

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين  
كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان  
التصميم الانشائي لمبنى مول دويك التجاري

فريق العمل:

- محمد أبو زلطة

- عمر خميسة

- إسراء ربيعي

- عبد الفتاح جوابرة

- عصام حسونة

إشراف:

د. محمد طه السيد أحمد

الخليل - فلسطين

٢٠١٦-٢٠١٧

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الانشائي لمبنى مول دويك التجاري

فريق العمل:

- محمد أبو زلطة

- عمر خميسة

- إسراء ربيعي

- عبد الفتاح جوابرة

- عصام حسونة

إشراف:

د. محمد طه السيد أحمد

الخليل - فلسطين

٢٠١٦-٢٠١٧

جامعة بوليتكنك فلسطين  
الخليل - فلسطين  
كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع:

التصميم الانشائي لمبنى مول دويك التجاري

فريق العمل:

- محمد أبو زلطة

- عمر خميسة

- إسراء ربيعي

- عبد الفتاح جوابرة

- عصام حسونة

بناءً على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

## الإهداء:

إلى روح الحبيب المصطفى (صلى الله عليه وسلم) الذي قال: " من سلك طريقاً يلتمس به علماً سهل الله له به طريقاً إلى الجنة".

إلى من تشكل على جبينه معنى الحياة وغلقتها لآلئ الألباس، إلى من أفنى وقته وجهده وقدم لنا ثمرة فؤاده وجهده "والدي الكريم"

إلى من كان دعاؤها في جوف الليل نوراً يضيء السماوات والأرض، وترانيم مقدسة تشفي سقم الروح الهشة، إلى صاحبة القلب النقي " أمي العزيزة".

إلى سر قوتنا وقوتنا يوماً بعد يوم "اخوتي".

إلى من عايشناهم أياماً طويلة، إلى من شاركونا الفرح والحزن إلى من أضاء ضيائهم قلوبنا وغمروها بكل الحب، إلى كل "الأصدقاء"

إلى من يضحون باللحم أطناناً من أجل كرامتنا "أسرانا البواسل".

إلى من اصطفاهم الله ليكونوا في كنفه ورعايته "شهادتنا الأبرار".

إلى الكادر الأكاديمي في جامعة بوليتكنك فلسطين، الذي ما زال يخرج ثلة متميزة في شتى الميادين الأكاديمية والعملية.

اليكم جميعاً ...

فريق العمل



## الشكر:

بعد شكر الله والثناء عليه سبحانه.

إلى كلية الهندسة في جامعة بوليتكنك فلسطين، التي فيها زرنا بذرة الأمل واسقينها بماء الاجتهاد وها نحن نحصد ثمرتها اليوم.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ممثلة بعميدها "الدكتور نافز ناصر الدين" ورئيس دائرتها "الدكتور فيضي شبانه" الذي كان معنا يداً بيد لتحقيق الهدف.

إلى مشرفنا "الدكتور القدير محمد طه السيد أحمد"، شكرٌ خالصٌ معطرٌ بكلّ معاني الحبّ والود، الذي أفاض علينا من بحر علمه، وأفنى معنا وقته وجهده، وكان بمثابة الأب والصديق والقوة، إلى قلبه النقيّ كل الحبّ.

إلى الدكتور الفاضل غسان دويك، الذي قدّم لنا النصيحة والمشورة في النواحي المعمارية.

إلى الكادر التعليمي في تخصص هندسة المباني اللذين كان لهم الدور الأكبر في وصلنا إلى ما نحن عليه.

فريق العمل

## التصميم الإنشائي لمبنى مول دويك التجاري

### فريق العمل:

- محمد أبو زلطة

- عمر خميسة

- إسرائي ربيعي

- عبد الفتاح جوابرة

- عصام حسونة

### جامعة بوليتكنك فلسطين

٢٠١٦-٢٠١٧

### إشراف:

د. محمد طه السيد أحمد

### ملخص المشروع:

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي.

في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي "لمول الدويك التجاري"، حيث يتكون من (الكراج، أربعة طوابق، روف أول ورووف ثاني) حيث تبلغ المساحة الإجمالية تقريبا ٨٨٠٠ م<sup>2</sup>. تقع أرض المشروع في شارع السلام في مدينة الخليل بجانب محطة محروقات السلام

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI\_318\_14)، ولا بد من الإشارة إلى أنه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل:

Autocad2015, Atir, Safe, Etabs, Staadpro, Sab.

ولقد تضمن 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 تكون الهياكل الإنشائية للمبنى، من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

## Project Abstract:

The structural design is very important in any construction project. We, as structural engineers to be, we working on the design of the structural elements of our project, which is “Dweik Shopping Mall”, located in Assalam Street in Hebron city.

The project is composed of parking, 4 floors and two roofs with a total area of about 8800 m<sup>2</sup>

The Jordanian Code of Loads was used in calculating the loads. ACI 318-14 was used in the design while IBC 2012 will be used for the seismic design. Computer software packages such as AutoCAD 2015, Atir, Safe, Etabs, Staad Pro and SAP was used in the design.

The project is include detailed design of the structural elements. Structural elements include slabs, beams, columns, walls and foundations. Selected elements was designed manually and verified using the computer. Detailed drawings was made available by the end of the project work.

May Allah help us and guide us to the right path.

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة	المحتوى	الرقم
i	صفحة العنوان	1
li	نسخة عن صفحة العنوان	2
lii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	3
iv	الإهداء	4
v	الشكر	5
vi	ملخص المشروع باللغة العربية	6
viii	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	7
ix	فهرس المحتويات	8
xii	فهرس الجداول	9
xiv	فهرس الرسومات الأشكال	10
xiv	List of abbreviations	11
<b>المقدمة</b>		<b>الفصل الأول</b>
٢	مقدمة	١-١
٢	تعريف عام بالمشروع	٢-١
٢	أسباب اختيار المشروع	٣-١
٣	أهداف المشروع	٤-١
٤	مشكلة المشروع	٥-١
٤	نطاق وحدود المشروع	٦-١
٤	المسلمات	٧-١
٤	محتويات المشروع	٨-١
٥	إجراءات المشروع	٩-١
٥	المخطط الزمني لمراسل العمل بالمشروع	١٠-١
<b>الوصف المعماري</b>		<b>الفصل الثاني</b>
٦	مقدمة	١-٢
٧	تحليل موقع المشروع	٢-٢
٨	موقع المشروع	٣-٢
٩	أسباب اختيار الموقع	٤-٢
٩	لمحة عامة عن المشروع	٥-٢
١٠	وصف عناصر المشروع	٦-٢
١٠	الموقع العام للمشروع	١-٦-٢
١١	وصف المساقط الأفقية	٢-٦-٢
١١	طابق التسوية	١-٢-٦-٢
١٢	الطابق الأرضي	٢-٢-٦-٢
١٣	الطابق الأول	٣-٢-٦-٢
١٤	الطابق الثاني	٤-٢-٦-٢
١٥	الطابق الثالث	٥-٢-٦-٢
١٦	الطابق الرابع (الروف الأول)	٦-٢-٦-٢
١٧	الطابق الرابع (الروف الثاني)	٧-٢-٦-٢
١٨	وصف واجهات المبنى	٣-٦-٢
١٨	الواجهة الشمالية	١-٣-٦-٢

١٩	الواجهة الجنوبية	٢-٣-٦-٢
٢٠	الواجهة الشرقية	٣-٣-٦-٢
٢٠	الواجهة الغربية	٤-٣-٦-٢
٢١	وصف الحركة داخل المبنى	٤-٦-٢
<b>٢٣</b>	<b>الوصف الإنشائي</b>	<b>الفصل الثالث</b>
٢٤	مقدمة	١-٣
٢٤	هدف التصميم الإنشائي	٢-٣
٢٤	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٣-٣
٢٤	الأحمال	٤-٣
٢٥	الأحمال الميتة	١-٤-٣
٢٥	الأحمال الحية	٢-٤-٣
٢٦	الأحمال البيئية	٣-٤-٣
٢٨	الاختبارات العملية	٥-٣
٢٨	العناصر الإنشائية	٦-٣
٢٩	البلاطات الخرسانية	١-٦-٣
٢٩	البلاطة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	١-١-٦-٣
٣٠	البلاطة المصمتة ذات الاتجاهين	٢-١-٦-٣
٣٠	بلاطة العصب ذات الاتجاه الواحد	٣-١-٦-٣
٣١	بلاطة العصب ذات الاتجاهين	٤-١-٦-٣
٣١	البلاطات لاحقة الشد	٥-١-٦-٣
٣٥	الجسور	٢-٦-٣
٣٥	الأعمدة	٣-٦-٣
٣٧	جدران القص	٤-٦-٣
٣٨	الجدران الاستنادية	٥-٦-٣
٣٨	الأساسات	٦-٦-٣
٣٩	الأدراج	٧-٦-٣
٤٠	فواصل التمدد	٨-٦-٣

42	<b>STRUCTURAL ANALYSIS &amp; DESIGN</b>	<b>Chapter 4</b>
43	INTRODUCTION	4-1
43	Design method and requirements	4-1-1
43	Strength design method	4-1-2
44	FACTORED LOADS	4-2
45	SLABS THICKNESS CALCULATION	4-3
46	LOAD CALCULATION	4-4
47	DESIGN OF TOPPING	4-5
48	DESIGN OF RIB	4-6
57	DESIGN OF BEAM	4-7
71	DESIGN OF POST TENSION SLAB	4-8
75	DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB	4-9
88	DESIGN FOR COLUMN	4-10
92	DESIGN OF STAIRS	4-11
92	DESIGN OF STAIR #1	4-11-1
98	DESIGN OF STAIR #2	4-11-2
101	DESIGN OF BASMENT WALL	4-12
105	DESIGN OF SHEAR WALL	4-13
١٠٦	<b>النتائج والتوصيات</b>	<b>الفصل الخامس</b>
١٠٧	النتائج	١-٥
١٠٧	التوصيات	٢-٥
١٠٨	قائمة المصادر والمراجع	٣-٥

## قائمة الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	رقم الجدول
٥	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الأول	١-١
٢٥	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٣-١
٢٦	الأحمال الحية	٣-٢
٢٧	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٣-٣
47	Calculation of the Dead load for Topping	4-1
79	Calculation of the total dead load for two-way rib slab	4-2

## قائمة الرسومات والاشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	رقم الشكل
<b>الفصل الثاني - الوصف المعماري</b>		
٨	صورة جوية توضح موقع أرض المشروع	١-٢
٩	هيكل توضيحي لأقسام المبنى	٢-٢
١٠	الموقع العام للمشروع	٣-٢
١١	مخطط طابق التسوية	٤-٢
١٢	مخطط الطابق الأرضي	٥-٢
١٣	مخطط الطابق الأول	٦-٢
١٤	مخطط الطابق الثاني	٧-٢
١٥	مخطط الطابق الثالث	٨-٢
١٦	مخطط الطابق الرابع	٩-٢
١٧	مخطط الطابق الخامس	١٠-٢
١٨	الواجهة الشمالية للمبنى	١١-٢
١٩	الواجهة الجنوبية للمبنى	١٢-٢
٢٠	الواجهة الشرقية للمبنى	١٣-٢
٢٠	الواجهة الغربية للمبنى	١٤-٢
٢١	القطاع A-A	١٥-٢
٢٢	القطاع B-B	١٦-٢
<b>الفصل الثالث - الوصف الإنشائي</b>		
٢٦	تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.	١-٣
٢٨	صورة توضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى	٢-٣
٢٩	عقدات مصممة ذات الاتجاه الواحد	٣-٣
٣٠	عقدات مصممة ذات الاتجاهين	٤-٣
٣٠	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٥-٣
٣١	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٦-٣
٣٢	(Post tension) العقدات اللاحقة الشد	٧-٣
٣٣	مكونات كوابل التندون المستخدمة في عقدات ال (Post tension)	٨-٣
٣٤	والخرسانة المسلحة (Post tension) الفرق بين ال في التأثير بالأحمال	٩-٣



٣٥	أشكال الجسور المدلاة والمسحورة	١٠-٣
٣٦	أحد أشكال الأعمدة	١١-٣
٣٦	مقطع في عمود	١٢-٣
٣٧	جدار القص	١٣-٣
٣٨	الجدار الاستنادي	١٤-٣
٣٩	الأساس الحصيرة	١٥-٣
٤٠	مقطع توضيحي في الدرج	١٦-٣
٤١	موقع فواصل التمدد في المبنى	١٧-٣
<b>Chapter4 -structural analysis &amp; Design</b>		
47	typical section for moment's	4-1
48	Typical section in one way ribbed slab.	4-2
48	typical section in two way ribbed slab	4-3
49	Geometry of Rib (04)	4-4
50	loading of Rib (04)	4-5
50	Moment Envelope of Rib (04)	4-6
55	Shear Envelope for Rib (04) using Atir software	4-7
58	Geometry of Beam (B0-03)	4-8
58	Loading of Beam (B0-03)	4-9
59	Moment Envelope for Beam (B0-03)using Atir software	4-10
65	Shear Envelope for Beam (B0-03) using Atir software	4-11
74	Bottom Reinforced for post tension	4-12
74	Top Reinforced for post tension	4-13
75	Post tension details	4-14
75	Moment diagram in one of tendon	4-15
76	Two way ribbed slab	4-16
78	Typical section in ribbed slab	4-17
78	Two way ribbed slab	4-18
80	Two way ribbed slab	4-19
90	Detailing of Column no. (5)	4-20
91	Stairs#1	4-21
97	Stairs#2	4-22
97	loading of Stairs#2	4-23
100	Loads on Basement wall (BW1)	4-24
101	Envelope diagram of Basement Wall	4-25
104	Shear &@ Moment Diagram for Shear Wall	4-26

## List of abbreviation:

DL: Dead load.

LL: live load.

Wu: factored total load.

Ln: clear length of member.

$\delta$ : thickness of a layer.

$\gamma$ : unit weight of material.

Mn: nominal moment.

Mu: factored moment at section.

$f'_c$ : Compression strength of concrete.

$f_y$ : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

$\rho$ : ratio of steel area.

$\epsilon_s$ : strain of tension steel.

$\phi$ : strength reduction factor.

Vn: nominal shear strength.

Vu: factored shear force at section.

Vc: nominal shear strength provided by concrete.

Vs: nominal shear strength provided by shear reinforcement.

As: area of steel.

Av: area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b<sub>w</sub>: web width.

d: distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h: over all thickness of member.

P<sub>n</sub>: nominal axial load.

P<sub>u</sub>: factored axial load.

S: spacing between bars.

مقدمة	١-١
تعريف عام بالمشروع	٢-١
أسباب اختيار المشروع	٣-١
أهداف المشروع	٤-١
مشكلة المشروع	٥-١
نطاق وحدود المشروع	٦-١
محتويات المشروع	٧-١
المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٨-١

## ١-١ مقدمة:

لقد شهدت بداية القرن الماضي بداية عصر من الازدهار والتطور في كل الجوانب الحياتية التي يعيشها الإنسان اليوم، ومع زيادة متطلبات الإنسان في مجالات حياته فكان لا بدّ من مواكبة هذا التطور بشتى مجالاته بشكل يتلاءم مع طبيعة العصر المتمثلة في تسخير الطبيعة والسيطرة عليها.

ولما كان الإنسان يمثل أعلى قيمة خلقها الله على الأرض وسخرها له فقد بات من المؤكد أن احتياجات الإنسان ضرورية لبقاء حياته وإشباع رغباته وميولاته الشخصية، فقد دأب الإنسان منذ الأزل على تطوير وسائل وأماكن الترفيه تلك الأماكن التي تلبي جميع احتياجاته الشخصية والأسرية، لذا كان لا بد من إنشاء أماكن تعمل على سدّ احتياجات المستهلك بطريقة مبتكرة تعمل على جذب انتباه المستهلك على صعيد التسوق والترفيه، لذا كان لا بد من أن نولي قطاع التجارة في مجتمعنا أهمية بالغة إذ أن هذا القطاع من القطاعات الحيوية.

حيث عرف الإنسان التجارة والتعاملات التجارية منذ القدم، تلك التعاملات التي ارتبطت ارتباطاً وثيقاً بالمجتمع وتأثرت بالتطور الذي حدث لها في هذا المجتمع وثقافته عبر العصور والحضارات المختلفة كان نتيجة لذلك أن تعددت أشكالها وصورها حتى وصلت إلى ما هو عليه الآن .

## ٢-١ تعريف عام بالمشروع:

تعد المراكز التجارية ذات أهمية كبيرة في حياة المواطنين، لما لها من أهمية كبيرة في إشباع حاجات المستهلكين في كل مكان وزمان، ومن هنا يتم التركيز على توفير البيئة التجارية الملائمة لهم والتي تتمثل في أماكن مجهزة بكافة التجهيزات التجارية المطلوبة، والتي تعمل على سد احتياجاتهم على مختلف الأصعدة.

المشروع عبارة عن مركز تجاري (مول تجاري) يقع على شارع السلام في مدينة الخليل، تتوفر فيها كافة المتطلبات التي تضمن توفير بيئة مناسبة للمتسوق تتمثل في المحلات التجارية بمختلف أنواعها وأشكالها ومطعم وأماكن ترفيهيه للأطفال وغيرها هذا بالإضافة لاحتوائه على موقف للسيارات.

## ٣-١ أسباب اختيار المشروع:

بعد فترة من البحث عن مشروع ملائم تم اعتماد مشروع التصميم الإنشائي لمول الدويك التجاري ولم تكن عملية الاختيار عشوائية بل بعد فترة من الدراسة لعدد من المشاريع الأخرى، وتأتي أهمية اختيار هذا المشروع بالتحديد الي الضرورة الملحة لاكتساب الخبرة والمهارة لعملية التصميم للعناصر الإنشائية في المبنى كونه مشروع يتميز بتنوع العناصر الإنشائية وكذلك المشاكل الإنشائية التي يعرضها المشروع مما يساهم في اكتساب خبرات ومهارات لربما لم نتعرض لها من قبل طوال فترة الدراسة وهي فرصة للاصطدام بالواقع العملي المتمثل لبعض من المشاكل التي سوف تواجهنا في سوق العمل حال الالتحاق بها إن شاء الله.

ويمكن تلخيص الاسباب المتعلقة باختيار المشروع على النحو التالي:

أسباب تتعلق بطبيعة هذا المشروع:

- 1-التأكيد على أهمية مواكبة التطور الحاصل في مجال التجارة في عصرنا هذا.
- 2-توفير بيئة ملائمة ومناسبة للمستهلكين بشكل يخدم عملية التقدم التي نمر بها.
- 3-توثيق العلاقة ويجاد مكان ملائم لسد كافة احتياجات المستهلك الشخصية والأسرية.

أسباب تتعلق بفريق العمل:

- 1-إن من أهم تلك الاسباب هو التمكين من التصميم للعناصر الإنشائية في المباني وعليه كانت الرغبة بأن يكون المشروع إنشائياً.
- 2-إيجاد عملية الربط ما بين المساقات الإنشائية النظرية التي تم طرحها على مدار 4 سنوات والتطبيق العملي لتلك المساقات مما يعمق فكرة الاحتكاك بين المساقات النظرية والواقع العملي وهو ما نسعى له بشكل أكبر.
- 3-اكتساب خبرات جديدة أثناء العمل بالمشروع لم ندرسها في المساقات النظرية.

١-٤ أهداف المشروع:

1.أهداف معمارية:

يتم التركيز بشكل كبير على الجانب المعماري لمثل هذه المشاريع الضخمة لما لها من أثر في ترك الطابع المعماري عن المنطقة المتواجدة فيها بصورة تعكس طبيعة الذوق والرقي الحضاري من خلال اختيار الكتل المتناسقة والتي تتسجم أحياناً مع فكرة المبنى فنجد الكثير من المباني التي يعكس شكلها طبيعة المبنى والعمل الذي يقوم به وهو نوع من الإبداع. ويكون للمراكز التجارية طابع معماري خاص ومميز لكثرة زائريها ومرتاديها وهو ما يتم التركيز فيه على إعطاء صورة تفوق الممتازة عن طبيعة الجهد المعماري المبذول فيه.

2-أهداف إنشائية:

- 1.التركيز على فكرة القدرة على اختيار النظام الإنشائي الملائم للطبيعة الموجودة في المبنى.
- 2.العمل على إيجاد العلاقة بين المساقات النظرية المطروحة والواقع العملي الذي يحتك بتلك المساقات النظرية.
- 3.اكتساب خبرات ومهارات جديدة تنتج من مشاكل يواجهها فريق العمل لم يتطرق لها من قبل من خلال الدراسة النظرية.
- 4.يعد المشروع مرجع متكامل في التحليل والتصميم للعناصر الإنشائية المختلفة.

## ٥-١ مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المكونة للمركز التجاري وهو المشروع المعتمد ليكون مجال دراستنا وعليه سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية المعروفة من جسور وأعمدة وغيرها، من خلال عملية تحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر إنشائي من أجل تحديد الأبعاد والتسليح الذي يضمن الأمان والعمل بكفاءة لذلك العنصر المصمم، ثم عملية إيجاد المخططات التنفيذية لتلك العناصر التي تم تصميمها بالاعتماد على الأسس الصحيحة بصورة تضمن إخراج هذا البحث بصورة متكاملة تخرج من حيز الاقتراحات إلى حيز التطبيق.

## ٦-١ نطاق وحدود المشروع:

سوف تقتصر الدراسة على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى بشكل يوائم التصاميم المعمارية الموجودة.

## ٧-١ المسلمات:

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14).
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs ، safe ، Sap، Atir)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word.

## ٨-١ محتويات المشروع:

الفصل الأول: مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث: الدراسة الإنشائية بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال ووصفها الوظيفي.

الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية كالجسور والاعمدة والبلاطات.

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

## ٩-١ إجراءات المشروع

- ١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع.
- ٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- ٣) اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها.
- ٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- ٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- ٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

## ١٠-١ المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

يبين الجدول الملحق رقم (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الأول:

المرحلة الزمن المقترح (أسبوعاً)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢			
اختيار المشروع																																			
دراسة الموقع																																			
جمع المعلومات حول المشروع																																			
دراسة المبنى معارياً																																			
دراسة المبنى إنشائياً																																			
إعداد مقدمه المشروع																																			
عرض مقدمه المشروع																																			
التحليل الإنشائي																																			
التصميم الإنشائي																																			
إعداد مخططات المشروع																																			
كتابة المشروع																																			
عرض المشروع																																			

مقدمة	١-٢
تحليل موقع المشروع	٢-٢
موقع المشروع	٣-٢
أسباب اختيار الموقع	٤-٢
لمحة عامة عن المشروع	٥-٢
وصف عناصر المشروع	٦-٢
الموقع العام للمشروع	١-٦-٢
وصف المساقط الأفقية	٢-٦-٢
طابق التسوية	١-٢-٦-٢
الطابق الأرضي	٢-٢-٦-٢
الطابق الأول	٣-٢-٦-٢
الطابق الثاني	٤-٢-٦-٢
الطابق الثالث	٥-٢-٦-٢
الطابق الرابع (الروف الأول)	٦-٢-٦-٢
الطابق الخامس (الروف الثاني)	٧-٢-٦-٢
وصف واجهات المبنى	٣-٦-٢
الواجهة الشمالية	١-٣-٦-٢
الواجهة الجنوبية	٢-٣-٦-٢
الواجهة الشرقية	٣-٣-٦-٢
الواجهة الغربية	٤-٣-٦-٢
وصف الحركة داخل المبنى	٤-٦-٢



## ٢-١ مقدمة:

إنّ تصميم أي منشأة يبدأ بحاجتنا لهذه المنشأة، وعملية التصميم هذه تمر بعدة مراحل أولها هي الفكرة التي يرى من خلالها المهندس المعماري الحل الأمثل الذي يسد حاجتنا لهذا المبنى، لذلك يراعي المهندس المعماري عدة أمور في تصميمه، أولها وأهمها تحقيق الوظائف والمتطلبات التي من أجلها سيتم إنشاء المبنى، ويراعى أيضاً توفير أسباب الراحة والمرونة في المبنى من حيث سهولة الحركة والتنقل، الإنارة، التهوية، وغيرها من المتطلبات الوظيفية. وأيضاً المهندس المعماري يراعي ويهتم بالناحية الجمالية في تصميمه وتوافر عنصر الفن والإبداع في هذا التصميم، وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي للمبنى وتحديد كافة العناصر الإنشائية.

