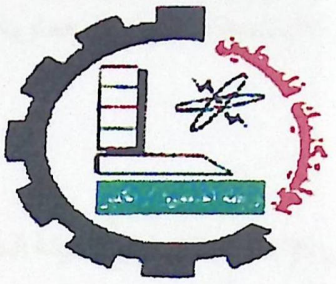
بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية في مدينة الخليل

فريق العمل

أسماء أبو دبوس روان مراد شيرين تلاحمة عفت غريب

إشراف

الأستاذ خليل كرامة

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٤٨٤٨ الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع
التصميم الإنشائي لكلية في مدينة الخليل

أسماء الطلبة

أسماء أبو دبوس روان مراد شيرين تلاحمة عفت غريب

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف
.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة
.....

الإهـــداء

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

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

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

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

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

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

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

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

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

إلى....منهل العلم إلى......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنكفلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الادراي.

إلى المشرف على هذا البحث الأستاذ خليل كرامة .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لكلية في مدينة الخليل

فريق العمل:

أسماء أبو دبوس روان مراد شيرين تلاحمة عفت غريب

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٥م

إشراف:

م .خليل كرامة

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لكليّة في مدينة الخليل والمقترح بناؤه على أرض في منطقة وادي الهريةبحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

يتكون المبنى من ست طوابق ومشغل منفصل عن المبنى الرئيسي ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

تم التصميم -بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وتمت الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثلAutocad2007, Office2007 , Etabs , Atir وغيرهاومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية وتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر المطلوبة في مقدمة المشروع و إعداد المخططات الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a CollageBuilding in Hebron

WORKING TEAM:

Asmaa Abu Dabus EffatGhrieb Rawan Murad ShireenTalahmah

Palestine Polytechnic University -2015

SUPERVISOR:

ENG. KHALEL KARAMAH

Project Abstract

The main aim of this project is to prepare detailed structuralplanesand shop drawings For all structural elements. The project is a six stories collage in Hebron.

The building has a unique architectural design. Functional , Aesthetic , and Practical use is considered in the building design.

Miscellaneous structural elements will be used accommodated with the architectural functional purposes of the building.

Autocade ,Staad pro , Safe and Etabes software are used for the structural analysis and design process.

The ACI_318 , UBC , and the Jordanians code are used For the structural design.

The Structural Design of a CollageBuilding in Hebron

WORKING TEAM:

Asmaa Abu Dabus EffatGhrieb Rawan Murad ShireenTalahmah

Palestine Polytechnic University -2015

SUPERVISOR:

ENG. KHALEL KARAMAH

Project Abstract

The main aim of this project is to prepare detailed structuralplanesand shop drawings For all structural elements. The project is a six stories collage in Hebron.

The building has a unique architectural design. Functional , Aesthetic , and Practical use is considered in the building design.

Miscellaneous structural elements will be used accommodated with the architectural functional purposes of the building.

Autocade ,Staad pro , Safe and Etabes software are used for the structural analysis and design process.

The ACI_318 , UBC , and the Jordanians code are used For the structural design.

الفصل الأول

المقدمة

١

١.١ المقدمة.

١.٢ أهداف المشروع.

١.٣ مشكلة المشروع.

١.٤ حدود مشكلة المشروع.

١.٥ المسلمات.

١.٦ فصول المشروع.

١.٧ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه ، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا ، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعليا .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لكلية تتكون من خمسة طبقات وموقف سيارات وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

١.٢ أهداف المشروع

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

١. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

١.٣ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لكلية، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري..

١.٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2014-2015من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني .

يقع المبنى التعليمي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل .

١.٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs،Atir, Sap,safe)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word.

١.٢ أهداف المشروع

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

١. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

١.٣ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لكلية، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري..

١.٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2014-2015من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني .

يقع المبنى التعليمي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل .

١.٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs،Atir, Sap,safe)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word.

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

١.٧ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع .

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

٣) اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها.

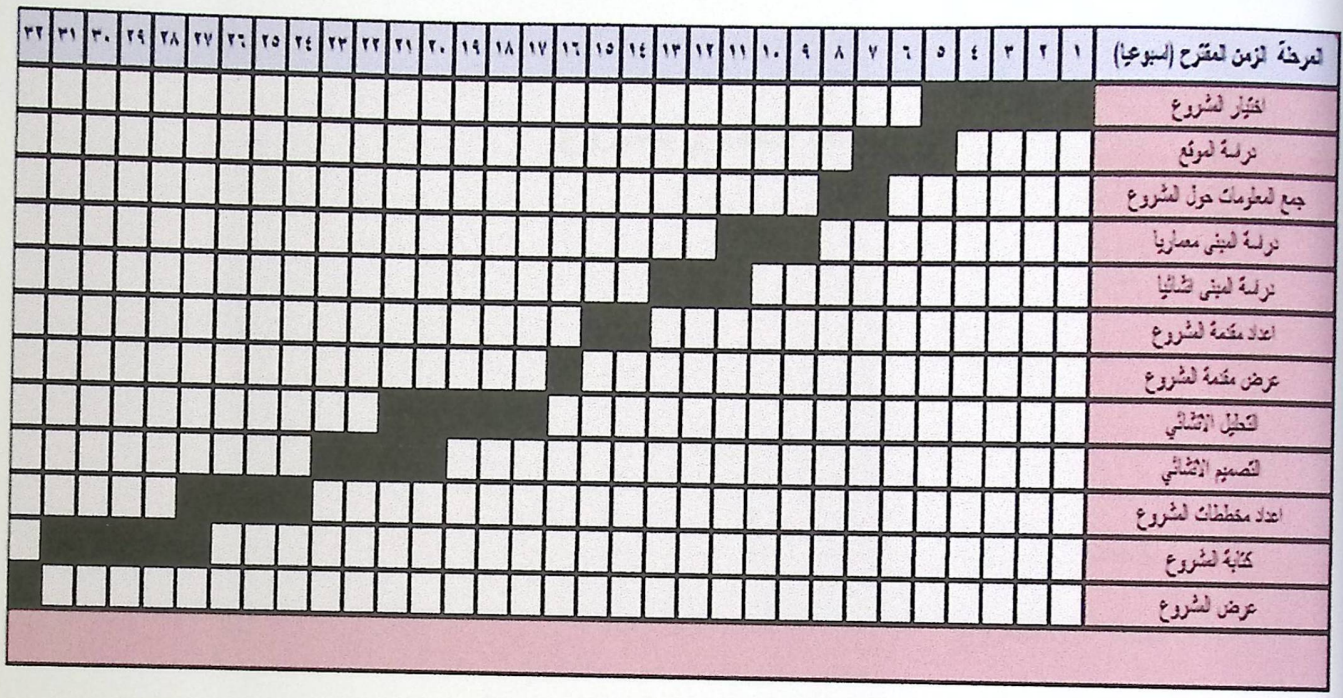
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

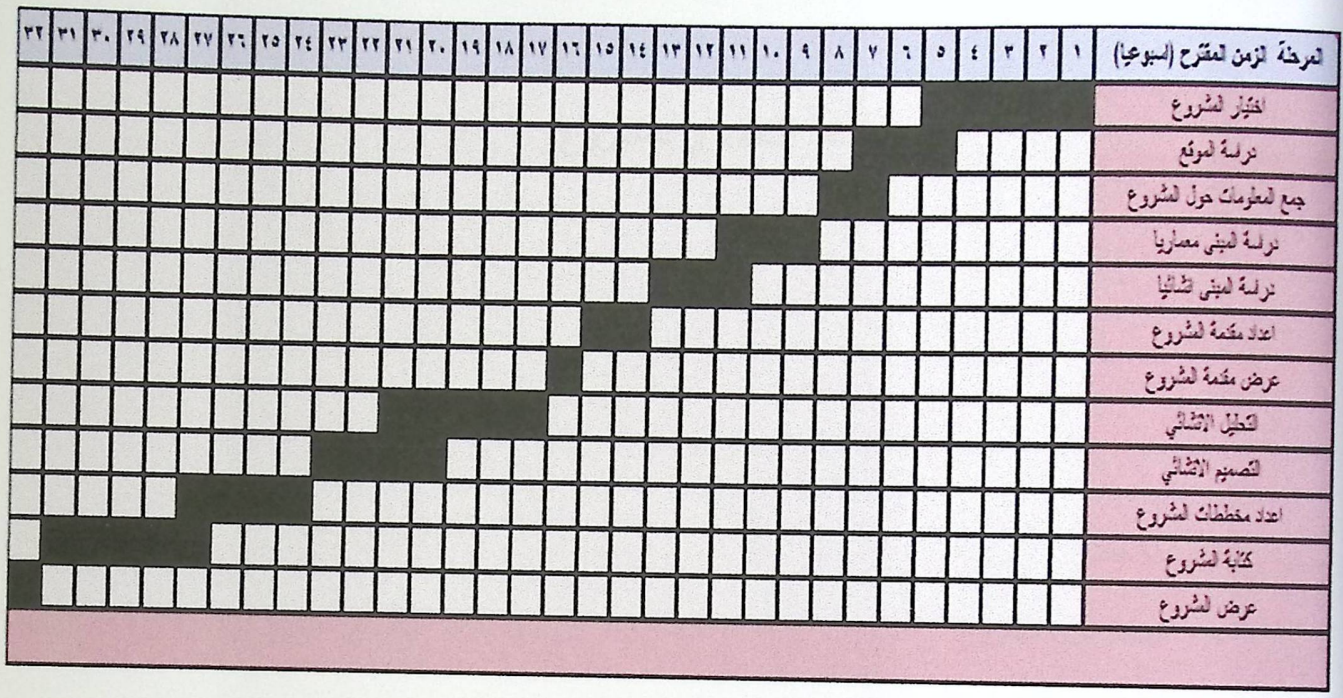
والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٤_٢٠١٥)



والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٤_٢٠١٥)



الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

٢.١ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٢.٣ موقع المشروع.

٢.٤ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٢.٥ وصف الواجهات.

٢.٦ وصف الحركة.

٢.١ مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشا لأجلها . ومن أهم ميزات المباني التعليمية توفير الراحة النفسية لدى الطلاب بالإضافة إلى توفير عدد من الخدمات الرئيسية مثل توفير القاعات الدراسية ومختبرات الحاسوب ذات المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغ الإنشائي وهي بحاجة إلى توفير التهوية والإضاءة المناسبة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ،ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .

٢.٢ لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء كلية في منطقة "وادي الهرية في الخليل "، تحقق الأهداف التي ذُكِرت آنفاً وتلبي جميع الخدمات التي توفرها الكليات الحديثة؛ فهي تشتمل على قاعات للتدريس وصالة رياضية ومكاتب ومختبرات ومشغل منفصل عن المبنى الرئيسي وغيرها من الخدمات.

يتكون المبنى من خمسة طوابق وموقف سيارات ومشغل منفصل عن المبنى على قطعة أرض مساحتها ٢٠٢٠٠متر مربع، ومساحة البناء الطابقية ١٣٢٧٧متر مربع.

٢.٣ موقع المشروع

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

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

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، يبلغ مساحتها تقريبا ٢٠٢٠٠متر مربع ، تقع في منطقة " وادي الهرية " ، الواقعة في مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم الكليّة المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من قاعات ومكاتب ومختبرات وأي خدمات أخرى.

الشكل (٢-١) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها

الشكل (٢-٢) صورة جوية للموقع وتوضح طريقة الوصول اليه .

٢.٣.١ أهمية الموقع

- تقع قطعة الأرض في منطقة وادي الهرية في وساحات جامعة بوليتكنك فلسطين ،بين مبنى Cومبنى B+ وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- تمت مراعاة إن تكون الكلية في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة تحتاج أصلا الى هذه الكلية و التي يمكن أن تخدم المنطقة المحيطة.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.

توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعة.

٢.٣.٣ العناصر المعمارية

تجثم مدينة الخليل في موقع استراتيجي، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

٢.٣.١ أهمية الموقع

- تقع قطعة الأرض في منطقة وادي الهرية في وساحات جامعة بوليتكنك فلسطين ،بين مبنى Cومبنى B+ وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- تمت مراعاة إن تكون الكلية في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة تحتاج أصلا الى هذه الكلية و التي يمكن أن تخدم المنطقة المحيطة.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.

توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعة.

٢.٣.٣ العناصر المعمارية

تجثم مدينة الخليل في موقع استراتيجي، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

٢.٣.١ أهمية الموقع

- تقع قطعة الأرض في منطقة وادي الهرية في وساحات جامعة بوليتكنك فلسطين ،بين مبنى Cومبنى B+ وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- تمت مراعاة إن تكون الكلية في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة تحتاج أصلا الى هذه الكلية و التي يمكن أن تخدم المنطقة المحيطة.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.

توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

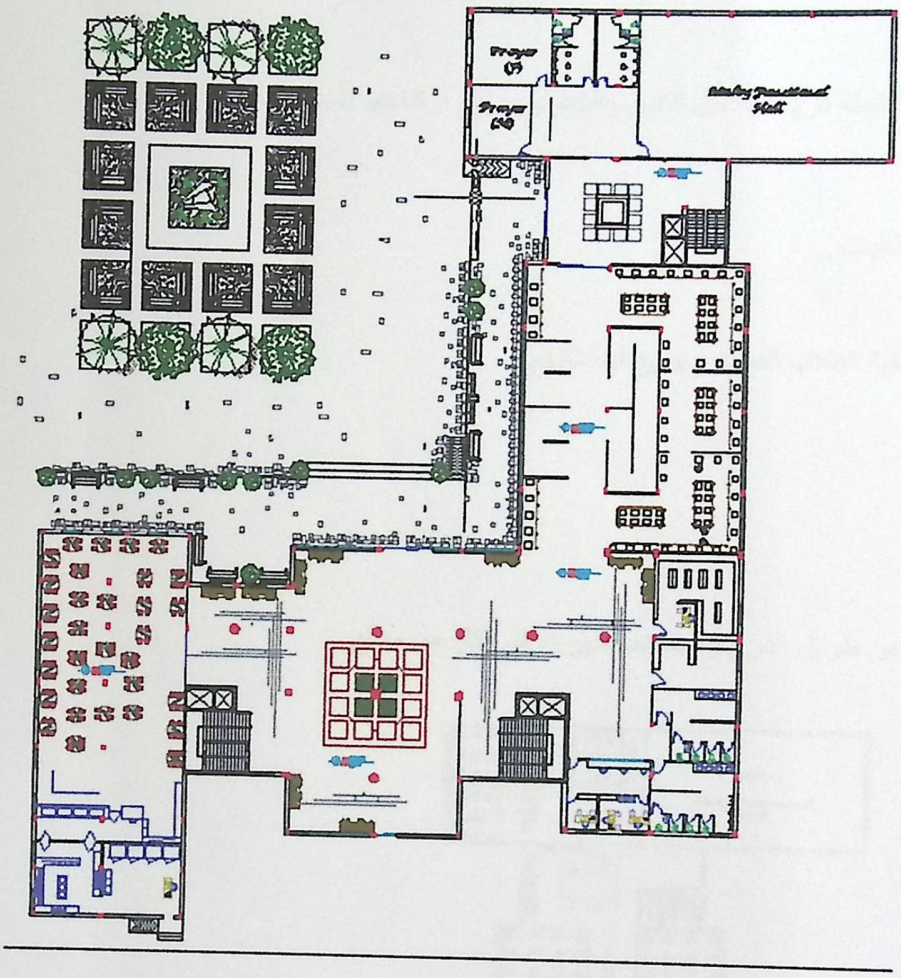
٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعة.

٢.٣.٣ العناصر المعمارية

تجثم مدينة الخليل في موقع استراتيجي، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

٢.٤.٢الطابق الارضي:



الشكل(٢-٤)مسقط الطابق الارضي

توزيع الفعاليات

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ساحة كبيرة وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق(٢٤٠٨) م٢ ، وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- **المدخل :**

ساحة للانتظار.

- **كافتيريا:**

يوجد بالطابق الأرضي كافتيريا فيها جميع الخدمات اللازمة .

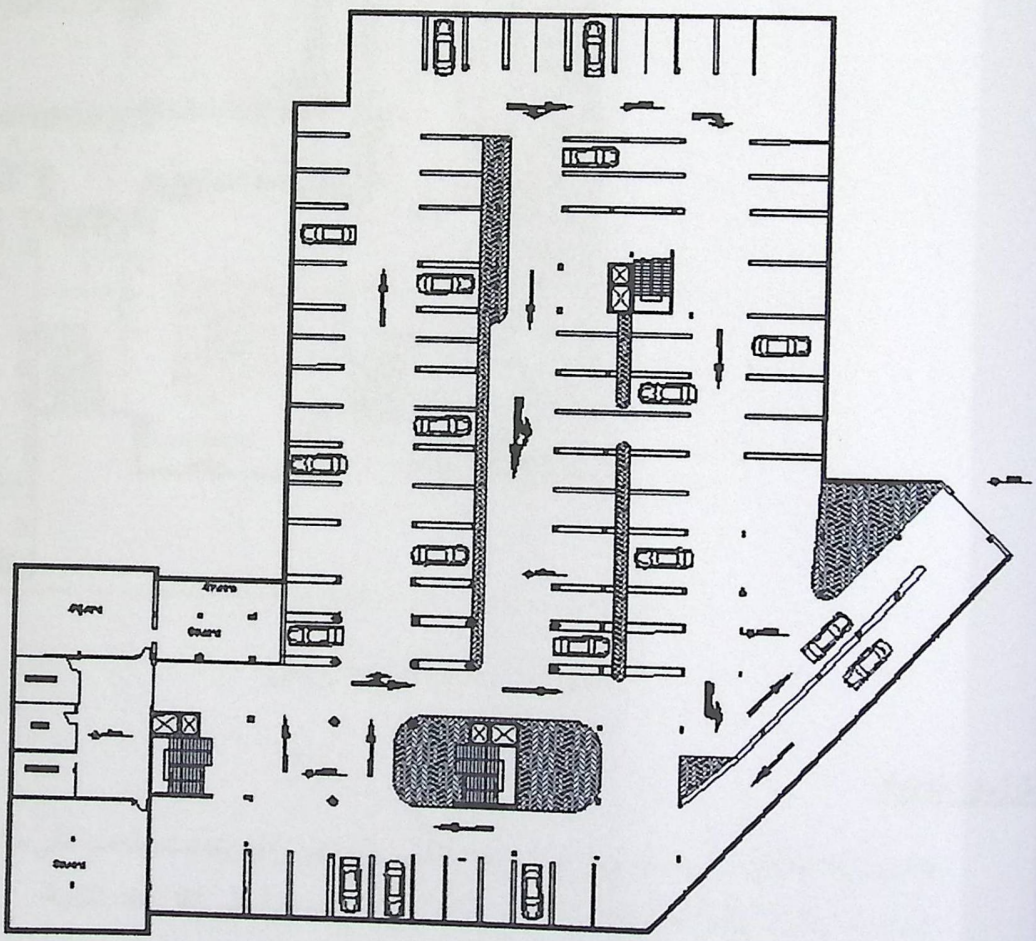
٢.٤ وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل والشكل الدائري نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ١٣٢٧٧ م٢ موزعة على طوابق الارضي والاول والثاني كالآتي:

٢.٤.١موقف السيارات :

مساحته 4576 متر مربع ويتم الوصول اليه من الجهة الشرقية .

وسوف يتم تصميم بئري ماء أسفل الموقف في الجهة الجنوبية من المبنى بالابعاد التالية (4*7*6.58)



الشكل(٢-٣)مسقط موقف السيارات

- **دورات المياه:**

إذا نظرنا إلى توزيع المراحيض نجد ان كل طابق يحتوي على عدد من المراحيض .

- **الصالة الرياضية :**

تتسع هذه الصالة للعديد من الأنشطة الرياضية مثل التنس والبلياردو ، يبلغ ارتفاعها ٨ متر.

- **غرف صلاة :**

غرفة للطلاب وغرفة للطالبات .

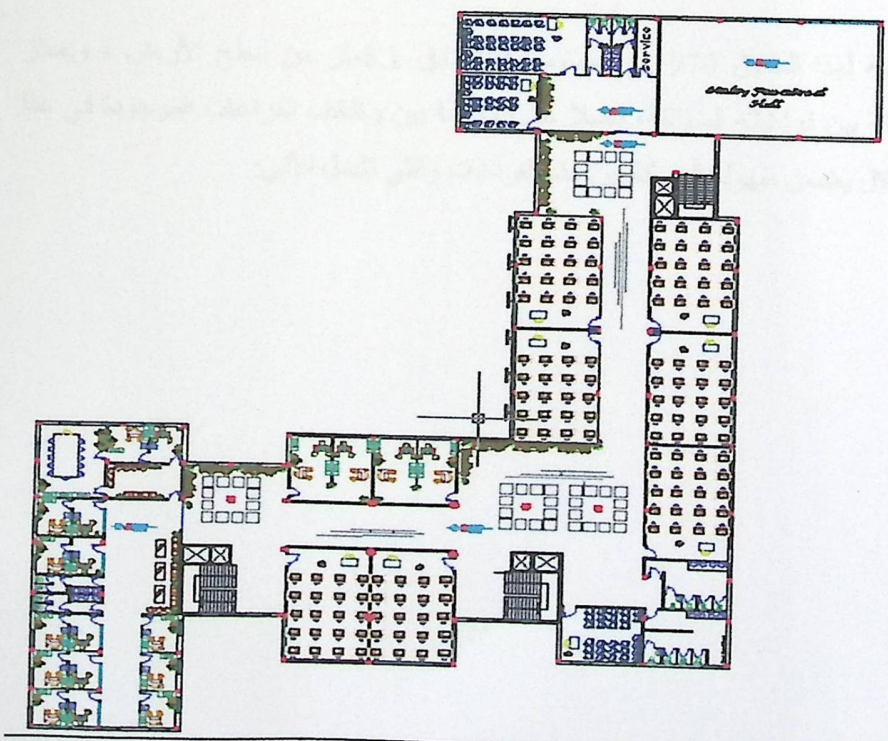
- **معرض :**

جزء من المبنى يعرض فيه الطلاب الصور وجميع ابداعاتهم .

- **مخزن**
- **قسم التسجيل**

٢.٤.٣ الطابق الاول:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الدرج ومصاعد الكهرباء في اكثر من موقع.



الشكل(٢-٥)مسقط الطابق الأول

تبلغ مساحة هذا الطابق 2408م٢ ذات منسوب 4.5متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- **قاعات تدريس :**

يحتوي هذا الطابق على قاعات للتدريس .

- **قسم الإدارة**

- **مكاتب مدرسين:**

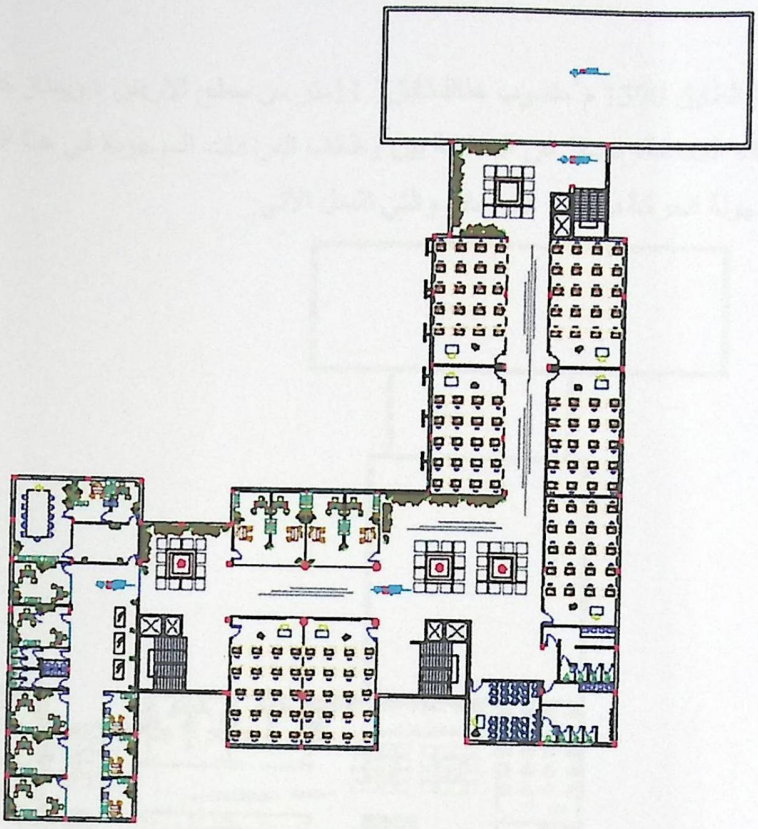
ويتكون من عدة مكاتب تضم عدد كبير من المدرسين .

- **دورات المياه:**

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالمدرسين .

٢.٤.٤ الطابق الثاني:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 1970 م٢،منسوب هذاالطابق 8.1متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



الشكل(٢-٦)مسقط الطابق الثاني

- **قاعة المحاضرات:**

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- **مكاتب مدرسين:**

ويتكون من عدة مكاتب تضم عدد من الدرسين .

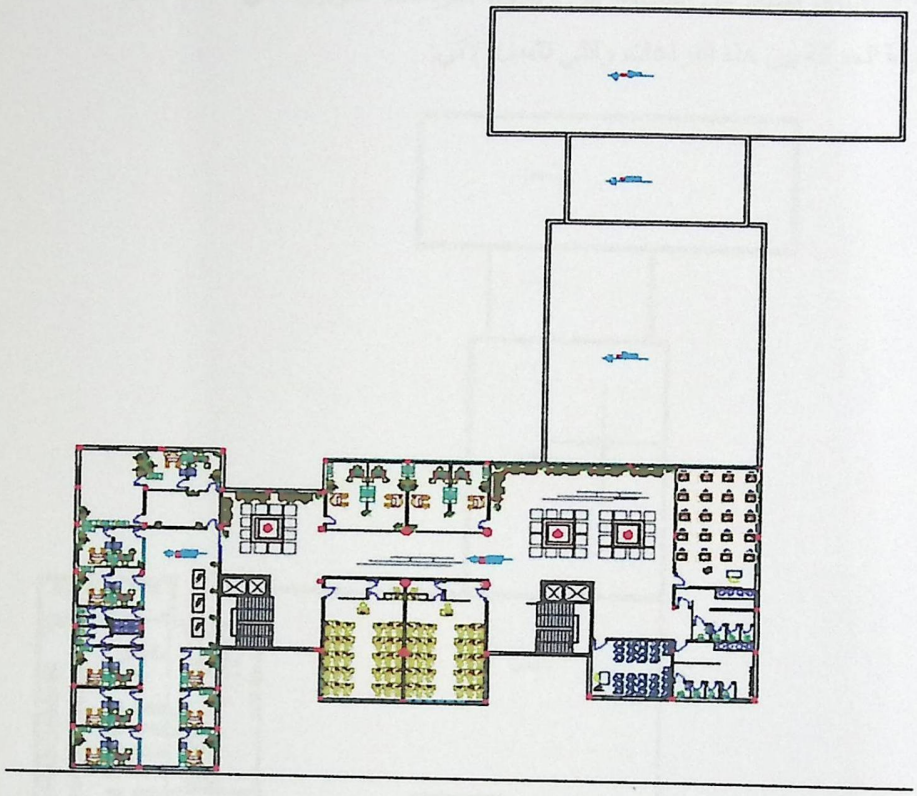
- **قسم الإدارة**

- **دورات المياه:**

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالإداريين.

