vs = \left(\frac{Vu}{\phi} - Vc\right)$

$Vs = \frac{368.}{0.75} - 386$

= 105.8 KN.

Try Φ10(4 Legs) =4 * 78.5 = 314 mm^2 .

$\frac{4*78.5*10^{-6}}{S} = \frac{105.8 * 10^{-3}}{(420 * .591)} \rightarrow$ s = 0.73 m

s ≤ $\frac{d}{2} = \frac{591}{2}$ = 295.5 mm…….. control

≤ 600 mm.

∴ **Use4leg Φ10 @ 25Cm.**

4-8 Design of column(C2)

$F_c` = 25\ Mpa$

$P_D = 1600\ KN$

$P_L = 400\ KN$

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 1600 + 1.6 \times 400 = 2560KN$

$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{2560}{0.65} = 3938.5KN \quad \dots use\ \phi = 0.65 - for\ tiedcolumn$

$Assume\ rectangular\ section$:

$Use\ \rho = 1\ \%$

$P_n = 0.85(\ 0.85 \times fc`(Ag\text{-}Ast) + Ast[fy])$

$Ast = 0.01 * Ag$

$Use\ 0.85\ for\ tied\ column$

$3938.5 * 10^3 = 0.85 \times (0.85 \times 25 * (A_g - 0.01A_g) + [.\ 01A_g * 420])$

$A_g = 178358.74\ mm^2$

Use square column 80*40 with area provide $320000mm^2 > 178358.74mm^2$ ok

1) $Check\ for\ Slenderness$:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 - for\ braced\ frame\ with\ M_{min}.$

l_u: $Actual\ unsupported\ (unbraced)\ length.$

r: $radius\ of\ gyration\ of\ its\ cross\ section = 0.3\ h$

$l_u = 3.6m$

$K = 1.0 - for\ columns\ in\ nonsway\ frame.$

$a)$ In 60 cm – $Dirction$:m x- direction

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_x} = \frac{1 \times 3}{0.3 \times 0.8} = 12.5 < 22$$

$\therefore$ short $Column\ for\ bending\ about\ X - axis.$

$b)$ In 40 cm – y-d$irction$:
short $Column\ for\ bending\ about$ Y $- axis$

3) $Seleche\ reinforcement$:

$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.010 \times 800 \times 400 = 3200\ mm^2$ … … **Use 14Ø 18**

$Design\ of\ the\ Tie\ Reinforcement$:

$S \leq 16\ (longitudonal\ bar\ diameter) \rightarrow 16 \times 25 = 400\ m$

$S \leq 48\ d_t\ (tie\ bar\ diameter) \rightarrow 48 \times 10 = 480\ mm$

$S \leq Least\ dimension. \rightarrow Least\ dim. = 400\ mm$

$Use\ Ø10\ @\ 20\ cm$

4-9Design of isolated footing (F 1):

4.10.1 Load Calculation:-

* Service dead load (DL) = 1800 KN

* Service live load (LL) = 400 KN

* Column dimensions =80 cm*40 cm

* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

* Soil density = 17 KN/m3

* fc' = 24 Mpa

*fy = 420 Mpa

Calculating the weight of footing, soil, and Surcharge :

Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 75 cm)

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 400 – 0.75*25-0.6*17 = 371.05 KN/m²

Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{2200}{371.05}$ = 5.929m²

Try 2.55*2.55 Area = 6.5 m2

4.10.2 Depth of footing and shear design:

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*1800 + 1.6*400= 2800 KN

$qu = \frac{2800}{6.5}$ = 430.8 KN/m²

d=750−75−14 = 661 m

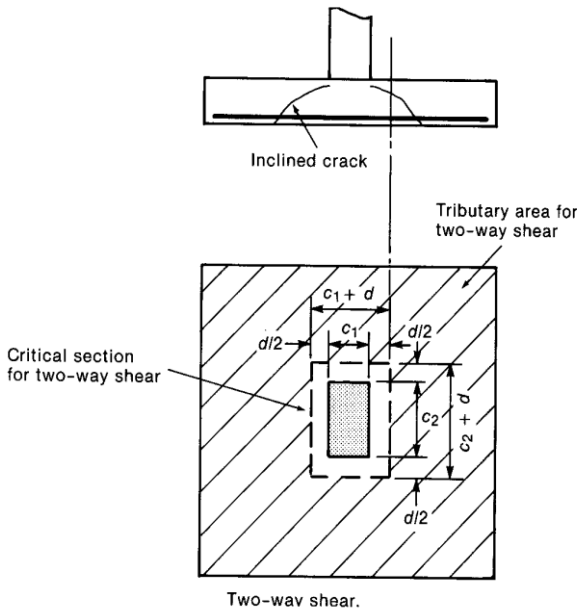


Fig. (4-20) :Isolated Footing

4.10.2.1Check for One Way Shear Strength

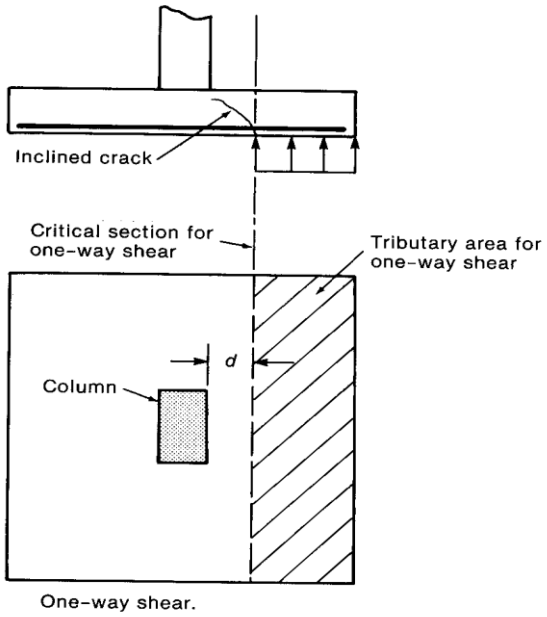


Fig. (4-21) :One way shear strength

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{2.55}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.661\right) * 471.26 * 2.55 = 437.42KN$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 2.55 * 661 * 10^{-3} = 1032.18KN >$$

$$OK$$

4.10.2.2 Check for Two Way shear (Punching):

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{0.6}{0.5} = 1.20$$

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

b_o =2(0.6+0.661)+2(0.5+0.661)= 4.844 m.

α_s **= 40**…….**for interior column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.20}\right)*\sqrt{24}*4.844*0.661*10^3 = 5229.3kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.661}{4.844}+2\right)*\sqrt{24}*4.844*0.661*10^3 = 5353.13kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.844*0.661*10^3 = 3921.5kN$$

$$Vu = ((2.55*2.55)-((0.6+0.661)*(0.5+0.661))*471.26 = 2432.68kN$$

Vu = 2432.68KN <ΦVc = 3921.5 …… OK

4.10.3 Design of Bending Moment:

h (mm)	d (mm)	b(m)
750	661	2.55

d = 750-75-14 = 661 mm

Mu =471.26*2.55*(1.025*1.025)/2 = 631.27KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{631.27 * 10^6 / 0.9}{2550 * (661)^2} = 0.6295 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.6295)}{420}}\right) = 0.00152$$

As_{req}= 0.00152 (2550) (661) = 2562.036 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2550) (750) = 3442.5 mm^2

As_{req}= 2562.036 mm^2 <As_{min}= 3442.5 mm^2 ….. NOT OK

As= As_{min}= 3442.5 mm^2

Take 23 Φ 14 , As,provided = 35.42 cm² >As,required = 34.425cm²

$$S = \frac{2550 - 75*2 - 23*14}{22} = 94.4 \text{ mm}$$ **<Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*750 =2250 mm

2. 450 mm – control

3.S = 94.4 mm <S,max = 450 mm – OK

Check strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3442.5 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2550 \times a$$

$$a = 27.8mm$$

$$c = \frac{27.8}{0.85} = 32.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{661 - 32.7}{32.7} \times 0.003 = 00.0576 > 0.005 ...ok$$

