بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية

مقدمة مشروع التخرج

مجمع الكنتري التجاري - القدس

فريق العمل: -

أحمد محمد شقير إيهاب أشرف فراح

علي محمد ناصر يوسف محمد ناصر

باشراف :

م. حمدي ادعيس

2024 – 2025

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية

مقدمة مشروع التخرج

مجمع الكنتري التجاري - القدس

فريق العمل: -

أحمد محمد شقير إيهاب أشرف فراح

علي محمد ناصر يوسف محمد ناصر

بناء على توجيهات الاستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع اعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع الى دائرة الهندسة المدنية في كلية الهندسة للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع المشرف	توقيع رئيس الدائرة
م. حمدي ادعيس	د. غادي زكارنة
----------	----------

2024 – 2025

الإهـــــداء

إلى من واصلت ليلها بنهارها، وامتطت الصّبر نهجًا، والدّعاء سبيلًا، كي ترى ابنها قد جنى ثمار تعبها، وامتشق هدي المنى، فكرّست عمرها زادًا، وقلبها حنانًا، وأنست بيوم تفخر فيه بنا...أمّي الحنونة...أطال الله في عمرها، وأنالها ما تشتهي...

وإلى من رصف لنا من سعة صدره حلمًا، ومن عبق عرق جبينه طموحًا، فكدّ، وأسدل ستار الرّاحة، لتغرورق عيناه نفح فجر آت، يرى فيه فلذات كبده رجالًا يخطّون أسماءهم في صهوة المجد علمًا، ومعرفة... أبي العزيز.... أمدّ الله في عمره، ومتّعه بالصّحة والعافية.

وإلى من قاسموني لحظات الجدّ تشجيعًا، ودعمًا، فأبرقوا لي كلّ صباح قبضة من العزيمة، وصهريجًا من الإقدام، أسوة بما خطّوا في سبيل العلم والمعرفة، فأدامهم الله لي سندًا وعونًا.. إخوتي الأعزّاء...

وإلى كلّ من قدّم لي نصحًا، أو دعمًا، وكان أسوة حسنة، ونموذجًا طيّبًا يحتذى به...إلى هؤلاء جميعًا أهدي هذا العمل المتواضع.

الشكر و التقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمداً لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، مّتحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس الفاضل حمدي ادعيس المشرف والموجه والمعلم، الذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زميلاتنا وزملائنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث, ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبآئنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

الملخص

مجمع الكنتري التجاري - القدس

فريق العمل: -

أحمد محمد شقير إيهاب أشرف فراح

يوسف محمد ناصر علي محمد ناصر

اشراف: -

م. حمدي ادعيس

2024 – 2025

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتصميم المبنى بكامل تفاصيله الإنشائية وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق المهندس الإنشائي.

تبلغ مساحة المشروع 9260 متر مربع المكون من مبنيين، حيث يتكون المبنى الأول من ثلاث طوابق طابق تسوية مخازن وطابقين مكاتب.

اما المبنى الثاني يتكون من ثلاث طابق طابق تسوية مخازن وطابقين مكاتب.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنيين مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي(ACI_318_19).

ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل:

AutoCAD 2021, Atir, Safe, Microsoft.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنيين، وبعد إتمام المشروع سنكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

Abstract

The Structural design of Country Commercial Mall.

Work team:-

Ahmad Mohammad Shkair **Ihab Ashraf Farrah**

Ali Mohammad Nasser **Yousef Mohammad Nasser**

Supervisor:-

Eng. Hamdi Idais

2023 – 2024

Structural design is the most important design required for a building after architectural design. Designing the building with all its structural details in the most economical way and with the highest levels of safety and security is the responsibility of the structural engineer.

The project covers an area of 9260 square meters consisting of two buildings. The first building consists of three floor one basement and two floors for offices .

The second building consists of three floor one basement and two floors for offices The importance of the project lies in the diversity of structural elements in the two buildings, such as bridges, columns, and concrete slabs. It is worth mentioning that the Jordanian code was used to determine the live loads and seismic loads. As for structural analysis and section design, the American code (ACI_318_19) will be used.

It is necessary to mention that some computer programs will be used such as: AutoCAD (2021), Atir, Safe, and Microsoft.

The project will include a detailed structural study, including the identification and analysis of structural elements and various expected loads, followed by the structural design of the elements and the preparation of executive drawings based on the design prepared for all structural elements constituting the structural frameworks of the buildings. Upon completion of the project, we will be able to provide structural design for all structural elements.

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة الغلاف الرئيسية	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة ملخص المشروع باللغة العربية	v
صفحة ملخص المشروع باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii
List of Abbreviations	x

الفصل الأول	المقدمة	رقم الصفحة
1-1	المقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	الكود والبرامج المستخدمة	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	اجراءات المشروع	4
الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	
1-2	لمحة عامة عن المشروع	7
2-2	موقع المشروع	7
3-2	أهمية الموقع	8

4-2	حركة الشمس و الرياح	9
5-2	الرطوبة	9
6-2	وصف طوابق المشروع	10
7-2	الواجهات	15
8-2	وصف الحركة و المداخل	17
الفصل الثالث	**الوصف الإنشائي**	
1-3	مقدمة	22
2-3	هدف التصميم الإنشائي	22
3-3	الأحمال والقوى المؤثرة على المبنى ودراستها	22
4-3	العناصر الإنشائية والأنظمة الإنشائية المكونة للمبنى	25
1-4-3	الأنظمة الإنشائية للمبنى	25
2-4-3	العقدات	25
3-4-3	الجسور	29
4-4-3	الأعمدة	30
5-4-3	الجدران	31
6-4-3	الأساسات	33
7-4-3	الأدراج	34

Chapter Four	"Structural Analysis and Design"	page
4-1	Introduction	**36**
4-2	Design method and requirements	**36**
4-3	Factored Loads	**37**
4-4	Determination of thickness	**37**
4-5	Load calculations & Design	**37**
4-5-1	Design of topping	**38**
4-5-2	Design of one way Rib(FF R9)	**40**
4-6	Design of Beams	**39**
4-7	Design of Columns	**46**
4-8	Design of shear wall	**49**
4-9	Design of isolated footing	**52**
4-10	Design of stair	**55**
Chapter Five	"Recommendation and References"	**59**

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1 - 1	الجدول الزمني للمشروع	4
3-1	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	23
3-2	الأحمال الميته	23
3-3	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	24

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s' =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Es** = modulus of elasticity of steel.
- **f_c'** = compression strength of concrete.
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$ =** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

Column abbreviations:

- Lu: unsupported length “clear distance between slabs, beams, or other members that provide lateral support to the column”.
- K: effective length factor.
- R: radius of gyration .

Stair abbreviations:

- a: Step height.
- b: Step width.
- s: Step nosing.
- hf: Flight thickness.
- hl: Landing thickness.
- n: Number of steps.
- α: Flight angle.

Foundation abbreviations:

- LLe: external live load.
- σ(b): allowable pressure.
- σ(net): net allowable pressure.
- σ(bu): bearing pressure
- **γrc:** reinforced concrete weight.
- **γsoil:** soil weight.
- Lv: distance at shear critical section.
- Lm: distance at moment critical section.
- Ldt: tension development length.
- Ldc: compression development length.
- λ: Lightweight-aggregate-concrete factor.
- Ψt: bar location factor.
- Ψe: coating factor.
- Ψs: bar-size factor.
- Cb: bar spacing factor.

- Ktr: transverse reinforcement index.

Wall abbreviations:

Lw: wall length

hw: wall height

h story: story height

h: wall thickness

Δ/hw: building drift (total lateral displacement deflection of the top of the building over wall height), Δ/hw min = 0.007

a: distance above the base of the wall to determine location of critical section for checking flexural-shear strength

Mu1: Moment at critical section for checking flexural-shear strength.

ρh: percentage of horizontal (transverse) steel

ρv: percentage of vertical (longitudinal) steel

x: length of compression zone limit

Lb: boundary element length

c: depth from the neutral axis to the extreme compression fiber

ω: longitudinal reinforcement index

α: axial stress parameter

Muv: the part of moment resisted through uniform vertical steel

Mub: the part of moment resisted through boundary steel

Asb: boundary area stee

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 :-

ان تطور الحياة يقتضي التطور العقلي في التصميم لتلبية متطلبات الانسان، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع، مع تأمين كافة وسائل الراحة والأمان في هذه التصاميم وذلك من خلال التصميم بفكر هندسي نير لتلبية هذه الأمور.

وفرع هندسة المباني هي التي تعتني بهذا الجانب في بناء البيوت بتصميم وتنفيذ الاعمال لها والمهندس المدني هو من يقوم بهذه الاعمال

1-2 أهداف المشروع : -

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

1. اكتساب المهارة في القدرة 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 موازنة بين طرق التصميم المختلفة

1-3 مشكلة المشروع : -

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ،لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4-1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، في اعداد المخططات الانشائية لمختلف العناصر الانشائية , لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقاً , حيث بدأنا العمل على من خلال مقدمة مشروع التخرج لبعض العناصر الانشائية, وسوف نقوم باستكمال عمل التصاميم و المخططات خلال مساق مشروع التخرج .

5-1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الاردني للأحمال.
2. اعتماد الكود الامريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-19) .
3. اعتماد الكود الامريكي (IBC2000) بالنسبة للأحمال الزلازل.
4. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir18) و (ETABS) و (SAFE).
5. برامج أخرى مثل Microsoft office Word , Power Point , Excel , AutoCAD.

6-1 فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة .
2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

7-1 اجراءات 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 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- انجاز المخططات التنفيذية للعناصر الانشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل و القابل للتنفيذ .

الفصل الثانى

الوصف المِـعمَــارِى

2-1 لمحة عامة عن المشروع.

2-2 موقع المشروع.

2-3 أهمية الموقع.

2-4 حركة الشمس والرياح.

2-5 الرطوبة.

2-6 وصف طوابق المشروع.

2-7 الواجهات.

2-8 وصف الحركة والمداخل.

2-9 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد .

1-2 لمحة عامة عن المشروع : -

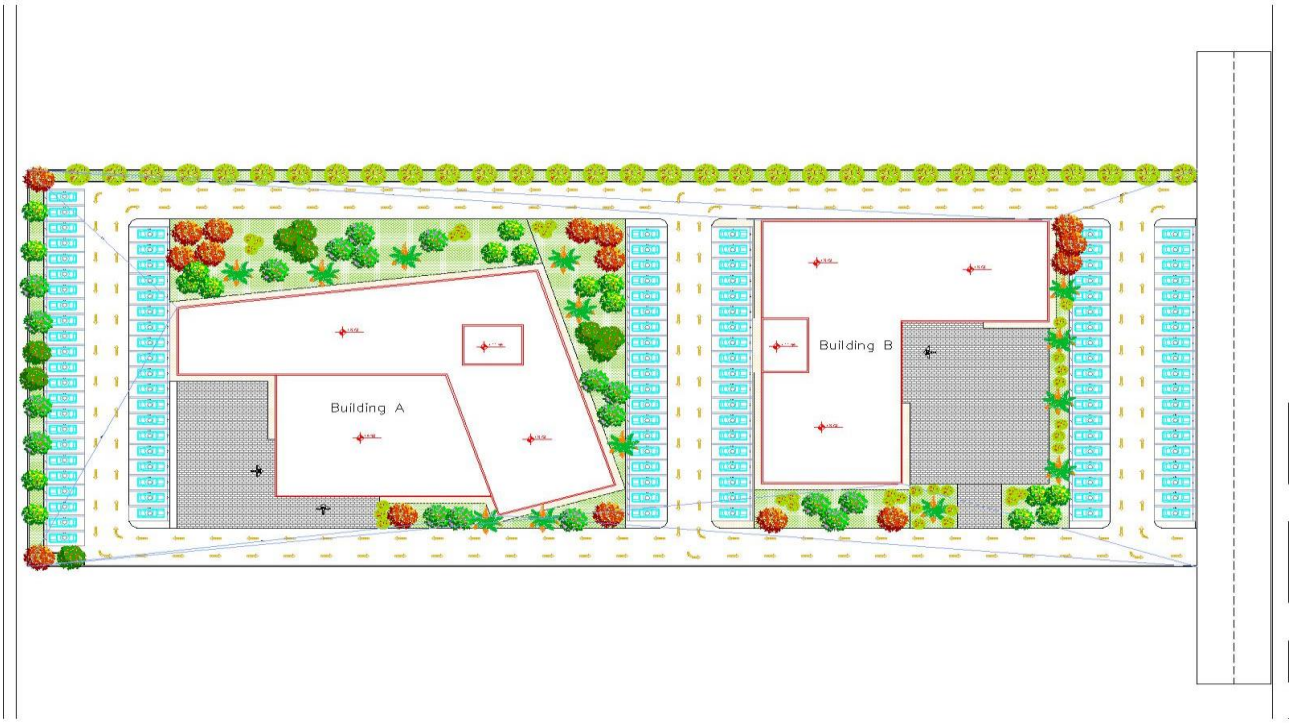
المشروع عبارة عن مجمع تجاري يحتوي على مكاتب عديدة للعمل مع توفر مصفات سيارات عديدة وكافيتيرا في الطابق الأرضي

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على الفراغات الداخلية للمبنى ومن جعل البيئة الخارجية مناسبة للجلوس والتجول فيها ،. وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

يتكون المجمع من مبنيين كل مبنى يتكون من ثلاثة طوابق بمساحة اجمالية 9260 متر مربع

2-2 موقع المشروع : -

يقع المشروع في مدينة القدس ، ، حيث يعتبر موقع المشروع في منطقة نشطه من مدينة القدس ، ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام .



3-2 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 ارض لبناء مبنى ثقافي :

- 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: فهناك طرق مقترحة ترابية تحيط بالأرض .
- الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
- أنماط المباني المحيطة و نوعها: تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية، وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه.

4-2 حركة الشمس والرياح : -

تتعرض محافظة القدس بشكل عام، الى الرياح الجنوبية الغربية 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 السطوع 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.

