



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل-فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الانشائي لسكن طالبات في حرم جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل:

يزن جلال رجبى

عودة الله فراجين

اشراف:

د. عبد السميع الحلاحلة

2023

## الإهداء

الى المعلم الاول رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبد الله

الى شهداء الارض المباركة الى ارواحهم العطرة

الى الأسود الرابضة خلف القضبان الى من كسروا قيد السجان

الى نجم الليالي المكحلة من كان سندا وعونا أبي العزيز

الى فلسطين عيني، نبع العطاء وسيل الحنان أمي العزيزة

الى عنوان سعادتي الى اخوتي الأعراف

الى هبة السماء الى أصدقائي الأوفياء

الى رمز العطاء شمعة الضياء اساتذتي الكرام

الى دائرتي كليتي جامعتي

الى الداعم الاكبر لنا في هذا المشروع الى الدكتور عبد السميع الحلاحة

الى كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع

اهدي هذا العمل لأنفسنا التي اجتهدت لخمس سنوات من اجل اعمار الوطن بأبنائه

المهندسين

الى كل هؤلاء نهدي هذا البحث

## شكر وتقدير

في البداية الشكر لله الواحد الأحد الذي لا نجاح إلا بقضائه فله الحمد من قبل ومن بعد على إتمام هذا العمل. كما ونتقدم بجزيل الشكر وعظيم الامتنان لكل من ساهم ومدّ يده لنا لنصل هنا. ونخص بالشكر صاحب الفضل الكبير والجهد غير المنقطع الدكتور المهندس عبد السميع الحلاحلة، المشرف الذي لم يتوانى للحظة عن تقديم علمه وجهده ليصل بنا وبهذه السفينة لبر الأمان ولشاطئ النجاة. كما ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية كل باسمه ولقبه ومكانته على ما قدموه لنا في سنينا هذه.

## ملخص المشروع:

المشروع عبارة عن بناء سكني يتكون من قواعد وأعمدة وجسور وأسقف يتم بنائه لخدمة الطالبات في جامعة البوليتكنك باستخدام مواد مختلفة مثل الحديد والطين والخرسانة والزجاج، وتعد الخرسانة المسلحة المادة الأكثر استعمالاً في فلسطين.

يعمل المشروع على عرض تصميم سكني للطالبات داخل حرم جامعة البوليتكنك والتي تقع في مدينة الخليل - فلسطين، يتكون هذا المبنى من ثلاث كتل، الكتلة الأولى تتكون من أربع طوابق سكن للطالبات، الكتلة الثانية تتكون من ثلاثة طوابق يشتمل على مكتبة والطوابق الأخرى تشكل البنك، أما الكتلة الثالثة تتكون من أربع طوابق، تحتوي على سكن طالبات ومحلات تجارية، وموقف سيارات، ومنطقة (green area).

وقد اعتمدنا فالتصميم الإنشائي على الكود الأمريكي (ACI-318-14)، والكود الأمريكي للزلازل (IBC2000)، والكود الأردني للأحمال، وقد تم استخدام بعض البرامج في عملية التصميم والتحليل مثل ( Atir, safe, Etabs, Sp Colum word, Excel, Power ,AutoCAD,) ومن البرامج التي تم استخدامها أيضاً (point).

وأخيراً تم إعداد المخططات التنفيذية اللازمة للعناصر الإنشائية، ليكون قابل للتنفيذ على أرض الواقع.

Abstract:

The project is a residential building consisting of bases, columns, bridges and roofs to be built to serve the female students at the Polytechnic University using different materials such as iron, clay, concrete and glass. Reinforced concrete is the most widely used material in Palestine.

The project presents a residential building design for female students inside the Polytechnic University campus, which is located in the city of Hebron - Palestine. This building consists of three blocks, the first block consists of four floors constitute residential floors for students; the second block consists of three floors. It includes a library and the other floors constitute a bank

While the third block consists of four floors, containing student housing, shops and a green area

We have adopted the structural design on the American code (ACI-318-14), the American earthquake code (IBC2000), and the Jordanian code for loads. Some programs have been used in the design and analysis process, such as (Atir, safe, Etab, Sp colum), and among the programs that It was also used (Autocade, Word, Excel, Power point).

Finally, the necessary executive plans for the structural elements were prepared, to be feasible on the ground.

## الفصل الأول: مقدمة

- 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

## المقدمة:

يعد البناء والاعمار من اهم الطرق لتقدم الامم ورفي المجتمعات، وهي وظيفة الانسان التي خلق من اجلها، وهي الغاية الجوهرية والاولوية بالنسبة للإنسان.

وتعتبر الهندسة المدنية الاداة للبناء والتطوير، حيث لا يبني او يعمر اي بناء الا وتكون الهندسة المدنية هي السراج الذي يبين ذلك، ولتحقيق ذلك البناء بالشروط والموصفات المطلوبة لابد من اتباع هندسة المباني فهي السبيل لإنجاز ذلك.

ويقوم مهندس المباني بتصميم وتخطيط المباني، والاشراف على تنفيذها بكل دقة والتأكد من انجازها بالجودة المطلوبة، لضمان السلامة لمستخدمي هذه الابنية.

وتشمل مهام المهندس المدني عمل التصميم الإنشائية للمخططات المعمارية، وحساب الاحمال، وكميات المواد المطلوبة، وحساب كلفة تقديرية لها، وايجاد الحل لأي عائق يمكن مواجهته في المستقبل

وتكمن مهمة المشروع في عمل التصميم الإنشائي لمبنى سكن الطالبات المقترح في حرم جامعة بوليتكنك فلسطين.

## أهداف المشروع

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

1. اكتساب المهارة والقدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.
5. القدرة على الموازنة بين طرق التصميم المختلفة

## مشكلة المشروع:

ان مشكلة المشروع تتمثل في عمل التصميم الإنشائي لثلاث كتل معمارية مقترحة في حرم الجامعة حيث تتكون الكتلة الأولى من سكن طالبات من 4 طوابق والكتلة الثانية من محلات تجارية وسكن طالبات ومنطقة خضراء اما الكتلة الثالثة عبارة عن مكتبة وبنك ويشمل التصميم الإنشائي العقدات والجسور والاساسات والاعمدة بما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

## حدود المشكلة

يقتصر العمل لهذا المشروع على تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم للعناصر الإنشائية له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها خلال مساق مقدمة مشروع التخرج، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

## المسلّمات

1. اعتماد الكود الاردني للأحمال.
2. اعتماد الكود الامريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14).
3. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir18) و (ETABS) و (SAFE).
4. برامج أخرى مثل Microsoft office Word، AutoCAD.

## إجراءات المشروع

- 1- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع 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 والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- 3- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- 4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- 5- التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- 6- انجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.



## الفصل الثاني: الفصل المعماري.

1-2 لمحة عامة عن المشروع.

2-2 أهمية الموقع.

3-2 حركة الشمس والرياح.

4-2 الرطوبة.

5-2 وصف طوابق المشروع.

6-2 الواجهات.

7-2 وصف الحركة والمداخل.

## 2.1: لمحة عامة عن المشروع:

ان المشروع عبارة عن ثلاث مباني من المنوي بنائها في حرم جامعة بوليتكنك فلسطين وتتركز فكرة المشروع على بناء سكن طالبات مع مرافق أخرى لتلبية احتياجات الطلاب ان المرافق المراد بنائها سوف تساعد الطلاب والموظفين على حد سواء ان المباني التي سوف تكون واجهتها على المدخل الرئيسي للجامعة مبنيين الأول يتكون من 3 طوابق مساحة الطابق الواحد 113.95م<sup>2</sup> الطابق الأرضي عبارة عن مكتبة للجامعة والطابقين الاخرين عبارة عن بنك المبنى الثاني يتكون من 4 طوابق مساحة الطابق الواحد منهم 143.1م<sup>2</sup> الطابق الأول محلات تجارية لخدمة الزبائن يليه طابق سدة تابع له والثالث سكن للطالبات يتكون من 4 شقق موصول بجسر مع المبنى السكني الذي خلفه والطابق الأخير عبارة عن منطقة خضراء لها درج منفصل من الممكن تسميته طابق بيئي لأنه يحتوي فقط على النباتات وجلسات للطلاب يمكن الاستفادة منه لتهدئة الاعصاب المبنى الثالث يأتي وراء المبنيين السابقين وكما تم ذكره سابقا فانه موصول بجسر مع الطابق السكني في المبنى الثاني وله بيت درج خاص ويتألف من 4 طوابق الطابق الأرضي من المنوي استخدامه كقاعة اجتماعات للموظفين والاداريين والطوابق التي تليه تمثل شقق سكنية للطالبات بمساحة طابقية 275.56م<sup>2</sup> بمعدل 4 شقق للطابق

## 2.2: أهمية الموقع:-

- هناك اسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار الموقع للمباني:

- جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- شبكه المواصلات: حيث الطرق والمواصلات سهلة لأنه داخل حرم الجامعة
- أنماط المباني المحيطة ونوعها: تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية، وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه.

## 2.3: حركة الشمس والرياح

تتعرض محافظة الخليل بشكل عام، ومدينة الخليل بشكل خاص إلى الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب الامطار واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الشرقية التي تكون باردة شتاء، ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الجنوبية الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

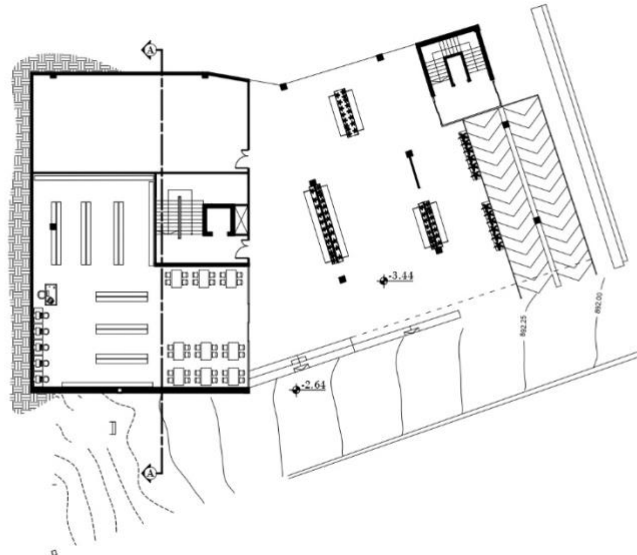
إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوح الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

#### 2.4: الرطوبة

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة الخليل من 64-84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة الخليل حول 1000 متر عن سطح البحر.

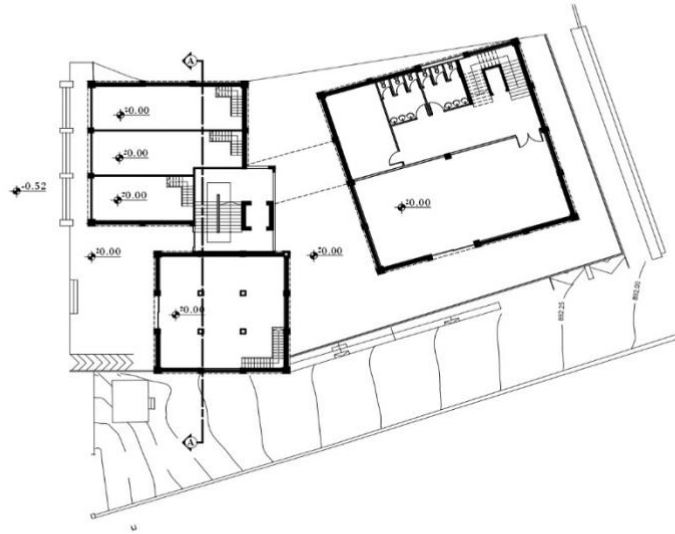
#### 2.5: وصف طوابق المشروع

الطابق الأرضي: في هذا الطابق يوجد المكتبة التي تحت البنك ويوجد فيه حديقة للطلاب بين المباني لكي يمكنهم الاستفادة منها بالجلوس فيها والاستمتاع بالأجواء التي حولهم



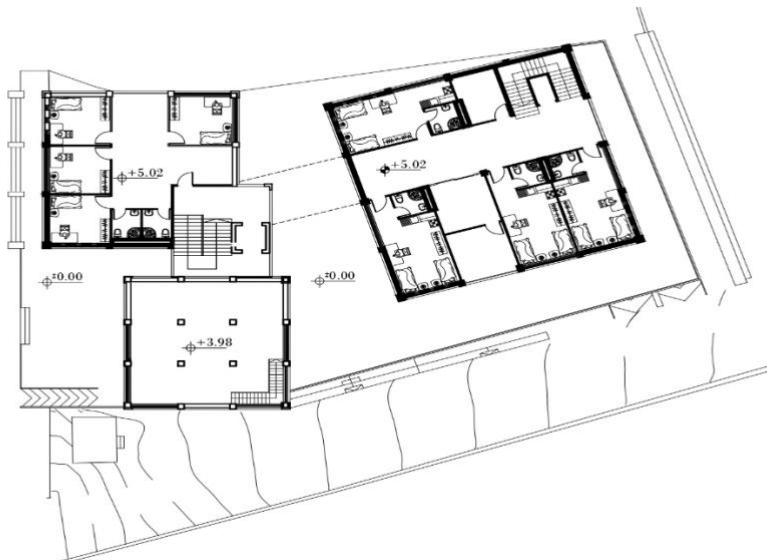
#### 5.1 الطابق الأرضي

الطابق الأول: يوجد في الطابق الأول كما تم ذكره من قبل محلات تجارية على الواجهة الرئيسية مع سدد فوقهم وفي المبنى المجاور له يكون طابق بنك اما في المبنى الأخير فان الطابق عبارة عن سكن طالبات



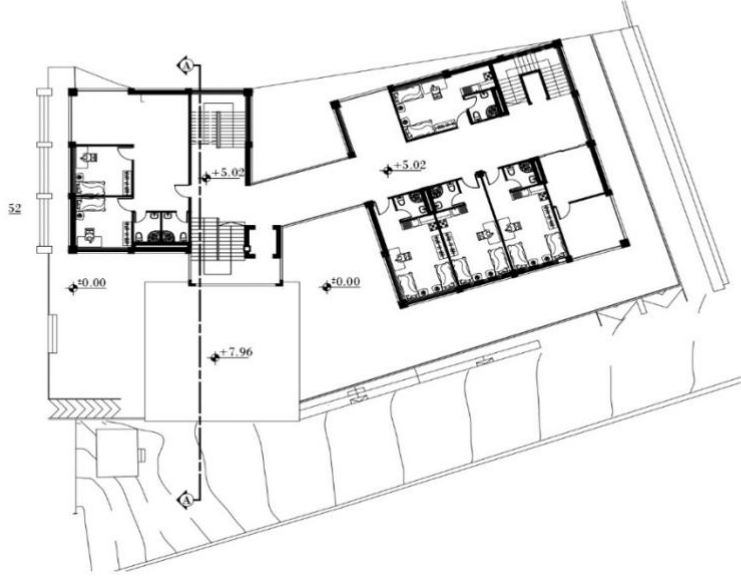
### الطابق الأول 5.2

الطابق الثاني: الطابق الثالث في المبنى الأول عبارة عن سكن يتكون من 4 غرف وفي المبنى الثاني طابق بنك اخر وأخير وفي المبنى الثالث أيضا فانه سكن طالبات يتكون من 4 غرف للطابق