٢.٤.٥ الطابق الثالث:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 1390 م^{2}منسوب هذاالطابق11.7متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



الشكل(٢-٧)مسقط الطابق الثالث

- **قاعة المحاضرات:**

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- **مكاتب مدرسين:**

ويتكون من عدة مكاتب تضم عدد من الدرسين .

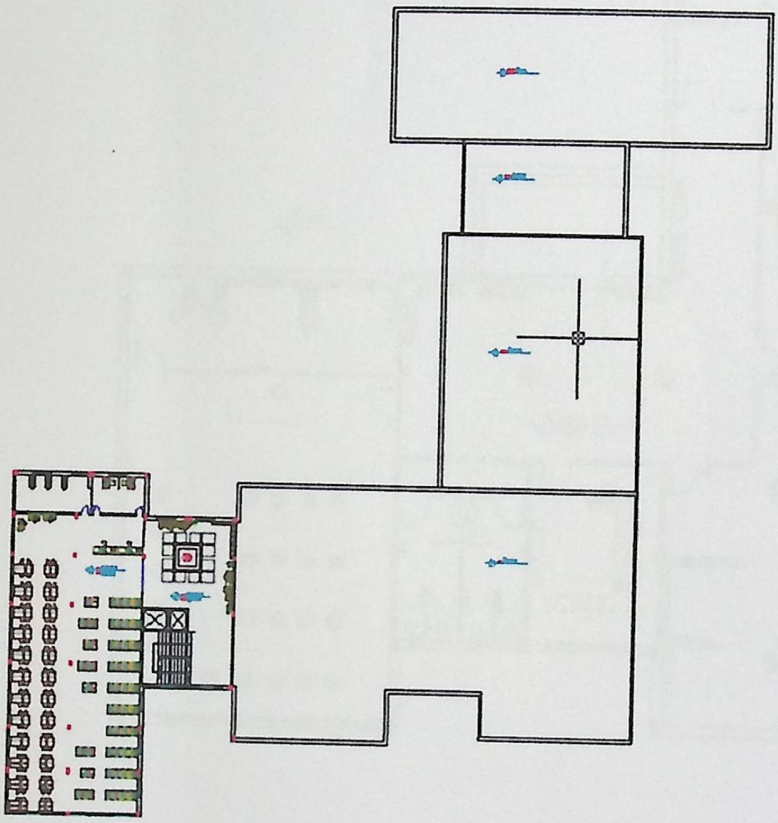
- **قسم الإدارة**

- **دورات المياه:**

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالإداريين.

٢.٤.٦ الطابق الرابع:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 525م^{2}منسوب هذاالطابق 15.3متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

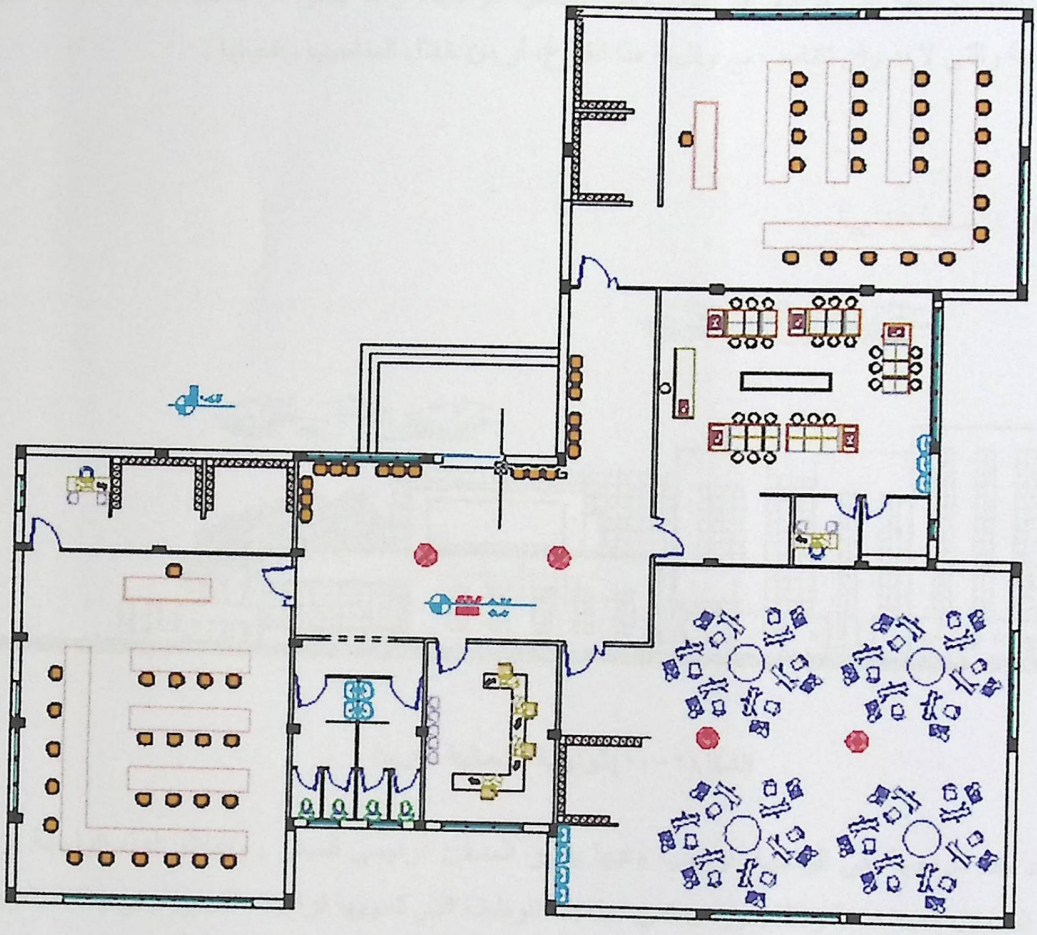


الشكل(٢-٨)مسقط الطابق الرابع

- **مكتبة:**

يوجد في هذا الطابق مكتبة فقط فيها جميع الخدمات اللازمة للطلاب .

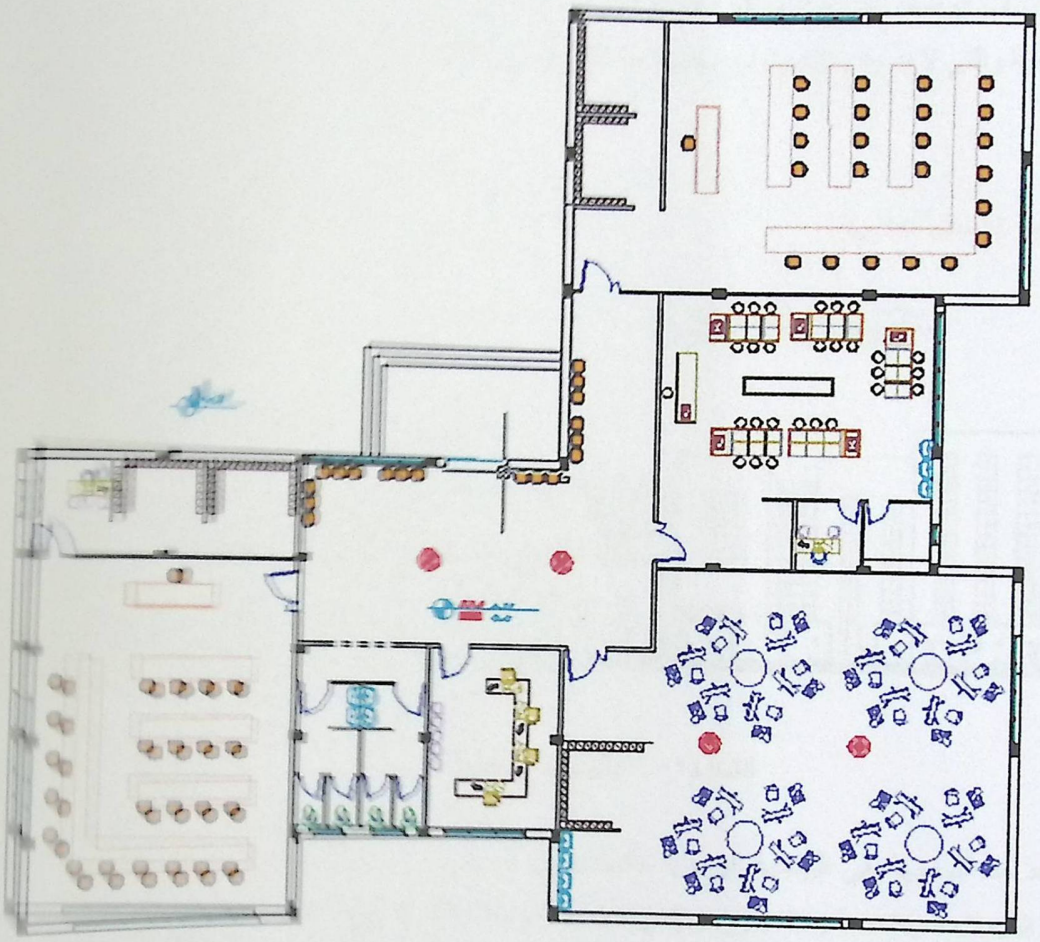
٢.٤.٧ المشغل :



الشكل(٢-٩)مسقط المشغل

هو عبارة عن مبنى منفصل عن المبنى الرئيسي فيه مشاغل ومختبرات .وتبلغ مساحته 693متر مربع .

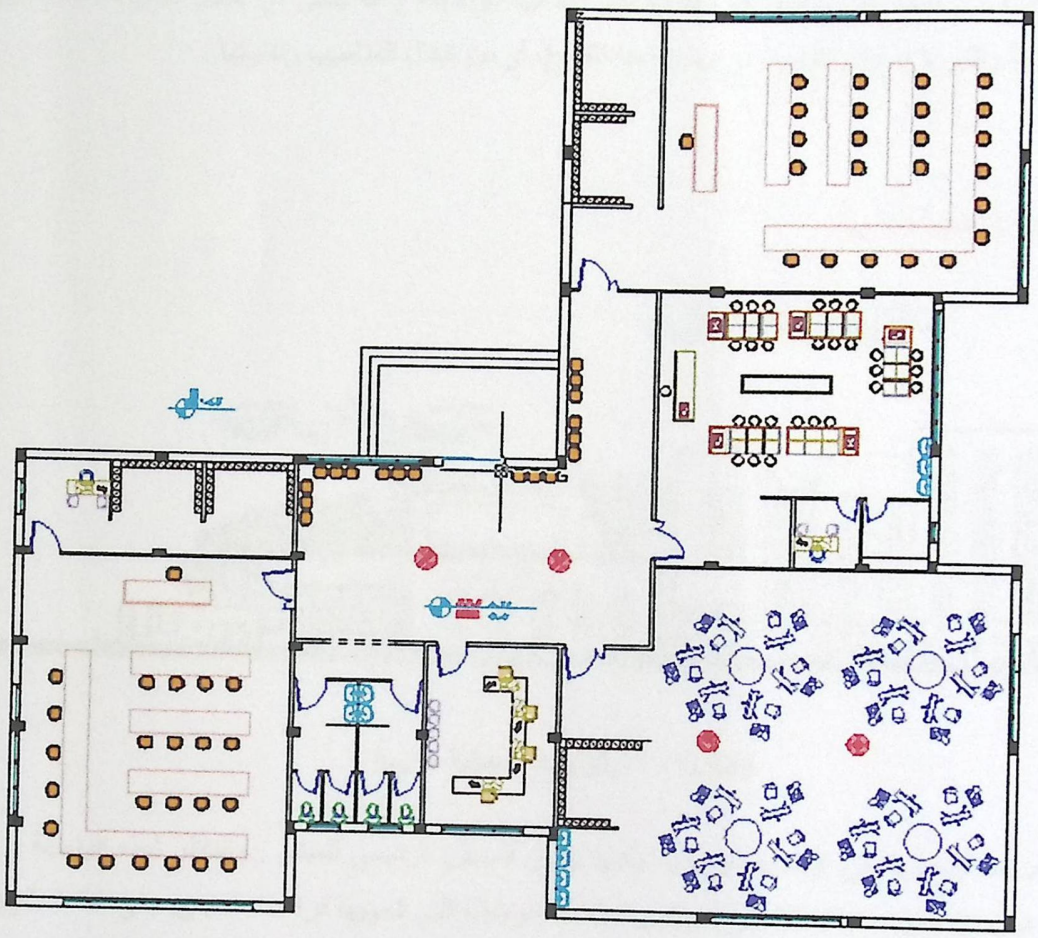
٢.٤.٧ المشغل :



الشكل(٢-٩)مسقط المشغل

هو عبارة عن مبنى منفصل عن المبنى الرئيسي فيه مشاغل ومختبرات وتبلغ مساحته 693متر مربع

٢.٤.٧ المشغل :



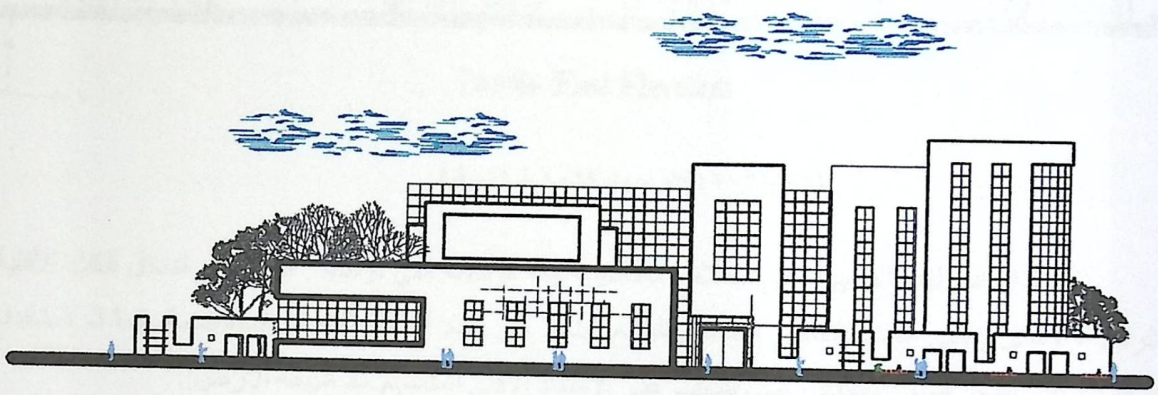
الشكل(٢-٩)مسقط المشغل

هو عبارة عن مبنى منفصل عن المبنى الرئيسي فيه مشاغل ومختبرات .وتبلغ مساحته 693متر مربع .

٢.٥وصف 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 يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

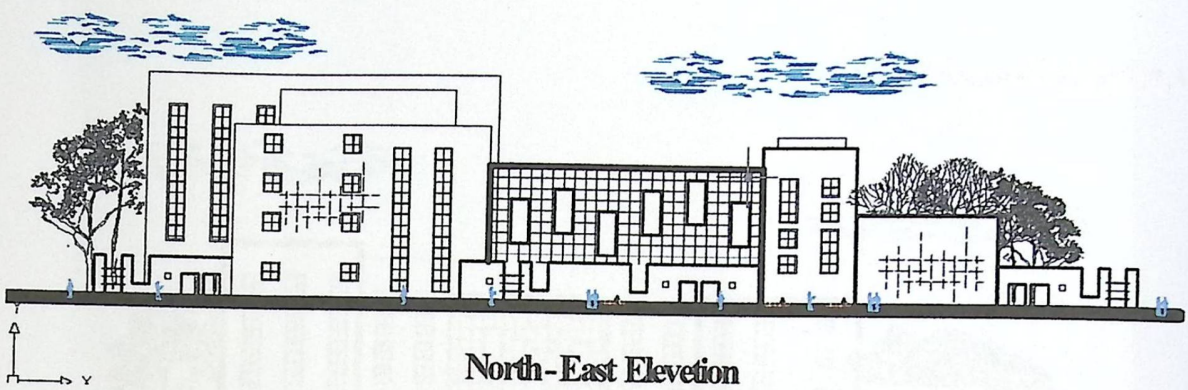
١.٥.٢الواجهة الشمالية الغربية:



الشكل(٢-١٠)الواجهة الشمالية الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، 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.

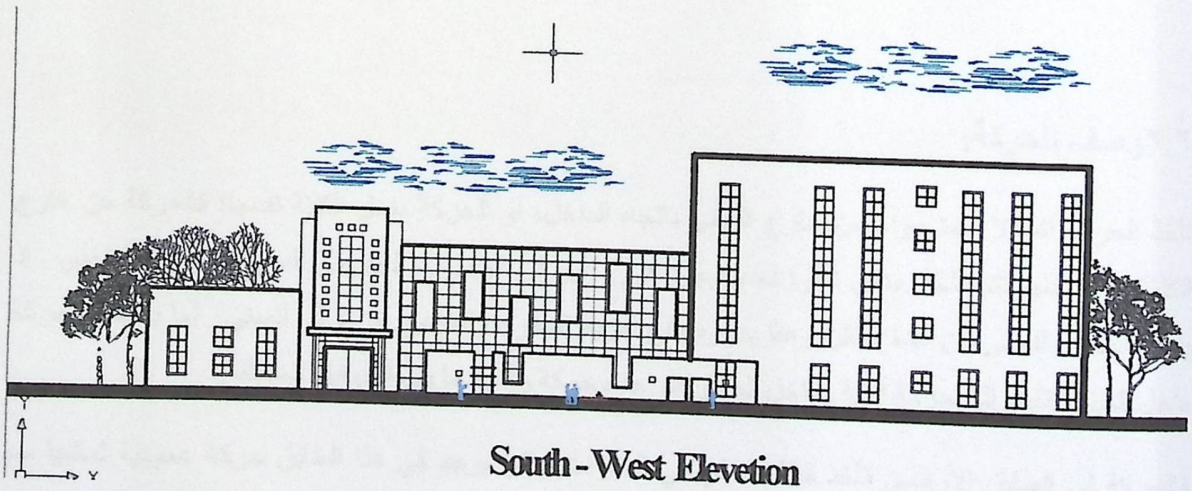
٢.٥.٢الواجهة الشمالية الشرقية:



الشكل(٢-١١)الواجهة الشمالية الشرقية

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة عدم اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة. كما تم استخدام البروزات التي تظهر المبنى بامتداد رأسي للتغلب على الامتداد الأفقي المنسجم مع طبيعة الأرض.

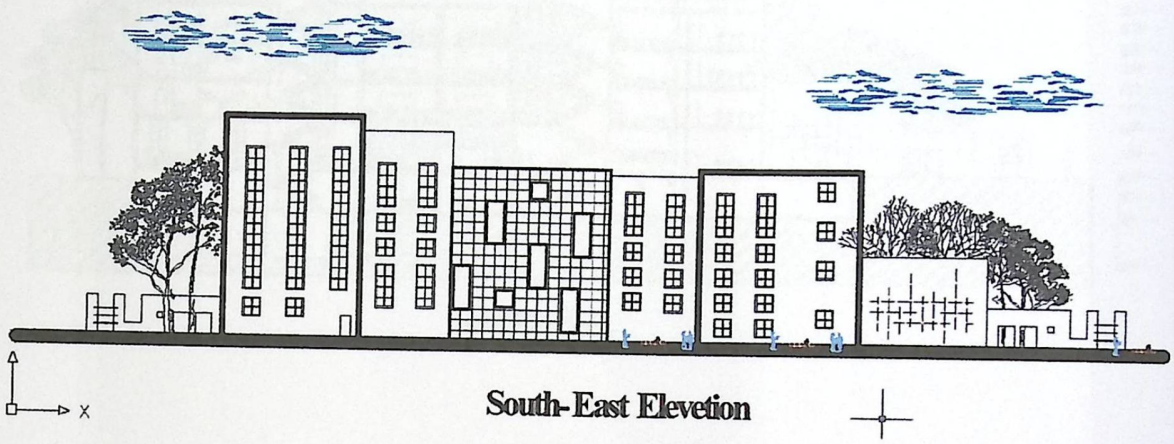
٢.٥.٣الواجهة الجنوبية الغربية:



الشكل(٢-١٢)الواجهة الجنوبية الغربية

تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال اختلاف المناسيب كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة، فضلاً على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل.

٢.٥.٤الواجهة الجنوبية الشرقية:



الشكل (٢-١٣)الواجهة الجنوبية الشرقية

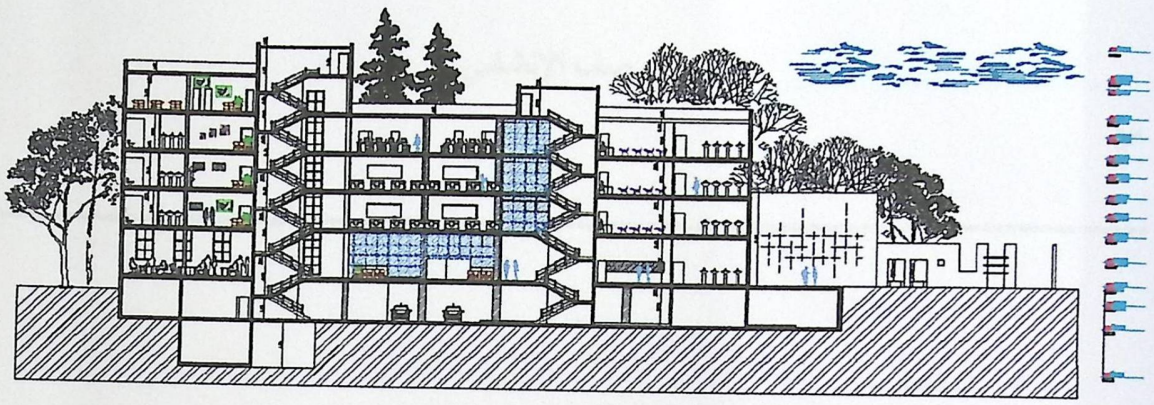
تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال اختلاف المناسيب كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة، فضلاً على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل ويظهر فيها مدخل الكفاتيريا.

٢.٦وصف الحركة:

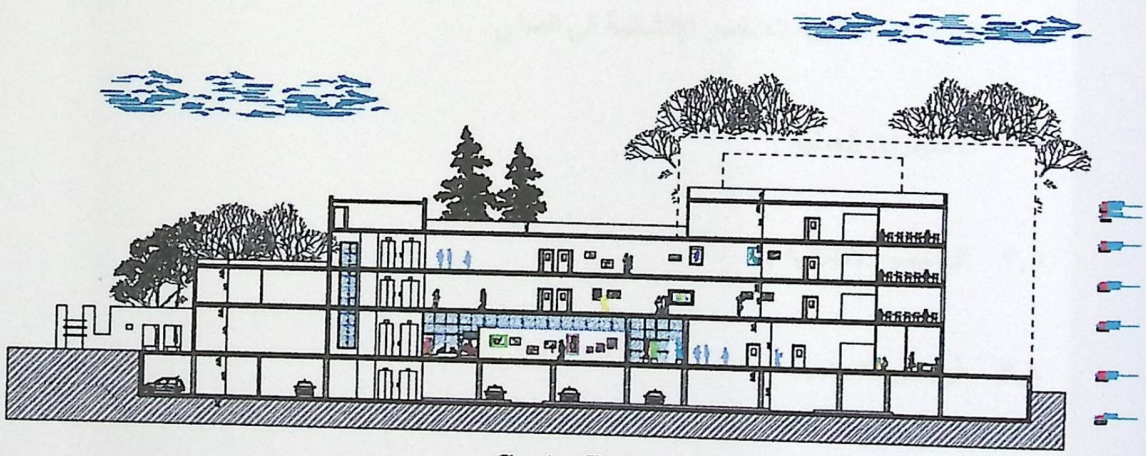
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الكليّة نفسها؛ فالحركة من خارج الكليّة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من عدة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية وداخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشيا مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد والمكاتب وقاعات التدريس. وكذلك الأمر بالنسبة للمدرج . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها . وهذا ما يوضحه الشكل(٢-١٤) .



Section A-A



Section B-B

الشكل(٢-١٤) قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

٣.١ المقدمة .

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي .

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

٣.٤ الاختبارات العملية .

٣.٥ العناصر الإنشائية .

٣.٦ فواصل التمدد .

٣.١ مقدمة

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

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

٣.٣.١ الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

٣.٣.٢ الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٢
2	المونة	٢٣
3	الخرسانة المسلحه	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٧

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

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

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
4	المطاعم وصالات	5.0
5	المباني السكنية	2.5
6	منصات المسرح	7.5
7	قاعات المعدات	2
8	مكاتب الإستعلام	2.5
9	المختبرات	3.0
10	غرف التدريس	3.0
11	المباني الادارية	3.0
12	المكتبات	4.0

٣.٣.٤ الأحمال البيئية

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

٣.٣.٤.١ الرياح

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

٣.٣.٤.٢ الثلوج

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

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

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

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

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /800
1500 > h > 500	(h-400) / 320

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_l = \frac{920 - 400}{400} = 1.3kN/m2$$

٣.٣.٤.٣ الزلازل

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

٣.٤ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربه للموقع تساوي ٤٠٠كيلو نيوتن لكل متر مربع.