## ٢-٢ تحليل موقع المشروع

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

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

### ١-٢-٢ مطابقة الموقع للمعايير التخطيطية

من خلال دراسة المعايير التخطيطية للموقع نجد أن موقع قطعة الأرض المخصصة لإقامة المشروع مطابقة للمعايير التخطيطية وتقع قطعة الأرض مدينة الخليل تحديداً في منطقة شارع السلام، حيث تم تحليل الموقع عمرانياً: الطرق والمواصلات والمعالم الرئيسية في المنطقة والمباني المحيطة والرؤية البصرية، من ثم تحليل الموقع بيئياً: سمات سطح الأرض، حركة الشمس والرياح وتصريف مياه الأمطار.

### ٢-٢-٢ التحليل العمراني

١. **الطرق والمواصلات:** تقع قطعة الأرض مباشرة على يسار شارع السلام، وهو أحد شوارع مدينة الخليل الرئيسية بحيث يصل

أجزاء الخليل ببعضها ويكون حلقة وصل ما بين جنوب وغرب وشرق وشمال المدينة مع مركزها وحركة المواصلات فيه

نشطة لذلك تسهل حركة المواصلات من وإلى الموقع ويسهل الاستدلال عليه.

٢ . المعالم الرئيسية في المنطقة وداخل الموقع: يسهل الاستدلال على الموقع لوجود معالم واضحة تتمثل محطة محروقات السلام، ومسجد الأنصار القريب من الموقع أيضا. هذا بالإضافة إلى حديقة السلام في تلك المنطقة.

### ٣-٢-٢ حركة الشمس والرياح

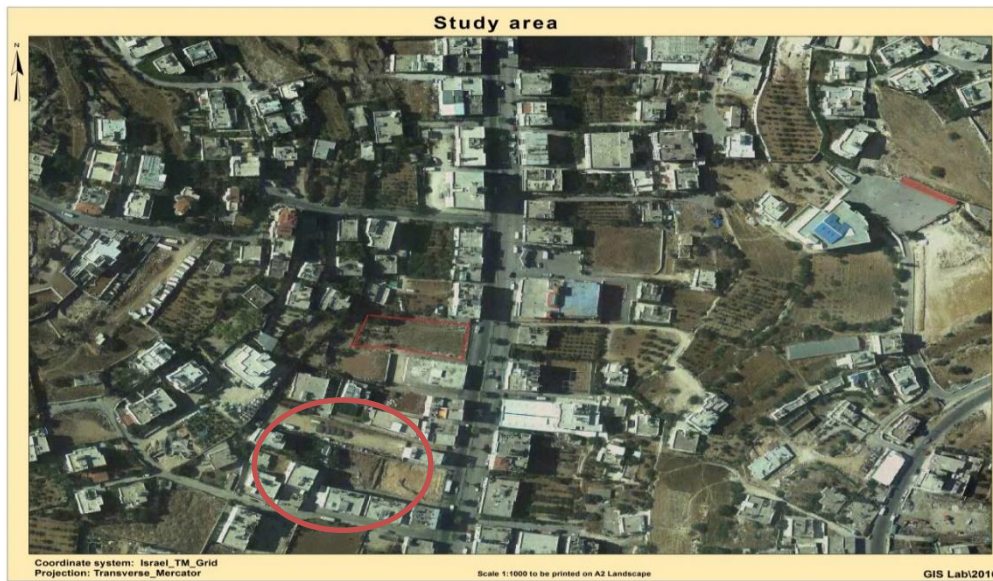
حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس وحمائته من السطوح الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة للحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

أما الرياح فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وعلى هيكله الإنشائي، لذلك تم مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى وصمم بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

### ٣-٢ موقع المشروع:

عند اختيار موقع أي مشروع يجب أن يكون هذا الموقع منسجم والأهداف والأغراض والاستخدامات للمشروع، لذلك يجب دراسة الموقع جيدا وهذه الدراسة تشمل عدة أمور أهمها: الموقع الجغرافي، الحالة المناخية للمنطقة، واتجاه وطبيعة الرياح في المنطقة، أيضا يجب دراسة طبوغرافية الأرض وفهم طبيعة التربة ومقدار تحملها.

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



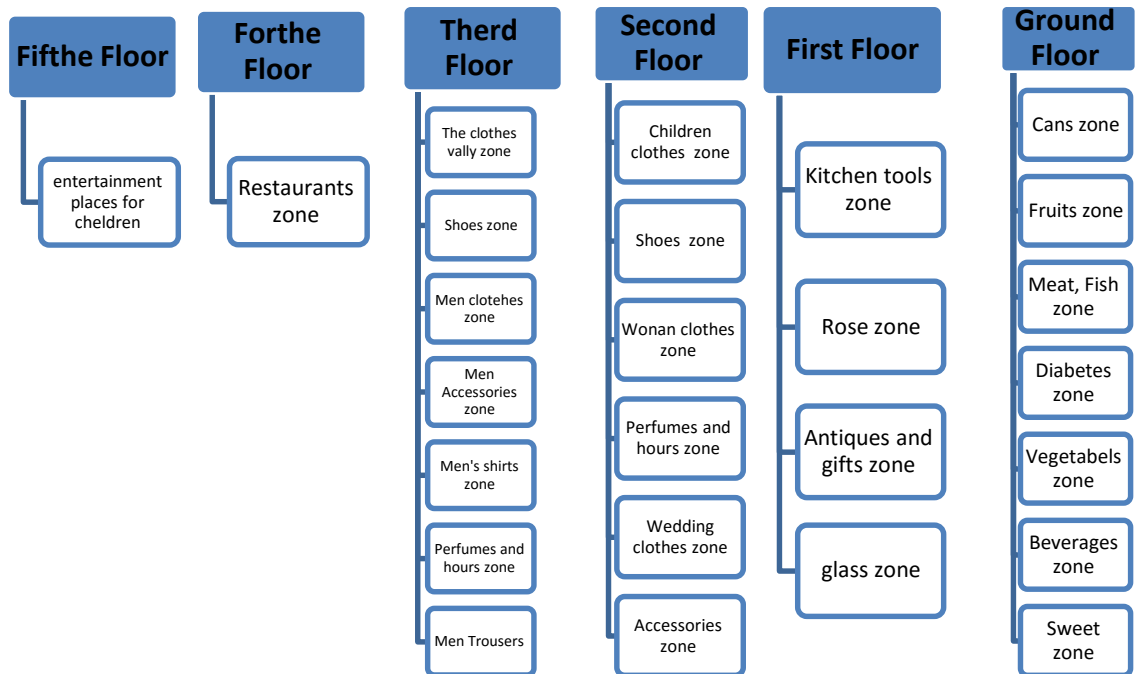
الشكل (١-٢): صورة جوية توضح موقع أرض المشروع.

## ٢-٤ أسباب اختيار الموقع:

1. مساحة الأرض متناسبة مع مساحة وحجم المشروع.
2. طبيعة الأرض السهلة وهذا يساعد في عمليات الحفر وعمل الأساسات.
3. طبيعة المنطقة متناسبة مع طبيعة المبنى وأغراضه.

## ٢-٥ لمحة عامة عن المشروع:

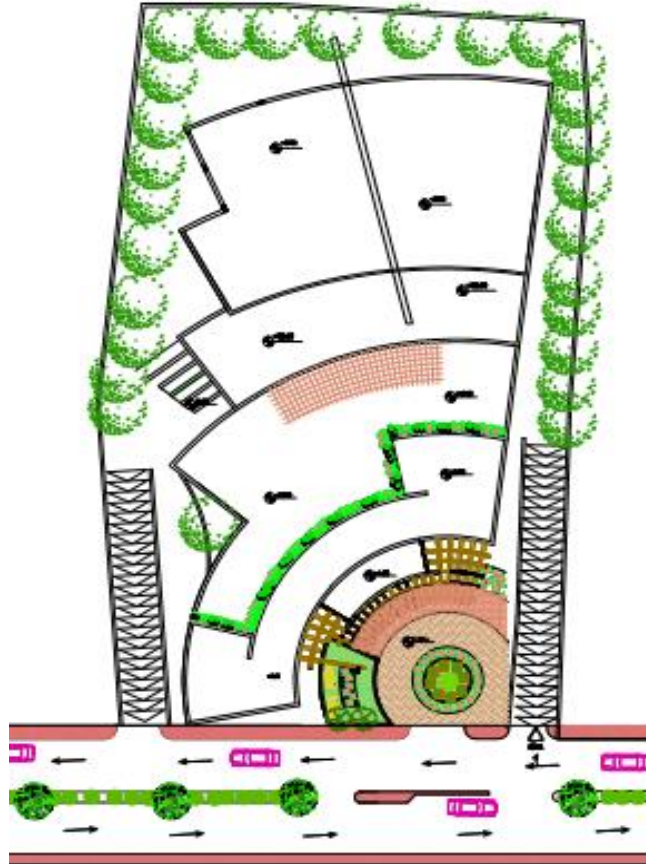
تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم إنشائي متكامل مع مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم المجمع التجاري الذي يجب أن تتوفر فيه جميع العناصر التي سوف تجعل المجمع تجاري مميز من ناحية وظيفية ومعمارية وأن يراعي كافة أمور التطور التجارية من حيث المساحات والحركة ومتطلبات السلامة العامة وأمور أخرى مع مراعاة إمكانية التمدد المعماري المستقبلي ، ومبنى مشروعنا يتكون من ست طوابق بالإضافة إلى موقف للسيارات أسفل الطوابق ، ويمتاز مشروعنا بالتدرجات والتراجعات ما بين طابق والآخر . وتبلغ مساحته الكاملة حوالي ٢٨٨٥٠٠ م<sup>٢</sup>



الشكل (٢-٢): هيكل توضيحي لأقسام المبنى

٦-٢ وصف عناصر المشروع:

٦-٢-١ الموقع العام للمشروع:

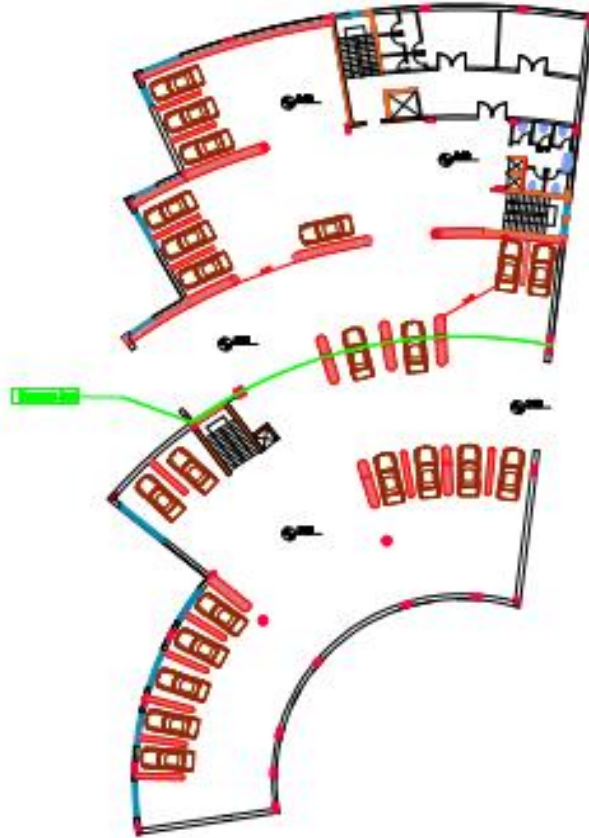


الشكل (٢-٣): الموقع العام للمشروع.

## ٢-٦-٢ وصف المساقط الأفقية:

## ١-٢-٦-٢ طابق التسوية:

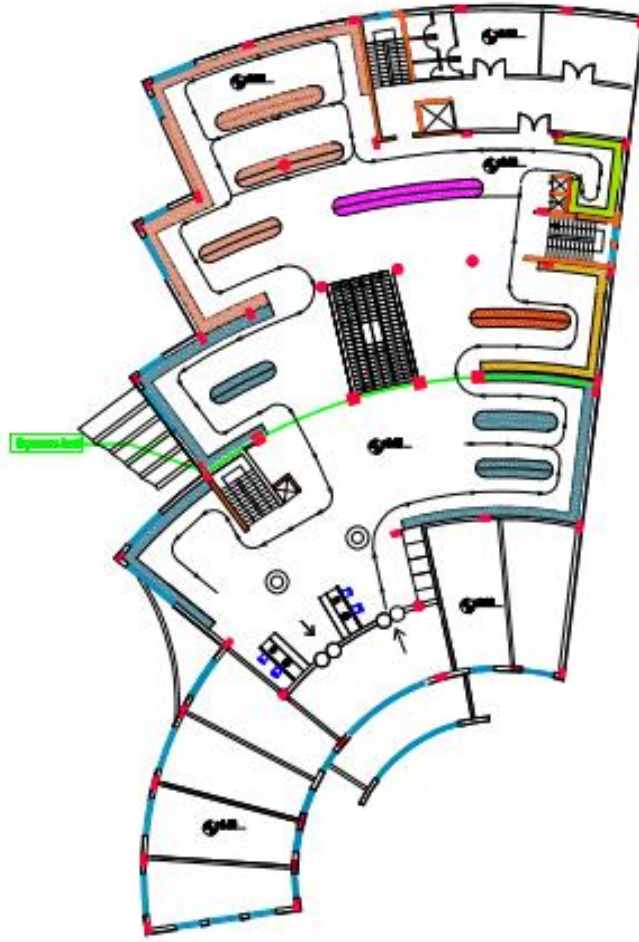
تقع التسوية أسفل المبنى بمساحة ١٨٨٥ متر مربع تقريبا، وبمنسوب ٣ متر تحت مستوى سطح الأرض، مع ميلان في اخر (Parking) ليصبح المنسوب ٤م. تستخدم التسوية كموقف للسيارات (Parking) وتتسع لحوالي ٣٥ سيارة، وتتصل التسوية مع الطوابق العليا من خلال الأدراج و ٤ مصاعد موزعه كما هو موضح بالشكل. ويوضح الشكل أيضاً حركة المركبات خلال عملية الدخول للتسوية والخروج منها بسهولة.



شكل (٢-٤): مخطط طابق التسوية.

## ٢-٢-٦-٢ الطابق الأرضي:

يتكون هذا الطابق من أقسام خدمتية متنوعة تتمثل في المحال التجارية المختلفة، وتبلغ مساحة هذا الطابق حوالي ١٥٠٠ متر مربع، على منسوب ٠,٠٠ متر كما في الشكل المرفق، ويوضح الشكل أيضا الأدرج والمصاعد التي يتصل هذا الطابق من خلالها مع الطوابق الأخرى.

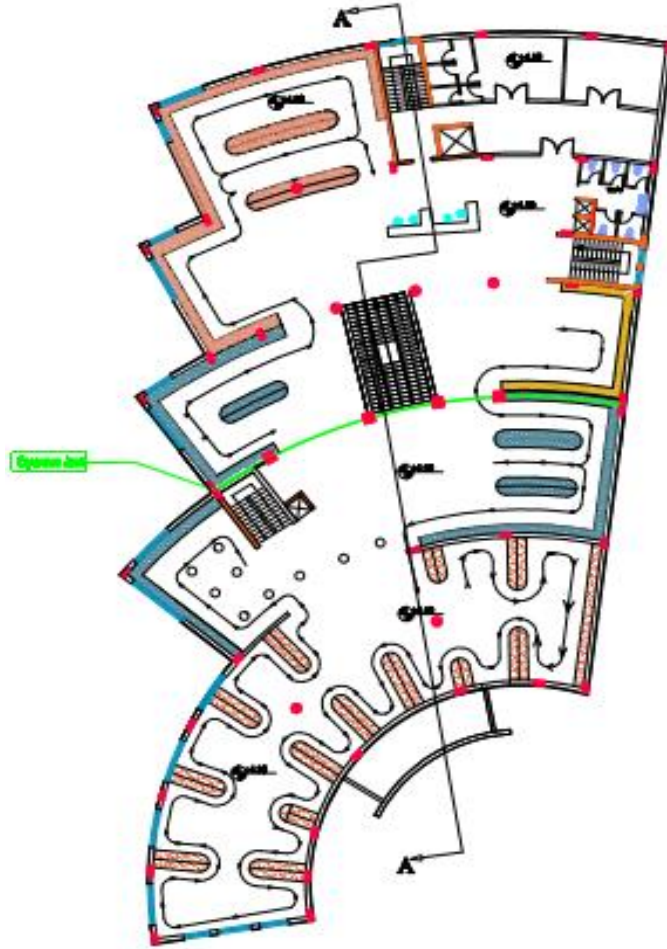


شكل (٢-٥): مخطط الطابق الأرضي.



## ٢-٦-٣ الطابق الأول:

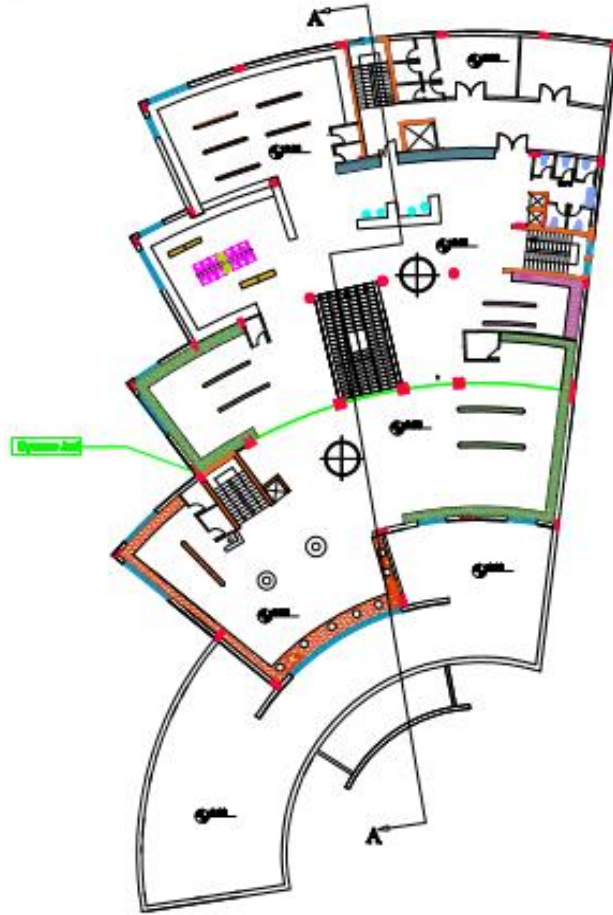
المساحة الكلية لهذا الطابق ١٥٠٠ متر مربع تقريبا، ويقع على منسوب +٤,٥ متر، ويتكون هذا الطابق من محلات تجارية مختلفة كمحلات بيع الادوات المطبخية، ومحلات الهدايا والادوات الزجاجية كما هو مبين في الشكل المرفق، ويوضح أيضا الشكل المصاعد والأدراج التي يتصل بها هذا الطابق مع الطوابق الأخرى.



شكل (٢-٦): مخطط الطابق الأول.

## ٤-٢-٢-٢ الطابق الثاني:

المساحة الكلية لهذا الطابق ١٢٠٠ متر مربع تقريبا، ويقع على منسوب +٩,٠٠ متر، ويتكون هذا الطابق من محلات تجارية مختلفة تتمثل في محلات بيع الملابس ومحلات الإكسسوار وبدلات الافراح وغيرها كما هو مبين في الشكل المرفق، ويوضح أيضا الشكل المصاعد والأدراج التي يتصل بها هذا الطابق مع الطوابق الأخرى.

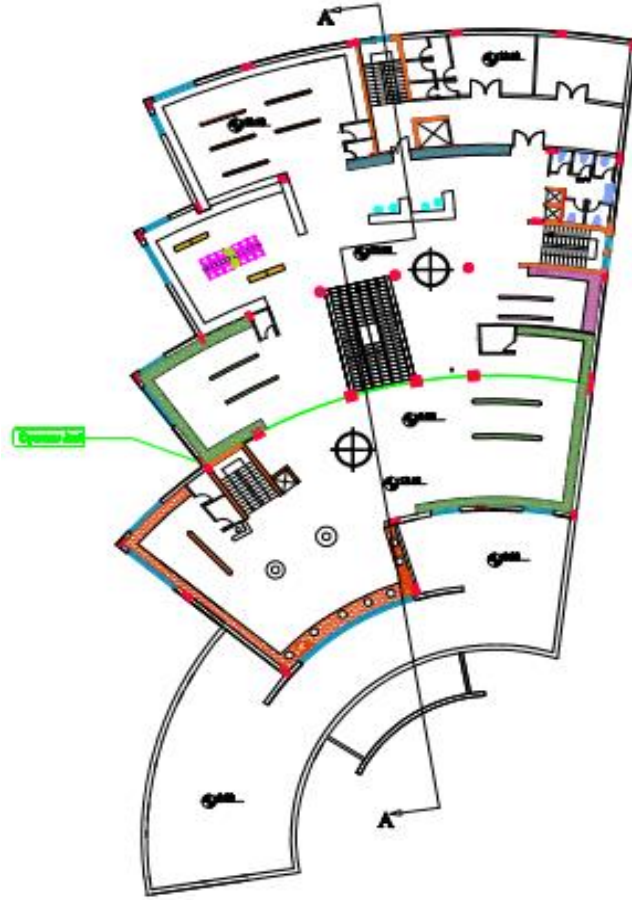


شكل (٢-٧): مخطط الطابق الثاني.



## ٥-٢-٦-٢ الطابق الثالث:

المساحة الكلية لهذا الطابق ١٢٠٠ متر مربع تقريبا، ويقع على منسوب +١٣,٥ متر، ويتكون هذا الطابق من محلات تجارية مختلفة تتمثل في محلات بيع الملابس والأحذية والاكسسوارات الرجالية وغيرها كما هو مبين في الشكل المرفق، ويوضح أيضا الشكل المصاعد والأدراج التي يتصل بها هذا الطابق مع الطوابق الأخرى.



شكل (٨-٢): مخطط الطابق الثالث.

## ٦-٢-٢-٢ الطابق الرابع (الروف الأول):

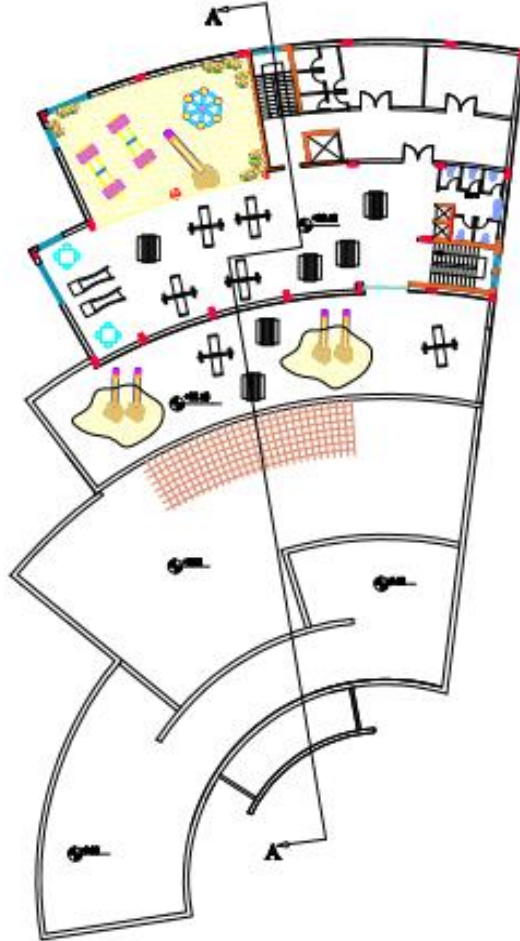
المساحة الكلية لهذا الطابق ١٢٠٠ متر مربع تقريبا، ويقع على منسوب +١٨,٠ متر، ويتكون هذا الطابق من مطعم كبير يتصل هذا المطعم مع ساحة واسعة كما هو مبين في الشكل المرفق، ويوضح أيضا الشكل المصاعد والأدراج التي يتصل بها هذا الطابق مع الطابق الخامس والأخير.



