# الفصل الاول - المقدمة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

## ( 1-1 ) المقدمة :

تعتبر التجارة من أسمى المهن التي ابتكرها الإنسان وتكاد تكون أفضلها وأهمها نظراً لما تساهم به من تلبية احتياجات الأشخاص كافه من مأكل و ملبس و كافة الضروريات الأخرى. فبدون التجارة لمات تبادل الناس السلع و الخدمات حيث ظهرت التجارة منذ مسافات طويلة تقدر بأنها من حوالي 150000 عام حيث كانت قديما عبارة عن تبادل للسلع ولكن كان هناك العديد من المشاكل في هذا الشكل من التجارة لذلك بدأ البحث و التطوير على التجارة على عدة مراحل.

ولما كان الإنسان يمثل أغلى قيمة خلقها الله على الأرض وسخرها له فقد بات من المؤكد أن عقل وتفكير هذا الإنسان وسلامة بدنه ونفسه تعد من أهم ضروريات حياته وضروريات استمرار إعماره لهذا الكون، لذا فقد دأب الإنسان منذ الأزل على تطوير التجارة حتى وصل التطور مستخدما كل وسائل العلم وكان الإنسان منذ القدم يسعى إلى التيسير والتطور من حين لآخر,حتى وصت إلى البيع في منطقه واحدة ومن ثم التجارة الالكترونية حديثا.

حيث يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمجمع تجاري يتكون من تسويه جزأين بمساحه 9600 متر مربع . ويتمثل المشروع في اختيار النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلآم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

## (1- 2 ) أهداف المشروع :

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

اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.

القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .

إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

### ( 1-3 ) مشكلة المشروع :

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشـائية لمبنـى مـول تجـاري، حيـث يتضـمن التصـميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسـات بمـا يـتلاءم مـع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

### ( 1- 4 ) حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث تم العمـل خـلال الفصـلين الثاني والأول من السـنة الدراسـية 2016-2017مـن خـلال مقدمـة مشـروع التخـرج فـي الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

### ( 1- 5 ) المسلمات

اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .

استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (, spColumn ,ETABS , SAFE,Atir)

برامج أخرى مثل Auto CAD 2007, Microsoft office Word , Excel & Power Point .

### ( 1- 6 ) فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

الفصل الأول : يشـمل المقدمة العامة ومشـكلة البحث و أهدافه

الفصل الثاني : يشـمل الوصف المعماري للمشـروع.

الفصل الثالث : يشـمل وصف العناصر الإنشـائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشـائي للعناصر الإنشـائية.

الفصل الخامس : النتائج و التوصيات والملحقات.

**( 1- 7 ) إجراءات المشروع :**

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

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع

| الأسبوع / المهمة | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| اختيار المشروع | ■ | | | | | | | | | | | | | | | |
| دراسة الموقع | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| جمع المعلومات | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| دراسة المبنى معماريا | | | | ■ | ■ | | | | | | | | | | | |
| دراسة المبنى إنشائيا | | | | | ■ | ■ | | | | | | | | | | |
| إعداد مقدمة المشروع | | | | | | | ■ | | | | | | | | | |
| عرض مقدمة المشروع | | | | | | | | ■ | | | | | | | | |
| التحليل الإنشائي | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | | | | | | |
| التصميم الإنشائي | | | | | | | | | | | ■ | ■ | | | | |
| إعداد مخططات المشروع | | | | | | | | | | | | ■ | ■ | | | |
| كتابة المشروع | | | | | | | | | | | | | ■ | ■ | ■ | |
| عرض المشروع | | | | | | | | | | | | | | | | ■ |

# الفصل الثاني – الوصف المعماري للمشروع

**2-1المقدمة.**

**2-2 لمحة عن المشروع.**

**2-3 موقع المشروع.**

**2-4 وصف المساقط الأفقية للمبنى.**

**2-5 وصف الواجهات.**

**2-6 وصف الحركة.**

## ( 2-1 ) مقدمة :

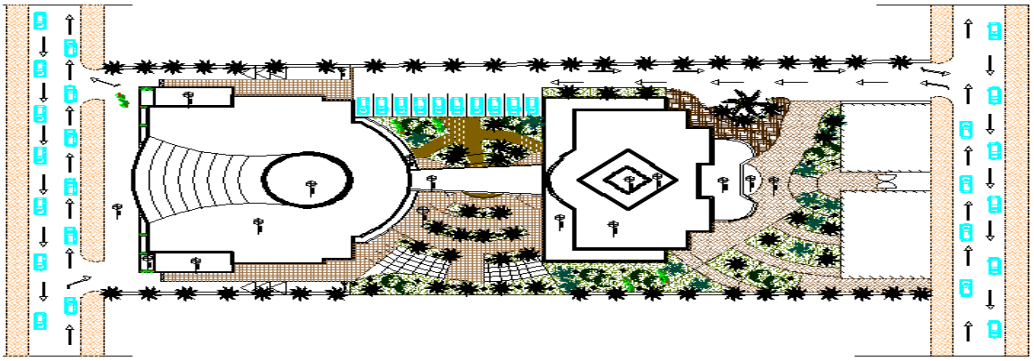
لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولا التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته و الغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

## ( 2- 2 ) لمحة عن المشروع :

تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم إنشائي متكامل مع مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم المجمع التجاري الذي يجب أن تتوفر فيه جميع العناصر التي سوف تجعل المجمع تجاري مميز من ناحية وظيفية و معماريه و أن يراعي كافه أمور التطور التجارية من حيث المساحات والحركة ومتطلبات السلامة العامة وأمور أخرى مع مراعاة إمكانية التمدد المعماري المستقبلي.

## ( 2- 3 ) موقع المشروع :

يقع المشروع في مدينة الخليل – حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في الخليل, ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع، منها واد التفاح الجديد. ومن خلال شارع السلام .



شكل (2-1): الموقع العام للمشروع

شكل (2-2 ): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد قطعة الأرض المقترحة).

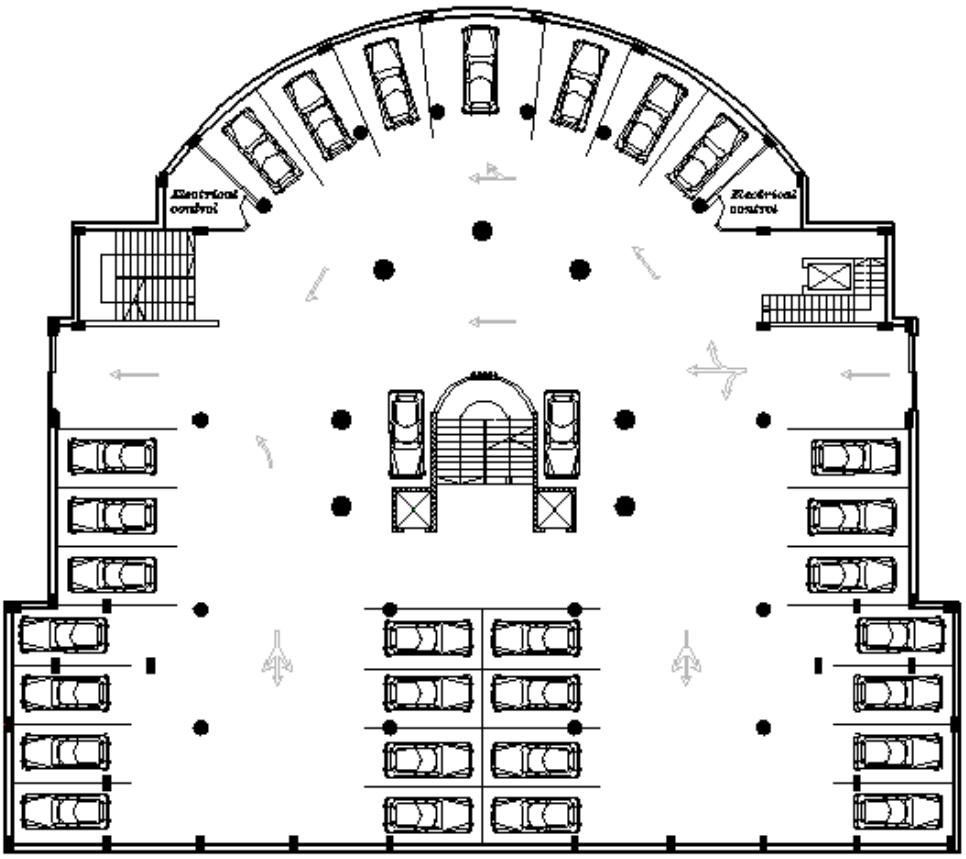
**( 2- 4 ) وصف المساقط الأفقية**

(2-4 -1) التسوية :

تقع التسوية أسفل المبنى الجنوبي فقط بمساحة 1200 متر مربع ، وبمنسوب 2.2 متر تحت مستوى سطح الأرض .

تستخدم التسوية كموقف للسيارات (Barking) وتتسع لحوالي 35 سيارة ، وتتصل التسوية مع الطوابق العليا من خلال الأدراج و3 مصاعد موزعه كما هو موضح بالشكل .

ويوضح الشكل أيضاً حركة المركبات خلال عملية الدخول للتسوية والخرج منها بسهولة .



شكل (2-3): مخطط التسوية

(2-4-2 )الطابق الأرضي :

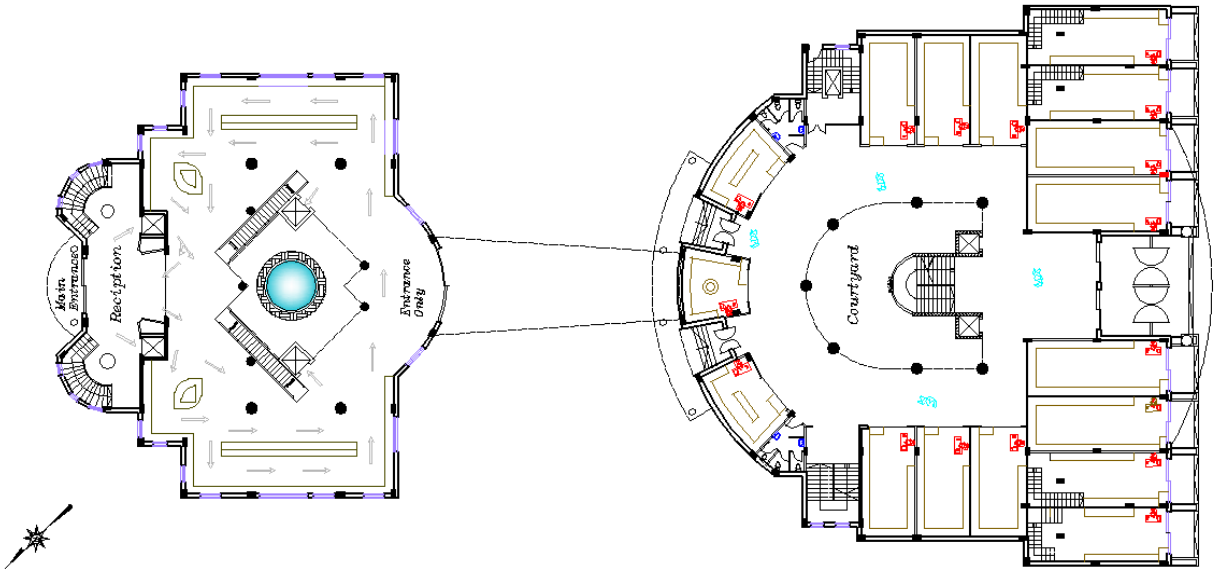
يتكون هذا الطابق من جزأين منفصلين مساحة الجزء الشمالي حوالي 760 متر مربع ومساحة الجزء الجنوبي 1200 متر مربع

ويقع على منسوب 0.16 متر ،

لكل جزء مدخل ومخرج شمالي وجنوبي ، ويتصل الجزأين من خلال من خلال ساحة تحوي نافورة مياه وأشجار زينة.

يستخدم الجزء الشمالي لمحلات الأغذية والعصائر والحلوى ، بينما الجزء الجنوبي يحتوى فقط على محلات تجارية موزعة كما في الشكل .

ويوضح الشكل أيضاً الأدراج والمصاعد التي يتصل هذا الطابق من خلالها مع الطوابق الأخرى .




شكل (2-4): مخطط الطابق الأرضي .

(2-4-3 )الطابق الأول :

يتكون هذا الطابق من جزأين منفصلين مساحة الجزء الشمالي حوالي 760 متر مربع

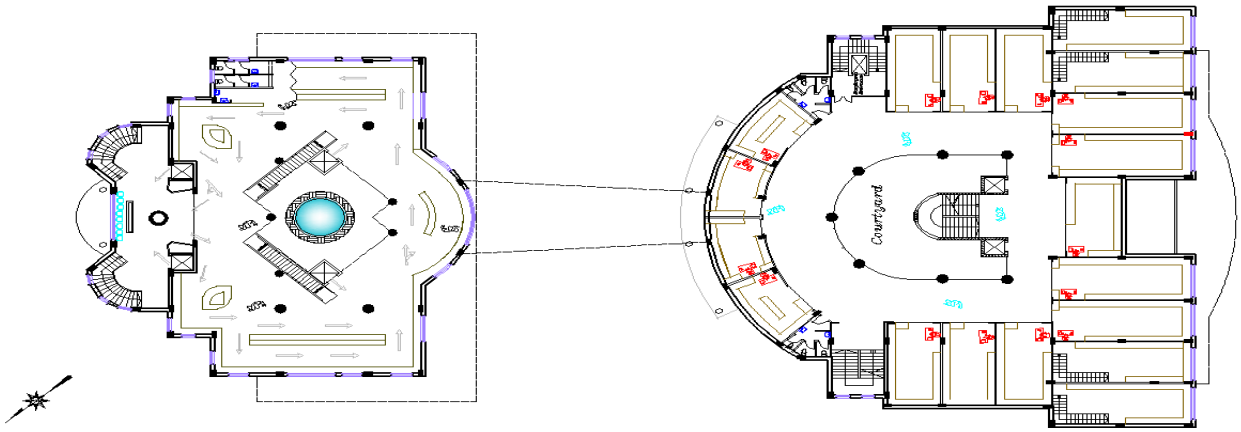
ومساحة الجزء الجنوبي 1200 متر مربع

ويقع على منسوب 3.4 متر ،على منسوب 3.8 متر .

لكل جزء مدخل ومخرج شمالي وجنوبي ، لكن لا يوجد أي صلة بين الجزأين في هذا الطابق .

يحتوي الجزء الشمالي على محلات هدايا ونشريات ومحلات صحف ومجلات بالإضافة لمحل العاب ومكتبة قرطاسية ، بينما الجزء الجنوبي يحتوى فقط على محلات تجارية موزعة كما في الشكل .

ويوضح الشكل أيضاً الأدراج والمصاعد التي يتصل هذا الطابق من خلالها مع الطوابق الأخرى .




شكل (2-5): مخطط الطابق الأول .

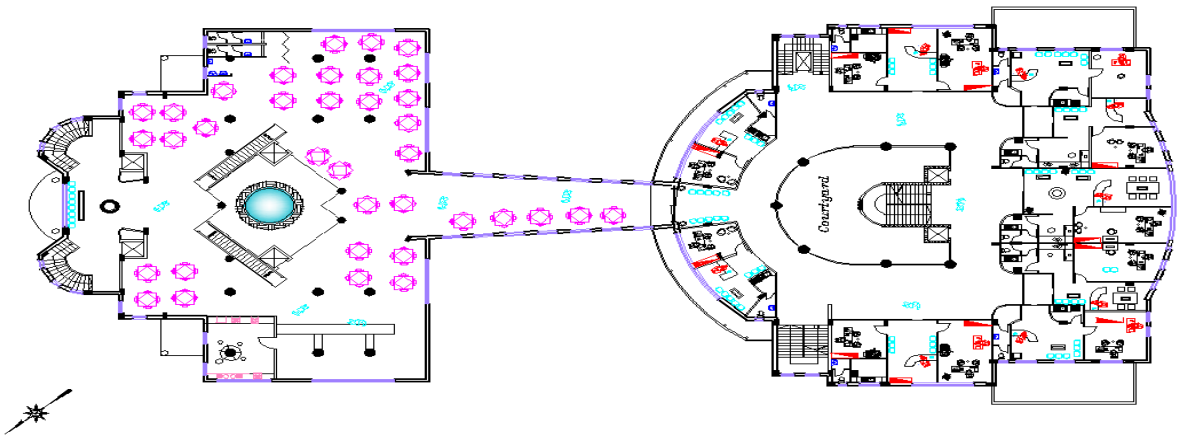
(2-4-4) الطابق الثاني :

المساحة الكلية لهذا الطابق 2100 متر مربع ويقع على منسوب 6.8 متر .

يعتبر هذا الطابق حلقة الوصل بين المبنيين حيث يحتوى على جسر يمتد بطول حوالي 17 متر ليصل بينهما .

ويتميز هذا الطابق أيضاً بوجود بروزات وتراجعات عن الطوابق الأخرى تساعد في إعادة توزيع المساحات وإضافة مزايا جمال معمارية للمبنى ككل .

ويحتوي هذا الطابق على مقهى كبير ومكاتب وعيادات كما هو مبين بالشكل ، ويوضح الشكل أيضا المصاعد والأدراج التي يتصل بها المبنى مع الطوابق الأخرى.




شكل (2-6): مخطط الطابق الثاني .

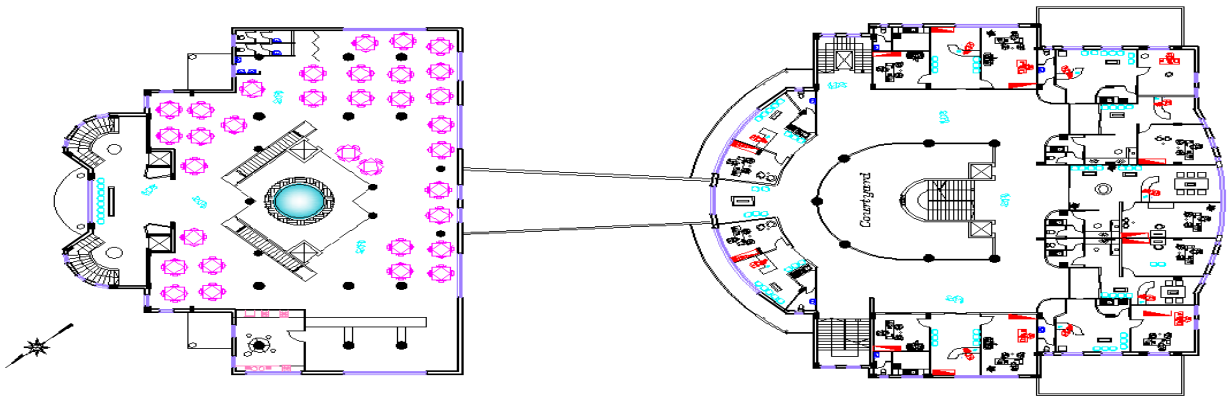
(2-4-5 ) الطابق الثالث :

يتكون هذا الطابق من جزأين منفصلين حيث انه مماثل للطابق الثاني لكن دون جسر (لا يوجد بينهما أي حلقة وصل ).