4.10.4 Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi t * \psi e * \psi s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1*1*0.8}{2.5} \times 14 = 345.67mm > 300mm$$

Available length = ((2550-600)\2)-75=900 mm

900 mm>345.67mm ……ok

4.10.5 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

- In footing :

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

A_1 =0.8 *0.4= 0.32 m^2

A_2 = 2.55*2.55 =6.5 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{6.5}{0.32}} = 4.5 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.32 \times 2) \times 1000 = 8486 KN$$
$$\Phi Pn = 8486 > Pu = 2800\ \text{KN} \ldots\ldots\ldots ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 *800 * 400 = 1600 mm^2

Use 6Φ20 , As, provided = 1884 mm^2 > As, required = 1500 mm^2

- In column:

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85\, fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.8 \times 0.4 \times 1000) = 4243 KN$$

$$\Phi Pn, b = 4243 KN > 2800 KN$$

The Dowels are not needed for column

$Ld_{(1)req}$ = $\frac{0.24\, fy}{\lambda \sqrt{fc}} * db = \frac{0.24 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 20$ = 411.5 mm

Ld(2)req = 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 20 = 361.2 mm

Ld(2)req = 200 mm

➔Ld(1)req= 411.5 mm ……. Control

Available Ld = $750 - 75 - 2*14$ = 647mm .

Available Ld =647 mm>Ld required= 411.5 mm…….. OK.

Lap splice of dowels in column :

Ls = 0.071 fy .db

= 0.071 * 420 * 20 = 596.4 mm.

Use 600 mm

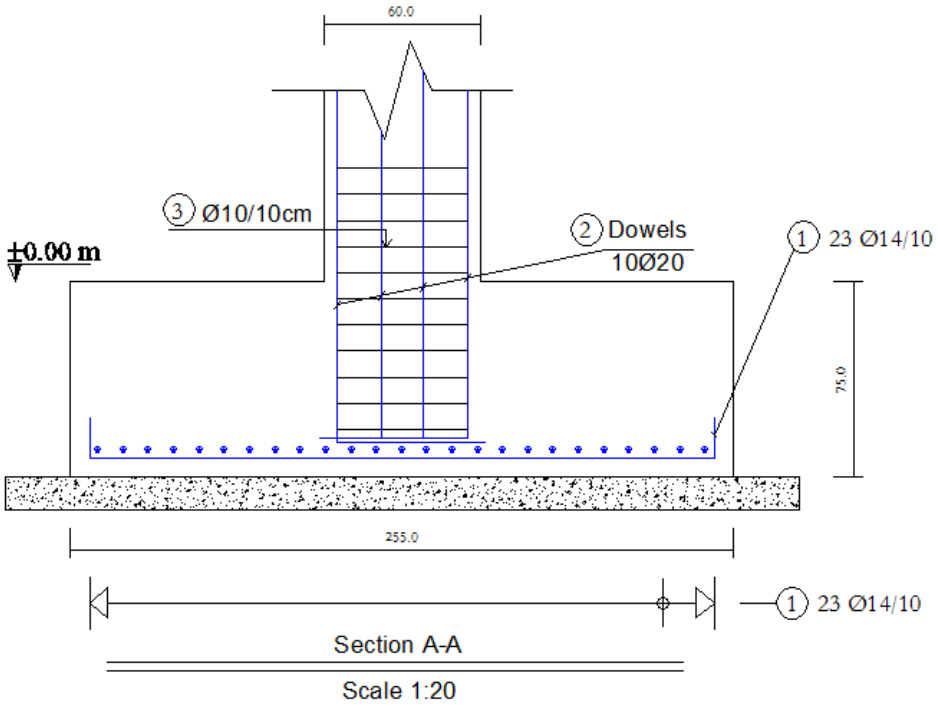


Fig. (4-22) :Section of Isolated Footing (F6)