شكل (٩-٢): مخطط الطابق الرابع.

## ٧-٢-٦-٢ الطابق الخامس (الروف الثاني):

المساحة الكلية لهذا الطابق ٥٥٠ متر مربع تقريبا، ويقع على منسوب +٢٢,٥ متر، ويتكون هذا الطابق من أماكن ترفيه للأطفال كما هو مبين في الشكل المرفق، ويوضح أيضا الشكل المصاعد والأدراج التي يتصل بها هذا الطابق مع سطحه.



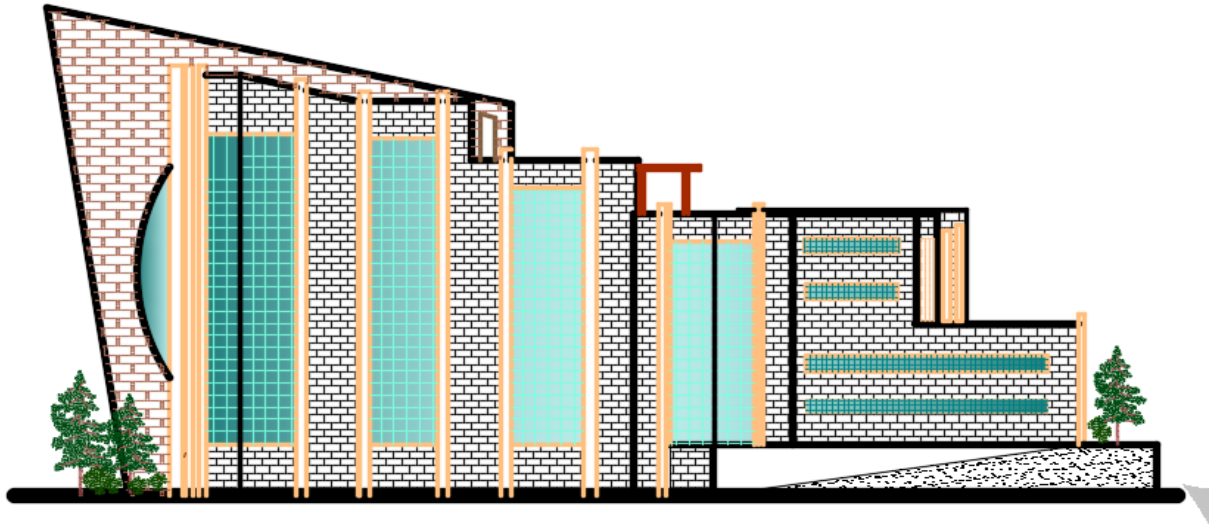
شكل (١٠-٢): مخطط الطابق الخامس.

## ٢-٦-٣ وصف واجهات المبنى:

إن اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً حيث أن الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

## ٢-٦-٣-١ الواجهة الشمالية:

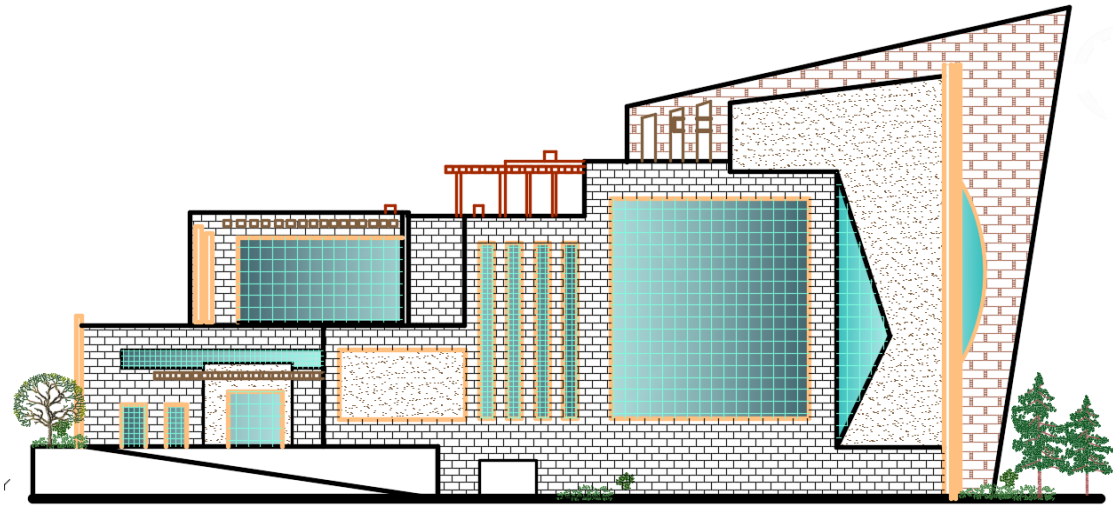
نجد الإبداع المعماري ظاهراً في هذه الواجهة بداية من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والمناسيب المتفاوتة، والتي أضافت دورها طابعا جمالياً وحيوياً وديناميكياً للواجهة. وأيضاً تنوع المواد المستخدمة منها الحجر، واستخدام أيضاً الزجاج.



الشكل (٢-١١): الواجهة الشمالية للمبنى.

## ٢-٣-٦-٢ الواجهة الجنوبية:

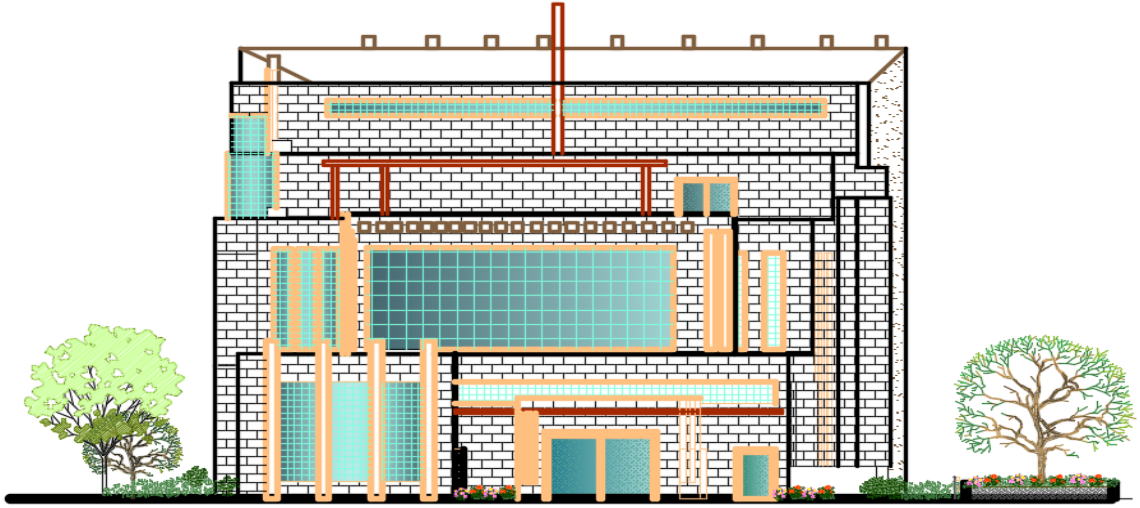
في هذه الواجهة أيضا يتمثل الجمال المعماري بشكل واضح في آلية الدمج الجميل والمتناسق بين العناصر المستخدمة في الواجهة حيث نجد أن هناك سلاسة وإبداع في التنقل بين الخامات المستخدمة من حجر الى زجاج، وأيضا تظهر التراجعات واختلاف المناسيب بشكل واضح مما يضيف إليها طابعا جماليا خاصاً.



الشكل (١٢-٢): الواجهة الجنوبية للمبنى.

## ٢-٦-٣-٣ الواجهة الشرقية:

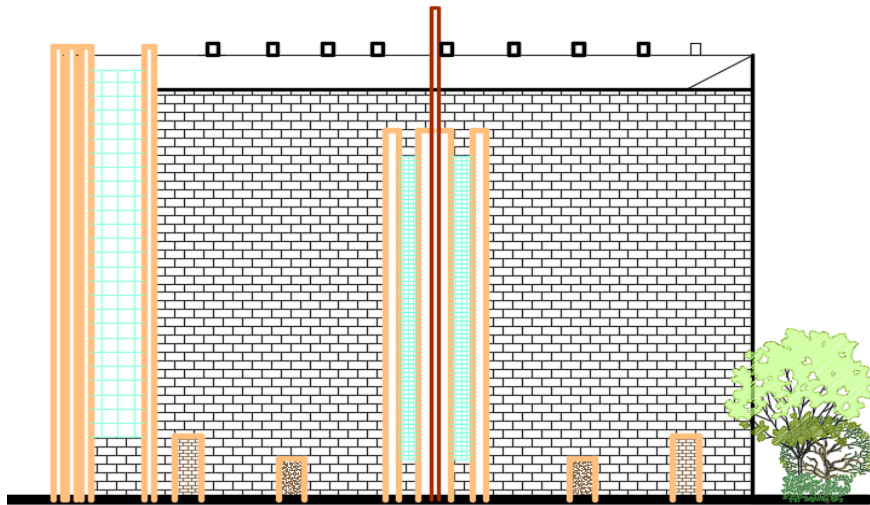
في هذه الواجهة تظهر التراجعات واختلاف المناسيب وهذا أعطاها حركة وتكتل واضحين، واستخدم ايضا نفس اسلوب الدمج بين المواد المكونة للواجهة.



الشكل (٢-١٣): الواجهة الشرقية للمبنى.

## ٢-٦-٣-٤ الواجهة الغربية:

كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناسق ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة.



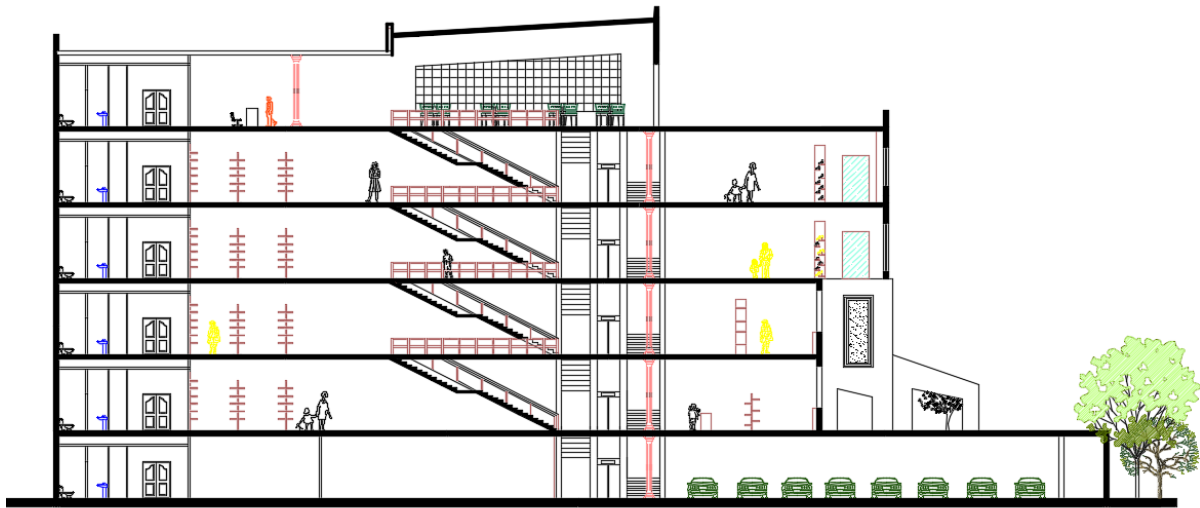
الشكل (٢-١٤): الواجهة الغربية للمبنى.

## ٢-٦-٤ وصف الحركة داخل المبنى:

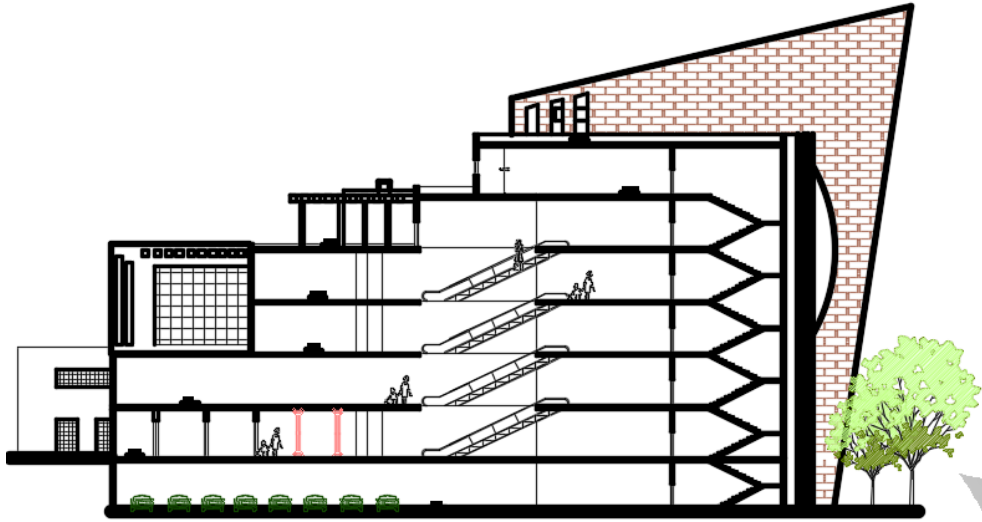
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الكليّة نفسها؛ فالحركة من خارج المبنى إلى داخله تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي. إذ يمكن الدخول للمبنى من مدخل رئيسي واسع وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى. أما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

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشياً مع منسوب الأرض. وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها.



الشكل (٢-١٥): القطاع (A-A).



الشكل (١٦-٢): الفطاع (B-B).



مقدمة	١-٣
هدف التصميم الانشائي	٢-٣
الدراسات النظرية للعناصر الانشائية في المبنى	٣-٣
الأحمال	٤-٣
الأحمال الميتة	١-٤-٣
الأحمال الحية	٢-٤-٣
الأحمال البيئية	٣-٤-٣
الاختبارات العملية	٥-٣
العناصر الإنشائية	٦-٣
البلاطات الخرسانية	١-٦-٣
البلاطة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	١-١-٦-٣
البلاطة المصمتة ذات الاتجاهين	٢-١-٦-٣
بلاطة العصب ذات الاتجاه الواحد	٣-١-٦-٣
بلاطة العصب ذات الاتجاهين	٤-١-٦-٣
البلاطات لاحقة الشد	٥-١-٦-٣
الجسور	٢-٦-٣
الأعمدة	٣-٦-٣
جدران القص	٤-٦-٣
الجدران الاستنادية	٥-٦-٣
الأساسات	٦-٥-٣
الأدراج	٧-٦-٣
فواصل التمدد	٨-٦-٣

### ١-٣ مقدمة

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

### ٢-٣ هدف التصميم الإنشائي

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

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

### ٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

### ٤-٣ الأحمال

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

### ٣-٤-١ الأحمال الميتة

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

الجدول (٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> )	المادة المستخدمة	الرقم المتسلسل
٢٣	البلاط	1
٢٢	المونة	2
٢٥	الخرسانة	3
١٥	الطوب	4
٢٢	القضارة	5
١٧	الرمل	6

### ٣-٤-٢ الأحمال الحية

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

١/ أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.

٢/ الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

٣/ الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

## الجدول (٢-٣) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m <sup>2</sup> )
1	مواقف السيارات	٩,٠
2	المدارس	٥,٠
3	المستشفيات	٥,٠
٤	المباني التجارية	٤,٠
٥	المطاعم	٥,٠
٦	المباني السكنية	٢,٥
٧	المباني التعليمية والكليات	٧,٠

## ٣-٤-٣ الأحمال البيئية

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

## ١. الرياح

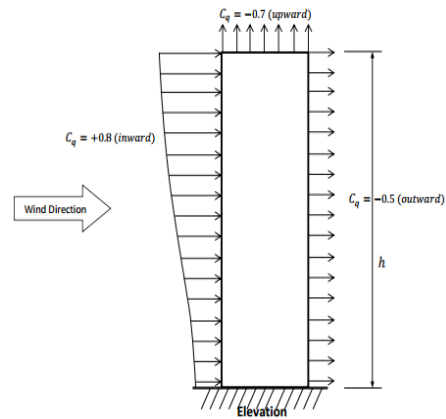
عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار (0.4 KN/m<sup>2</sup>) حسب الكود الأردني.

$$P=C_e*C_q*q_s*I_w$$

C<sub>e</sub>: Combined Height.

C<sub>q</sub>: Pressure Coefficient of Structure.

I<sub>w</sub>: Importance Factor.



الشكل (١-٣) تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.

## ٢. الثلوج

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.

- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

أحمال الثلوج حسب الارتفاع، بناءً على الكود الأردني جدول.

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

أحمال الثلوج (KN /m <sup>2</sup> )	علو المنشأ عن سطح الأرض (h)(m)
0	H < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500

## حمل الثلج على سقف المبنى:

يحدد حمل الثلج على سقف المبنى (KN /m<sup>2</sup>) بضرب حمل الثلج المقدر على أرض الموقع في معامل الشكل لحمل الثلج طبقاً للمعادلة التالية:

$$S_d = \mu_i S_o$$

حيث:

**S<sub>o</sub>** = حمل الثلج الموقعي على الأرض (كن/م<sup>٢</sup>)

**μ<sub>i</sub>** = معامل الشكل لحمل الثلج

## ٣. الزلازل

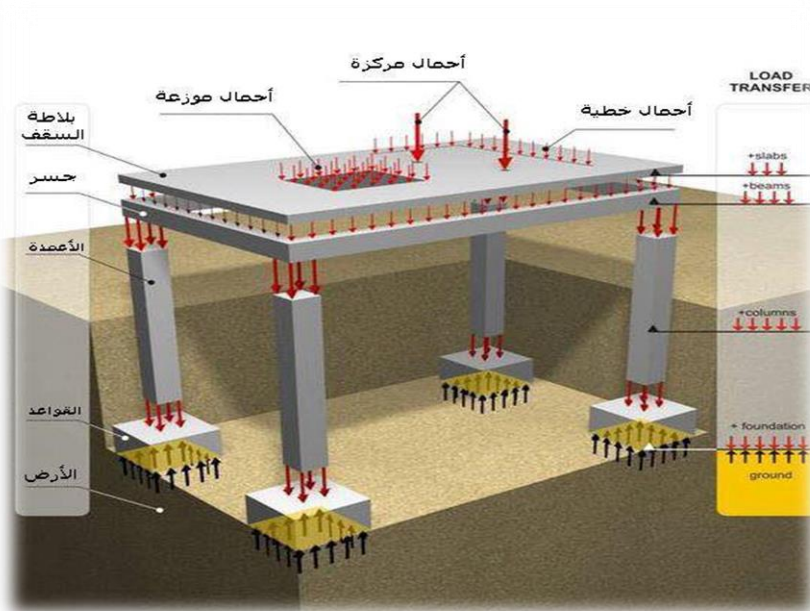
من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسلح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم (UBC 97).

## ٣-٥ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى، وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي (٢٦٠) كيلو نيوتن لكل متر مربع.

## ٣-٦ العناصر الإنشائية:

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



الشكل (٣-٢): يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى.

ويحتوي المشروع العناصر الإنشائية التالية:

### ١-٦-٣ البلاطات الخرسانية (العقدات Slabs):

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة، منها البلاطات المصممة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين والبلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين، وقد تم استخدام البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين في المشروع وعقدات اللاحقة الشد وفيما يلي وصفها:

#### ١. البلاطات المصممة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

- العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs)
- العقدات المصممة ذات الاتجاهين (Two Way Solid Slab)

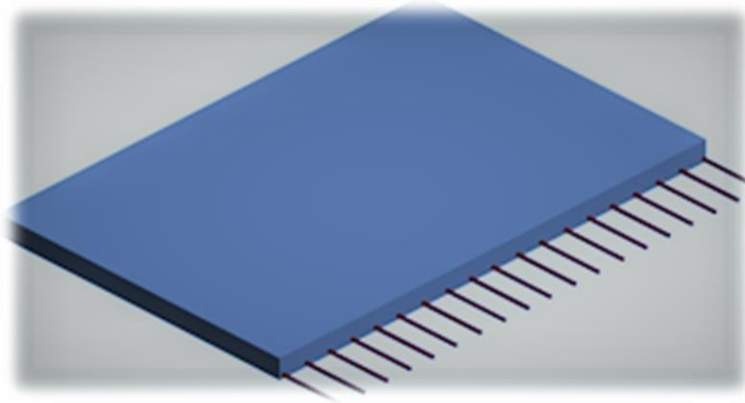
#### ٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Ribbed Slab)
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two Way Ribbed Slab)

#### ٣. العقدات للاحقة الشد (Post Tension Slabs)

### ١-١-٦-٣ العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs):

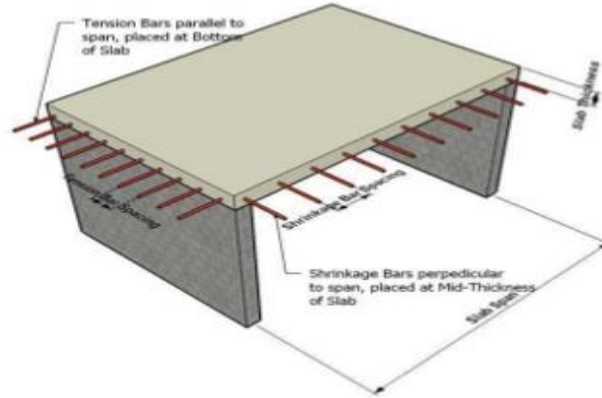
ومنها ما هو باتجاه واحد واتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج.



الشكل (٣-٣): عقدات مصممة ذات الاتجاه الواحد.

### ٢-١-٦-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two Way Solid Slab):

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل. تم استخدام هذا النوع من العقدات في أجزاء من جميع طوابق المشروع.



الشكل (٤-٣): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

### ٣-١-٦-٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Ribbed Slab):

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٥-٣):

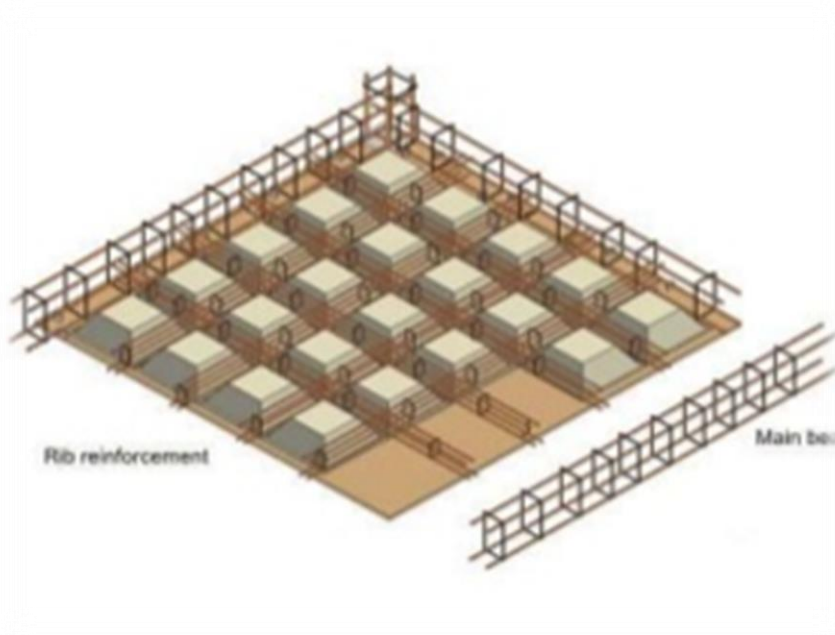


الشكل (٥-٣): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.



### ٤-١-٦-٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two Way Ribbed Slab):

وهذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الأبعاد الكبيرة وفي حالة عدم القدرة على وضع الأعمدة الحاملة، والشكل التالي يبين العقدات ذات الاتجاهين وتكوينها الإنشائي. وتتكون من صفوف وأعمدة من الطوب يفصل بينها أعصاب أفقياً وعمودياً، والتسليح يكون باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين.