مساحة الجزء الشمالي 824 متر مربع ، ومساحة الجزء الجنوبي 1120 متر مربع ، وكلا الجزأين على نفس المنسوب 10.2 متر .

يحوي الجزء الشمالي على مطعم كبير ، بينما يحوي الجزء الجنوبي على مكاتب وعيادات كما هو مبين في الشكل .

ويوضح الشكل أيضا المصاعد والأدراج التي تتصل بها هذا الطابق مع الطوابق الأخرى .




شكل (2-7): مخطط الطابق الثالث .

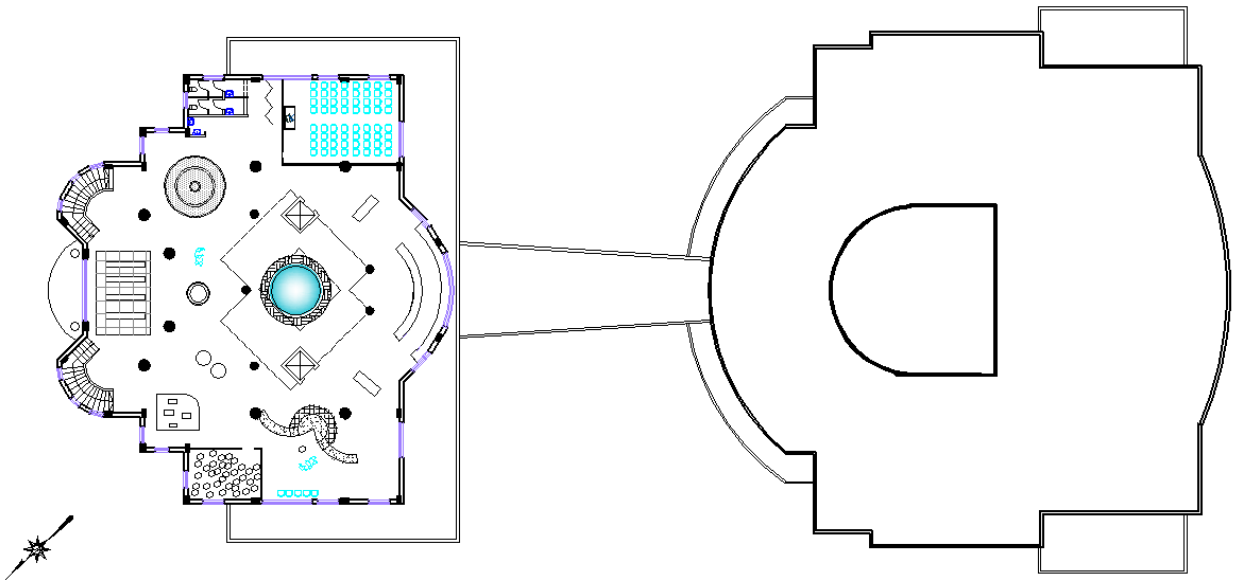
(2-4-6 )الطابق الرابع :

يتكون هذا الطابق من جزء واحد فقط ، يقع على الجهة الشمالية (امتداد للمبنى الشمالي) .

مساحة هذا الطابق حوالي 670 متر مربع ، بالإضافة انه يقع على منسوب 13.6 متر.

يتميز هذا الطابق أيضا بأنه يحتوي تراجعات عن الطوابق الأسفل منه ، تساعد هذه التراجعات على إضافة مزايا جمال معمارية للمبنى ككل .

يستخدم هذا الطابق كمساحة ملاهي للأطفال كما يوضح الشكل ، ويظهر في الشكل أيضا انه لا يحتوي على مصاعد كهربائية إنما فقط أدراج .



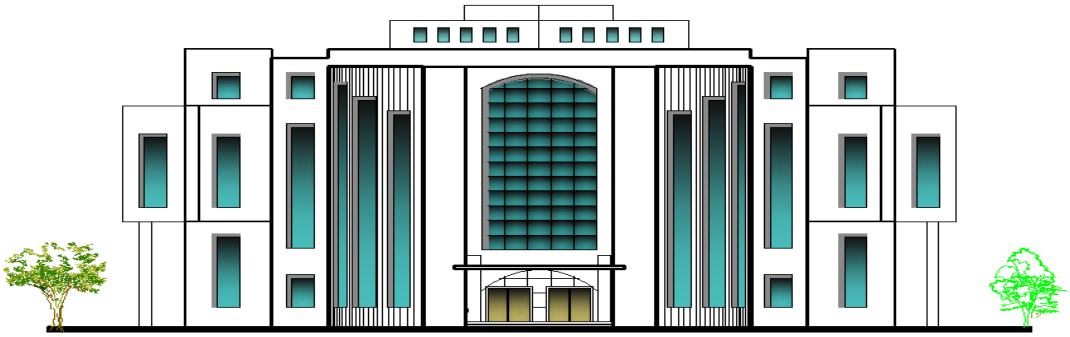
شكل (2-8): مخطط الطابق الرابع .

**(2 - 5 ) وصف الواجهات :**

الواجهة الشمالية :

هي الواجهة الرئيسية للمبنى ، تظهر فيها كتلة الدخل الرئيسي للمبنى ، استخدم فيها الواجهات الزجاجية والنوافذ الطويلة بدلا من النوافذ الضيقة كعنصر للإضاءة الطبيعية والتهوية وإضافة إلى التشكيل المعماري للواجهة .

الاختلاف في ارتفاع الكتل المكونة للمبنى والتنوع في استخدام مواد البناء أسهم في تشكيل الواجهة وإضافة نوع من الحركة والحيوية على الصورة البصرية للمبنى .

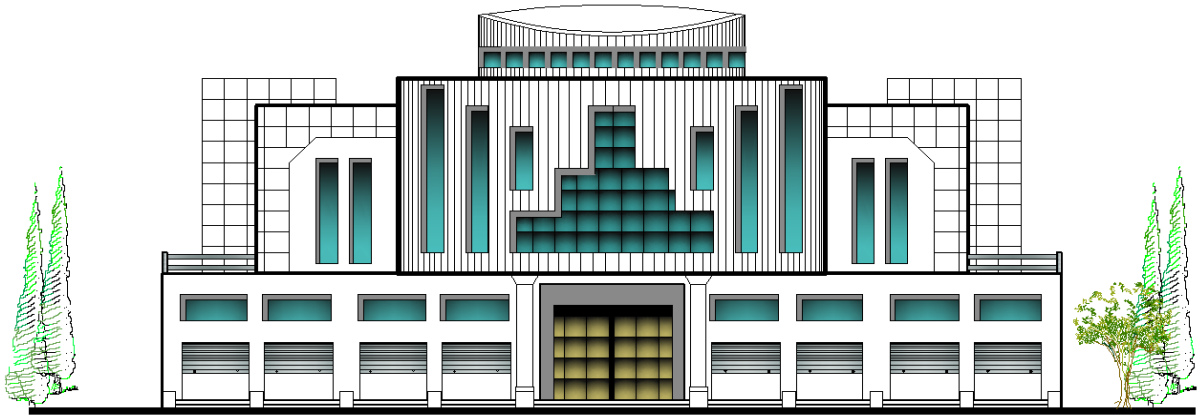


شكل(2-9): الواجهة الشمالية

الواجهة الجنوبية :

تقع هذا على مستوى واحد ، تحتوي على المدخل الرئيسي للجزء الجنوبي للمبنى إضافة إلى مداخل فرعية أخرى للمخازن على الواجهة الجنوبية للمبنى.

نلاحظ من خلال الشكل أدناه التناغم والاتزان الحاصل في الصورة البصرية للمبنى نتيجة توزيع الكتل والفتحات في المبنى ، وتنوع مواد البناء بشكل بسيط غير مبالغ فيه ، إضافة إلى البروز والاختلاف في ارتفاعات الكتل المكونة للمبنى الأمر الذي أدى إلى إضفاء طابع جمالي خاص للواجهة .

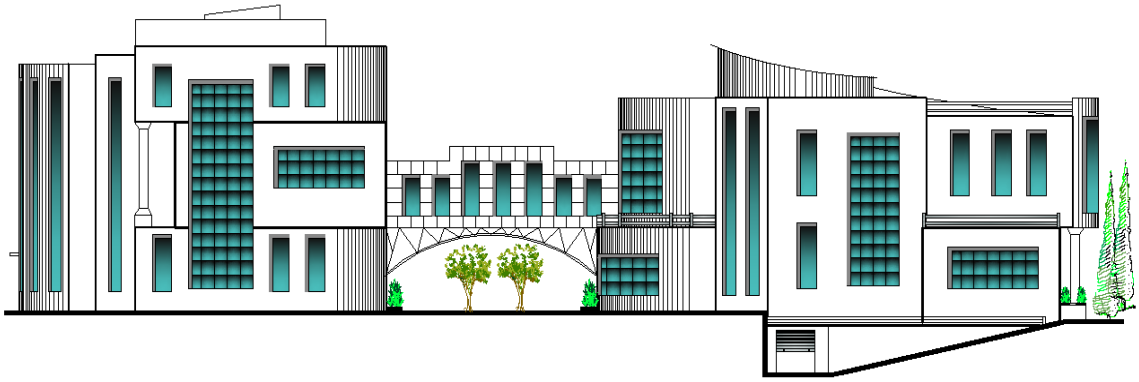


شكل(2-10): الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية :

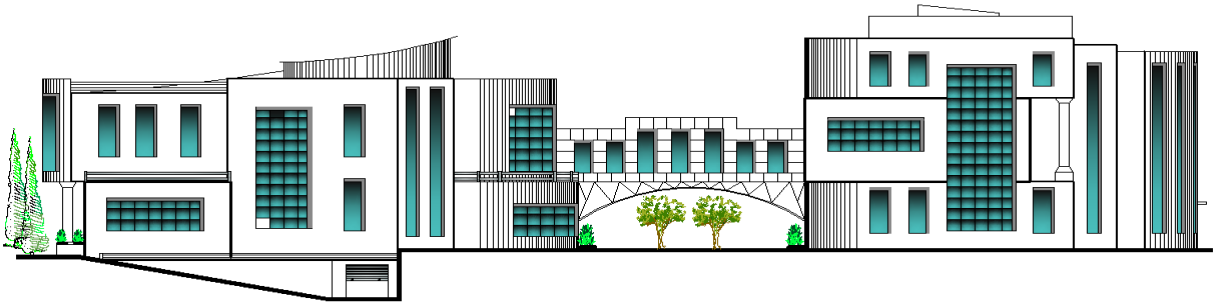
تمتاز هذه الواجهة بالامتداد الأفقي على ارض المشروع ، كما يظهر في الشكل أدناه ، تتكون من جزأين رئيسين الشمالي والجنوبي ويربط بينهما كتلة تشبه الجسر في المنتصف .

يظهر في هذه الواجهة كغيرها من واجهات المبنى أسلوب المصمم في تشكيل الصورة البصرية للمبنى من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء من خلال تداخل الكتل وتنوع المواد المستخدمة في البناء والتشطيب ، إضافة إلى استخدام الواجهات الزجاجية والنوافذ الطويلة المتسعة لإضفاء طابع جمالي خاص على المبنى إلى جانب الطابع الوظيفي الخاص بهذه النوافذ من تهوية وإنارة طبيعية .



شكل(2-11) : الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية :تعد هذه الواجهة انعكاس للواجهة الشرقية للمبنى كما يظهر في الشكل أدناه .

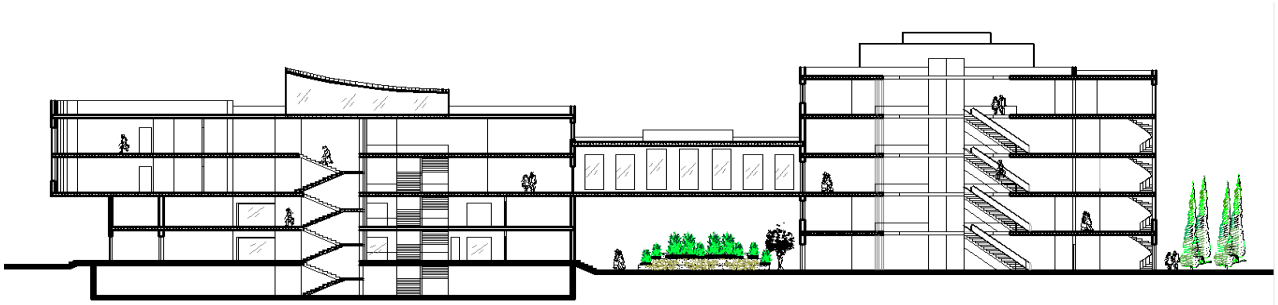


الشكل(2-12): الواجهة الغربية

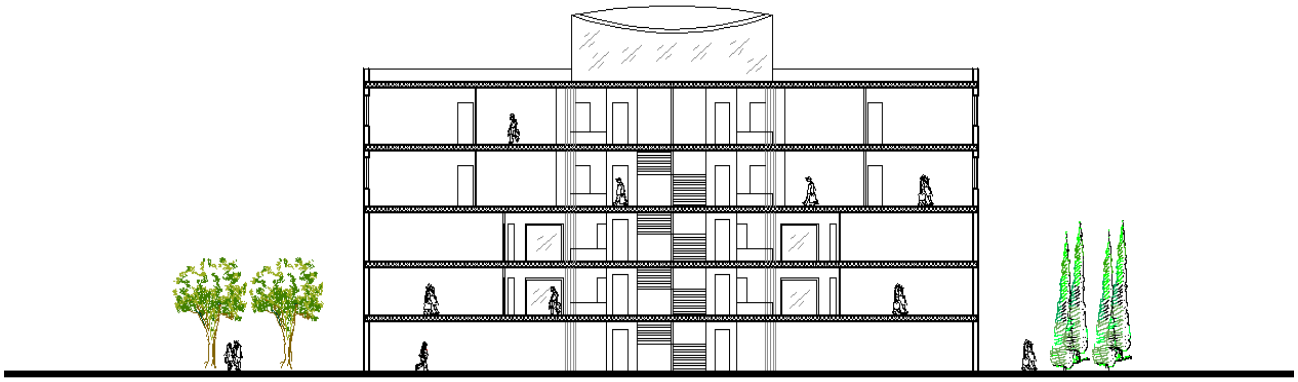
**( 2- 6 ) وصف الحركة :**

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية, الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه أما بالنسبة للحركة الأفقية في الانتقال داخل الطابق الواحد تكون بشكل حلقي حول المصاعد او نافورة المياه داخل المبنى ، لكن الحركة والانتقال بين المباني تكون فقط من خلال الطابق الأرضي مرورا بالساحة بين المبنيين او من خلال الجسر الواصل بين الكتلتين في المبنى والذي يقع في الطابق الثاني فقط ، العمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج.

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى أفقيا وعموديا



شكل(2-13): Section A-A



شكل(2-14): Section B-B

# الفصل الثالث- الوصفالإنشائي للمشروع

**1-3 مقدمة.**

**2-3 هدف التصميم الإنشائي.**

**3-3الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.**

**4-3الاختبارات العملية.**

**5-3 الأحمال.**

**6-3العناصر الإنشائية.**

**7-3برامج الحاسوب المستخدمة .**

## (3-1)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 الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية.

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

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

## (3-2)هدف التصميم الإنشائي:

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

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American Concrete Institute)(ACI 318), ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام

(Uniform Building Code) (UBC 97)واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- 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.

## (3-3)الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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 المطلوب والآمن وطريقة العمل المناسبة.

## (4-3) الاختبارات العملية:

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

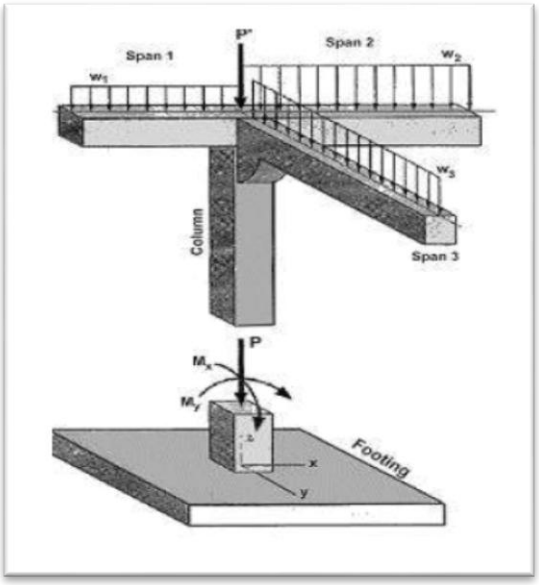
ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :

مقدار قوة تحمل التربة للأحمال الواقعةBearing Capacity عليها من المبنى و الذي يعتمد على نوع التربة.

## (5-3)الأحمال:

الأحمـال هـي مجموعـة القـوى التـي تـؤثر علـى المنشـأ ويـتم تصـمم المنشـأ لتتحملها,إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجـب حسـابها بدقـة عاليـة لان أي خطـأ فـي عمليـة حسـاب الأحمـال يـنعكس سـلباً علـى التصـميم الإنشـائي للعناصـر الإنشائية المختلفة, وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال علـى حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :




الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال.

### (3-5-1 )الأحمال الرئيسية (Main Loads) :-

### 1- الأحمال الميتة Dead load:

هي الأحمال الناتجة دائمـا عـن وزن العناصـر الإنشـائية (عـن الجاذبيـة), كـالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشـأ أو أوزان العناصـر الثابتـة فوقهـا, وتعتبـر هذه الأحمال ذات تأثير دائـم علـى المبنـى, ويـتم معرفـة هـذه الأحمـال مـن خـلال أبعـاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المسـتخدمة وحديـد التسليح و الجدران الخارجية, و أعمال الأرضيات, ومواد العزل, و الحجارة المسـتخدمة فـي تغطيـة المبنـى مـن الخـارج, و القصـاره و التمديـدات الكهربائيـة والصـحية و الأتربـة

المحمولة.والجدول رقم ( 3- 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسبكود الأحمالوالقوى الأردني.

**الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة**

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

**2- الأحمال الحية:**

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة, أو استعمالات أي جزء منها, بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة, وأحمال القصور الذاتي، ويمكن تصنيفها كالتالي:-

1) الأحمال الديناميكية: مثلاالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ.
2) الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر, كأثاث البيوت, والقواطع, والأجهزة الكهربائية, والآلات الإستاتيكية غير المثبتة, و المواد المخزنة.
3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العاملالديناميكي في حالة وجوده, مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

**3- الأحمال البيئية:**

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه,وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها, بحيث

تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة, و الارتفاعللمبنى, وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا:

1) أحمال الثلوج:

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 2) ( حسبكودالأحمالوالقوىالأردني ) :

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

**الجدول (3-2) 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) /1000 |
| 1500 > h > 500 | (h-400) / 400 |
| 2500 > h > 1500 | (h – 812.5)/ 250 |

2) أحمال الرياح:

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

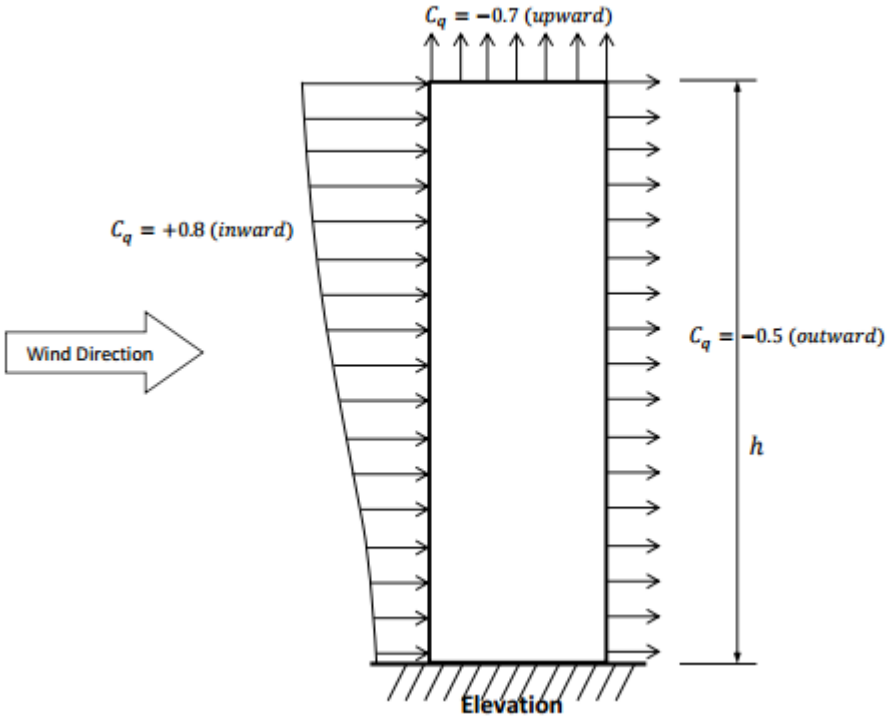
المتغيرات الأخرى.ولتحديد هذه الأحمال سـوف يـتم اسـتخدام(UBC97) وذلـك وفـق هـذه المعادلة:

P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce : CombinedHeight.

Cq: Pressure Coefficient Of Structure.

Iw: Importance Factor.




الشـكل (3-2) تأثير إتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.

3) احمال الزلازل

تنـتج الـزلازل عـن اهتـزازات أفقيـة ورأسـية ,بسـبب الحركـة النسـبية لطبقـات الأرض الصخرية ، فتنتج عنها قوى قص افقية تؤثر على المنشأة، و تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبـار عنـد التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل فـي حـال حـدثت وذلـك لان منطقـة الخليـل

تعرف انها منطقة نشطة زلزاليا , وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها حسب UBC 97 Code لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

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

**(2-5-3)الأحمال الثانوية ( غير المباشرة ) (Secondary Loads) :**

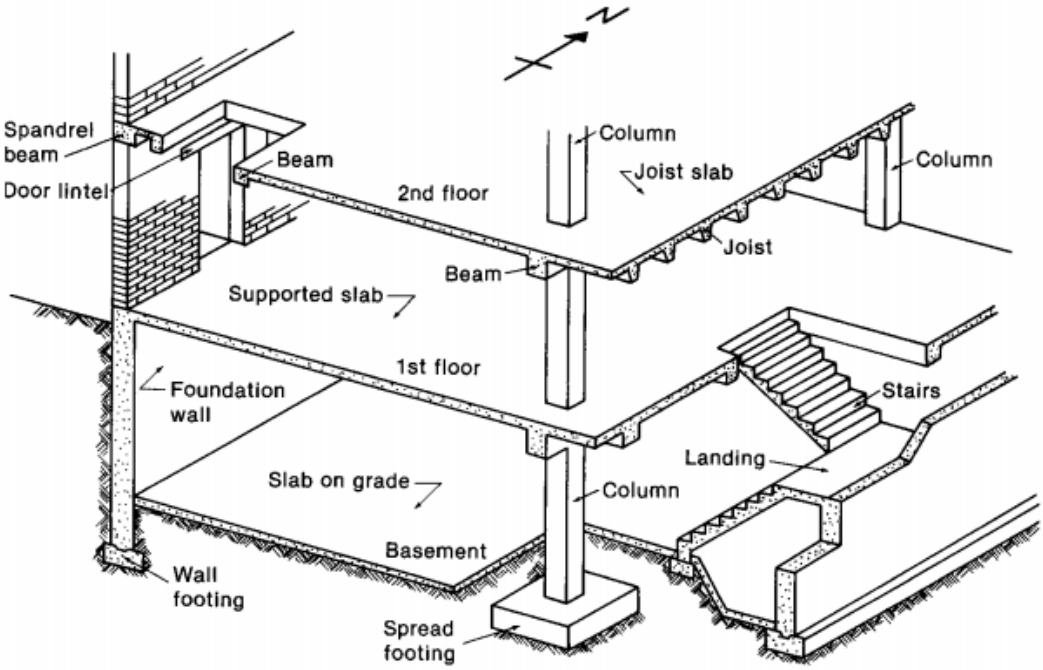
وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به

**أحمال الإنكماش و التمدد :**

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

## (6-3) العناصر الإنشائية المستخدمة في المنشأة :

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 (3-3) يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى:




الشكل ( 3 - 3 ) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية.

### (1-6-3)العقدات( البلاطاتSlabs):

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة،دون تعرضها إلى تشوهات، ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع, وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم

لطبيعة الاستخدام, والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة, وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد( one way solid slab).
4. Flat Slab

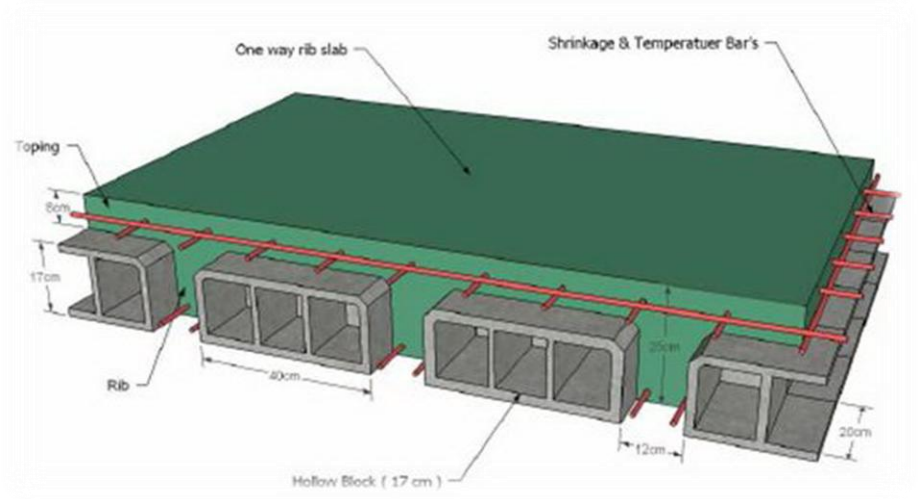
## (3- 6-1- 1)العقدات المفرغة Ribbed Slabs :

تقسم إلى قسمين هما :

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

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب و يكون التسليح باتجاه واحد.

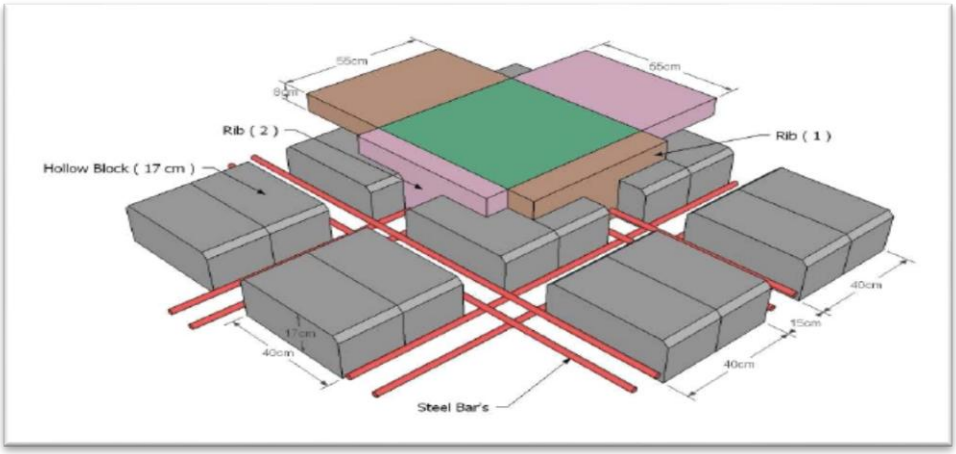
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة, وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات معظم الفراغات في هذا المشروع, وذلك لخفة وزنها و فعاليتها. والشكل (3-4) يوضع مقطع في بلاطه مفرغه ذات اتجاه واحد.




الشكل (3-4) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

### (3- 6-1-2 )العقدات المفرغة في اتجاهين(Tow Way Ribbed Slabs) :

إن العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة, وتم استخدام هذه البلاطات في عدة عقدات للمشروع , و 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 (3- 5)

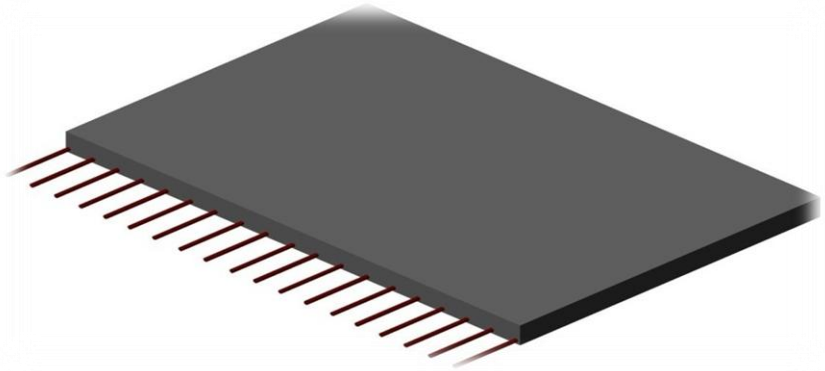



الشكل (3 – 5) عقدات مفرغة في اتجاهين.

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

العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs.

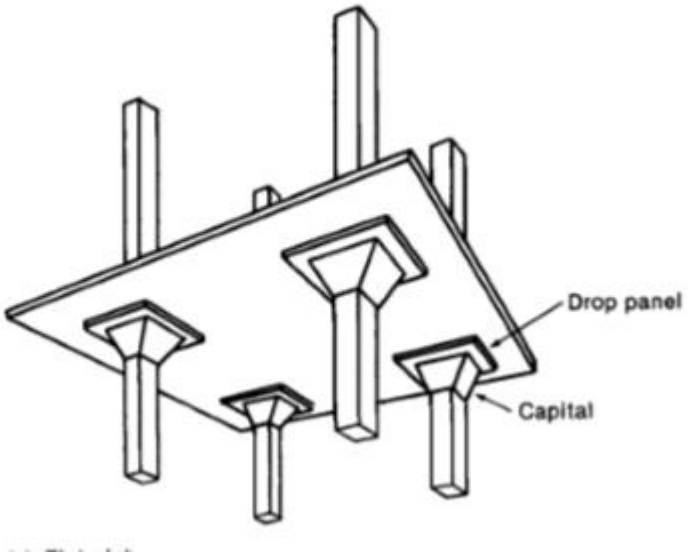
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الديناميكية, كما في الشكل (6-3) :



الشكل (3-6) عقدة مصمتة باتجاه واحد.

**(3- 6-1-4 ) Flat Slabs:**

و تم استخدامها في حاله عدم الانتظام في توزيع الأعمدةكما في الشكل (3-8)




الشكل (3- 7)FLAT SLAB

**(3-6-2 )الجسور BEAMS:**

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة, وهي نوعان, خرسانية و معدنية, أما الخرسانية فهي:-

**(3-6-2-1) الجسور الخرسانية العادية:**

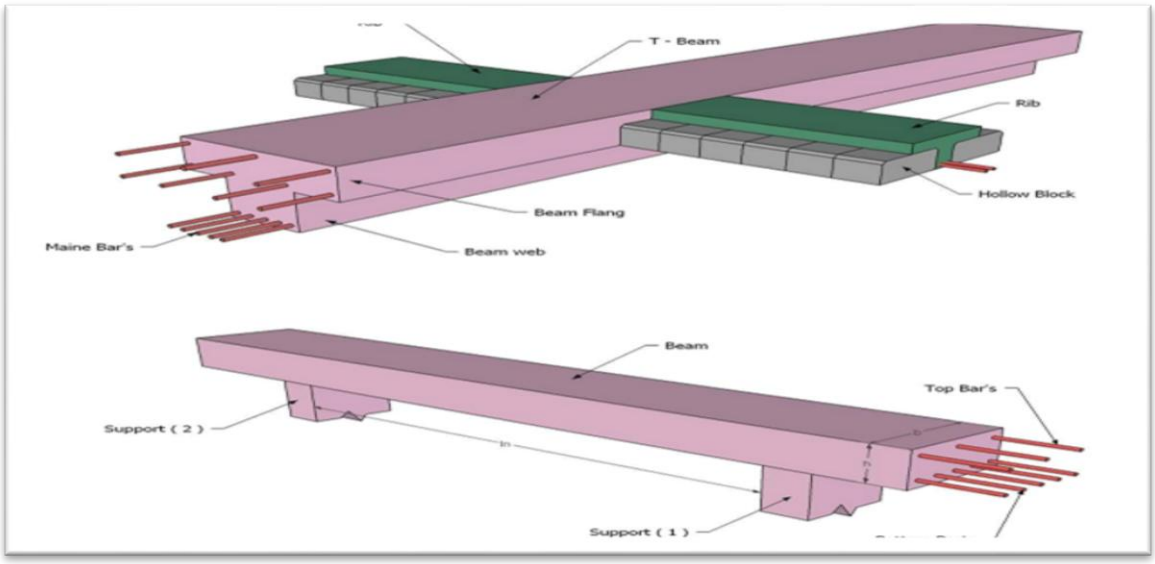
1) الجسور المسحورة

عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.

2) الجسور الساقطة ( Dropped Beam):

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة وقدتم استخدام في هذا المشروع جسورRectangular, L-section

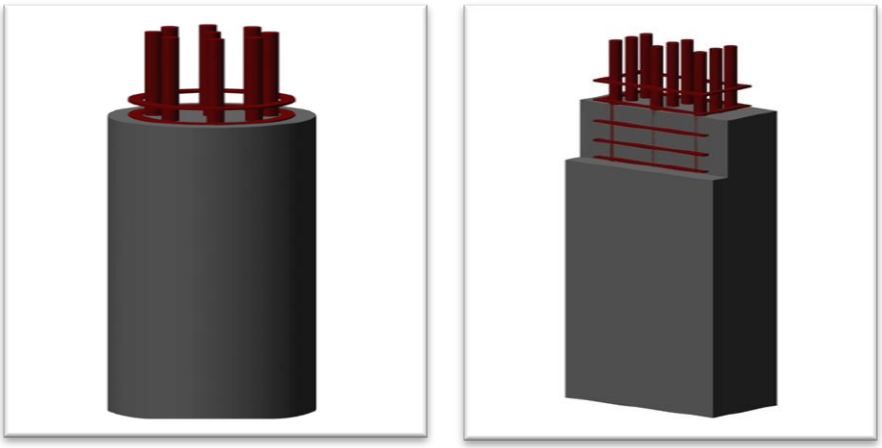
ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص




الشكل ( 3- 8) أشكال الجسور.

**(3-6-3)الأعمدةColumn:**

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى.لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة.ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب.وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول, فهناك الأعمدة الطويلة, بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة, ومن حيث طبيعتها, ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل, ويبين الشكل (3-10) عدد من مقاطع الأعمدة.



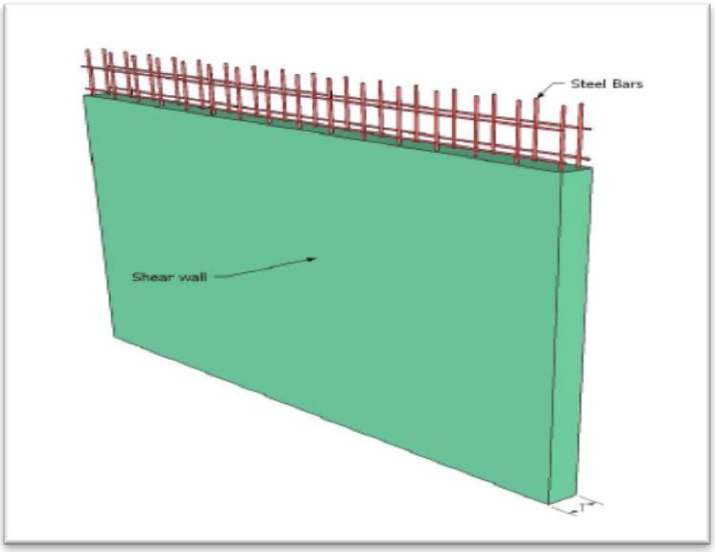
الشكل(3 – 9)  أنواع الأعمدة المستخدمة.

### (4-6-3)جدران القص (Shear Wall):

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.

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

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




الشكل (3 - 10) جدار قص.

### (3-6-5) Supported Retaining wall (Basement Wall):

بسبب الاختلاف في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بدمن استخدام جدران استناديه لتمنع التربة من الانهيار أو الانزلاق. وتمتنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة.

### (3-6-6) فواصل التمدد:

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

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها.