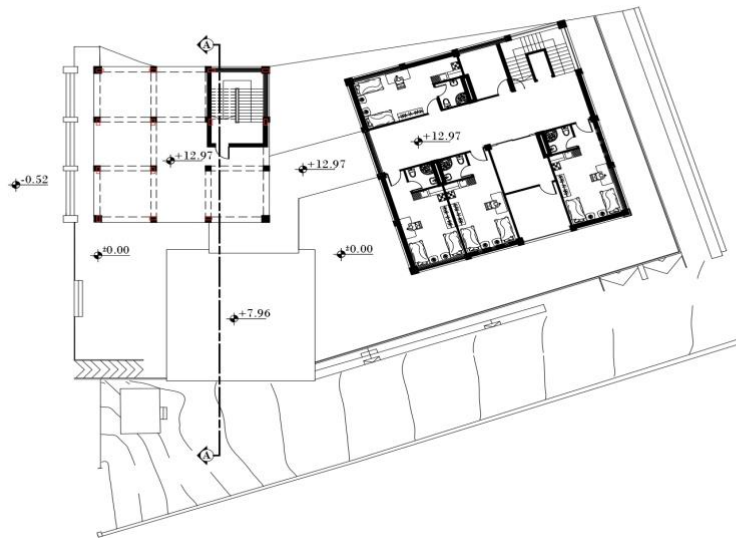
### الطابق الثاني 5.3

الطابق الثالث: ان هذا الطابق يختلف عن الذي سبقه حيث انه يحتوي على غرفتين فقط في المبنى الأول مع مرافقهم وينتهي ولا يوجد تكملة لمبنى البنك وفي المبنى الثالث فانه كالذي سبقه مع وجود جسر رابط بين المباني السكنية



#### الطابق الثالث 5.4

الطابق الرابع: الطابق الرابع والأخير في هذا المشروع في المبنى الأول تقرر عمله منطقة بيئية للجلوس فيها والاستمتاع بالمناظر الطبيعية والتصميم الجميل للطابق وفي المبنى الاخر كما الطابق الذي سبقه فانه يتكون من 4 غرف سكنية للطالبات مع مرافقهم



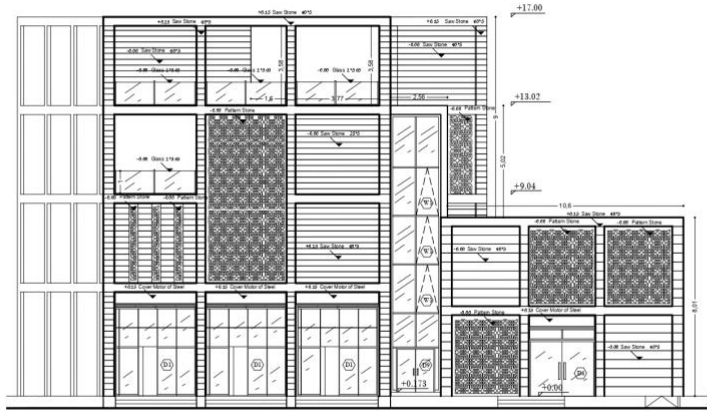
#### الطابق الرابع 5.5

## 2.6: الواجهات

إنَّ المهندس المعماري يهتم بالواجهات بشكل كبير فهو بذلك يرسل رسالة بإبداعه وفنه إلى الأشخاص الذين لا يدخلون المبنى، ويرونه من الخارج فقط، ويعمد المعماري الى خلق توازن مقبول بين الواجهات وطبيعة المبنى واستخداماته، لذا كان لزاما عليه مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

### الواجهة الشمالية:

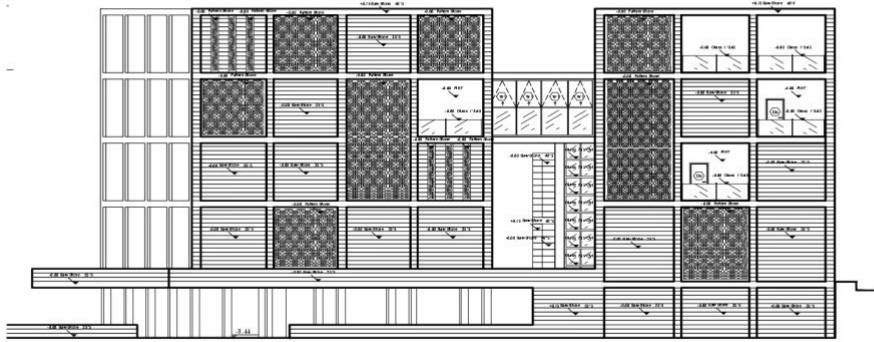
تعتبر الواجهة الرئيسية للمباني هي الواجهة الشمالية التي تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الى الجامعة والطابق الارضي كما يستطيع أصحاب الاحتياجات الخاصة العبور واستخدام الطريق بأريحية ويظهر فيها جميع طوابق المبنى الأول ومبنى البنك، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر والزجاج ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، كما يظهر في الشكل



## 6.1 الواجهة الشمالية

### الواجهة الشرقية:

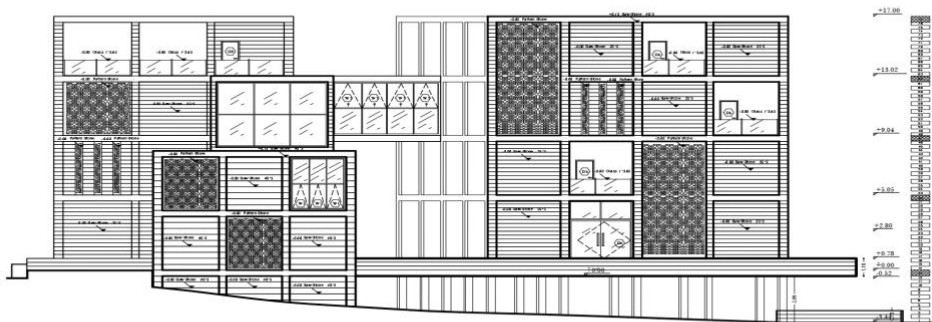
تعتبر أيضا واجهة جانبية للمبنى حيث تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الأرضي والمدخل الرئيسي جميع طوابق المبنى، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضفي لمسة معمارية جميلة كما هو مبين في الشكل التالي:



## 6.2 الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية:

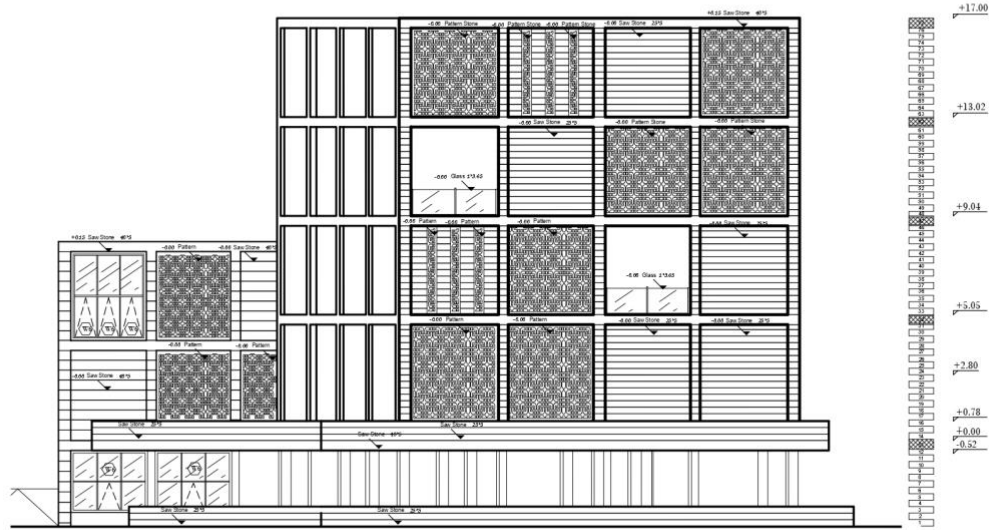
تعتبر أيضا واجهة جانبية للمبنى حيث تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الأرضي والمدخل الرئيسي لباقي ابنية الجامعة ويظهر فيها الحديقة التي بين المباني والجسر الواصل بين الأبنية كما يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة كما هو مبين في الشكل التالي:



## 6.3 الواجهة الغربية

## الواجهة الجنوبية:

تعتبر الواجهة الخلفية حيث تكون على شكل كتل متنوعة ومتناغمة (حجر، زجاج)، والذي اعطى جمال للمبنى، وهذا كله مُبين في الشكل التالي:



## الواجهة الجنوبية 6.4



## الفصل الثالث: الوصف الإنشائي

3-1 مقدمة.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

### 3.1: مقدمة.

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لايد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

### 3-2: هدف من التصميم الإنشائي

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

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

### 3.3: مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى أربع مراحل رئيسية:

#### المرحلة الأولى: -

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

#### المرحلة الثانية:

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

### المرحلة الثالث:

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

### المرحلة الرابعة:

تترب على المقارنة بين النظامين الإنشائيين من حيث الوزن والاحمال وكميات المواد المستخدمة.

### 4-3: الأحمال

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي: -

#### 4.3.1: الأحمال الميتة

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

| رقم المادة | المادة المستخدمة       | الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> ) |
|------------|------------------------|--|
| 1          | Tile                   | 23                                     |
| 2          | Plaster                | 22                                     |
| 3          | Reinforcement concrete | 25                                     |
| 4          | Block                  | 10                                     |
| 5          | Mortar                 | 22                                     |
| 6          | Sand                   | 17                                     |

Table 1-3 الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

$$(Partition) = 2.3 \text{ kN/m}^2 * \text{أحمال القواطع}$$

#### 4.3.2: الأحمال الحية

وهي الاحمال التي تتعرض لها الابنية والانشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الاحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

1- اوزان الاشخاص مستعملي المنشأة.

2- الاحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

3- الاحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير امكانها من وقت لآخر، كالأثاث والاجهزة والمواد المخزنة والمعدات.

بالرجوع الي الكود الاردني تم اخذ الاحمال الحية لجميع الغرف  $3 \text{ kN/m}^2$  .

#### 4.3.3: الأحمال البيئية

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

#### • أحمال الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن للمتر المربع، وتحدد احمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الارض، والموقع من حيث الاحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة او منخفضة وتكون سرعة الرياح اعلى كلما ارتفعنا لأعلى وذلك بسبب انخفاض الاحتكاك بين الأرض والرياح.

#### • أحمال الثلوج

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.

- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

#### 3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

المبنى عبارة عن مجموعة من العناصر الإنشائية مرتبطة مع بعضها البعض كالجسد الواحد ليصبح قادر على تحمل الأحمال التي تؤثر عليه، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والاعمدة والاساسات

#### 3-5-1: العقدات (Slaps)

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية نتيجة الاحمال التي تتعرض لها الى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والاعمدة دون تعرضها الى تشوهات.

يوجد انواع مختلفة وعديدة شائعة الاستخدام من البلاطات، وقد تم اختيار انواع مختلفة من العقدات في هذا المشروع حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام مع مراعاة الطبيعة المعمارية وهي:

(1) العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (one way solid slab)

(2) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (one way ribbed slab)

- العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

تستخدم في البحور الكبيرة ويجب ان يكون الطول ضعف أو يساوي العرض وفي هذه الحالة تنتقل الأحمال في الاتجاه القصير، وبالتالي يكون التسليح الرئيسي في الاتجاه القصير،

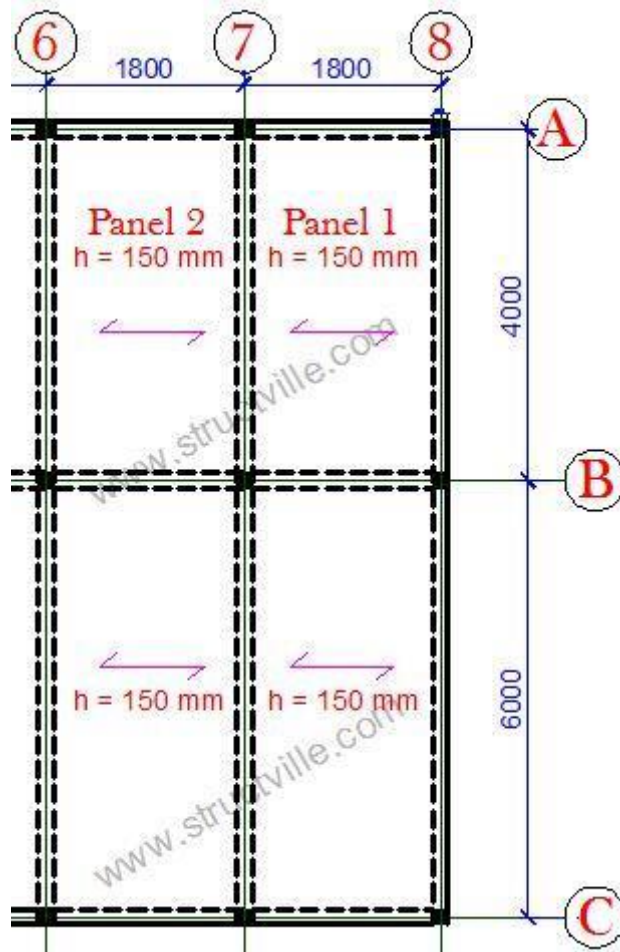


Figure 1-3 عقدة مصممة ذات اتجاه واحد

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

تقوم فكرة هذا النظام على محاولة تخفيف أوزان السقف مع الاحتفاظ بقيمة عالية لعزم القصور الذاتي وذلك عند الحاجة إلى تكبير السقف، ويتم ذلك بتفريغ منطقة السقف المعرضة للشد، أو، ملئها بالطوب الخفيف يتم صفه على مسافات محسوبة على جوانب الأعمصاب وهنا يجب الانتباه إلى أن وظيفة الطوب هو تعبئة الفراغ ليس إلا، وبالتالي يمكن ازالتها واستبدالها بأي مادة أخرى تضمن منع وصول الخرسانة للمنطقة المقرر تفريغها.