الشكل (٦-٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

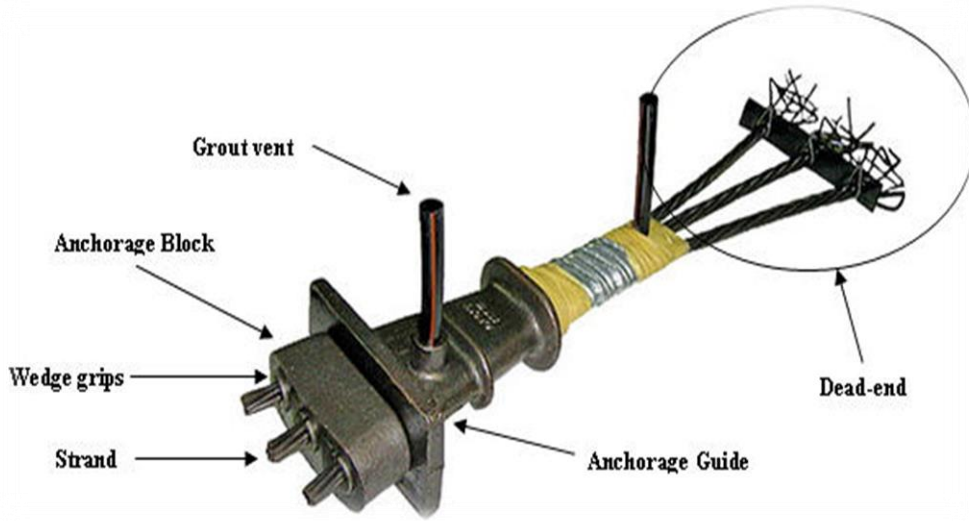
### ٥-١-٦-٣ العقدات لاحقة الشد (Post Tension Slabs):

وتعمل بشد الحديد بعد صب الخرسانة ويتم ذلك بوضع حديد التسليح أو التندون مغلف بمواسير معدنية مرنة أو بغلاف كمثال البلاستيك حيث يدهن بالشحم داخل الفرم ثم يصب عليها الخرسانة بعد تثبيت التندون في موضعه. وبعد أن تأخذ الخرسانة قوتها يشد أحد نهايتي التندون بماكينات الشد ثم يثبت في نهايتي قطاع الخرسانة. والحديد في هذه الخرسانة يكون في وضع الشد دائما بالنسبة لنفسه كما تكون الخرسانة في وضع الشد أيضا وعلى ذلك فكمرات هذه الخرسانات تتحمل مقاومة العزوم واجهاداتها المختلفة أكثر من الخرسانة المسلحة وبذلك تمنع ظهور الشروخ والانحناءات فيها أيضا.



الشكل (٣-٧): العقدات اللاحقة الشد (Post tension).

تصب الخرسانة بوجود القضبان الحديدية أو (كوابل التندون) وتكون على شكل اسلاك او جداول wires وتكون هذه الاسلاك ضمن انابيب بلاستيكية او معدنية (وهو الشانع) والتي تسمح بإدخال الكوابل. بعد صب الخرسانة وحصولها على القوة المطلوبة يتم شد الكوابل بواسطة hydraulic jack (قبل فك الطوبار) حتى حد معين وثبيت النهايات للكوابل. الخرسانة سابقة الاجهاد prestressed concrete تنقسم الي قسمين الاول هو pretension شد او اجهاد مسبق و الثاني هو post tension شد او اجهاد لاحق والقسم الاول يتم تنفيذه في المصانع الخاصة بذلك حيث يتم شد الكابلات قبل صب الخرسانة ثم قطعها مما يؤدي الي ضغط الخرسانة واجهادها بعد قطع الكابلات بعد الصب وده بيتم لأجزاء صغيرة من البلاطات والكمرات بحيث يسهل نقلها بعد ذلك الي الموقع للتركيب. اما القسم الثاني فيتم في الموقع نظرا لكبير مسطح البلاطة (العقدة) او الجسور مما يصعب معه عملها في المصنع ونقلها وطريقه تنفيذ هذا النوع في الموقع تتلخص في الاتي: مراجعه اماكن الكابلات طبقا للمخططات المعتمدة والتي سيتم التنفيذ عليها وكل كابل له قطاع طولي محدد عليه مناسب الكابل بمحاذاة مسارة ( لان الكابل يأخذ شكل عزوم الانحناء بمحاذاة مساره ). ونهايات كل كابل اما ان تكون نهاية حية live end وهي التي يتم الشد منها بعد ان تصل الخرسانة للإجهاد المطلوب وعندها يتم عمل فتحه في نجارة السقف الجانبية لمرور الكابل منها لكي يتم الشد بعد ذلك منها ونهاية اخري ميته dead end وعندها يتم توزيع مكونات الكابل وعملها علي شكل ورده أو كما هو متعارف عليه " بصلة" لكي يتم تثبيت الكابل منها في الخرسانة ولا يحدث مشاكل اثناء الشد وهذا يظهر جليا في المخططات الخاصة بعقدات ال Post Tension.



الشكل (٣-٨): مكونات كوابل التندون المستخدمة في عقدات ال (Post tension)

وبعد الصب من المفترض ان يتم الصب على مرحلتين للشد مرحلة ابتدائية initial stressing وهي تكون بعد أن تصل الخرسانة الي ربع قيمتها المطلوب الوصول اليها بعد ٢٨ يوم وهي تحدث في فترة من ١٨ ساعة وحتى ٣٦ ساعة ولا يتم الشد الابتدائي او النهائي قبل ان تصل نتيجة تكسير المكعبات للتأكد من وصول الخرسانة الي مقاومتها المطلوبة قبل الشد الابتدائي.

والمرحلة الثانية للشد وهي الشد النهائي final stressing وهي تتم بعد ٧٢ ساعة من الصب على الاقل ويجب ان تكون الخرسانة وصلت في حدود ٧٠% من اجهاهه المطلوب بعد ٢٨ يوم. ويتم الشد لكل الكابلات الموجودة في السقف ومكوناتها ويتم مقارنة نتيجة الشد في الطبيعة والانفعال الحادث في الكابلات نتيجة الشد مع الانفعال التصميمي والذي يجب ان يحدث حسب نوع الكابلات وحسب جهد الخرسانة النموذجي وهكذا وطبعاً هناك نسبة معينه مسموحه ان يختلف الانفعال في الموقع عن الانفعال التصميمي ويجب الا يتعداها الانفعال في الموقع.

### فقدان الاجهاد Loss of Prestressed :

ان الاجهاد المسلط على حديد التسليح مسبقه الاجهاد يقل بشكل مؤثر مع مرور الوقت وفيما يلي اهم العوامل التي تؤثر على فقدان الاجهادات:-

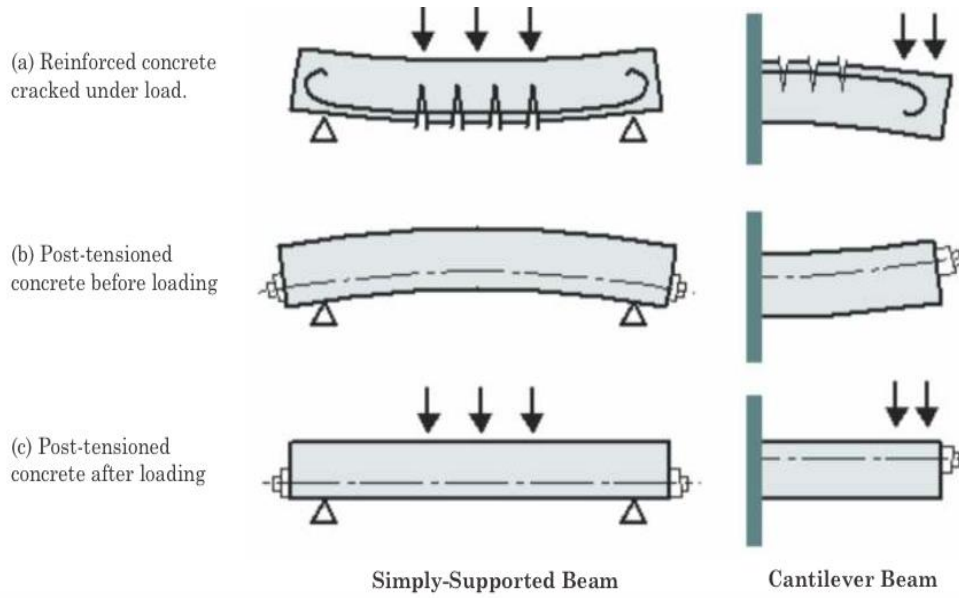
انضغاط الخرسانة المرنة elastic shortening of concrete وهو بحدود ٣%.

انكماش وزحف الخرسانة shrinkage & creep of concrete بحدود ٦-٧%.

ارتخاء وزحف حديد التسليح relaxation of creep in tendons بحدود ٢-٣%.

الاحتكاك بين حديد التسليح والانابيب المستخدمة في الشد اللاحق friction along the duct used in post tension

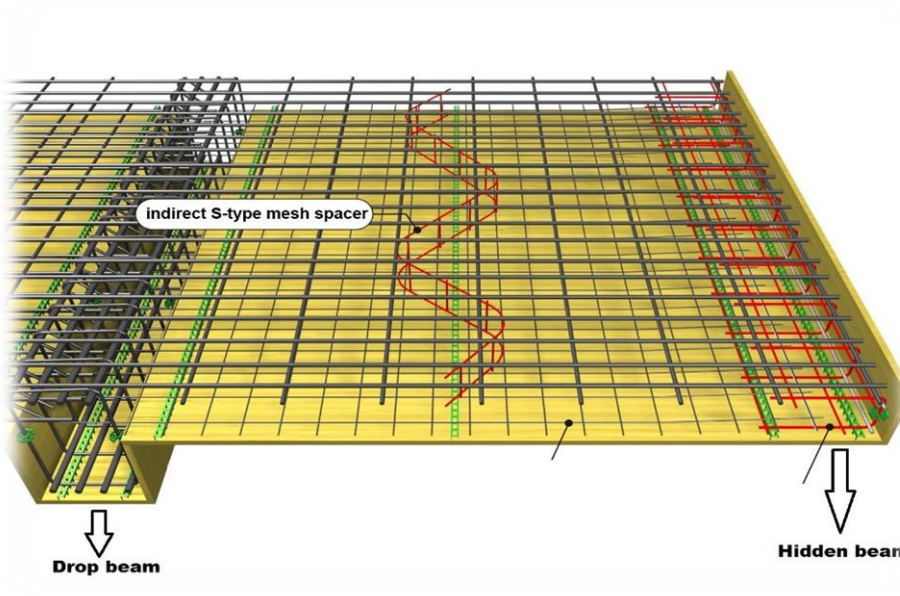
ويعتمد مقدار الفقدان في الاجهادات على طول حديد التسليح واسلوب مد حديد التسليح داخل الانابيب بشكل مستقيم او منحني وبشكل عام يمكن قبول بنسبة ١٥-٢٠% فقدان بالإجهاد للأسباب اعلاه.



الشكل (٩-٣): الفرق بين ال (Post tension) والخرسانة المسلحة في التأثير بالأحمال.

### ٣-٥-٢ الجسور (Beams):

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات "Hidden beam") والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل.



الشكل (٣-١٠) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة.

### ٣-٥-٣ الأعمدة (Columns):

هي عناصر إنشائية رئيسية بالمبنى، حيث تنتقل الأحمال من العقدة للجسور، ثم إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عناصر أساسية، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال.

والأعمدة نوعان من حيث التعامل معها بالتصميم هما:

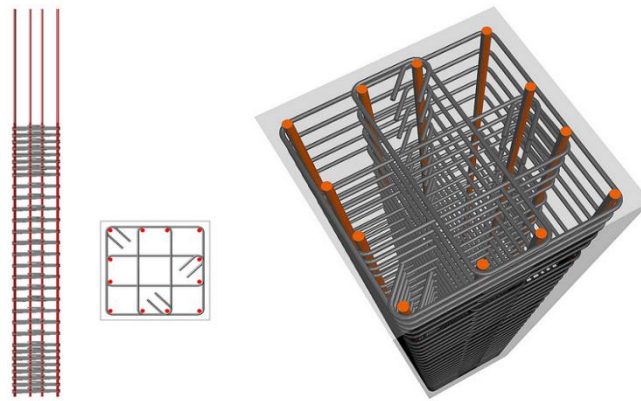
(١) الأعمدة القصيرة.

(٢) الأعمدة الطويلة.

أما من حيث الشكل المعماري والمقاطع الهندسية فمنها المستطيل والدائري والمربع، والمشروع يحتوي نوعين من الأعمدة هما المستطيل والدائري.



الشكل (١١-٣): أحد أشكال الأعمدة.

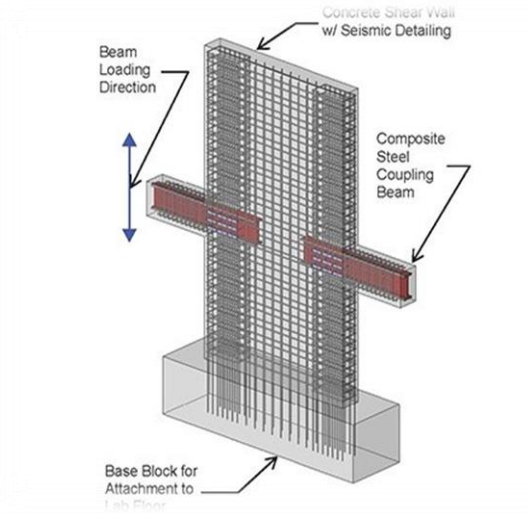
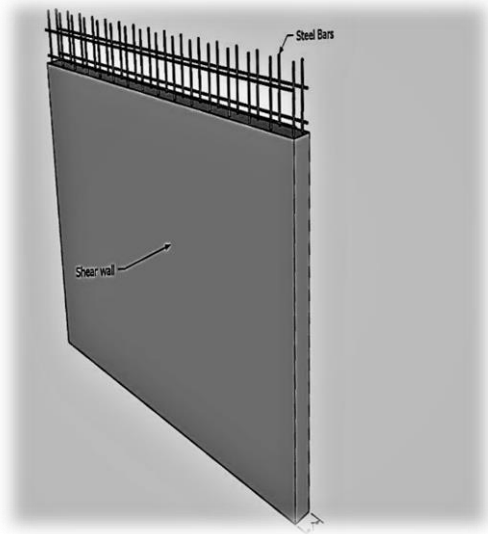


الشكل (١٢-٣): مقطع في عمود.



### ٣-٥-٤ جدران القص (Shear wall):

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



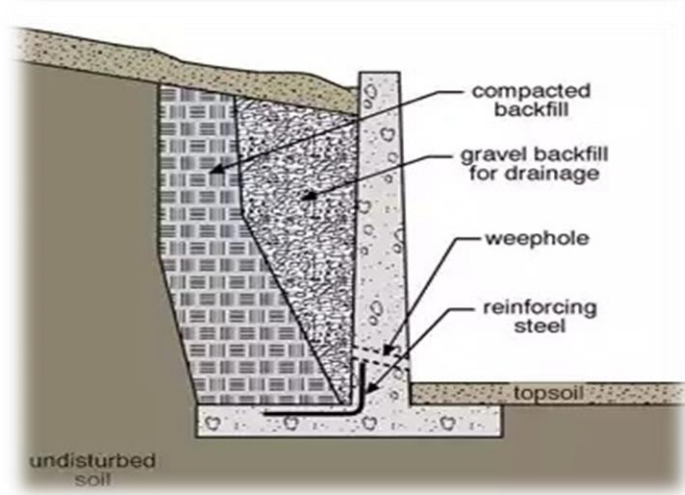
الشكل (٣-١٣): جدار القص.

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

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

### ٥-٥-٣ الجدران الاستنادية (Retaining Walls) :

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الاستنادية لمقاومة وزن التربة رأسياً وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل (٣-١٤): الجدار الاستنادي.

### ٦-٥-٣ الأساسات (Foundations) :

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

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ثم التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضاً الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والتلوج والزلازل وأيضاً الأحمال الحية داخل المبنى. وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.



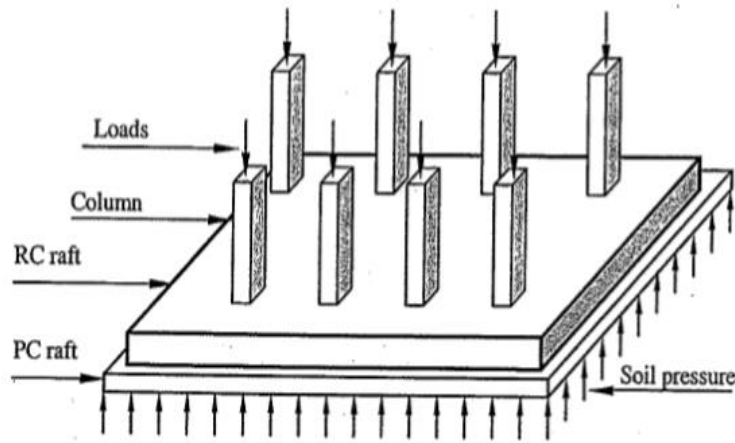
### ٣-٥-٦-١ الأساسات السطحية (Shallow Foundation):

يكون الأساس قريبا من سطح الأرض، وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية، أو أساسات لقواعد منفصلة، أو أساسات لبشة أو حصيرة.

### ٣-٥-٦-٢ الأساسات العميقة (Deep Foundation):

يكون الأساس عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية، حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.

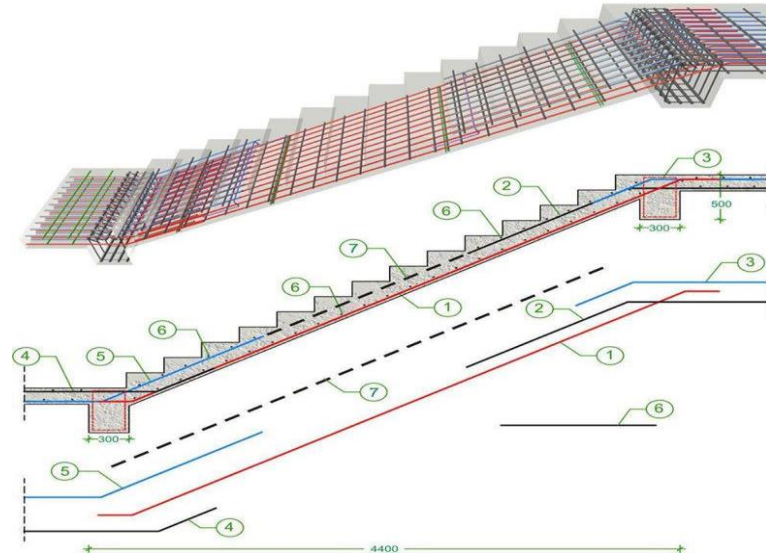
وفي مشروعنا قمنا باستخدام أساس اللبشة أو الحصيرة (Mat Foundation) لضعف تربة التأسيس وعدم انتظام الأساسات.



الشكل (٣-١٥): الأساس الحصيرة.

### ٣-٥-٧ الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري والإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



Colocación de peldaños



الشكل (٣-١٦): مقطع توضيحي في الدرج.

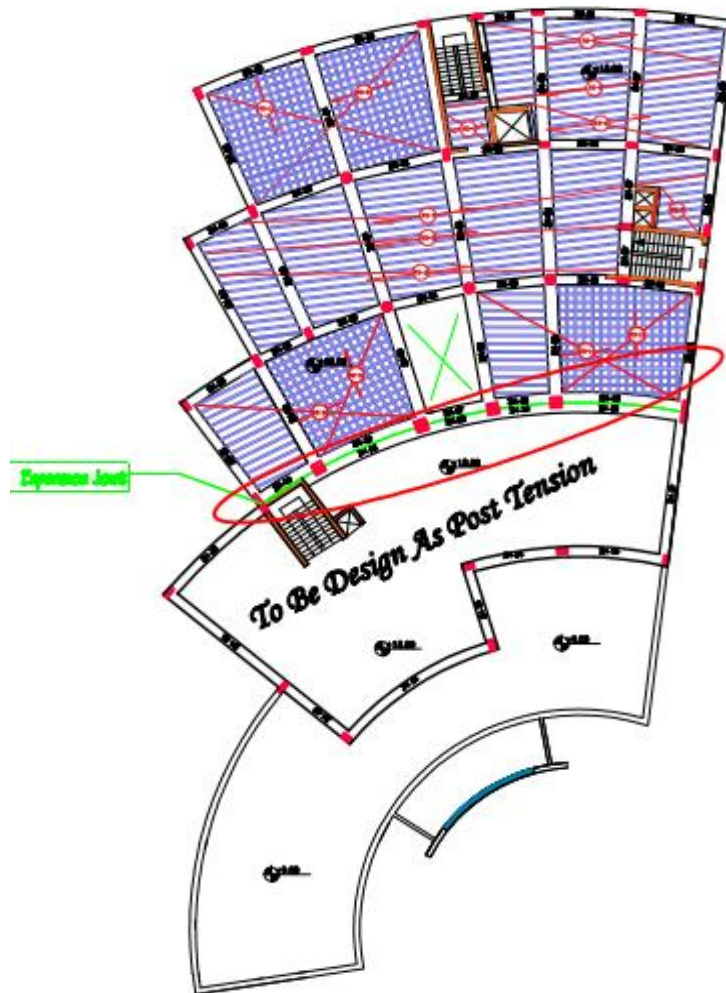
### ٣-٥-٨ فواصل التمدد (Expansions Joints):

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، ويتم وضع الفواصل إذا كان عرض المبنى من (٣٥-٤٠) متر، ولذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات.

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي:  
 ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كالاتي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

يكون فاصل التمدد من ٢ - ٥ سم.



الشكل (٣-١٧): موقع فواصل التمدد في المبنى

<b>4-1</b>	<b>INTRODUCTION</b>
<b>4-1-1</b>	<b>DESIGN METHOD AND REQUIREMENTS</b>
<b>4-1-2</b>	<b>STRENGTH DESIGN METHOD</b>
<b>4-2</b>	<b>FACTORED LOADS</b>
<b>4-3</b>	<b>SLABS THICKNESS CALCULATION</b>
<b>4-4</b>	<b>LOAD CALCULATION</b>
<b>4-5</b>	<b>DESIGN OF TOPPING</b>
<b>4-6</b>	<b>DESIGN OF RIB</b>
<b>4-7</b>	<b>DESIGN OF BEAM</b>
<b>4-8</b>	<b>DESIGN OF POST TENSION SLAB</b>
<b>4-9</b>	<b>DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB</b>
<b>4-10</b>	<b>DESIGN OF COLUMN</b>
<b>4-11</b>	<b>DESIGN OF STAIRS</b>
<b>4-11-1</b>	<b>DESIGN OF STAIR #1</b>
<b>4-11-2</b>	<b>DESIGN OF STAIR #2</b>
<b>4-12</b>	<b>DESIGN OF BASMENT WALL</b>
<b>4-13</b>	<b>DESIGN OF SHEAR WALL</b>

## 4-1 INTRODUCTION:

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

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

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

Reinforced concrete behavior is still under studying, building codes and specifications that give design procedures change from time to time to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

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

### 4-1-1 DESIGN METHOD AND REQUIREMENTS:

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

### 4-1-2 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.

**NOTE:**

$f'_c = 35 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})$  For cylinder section but for cubes ( $f'_c = 35 * .8 = 28 \text{ MPa}$ )

## 4-2 FACTORED LOADS:

Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shear.

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad (\text{ACI-code-318-14}(\text{Table 5.3.1Eq (5.3.1b)})$$

**NOTE:**

Use concrete B350

$$f'_c = 28 \text{ Mpa.}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$f_{yt} = 420 \text{ Mpa}$  , will be used at design and calculations.

### 4-3 SLABS THICKNESS CALCULATION:

The minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow: (ACI-Code-318-14(Table 9.3.1.1))

$h_{\min}$  for one-end continuous =  $L/18.5$       longest one-end cont. is 5.47m.

$$h_{\min} = 547 / 18.5 = 29.56 \text{ cm}$$

$h_{\min}$  two-end continuous =  $L/21$       longest two-end cont. is 5.80m.

$$h_{\min} = 580 / 21 = 27.6 \text{ mm}$$

Select Slab thickness  $h = 32\text{cm}$  with block 24 cm & Topping 8cm.