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

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

كما يجب ألا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

**(7-6-3)الأساساتFoundation:**

وبـالرغم مـن أن الأساسـات هـي أول مـا نبـدأ بتنفيـذها عنـد بنـاء المنشـأ،إلاأن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

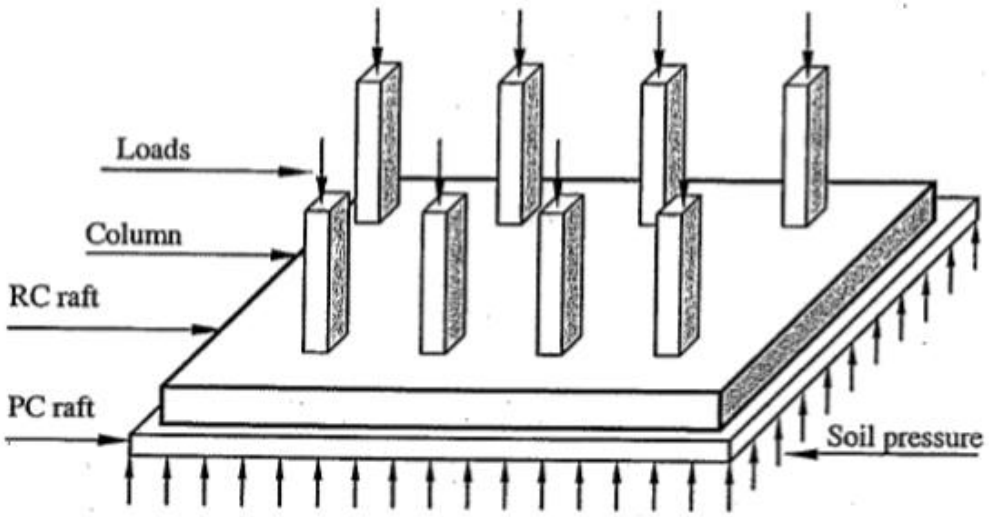
وتعتبـر الأساسـات حلقـة الوصـل بـين العناصـر الإنشـائية فـي المبنـى والأرض، ولمعرفـة الأوزان والأحمـال الواقعـة عليها،فـإن الأحمـال الواقعـة علـى العقـدة تنتقـل إلـى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكـون الأسـاس مسـؤول عـن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

وتكون هـذه الأحمـال هـي الأحمـال التصـميمية للأسـاسـات،وبناءا علـى الأحمـال الواقعة عليها وطبيعـة الموقـع يـتم تحديـد نـوع الأساساتالمسـتخدمة،وقوة تحمـل التربـة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي ( Shallow Foundation) وهـذا النـوع يكـون بعـدة اشـكال كـأن يكـون أساسـات لقواعـد شـريطية،أو أساسات لقواعد منفصلة،أو أساسات لبشة أو حصيرة.

وقد يكون عميقـا داخـل التربـة لنقـل أحمـال المنشـأ إلـى طبقـات التربـة العميقـة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسـمى هـذا النـوع بالأسـاس العميـق (Deep Foundation) حيـث يـتم اللجـوء إليهـا عنـدما يتعـذر الحصـول علـى طبقـة صـالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختـراق التربـة إلىأعمـاق كبيـرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.

وقـد اسـتخدمنا فـي مشـرعنا هـذا اسـاس اللبشـة او الحصـيرة Mat Foundation بسبب تقارب وعدم انتظام الاساسات

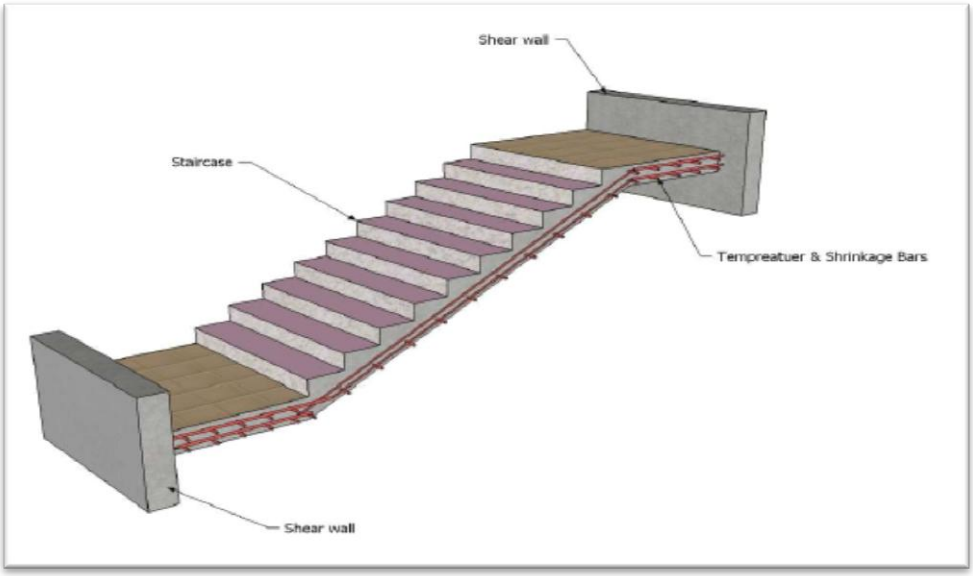



الشكل ( 3-11 ) Mat Foundation

**(3-6-8)الأدراج Stairs :**

الأدراج عبارة عن العنصر المعماريو الإنشائيالمسؤولعن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة.ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد, وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع

الشكل (3- 12) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه.




الشكل (3 - 12) مقطع توضيحي في الدرج.

## (7-3)برامج الحاسوب المستخدمة :

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Office (2010)Excel
4. Atir 11.5
5. spColumn
6. ETABS 2015
7. SAFE 2014

# Chapter Four

## Structural Analysis and Design

**4. 1 Introduction.**

**4. 2 Factored Loads.**

**4. 3 Design method and requirements.**

**4. 4 Design of Topping.**

**4. 5 Design of One Way-ribbed Slab (R10).**

**4. 6 Design of Beam (Beam 47,3F).**

**4. 7 Design of Two Way-ribbed Slab (S1).**

**4.8 Design of Flat Slab.**

**4.9 Design of Column (G3).**

**4.10 Design of Stairs.**

**4.11 Design of Basement Wall.**

**4.12 Design of mat foundation.**

**4.13 Design of Frame.**

### 4.1 Introduction:

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

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

## 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)**.

✓ **Strength design method:**

In 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 : ACI 2011
  UBC
- ✓ Material :

Concrete: B300…. ( $fc'$= 30*0.8 = 24$MPa$ ) .

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement
{fy = 420 N/mm²(MPa)}

### ✓ Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:
**$W_u$ = 1.2 $D_L$ + 1.6 $L_L$**
**$W_u$ = 1.4 $D_L$**

## 4.3 Check of minimum thickness of structuralmember:

**TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)**

| | Minimum thickness , h | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Simply supported | One end continuous | Both end continuous | Cantilever |
| Member | Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection | | | |
| Solid one way Slabs | L/20 | L/24 | L/28 | L/10 |
| Beams or ribbed one way slabs | L/16 | L/18.5 | L/21 | L/8 |

**Table (4.1):** Check of minimum thickness of structural members

**For rib:**

$\frac{L1}{16} = \frac{5}{16} = 0.3125m$ …. for simply span (control)

$\frac{L1}{9} = \frac{1.7}{9} = 0.19\ m$ …. for cantilever

select :32 cm thickness with 24 cm block and 8 toping .

**For beam:**

$\frac{L1}{21} = \frac{6.13}{21} = 0.292m$ …. for two end continuous

Beam thickness 32cm

$\frac{L1}{18.5} = \frac{8.18}{18.5} = 0.442\ m$ …. for one end continuous

Beam thickness 52cm

Select h=(24+8)=32cm for rib slab with drop beam h=52cm and 32cm beams.

## 4.4 Design of topping:

### ✓ Statically system for topping:

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

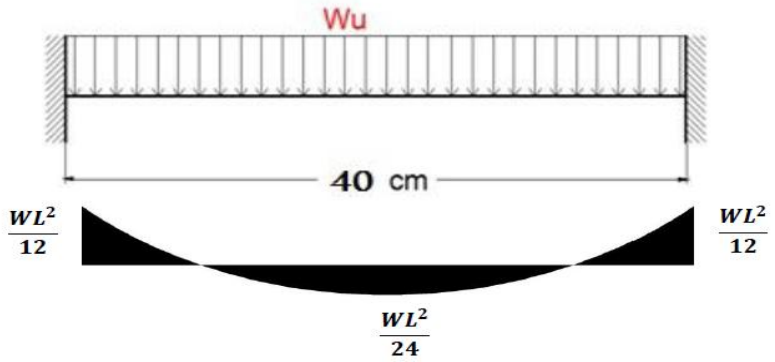


**Fig 4.1**: topping load and moment diagram.

For the topping, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

**Table (4 – 2)** Dead load calculation for topping

| No. | Partsof Rib | Quality Density KN/m$^3$ | Calculation |
|---|---|---|---|
| **1** | **Reinforced Concrete Topping** | 25 | **0.08×25×1** |
| **2** | **Sand** | 17 | **0.07×17×1** |
| **3** | **Mortar** | 22 | **0.02×22×1** |
| **4** | **Tile** | 23 | **0.03×23×1** |
| **6** | **Plaster** | 22 | **0.02×22×1** |
| **7** | **Partition** | | **2.38*1** |
| | | **∑ =** | **7.14** **KN/m** |

Nominal total dead load = 7.14 KN/m$^2$.
Nominal total live load = 4 KN/m$^2$.

**Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section:-**

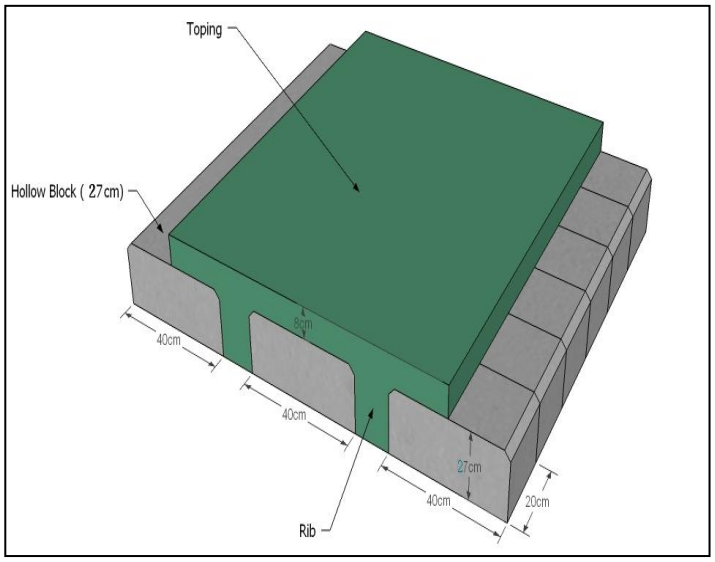



**Fig. (4-2):** Topping of one way rib slab

$q_u$= 1.2×D+1.6×L

14.61 KN/m. (Total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.19 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 1.207 \text{ KN.m} > M_u = 0.19 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$$\rho = 0.0018$$

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

**∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.**

**Check shear strength:**

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.92 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

**49 2.92**

**∴No shear reinforcement is requirement.**

## 4.5) Design of One Way-ribbed Slab (R10):

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

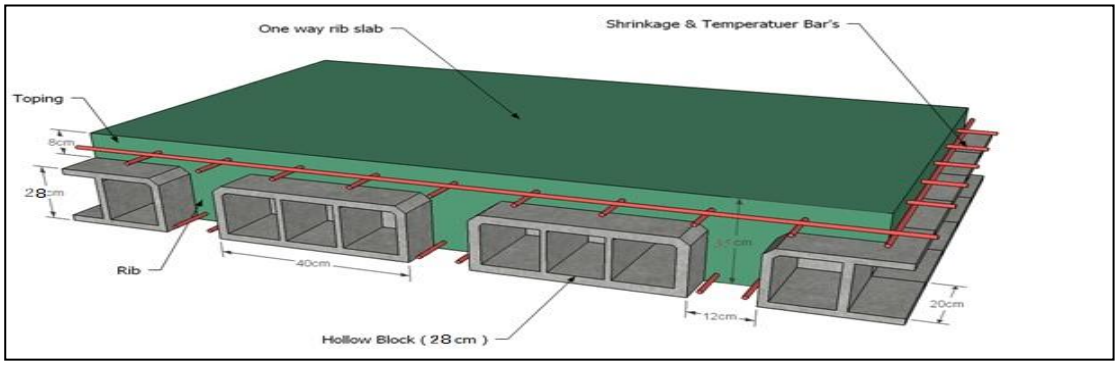



**Fig. (4-3):**One-Way rib slab

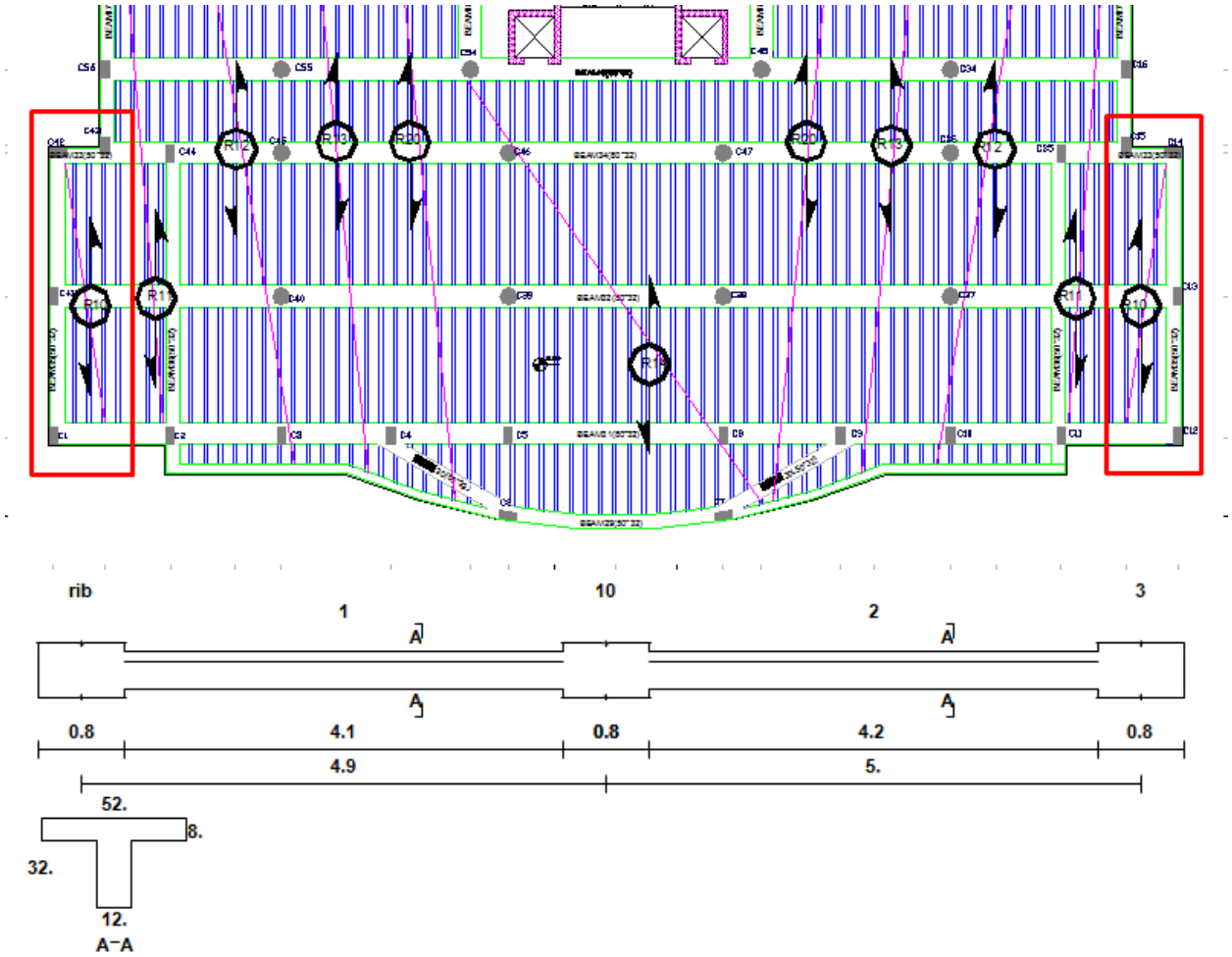



**Fig 4.4**: Rib 10 in first floor.

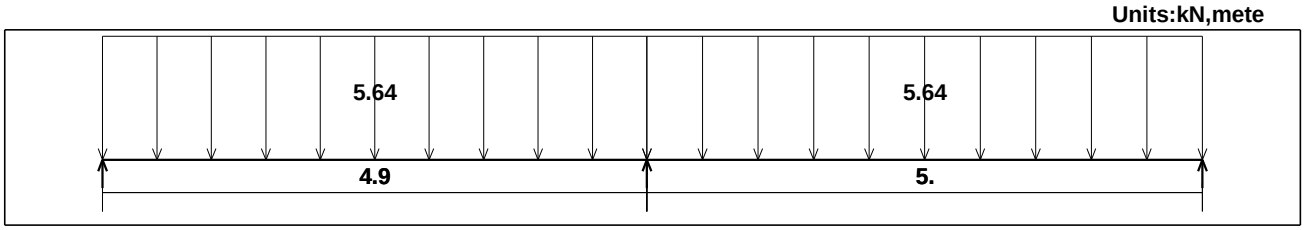



**Fig 4.5**: Dead load in the rib.

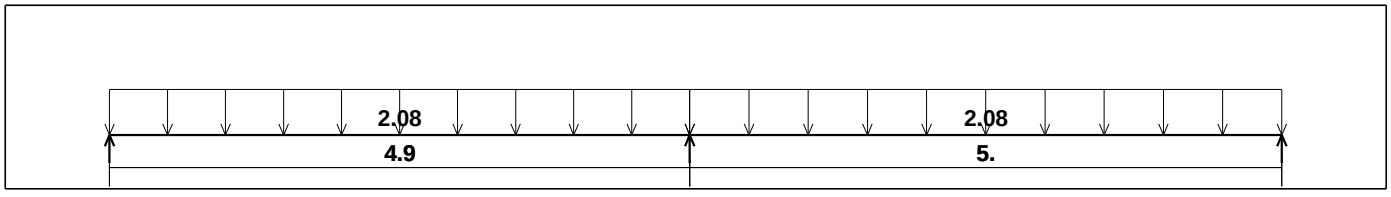



**Fig 4.6**: Live load in the rib.

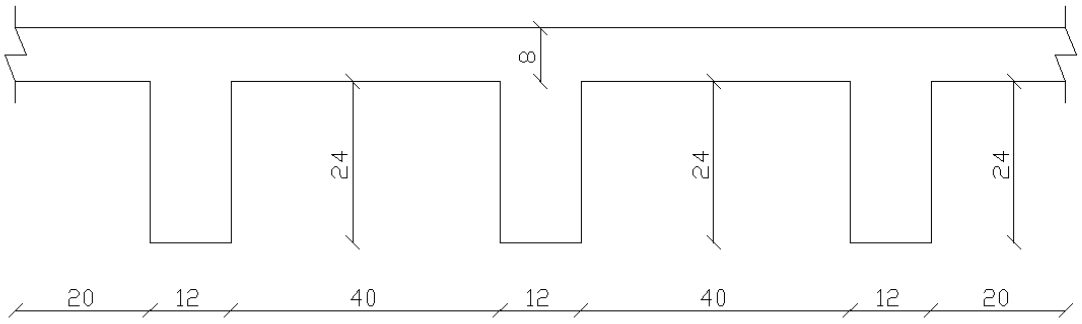



**Fig 4.7**: Geometry of rib and its dimension.

**Reactions**

**Factored** **Rib 1**

| | | |
|---|---|---|
| DeadR 12.2 | 41.36 | 12.61 |
| LiveR 7.29 | 21.01 | 7.42 |
| Max R 19.49 | 62.37 | 20.03 |
| Min R 11.11 | 51.72 | 11.6 |
| Service | | |
| DeadR 10.17 | 34.47 | 10.51 |
| LiveR 4.56 | 13.13 | 4.63 |
| Max R 14.72 | 47.6 | 15.14 |
| Min R 9.48 | 40.94 | 9.88 |