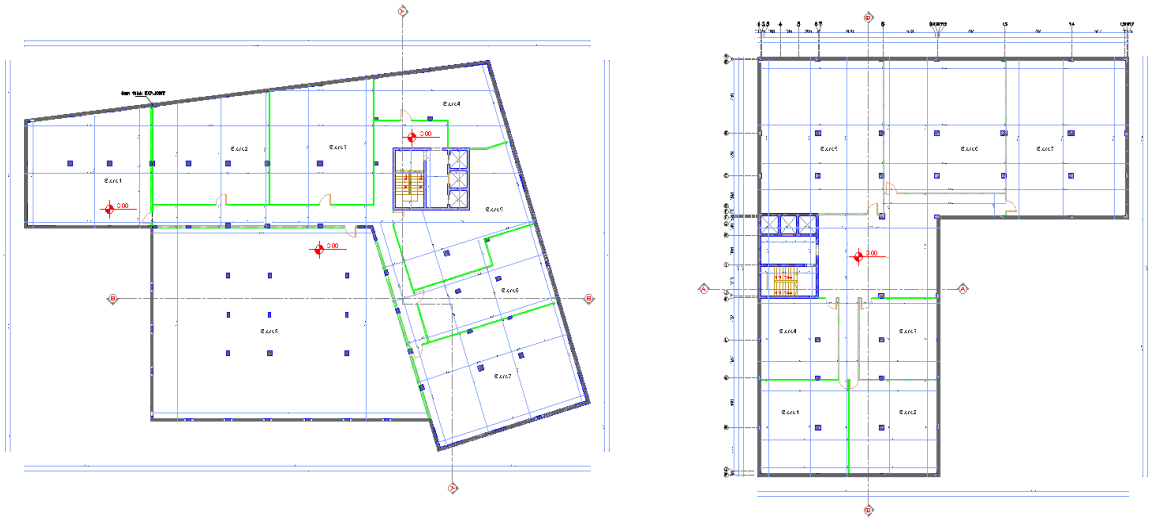
5-2 الرطوبة : -

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة القدس 40 % ، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثرٌ في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة القدس حول 750 متر عن سطح البحر.

6-2 وصف طوابق المشروع : -

1-6-2 : طابق التسوية للمبنى

تبلغ مساحة طابق التسوية 3100 متراً مربعا ، وهي تحتوي على مخازن للمكاتب , كما وأنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموجودة في هذا الطابق ، وهو على منسوب-3.00,كما هو موضح في المخطط التالي :



الشكل (2-1) : مخطط طابق التسوية .

2-6-2 : طابق الأرضي للمبنى

تبلغ مساحة طابق الارضي 3100 متراً مربعا ، وهي تحتوي على كافيتيرا ومكاتب , كما وأنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموجودة في هذا الطابق ، وهو على منسوب 0.00,كما هو موضح في المخطط التالي :

الشكل (2-2) : مخطط طابق الارضي .

3-6-2 الطابق الاول للمبنى :

تبلغ مساحة الطابق 2800 متراً مربعا ، وهي تحتوي على مكاتب , كما وأنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموجودة في هذا الطابق ، وهو على منسوب +4.52,كما هو موضح في المخطط التالي

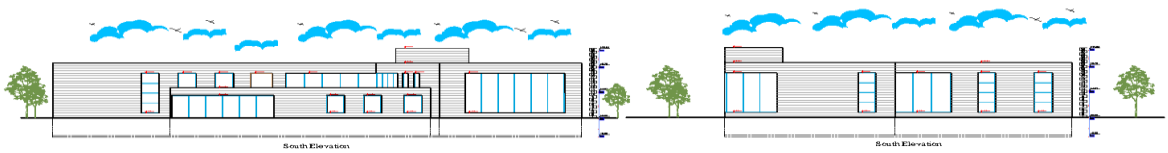
الشكل (3-2) مخطط الطابق الأول مبنى B .

7-2 الواجهات : -

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

1-7-2 الواجهة الجنوبية :

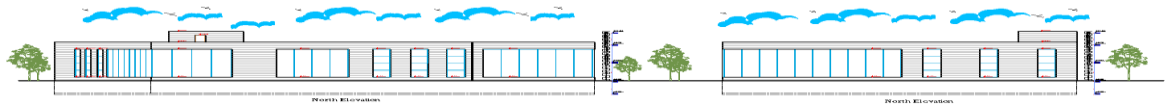
تعتبر الواجهة الرئيسية للمبنى تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الارضي ويظهر فيها جميع طوابق المبنى ، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر والزجاج ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين ، كما يظهر في الشكل التالي :



الشكل (2-4) الواجهة الجنوبية.

2-7-2 الواجهة الشمالية :

يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى ، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة لهذا المبنى ويظهر المدخل الخلفي للمبنى ، كما هو مبين في الشكل التالي :



الشكل (2-5) الواجهة الشمالية

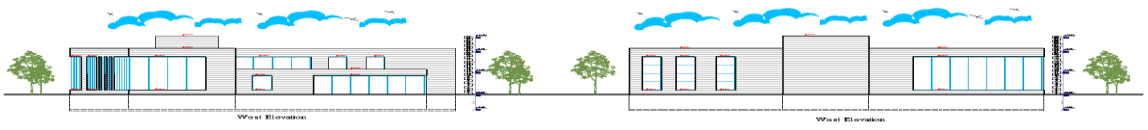
3-7-2 الواجهة الشرقية :

يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى ، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة لهذا المبنى ويظهر المدخل الخلفي للمبنى ، كما هو مبين في الشكل التالي :

الشكل (2-6) الواجهة الشرقية

4-7-2 الواجهة الغربية :

يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى ، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة لهذا المبنى ويظهر المدخل الخلفي للمبنى ، كما هو مبين في الشكل التالي :

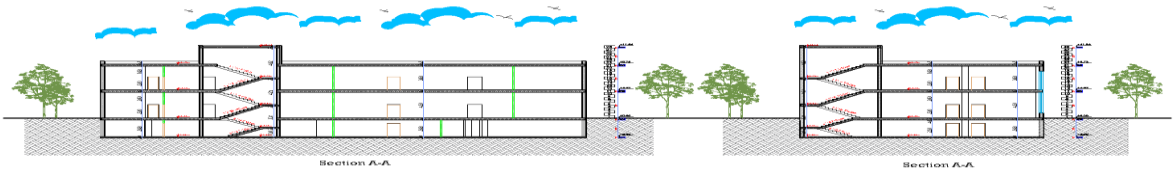


الشكل (2-7) الواجهة الغربية.

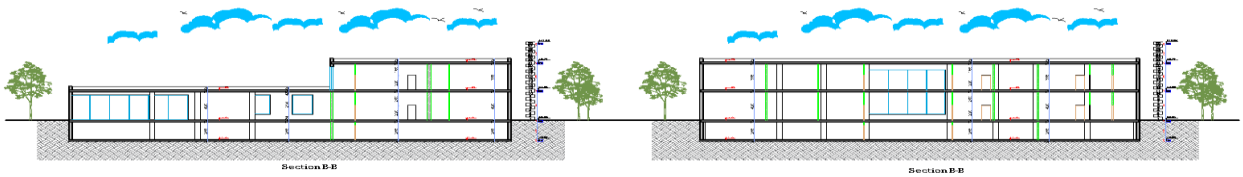
8-2 وصف الحركة والمداخل :-

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 ، بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج المختلفة .

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى :



الشكل (8-2) Section A-A



الشكل (9-2) Section B-B.

الفصل الثالث

الوصف الانشائي

1-3 مقدمة.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

7-3 برامج الحاسوب.

1-3 مـقدمـة: -

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا 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 آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 الهدف 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 آمن 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 مرحلتين رئيسيتين:

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.

4-3 الأحمـال: -

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

1-4-3 الأحمال الميتة: -

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة 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 (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	17
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	12.5
5	البلاط	23
6	الخرسانة	24

الكثافة النوعية للمواد المستخدمة Table 1-3

* أحمال القواطع(Partition) = 1.5 kN/m^2

2-4-3 الأحمال الحية: -

وهي الاحمال التي تتعرض لها الابنية و الانشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او استعمالات جزء منها , بما في ذلك الاحمال الموزعة و المركزة , و هي تشمل :

1- اوزان الاشخاص مستعملي المنشأة .

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

3- الاحمال الساكن , و التي يمكن تغيير اماكنها من وقت لآخر , كالأثاث و الاجهزة و الألات الأستاتيكية غير المثبتة و المواد المخزنة و المعدات .

وبالرجوع الى الكود الاردني للاحمال فان الحمل الحي للمكاتب يساوي 2.5 kN/m^2 والحمل الحي للكافتيريا 5kN/m

3-4-3 الأحمال البيئية: -

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج 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: -

3-4-3- أ أحمال الرياح: -

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى و يظهر تأثيرها في المباني المرتفعة , و تكون موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط و سالبة اذا كانت ناتجة عن شد , و تقاس بالكيلو نيوتن للمتر المربع , و تحدد احمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الارض ,

و الموقع من حيث الاحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة او منخفضة وتبلغ سرعة الرياح القصوى حسب الكود الاردني 35 م/ث ولم نقم بادخال احمال الرياح في حساباتنا لهذا المشروع.

3-4-3-ب أحـمـال الـثـلـوج: -

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سـطح البحر، وعلى شـكل السـقف، ويتم تحديدها باسـتخدام الكود الاردني البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشـأ عن سـطح البحر وزاوية ميل السـقف كأسـاس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذاً من كود البناء الأردني.

أحمال الثلوج (KN /M²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر Table2-3

ولم نقم بادخال احمال الثلوج في حساباتنا لهذا المشروع

3-4-3-ج أحـمـال الـزلازل: -

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت 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. الذي ستستخدم من أجله، 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.
- الكود المستخدم هو الكود الامريكي (IBC2000).
- Ss =0.56 S1= 0.28 LONG PERIOD=8 SITE CLASS =A
- RESPONSE MOODIFICATIN R= 5 OMEGA=2.5 Cd=4 I=1
- SDS=0.3 SD1 = 0.15

5-3 الاختبارات العملية: -

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وحسب التربة لهذا لمشروع فان قيمة Bearing capacity = 500 kN/m^2.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى: -

المبنى عبارة عن محصلة التحام العناصر الانشائية مع بعضها البعض , لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه اي شائبة , منتصباً امام الاحمال التي يتعرض لها , و من اهم هذه العناصر , العقدات و الجسور و الاعمدة و الجدران الحاملة و الاساسات و غيرها .كما يظهر في الشكل (2-3)

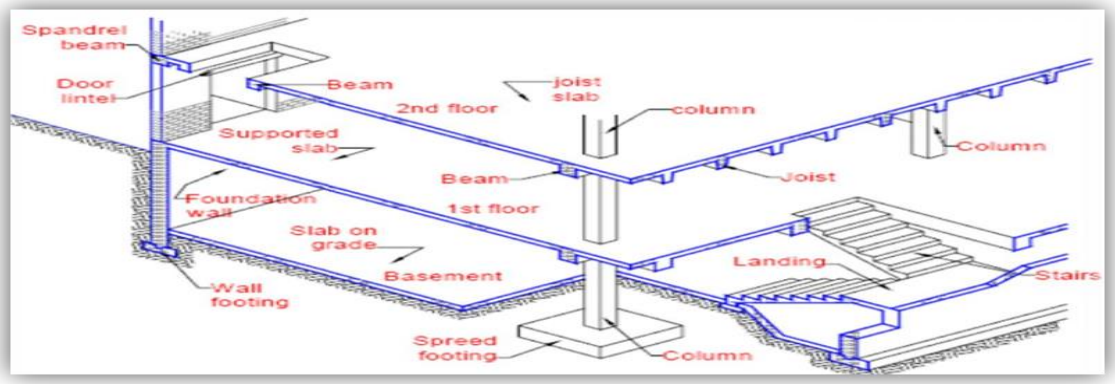


Figure 1-3 العناصر الانشائية

2-6-3 العقدات (Slaps):-

العقدات عبارة عن العناصر الانشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الاحمال المؤثرة عليها الى العناصر الانشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الجدران و الاعمدة دون تعرضها الى تشوهات .

يوجد انواع مختلفة و عديدة شائعة الاستخدام من البلاطات واكثر هذه الأنواع استخداما هي :

1) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (one way solid slab)
2) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab)
3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (one way ribbed slab)
4) عقدات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab)

2-6-3- أ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية في هذه الحالة تنتقل الأحمال في الإتجاه القصير ،وبالتالي تكون الأعصاب الرئيسي الحاملة هي المتعامدة على الإتجاه القصير ،أي الأعصاب التي تمتد في الإتجاه الطويل

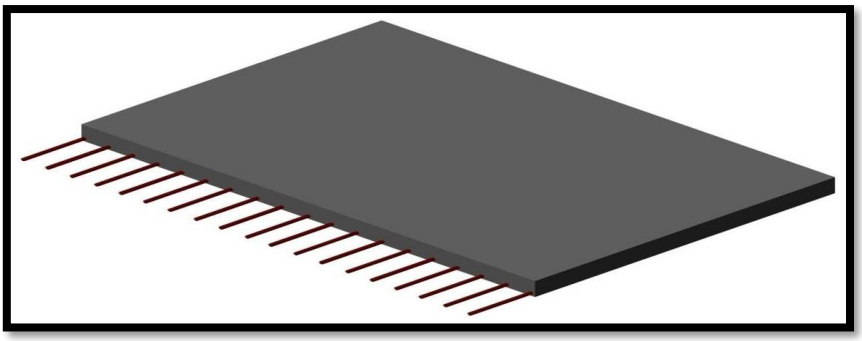


Figure 2-3 عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد

2-6-3- ب العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab) :

في هذه الحالة تعتمد نسبة إنتقال الأحمال بين الإتجاهين على نسبة الطول إلى العرض ،فكلما زادت النسبة ازداد فرق إنتقال الحمل بين الإتجاهين

تستخدم اذا كانت الابعاد تسمح بذلك (L long/L short<2) وفي حال في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع تحمله عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد مقاومتها ، أو في حال وجود أحمال ديناميكية على هذه العقدة

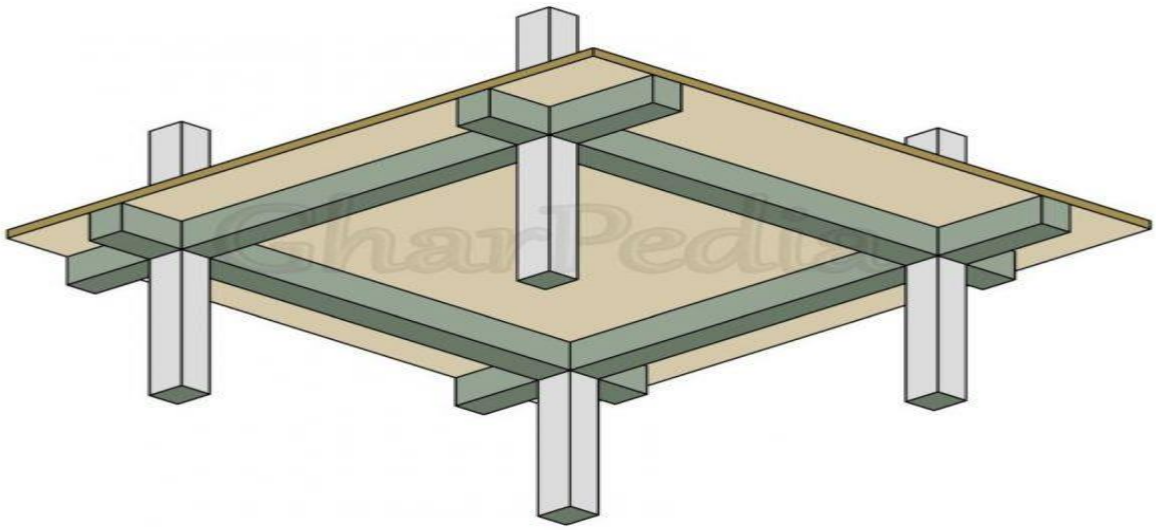


Figure 3-3 عقدة مصمتة ذات اتجاهين

3-6-2- ج عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وتتكون هذه العقدات من صف من الطوب يليه العصب ، ويكون التسليح باتجاه الطول الأقصر من طول العقدة أو عرضها ، وقد تم استخدام هذه العقدة في معظم طوابق هذا المشروع لخفة وزنها و فعاليتها.