**4-4 LOAD CALCULATION:****Dead Load for one-way rib:**

Topping:  $0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04 \text{ KN/m}$

Rib:  $25 \times 0.12 \times 0.24 = 0.72 \text{ KN/m}$

Block:  $15 \times 0.4 \times 0.24 = 1.44 \text{ KN/m}$

Sand:  $16 \times 0.07 \times 0.52 = 0.5824 \text{ KN/m}$

Mortar:  $22 \times 0.02 \times 0.52 = 0.229 \text{ KN/m}$

Tiles:  $23 \times 0.03 \times 0.52 = 0.359 \text{ KN/m}$

Plaster:  $22 \times 0.02 \times 0.52 = 0.229 \text{ KN/m}$

Partitions:  $1 \times 0.52 = 0.52 \text{ KN/m}$

Dead Load =  $5.12 \text{ KN/m}$

Dead Load =  $9.85 \text{ KN/m}^2$

Live Load =  $4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m}$

**Factored Load ( $q_u$ ) =  $1.2 \times 5.12 + 1.6 \times 2.08 = 9.472 \text{ KN/m}$**

(Jordanian Code Table 3.1.b page 27)

(ACI-code-318-14(Table 5.3.1Eq (5.3.1b))

**Dead Load for Two-way rib:**

Topping:  $0.08 \times 25 \times 0.52 \times 0.52 = 0.5408 \text{ KN}$

Rib:  $25 \times 0.12 \times 0.24 \times (0.4 + 0.52) = 0.6624 \text{ KN}$

Block:  $15 \times 0.4 \times 0.4 \times 0.24 = 0.576 \text{ KN}$

Sand:  $16 \times 0.07 \times 0.52 \times 0.52 = 0.303 \text{ KN}$

Mortar:  $22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.12 \text{ KN}$

Tiles:  $23 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 = 0.187 \text{ KN}$

Plaster:  $22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.12 \text{ KN}$

Partitions:  $1 \times 0.52 \times 0.52 = 0.2704 \text{ KN}$



Dead Load for one unit = 2.77KN

$$\text{Dead Load for } 1 \text{ m}^2 = \frac{2.77}{0.52 \times 0.52} = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

Live Load = 4 KN/m<sup>2</sup>

(Jordanian Code Table 3.1.b page 27)

Factored Load = 1.2\*10.3 +1.6\*4 = 18.76 KN/m<sup>2</sup>

(ACI-code-318-14(Table5.3.1Eq (5.3.1b))

Factored load= 18.76 KN/m<sup>2</sup>\* 0.52 = 9.755KN/m

### 4.5 DESIGN OF TOPPING:

4.5.1 Dead load Calculations:

Table (4-1) Calculation of the Dead load for Topping

Dead Load from:	$\delta * \gamma * 1$	KN/m
Tiles	0.03 * 23	0.69
Mortar	0.02 * 22	0.44
Sand	0.07 * 16	1.12
Topping	0.08 * 25	2
Partitions	1 * 1	1
$\Sigma$		5.25

Live load Calculations: 4 \* 1 = 4 KN/m.

Total Factored load:  $w_u = 1.2 * 5.25 + 1.6 * 4 = 12.7 \text{ KN/m}$

$$M_{u \max} = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{12.7 * 0.4^2}{12} = 0.17 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \max} = \frac{W_u * l}{2} = \frac{12.7 * 0.4}{2} = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{28} * 1000 * \frac{80^2}{6} = 1.303 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.303 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.17 \text{ KN.m}$$

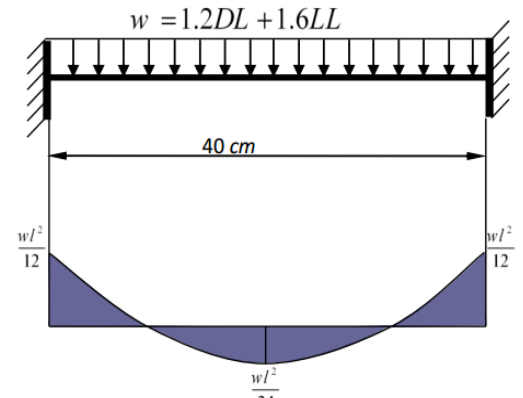


Fig (4-1) typical section for moment's.

NO reinforcement is required by analysis, provided  $A_{s,min}$  for slabs as shrinkage and temperature reinforcement. (ACI-1424.4 page405)

$$\rho_{shrinkage} = 0.0018$$

ACI-318-14 Table 24.4.3.2

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 \text{ cm}^2/m$$

Select  $\emptyset 8/20\text{cm}$  in both direction with  $A_s = 2.5\text{cm}^2/m > A_{smin} = 1.44\text{cm}^2/m$

Spacing(S) is smallest of:

1.  $3h = 3 * 80 = 240\text{mm} - \text{control}$

ACI-318-14 7.7.2.3

2.  $450\text{mm}$

ACI-318-14 7.7.2.3

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

ACI-318-14 24.3.2

$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300\text{mm}$$

Take  $\emptyset 8@20\text{cm}$  in both directions.  $s = 200\text{mm} < s_{max} = 240\text{mm} - \text{ok}$

### 4-6 DESIGN OF RIB (04):

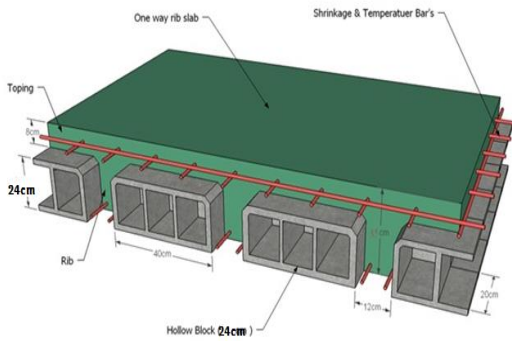


Fig (4-2) typical section in one way ribbed slab.

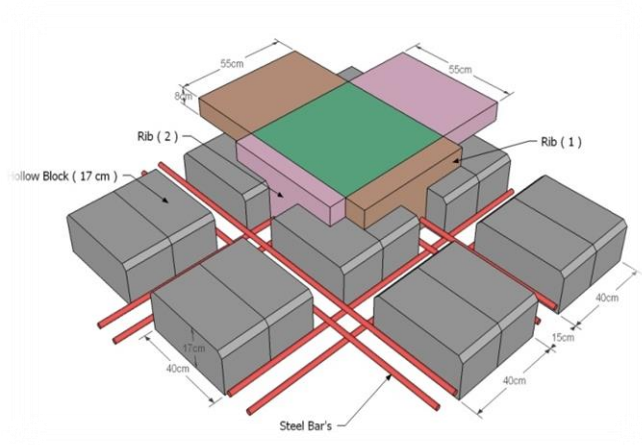


Fig (4-3) typical section in two way ribbed slab.

4-6-1 Material:

Concrete B350  $f'_c = 28 \text{ N/mm}^2(\text{MPa})$

Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2(\text{MPa})$

Reinforcement Steel of shear  $f_{yt} = 420 \text{ N/mm}^2(\text{MPa})$

4-6-2 Section:

$b = 12\text{cm}$ ,  $bf = 52\text{ cm}$ ,  $h = 35\text{cm}$ ,  $Tf = 8\text{ cm}$

Geometry Units: meter, cm

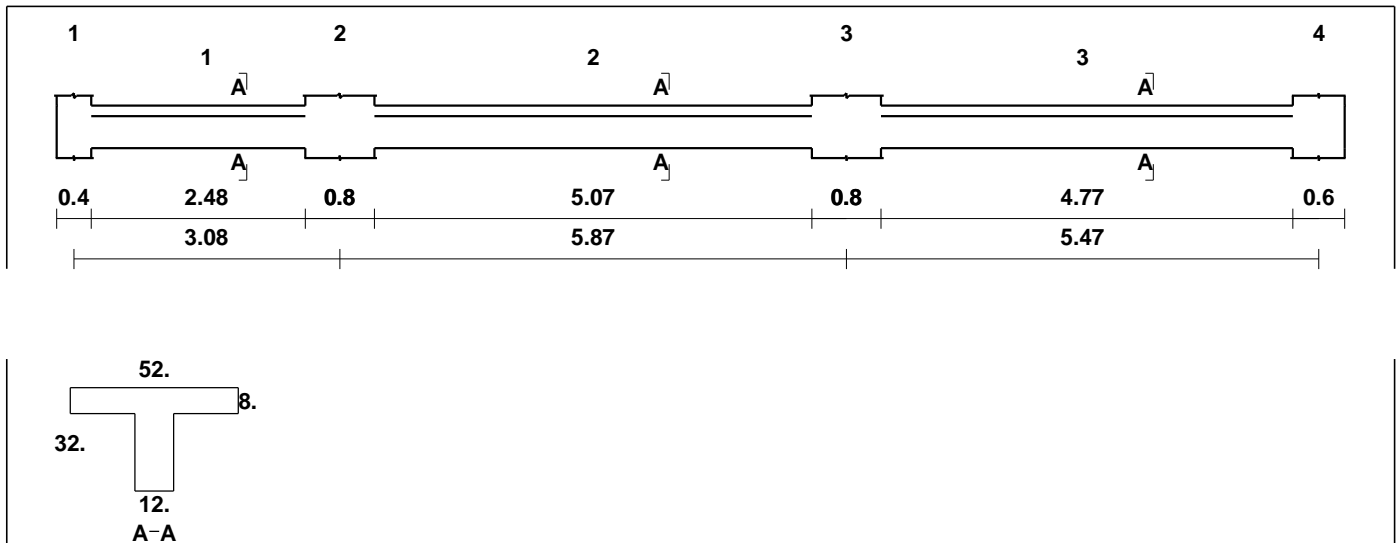


Fig (4-4) Geometry of Rib (04).

4-6-3 Loading

Loading

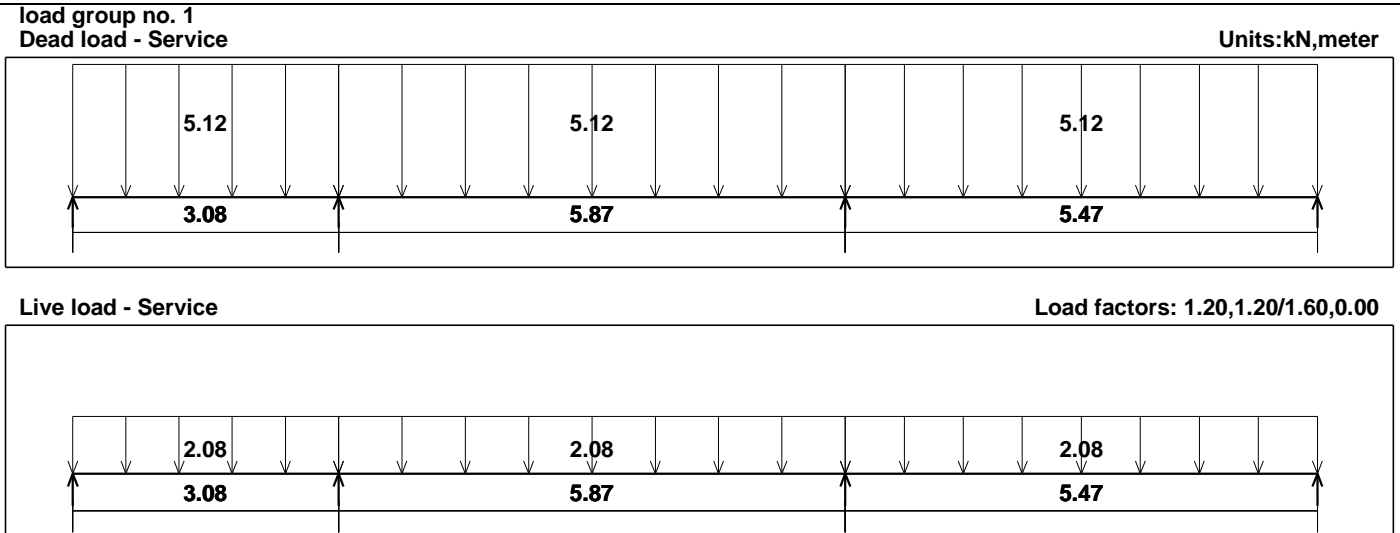


Fig (4-5) loading of Rib (04).

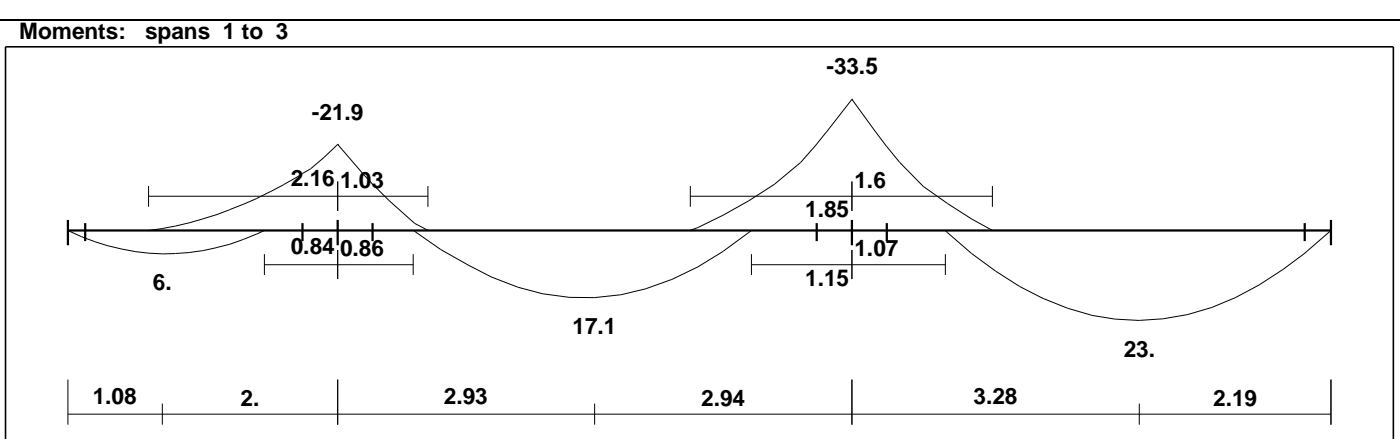


Fig (4-6) Moment Envelope of Rib (04).

**4-6-4 Design for flexure for rib:****4.6.4.1 Design for Positive moments:**

$b_e \leq$  Center to center spacing between adjacent beams  $(400 + 120) = 520 \text{ mm}$  ... Controlled.

$$\leq \frac{\text{Span}}{4} = \frac{5070}{4} = 1267 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

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

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

$$d = 320 - 2 \cdot 8 - \frac{12}{2} = 286 \text{ mm.}$$

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

$$= 0.85 * 28 * 520 * 80 * \left( 286 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 243.56 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 243.56 = 219.2 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 219.2 \text{ KN.m}$$

**1) Positive moment, max  $Mu^{(+)} = 23 \text{ KN.m}$** 

$$\phi M_{nf} = 219.2 \text{ KN.m} \gg Mu = 23 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design as rectangular section.

$$M_n = Mu / \phi = 23 / 0.9 = 25.5 \text{ KN.m}$$

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

$$= 320 - 2 \cdot 8 - \frac{12}{2} = 286 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{(25.5)*10^6}{520*286^2} = 0.6 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.6*17.65}{420}} \right) = 0.00145$$

$$A_{s,req} = \rho * b * d = 0.00145 * 52 * 286 = 2.156 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d.$$

ACI-318-14-9.6.1.2(a) and (b)

$$= \frac{\sqrt{28}}{4*420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$$

$$= 1.08 \text{ cm}^2 < 1.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,req} = 2.156 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 2.156 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use 2 } \emptyset 12 \text{ with } A_{s,pro} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 2.156 \text{ cm}^2 \dots \text{OK.}$$

$\therefore$  Use 2  $\emptyset 12$

**Check for strain: ( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$226 * 420 = 0.85 * 28 * 520 * a$$

$$a = 7.67 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.67}{0.85} = 9.02 \text{ mm.}$$

$$* \text{ Note: } f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

(ACI-318-14- table 22.2.2.4.3)

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left( \frac{286-9.02}{9.02} \right) = 0.092 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \quad \dots \text{OK.}$$

#### 4-6-4-2 Design for negative moment, $M_u^{(-)} = 33.5 \text{ KN.m}$

$$\phi M_n f = 219.2 \text{ KN.m} \gg M_u = 33.5 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 33.5 / 0.9 = 37.2 \text{ KN.m}$$

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 320 - 2 \cdot 8 - \frac{12}{2} = 286 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{(37.2) \cdot 10^6}{520 \cdot 286^2} = 0.874 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.874 \cdot 17.65}{420}} \right) = 0.00212$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00212 * 52 * 28.6 = 3.15 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

(ACI-318-14-9.6.1.2 (a) and (b))

$$= \frac{\sqrt{28}}{4 \cdot 420} * 120 * 286 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 286$$

$$= 1.08 \text{ cm}^2 < 1.14 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s, \text{req}} = 3.15 \text{ cm}^2 > A_{s, \text{min}} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \dots$$

$$\therefore A_s = 3.15 \text{ cm}^2$$

Use 2Ø16 with  $A_{s, \text{pro}} = 4.02 \text{ cm}^2 > A_{s, \text{req}} = 3.15 \text{ cm}^2 \dots \text{OK.}$

∴ Use 2 Ø16

Check for strain:- ( $\epsilon_s \geq 0.005$ )

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$315 * 420 = 0.85 * 28 * 520 * a$$

$$a = 10.7 \text{ mm.}$$

\* Note:  $f'_c = 28\text{MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

(ACI-318-14- table 22.2.2.4.3)

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d - x}{x} \right)$$

$$x = a / \beta_1 = 10.7 / 0.85 = 12.6 \text{ mm}$$

$$= 0.003 * \left( \frac{316 - 12.6}{12.6} \right) = 0.0722 > 0.005$$

∴  $\phi = 0.9$  ... OK.



## 4-6-4-3

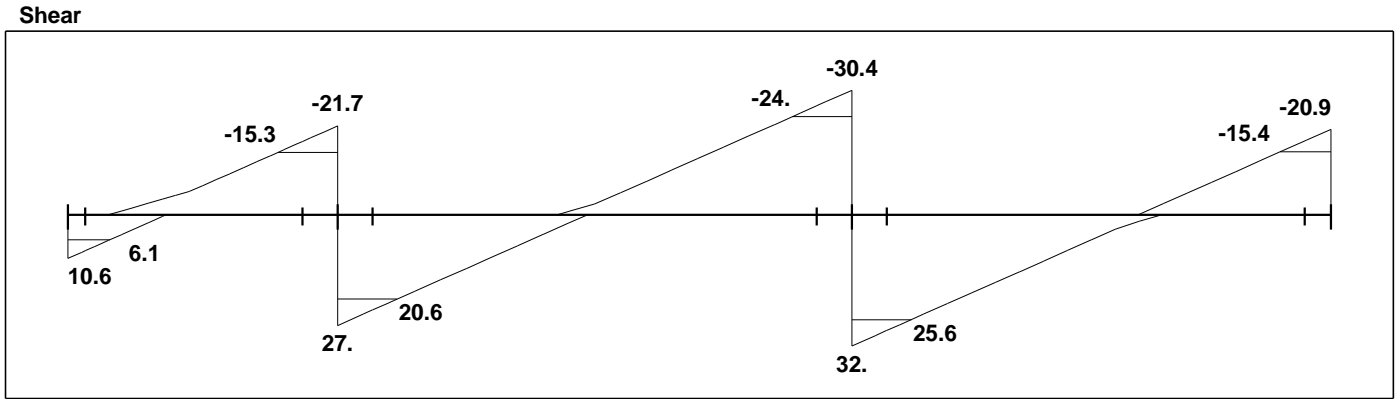


Fig. (4-7): Shear Envelope for Rib (04) using Atir software.

**Design for shear of rib:**

Region limits:

$$\phi * V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.75 * 30.26 = 22.7 \text{ KN}$$

$$0.5 * \phi * V_c = 0.5 * \phi * b_w * d = 12.87 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 286 = 8.58 \text{ KN}$$

$$\phi * 1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_w d = 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{3} * 120 * 286 = 45.4 \text{ KN}$$

$$\phi * 2 * \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_w d = 0.75 * 2 * \frac{\sqrt{28}}{3} * 120 * 286 = 90.8 \text{ KN}$$

**Region (I)**

$$V_u < 0.5 \phi V_c = \frac{1}{2} (0.75) \left(\frac{1}{6}\right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u < 11.35 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required

**Region (II)**

$$V_u \leq \phi V_c = (0.75)\left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u < 22.7 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is required ( $\min \phi(V_s)$ )

$$A_v \geq \min A_v$$

$$\min A_v = \frac{b_w \cdot S}{3 f_y} \quad (\text{ACI-318-14-16.4.6.1})$$

$$S \leq \frac{d}{2} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

**Region (III)**

$$\phi(V_c) < V_u \leq \phi(V_c) + \min \phi(V_s)$$

Minimum shear reinforcement is required at the value  $\geq \min \phi(V_s)$

$$\min A_v = \frac{b_w \cdot S}{3 f_y} \quad (\text{ACI-318-14-16.4.6.1})$$

$$S \leq \frac{d}{2} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$22.7 < V_u < [22.7 + 8.58 = 31.28 \text{ KN}]$$

$$\text{Max } V_u \text{ of rib} = 30.4 \text{ KN} < 31.28 \text{ KN}$$

**Therefore, region (IV) and (V) is not required.**

$$S < d/2 = 286/2 = 143 \text{ mm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

$$\text{Select } S = 15 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Min } A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 f_y} = \frac{120 \cdot 150}{3 \cdot 420} = 14.29 \text{ mm}^2 \quad (\text{ACI-318-14-16.4.6.1})$$

$$\text{Select stirrups 2 legs } C_{10} \text{ with } A_v = 2 \cdot 78.54 = 157.08 \text{ mm}^2 > \text{Min } A_v = 14.29 \text{ mm}^2$$

#### 4-7 DESIGN OF BEAM (B0-03):

Material:-

concrete B350  $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Two sections:-

$B = 80 \text{ cm}$ ,  $B=60 \text{ cm}$ ,  $h = 52 \text{ cm}$ .

The minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow: (ACI-Code-318-14)

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

$l = 8.53 \text{ m}$ , then

$$h_{min} = \frac{8530}{18.5} = 461.1 \text{ mm} \quad \text{(ACI-318-14- table 9.3.1.1)}$$

$l = 8.17 \text{ m}$ , then

$$h_{min} = \frac{8170}{18.5} = 441.6 \text{ mm}$$

→ Select Total depth of beam  $h = 52 \text{ cm}$ . (**drop beam**).

The total load for the beam from load calculation as follows:

For one way Rib:

Dead Load = 5.12 KN/m

Live Load =  $4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m}$

For two way Rib:

Dead Load=10.3KN/m<sup>2</sup>

Live Load = 4 KN/m<sup>2</sup>

Geometry Units: meter, cm

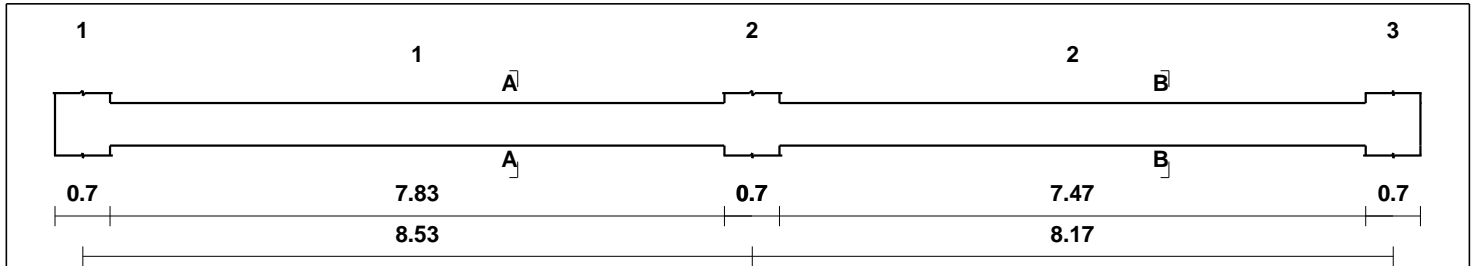
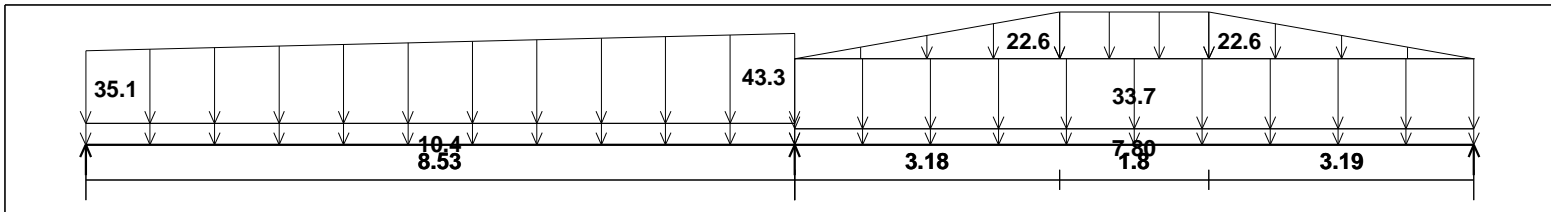


Fig. (4-8): Geometry of Beam (B0-03).