**Reactions**

**Factored** **Rib 2**

| | | | |
|---|---|---|---|
| DeadR 12.72 | 38.3 | 28.33 | 6.21 |
| LiveR 7.27 | 19.89 | 16.43 | 5.03 |
| Max R 20. | 58.19 | 44.77 | 11.24 |
| Min R 11.91 | 46.88 | 32.07 | 4.33 |
| Service | | | |
| DeadR 10.6 | 31.92 | 23.61 | 5.17 |
| LiveR 4.55 | 12.43 | 10.27 | 3.15 |
| Max R 15.15 | 44.35 | 33.88 | 8.32 |
| Min R 10.1 | 37.28 | 25.94 | 4. |

**Fig 4.8**: Reactions of rib (live and dead).

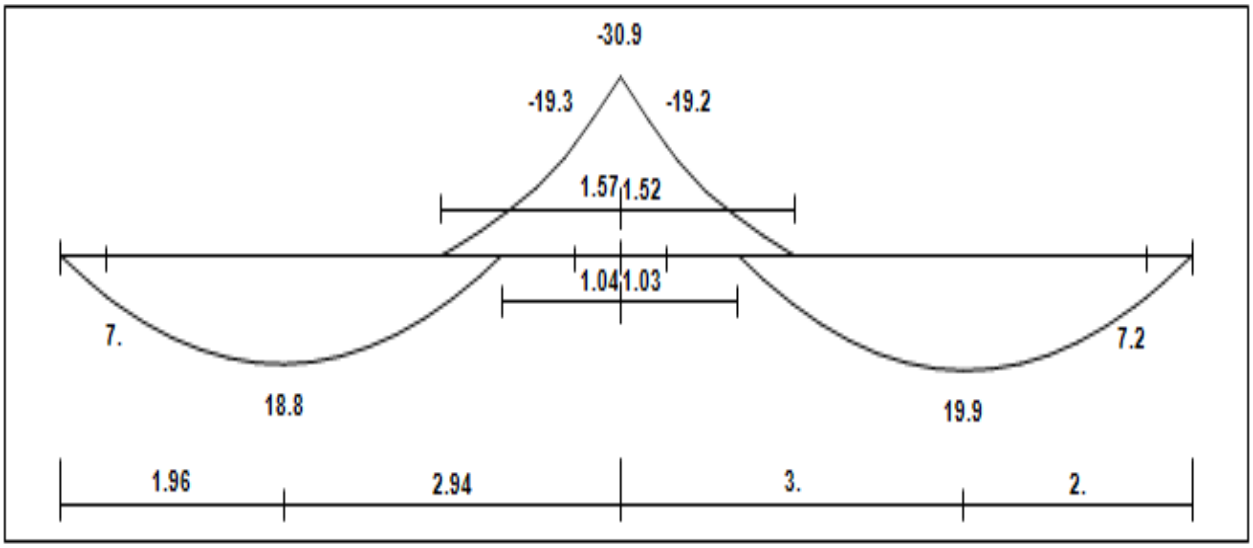



**Fig 4.9**: Moment diagram of Rib.

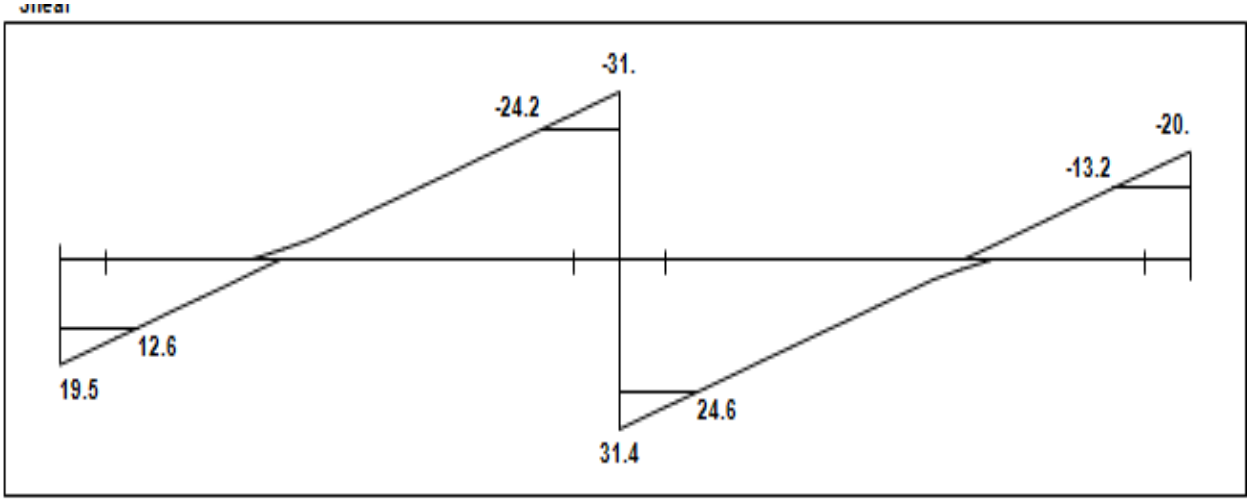



**Fig 4.10:** Shear diagram of Rib.

Calculation of the total dead load for one-way rib slab is shown in the following table:

**Table (4 – 3)** Calculation of the total dead load for one-way rib slab.

| No. | Material | Quality Density KN/m$^3$ | Calculation |
|---|---|---|---|
| **1** | **Topping** | 25 | **0.52×0.08×25 = 1.04** |
| **2** | **Rib** | 25 | **0.24×0.12×25 = 0.72** |
| **3** | **Sand** | 17 | **0.52×0.07×17 = 0.6188** |
| **4** | **Mortar** | 22 | **0.52×0.02×22 =0.2288** |
| **5** | **Tile** | 23 | **0.52×0.03×23 =0.3588** |
| **6** | **Plaster** | 22 | **0.52×0.02×22 =0.228** |
| **7** | **Block** | 10 | **0.4×0.24×10 = 0.864** |
| **8** | **Partitions** | 2.3 | **0.52×2.3 = 1.2** |
| | | ∑ = | **5.46** **KN/m** |

L = 4*0.52 = 2.08 KN/m

Qu = 1.2* D = 6.55 KN/m
1.6*L = 3.33 KN/m

Effective flange width ( $b_E$ ) ACI-318-14 (6.3.2)

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

$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clearspan} + b_w$= 520 mm ……Controlled.

≤ Span/4 = 495/4 = 123.75 mm.

≤ (16× $t_f$) + $b_w$ = (16× 80) + 120 = 1400 mm.

**→$b_E$= 520 mm.**

for main positive reinforcement Φ12 assume bar diameter

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

= 320 – 20– 8 –12/2= 286 mm.

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

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

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.286 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 208.77 \text{ KN. m}$$

$\emptyset M_{nf} = 0.9 \times 208.77 = 187.89$ KN.m

**4.5.1) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 19.9 KN.m**

→ $\emptyset M_{nf}$ = 187.89 KN.m> $M_{u\,max}$ = 19.9 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

Mn = Mu / ∅ = 19.9/ 0.9 = 22.1 KN.m.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{19.9*10^6}{520*286^2} = 0.468$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.468*20.6}{420}}\right) = 0.00113$ .

→$As_{req} = \rho \times b_E \times d = 0.00113 \times 520 \times 286 = 168$ mm$^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (9.6.1.2)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$

=100 mm$^2$<114.4 mm$^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min}$<$As_{req}$..

2∅12 = 226.2 mm$^2$>$As_{req}$... OK.

∴ **Use 2 ∅12**

→ **Check for strain :-($\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-14 (9.3.3)

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

226.2 × 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

a = 8.96 mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54$ mm × Note: $f'_c$ = 24 MPa< 28 MPa→ $\beta_1$ = 0.85

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

$= (\frac{286-10.54}{10.54})* 0.003 = 0.078 > 0.005$

∴ ∅ = 0.9 .... OK.

**4.5.2) Positive moment $Mu^{(+)}$ =18.8 KN.m**

→ $\emptyset M_n = \emptyset * C * (d - t/2)$

$=0.9*0.85*24*80*520*(286-80/2)$

$= 187.89$ KN.m

$\emptyset M_n = 187.98$ KN.m> $M_{u\,max} = 22.9$ KN.m.

∴ Design as rectangular section.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{18.8*10^6}{0.9*520*(286)^2} = 0.49$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.49*20.6}{420}}\right) = 0.0012$

→$A_s = \rho \times b_E \times d = 0.0012 \times 520 \times 286 = 178.5\ mm^2$.

$As = 178.5\ mm^2 > As_{min} = 126.4 mm^2$

∴ 2 Ø12 with $As = 226 mm^2 > As = 195.9\ mm^2$

∴ **Use 2Ø12.**

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

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.95$ mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.5$ mm× Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) * 0.003$

$= \left(\frac{286-10.5}{10.5}\right) * 0.003 = 0.079 > 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

**Design of negative moment of the rib:-**

According to ACI-318-14 (9.4.2.1) , For beams built integrally with supports, **Mu** at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

**4.5.3) Negative moment $Mu^{(-)}$ =19.3 KN.m**

Design as rectangular section with b = bw = 120 mm

Mn = Mu /∅ = 0.9*0.85*24*80*120*(286 - 80/2) = 43.36 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{19.3*10^6}{0.9*120*286^2} = 2.25 MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.2.25*20.6}{420}}\right) = 0.0057.$

→$A_s = \rho \times b_w \times d = 0.0057 \times 120 \times 286 = 195.6\ mm^2$.

→As = 195.6 mm² >$As_{min}$ = 126.4$mm^2$

2 ∅12 = 226.2 $mm^2$>$As_{req}$ =195.6 $mm^2$ .... OK.

∴ **Use 2 ∅12**

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

Tension = Compression

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

226.2 × 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

a = 38.8 mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65$ mm × Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) * 0.003$

$= \left(\frac{286-45.65}{45.65}\right) * 0.003 = 0.0158 > 0.005$

∴ ∅ = 0.9 .... OK.

**4.5.4) Design of shear of the rib**

**Vc**, provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-14 (9.8.1.5)

d = 320 - 20- 8 -(12/2) = 286 mm .
**Vu = 24.6 KN .**

1.1* $\emptyset V_c$ = 1.1 ×0.75× $\frac{\sqrt{24}}{6}$ × 0.12× 0.286 = 23.12 KN.

Take region Ш:

$$V_{limit} = \emptyset * Vc + \emptyset * Vs$$
$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 286 = 10.51 \text{ KN}$$
or
$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 120 * 286 = 11.44 \text{ KN} \quad \ldots . \text{control}$$

$$\emptyset * Vc = 23.12 < Vu = 24.1 \leq \emptyset * (Vc + Vsmin) = 31.7$$
$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{\sqrt{fc'} * bw}{16 * fy} = \frac{\sqrt{24} * 120}{16 * 420} = 0.089$$
$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{bw}{3 * fy} = \frac{120}{3 * 420} = 0.095$$
$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{100.53}{s} = 0.095$$

s = 1058.2

$$S_{req} \leq \frac{d}{2} = \frac{286}{2} = 143 \leq 600 \text{ mm}$$
**select∅8 @ 14 cm . 2 leg – stirrups**

## 4.6 Design Beam (47) at the 3rdFloor Slab:

**Material:-**

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm$^2$
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm$^2$

By using **ATIR**program, we get the envelope moment and shear force diagram As the follows:-

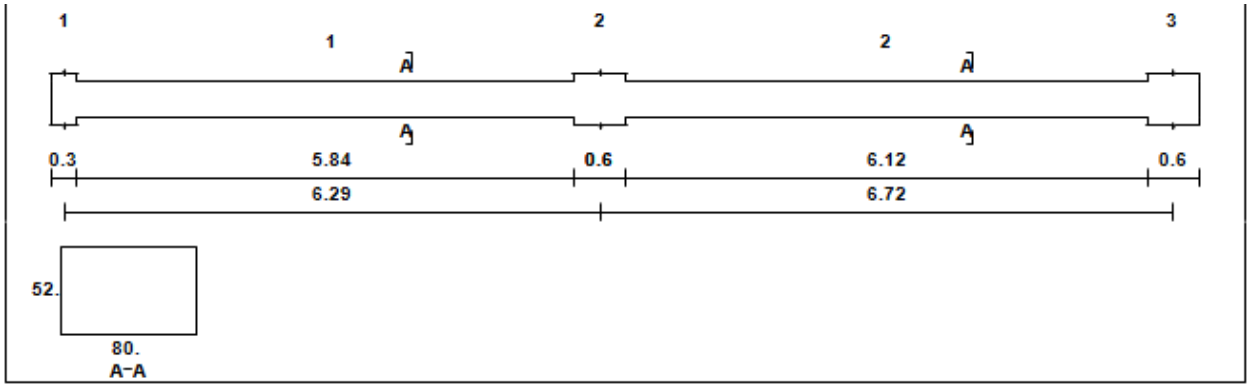



**Fig. (4-11)**:Beam geometry.

**Load of beam:-**

Load of this beam come from reaction of Rib101 & Rib103 as following:

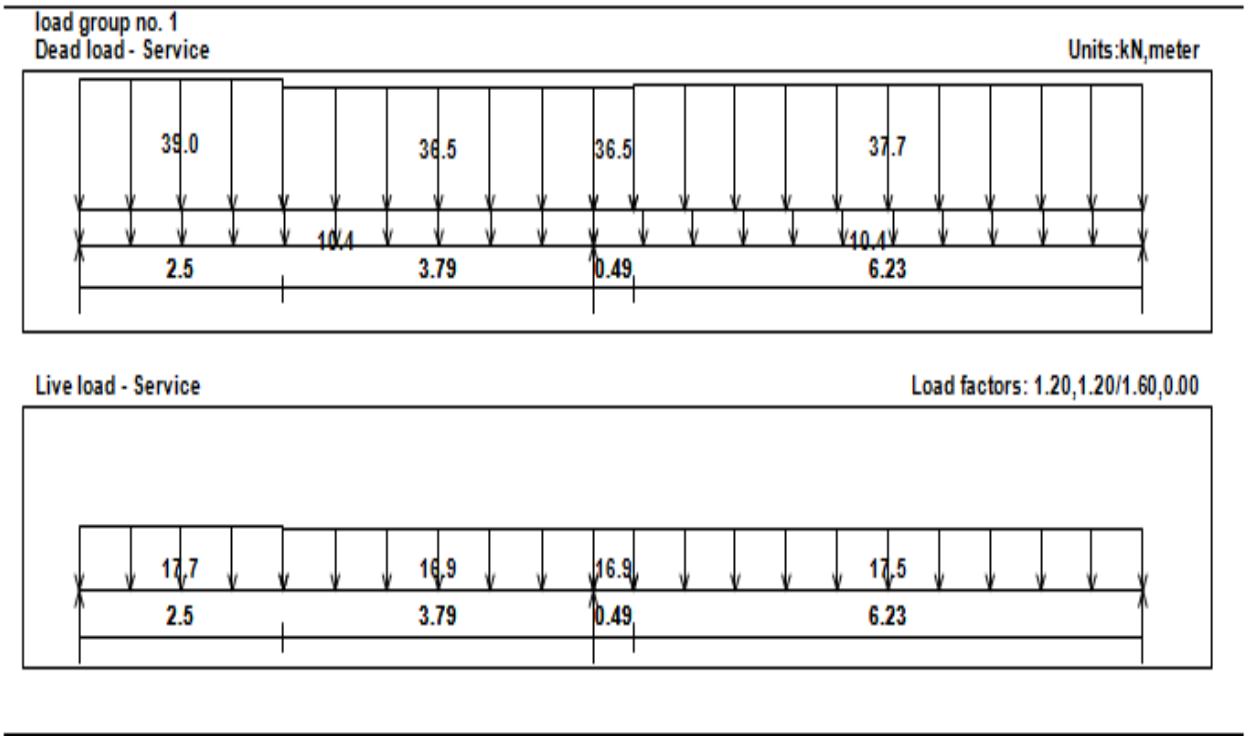



**Fig. (4-12)**: Load of the beam.

**»Self-weight of beam = 0.52*0.8 *25 = 10.4 KN/m**

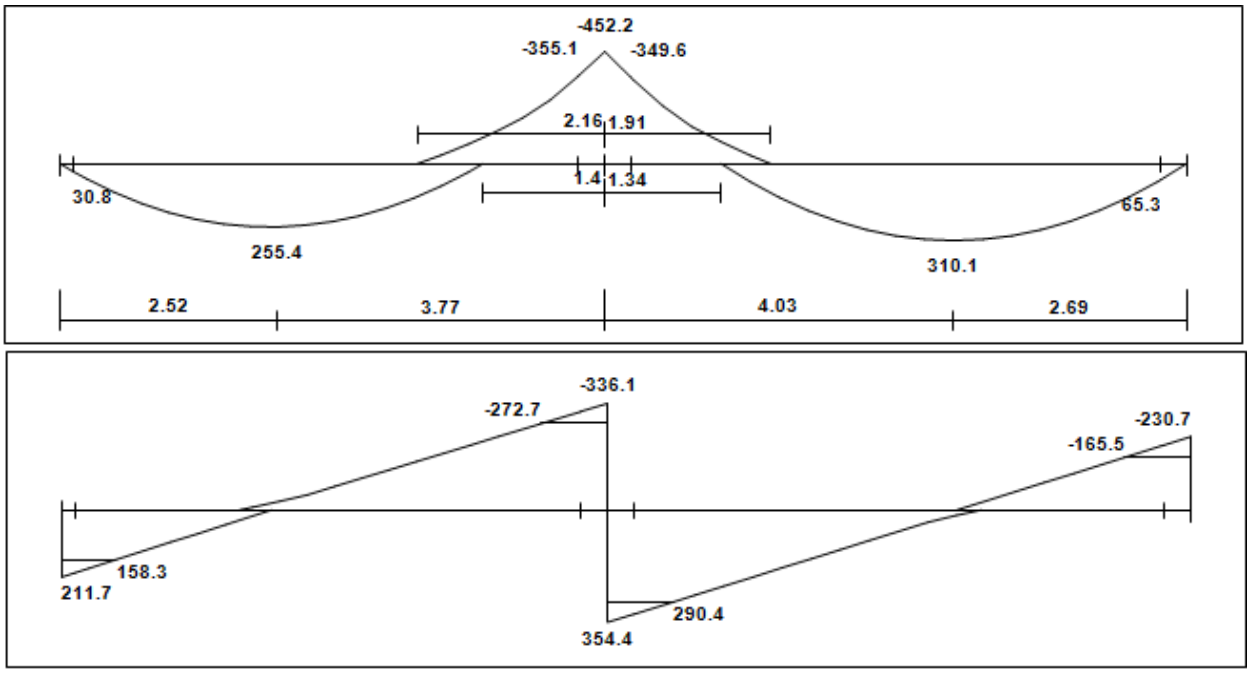



**Figure (4-13):** Moment and Shear Diagram in beam

**4.6.1) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 310.1 KN .m**

d = h – cover-$d_{stirrup}$ - $d_b - \frac{S}{2} = 520 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 461mm$