ويكون التسليح باتجاه الطول الأقصر في العقدة، وقد تم استخدام هذه العقدة في معظم طوابق هذا المشروع لخفة وزنها وفعاليتها.



Figure 2-3 عقدة عصب ذات اتجاه واحد

### 3.5.2: الجسور (Beams)

هي عناصر إنشائية أساسية، تقوم بنقل الاحمال من الاعصاب والعقدات المصممة الى الاعمدة، وهي نوعان:

- 1- الجسور المسحورة: تكون مخفية داخل العقدات بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
- 2- الجسور الساقطة: يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم ابراز الجزء الزائد من الجسر في أحد

الاتجاهين: 1- العلوي ((Up Stand Beam))

2- السفلي (Stand Beam Down)

بحيث تسمى هذه الجسور (L-Section، T-Section)

## الفصل الرابع: التصميم الإنشائي.

**4.1: Introduction.**

**4.2: Design method and requirements**

**4.3: Factored loads**

**4.4: Determination of minimum thickness of structural members**

**4.5: Design of one-way ribbed slab**

**4.6: Design of beam**

**4.7: Design of column (C3)**

**4.8: Design of isolated footing (F3)**

**4.9: Design of stairs**

#### 4-1: Introduction

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are many types of slabs such that “one-way ribbed slab”, They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "Beam -D- Software” to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

#### 4-2: Design method and requirements

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-14 code.

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI code (318\_14).

- 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  $\geq$  Strength required to carry factored loads.



- Material

Reinforced Concrete: B300,  $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$  (Map)

Reinforcement Rebars:  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$  (Mpa)

- Strength reduction factors ( $\phi$ ).

According to ACI a reduction factor for structural elements must be included in the calculation of concrete sections, these factors are less than 1.0 for safety purposes, 0.9 for tension-controlled sections, 0.75 (Spiral) or 0.65 (Stirrups) for compression-controlled sections, 0.75 in shear calculation and 0.6 for plain concrete sections. The strength factor ( $\phi$ ) changes with net tensile strain of the cross section as illustrated in the following figure:

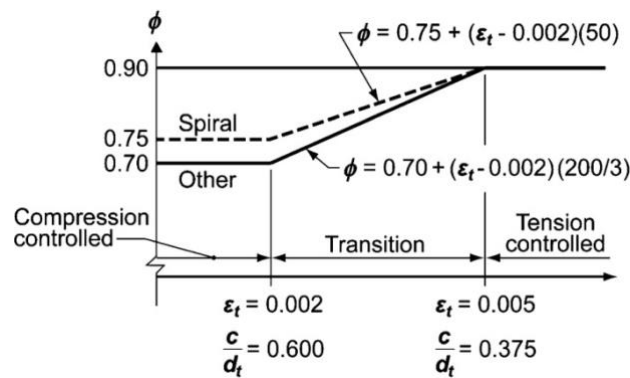


Fig. (4-1): Variation of  $\phi$  factor with net tensile strain (ACI 318)

#### 4-3: Factored loads

The factored loads used in the structural analysis and design according to ACI-318-11(9.2) eq.

, is determined as follows:

$$W_u = 1.2DL + 1.6LL$$

Where;

$W_u$ : Ultimate Load (kN)

DL: Dead Load (kN)

LL: Live Load (kN)

#### 4-4 Determination of minimum thickness of structural members

Minimum thickness of non-prestressed beams or one-way ribbed slabs unless deflections are calculated. (ACI 318M-11)

| Member       | Minimum Thickness, h |                    |                     |            |
|--------------|----------------------|--------------------|---------------------|------------|
|              | Simply Supported     | One-end continuous | Two-ends continuous | Cantilever |
| Ribs & Beams | Span(L)/16           | Span(L)/18.5       | Span(L)/21          | Span(L)/8  |

Table (4-1): Determination of minimum thickness of structural member

For rib 1 Ground floor:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.24}{18.5} = 33.7 \text{ cm} \dots \text{For one end continuous. (For rib)}$$

Select Slab thickness **h=35cm** but we run it on safe and Atir and the deflection was ok

#### 4-5 Design of one-way ribbed slab

One-way ribbed slab Design procedure is explained in the following steps:

##### 4-5-1: Design of topping

Topping in One-way ribbed slab can be considered as a strip of 1-meter width and span of hollow block length with both ends fixed in the ribs.

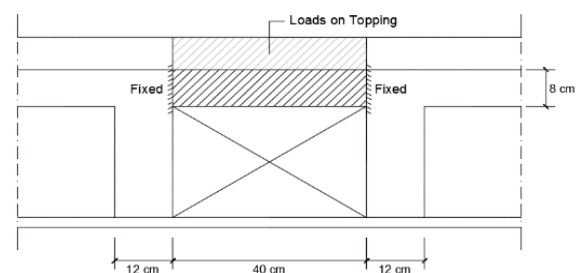


Figure (4- 2): System of topping

##### Calculation of Loads on Topping

Dead loads that act on Topping can be calculated as shown in the following table:

→ Dead Load For 1m strip:

Table (4- 2): Dead Load Calculation for topping

| No         | Material   | Quality Density<br>KN/m <sup>3</sup> | DL (KN/m)        |
|------------|------------|--------------------------------------|------------------|
| 1          | Topping    | 25                                   | 0.08×25 ×1= 2    |
| 2          | Sand       | 17                                   | 0.07×17×1 = 1.19 |
| 3          | Mortar     | 22                                   | 0.03×22×1 =0.66  |
| 4          | Tile       | 23                                   | 0.03×23×1 =0.69  |
| 5          | partitions |                                      | 2.3*1=2.3 KN/m   |
| $\Sigma =$ |            |                                      | 6.84 KN/m        |

Live Load For 1m strip =  $3.0 \times 1 = 3 \text{ kN/m}$

Factored load ( $W_u$ ) =  $1.2 \times DL + 1.6 \times LL \rightarrow$

$$= 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 3 = 3 \text{ kN/m. (Total Factored Load).}$$

$$V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{13 \times 0.4}{2} = \mathbf{2.6 \text{ kN}}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{13 * 0.4^2}{12} = 0.17 \text{ kN.m . control}$$

Design Strength of topping

**→ Shear Design Strength:**

For Plain concrete section one way shear is calculated using the following equation:

$$\Phi \cdot V_c = \Phi \times 0.11 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times h$$

$$\Phi \cdot V_c = 0.55 \times 0.11 \times 1 \times \sqrt{24'} \times 1000 \times 80 = \mathbf{25.87 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{SAFE}}$$

**Moment Design Strength:** →

For Plain concrete section with “b = 1 m & h = 8 cm”

$$\Phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{f_c'} * b * \frac{h^2}{6}$$

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2 / 6 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n(\text{plane concrete}) = 1.2 \text{ KN.m} > M_u \text{max} = 0.17 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature

Reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement: -

$$\rho_{min} = 0.0018$$

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

$$\text{Number Of } \phi 8 = \frac{A_{sreq}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87 \rightarrow \text{Spacing(S)}=300\text{mm}$$

Step (s) is the smallest of: -

$$\begin{aligned} 1-S &\leq 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) \\ &= 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) \\ &= 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm.}$$

$$S \leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm... controlled.} \quad -5$$

$$S \leq 450 \text{ mm.} \quad -5$$

**Take**  $S = 200 \text{ mm} < S_{max} = 240 \text{ mm} - \text{ok.}$

**Select mesh  $\phi 8/20 \text{ cm}$  in both directions.  $\therefore$**

Design of one way- ribbed slab (R6)

Rib (R6) is selected to be designed; the following figure shows its location in ground floor

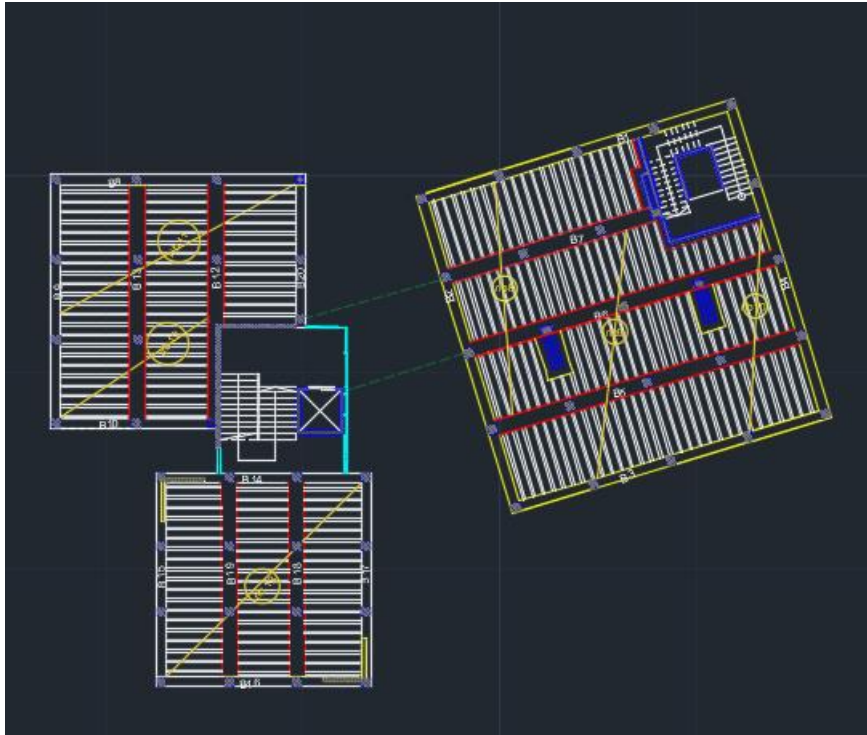


Fig. (4-3) Spans of rib (R-GR floor)location

### Rib geometry

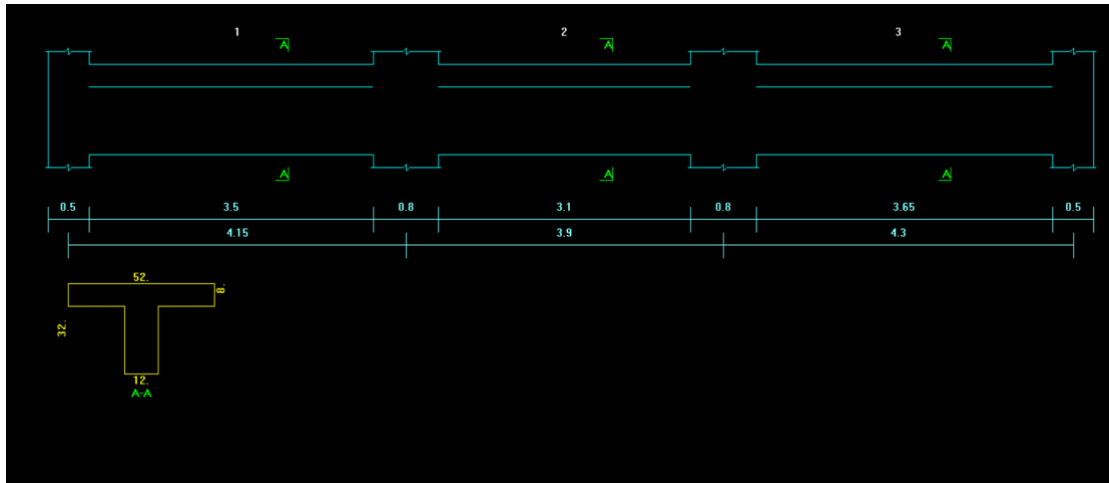


Figure (4- 4): geometry of rib (R1)

Requirements for Ribbed Slab (T-Beam Consideration According to ACI) are as follows:

- $bw \geq 10\text{cm} \rightarrow$  select  $bw = 12\text{ cm}$
- $h \leq 3.5 bw = 3.5 \times 12 = 42\text{cm} \rightarrow$  select  $h = 32\text{cm}$
- $tf \geq \frac{Ln}{12} \geq 50\text{ mm} \rightarrow$  select  $tf = 8\text{cm}$

Loads Calculation for Rib (R6)

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

→ Dead loads:

Table (4- 3): Dead Load Calculation for rib (R6)

| No         | Material   | Quality Density | DL (KN/m)                            |
|------------|------------|-----------------|--------------------------------------|
| 1          | Topping    | 25              | $0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04$  |
| 2          | Sand       | 17              | $0.07 \times 17 \times 0.52 = 0.69$  |
| 3          | Rib        | 25              | $0.24 \times 25 \times 0.12 = 0.72$  |
| 4          | Mortar     | 22              | $0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$ |
| 5          | Block      | 10              | $0.24 \times 10 \times 0.4 = 0.96$   |
| 6          | Tile       | 23              | $0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.359$ |
| 7          | Plaster    | 22              | $0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$ |
| 8          | partitions |                 | $2.3 \times 0.52 = 1.196$            |
| $\Sigma =$ |            |                 | 5.65 KN/m                            |

Total Dead load = 5.65 kN/m / Rib. -

Total live load =  $3 \times 0.52 = 1.56$  KN/m / Rib. -

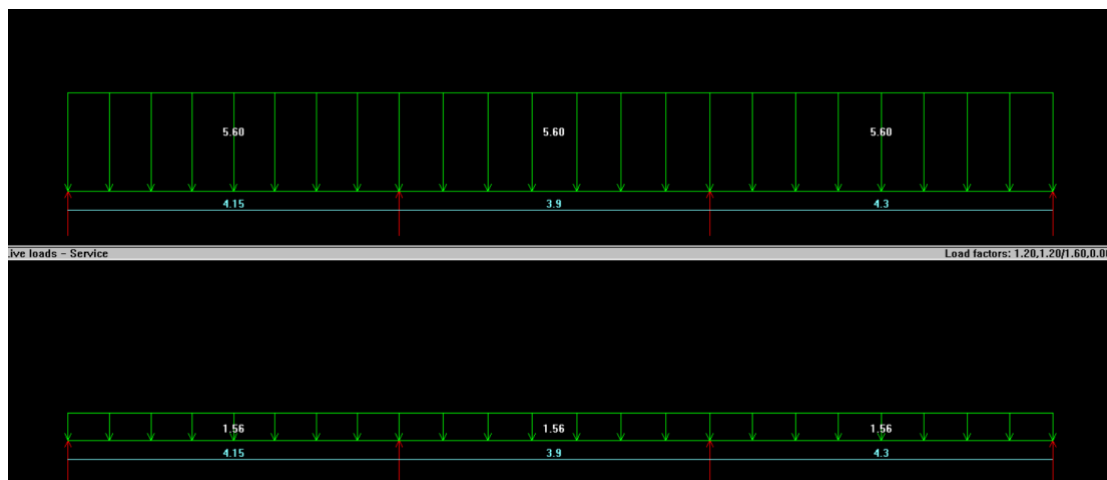


Figure (4- 5): service load of rib (R1) – [kN]