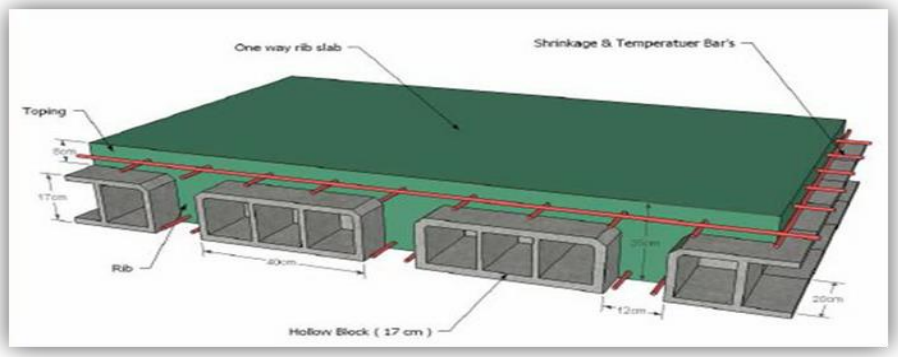


Figure 4-3 عقدة عصب ذات اتجاه واحد

3-6-2- د عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة ، 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 ،ويوجد منطقة واحدة تمثل هذا النوع من العقدات في مشروعنا .

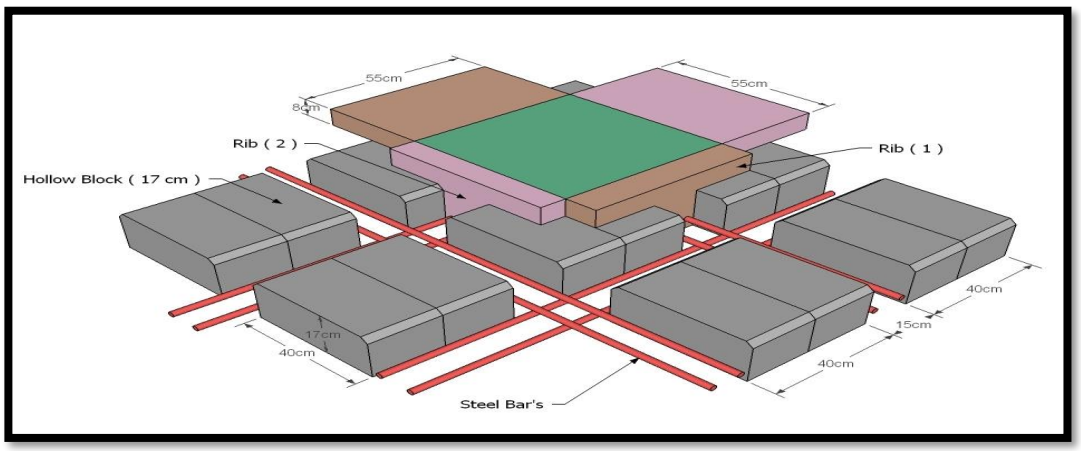


Figure 5-3 عقدة اعصاب ذات اتجاهين

3-6-3 الجسور(Beams) : -

هي عناصر انشائية اساسية , تقوم بنقل الاحمال من الاعصاب و العقدات الى الاعمدة , و هي نوعان :

1- الجسور المسحورة : تكون مخفية داخل العقدات بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
2- الجسور الساقطة : يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة و يتم ابراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين : 1- العلوي (Up Stand Beam)

2-السفلي (Stand Beam Down)

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

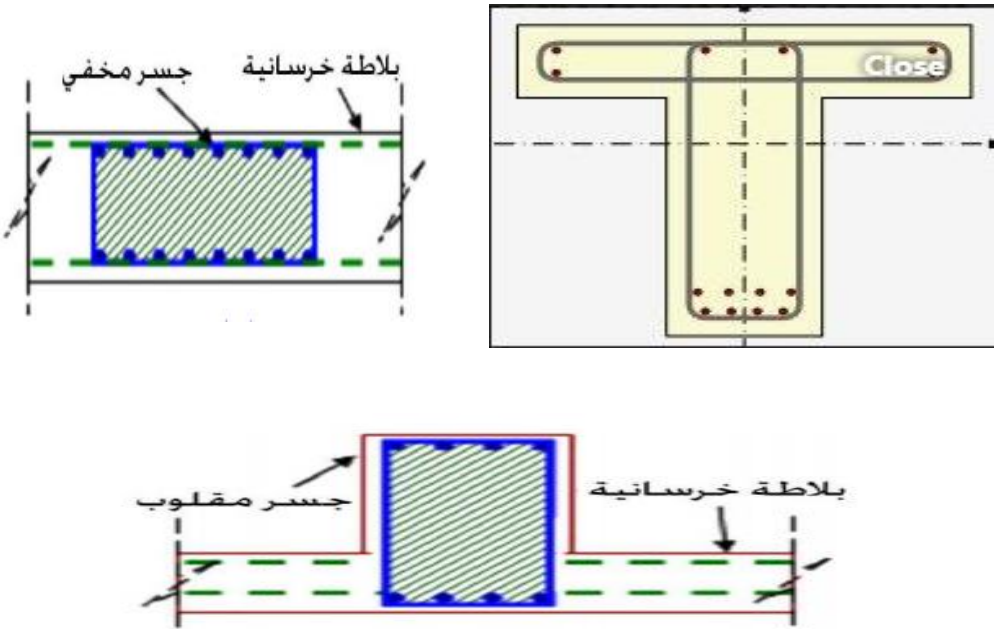


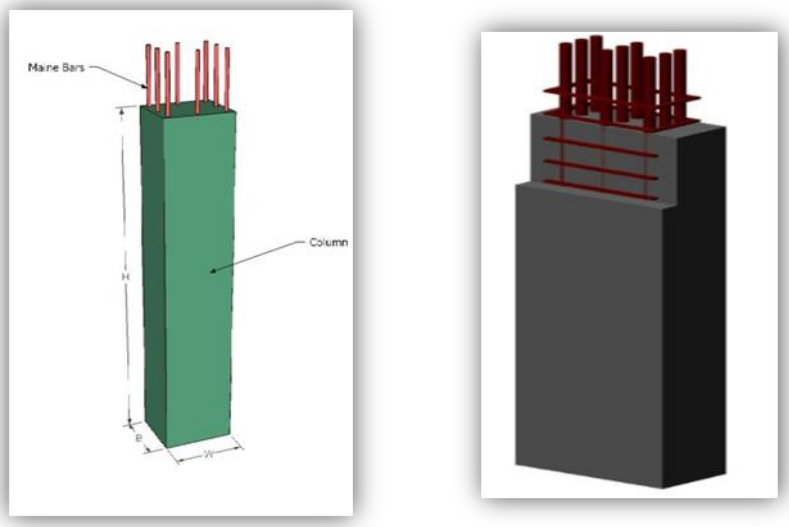
Figure 7-3 جسور ساقطة

4-6-3 الأعمدة(columns): -

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور , وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة , ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي, فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي نوع واحد من الأعمدة وهي المستطيلة , كما يظهر في الشكل



شكل 3-8 انواع الاعمدة المستخدمة

5-6-3 الجدران(walls)

هو أحد العناصر الإنشائية ويكون بشكل سطح مستوي plane surface يحدد بثلاثة أبعاد: الطول والارتفاع والسماكة. يمكن أن يكون الجدار عنصراً إنشائياً، أي يحمل قوىً وأوزاناً غير وزنه الذاتي، أو أن يكون عنصراً غير إنشائي، أي لا يحمل إلا وزنه الذاتي. يكون الجدار بصورة عامة في المستوى الشاقولي الرأسي.(vertical plane)

أنواع الجداران الإنشائية

1. الجدران الحاملة(bearing walls) :-

وهي التي تتحمل القوى والأوزان الشاقولية التي تطبق على الجدران ضمن مستواها، وتكون موازية لارتفاعها.

2. الجدران الساندة أو الاستنادية(retaining walls):-

:وهي التي تتحمل القوى الأفقية من ضغط التربة بصورة متعامدة مع مستواها، أي بصورة موازية للسِمك.

3. جدران القص(shear walls) :-

وهي التي تتحمل القوى الأفقية من الرياح أو الزلازل أو غيرها التي تطبق عليها ضمن مستواها وبصورة موازية لطولها.

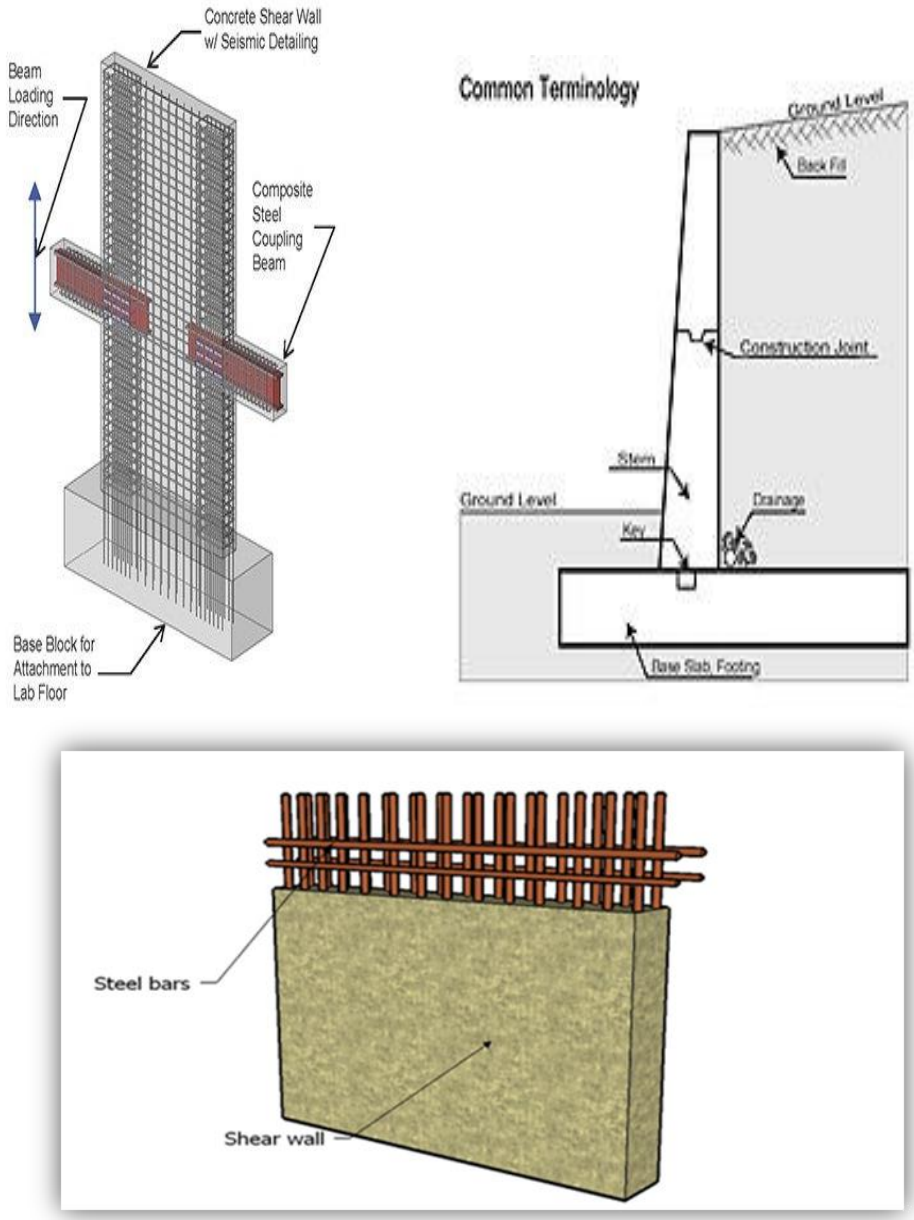


Figure 9-3 جدران

6-6-3 الأساسات(Foundation) : -

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى. و تعتبر الاساسات حلقة الوصل بين العناصر الانشائية في المبنى و الارض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، و بناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة .

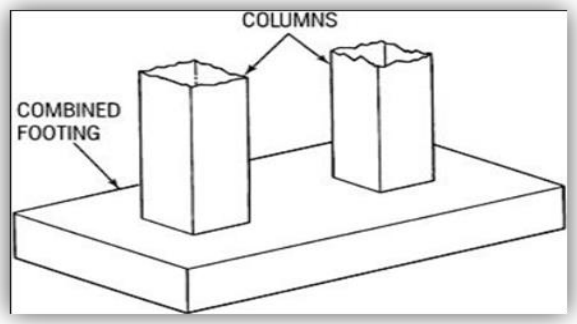
وهناك نوعين من الاساسات :

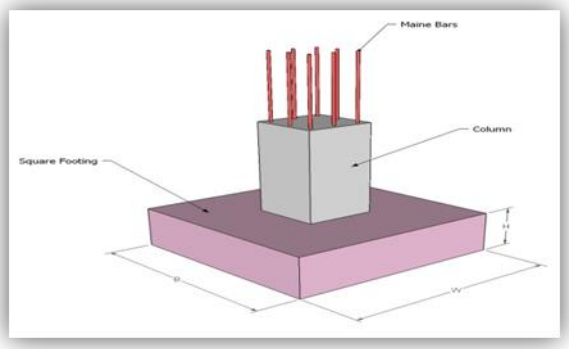
1- **الاساس السطحي (Shallow Foundation)** : و تكون قريبة من سطح الارض وهي على عدة انواع :

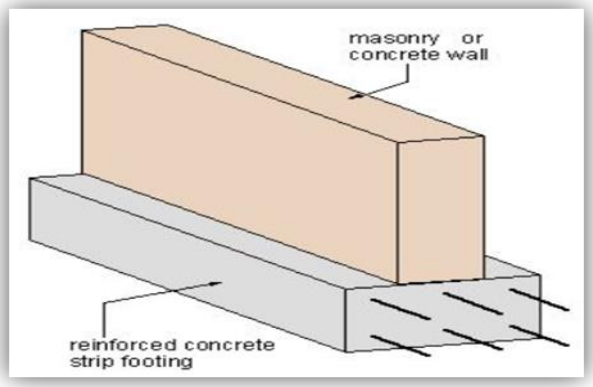
- أساسات منفصلة (Isolated footing)
- أساسات مزدوجة (Compound footing)
- أساسات شريطية(Strip footing)

2- **الاساس العميق (Deep Foundation)** :و يكون عميقاً داخل التربة لنقل احمال المبنى الى طبقات اتربة العميقة الاقوى , او توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية .

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.







الشكل (3 -10) انواع الاساسات المستخدمة

7-6-3 الأدراج : -

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي 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 .