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_l = \frac{920 - 400}{400} = 1.3kN/m2$$

٣.٣.٤.٣ الزلازل

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

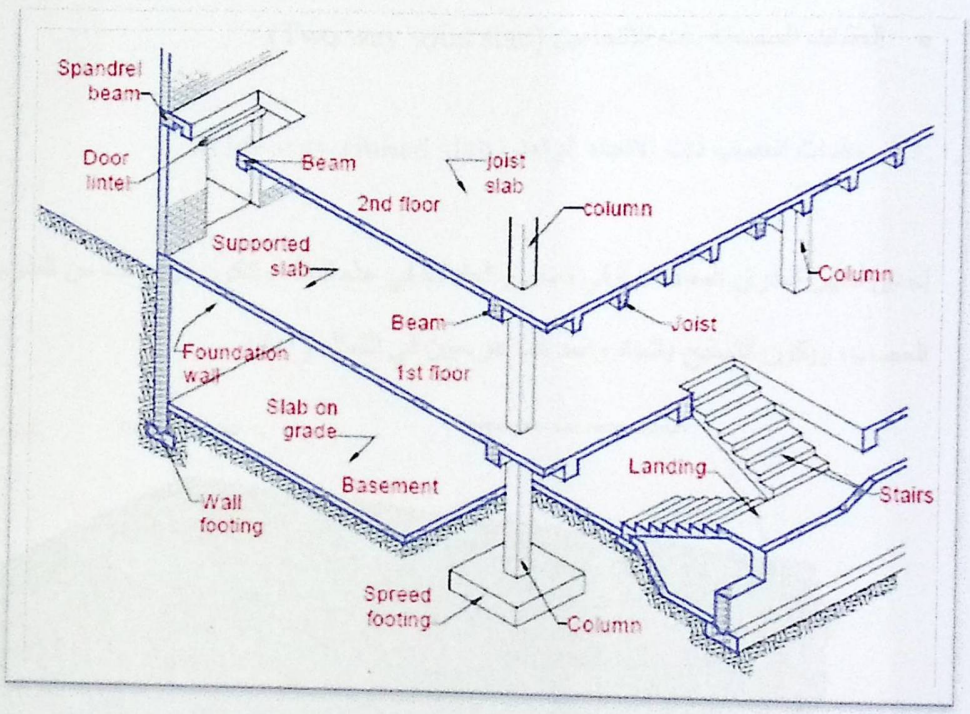
٣.٤ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربه للموقع تساوي ٤٠٠كيلو نيوتن لكل متر مربع.

٣.٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

الشكل (٣-١) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى



ويحتوي المشروع العناصر التالية:

٣.٥.١ العقدات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين والبلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين ، وقد تم استخدام البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين في المشروع وفي مايلي وصفها:

١. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

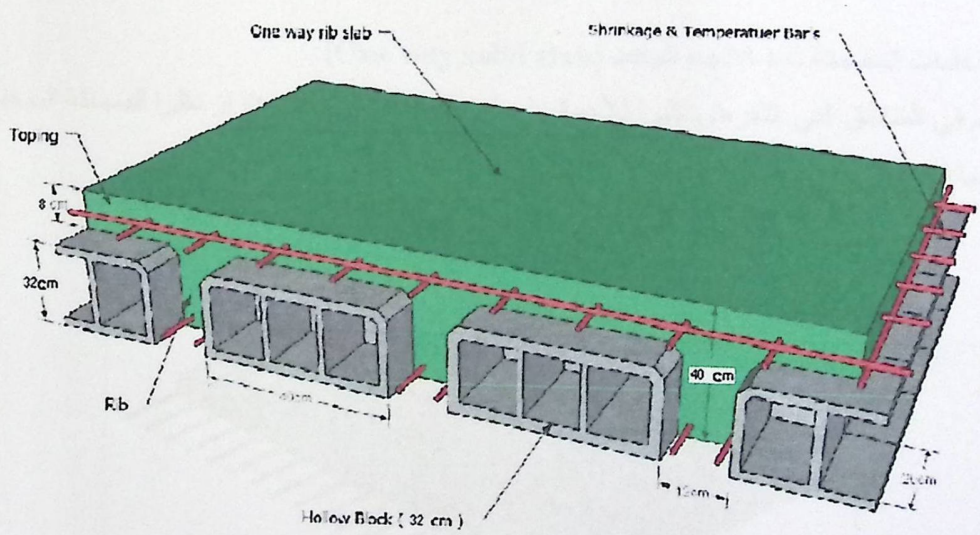
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٢. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

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

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

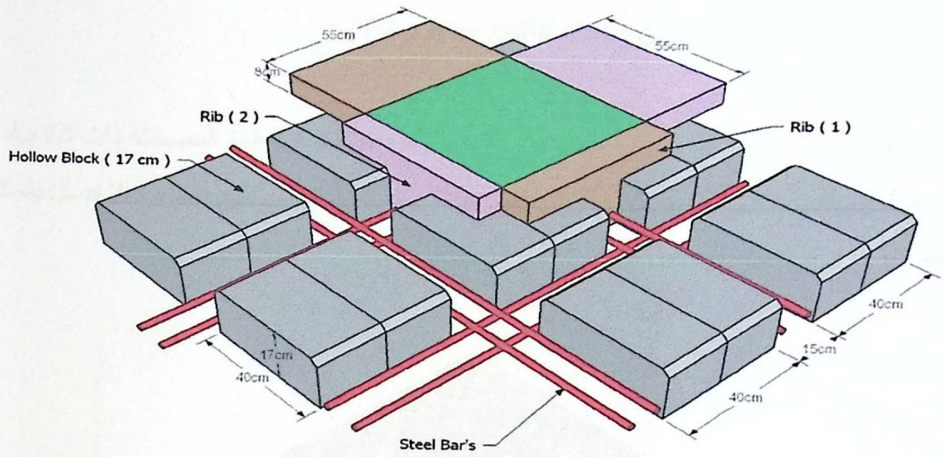
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٢).



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

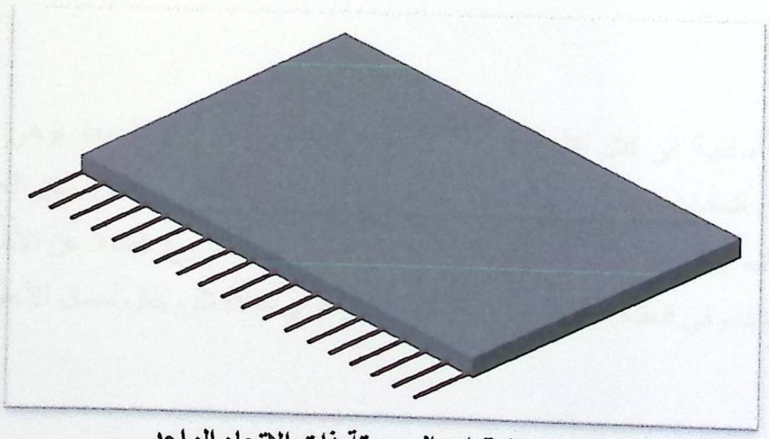
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٣):



الشكل (٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

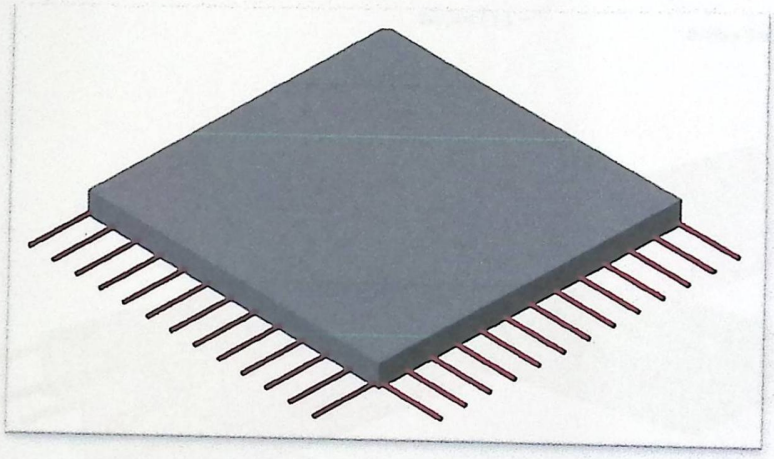
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتم استخدامها في عقده البير كما في الشكل (٣-٤) :



الشكل (٣-٤): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

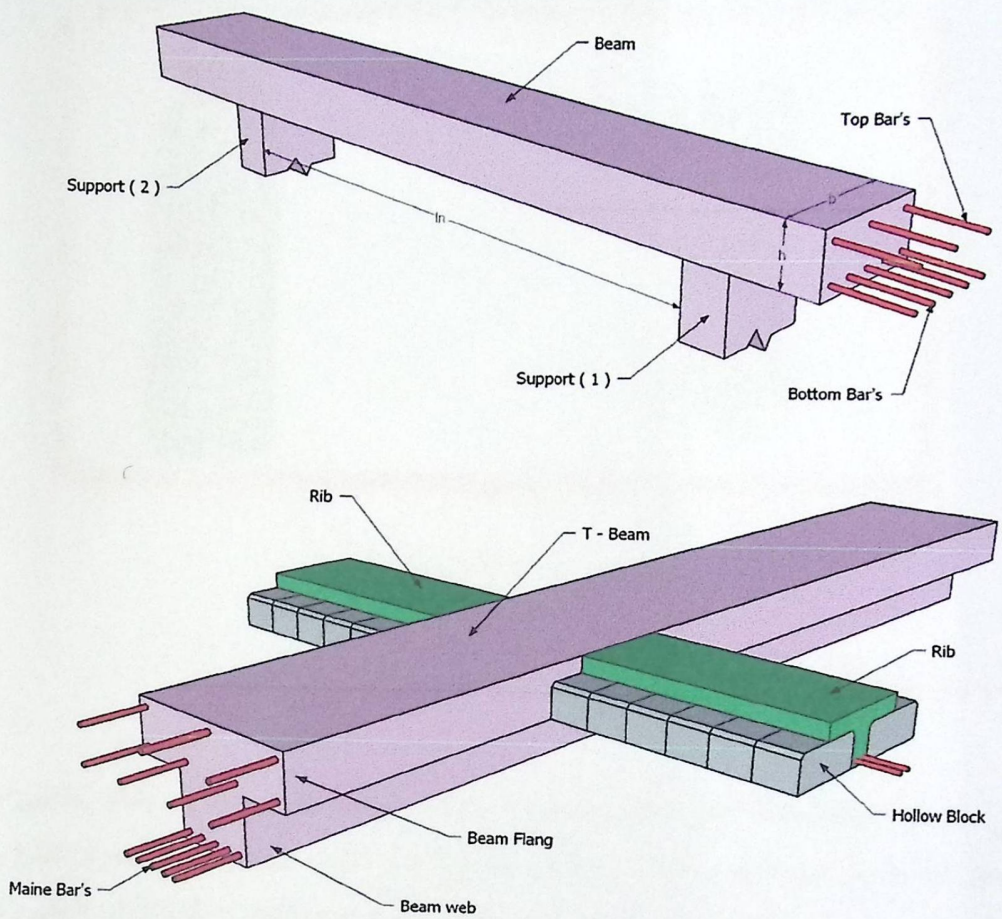
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٥): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣.٥.٢ الجسور:

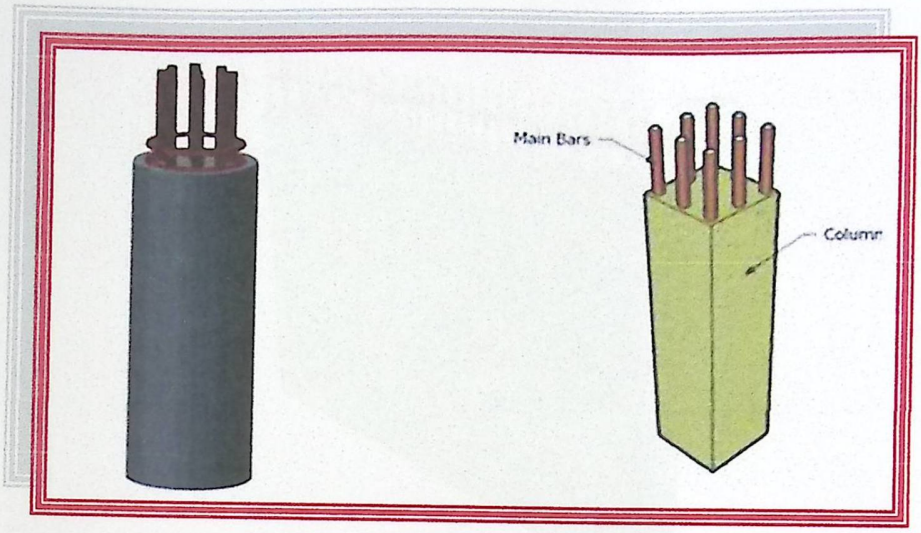
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Droped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المختلفه بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.



الشكل (٣-٦) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

٣.٥.٣ الأعمدة:

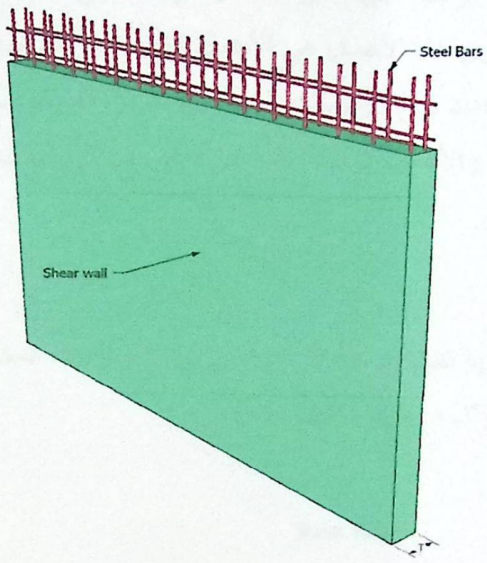
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٧): أحد أشكال الأعمدة.

٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

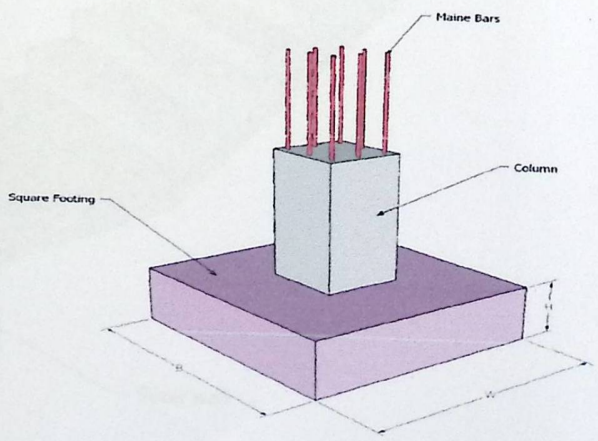
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى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



الشكل (٣-٨): جدار القص.

٣.٥.٥ الأساسات:

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

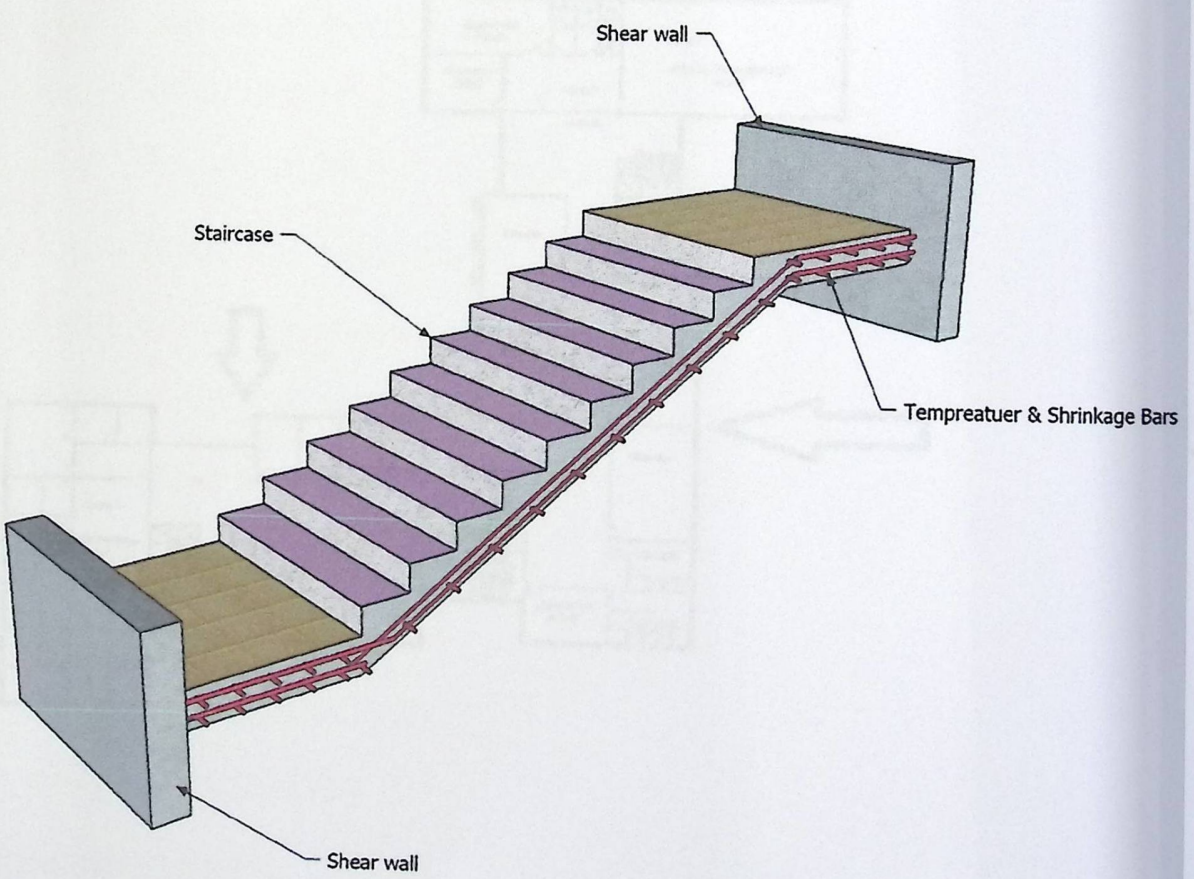


الشكل (٣-٩) : الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٣.٥.٦ الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-١٠) يبين مقطع عام للدرج.

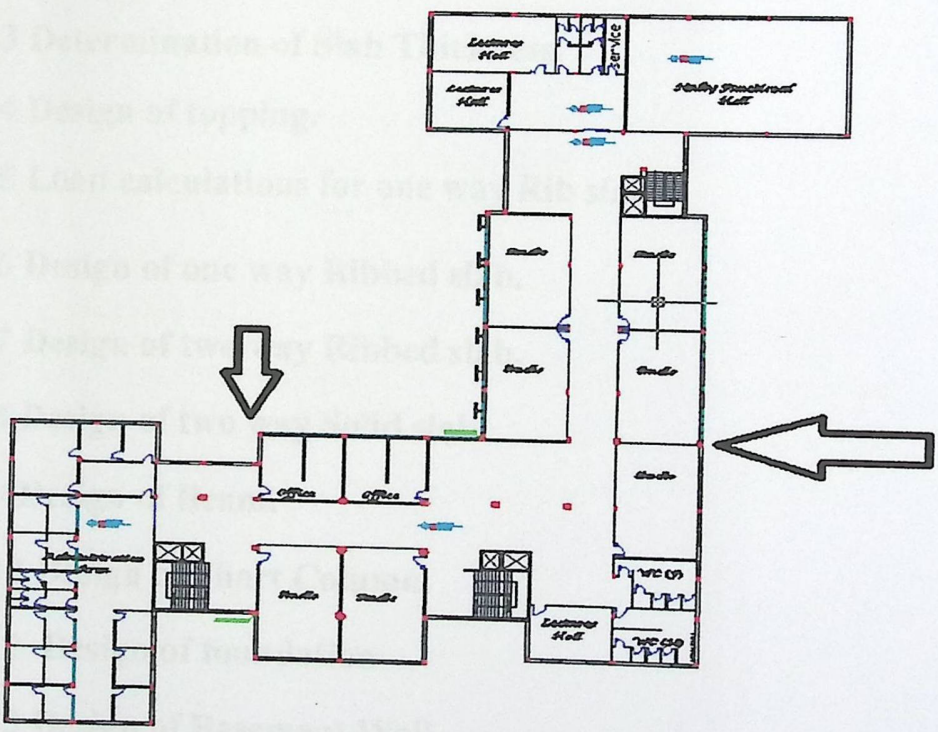


الشكل (٣-١٠): الدرج .

٣.٦ فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

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



الشكل (٣-١١) فواصل التمدد بالمبنى.

4 Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Determination of Slab Thickness.

4.4 Design of topping.

4.5 Load calculations for one way Rib slab.

4.6 Design of one way Ribbed slab.

4.7 Design of two way Ribbed slab.

4.8 Design of two way Solid slab.

4.9 Design of Beam.

4.10 Design of Short Column.

4.12 Design of foundation

4.13 Design of Basement Wall.

4.14 Design of Shear Wall.

4.15 Design of Stairs.

4.16 Design of frame.

4.1 Introduction:

-Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

-Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures.

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

-Structural concrete can be classified into:-

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using programs such as Beam D, Safe, Stead pro.to find the internal forces, deflections , and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

In this Chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the Ribs, beams, slabs.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project. All of these members will be designed according to (ACI –318-code).

4.2 Design method and requirements:-

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_ code (318_11)**.

4.2.1 Strength design method:

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

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code UBC: ACI 2008.
- Material:-

Concrete: B300 ..... $fc' = 300 * 0.8 = 24\ N/mm^2\ (MPa)$ For rectangular section.

- Reinforcement steel :-

The specified yield strength of the reinforcement $fy = 420\ N/mm^2\ (MPa)$

4.2.2 Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$Wu = 1.2\ DL + 1.6\ LL \qquad ACI - code - 318 - 08(9.2.1).$$

4.3 Determination of Slab Thickness:-

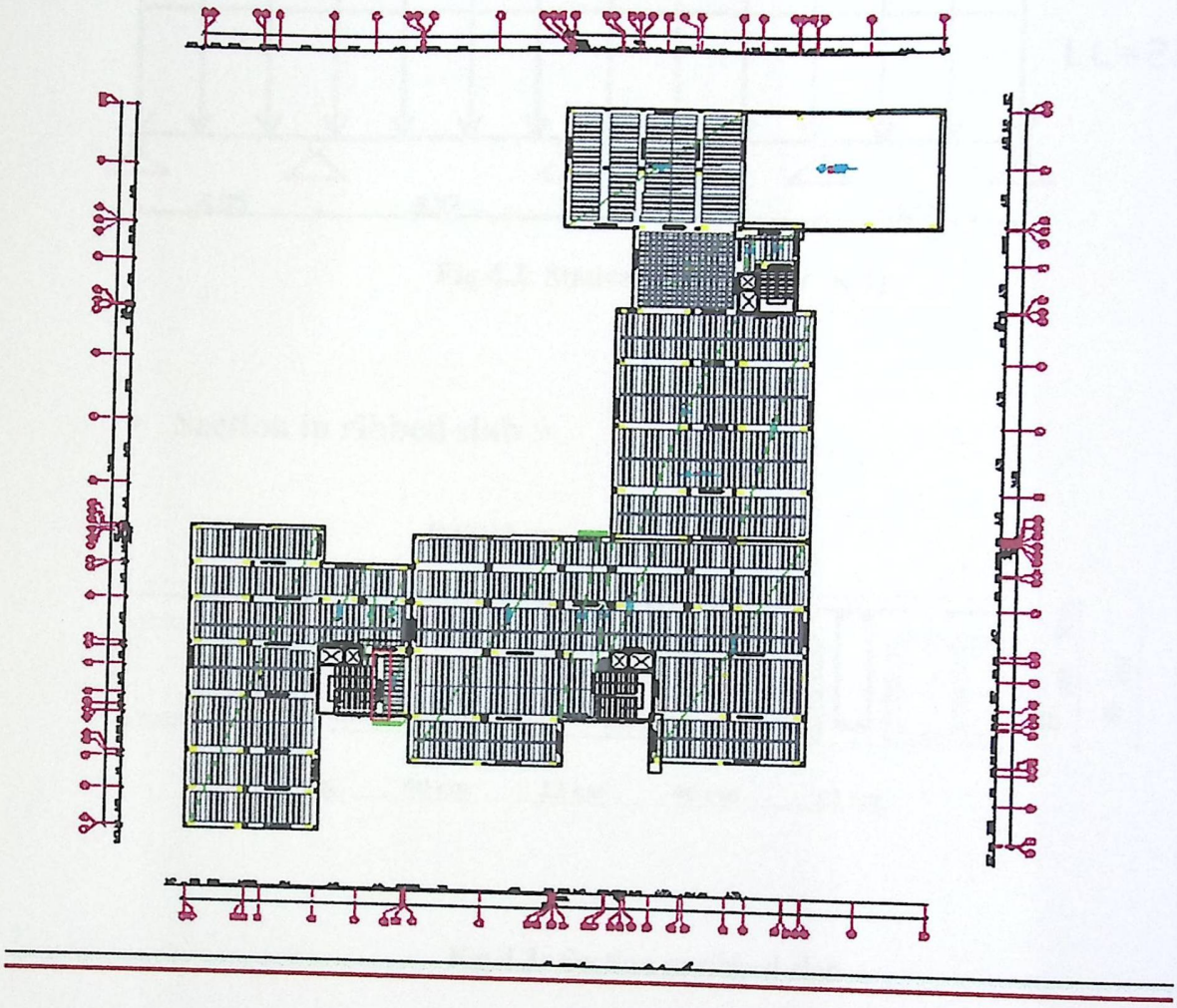


Fig 4.1: Plan of Ribbed Slab.

4.3.1 Determination of The thickness of one way and two way ribbed slab:-

- One Way Ribbed Slab :R5.
- Two Way Ribbed Slab :R4.