→ **Factored Load ( $W_u$ )** =  $1.2 \times D.L + 1.6 \times L.L$  -

$W_{uD} = 1.2 \times 5.6 = 6.720 \text{ kN/m/rib}$  -

$W_{uL} = 1.6 \times 1.56 = 2.5 \text{ kN/m/rib}$  -

Analysis

Figure (4-5) & (4-6) shows the shear and Moment envelope of the rib (R1) obtained from Atir

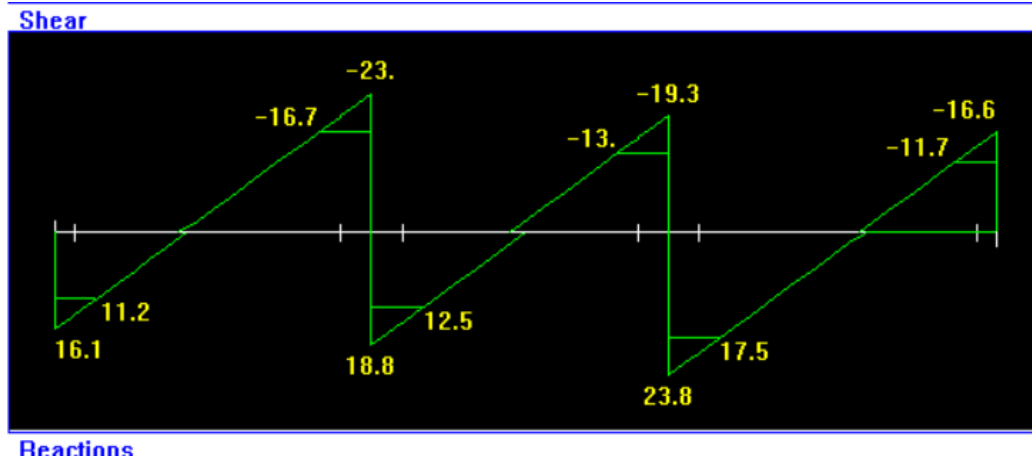


Figure (4- 6): Shear envelope of rib (R1) – [kN]

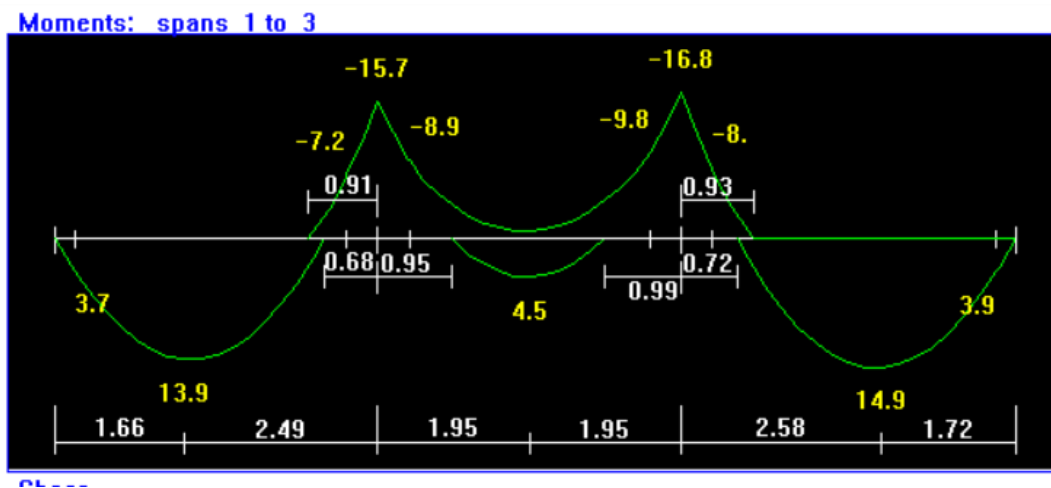


Figure (4- 7): Moment envelope of rib (R1) – [kN.m]

#### 4.5.2: Design of flexure of rib

Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

Check for chosen effective flange width (**be**):

According to (ACI 318-14) ( $b_e$ ) is the smallest of:

$$b_e \leq \text{center to center span} + b_w = 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$B_e \leq \text{Span clear}/4 = 10400/4 = 2600 \text{ mm.}$$

$$b_e \leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 140 = 1420 \text{ mm.}$$

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

Design of positive moment  $M_u^{(+)} = 12.5 \text{ kN.m (MAX)}$

**Check if ( $a \leq t$ ) or ( $a > t$ )**

Assume  $a=t=8\text{cm}$

$$D = h - \text{cover} - \emptyset \text{ bar}/2 - \text{strip} = 250 - 20 - 12/2 - 10 = 214 \text{ mm}$$

$$\emptyset * M_n = \emptyset * C \text{ or } T * (d - 1/2 * t)$$

$$C = (0.85 * F_c' * t * b_e)$$

$$\emptyset * M_n = \emptyset * C \text{ or } T * (d - 1/2 * t)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 80 * 520 (284 - 80/2) * 10^{-6} = 186.36 \text{ kN.m} > M_{u \text{ max}} = 13 \text{ KN.m.}$$

**$\therefore a < t \rightarrow$  Compression zone is in the flange**

**Design as Rectangular Section with  $b=b_e$**

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{14.9 * 10^6}{0.9 * 520 * 284^2} = 0.394 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{19.76} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.339 * 20.58}{420}} \right) = 0.000810$$

$$\rightarrow A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.00081 \times 520 \times 284 = 120.25 \text{ mm}^2.$$



$$A_{S_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$$

$$= 99.40 \text{ mm}^2 < 99.2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{S_{min}} 99.2 \text{ mm}^2 < A_{S_{req}} = 120.25 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 140.1 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø12 with  $A_{S_{prov}} = 226 \text{ mm}^2 > A_{S_{req}} = 120.25 \text{ mm}^2 \dots$  OK.

∴ Use 2 Ø12

**Check for strain 😞  $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 25 \times 520 \times a$$

$$a = 85.97 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{85.97}{0.85} = 95.52 \text{ mm}$$

$$d = 284$$

$$\epsilon_s = \frac{284 - 95.52}{95.52} * 0.003$$

$$= 0.006 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

Check Deflection

The value of Deflection should not exceed  $\Delta_{limit}$ , Which according to ACI Code =

$\frac{L}{240}$ . The following Table shows values of  $\Delta_{limit}$  compared with deflection

calculated by Atir software.

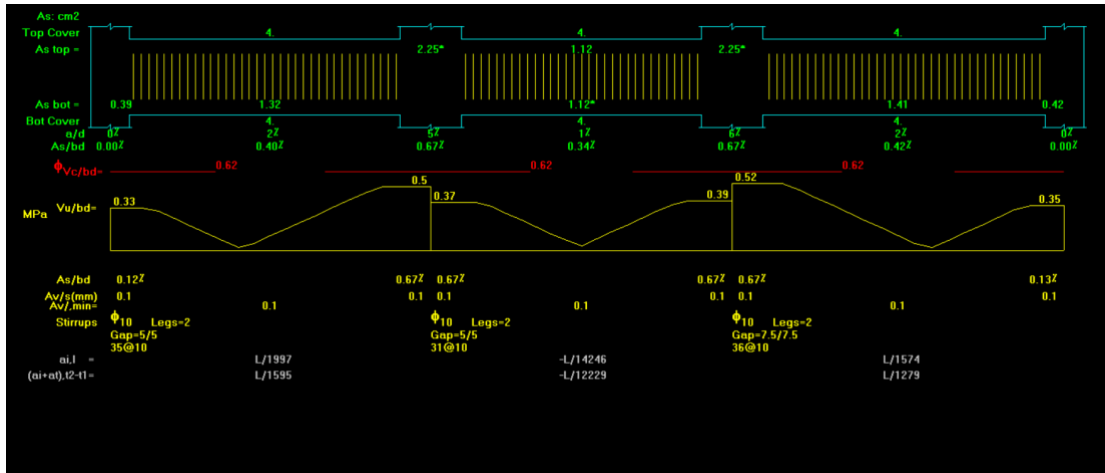


Figure (4- 8): Deflection of rib (R1)

#### 4.5.3: Design of shear of rib (6)

Shear strength  $V_c$ , provided by concrete for the ribs may be taken greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs.

Max.  $V_u$  at the critical section at distance  $d$  from the face of support is obtained from figure (4-5), where  $V_u = 17.5\text{kN}$

If  $\frac{1}{2} \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c \dots$  No shear Reinforcement is required for slabs

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 1.1 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{F_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 284 \times 10^{-3} = 23 \text{ KN.} > V_u = 17.5\text{kN}$$

NO Shear reinforcement is required.

**Selected  $\phi 8@30$**

#### 4.6: Design of Beam (B2):

Beam (B20) is selected to be designed, the following figure shows its location in first floor, The following figure shows the geometry of the beam

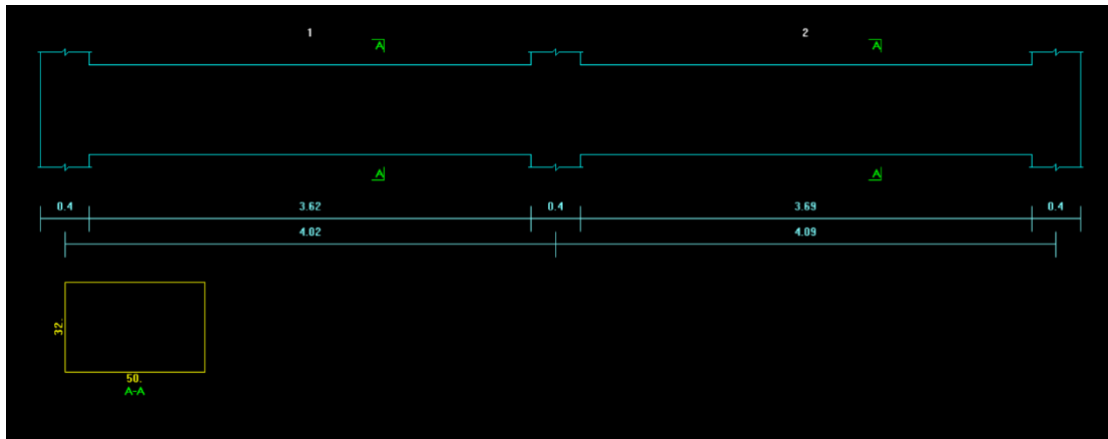


Figure (4- 9): geometry of beam 20

### Load Calculation for beam

The following figure shows the loads acting on the beam

### Dead and Live Load

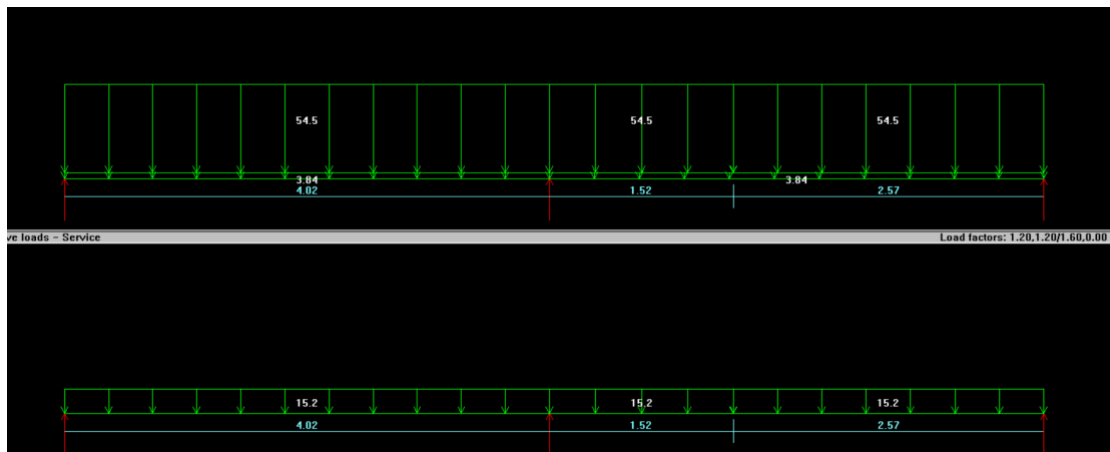


Figure (4- 10): loads on beam 20

Reactions of ribs that acting on it.

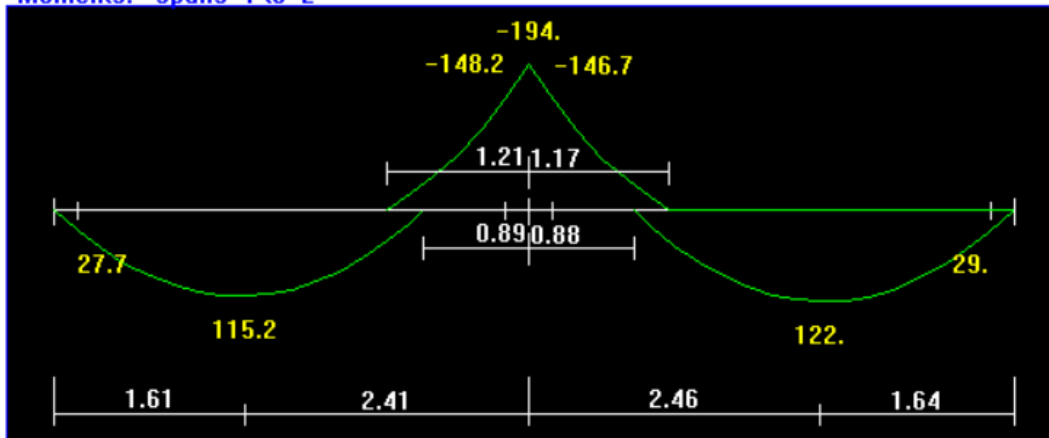
The following table shows calculation of loads that act on B2 from ribs.

| Rib(R17)   |                    |
|------------|--------------------|
| quD(kN/m)  | $9.88/0.54=19$     |
| quL (kN/m) | $2.99/0.54 = 5.75$ |

#### 4.6.1: Design of beam B20 for Flexure

The following figure shows moment envelope resulted from analysis of beam (B20) using Atir 2018 Software:

Moments: spans 1 to 2



Shear

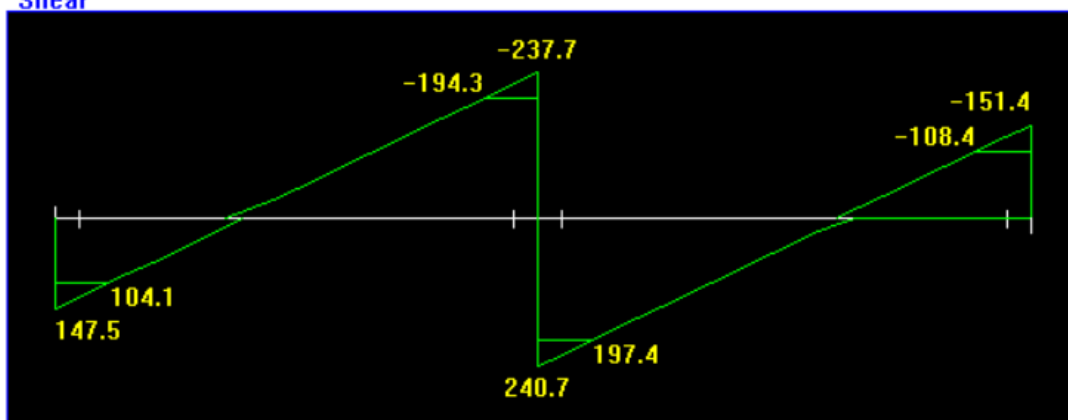


Figure (4-11) moment and shear for b-2

### Design of Negative Moment – Top Reinforcement

⇒ Design of negative moment  $M_u^- = 148.2 \text{ kN.m @ support (2)}$

#### 5- Check whether the section will be act as a rectangle or T-section

$$d = 320 - 40 - 10 - 18/2 = 261 \text{ mm}$$

$$\bar{M}_{nf} = 0.85 f'_c b h_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$\bar{M}_{nf} = 0.85 * 24 * 1000 * 320 * \left( 261 - \frac{320}{2} \right) * 10^{-6} = 660 \text{ KN.}$$

$$\bar{M}_{nf} = 660 \text{ KN} \cdot \text{m} \gg \frac{184.2}{0.9} = 204$$

The section will be designed as Rectangular section with  $b = 1000 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{148.2 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 261^2} = 4.83 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 4.83}{420}} \right) = 0.0133$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0133 \times 500 \times 261 = 1740$$

$$A_s (\text{min}) = 0.25 * \frac{\sqrt{F_c'}}{F_y} * b_w * d = 380.00 \text{ mm}^2$$

Not less than:

$$A_s (\text{min}) = \frac{1.4}{F_y} * b_w * d = 435.00 \text{ mm}^2 \text{-----CONTROL}$$

$$A_s = 1740 \text{ mm}^2 > A_{s \text{min}} = 435 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ (OK)}$$

$$\therefore \text{ take } 7\text{Ø}18 \text{ with } A_s = 1778 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 1740 \text{ mm}^2$$

### Check Strain

$$C = T$$

$$0.85 * F_c' * a * b = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1778 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 73.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{31.4}{0.85} = 86.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{261 - 86.1}{86.1} \right) = .002 > 0.005 \quad 0k$$

### Check for spacing

$$S_b = \frac{500 - 2(40) - 2(10) - 7(18)}{6} = 45.6 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ (OK)}$$

$$> d_b = 18 \text{ mm} \dots \text{ (OK)}$$

### ⇒ Design of span 1 - Max Mu+ 115.2kN.m

designed as singly Since  $M_u = 115.2 \text{ kN.m} < \text{max } M_u @ \text{ support 1}$ , which was reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{115.2 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 261^2} = 1.879 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.8791}{420}} \right) = 0.00614$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0047 \times 1000 \times 261 = 1227 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 761 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK})$$

**Select 6 Ø18 with  $A_s = 1778 \text{ mm}^2 \therefore$**

### **Check Strain for Ø and $A_{smax}$**

$$C=T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1524 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 31.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{31.3}{0.85} = 36.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{261 - 36.9}{36.9} \right) = 0.0182 > 0.005 \quad 0k$$

also,  $\epsilon_s = 0.024 > 0.004$  then  $A_s < A_{smax} \dots (\text{OK})$

### **Check for spacing**

$$S = \frac{1000 - 2(40) - 2(10) - 6(18)}{5} = 158 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK}) > db = 18 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

### **Design of span 2- Max Mu+ =122kN.m⇒**

designed as singly Since  $M_u = 122 \text{ kN.m} < \text{max } M_u @ \text{ support 2}$ , which was reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{122 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 261^2} = 1.98 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.98}{420}} \right) = 0.00449$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00473 \times 1000 \times 261 = 1234.6 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 761 \text{ mm}^2 \dots \text{(OK)}$$

**Select 6 Ø18 with  $A_s = 1524 \text{ mm}^2$  ∴**

### Check Strain for Ø and $A_{smax}$

$$C=T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1524 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 31.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.3}{0.85} = 36.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{261 - 36.9}{36.9} \right) = 0.0182 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

$$\text{also, } \epsilon_s = 0.0512 > 0.004 \text{ then } A_s < A_{smax} \dots \text{(OK)}$$

### Check for spacing

$$S = \frac{1000 - 2(40) - 2(10) - 6(18)}{5} = 158 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{(OK)}$$

$$> db = 16 \text{ mm} \dots \text{(OK)}$$

#### 4.6.3: Design Beam B 20 for Shear

The following figure shows shear force envelope resulted from analysis of beam

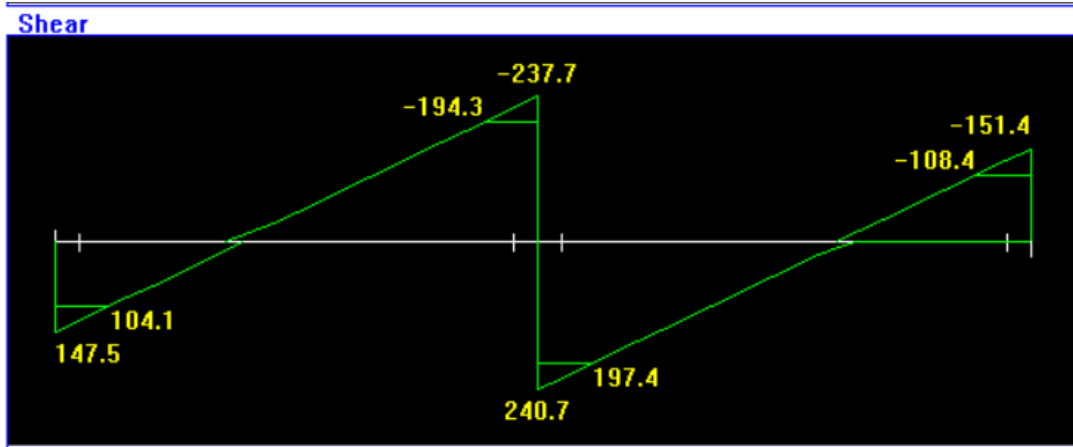


Figure (4-12): shear for b 20

The following are steps of shear force design:

**1. Check for dimensions:**

If  $V_u \max \leq \phi \cdot V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d$ , then section dimensions are adequate. If not, section must be increased.

Overall maximum shear value = 284.3 kN at the critical section at distance (d) from the face of support (B)

$$\phi \cdot V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 500 * 261 * 10^{-3} = 80 \text{ kN}$$

$$= \phi * \frac{1}{16} * \sqrt{F_c'} * b_w * d = 30 \text{ KN control } \phi v_{smin}$$

$$\phi v_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = 43.5 \text{ KN}$$

$$\phi \frac{1}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d = 0.75 * \frac{2}{3} \sqrt{24} * 500 * 261 * 10^{-3} = 160 \text{ kN} v'_s =$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d = 0.75 * \frac{2}{3} \sqrt{24} * 500 * 261 * 10^{-3} = 319.6 \text{ KN} \cdot v_{s,max}$$

$$\phi \cdot V_c + v'_s = 239 \text{ kN} > V_u \max = 197.4 \dots (\text{OK})$$

**Section is adequate.∴**

2- Category (IV):



$$\phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u \leq \phi \cdot (V_c + v_s')$$

**∴ For values  $\leq 197.4$ ; Design on Category (IV)**

$$v_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c$$

$$v_s = \frac{197.4}{0.75} - 106.6 = 156.6 \text{ KN}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{4} = \frac{261}{2} = 130.5 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Try  $\phi 10$ mm bar for shear reinforcement

$$A_v = \text{Number of legs} \times A_t \text{ one leg} = 4 \times 78.5 = 314 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s}$$

$$= 219.8 \frac{S = 314 \times 420 \times 261}{156.6 \times 10^3}$$

**∴ Select  $s = 100 \text{ mm} < d/2 = 130 \text{ mm}$**

**∴ For category (IV) select (4 s stirrups)  $\phi 10/10 \text{ cm}$**

**3- Category (IV):**

$$\phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u \leq \phi \cdot (V_c + v_s')$$

$$\phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s \text{ min} < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c + \phi \frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$\phi \cdot (V_c + v_s') = 80 + 160 = 240$$

$$< \phi (V_c + v_s') = 240 = 80 + 43 = 123 \text{KN} < V_{u_{\max}} = 197.4 \text{KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{197.6}{0.75} - 80 = 183.4 \text{KN}$$

Try  $\phi 10 \text{mm}$  bar for shear reinforcement

$$V_s = \frac{A_v}{s_{\text{req}}} f_y * d$$

$$183.4 * 10^3 = \frac{197.4}{s_{\text{req}}} * 420 * 316 \rightarrow s_{\text{req}} = 118 \text{mm}$$

$$s_{\text{req}} = 118 \text{mm} < d/2 = 130.5 \text{mm} < 600 \text{mm}$$

**$\therefore$  Select  $s = 100 \text{mm} < d/2 = 130.5 \text{mm}$**

$$V_{s,\text{min}} = 1/3 * b_w * d = 1/3 * 600 * 196 * 10^{-3} = 39.2 \text{-----control}$$

$$\phi v_c < v_u < \phi (v_c + v_{s,\text{min}})$$

$$.75 * 98 < 97.2 < .75 (98 + 39.2)$$

$$73.2 < 97.2 < 102.9 \text{-----ok}$$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear forces, use stirrups 2U-shape

$$(\text{u legs stirrups}) \phi 8 \text{ with } = 4 * 50.27 = 201.1 \text{mm}^2$$

$$A_v/s = v_s / f_{yt} * d \text{-----} s = 201.1 * 420 * 261 / 31.6 * 1000 = 523.88 \text{mm}$$

**Take 2U-shape (u legs stirrups)  $\phi 10$  at  $\text{mm} < s, \text{max} = 1130.5 \text{mm}$**

Check Deflection

The value of Deflection should not exceed  $\Delta_{limit}$ , Which according to ACI Code =  $\frac{L}{240}$ . The following Table shows values of  $\Delta_{limit}$  compared with deflection calculated by Atir software

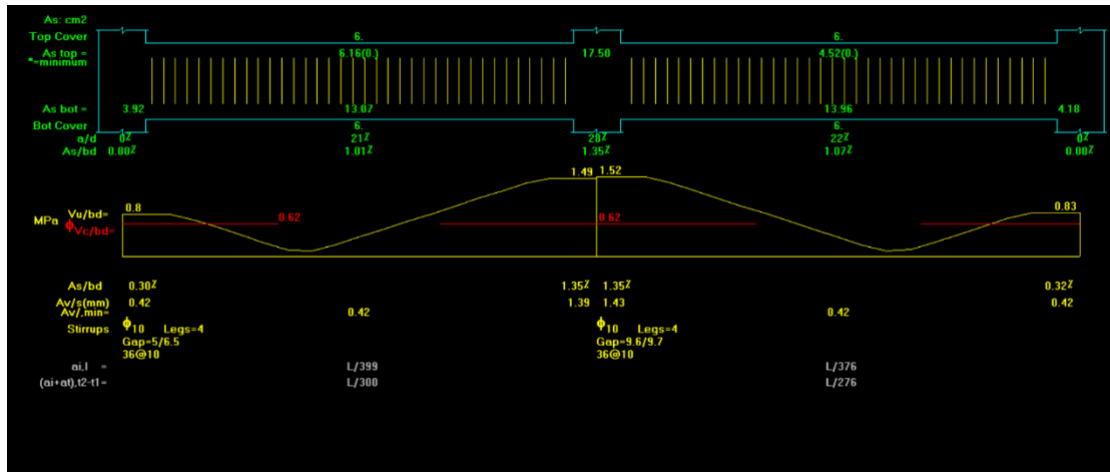


Figure (4-13): deflection for b 20

#### 4-7: Design of Column (C3)

##### Calculation of Loads act on Column (C3)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the supported beams.

##### **Material:**

|                           |                             |
|---------------------------|-----------------------------|
| Concrete B300             | $F_c' = 24\text{Mpa}$       |
| Reinforcement Steel       | $F_y = 420\text{Mpa}$       |
| $\emptyset$ steel = 12 mm | $\emptyset$ stirrup = 10 mm |
| Cover = 40 mm             |                             |

Loads acting on column (C3) are as follows:

**Dead Load** = 1250 kN

**Live Load** = 300 kN

**Factored loads (Pu)** = 1.4 DL = 1.4 x 1250 = 1750 kN.

OR **(Pu)** = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2 x 1245 + 1.6 x 300 = **1980 kN** <<

Cont.