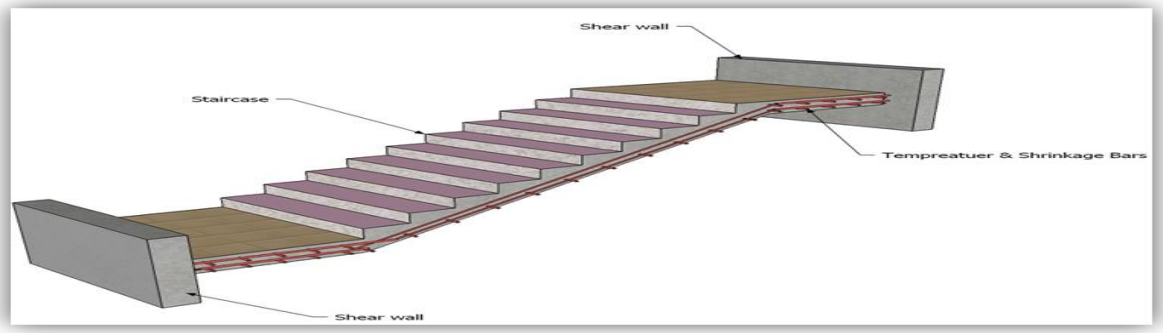


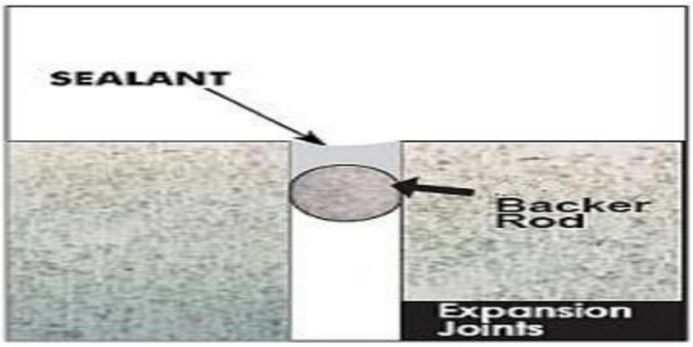
Figure 3-11 الدرج

8-6-3 فواصل التمدد :

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية 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 .

وتم استخدام فاصل تمدد واحد وذلك لان ابعاد المبنى تجاوزت الحد المسموح به بناء على الكود الأردني



الشكل (3-12) : فاصل تمدد .

Chapter 4

Structural Analysis & Design

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 Beams

4-7:Design of Column

4.8 Design of Shear Wall

4.9 Design of Isolated Footing (F2)

4.10 Design of stairs

4-1Introduction

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 type 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 "BeamD- 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-318-19 code.

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI code (318_19).

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.

Material

Reinforced Concrete: B300 , $fc' = 24$ N/mm^2 (Mpa)
Reinforcement Rebars: fy = 420 N/mm^2(Mpa)

Strength reduction factors (Ø).

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 (Ø) changes with net tensile strain of the cross section as illustrated in the following figure:

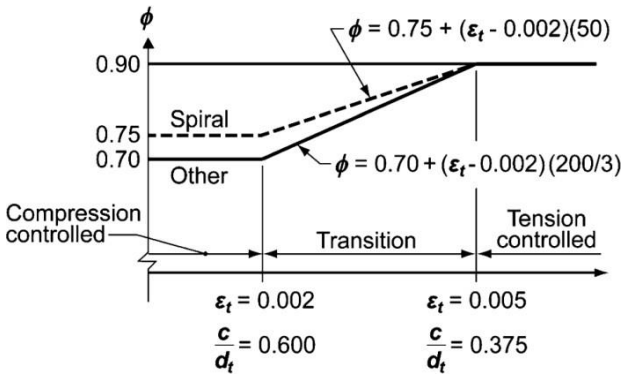


Fig. (4-1): Variation of Ø factor with net tensile strain (ACI 318)

4-3Factored loads

The factored loads used in the structural analysis and design according to ACI-318-**19**(9.2) eq. , is determined as follows:

Wu = **1**. **2DL** + **1**. **6LL**
Where;

Wu: 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 deflectionsare calculated. (ACI 318M-19)

	Minimum Thickness, h			
Member	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 9 Ground floor:

$\frac{L}{18.5} = \frac{7.3}{18.5} = 39cm$ …For one end continuous. (for rib)

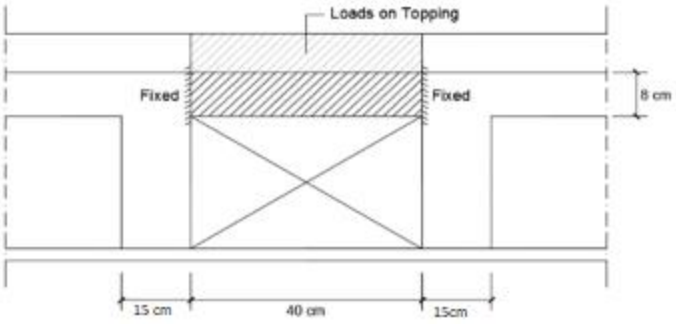
Select Slab thickness **h=32**cm but we run it on safe and Atir and the deflection was ok

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.



4-5-1-1 : 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- 1): Dead Load Calculation for topping

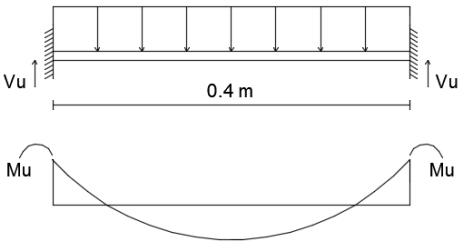
No.	Material	Quality Density KN/m^3	DL (KN/m)
1	**Topping**	25	0.08×25 ×1= 2
2	**Sand**	17	0.07×17×1 = 1.19
3	**Mortar**	22	0.02×22×1 =0.44
4	**Tiles**	23	0.03×23×1 =0.69
5	**partitions**	1.5*1=1.5 KN/m	
		∑ =	5.82 KN/m

Live Load For 1m strip = **2.5 × 1 = 2.5 kN/m**→

Factored load (W_u) = 1.2×DL+1.6×LL→

= 1.2×5.82 + 1.6×2.5 = 11 kN/m. (Total Factored Load) .

$Vu = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{11 \times 0.4}{2} =$ **2.2 kN**



$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{11 * 0.4^2}{12} = 0.146\ kN.m\ .\ \ control$$

4.5.1.2: Analysis of topping

4.5.1.3 :Design Strength of topping

→ **Shear Design Strength :**

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

Φ . Vc = $\Phi \times 0.11 \times \lambda \times \sqrt{Fc'} \times bw \times h$

Φ . Vc = $0.55 \times 0.11 \times 1 \times \sqrt{24'} \times 1000 \times 80 =$ **25.87 kN > Vu → SAFE**

Moment Design Strength : →

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

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{fc`} * b * \frac{h^2}{6}$$

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

$$\emptyset M_n(plane\ concrete\ ) = 1.2N.m > M_u max = 0.146\ KN.m$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho_{min} = 0.0018$$

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

Number 0f Ø8= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87 \rightarrow$ Spacing(S)=300mm

Step (s) is the smallest of :-

1-S ≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 × $C_c \leq$ 300 $(\frac{280}{fs})$

= 380 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$ – 2.5× 20 ≤ 300 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

= 380 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}* 420})$ – 2.5 × 20 = 330 mm

S ≤ 300 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}* 420})$ = 300 mm.

2- $S \leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240$ mm……..controlled.

3- $S \leq 450$ mm.

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

Select mesh Ø8/20 cm in both directions. ∴

4.5.2 Design of one way- ribbed slab (9)

Rib (R9) is selected to be designed , the following figure shows its location in ground floor

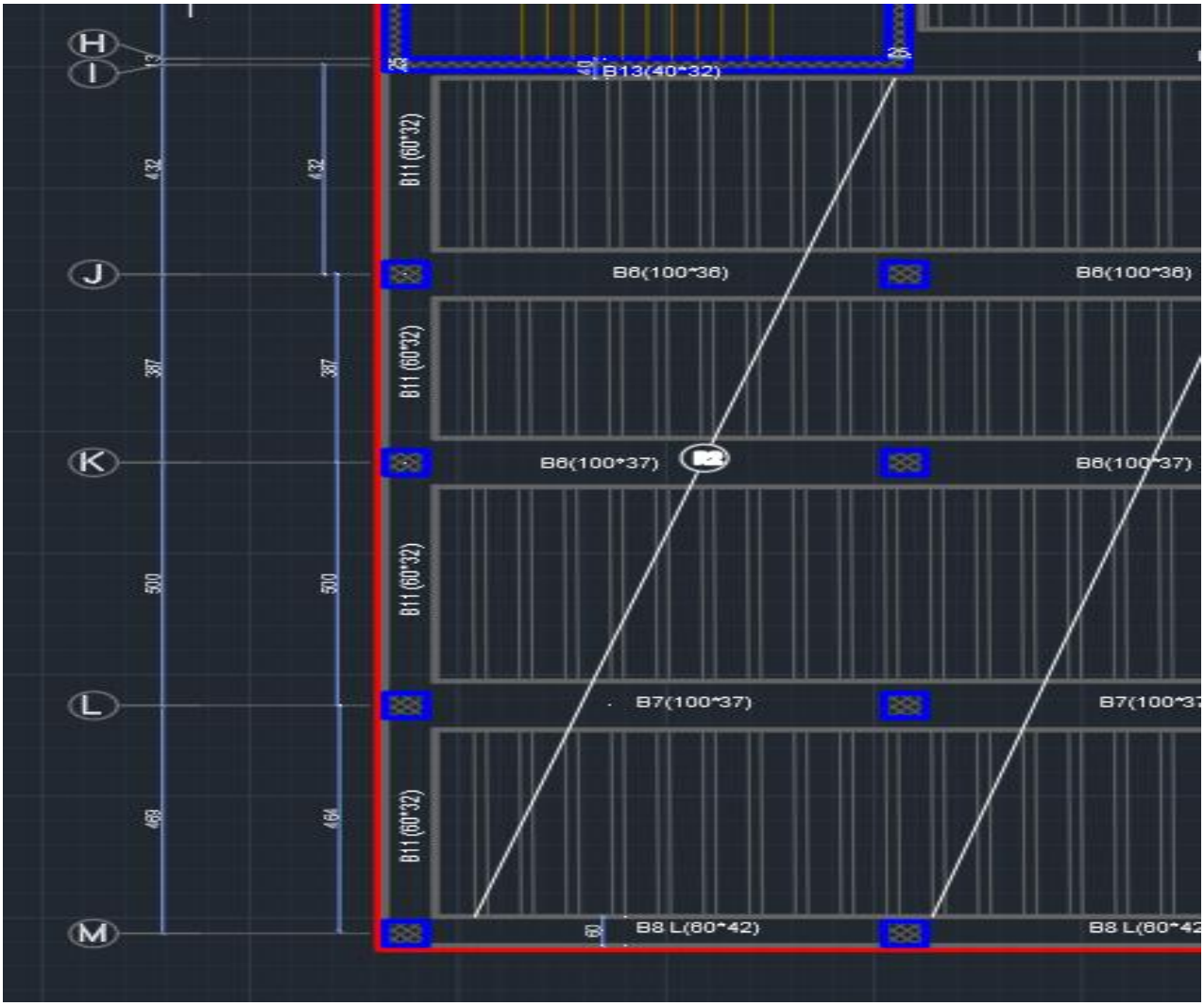


Fig. (4-3) Spans of rib (R2)location

4-5-2-1 Rib geometry

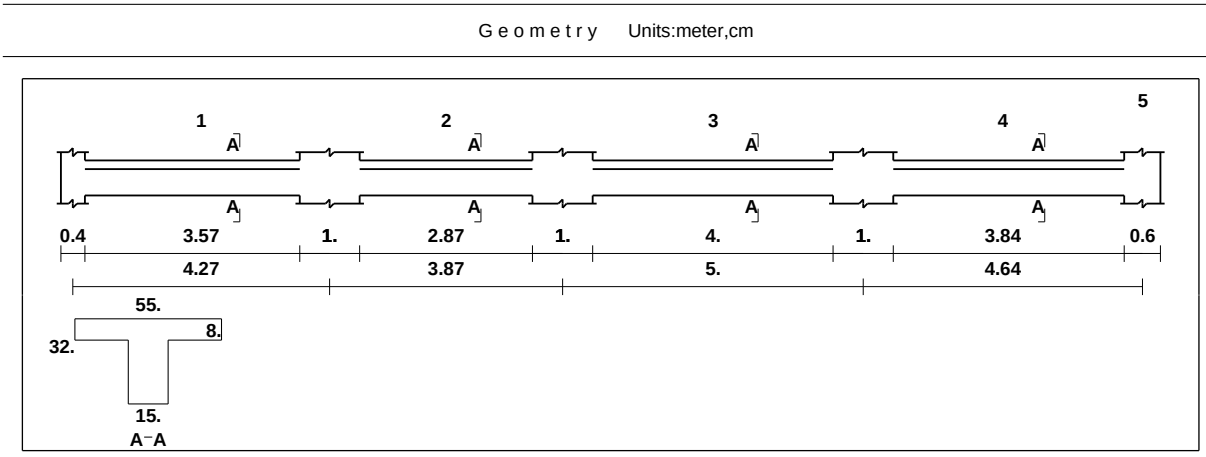


Figure (4- 4):geometry of rib (R2)

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

- bw ≥ 10cm → **select bw = 15 cm**
- h ≤ 3.5 bw = 3.5 × 15 = 52.5cm → **select h =32 cm**
- tf ≥ $\frac{Ln}{12}$ ≥ 50 mm → **select tf = 8cm**

4-5-2-2 Loads Calculation for Rib (R9)

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

→ **Dead loads :**

Table(4- 2): Dead Load Calculation for rib (R2)

No.	Material	Quality Density KN/m^3	DL (KN/m)
1	**Topping**	25	0.08×25 ×0.55= 1.1
2	**Sand**	17	0.07×17×0.55 = 0.65
3	**Rib**	25	0.15×25×0.2 = 0.8
4	**Mortar**	22	0.02×22×0.55 =0.24
5	**Block**	12.5	0.2×12.5×0.4 = 0.96
6	**Tiles**	23	0.03×23×0.55 =0.4

7	**Plaster**	22	0.02×22×0.55 = 0.24
8	**partitions**	1.5*0.55=0.83	
		∑ =	5.22 KN/m

Total Dead load = 5.22 kN/m / Rib.

Total live load=2.5×0.55=1.375 KN/m / Rib.