- **Statically system for (R 5) :-**

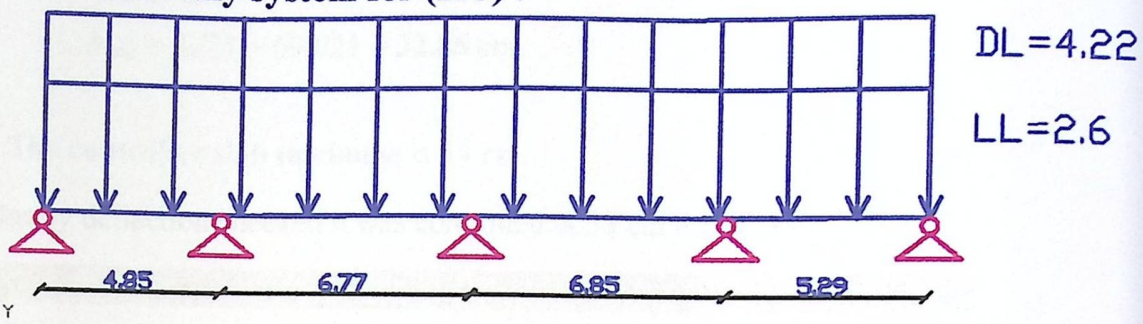


Fig 4.2: Statically system for (R 1)

- **Section in ribbed slab :-**

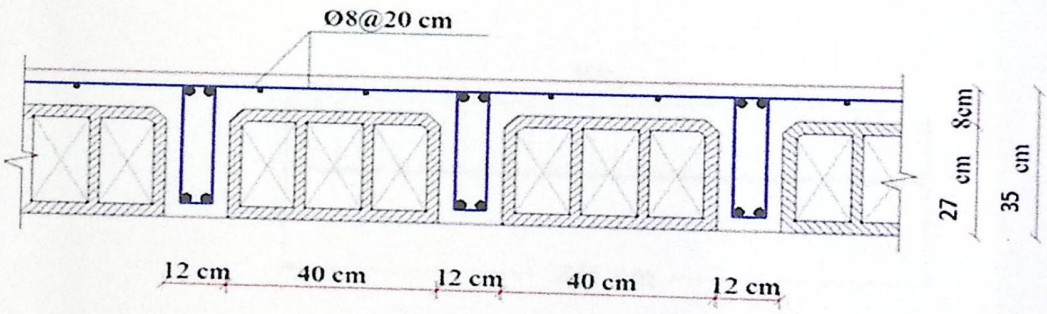


Fig 4.3: Section in ribbed slab

The overall depth must be satisfying ACI table (9.5.a) for nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed.

The minimum required thickness is:-

1–Maximum span length for one-end continuous : L=6.3 m =630 cm.

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

h_{min}= L/18.5 = 630/18.5 = **34 cm. .....(control)**

2-Maximum span length for both –end continuous : L=6.9 m =690 cm.

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

h_{min} = L/21 = 690/21 = **32.85 cm.**

- The controller slab thickness is 34 cm.

But by deflection checked it was controlled at 35 cm thickness.

So Select Slab thickness **h= 35cm** with 27 cm hollow block & 8cm Topping .

4.4 Design of topping:

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of **-1 meter width** and a span of hollow block length **(b=40 cm)** with both end fixed in the ribs.

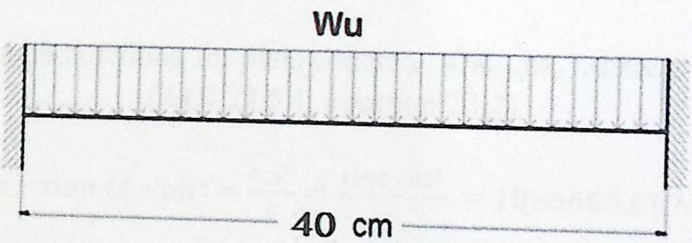
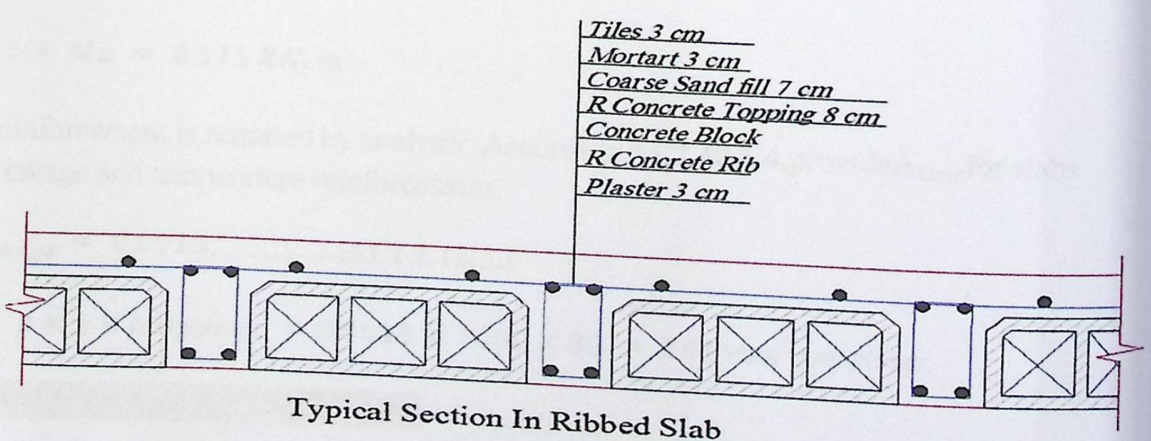


Fig 4.4: topping load.

4.4.1 Determination of dead load:-



Typical Section In Ribbed Slab

Fig 4.5: Typical Section In Ribbed Slab

Dead load calculations:

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	0.03×23	0.69
Mortar	0.02×22	0.44
Sand	0.07×16	1.12
Topping	0.08×25	2
	Σ	4.25

Table (4.1):Calculation of one way dead load.

Live load :

L_L =5 KN/m^2 ⟶ L_L =5 KN/m^2 × 1m= 5KN/m

4.4.2Determination of factored dead & live loads:

W_U = 1.2 ×4.25 + 1.6×5 =13.1KN/m.

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

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

S_m(modulus of cross section of slab) $= \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times80^2}{6} = 1066666.667\ mm^3$.

$\emptyset Mn = 0.55 \times 1 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.247 KN.m$

$Mu = \frac{W_u L^2}{12} = \frac{13.1 * 0.4^2}{12} = 0.171\ KN.m$

$(negative\ moment)$.

$\emptyset Mn >> Mu = 0.171\ KN.m$

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

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

$As = \rho \times b \times htopping = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144\ mm^2/m\ strip.$

Try bars □8 with As= 50.24 mm^2.

Bar numbers $n=\frac{As}{As_{(\phi 8)}}=\frac{144}{50.27}=2.87$ .....take 3bars .

Step (s) is the smallest of

1–3h = 3 × 80 = 240 mm. .... control ..... ACI 10.5.4

2- .450mm

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

but.....

$S\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right)=300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}400}\right)=315mm$.....ACI 10.6.4

Use ϕ 8 @ 200 mm in both direction, As provided =250 mm^2/m , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm.

4.5 Load calculations for one way Rib slab

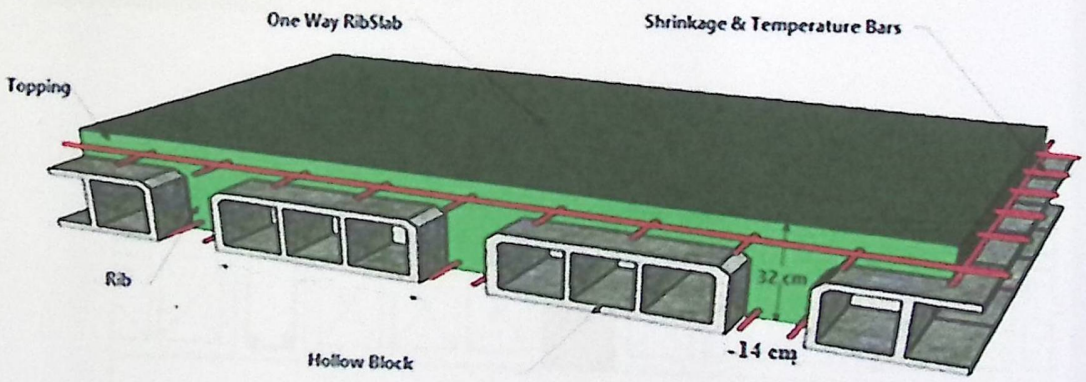


Fig 4.6: one way Rib slab.

-The effective flange width (b_e), according to **ACI 8.12.2** is the smallest of:

1. $be \leq \frac{L}{4}=\frac{2800}{4}=700\ mm$ *L: is the min span of the rib.*
2. $be \leq bw+16hf = 120+16\times 80 = 1400\ mm.$

3. $be \leq$ *center to center spacing between adjacent beams* $= 400 + 120 = 520\ mm$

. .....**Control**

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

- $bw \geq 10cm$ ..... $ACI(8.13.2)$

Select bw =12cm

- $h \leq 3.5 * bw$ ..... $ACI(8.13.2)$

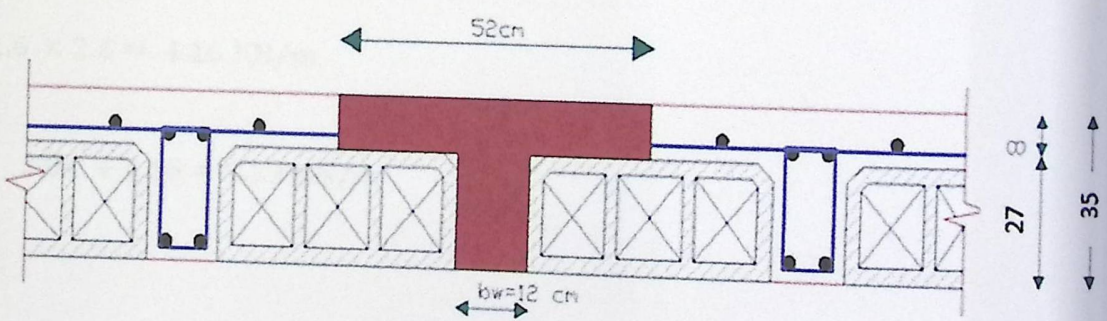
Select $h = 35cm < 3.5 * 12 = 42\ cm$

Select $tf = 8cm.$

- Unit width $(b_f) = bw + \frac{1}{2}$ block$+\frac{1}{2}$ block

  $b_f = 12 + \frac{1}{2}\ 40 + \frac{1}{2}\ 40 = 52$ cm

Select $bf = 52cm$



Typical Section In Ribbed Slab

Fig 4.7: Section in one way Rib slab.

- **Dead load calculations:**

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.359
Mortar	0.02×22×0.52	0.2288
Sand	0.07×16×0.52	0.582
Topping	0.08×25×0.52	1.040
RC rib	0.27×25×0.12	0.81
Hollow Block	0.27×9×0.4	0.972
Plaster	0.02×22×0.52	0.2288
	Σ	4.2206

Table (4.2): Calculation of one way dead load.

- **live load calculations:**

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

- **Factored load calculations:**

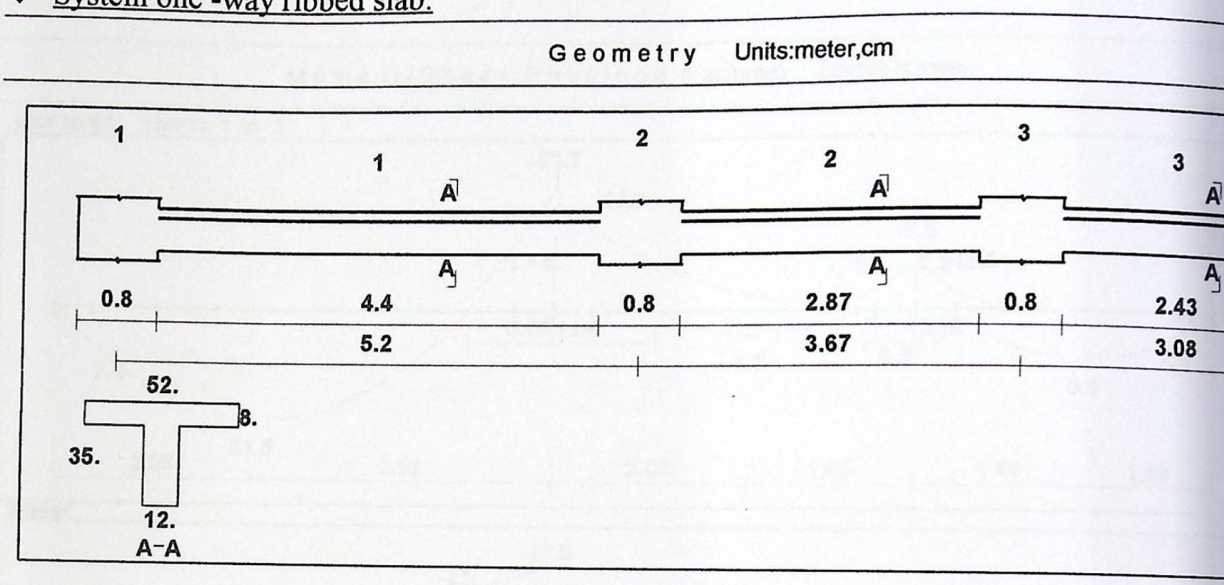
Du = 1.2 × 4.2206 = 5.06 KN/m

Lu = 1.6 × 2.6 = 4.16 KN/m.

.Wu = 5.06 + 4.16 = 9.22 KN/m

4.6 Design of One Way Rib slab:

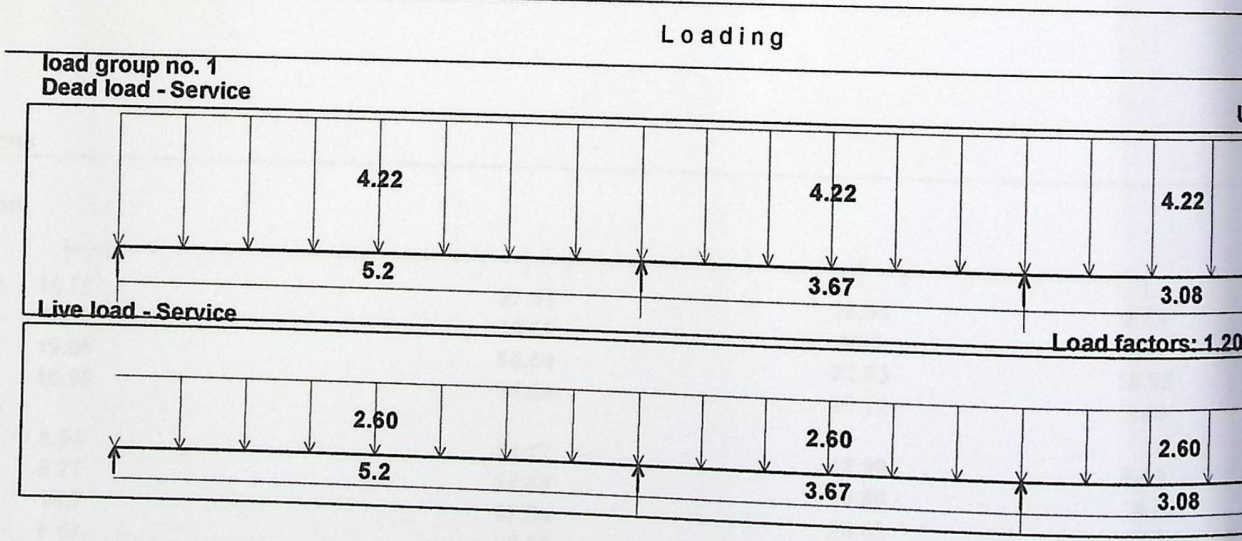
❖ System one -way ribbed slab:



Figure(4-8): Rib geometry.

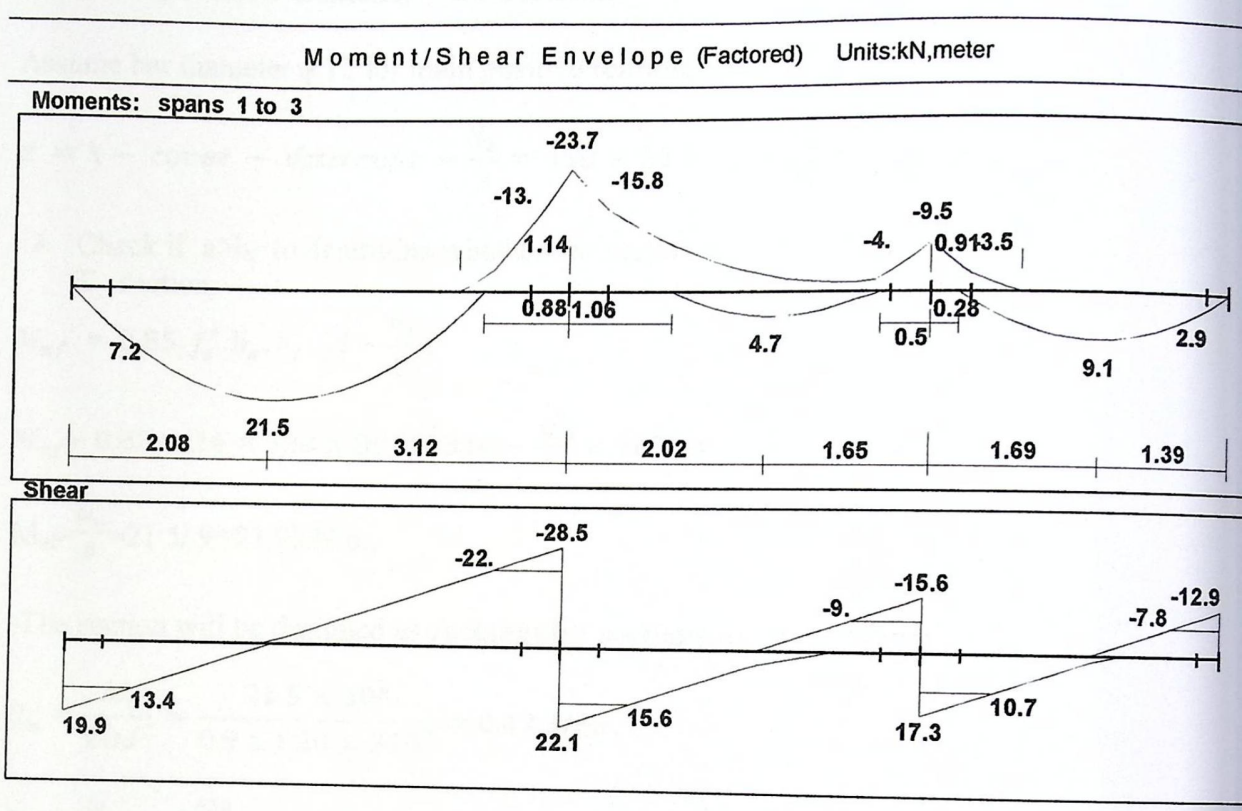
❖ **Loading**

By using BEAMD (**ATIR**) program we get the envelope moment and shear diagram as the following:



Figure(4-9): load service of Rib.

Moment / Shear Envelope (Factored):



Reactions

Factored

Dead R	10.71	27.32	15.95	6.53
Live R	9.23	23.32	16.9	6.4
Max R	19.95	50.64	32.85	12.93
Min R	10.28	34.24	20.12	5.49
Service				
Dead R	8.93	22.77	13.29	5.44
Live R	5.77	14.58	10.56	4.
Max R	14.7	37.34	23.85	9.44
Min R	8.66	27.09	15.9	4.79

Figure(4-10): Moment / Shear Envelope of Rib.

❖ 4.6.1 Design for positive Moment for Rib (R20p)

$Mu\ (max.positive\ moment) = 21.5\ KN.m.$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

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

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

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

$$M_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.53\ KN.m$$

$M_{nf} > \frac{M_u}{\phi} = 21.5/.9 = 23.9 KN.m$,

-The section will be designed as **rectangular section**with b = 520 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{21.5 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.47\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.47}{420}}\right) = 0.0011$$

$$As = \rho.b.d = 0.0011 \times 520 \times 314 = 179.6mm^2$$

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

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

$$As,min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 314 = 109.87mm^2$$

$$As,min = \frac{1.4}{420} 120 \times 314 = 125.6mm^2\ \ldots.\ \textbf{Control.}$$

$As,required$ =264.9 mm^2.> $As,min = 125.6mm^2$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ٤٧٨٤٠ الرقم التسلسل
Class. رقم التصنيف

Use 2ϕ12 ,Bottom ,As,provided = 226 mm^2 > As,required = 179.6mm^2 Ok

➢ Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{179.6 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 7.11mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{7.11}{0.85} = 8.37\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-8.37}{8.37}\right) = 0.1 > 0.005 \quad \ldots\ldots \quad Ok$$

➢ Design for positive moment $Mu = 9.1\ KN.m$

-Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement

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

$$M_{nf} = 232.53\ KN.m$$

$M_{nf} >> \frac{M_u}{\emptyset}$=9.1\.9=10.11KN.m, the section will be designed as **rectangular section** with b = 520 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{9.1 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = .197\ Mpa$$

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

$$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.197}{420}}\right) = 0.00047$$

$$As = \rho.b.d = 0.00047 \times 520 \times 314 = 76.7mm^2$$

➢ Check for $A_{s,min}$.

(min control) >$As, required$ =76.7 mm^2

$As, min = 125.6\ mm^2$.

Use 2ϕ10 Bottom ,As,provided = 157.1mm^2 > As,required = 125.6mm^2..Ok

➢ Check for strain :-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.1 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.22mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-7.32}{7.32}\right) = 0.126 > 0.005 \ldots\ldots\ Ok$$

Note: All spans with Positive moments less than 9.1 KN.m will be Reinforcedwith $\phi 10$.

❖ 4.6.2 Design for negative Moment for Rib (R20p)

➢ $Mu = -23.7\ KN.m.$

maximum negative moment at the face of support –ACI 8.9.3)

-Assume bar diameter $\phi 12$ for main negative reinforcement.

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

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{23.7 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 2.22\ Mpa.$$

$$p = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.22}{420}}\right) = 0.0059$$

$$As = \rho.b.d = 0.0059 \times 120 \times 314 = 221.5mm^2$$

➢ Check for $A_{s,min}$.

$$As = 221.5\ mm^2 > As,min = 125.6mm^2 - OK$$

$$Use\ 2\phi 14, Top\ , As, provided = 307.88mm^2 > As, required = 221.5mm^2 \quad Ok$$

➢ Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{307.88 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.8\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.1\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.1}{62.1}\right) = 0.012 > 0.005 \quad Ok$$

➢ $Design for Mu = -9.5 Kn.m$

Assume bar diameter $\Phi 12$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{9.5 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 0.89 Mpa.$$

$$p = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0{,}89}{420}}\right) = 0.0022$$

$$As = \rho.b.d = 0.0022 \times 120 \times 314 = 82.89 mm^2$$

➢ Check for As minimum:-

$As = 82.89 < As,min = 125.6 mm^2$

$Use\ 2\phi 10, Top\ , As,provided = 157.08 mm^2 > As,min = 125.6 mm^2$

➢ Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 26.95\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-31.71}{31.71}\right) = 0.0267 > 0.005 \ \ldots\ldots \quad Ok$$

❖ 4.6.3 Design of Rib for shear

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

From shear envelope diagram: $V_u = 31.7\ KN$

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

$$\phi\, Vc = 0.75 \times 33.84 = 25.38\ KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f'_c}\,b_w.d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 11.54KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w.d = \frac{1}{3} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 12.56\ KN \quad -\boldsymbol{control}$$

$$\phi\, Vc < V_u < \phi\left(Vc + V_{s,min}\right)$$

$\phi\, Vc$=25.38< V_u=28.5< $\phi\left(Vc + V_{s,min}\right)$=34.8 $-\boldsymbol{Case\ 3}$

minimum shear reinforcement is required $(A_{v,min})$

Use stirrups $U-$ *shape* (*2 leg stirrups*) $\phi 8\ Av = 2 \times 50.26 = 100.53mm^2$.

$V_s = V_u - V_c = V_u/\ \Phi - V_c$= 28.5/0.75 -33.84 =4.16 KN

Then

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm$$

$$,S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157\ mm \quad -control$$

➢ Check for $V_{s,min}$: –

-$V_{s,min}$ =12.56KN

-$S_{required}$ = minimum of :

$\frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3\times100.53\times420}{120} = 1055.56\ mm$–..... **control**

$$\frac{16A_v f_{yt}}{b_w\sqrt{24}} = \frac{16\times100.53\times420}{120\times\sqrt{24}} = 1149.15\ mm$$

Take S=140 mm

Use stirrups U- shape (2 leg stirrups)ϕ 8/14cm c/c

4.7 Design of two Way Ribbed slab:

4.7.1 Design of two way Ribbed Slab:-

4-7.1.1 Load Calculation

➢ **Determination of Dead load**

Dead load from:	W = γ ×V	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52×0.52	0.186
Mortar	0.02×22×0.52×0.52	0.119
Sand	0.07×16×0.52×0.52	0.303
Topping	0.08×25×0.52×0.52	0.54
RC rib	0.27×25×0.12×(0.4+0.52)	0.745
Hollow Block	0.27×9×0.2×0.2x4	0.39
Plaster	0.02×22×0.52×0.52	0.119
	Σ	2.402

Table (4.3) : Calculation of two way dead load.

$$Total\ Dead\ Load = 2.402\ KN$$

$$DL = \frac{2.402}{0.52 \times 0.52} = 8.9\ KN/m^2 \qquad Total\ live\ load = 5\ KN/m^2$$

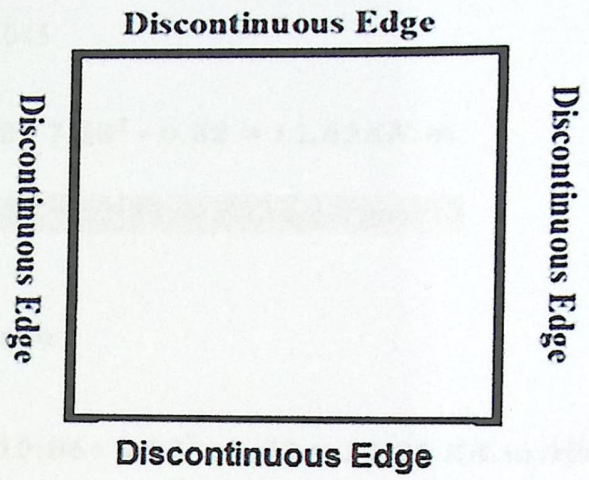
➢ **Determination of factored dead & live load**

$$Factored\ dead\ load = 1.2 \times Dead\ load = 1.2 \times 8.9 = 10.68\ KN/m^2.$$

$$Factored\ Live\ load = 1.6 \times live\ load = 1.6 \times 5 = 8KN/m^2$$

➢ $Wu = 10.68 + 8 = 18.68\ KN/m2$

➢ 4.7.1.2 Design for Positive and Negative Moment:-



➢ **Moments calculations**

$$Ma = Ca\ wla^2bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2bf$$

$$\frac{la}{lb} = \frac{7.88}{8.92} = 0.9$$

- **Negative moments:**

$$C_{a.neg}\left(\frac{la}{lb} = 0.9\right) = 0$$

$$M_{a.neg} = 0$$

$$C_{b.neg}\left(\frac{la}{lb} = 0.9\right) = 0$$

$$M_{b.neg} = 0.0$$

- **Positive Moments:-**

$C_{a,dl}\left(\frac{la}{lb}=0.9\right)=0.045$

$M_{a,pos,dl}=0.045*10.68*7.88^2*0.52=15.52KN.m$

$C_{a,ll}\left(\frac{la}{lb}=0.9\right)=0.045$

$M_{a,pos,ll}=0.045*8*7.88^2*0.52=11.62KN.m$

- $M_{a,pos}=15.52+11.62=27.14\ KN.m/rib$

$C_{b,dl}\left(\frac{la}{lb}=0.9\right)=0.029$

$M_{b,pos,dl}=0.029*10.86*8.92^2*0.52=12.81\ KN.m/rib$

$C_{b,ll}\left(\frac{la}{lb}=0.9\right)=0.029$

$M_{b,pos,ll}=0.029*8*8.92^2*0.52=9.6\ KN.m/rib.$

- $M_{b,pos}=12.81+9.6=22.41\ KN.m/rib$

➢ *Negative moments at Discontinuous edge* ($\frac{1}{3}$ *positive moment*):

$M_{a,neg,edge}=\frac{1}{3}*27.14=9.05\ KN.m/rib$

$M_{b,neg,edges}=\frac{1}{3}*22.41=7.47\ KN.m/rib$

- **Short Direction:**

➢ *Design for positive moment* (Mid Span)$Mu=27.14\ KN.m$

➢ $bf=520\ mm$.