Loading

load group no. 1  
Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00



Fig. (4-9): Loading of Beam (B0-03.)

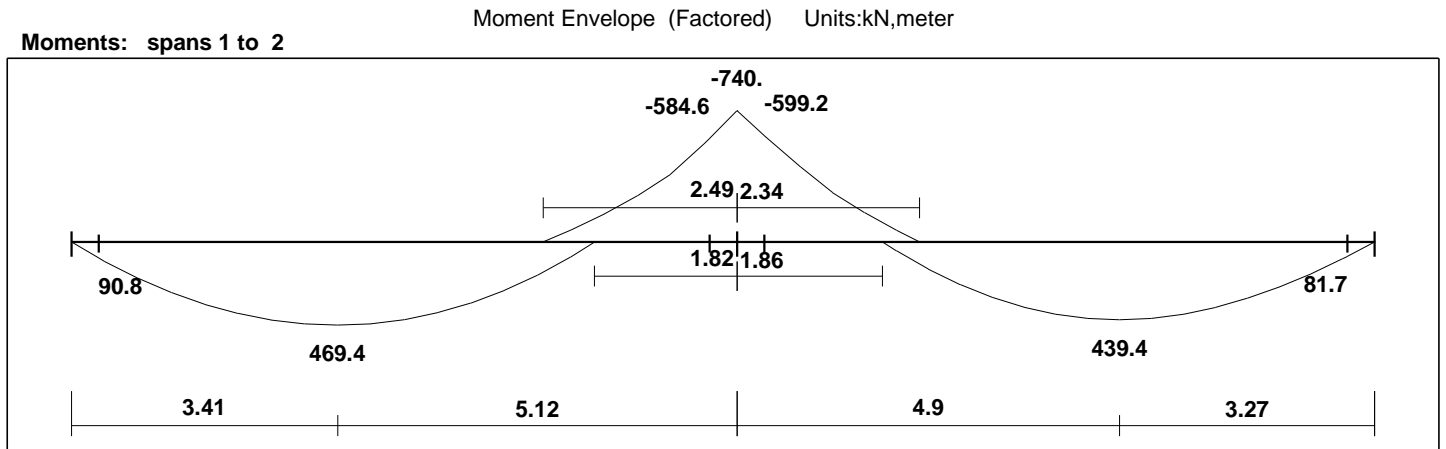


Fig. (4-10): Moment Envelope for Beam (B0-03)using Atir software.

#### 4-7-1 Design of flexure:

##### 4-7-1-1 Design of Positive moment:

For span (#1):

$$B = 60 \text{ cm} . , h = 50 \text{ cm} . , \phi_{st} = 10 \text{ mm} .$$

Assume bar diameter  $\phi 25$  for main positive reinforcement.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2) = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}.$$

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

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

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 457.5 = 196 \text{ mm}.$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 196 = 166.6 \text{ mm}$$

\* Note:  $f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$M_{n,max} = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.85 * 28 * 166.6 * 600 * \left(457.5 - \frac{166.6}{2}\right) * 10^{-6} = 890.24 \text{KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\varepsilon_s - 0.002).$$

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

**For span (#2):**

$$B = 80 \text{ cm} . , h = 50 \text{ cm} . , \phi_{st} = 10 \text{ mm} .$$

Assume bar diameter  $\phi 25$  for main positive reinforcement.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2) = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}.$$

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

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

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 457.5 = 196 \text{ mm}.$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 196 = 166.6 \text{ mm}.$$

$$* \text{Note: } f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$M_{n,max} = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.85 * 28 * 166.6 * 800 * \left(457.5 - \frac{166.6}{2}\right) * 10^{-6} = 1186.9 \text{KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\varepsilon_s - 0.002).$$

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

1) *Positive moment of first span :  $M_u = 439.4 \text{ KN.m}$*

$$M_u = 439.4 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 890.24 = 726.43 \text{ KN.m} \quad (\text{ACI-318-14-9.5.1.1})$$

*$\therefore$  Design the section as single reinforced concrete section.*

$$M_n = M_u / \phi = 439.4 / 0.9 = 488.2 \text{ KN.m} . \quad (\text{ACI-318-14.9.5.1.1})$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$k_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{488.2 * 10^6}{600 * (457.5)^2} = 3.88 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.88 * 17.65}{420}} \right) = 0.01$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.01 * 488.2 * 600 = 2929.2 \text{ mm}^2 = 29.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad (\text{ACI-318-14-9.6.1.2 (a) and (b)})$$

$$= \frac{\sqrt{28}}{4 * 420} * 600 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 600 * 457.5$$

$$= 8.646 \text{ cm}^2 < 9.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 9.15 \text{ cm}^2 < A_{s,req} = 29.29 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 29.29 \text{ cm}^2$$

Take **6 $\phi$ 25** at one layer with  $A_{s,pro} = 29.4 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 29.29 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$

Check for bar spacing:

$$S_b = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 25}{5} = 70 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ( $\epsilon_s \geq 0.005$ )

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2940 * 420 = 0.85 * 28 * 600 * a$$

$$a = 86.47 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{86.47}{0.85} = 101.73 \text{ mm}$$

$$\text{Note: } f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

(ACI-318-14- table 22.2.2.4.3)

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

$$= 0.003 * \left( \frac{457.5-101.73}{101.73} \right) = 0.0105 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

2) **Positive reinforcement of third span :  $M_u = 496.4 \text{ KN.m}$**

$$M_u = 496.4 \text{ KN.m} < \phi M_n = 0.816 * 1186.9 = 968.51 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  Design the section as single reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 496.4 / 0.9 = 551.55 \text{ KN.m.}$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$k_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{551.55 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 3.29 \text{ MPa}$$

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



$$= \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.29 * 17.65}{420}} \right) = 0.008$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.008 * 457.5 * 800 = 29.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad (\text{ACI-318-14-9.6.1.2 (a) and (b)})$$

$$= \frac{\sqrt{28}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5$$

$$= 11.52 \text{ cm}^2 < 12.20 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 12.20 \text{ cm}^2 < A_{s,req} = 29.28 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 30.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Take } 6\phi 25 \text{ in one layer with } A_{s,pro} = 29.45 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 29.28 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

**Check for bar spacing:**

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 7 * 25}{6} = 87.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

**Check for strain: ( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2945 * 420 = 0.85 * 28 * 800 * a$$

$$a = 64.96 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.96}{0.85} = 76.42 \text{ mm}$$

Note:  $f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

(ACI-318-14- table 22.2.2.4.3)

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d-x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left( \frac{457.5 - 76.42}{76.42} \right) = .0149 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S.)} \dots \text{OK.}$$

#### 4-7-1-2 Design of negative moment:

1) *Negative momenton at support* (2)  $M_u = -599.2 \text{ KN.m}$

$$M_u = -599.2 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 814.44 = 664.58 \text{ KN.m}$$

$\therefore$  *Design the section as single reifored concrete section.*

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar}/2) = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm.}$$

$$M_n = M_u / \phi = 599.2 / 0.9 = 665.78 \text{ KN.m .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{665.78 * 10^6}{600 * (457.5)^2} = 5.30 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.30 * 17.65}{420}} \right) = 0.0144$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0144 * 80 * 457.5 = 39.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

(ACI-318-14-9.6.1.2 (a) and (b))

$$= \frac{\sqrt{28}}{4 * 420} * 600 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 600 * 457.5$$

$$= 8.64 \text{ cm}^2 < 9.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 9.15 \text{ cm}^2 < A_{s,req} = 39.53 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 39.53 \text{ cm}^2$$

Take  $9\phi 25$  in one layer with  $A_{s,pro} = 44.1 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 39.53 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$

**Check for bar spacing:**

$$S_b = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 8 * 25}{7} = 42.86 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ( $\epsilon_s \geq 0.005$ )

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$4410 * 420 = 0.85 * 28 * 600 * a$$

$$a = 129.71 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{129.71}{0.85} = 150.25 \text{ mm}^* \text{ Note: } f'_c = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

(ACI-318-14- table 22.2.2.4.3)

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d-x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left( \frac{437.5-150.25}{150.25} \right) = 0.0061 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (T.C.S)}. \dots \text{OK.}$$

### Design shear categories

Shear

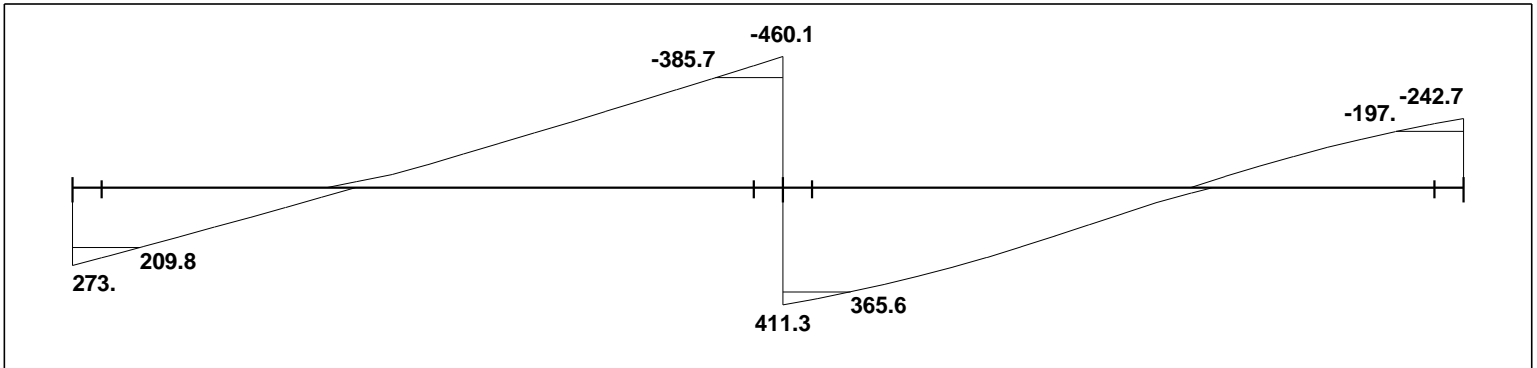


Fig. (4-11): Shear Envelope for Beam (B0-03) using Atir software.

#### 1. Region (I)

$$0.5\phi(V_c) \geq V_u$$

No shear reinforcement is required (beams)

No minimum shear reinforcement is required

**2. Region (II)**

$$0.5\phi(V_c) < V_u \leq \phi(V_c)$$

Minimum shear reinforcement is required for beams ( $\min \phi(V_s)$ )

For slabs and footings, no shear reinforcement is required

**3. Region (III)**

$$\phi(V_c) < V_u \leq \phi(V_c) + \min \phi(V_s)$$

Minimum shear reinforcement is required for beams and slabs

**4. Region (IV)**

$$\phi(V_c) + \min \phi(V_s) < V_u \leq \phi(V_c) + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} . b w . d$$

$$S \max \leq \frac{d}{2}$$

(ACI-318-14-table 9.7.6.2.2)

$$S \max \leq 60 \text{ cm}$$

Required shear reinforcement ( $V_s$ )

**5. Region (V)**

$$\phi(V_c) + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} . b w . d < V_u \leq \phi(V_c) + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} . b w . d$$

$$S \max \leq \frac{d}{4}$$

(ACI-318-14-table 9.7.6.2.2)

Required shear reinforcement ( $V_s$ )

**6. Region (VI)**

$$V_u \geq \phi(V_c) + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} . b w . d$$

The section must be changed for a greater select

**For span (1), b=60cm**

*Critical section at distance  $d = 437.5 \text{ mm}$  from the face of support.  $V_{u,max} = 245.2 \text{ KN}$*

Design shear parameters

$$\phi * V_c = 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{f'_c} * d * b_w = 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{28} * 457.5 * 600 = 181.5 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{1}{2}\right) \phi * V_c = \left(\frac{1}{2}\right) * 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{f'_c} * d * b_w = \left(\frac{1}{2}\right) * 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{28} * 457.5 * 600 = 90.78 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * d * b_w = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 457.5 * 600 = 68.625 \text{ KN}$$

$$\phi * \left(\frac{1}{3}\right) * \sqrt{28} * d * b_w = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * \sqrt{28} * 457.5 * 600 = 363.13 \text{ KN}$$

$$\phi * \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{28} * d * b_w = 0.75 * \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{28} * 457.5 * 600 = 726.258 \text{ KN}$$

**Region (I)**

$$V_u < 0.5 \phi V_c = \frac{1}{2} (0.75) \left(\frac{1}{6}\right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u < 90.78 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required

**Region (II)**

$$V_u \leq \phi V_c = (0.75) \left(\frac{1}{6}\right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u < 181.5 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is required ( $\min \phi (V_s)$ )

$$A_v \geq \min A_v$$

$$\min A_v = \frac{b_w S}{3 f_y} \quad (\text{ACI-318-14-16.4.6.1})$$

$$S_{max} \leq \left(\frac{d}{2}\right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

Select S = 20 cm

$$\min A_v = \left(\frac{600 * 200}{3 * 420}\right) = 95.23 \text{ mm}^2$$

Use stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2 > 95.23 \text{ mm}^2$

**Region (III)**

$$\phi(V_c) < V_u \leq \phi(V_c) + \min \phi(V_s)$$

Minimum shear reinforcement is required at the value  $\geq \min \phi.V_s$

$$181.5 < V_u < [181.5 + 68.625 = 250.125 \text{KN}]$$

$$req \phi * V_s = V_u - \phi * V_c \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.1})$$

$$req \phi * V_s = 250.125 - 181.5 = 68.625 \text{ KN}$$

$$S_{req} = \left( \frac{\phi A_v * f_y * d}{\phi * V_s} \right) \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.5.3})$$

Select stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \left( \frac{0.75 * 158 * 420 * 457.5}{68.625 * 10^3} \right) = 331.8 \text{ mm} = 33.18 \text{ cm}$$

Select  $S = 20 \text{ cm}$

$$S_{max} \leq \left( \frac{d}{2} \right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

Select  $S = 20 \text{ cm} < 22.8 \text{ cm}$

**Region (IV)**

$$\phi(V_c) + \min \phi(V_s) < V_u \leq \phi(V_c) + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} . b . w . d$$

Required shear reinforcement ( $V_s$ ) (ACI-318-14-22.5.10.1)

$$250.125 \text{KN} < V_u < [181.5 + 363.13 = 544.63 \text{KN}]$$

$$req \phi * V_s = V_u - \phi * V_c$$

$$req \phi * V_s = 385.7 - 181.5 = 204.2 \text{ KN}$$

$$S_{req} = \left( \frac{\phi A_v * f_y * d}{\phi * V_s} \right) \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.5.3})$$

Select stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \left( \frac{0.75 \cdot 158 \cdot 420 \cdot 457.5}{204.2 \cdot 10^3} \right) = 111.5 \text{ mm} = 11.15 \text{ cm}$$

$$\text{Select } S = 10 \text{ cm} \leq S_{max} \leq \left( \frac{d}{2} \right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

$$V_{u,max} = 385.7 \text{ KN} < 520.881 \text{ KN} \text{ so region (V) is not required}$$

### **For span (2&3), b=80cm**

*Critical section at distance  $d = 437.5 \text{ mm}$  from the face of support.  $V_{u,max} = 475 \text{ KN}$*

Design shear parameters

$$\phi * V_c = 0.75 * \left( \frac{1}{6} \right) * \sqrt{f'_c} * d * b_w = 0.75 * \left( \frac{1}{6} \right) * \sqrt{28} * 457.5 * 800 = 242.08 \text{ KN}$$

$$\left( \frac{1}{2} \right) \phi * V_c = \left( \frac{1}{2} \right) * 0.75 * \left( \frac{1}{6} \right) * \sqrt{f'_c} * d * b_w = \left( \frac{1}{2} \right) * 0.75 * \left( \frac{1}{6} \right) * \sqrt{28} * 457.5 * 800 = 121.04 \text{ KN}$$

$$\min \phi * V_s = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * d * b_w = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 457.5 * 800 = 91.5 \text{ KN}$$

$$\phi * \left( \frac{1}{3} \right) * \sqrt{28} * d * b_w = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * \sqrt{28} * 457.5 * 800 = 484.17 \text{ KN}$$

$$\phi * \left( \frac{2}{3} \right) * \sqrt{28} * d * b_w = 0.75 * \left( \frac{2}{3} \right) * \sqrt{28} * 437.5 * 800 = 968.345 \text{ KN}$$

### ***Region (I)***

$$V_u < 0.5 \phi V_c = \frac{1}{2} (0.75) \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u < 121.04 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required

### ***Region (II)***

$$V_u \leq \phi V_c = (0.75) \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u < 242.08 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is required ( $\min \phi(V_s)$ )

$$A_v \geq \min A_v$$

$$\min A_v = \frac{bw.S}{3f_y} \quad (\text{ACI-318-14-16.4.6.1})$$

$$S_{max} \leq \left(\frac{d}{2}\right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

Select S = 20 cm

$$\min A_v = \left(\frac{800 \cdot 200}{3 \cdot 420}\right) = 129.98 \text{ mm}^2$$

Use stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2 > 129.98 \text{ mm}^2$

### Region (III)

$$\phi(V_c) < V_u \leq \phi(V_c) + \min \phi(V_s)$$

Minimum shear reinforcement is required at the value  $\geq \min \phi.V_s$

$$242.08 < V_u < [242.08 + 91.5 = 333.58 \text{ KN}]$$

$$\text{req} \phi * V_s = V_u - \phi * V_c \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.1})$$

$$\text{req} \phi * V_s = 333.58 - 242.08 = 91.5 \text{ KN}$$

$$S_{req} = \left(\frac{\phi A_v * f_y * d}{\phi * V_s}\right) \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.5.3})$$

Select stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \left(\frac{0.75 * 158 * 420 * 457.5}{91.5 * 10^3}\right) = 248.85 \text{ mm} = 24.85 \text{ cm}$$

$$\text{Select } S = 20 \text{ cm} \leq S_{max} \leq \left(\frac{d}{2}\right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

### Region (IV)

$$\phi(V_c) + \min \phi(V_s) < V_u \leq \phi(V_c) + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} . bw . d$$



Required shear reinforcement ( $V_s$ )

$$333.58\text{KN} < V_u < [242.08 + 484.17 = 743.02\text{KN}]$$

$$req \phi * V_s = V_u - \phi * V_c \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.1})$$

$$req \phi * V_s = 385.7 - 242.08 = 143.62 \text{ KN}$$

$$S_{req} = \left( \frac{\phi A_v * f_y * d}{\phi * V_s} \right) \quad (\text{ACI-318-14-22.5.10.5.3})$$

Select stirrups 2 legs  $\phi 10$  with  $A_v = 158 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \left( \frac{0.75 * 158 * 420 * 457.5}{143.62 * 10^3} \right) = 158.54 \text{ mm} = 15.85 \text{ cm}$$

$$\text{Select } S = 15 \text{ cm} \leq S_{max} \leq \left( \frac{d}{2} \right) = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{ACI-318-14-table 9.7.6.2.2})$$

$V_{u,max} = 385.7 \text{ KN} < 743.02 \text{ KN}$  so region (V) is not required

## 4-8 POST TENSION SLAB DESIGN:

### Material:

Weight of concrete = 25 KN/m<sup>3</sup>

$f_c' = 28 \text{ Mpa}$

$f_{ci}' = 21 \text{ Mpa}$

$F_Y = 420 \text{ Mpa}$

Post tension diameter = 15.7 mm = 0.6 in

Wire strand area = 0.153 in<sup>2</sup> = 1 cm<sup>2</sup>

$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$

$F_{py} = 1580$

F prestressed = 0.8 \* F

= 1488 Mpa

Assume losses = 15 Ksi \* 6.895 = 103 N/strand

**4-8-1 Dead loads:**

$$\text{Concrete}=25*0.26*1*1=6.5\text{KN}$$

$$\text{Plaster}=22*0.02*1*1=0.44\text{KN}$$

$$\text{Tiles}=23*0.03*1*1=0.7\text{KN}$$

$$\text{Mortar}=22*0.02*1*1=0.44\text{KN}$$

$$\text{Sand}=16*0.07*1*1=1.12\text{KN}$$

$$\text{Partitions}=1*1*1=1\text{KN}$$

$$\sum \text{dead loads}=10\text{KN/m}^2$$

**4-8-2 by ultimate design method**

$$Q_u=1.2D+1.6L=1.2*10+1.6*4=18.4\text{KN/m}^2$$

(ACI-318-14 table 5.3.1)

Tension force:

$$F_{se}=0.8*F_{pu}-\text{losses}=0.8*1860-103=1385\text{N/mm}^2=1385\text{KN/cm}^2$$

$$F_{se}=120\text{KN/strand}=120 \text{ ton/strand}$$

Slab thickness:

$$H=\text{long span}/40$$

$$16.8/40=42\text{cm}$$

Select  $h=45 \text{ cm}$ **4-8-3 Get allowable stress:****Compression allowable at initial state:**

$$=0.6*f_{ci}=0.6*21$$

(ACI-318-14 table 24.5.4.1)

$$=12.6\text{Mpa}$$

**Tension allowable at initial state:**

$$=0.25(f_{ci})^{0.5}$$

(ACI-318-14 table 24.5.4.1)

$$=0.25*(21)^{0.5}=1.146\text{Mpa}$$

**Tension allowable at service state:**

$$=0.5*(28)^{0.5}$$

$$=2.65\text{Mpa}$$

**P allowable at service state:**

$$=0.45*f_c'$$

(ACI-318-14-table24.5.4.1)

$$=0.45*28=12.6\text{Mpa}$$

**Now we need to get W balance:**

$$W \text{ balance}=0.75*W_D*\text{width}$$

$$=0.75*(0.45*25)*\text{width}$$

$$=0.75*0.45*25*1=8.43\text{KN/m}^2$$

**4-8-4 Post tension force:**

$$P=W_q*l^2/8$$

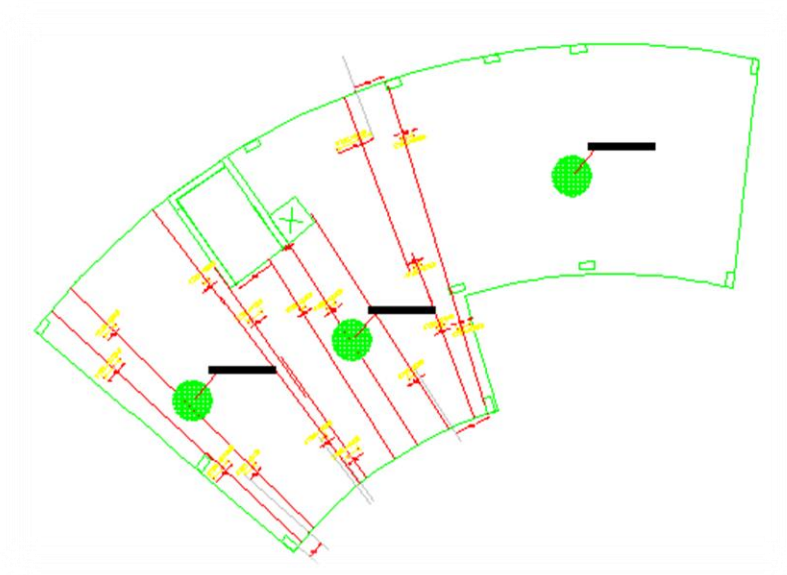
(ACI-318-14-table6.5.2)

$$E \text{ max.} = 225-2=20.5 \text{ cm}$$

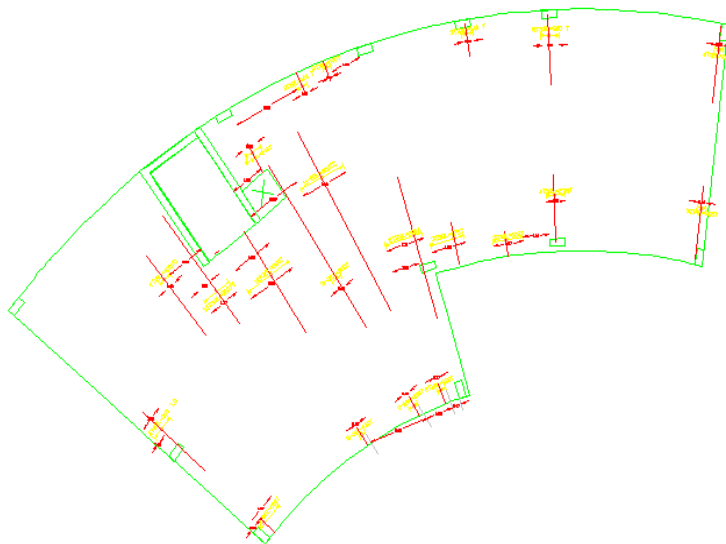
$$P = 8.43*10.3^2/8=546\text{KN}$$

$$\text{No. of strands}=546/218=2.5 \text{ strands}$$

Take 3 trends



**Fig. (4-12) Bottom Reinforced for post tension.**



**Fig. (4-13) Top Reinforced for post tension.**

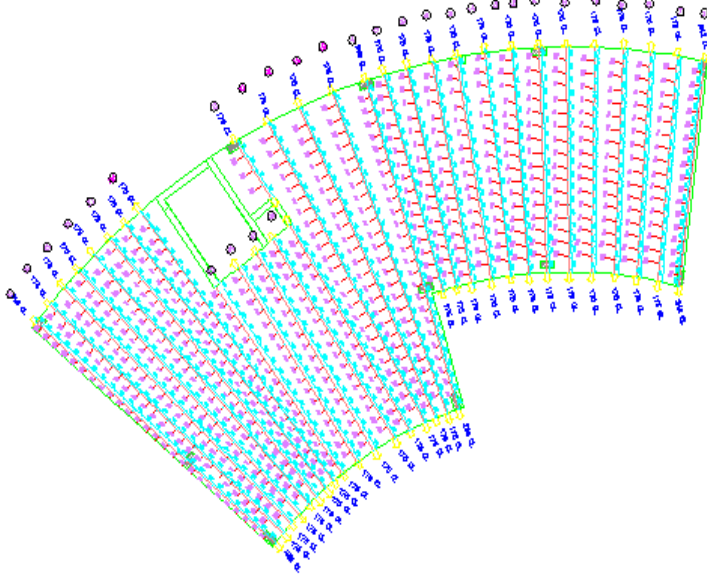


Fig. (4-14) Post tension details.