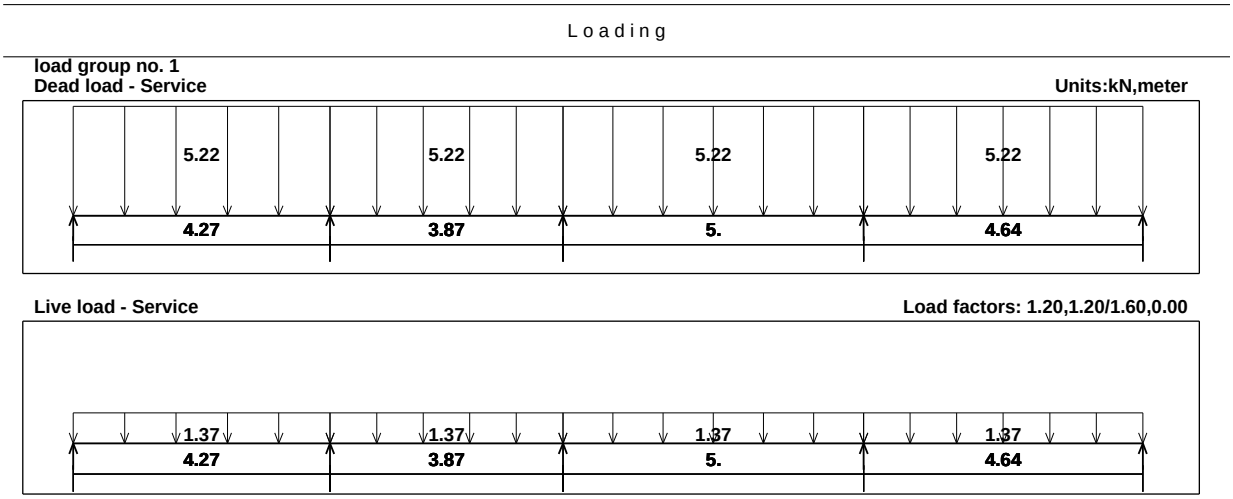


Figure (4- 5): service load of rib (R2) – [kN]

→ **Factored Load (W_u)** = 1.2×D.L + 1.6×L.L

WuD = 1.2× 5.22 = **6.26 kN/m/rib**

WuL = 1.6*1.375 = **2.2 kN/m/rib**

4-5-2-3Analysis

Figure (4-5)& (4-6) shows the shear and Moment envelope of the rib (R2) obtained from Atir

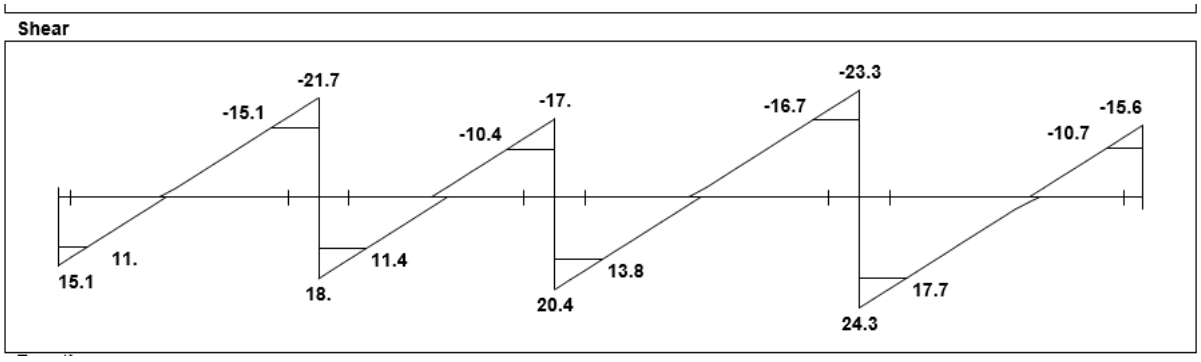


Figure (4- 5):Shear envelope of rib (R2) – [kN]

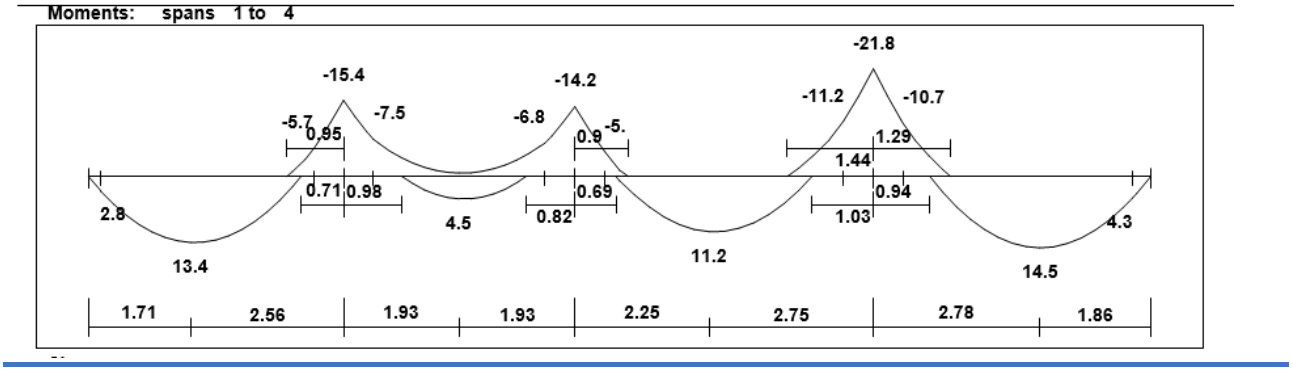


Figure (4- 5): Moment envelope of rib (R2) – [kN.m]

4.5.2.4 Design of flexure of rib:-

-Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

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

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

$b_E \leq \frac{1}{2} * clearspase + b_w$= 400 +150 = 550 mm ……Controlled.

≤ Span/4 =5000/4 = 1250 mm.

≤ (16× t_f) + b_w =(16× 80) +150 =1430 mm.

→b_E= 550 mm.

Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 14.5 kN.m (SPAN 4)

1- Check if (a ≤ t) or (a > t)

Assume a=t=8cm

Ø * Mn = Ø * C or T * (d – ½*t)

C = (0.85 * Fc' * t * bE)

Ø * Mn = Ø * C or T * (d – ½*t)

= 0.9*0.85*24*80*550*(285 – 80/2) $* 10^{-6}$ =197.92 kN.m > $M_{u\ max}$ = 14.5 KN.m.

∴ **a < t → Compression zone is in the flange**

2- Design as Rectangular Section with b=be

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{14.5*10^6}{0.9*550*285^2}$ = 0.36 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.36*20.6}{420}}\right) = 0.000086$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00086 \times 550 \times 285 = 134.8\ mm^2$.

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

$= \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 150 * 285 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 285$

$=124.66\ mm^2 < 142.5\ mm^2$ …… Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 142.5\ mm^2 > As_{req=}\ 134.8 mm^2$.

$As = 142.5\ mm^2$

Select 2 Ø10 with $As_{prov} = 158 mm^2 > As_{req} = 142.5\ mm^2$ ... OK.

∴ Use 2 Ø10

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

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

$158 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 550 \times a$

$a = 5.9\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.9}{0.85} = 6.9\ mm$

$d = 285mm$

$\varepsilon_s = \frac{285-6.9}{6.9} * 0.003$

$= 0.12 > 0.005$ (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

- Design of Negative moment for support (3)

(Compression zone in web ⇒ design as rectangular RC section)

$Mu^{(-)}$ **= -11.2KN.m**

$d = 320 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 285mm.$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{11.2*10^6}{0.9*150*285^2} = 1.02$ MPa

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.02*20.6}{420}}\right) = 0.0025 .$$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0025 \times 150 \times 285 = 106.9 \ mm^2.$

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

$$= \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 150 * 285 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 285$$

$=124.66 mm^2 < 142.5 \ mm^2$ ……. Larger value is control..

Select 2 Ø10 with $As_{prov} = 158 \ mm^2 > As_{req} = 142.5 \ mm^2$ ... OK.

∴ **Use 2 Ø 10**

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

Tension = Compression

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

$158 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 150 \times a$

$a = 21.6$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.6}{0.85} = 25.4$ mm

* Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$d = 280 - 20 - 10 - 10/2 = 245$mm

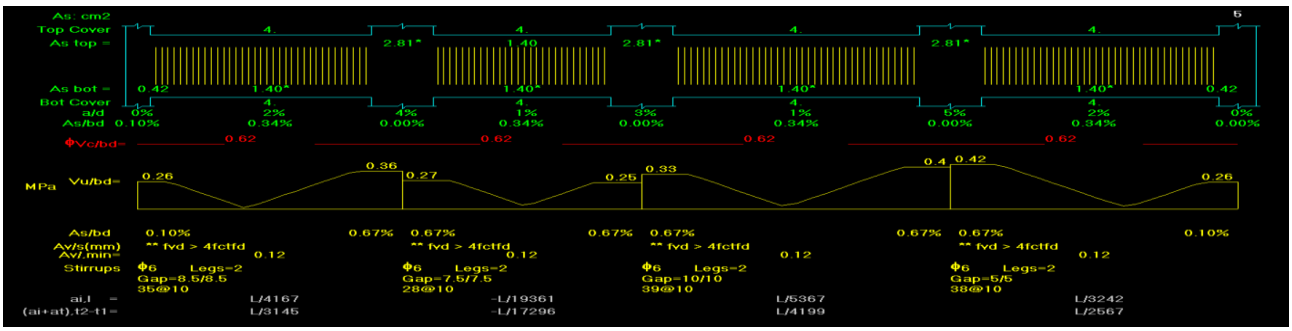
$$\varepsilon_s = \frac{245-25.4}{25.4} * 0.003$$

$= 0.026 > 0.005$

∴ Ø =0.9 .... OK.

- Check Deflection

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



- Design of shear of rib (2)

Shear strength Vc , 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. Vu at the critical section at distance d from the face of support is obtained from figure (4-5) , where Vu = 17.7 kN

If $\frac{1}{2}$ Ø.Vc < Vu ≤ Ø.Vc …. No shear Reinforcement is required for slabs

Ø .Vc = Ø * 1.1 * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{Fc'}$ * bw * d

= 1.1 ×0.75× $\frac{\sqrt{24}}{6}$ ×150×285×10^{-3} = 28.8 KN. > Vu = 17.7 kN

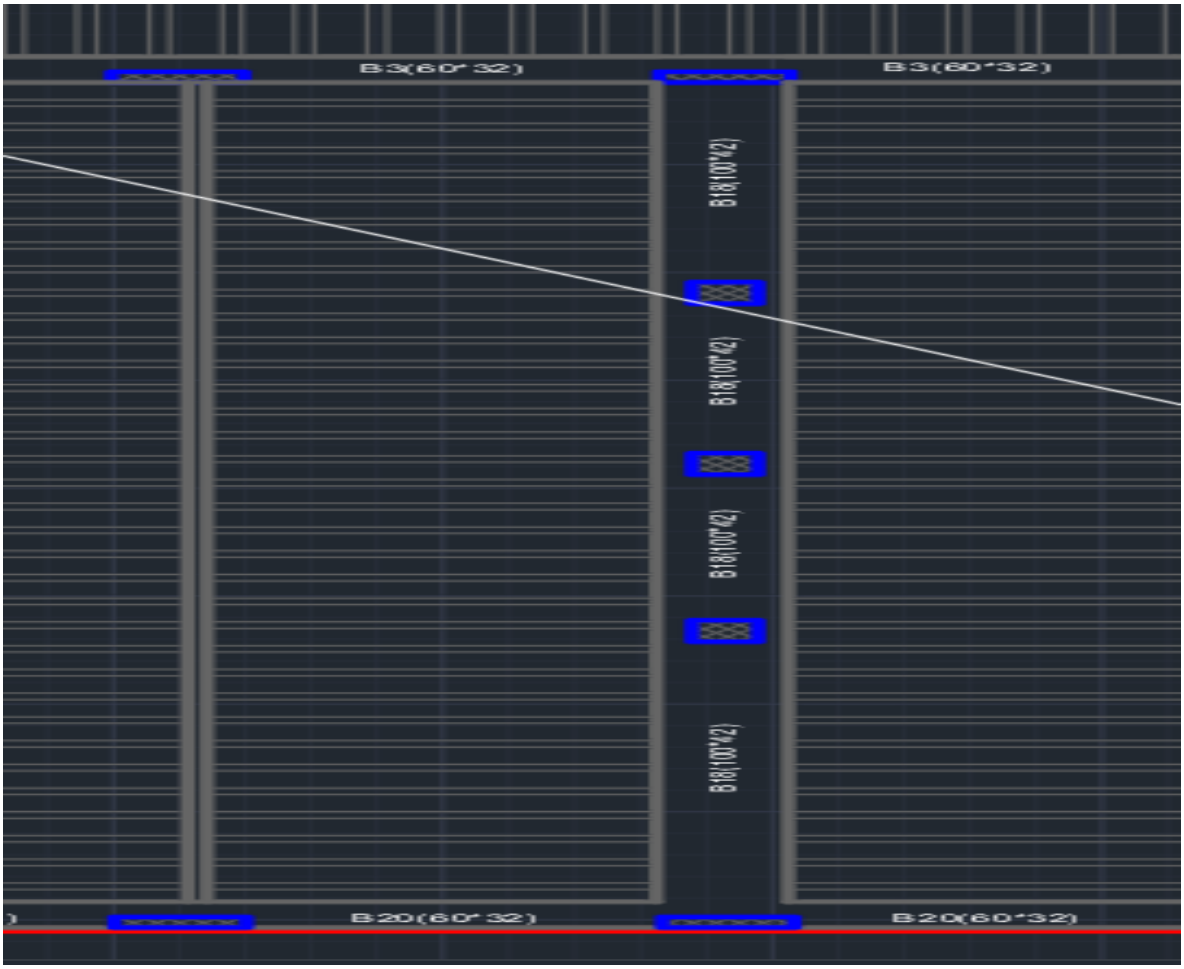
NO Shear reinforcement is required .