##### Calculation of Required Dimension of Column (C3)

Total load  $P_u = 1980$  kN

$P_n = 1980 / (0.65) = 3046$  kN

Assume  $\rho_g = 1.0\%$

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

$3046 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.01 * (420 - 0.85 * 24)]$

$A_g = 1523$  cm<sup>2</sup>

**∴ Select 45\*45cm with  $A_g \equiv 2025$  cm<sup>2</sup>.**

- **Check Slenderness Effect:**

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

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

**Where:**

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 3.68 m

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

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

**System about X**

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 28.2$$

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

$$\lambda = 28.2 > 22 \therefore \text{long about X .}$$

**System about Y**

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 28.2$$

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

$$\therefore \text{long about Y. } \lambda = 28.2 > 22$$

**Bresler equation:**

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{n_x}} + \frac{1}{P_{n_y}} + \frac{1}{P_o}$$

$P_{n_x} = P_n$  For short column without any eccentricity =  $P_o$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_o} + \frac{1}{P_{n_y}} - \frac{1}{P_o} = \frac{1}{P_{n_y}}$$

Nominal axial strength column  $P_n = P_{n_y}$  in  $e_y$  direction (long)

**Minimum Eccentricity (min e):**

$$\text{min } e = 15 + 0.03 h$$

h in the direction of  $e_y = 450 \text{ mm}$

$$\text{min } e = 15 + 0.03 \times 450 = 28.5 \text{ mm}$$

**Magnification Factor ( $\delta_{ns}$ ):**

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 \times P_{cr}}\right)} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 * (1) = 1.0$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times (E \times I)}{(k \times Lu)^2}$$

$$E * I = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + B_{dns}}, B_{dns} = \frac{1.2 * P_D}{1.2 * P_D + 1.6 * P_L}, I_g = \frac{bh^3}{12}, E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$B_{dns} = \frac{1.2 \times 1250}{1980} = 0.75$$

$$E * I = \frac{0.4 \times 4700 \times \sqrt{24} \times 0.45 \times \frac{0.45^3}{12}}{1 + 0.75} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 18 \times 1000}{(1 \times 3.68)^2} = 13118 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left( \frac{1980}{0.75 \times 13118} \right)} = 1.25 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$e_y = \delta_{ns} \times \min e = 1.25 \times 28.5 = 35.6 \text{ mm}$$

#### Interaction Diagram:

$$e_y = 35.6 \text{ mm}, h = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{35.6}{450} = 0.079$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{450 - 2 \times (40 + 10 + \frac{12}{2})}{450} = 0.75$$

#### From Charts:

- Form Diagram A-9b ( $\gamma = 0.75$ )

$$\frac{\phi \times P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g}, \frac{1680 \times 10^3}{450 \times 450} \times \frac{145}{1000} = 1.4 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

Select the reinforcement

$$\text{Select, } \rho_g = 0.01$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times A_g = 0.01 \times 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{select}$$

**16Ø 12**

$$\text{With } A_{s_{prov}} = 24.12 \text{ cm}^2$$

**Check spacing between the bars:**

$$S = \frac{450 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 16}{5} = 286 \text{ mm}$$

$$S = 286 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 19.2 \text{ mm}$$

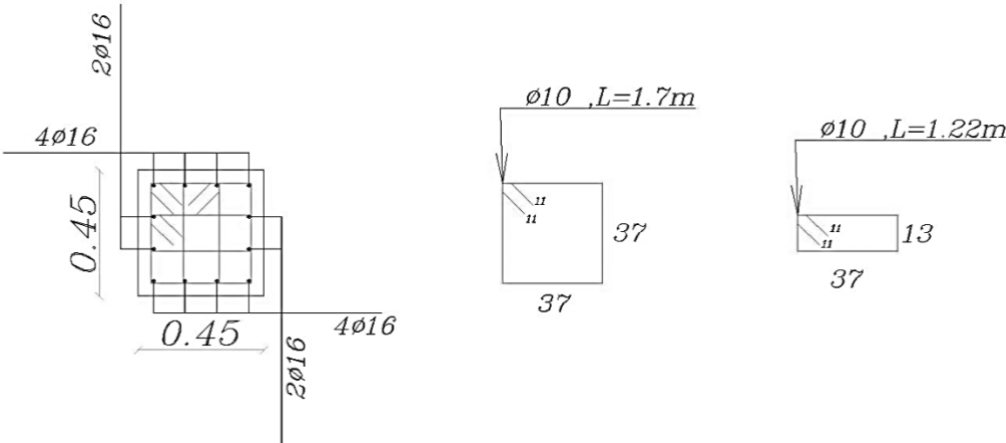


Figure (4-14): Section for Column 3.

#### 4-8: Design of Isolated Footing (F3)

Loads that act on footing (F3) are:

- PD = 1250 kN, PL = 300 kN →  $P_u(\text{factored}) = 1.2 * 950 + 1.6 * 350 = 1980 \text{ kN}$   
→  $P_u(\text{service}) = 1250 + 300 = 1550 \text{ kN}$

The following parameters are used in design:

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$
- clear cover = 10cm

⇒ Determination of footing dimension (a)

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

→ Assume  $h = 60\text{cm}$

→  $\sigma_{b(\text{allow})\text{net}} = 400 - 25 * 0.6 - 18 * 1 = 367 \text{ kN/m}^2$

→  $\sigma_{bu(\text{allow} \cdot \text{net})} = 1.4 * 367 = 513.8 \text{ kN/m}^2$

→  $\sigma_{bu} = P_u / A_{\text{req}}$

$$\therefore 1550 / a^2 = 367 \text{ kN/m}^2 \rightarrow a = 2.05 \text{ m} \rightarrow \text{Select } a = 2.1 \text{ m}$$

→ *Bearing Pressure*  $\sigma_{bu} = P_u / A = \frac{1980}{2.1 * 2.1} = 450 \text{ kN/m}^2 \leq 525 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ (SAFE)}$

⇒ Determination of footing depth (h)

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

⇒ Design of one-way shear

→  $d = h - \text{cover} - \phi = 600 - 100 - 12 = 488 \text{ mm}$

→  $V_u$  at distance  $d$  from the face of column:

$$\begin{aligned} V_u &= FRB = \sigma_{bu} \times 0.335 \times b \\ &= 367 \times 0.335 \times 2.1 = 260 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\rightarrow \phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$\rightarrow = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2100 * 488 = 627.5 \text{ kN} > V_u$$

**$\therefore h = 60 \text{ cm is correct } \checkmark$**

⇒ Design of Punching (two-way shear)

$$\rightarrow d = 488 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_o = 4 \times 920 = 3680 \text{ mm}$$

$$\rightarrow B_c = 1$$

$$\rightarrow \alpha_s = 45 \text{ (interior column)}$$

$$V_u = 1980 - (450 * 0.92 * 0.92) = \mathbf{1600 \text{ kN}}$$

$\phi * V_c$  is the smallest of:

$$\begin{aligned} 1. V_c &= \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3680 \times 488 \\ &= 4398.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. V_c &= \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{45 \times 488}{3680} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3680 \times 488 \\ &= 5841.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. V_c &= 4 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3680 \times 488 = \mathbf{2932.6 \text{ kN} .. \leftarrow \text{cont.}} \end{aligned}$$

$$- \phi * V_c = 0.75 * 2932.6 = \mathbf{2199.4 \text{ kN}} > V_u = \mathbf{1600 \text{ kN}}$$

**$\therefore h = 60 \text{ cm is correct } \checkmark$**

⇒ Design of Reinforcement

$$M_u = 450 * 0.825 * 2.1 * (0.825/2) = 321.5 \text{ kN.m}$$

$$- m = \frac{F_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$- M_n = 321.5 / 0.9 = 357.3 \text{ kN.m}$$

$$- R_n = \frac{M_n / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{357.3 \cdot 10^6}{2100 \cdot 488^2} = 0.714 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.714 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0017085$$

$$- A_s, \text{ req} = \rho * b * d = 0.002203 * 1900 * 390 = 1773.7 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2100 * 600 = 2268 \text{ mm}^2$$

$$- A_s, \text{ req} < A_s (\text{min}), A_s = 2268 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

**∴ Select for both directions: 16Ø12 with  $A_s = 1809.5 \text{ mm}^2 > A_{s\text{req}} \dots$**

**(ok)**

Check maximum step (S) is the smallest of:

$$3h = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$$

450 mm – control

$$S = (2100 - 100 \cdot 2 - 16 \cdot 12) / 15 = 113.8 \text{ mm} < 450 \text{ mm} - \text{OK}$$

⇒ Design the Connection between Column & Footing

→ **Design of bearing pressure at section of column:**

$$\phi \times P_n b = 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A_1 \geq P_u$$

$$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 450 \times 450 = 2685.15 > P_u = 1980 \text{ kN}$$

→ → No need Dowels.

→ **Design of Dowels:**

Load transfer in column: -

$$A_{smin} = 0.005 \times A_1 = 0.005 \times 45 \times 45 = 10.125 \text{ cm}^2$$

∴ Use  $\varnothing 12$  with  $A_s = 1.131 \text{ cm}^2$

→ **Design of Compression lap splice between steel of column and dowels (Lsc):**

$$L_{screq} = 0.071 \times f_y \times db = 0.071 \times 420 \times 12 = 375.84 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

∴ Select  $L_{sc} = 0.6 \text{ m} = 600 \text{ mm} > L_{screq} = 375.84 \text{ mm}$

→ **Design of compression development length (Ldc):**

$$L_{dc} = 0.24 \times f_y / \sqrt{f_c'} \times db = 0.24 \times 420 / \sqrt{24} \times 12 = 247 \text{ mm}$$

$$L_{dc} = 247 \text{ mm} > 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 12 = 216.72 \text{ mm}$$

$$\text{Available } L_{dc} = 600 - 100 - 12 - 12 = 476 \text{ mm} > L_{cd} = 247 \text{ mm}$$

→ **Design of tension development length (Ldt):**

$$L_{dT req} = (9/10) * (F_y / \lambda \sqrt{f_c}) * ((1 * 1 * 0.8 / ((k_{tr} + c_b) / db))) * db \geq 300 \text{ mm}$$

$$k_{tr}=0, \psi_e=1, \psi_s=0.8, \psi_t=1, f_c=24 \text{ Mpa}, f_y=420 \text{ Mpa}, db = 12 \text{ mm}$$

**cb Smallest of:**

- Cover + D bar / 2 = 100 + 12 / 2 = 106 mm

-  $a_1 / 2$

$$a_1 = (S + D \text{ bar}) = (93.5 + 12) = 105.5 \text{ mm}$$

$$105.5 / 2 = 52.75 \text{ mm} \dots \text{ is control}$$

$$((k_{tr} + c_b) / db) = (52.75 + 0) / 12 = 4.39 > 2.5 \dots \text{ Selected } 2.5$$

$$L_{dT, req} = 296.3 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \dots \text{ select } L_{dT, req} = 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

$$L_{dT ava} = ((2100 - 450) / 2) - 100 = 725 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

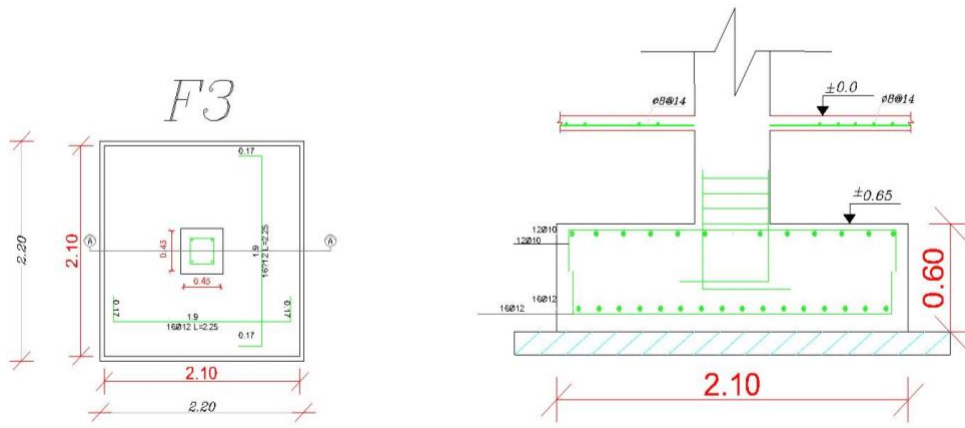


Figure (4-15): Foundation 2

## 4.9: Design of Stairs

The following figure shows a top view of the stairs:

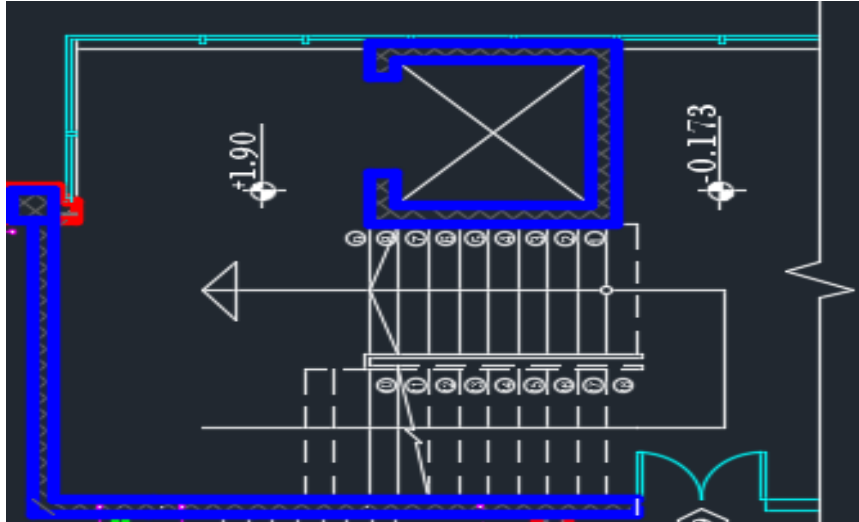


Figure (4- 16): Stairs Top View

### Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure (4-22) and the following steps explain the design procedure of the flight:

#### 1. Determination of flight thickness :

$$h (\text{min}) = L/20 = 51.5/20 = 25.75\text{cm}$$

$\therefore$  Select  $h = 25 \text{ cm}$ , but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \tan(\alpha) = 17.3/30 \rightarrow \alpha = 29.97^\circ$$

## 2. Loads calculation:

table(4- 4):Calculation of Dead Loads that act on Flight

| Flight Dead Loads   |
|---|
| Flight = $(0.25 * 25 * 1) / \cos(29.97) = 7.215 \text{ kN/m}$             |
| Plaster = $(0.03 * 22 * 1) / \cos(29.97) = 0.762 \text{ kN/m}$            |
| Mortar = $0.03 * 22 * 1 * \frac{0.173+0.3}{0.3} = 1.04 \text{ kN/m}$      |
| Stair steps = $\frac{25}{0.3} * \frac{0.173*0.3}{2} = 2.163 \text{ kN/m}$ |
| Tiles = $0.03 * 23 * (\frac{35+17.3}{30}) = 1.2 \text{ kN/m}$             |
| Sum=12.4 kN/m   |

### Factored Loads :

$$qu = 1.2 * 12.4 + 1.6 * 3 = 19.68 \text{ kN/m}$$

$$Vu = 29.3 \text{ kN}$$

$$Mu = 49.7 \text{ kN.m}$$

## 3.Design:

- Design of Shear Force :

$$d = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 223$$

$$= 136.56 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 29.3 \text{ kN}$$

**∴ No Shear Reinforcement is Required#**

- Design of Bending Moment :

$$-m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$-R_n = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{49.7 * 10^6 / 0.9}{1000 * 223^2} = 1.11 \text{ Mpa}$$

$$- \rho = \frac{1}{m} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}}) = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.72 * 20.6}{420}}) = 0.00272$$

$$-A_{sreq} = \rho * b * d = 0.00272 * 1000 * 223 = 606.34 \text{ mm}$$

$$-A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

**∴ Select Ø14/25 with  $A_s = 616 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}}$  ... For Main Reinforcement**

**For secondary Reinforcement(T&sh) select Ø14 /30 with  $A_s=513.33 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}}$**

- Check Spacing :

$$30\text{cm} < S_{\text{max}} = 3 * 25 = 75 \text{ cm} \\ < 45 \text{ cm} \quad \dots \text{ ok}$$

- Check Strain:

$$C = T$$

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

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 616 * 420$$

$$a = 12.7\text{mm} \rightarrow c = a/\beta = 12.7/0.85 = 14.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{223-14.9}{14.9} * 0.003 = 0.042$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.042 > 0.005 \quad \dots \quad \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

Design of Landing

- Determination of Landing thickness :

$$h \text{ (min)} = L/20 = 4.15/20 = 20.75 \text{ cm}$$

**∴ Select  $h = 25 \text{ cm}$  , but shear and deflection must be checked**

- Loads calculation:

Figure (4-11) shows a section in the landing in which the layers carried by the landing appear.