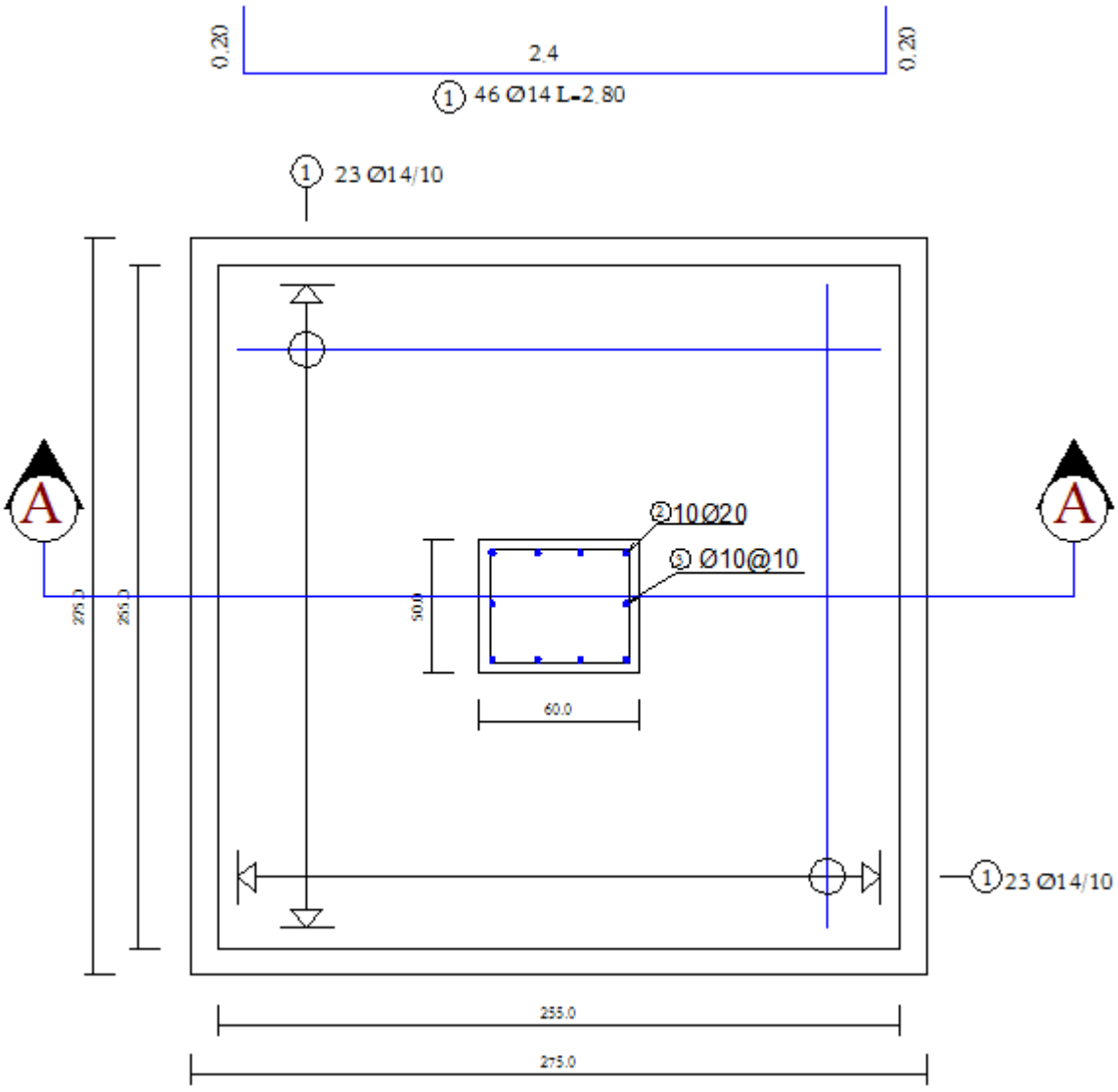


Fig. (4-23): Details of footing (F1)

4-10 Design ofStairs:-

4-10-1 Determination of Slabthickness:

L=7.67

h=(7.67/20) =38.35 cm

h=(7.67/28) =27.39 cm

take h=(38.35+27.39)/2=32.87cm

Use h= 32 cm and limitation of deflection will considered.