Selected Ø8@25 (Montage)

4.6 Design of Beams :

4.6.1 Design of Beam (B18):

Beam (B17) is selected to be designed , the following figure shows its location in first floor



beam 18

- Load Calculation for beam

The following figure shows the geometry of beam and loads that act on it

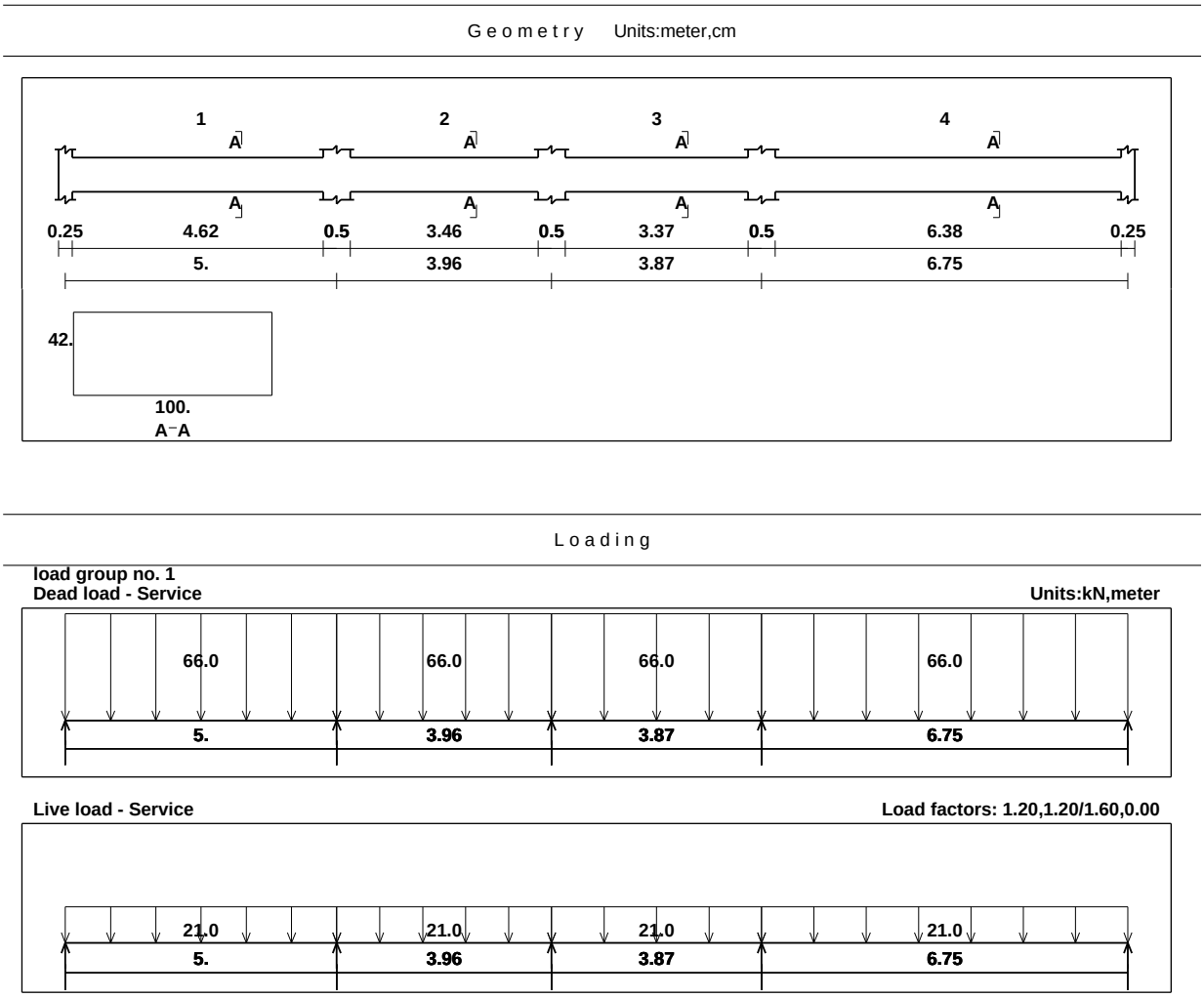


Figure (4- 17) : Beam B18 Geometry and loads

Calculation of Loads that acts on beam B18:

1. Own weight of the beam :

   Weight = Sectional Area × $\gamma_{concrete}$

   = 0.42*1*25 = 10.5

- Design of beam B18 for Flexure

The following figure shows moment envelope resulted from analysis of beam (B18) using Atir 2018 Software :

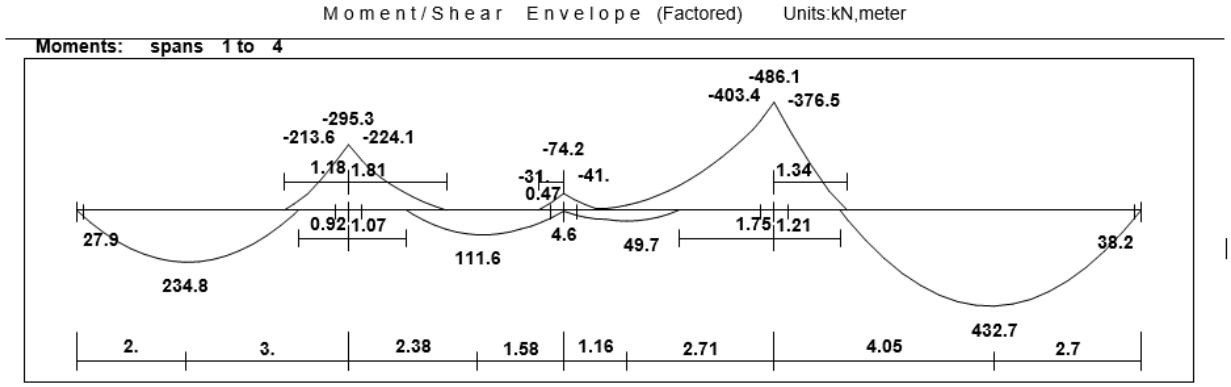


Figure (4-18) moment for b-18

- Design of positive &Negative Moment – Top and bottom Reinforcement

⇒ Design of positive & negative moment Mu = 234.8 kN.m @ support (1) and span 1

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

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

d =420 – 40 -10 – 20\2 = 360 mm

Mn req = $\frac{Mu}{\emptyset}$, Take $\emptyset$ = 0.9 for flexure as tension-controlled section.

Mn req = $\frac{224.1}{0.9}$ = 249 kN.m

$$Rn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{234.8 \times 10^6}{1000 \times 360\text{^}2} = 1.8Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.8}{420}}\right) = 0.0045$$

But $\rho max = 0.85 * \frac{Fc'}{Fy} * \beta1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$

∴ $\rho req < \rho max$ … Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section :

Assume rectangular & tension control section.

$A_s = \rho.b.d = 0.0045\times1000\times360 = 1620\ mm^2$

∴ **Select 7Ø20 with As = 2198 mm² .**

3-Check for $A_{s,min}$:-

As (min) = $0.25 * \frac{\sqrt{Fc'}}{Fy} * bw * d =$ 1049mm²

Not less than :

As (min) = $\frac{1.4}{Fy} * bw * d = 1200\ mm^2$

As =1620 mm²> Asmin =1200 mm² … (OK)

4- Check Strain for Ø and Asmax

C=T

0.85*Fc'*a*b=As *Fy

$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2198\times420}{0.85\times1000\times24} = 45.25\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{45.25}{0.85} = 53.24\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{360-53.24}{53.24}\right) = 0.017 > 0.005 \qquad 0k$$

$$\text{also, } \varepsilon_s = 0.0062 > 0.004 \text{ then As} < \text{Asmax ... (OK)}$$

5- Check for spacing

S= $\frac{1000-2(40)-2(10)-7(20)}{6}$ = 126.6 mm >25 mm … (OK)

> db=16mm … (OK).

⇒ Design of positive & negative moment Mu = 432.7 kN.m @ support (5) and span 4

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

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

d =420 – 40 -10 – 20\2 = 360 mm

Mn req = $\frac{Mu}{\emptyset}$, Take Ø = 0.9 for flexure as tension-controlled section.

Mn req = $\frac{432.7}{0.9}$ = 480.7 kN.m

$$Rn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{480.7 \times 10^6}{1000 \times 360\text{^}2} = 3.7Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.7}{420}}\right) = 0.0098$$

But $\rho max = 0.85 * \frac{Fc'}{Fy} * \beta1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$

∴ ρreq < ρmax … Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section :

Assume rectangular & tension control section.

$A_s = \rho.b.d = 0.0098\times1000\times360 = 3527.4\ mm^2$

∴ **Select 8Ø25 with As = 3920 mm² .**

3-Check for $A_{s,min}$:-

As (min) = $0.25 * \frac{\sqrt{Fc'}}{Fy} * bw * d =$ 1049mm²

Not less than :

As (min) = $\frac{1.4}{Fy} * bw * d = 1200\ mm^2$

As =3920 mm²> Asmin =1200 mm² … (OK)

4- Check Strain for Ø and Asmax

C=T

0.85*Fc'*a*b=As *Fy

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{3920\times420}{0.85\times1000\times24} = 80.7\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{80.7}{0.85} = 95\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{360-95}{95}\right) = 0.0084 > 0.005 \qquad 0k$$

$$\text{also, } \varepsilon_s = 0.0084 > 0.004 \text{ then } As < Asmax \ldots \text{ (OK)}$$

5- Check for spacing

S= $\frac{1000-2(40)-2(10)-8(25)}{7}$ = 100 mm >25 mm … (OK)

> db=16mm … (OK)

- Design Beam B18 for Shear

The following figure shows shear force envelope resulted from analysis of beam (B17)

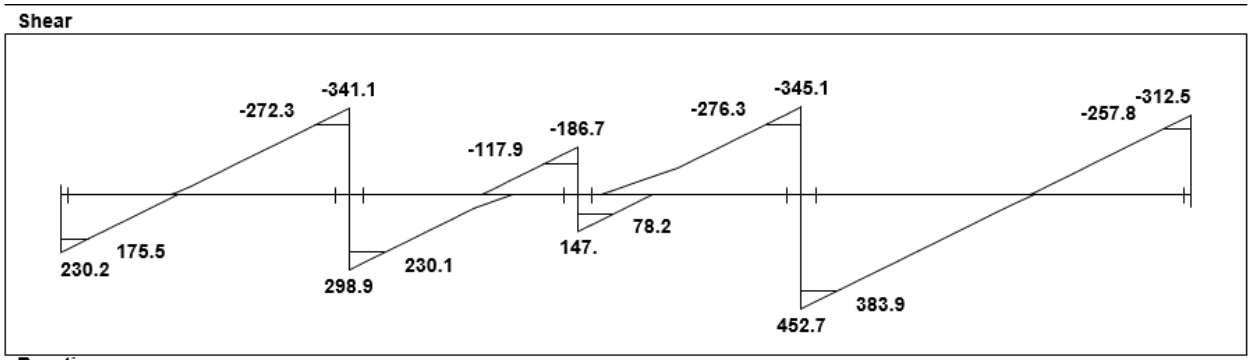


Figure (4-19): shear for b 18

using Atir 2018 Software :

The following are steps of shear force design :

1. **Check for dimensions:**
   If Vu max ≤ Ø.Vc + Ø $\frac{2}{3}\sqrt{Fc'}$ * bw * d, then section dimensions are adequate. If not, section must be increased.

Overall maximum shear value = 383.9 kN At the critical section at distance (d) from the face of support (B)

Ø .Vc = Ø * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{Fc'}$ * bw * d

$= \quad 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 360 = 220.45kN$

Ø $\frac{2}{3}\sqrt{Fc'}$ *bw*d = 0.75* $\frac{2}{3}\sqrt{24}$ *1000*360*10^{-3} **=881.8 kN**

Ø.Vc + Ø $\frac{2}{3}\sqrt{Fc'}$ * bw * d = 881.8 kN > Vu max = 383.9 ...(OK)

∴ **Section is adequate .**

2- Category (III):

Ø.Vc < Vu ≤ Ø.Vc+ Ø.Vs min

Ø × Vs_{min} = largest value of the following two equations

1. $\emptyset Vs_{min} = \frac{1}{3}\emptyset * b * d = 0.75 * 1000 * 360 * \frac{1}{3} = 90$ − **Control**

2. $\emptyset Vs_{min} = \emptyset \frac{1}{16}\sqrt{f_c'} * b * d = 0.75\frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 360 = 82.67$

$\emptyset Vs_{min} + \emptyset Vc = 90 + 220.45 = 310.45KN < Vu = 383.9$ KN

Category (IV):

Ø.Vc+ Ø.Vs min < Vu ≤ Ø.Vc+ Ø × $\frac{1}{3}$ × $\sqrt{fc'}$ × bw × d

$\emptyset Vc + \emptyset\frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b * d$

$= 220.45 + 0.75 * \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 360 = 440.9\ KN > Vu_{max} = 383.9$ KN

$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{383.9}{0.75} - 293.9 = 217\ KN$

Try Ø10mm bar for shear reinforcement

$Vs = \frac{Av}{s_{req}} f_y * d$

$217 * 10^3 = \frac{314}{s_{req}} * 420 * 360 \ \rightarrow s_{req} = 218\ mm$

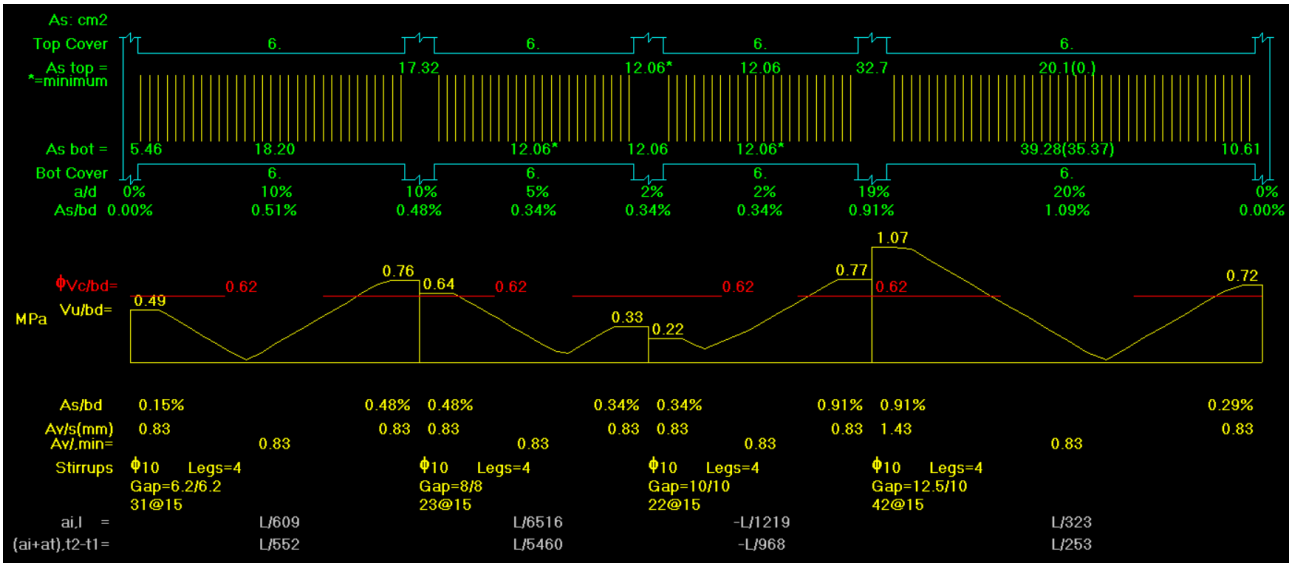
S_{req}=218 mm >d/2=180mm <600mm

∴ Select s = 150mm < d/2 = 180mm

∴ For category (IV) select (4 s stirrups) Ø10/15cm

Check Deflection

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



4-7:Design of Column (C6)

4-7-1Calculation of Loads act on Column (C6)

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

Loads acting on column (C6) are as follows:

Dead Load =2675 kN

Live Load =725 kN

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x 2675 = 3745 kN.

OR Pu = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2 x 2675+ 1.6 x 725 = **4370 kN** << Cont.

Calculation of Required Dimension of Column (C6)

Total load Pu =4370 kN

Pn = 4370/(0.65) = 6723 kN

Assume $\rho g = 2.0\ \%$

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85fc')\}$

$6723 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.295\ m^2$

∴**Select 60*55cm with Ag = 3300 cm².**

- **Check Slenderness Effect :**

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

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

Where :

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 2.78 m

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

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

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.68}{0.3 * 0.6} = 14.88$$

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

$\lambda = 14.88 < 22$ ∴ Short about X .