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d=h-cover-dstirrups-\frac{d_b}{2}=350-20-8-\frac{12}{2}=316mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{27.14 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.581\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.60 \times 0.581}{420}}\right) = 0.0014$$

$$As = \rho.b.d = 0.0014 \times 520 \times 316 = 230.05mm^2$$

- *Check for As, min ..*

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

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 316 = 110.6mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 316 = 126.4mm^2$ ***..Control.***

$As, required = 230.05mm^2 > As, min\ 126.4mm^2$ OK

Use 2ϕ14 with As= $307.9mm^2 > As, required = 230.05mm^2$. OK

Use 2ϕ14 , Bottom As,= $307.9mm^2 > As, required = 230.05mm^2$. Ok

➢ ***Check for strain:***

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.19\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 14.3mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{316 - 14.3}{14.3}\right) = 0.063 > 0.005 \quad Ok$$

➢ **Check spacing :**

$$S = \frac{120-20\times2-8\times2-(2\times14)}{1} = 36\ mm > 25 \quad OK$$

Design for discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3}A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 307.9mm^2 = 102.63mm^2 < As,min = 126.4mm^2$$

min As = 126.4 mm^2 **(control)**

Use 2 ϕ10 ,with As = 158mm^2.

- **Long Direction**

➢ **(Design for positive moment (mid span)) , $Mu = 22.41\ KN.m$.**

Assume bar diameter ϕ14 for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm.$$

.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{22.4\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.482\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6 \ .$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.482}{420}}\right) = 0.0012$$

$$As = \rho.b.d = 0.0012\times520\times315 = 196.56mm^2$$

- *Check for As,min .*

  $As,\min = 126mm^2$.

- $As,required = 196.56mm^2 > As,min = 126mm^2$ OK

Use $2\phi12$ with As= $226.2mm^2$.

Use 2ϕ12, Bottom As,= 226.2mm² > As,required = 126mm². Ok

➢ ***Check for strain:***

$$a = \frac{As f_y}{0.85b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\,m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.5\,mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-10.5}{10.5}\right) = 0.087 > 0.005 \qquad Ok$$

➢ **Check spacing :**

$$S = \frac{120-20\times2-8\times2-(2\times12)}{1} = 40mm > 25mm \qquad OK$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3}A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 226.2mm^2 = 75.4mm^2 < As,min = 126mm^2$$

min As = 126 mm^2 **(control).**

Use 2 ϕ10 , with As = 158mm².

4.7.1.3 Design of Two way Rib for shear

coefficients value of max shear force Vu(Long and short direction):

$$W_a\left(\frac{la}{lb} = 0.9\right) = 0.6$$

$Wb\left(\frac{la}{lb}=0.9\right)=0.4$

Reaction force at support $Aua = Wu * la * lb * \frac{Wa}{2} * \left(\frac{0.52}{Lb}\right)$

$= 18.68 * 7.88 * 8.92 * \frac{0.6}{2} * \left(\frac{0.52}{8.92}\right)$

$= 22.96\text{KN}$

$Vud = 22.96 - 18.68 \times 0.52 \times 0.316 = 19.89KN$

$Vc = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w.d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.06\ KN$

$\emptyset\ Vc = 0.75 \times 55.9 = 25.54KN.$

$\frac{1}{2}\emptyset\ Vc < V_u < \emptyset Vc$

$12.77 < Vud = 19.89 < 25.54 - \boldsymbol{Case\ 2}$

NO need for reinforcement is required (exception for joist construction)

The shear in the slab can be calculated by using a simply supported

$Vud = w_u\ b_f(\frac{ln}{2}\text{-d}) = 18.68*0.52*(3.94-0.316) = 35.2\text{KN}$

$\emptyset\ Vc = 25.54KN.$

$\frac{1}{2}\emptyset\ Vc < Vud < \emptyset Vc$

$Vud = 35.2 > 25.54 - \boldsymbol{Case\ 3}$

$V_{s.min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w.d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 11.62\ KN$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 12.64KN \quad -control$$

$$\text{ø } Vc < V_u < \text{ø}(Vc + V_{s,min})$$

$$\text{ø } Vc = 25.54 < Vud = 35.2 > \text{ø}(Vc + V_{s,min}) = 35.02 - \textbf{Case 4}$$

$$\text{ø}(Vc + V_{s,min}) < V_u < \text{ø } Vc + \text{ø } \frac{1}{3}\sqrt{f_c'} b_w d$$

$$\text{ø } \tfrac{1}{3}\sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 \text{x} \tfrac{1}{3} \text{ x} \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 46.44\text{KN}$$

$$35.02 < Vud = 35.2 < 71.9$$

$$Vs = (Vud - \text{ø } Vc) \tfrac{1}{\text{ø}} = (35.2\text{-}25.54) \tfrac{1}{0.75} = 12.88\text{KN}$$

shear reinforcement is required (A_v)

Use stirrups $U-$ *shape* (*2 leg stirrups*) $\phi 8$ $Av = 2 \times 50.26 = 100.53mm^2$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{Vs}{fy * d} = 1035.9mm$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm$$

$$,S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158\ mm \quad -control$$

Take S=160 mm

Use stirrups U- shape (2 leg stirrups)ϕ 8/16cm c/c

$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 12.64KN \quad -control$

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

$\phi Vc = 25.54 < Vud = 35.2 > \phi(Vc + V_{s,min}) = 35.02 - Case\ 4$

$\phi(Vc + V_{s,min}) < V_u < \phi Vc + \phi \frac{1}{3}\sqrt{f_c'} b_w d$

$\phi \frac{1}{3}\sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 x \frac{1}{3} x \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 46.44KN$

$35.02 < Vud = 35.2 < 71.9$

$Vs = (Vud - \phi Vc) \frac{1}{\phi} = (35.2\text{-}25.54) \frac{1}{0.75} = 12.88KN$

shear reinforcement is required (A_v)

Use stirrups $U-$ *shape* (*2 leg stirrups*) $\phi 8\ Av = 2 \times 50.26 = 100.53mm^2$

$\frac{A_v}{s} = \frac{Vs}{fy * d} = 1035.9mm$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm$

$, S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158\ mm \quad -control$

Take S=160 mm

Use stirrups U- shape (2 leg stirrups)ϕ 8/16cm c/c

4.8 Design of Two Way Solid Slab:

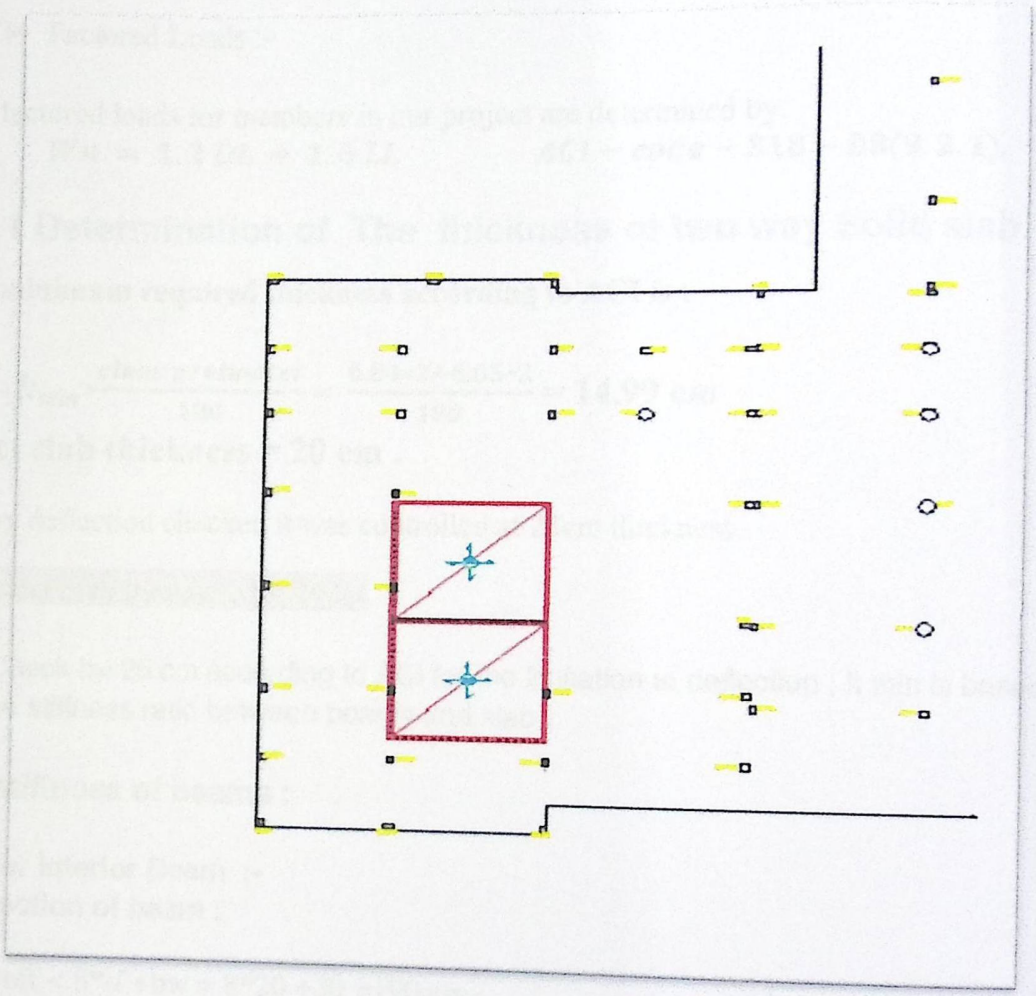


Fig. (4-11): Place of Two way solid slab.

NOTE:

- Code UBC: ACI 2008.
- Material:-

Concrete: B300 ..... $fc' = 300 * 0.8 = 24\ N/mm^2\ (MPa)$ For rectangular section.

- Reinforcement steel :-

The specified yield strength of the reinforcement $\{fy = 420\ N/mm^2\ (MPa)$

Live load(KN/m2)	fc'	$\phi\psi$
LL = 5 KN/m2	fc' = 24 Mpa	$\phi\psi$ = 420 Mpa

➢ Factored Loads :-

The factored loads for members in our project are determined by:

$$Wu = 1.2\,DL + 1.6\,LL \qquad ACI - code - 318 - 08(9.2.1).$$

4.8.1 Determination of The thickness of two way Solid slab -

The minimum required thickness according to ACI is :

$$-h_{min} > \frac{clear\ preimeter}{180} = \frac{6.84*2+6.65*2}{180} = 14.99\ cm$$

select slab thickness = 20 cm .

But by deflection checked it was controlled at 25cm thickness.

So Select Slab thickness h= 20cm.

Check h= 25 cm according to ACI for the limitation to deflection , h min is based on t he stiffness ratio between beams and slab .

stiffness of beams :

For Interior Beam :-
section of beam :

b eff < 8*tf +bw = 8*20 +30 =190 cm

< 2 * hw+bw = 2*65 + 50 =110 cm (**control**) .

$$Yc = \frac{\sum A * Y}{\sum A}$$

$$Yc = \frac{\{(20*110*10)\} + (20*40*40)}{(20*110) + (20*40)} = 18\ cm$$

$$Ib = \left(110 * \frac{20^3}{12}\right) + \left(30 * \frac{40^3}{12}\right) + (110*20*8^2) + (40*30*42^2)$$

$$= 2490933.3cm\text{^}4$$

➢ **stiffness of slabs :**

For Interior Beam

-In Long direction **(B)** ..... L_{left}= 684cm ,L_{left}= 684cm.

$$I_s = 684 * \frac{20^3}{12} = 456000\ cm^4$$

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{2490933.33}{456000} = 5.46$$

$\alpha_{fm} = \alpha 1 = 5.46 \longrightarrow \alpha_{fm} = 5.46 > 2$

where $\alpha_{fm} > 2$

$$\beta = \frac{I_{n,long}}{I_{n,short}} = \frac{6.84}{6.84} = 1.0$$

$$h_{min} = \frac{6.84\ (0.8 + \frac{420}{1400})}{36+9(1.0)} = 160\text{mm} > h_{min} = 80\text{ mm}$$

$$h_{assumed} = 20\ mm > 160\ mm - OK$$

4.8.2 Determination of The Loads of two way Solid slab:

Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	0.03×23	0.69
Mortar	0.02×22	0.44
Coarse sand	0.07×16	1.12
slab	0.2×25	5
Interior partitions	1.5	1.5
Plaster	0.02×22	0.44
	Σ	9.19

Table (4-4): Calculation of two way dead load.

$$\textbf{Total Dead Load} = 9.19\ KN$$

$$\textbf{Total live load} = 5\ KN/m^2$$

- **Determination of factored dead & live load**

$$Factored\ dead\ load = 1.2 \times Dead\ load = 1.2 \times 9.19 = 11.028 KN/m^2.$$

$$Factored\ Live\ load = 1.6 \times live\ load = 1.6 \times 5 = 8\ KN/m^2$$

- $Wu = 11.028 + 8 = 19.028\ KN/m2$

4.8.3.Design of two way Solid slab against shear:

Assume one way shear in short direction:

$$d = h - cover - dstirrups = 200 - 20 - 10 = 170\ mm.$$

Vu =19.028*(6.65\2) - 19.028*0.72 =49.6 KN .

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}bd = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 170 \times 10^{-3} = 139\ KN$$

$$\text{ø}\,Vc = 0.75 \times 139 = 104.1 KN.$$

$$\text{ø}\,Vc > V_u$$

No shear Reinforcement is required .

4.8.4.Design of two way Solid slab against bending moment:

- **For bending moment :**

$$Ma = Ca\ wla^2 \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2$$

$$\frac{la}{lb} = \frac{6.05}{6.24} = 0.97$$

Negative moments:

$C_{a,neg}(\frac{la}{lb} = 0.97)$ =0.069

$M_{a,neg} = 0.069 * 19.028 * 6.05^2 = 48.1\ kN.m$

$C_{b,neg}\left(\frac{la}{lb} = 0.97\right) = 0.069$

$M_{b,neg} = 0.069 * 19.028 * 6.24\text{^}2 = 51.1$ KN.m

- **Positive Moments:-**

$C_{a,dl}\left(\frac{la}{lb} = 0.97\right) = 0.029$

$M_{a,pos,dl} = 0.029 * 11.028 * 6.05^2 = 11.7KN.m$

$C_{a,ll}\left(\frac{la}{lb} = 0.97\right) = 0.034$

$M_{a,pos,ll} = 0.034 * 8 * 6.05^2 = 9.96\ KN.m$

- $M_{a,pos} = 11.7 + 9.96 = 21.66\ KN.m/rib$

$C_{b,dl}\left(\frac{la}{lb} = 0.97\right) = 0.032$

$M_{b,pos,dl} = 0.032 * 11.028 * 6.24^2 = 13.7\ KN.m$

$C_{b,ll}\left(\frac{la}{lb} = 0.97\right) = 0.0335$

$M_{b,pos,ll} = 0.0335 * 8 * 6.24^2 = 10.4\ KN.m$.

- $M_{b,pos} = 13.7 + 10.4 = 24.1\ KN.m$

➢ ***Design for positive moment***

$As = \rho.b.d = 0.0018 \times 20 \times 100 = 3.6cm^2/m$

Select ϕ12\20 cm with $As = 5.65\ cm^2/m$

$\phi M_{n>=} M_u$

Tension = compression

$565 * 420 = .85 * 24 * a * 1000$

$a = 11.63\ mm$.

$\phi M_n = 0.9 * 565 * 420 * (170 - (11.63/2))$

$= 45.1\ KN.m$

ϕ12\20 is enough .

- ***Design for positive moment***

$As = \rho . b . d = 0.0018 \times 20 \times 100 = 3.6 cm^2/m$

Select ϕ12\20 cm with $As = 5.65\ cm^2/m$

$\phi M_{n>=} M_u$

Tension = compression

$565 * 420 = .85 * 24 * a * 1000$

$a = 11.63\ mm$.

$\phi M_n = 0.9 * 565 * 420 * (170 - (11.63/2))$

$= 45.1\ KN.m$

ϕ12\20 is enough .

- ***Design for ngative moment***

$As = \rho . b . d = 0.0018 \times 20 \times 100 = 3.6 cm^2/m$

Select ϕ14\20 cm with $As = 7.7\ cm^2/m$

(Temperature and Shrinkage) :

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$AS_{min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\ mm^2$ (control)

Use Φ10 @ 200 m

$As = 3.9 + 7.7 = 11.6$

$\phi M_n = 45.99 kN.m$

$\phi M_{n>=} M_u$

Tension = compression

*770 *420 =0 .85 * 24 * a * 1000*

a= 23.9 mm .

$\phi M_n = 0.9 * 1160 * 420 * (170 - (23.9/2))$

= 69.3 KN.m > 45.99 KN.m

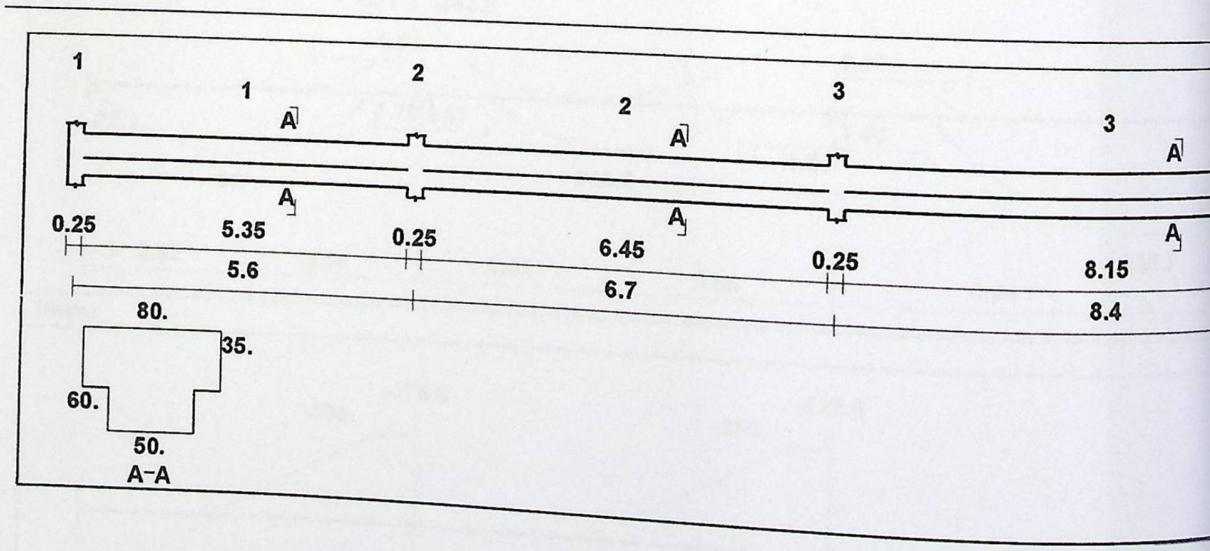
ϕ12\20 is enough .

4.9 Design of Beam (B,35P)

4.9.1 Load calculations

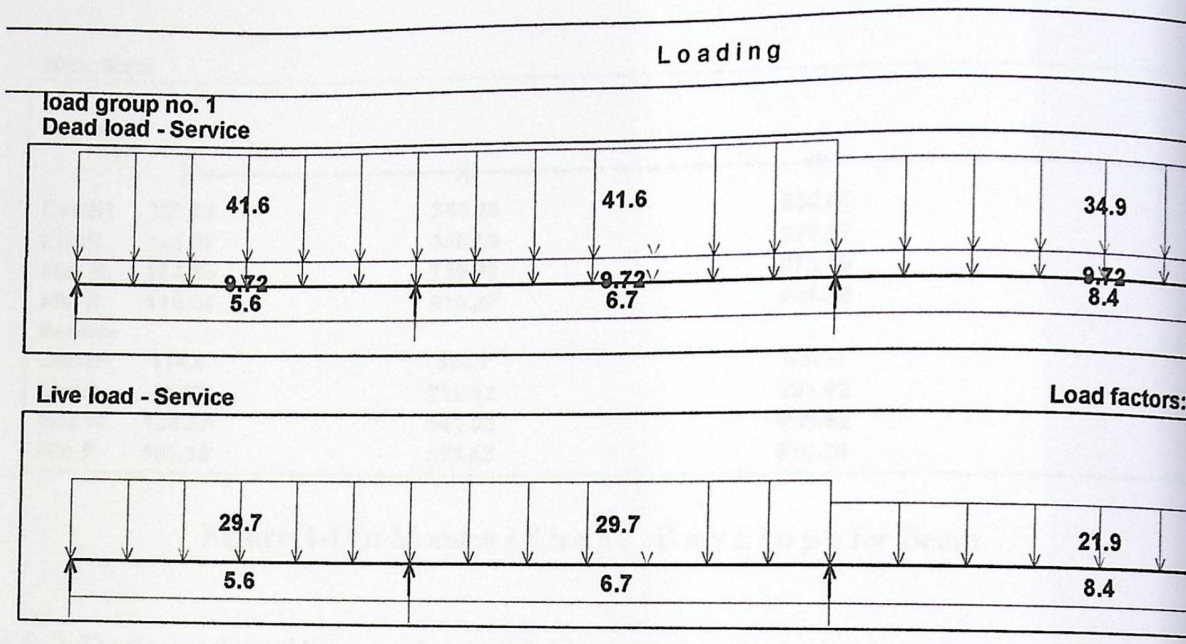
- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R23) upon beam (B35P) is(21.6 KN). The distributed Dead load from Rib (R23) on Beam (B35P):
  DL=21.6\0.52=41.6
- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R23) upon beam (B35P) is(15.44 KN) . The distributed Live load from Rib (R23) on Beam (B35P):
  LL=15.44\0.52=29.7
- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R22) upon beam (B35P) is(18.14 KN). The distributed Dead load from Rib (R22) on Beam (B35P):
  DL=18.14\0.52=34.9 ➢
- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R22) upon beam (B35P) is(11.4 KN) . The distributed Live load from Rib (R22) on Beam (B35P):
  LL=11.4\0.52=21.9

❖ **beam system**



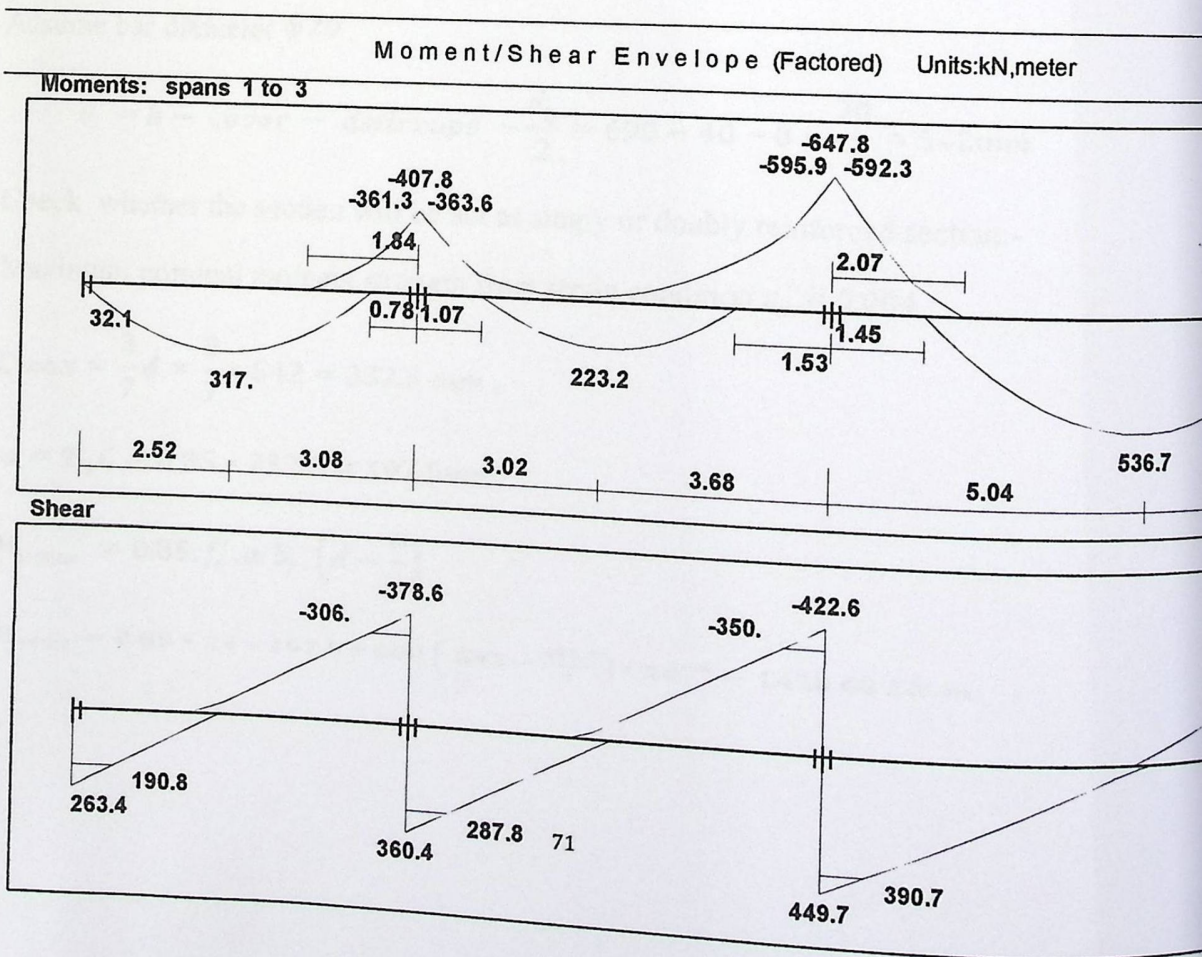
Figure(4-12): Beam geometry.