4-10-2 Load calculation:

Dead load (Total for flight) =14.015 KN/m

Dead load (Total for landing) =9.76 KN/m

Live load for stairs =5 KN/ m2

Total factored Load: Wu =1.2*DL + 1.6*LLfor flight W=1.2*14.015 + 1.6*5 =24.82 KN/m

for landing 1 W=1.2*9.76+1.6*5=19.712 KN/m

4-10-3 Design of flight:

Mu = 123 KN .m (from hand solution)

Mnreq = Mu / 0.9 = 123 / 0.9 136.6 KN.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement:-

d=320-20-14/2=293 mm

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

$$R_n = \frac{136.6 * 10^6}{1000 * 293^2} =$$

MPa

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} =$

1.59M $\frac{420}{0.85*25} =$ 19.76

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

$$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.59*19.76}{420}}\right) = 0.00393$$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.00393*1000*293 = 1151.5\ mm^2.$

$As_{min} = 0.0018* b_w * d = 0.0018*1000*293 = 576\ mm^2.$

$\rightarrow As_{min} = 576 mm^2 < As_{req} = 1151.1\ mm^2.$

$\therefore As = 1151.1\ mm^2/m$

0f Φ14= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1151.1}{154} = 7.47 \rightarrow$ # of bars = 8 bars/m

$\therefore$ **Use 8Φ14@125 mm**

S is small of

3h=3*320=460mm

450mm

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c \leq 380\left(\frac{280}{fs}\right)$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) - 2.5* 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right)$

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

300 –control 125<300 ok

Use Φ 14 @ 12.5 cm. …….

. As(For Shrinkage & Temperature Reinforcement)=.0018*1000*293=576 mm^2

take 4 Φ14/m or Φ 14 @ 25 cm

S =5h=5*320=1600mm

=450mm -control

250<450 ok

4-10-4 Design of landing

Mu =40Kn.m

Mn=40/0.9=44 Kn.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement:-
d=320-20-14-14/2=286 mm

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

$$R_n = \frac{44*10^6}{1000*286^2} = \frac{420}{0.85*25}\ 0.53 =$$

19.76 MPa

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} =$

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

$$= \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.53*19.76}{420}}\right) = 0.0013$$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0013*1000*286 = 371.8\ mm^2$.

$As_{min} = 0.0018* b_w * d = 0.0018*1000*293 = 576\ mm^2$.

$\rightarrow As_{min} = 576 mm^2 > As_{req} = 371.8\ mm^2$.

$\therefore$ As = 576 mm^2/ m

0f Φ14= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{576}{154} = 3.74 \rightarrow$ # of bars =4 bars/m.

$\therefore$ **Use 4Φ14@250 mm**

4-10-5 Design ofshear:

Assume bar Φ14 for main reinf

d=320-20-14/2=293mm

beam width=30cm

Vu=61-(9.856*(0.15+0.293))=56.6 kn

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{25}}{6} * 1000 * 0.293 * 10^3 = 183kn$$

$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$. ok

4-11 Design of bearing wall:

4.11.1

H min = 300/25 = 12cm …….take as 30 cm

4.11.2

Pu = 1.2(300+7.5)+1.6(118) = 557.8KN/m

4.11.3

$\Phi Pn = (0.55*0.65*fc'*Ag*(1-(K*lc/32h)^2)) > Pu$

Max vertical and horizontal spacing bet bars = the smallest of

1. 450 mm
2. 3*300 = 900 mm

$\Phi Pu = (0.55*0.65*25*1000*300*(1-(1*3000/32*300)^2)) = 2419.4$ KN/m >Pu= 557.8 KN/m….OK

4.11.4 Reinforcement :

Use two layer of Φ12for horizontalReinforcement&two layer of Φ10 forvertical

Reinforcement

Horizontal

Assume Φ12

$As=0.002*30*100=6cm^2/m$

S horizontal max = 2*113.1/0.0012*300=628mm

Use **Φ12/350**cmAs provide =$6.4cm^2/m$ >$6cm^2/m$

Vertical

S vertical max = 2*79/0.0020*300=263mm

As=0.0012*30*100=3.6cm^2/m

Use **Φ10/25**cmAs provide =6.4cm^2/m >3.6cm^2/m

4-12Design of a shear wall (S.W15):