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.68}{0.3 * 0.5} = 17.866$$

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

$\lambda = 17.866 < 22$ ∴ Short about Y.

∴ Column is Short , So Slenderness effect will not be considered.

4-7-2Calculation of Required Reinforcement Ratio

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

$\phi Pn = 0.65 * 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85fc')\}$

Where , Pu =4370 KN

$4370 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * 600 * 550\{0.85 * 24 + \rho g(420 - 0.85 * 24)\}$

$\Rightarrow \rho_g = 0.0126 > \rho_{min} = 0.01$ & $< \rho_{max} = 0.08$

As req = 0.0126 *600 *550 =4183 mm²

Use Φ 20 $>>$ $\#\ of\ bar = \frac{4183}{314} = 13.3$

∴ **Use 20Ø 20 with As = 6280 mm² >As $_{req}$ = 4183 mm²**

Check spacing between the bars :

$$S = \frac{600-2*40-2*10-6*2,0}{5} = 97.6\ mm$$

$S = 97.6$ mm $\geq \frac{4}{3}$M.A.S

$\geq 40mm$

$\geq 1.5db = 30\ mm$

4-6-3Determination of Stirrups Spacing

According to ACI :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter)

$S \leq 48dt$ (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b(\text{Longitudinal. bar. diameter}) = 16 \times 2 = 32\text{cm}.$

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

$\text{Spacing} \leq \text{Least. dim e nsion} = 60\ \text{cm}$

∴ **Select Ø 10/20cm**

Column (C6) Section is shown in figure(4-11) where bars arrangmenet and stirrups detailing appear :

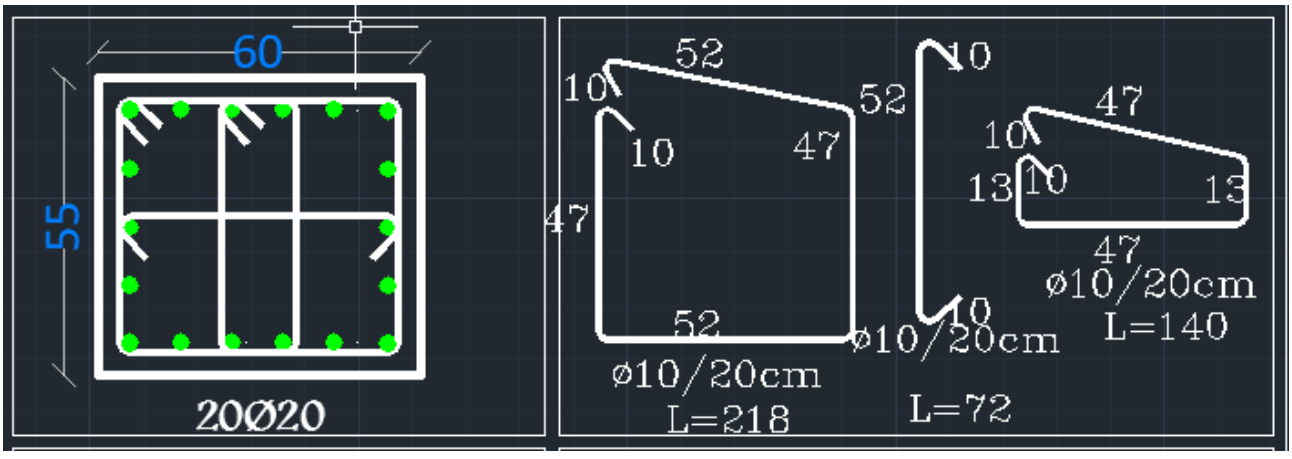


Figure (4-11): section for Colum.

4-7: Design of Shear Wall

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W2.[For detailed information see appendix C]

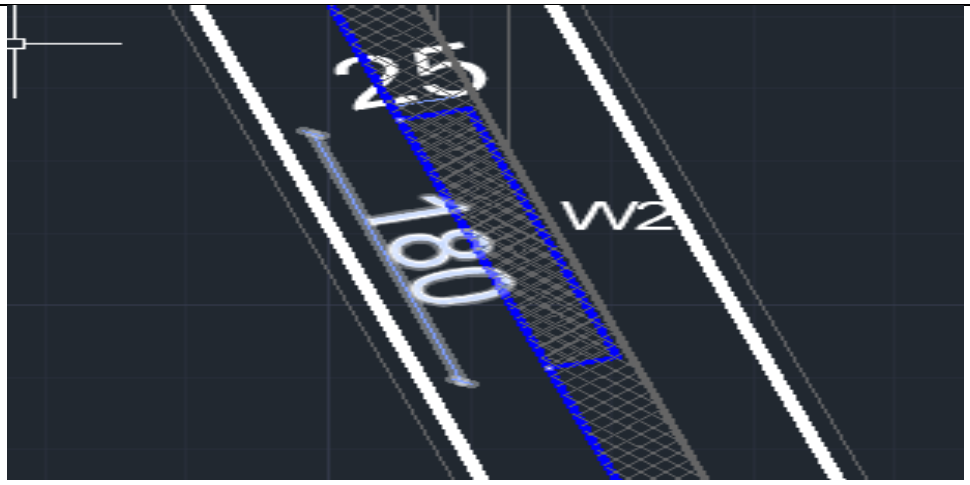


Figure (4-22): shear wall

The following data that used in design :

- Shear Wall thickness = h = 25 cm
- Shear Wall length Lw = 1.8 m for all floor
- Building height Hw=21 m
- Critical section shear : Lw<hw → d =0.8*Lw =1.44m

4-10-1 Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete Vc:

- Shear Strength of Concrete is the smallest of :

1- Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d$

$= \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 250 \times 1440 = \mathbf{294} \ll$ Controlled

2- Vc = $\frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{Nu \times d}{4Lw}$

$= \frac{\sqrt{24} \times 250 \times 1440}{4} + 0 = 441N$

3- $Vc = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{Lw\left(\sqrt{fc'} + \frac{2Nu}{Lw.h}\right)}{\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2}}\right] \times \frac{h \times d}{10}$

Where :

- Mu1=415.9 kN.m
- $\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{70}{120} - \frac{1.8}{2} = -0.31 < 0$ → This equation is not applicable .

$\therefore Vc = 294$ kN → $\emptyset Vc > Vumax^1 = 120$ kN →Horizontal Reinforcement is not Required.

$$\left(\frac{Avh}{s}\right) min = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = \mathbf{0.625} \ll \text{Controlled.}$$

→ Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select Ø10 :

Avh = 2 *79 = 158 mm^2

$$\frac{Avh}{s} = 0.625 \rightarrow Sreq = \frac{158}{0.625} = 252.5mm$$

Smax= Lw/5 = 1800/5 = 360 mm ≪ Controlled.

= 3h = 3*250 =750mm

= 450

∴Select Ø10 @ 200 mm at each side .

4-10-2 Design of Vertical Reinforcement

→ $Avv = [0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{Shor*h} - 0.0025)] * h * Sver$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{21}{1.8} = 11.66 > 2.50$$

→ $\frac{Avv}{Sver} = [0.0025 + 0.5\ (0)(\frac{2*79}{250*200} - 0.0025)] * 250$

∴ $\frac{Avv}{Sver} = 0.625$

Smax = Lw/3 = 1800/3 = 600 mm

= 3h = 3*250 =750mm

$= 450\ mm \ll$ Controlled.

Select Ø10 :

Avv = 2 *79 = 158 mm^2

$$\frac{Avv}{s} = 0.625 \rightarrow Sreq = \frac{158}{0.625} = 252.8\ mm$$

∴Select Ø10 @ 150 mm at each side .

4-9-3Design of Bending Moment

Moment diagram were obtained from ETABS [See Appendix – Page]

→ Max Mu =70 kN.m

→ Part of Moment that resisted through Avv :

Muv =0.9 [0.5*Asv*fy*Lw (1-$\frac{Z}{2\ Lw}$)]

Where :

- Asv=2*79 *$\frac{1800}{250} = 1137.6\ mm^2$
- $\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2+\frac{0.85*\beta1*fc'*Lw*h}{Asv*fy}} = \frac{1}{2+\frac{0.85*0.85*24*1800*250}{1137.6*420}} = 0.054$

∴ Muv = 0.9 [0.5*1137.6*420*1800 (1- $\frac{0.054}{2}$)] = 376.5 kN.m

Muv = 376.5 kN.m > Mu =70 kN.m

So, Boundary Element is not required. #

4-9 :Design of Isolated Footing (F3)

Loads that act on footing F3 are :

- PD =2005 kN , PL = 475 kN → Pu = 1.2 * 2005 + 1.6*475 = 3166 kN

The following parameters are used in design :

- $\gamma_{concrete}$ = 25 kN/m^3
- γ_{soil} = 18 kN/m^3
- σ_{allow} = 500 kN/m^2
- clear cover =7.5cm

4-9-1:Determination of footing dimension (a)

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

→ Assume h = 65cm

→ $\sigma_{b(allow)net}$ = 500 – 25*0.65 = 483.75 kN/m²

→ $\sigma_{bu(allow.net)}$ = 1.4* 483.75 = 677.25 kN/m²

→ $\sigma_{bu} = {}^{Pu}/_{Areq} \leq \sigma_{bu(allow.net)}$

∴ ${}^{3166}/_{a^2}$ = 677.25 → **a=2.16m → Select a=2.30m**

→ $Bearing\ Pressure\ \sigma bu = {}^{Pu}/_{A} = \frac{3166}{2.3*2.3}$ **= 598.48 *kN/m²*** ≤ 677.25 kN/m² **…. (SAFE)**

4-9-2: Determination of footing depth (h)

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

4-9-3: Design of one way shear

→ $d = h - cover - \emptyset = 650 - 75 - 16 = 559\ mm$

→ Vu at distance d from the face of column :

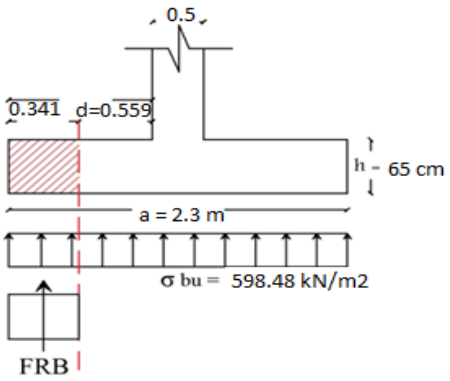
Vu = $FRB = \sigma bu \times 0.666 \times b$

= 598.48 × 0.341 × 2.3 = 469.4 kN

→ Ø * Vc = 0.75 * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{Fc'}$ * b * d

→ = 0.75 * $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{24}$ * 2300 * 559 =787.3 kN >Vu

∴ **h = 65 cm is correct ✓**



4-9-4: Design of Punching (two way shear)

→ $d = 559\ mm$
→ b_o = 1009 x2 + 1059 x2 = 4136 mm
→ Bc = 1
→ αs = 40 (interior column)

Vu = 3166 – (598.48 *1.009*1.059) = **2526.5kN**

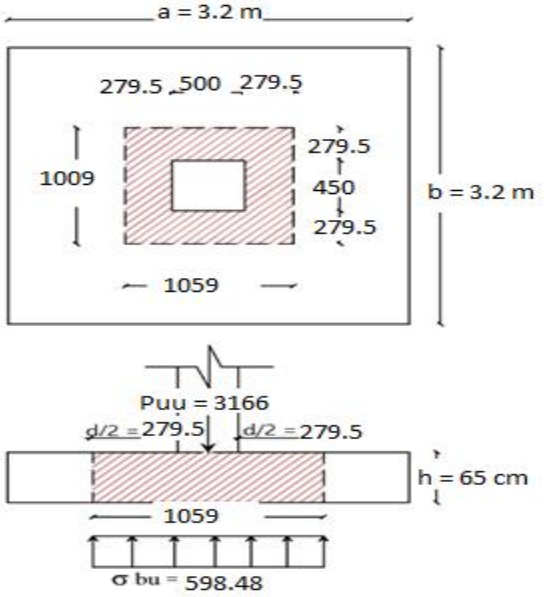


Figure (4-25): shear and punching

Ø×Vc is the smallest of :

1. $Vc = \left(2 + \frac{4}{Bc}\right) \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
   $= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4136 \times 559$
   $= 5663.3$ kN

2. $Vc = \left(\frac{\propto_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
   $= \left(\frac{40 \times 559}{4136} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4136 \times 559$
   $= 6990.5$ kN

3. $Vc = 4 \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
   $= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 4136 \times 559$= **3775.5 kN .. ≺cont.**

→ Ø×Vc = 0.75 × 3775.5 = **2831** kN > Vu = **2527** kN

∴ **h = 65 cm is correct ✓**

4-9-5Design of Reinforcement

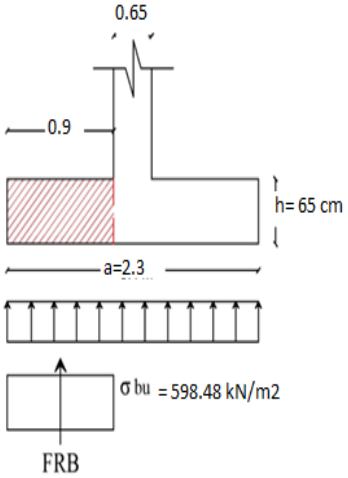
Mu = 598.48 *0.9*2.3*(0.9/2) = 557.5kN.m

→ $m = \frac{Fy}{0.85*Fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

→ Mn = 557.5/0.9= 619.4kN.m

→ $kn = \frac{Mn/\emptyset}{b*d^2} = \frac{619.4*10^6}{2300*559^2} = 0.86$ MPa

→ $\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}}\right)$
$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.86*20.6}{420}}\right) = 0.0021$



→ Asreq = $\rho * b * d = 0.0021 * 2300 * 559 = 2699.97$ mm^2

→ As (min) = 0.0018*b*h = 0.0018*2300 * 650 = 2691 mm^2

→ Asreq > As (min)

∴ **Select for both directions: 15Ø16 with As = 3015 mm^2 > Asreq … (ok)**

4-12-6: Design the Connection between Column & Footing

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

$\emptyset \times Pnb = 0.65 \times 0.85 \times fc' \times A1 \geq Pu$

$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 500 \times 450 = 2983.5$ kN < Pu = 3166 kN

∴ **Dowels are required to transfer the load between column and footing**

→ **Design of Dowels :**

The dowels will carry the difference between ($\emptyset \times Pn$) and (Pu) .