Check rectangular section or T-section:

From the geometry of T-Section :

b= 800 mm h= 520

Select diameter of bar = 18 mm.

$$Kn = \frac{310.1*10^6}{0.9*800*461^2} = 2.03Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.03)}{420}}\right) = 0.0051$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0051 \times 800 \times 461 = 1880.9\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(461) \geq \frac{1.4}{420}(800)(461)$$

$As_{min} = 1075.4 < 1229$……the larger is control

$1880.9\,mm^2 > As_{min} = 1220\,mm^2$

Take 8 Ø18 with As=2035.8 $mm^2$

Check for strain:

Tension = compression

$As_1 \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$2035.8 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 52.4mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.4}{0.85} = 61.6mm$

$\varepsilon_s = (\frac{457.5 - 61.6}{61.6}) * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005 \rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

`

**4.6.2) Positive moment $Mu^{(+)}$ =255.4KN.m.**

d = 461 $mm$

kn = $\frac{255.4*10^6}{0.9*800*461^2}$ = 1.69Mpa

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

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

ρ = 0.00421

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00421 \times 800 \times 461 = 1552.6$ mm²

$1552.6\,mm^2 > As_{min} = 1229\,mm^2$

Use 8Φ 18 with As = 2035.75 mm² > As req

Check for strain:

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

**4.6.3) Negative moment** $Mu^{(-)}$ =452.2**KN.m.**

d = 461 $mm$

kn =$\frac{452.2*10^6}{0.9*800*461^2}$ = 2.96Mpa

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.96)}{420}}) = 0.00765$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00765 \times 800 \times 461 = 2821.4\ mm^2$

$2821.4\ mm^2 > As_{min} = 1229\ mm^2$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0077 \times 800 \times 461 = 2821.34\ mm^2$

$As_{req} = 3872.4\ mm^2 > As_{min} = 1229.3\ mm^2$

Use 12Φ 18 with As = 3053.62 mm² $> As_{req} = 28213.4\ mm^2$

Check strain :

$T = C$

$3053.62 * 420 = 0.85 * 24 * a * 800$

$a = 78.6\ mm^2$

$X = \frac{78.6}{0.85} = 92.5\ mm^2$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{(461 - 92.5)}{92.5}$$

$\epsilon_s = 0.012 > 0.005$

$so\ \emptyset = 0.9$

**4.6.6Design of shear:-**

**» Span 1 : Vu = 272.7 KN .**

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

$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 461 = 225.8$ KN.

$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 800 \times 461 = 84.7\ KN$

5*ϕVc = 5*225.8

= 1129.2 KN > 272.7

Region 3 :

Vu <= ØVc + min ØVs

Vu <= 225.8 + 84.7 = 310.5

Select Ø10 , 2 legs

AV = 2*∏ *$10^2$ /4

= 157 $mm^2$

Min Ø Vs = 84.7

Vs = 84.7/0.75 = 112.93 KN

$\frac{Av}{Sreq} = \frac{Vs}{fy*d}$

Sreq = 157*420*461/112.9E+3

Sreq = 269.3 >= 461/2

= 230.5 <= 600 mm

Select S = 25 cm

Region 4 :

Vu <= 3ØVc

<= 3*225.8 = 677.4

Ø Vn = Ø*Vc + Ø*Vs = Vu

= 225.8+ Ø*Vs = 290.4

Ø*Vs = 64.6

Sreq = 157*420*461 / 86.13E3

= 352.9 mm

Select S = 300 < 600

## 4. 7 Design of Two Way-ribbed Slab (S1).

4.13.1 Check if the minimum thickness of the slab.

$I_{b1} = bh^3 \setminus 12 = 80 * (32)\ \hat{}\ 3 \setminus 12 = 218453.3\ cm^4$.
$I_{b1} = bh^3 \setminus 12 = 50 * (32)\ \hat{}\ 3 \setminus 12 = 136533.3\ cm^4$

8

$Y_c = \frac{52 * 8 * 4 + 12 * 24 * 20}{52 * 8 + 24 * 12} = 10.55\ cm^4$

$I_{rib} = \frac{52 * 8^3}{12} + \frac{12*24^3}{12} + \frac{12 * 20^3}{12}$

+ 8*52(6.55) ^2 + 24*12*(9.45) ^2

= 59609 cm ^4

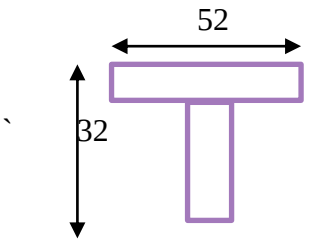



Fig (4-14): Section in Tow way

Short direction
$I_s = \frac{596009\ (564*0.5)}{52} = 323264.2 cm^4$.
Long direction
$I_s = \frac{59609\ (613*0.5)}{52} = 351349.2 cm^4$.

$\alpha_1 = \frac{Ib}{Is} = 2184533.3 \setminus 323264.2 = 0.676$

$a_{f2} = \frac{Ib}{Is} = 136533.3 \setminus 351349.2 = 0.389$

$a_{fm} = \sum af \setminus 2 = (0.676+0.389) \setminus 2 = 0.533 < 2$

$h = \frac{5.33\ (.8+ 420\setminus1400)}{36+5*1.07\ (0.533- 0.2)} = 155 > 125$

$\beta = 5.33 \setminus 4.99 = 1.07$.
Select h=32 cm > 15.5 OK.

4.13.2 Load calculation:

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

| **Material** | **Quality Density KN\m$^3$** | **W = ɣ * V KN** | |
|---|---|---|---|
| **Tiles** | 23 | 23*0.03*0.52*0.52 | 0187 |
| **Mortar** | 22 | 22*0.02*0.52*0.52 | 0.119 |
| **Sand** | 17 | 17*0.07*0.52*0.52 | 0.322 |
| **Topping** | 25 | 25*0.08*0.52*0.52 | 0.541 |
| **Rib** | 25 | 25*0.12*0.24*(0.52+0.4) | 0.662 |
| **Concrete block** | 10 | 10*0.*0.4*0.4 | 0.384 |
| **Plaster** | 22 | 22*0.24*0.52*0.52 | 0.119 |
| **Partition 2.3 KN\m$^2$** | | 2.3*0.52*0.52 | 0.622 |
| **Total dead load , KN** | | | 2.95 |

Dead load of slab :
DL = 4.6 \ (.52 * .52 ) = 10.93 KN\m$^2$ .
WD = 1.2 * 10.93 = 13.12 KN\m$^2$ .
Live load of slab :
LL = 4 KN\m$^2$
WL = 1.6 * 4 = 6.4 KN\m$^2$
$^{W}$ = 13.12 + 6.4 = 19.52 KN\m$^{2\cdot}$
Moment calculation :
La \ Lb = 4.99 \ 5.33 = 0.95
Negative moments at continuous edge :
$C_{aneg}$ = - 0.075
$C_{a,dl}$ = 0.036 $C_{a,ll}$ = 0.038
$C_{b,dl}$ = 0.024 $C_{b,ll}$ = 0.029
$C_a$ = 0.75 $C_b$ = 0.25

Positive moment :
$M_{adpos}$= (0.036 * 13.12*4.99$^2$ ) + (0.038*6.4*4.99^2) = 17.81 KN.m .
$M_{bdpos}$ = (0.024* 13.12*5.33$^2$ ) + (0.029*6.4*5.33^2) = 14.22 KN.m .

Negative moments :
Maneg = 0.075*19.52*4.99^2 = 36.45 KN.m \ m .
Mbneg = 0.075 = 5.7 KN.m \ m .

4.13.3 Design of slab :

***negative moment :***
d = 320 – 20 –8 - 14/2 = 285 mm .
$Rn = \frac{Mn}{bd2}$ = $\frac{36.45*10^6}{0.9*120*285^2}$ = 4.16 Mpa .$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.6
$\rho = \frac{1}{m}\left( 1- \sqrt{1 - \frac{2Rnm}{fy}} \right)$ = 1 \ 20.6 ( 1 - $\sqrt{1 - \frac{2*4.16*20.59}{420}}$ ) = 1.12 * 10$^{-3}$ .

As = ρbd = 1.12 * $10^{-3}$ * 120 * 285 = 383.04 $mm^2$

Check for As,min

$0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{fy} b_w d \geq \frac{1.4}{fy} b_w d$

As,min = 0.25 $\frac{\sqrt{24}}{420}$ 120 . 285 = 99.73 $mm^2$ .

$\frac{1.4}{420}$120 .285 = 114 $mm^2$ .

**Take 2Ø 16 .**

***Positive Moment :***

d = 350 – 20 – 8 - 12/2 = 286 mm .

As for **2Ø 12** = (2*3.14*12^2)/4 = 226.2 $mm^2$

Check for As,min

As min = $\frac{1.4}{fy} b_w d$

As,min = 0.25 $\frac{\sqrt{24}}{420}$ 120 . 286 = 116.6 $mm^2$ .

$As > Asmin$

design as rectangular section

C = a/$\mathbf{B_1}$

8.96/0.85 = 10.54 mm

Mn = As * fy *(d- a/2)

=226.2*420*(286 - 10.54/2)

=26.67

$\emptyset\, Mn = 26.67 * 0.9 = 24$kn/m> Ma and Mb

**Take 2Ø 12 .**

4.13.4 Design of shear :

Wa = 0. 75 , in the short direction

The total load on the panel being ( 19.52*4.99*5.33 ) = 519.17 KN .

The load per rib at face of the long beam is ( 0. 75 * 519.17 * 0.52 \ ( 2 * 5.33 )) = 19 KN .

$V_u$ = 19 – 0.285 * 0.52 * 19.52 = 25.5 KN .

$\emptyset V_c = 0.750*1.1 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d = 0.75 *1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 285 \times 10^{-3}$ = 23.04 KN .

No need for shear reinforcement .

## 4.8 Design of Flat slab :

The design done by using SAFE program.

### 4.8.1 Load calculation:

Assume slab thickness 32cm.

**Table (4 – 5)** Calculation of the total dead load for flat slab.

| No. | Material | Thickness cm | Quality Density $KN/m^3$ | Calculation |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Slab | 32 | 25 | 0.32×25 = 8 |
| 2 | Sand | 7 | 17 | 0.07×17 = 1.19 |
| 3 | Mortar | 2 | 22 | 0.02×22 =0.44 |
| 4 | Tile | 3 | 23 | 0.03×23 =0.69 |
| 5 | Plaster | 2 | 22 | 0.02×22 =0.44 |
| 6 | Partitions | | | 2.38 |
| | | | ∑ = | 13.14 $KN/m^2$ |

### 4.8.2 Check for punching shear:

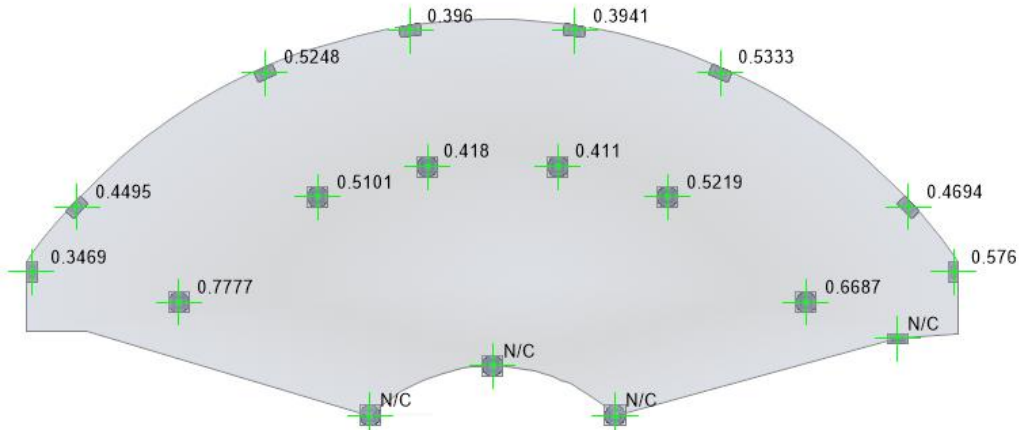



**Figure (4-15):** Punching Shear Capacity Ratios / Shear Reinforcement for flat slab

As shown all ratios less than 1 , so we don't have punching reinforcement .

### 4.8.3 Design for bending moment:

**Figure (4-16):** moment distribution in x-direction

**Figure (4-17):** moment distribution in y-direction

The design of flat slab done by using Finite Element method.

Selected Ø12/15cm in both direction for top reinforcement

Selected Ø12/10cm in both direction for bottom reinforcement

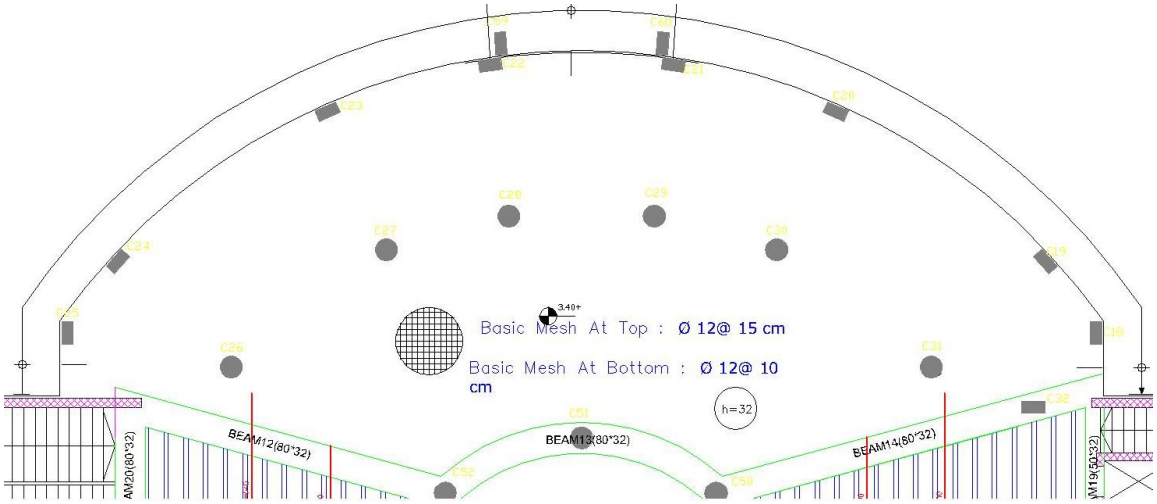



**Figure (4-18):** Reinforcement for flat**.**

## 4.9 Design of column (G 3):

Pd=2500 KN

Pl=500 KN

fc`=28 Mpa

fy=420 Mpa

### (4.9.1) Check the slenderness parameter:

(Non-sway system braced, K=1)

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 \quad brecedframewith$M min

$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$

r = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.50 = 0.15$

r = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.45 = 0.135.$

$L_u$ = 3.4m

$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 \times 3.4}{0.135} = 25.18 > (34 - 12) = 22$ So the column is long at x axis

$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 \times 3.4}{0.3 * 0.5} = 22.66 > (34 - 12) = 22$ So the column is long at y axis

- **(4.9.2) Calculate e min ,M min about X-axis:**

Pu=1.2*2500+1.6*500=3800 KN

e=0

$e_{min}$ =15 +0.03h =15+0.03× 450 =28.5 mm.

$M_{min}$= $P_u$ × $e_{min}$= 3800 ×0.0285 = 108.3 KN.m

Fc = 28Mpa , Fy=420Mpa

$E_c$ =4700$\sqrt{f_c'}$ = 4700$\sqrt{28}$ =24870.1 Mpa.

$I_g$ =$\frac{b.h^3}{12} = \frac{500.450^3}{12}$ = 3.8 ×$10^9$$mm^4$.

- **(4.9.3) Determine of Euler buckling load:**

$P_c$ =$\frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$ =$\frac{\pi^2 \times 0.4 * 4750 * 3.8 \times 109 * \sqrt{28}}{1.78(1+3400)2} = 18.3\ MN$

- **(4.9.4 ) Calculate the moment magnifier factor:**

$C_m$ =0.6 + 0.4 $\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$

$\delta_{ns}$=$\frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{3800}{0.75\times18.3}} = 1.38 > 1$ $ok$

The magnified (e) and (M):

e = $\delta_{ns}e_{min}$ =1.38×0.00285 = 39.4 mm

e/h = 0.0394/0.45 = 0.0876

ɣ /h=(450-2*40-20-20)/450 = 0.77

From the interaction diagram constructed Diagram

ɣ /h=0.75 $\phi Pn / Ag$ =2.556

ɣ /h=0.6 $\phi Pn / Ag$ =2.5

ɣ /h=0.73 $\phi Pn / Ag$ =2.54*(1000/145)=17.57

Pny=6.08 MN

- **(4.9.5) Calculate e min ,M min about Y-axis:**

Pu=1.2*2500+1.6*500=3800 KN

e=0

$e_{min}$ =15 +0.03h =15+0.03× 500 =30 mm.