❖ Loading



Figure(4-13): Loading Beam.

❖ Moment / Shear Envelope (Factored):



Reactions

Factored			
DeadR	137.52	388.45	502.08
LiveR	125.87	350.59	370.27
Max R	263.39	739.03	872.35
Min R	116.04	510.27	649.06
Service			
DeadR	114.6	323.7	418.4
LiveR	78.67	219.12	231.42
Max R	193.27	542.82	649.82
Min R	101.18	399.85	510.26

Figure(4-14): Moment / S h e a r E n v e l o p e for Beam.

4.9.2 Design of positive and negative moments:

Design for maximum positive moment,

$Mu = 536.KN.m$

Assume bar diameter $\Phi 20$.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542mm$$

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

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$

$$Cmax = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 542 = 232.3\ mm\ .$$

$$a = \mathcal{B}_1 C = 0.85 * 232.3 = 197.5mm$$

$$M_{nmax} = 0.85.f'_c.a.b_f.\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{nmax} = 0.85 * 24 * 197.5 * 800\left(542 - \frac{197.5}{2}\right) * 10^{-6} = 1428.68\ KN.m$$

$\emptyset = 0.82$ ..... $\emptyset M_{nmax} = 0.82 * 1428.8 = 1171.6\ KN.m$

$M_u < \emptyset M_n = 536.7\ KN.m < 1171.6 KN.m$ ..... *design as singly*

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{536.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 542^2} = 2.54\ Mpa.$$

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

$$p = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.54}{420}}\right) = .0065$$

$$As = \rho.b.d = 0.0065 \times 800 \times 542 = 2818.4\ mm^2$$

➢ *Check for As, min ..*

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} \times 500 \times 542 = 790.3\ mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 542 = 903.33\ mm^2$ ..... ***Control.***

OK $As, required = 2818.4\ mm^2 > As, min = 903.33\ mm^2$

Use $\phi 18$ with As= $254.34 mm^2$.

$$\frac{As}{As\phi 18} = \frac{2818.4}{254.34} = 12$$

we selected $12\phi 18$.

Use $12\phi 18$ with $As, = 3052\ mm^2 > As, required = 2818.4\ mm^2$. Ok

- ***Check for strain***

$$\alpha = \frac{As f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{3052 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 78.544mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{78.544}{0.85} = 92.4\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{542 - 92.4}{92.4}\right) = 0.0145 > 0.005 \quad ok$$

$use \phi = 0.9$

$\emptyset = 0.82$ ..... $\emptyset M_{nmax} = 0.82 * 1428.8 = 1171.6\ KN.m$

$M_u < \emptyset M_n = 536.7\ KN.m < 1171.6 KN.m$ ..... *design as singly*

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{536.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 542^2} = 2.54\ Mpa.$$

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

$$p = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.54}{420}}\right) = .0065$$

$$As = \rho.b.d = 0.0065 \times 800 \times 542 = 2818.4\ mm^2$$

➢ *Check for As, min ..*

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} \times 500 \times 542 = 790.3\ mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 542 = 903.33\ mm^2$ ..... ***Control.***

OK $As, required = 2818.4\ mm^2 > As, min = 903.33\ mm^2$

Use $\phi 18$ with As= $254.34 mm^2$.

$$\frac{As}{As\phi 18} = \frac{2818.4}{254.34} = 12$$

we selected $12\phi 18$.

Use $12\phi 18$ with $As, = 3052\ mm^2 > As, required = 2818.4\ mm^2$. Ok

- ***Check for strain***

$$\alpha = \frac{As f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{3052 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 78.544mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{78.544}{0.85} = 92.4\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{542 - 92.4}{92.4}\right) = 0.0145 > 0.005 \quad ok$$

$use \phi = 0.9$

$$Mn = Asf_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 3052 * 420\left(542 - \frac{92.4}{2}\right) * 10^{-6} = 635.56\ KN.m$$

$$\phi Mn = 0.9 * 635.56 = 571.98\ KN.m > Mu = 536.7\ KN.m \ldots\ldots\ldots OK$$

- ***Check for spacing:***
- $s = \frac{500-40*2-8*2-12*18}{11} = 17\ mm < 25$ ***.not ok so we use two layers***

➢ **Design for positive moment,** $Mu = 317\ KN.m$

Assume bar diameter $\phi 20$.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{317 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 542^2} = 1.5Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 1.5}{420}}\right) = .0037$$

$$As = \rho.b.d = 0.0037 \times 800 \times 542 = 1604.32\ mm^2$$

➢ *Check for As, min* ..

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

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 500 \times 542 = 790.25\ mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 542 = 903.125 mm^2$ ***.....Control.***

..... OK $As, required = 1604.32\ mm^2 > As, min = 903.125\ mm^2$

Use $\phi 18$ with As= $254.34 mm^2$.

$$n = \frac{As}{As\phi 18} = \frac{1604.32}{254.34} = 7\phi 18.$$

Use $7\phi 18$ with $As, = 1780.38\ mm^2 > As, required = 1604.32\ mm^2$. Ok

- ***Check for strain***

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1780.38 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 45.82mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.82}{0.85} = 55.87\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{542 - 55.87}{55.87}\right) = 0.026 > 0.005 \qquad ok$$

$$use \phi = 0.9$$

$$Mn = Asf_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 1780.38 * 420\left(542 - \frac{45.82}{2}\right) * 10^{-6} = 388.15\ KN.m$$

$$\phi Mn = 0.9 * 388.15 = 349.33\ KN.m > Mu = 317\ KN.m \ldots\ldots\ldots\ldots OK$$

- ***Check for spacing:***

$$s = \frac{500 - 40 * 2 - 8 * 2 - 7 * 18}{6} = 46.33\ mm > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

➢ **Design for positive moment, $Mu = 223.2\ KN.m$**

Assume bar diameter $\phi 20$.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{223.2 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 542^2} = 1.05Mpa.$$

$=\frac{fy}{0.85fc'}=\frac{420}{0.85\times24}=20.6m$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.05}{420}}\right)=.0025$$

$$As = \rho.b.d = 0.0025\times800\times542 = 1084\ mm^2$$

➢ *Check for As, min ..*

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

- $As,min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 500\times542 = 790.25\ mm^2$
- $As,min = \frac{1.4}{420}\times500\times542 = 903.125mm^2$ ..... ***Control.***

$As,required = 1084\ mm^2 > As,min = 903.125\ mm^2$ ..... **OK**

Use $\phi 18$ with As= $254.34mm^2$.

$$n=\frac{As}{As\phi 18}=\frac{1084}{254.34}=5\phi 18.$$

Use 5ϕ18 with As,= 1271.7 mm^2 > As,required = 1084 mm^2. Ok

- ***Check for strain***

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c}=\frac{1271.7\times420}{0.85\times800\times24}=32.73mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{32.73}{0.85}=38.5\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{542-38.5}{38.5}\right)=0.039>0.005 \quad ok$$

$use\phi = 0.9$

$$Mn = Asf_y\left(d-\frac{a}{2}\right)=1271.7*420\left(542-\frac{39.3}{2}\right)*10^{-6}=278.99\ KN.m$$

$$\phi Mn = 0.9*278.99 = 251.1\ KN.m > Mu = 223.2\ KN.m \ldots\ldots\ldots OK$$

- ***Check for spacing:***

$$s = \frac{500 - 40*2 - 8*2 - 5*18}{4} = 78.5\ mm > 25 \ldots\ldots\ldots ok$$

Design for maximum negative moment, $Mu = -595.9\ KN.m$

Assume bar diameter $\Phi 20$.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542mm$$

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

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$

$$Cmax = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 542 = 232.3\ mm .$$

$$a = \beta_1 C = 0.85 * 232.3 = 197.5mm$$

$$M_{nmax} = 0.85.f'_c.a.b_f.\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$=892.93\ KN.m$$

$$M_{nmax} = 0.85 * 24 * 197.5 * 500\left(542 - \frac{197.5}{2}\right) * 10^{-6}$$

$$\emptyset = 0.82 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \emptyset M_{nmax} = 0.82 * 892.93 = 732.2\ KN.m$$

$$M_u < \emptyset M_n = 595.9\ KN.m < 732.2 KN.m \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots design\ as\ singly$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{595.9 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 542^2} = 4.5\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.5}{420}}\right) = 0.0122$$

$$As = \rho.b.d = 0.0122 \times 500 \times 542 = 3306.2\ mm^2$$

➢ *Check for As, min ..*

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

- $As,min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 500 \times 542 = 790.25 mm^2$
- $As,min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 542 = 903.33\ mm^2$ ……. ***Control.***

…… ok $As, required\ 3306.2\ mm^2 > As,min = 903.33\ mm^2$

Use $\phi 18$ with As= $254.34 mm^2$.

$$n = \frac{As}{As\phi 18} = \frac{3306.2}{254.34} = 13\phi 18.$$

Use 14ϕ18 with As,= 3560.76 mm^2 > As,required = 3306.2 mm^2. Ok

- ***Check for strain***

$$a = \frac{A_s . f_y}{0.85 b\ f'_c} = \frac{3560.76 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 146.62 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{146.64}{0.85} = 172.5\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{542-172.5}{172.5}\right) = 0.0064 > 0.005 \quad ok$$

$use\phi = 0.9$

$$Mn = Asf_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 3560.76 * 420\left(542 - \frac{146.62}{2}\right) * 10^{-6} = 700.93 KN.m$$

$$\phi Mn = 0.9 * 700.93 = 630.8 KN.m > Mu = 595.9\ KN.m \ldots\ldots\ldots\ldots OK$$

- ***Check for spacing:***

$$s = \frac{800 - 40 * 2 - 8 * 2 - 14 * 18}{13} = 34.76\ mm > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

Design for maximum negative moment, $Mu = -363.6\ KN.m$

Assume bar diameter $\phi 20$.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{363.6 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 542^2} = 2.7\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.7}{420}}\right) = 0.007$$

$$As = \rho.b.d = 0.007 \times 500 \times 542 = 1913.9\ mm^2$$

- *Check for As, min* ..

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

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 500 \times 542 = 790.25mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 542 = 903.33\ mm^2$ ..... ***Control.***

..... ok $As, required\ 1913.9\ mm^2 > As, min = 903.33\ mm^2$

Use $\phi 18$ with As= $254.34mm^2$.

$$n = \frac{As}{As\phi 18} = \frac{1913.9}{254.34} = 8\phi 18.$$

Use $8\phi 18$ with $As, = 2034.72mm^2 > As, required = 1913.9\ mm^2$. Ok

- ***Check for strain***

$$a=\frac{A_s f_y}{0.85b\, f_c'}=\frac{2034.72\times 420}{0.85\times 500\times 24}=83.78mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{83.78}{0.85}=98.57\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{542-98.57}{98.57}\right)=0.0134>0.005 \qquad ok$$

$$use\phi=0.9$$

$$Mn=Asf_y\left(d-\frac{a}{2}\right)=2034.72*420\left(542-\frac{83.78}{2}\right)*10^{-6}=427.4KN.m$$

$$\phi Mn=0.9*427.4=384.65KN.m>Mu=363.6\ KN.m\ \ldots\ldots\ldots OK$$

- ***Check for spacing:***

$$s=\frac{800-40*2-8*2-8*18}{7}=80\ mm>25\ \ldots\ldots\ldots ok$$

4.9.3 Design of shear :

$$Vu\ max\ =\ 390.7\ KN$$

d =542 mm

$$Vc=\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d=\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 500\times 542\times 10^{-3}=221.27\ KN$$

$$\phi\, Vc=0.75\times 221.27=165.95\ KN.$$

$$V_s=\frac{Vu}{\phi}-V_c=\frac{390.7}{0.75}-221.27=299.66KN$$

Check for section dimension:-

- $V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 500 \times 542 \times 10^{-3} = 885KN$

$V_s < V_{s,max}$ ……. *the section is large enough.*

Find the max stirrups spacing:-

If

$V_s < Vs'$ ……. $Vs' = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_w d$ *then* $S_{max} \leq \frac{d}{2}$ *Or* $S_{max} < 600\ mm$

- $Vs' = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 500 \times 542 \times 10^{-3} = 442.5KN$

$V_s = 299.66\ KN < Vs' = 442.5KN$ *OK*

$S_{max} \leq 600\ mm$ *Or* $S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq \frac{542}{2} = 271mm$ ….. *control*

Check for section dimension:-

- $V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 500 \times 542 \times 10^{-3} = 82.97KN$
- $V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 500 \times 542 \times 10^{-3} = 90.33KN$ ***– control***

$\phi(Vc + V_{s,min}) = 0.75(221.27 + 90.33) = 233.7\ KN$

$Vu > \phi(Vc + V_{s,min})$

$\phi(Vc + Vs') = 0.75(221.27 + 442.5) = 497.83KN$

$\phi(Vc + V_{s,min}) < Vu \leq (Vc + Vs')$ …… **case 4** *stirrups are required*

$S_{max} = 271mm$

Use stirrups U – shape (2 leg stirrups)$\phi 10$ $Av = 2 \times 78.5 = 157mm^2$.

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{157 * 420 * 542}{299.66 * 1000} = 119.266mm$$

Use stirrups U – shape (2leg stirrups)ϕ10 @90mm < S_{max}

4.10 Design of column:

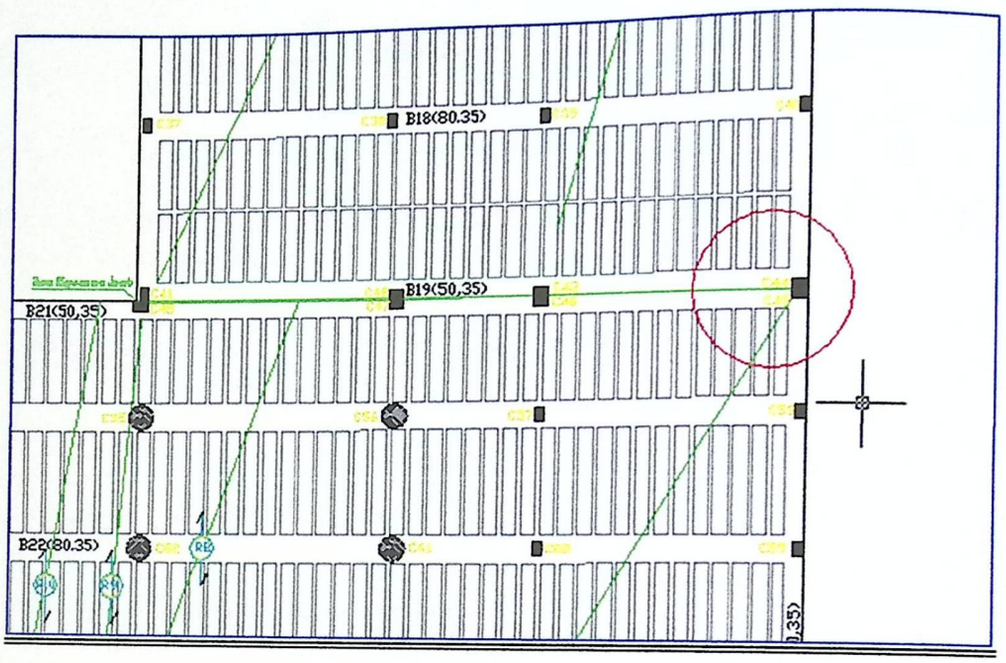


Figure (4-15) : Place of column (C44)

Column	Column Dimensions	*fc'*	*fy*
Col. 44	50cm*25cm	24 Mpa	420Mpa

C44:

Dl = 414KN

Ll= 268 KN

Pu = 925.6 KN

- **In0.5m-Direction(about x-axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

$R: radius\ of\ gyration = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3\,h \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots For\ rectangular\ section$

Lu = 3.8-0.35=3.45 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.45}{0.3\times 0.5} = 23 > 22$$

$\therefore long\ \ Column\ \ in\ \ 0.5m : direction$

- **In 0.25m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3$ h

Lu = 3.8-0.35=3.45m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.45}{0.3\times 0.25} = 46 > 22$$

$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ 0.2m : direction$

$$EI = 0.4\frac{E\ I_g}{1+\beta_d} \quad \text{..... .....[} ACI\ 318-05\ (Eq.\ 10-15)\text{]}$$

$$E_c = 4700\ \sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025\ .2\,Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2\,DL}{Pu} = \frac{1.2 * 414}{925\ .6} = 0.54 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.25^{\ 3}}{12} = 0.00065\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025\ .2 \times 0.00065}{1+0.54} = 3.9\,N.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....}ACI318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 3.9}{(1.0 \times 3.45)^2} = 3.2MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..}ACI\ 318-05\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According\ \ to\ \ ACI\ 318-05\ (10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75\,P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....}\ ACI\ 318-05\ (Eq.\ 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{925\ .6}{0.75 \times 3200}} = 1.63 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 250 = 22.5mm = 0.0225m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0225 \times 1.63 = 0.037m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.037}{0.25} = 0.1467$$

$$\square = 500 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 25 = 375$$

$$\frac{y}{h} = 0.75$$

$$\frac{\emptyset \times pn}{A_g} = \frac{P_u}{Ag} \times \frac{145}{1000}$$

$$\frac{\emptyset \times pn}{A_g} = 1.07Ksi$$

From the interaction diagram in chart:

For $\frac{Y}{h} = 0.75$ $\frac{\emptyset \times pn}{A_g} = 1.07Ksi$ $\rho = 0.01$

Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 500 * 250 = 1250\ mm^2$

$\therefore$ use 8 Ø 14 $\Longrightarrow$ $A_s = 1231.5\ mm^2$

4.10.1 Design of the Stirrups:

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

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.4 = 22.4\ cm$

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

$spacing \leq least.\dim. = 25\ cm$

Use $\phi 10 @ 20\ cm$

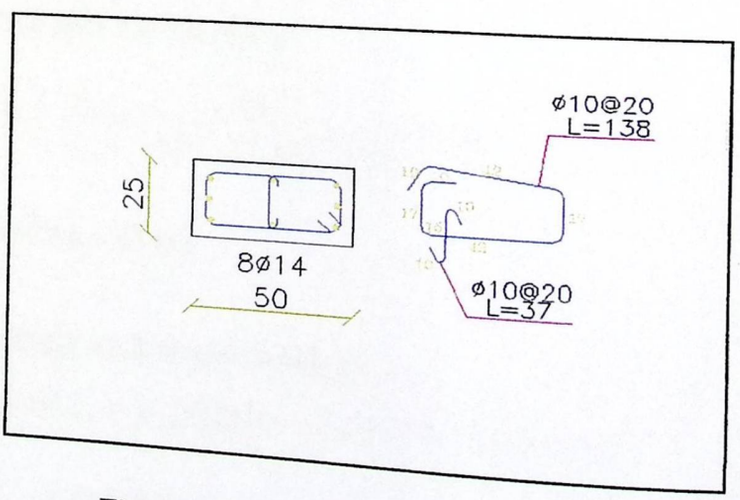


Figure (4-16) : Details Of Column (C44)

4.11 Design of foundation :

➢ **Design of Isolated footing (Under Col. 58):**

f_c'	fy
24 Mπα	420 Mπα

➢ **Load Calculation:-**

- From column (50): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 1214 KN
* Service live load (LL) = 317 KN
* Column dimensions =35cm*55 cm
* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

➢ **Calculating the weight of footing:**

➢ **- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 70cm)**

$w_{footing}$ = 0.7*25 = 17.5 KN/m²

- Required sizes of footing:

$$A,\text{required} = \frac{p_n}{q_{net}} = \frac{1531}{400-5-(0.7*25)} = 4\ m^2$$

Try 3* 3Area = 9 m2

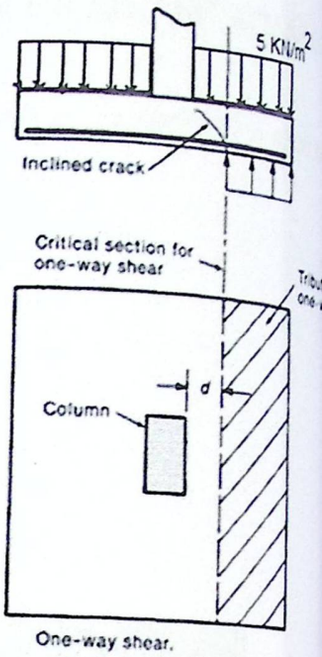
➢ **Depth of footing and shear design:**

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*1214 + 1.6*317 =1964 KN

$$qu = \frac{1964}{9} = 218.2\ KN/m^2$$

➢ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

Check for One Way Shear Strength



$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{3}{2} - \frac{0.7}{2} - d\right) * 218.2 * 3$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 3 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.350m$$

$$h = 350 + 75 + 20 = 445mm$$

Try h = 600 mm ….. d =600 – 75 – 20= 505 mm

- **For Two Way shear Action (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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{550}{350} = 1.6$$

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

= 2*(0.35+.505)+2*(.55+.505) = 3.82m.

$$Vu = ((3*3) - ((0.35 + 0.505) * (0.55 + 0.505)) * 218 = 1910\ kN$$

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

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1}\right)*\sqrt{24}*3.82*0.505*10^3 = 2658$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.505}{3.82}+2\right)*\sqrt{24}*3.82*0.505*10^3 = 4300$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.82*0.505*10^3 = 2363\,kN$$

Vu < ΦVc

(Two Way Shear is OK)

➢ **Design for Bending Moment of both directions.**

h (mm)	d (mm)	b(m)
600	505	3

d = 600-75-20 = 505 mm

Mu =218.2*3*1.25*1.25/2 =511.4 KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{511.4*10^{-3}/0.9}{3*(0.505)^2} = 0.74 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.74)}{420}}\right) = 0.0018$$

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (3000) (600) = 3240 mm^2 … control

As_{req} = 0.0018 (3000) (505) = 2727 mm^2 < As_{min} = 3240 mm^2

Take 22Φ 14, As, provided = 33.84 cm² > As, required = 32.40 cm²

$$S = \frac{3000 - 75*2 - 22*14}{21} = 121 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*600 = 1800 mm
2. 450 mm - control

S = 121 mm < S,max = 450 mm – OK

- Check strain

Tension = Compression

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

$$3384 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3000 \times a$$

$$a = 23.22mm$$

$$c = \frac{23.22}{0.85} = 27.3$$

$$\varepsilon_s = \frac{505 - 27.3}{27.3} \times 0.003 = 0.052 > 0.005...ok$$

➢ **Development length of flexural reinforcement:**

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 14 = 346mm$$

Available length = ((3000-350)\2) - 75=1250
1250mm > 346mm .....ok

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

- In footing:

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

$A_1 = 0.55 * 0.35 = 0.1925\ m^2$
$A_2 = 3* 3= 9\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{9}{0.1925}} = 6.9 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 6.9$$

$$\Phi Pnb = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.1925 \times 6.9) \times 1000 = 17613 KN$$

$$\Phi Pn = 17613 > Pu = 1964 \ldots\ldots ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 550*350 = 963 mm2

Use 6Φ22 , As, provided = 2280 mm² > As, required = 963 mm²

Figure (4-17) : Geometry Of Isolated Footing (58)

4.12 Design of Basement Wall (BW1) :-

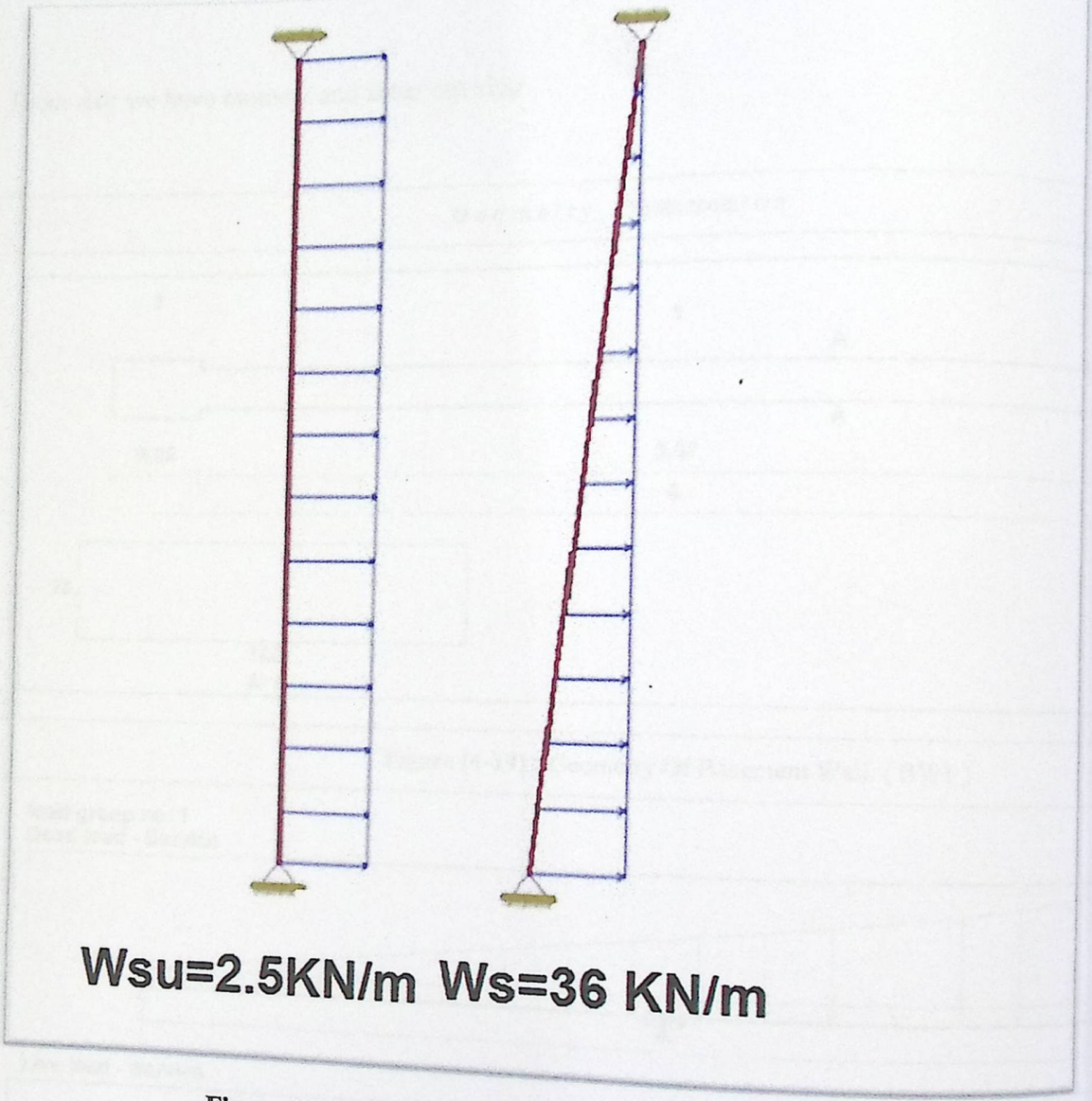


Figure (4-18) : Geometry Of Basement Wall (BW1)