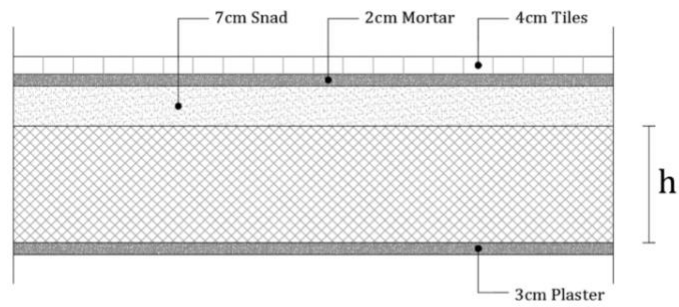


Figure (4- 17):Section of The Landing

| Landing Dead Loads                             |
|--|
| Tiles = $0.03 \times 23 \times 1 = 0.7$ kN/m   |
| Mortar = $0.03 \times 22 \times 1 = 0.4$ kN/m  |
| Sand = $0.07 \times 16 \times 1 = 1.1$ kN/m    |
| Slab = $0.25 \times 25 \times 1 = 6.25$ kN/m   |
| Plaster = $0.02 \times 22 \times 1 = 0.4$ kN/m |
| <b>Sum = 8.85 kN/m</b>                         |

Table(4- 5):Calculation of Dead Loads that act on Landing

Factored Loads :

$$q_u = 1.2 \times 8.85 + 1.6 \times 3 = 15.42 \text{ kN/m}$$

**The landing carries ( dead load & live load of landing + support reaction resulted from the flight)**

$$q_u = 17.02 + \text{Support reaction of flight} = 15.42 + 29.3 = \mathbf{44.72 \text{ kN/m}}$$

- **Analysis:**

$$D = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}$$

$$V_u = (44.75 \times 4.15) / 2 = 92.79 \text{ kN}$$

$$V_{u,d} = 92.79 - (44.75 \times 0.223) = 82.82 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ max} = \frac{44.75 \times 4.15^2}{8} = 96.34 \text{ kN.m}$$



### Shear Force Design:

$$d=223\text{mm} \ \& \ V_{u,d}=82.82 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 223 = 136.56 \text{ kN} > V_{u \text{ max}} = 82.82 \text{ kN}$$

**∴ No Shear Reinforcement is Required**

- **Bending Moment Design : ( $M_{u \text{ max}} = 96.34 \text{ kN.m}$ )**

-  $m = 20.6$

-  $R_n = \frac{96.34 * 10^6 / 0.9}{1000 * 223 * 223} = 2.15 \text{ Mpa}$

-  $\rho = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.15 * 20.6}{420}}) = 0.0054$

-  $A_{s \text{ req}} = 0.0054 * 1000 * 223 = 1204.2 \text{ mm}^2$

-  $A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$

**∴ Select  $\phi 14/12.5\text{cm}$  with  $A_s = 1232 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}}$  .... For Main Reinforcement**

- Check Spacing :

$$30\text{cm} < \mathbf{S \text{ max}} = 3 * 25 = \mathbf{75 \text{ cm}}$$

$$< \mathbf{45\text{cm} \dots \text{ok}}$$

- Check Strain:

$$C = T$$

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

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 1232 * 420$$

$$a = 25.36\text{mm} \rightarrow c = a / \beta = 25.94 / 0.85 = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{223-29.8}{29.8} * 0.003 = 0.0198$$

∴  $\epsilon_s = 0.0198 > 0.005$  ....  $\phi = 0.9$  (OK)

The following figure shows section A-A of the stairs in which reinforcement detailing appears.

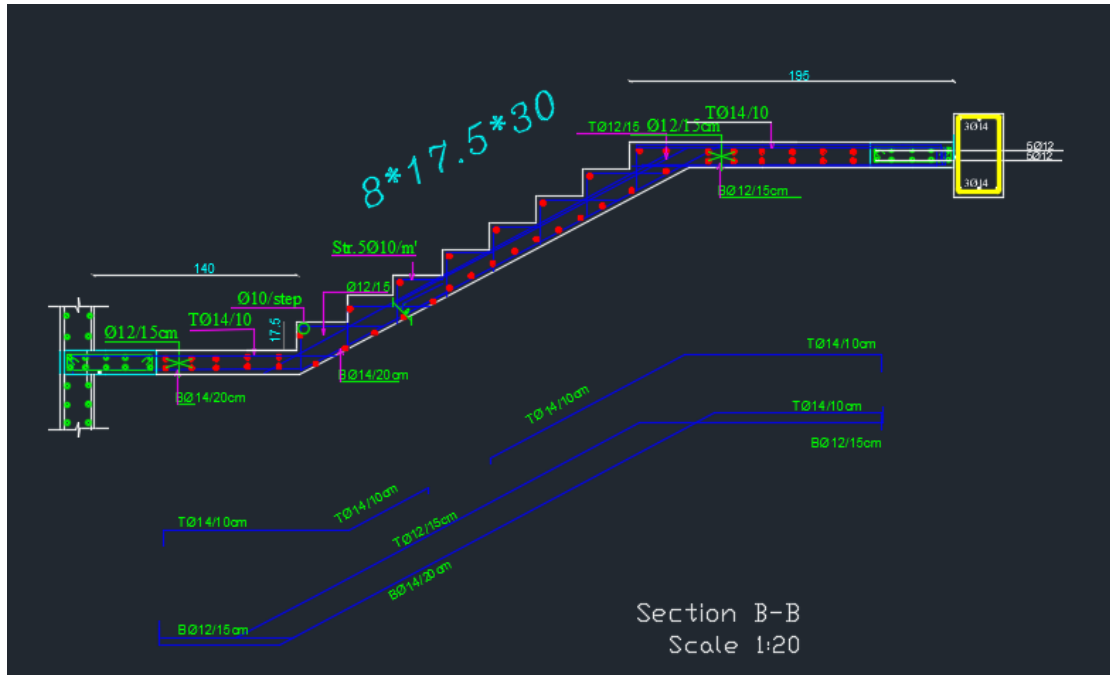
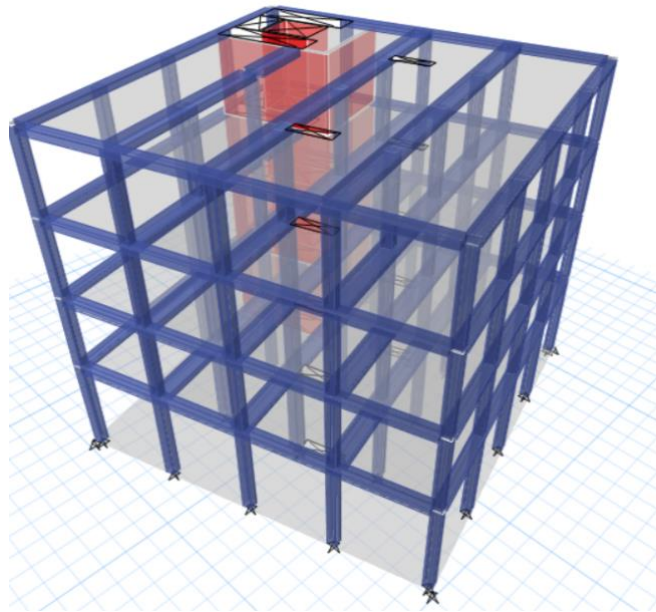


Figure (4- 18):section of stairs

## الفصل الخامس: تصميم الجدران ضد الزلازل

### 5.1: structural system

### 5.2: Earthquake Data



## 5.1 Structural System:

- Structural system : Building Frame Systems .
- Design Method : Equivalent lateral Force " static method"
- The building will be analyzed using **ETABS** program.
- Using code : ASCE 7-16

## 5.2 Earthquake Data:

- Determine the mapped Maximum Considered Earthquake MCE spectral response accelerations  
**S<sub>s</sub> for short period (0.2 sec.) and S<sub>1</sub> for long period (1.0 sec.)** using the spectral acceleration maps (Figures1).

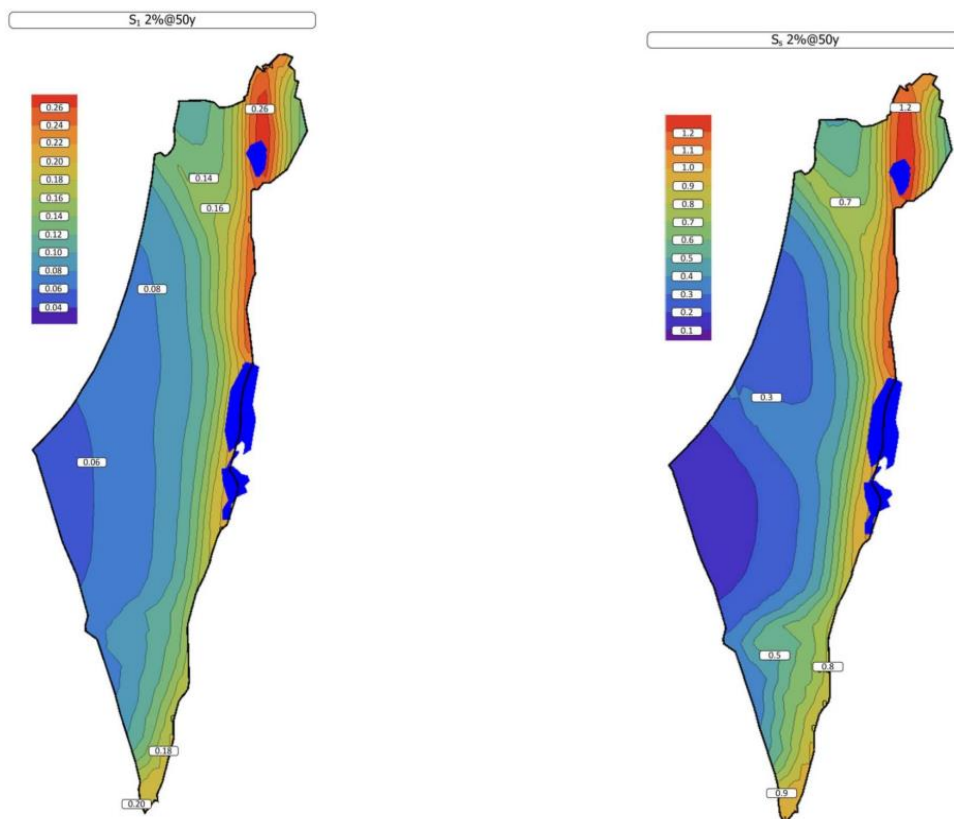


Figure (5.1): Long and short period spectral acceleration for Palestine

$$s_1 = 1.25 * z * 1.5 = 1.25 * 0.15 * 1.5 = 0.28 \text{ (long period)}$$

$$s_s = 2.5 * z * 1.5 = 2.5 * 0.15 * 1.5 = 0.56 \text{ (short period)}$$

- Determine the site class based on the soil properties , in Palestine the stone is lime stone based shear = 2500 ft/s TO 5000 ft/s (Table 20.3-1 in cod ASCE 7-16)

Site class is **B Rock**

Table 20.3-1 Site Classification

| Site Class  | $\bar{v}_s$         | $\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$ | $\bar{s}_u$        |
|---|---------------------|-----------------------------|--------------------|
| A. Hard rock  | >5,000 ft/s         | NA                          | NA                 |
| B. Rock   | 2,500 to 5,000 ft/s | NA                          | NA                 |
| C. Very dense soil and soft rock  | 1,200 to 2,500 ft/s | >50                         | >2,000 psf         |
| D. Stiff soil   | 600 to 1,200 ft/s   | 15 to 50                    | 1,000 to 2,000 psf |
| E. Soft clay soil   | <600 ft/s           | <15                         | <1,000 psf         |
| Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics:<br>—Plasticity index $PI > 20$ ,<br>—Moisture content $w \geq 40\%$ ,<br>—Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf |                     |                             |                    |
| F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1   | See Section 20.3.1  |                             |                    |

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>.

- Determination of seismic design category and Importance factor.
  - ✓ Determine risk category by using (Table 1604.5 in cod ASCE 7-16 )  
 THE RISK CATEGORY **IS III**
  - ✓ Determine importance factor by using (Table 1.5-2 in cod ASCE 7-16 )  
**Ie=1.25**

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads<sup>a</sup>**

| Risk Category<br>from<br>Table 1.5-1 | Snow Importance<br>Factor,<br>$I_s$ | Ice Importance<br>Factor—Thickness,<br>$I_i$ | Ice Importance<br>Factor—Wind,<br>$I_w$ | Seismic Importance<br>Factor,<br>$I_e$ |
|--------------------------------------|-------------------------------------|--|---|--|
| I                                    | 0.80                                | 0.80   | 1.00                                    | 1.00                                   |
| II                                   | 1.00                                | 1.00   | 1.00                                    | 1.00                                   |
| III                                  | 1.10                                | 1.25   | 1.00                                    | 1.25                                   |
| IV                                   | 1.20                                | 1.25   | 1.00                                    | 1.50                                   |

<sup>a</sup>The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

- ✓ Determine seismic design category by using (Table 11.6-1 & 11.6-2 in cod ASCE 7-16)

SDS=0.3 (ETABS) → B

SD1=0.15(ETABS) → C

The seismic design category is C

**TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter**

| Value of $S_{DS}$          | Risk Category  |    |
|----------------------------|----------------|----|
|                            | I or II or III | IV |
| $S_{DS} < 0.167$           | A              | A  |
| $0.167 \leq S_{DS} < 0.33$ | B              | C  |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$  | C              | D  |
| $0.50 \leq S_{DS}$         | D              | D  |

**TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter**

| Value of $S_{D1}$           | Risk Category  |    |
|-----------------------------|----------------|----|
|                             | I or II or III | IV |
| $S_{D1} < 0.067$            | A              | A  |
| $0.067 \leq S_{D1} < 0.133$ | B              | C  |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$  | C              | D  |
| $0.20 \leq S_{D1}$          | D              | D  |

- ✓ Determine type permitted analytical (Table 12.6-1 in cod ASCE 7-16 )  
Equivalent lateral force

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

| Seismic Design Category | Structural Characteristics  | Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 <sup>a</sup> | Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 <sup>a</sup> | Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 <sup>a</sup> |
|-------------------------|---|---|--|--|
| B, C                    | All structures  | P   | P  | P  |
| D, E, F                 | Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base  | P   | P  | P  |
|                         | Structures of light-frame construction  | P   | P  | P  |
|                         | Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height   | P   | P  | P  |
|                         | Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$   | P   | P  | P  |
|                         | Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2 | P   | P  | P  |
|                         | All other structures  | NP  | P  | P  |

<sup>a</sup>P: Permitted; NP: Not Permitted;  $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ .

- ✓ Determine building period coefficient (Table 12.8-2 in cod ASCE 7-16)

Ct=0.02 , x=0.75

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$

| Structure Type   | $C_t$                       | $x$  |
|--|-----------------------------|------|
| Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces: |                             |      |
| Steel moment-resisting frames  | 0.028 (0.0724) <sup>a</sup> | 0.8  |
| Concrete moment-resisting frames   | 0.016 (0.0466) <sup>a</sup> | 0.9  |
| Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1   | 0.03 (0.0731) <sup>a</sup>  | 0.75 |
| Steel buckling-restrained braced frames  | 0.03 (0.0731) <sup>a</sup>  | 0.75 |
| All other structural systems   | 0.02 (0.0488) <sup>a</sup>  | 0.75 |

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

- ✓ Determine response modification factor, overstrength factor , deflection factor

R= 5 ,  $\Omega$  =2.5 , cd = 4.5

Table 12.2-1 (Continued)

| Seismic Force-Resisting System                           | ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified | Response Modification Coefficient, $R^a$ | Overstrength Factor, $\Omega_0^g$ | Deflection Amplification Factor, $C_d^b$ | Structural System Limitations Including Structural Height, $h_n$ (ft) Limits <sup>c</sup> |    |                |                |                |
|--|---|--|-----------------------------------|--|---|----|----------------|----------------|----------------|
|  |   |  |                                   |  | Seismic Design Category   |    |                |                |                |
|  |   |  |                                   |  | B   | C  | D <sup>d</sup> | E <sup>d</sup> | F <sup>e</sup> |
| 4. Special reinforced concrete shear walls <sup>m</sup>  | 14.2  | 6  | 2½                                | 5  | NL  | NL | 160            | 160            | 100            |
| 5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>l</sup> | 14.2  | 5  | 2½                                | 4½                                       | NL  | NL | NP             | NP             | NP             |
| 6. Detailed plain concrete shear walls <sup>l</sup>      | 14.2 and 14.2.2.8   | 2  | 2½                                | 2  | NL  | NP | NP             | NP             | NP             |

## USING ETABES TO ANALYSIS AND DESIGN

### Primary load

- ⇒ DL : dead load
- ⇒ LL : Live load
- ⇒ EQX : Earthquake Load in (X)direction
- ⇒ EQY : Earthquake Load in (Y)direction
- ⇒ EQX±e: Earthquake Load in (X)direction± Eccentricity
- ⇒ EQY±e: Earthquake Load in (Y)direction± Eccentricity
- ⇒ Eccentricity = 0.05

### Design shear wall

- ✓ Flexural design used  $\emptyset 12/20cm$
- ✓ shear design used  $\emptyset 10/20cm$



## ETABS Shear Wall Design

### ACI 318-14 Pier Design

#### Pier Details

| Story ID | Pier ID | Centroid X (mm) | Centroid Y (mm) | Length (mm) | Thickness (mm) | LLRF  |
|----------|---------|-----------------|-----------------|-------------|----------------|-------|
| Story1   | W3      | 34920.9         | 10683.6         | 4050        | 250            | 0.723 |

#### Material Properties

| E <sub>c</sub> (MPa) | f' <sub>c</sub> (MPa) | Lt. Wt Factor (Unitless) | f <sub>y</sub> (MPa) | f <sub>ys</sub> (MPa) |
|----------------------|-----------------------|--------------------------|----------------------|-----------------------|
| 23025                | 24                    | 1                        | 420                  | 420                   |

#### Design Code Parameters

| Φ <sub>T</sub> | Φ <sub>C</sub> | Φ <sub>V</sub> | Φ <sub>V</sub> (Seismic) | IP <sub>MAX</sub> | IP <sub>MIN</sub> | P <sub>MAX</sub> |
|----------------|----------------|----------------|--------------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| 0.9            | 0.65           | 0.75           | 0.6                      | 0.04              | 0.0025            | 0.8              |

#### Pier Leg Location, Length and Thickness

| Station Location | ID    | Left X <sub>1</sub><br>mm | Left Y <sub>1</sub><br>Mm | Right X <sub>2</sub><br>mm | Right Y <sub>2</sub><br>mm | Length<br>mm | Thickness<br>mm |
|------------------|-------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|-----------------|
| Top              | Leg 1 | 32895.9                   | 10683.6                   | 36945.9                    | 10683.6                    | 4050         | 250             |
| Bottom           | Leg 1 | 32895.9                   | 10683.6                   | 36945.9                    | 10683.6                    | 4050         | 250             |

#### Flexural Design for P<sub>u</sub>, M<sub>u2</sub> and M<sub>u3</sub>

| Station Location | Required Rebar Area (mm <sup>2</sup> ) | Required Reinf Ratio | Current Reinf Ratio | Flexural Combo | P <sub>u</sub><br>kN | M <sub>u2</sub><br>kN-m | M <sub>u3</sub><br>kN-m | Pier A <sub>g</sub><br>mm <sup>2</sup> |
|------------------|--|----------------------|---------------------|----------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|--|
| Top              | 2531                                   | 0.0025               | 0.0045              | DWal26         | 684.8185             | -14.0363                | -161.5957               | 1012509                                |
| Bottom           | 2531                                   | 0.0025               | 0.0045              | DWal26         | 770.7068             | 0                       | -246.7938               | 1012509                                |

#### Shear Design

| Station Location | ID    | Rebar<br>mm <sup>2</sup> /m | Shear Combo | P <sub>u</sub><br>kN | M <sub>u</sub><br>kN-m | V <sub>u</sub><br>kN | ΦV <sub>c</sub><br>kN | ΦV <sub>n</sub><br>kN |
|------------------|-------|-----------------------------|-------------|----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Top              | Leg 1 | 625                         | DWal9       | 648.0678             | -432.7138              | 422.6847             | 912.72                | 1541.0104             |
| Bottom           | Leg 1 | 625                         | DWal9       | 787.6363             | 1480.2932              | 427.5407             | 933.6553              | 1561.9457             |

#### Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

| Station Location | ID    | Edge Length (mm) | Governing Combo | P <sub>u</sub><br>kN | M <sub>u</sub><br>kN-m | Stress Comp<br>MPa | Stress Limit<br>MPa | C Depth<br>mm | C Limit<br>mm |
|------------------|-------|------------------|-----------------|----------------------|------------------------|--------------------|---------------------|---------------|---------------|
| Top-Left         | Leg 1 | Not Required     | DWal4           | 1194.763             | -772.1776              | 2.31               | 4.8                 |               |               |
| Top-Right        | Leg 1 | Not Stressed     | DWal4           | 0                    | 0                      | 0                  | 0                   |               |               |
| Bottom-Left      | Leg 1 | 257              | DWal4           | 1334.3316            | -2040.0738             | 4.3                | 4.8                 | 513.9         | 900           |
| Bottom-Right     | Leg 1 | Not Required     | DWal4           | 787.6363             | 1480.2932              | 2.94               | 4.8                 |               |               |

## الفصل السادس: النتائج والتوصيات.

### **6.1 Introduction**

### **6.2 Results**

### **6.3 Recommendations**

## 6.1 INTRODUCTION

After starting the project and start dealing with problems that had been faced during the work on it, it is necessary to summarize the results that were reached and to give some recommendations that will be helpful for students who will work on such projects.

The most prominent of these problems was deflection in beams and long-term deflection in slabs that could have been solved by using drop beams. So that another solution had been found, and that was through changing the structural system by changing the bearing direction of ribs and beams. After dealing with that problem a complete design for all slabs and beams were done and the results of the design is presented in a form of drawings.

---

## 6.2 RESULTS

The following are results that had been reached during the work on this project:

1. The most important step before starting a design is to study the architectural plans carefully to distribute the columns correctly.
2. Gaining experience in using structural programs cannot be reached without an understanding of basic concepts of the structural design.
3. When choosing the structural system, it is better to distribute ribs in the long direction and beams in the short one that will reduce loads that act on beams which leads to reducing of reinforcement which meant reducing costs.

## 6.3 RECOMMENDATIONS

After starting the project and start dealing with problems that had been faced during the work on it, some recommendations should be

mentioned that may help students who will work on such projects after us.

First of all, the architectural drawings had to be prepared and studied carefully to choose the most appropriate structural system. Collecting data about the project is an important step as the study of the site and the type of soil are important in choosing the construction materials to be used. Before starting the design of the building, a good structural planning must be done to determine the location of columns, beams, and shear walls to fit with architectural plans.

## References

- [1] Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE7-16).
- [2] Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14), USA: American Concrete Institute, 2014.
- [3] Uniform Building Code : UBC -97 code .
- [4] كود البناء الأردني, كود الأحمال والقوى, عمان, الأردن: مجلس البناء الوطني الأردني, 2006م

## Table of contents

|    |                                       |
|----|---------------------------------------|
| 2  | الإهداء                               |
| 3  | شكر وتقدير                            |
| 4  | ملخص المشروع:                         |
| 5  | :Abstract                             |
| 6  | الفصل الأول: مقدمة                    |
| 7  | المقدمة:                              |
| 7  | أهداف المشروع                         |
| 7  | مشكلة المشروع:                        |
| 8  | حدود المشكلة                          |
| 8  | المسلمات                              |
| 8  | فصول المشروع                          |
| 8  | إجراءات المشروع                       |
| 9  | الفصل الثاني: الفصل المعماري          |
| 10 | 2.1: لمحة عامة عن المشروع:            |
| 10 | 2.2: أهمية الموقع:-                   |
| 10 | 2.3: حركة الشمس والرياح               |
| 11 | 2.4: الرطوبة                          |
| 11 | 2.5: وصف طوابق المشروع                |
| 14 | 2.6: الواجهات                         |
|    | 2.7: وصف الحركة والمداخل              |
| 17 | الفصل الثالث: الوصف الإنشائي          |
| 18 | 3.1: مقدمة                            |
| 18 | 3-2: الهدف من التصميم الإنشائي        |
| 18 | 3.3: مراحل التصميم الإنشائي           |
| 19 | 3-4: الأحمال                          |
| 19 | 4.3.1: الأحمال الميتة                 |
| 19 | 4.3.2: الأحمال الحية                  |
| 20 | 4.3.3: الأحمال البيئية                |
| 20 | 3-5: العناصر الإنشائية المكونة للمبنى |
| 20 | 3-5-1: العقدات (Slaps)                |
| 22 | 3.5.2: الجسور (Beams)                 |

|   |   |    |
|---|---|----|
| 23.....   | <b>الفصل الرابع: التصميم الإنشائي</b>         |    |
| 4-1: Introduction.....  |   | 24 |
| 4-2: Design method and requirements.....                          |   | 24 |
| 4-3: Factored loads.....  |   | 25 |
| 4-4 Determination of minimum thickness of structural members..... |   | 26 |
| 4-5 Design of one-way ribbed slab .....                           |   | 26 |
| 4-5-1: Design of topping.....                                     |   | 26 |
| 4.5.2: Design of flexure of rib.....                              |   | 31 |
| 4.5.3: Design of shear of rib (6).....                            |   | 34 |
| 4.6: Design of Beam (B2): .....                                   |   | 34 |
| 4.6.1: Design of beam B20 for Flexure.....                        |   | 35 |
| 4.6.3: Design Beam B 20 for Shear .....                           |   | 39 |
| 4-7: Design of Column (C3) .....                                  |   | 44 |
| 4-8: Design of Isolated Footing.....                              |   | 48 |
| 4.9: Design of Stairs .....                                       |   | 53 |
| 59.....   | <b>الفصل الخامس: تصميم الجدران ضد الزلازل</b> |    |
| 5.1 Structural System: .....                                      |   | 60 |
| 5.2 Earthquake Data: .....  |   | 60 |
| 66.....   | <b>الفصل السادس: النتائج والتوصيات</b>        |    |
| 6.1 INTRODUCTION.....   |   | 67 |
| 6.2 RESULTS .....   |   | 67 |
| 6.3 RECOMMENDATIONS .....   |   | 67 |
| 69.....   | <b>References</b>                             |    |

### List of Table

|   |    |
|---|----|
| Table 3.1 : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة : .....                      | 19 |
| Table 4.1 : Determination of minimum thickness of structural member ..... | 26 |
| Table 4.2 : Dead load of topping .....                                    | 27 |
| Table 4.3 : Dead load of Rib .....  | 30 |
| Table 4.4 : Dead load that act on Flight .....                            | 54 |
| Table 4.5 : Dead load that act on landing .....                           | 56 |

## List of Figure

|  |    |
|--|----|
| Figure 2.5.1: الطابق الارضي .....  | 11 |
| Figure 2.5.2: الطابق الاول .....   | 12 |
| Figure 2.5.3: الطابق الثاني .....  | 12 |
| Figure 2.5.4: الطابق الثالث .....  | 13 |
| Figure 2.5.5: الطابق الرابع .....  | 13 |
| Figure 2.5.6: الواجهة الشمالية .....   | 14 |
| Figure 2.5.7: الواجهة الشرقية .....  | 15 |
| Figure 2.5.8: الواجهة الغربية .....  | 15 |
| Figure 2.5.9: الواجهة الجنوبية .....   | 16 |
| Figure 3.1: عقدة مصممة ذات اتجاه واحد .....                                    | 21 |
| Figure 3.2: عقدة عصب ذات اتجاه واحد .....                                      | 22 |
| Figure 4.1: Variation of $\phi$ factor with net tensile strain (ACI 318) ..... | 25 |
| Figure 4.2: System of topping .....  | 26 |
| Figure 4.3: Spans of rib (R-GR floor) location.....                            | 29 |
| Figure 4.4: geometry of rib (R1).....  | 29 |
| Figure 4.5: service load of rib (R1) – [kN] .....                              | 30 |
| Figure 4.6: Shear envelope of rib (R1) – [kN].....                             | 31 |
| Figure 4.7: Moment envelope of rib (R1) – [kN.m] .....                         | 31 |
| Figure 4.8: Deflection of rib (1) .....  | 34 |
| Figure 4.9: geometry of beam 20.....   | 35 |
| Figure 4.10: Dead and Live Load of Beam 20 .....                               | 35 |
| Figure 4.11: moment and shear for B20 .....                                    | 36 |
| Figure 4.12: shear for B20 .....   | 40 |
| Figure 4.13: Deflection of B20 .....   | 43 |
| Figure 4.14: Section of column 3 .....   | 47 |
| Figure 4.15: foundation 2 .....  | 51 |
| Figure 4.16: Stairs Top View.....  | 52 |
| Figure 4.17: section of the landing .....                                      | 56 |
| Figure 4.18: section of stairs.....  | 58 |
| Figure 5.1: long and short period acceleration for palestine .....             | 60 |