- $Fy \, . \, Asreq = \Delta P$
- $420 \, . \, Asreq = \frac{(3166 - 2983.5)}{0.65}$
- $Asreq = 668.5$ mm^2
- As min for dowels = $0.005 \times A1 = 0.005 \times 500 \times 450 = 1125$ mm^2
- $Asreq$ > As min

∴ **Select 14Ø20 which is just like the reinforcement of column.**

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

$Lsc\ req = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 20 = 596.4$ mm >300mm

∴ ***Select Lsc = 60 cm > Lsc req = 596.4cm***

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

- $Ldc = 0.24 \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times db = 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 20 = 411.5$ mm .. ⮜ cont.
- $Ldc = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 20 = 361.2$ mm

  ∴ ***Ldc* req = 411.5 mm**
- $Available\ Ldc = 600 - 75 - 16 - 16 =$ **493** $mm >$ Ldc req = 411.5mm .. ok

→ **Check tension development length using simplified method (Ldt) :**

Since we have a footing , it must satisfy two conditions to be considered under category A , otherwise it will considered as category B :

1- $Clear\ lateral\ spacing = \frac{2300 - (2*75) - (15*16)}{14} = 136.4$ mm > 2db =32mm ✓

2- $Clear$ cover = 75mm > 1 db = 26 mm ✓

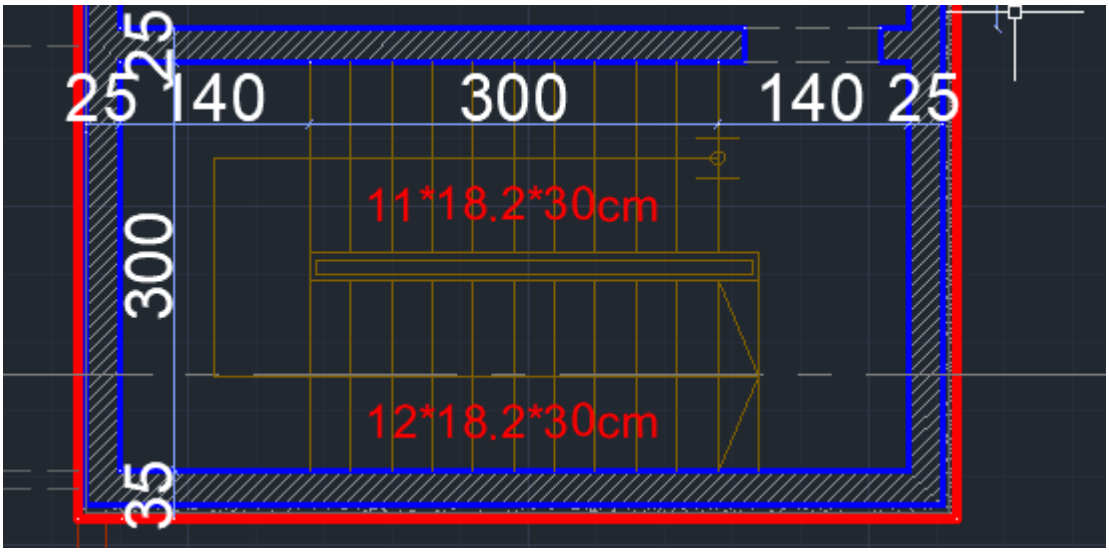
⇨ Category A

Design of tension development length (Ldt):

- Ld , req = $\frac{12}{20} \times \frac{fy}{fc'} \times \frac{\varphi t \times \varphi e}{\lambda} \times db = \frac{12}{20} \times \frac{420}{24} \times \frac{1 \times 1}{1} \times 16 = 168$ mm
- , available = $\frac{2300-600}{2}$ - 75 = 775mm > Ld , req …. (ok)

4-10 Design of Stairs :

The following figure shows a top view of the stairs :



4-10-1 Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure and the following steps explain the design procedure of the flight :

Determination of flight thickness :

Limitation of deflection: h ≥ minimum h

h (min) = L/20 = 580/28 = 19.8cm

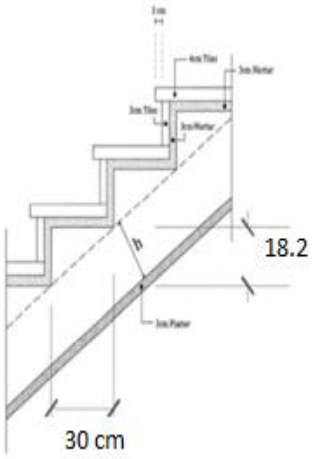
∴ Select h = 20cm, but shear and deflection must be checked

Angle (α): tan(α) = 18.2/30 → α = 31.2°

Loads calculation :

Figure shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	**Tiles**	**23*0.03*1*((0.3+0.182)/0.3) = 1.1 KN/m**
2	**Mortar**	**22*0.03*1*((0.3+0.182)/0.3) = 1.06KN/m**
3	**Stair**	**25*0.5*0.2*1 = 2.5KN/m**
4	**R.C**	**25*0.2*1 / cos31.2º = 5.845 KN/m**
5	**Plaster**	**22*0.02*1 / cos301.2º = 0.514 KN/m**
		Sum = 11.1 KN/m



Landing dead load computation

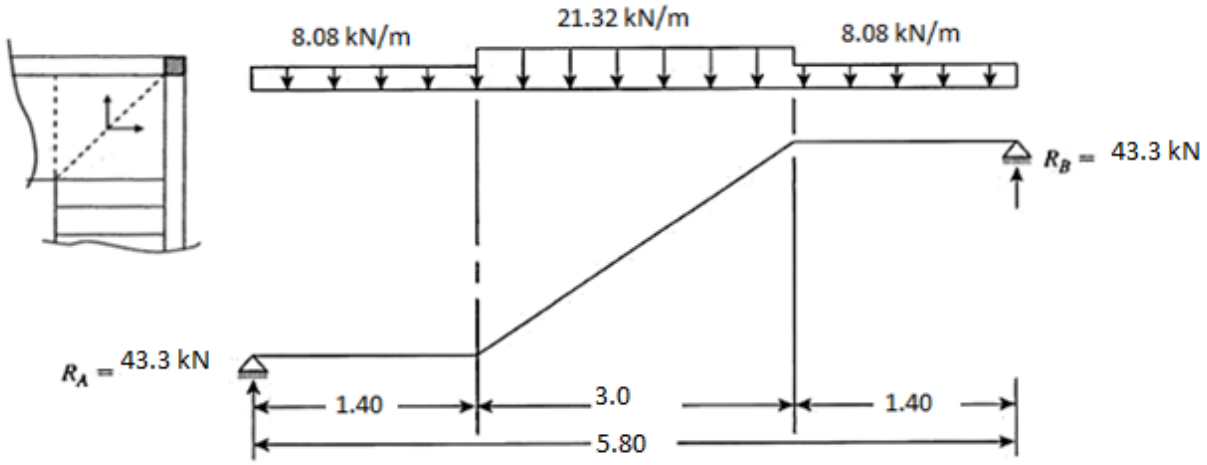
c	Parts of Landing	Calculation
1	**Tiles**	**23*0.03*1= 0.69KN/m**
2	**Mortar**	**22*0.03*1= 0.66KN/m**
4	**R.C**	**25*0.20*1= 5 KN/m**
5	**Plaster**	**22*0.02*1= 0.44KN/m**
		Sum = 6.8 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Factored Loads:

For flight Wu= 1.2 * 11.1+ 1.6*5 = 21.32 kN/m

For Landing Wu = 1.2 *6.8 + 1.6*5 = 16.16 kN/m



Design of Shear:- (Vu=41.9KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover – db/2 = 200 – 20 – 14/2 = 173 mm

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 173 = 141.25\ kN$

Φ* V_c = 0.75* 141.25 = 105.94Kn> Vu = 41.9 kN **No shear reinforcement are required**

- **Design of Bending Moment :**

→ m = $\frac{Fy}{0.85*Fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

→ kn = $\frac{Mu/\emptyset}{b*d^2} = \frac{76.7*10^6/0.9}{1000*173^2}$ = 2.85 MPa

→ $\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}}) = \frac{1}{20.6} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*2.85*20.6}{420}}) =$ 0.0073

→ Asreq = ρ ∗ b ∗ d = 0.0073 ∗ 1000 ∗ 173 = 1211 mm^2

→ As min = 0.0018 *1000*173 = 311.4 mm^2

∴ Select **Ø16/15 with As = 1340mm^2** > As min …. For Main Reinforcement

For secondary Reinforcement select **Ø10 /20 with As=395 mm^2** = As min

→ Check Spacing :

20cm > **S min** = 2.5 + 1.0 = **3.5 cm** or 2*(1.0)= **2.0 cm … ok**

20cm < **S max** = 3 * 25 = **75 cm … ok**

→ Check Strain:

C = T

0.85*fc'*a*b = As*fy

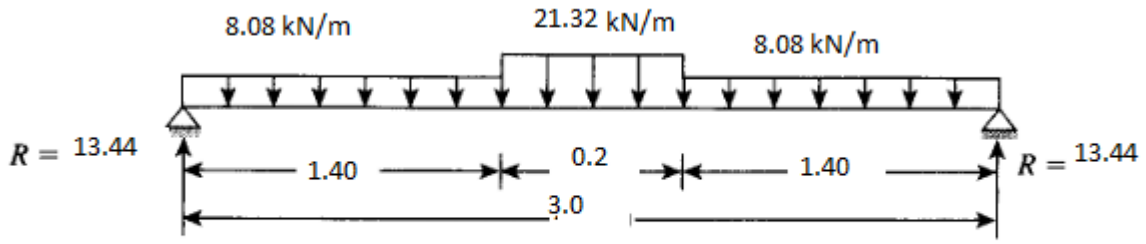
0.85*24*a*1000 = 1340 *420

a = 27.6 mm → X = a/β = 27.6/0.85 = 32.5 mm

$\varepsilon_s = \frac{0.003*d}{x} - 0.003 = \frac{0.003*173}{32.5} - 0.0215$

∴ **ε_s = 0.015 > 0.005 …. Ø = 0.9 (OK)**

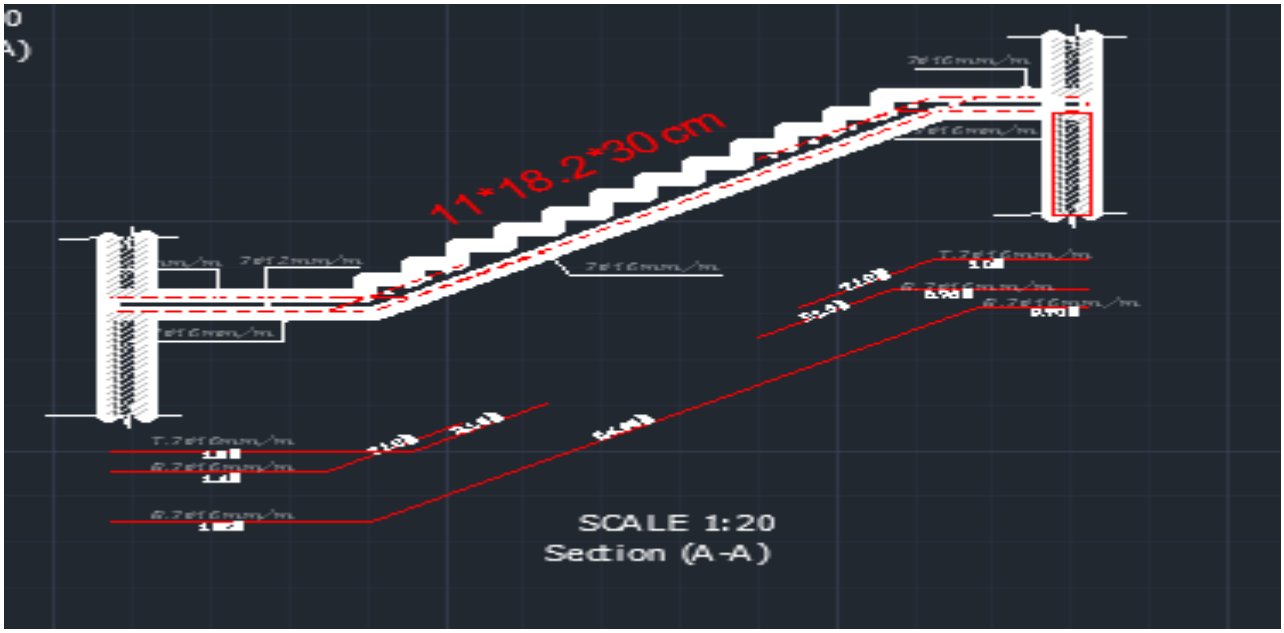
-Design of landing



Loads on landing.

Mu = 13.44 x (3.0/2) – 8.08 x 1.2 x (1.2+0.2)/2 – 21.32 x0.2/2x0.2/4 = 13.266kNm <Mu = 76.7 kN/m

∴ Select **Ø16/15 with As = 1340mm^2** > As min …. For Main Reinforcement



الفصل الخامس

التوصيات والمراجع

1-5 المقدمة.

2-5 المخرجات.

3-5 توصيات.

4-5 المراجع.

1-5 المقدمة :-

- في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقر إلى الكثير من الأشياء. بعد دراسة جميع المتطلبات ، تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الانشائية الشاملة للمركز التجاري .
- تم إعداد بعض المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء. يقدم هذا التقرير شرحًا لجميع خطوات التصميم المعماري والإنشائي للمبنى .

2-5 المخرجات :-

- سيتمكن كل طالب في فريق العمل من تصميم العناصر الانشائية يدويًا للنظام الاعصاب بحيث يكون لديهم الخبرة والمعرفة الكافية في استخدام برامج التصميم المحوسبة.

- من العوامل التي يجب أن نتخذها هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى مثل الرياح والأمطار والثلوج وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليه مثل الزلازل.

- من خلال ما قمنا به من تصميم المبنى لابد من أخذ نظرة شاملة للمبنى لربط العناصر الإنشائية المختلفة ثم تقسيم هذه العناصر لتصميمها بشكل فردي ومعرفة كيفية التصميم مع مراعاة الظروف المحيطة.
- البرامج المستخدمة هي:

أ - برامج مايكروسوفت أوفيس

ب- برنامجAutoCAD

ج- برنامج عتير

د- برامج سيف وايتابس

3-5 التوصيات :-

عمل هذا المشروع على توضيح وتوسيع فهمنا لطبيعة مشاريع البناء ، بما في ذلك التفاصيل والتصاميم والتحليلات المعمارية والإنشائية.

من هذه التجربة نريد أن نقدم مجموعة من التوصيات الهامة:

-الحصول على معلومات شاملة عن طبيعة الموقع وتربته ومتانته من خلال فحص وتقرير خاص بتلك المنطقة.

-يجب اختيار التصميم المعماري ومن ثم يتم تنسيق وإعداد كافة المخططات المعمارية والإنشائية.

-يجب إيجاد اتفاق كامل وتنسيق بين المهندس المدني والمصمم المعماري. يجب على المهندس الإنشائي تصميم العناصر الإنشائية حسب المخططات. يجب عليه تصميم نظام هيكلي مقاوم للأحمال الرأسية والقوى الأفقية التي تسببها أحمال الرياح والزلازل.

-يجب الانتهاء من التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل البدء في موقع العمل لإجراء أي تعديلات ممكنة على المشروع من الناحية الهيكلية.

4-5 المراجع :-

1 – ACI – 318- 19 ‘’ American Code ‘’

2 - Jordan Code

3 – Reinforced concrete I, II ‘’ DR. Nasser Abboshi’’