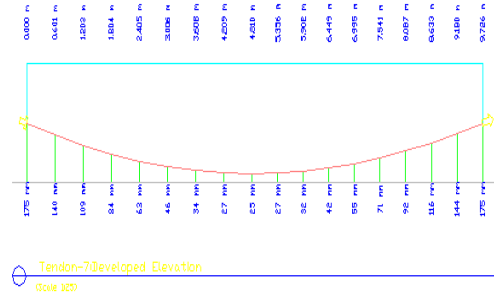


Fig. (4-15) Moment diagram in one of tendon.

## 4-9 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB (R0-01)

### 4-9-1 Minimum thickness for ribbed slab h= 35 cm

Check for the minimum thickness of the slab:

For beams that have a rectangular section of 80 cm width and 32 cm depth:

$$I_{b1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.80 * 0.32^3}{12} = 2.18 * 10^{-3} m^4$$

For beams that have a rectangular section of 60 cm width and 32 cm depth:

$$I_{b2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.60 * 0.32^3}{12} = 1.64 * 10^{-3} m^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 32 \cdot 12 \cdot 16}{40 \cdot 8 + 32 \cdot 12} = 10.54 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 0.52 \cdot \frac{0.1054^3}{3} - 0.4 \cdot \frac{0.0254^3}{3} + 0.12 \cdot \frac{0.2146^3}{3} = 5.96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

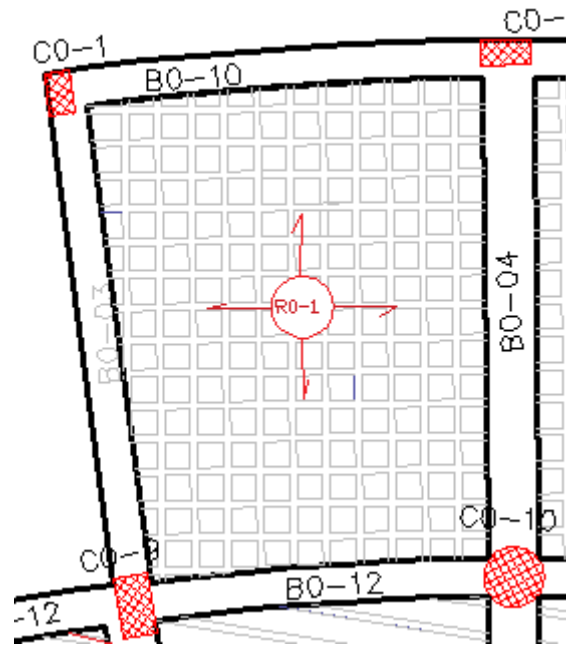


Fig. (4-16): Two way ribbed slab.

Short direction  $l = 6.21 \text{ m} = 621 \text{ cm}$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} \cdot \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{5.96 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{6.21}{2} + 0.6\right)}{0.52} = 4.24 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1.64 \cdot 10^{-3}}{4.24 \cdot 10^{-3}} = 0.386$$

Long direction  $l = 7.6 \text{ m} = 760 \text{ cm}$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{5.96 * 10^{-4} * \left(\frac{7.6}{2} + 0.6\right)}{0.52} = 5.04 * 10^{-3}$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1.46}{5.04} = 0.27$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * \left(\frac{l}{2} + b_w\right)}{b_f} = \frac{5.96 * 10^{-4} * (3.8 + 0.8)}{0.52} = 5.27 * 10^{-3}$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2.18}{5.27} = 0.41$$

$$\alpha_m = \frac{0.386 + 0.386 + 0.27 + 0.41}{4} = 0.363 < 2.0$$

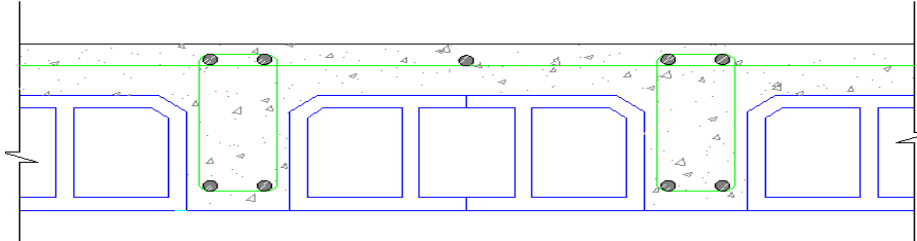
The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{7.6 * \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 5 * \frac{7.6}{6.21} * (0.363 - 0.2)} = 0.226 \text{ m} \quad (\text{ACI-318-14-table 8.3.1.2})$$

$$h = 32 \text{ cm} > 22.6 \text{ cm} - \text{OK}$$

**Take slab thickness**

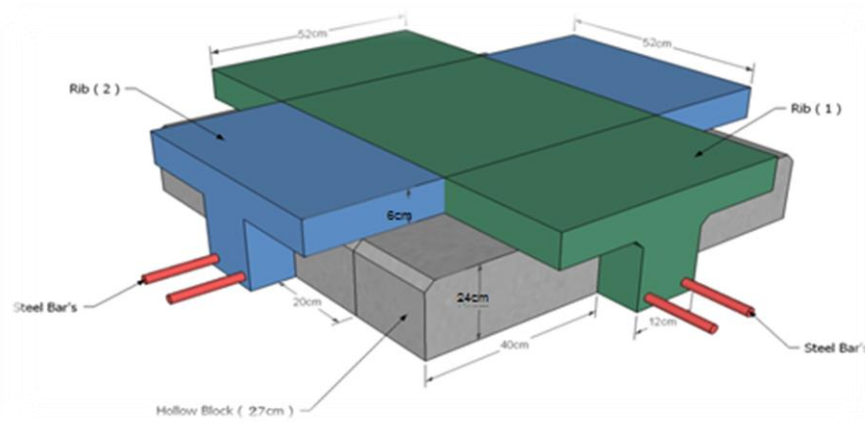
$h_{slab} = 32 \text{ cm}$ , 8 cm Topping, 24cm Concrete Block



**Fig. (4-17): Typical section in ribbed slab.**

**4-9-2 Load calculation:**

For the two-way ribbed slabs, the total dead load was used in the analysis and design was calculated as follows:



**Fig. (4-18): Two way ribbed slab**



Table (4-2) Calculation of the total dead load for two-way rib slab.

Material	Quality Density ( $KN/m^3$ )	$W = \gamma * V(KN)$
Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 = 0.186$
Mortar	22	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.119$
Sand	16	$16 \times 0.07 \times 0.52 \times 0.52 = 0.303$
Topping	25	$25 \times 0.08 \times 0.52 \times 0.52 = 0.541$
Concrete Rib	25	$25 \times 0.24 \times 0.12 \times (0.52+0.4) = 0.662$
Concrete Block	15	$15 \times 0.24 \times 0.4 \times 0.4 = 0.576$
Plaster	22	$22 \times 0.02 \times 0.52 \times 0.52 = 0.119$
Partition = 1 $KN/m^2$		$1 \times 0.52 \times 0.52 = 0.27$
<b>Total Dead load</b>		<b>2.776</b>

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{2.776}{0.52 * 0.52} = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.3 = 12.36 \text{ KN/m}^2$$

(ACI-318-14-table8.3.1.2)

$$LL = 4 \text{ KN/m}^2$$

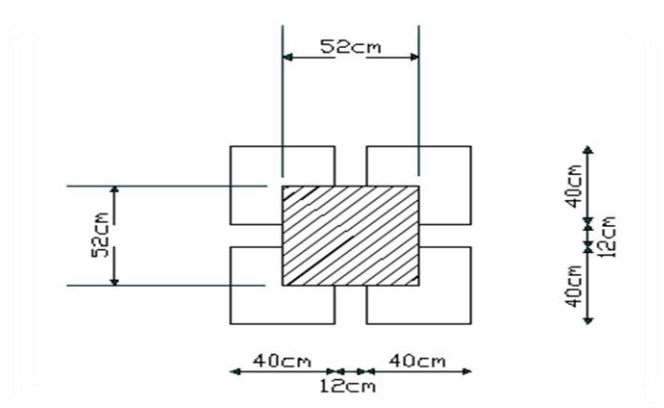
$$w_L = 1.6 * 5 = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

(ACI-318-14-table5.3.1)

$$w = 12.36 + 6.4 = 18.76 \text{ KN/m}^2$$

**4-9-3 Moments calculations:**

$$M_a = C_a w l a^2 b f \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l b^2 b f$$



**Fig. (4-19): Two way ribbed slab**

**-Negative moment**

$$C_{a,neg} = 0.071$$

$$C_{b,neg} = 0.029$$

$$M_{a,neg} = (0.071 * 18.76 * 6.21^2) * 0.52 = 51.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,neg} = (0.029 * 18.76 * 7.6^2) * 0.52 = 31.42 \text{ KN.m}$$

**-Positive moment**

$$C_{aD,pos} = 0.039$$

$$C_{bD,pos} = 0.016$$

$$C_{aL,pos} = 0.048$$

$$C_{bl,pos} = 0.02$$

$$M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.039 * 12.36 * 6.21^2 + 0.048 * 6.4 * 6.21^2) * 0.52 = 15.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.016 * 12.36 * 7.6^2 + 0.02 * 6.4 * 7.6^2) * 0.52 = 9.78 \text{ KN.m}$$

### Design of positive moment

Short direction (  $M_u = 15.83 \text{ KN.m}$  )

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter  $\phi 14$  for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \text{dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15.83 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 283^2} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.83}{420}} \right) = 0.00454$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00454 \times 120 \times 283 = 154.14 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s, \text{min.}$

$$A_s, \text{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d \quad (\text{ACI-318-14-9.6.1.2(a)})$$

and (b))

$$A_s, \text{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 283 = 107 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{min} = \frac{1.4}{420} * 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_s, \text{required} = 154.14 \text{ mm}^2 > A_s, \text{min} = 113.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Use 2Ø12 with  $A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 154.14 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$(\varepsilon_s \geq 0.005) \quad (\text{ACI-318-14-21.2.2})$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a \quad (\text{ACI-318-14-22.8.3.2})$$

$$226 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 33.23 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.23}{0.85} = 39.1 \text{ mm} \quad (\text{ACI-318-14-22.2.2.4.1})$$

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

$$= 0.003 * \left( \frac{283 - 39.1}{39.1} \right) = 0.019 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s, \text{pos}} = \frac{1}{3} * 226 \text{ mm}^2 = 75.33 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} = 113.2 \text{ mm}^2$$

Provide  $A_{s, \text{min}} = 113.2 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = \frac{113.2}{113.1} = 1$$

Use 2Ø 12 , Top .. with  $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$

Long direction (  $M_u = 9.78 \text{ KN.m}$  )

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter  $\phi 14$  for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9.78 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 283^2} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.13}{420}} \right) = 0.00276$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00276 \times 120 \times 283 = 93.65 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s, \min$ .

$$A_s, \min = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

(ACI 318-14-9.6.1.2(a) and

(b))

$$A_s, \min = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 283 = 107 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_s, \text{required} = 93.65 \text{ mm}^2 < A_s, \min = 113.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{required} = A_s, \min = 113.2 \text{ mm}^2$$

Use 2Ø12, with  $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_s, \text{required} = 113.2 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$(\epsilon_s \geq 0.005)$$

(ACI-318-14-table 21.2.2)

Tension = Compression

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

(ACI-318-13-

22.8.3.2)

$$226.2 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 33.26 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.23}{0.85} = 39.1 \text{ mm}$$

(ACI-318-14-22.2.2.4.1)

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

$$= 0.003 * \left( \frac{283 - 39.1}{39.1} \right) = 0.019 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 226.2 \text{ mm}^2 = 75.4 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 113.2 \text{ mm}^2$$

Provide  $A_{s,min} = 113.2 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_s \phi_{12}} = \frac{113.2}{113} = 1$$

Use 2Ø 12 , Top .. with  $A_s = 226 \text{ mm}^2$

Design of negative moment

Short direction (  $M_u = 51.36 \text{ KN.m}$  )

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter  $\phi 14$  for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \text{dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{51.36 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 283^2} = 5.94 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 5.94}{420}} \right) = 0.016$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.016 \times 120 \times 283 = 492.42 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s$ , min..

$$A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d \quad (\text{ACI-318-14-9.6.1.2(a) and$$

(b))

$$A_{s, \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 283 = 107 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} * 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_{s, \text{required}} = 492.42 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 113.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Use } 2\emptyset 18, \text{ with } A_s = 508 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 492.42 \text{ mm}^2$$

Check for strain:

$$(\epsilon_s \geq 0.005) \quad (\text{ACI-318-14-table 21.2.2})$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a \quad (\text{ACI-318-14-22.8.3.2})$$

$$508 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 74.7 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74.7}{0.85} = 87.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left( \frac{283 - 87.9}{87.9} \right) = 0.006 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

Design of negative moment

Short direction (  $M_u = 31.42 \text{ KN.m}$  )

$$bf = 520 \text{ mm}$$

Assume bar diameter  $\phi 14$  for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31.42 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 283^2} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 3.63}{420}} \right) = 0.0094$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0094 \times 120 \times 283 = 320.146 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_s, \text{min.}$

$$A_s, \text{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d \quad (\text{ACI-318-14-9.6.1.2(a) and (b)})$$

$$A_s, \text{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{28}}{420} 120 \times 283 = 107 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{min} = \frac{1.4}{420} * 120 \times 283 = 113.2 \text{ mm}^2 \dots \text{Control.}$$

$$A_s, \text{required} = 320.146 \text{ mm}^2 > A_s, \text{min} = 113.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Use } 2\phi 16, \text{ with } A_s = 402 \text{ mm}^2 > A_s, \text{required} = 320.146 \text{ mm}^2$$

Check for strain:

$$(\epsilon_s \geq 0.005)$$

(ACI-318-14-table 21.2.2)



Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$402 * 420 = 0.85 * 28 * 120 * a$$

$$a = 59.12 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.12}{0.85} = 69.55 \text{ mm}$$

(ACI-318-14-22.2.2.4.1)

$$\epsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d - x}{x} \right)$$

$$= 0.003 * \left( \frac{283 - 69.55}{69.55} \right) = 0.009 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots OK.$$

4-9-4 Check shear strength:

$$W_a = 0.71$$

Short direction

$$Au_a = 18.76 * 6.21 * 7.6 * 0.71 * 0.5 * \frac{0.52}{7.6} = 21.50 \text{ KN}$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * d = 21.50 - 18.76 * 0.52 * 0.283 = 18.74 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{f'_c} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 120 * 283 = 24.7 \text{ KN}$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 18.74 \text{ KN} > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.35 \text{ KN} \dots \text{Not OK}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.35 \text{ KN} < V_u = 18.74 \text{ KN} < \phi * V_c = 24.7 \text{ KN} - \text{OK}$$

**No shear reinforcement is required**

#### 4-10 DESIGN OF COLUMN (5):

Material:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

The Column is an interior one.

$$DL = 3200 \text{ KN}$$

$$LL = 725 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL$$

(ACI-318-14-table 5.3.1)

$$P_u = 1.2(3200) + 1.6(725)$$

**$P_u = 5000 \text{ KN}$**  4-10-1 Check for slenderness:-

$$\frac{k ln}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (\text{ACI-318-14-6.2.5(b)})$$

$$*\frac{M_1}{M_2} = 1 \text{ braced frame with } M_{min}$$

$$K=1 \text{ for column (pin-pin)} \quad (\text{ACI-318-14-6.2.5(b)})$$

$$\frac{k ln}{r} \leq 34 - 12 = 22 \leq 40 \quad (\text{ACI-318-14-6.2.5(a)})$$

$$\frac{k ln}{r_x} = \frac{1 * 4.5}{0.3 * 0.45} = 35.55 > 22 \text{ Column is long about x-axis}$$

$$\frac{k ln}{r_y} = \frac{1 * 4.5}{0.3 * 0.8} = 18.75 < 22 \text{ Column is short about y-axis}$$

*Nominal axial strength of column  $P_n = P_{ny}$*

**4-10-2 Calculate the minimum eccentricity  $e_{min}$  and the minimum moment  $M_{min}$** 

$$e_{y_{min}} = (15 + 0.03h) = 15 + 0.03 * 450 = 28.5 \text{ mm}$$

$$P_{u_{factored}} = 5000 \text{ KN.}$$

$$M_{min} = P_u * e_{y_{min}} = 5000 * \frac{28.5}{1000} = 142.5 \text{ KN.}$$

**4-10-3 Compute EI**

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{800 * 450^3}{12} = 6.1 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 D (\text{sustained})}{1.2 D + 1.6 L} = \frac{1.2 * 3200}{5000} = 0.768$$

$$EI = \frac{0.4 * 4750 \sqrt{f_c'} I_g}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 * 4750 \sqrt{28'} * 6.1 * 10^9}{1 + 0.768} = 34.5 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{ACI-318-14-6.6.4.4a})$$

**4-10-4 Determine the Euler buckling load,  $P_c$ :**

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_n)^2} = \frac{\pi^2 * 34.5}{(1 * 4.5)^2} = 16.815 \text{ MN} \quad (\text{ACI-318-14-6.6.4.4.2})$$

**4-10-5 Calculate the moment magnifier factor  $\delta_{ns}$  :**

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 > 0.4 \quad (\text{ACI-318-14 6.6.4.5.3(a)})$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{5.000}{0.75 * 16.815}} = 1.65 \quad (\text{ACI-318-14-6.6.4.5.2})$$

1.4 < 1.651....NOT OK

$$\delta_{ns} = 1.4$$

The magnified eccentricity and moment:

$$e = e_{min} * \delta_{ns} = 28.5 * 1.4 = 39.9 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = \delta_{ns} * M_{ux} = 1.4 * 142.5 = 199.5 \text{ KN.m} \quad (\text{ACI-318-14-6.6.4.5.1})$$

**4-10-6 Select column reinforcement**

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{ey}{h} = \frac{39.9}{450} = 0.088$$

Compute ratio  $\gamma$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{450 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{450} = 0.733$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{5000 * 10^{-3}}{0.45 * 0.8} = 13.89 Mn/m^2$$

$$\rho_g = 0.0135$$

∴ Select reinforcement

$$OA_{st} = \rho_g A_g = 0.0135 * 450 * 800 = 4860 mm^2$$

$$A_s \phi 20 = 314.16 mm^2$$

$$\frac{A_s}{A_s \phi 20} = 15.47$$

Use 16 $\phi$ 20 with  $A_s = 5026.56 mm^2 > 3600 mm^2$  ok

Select 16 $\phi$ 20

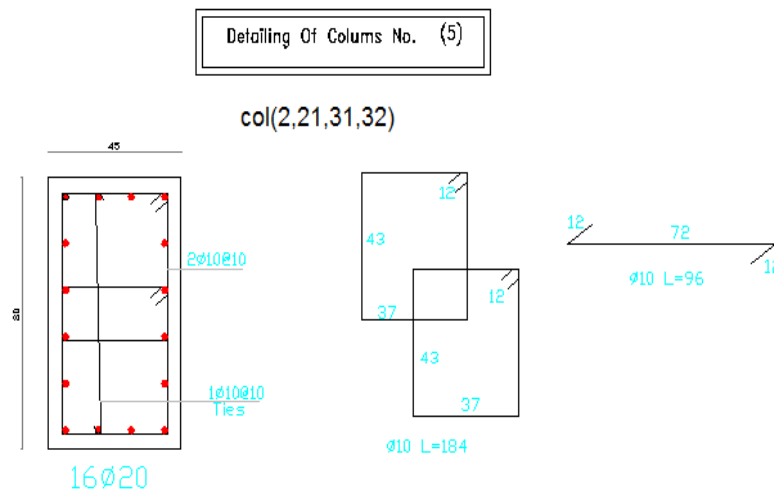


Fig. (4-20) Detailing of Column no. (5).

## 4-11 DESIGN OF STAIRS:

### 4-11-1 Design of Stairs#1

$$F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

#### 4-11-1-1 Determination of Slab Thickness:

$$h_{\min} = L/20 \quad (\text{ACI-318-14-table 7.3.1.1})$$

$$L = 3.8 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = 3.8 / 20 = 19$$

Take  $h = 20 \text{ cm.}$

⇒ Use  $h = 20 \text{ cm.}$

$$\theta = \tan^{-1}(15/30) = 26.56$$

$$\cos \theta = 0.894$$

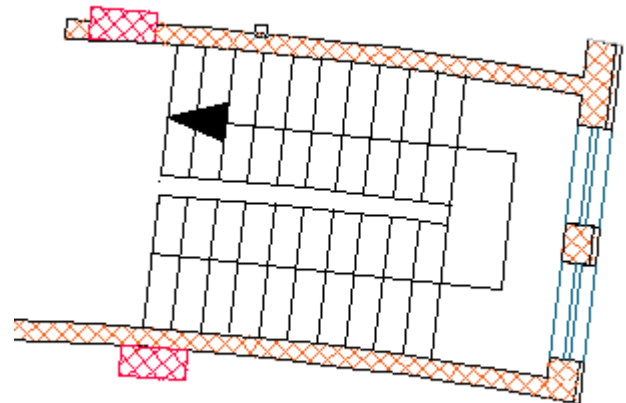


Fig. (4-21) Stairs#1.