Fc'= 24 MPa, Fy = 420 MPa ,Ys = 1 8KN/m^3, qal l= 400 KN/m^2, φ = 30° ,
surcharge = 5 KN/m^2

Wall Thickness = 25 cm

Consider at rest pressure

$C_a = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30 = 0.50$

$W_s = C_a * h * \gamma = 0.50 * 4 * 18 = 36\ KN/m^2$

$W_{su} = C_a * P = 0.50 * 5 = 2.50\ KN/m^2$

From Atir we have moment and shear envelop :

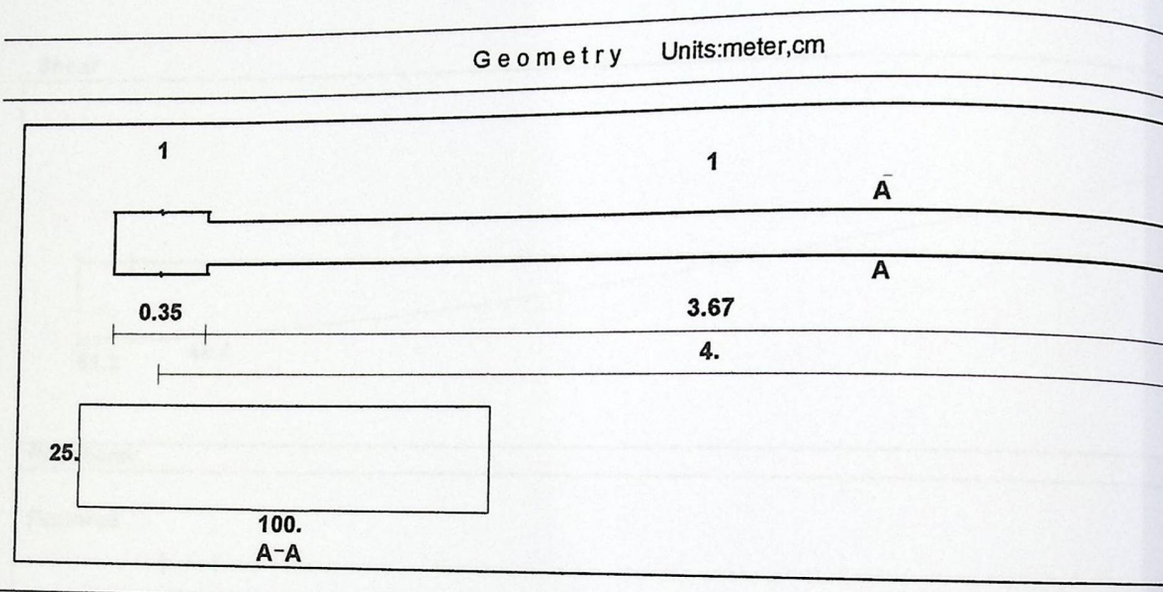
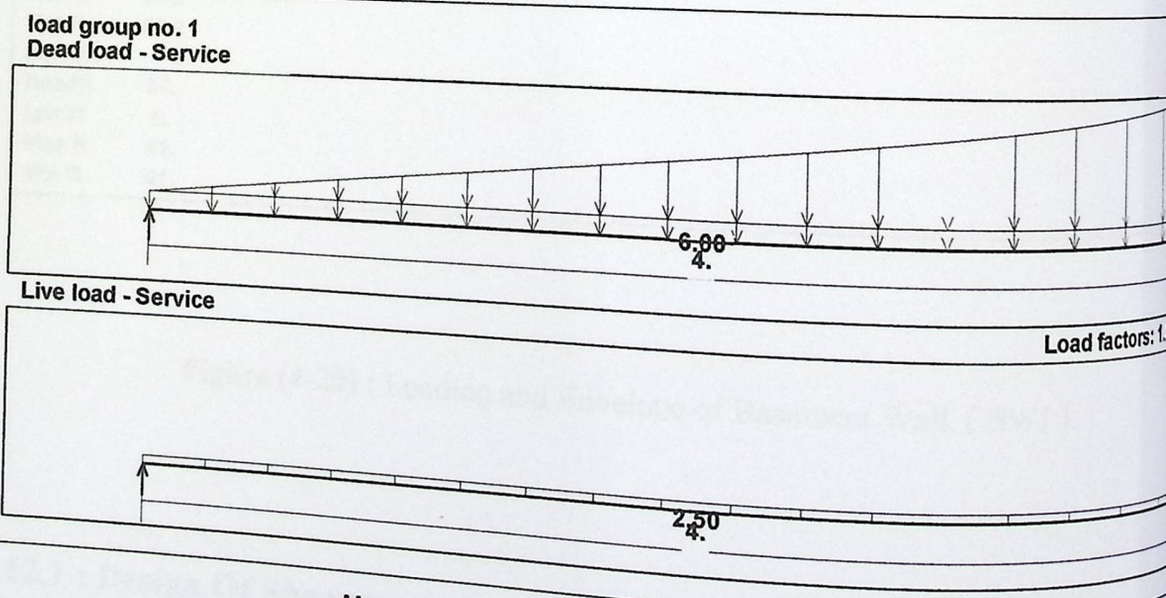
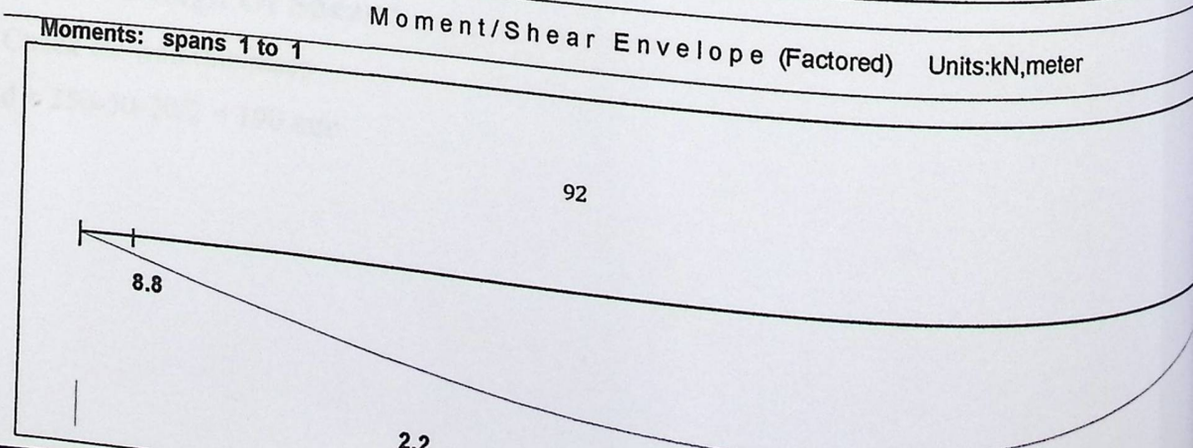


Figure (4-19) : Geometry Of Basement Wall (BW1)





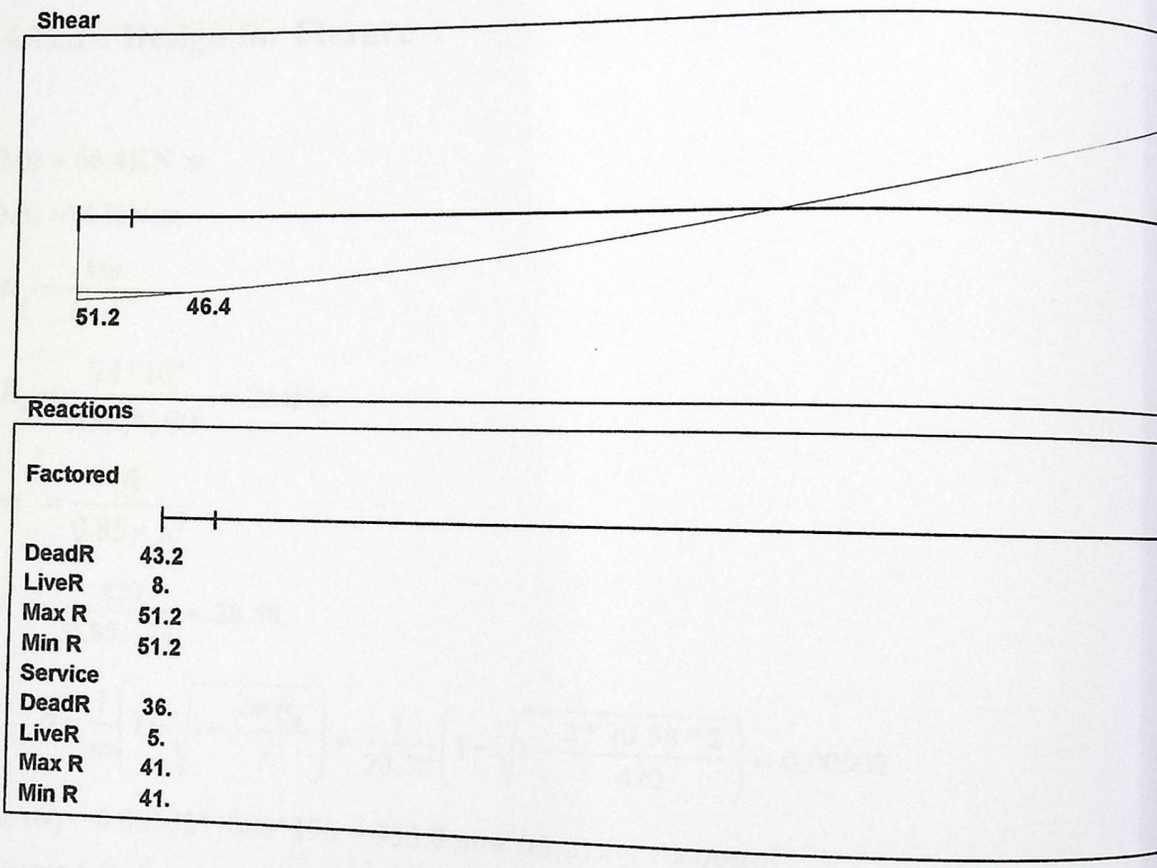


Figure (4-20) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)

4.12.1 : Design Of Shear :

Check for wall thickness

d = 250-50-20/2 = 190 mm

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 190 * 10^{-3} = 116.35\ KN$$

Vu (At face of support) = 62.2 KN

□V_c> Vu at face of support , So □V_c will be greater than Vud - **OK**

The thickness of Wall is Adequate Enough

4.12.2 : Design for Flexure :

Mu = 66.4KN.m

Mn =74 KN.m

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

$$R_n = \frac{74*10^6}{1000*190^2} = 2MPa\ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2}{420}}\right) = 0.00502$$

As req = 0.00502*1000*190 = 953.8 mm^2/m .....control

As min (for bars < 16 = 0.0012*1000*250 =300 mm2/m

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(190) = 554.mm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(1000)(190) = 633.3mm^2/m \quad \text{(control)}$$

As = 953.8 mm^2/m

Use Φ12/12cm As,provided = 1130 mm^2/m

For horizontal bars use the half of the min. in each side

$0.5*Ash_{min}=0.5*0.002*250*1000 = 250\ mm^2/m$

Use ϕ =8

Use for horizontal bare ϕ 8@20 cm in each side

Use ϕ 10@20 cm for vertical in outer side to hold the horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1130 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.26\,mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.26}{0.85} = 27.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{190 - 27.3}{37.3} * 0.003 = 0.015 \rangle 0.005\ ok...$$

$$\varepsilon_s = 0.01108 \ .005 \longrightarrow ok$$

Check for step

Smax = 450 mm , 3*h = 3*250 = 750mm

note : all steps are less than Smax , So its OK

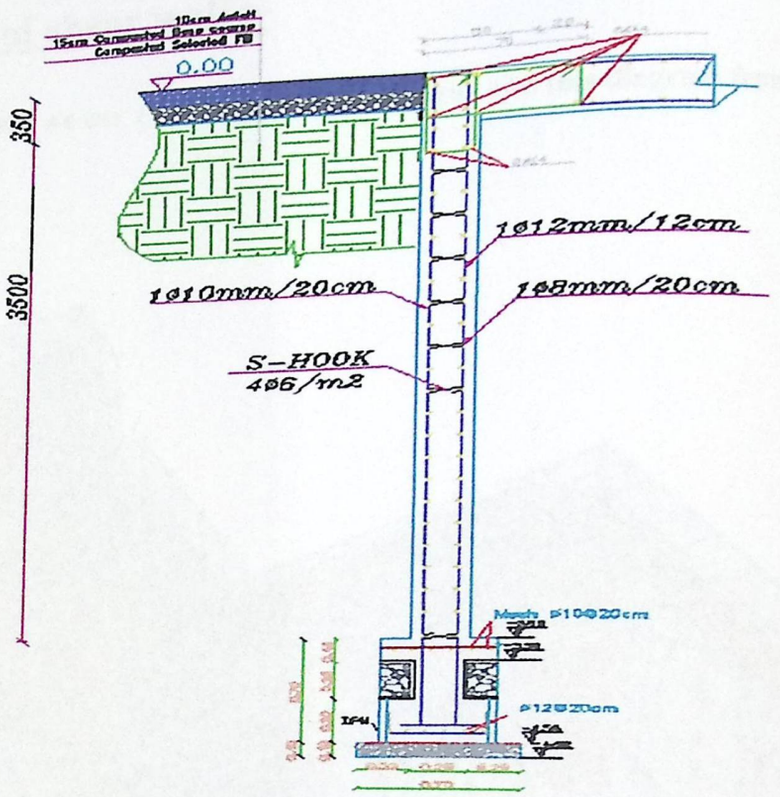


Figure (4-21) : Reinforcement Detail of Basement Wall (BW1)

4 .14 Design of shear wall :-

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software , and this diagram from ETABS:-

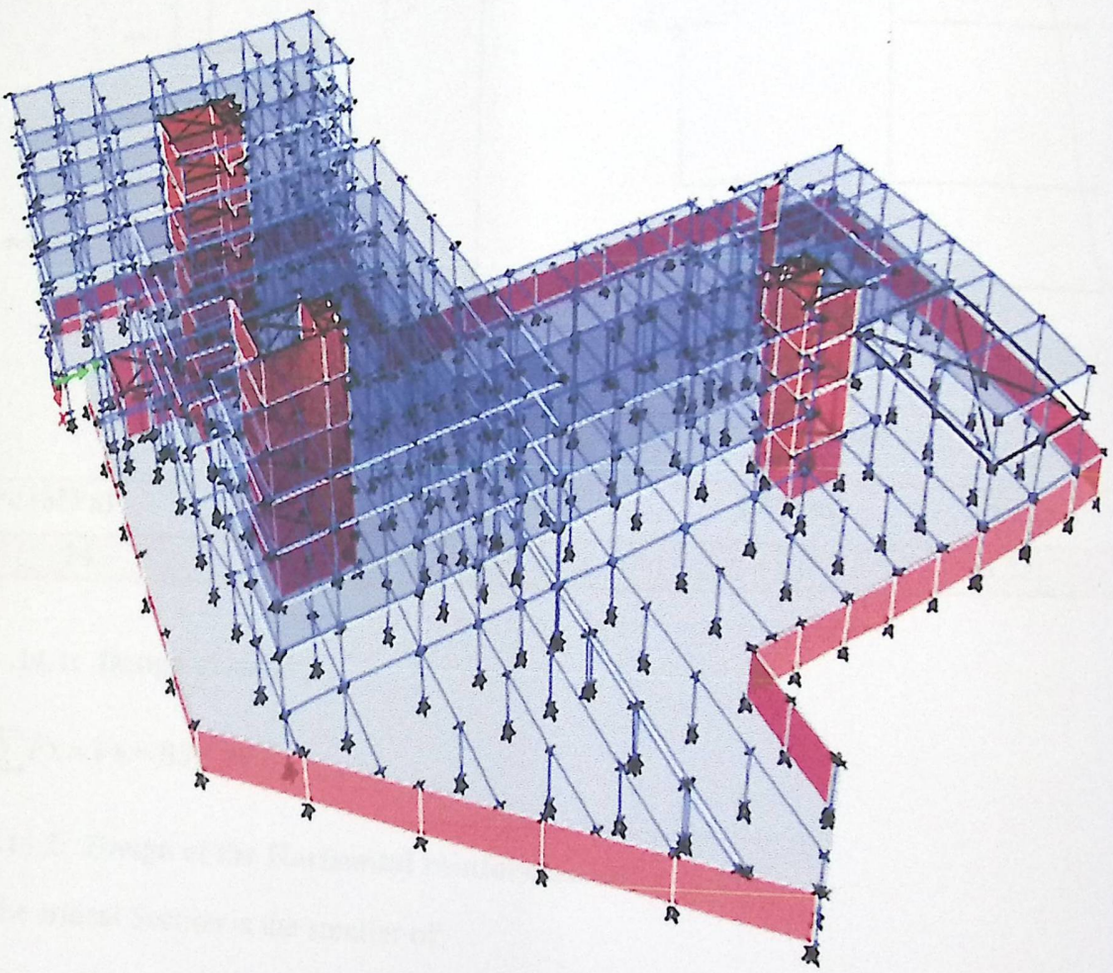


Figure (4-22): Diagram From ETABS

manual example of shear wall design :

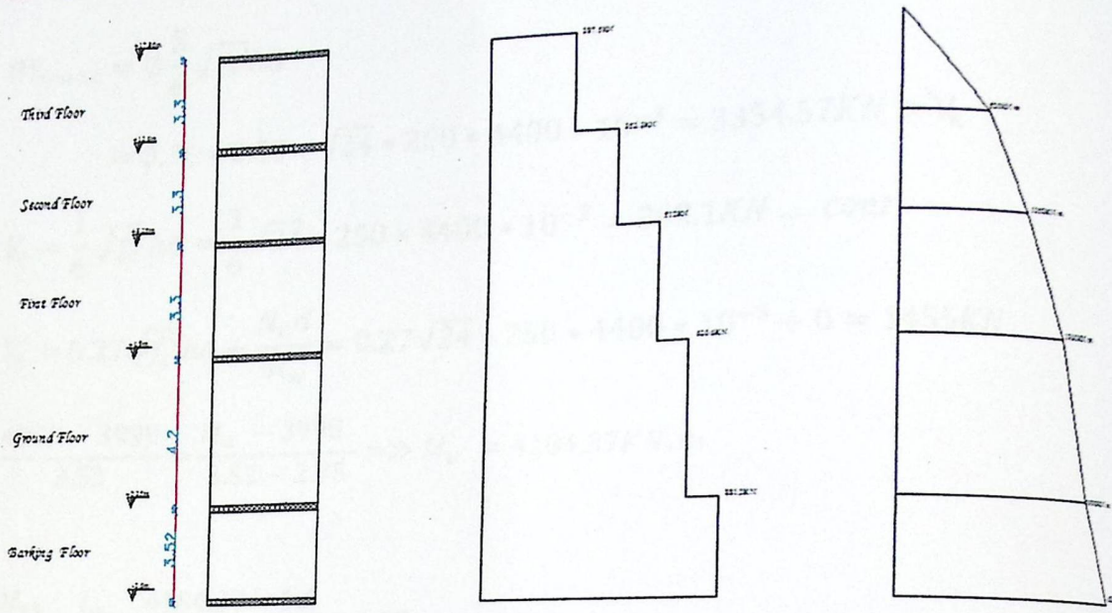


Figure (4-23): Shear and Moment Diagrams of Shearwall

Fc (MPa)	Fy (MPa)	t (cm)	LW(m)	HW(m)
24	420	25	5.5	3.52

4.14.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 881.2KN$$

4.14.2: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75\,m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{20.92}{2} = 10.46\,m$$

$$storyheigh \quad t = 3.52$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.5 = 4.4\,m$$

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

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4400 * 10^{-3} = 3354.57KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 4400 * 10^{-3} = 898.1KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 4400 * 10^{-3} + 0 = 1455KN$$

$$\frac{4850 - 3998}{3.52} = \frac{M_u - 3998}{3.52 - 2.75} \Rightarrow\gg M_u = 4184.37KN.m$$

$$\frac{M_{u1}}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{4184.37}{898.1} - \frac{5.5}{2} = 1.88$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{5.5\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{1.88}\right]250 * 4400 * 10^{-3} = 1845.97KN$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{881.2}{0.75} - 898.1 = 276.83\ KN$$

$$\frac{A_s}{s} - \frac{V_s}{A_s * d} = \frac{276.83}{420 * 4400} = 0.1497 mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.1497}{250} = 0.0006 < 0.0025$$

Use □12 As=113.04 mm²

$$\rho = \frac{2 * 113.04}{S * 250} = 0.0025 \Rightarrow S = 361.73mm$$

- Max. Spacing is the least of:-

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5500}{5} = 1100\ mm$$

$$3h = 3 * 250 = 75\ mm$$

450 mm……cont.

Use □12@250mm in tow layer

4.14.3 : Design for Vertical reinforcement :-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{20.92}{5.5} = 3.8$$

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

➢ Max. Spacing is the least of:-

$$\frac{l_w}{3} = \frac{5500}{3} = 1100mm$$

$$3h = 3 * 250 = 750mm$$

450 mm……cont.

Use □12@250mm in tow layer

4.14.4 : Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{5500}{250}\right) * 2 * 113.04 = 4973.7\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4973.7}{5500 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.0633$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0633 + 0}{2 * 0.0633 + 0.85 * 0.85} = 0.074$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4973.7 * 420 * 5500(1 + 0)(1 - 0.072)] * 10^{-6} = 4787.56K$$

$$\emptyset M_n = 4787.56KN.m < Mu = 4850KN.m \qquad Not\ Ok$$

Try ϕ 14@200 mm

$$A_{st} = \left(\frac{5500}{250}\right) * 2 * 153.86 = 6776mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6776}{5500 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.086$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.086 + 0}{2 * 0.086 + 0.85 * 0.85} = 0.096$$

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

$$= 0.9[0.5 * 6776 * 420 * 5500(1 + 0)(1 - 0.096)] * 10^{-6} = 6367.46KN.m$$

$\emptyset M_n = 6367.46KN.m > Mu = 4850KN.m \qquad Ok$

use ϕ 14@200 mm for vertical reinforcement

4.15 Design of Stairs:

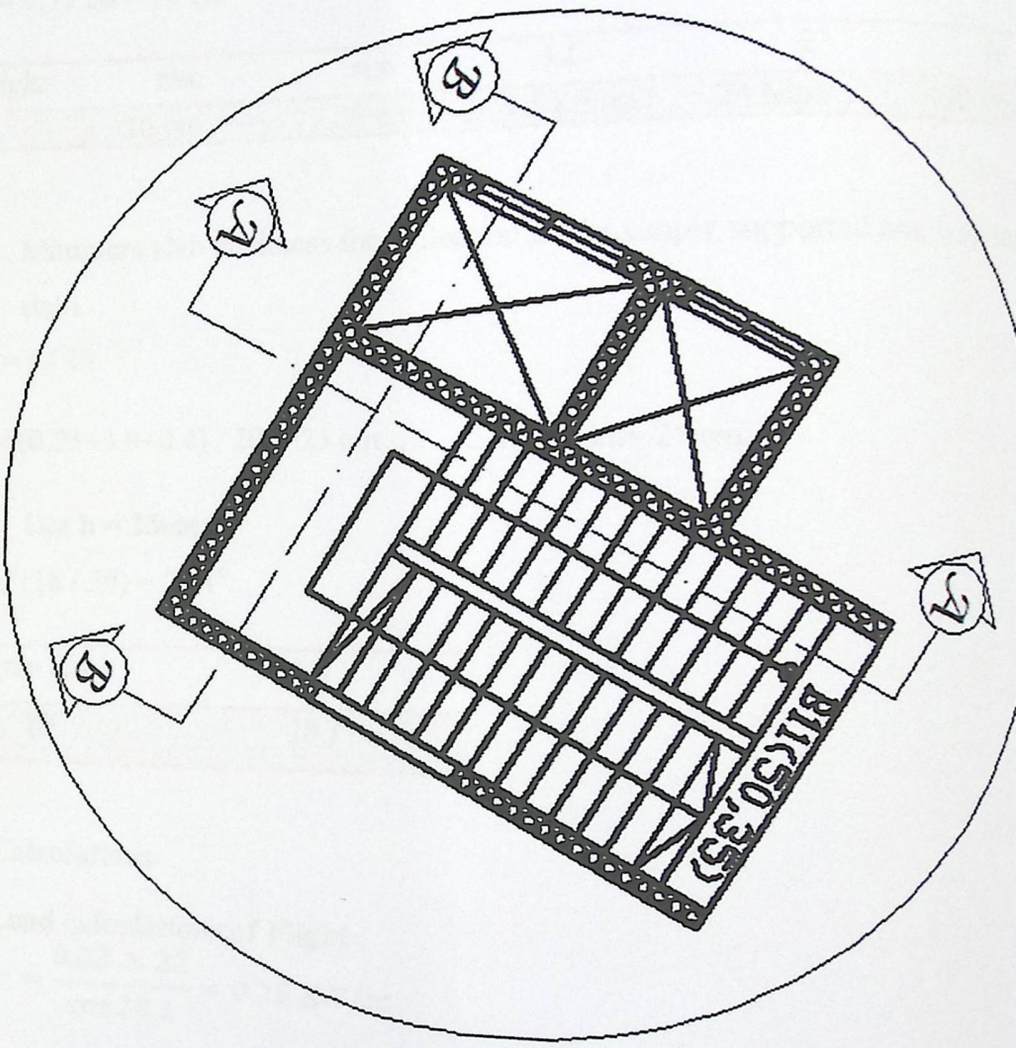


Figure (4-24): Plan of Stairs

NOTE: (Material)

- *B300.... $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$) .