- **(4.9.6) Determine of Euler buckling load:**

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.4 * 4750 * 4.6 \times 109 * \sqrt{28}}{1.78(1+3400)2} = 22.58\ MN$

- **(4.9.7 ) Calculate the moment magnifier factor:**

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{3.8}{0.75\times 22.58}} = 1.29 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):

ex = 1.29×30 = 0.0386 mm

e/h = 0.77

ɣ /h=(500-2*40-20-20)/500 = 0.76

From the interaction diagram constructed Diagram

$\phi Pn / Ag$ =17.57 Pnx=6.08 MN

As=0.026*0.45*0.5=5850 $mm^2$

**Select 12∅25**

**Po=0.8*500*450(0.85*28(1-0.026)+420*0.026)=6.17 MN**

## (4.9.8)Bressler equation:

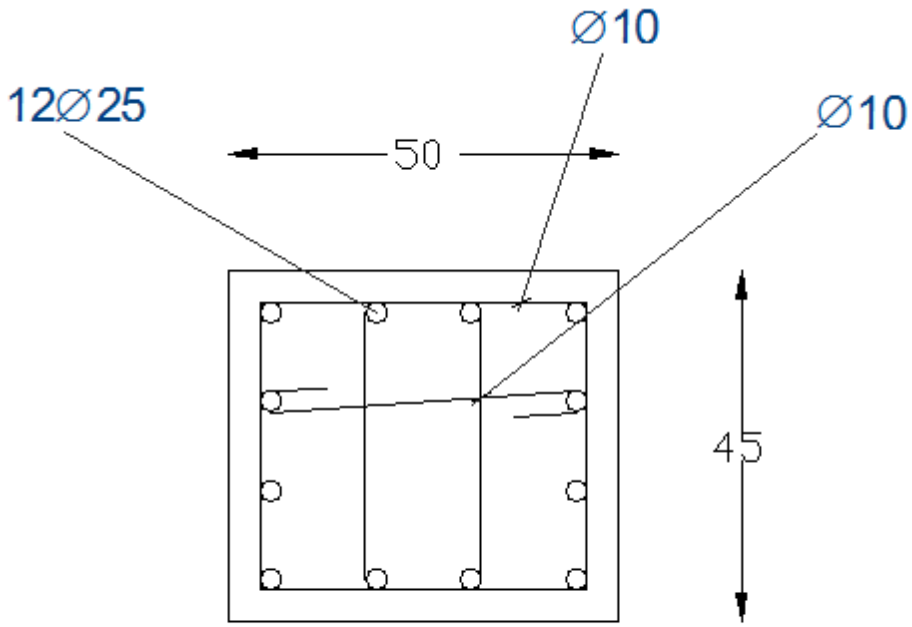
1/Pn=1/Pnx+1/Pny-1/Po

=1/6.08+1/6.08-1/6.17

Pn =5.992

ØPn=3.89 ≥Pu=3.8

Safe




Group 3

ززززززززززززززز

**Figure (4-19):** Reinforcement for column.

## 4.10: Design of stair:

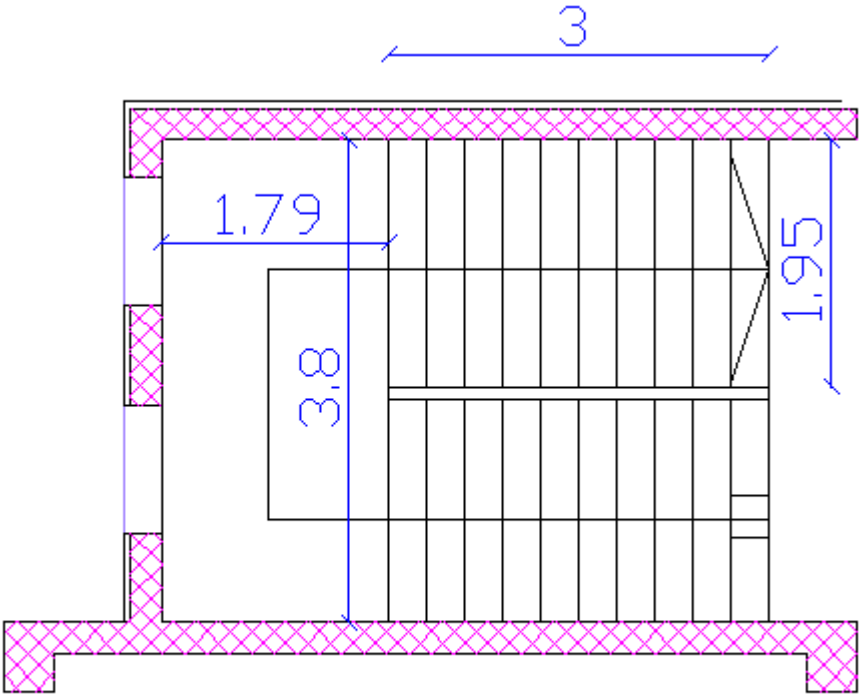



**Figure (4-20):** Top view of stair

### (4.10 .1) Determination of Slab Thickness:

L = 3.8 m.

$h_{req}$ = 3.8/ 20 **= 19**

Take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20 cm**.

$\theta = \tan^{-1}(15.5 / 3) = 27.3$

Cos θ = 0.889

### ⇒ (4.10.2) Load Calculations at section :

**Load on Flight:-**

Dead Load:

For 1m strip:

Flight = (25*0.2)/(Cos27.3) = 5.63 KN/m.

Horizontal Mortar = 0.03*22*1 = 0.66 KN/ m.

Plaster =(0.02*22)/ (Cos 27.3) = 0.5 KN/ m.

Horizontal tiles =23*0.04*(33/30) = 1.01 KN / m.

Vertical tiles =22*0.03*(15.5/30) =0.34 KN/m

Triangle = 25*0.155*1*0.5 = 1.94 KN/m

Total dead load = 10.08 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =4 KN/ $m^2$.

Factor Loads:

$Q_u$=1.2*10.08+1.6*4 = 18.5 KN/m.

Au = 18.5*3*0.5 = 27.8 KN

Max Vu =27.8*cos27.3 = 24.7 KN

Max Mu =27.8*(0.4+1.5)-18.5*1.5*0.75=32 KN.m

**(4.10.3) Design of Shear:**

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -12\2 = 174 mm

Vu = 24.7 KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.5 KN$$

Vu = 24.7 KN< $\phi Vc$ = 106.5 KN.

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

**(4.10.4) Design of Bending Moment:**

Max **Mu = 32kN.m**

$Mn$ = Mu / 0.9 = 32 / 0.9 = 35.55KN.m.

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

$$k_n = \frac{35.55 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.17 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.17}{420}}\right) = 0.0029$$

$As_{req}$ = 0.0029*1000*174 = 504.6 $mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 360 mm$

$As_{\min}$ = 360mm$\leq As_{req}$ = 504.6 $mm^2$

**Use Φ 12@ 20 cm**

As provided =565.7 $mm^2$>As req.

Check Strain:

T=C

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

420*565.7 = 0.85*24*1000*a

a=11.6 mm

x=13.6 mm

€s = 0.0357 >0.005

So $\phi$ =0.9

5 -Lateral reinforcement:

As min = 3.6 $cm^2$

**Use Φ10 @ 10 cm**

**As = 3.9** $cm^2$**/m**

## (4.10.5) Design of landing:

**- Load on landing:**

Dead Load:

Tiles = 0.03*23*1 = 0.69 KN/m.

Mortar = 0.02*22*1= 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.02*22*1 = 0.44 KN/ m.

Slab = 0.2 *25*1 = 5 KN/ m.

Sand = 16*0.07*1= 1.12 KN/m

Total dead load =7.6 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs = 4 KN/ m.

$Q_u$=1.2*7.6+1.6*4=15.52 KN/m.

**Au or Bu from Analysis:**

**Au = (15.52+27.8)*4*0.5 = 86.6 KN**

**Vu= -43.32*(0.299) +86.6 = 73.65 KN**

**Mu max =86.6*2-43.32*2*1 = 86.56 KN.m**

## (4. 10.6) Design of Shear:

**Vu = 49.32 KN.**

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.5KN$$

Vu = 73.65 KN< $\phi Vc$ = 106.5 KN.

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

## (4.10.7) Design of Bending Moment:

Mu = 86.56 KN.m

Mn = Mu / 0.9 =86.56 / 0.9 = 96.18KN.m.

d = 174mm.

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

$$M_n = \frac{96.18 * 10^6}{1000 * 174^2} = 3.18MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.18}{420}}\right) = 0.0083$$

$As_{req}$ = 0.0083*1000*174 = 14.42 $cm^2$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm2$$

$As_{\min}$ = 3.6$cm^2$ ≤ $As_{req}$ = 14.42 $cm^2$

**Use Φ 14 \10cm**

As = 15.39 $cm^2$ /m

Check Strain:

T=C

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

420*15.39 = 0.85*24*1000*a

a=31.68 mm

x=37.27 mm

€s = 0.003((174-37.27)/(37.27)) = 0.011 ≥ 0.005

So $\phi$ =0.9

## (4.10.8) Design Region Ⅲ (Landing):

**Au = 15.52*4*0.5 = 7.76 KN**

**Vu = -15.52 *0.299+7.76 = 7.31 KN**

**Mu = -7.76*2 + 15.52*2*1 = 15.52 KN.m**

## (4.10.9) Design shear:

**Vu = 7.31 KN.**

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.5 KN$$

Vu = 7.31 KN< $\phi Vc$ = 106.5 KN.

## (4.10.10) Design bending moment:

Mu = 15.52 KN.m

Mn = Mu / 0.9 =15.52 / 0.9 = 17.24KN.m.

d = 174mm.

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

$$M_n = \frac{17.24 * 10^6}{1000 * 174^2} = 0..6MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.6}{420}}\right) = 0.0015$$

$As_{req}$ = 0.0015*1000*174 = 261 $mm^2$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm2$$

$As_{min}$ = 3.6$cm^2 \leq As_{req}$ = 261$mm^2$

**Use Φ 10 \20cm**

As = 3.93 $cm^2$ /m

Check Strain:

T=C

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

420*393 = 0.85*24*1000*a

a=8.1 mm

x=9.53 mm

€s = 0.003((174-9.53)/(9.53)) = 0.052 ≥ 0.005

So $\phi$ =0.9 OK

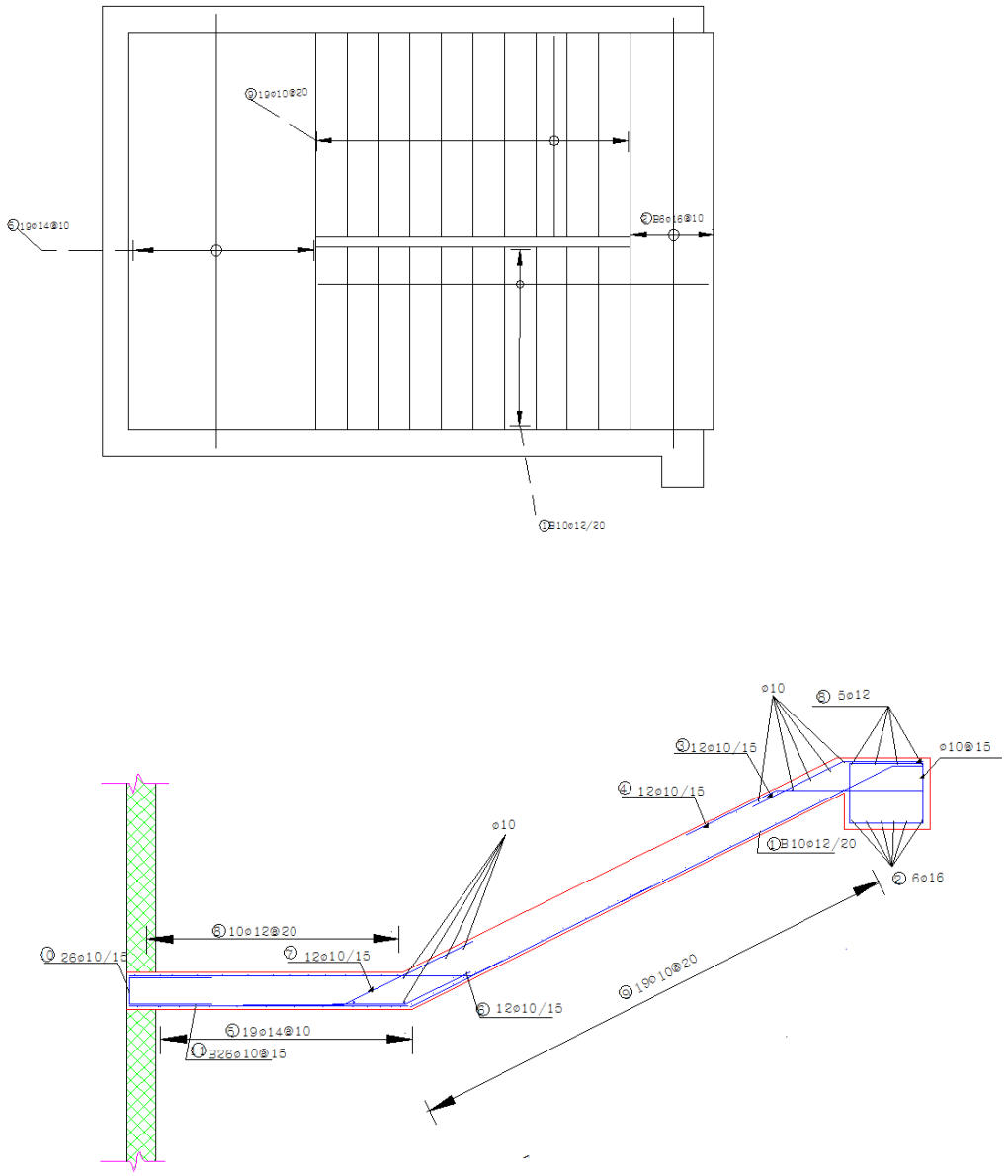



**Figure (4-21):** Reinforcement for stairs**.**

## 4.11 Design of basement wall:

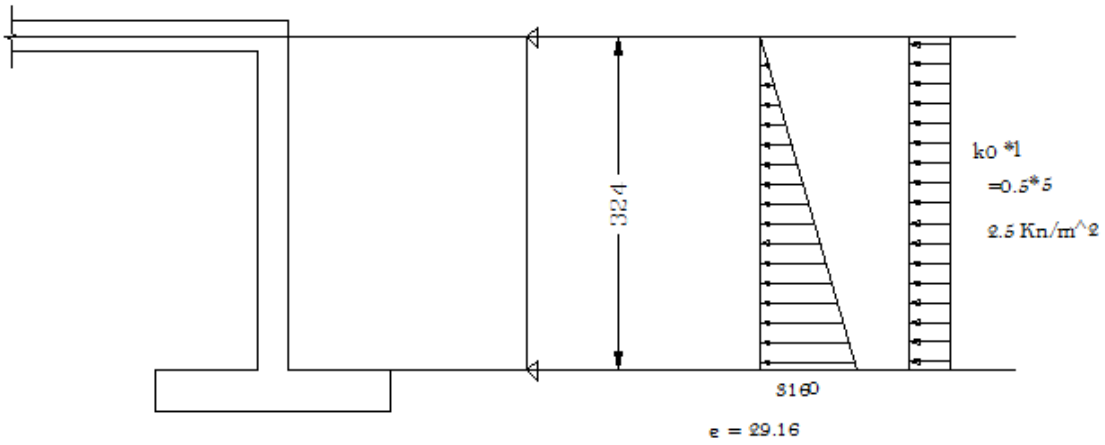



**Figure (4-22):** Geometry of basement.

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30° \gamma = 18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

### 4.11.1 Load on basementwall:

For 1m length of wall:
* **Weight of backfill:**

$$q1 = Ko * \gamma * h$$

= 0.50*18.0*3.24 =29.16 KN/m
$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *44.8 = 46.656 KN/m
*** Load from live load:**
LL=5 KN/m2
$q2 = Ko * LL$
= 0.50 * 5 =2.50 KN/m
$q_{2\ (Factored)}$ = 1.6 *2.50 =4.0 KN/m

### 4.11.2Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,
$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm
Vmax =56.86 KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{28} * 1000 * 266}{6} = 175.01 \text{ KN}$$

$Vu < \phi Vc$

**No shear Reinforcement is required.**

### 4.11.3 Design of bending moment:

Mu max =22.81 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{36.56}{0.9} = 40.62 \text{ KN. m}$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{40.62 * 10^6}{1000 * 266^2} = 0.57 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.60$$

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

$$= \frac{1}{17.60} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.57 * 17.6}{420}}\right)$$

$$= 1.37 * 10^{-3}$$

$Asreq = \rho * b * d = 1.37 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{3.65\ cm^2/m}$

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$Amin \leq Areq$

**Select Ø10@20cm/m in both direction.**

### 4.11.4 Design of the horizontal reinforcement:

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**Ø10@20cm/m**, in two layer.

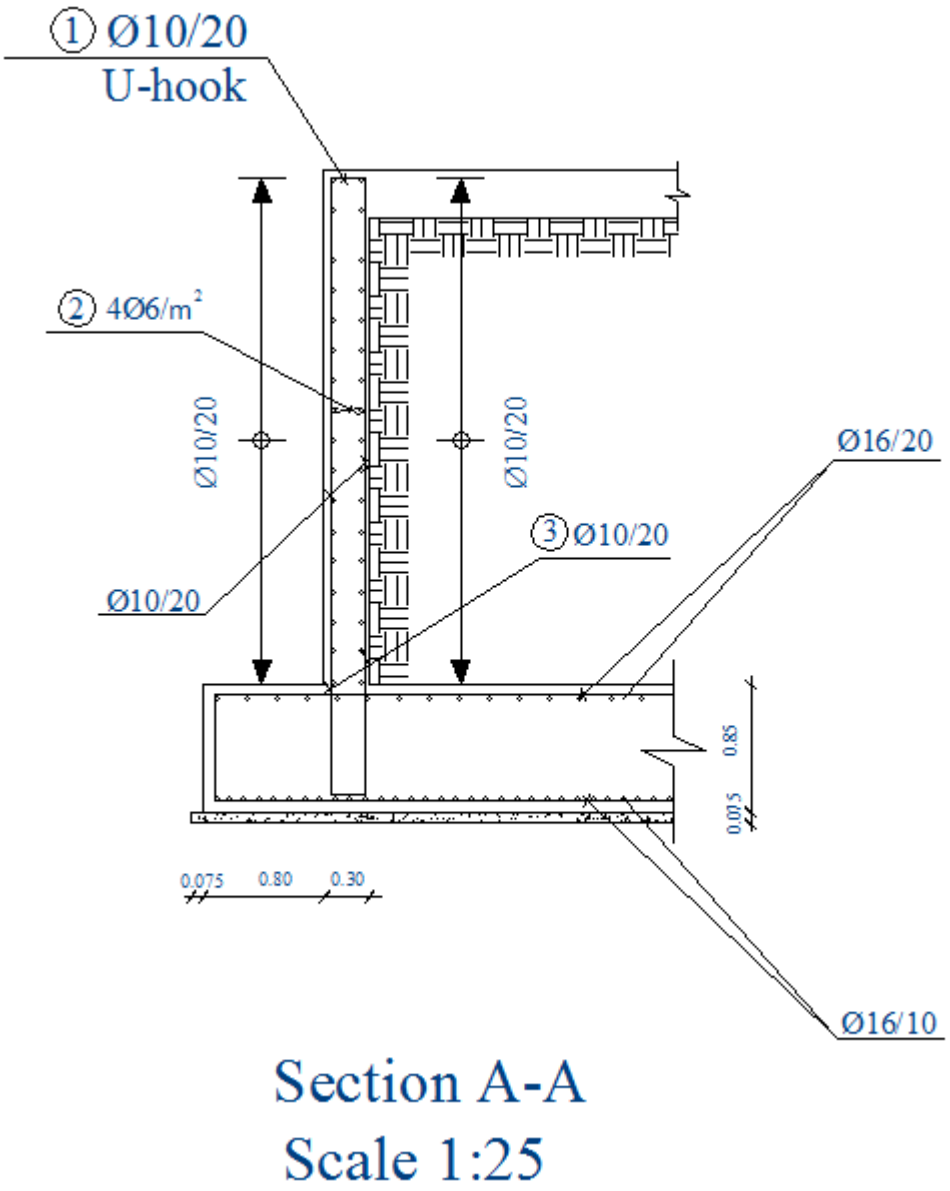



**Figure (4-23):** Reinforcement for stairs**.**

## 4.12 Design of mat foundation:

**Design done by using SAFE.**

### 4.12.1 Load calculation:

Density of soil = 18KN/$m^3$
Allowable soil pressure = 300kN/$m^2$
Fc'= 24 Mpa
Fy= 420 Mpa
Cover= 7.5 cm
Take the reaction of columns and walls from ETABS.