To design shear walls we use (CSI ETABS)Software , and this is a manual example of shear wall design :

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=30cm .shear wall thickness

Lw = 6 m .shear wall width

Hw for first wall = 3.6 m story height

Hw for second wall = 3.9 6 m story height

Hw for third wall =3.96 m story height

Hw for fourth wall =3.96m story height

Hw for fifth wall =2.6m story height

➡ 4-12-1Design of shear(Horizontal and Vertical Reinforcement)

$$\sum Fx = Vu = 150 + 265 + 345 + 350 + 355 = 1465KN$$

The critical Section is the smaller of:

Lw/2= 6.6/2 =3.3…..control

Hw/2 =18.08/2 =9.04m

Storyheight=3.6

d=0.8*Lw=0.8*3300 =2640mm

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 2640 * 10^3 = 2415KN$$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 2640 * 10^{-3} = 646.6\ KN$ Control

$$V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 2640 + 0 = 1047.5\ KN$$

$Mu = 2300KN.m$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2300}{646.6} - \frac{6.6}{2} = 0.257 > 0\ (+ve\ value)$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd \quad = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{6.6\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{.257}\right]300 * 2640 = 2496.23KN$$

For last 2 stories, Vu = 265 KN $< \frac{\emptyset Vc}{2} =$ 195.955 KN

Horizontal:-

P = 0.002 for $\emptyset < 16$

P= $\frac{\text{Ahmin}}{s.h}$, S = 39.25 cm

Use 1Ø 10 @ 15 cm in each side for each story.

Vertical:-

P = 0.0012 for $\emptyset < 16$

P = $\frac{\text{Ahmin}}{s.h}$, S = 52.3 cm

Use 1Ø 10 @ 20 cm in each side for each story

➡ 4-12-2 Design for flexure :

$$A_{st} = \left(\frac{6600}{200}\right) * 2 * 113.04 = 7460.64mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{7460.64}{6600 * 200}\right)\frac{420}{24} = 0.09891$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.09891 + 0}{2 * 0.09891 + 0.85 * 0.85} = 0.107$$

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

$$= 0.9[0.5 * 7460.66 * 420 * 6600(1 + 0)(1 - 0.107)] = 8310.6KN.m > Mu$$

But Etabs program give Boundary& use 10 ϕ 12 in both side in first and second story

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5-1 النتائج:

يمكن تقسيم النتائج في هذا البحث على النحو الآتي: " علمًا أن هذه النتائج أولية مرنة وقابلة للتعديل"

1-من خلال التعرف على معطيات المشروع وجوانبه، فقد تم تسخير الحلول البرمجية واليدوية لتحديد الأحمال اللازمة وتوزيعها بالشكل المطلوب، كما أظهرنا في حسابات هذا المبنى.

2- بعد التعرف على التصميم ودراسة الموقع، فقد تم الأخذ بعين الاعتبار المتطلبات الضرورية للقواعد الإنشائية وحسابات التربة والأحمال المتوقعة بعد الانتهاء من المبنى وبدء استعماله.

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

4- تم تقسيم المشروع إلى مراحل:

- في المرحلة الأولى تم التعرف على الموقع والقيام بدراسة شاملة وقياس مقاومة التربة والأرضية

- في المرحلة الثانية تم حساب الثقل والحمل الناتج من المبنى نفسه والأثقال المتوقعة أثناء تشغيله بشكل نهائي

- في المرحلة الثالثة تم حساب التسليح اللازم من خلال البرامج المحوسبة والتأكد من ذلك بشكل يدوي

- في المرحلة الرابعة تم عمل مراجعة كاملة للحسابات المختلفة وتقسم المواد اللازمة وكمياته

2- التوصيات

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4. يجب التأكد من قوة التربة والأخذ بعين الاعتبار الظروف المتغير كالأمطار والزلازل وغيرها، وبناءً عليها؛ فإنه يتم تصميم الأساسات.
5. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.