#### ⇒ 4-11-1-2 Load Calculations at section :

##### Load on Flight:

##### Dead Load:

For 1m strip:

$$\text{Flight} = (25 \times 0.2) / (\cos 26.56) = 5.59 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Horizontal Mortar} = 0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Vertical Mortar} = 0.03 \times 22 \times 0.15 / 0.3 = 0.33 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Plaster} = (0.02 \times 22) / (\cos 26.56) = 0.492 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Horizontal tiles} = 23 \times 0.04 \times (0.33/0.3) = 1.012 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Vertical tiles} = 22 \times 0.03 \times (0.15/0.3) = 0.33 \text{ KN/m}$$

$$\text{Triangle} = 25 \times 0.15 \times 1 \times 0.5 = 1.875 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total dead load} = 10.289 \text{ KN/ m.}$$

### Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 4 \text{ KN/ m}^2.$$

Factor Loads:

$$Q_u = 1.2 \times 10.289 + 1.6 \times 4 = 18.75 \text{ KN/m.}$$

(ACI-318-14-table5.3.1)

$$A_u = 18.75 \times 3 \times 0.5 = 28.12 \text{ KN}$$

$$\text{Max } V_u = 28.12 \times \cos 26.56 = 25.16 \text{ KN}$$

$$\text{Max } M_u = 28.12 \times (0.4 + 1.5) - 18.75 \times 1.5 \times 0.75 = 32.33 \text{ KN.m}$$

### 4-11-1-3 Design of Shear:

Assume  $\emptyset 12$  for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 200 - 20 - 12 \sqrt{2} = 174 \text{ mm}$$

$$V_u = 25.16 \text{ KN.}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 174}{6} = 115.1 \text{ KN}$$

$$V_u = 25.16 \text{ KN} < \phi V_c = 115.1 \text{ KN.}$$

No shear Reinforcement is required. Therefore, the depth of the stair is OK.

**4-11-1-4 Design of Bending Moment:**

Max **Mu** = **32kN.m**

$$M_n = M_u / 0.9 = 32.33 / 0.9 = 35.92 \text{KN.m.}$$

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

$$k_n = \frac{35.92 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.186 \text{MPa} .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.186}{420}} \right) = 0.0029$$

$$A_{s_{req}} = 0.0029 * 1000 * 174 = 504.6 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 360 \text{mm}$$

$$A_{s_{min}} = 360 \text{mm} \leq A_{s_{req}} = 504.6 \text{ mm}^2$$

**Use  $\Phi$  12@ 20 cm**

$$A_s \text{ provided} = 565.7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req.}$$

Check Strain:

$$T=C$$

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

$$420 * 565.7 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 9.98 \text{ mm}$$

$$x=11.75 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.0414 > 0.005$$

$$\text{So } \phi = 0.9$$

5 -Lateral reinforcement:

$$A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 10 @ 10 \text{ cm}$

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4-11-1-5 Design of landing:

##### - Load on landing:

##### Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 23 * 1 = 0.69 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Mortar} = 0.02 * 22 * 1 = 0.44 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Plaster} = 0.02 * 22 * 1 = 0.44 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Slab} = 0.2 * 25 * 1 = 5 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Sand} = 16 * 0.07 * 1 = 1.12 \text{ KN/m}$$

**Total dead load = 7.6 KN/ m.**

##### Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 4 \text{ KN/ m.}$$

$$Q_u = 1.2 * 7.6 + 1.6 * 4 = 15.52 \text{ KN/m.}$$



**4-11-1-6 Design of Shear:**

$$V_u = 21.73 - 15.52 * 0.274 = 17.5 \text{ KN.}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 174}{6} = 115.1 \text{ KN}$$

$$V_u = 17.5 \text{ KN} \ll \phi V_c = 115.1 \text{ KN.}$$

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

**4-11-1-7 Design of Bending Moment:**

$$Q_u = 15.52 + 28.12 = 43.64 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ max} = 61.1 - 43.64 * 0.274 = 49.14 \text{ KN}$$

$$M_u = 42.77 \text{ KN.m}$$

$$d = 174 \text{ mm.}$$

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

$$M_n = \frac{42.77 * 10^6 / 0.9}{1000 * 174^2} = 1.57 \text{ MPa .}$$

$$m = f_y / 0.28 * f_c$$

$$m = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.57}{420}} \right) = 0.004$$

$$A_{s_{req}} = 0.004 * 1000 * 174 = 6.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3.6 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 6.96 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi$  12 \ 15cm

$$A_s = 7.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Check Strain:

$$T=C$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$753 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.29 \text{ mm}$$

$$x = 15.63 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.0304 \geq 0.005$$

$$\text{So } \phi = 0.9$$

**4-11-2 Design of Stair#2**

**Fy=420 Mpa**

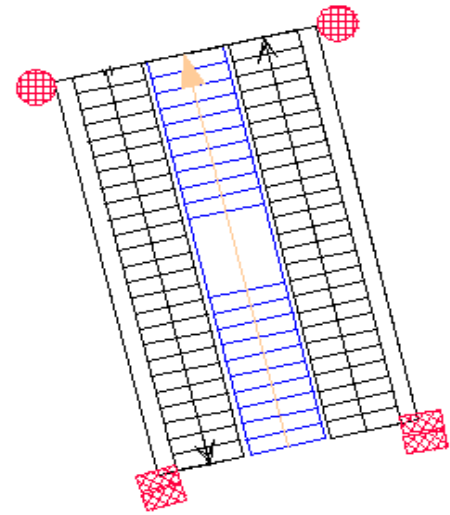
**Fc=28MPa**

**4-11-2-1 Determination of Slab Thickness:**

$h_{min} = L/20$

$L = 7.5 \text{ m.}$

Take  $h = 38 \text{ cm.}$



**Fig. (4-22)Stairs#2.**

$\theta = \tan^{-1}(18.7/ 30) = 32$

$\text{Cos } \theta = 0.848$

**⇒ 4-11-2-2 Load Calculations at section :**

**Load on Flight:**

**Dead Load:**

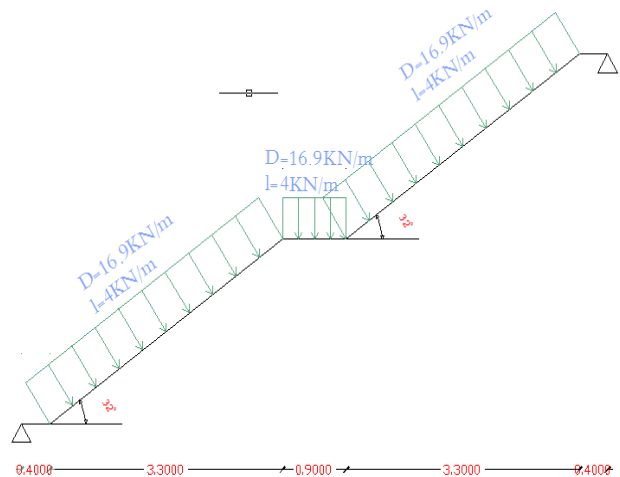
For 1m strip:

$\text{Flight} = (25 \times 0.38) / (\text{Cos}32) = 11.2 \text{ KN/m.}$

$\text{Horizontal Mortar} = 0.03 \times 22 = 0.7 \text{ KN/ m.}$

$\text{Vertical Mortar} = 0.03 \times 22 \times 0.1875 / 0.3$   
 $= 0.413 \text{ KN/ m.}$

$\text{Plaster} = (0.02 \times 22) / (\text{Cos } 32) = 0.519 \text{ KN/m}$



**Fig. (4-23) loading of Stairs#2.**

Horizontal tiles =  $23 * 0.04 * (0.33/0.3) = 1.012 \text{ KN / m}$ .

Vertical tiles =  $23 * 0.03 * (0.1875/0.3) = 0.413 \text{ KN/m}$

Triangle =  $25 * 0.1875 * 1 * 0.5 = 2.34 \text{ KN/m}$

**Total dead load = 16.9 KN/ m.**

#### Live load:

Live load for stairs =  $4 \text{ KN/ m}^2$ .

**$Q_u = 1.2 * 116.9 + 1.6 * 4 = 26.63 \text{ KN/m}$ .**

$A_u = 26.63 * 7.50 * 0.5 = 100 \text{ KN}$

Max  $V_u = 100 \text{ KN}$

Max  $M_u = 100 * 4.15 - 26.63 * 7.50 / 2 * (7.5/4 + 0.4) = 187.8 \text{ KN.m}$

#### 4-11-2-3 Design of Shear:

Assume  $\emptyset 20$  for main reinforcement:-

So,  $d = 380 - 20 - 20 = 340 \text{ mm}$

$V_u = 100 \text{ KN}$ .

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 340}{6} = 224.9 \text{ KN}$$

$V_u = 100 \text{ KN} < \phi V_c = 224.9 \text{ KN}$ .

No shear Reinforcement is required. Therefore, the depth of the stair is OK.

**4-11-2-4 Design of Bending Moment:**

Max **Mu** = **187.8kN.m**

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

$$k_n = \frac{187.7 * 10^6 / 0.9}{1000 * 340^2} = 1.8 \text{MPa} .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.8}{420}} \right) = 0.00446$$

$$A_{s_{req}} = 0.00446 * 1000 * 34 = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 38 = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 6.84 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 15.2 \text{ cm}^2$$

**Use  $\Phi$  16@ 15 cm**

$$A_s \text{ provided} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_s \text{ req} = 15.2.$$

Check Strain:

$$T=C$$

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

$$420 * 1608 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 28.3 \text{ mm}$$

$$x=33 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.0279 > 0.005$$

$$\text{So } \phi = 0.9$$

5 -Lateral reinforcement:

$$A_{s \text{ min}} = 6.84 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm}$

$$A_s = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 4-12 DESIGN OF BASEMENT WALL (BW1)

### 4-12-1 Load calculation:

$f_c$	$F_y$	$\gamma_s$	$q_{all}$	$\phi$
28 MPa	420 MPa	18 KN/m <sup>3</sup>	260 KN/m <sup>2</sup>	20

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 20 = 0.658$$

$$e_o = K_0 * h * \gamma = 0.658 * 4.5 * 18 = 53.3 \text{ KN/m}$$

$$E_0 = 0.5 * 53.3 * 4.5 = 78.75 \text{ KN}$$

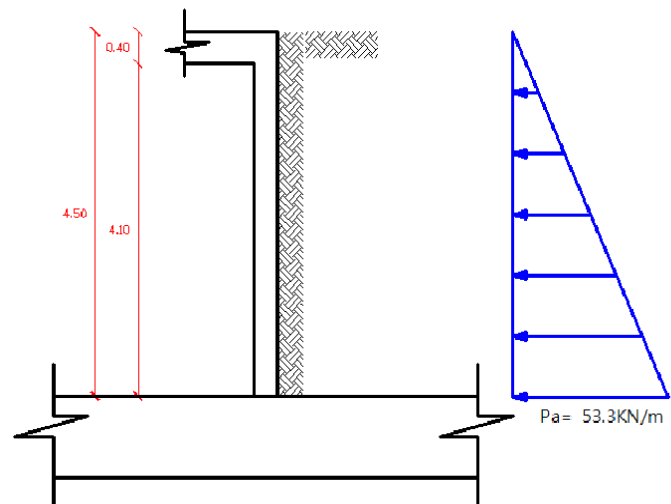


Fig. (4-24): Loads on Basement wall (BW1).

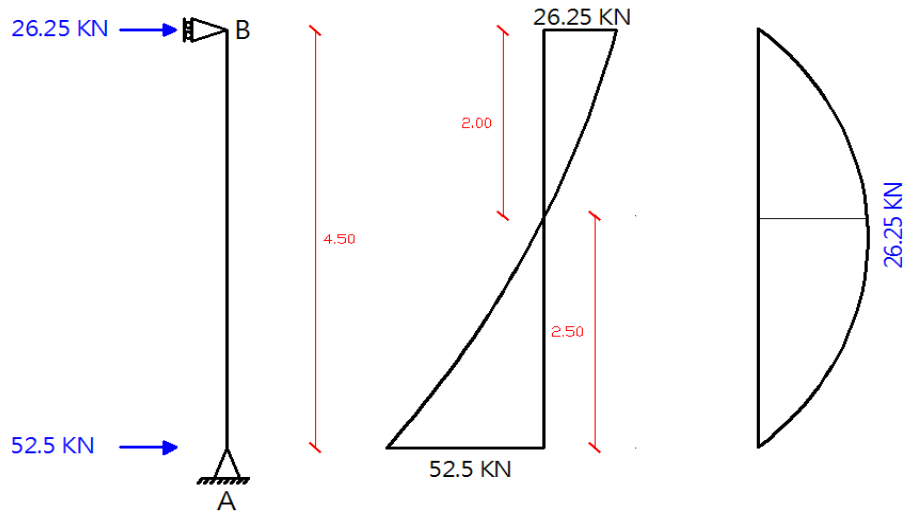
**4-12-2 Support reaction:**

Fig. (4-25): Envelope diagram of Basement Wall.

$$M_{RA} = 0$$

$$78.75 * 4.5 / 3 - B * 4.5 = 0$$

$$B = 26.25 \text{ kN}$$

$$M_{RB} = 0$$

$$78.75 * 4.5 * 2 / 3 - A * 4.5 = 0$$

$$A = 52.5 \text{ kN}$$

$$\text{Max } V = 52.5 \text{ kN}$$

$$\text{Max } M \text{ at } V = 0$$

$$V = \text{zero at } Y = ?$$

$$53.3 / 4.5 = P(Y) / Y$$

$$P(Y) = 11.84Y$$

$$V=0$$

$$26.26 - 11.84 * Y * (Y/2) = 0$$

$$Y = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Max } M = 26.25 * 2.00 - 0.5 * 11.84 * 2.00 * 2.00/3 = 44.6 \text{ KN.m}$$

$P_u$  = is relative low

Design as a slab with  $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = 1.6 * 52.5 = 84 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.6 * 44.6 = 71.36 \text{ KN.m}$$

#### 4-12-3 Design of Shear:

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 300 - 20 - 14 = 266 \text{ mm}$$

$$V_u \text{ max} = 84 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{28}}{6} \times 1000 \times 266 = 175.94 \text{ KN} \gg V_u \text{ max} = 84 \text{ KN}$$

**NOTE:  $V_u$  is not measured at the critical section.**

#### 4-12-4 Design of Bending Moment:

**\*Tension face:**

$$M_u = 71.36 \text{ KN.m/m}$$

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

$$k_n = \frac{71.36 * 10^6}{0.9 * 1000 * 266^2} = 1.12 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.6$$



$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.6 * 1.12}{420}} \right) = 0.002734$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.002734 * 100 * 26.6 = 7.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 * 100 * 30 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Use  $\Phi 14 @ 20\text{cm}$ , with  $A_{s, \text{provided}} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{m}$**

**\*Vertical reinforcement of compression face:**

$$A_{s \text{ min}} = A_{s \text{ req}} / 3 = 7.27 / 3 = 2.423 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Use  $\Phi 10 @ 20\text{cm}$ , with  $A_{s, \text{provided}} = 5.2 \text{ cm}^2/\text{m}$**

**\* horizontal reinforcement:**

$$\text{for two layers ... } A_{s \text{ min}} = 0.002bh = 0.002 * 300 * 1000 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

$$\text{for one layer ... } A_{s \text{ req}} = 600 / 2 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

**Use  $\Phi 10 @ 20\text{cm}$ , with  $A_{s, \text{provided}} = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$  ... In both sides.**

**NOTE:** the structural system for this basement wall assumes as pin and roller supports, so must be connected with slab before put a backfill.

4-13 DESIGN OF SHEAR WALL (W1)

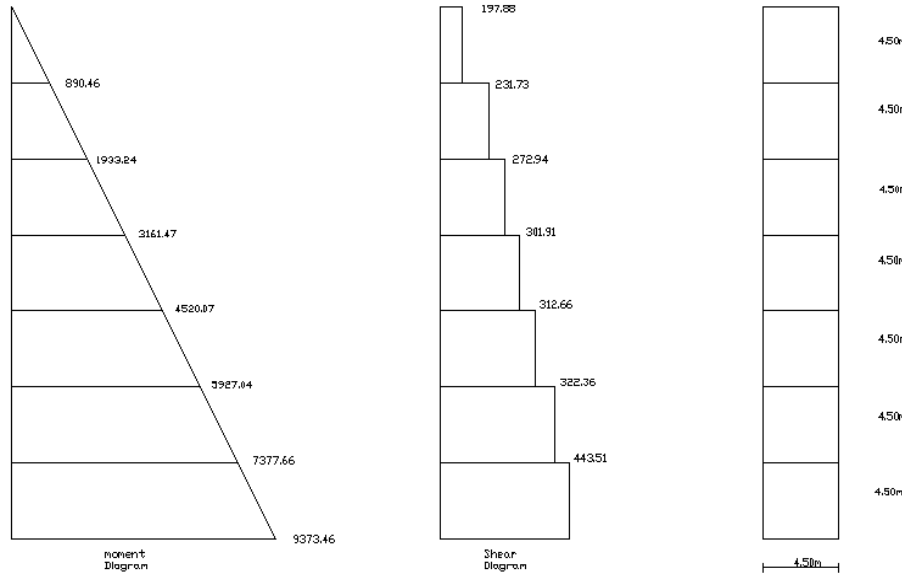


Fig. (4-26): Shear &@ Moment Diagram for Shear Wall.

Material and Sections (From Shear Wall 2)

Concrete B350  $F_c' = 28 \text{ N/Mm}^2$

Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ N/Mm}^2$

Shear Wall Thickness  $H = 30 \text{ Cm}$

Shear Wall Width  $L_w = 4.5 \text{ M}$

Shear Wall Height  $H_w = 4.5\text{m}$

### 4-13-1 Design of Horizontal Reinforcement

$$\sum Fx = Vu = 443.51 \text{ KN}$$

The Critical Section Is The Smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{31.5}{2} = 15.75 \text{ m}$$

story height ( $H_w$ ) = 4.5 m ..... Control

$$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 4.5 = 3.60 \text{ m}$$

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

$$= 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{28} \times 300 \times 3600 = 3557.48 \text{ KN} > V_u = 443.51 \text{ KN} \dots \quad (\text{ACI.318.14.11.5.4.3})$$

$V_c$  Is The Smallest of:

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 300 \times 3600 = 952.47 \text{ KN} \dots \text{Control} \quad (\text{ACI.318.14.22.5.5.1})$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{28} \times 300 \times 3600 + 0 = 1543.00 \text{ KN} \quad (\text{ACI.318.14 table 11.5.4.6 (D)})$$

$$3 - V_c = \left[ 0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w (0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u - l_w}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (\text{Aci.318.14.table 11.5.4.6(E)})$$

$$\frac{21099.6 - 16339.4}{3.95} = \frac{M_U - 16339.4}{3.95 - 3.4} \Rightarrow M_U = 16.881 \text{ Kn. M}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{16.88}{1205.1} - \frac{4.5}{2} = -2.23 \leq 0.00 \dots \text{Neglected} \quad (\text{Aci.318.14.table 14.5.4.1 (A)})$$

$$V_u = 443.51 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 952.47 = 714.35 \text{ KN}$$

$$V_{s, \text{Min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{16} * B_w * D = \frac{\sqrt{28}}{16} * 300 * 3600 = 357.17 \text{ KN} \dots \text{Control} \quad (\text{Aci.318.14.9.6.3.3})$$

$$V_{s, \text{Min}} = \frac{1}{3} * B_w * D = \frac{1}{3} * 300 * 3600 = 360 \text{ KN} \quad \text{Aci.318.14.9.6.3.3}$$

$$\phi * (V_c + V_{s, \text{Min}}) = 0.75 * (952.47 + 357.17) = 982.23 \text{ KN}$$

### Case 3:-

$$\phi * V_c = 714.35 \text{ Kn} > V_u = 443.51 \text{ Kn} \leq \phi * (V_c + V_{s, \text{Min}}) = 982.23$$

$$\frac{A_{vh}}{S_h} = \frac{V_{s, \text{min}}}{F_y * d} = \frac{357.17 * 10^3}{420 * 3600} = 0.236 \quad \text{Aci.318.14.11.5.4.8}$$

$$\text{Min} \left( \frac{A_{vh}}{S_h} \right) = 0.0025 * H = 0.0025 * 300 = 0.75 \dots \text{Control} \quad \text{Aci.318.14.Table.11.6.1}$$

### Select $\phi$ 10 In Two Layer

$$A_{vh} = \frac{2 * \pi * 10^2}{4} = 157.1 \text{ Mm}^2$$

$$\frac{157.1}{S_h} = 0.75$$

$$S_h = 200 \text{ Mm}$$

- Maximum Spacing is The Least of:

$$LW/5=4500/5 = 900 \text{ Mm} \quad (\text{Aci.318.14.11.7.3.1})$$

$$3*H = 3*300 = 900\text{mm} \quad (\text{Aci.318.14.11.7.3.1})$$

$$450 \text{ Mm} \dots \text{Control} \quad (\text{Aci.318.14.11.7.3.1})$$

Use  $\Phi 10/150$  Mm for Two Layers

#### 4-13-2 Design of Vertical Reinforcement

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = [0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{LW} \right) \left( \frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025 \right)] * 150$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = [0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{31.5}{4.5} \right) \left( \frac{157.1}{300 * 200} - 0.0025 \right)] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.350$$

Select  $\Phi 12$  In Two Layer

$$A_{vh} = \frac{2 * \pi * 16^2}{4} = 402 \text{ Mm}^2$$

$$\frac{402}{S_v} = 0.350$$

$$S_v = 401 \text{ Mm}$$

- Maximum Spacing is The Least of:

$$\frac{L_w}{3} = \frac{4500}{3} = 1500 \text{ Mm}$$

$$3*H = 3*300 = 900 \text{ Mm}$$

450 Mm ... Control

Use  $\Phi 16/150$  Mm for Two Layers

#### 4-13-3 Design Of Bending Moment

$$A_{st} = \left(\frac{4500}{150}\right) * 2 * 201.1 = 18099 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right) \frac{f_y}{f_c} = \left(\frac{12066}{4500 * 300}\right) \frac{420}{28} = 0.134$$

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

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.134 + 0}{2 * 0.134 + 0.85 * 0.85} = 0.135$$

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

$$= 0.9 [0.5 * 18099 * 420 * 4500 (1 + 0) (1 - 0.135)] = 13315.12 \text{ KN.m} > 9373.46 \text{ KN.m}$$

Use  $\Phi 16/100$  Mm for Two Layers



النتائج	١-٥
التوصيات	٢-٥
قائمة المصادر والمراجع	٣-٥



## ١-٥ النتائج:

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته وجوانبه، تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقود مختلفة (One-Way Ribbed Slab, Two Way Ribbed Slab, Post Tension Slab) في اغلب العقود نظراً لطبيعتها وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام العقود المصمتة (Solid Slab).
5. برامج الحاسوب المستخدمة:  
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:  
(a) AUTOCAD 2010/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.  
(b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.  
(c) (Microsoft Office): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.  
(d) E-Tabs لتصميم وتسليح الجدران الحاملة (Shear Wall).  
(e) Safe لتصميم العقود المصمتة والأعصاب وعقدات الشد اللاحق والأساسات.
6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

## ٢-٥ التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس

الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية. كما ويجب القيام بالأمور التالية:

- (١) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- (٢) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- (٣) يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

### ٣-٥ قائمة المصادر والمراجع: -

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

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

#### Appendix (A)

#### Architectural Drawings

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

#### Appendix (B)

#### Structural Drawings

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

## Appendix (C)

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

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

## Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density  $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density,  $w_c$ , in the range  $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$ , the values shall be multiplied by  $(1.65 - 0.003w_c)$  but not less than 1.09.

b) For  $f_y$  other than 420 MPa, the values shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

**MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR**

**WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)-ONE**

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

## MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

## الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

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

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

<p>كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.</p>	<p>غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبياردو.</p>	<p>السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.</p>	<p>المباني التعليمية وماشائها</p>
<p>كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.</p>	<p>الممرات والمدخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.</p>		