### 4.12.2 Determine the soil pressure:

Subgrade Modulus of soil = 120*300 = 36000KN/$m^3$

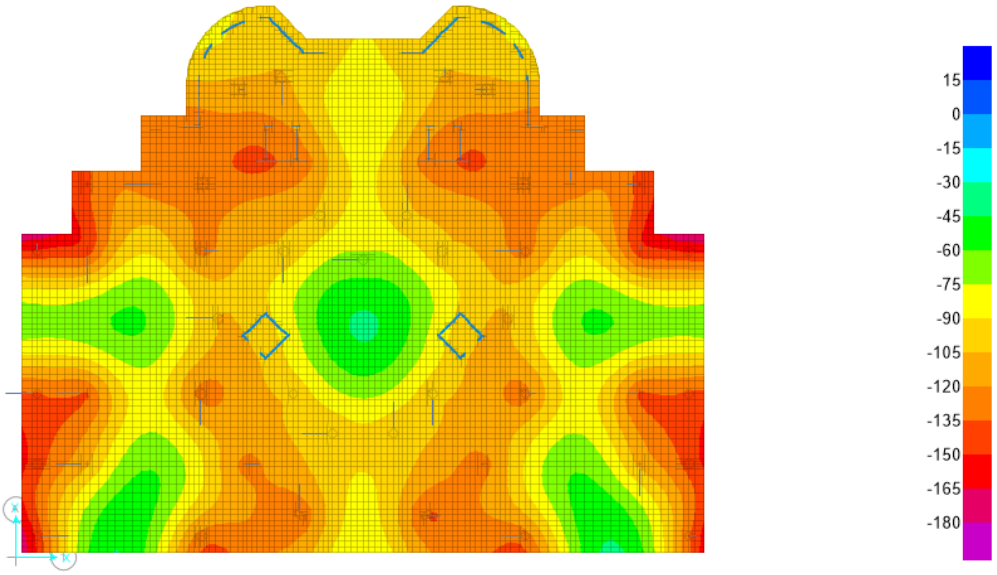



**Figure (4-24):** Soil pressure diagram

Max pressure =178 KN/$m^2$< 300 KN/$m^2$

### 4.12.5 Check for punching shear:

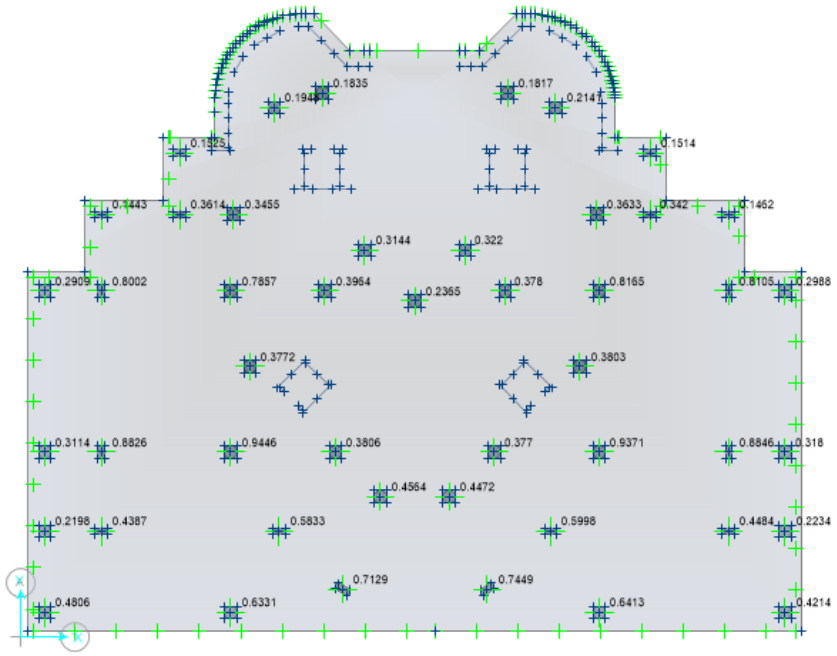



**Figure (4-25):** Punching Shear Capacity Ratios / Shear Reinforcement for mat foundation

As shown all ratios less than 1, so we don't have punching reinforcement.

### 4.12.6 Design for bending moment:

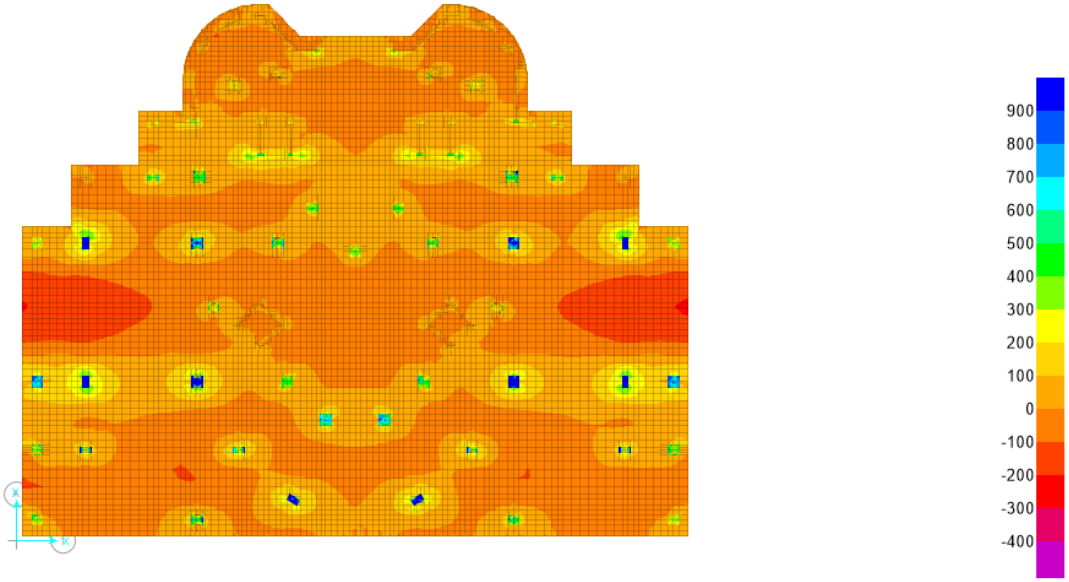



**Figure (4-26):** moment distribution in x-direction

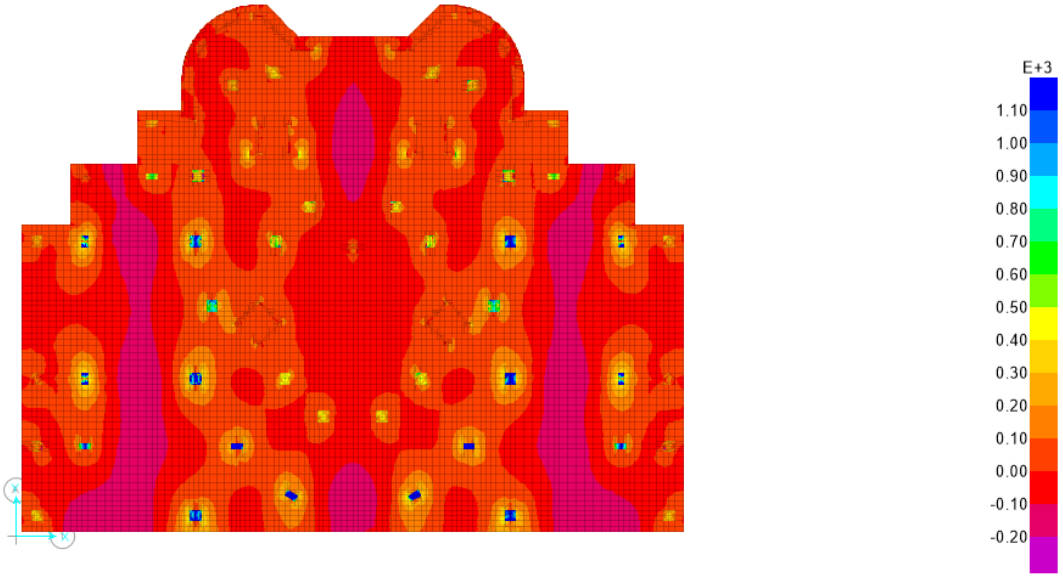



**Figure (4-27):** moment distribution in y-direction

The design of mat foundation by using Finite Element method

Selected basic mesh Ø12/10cm for top reinforcement

Selected basic mesh Ø16/10cm for bottom reinforcement

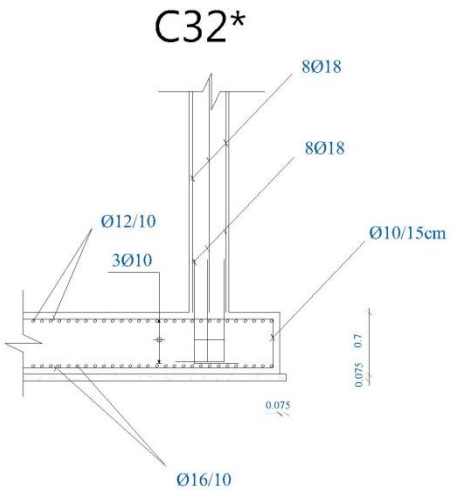



**Figure (4-28):** Reinforcementfor mat **.**

## (4.12) Design of frame:

$Pu_{factored}$ = 1040KN.

$Pu_D = 705$KN.

$Pu_L = 113$ KN.

$f'_c = 28$ MPa $\qquad\qquad$ $F_y = 420\ MPa$

Cheek the stability index:

About X :

$Q = \frac{\sum PU*\Delta X}{\sum VU*LC} = \frac{2028*0.0037}{41.2*10.8} = 0.016 \leq 0.05$ braced

About Y:

$Q = \frac{\sum PU*\Delta X}{\sum VU*LC} = \frac{2000*0.0098}{32*10.8} = 0.05 \leq 0.05$ braced

Magnitude K of column:

About Y:

$$\Psi = \frac{\Sigma^{EL}/_{L}\ \ CONECTED\ COL}{\Sigma^{EL}/_{L}\ \ CONECTED\ BEAM}$$

$$\Psi = \frac{E*.7*.7*.7\text{^}3/12\left(\frac{1}{6.8}+\frac{1}{4.4}\right)}{\frac{E*.35*.7*.8\text{^}3/12}{15.5}} = 7.76$$

$\Psi$ for fixed =0.0

from chart k=0.86

About x:

$$\Psi = \frac{\Sigma^{EL}/_{L}\ \ CONECTED\ COL}{\Sigma^{EL}/_{L}\ \ CONECTED\ BEAM}$$

$\Psi=\frac{E*0.7*0.7*0.7\^3/12(1/6.8+1/4.4)}{\frac{E*0.35*0.7*0.38\^3/12}{6}}=27.9$

$\Psi$ for fixed =0.0

from chart k=.87

**1-** Check for slenderness:-

$$\frac{k\ ln}{r} \leq 34-12(\frac{M_1}{M_2}) \leq 40$$

K=1 for column in nonsway frames.

$$\frac{k\ ln}{r} \leq 34-12\frac{271}{_346}=43 \geq 40$$

$\frac{k\ ln}{r_x}=\frac{.87*6.4}{0.3*0.7}=26.5<40$ short column for bending about x-axis

$\frac{k\ ln}{r_y}=\frac{.86*6.4}{0.3*0.7}$ =26.2 <40 short column for bending about y-axis

$ex=ey=\frac{pu}{MU}=\frac{346}{1040}=0.33$

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{e}{h}=\frac{0.33}{0.7}=0.47$$

Compute ratio $\gamma$

$$\gamma=\frac{d-d'}{h}=\frac{700-2*40-2*10-20}{700}=0.82$$

h= 700 b= 700

$\rho_{min}=0.01$

$\frac{\emptyset P_{nY}}{A_g}=\frac{\emptyset P_{nX}}{A_g}=1.23$ MN

$P_{0=0.8Ag(0.85F_C(1-\rho_g)+F_Y\rho_g)}$

$$=0.8*0.7*0.7(0.85*420(1-0.01)+420*0.01)$$

=10.88MN

Bresler equation:

$$\frac{1}{p_n} = \frac{1}{pn_x} + \frac{1}{pn_y} + \frac{1}{p_0}$$

$$\frac{1}{pn} = \frac{1}{1.2} + \frac{1}{1.2} + \frac{1}{10.88} =$$

Pn=4.52 > PU=1.04 ok SAFE

Select reinforcement

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.01 * 700 * 700 = 4900\ mm^2$

$A_s \emptyset 20 = 314\ mm^2$

$$\frac{A_s}{A_s \emptyset 22} = 20$$

Use 20∅20 ok

20∅22

Design of BEAM FRAME

**Maximum positive moment** $Mu^{(+)}$ =660 **KN.m**

Mn = Mu /ϕ= 660/ 0.9 = 733KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{733*10^6}{700*(740)^2} = 1.9$MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.9*20.6}{420}}\right) = 0.00479$ .

$\rightarrow As_{req} = \rho$ * b *d = 0.00479* 700 *740 = 2464 mm$^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \;\leq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 700 * 740 \;\leq \frac{1.4}{420} * 700 * 740$$

$= 1510\ mm^2 < 1726\ mm^2$ ……

Use 7Ø25 ok

**Maximum Negative moment** $Mu^{(-)}$ = 987 **KN.m .**

Mn = Mu /ϕ= 987/ 0.9 = 1097KN.m .

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{1097*10^6}{700*(740)^2} = 2.86 MPa.$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.86*20.6}{420}}\right) = 0.0074 \quad .$$

$\rightarrow As_{req}$ = $\rho$ * b *d = 0.0074 * 700 *740 = 3817 $mm^2$.

Use 7Ø25 ok

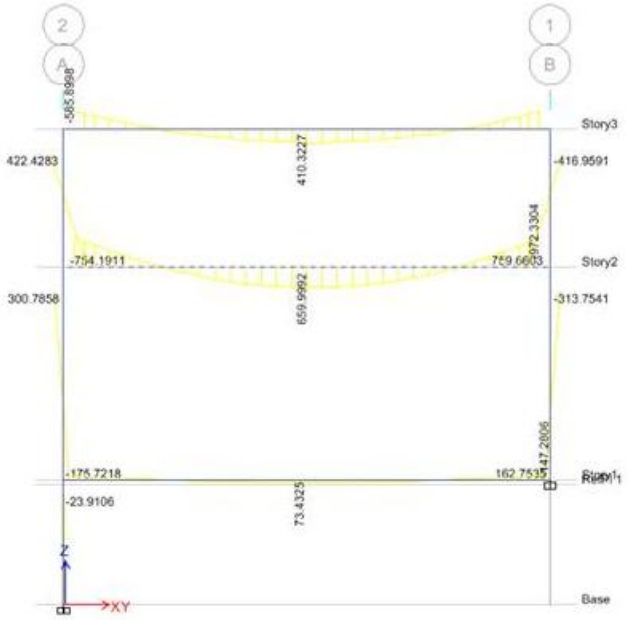



**Figure (4-29):** MomentDiagram for frame**.**

# الفصل الخامس - النتائج والتوصيات

1.5 النتائج .

2.5 التوصيات .

3.5 المراجع .

## 1.5 النتائج :-

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

1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
3) التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

## 2.5 التوصيات :-

1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

### 3.5 قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، *كود الأحمال والقوى*، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (2014),***ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

## 4.5 المـلحـقـات

# Appendix (A)

# Architectural Drawings

**This appendix is an attachment with this project**

# Appendix (B)

# Structural Drawings

**This appendix is an attachment with this project**

# Appendix (C)

**TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED**

| | Minimum thickness, *h* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Simply supported | One end continuous | Both ends continuous | Cantilever |
| Member | Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections. | | | |
| Solid one-way slabs | $\ell/20$ | $\ell/24$ | $\ell/28$ | $\ell/10$ |
| Beams or ribbed one-way slabs | $\ell/16$ | $\ell/18.5$ | $\ell/21$ | $\ell/8$ |

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c$ = 2320 kg/m$^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, $w_c$, in the range 1440-1920 kg/m$^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For $f_y$ other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

**MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)-ONE**

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

| Type of member | Deflection to be considered | Deflection limitation |
|---|---|---|
| Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | Immediate deflection due to live load $L$ | $\ell/180^{*}$ |
| Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | Immediate deflection due to live load $L$ | $\ell/360$ |
| Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections | That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)[†] | $\ell/480^{‡}$ |
| Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections | | $\ell/240^{§}$ |

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

## MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

# الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

| نوع المبنى | | الاستعمال | الحمل الموزع | الحمل المركز البديل |
|---|---|---|---|---|
| عام | خاص | الاشغال | كن/م$^2$ | كن |
| تابع المباني التعليمية وماشابهها. | تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | غرف التدريس. | 3.0 | 2.7 |
| | | غرف المطالعة دون مستودع كتب. | 2.5 | 4.5 |
| | | غرف المطالعة بمستودع كتب. | 4.0 | 4.5 |
| | | قاعات المعدات. | 2.0 | 1.8 |
| | | غرف الأشعة والعمليات والخدمات. | 2.0 | 4.5 |
| | | غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات. | 2.0 | 1.8 |
| | | المقصورات. | 4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض. | – |

| نوع المبنى | | الاستعمال | الحمل الموزع | الحمل المركز البديل |
|---|---|---|---|---|
| عام | خاص | الاشغال | كن/م$^2$ | كن |
| **تابع المباني التعليمية وماشابهها.** | تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة. | 4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10). | 7.0 |
| | | غرف تكديس الكتب. | 2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5). | 7.0 |
| | | مستودعات القرطاسية. | 4 لكل متر من ارتفاع التخزين. | 9.0 |
| | | الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة. | 5.0 | 4.5 |
| | | غرف وقاعات التدريب. | 5.0 | 9.0 |
| | | قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة. | 5.0 | 3.6 |
| | | المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل. | 3.0 | 4.5 |
| | | الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية. | 3.0 | 2.7 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **المباني التعليمية وماشابهها** | السجون والمستشفيات والمدارس والكليات. | غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو. | كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية. |
| | | الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني. | كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية. |