Determination of Thickness:

height = 4.5 m

Rise = 4.5 / 28 = 16 cm

height	rise	run	LL	*fc'*	fy
4.5m	16 cm	30 cm	3.5 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

h,min = L/ 20

h,min =(0.25+3.9+0.4) / 20 = 23 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

$\theta = \tan^{-1}(16 / 30) = 28.1°$

h,min (cm)	θ
25	28.1°

Load Calculations

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.03 \times 22}{\cos 28.1} = 0.75\ KN/m$$

$$concrete = \frac{0.25 \times 25}{\cos 28.1} = 7.08\ KN/m$$

$$Horizontal\ mortar = 0.03 \times 22 \times 1 = 0.66\ KN/m$$

$$vetical\ mortar = 0.03 \times 22 \times 16/30 = 0.352\ KN/m$$

$$Horizontal\ Tiles = 0.03 \times 23 \times 33/30 = 0.76\ KN/m$$

$$vetical\ Tiels = 0.03 \times 23 \times 16/30 = 0.368 KN/m$$

$$Triangle = \frac{0.16}{2} \times 25 = 2.00\ KN/m$$

Total load (DL) = 11.97 KN/m

Live load (LL) = 3.5KN/m

Dead Load calculations of Landing

Material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
Tiles	23	0.03	1	0.69
Mortar	22	0.03	1	0.66
R C	20	0.25	1	5
Plaster	22	0.03	1	0.66
		Total load (DL)		7
		Live load (LL) = 3.5 KN/m2		

Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*11.97+ 1.6*3.5 = 19.96 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*7+ 1.6*3.5 = 14 KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
19.96	14

- Structural System Of Flight (FL1) :

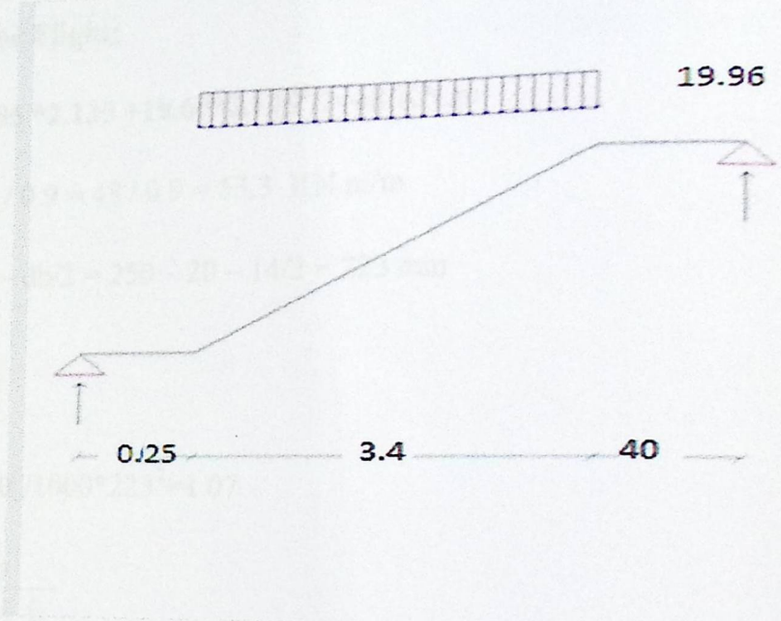


Figure (4-25): System Of Flight.

Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu=39.6 KN/m At distance d .

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 KN/m$$

$Vu = 39.6$ KN $< 0.5 * \phi Vc = 68.28$ KN .

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕVc (KN)
Ø 14	250	223	39.6	68.28

Design of Flexure By Hand Calculations:

- Design for Flight:

Mu = **-44.85 *2.135 +19.69*2.135^2/2=48 KN.m**

Mn = Mu / 0.9 = 48 / 0.9 = 53.3 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

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

Rn=53.3*10^6/1000*223^2=1.07

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.07}{420}}\right) = 0.0026$$

As_{req} = 0.0026*1000*223 = 583.7 mm^2/m > $As_{\min}$ = 450mm^2 /m.... OK

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

Use Φ 14 @ 20 cm c/c , As = 769.6 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

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

2. 450 mm

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

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

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} fy}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300$ mm … (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

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

$a = 15.84m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.84}{0.85} = 18.64mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.64}{18.64} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$

➢ **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

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

Use Φ 12@ 20 cm c/c, As prov = 565.5 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

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

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}\ (mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	300	Φ 14

Reaction on landing = 37KN/m.

- Design for landing (S1):

qu = 35.3+14= 50.8 KN/m

vu =50.8 * 3.3/2- 50.8*.223 = 72.5

- Check for shear strength (S1):

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.56 KN/m$$

$$Vu = 72.5 \text{ KN/m} < \phi Vc = 106.56 \text{ KN/m} .$$

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = **69.2 kN.m/m**

Mn = Mu / 0.9 = 69.2 / 0.9 = 76.84 KN.m/m

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{78 * 10^6}{1000 * 173^2} = . 2.6 .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0067$$

$As_{req} = 0.0067*1000*173 = 1160\ mm^2/m > As_{min} = 450 mm^2/m$.... OK

As_{min} $0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$ /m

Use Φ 14@ 15 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

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

2. 450 mm

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

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

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300$ mm (control)

Check for strain:

Tension = Compression

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

$1026 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 41.37 mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.3}{0.85} = 48.6 mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 48.6}{48.6} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005 \longrightarrow ok$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2$ /m

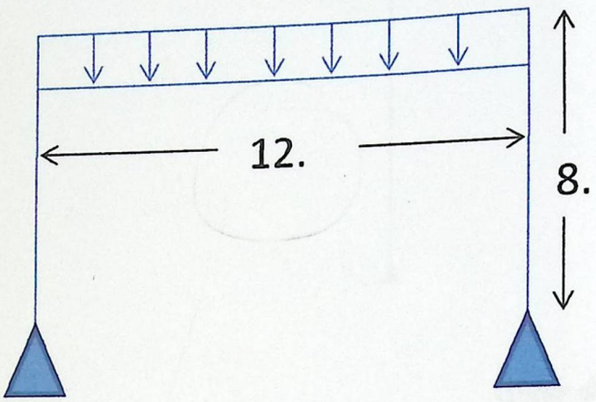
Use Φ 10 @ 20 cm c/c, As prov = 393.5 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

4.16 Design of frame:

4.16.1 Geometry of frame and loads:



D = 62 KN/m

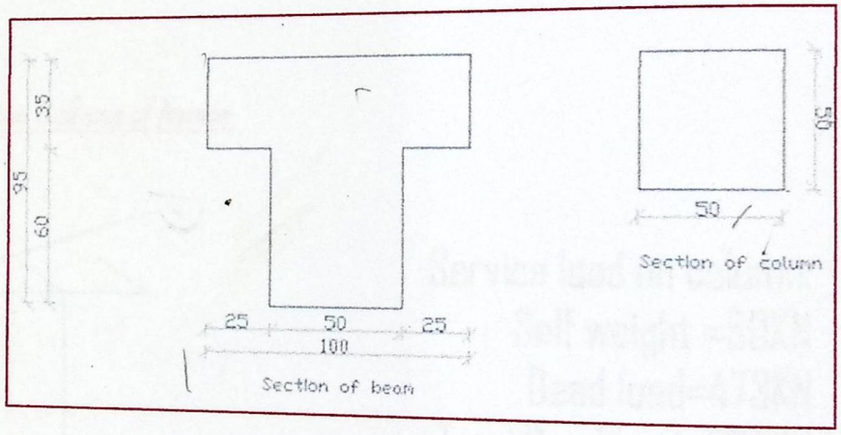
L = 23.8 KN/m

Weight of Beam = 16.25 KN/m

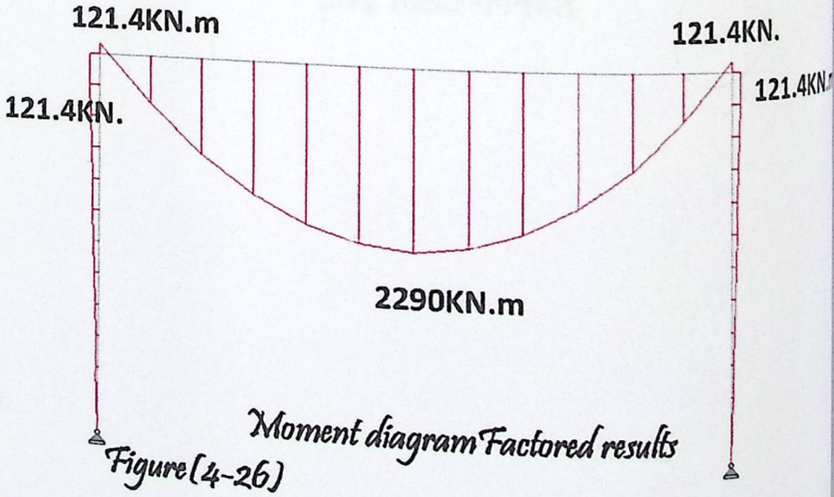
Weight of Column = 50 KN

Fc=25MPa

Fy=420MPa

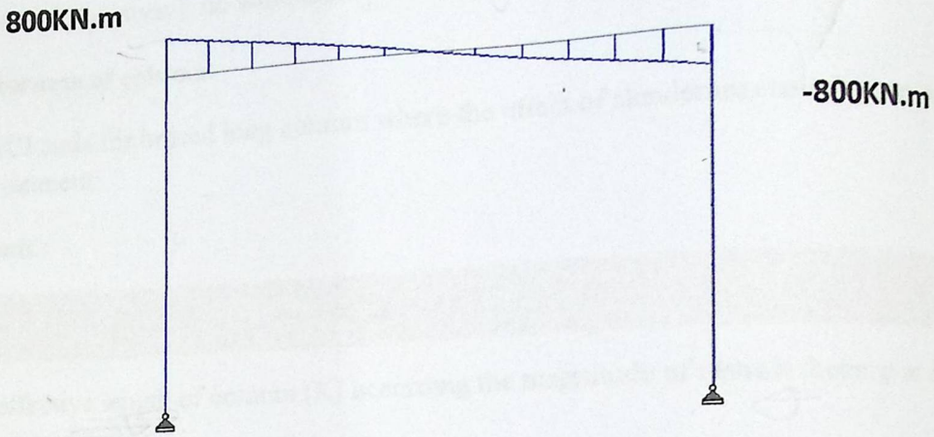


Result of Analysis:



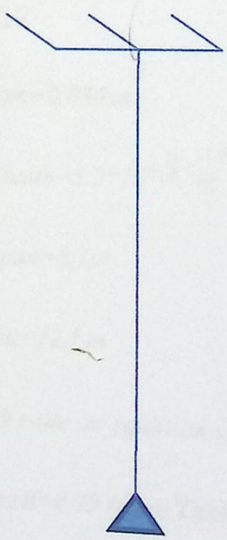
Moment diagram Factored results

Figure (4-26)



Shear diagram Factored results figure (4-27)

4.16.2 Design Column of frame:



Service load on column:

Self weight =50KN

Dead load=473KN

Total Dead load=523KN

Live load=144KN

Figure (4-28) : column of frame.

This frame is braced(non sway); no wind load on frame.

Check of slenderness of column:

According to ACI code for braced long column where the effect of slenderness must be considered by magnificent of moment:

Slenderness limit :

$$\frac{KLu}{r} \leq 34 - 12 * \frac{M1}{M2} \leq 40$$

Determine the effective length of column (K) according the magnitude of restrain factor φ at each end of column at bottom and end.

At bottom φ=∞.

At joint $\varphi=\frac{(\sum EI/L)column}{(\sum EI/L)beam}$ …… (1)

$I_{beam}=0.35\, I_{gbeam}$

$I_{column}=0.7\, I_{g\ column}$

$I_{g}=\frac{bh^3}{12}$

$I_{gbeam}=0.036\ m^4$

$I_{g\ column}=5.2*10^{-3}\ m^4$

$l_{\ column}=8.1m$

$l_{\ beam}=12.1\ m$

by sub suite on equation 1 we obtain φ=0.432

so that K=0.79 (from Table of braced effective length)

the slenderness limit= $if\ \frac{KLu}{r} \leq 34 - 12 * \frac{M1}{M2} \leq 40\ then\ the\ column\ is\ short$

the slenderness limit= $\frac{0.79*8.1}{0.3*0.5} = 43 \geq (34 - 12 * 0) = 34 \leq 40$ then the column is long

Magnificent the moment :

This column affected by moment at joint, Mu=121.4KN.m.So there is eccentricity(e) its value = Mu/Pu

Pu=1.2(Dl)+1.6(LL)=1.2(523)+1.6(144)=858KN

So e=121.4/858=141.5mm

but the min eccentricity(e)=15+0.03(500)=30mm<eu

Magnificent factor $Sns=\frac{1}{1-\frac{\sum Pu}{0.75\sum Pcr}}$

Pu=1.2(523.4)+1.6(144)=858 KN

Pcr for one column$=\frac{EI\pi^2}{(K*Lu)^2}$ ..... (2) ....

$EI=\frac{0.4*4750*Ig*\sqrt{Fc}}{1+Bd}$

$Bd=\frac{1.2\ PD}{Pu}=\frac{1.2(523.4)}{858}=0.73$

EI=28.6

by sub suite on equation 2 we obtain Pcr=6900 KN

∑Pu= Pu for all column in the story of frame = 2(860)

∑Pcr=Pcr for all column in the story of frame=2(9600)

Then Ss=1.14

Design Moment:

eu=141.5mm

Magnification of eu=Sns*eu=1.14*141.5=161.31mm

Magnification of Moment=Magnification eu*Pu=0.16*858=138.4KN.m

We obtain reinforcement ratio from interaction diagram:

We inter the diagram by the ratio between eu=161.31mm over b=500mm,its equal=0.32 , gama/b=(500-2(400)-2(10)-25)/500=0.75,and Mu/bh^2=138.4/1000*(0.5)^3(1000/145)=0.16

The ratio we obtain is less than min so we take min ratio=0.001.

Require As=0.001*b*h=0.001*50*50=25cm^2

Select 14Ø16, with As=28.14cm^2

4.16.3Design of Beam of frame 1:

Design of positive and negative moments.

4.16.3.1 Design for maximum positive moment

$Mu = 2290\ KN.m$

Assume bar diameter□20

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 950 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 892mm$$

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

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$

$Cmax = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 892 = 382.3\ mm$.

$a = \mathcal{B}_1 C = 0.85 * 382.3 = 325mm$

$M_{nmax} = 0.85.f_c'.a.b_f.\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$M_{nmax} = 0.85 * 24 * 325 * 1000\left(542 - \frac{197.5}{2}\right) * 10^{-6} = 2938.7KN.m$

$\emptyset = 0.82$ ..... $\emptyset M_{nmax} = 0.82 * 2938.7 = 2410\ KN.m$

$M_u < \emptyset M_n = 2290\ KN.m < 2410KN.m$ ..... $design\ as\ singly$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{2290 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 892^2} = 3.19\ Mpa.$$

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

$$p = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.19}{420}}\right) = .0083$$

$$As = \rho.b.d = 0.0083 \times 1000 \times 892 = 7408.8mm^2$$

➢ *Check for As, min..*

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} \times 500 \times 892 = 1301mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 892 = 1487mm^2$ ..... ***Control.***

$As, required = 7408.8mm^2 > As, min = 1487mm^2$

Use □25 with As $491mm^2$.

$$\frac{As}{As\square 25} = \frac{7408.7}{490} = 15$$

we selected 15□25.

Use 15□25 with As, = 7408mm² = As, required = 7408mm². Ok

- ***Check for strain***

$$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{7408 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 152.5mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{152.5}{0.85} = 179.4\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{892 - 179.4}{179.4}\right) = 0.0119 > 0.005 \quad ok$$

$$use\square = 0.9$$

- ***Check for spacing:***
- *we use three layers*

4.16.3.2 Design for maximum negative moment:

$$Mu = -121.4\ KN.m$$

Assume bar diameter □20 .

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 950 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 892mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{121.4 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 892^2} = 0.34\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.34}{420}}\right) = 0.000814$$

$$As = \rho.b.d = 0.000814 \times 500 \times 892 = 363mm^2$$

- *Check for As, min..*

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

- $As,min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 500 \times 892 = 1300.5mm^2$
- $As,min = \frac{1.4}{420} \times 500 \times 892 = 1486.7mm^2$ ..... **Control.**

Use □25 with As= $491mm^2$. $As,required < As,min = 1486.7mm^2$ ..... OK

$$n = \frac{As}{As\square 25} = \frac{1486.7}{491} = 3\square 25.$$

Use 3□25 with $As, = 1486.7mm^2 = As,required = 1486.7mm^2$. Ok

- ***Check for strain***

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f_c'} = \frac{1486.7*420}{0.85\times500\times24} = 61.2mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{61.2}{0.85} = 72.5\,mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{892-72.5}{72.5}\right) = 0.034 > 0.005 \qquad ok$$

$$use\square = 0.9$$

- *Check for strain*

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1486.7 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 61.2 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{61.2}{0.85} = 72.5 mm$$

$$\varepsilon_t = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{892-72.5}{72.5}\right) = 0.034 > 0.005 \quad ok$$

$$\text{Use } \phi = 0.9$$

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥

٥.١ مقدمة.
٥.٢ النتائج .
٥.٣ التوصيات .

٥-١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لكلية المقترح بناءها في مدينه الخليل.

ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. لقد تم استخدام نظام عقدات (Tow-Way Ribbed Slab) في اغلب العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) .

5. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
d) E-Tabs لتصميم وتسليح الجدران الحاملة (Shear Wall).
e) Safe لتصميم العقدات المصمتة والأعصاب والأساسات المنفصلة .
f) برنامج ال Sab لتصميم الTruss.

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٣ التوصيات :

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

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

فهرس المحتويات

		رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية		i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج		ii
الإهداء		iii
الشكر و التقدير		iv
ملخص المشروع باللغة العربية		v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية		vi
فهرس المحتويات		vii
الفصل الأول : المقدمة	1	
١.١ المقدمة		
١.٢ أهداف المشروع		2
١.٣ مشكلة المشروع		3
١.٤ حدود مشكلة المشروع		3
١.٥ المسلمات		3
١.٦ فصول المشروع		3
١.٧ اجراءات المشروع		4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	2	4
٢.١ مقدمة		
٢.٢ لمحة عن المشروع		7
٢.٣ موقع المشروع		7
٢.٣.١ أهمية الموقع		7
٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح		9
٢.٣.٣ العناصر المعمارية		9
٢.٤ وصف المساقط الأفقية		9
٢.٤.١ موقف السيارات		10
٢.٤.٢ الطابق الأرضي		10
٢.٤.٣ الطابق الأول		11
٢.٤.٤ الطابق الثاني		12
٢.٤.٥ الطابق الثالث		13
٢.٤.٦ الطابق الرابع		15
٢.٤.٧ المشغل		16
٢.٥ وصف الواجهات		17
٢.٥.١ الواجهة الشمالية الغربية		18
٢.٥.٢ الواجهة الشماليه الرقية		18
٢.٥.٣ الواجهة الجنوبية الغربية		19
٢.٥.٤ الواجههالجنوبية الشرقية		19
٢.٦ وصف الحركة		20
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	3	20
٣.١ مقدمة		23

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي 23
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى 24
٣.٣.١ الأحمال 24
٣.٣.٢ الأحمال الميتة 24
٣.٣.٣ الأحمال الحية 25
٣.٣.٤ الأحمال البيئية 26
٣.٣.٤.١ الرياح 26
٣.٣.٤.٢ الثلوج 26
٣.٣.٤.٣ الزلازل 27
٣.٤ الاختبارات العملية 27
٣.٥ العناصر الإنشائية 28
٣.٥.١ العقدات 28
٣.٥.١.١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 29
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين 29
٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 30
٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 31
٣.٥.٢ الجسور 31
٣.٥.٣ الأعمدة 32
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) 33
٣.٥.٥ الأساسات 34
٣.٥.٦ الأدراج 35
٣.٦ فواصل التمدد 36

Chapter 4 : Structural Design & Analysis

٣٨ 4.1 Introduction
٣٩ 4.2 Design method and requirements
٣٩ 4.2.1 Strength design method
٣٩ 4.2.2 Factored loads
٤٠ ٤.٣Determination of Slab Thickness
٤٠ 4.3.1Determination of The thickness of one wayand two way ribbed slab
٤٤ 4.4 Design of topping
٤٢ 4.4.1Determination of dead load
٤٣ 4.4.2 Determination of factored dead & live loads
٤٤ ٤.٥Load calculations for one way Rib slab
٤٧ 4.6 Design of One Way Rib slab
٤٩ 4.6.1 Design of positive moment of rib R20p
٥١ 4.6.2 Design of negative moment of rib R20p
٥٣ 4.6.3 Design of Rib for shear
٥٥ ٤.٧Design of two Way Ribbed slab
٥٥ 4.7.1 Design of two way Ribbed Slab
٥٥ 4-7.1.1 Load Calculation
٥٥
٦٠ 4.7.1.2 Design for Positive and Negative Moment
٦٣ 4.7.1.3 Design of Two way Rib for shear
4.8 Design of Two Way Solid Slab

٦٤ 4.8.1 Determination of The thickness of two way Solid slab
٦٥ 4.8.2 Determination of The Loads of two way Solid slab
٦٦ 4.8.3 Design of two way Solid slab against shear
٦٦ 4.8.4.Design of two way Solid slab against bending moment
٧٠ 4.9 Design of Beam (B,51,F)
٧٠ 4.9.1 Load calculations
٧٢ 4.9.2 Design of positive and negative moments
٨٠ 4.9.3 Design of shear
٨٢ 4.10 Design of column
٨٥ 4.10.1 Design of the Stirrups
٨٦ 4.11 Design of foundation
٩١ 4.12 Design of Basement Wall (BW1)
٩٤ 4.12.3 Design of shear
٩٤ 4.12.2 : Design for Flexure

97 4 .14 Design of shear wall
98 4.14.1 Design of shear
98 4.14.2 Design of the Horizontal reinforcement
100 4.14.3 Design for Vertical reinforcement
102 4.15 Design of Stairs
111 4.16 design of frame
111 4.16.1Geometry of frame and load.
112 4.16.2 Design of column of frame.
115 4.16.3 Design of beam of frame.
115 4.16.3.1 Design of maximum positive moment.
117 4.16.3.2 Design of maximum negative moment.

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات

٥.١ مقدمة
٥.٢ النتائج
٥.٣ التوصيات

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٤\٢٠١٥ 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 22
جدول (٣-٢) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالمدرسة 25
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 26
٤٣ Table (4.1):Calculation of one way dead load.

٤٦ Table (4.1):Calculation of one way dead load.

٥٥ Table (4.3) : Calculation of two way dead load
٦٥ Table (4-4): Calculation of two way dead load.

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) مخطط قطعة الأرض والبناء 8
شكل (٢-٢) صورة جوية للموقع 8
شكل (٢-٣) مخطط موقف السيارات 10
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الارضي 11
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الأول 12

شكل (٢-٦) مخطط الطابق الثاني 14
شكل (٢-٧) مخطط الطابق الثالث 15
شكل (٢-٨) مخطط الطابق الرابع 16
شكل (٢-٩) مخطط المشغل 17
شكل (٢-١٠) الواجهة الشمالية الغربية 18
شكل (٢-١١) الواجهة الشمالية الشرقية 19
شكل (٢-١٢) الواجهة الجنوبية الغربية 19
شكل (٢-١٣) الواجهة الجنوبية الشرقية 20
شكل (٢-١٤) قطاعات الدرج 21
شكل (٣-١) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى 28
شكل (٣-٢) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 29
شكل (٣-٣) عقدة العصب ذات الاتجاهين 30
شكل (٣-٤): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. 30
شكل (٣-٥): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. 31
شكل (٣-٦) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة 32
شكل (٣-٧) احد أشكال الأعمدة 33
شكل (٣-٨) جدار القص 34
شكل (٣-٩) الأساس المنفرد 34
شكل (٣-١٠) الدرج 35
شكل (٣-١١)فواصل التمدد 36

40 Figure 4.1:Plan of Ribbed Slab
41 Figure 4.2: Statically system for (R 1).

٤١ Figure 4.3: Section in ribbed slab
٤٢ Figure 4.4: topping load
٤٢ Figure 4.5: Typical Section In Ribbed Slab
44 Figure 4.6: one way Rib slab
45 Figure 4.7: Section in one way Rib slab
47 Figure 4.8: Rib geometry
47 Figure 4.9 : load service of Rib
48 Moment/Shear Envelope of RibFigure 4.10 :
63 Figure 4.11: Place of Two way solid slab.
70 Figure 4.12 : Beam geometry
71 Figure 4.13: Loading Beam
72 Figure 4.14: Moment/Shear Envelope of Beam
82 Figure 4.15: Place of column C4
85 Figure (4-16) : Details Of Column (C44)
90 Figure (4-17) : Geometry Of Isolated Footing (58)
91 Figure (4-18) : Geometry Of Basement Wall (BW1)
92 Figure (4-19) : Geometry Of Basement Wall (BW1)
93 Figure (4-20) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)
96 Figure (4-21) : Reinforcement Detail of Basement Wall (BW1)
97 Figure (4-22): Diagram From ETABS
98 Figure (4-23): Shear and Moment Diagrams of Shear wall
102 Figure (4-24): Plan of Stairs
105 Figure (4-25): System Of Flight
111 Figure (4-26): Moment diagram Factored results.
112 Figure (4-27): shear diagram Factored results.
112 Figure (4-28): column of frame.

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.

- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.

- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$= strain of compression steel. ρ = ratio of steel area